



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-D2/D3/DM2/DM3

Titolo

Relazione di calcolo GL-D2/D3/DM2/DM3



Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P
Via Pio Iler S.r.l., Via G.B. Sannarini 5, 20125 Milano, Tel.: +39 026787911, Fax: +39 0287152612

Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche

Ing. Enrico Maria Pizzarotti

Ord. Ingg. Milano N° A 29470

Mandataria



Progetto
Infrastrutture
Territorio s.r.l.

Mandante



Mandante



Mandante



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

30.01.2015

Name / Nome

Moja

Gesellschaft / Società

Pro Iter

Bearbeitet / Elaborato

Geprüft / Verificato

30.01.2015

Rivoltini

Pro Iter



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

21025

21

Bearbeitungsstand Stato di elaborazione

Revision Revisione	Änderungen / Modifiche	Verantwortlicher Änderung Responsabile modifica	Datum Data
21	Abgabe für Ausschreibung / Emissione per Appalto	Rivoltini	30.01.2015
20	Überarbeitung infolge Dienstanweisung Nr. 1 vom 17.10.2014 / Revisione a seguito ODS n°1 del 17.10.14	Rivoltini	04.12.2014
11	Projektvervollständigung und Umsetzung der Verbesserungen aus dem Prüfverfahren / Completamento progetto e 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	6
2	MATERIALIEN	
2	MATERIALI	7
2.1	SPRITZBETON	
2.1	BETONCINO PROIETTATO	7
2.2	ANKER	
2.2	ANCORAGGI	7
2.3	BETON	
2.3	CALCESTRUZZO.....	7
2.4	BEWEHRUNGSSTAHL	
2.4	ACCIAIO DA ARMATURA.....	7
3	GEOTECHNISCHES MODELL	
3	MODELLO GEOTECNICO	9
3.1	GEOLOGIE UND GEOMECHANIK	
3.1	GEOLOGIA E GEOMECCANICA.....	9
3.2	TRENNFLÄCHENORIENTIERUNG	
3.2	ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITÀ	10
3.2.1	Trennflächenparameter	
3.2.1	Parametri sulle discontinuità.....	10
4	GEBIRGSVERHALTEN	
4	COMPORAMENTO DELLA ROCCIA	11
4.1	ABSCHÄTZUNG DES GEBIRGSVERHALTENS	
4.1	VALUTAZIONE DEL COMPORAMENTO DELLA ROCCIA.....	11
5	AUSSENSCHALE	
5	RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE	14
5.1	BRUCHKÖRPERANALYSE	
5.1	ANALISI DEI BLOCCHI.....	14
5.1.1	Gebirgslast bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten	
5.1.1	Carichi dell'ammasso altamente fratturato	14
5.1.2	Nachweisverfahre	
5.1.2	Procedura di verifica.....	14
5.1.3	Analysierte Fälle und Ergebnisse	
5.1.3	Casi analizzati e risultati	15
5.2	ANALYSE DER AUSBRUCHPHASEN	
5.2	ANALISI DELLE FASI DI SCAVO	16
5.2.1	Der Berechnungskodex	
5.2.1	Il codice di calcolo	17
5.2.2	Analysierte Ausbruchquerschnitte	
5.2.2	Sezioni analizzate	18
5.2.3	Bildendes Gebirgsmodell	
5.2.3	Modello costitutivo dell'ammasso	18
5.2.4	Modellgeometrie und Ausgangsspannungslage	
5.2.4	Geometria del modello e stato tensionale iniziale	18
5.2.5	Eigenschaften der Außenschale	
5.2.5	Caratteristiche dei rivestimenti di prima fase	19
5.2.6	Laststufe	
5.2.6	Step di carico.....	22

5.2.7	Nachweisverfahren	
5.2.7	Procedura di verifica.....	23
5.2.8	Ergebnisse	
5.2.8	Risultati.....	23
5.3	ANALYSE DER ORTBRUSTSTABILITÄT	
5.3	ANALISI DELLA STABILITÀ DEL FRONTE.....	24
5.3.1	Nachweisverfahren	
5.3.1	Procedura di verifica.....	24
5.3.2	Ergebnisse	
5.3.2	Risultati.....	24
6	INNENSCHALE	
6	RIVESTIMENTO DEFINITIVO.....	25
6.1	STABWERKSMODELLE	
6.1	METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE.....	25
6.2	MODELLIERUNG DER BETTUNG	
6.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	25
6.2.1	Modellierung der Bettung	
6.2.1	Rigidità radiale.....	26
6.2.2	Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle	
6.2.2	Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo.....	26
6.3	LASTENANALYSE	
6.3	ANALISI DEI CARICHI.....	26
6.3.1	Eigengewicht G1	
6.3.1	Peso proprio G1.....	27
6.3.2	Oberleitung G2	
6.3.2	Catenaria G2.....	27
6.3.3	Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3	
6.3.3	Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3.....	27
6.3.4	Wasserdruck G4	
6.3.4	Pressione idraulica G4.....	28
6.3.5	Gebirgslast G5	
6.3.5	Carico dell'ammasso G5.....	28
6.3.6	Kriechen und Schwinden des Betons G6	
6.3.6	Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6.....	28
6.3.7	Temperatur Q1	
6.3.7	Temperatura Q1.....	28
6.3.8	Erdbebeneinwirkung E1	
6.3.8	Azione sismica E1.....	29
6.3.9	Aerodynamischer Druck A1	
6.3.9	Pressione aerodinamica A1.....	29
6.3.10	Aufprall A2	
6.3.10	Urto A2.....	29
6.3.11	Brand A3	
6.3.11	Incendio A3.....	29
6.4	EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	
6.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	30
6.5	NACHWEISE	
6.5	VERIFICHE.....	30
6.5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
6.5.1	Stati Limite Ultimi (SLU).....	31

6.5.1.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni	31
6.5.1.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
6.5.1.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	31
6.5.1.3	Einwirkungskombinationen	
6.5.1.3	Combinazione delle azioni.....	31
6.5.1.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.5.1.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	31
6.5.1.5	Überprüfung auf Beulspannung	
6.5.1.5	Verifica a pressoflessione.....	32
6.5.1.6	Querkraftüberprüfung	
6.5.1.6	Verifica a taglio.....	33
6.5.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
6.5.2	Stati Limite Esercizio (SLE).....	33
6.5.2.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni.....	33
6.5.2.2	Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen	
6.5.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	34
6.5.2.3	Einwirkungskombinationen	
6.5.2.3	Combinazioni delle azioni.....	34
6.5.2.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.5.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	34
6.5.2.5	Berechnung der Verformungen	
6.5.2.5	Calcolo delle deformazioni	34
6.5.2.6	Begrenzung der Rissbreiten	
6.5.2.6	Limitazione dello spessore delle fessure	34
6.6	BAULICHE DURCHBILDUNG	
6.6	STRUTTURA COSTRUTTIVA	35
6.6.1	Expositionsklasse und Mindestbetondeckung	
6.6.1	Classe di esposizione e copriferro minimo	35
6.6.2	Mindestbewehrung	
6.6.2	Armatatura minima	35
6.7	ERGEBNISSE	
6.7	RISULTATI	36
7	VERZEICHNISSE	
7	ELENCHI.....	37
7.1	TABELLENVERZEICHNIS	
7.1	ELENCO DELLE TABELLE.....	37
7.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
7.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	37
7.3	ANLAGENVERZEICHNIS	
7.3	ELENCO APPENDICI	38
7.4	REFERENZDOKUMENTE	
7.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	38
7.4.1	Eingangsdokumente	
7.4.1	Documenti in ingresso	38
7.4.2	Normen und Richtlinien	
7.4.2	Normative e linee guida.....	38
7.4.3	Bibliografie	
7.4.3	Bibliografia.....	39

ANHANG 1 - KENNLINIEN	
APPENDICE 1 - LINEE CARATTERISTICHE.....	41
ANHANG 2 - BRUCHKÖRPERANALYSE	
APPENDICE 2 - ANALISI DEI BLOCCHI	42
ANHANG 3 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE	
APPENDICE 3 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO	45

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 Km 53+019.60 und 53+915.40 (Weströhre), an der doppelgleisigen 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 erreicht werden, wo die doppelgleisigen Tunnels ohne Masse-Feder-System vorgesehen sind.

Die zum Aushub in Klasse II vorgesehenen Ausbruchquerschnitte (GL-D2 e GL-DM2), mit einer maximalen Aushubbreite und -höhe (inkl. 5 cm Extraaushub) von jeweils 14.12m und 9.75 m, sehen radiale Nietungen vor mit Superswellex Pm24, 4.5 m lang, mit Querabstand 1.8 m und Längsabstand 1.5 m. Die Nietung verteilt sich auf 90° an der Kappe. Auf einem Höchstabstand von 9 m (2 Abschlüge) von der Ortsbrust entfernt ist die Anbringung einer 10 cm (nominal) Spritzbetonschicht, Festigkeitsklasse C30/C37, vorgesehen, welche als Abschluss der vor der Nietung angebrachten 5 cm Betonschicht dient.

Die Innenschale besteht aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit variablen Stärken von 46 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 40 und 60 cm jeweils an Kappe und Sohlplatte entsprechen. Im Ausbruchquerschnitt mit dem Masse-Feder-System GL-DM2, reduziert sich die Stärke der Sohlplatte auf 20 cm, von nominalen 66 cm auf nominalen 46 cm, 40 cm mindestens.

Beim Aushub der Strecken in Klasse III (Ausbruchquerschnitte GL-D3, GL-DM3) ist es vorgesehen die Nietung an der Kappe von 90° auf 120° zu erstrecken und die Nietlänge von 4.5 auf 5.5 m zu vergrößern, bei Erhaltung der restlichen Geometrien.

Gegenstand des vorliegenden Berichts ist die Bemessung der Außen- und Innenschalen, der Ausbruchquerschnitte GL-D2, GL-DM2 und GL-D3, GL-DM3.

1 INTRODUZIONE

La seguente relazione riporta il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivi delle Gallerie di Linea, nella tratta a doppio binario, 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.

Le sezioni previste per affrontare lo scavo in classe II (GL-D2 e GL-DM2), aventi una larghezza e un'altezza massima di scavo (compresi 5 cm di extrascavo) rispettivamente di 14.12m e 9.75 m, prevedono chiodature radiali costituite da Superswellex Pm24, lunghezza 4.5 m, con passo trasversale 1.8 m e longitudinale 1.5 m. La chiodatura è estesa su 90° in calotta. Ad una distanza massima di 9 m (2 sfondi) dal fronte è prevista la realizzazione di uno strato di 10 cm (nominali) di betoncino proiettato, classe di resistenza C30/37, a completamento dei 5 cm di betoncino messi in opera prima dell'installazione dei chiodi.

Il rivestimento definitivo è costituito da calcestruzzo C30/37 con spessore variabile da 46 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 40 e 60 cm minimi, rispettivamente in calotta e platea. Nella sezione con il sistema a masse flottanti GL-DM2, lo spessore della platea di fondazione si riduce di 20 cm, da 66 cm nominali a 46 cm nominali, 40 cm minimi.

Nelle tratte di scavo in classe III (sezioni GL-D3, GL-DM3) si prevede di estendere la chiodatura in calotta da 90° a 120° e di aumentare la lunghezza dei chiodi da 4.5 a 5.5 m, mantenendo invariate tutte le altre geometrie.

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento dei rivestimenti, di prima fase e definitivi, delle sezioni GL-D2, GL-DM2 e GL-D3, GL-DM3.

2 MATERIALIEN

2.1 SPRITZBETON

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

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

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

Hierbei sind:

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

2.2 ANKER

Es werden Anker des Typs Superswellex Pm24 mit folgenden Eigenschaften vorgesehen:

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

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

Wobei:

- E_s = Elastizitätsmodul
- N_y = Ermüdungslast

2.3 BETON

Für die Bemessung der Innenschale ist ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit folgenden Eigenschaften zu berücksichtigen:

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

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

Hierbei sind:

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

2.4 BEWEHRUNGSSTAHL

Für die Bemessung des Rings wird Stahl des Typs B450C benutzt:

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 ANCORAGGI

Si prevede l'utilizzo di ancoraggi tipo Superswellex Pm24 aventi le seguenti caratteristiche:

Dove:

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

2.3 CALCESTRUZZO

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

Dove:

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

2.4 ACCIAIO DA ARMATURA

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

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

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

Hierbei ist:

- 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 mit variablen Überdeckungen, die von 60 m bis 790 m reichen.

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	54.01	1232	790	60	GB-G-GA-6

Tabelle 1: Geomechanische homogene Zone

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 52+782.96 e km 54.0+15 (canna est) attraversano un'unica zona geomeccanicamente omogenea con coperture variabili da 60 a 790 m.

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	54.01	1232	790	60	GB-G-GA-6

Tabella 1: Zona geomeccanicamente omogenea

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 la zona geomeccanicamente omogenea in oggetto e la distribuzione probabilistica delle diverse classi secondo la classificazione di Bieniawski.

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

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

Tabella 2: Caratterizzazione dell'ammasso della 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

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.

- RMR = *Rock Mass Rating 1989*
- GSI = *Geological Strength Index*

Die typischen Verformungs- und Festigkeitsparameter jeder Strecke wurden gemäß dem Bruchkriterium nach Hoek & Brown [23] berechnet, welches und im geomechanischem Hauptbericht [1] näher beschrieben wird.

- 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 della tratta sono stati calcolati in accordo al principio di linearizzazione dell'involuppo di rottura proposto da Hoek & Brown [23] 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
		[-]								
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

Tabelle 3: tipische 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.

3.2 TRENFLÄCHENORIENTIERUNG

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

3.2 ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITÀ

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

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

Tabelle 4: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA6

Tabella 4: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA6

3.2.1 Trennflächenparameter

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

- $\Phi = 30^\circ$
- $c = 0.15\text{MPa}$

3.2.1 Parametri sulle discontinuità

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

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

4 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 GEBIRGSVERHALTENS

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 [19].

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 [20]):

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 [19].

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 [20]):

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

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

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 Tabelle 5 ist ein Maßstab [21] [22] zur Abschätzung der Ortsbrust abhängig von den Berechnungsergebnissen mit dem Kennlinienverfahren (Ortsbrustkonvergenz und Ausdehnung der plastischen Zone an der Ortsbrust) aufgezeigt.

In Tabella 5 si riporta un criterio [21] [22] 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 5: vorgeschlagene Stabilitätskriterien in [21] [22]; C_f = Ortsbrustkonvergenz; F_{plf} = Umfang des plastischen Streifens an der Ortsbrust; $R_{scavo} = r_{eq}$ = entsprechender Aushebungsradius

Tabella 5: Criteri di stabilità proposti in [21] [22]; 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.

Le analisi con le Linee Caratteristiche sono state eseguite considerando un raggio equivalente 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
				[cm]	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]
31	GB-G-GA-6	II	790	0.40	1.34	0.94	0.00	1.01	0.07%	0.00	0.15%	0.17
		III		1.28	4.26	2.98	0.00	1.93	0.21%	0.00	0.49%	0.32

Tabelle 6: Zusammenfassung der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens

Tabella 6: Sintesi dei risultati delle linee caratteristiche

Die ausgeführten Analysen heben keine Verformungs- und Stabilitätsproblematik hervor; das erwartete Verhalten der Aushebung ist von elastischem Typ, und die Ortsbrust erweist sich als stabil, bei substantieller Erhaltung der maximalen Festigkeitsmerkmale des durchdrungenen Materials.

Le analisi effettuate non evidenziano alcuna problematica deformativa e di stabilità; il comportamento atteso del cavo è di tipo elastico, e il fronte si presenta stabile, conservando sostanzialmente le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato.

Die Gebirgsparameter in Klasse III gelten als repräsentativ für die Überprüfung der Ausbruchquerschnitte sowohl in Klasse II als auch in Klasse III. Für diese Ausbruchquerschnitte wurden sowohl die Lockerungslast des Gebirges als auch die Abbruchlast eines potenziell instabilen Felsens ausgewertet.

I parametri dell'ammasso in classe III sono stati considerati rappresentativi per la verifica della sezione di scavo sia in classe II che III. Per queste sezioni, oltre al carico di allentamento dell'ammasso, si è valutato il carico dovuto al distacco di un blocco di roccia potenzialmente instabile.

5 AUSSENSCHALE

5.1 BRUCHKÖRPERANALYSE

5.1.1 Gebirgslast bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten

Aus der Analyse des Kennlinienverfahrens entnimmt man, dass das Gebirgsverhalten in Klasse II und III sich schier im elastischen Feld hält mit sehr reduzierten relativen Konvergenzen. Folglich wird die Gebirgslast in diesen Klassen auch durch die Bruchkörperanalyse geschätzt.

Die Maße der Blöcke bestimmt die zu berücksichtigenden Lasten auch für die darauffolgende Dimensionierung der Innenschale. Folgende Abbildung zeigt das Beispiel einer Transposition der zu applizierenden Last auf einem statischen Modell der auf ein Federbett aufgelegten Innenschale.

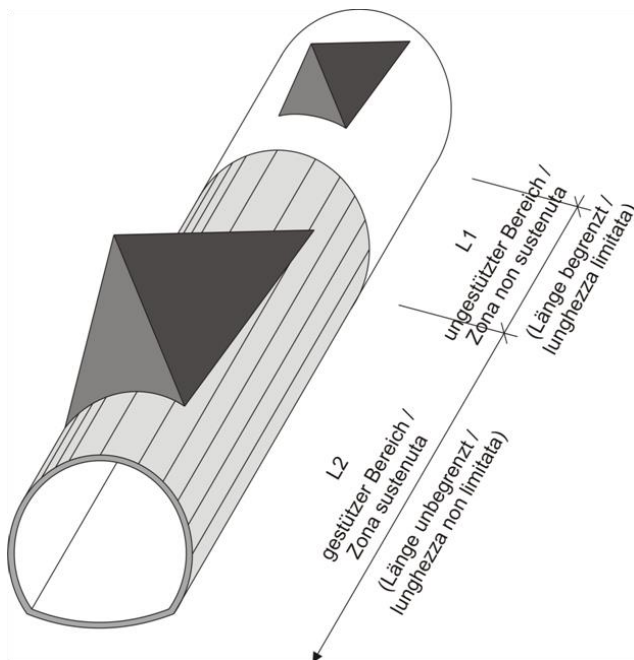


Abbildung 1: Qualitative Darstellung der Wirkung aus dem Gebirge auf die Schale bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten

5.1.2 Nachweisverfahren

Gemäß NTC 2008 [7] wurden die Teilsicherheitsfaktoren berücksichtigt. Demnach werden die Einwirkungen um $Y_G = 1,30$ erhöht und die Widerstände um $Y_c = 1,50$ bzw. $Y_s = 1,15$ reduziert. Der typische Reibungswert zwischen Einlage und Gebirge wurde um den Koeffizienten 1.3 faktorisiert.

Die Trennflächen Parameter c' und $\tan\phi'$ werden, laut §6.2.3.1.2 der N.T.C.2008, um den Beiwert 1.25 reduziert.

Für die Überprüfung mittels Bruchkörperanalyse wird folgendes Sicherheitskonzept berücksichtigt.

$$E_d \leq R_d$$

5 RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

5.1 ANALISI DEI BLOCCHI

5.1.1 Carichi dell'ammasso altamente fratturato

Dall'analisi delle linee caratteristiche si evince che il comportamento dell'ammasso in classe II e III si mantiene in campo elastico con convergenze relative molto ridotte. Conseguentemente, il carico dell'ammasso in queste classi è valutato anche attraverso l'analisi a blocchi.

Le dimensioni dei blocchi definiscono i carichi da considerare anche per il successivo dimensionamento del rivestimento definitivo. La seguente figura illustra l'esempio di una trasposizione del carico da applicare al modello statico del rivestimento definitivo appoggiato su un letto di molle.

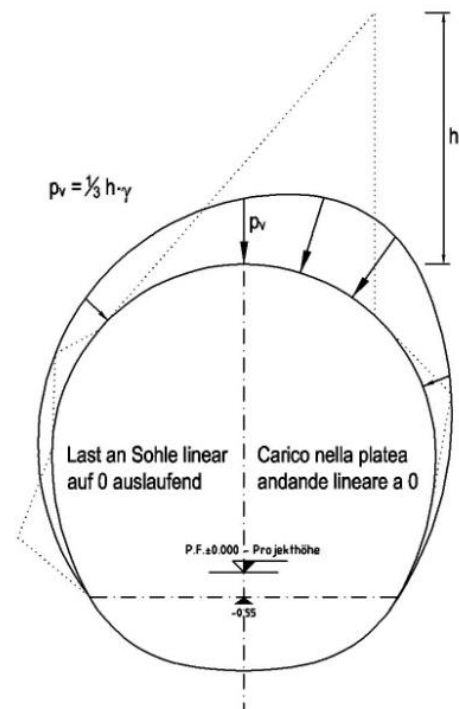


Figura 1: Rappresentazione qualitativa degli effetti dell'ammasso sul rivestimento, in caso di ammasso altamente fratturato

5.1.2 Procedura di verifica

In conformità alle NTC 2008 [7] sono stati considerati i fattori parziali di sicurezza secondo i quali le azioni vengono aumentate di $Y_G = 1,30$ e le resistenze ridotte di $Y_c = 1,50$ ovvero $Y_s = 1,15$. Il valore caratteristico di aderenza tra incluso e ammasso è stato fattorizzato per il coefficiente 1.3.

I parametri di discontinuità c' e $\tan\phi'$ vengono ridotti del coefficiente 1.25 in accordo con il §6.2.3.1.2 delle N.T.C.2008.

Per la verifica basata sull'analisi dei blocchi deve essere considerato il seguente criterio di sicurezza.

Hierbei ist:

- R_d = Bemessungswert Widerstand
- E_d = Bemessungswert Einwirkung

5.1.3 Analysierte Fälle und Ergebnisse

Der Nachweis wurde mit dem Berechnungsprogramm UNWEDGE 3.0 durchgeführt. Dabei wird die Wirksamkeit der Anker in Abhängigkeit von deren Neigung Rutschrichtung der Felsblöcke und in Hinblick auf die Scherfestigkeit der Kluffüllungen.

Die Berechnungen wurden für Ausbruchquerschnitt GL-D2/GL-DM2 durchgeführt.

Es werden zwei Arten von Nachweis geführt:

- Sektor L1: die Länge des Berechnungsmodells entspricht 2 Abschlagslängen (9m). Um die Stabilität der Felsblöcke sicherzustellen ist ein Netz aus Ankern des Typs Superswellex Pm24, 4.5 Meter lang, mit Raster 1.80 m (längs) x 1.50 m (quer) vorgesehen.
- Sektor L2: das Berechnungsmodell ist unendlich lang mit einer 10 cm Mindestspritzbetonschicht und den gleichen Anker Superswellex Pm24 der Strecke L1.

Alle Überprüfungen haben erwiesen, dass die Nietungen im Stande sind immer einen Sicherheitsfaktor über 1.3, entsprechend Y_G , zu sichern. Die Überprüfungen sind zwangsläufig auch für die Ausbruchquerschnitte GL-D3 und GL-DM3 zufriedenstellend.

Die maximale Höhe eines gravitatischen Abbrechens beträgt 3.74 m. Der Felsabbruch entspricht einer Last auf der Spritzbetonschale von

$$P_v = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h = 32.3 \text{ kPa}$$

Dove:

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

5.1.3 Casi analizzati e risultati

Le analisi sono state effettuate con il programma di calcolo UNWEDGE 3.0 considerando l'efficacia dei chiodi in funzione della loro inclinazione rispetto alla direzione di scivolamento del blocco e considerando la resistenza a taglio degli inclusi.

Le analisi sono state fatte per la sezione GL-D2/GL-DM2.

Vengono eseguite due tipologie di analisi:

- settore L1: lunghezza di analisi pari 2 sfondi di abbattimento (9m). Per garantire la stabilità dei cunei rocciosi si prevede una rete di ancoraggi Superswellex Pm24 di lunghezza 4.5 metri, con maglia 1.80 m (longitudinale) x 1.50 m (trasversale).
- settore L2: lunghezza di analisi illimitata con presenza di uno strato di betoncino proiettato di 10 cm minimi e i medesimi ancoraggi Superswellex Pm24 presenti nella tratta L1.

Tutte le verifiche hanno dimostrato che le chiodature sono in grado di garantire sempre un fattore di sicurezza maggiore di 1.3, uguale a Y_G . Le verifiche sono automaticamente soddisfatte anche per le sezioni GL-D3 e GL-DM3.

L'altezza massima di un potenziale distacco gravitativo è pari a 3.74 m. Il distacco del blocco si traduce in un carico sul rivestimento di entità pari a

$$P_v = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h = 32.3 \text{ kPa}$$

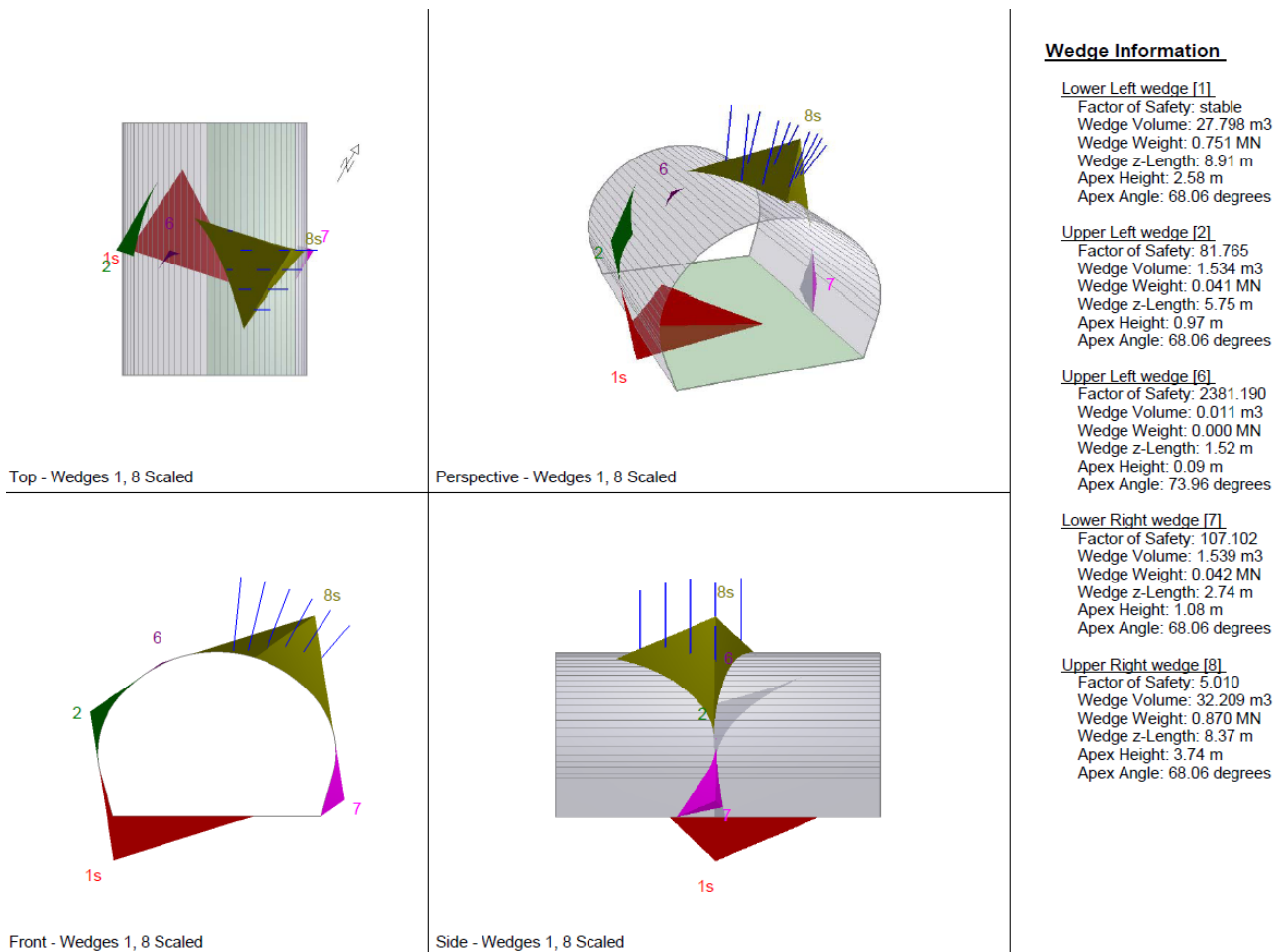


Abbildung 2: qualitative Darstellung der größeren Blöcke (homogene Strecke GB-G-GA6)

Figura 2: Rappresentazione qualitativa del blocco di dimensioni maggiori (tratta omogenea GB-G-GA6)

5.2 ANALYSE DER AUSBRUCHPHASEN

Wie zuvor angedeutet, geht aus dem Kennlinienverfahren hervor, dass in Klasse II und III das Verhalten des Gebirges durch reduzierte Konvergenzen, in Zentimeter Größenordnung, sowie durch Formation einer plastischen Zone, welche immer kleiner als der Aushebungsradius ist, charakterisiert wird.

Um abzuschätzen welcher Lastfall, der Gebirgsdruck oder das Loslösen eines Bruchkörpers (Kapitel 5.1), maßgebend ist, wurde das Ausbruchverhalten und die Gebirgslastanalyse auf den Schalen, auch den Innenschalen, des Regelquerschnitts in Klasse III (GL-D3 und GL-DM3) auch 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;

5.2 ANALISI DELLE FASI DI SCAVO

Come precedentemente accennato, dall'analisi delle linee caratteristiche si evince che in classe II e III il comportamento dell'ammasso è caratterizzato da convergenze ridotte, dell'ordine centimetrico, e dalla formazione di una fascia plastica sempre inferiore al raggio di scavo.

Al fine di valutare se il carico d'ammasso è più o meno gravoso del carico dovuto al distacco di un blocco (paragrafo 5.1), il comportamento allo scavo e l'analisi del carico d'ammasso sui rivestimenti, anche definitivi, della sezione tipo in classe III (GL-D3 e GL-DM3) è stato condotto anche 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 tutte gli step per la realizzazione dell'opera.

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

- 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.
- 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.

5.2.1 Der Berechnungskodex

Die Zahlanalysen 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 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 Integration 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 $F_u = F_e - F_i$).

5.2.1 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 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.

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.

5.2.2 Analyalisierte Ausbruchquerschnitte

Zur Bemessung des Ausbruchquerschnitts GL-D3 wurden der Ausbruchquerschnitt mit der höchsten Überdeckung (H=790 m) in der homogenen Strecke 31 (GB-G-GA-6) und die Gebirgsparameter in Klasse III (Tabelle 3) berücksichtigt.

Das Aushubverhalten ist ganz und gar dem des im spezifischen Bericht [6] beschriebenen Ausbruchquerschnitt GL-DA3 vergleichbar, sowohl hinsichtlich der Überdeckungen als auch der Gebirgseigenschaften. Insbesondere erweist der Ausbruchquerschnitt GL-DA3 etwas stärkere Überdeckungen, 860 m statt 790 m, und einen breiteren Aushubquerschnitt, 15.88 m statt 14.12 m, im Gegensatz zum Ausbruchquerschnitt GL-D3. Diese Unterschiede beeinflussen kaum die Ergebnisse.

Im folgenden Kapitel ist ein Verweis auf die Berechnungsprinzipien des FDM-Modells des Ausbruchquerschnitts GL-DA3 aufgezeigt, welche zur Festlegung eines Drucks auf die Innenschale von 80 kPa geführt haben.

5.2.3 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.

5.2.4 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 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 Modellrändern. Am oberen Modellrand wurde ein Druck

5.2.2 Sezioni analizzate

Per il dimensionamento della sezione GL-D3 si è considerata la sezione con la massima copertura (H=790 m) nella tratta omogenea 31 (GB-G-GA-6) e i parametri d'ammasso in classe III (Tabella 3).

Il comportamento allo scavo è del tutto paragonabile, sia in termini di coperture che di caratteristiche dell'ammasso a quello della sezione di scavo GL-DA3 descritto nella relazione specifica [6]. In particolare, la sezione GL-DA3 presenta coperture leggermente maggiori, 860 m rispetto a 790 m, e una sezione di scavo più larga, 15.88 m contro 14.12 m, rispetto alla sezione GL-D3. Tali differenze non influenzano sensibilmente i risultati.

Nel seguenti paragrafi è riportato un richiamo dei principi di calcolo del modello FDM della sezione GL-DA3 che hanno portato alla definizione di una pressione sul rivestimento definitivo dell'ordine di 80 kPa.

5.2.3 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.

5.2.4 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 200 m in altezza, di cui 100 m al di sotto del piano del ferro e 100 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 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 il boundary verticali. Sul boundary superiore è applicata una pressione pari al peso del terreno presente in sito fino alla quota del piano campagna.

aufgebracht, welcher der vorhandenen Bodenauflast (von Tunnel bis Geländeoberkante) entspricht.

Der Tunnel GI-DA3 hat eine maximale Aushubbreite und -höhe (inkl. 5 cm Extraushub) von jeweils 15.88 m und 9.86 m, im Gegensatz zu den 14.12 und 9.75 m des vorliegenden Ausbruchquerschnitts (GL-D3).

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.

La galleria GL-DA3 ha una larghezza e un'altezza massima di scavo (compresi 5 cm di extrascavo) rispettivamente di 15.88 m e 9.86 m, rispetto ai 14.12 e 9.75 m della sezione in oggetto (GL-D3).

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.

5.2.5 Eigenschaften der Außenschale

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

5.2.5 Caratteristiche dei rivestimenti di prima fase

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

	Chiodature						Betoncino		
	Tipo	N_y	L	Passo long.	Passo trasv.	n°	Classe	Sp. nominale	Sp. Minimo
		[kN]	[m]	[m]	[m]	[-]		[cm]	[cm]
GL-DA3	Pm24	200	5.5	1.5	1.8	9+10	C30/37	15	10

Tabelle 7: Eigenschaften der Außenschale GL-DA3:

Der Eigenschaften des Ausbruchquerschnitts GL-D3 sind die gleichen des sich ausbreitenden Ausbruchquerschnitts GL-DA3, außer bzgl. der Nietenzahl: 8+9.

Es wird betont, dass der Spritzbeton vorsichtshalber im FDM Modell nicht berücksichtigt wird. Die ins Modell eingesteckten Niete werden mit einem entsprechenden Grenzwiderstand ihrer Ermüdungsfestigkeit um den mit BBT SE vereinbarten Widerstandsbeiwert faktorisiert ($Y_R = 1.3$ auf den Verbund Zementmörtel-Gebirge und $Y_R = 1.15$ auf Stahl). Die Nietungen werden als verformungsbegrenzend berücksichtigt und deshalb nicht geprüft, wobei die aus der FDM-Analyse entnommenen Belastungen verstärkt werden, aber, bei Zuordnung der Programmeingangsparameter, erweist sich deren Überprüfung implizit als zufriedenstellend.

Die Anker sind mit spezifischen eindimensionalen Elementen (Cables) reproduziert worden, mit perfekt plastischem elastischen Verhalten (Abbildung 3) und an den Rasterknoten über eine Schnittstelle verbunden. Fläche, Verformungsmodul und Zugfestigkeit sind die am Ausbruchquerschnitt eines jeden Elements zugeordneten Parameter. Hinsichtlich der Schnittstelle dagegen, wird grundsätzlich das Schubverhalten des Mörtelrings rundum der Niete als ein Feder- und

Tabella 7: Caratteristiche rivestimenti di prima fase GL-DA3

La sezione GL-D3 ha le medesime caratteristiche della sezione in allargo GL-DA3 a meno del numero di chiodature: 8+9.

Si precisa che il betoncino proiettato, cautelativamente, non viene considerato nel modello FDM. I chiodi vengono inseriti nel modello con una resistenza limite pari alla loro resistenza a snervamento fattorizzata per il coefficiente sulle resistenze concordato con BBT SE ($Y_R = 1.3$ sull'aderenza malta cementizia-ammasso e $Y_R = 1.15$ sull'acciaio). Le chiodature vengono considerate come limitatrici di deformabilità e pertanto non vengono verificate amplificando le sollecitazioni ricavate dall'analisi FDM, ma la loro verifica, una volta assegnati i parametri in ingresso al programma, risulta implicitamente soddisfatta.

Gli ancoraggi sono stati riprodotti con specifici elementi monodimensionali (Cables) aventi comportamento elastico perfettamente plastico (Figura 3) collegati ai nodi della griglia mediante un'interfaccia. I parametri assegnati alla sezione di ogni elemento sono l'area, il modulo di deformazione e la resistenza a trazione. Per quanto riguarda invece l'interfaccia, in linea di principio, il comportamento a taglio dell'anello di malta intorno al chiodo è rappresentato come un sistema di molle e

Schiebersystem in den Knoten der Elemente dargestellt (Abbildung 4). Das Schubverhalten des Mörtels, während der relativen Verschiebung zwischen Schnittstellenverstärkung und Mörtel und zwischen Mörtel und Felsen, ist von der Schubsteifigkeit des Mörtels numerisch beschrieben (k_{bond} in Figura 5). Die maximale Schubkraft die im Mörtel per Längeneinheit entwickelt werden kann ist dagegen eine Funktion der Reibungskraft zwischen Mörtel und Anker und Mörtel und Erde (S_{bond}); in den Berechnungen wurde die Reibungsfestigkeit ($s_{friction}=0$) nicht berücksichtigt.

slider situati nei nodi dell'elemento (Figura 4). Il comportamento al taglio della malta, durante lo spostamento relativo tra l'interfaccia del rinforzo e la malta e tra la malta e la roccia, è descritto numericamente dalla rigidezza al taglio della malta (k_{bond} in Figura 5). La forza di taglio massima che si può sviluppare nella malta per unità di lunghezza è invece una funzione della forza di aderenza tra malta e ancoraggio e tra malta e terreno (S_{bond}); nelle analisi non si è tenuta in considerazione la resistenza per attrito ($s_{friction}=0$).

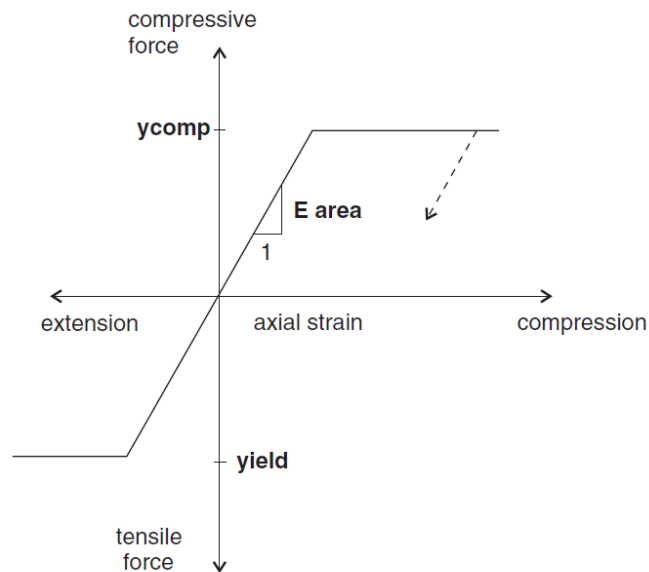


Abbildung 3: Kraft-Verformungsverhalten der Cable-Elemente

Figura 3: Comportamento sforzo-deformazione degli elementi cable

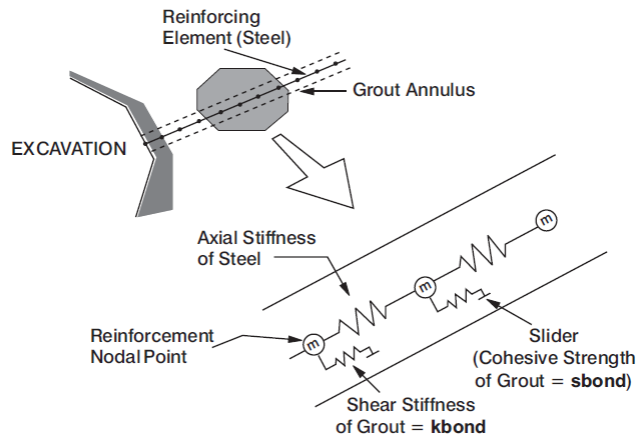
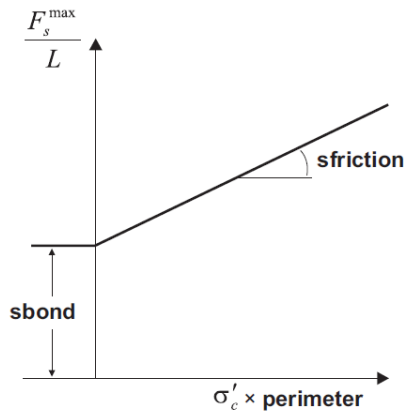
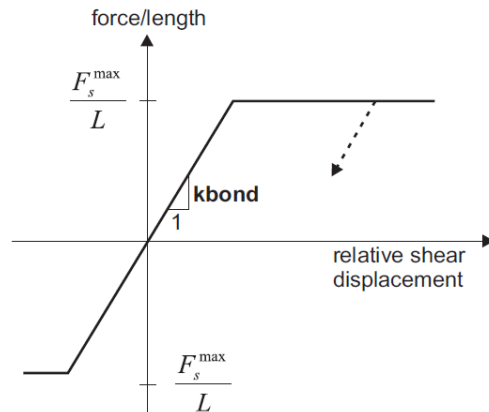


Abbildung 4: Konzeptdarstellung des Schubverhaltens des Mörtelrings rundum den Anker

Figura 4: Rappresentazione concettuale del comportamento a taglio dell'anello malta intorno all'ancoraggio.



a) Grout shear strength criterion



b) Grout shear force versus displacement

Abbildung 5: Schnittstellenverhalten

Figura 5: Comportamento dell'interfaccia

Die in FLAC anzuwendende Schubsteifigkeit des Mörtels k_{bond} ist grundsätzlich mittels folgendem Verhältnis eingeschätzt:

La rigidezza al taglio della malta k_{bond} da utilizzare in FLAC, in linea di principio, è stimata mediante la seguente relazione:

$$k_{bond} = \frac{2 \cdot \pi \cdot G}{10 \cdot \ln(1 + 2 \cdot t/D)}$$

Wobei:

- G = Schubmodul des Zementmörtels
- t = Stärke des Mörtels rundum der Niete
- D = Nietendurchmesser

Dove:

- G è il modulo di taglio della malta cementizia
- t è lo spessore della malta attorno al chiodo
- D è il diametro del chiodo

Die Höchstreibungskraft zwischen Mörtel und Erde S_{bond} kann mit folgendem Verhältnis berechnet werden:

La massima forza di aderenza tra malta e terreno S_{bond} può essere calcolata mediante la seguente relazione:

$$S_{bond} = \pi \cdot (D + 2 \cdot t) \cdot \tau_{peak}$$

$$\tau_{bond} = \tau_1 \cdot Q_b$$

Wobei:

- T_1 = seitliche Reibung Mörtel Erde
- Q_b = Beiwert der die Zementierungsqualität berücksichtigt (0.7)

Dove:

- T_1 è l'aderenza laterale malta terreno
- Q_b è un coefficiente che tiene conto della qualità della cementazione (0.7)

Im Gegenstandsfall, sind den Reibungs- und Steifigkeitswerten der Schnittstelle, da kein Zementierungsmörtel zwischen Einlage und Gebirge vorhanden ist, Sicherheitswerte zugeordnet worden. Abschließend, sind die geplanten radial Nietungen mit folgenden Charakteristika modelliert worden:

Nel caso in oggetto, non essendo presente una malta di cementazione tra l'incluso e l'ammasso, i valori di aderenza e di rigidezza dell'interfaccia sono stati assegnati assumendo valori cautelativi. Concludendo, le chiodature radiali in progetto sono state modellate con le seguenti caratteristiche:

	N_{yk}	E	A	D_{orig}	S_{orig}	D_{perf}	$\tau_{chiodo-roccia}$	Q_b	N_{yd}	S_{bond}	K_{bond}
	[kN]	[MPa]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm]	[kPa]	[-]	[kN]	[kN/m]	[kN/m/m]
Superswellex Pm24	200	210000	481	54	3	48	950	0.7	174	100	1.0E+07

Tabelle 8: Nietungen-Input

Tabella 8: Input delle chiodature

Wobei:

Dove:

- N_{yk} = Ermüdungslast

- N_{yk} è il carico di snervamento

- E = Elastizitätsmodul des Stahls
- A = Ausbruchquerschnittsfläche
- D_{orig} = ursprünglicher Einlagedurchmesser
- S_{orig} = ursprüngliche Einlagestärke
- D_{perf} = Bohrungsdurchmesser
- $T_{chiodo-roccia}$ = Reibung zwischen Niete und Gebirge
- N_{yd} = Planungslast

- E è il modulo elastico dell'acciaio
- A è l'area della sezione
- D_{orig} è il diametro originale dell'incluso
- S_{orig} è lo spessore originale dell'incluso
- D_{perf} è il diametro di perforazione
- $T_{chiodo-roccia}$ è l'aderenza tra il chiodo e l'ammasso
- N_{yd} è il carico di progetto

5.2.6 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 (48%) und vor Einsatz der Nietungen (15%) wurde aufgrund der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens bestimmt.

5.2.6 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 (48%) e prima dell'installazione delle chiodature (15%) è definita sulla base dei risultati delle Linee Caratteristiche.

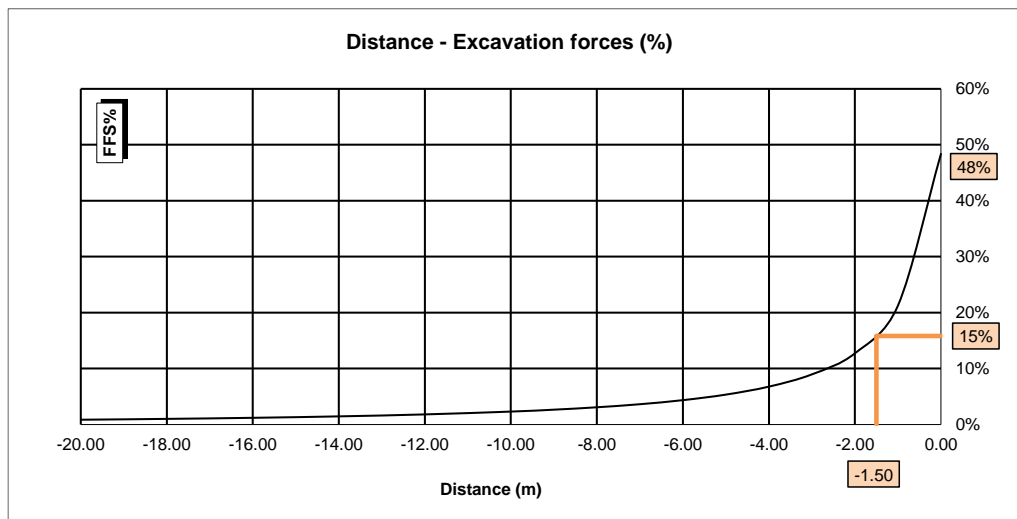


Abbildung 6: TKA an der Ortsbrust und bei Einsetzung der Nietungen

Figura 6: FFS al fronte e all'installazione delle chiodature (GL-DA3)

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 =48%);
- 3) Reduktion der TKA bis zum Wert den sie bei der Einsetzung der Außenschale einnehmen (auf 2 m von der Ortsbrust) (TKA =15%);
- 4) Einführung des numerischen Außenstützenmodells und Annullierung der TKA (TKA =0%);
- 5) Entfernung der Außenschale und Simulation der Langzeitkonfiguration mit der Einsetzung der

- 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=48%);
- 3) Riduzione delle FFS fino al valore che assumono nel momento dell'installazione del rivestimento di I fase (1.5 m dal fronte) (FFS=15%);
- 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

Innenschale. Diese ist mit der Bewehrungsmatte verbunden mittels ein Schnittstellenelement, mit normaler dem Gebirge entsprechende Steifigkeit, und tangentielle 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.

l'installazione del rivestimento definitivo. Quest'ultimo è collegato alla mesh mediante un elemento interfaccia avente rigidezza normale pari a quella dell'ammasso e rigidezza 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.

In nachstehende Abbildung ist, nur als Vergleich zur Figura 6, die Deconfinement-Kurve des Ausbruchquerschnitts GL-D3 aufgezeigt.

Nella seguente figura è riportata, solo per confronto con la Figura 6, la curva di deconfinamento della sezione GL-D3.

Wie man sieht ist das Verhalten ganz und gar vergleichbar.

Come si può notare il comportamento è del tutto paragonabile.

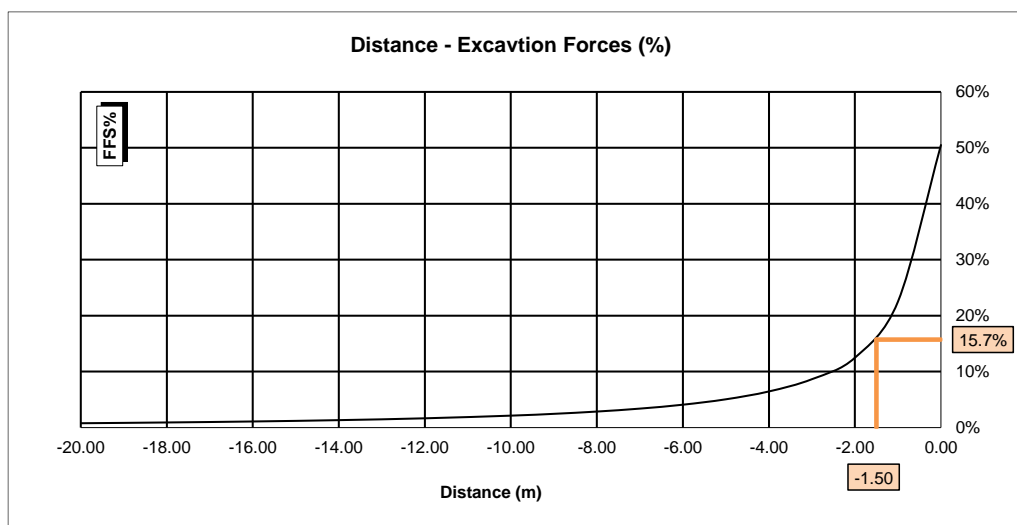


Abbildung 7: TKA an der Ortsbrust und bei Einsetzung der Nietungen (GL-D3)

Figura 7: FFS al fronte e all'installazione delle chiodature (GL-D3)

5.2.7 Nachweisverfahren

5.2.7 Procedura di verifica

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. $Y_s = 1,15$.

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 $Y_s = 1,15$.

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

Le verifiche risultano soddisfatte se è verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

Wobei:

Dove:

- R_d = Planungswiderstandswert
- E_d = Planungswert der Handlungswirkung

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

5.2.8 Ergebnisse

5.2.8 Risultati

Die für den breiteren Ausbruchquerschnitt GL-DA3 [6] durchgeführten Berechnungen haben eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen des FDM-Modells und dem Kennlinienverfahren erwiesen. Insbesondere ist die Plastizität in Höhe von 2 m und der ausgeübte Gebirgedruck

Le analisi effettuate per la sezione più larga GL-DA3 [6] hanno mostrato una buona corrispondenza tra i risultati del modello FDM e le Linee Caratteristiche. In particolare, le plasticizzazioni sono dell'ordine dei 2 m e la pressione esercitata dall'ammasso sul rivestimento definitivo, al decadimento delle chiodature,

auf die Innenschale, bei Verfall der Nietungen, zeigt Peaks, vorsichtshalber, in Höhe von 80kPa. Dieser Druck, wie später beschrieben, ist zur Bemessung der Ausbruchquerschnitte GL-D3/DM3 genutzt worden.

presenta dei picchi, cautelativamente, dell'ordine degli 80kPa. Tale pressione, come verrà illustrato nel proseguo, è stata utilizzata anche per il dimensionamento delle sezioni GL-D3/DM3.

5.3 ANALYSE DER ORTBRUSTSTABILITÄT

5.3 ANALISI DELLA STABILITÀ DEL FRONTE

5.3.1 Nachweisverfahren

5.3.1 Procedura di verifica

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

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	$\gamma_{\varphi'}$	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 $\tan \varphi'$ angewendet / valore applicato alla tangente dell'angolo		

Tabelle 9: Teilsicherheitsfaktoren Stabilitätsüberprüfung der Ortsbrust

Tabella 9: Fattori parziali di sicurezza per la verifica di stabilità del fronte di scavo

5.3.2 Ergebnisse

5.3.2 Risultati

Die Ergebnisse des Kennlinienverfahrens und der Stabilitätsanalysen der Blöcke, welche mit der Unwedge Software durchgeführt wurden, schließen Instabilitätsphänomene der Ortsbrust für die Gebirge in Klasse II und III aus.

I risultati delle linee caratteristiche e delle analisi di stabilità dei blocchi, effettuate con il software Unwedge, escludono fenomeni di instabilità del fronte di scavo per gli ammassi in classe II e III.

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

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

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

wobei:

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

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.

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

Die tangenziale Steifigkeit ist übergangen worden.

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

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

dove:

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

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.

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

La rigidità tangenziale è stata trascurata.

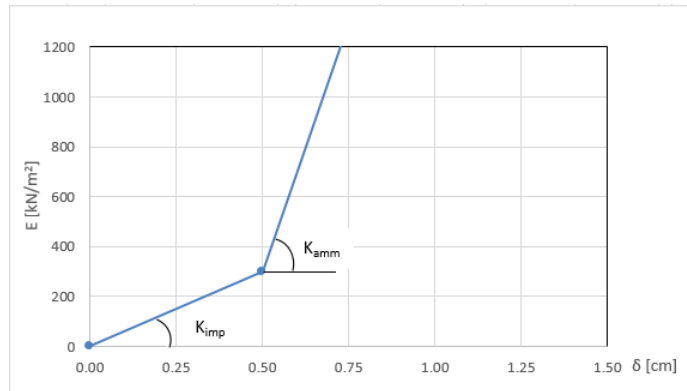


Abbildung 8: Schematisierung der Schnittstelle

Figura 8: 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:

6.2.1 Rigidezza radiale

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

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

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

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

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

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

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

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 rigidezza relativa all'area di influenza della singola molla „b“. La costante della molla si calcola come segue:

Costante della molla c_v – verticale

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

Costante della molla c_h – orizzontale

- $c_h = 0,5 \cdot c_v$

6.3 ANALISI DEI CARICHI

Per le azioni si utilizzano le seguenti abbreviazioni:

- G = Azioni permanenti
- Q = Azioni variabili

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

A = Azioni eccezionali (per es. incendio, urto, esplosione)
E = Azioni sismiche

6.3.1 Eigengewicht G1

Das für die Berechnung des Eigengewichts benutzte 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 2,50kN

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 2,50kN

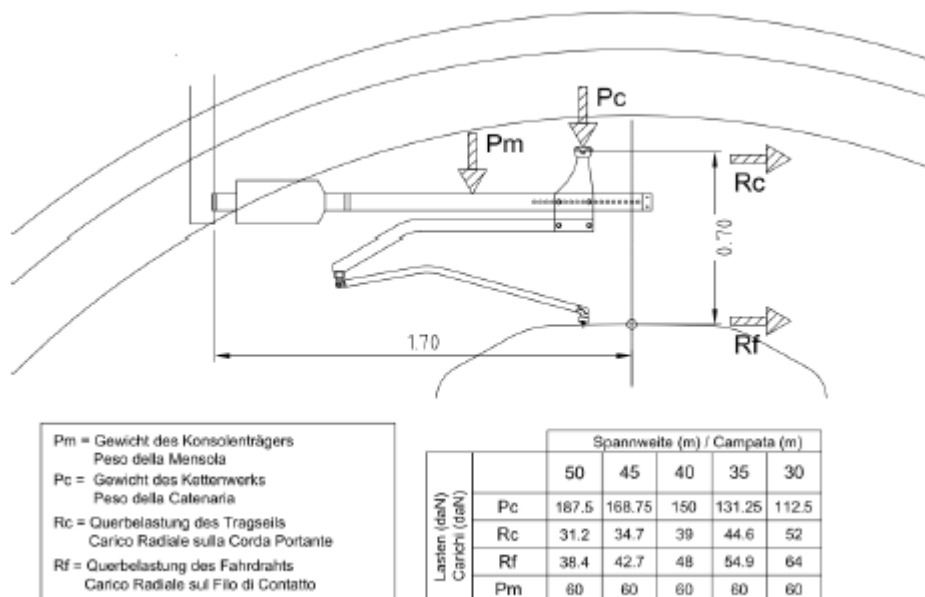


Abbildung 9: Lasten der Oberleitung

Figura 9: 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 $\gamma_{c,na} = 24\text{kN/m}^3$ angenommen.

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

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.

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 höheren Last unter denen die aus der Bruchkörperanalyse hervorgegangen ist ($P_{vmax}=33\text{KPa}$), welche in der Finite-Elemente-Analyse auf die Inneschale, nach kompletten Verfall der fiktiven Aushubs Kräfte (letzte Stufe der FDM-Analyse) (vorsichtshalber $P_{vmax}=80\text{kPa}$), wirkt. Da die gravierendste Last nicht Apriori bestimmt werden kann, sind die Analysen mit beiden Lastenverteilungen durchgeführt worden.

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

6.3.7 Temperatur Q1

Zur Dimensionierung der Inneschalen berücksichtigt man Temperatureinwirkungen, die sich aus den Linearisierungen der

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 maggiore tra il carico scaturito dall'analisi a blocchi ($P_{vmax}=33\text{KPa}$) ed il carico che agisce sul rivestimento definitivo nelle analisi alle differenze finite, al completo decadimento delle FFS (ultimo step delle analisi FDM) (cautelativamente $P_{vmax}=80\text{kPa}$). Non potendo definire a priori il carico più gravoso le analisi sono state effettuate con entrambe le distribuzioni di carico.

6.3.6 Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6

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

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

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

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

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

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

6.3.7 Temperatura Q1

Per il dimensionamento dei rivestimenti definitivi si considerano azioni termiche ricavate dalle linearizzazione

von der Regelplanung am Eingang und 3 km davon entfernten vorgeschlagenen Temperatureinwirkungen ergeben.

delle azioni termiche proposte dalla progettazioni di sistema all'imbocco e a 3 km da quest'ultimo.

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

Tabelle 10: Temperatureinwirkung

In einer Entfernung von 2 km vom Eingang entnimmt man:

- eine gleichmäßige Veränderung der Temperatur von $\pm 12^\circ\text{C}$
- 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 $\Delta p_{\text{Druck}} = + 11 \text{ kN/m}^2$ und $\Delta p_{\text{Sog}} = - 9 \text{ kN/m}^2$ vorkommen. Da diese Einwirkungen, auch angesichts der entsprechend angepassten Teilsicherheitsfaktoren, die maßgebende Einwirkung darstellen, werden die aerodynamischen Einwirkungen nur in Kombination mit den Einwirkungen bei außergewöhnlicher Bemessungssituation erfasst.

6.3.10 Aufprall A2

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

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

Tabella 10: Variazione termica

A 2 km dall'imbocco si ricava:

- una variazione uniforme di temperatura di $\pm 12^\circ\text{C}$
- un gradiente della temperatura ΔT , differenza di temperatura tra la superficie 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 $\Delta p_{\text{Druck}} = + 11 \text{ kN/m}^2$ e $\Delta p_{\text{Sog}} = - 9 \text{ kN/m}^2$. Poiché si tratta di azioni rilevanti, anche in considerazione dei relativi coefficienti parziali di sicurezza adottati, le azioni aerodinamiche si considerano solo associate in combinazione con le azioni derivanti dalla situazione di dimensionamento eccezionale.

6.3.10 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 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

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:

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 aereodinamico (pressione)	Carico aereodinamico (aspirazione)	
Einwirkungskombination / Combinazioni	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	Q1	Q1	Q2	E1	A2	A3	A1	A1	
druckentlastet / sistema drenato	1	1.35							1.50							
		1.00							1.00							
	2	1.35					1.00			1.50						
		1.00					1.00			1.00						
	3	1.35	1.35	1.00						1.50						
		1.00	1.00	1.00						1.00						
	4	1.35	1.35	1.00			1.00			1.50						
		1.00	1.00	1.00			1.00			1.00						
	5	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35				1.50						
		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00				1.00						
	6	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.00			1.50						
		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			1.00						
11	1.00	1.00	1.00					0.60						1.00		
12	1.00	1.00	1.00			1.00			0.60						1.00	
13	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60			1.00					
14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60		1.00					
21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60						1.00		
22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00								1.00		

Tabelle 11: Einwirkungskombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen)

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.

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:

Tabella 11: Combinazioni di carico (in rosa le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE)

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 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 12: 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:

Stahlbeton

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

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 12: 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:

Calcestruzzo armato

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

Unbewehrter Beton

- Teilsicherheitskoeffizient 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:

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

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

Con

Wobei:

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

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

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

Wobei:

- J = Trägheitsmoment des Ausbruchquerschnitts.

- Coefficiente 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:

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.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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.

6.5.1.6 Verifica a taglio

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

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

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

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

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 Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen

In Tabelle 12 befinden sich die bei Einwirkungskombinationen zu berücksichtigenden Beiwerten. Die Kombinationsbeiwerte werden gemäß Tabelle 12 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_{kal} für die maßgebenden Einwirkungskombinationen, unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsfaktoren und Minderungsfaktoren ψ laut Tabelle 11 nachgewiesen. Die zulässige Rissbreite für Normalbeton ohne besondere Stärkeanforderung oder bei Abdichtungsvorkommen wird auf $w_{\text{kal}} \leq 0,3$ mm begrenzt.

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

6.5.2.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In Tabella 11 si trovano i coefficienti da considerare nelle combinazioni delle azioni. I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 12.

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_{kal} per le combinazioni di carico rilevanti, in considerazione dei fattori parziali di sicurezza e dei coefficienti di riduzione ψ secondo Tabella 11. La larghezza delle fessure ammessa per il cls normale senza particolari requisiti di spessore o in presenza di impermeabilizzazione è limitata a $w_{\text{kal}} \leq 0,3$ mm.

In caso di particolari requisiti di spessore del rivestimento interno o di condizioni ambientali aggressive o molto aggressive la larghezza massima è limitata a $w_{\text{kal}} \leq 0,2$ 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 13: 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 13: 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-DM3 schematisieren. Die Belastungen, welche aus diesem Modell hervorgehen wurden auch zur Überprüfung der Sohlplatte des Ausbruchquerschnitts GL-D3, welche 20 cm stärker sind als die des Masse-Feder-Systems, genutzt.

Beide Berechnungsmodelle des Ausbruchquerschnitts GL-DM3, sowohl das mit der Gebirgslast die aus der Bruchkörperanalyse hervorgeht als auch das mit der Last des potenziell instabilen Felsens, zeigen, dass die Schalen Bewehrung sowohl an der Kappe als auch an Sohle und Tunnelbogenaufsätzen erfordern.

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

Der Einfall der Sohle und der Tunnelbogenaufsätzen ist von 55 und 80kg/m³, jeweils in den Ausbruchquerschnitten mit und ohne Masse-Feder-System, während der Einfall in der Kappe von 80kg/m³ in beiden Ausbruchquerschnitten ist.

Die für den Ausbruchquerschnitt GL-D3 erhaltenen Ergebnisse sind auch für den Ausbruchquerschnitt GL-D2 repräsentativ. Tatsächlich wenn die mit der FDM-Analyse ausgewertete Gebirgslast verständiger Weise sinkt, wobei sie von Klasse III auf II fällt, ist die Last, welche durch den potentiellen gravitatischen Abbruch eines Felsens erzeugt wird, in beiden Ausbruchquerschnitten gleich.

6.7 RISULTATI

Nell'Appendice 3 sono riportati i risultati del modello agli elementi finiti che schematizza la sezione GL-DM3. Le sollecitazioni ricavate da tale modello sono state utilizzate per verificare anche la platea di fondazione della sezione GL-D3, più spessa di 20 cm rispetto alla platea del sistema a masse flottanti.

Entrambi i modelli di calcolo della sezione GL-DM3, sia quello con il carico dell'ammasso derivante dall'analisi a blocchi che quello con il carico del potenziale blocco instabile, mostrano che i rivestimenti necessitano di armatura sia in calotta che in platea e nelle murette.

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

L'incidenza della platea e delle murette è di 55 e 80kg/m³ rispettivamente nelle sezioni con e senza il sistema a masse flottanti, mentre in calotta è di 80kg/m³ in entrambe le sezioni.

I risultati ottenuti per la sezione GL-D3 sono rappresentativi anche della sezione GL-D2. Infatti, se il carico d'ammasso valutato con le analisi FDM ragionevolmente diminuisce passando dalla classe III alla II, il carico dovuto al potenziale distacco gravitativo di un blocco è uguale nelle due sezioni.

7 VERZEICHNISSE

7.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Geomechanische homogene Zone	9
Tabelle 2: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone und Wahrscheinlichkeitsverteilung der unterschiedlichen Klassen	9
Tabelle 3: typische Parameter der Gebirges in den unterschiedlichen Zonen und Klassen	10
Tabelle 4: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA6....	10
Tabelle 5: vorgeschlagene Stabilitätskriterien in [21] [22]; c_f = Ortsbrustkonvergenz; F_{pf} = Umfang des plastischen Streifens an der Ortsbrust; $R_{scavo} = r_{eq}$ = entsprechender Aushebungsradius	12
Tabelle 6: Zusammenfassung der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens	12
Tabelle 7: Eigenschaften der Außenschale GL-DA3:.....	19
Tabelle 8: Nietungen-Input.....	21
Tabelle 9: Teilsicherheitsfaktoren Stabilitätsüberprüfung der Ortsbrust	24
Tabelle 10: Temperatureinwirkung.....	29
Tabelle 11: Einwirkungskombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen)	30
Tabelle 12: Kombinationsbeiwerte	31
Tabelle 13: Mindestbetondeckung	35

7.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Qualitative Darstellung der Wirkung aus dem Gebirge auf die Schale bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten	14
Abbildung 2: qualitative Darstellung der größeren Blöcke (homogene Strecke GB-G-GA6)	16
Abbildung 3: Kraft-Verformungsverhalten der Cable-Elemente	20
Abbildung 4: Konzeptdarstellung des Schubverhaltens des Mörtelrings rundum den Anker	20
Abbildung 5: Schnittstellenverhalten	21
Abbildung 6: TKA an der Ortsbrust und bei Einsetzung der Nietungen	22
Abbildung 7: TKA an der Ortsbrust und bei Einsetzung der Nietungen (GL-D3).....	23

7 ELENCHI

7.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Zona geomeccanicamente omogenea	9
Tabella 2: Caratterizzazione dell'ammasso della zona omogenea e distribuzione probabilistica delle diverse classi	9
Tabella 3: Parametri caratteristici dell'ammasso nelle diverse zone e classi	10
Tabella 4: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA6	10
Tabella 5: Criteri di stabilità proposti in[21] [22]; c_f = convergenza al fronte; F_{pf} = estensione della fascia plastica al fronte; $R_{scavo} = r_{eq}$ = raggio equivalente di scavo.....	12
Tabella 6: Sintesi dei risultati delle linee caratteristiche	12
Tabella 7: Caratteristiche rivestimenti di prima fase GL-DA3	19
Tabella 8: Input delle chiodature	21
Tabella 9: Fattori parziali di sicurezza per la verifica di stabilità del fronte di scavo	24
Tabella 10: Variazione termica.....	29
Tabella 11: Combinazioni di carico (in rosa le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE)	30
Tabella 12: Coefficienti di combinazione	31
Tabella 13: Copriferro minimo.....	35

7.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Rappresentazione qualitativa degli effetti dell'ammasso sul rivestimento, in caso di ammasso altamente fratturato.....	14
Figura 2: Rappresentazione qualitativa del blocco di dimensioni maggiori (tratta omogenea GB-G-GA6)	16
Figura 3: Comportamento sforzo-deformazione degli elementi cable	20
Figura 4: Rappresentazione concettuale del comportamento a taglio dell'anello malta intorno all'ancoraggio.	20
Figura 5: Comportamento dell'interfaccia.....	21
Figura 6: FFS al fronte e all'installazione delle chiodature (GL-DA3)	22
Figura 7: FFS al fronte e all'installazione delle chiodature (GL-D3)	23

Abbildung 8: Schematisierung der Schnittstelle26
 Abbildung 9: Lasten der Oberleitung.....27

Figura 8: Schematizzazione dell'interfaccia26
 Figura 9: Carichi della catenaria27

7.3 ANLAGENVERZEICHNIS

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

7.3 ELENCO APPENDICI

- APPENDICE 1 - LINEE CARATTERISTICHE
- APPENDICE 2 - ANALISI DEI BLOCCHI
- APPENDICE 3 - ANALSI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

7.4 REFERENZDOKUMENTE

7.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

7.4.1 Eingangsdokumente

7.4.1 Documenti in ingresso

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 -Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke - Technischer Bericht - Allgemeiner geomechanischer Bericht
- [2] 02_H61_GD_090_GTB_D0700_21001 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanischer Detailbericht
- [3] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21002 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Oströhre (Blatt 1/7)
- [4] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21006 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Weströhre (Blatt 1/7)
- [5] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke - Sicherheit gegen Feuereinwirkung
- [6] 02_H61_OP_090_KST_D0700_21024 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Statische Berechnung GL-DA2/DA3

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali - Relazione tecnica - Relazione geomeccanica generale
- [2] 02_H61_GD_090_GTB_D0700_21001 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Relazione geomeccanica di dettaglio
- [3] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21002 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 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 Muls 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 Muls 2-3 - Opere generali - Sicurezza nei riguardi dell'esposizione al fuoco
- [6] 02_H61_OP_090_KST_D0700_21024- Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Relazione di calcolo GL-DA2/DA3

7.4.2 Normen und Richtlinien

7.4.2 Normative e linee guida

- [7] Technische Konstruktionsnormen 2008 – NTC 2008;
- [8] Leitfaden N.617, Vorgehensweise zur Anwendung der "Neue technische Konstruktionsnormen", laut MD 14.Januar 2008
- [9] DM 28/10/2005 Sicherheit für Bahntunnel

- [7] Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 – NTC 2008;
- [8] Circolare n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- [9] DM 28/10/2005 , Sicurezza nelle gallerie ferroviarie.

- [10] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Grundlage für Konstruktion und Dokumentation zur nationalen Umsetzung ;
- [11] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [12] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Planung von für Stahlbetonbauwerke und Dokumente zur nationalen Umsetzung;
- [13] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Geotechnik und Dokumente zur nationalen Umsetzung
- [14] UNI EN 1992-1-2:2005- " Planung von Betonstrukturen Teil 1-2: Allgemeinregeln - Strukturelle Planung Brandschutz"
- [15] UNI 11076: 2003: des 1. Juli 2003, "Testmodalitäten zur Bewertung des Benehmens der an den Decken von Untertagebauten angebrachten Schutzmaßnahmen in Brandfall".
- [16] D.M. 16.02.2007 "Feuerwiderstandsklassifizierung von Erzeugnisse und Bauelemente für Bauwerke"
- [17] UNI 11104:2004
- [18] UNI EN 206-1:2006

- [10] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Basi per la progettazione strutturale e documento di applicazione nazionale3
- [11] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [12] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo e documento di applicazione nazionale
- [13] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica e documento di applicazione nazionale
- [14] UNI EN 1992-1-2:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio"
- [15] 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] D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"
- [17] UNI 11104:2004
- [18] UNI EN 206-1:2006

7.4.3 Bibliografie

- [19] Ribacchi R., Riccioni R. – Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie e grandi opere sotterranee, 1977.
- [20] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method”, Eurock '96, pagg. 855-860.
- [21] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.
- [22] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.
- [23] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002
- [24] UNWEDGE-rocsience, Underground Wedge Stability Analysis Manual
- [25] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design

7.4.3 Bibliografia

- [19] Ribacchi R., Riccioni R. – Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie e grandi opere sotterranee, 1977.
- [20] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method”, Eurock '96, pagg. 855-860.
- [21] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.
- [22] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.
- [23] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002
- [24] UNWEDGE-rocsience, Underground Wedge Stability Analysis Manual
- [25] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design

- [26] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)
- [27] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993
- [28] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter Innenschalen, Bautechnik 67, 1990

- [26] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)
- [27] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993
- [28] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter Innenschalen, Bautechnik 67, 1990

ANHANG 1 - KENNLINIEN

Aufgezeigt werden in Folge die Kurven:

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

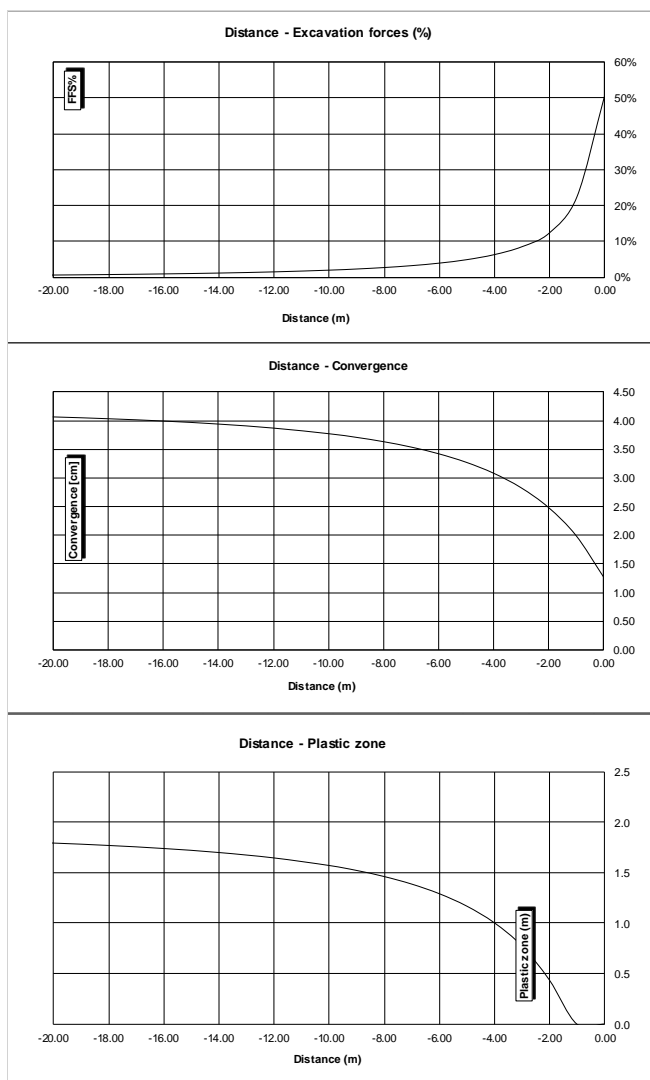
Für die gravierendste Strecke in Klasse III (Strecke 31).

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 III (tratta 31).



18 - LC GSI = 46, H = 790m, C0 = 108MPa, mi = 22, Ei = 27000GPa

INPUT DATA		RESULTS	
Weight [N/mc]	26700	At final equilibrium	
Overburden [m]	790	Total convergence [cm]	4.3
Excavation radius [m]	6.07	Convergence after excavation [cm]	3.0
		Plastic zone thickness [m]	1.9
Peak internal friction angle [°]	44.42	Equilibrium at excavation face	
Post peak internal friction angle [°]	37.71	Convergence [cm]	1.3
Peak cohesion [Pa]	3286299	1 - (deconfinement ratio) [%]	50.5%
Post peak cohesion [Pa]	2226866		
Deformation modulus [Pa]	6.45E+09		
Poisson's ratio [-]	0.3		
Dilation angle [°]	5.55		

c(face) / Radius	0.21 [%]
c(total) / Radius	0.70 [%]
c(after excav.) / Radius	0.49 [%]
Pl.thick. (face)/Radius	0.0 [%]
Pl.thick. (total)/Radius	31.7 [%]

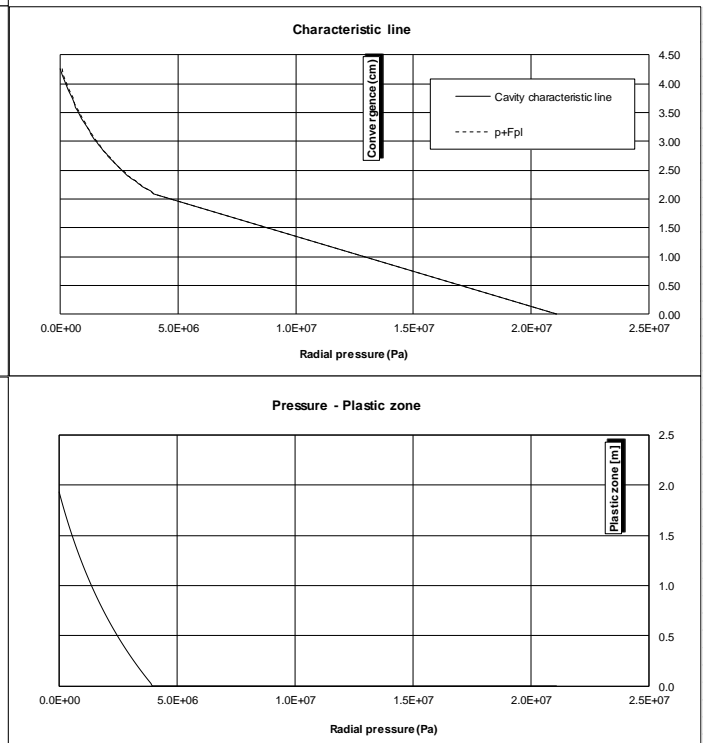


Abbildung 1: Zone 31 (GB-G-GA6) - Klasse III

Illustrazione 1: Zona 31 (GB-G-GA6) - Classe III

ANHANG 2 - BRUCHKÖRPERANALYSE

APPENDICE 2 - ANALISI DEI BLOCCHI

Anhang 2 zeigt die Ergebnisse der Bruchkörperanalyse die mit dem Berechnungsprogramm UNWEDGE 3.0 ausgeführt wurden. Die Tabellen zeigen den Mindestsicherheitsfaktor jeder Unstetigkeits-Dreiergruppe, welche die einzelnen homogenen Strecken charakterisiert; hingegen sind nur die Ergebnisse der gravierendsten Unstetigkeits-Dreiergruppen in graphischer Form dargestellt.

L'appendice 2 riporta i risultati delle analisi a blocchi condotte con il programma di calcolo UNWEDGE 3.0. Nelle tabelle è riportato il fattore di sicurezza minimo per ciascuna terna di discontinuità caratterizzanti la tratta omogenea 31 mentre in forma grafica sono riportati solo i risultati della terna di discontinuità più gravosa.

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	4	0.000	0.000	3.74
2	1	3	4	1.663	0.870	
3	2	3	4	2.014	0.227	
3	1	2	3	13.552	0.068	

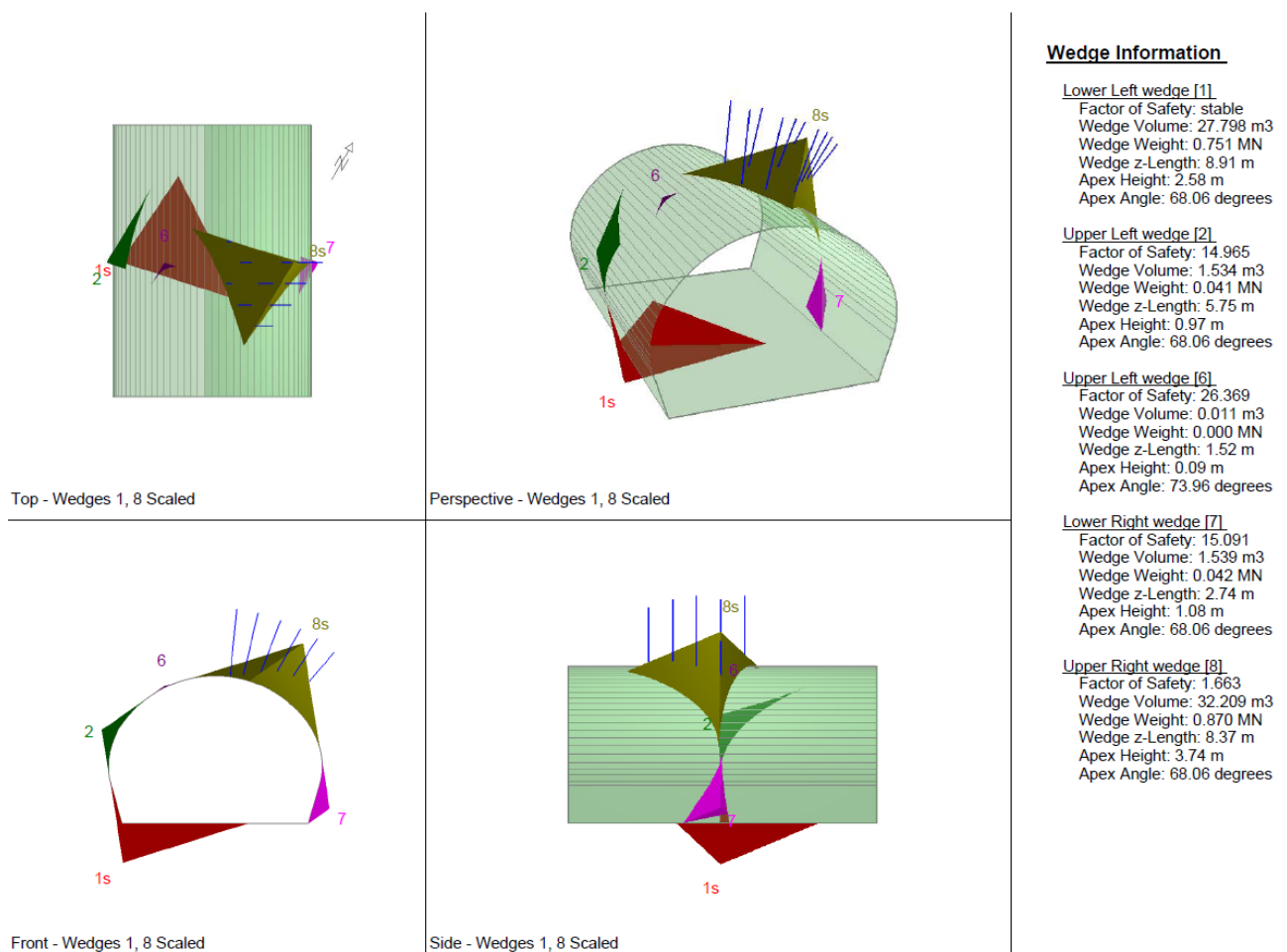
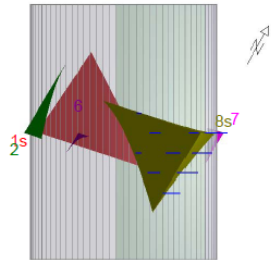


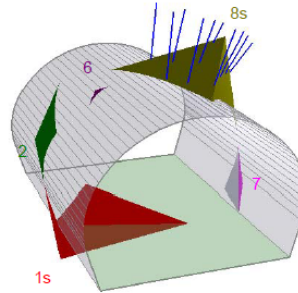
Abbildung 2: Ausbruchquerschnitt GL-D2/GL-DM2 - Zone 31 (GB-G-GA6)- Komb2-L1

Illustrazione 2: Sezione GL-D2/GL-DM2 - Zona 31 (GB-G-GA6) - Comb2 - L1

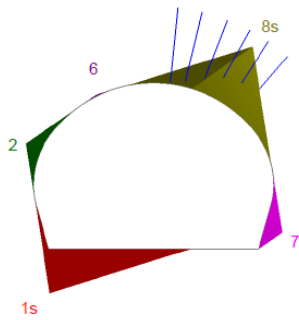
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	3	4	5.010	0.870	3.74
2	2	3	4	9.636	0.267	
3	1	2	4	13.833	0.215	
3	1	2	3	20.779	0.068	



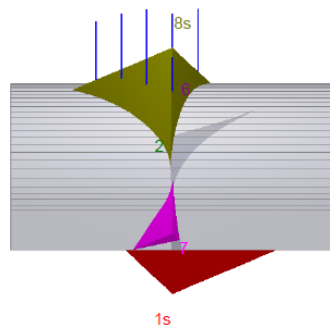
Top - Wedges 1, 8 Scaled



Perspective - Wedges 1, 8 Scaled



Front - Wedges 1, 8 Scaled



Side - Wedges 1, 8 Scaled

Wedge Information

Lower Left wedge [1]
 Factor of Safety: stable
 Wedge Volume: 27.798 m3
 Wedge Weight: 0.751 MN
 Wedge z-Length: 8.91 m
 Apex Height: 2.58 m
 Apex Angle: 68.06 degrees

Upper Left wedge [2]
 Factor of Safety: 81.765
 Wedge Volume: 1.534 m3
 Wedge Weight: 0.041 MN
 Wedge z-Length: 5.75 m
 Apex Height: 0.97 m
 Apex Angle: 68.06 degrees

Upper Left wedge [6]
 Factor of Safety: 2381.190
 Wedge Volume: 0.011 m3
 Wedge Weight: 0.000 MN
 Wedge z-Length: 1.52 m
 Apex Height: 0.09 m
 Apex Angle: 73.96 degrees

Lower Right wedge [7]
 Factor of Safety: 107.102
 Wedge Volume: 1.539 m3
 Wedge Weight: 0.042 MN
 Wedge z-Length: 2.74 m
 Apex Height: 1.08 m
 Apex Angle: 68.06 degrees

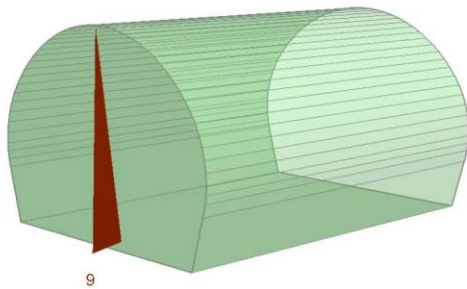
Upper Right wedge [8]
 Factor of Safety: 5.010
 Wedge Volume: 32.209 m3
 Wedge Weight: 0.870 MN
 Wedge z-Length: 8.37 m
 Apex Height: 3.74 m
 Apex Angle: 68.06 degrees

Abbildung 3: Ausbruchquerschnitt GL-D2/GL-DM2 - Zone 31 (GB-G-GA6)- Komb2-L2

Illustrazione 3: Sezione GL-D2/GL-DM2 - Zona 31 (GB-G-GA6) - Comb1 - L2

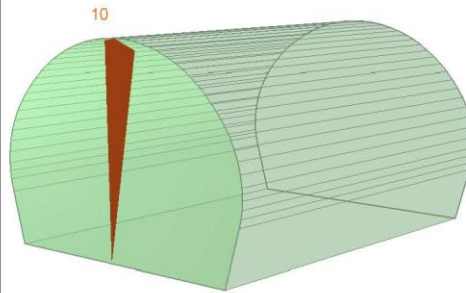
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	2	3	4	25.514	0.057	1.07
2	1	3	4	29.841	0.003	
3	1	2	3	29.841	0.001	
3	1	2	4	60.053	0.009	

Near End wedge [9]
FS: stable



Volume: 2.113 m3, Weight: 0.057 MN, Apex Height: 1.07 m, Apex A

Far End wedge [10]
FS: 25.514



Volume: 2.113 m3, Weight: 0.057 MN, Apex Height: 1.07 m, Apex A

Wedge Information

Near End wedge [9]

Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 2.113 m3
Wedge Weight: 0.057 MN
Apex Height: 1.07 m
Apex Angle: 54.10 degrees

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 25.514
Wedge Volume: 2.113 m3
Wedge Weight: 0.057 MN
Apex Height: 1.07 m
Apex Angle: 54.10 degrees

Abbildung 4: Ausbruchquerschnitt GL-D2/GL-DM2 - Zone 31 (GB-G-GA6)- Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 4: Sezione GL-D2/GL-DM2 - Zona 31 (GB-G-GA6) - Analisi di stabilità del fronte scavo.

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 wurden.

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.

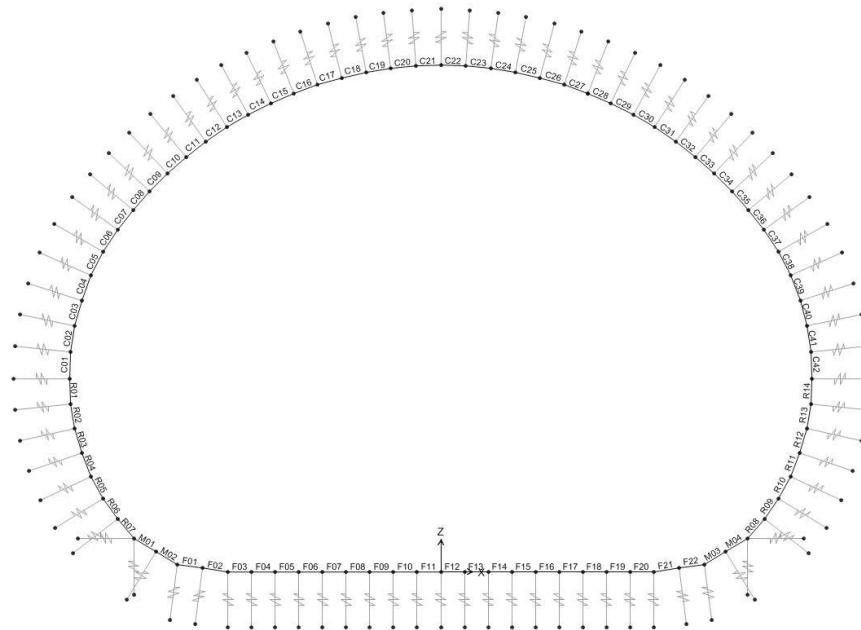


Abbildung 5: Modell GL-DM3

Illustrazione 5: Modello GL-DM3

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
C01	C30/37	Rectangular	0.4
C02	C30/37	Rectangular	0.4
C03	C30/37	Rectangular	0.4
C04	C30/37	Rectangular	0.4
C05	C30/37	Rectangular	0.4
C06	C30/37	Rectangular	0.4
C07	C30/37	Rectangular	0.4
C08	C30/37	Rectangular	0.4
C09	C30/37	Rectangular	0.4
C10	C30/37	Rectangular	0.4
C11	C30/37	Rectangular	0.4
C12	C30/37	Rectangular	0.4
C13	C30/37	Rectangular	0.4
C14	C30/37	Rectangular	0.4
C15	C30/37	Rectangular	0.4
C16	C30/37	Rectangular	0.4
C17	C30/37	Rectangular	0.4
C18	C30/37	Rectangular	0.4
C19	C30/37	Rectangular	0.4
C20	C30/37	Rectangular	0.4
C21	C30/37	Rectangular	0.4
C22	C30/37	Rectangular	0.4
C23	C30/37	Rectangular	0.4
C24	C30/37	Rectangular	0.4
C25	C30/37	Rectangular	0.4
C26	C30/37	Rectangular	0.4
C27	C30/37	Rectangular	0.4
C28	C30/37	Rectangular	0.4
C29	C30/37	Rectangular	0.4
C30	C30/37	Rectangular	0.4
C31	C30/37	Rectangular	0.4
C32	C30/37	Rectangular	0.4
C33	C30/37	Rectangular	0.4
C34	C30/37	Rectangular	0.4
C35	C30/37	Rectangular	0.4
C36	C30/37	Rectangular	0.4
C37	C30/37	Rectangular	0.4
C38	C30/37	Rectangular	0.4
C39	C30/37	Rectangular	0.4
C40	C30/37	Rectangular	0.4
C41	C30/37	Rectangular	0.4
C42	C30/37	Rectangular	0.4

Abbildung 6: 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	0.4
R02	C30/37	Rectangular	0.4
R03	C30/37	Rectangular	0.4
R04	C30/37	Rectangular	0.41
R05	C30/37	Rectangular	0.48
R06	C30/37	Rectangular	0.61
R07	C30/37	Rectangular	0.74
R08	C30/37	Rectangular	0.74
R09	C30/37	Rectangular	0.61
R10	C30/37	Rectangular	0.48
R11	C30/37	Rectangular	0.41
R12	C30/37	Rectangular	0.4
R13	C30/37	Rectangular	0.4
R14	C30/37	Rectangular	0.4

Illustrazione 6: Spessore delle sezioni

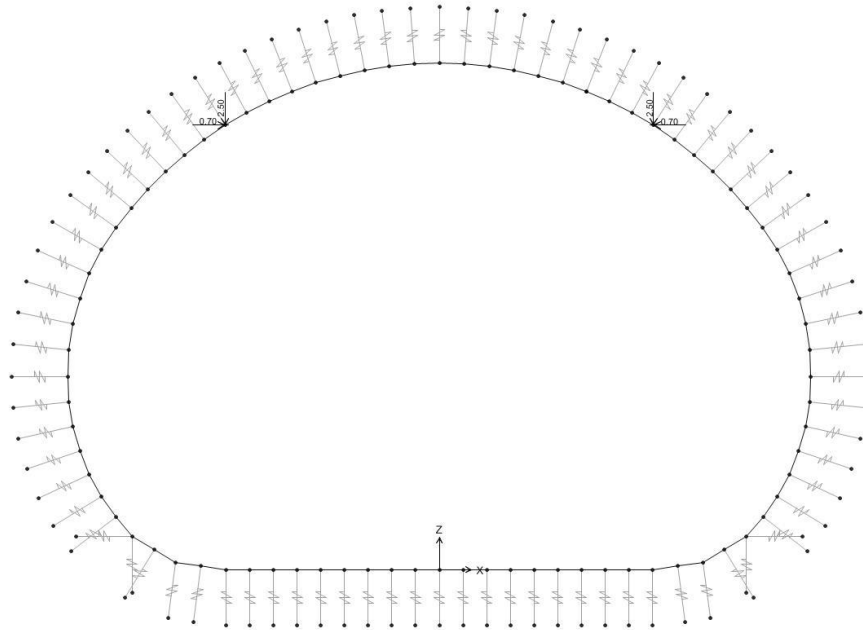


Abbildung 7: Last der Oberleitung G2

Illustrazione 7: Carico catenaria G2

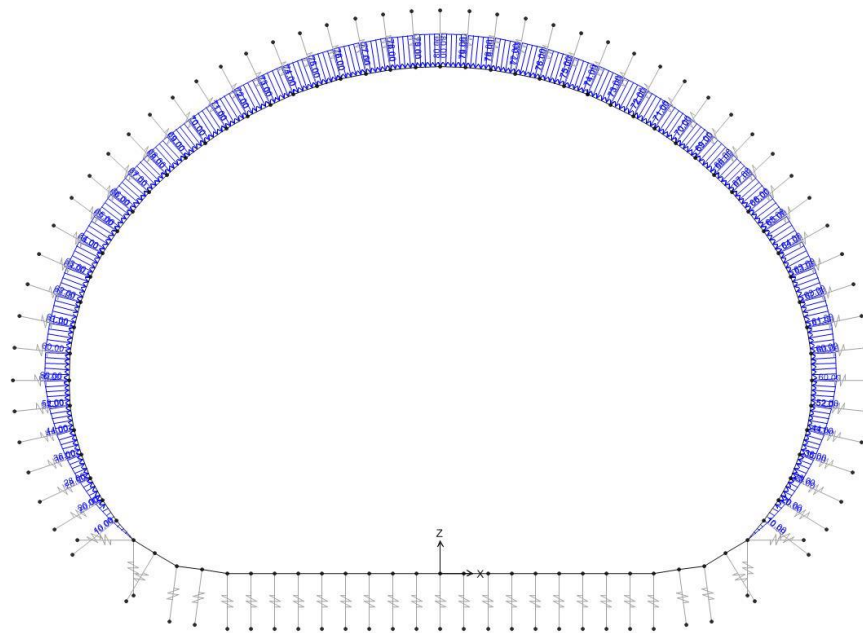


Abbildung 8: Gebirgslast (G5) aus FDM-Analyse

Illustrazione 8: Carico dell'ammasso (G5) da analisi FDM

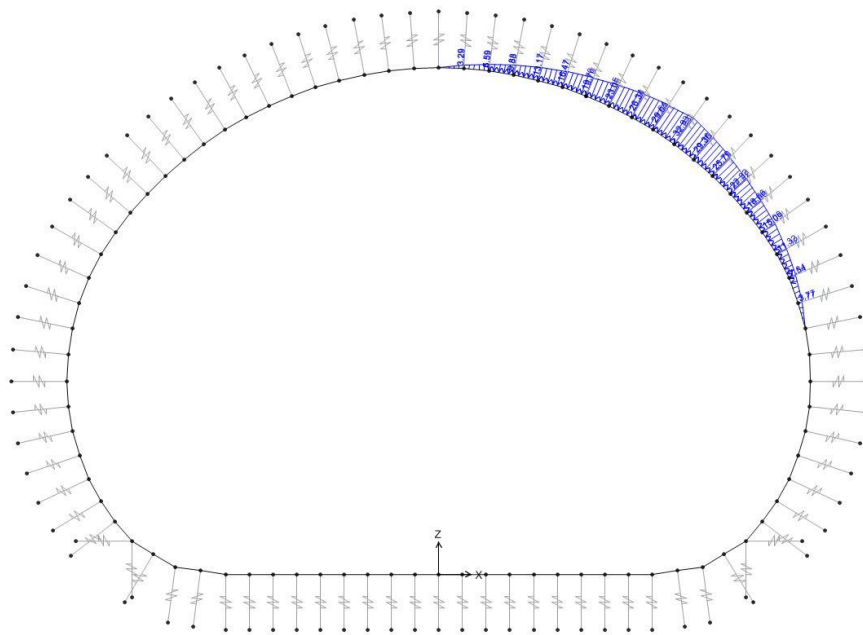


Abbildung 9: Gebirgslast (G5) aus der Bruchkörperanalyse

Illustrazione 9: Carico dell'ammasso (G5) da analisi a blocchi

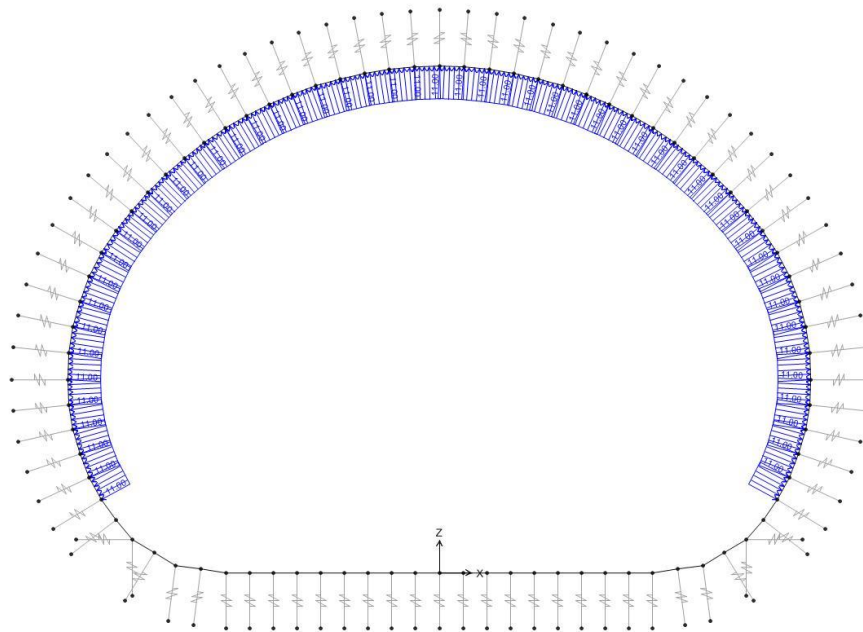


Abbildung 10: Aerodynamischer Druck (A1)

Illustrazione 10: Pressione aerodinamica (A1)

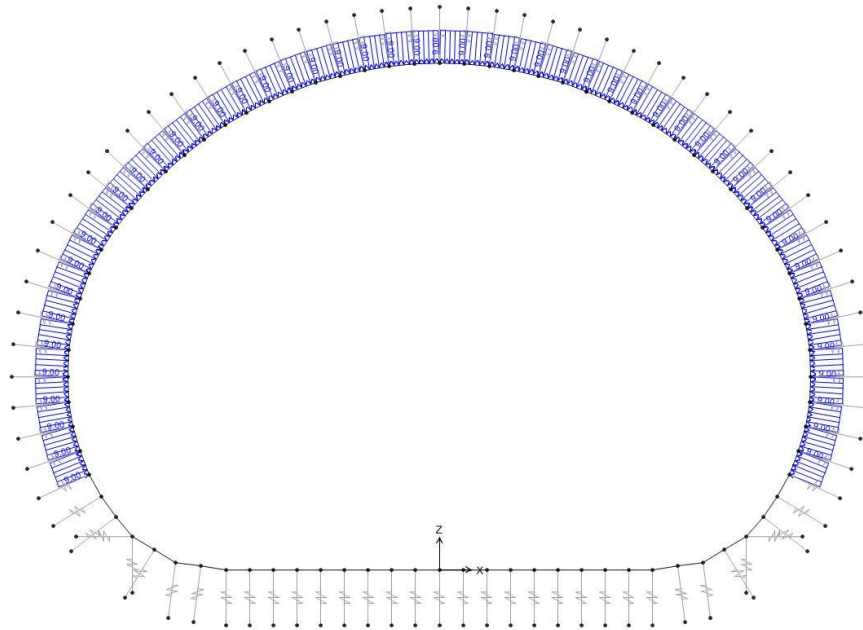


Abbildung 11: Sog (A1)

Illustrazione 11: Aspirazione (A1)

In Folge wird der Belastungsverlauf im Ausbruchquerschnitt bei der gravierendsten Kombination aufgezeigt (GZT06 mit Last G5 aus der FDM-Analyse und mit Last aus der Bruchkörperanalyse).

Di seguito viene riportato l'andamento delle sollecitazioni nella sezione nelle combinazioni più gravose (SLU06 con il carico G5 da analisi FDM e il carico derivante dall'analisi a blocchi).

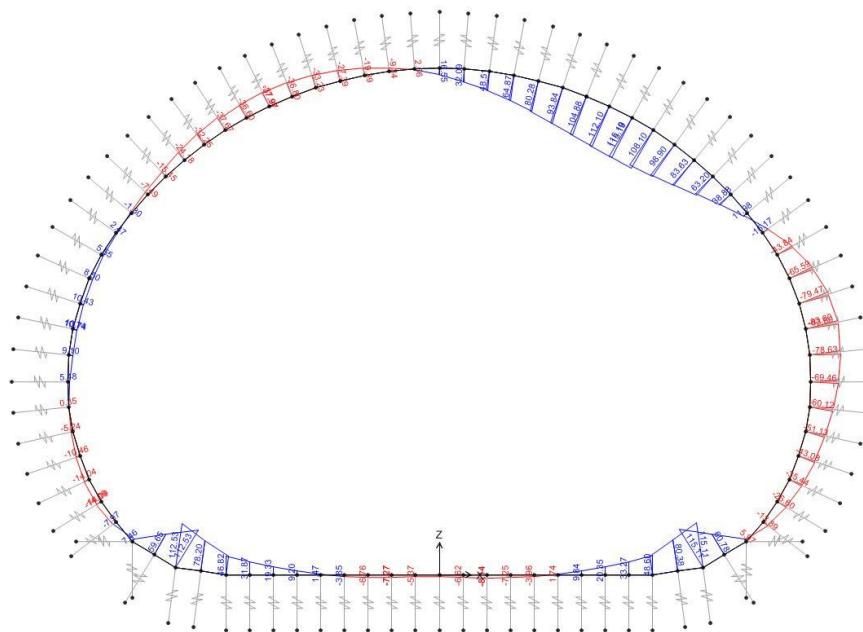


Abbildung 12: GZT06 - Biegemoment (G5 aus der Bruchkörperanalyse)

Illustrazione 12: SLU06 - Momento flettente (G5 da analisi a blocchi)

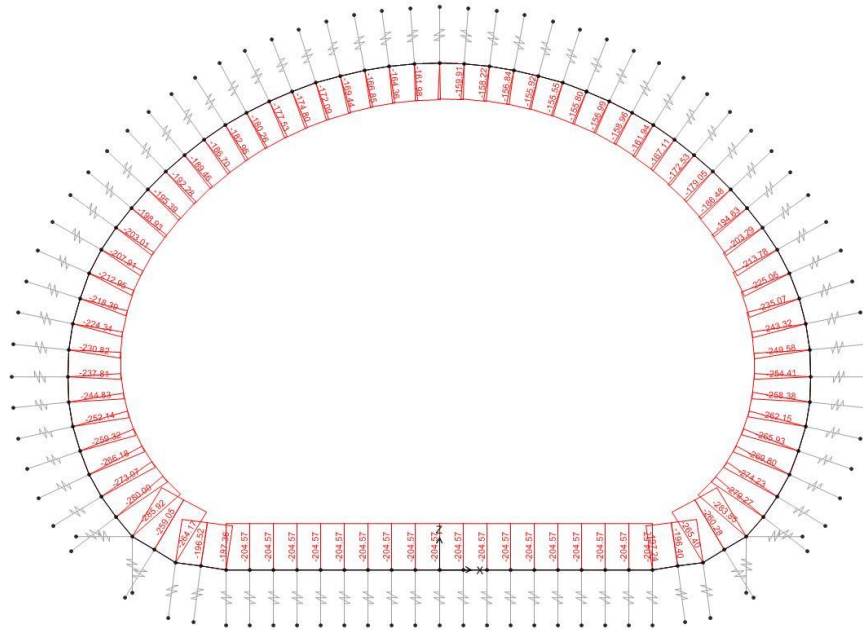


Abbildung 13: GZT06 - Axialwirkung (G5 aus der Bruchkörperanalyse)

Illustrazione 13: SLU06 - Azione assiale (G5 da analisi a blocchi)

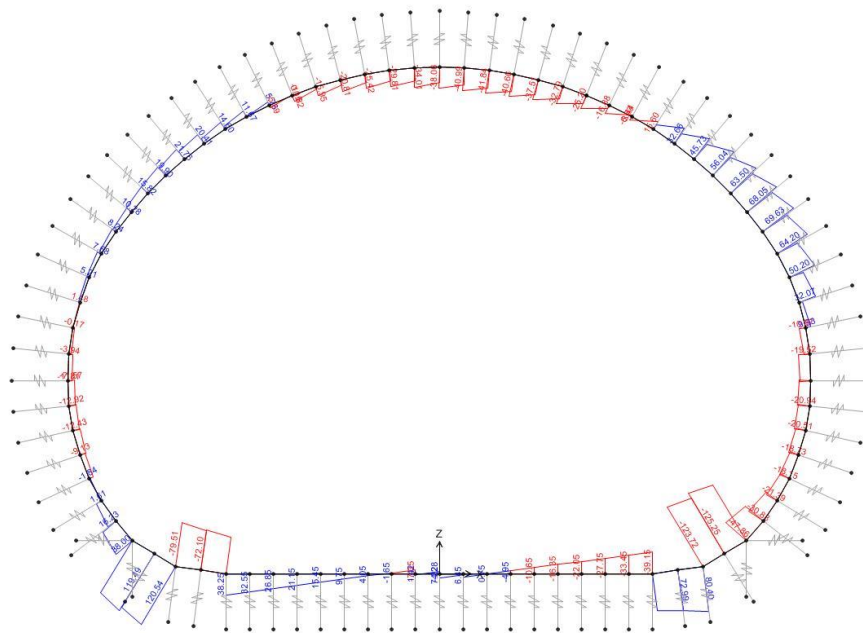


Abbildung 14: GZT06 - Schub (G5 aus der Bruchkörperanalyse)

Illustrazione 14: SLU06 - Taglio (G5 da analisi a blocchi)

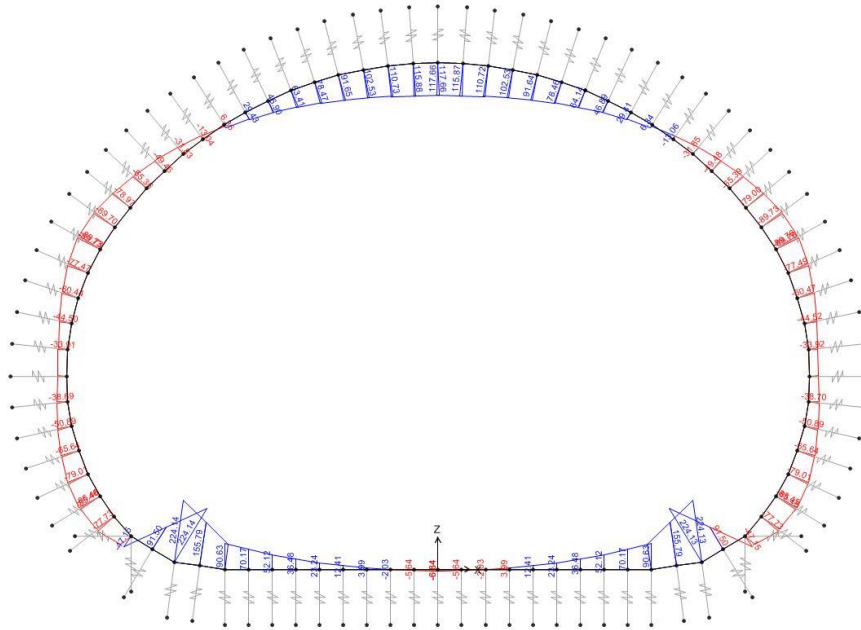


Abbildung 15: GZT06 - Biegemoment (G5 aus FDM-Analyse)

Illustrazione 15: SLU06 - Momento flettente (G5 da analisi FDM)

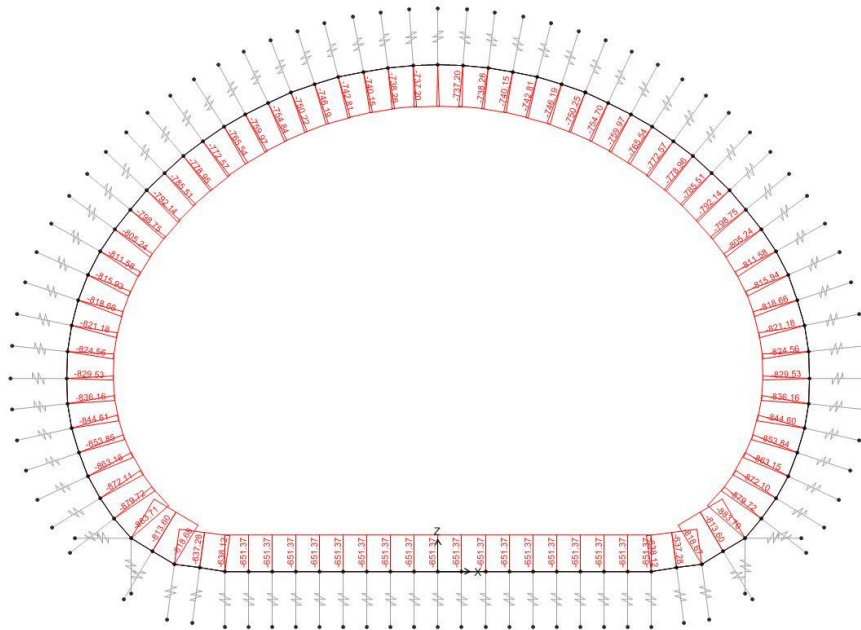


Abbildung 16: GZT06 - Axialwirkung (G5 aus FDM-Analyse)

Illustrazione 16: SLU06 - Azione assiale (G5 da analisi FDM)

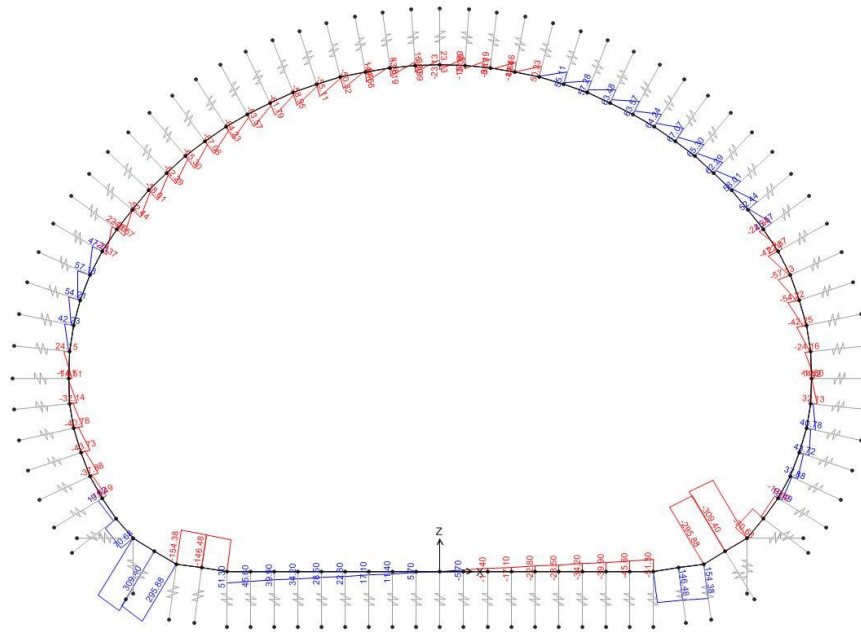


Abbildung 17: GZT06 - Schub (G5 aus FDM-Analyse)

In folgenden Diagrammen sind die Überprüfungen auf Beulspannung der bewehrten Ausbruchquerschnitte (Kappe/Widderlager, 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 F01 in Kombination GZT05 des Modells mit Last aus der FDM-Analyse ($V=156\text{kN}$) erreicht.

Bei dem Tunnelbogenaufsatz ist der Höchstschub im Ausbruchquerschnitt M01 in Kombination GZT05 des Modells mit Last aus der FDM-Analyse ($V=328\text{kN}$) erreicht.

An der Kappe und den Widderlager ist der Höchstschub in der Kombination GZT05 am Element R08, immer des Modells mit Last aus der FDM-Analyse ($V=82\text{kN}$) erreicht.

Die Querkraftüberprüfungen sind für GZT- und außergewöhnlichen GZT-Kombinationen nicht abgeleitet worden, da die Ausbruchquerschnitte schon bei Widerstandsfaktoren von 1.6 und 1.2 auf Beton und Stahl, die Kombinationen sich als nicht bemessend erweisen.

Schließlich, in Abbildung 27 sind die GZG- und Rissüberprüfungen aufgezeigt.

Illustrazione 17: SLU06 - Taglio (G5 da analisi FDM)

Nei seguenti grafici sono riportate le verifiche a pressoflessione 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 F01 nella combinazione SLU05 del modello con carico da analisi FDM ($V=156\text{N}$).

Nella muretta, il taglio massimo è raggiunto nella sezione M01 nella combinazione SLU05 del modello con carico da analisi FDM ($V=328\text{kN}$).

In calotta e ritti, il taglio massimo viene raggiunto nella combinazione SLU05 nell'elemento R08, sempre del modello con carico da analisi FDM ($V=82\text{kN}$)

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 combinazioni eccezionali non risultano dimensionanti.

Infine, nell'Illustrazione 27 sono riportate le verifiche SLE e a fessurazione.

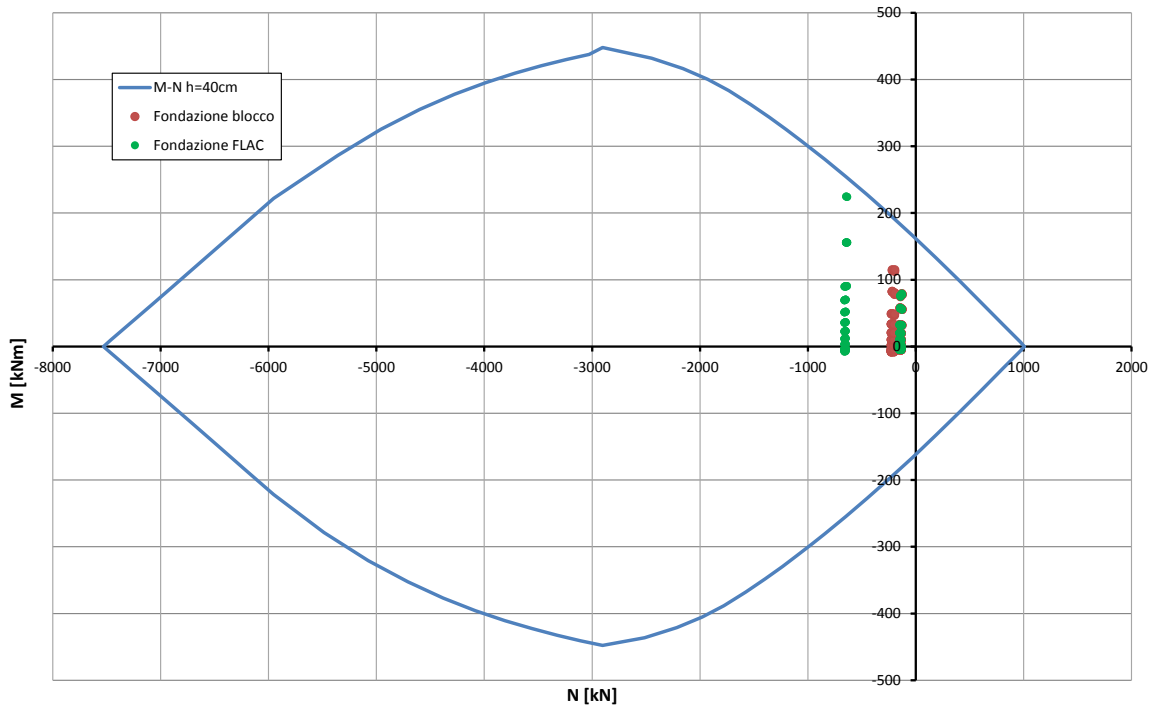


Abbildung 18: Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (GZT)

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

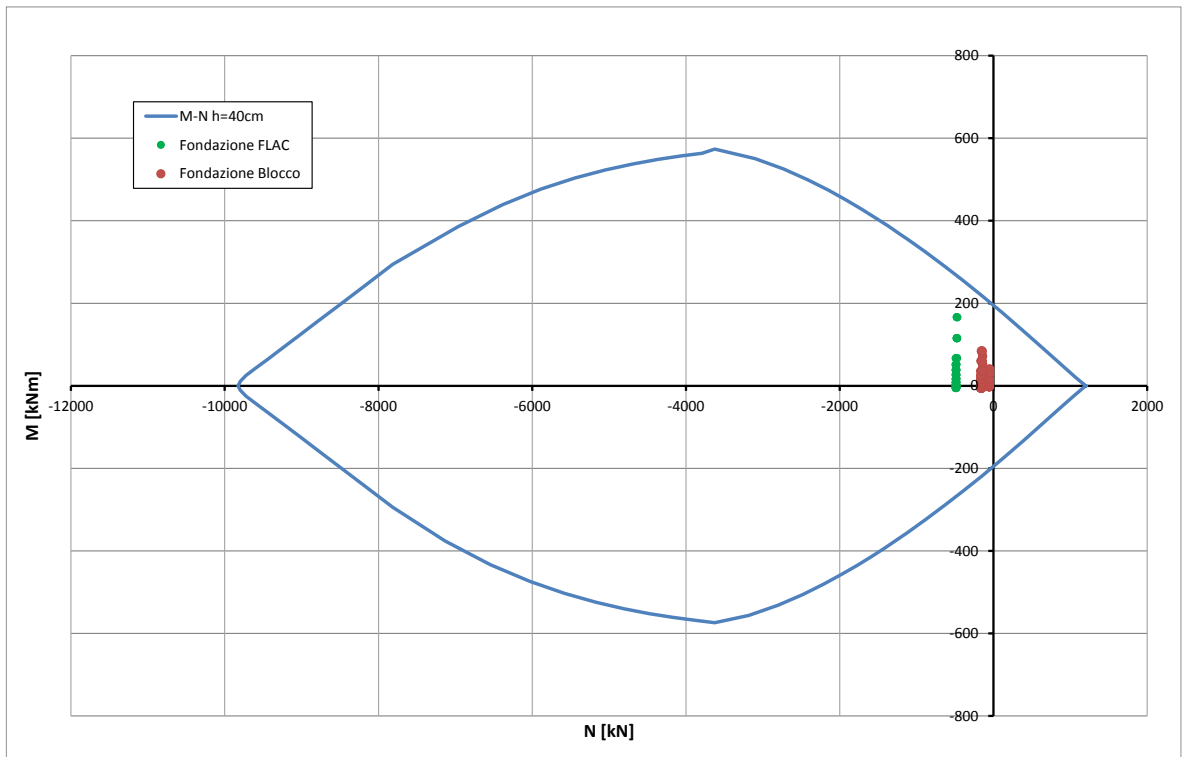


Abbildung 19: Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (außergewöhnliches GZT)

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

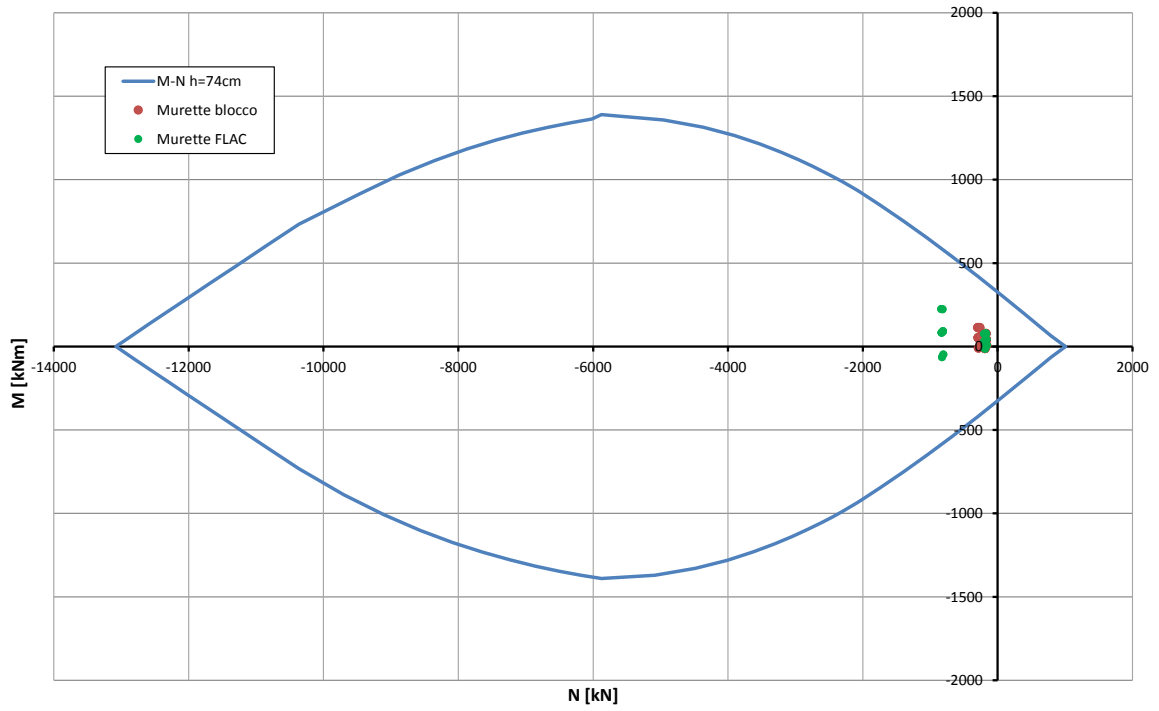


Abbildung 20: Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT)

Illustrazione 20: Verifica a pressoflessione della muretta (SLU)

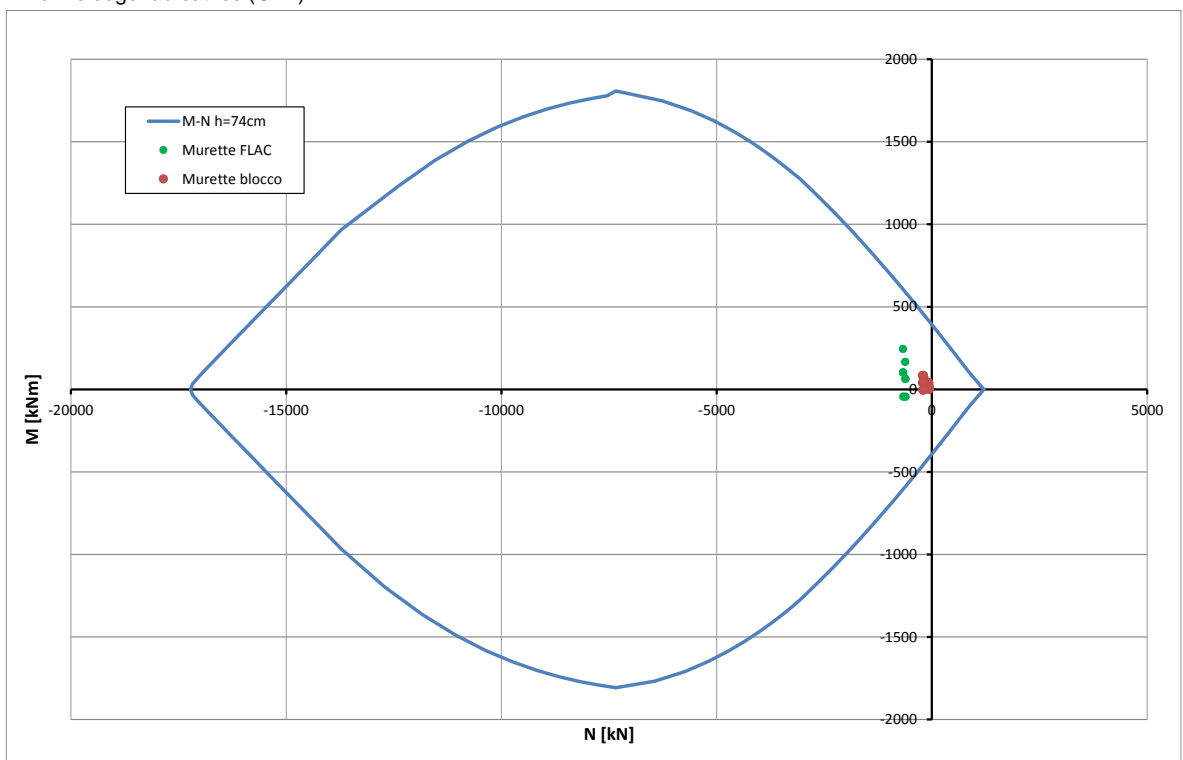


Abbildung 21: Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 21: Verifica a pressoflessione della muretta (SLU Eccezionale)

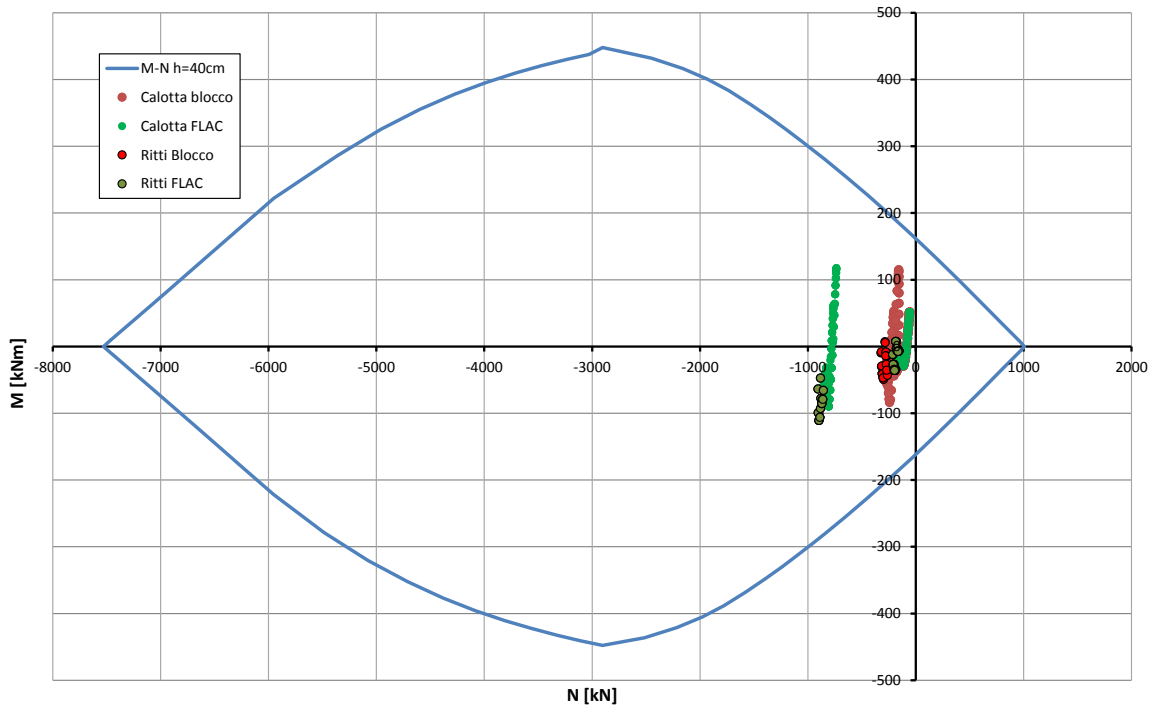


Abbildung 22: Überprüfung auf Beulspannung der Kappe und der Widerlager (GZT)

Illustrazione 22: Verifica a pressoflessione della calotta e dei ritti (SLU)

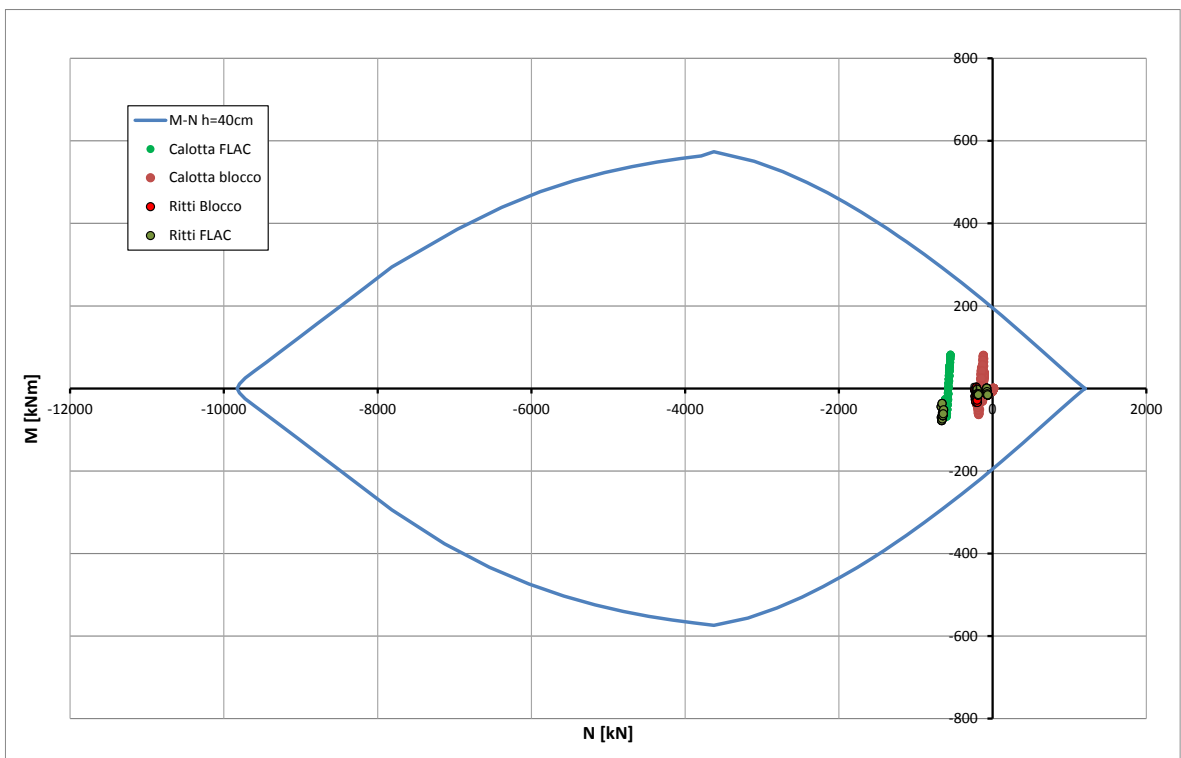


Abbildung 23: Überprüfung auf Beulspannung der Kappe und der Widerlager (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 23: Verifica a pressoflessione della calotta e dei ritti (SLU Ecezionale)

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}	=	156.00	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 24: Querkraftüberprüfung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 24: 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}	=	328.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	800.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	672	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

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

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.55	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.37	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	1.19	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	370.44	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	370.44	kN

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

Abbildung 25: Querkraftüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT)

Illustrazione 25: 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}	=	82.00	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	\emptyset	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1340	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0040	--

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 26: Querkraftüberprüfung der Kappe und der Widerlager (GZT)

Illustrazione 26: Verifica a taglio della calotta e dei ritti (SLU)

			FLAC		FLAC	FLAC
			C21-SLE06	R05-SLE05	M03-SLE05	F01-SLE05
STRESS CHARACTERISTICS SLS			GL-DM3	GL-DM3	GL-DM3	GL-DM3
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	-542	-667	-622	-480
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	95	-84	167	167
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00	0.00	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-DM3	GL-DM3	GL-DM3	GL-DM3
Overall depth of the cross section	h	[mm]	400	400	740	400
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1000	1000	1000	1000
Effective depth of the cross section	d	[mm]	332.0	332.0	672.0	332.0
Neutral axis depth	x	[mm]	193.6	258.5	415.2	131.5
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-5.68	-4.82	-2.93	10.71
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00	0.00	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	60.91	20.57	27.23	244.90
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.00	0.00	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-18.43	-18.43	-18.43	-18.43
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.00	360.00	360.00	360.00
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK	OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-DM3	GL-DM3	GL-DM3	GL-DM3
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f_{ck}	[N/mm ²]	30.71	30.71	30.71	30.71
Mean value of axial tensile strength of concrete ($=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C<C50/60)	f_{ctm}	[N/mm ²]	2.942	2.942	2.942	2.942
Characteristic axial tensile strength of concrete ($=0.7f_{ctm}$)	f_{ctk}	[N/mm ²]	2.059	2.059	2.059	2.059
Partial factor of concrete	γ_c	[-]	1.000	1.000	1.000	1.000
Design tensile resistance of concrete	f_{ctd}	[N/mm ²]	2.059	2.059	2.059	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area (f_{ctm})	$f_{ct,eff}$	[N/mm ²]	2.942	2.942	2.942	2.942
Elastic modulus of reinforcing steel	E_s	[N/mm ²]	210000	210000	210000	210000
Secant elastic modulus of concrete	E_{cm}	[N/mm ²]	32000	32000	32000	32000
= E_s/E_{cm}	α_e	[-]	6.56	6.56	6.56	6.56
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	k_t	[-]	0.40	0.40	0.40	0.40
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm ²]	68800	47167	108267	89500
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	6.7	6.7	6.7	6.7
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	16	16	16	16
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	$A_{s,l}$	[mm ²]	1340	1340	1340	1340
= $A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0195	0.0284	0.0124	0.0150
Main strain	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	%	0.174	0.059	0.078	0.755
Rebar cover	c	[mm]	60	60	60	60
Rebar spacing	s	[mm]	150	150	150	150
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	k_1	[-]	0.80	0.80	0.80	0.80
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	k_2	[-]	0.50	0.50	0.50	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	k_3	[-]	3.40	3.40	3.40	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	k_4	[-]	0.425	0.425	0.425	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$	[mm]	343.61	299.71	423.70	385.62
Crack width	w_k	[mm]	0.060	0.018	0.033	0.291
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300	0.300	0.300	0.300
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK	OK

Abbildung 27: GZG- und Rissüberprüfung

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 27: Verifica SLE e a fessurazione

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.

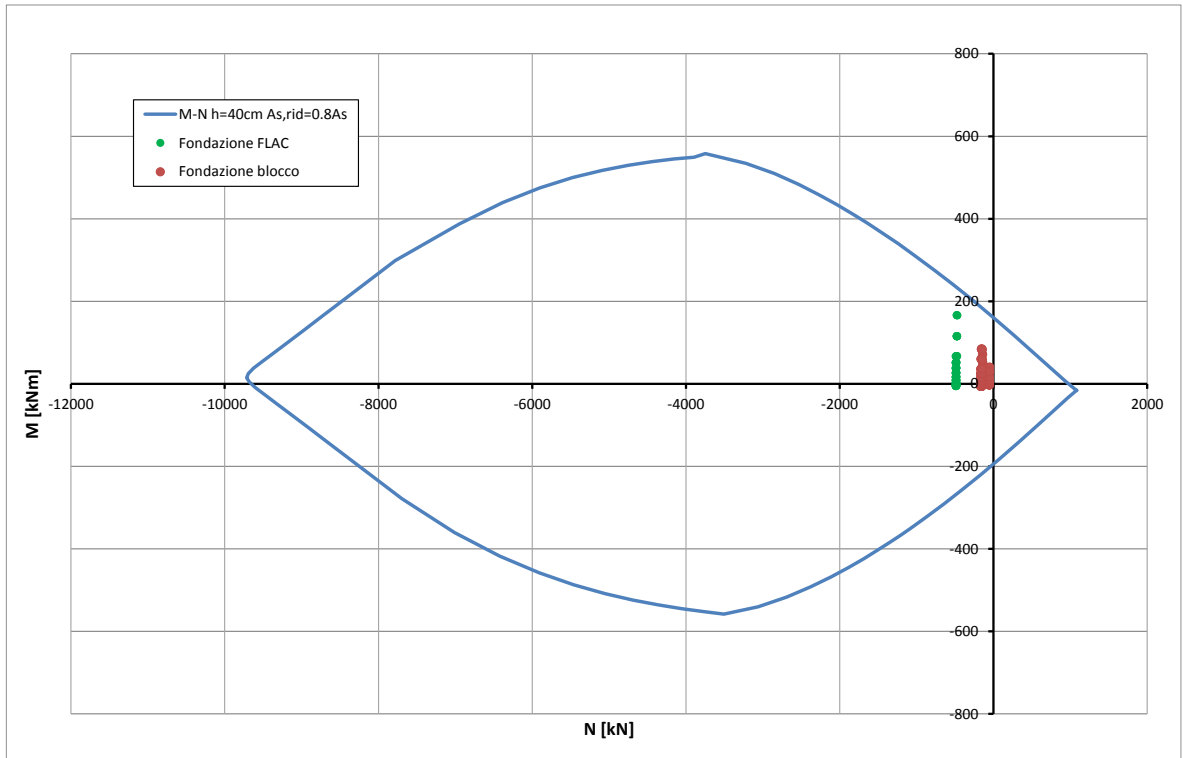


Abbildung 28: Überprüfung auf Beulspannung der Sohlplatte (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 28: Verifica a pressoflessione della fondazione (SLU) nei confronti del fuoco

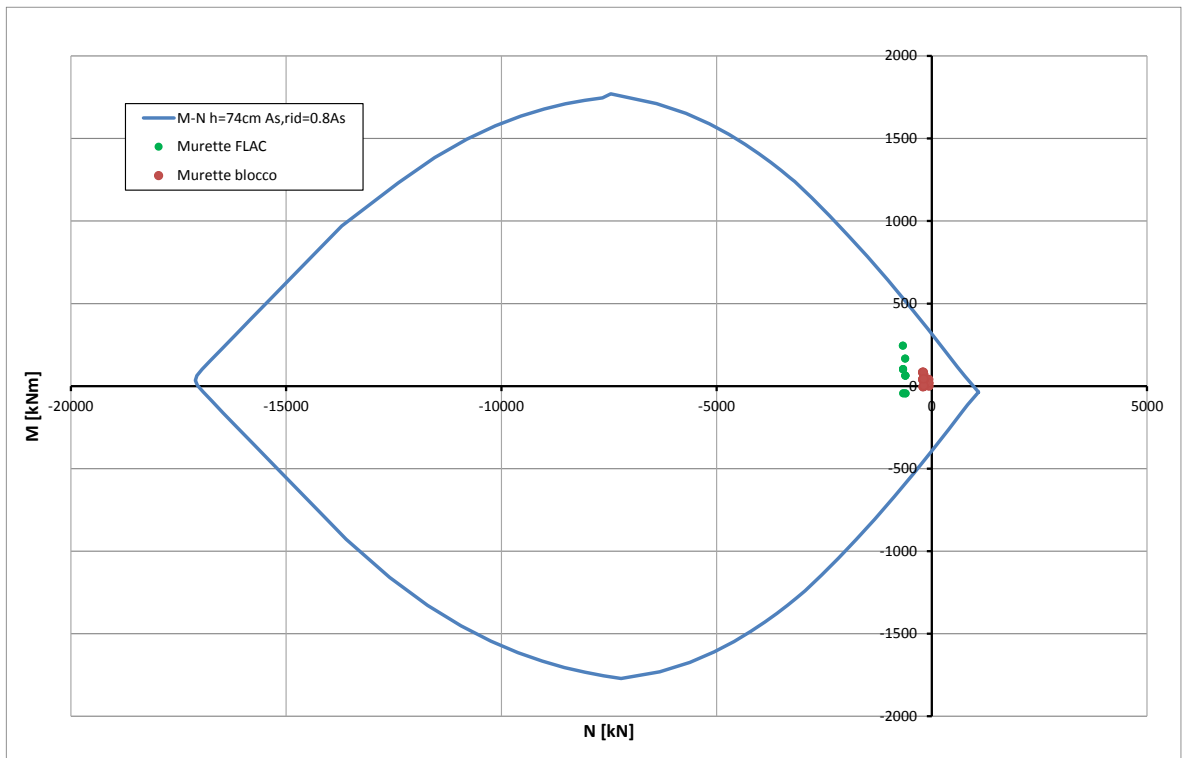


Abbildung 29: Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT) bzgl. Brand

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

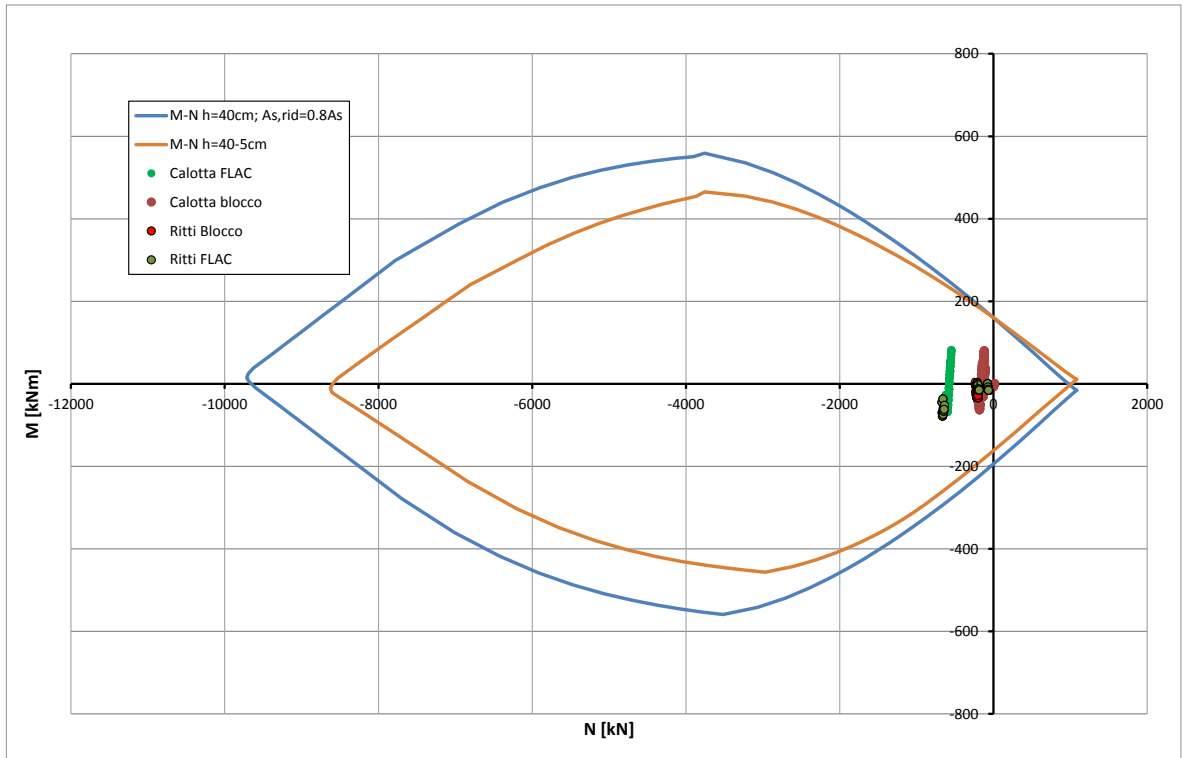


Abbildung 30: Überprüfung auf Beulspannung der Kappe und der Widerlager (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 30: Verifica a pressoflessione della calotta e dei ritti (SLU) nei confronti del fuoco