0	11/2017	PRIMA EMISSIONE	SPIGARELLI	GATTI	CASSANI
Revisione	**Data**	**Oggetto revisione**	**Redatto**	**Verificato**	**Approvato**

REGIONE LIGURIA

#ItaliaSicura
Presidenza del Consiglio dei Ministri

COMUNE DI GENOVA

PIANO STRALCIO PER LE AREE METROPOLITANE E LE AREE URBANE CON ALTO LIVELLO DI POPOLAZIONE ESPOSTA AL RISCHIO DI ALLUVIONI

Presidenza del Consiglio dei Ministri

PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
COMMISSARIO STRAORDINARIO
delegato per l'attuazione degli interventi inseriti nell'A.d.P. del 16.09.2010 e ss.ii.
(ex art. 10 del D.L. n. 91 del 24.06.2014)

Commissario straordinario

Dott. Giovanni TOTI

PROGETTISTI

CAPOGRUPPO MANDATARIA:

ROCKSOIL S.p.A.
CONSULENZA E ASSISTENZA TECNICA
nel campo della GEOINGEGNERIA

MANDANTI:

art ambiente risorse territorio

HYDRODATA INGEGNERIA DELLE RISORSE IDRICHE

Ing. Mario CANGIANO

Ing. Paolo GALLO

Ing. Francesco DE SANCTIS

Dott.ssa Francesca GIOMI

RESPONSABILE STRUTTURA COMMISSARIALE: **Ing. Luca BERRUTI**

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO: **Ing. Stefano PINASCO**

Progettista responsabile integrazioni prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico della mandataria.
Rocksoil S.p.A.
Ing. Giovanna Cassani
Ord. Ingg. Milano N° 20997



Progettista/Progettisti responsabili elaborato
Rocksoil S.p.A.
Ing. Giovanna Cassani
Ord. Ingg. Milano N° 20997



Intervento/Opera

SECONDO LOTTO DEI LAVORI RELATIVI ALLA REALIZZAZIONE DELLA GALLERIA SCOLMATRICE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA

PROGETTO ESECUTIVO

N° Progr. ----

Codice elaborato: BIS2E - R - OST00 -RE02- 0

Oggetto della tavola

OPERE IN SOTTERRANEO

GENERALI

Galleria scolmatrice tratta in tradizionale - Relazione tecnica e di calcolo

Scala: -

Data: NOVEMBRE 2017

Codice FILE: BIS2E-R-OST00-RE02-0.DWG

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DELLA STRUTTURA COMMISSARIALE E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

Sommario

1 INTRODUZIONE 4
2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 5
3 SOFTWARE DI CALCOLO 6
4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO,IDROGEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO 7
5 MATERIALI 8
5.1 Rivestimenti definitivi 8
5.2 Rivestimenti provvisionali 8
5.2.1 Carpenteria metallica 8
5.2.2 spritz beton 8
5.2.3 miscele di iniezione 9
6 DESCRIZIONE GENERALE DELL INTERVENTO 10
7 ANALISI DEI CARICHI 13
7.1 Peso proprio 13
7.2 Spinta idrostatica 13
7.3 Spinta delle terre 13
7.4 Sovraccarico 13
7.5 Azione sismica 13
8 CRITERI DI VERIFICA 15
8.1 Criteri di verifica dei pre-rivestimenti 15
8.1.1 Note generali 15
8.1.2 Verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo 15
8.2 Criteri di verifica dei rivestimenti definitivi 16
8.2.1 Note generali 16
8.2.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio 16
8.2.3 Verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo 19
9 FASE DI DIAGNOSI 22
9.1 Previsione del comportamento della galleria e dell'ammasso allo scavo – cenni teorici 22
9.2 Analisi di stabilità del fronte e del cavo 24
9.2.1 Procedura operativa 24
9.2.2 Esito delle analisi 26
9.2.3 Quadro di sintesi delle classi di comportamento dell'ammasso all'apertura del cavo 35
10 FASE DI TERAPIA 36
10.1 Sezioni tipo– Tratta Monte 36
10.1.1 Sezione tipo Ab 36
10.1.2 Sezione tipo Ac 37
10.1.3 Sezione tipo B0v 38
10.1.4 Sezione tipo B2v 39
10.1.5 Sezione tipo C1v-1 40
10.1.6 Sezione tipo C1v-2 41
10.1.7 Sezione tipo C1v-3 42
10.1.8 Sezione tipo C1v-4 44
10.1.9 Sezione tipo C1v-5 45
10.1.10 Sezione tipo C2v 46
10.2 Sezioni tipo– Tratta Mare 48

10.2.1 Sezione tipo B0v 48
10.2.2 Sezione tipo B2v 49
10.2.3 Sezione tipo C2v 50
10.2.4 Concio di attacco 51
11 ANALISI NUMERICHE AGLI ELEMENTI FINITI 53
11.1 Individuazione delle sezioni di calcolo 53
Sezione 1 – pk 6+630 –ViaAdamoli - sezione tipo C1v3 53
Sezione 2 – pk 6+010 –MaxCopertura - sezione tipo Ab 53
Sezione 3 – pk 0+000 –Cso Italia - sezione tipo C2v 53
11.2 Procedura operativa di analisi 54
11.2.1 Procedimento operativo per la taratura del rilascio tensionale progressivo dell'ammasso nei modelli di calcolo bidimensionali 54
11.2.2 Fasi di calcolo 58
11.2.3 Modellazione dei bulloni 59
11.2.4 Modellazione dei prerivestimenti 59
11.2.5 Modellazione dei rivestimenti definitivi gettati in opera 59
11.3 Risultati della analisi svolte 60
11.3.1 Sezione 1 – ViaAdamoli 60
11.3.2 Sezione 2 – MaxCopertura 76
11.3.3 Sezione3 –Corso Italia 88
11.4 Verifiche strutturali pre-rivestimenti 102
11.4.1 Sezione1-Via Adamoli 102
11.4.2 Sezione2-Corso Italia 104
11.4.3 Sezione 3- MaxCopertura 106
11.5 Verifiche strutturali dei rivestimenti definitivi 107
11.5.1 Sezione 1 - Via Adamoli-Pressoflessione-SLU 107
11.5.2 Sezione 1 -Via Adamoli - Verifiche a taglio-Sezione armata - SLU 110
11.5.3 Sezione 1 - Via Adamoli - Verifiche SLE 112
11.5.4 Sezione 2 -MaxCopertura–Pressoflessione - SLU 118
11.5.5 Sezione 2- MaxCopertura- Verifiche a taglio - SLU 120
11.5.6 Sezione 2- MaxCopertura - Verifiche SLE 121
11.5.7 Sezione 3 -Corso Italia - Pressoflessione - SLU 128
11.5.8 Sezione3-Corso Italia - Verifiche a taglio -SLU 130
11.5.9 Sezione 3-Corso Italia- Verifiche SLE 132
11.6 Valutazione degli effetti di scavo 139
12 Analisi dei tetraedri instabili 141
12.1 Premessa 141
12.2 Procedura di verifica 142
12.3 Analisi geostrutturali 142
12.3.1 Parametri delle discontinuità 143
12.4 Supporti 144
12.4.1 Bulloni 145
12.4.2 Spritz Beton 145
12.5 Analisi 146
12.5.1 Analisi 1 146
12.5.2 Analisi 3 148
12.6 Conclusioni 149
13 ALLEGATI 150

1 INTRODUZIONE

La presente Relazione Tecnica e di Calcolo fa parte dei documenti previsti nell'ambito del Progetto Esecutivo del 2° Lotto dei lavori per la realizzazione della galleria scolmatrice del torrente Bisagno, nel comune di Genova.

L'intervento oggetto dell'affidamento di progettazione esecutiva comprende nello specifico il complesso delle opere di presa e sistemazione dell'alveo Bisagno, la finestra di accesso al camerone, la galleria scolmatrice con sviluppo complessivo di 6500 m circa da scavarsi parzialmente in tradizionale e parzialmente (parte prevalente) con sistema meccanizzato e gli interventi connessi allo sbocco a mare presso la spiaggia di San Giuliano, con il completamento del manufatto di convergenza della galleria Bisagno sulla galleria scolmatrice del torrente Fereggiano, i cui lavori sono in corso di completamento.

Si prevede che in primo luogo venga realizzata la finestra di accesso che si connetterà alla galleria principale mediante un camerone in cui verrà montata la fresa e da cui partiranno le attività di scavo meccanizzato verso valle. Lo scavo della porzione a monte, dal camerone alla camera di presa, verrà realizzata invece con metodo tradizionale per una lunghezza complessiva di circa 646 m.

Lo scavo mediante fresa proseguirà per tutta la lunghezza del tracciato sino all'interferenza con Corso Italia al di sotto del quale è previsto lo scavo con metodo tradizionale: il contesto e le varie interferenze presenti richiedono infatti lo studio di una soluzione e di una fasistica ad hoc per gli ultimi 48 m della tratta.

Nella presente relazione si riportano le analisi relative ai tratti scavati con metodo tradizionale che costituiscono parte della galleria scolmatriceprincipale .

Nell seguito, dopo una breve sintesi del quadro geologico-geomeccanico di riferimento ed una descrizione delle caratteristiche principali dell'opera, si riportano i risultati delle analisi numeriche condotte per il dimensionamento della galleria e le verifiche strutturali effettuate per la valutazione del comportamento dei rivestimenti provvisori e definitivi.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per lo svolgimento delle analisi e la redazione degli elaborati di progetto esecutivo si è fatto riferimento alle seguenti norme:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni"
- UNI EN 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità"

3 SOFTWARE DI CALCOLO

Ai fini dell'esecuzione dei calcoli geotecnici e strutturali si è fatto uso dei seguenti software/strumenti di calcolo:

- PHASE 2 - Versione 8.0 - Rocscience
- RocSupport – Versione 3.005 - Rocscience
- Fogli di calcolo Excel specificatamente implementati per la verifica degli elementi strutturali
- UNWEDGE - Rocscience

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO,IDROGEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Dal punto di vista geologico – stratigrafico e litologico l'area in esame è caratterizzata dalla presenza di tre distinte formazioni che, dalla più antica alla più recente sono:

- **Argilliti di Montoggio, (Cenomaniano – Turoniano: Cretaceo superiore)**, costituite da argilliti laminate con limitate intercalazioni quarzoso – arenacee e con un grado di fratturazione da medio ad elevato,
- **Flysch di Monte Antola, (Campaniano superiore, Maastrichtiano – Paleocene basale)**, in facies torbiditica costituito da alternanze ritmiche di calcari, calcari marnosi ed argilliti con grado di fratturazione medio ed accentuato nelle zone di disturbo tettonico,
- **Argille di Ortovero, (Pliocene inferiore)**, costituite da marne argillose ed argille marnose con sporadici livelli sabbioso – calcarenitici,
- **Depositi alluvionali**, costituiti da ghiaie, ghiaie limose e ghiaie sabbiose con spessori fino a 25 – 30 m,
- **Coltri detritiche eluvio-colluviali** costituite da un abbondate scheletro grossolano di clasti calcarei immersi in una matrice sabbiosa o limo-argillosa, gli spessori vanno da pochi metri fino a 10 – 15 m,
- **Depositi di spiaggia**, costituiti da depositi ciottolosi e/o rinascimenti sabbiosi artificiali
- **Depositi antropici**, costituiti da materiali sciolti, eterogenei, ghiaie argillose con sabbie, con frammenti calcarei eterometrici a spigoli vivi, pezzi di calcestruzzo, chiodi metallici, ferri di armatura, ecc.

La galleria si sviluppa per la maggior parte del tracciato all'interno della formazione del Flysch di Monte Antola, interessato da alcune zone di taglio, in corrispondenza delle quali, l'ammasso roccioso è previsto essere intensamente fratturato. Nel complesso l'ammasso calcareo e calcareo – marnoso è costituito da bancate prevalentemente calcaree o calcareo marnose, lo stato di fratturazione della roccia non è elevato ed il valore medio di RQD è discreto. La stratificazione, generalmente poco evidente in affioramento, è stata ben osservata/rilevata dalle carote dei sondaggi.

Per dettagli si faccia riferimento agli elaborati specifici.

5 MATERIALI

5.1 Rivestimenti definitivi

calcestruzzo R_{ck} ≥45 N/mm²:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 37.35$ N/mm²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.85 \cdot fck/1.5 = 19.83$ N/mm²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}2/3 = 3.35$ N/mm²
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.346$ N/mm²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 1.564$ N/mm²
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 22.41$ N/mm²
Resistenza a compressione (comb. Quasi Permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 16.81$ N/mm²
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000\ [(f_{ck}+8)/10]0.3 = 34077$ N/mm²

Per le armature metalliche si adottano barre in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Limite di snervamento	$f_y \geq 450$ N/mm²
Limite di rottura	$f_t \geq 540$ N/mm²
Allungamento totale al carico massimo	$A_{gt} \geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1{,}15 \leq R_m/R_e \leq 1{,}35$
Rapporto f_y misurato/ f_{ynom}	≤ 1,25
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} = 360.00$ N/mm²
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\sigma_s = 391.30$ N/mm²

5.2 Rivestimenti provvisionali

5.2.1 Carpenteria metallica

E' previsto l'uso di acciaio tipo S275:

Resistenza caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 275$ N/mm²
Modulo elastico	$E_s = 210000$ N/mm²
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.05$

5.2.2 spritz beton

classe R_{ck} ≥35 N/mm2:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05$ N/mm²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.85 \cdot fck/1.5 = 16.46$ N/mm²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1.94$ N/mm²
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.36$ N/mm²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 0.91$ N/mm²
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 9.87$ N/mm²
Resistenza a compressione (comb. Quasi Permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 7.41$ N/mm²
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000\ [(f_{ck}+8)/10]^{0.3} = 32588$ N/mm²

5.2.3 *miscele di iniezione*

Iniezione di guaina :

Cemento 32.5R-42.5R
Rapporto acqua/cemento 1.5-2.0
Rapporto bentonite/acqua 0.05/0.08 (eventuale)
Viscosità MARSCH (ugello 4.7mm) 30-35 sec.

Iniezioni di consolidamento:

Cemento a finezza di macinazione non inferiore a 4500 cm/g Blaine (tipo 42.5R-52.5R)
Rapporto bentonite/acqua < 0.02(eventuale)
Additivo fluidificante 4% di peso del cemento
Viscosità MARSCH (ugello 4.7mm) 35-45 sec.

NOTA: la composizione fornita si ritiene indicativa; la taratura dovrà essere operata in corso d'opera attraverso campi prova.

6 DESCRIZIONE GENERALE DELL INTERVENTO

La presente relazione si riferisce alle porzioni di galleria scolmatrice scavate con metodo tradizionale. Si tratta di un totale di circa 694 m così distribuiti:

- 646 m che corrispondono con la tratta monte che si estende dal Camerone all'opera di presa;
- 48 m che corrispondono alla tratta mare che si estende nell'ultima porzione di tracciato appena prima del tratto di sottoattraversamento degli arconi di Corso Italia.

Il tratto di monte presenta una copertura variabile da circa 130m a circa 3 m in corrispondenza della connessione all'opera di presa. In questo ultimo tratto si realizza planimetricamente il sottoattraversamento di Via Adamoli.

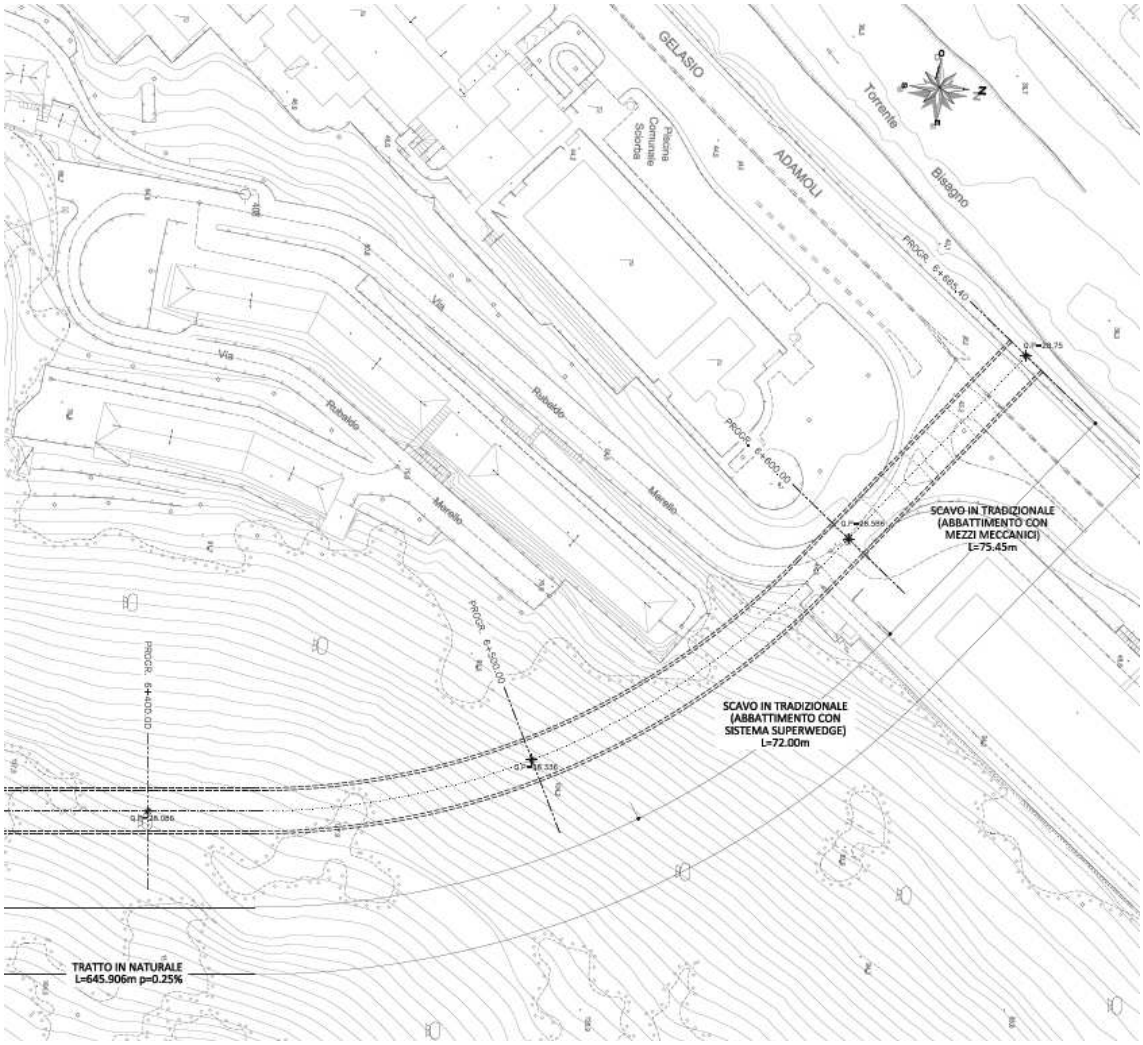


Figura 6-1 – Tratto di monte - Porzione terminale in corrispondenza della connessione con l'opera di presa - Planimetria

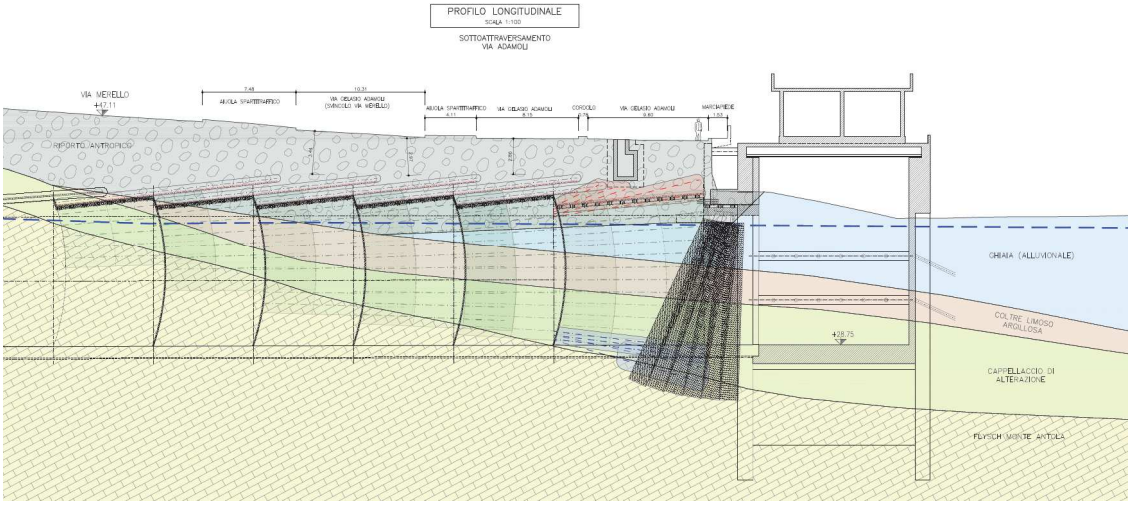


Figura 6-2 - profilo longitudinale in corrispondenza del sottoattraversamento di via Adamoli

Il tratto lato mare si sviluppa interamente a basse coperture; lo scavo inizierà dal pozzo scavato per la realizzazione della galleria artificiale e procederà verso monte per 48 m ovvero fino al termine della tratta scavata in TBM. La sezione trasversale del rivestimento definitivo presenta dimensioni maggiori in quanto dovrà consentire il passaggio della TBM che transiterà sino al l'area predisposta per il suo smontaggio.

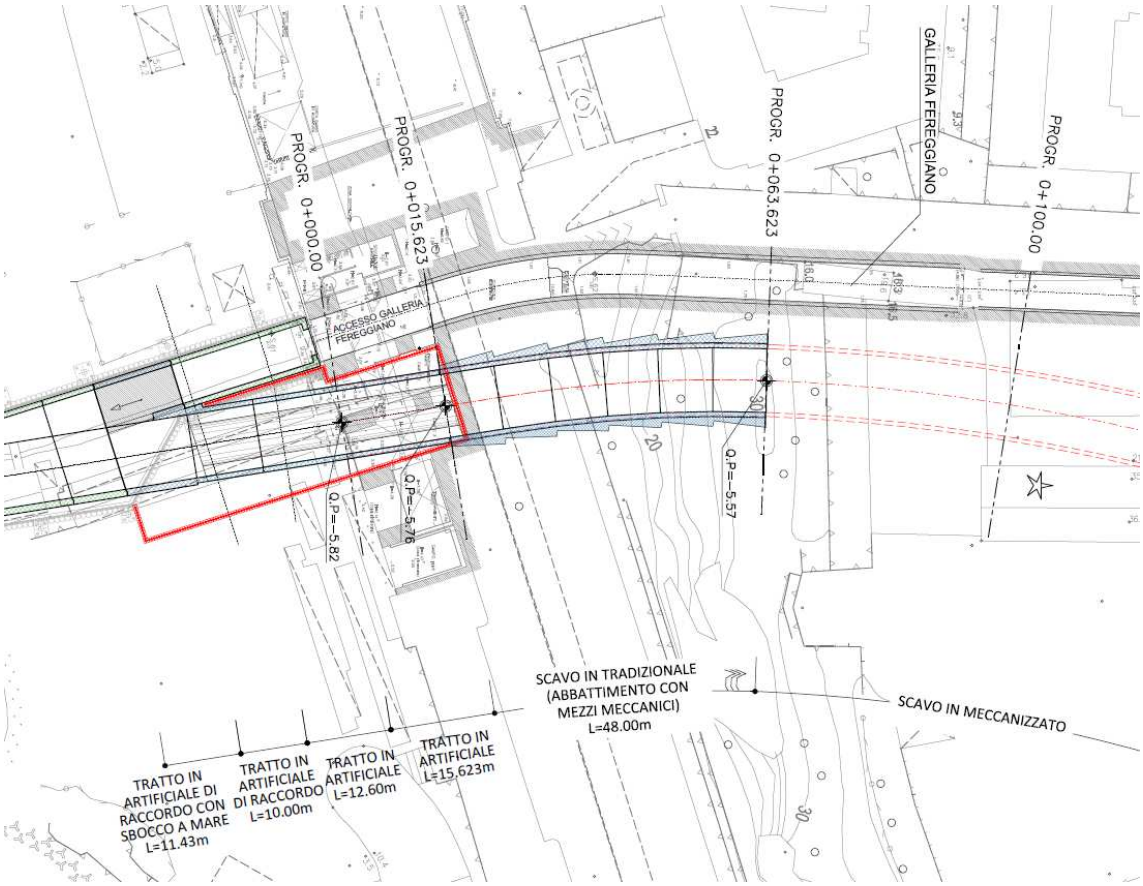


Figura 6-3 - Planimetria tratta mare

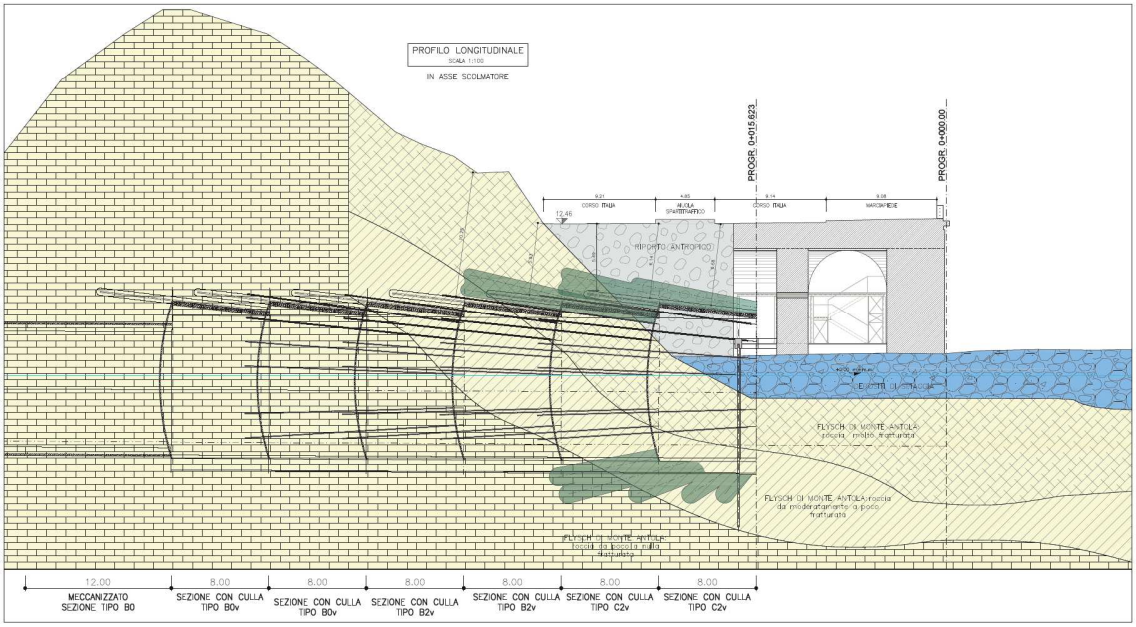


Figura 6-4 - Profilo Sottoattraversamento corso Italia

7 ANALISI DEI CARICHI

Per la verifica strutturale delle gallerie si considerano i seguenti carichi agenti.

7.1 Peso proprio

Si assume un peso specifico degli elementi strutturali pari al peso specifico del calcestruzzo armato (25 kN/m^3). Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato automaticamente dal programma.

7.2 Spinta idrostatica

Nel calcolo si considera un battente idraulico agente sul manufatto pari alla quota di falda indicata dalla relazione idrogeologica. Si assume un peso specifico dell'acqua pari a 10 kN/m^3.

7.3 Spinta delle terre

L'analisi ad elementi finiti consente la valutazione del comportamento accoppiato di struttura e terreno nelle varie fasi realizzative per ciascuna delle quali si calcolano le spinte agenti sul manufatto.

7.4 Sovraccarico

A piano campagna si prevede un sovraccarico pari a 10 kN/m^{2}in corrispondenza della sede stradale ove presente.

7.5 Azione sismica

La galleria viene verificata con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), secondo cui a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Per la valutazione della vita nominale nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 3: "grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica" (paragrafo 2.4 delle 'Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008''). La vita nominale risulta pertanto $V_N \geq 100$ anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV: "costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importante, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. (…) Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. (…)". Il coefficiente d'uso risulta quindi Cu = 2.
Il periodo di riferimento $V_R$si ricava moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U e nel caso specifico si ottiene:

$V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni x 2.0 = 200 anni

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri che vengono forniti dalla normativa per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per i periodi di ritorno considerati:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R, espresso in anni si ricava a partire dal periodo di riferimento e dalla probabilità di superamento secondo la seguente formula:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{200}{\ln(1-0.1)} = 1898 \ anni$$

Si riportano i valori dei parametri sismici per il sito ove sorge la costruzione:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,041	2,537	0,255
SLD	201	0,050	2,529	0,270
SLV	1898	0,110	2,525	0,303
SLC	2475	0,120	2,522	0,305

In base alla natura del terreno e ai parametri individuati, il suolo presente è classificabile in Categoria B. Da ciò si ricava il parametro $S = S_S S_T$ che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

$S_S = 1.2$

$S_T = 1$ per una categoria topografica T1, da cui:

$S = S_S \cdot S_T = 1.2$

L'analisi sismica di tipo pseudo-statico viene eseguita automaticamente dal programma di calcolo inserendo i coefficienti sismici orizzontale e verticale che assumono i seguenti valori:

$k_h = \beta_m \cdot S \cdot a_g/g = 1.2 \cdot 0.11 = 0.132$

$k_v = 0.5 \cdot k_h$

8 CRITERI DI VERIFICA

8.1 Criteri di verifica dei pre-rivestimenti

8.1.1 Note generali

I pre-rivestimenti sono stati verificati al solo stato limite ultimo dato il loro carattere temporaneo.Leverifiche,svolte su pre-rivestimenti di spessore maggiori di 10 cm, sono state condotte in accordo a quanto prescritto dalla normativa di riferimento (NTC 2008) valutando le tensioni massime in acciaio e calcestruzzo dovute all'effetto combinato delle azioni interne agenti. Nel dettaglio la verifica si considera soddisfatta quando risultano verificate le seguenti relazioni:

$\sigma_{s,SLU}<f_{yd}$

$\sigma_{c,SLU}<f_{cd}$

dove i valori delle massime resistenze di progetto sono valutati come

$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$

$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$

per la valutazione del fattore di sicurezza si è utilizzata la procedura automatica del programma ad elementi finiti usato per la modellazione (Phase 2.0) che implementa la procedura di calcolo proposta da C. Carranza Torres e M. Diederichs basata sulla costruzioni di diagrammi di capacità ("Mechanicalanalysis of circularliners with particularreference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets" – Tunnelling and Underground Space technology24 (2009) 506-532) e descrittabrevemente in seguito.

8.1.2 Verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo

Come accennato al paragrafo precedente il programma di calcolo utilizzato implementa la procedura proposta da da C. Carranza Torres e M. Diederichs. Tale metodo prevede che nel calcolo delle sollecitazioni il pre-rivestimento venga schematizzato attraverso una sezione equivalente le cui caratteristiche geometriche (spessore e larghezza) vengono valutate a partire dalle rigidezze assiali e flessionali delle singole componenti. Coerentemente si ricavano i parametri di rigidezza della sezione equivalente e il modulo elastico del materiale. In tal modo il programma valuta un unico valore di azione interna per il pre-rivestimento dal quale verranno dedotti a valle dell'analisi i valori da considerare per le singole componenti, ovvero centine e spritz beton. Tale equivalenza è valutata basandosi sull'ipotesi fondamentale che i due materiali siano rigidamente connessi e che pertanto si deformano in modo uguale sia sotto carichi assiali che a flessione.

Una volta determinate le azioni interne agenti sui prerivestimenti si valuta il fattore di sicurezza rispetto al valore resistente associato alla sezione. Questo confronto viene realizzato mediante la rappresentazione dei diagrammi di capacità per le singole componenti.

Tali diagrammi vengono realizzati considerando l'azione accoppiata di momento flettente-sforzo normale e taglio-sforzo normale. Nel dettaglio si tratta della definizione di domini di resistenza associati ad un certo fattore di sicurezza prescelto.

Per quanto riguarda il caso di pressoflessione le tensioni massima e minima possono essere valutate a partire dallo sforzo normale e dal momento flettente agenti sulla sezione stessa (N e M) attraverso la relazione:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{J} \cdot \frac{t}{2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{J} \cdot \frac{t}{2}$$

Dove A è l'area della sezione, J è il momento d'inerzia e t è lo spessore. Per determinare il fattore di sicurezza è necessario confrontare le massime/minime tensioni con il limite ammissibile da normativa, ovvero:

$$FS = \frac{\sigma_{amm}}{\sigma_{\max/\min}}$$

Sostituendo le prime equazioni nella terza è possibile pertanto determinare per i differenti valori di momento flettente il corrispondente sforzo normale associato al fattore di sicurezza prescelto.

$$N = -\frac{|M|At}{2J} + \frac{\sigma_{amm} A}{FS}$$

$$N = \frac{|M|At}{2J} + \frac{\sigma_{amm} A}{FS}$$

Analogamente si può procedere per il caso di taglio e sforzo normale per il quale si riguarda all'articolo citato per dettagli.

Per quanto riguarda le strutture in oggetto, dato che le analisi sono condotte in combinazione rara, si considereranno i seguenti valori del fattore di sicurezza:

$FS_s = 1.3 \cdot 1.05 = 1.365$

$FS_c = 1.3 \cdot 1.5 = 1.95$

8.2 Criteri di verifica dei rivestimenti definitivi

8.2.1 Note generali

I criteri di verifica adottati per il calcolo delle armature sono quelli presenti nella normativa italiana NTC'08 al capitolo 6, per le sezioni in cemento armato inflesse e presso inflesse, sia per lo Stato Limite Ultimo che per lo Stato Limite di Esercizio. Le caratteristiche meccaniche dei materiali strutturali utilizzati per le verifiche sono riportati nei capitoli precedenti.

8.2.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Si considereranno i limiti imposti dalle NTC'08 sulle tensioni di compressione nel calcestruzzo per combinazione di carico quasi permanente:

$\sigma_c < 0.25 f_{ck}$ (calcestruzzo non armato)

$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ (calcestruzzo armato)

Per l'acciaio invece vale la limitazione sotto riportata. Tale limite è imposto dalla norma per la combinazione di carico rara:

$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ (acciaio di armatura)

8.2.2.1 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0

b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t \leq \frac{f_{ctk}}{\gamma_m}$$

c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

w_1 = 0,2 mm
w_2 = 0,3 mm
w_3 = 0,4 mm

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

<u>Condizioni ambientali</u>

Le condizioni ambientali, ai fini della valutazione della durabilità delle strutture in calcestruzzo, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive.

La tabella 4.1.III delle NTC raccoglie le classi di esposizione per ogni condizione ambientale:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 8-1 – Descrizione delle condizioni ambientali

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni XC4.

Tabella C4.1.IV *Copriferri minimi in mm*

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tabella 8-2: Copriferri minimi

Si mantiene pertanto un copriferro di 5 cm impiegando un calcestruzzo di classe C32/40.

Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi: armature sensibili e armature poco sensibili. Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso (con stato tensionale imposto). Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Le armature del manufatto oggetto di analisi appartengono al gruppo delle armature poco sensibili.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV – *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 8-3: Stato limite di fessurazione

Le armature della galleria, oggetto della presente relazione, appartengono al gruppo delle armature poco sensibili e si trovano in condizioni ambientali aggressive.

Per la verifica dello stato limite di fessurazione si fa quindi riferimento al limite di apertura delle fessure w_1 pari a 0.2 mm sia per le azioni quasi permanenti.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tabella riportata in precedenza.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da: $w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$

dove ε_{sm} è la deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm}eΔ_{smax} è la distanza massima tra le fessure.

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{smax}si utilizzano le formulazioni riportate nella circolare esplicativa alle NTC 2008. Cui si rimanda per i dettagli.

8.2.3 *Verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo*

8.2.3.1 *Pressoflessione*

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali si adottano le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Si assumeranno come diagrammi tensione-deformazione i diagrammi parabola-rettangolo e elastico perfettamente plastico per calcestruzzo e acciaio, rispettivamente.

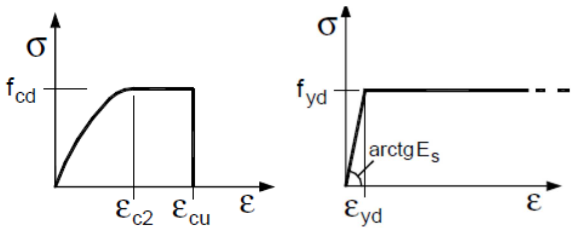


Figura 8-1 – Diagrammi σ–ε [NTC 2008]

Per la classe di calcestruzzo adoperata i valori di deformazione ε_{c2} ed ε_{cu} valgono rispettivamente 0.2% e 0.35%. La deformazione ultima ε_{yd} dell'acciaio è pari all'1%.

Con riferimento alla sezione pressoinflessa in figura, la verifica di resistenza si conduce controllando che:

$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$

Dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed};

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Le sollecitazioni di progetto sono ottenute moltiplicando, per opportuni fattori amplificativi, i valori caratteristici derivanti dall'analisi numeriche. Nella fattispecie, essendo i carichi sui rivestimenti di natura permanente e compiutamente definita, il fattore moltiplicativo è stato assunto pari a 1.3.

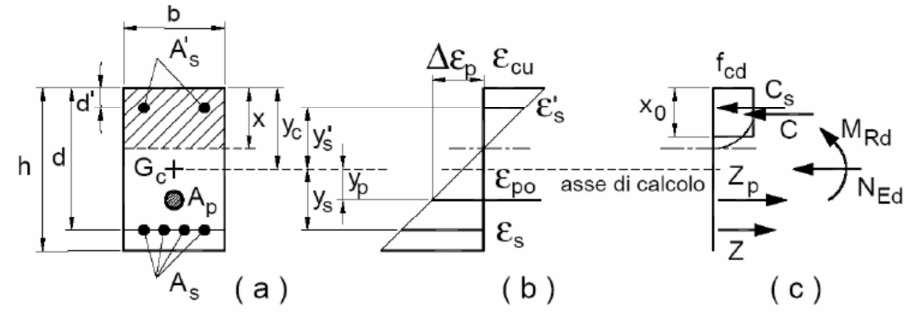


Figura 8-2 – Sezione pressoinflessa [NTC 2008]

8.2.3.2 Taglio

In generale gli elementi delle gallerie non sono provvisti di una specifica armatura a taglio. Per quanto riguarda gli elementi che prevedono una armatura a flessione la resistenza verrà valutata con la seguente formulazione:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{1}{\gamma_c} 0.18 \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq \left(\upsilon_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d$$

nella quale:

$$\gamma_c = 1.5$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} < 0.02$$ rapporto geometrico di armatura longitudinale

$$\upsilon_{\min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 f_{cd}$$ tensione media di compressione della sezione

essendo*d* l'altezza utile e b_w la larghezza minima della sezione.

La verifica di resistenza è soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:$V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Nel caso in cui la verifica sopra riportata non risulti soddisfatta si prevede l'installazione di una specifica armatura a taglio. La resistenza dell'elemento strutturale si valuta dunque come:

V_{Rd} = min (V_{Rsd}, V_{Rcd})

In cui:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg\,\theta$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot {ctg\,\theta} \Big/ \left(1 + ctg^2\theta\right)$$

Per il significato dei simboli si faccia riferimento allo specifico capitolo di normativa (4.1.2.1.3.2).

Per quanto riguarda le sezioni non armate si considereranno i limiti imposti dalle NTC'08 sulle tensioni tangenziali nel calcestruzzo:

$\tau_c < 0.21\ f_{ctk}$ (calcestruzzo non armato)

dove f_{ctk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione del calcestruzzo. Le verifiche verranno espresse in termini di taglio resistente valutato attraverso la relazione:

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{T}{A}$$

9 FASE DI DIAGNOSI

9.1 Previsione del comportamento della galleria e dell'ammasso allo scavo – cenni teorici

L'apertura di una cavità in un materiale caratterizzato da un campo di tensioni naturali preesistente indisturbato, dovuto essenzialmente a carichi litostatici e a sforzi tettonici, porta a una generale ridistribuzione degli sforzi, sia in direzione trasversale che longitudinale, con conseguente incremento delle tensioni al contorno della galleria e già oltre il fronte di scavo.

Si genera così un nuovo campo tensionale che tende a far evolvere l'ammasso intorno al cavo verso una nuova situazione di equilibrio diversa da quella naturale, dando luogo a fenomeni deformativi.

Sulla base delle conoscenze dei terreni interessati dalle gallerie, è possibile, elaborando anche le esperienze maturate in lavori analoghi, svolgere delle previsioni sul comportamento dei terreni allo scavo, necessarie alla definizione degli interventi di stabilizzazione e degli schemi di avanzamento.

Queste previsioni sono strettamente connesse con lo studio dello stato tenso-deformativo instauratosi nell'ammasso al contorno della galleria e indotto dalle operazioni di scavo.

La previsione delle modalità di avanzamento in sotterraneo è stata principalmente condotta secondo l'approccio del "Metodo per l'Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli (ADECO-RS)". Sulla base dei dati raccolti in fase di studio geologico e di caratterizzazione geomeccanica degli ammassi da attraversare, sono state effettuate le previsioni di comportamento tenso-deformativo della galleria in assenza di interventi, ed in particolare modo la previsione sul "comportamento deformativo del fronte di scavo", il quale riveste notevole importanza nella definizione delle condizioni di stabilità, a breve e lungo termine, e degli interventi più idonei per garantirle. Il comportamento del fronte è principalmente condizionato da:

- le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso connesse con le varie strutture geologiche che interessano le gallerie;
- il comportamento del materiale nel breve e lungo termine: rigonfiamento, squeezing, fluage e rilasci tensionali;
- i carichi litostatici corrispondenti alle coperture in gioco;
- la forma e le dimensioni della sezione di scavo;
- lo schema di avanzamento e la tipologia dello scavo.

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente di tre tipi: "stabile", "stabile a breve termine" e "instabile", come di seguito brevemente illustrato.

<u>GALLERIE A FRONTE STABILE (CASO A)</u>

Se il fronte di scavo è stabile, ciò significa che lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico e i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono a esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile (rimanendo prevalentemente in campo elastico) e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento. Saranno sufficienti, nel breve termine, interventi di confinamento delle pareti di scavo, e nel lungo termine, la realizzazione del rivestimento definitivo.

<u>GALLERIE A FRONTE STABILE A BREVE TERMINE (CASO B)</u>

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera le caratteristiche di resistenza meccanica del materiale al fronte, che non ha più un comportamento di tipo elastico, ed assume un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con tale ridistribuzione delle tensioni sono più accentuati che nel caso precedente ne consegue una decompressione dell'ammasso roccioso al fronte che porta a una riduzione della resistenza. Questa decompressione deve essere opportunamente regimata, nel breve termine, mediante adeguati interventi di contenimento e, in funzione dei tassi deformativi, di preconsolidamento al fronte, in grado di contenere l'ammasso e condurlo verso condizioni di stabilità; diversamente lo stato tenso-deformativo può evolvere verso condizioni di instabilità del cavo. Il rivestimento definitivo costituirà il supporto del cavo a lungo termine.

GALLERIE A FRONTE INSTABILE (CASO C)

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad una accentuazione dei fenomeni deformativi in campo plastico, che risultano immediati e più rilevanti, manifestandosi prima ancora che avvenga lo scavo oltre il fronte stesso. L'incremento di deformazioni nell'ammasso roccioso portano a un decadimento rapido e progressivo delle caratteristiche meccaniche. Il contenimento dei fenomeni deformativi deve avvenire prima dell'arrivo del fronte di scavo e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento che consentiranno di creare artificialmente quell' effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile nel breve termine. Il rivestimento definitivo costituirà il supporto del cavo a lungo termine.

La definizione delle categorie di comportamento secondo il Metodo ADECO viene effettuata procedendo alla valutazione comparata e sistematica di tre fattori:

- entità del fenomeno deformativo al fronte e a scavo avvenuto
- entità della fascia plasticizzata al fronte e a scavo avvenuto
- andamento della linea caratteristica (forma e ampiezza del tratto elastico e plastico)

In particolare, in questo caso, sulla base delle caratteristiche dei materiali si è considerato in linea generale per la definizione della classe di comportamento quanto di seguito:

- se la convergenza prevista al fronte è inferiore allo 0.5% del raggio medio, il comportamento è di classe A; se invece la convergenza prevista al fronte è maggiore dello 0.5% ma inferiore al 1.5% del raggio medio il comportamento è di classe B, altrimenti di classe C;
- se la fascia plastica risulta non rilevante (inferiore a 0.5 volte il raggio) il comportamento è di classe A; se invece la fascia plastica è maggiore di 0.5 volte il raggio ma inferiore a 1.5 volte il raggio il comportamento è di classe B, altrimenti di classe C;
- si valuta la forma della linea caratteristica del cavo; in classe A questa è quasi interamente lineare (tratto elastico); in classe B compare una parte curva (tratto plastico) ma non rilevante; in classe C il tratto curvo è rilevante e generalmente, a pressione nulla, le convergenze del cavo non sono compatibili con lo scavo o hanno andamento asintotico senza mai convergere.

9.2 Analisi di stabilità del fronte e del cavo

9.2.1 Procedura operativa

Sulla base degli elementi raccolti nella fase conoscitiva, nella fase di diagnosi vengono sviluppate le previsioni sul comportamento deformativo del fronte e del cavo in assenza di interventi, al fine di giungere all'individuazione di tratte a comportamento omogeneo, suddivise nelle categorie di comportamento precedentemente descritte.

Si sono pertanto individuati differenti settori dell'opera caratterizzati da comuni caratteristiche geomeccaniche (range GSI dell'ammasso), implementando le analisi di previsione del comportamento deformativo del fronte e del cavo in relazione allo stato tensionale dell'ammasso in cui si collocano i settori geo-meccanicamente omogenei.

Il comportamento dell'ammasso allo scavo mediante le curve caratteristiche del cavo derivate secondo la soluzione proposta da Carranza-Torres (2004 - Elasto-plastic solution of tunnel problems using the generalized form of the Hoek-Brown failure criterion – International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Proceedings of the ISRM SINOROCK 2004 Symposium, edited by J.A. Hudson and Xia – Ting Feng, Volume 41, Issue 3) basata sul criterio di rottura Hoek-Brown generalizzato, per mezzo elastico perfettamente plastico e riferite alla qualità geomeccanica media dell'ammasso nell'ambito di ciascun settore omogeneo individuato (assunzione del parametro GSI medio del range identificato nel Profilo Geologico di previsione).

Sono state effettuate, per la fase di diagnosi analisi di tipo probabilistico mediante il programma RocSupport, per le seguenti sezioni:

- Sezione 1: 30 metri di copertura, Flysch Monte Antola
- Sezione 2: 50 metridi copertura, Flysch Monte Antola
- Sezione 3: 100 metridi copertura, Flysch Monte Antola
- Sezione 4: 135 metridi copertura, Flysch Monte Antola

Si riporta, di seguito,la tabella relativa ai parametri geomeccaniciattribuiti alle sezioni su cui è stata condotta l'analisi probabilistica. Alle pagine successive sono forniti gli istogrammi relativi alle distribuzioni di probabilità assunte per i differenti parametri meccanici.

		σ_c			GSI			E	
v	mi	Range ristretto	m ristretto	sqm ristretto	Range ristretto	m ristretto	sqm ristretto	Range	media
[-]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[Gpa]	[Gpa]
0.25	12	20 - 70	45	8.34	55 - 65	60	1.67	1277- 22875	9.360

Figura 9-1: Rangeparametrigeomeccaniciformazione FMA Sezioni da 1 a 4

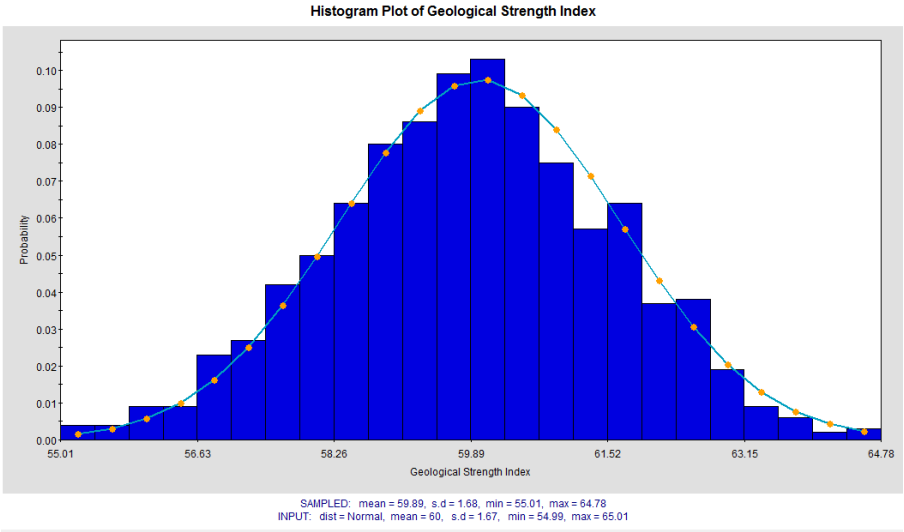


Figura 9-2 –Distribuzione GSi interpretata dal programma RocSupport

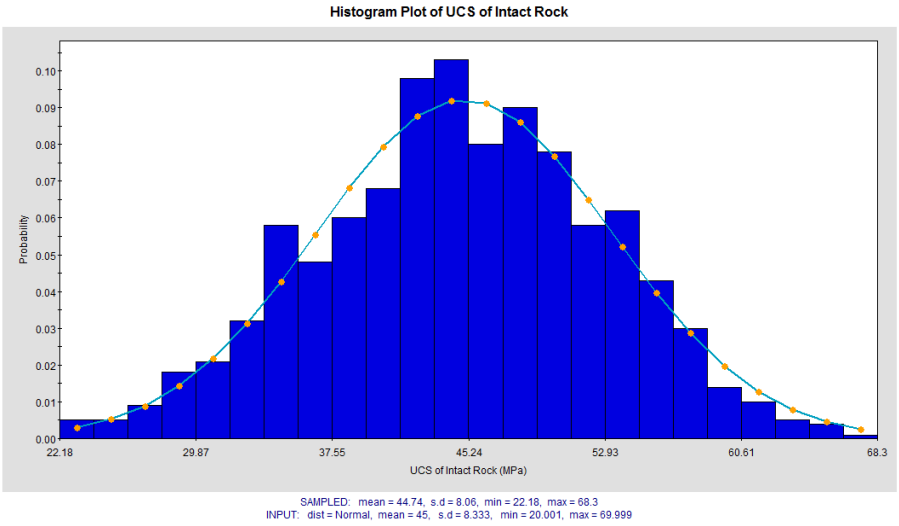


Figura 9-3 – Distribuzione UCS interpretata dal programma RocSupport

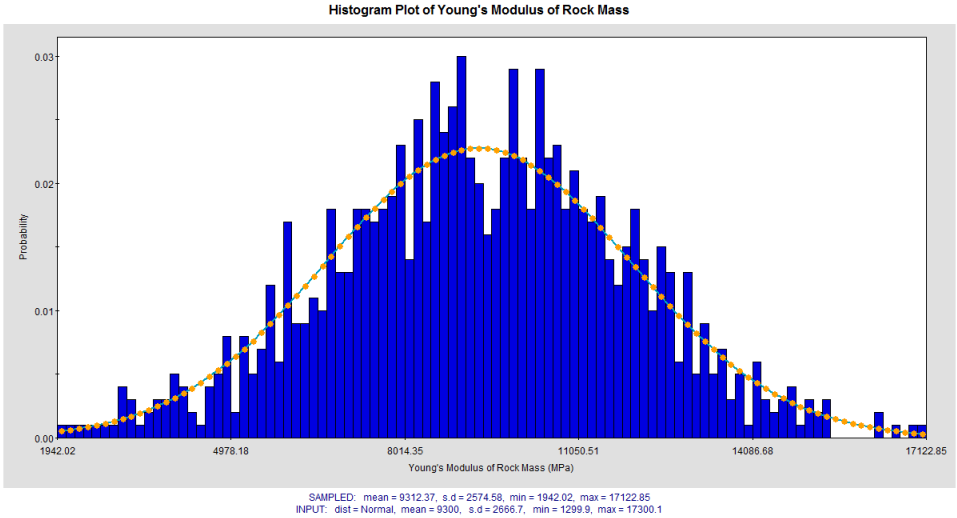


Figura 9-4 – Distribuzione "E" interpretata dal programma RocSupport

La differenziazione in base alle copertura è stata dettata dal fatto che all'interno del medesimo settore è presente una variabilità della copertura in calotta. Per questo motivo, sono fornite le curve caratteristiche associate alla copertura minore e maggiore previste.

E' stata, infatti, effettuata una diagnosi per le seguenti coperture:

Coperture indagate	[m]	[m]	[m]	[m]
	30	50	100	135
Peso unità di volume	[kN/m3]	[kN/m3]	[kN/m3]	[kN/m3]
	26	26	26	26
In-situ stress	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
	0.78	1.3	2.6	3.51

Tabella 4-"In-situ stress" relativo alle coperture indagate

Le curve sono state calcolate assumendo una cavità cilindrica di raggio 6.21 m, corrispondente ad un raggio equivalente della sezione scavata in tradizionale.

9.2.2 Esito delle analisi

Per ogni sezione di calcolo (copertura), si riportano i seguenti grafici:

- Curva caratteristica: "Support pressure [MPa] – Wall Displacement [mm]", calcolata sulla media dei parametri le cui distribuzioni sono state elaborate statisticamente.

- Distribuzione cumulativa della convergenza: "Cumulativ probability [%] – Final wall displacement [mm]", derivata dall'implementazione degli scenari di calcolo sviluppati tramite selezione automatica dei parametri (campionamento con Metodo di Monte Carlo) nell'ambito delle specifiche distribuzioni statistiche fornite al software di calcolo.

- Distribuzione cumulativa del raggio plastico derivata dall'implementazione degli scenari di calcolo sviluppati tramite selezione automatica dei parametri (campionamento con Metodo di Monte Carlo) nell'ambito delle specifiche distribuzioni statistiche fornite al software di calcolo.

Sezione 1 – Copertura: 30 metri

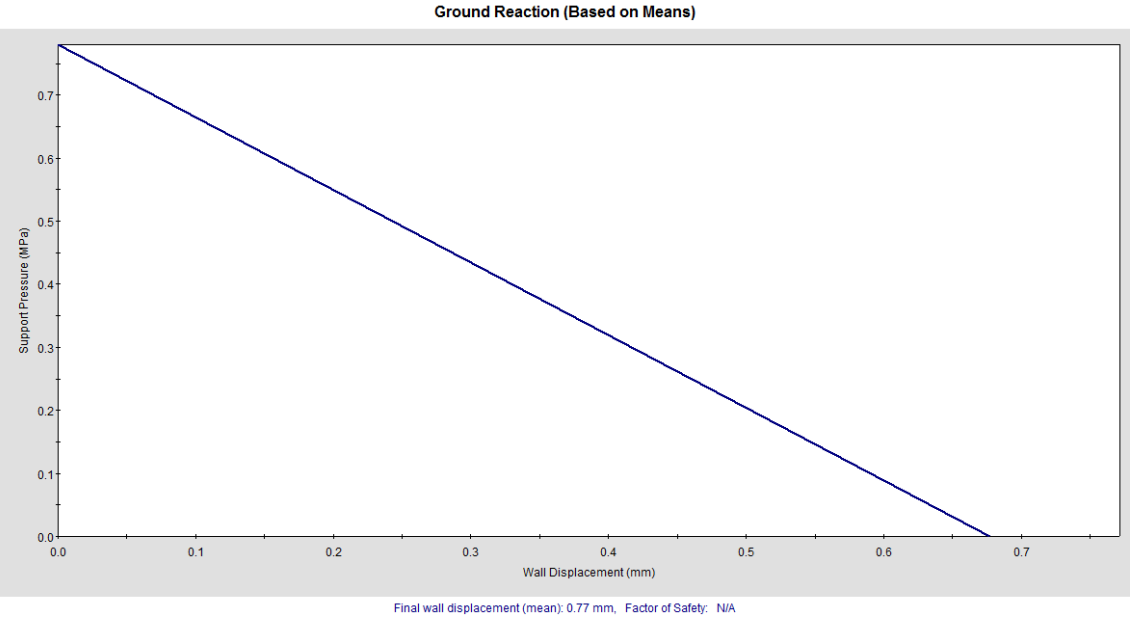


Figura 9-5 – "Support pressure [MPa] – Wall Displacement [mm]" – Sezione 1: 30 metri

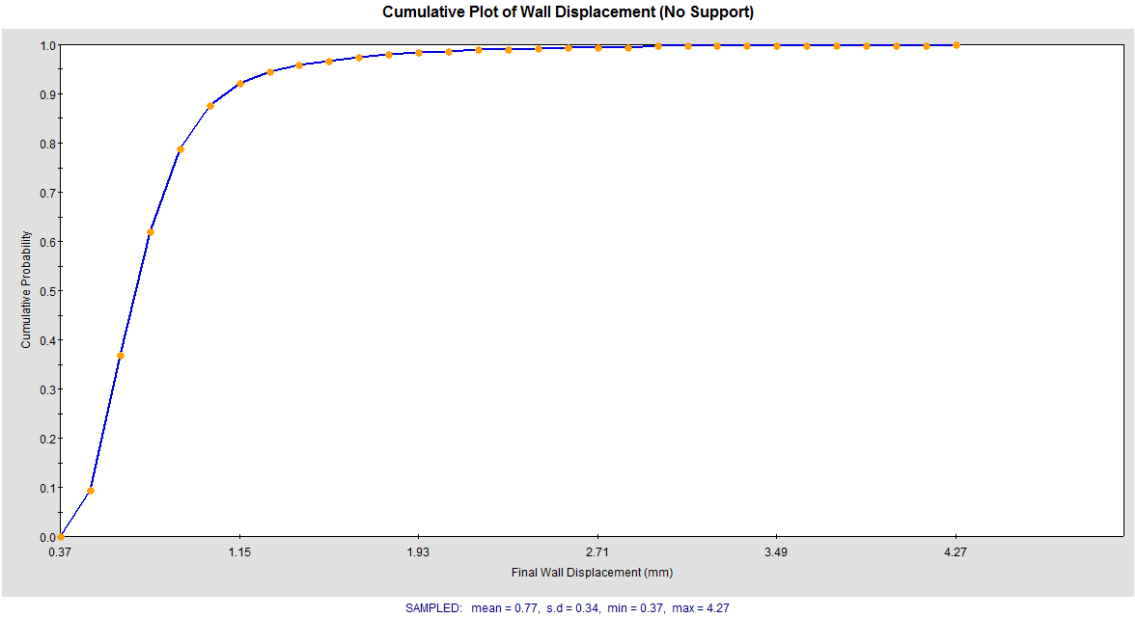


Figura 9-6–"Cumulativ probability [%] – Final wall displacement [mm]" – Sezione 1: 30 metri

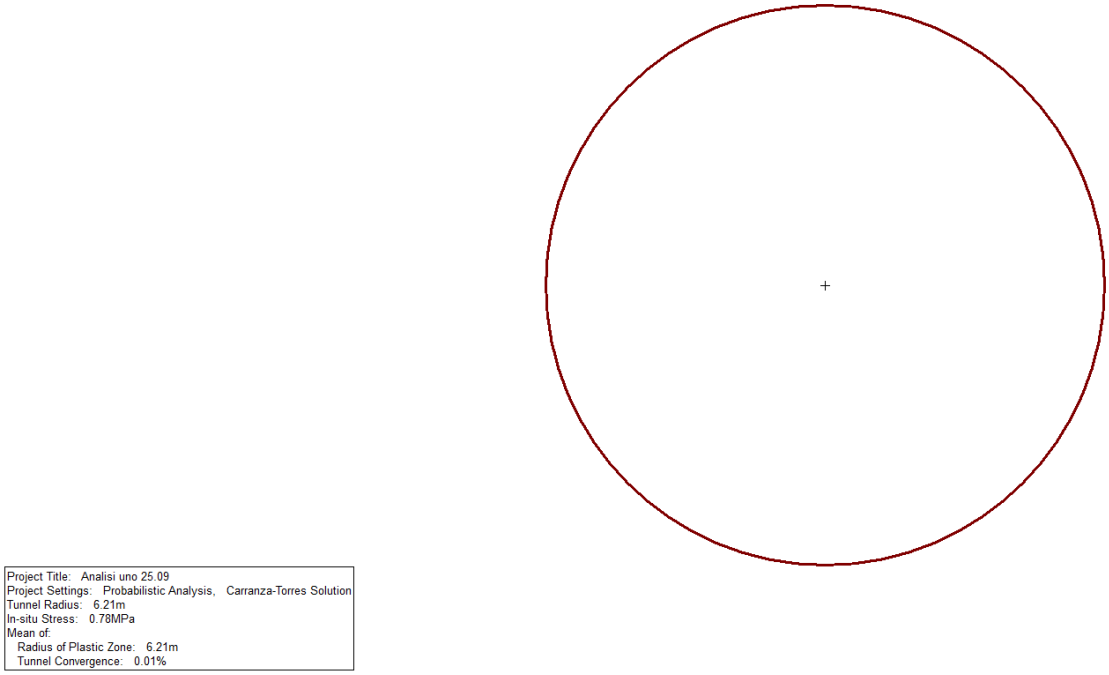


Figura 9-7–Distribuzione cumulativa del raggio plastico – Sezione 1: 30 metri

Sezione 2 – Copertura: 50 metri

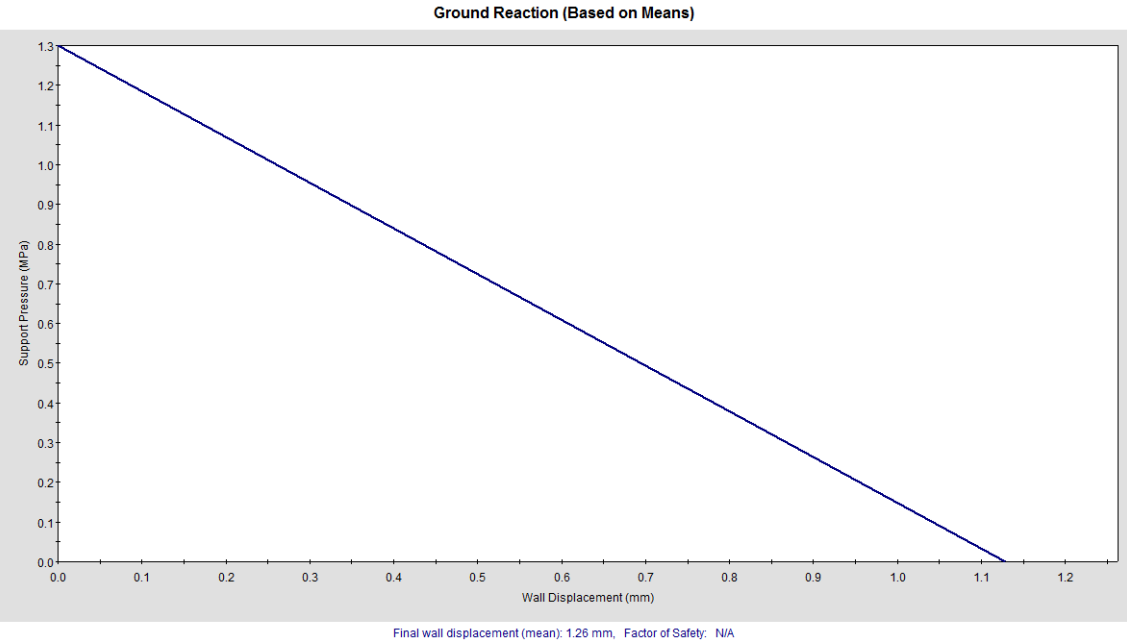


Figura 9-8 – "Support pressure [MPa] – Wall Displacement [mm]" –Sezione 2: 50 metri

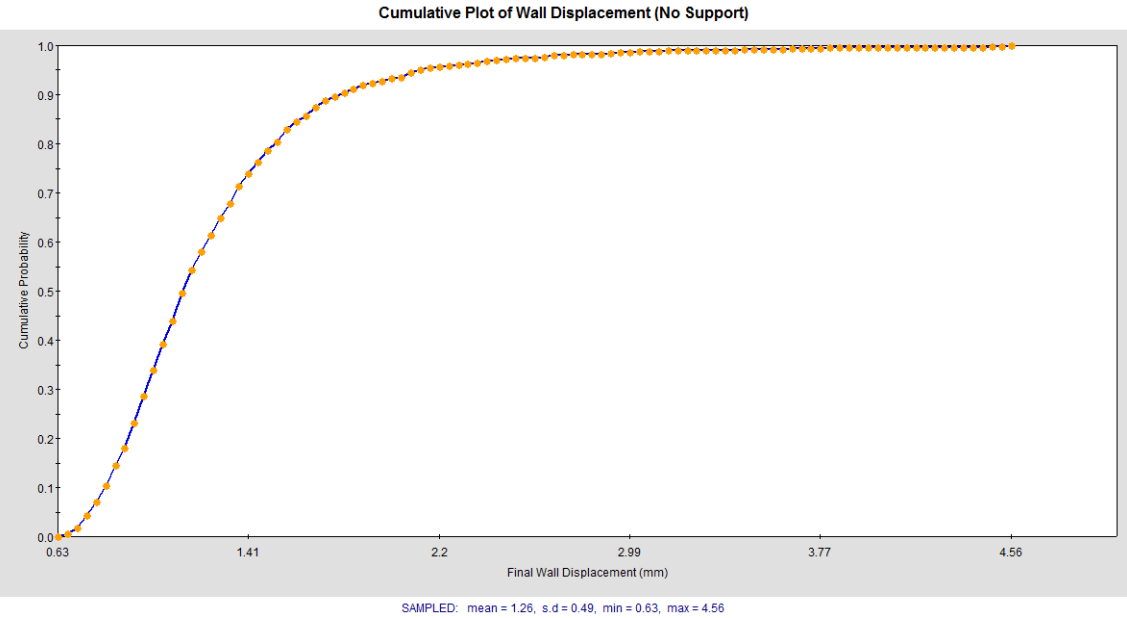


Figura 9-9 – "Cumulativ probability [%] – Final wall displacement [mm]" – Sezione 2: 50 metri

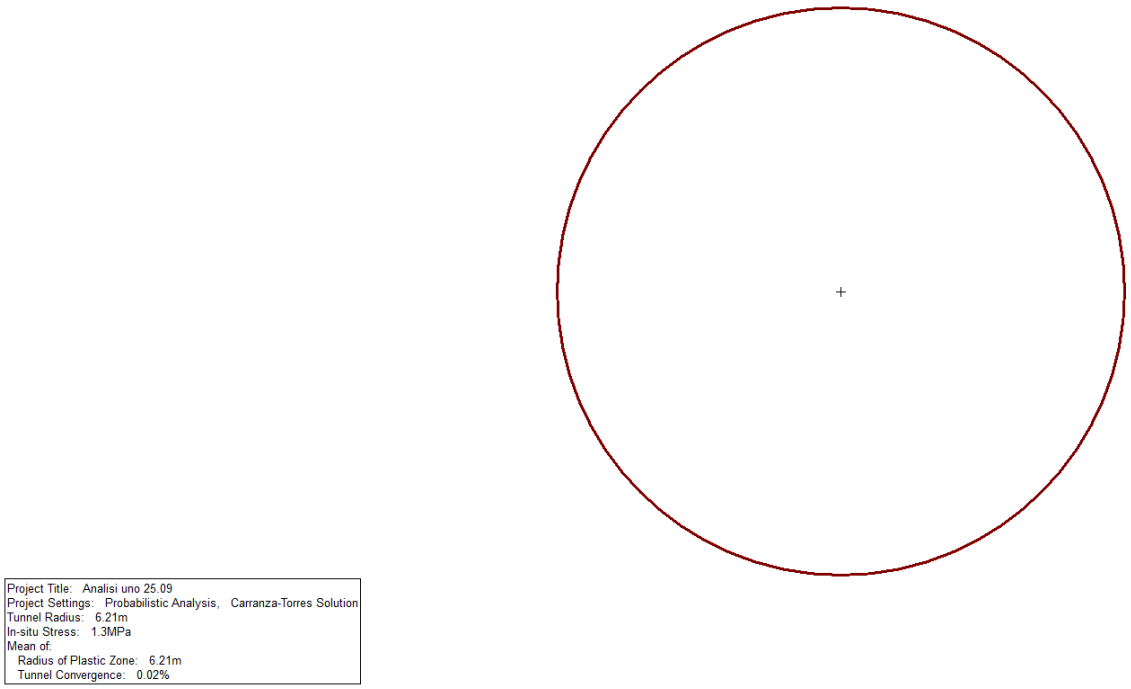


Figura 9-10–Distribuzione cumulativa del raggio plastico – Sezione 2: 50 metri

Sezione 3 – Copertura: 100 metri



Figura 9-11 – "Support pressure [MPa] – Wall Displacement [mm]" –Sezione 3: 100 metri

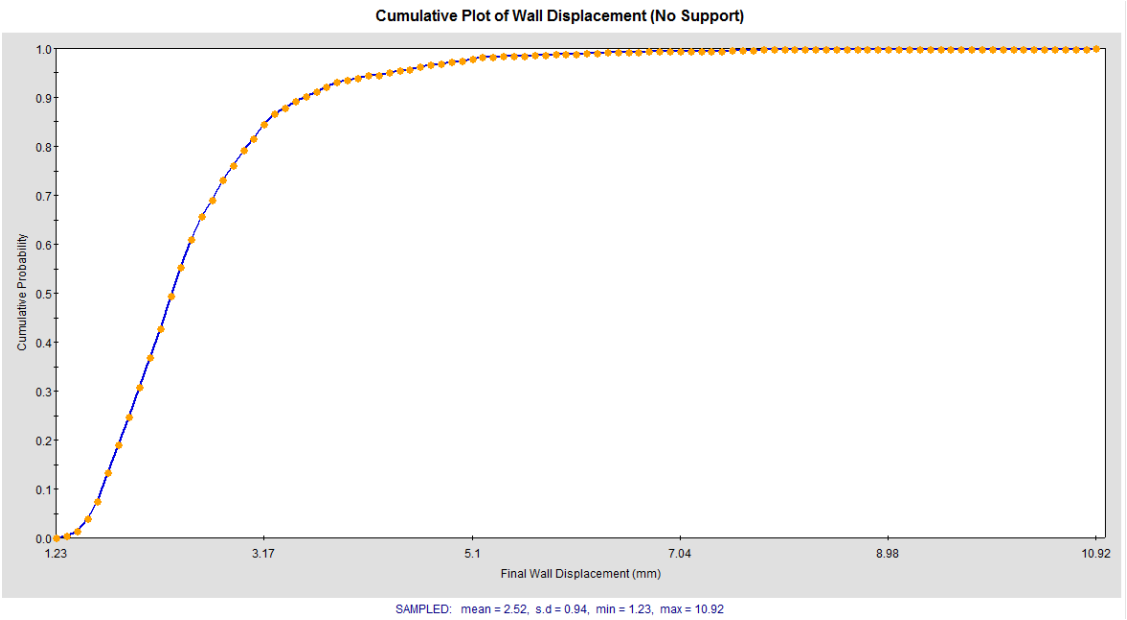


Figura 9-12 – "Cumulativ probability [%] – Final wall displacement [mm]" – Sezione 3: 100 metri

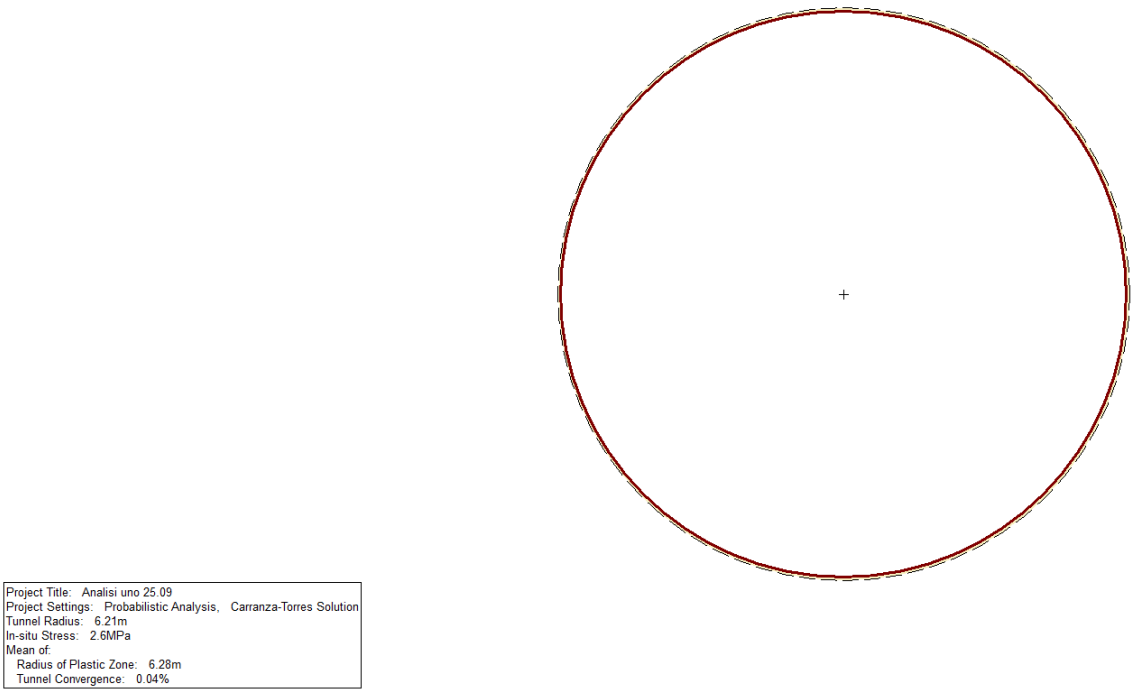


Figura 9-13–Distribuzione cumulativa del raggio plastico – Sezione 3: 100 metri

Sezione 4 – Copertura: 135 metri

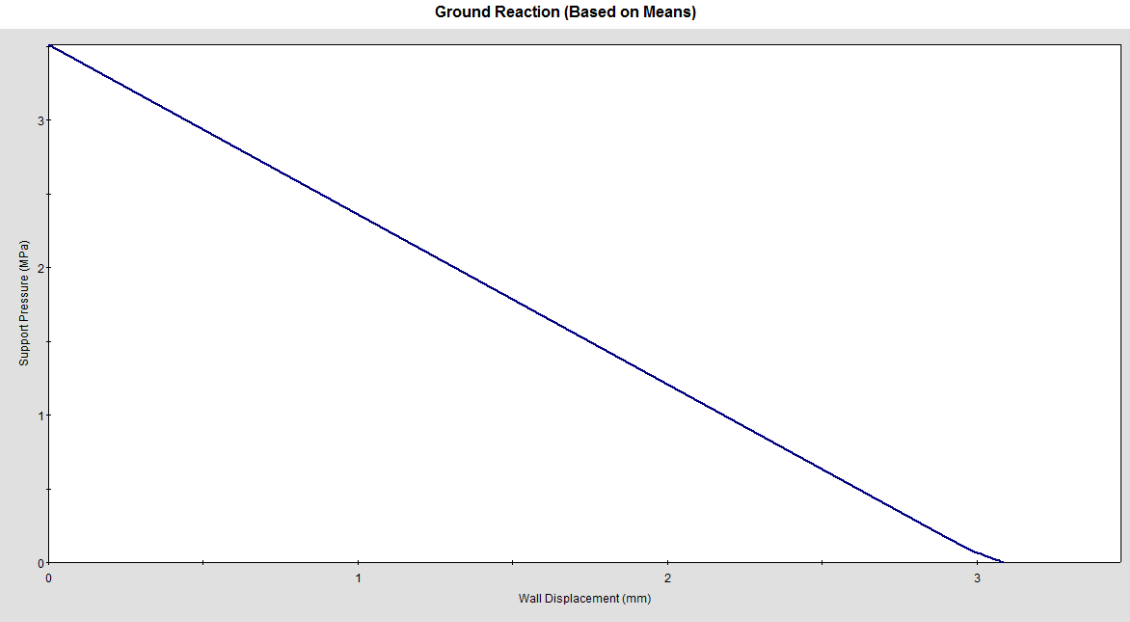


Figura 9-14 – "Support pressure [MPa] – Wall Displacement [mm]"– Sezione 4: 135 metri

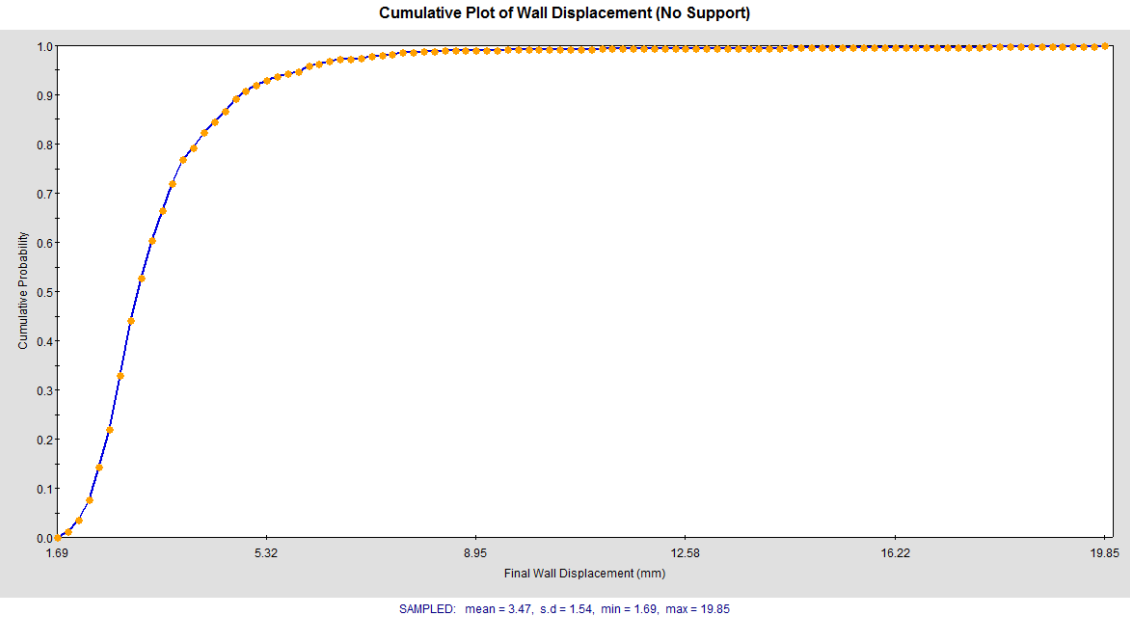


Figura 9-15 – "Cumulativ probability [%] – Final wall displacement [mm]" – Sezione 4: 135 metri

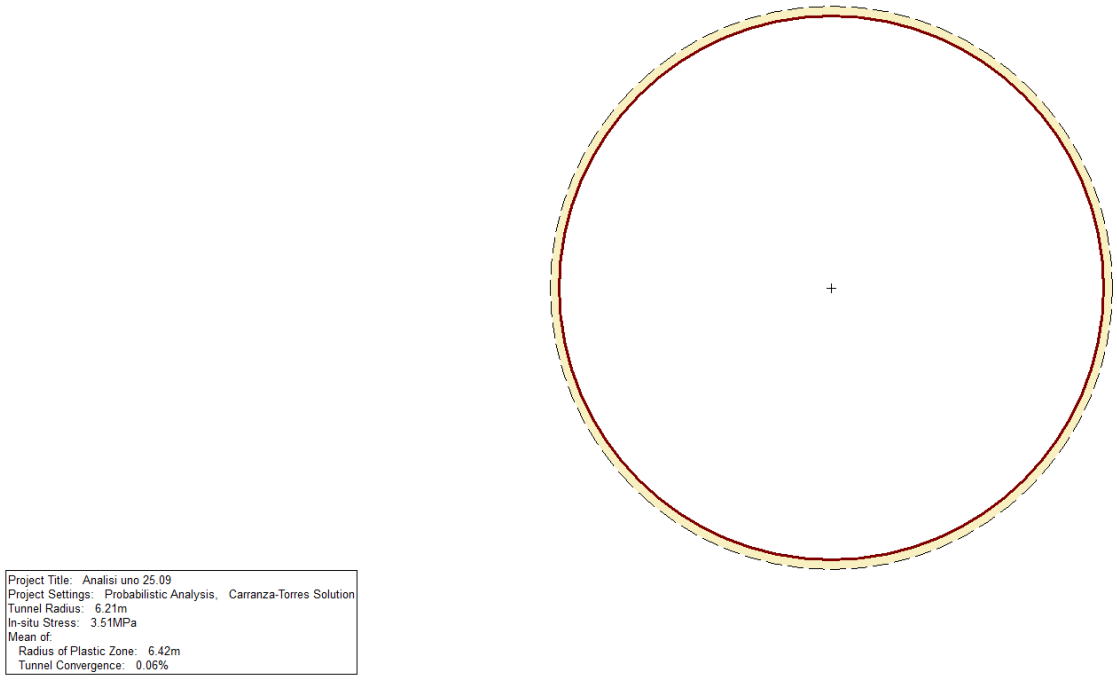


Figura 9-16–Distribuzione cumulativa del raggio plastico – Sezione 4: 135 metri

9.2.3 *Quadro di sintesi delle classi di comportamento dell'ammasso all'apertura del cavo*

Nella tabella che segue sono esplicitate, per ogni sezione, le classi di comportamento allo scavo identificate sulla scorta delle analisi tenso-deformative dell'ammasso al contorno del cavo. Per i criteri di attribuzione delle classi di scavo si rimanda a quanto già descritto in precedenza. I risultati esplicitati sono riferiti all'esito delle analisi di convergenza basate sui parametri medi delle distribuzioni statistiche elaborate.

Sezione	Copertura	Raggio tunnel	Spostamento Radiale (fronte)	Convergenza (fronte)	Raggio plastico (cavo)	Classe di comportamento media
[-]	[m]	[m]	[mm]	[%]	[m]	[-]
1	30	6.21	0.21	0.01	6.21	A
2	50	6.21	0.35	0.01	6.21	A
3	100	6.21	0.7	0.01	6.28	A
4	135	6.21	0.95	0.02	6.41	A

Tabella 5 - Attribuzione Classe di comportamento Sezioni da 1 a 4

Si osserva che il comportamento medio dell'ammasso a livello del fronte è stabile (classe A), in tutti i casi di analisi considerati.

Per quanto riguarda i tratti a coperture inferiori di 30 metri, non è stata effettuata un'analisi con RocSupport perché valutata non rappresentativa. Per queste sezioni, tuttavia, sono stati previsti, per limitare fenomeni di subsidenza, interventi di consolidamento in avanzamento che hanno interessato sia il fronte che il cavo.

10 FASE DI TERAPIA

In fase di Terapia vengono associati alla categoria di comportamento individuata gli interventi di consolidamento, preconsolidamento e rivestimento più adatti, che definiscono la sezione tipo "media", in funzione delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso.

Nel seguito si i riportano nel dettaglio gli interventi previsti e la sequenza delle fasi esecutive per ciascuna sezione tipo prevista per la galleria. In corso d'opera potrà essere ulteriormente verificata l'adeguatezza di tali sezioni sulla base dei rilievi geostrutturali e del comportamento deformativo del fronte (estrusioni) e del cavo (convergenze, cedimenti), in rapporto alle lavorazioni condotte secondo le fasi e cadenze prestabilite nel progetto.

Per la distribuzione lungo il tracciato delle varie sezioni tipo d'avanzamento si faccia riferimento ai profili geomeccanici.

10.1 Sezioni tipo– Tratta Monte

10.1.1 Sezione tipo Ab

10.1.1.1 Fasi Esecutive

Successivamente alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) si provvederà all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante esplosivo, con sfondi di profondità massima pari a 3,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=10,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm. Ad una distanza di 1,0 m dal fronte verrà quindi eseguita la perforazione e posa in opera dell'intervento di bullonatura al contorno, costituito da 12/13 barre ø24 ad aderenza migliorata, di lunghezza L≥4,50 m, disposti a maglia 1,50 x 1,50 m.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzatoal contorno con spessore sp.=10,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 20,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza dal fronte regolata in funzione del comportamento deformativo del cavo (eventualmente sarà possibile realizzare prima le murette e successivamente l'arco rovescio). Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta. Anche il getto della calotta sarà eseguito ad una distanza dal fronte regolata in funzione del comportamento deformativo del cavo.

10.1.1.2 Interventi previsti

La sezione tipo Ab è costituita dai seguenti interventi:

- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni 3 sfondi (eventuali in presenza d'acqua);
- 12/13 bulloni radiali ø24 ad aderenza miglioratain acciaio B450 C, di lunghezza L≥4,50 m, maglia 1,50 m (trasv.) x 1,50 m (long.);

- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 20,0 cm (10,0 cm + 10,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;
- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 3,0 m);
- Murette e arco rovescio in CLS di spessore 0,80 m, gettato ad una distanza dal fronte variabile in funzione del comportamento deformativo del cavo;
- Rrivestimento definitivo in CLS di spessore 0,70 m, gettato ad una distanza dal fronte variabile in funzione del comportamento deformativo del cavo;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

10.1.2 Sezione tipo Ac

10.1.2.1 Fasi Esecutive

Successivamente alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) si provvederà all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante esplosivo, con sfondi di profondità massima pari a 2,40 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=10,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm. Ad una distanza di 0,6 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 1 HEA 160 disposte a passo 1,20 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=15,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 25,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza dal fronte regolata in funzione del comportamento deformativo del cavo (eventualmente sarà possibile realizzare prima le murette e successivamente l'arco rovescio). Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta. Anche il getto della calotta sarà eseguito ad una distanza dal fronte regolata in funzione del comportamento deformativo del cavo.

10.1.2.2 Interventi previsti

La sezione tipo Ac è costituita dai seguenti interventi:

- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni 4 sfondi (eventuali in presenza d'acqua);
- Centine metalliche 1 HEA 160, passo 1,20 m;
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 25,0 cm (10,0 cm + 15,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;

- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 2,4 m);
- Murette e arco rovescio in CLS di spessore 0,80 m, gettato ad una distanza dal fronte variabile in funzione del comportamento deformativo del cavo;
- Rrivestimento definitivo in CLS di spessore 0,70 m, gettato ad una distanza dal fronte variabile in funzione del comportamento deformativo del cavo;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

10.1.3 Sezione tipo B0v

10.1.3.1 Fasi Esecutive

Verrà eseguito un intervento di presostegnoin calotta mediante la posa in opera di 36 tubi metallici Ø 114/10mm, attrezzati mediante 2 vlv/m iniettate ad alta pressione, di lunghezza pari a 14,0 m e con sovrapposizione pari a 4,0 m. Il campo di avanzamento è quindi di 10,0 m. Successivamente si provvederà alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) e quindi all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima pari a 1,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=10,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm (20,0 cm a fine campo di avanzamento). Ad una distanza di 0,5 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 2IPN 180 disposte a passo 1,00 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=20,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 30,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza massima di 3,0 Ø dal fronte. Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta ad una distanzamassima dal fronte di 6,0 Ø.

10.1.3.2 Interventi previsti

La sezione tipo B0v è costituita dai seguenti interventi:

- Presostegno al contorno con n°36 tubi metallici Ø114,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (2 vlv/m) e iniettati, L=14,0 m sovrapposizione 4,0 m;
- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni campo di avanzamento (eventuali in presenza d'acqua);
- Centine metalliche 2IPN 180, passo 1,00 m;
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 30,0 cm (10,0 cm + 20,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;

- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 1,0 m). Lo spessore verrà incrementato a sp. 20,0 cm a fine campo di avanzamento;
- Murette e arco rovescio in C.A. di spessore 0,90 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 3,0 Ø;
- Rivestimento definitivo in C.A. di spessore 0,60÷1,30 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 6,0 Ø;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

10.1.4 Sezione tipo B2v

10.1.4.1 Fasi Esecutive

Verrà eseguito un intervento di consolidamento al fronte mediante la posa in opera di 40 tubi in VTR Ø 60/40 mm cementati di lunghezza pari a 18,0 m e con sovrapposizione pari a 8,0 m. Il campo di avanzamento è quindi di 10,0 m.

Successivamente si provvederà alla realizzazione di un intervento di presostegnoin calotta mediante la posa in opera di 36 tubi metallici Ø 114/10mm , attrezzati mediante 2 vlv/m iniettate ad alta pressione, di lunghezza pari a 14,0 m e con sovrapposizione pari a 4,0 m. Si provvederà quindi alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) e quindi all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima pari a 1,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=10,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm (20,0 cm a fine campo di avanzamento). Ad una distanza di 0,5 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 2IPN 180 disposte a passo 1,00 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=20,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 30,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza massima di 3,0 Ø dal fronte. Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta ad una distanzamassima dal fronte di 6,0 Ø.

10.1.4.2 Interventi previsti

La sezione tipo B2v è costituita dai seguenti interventi:

- Preconsolidamento al fronte con n°40 tubi in VTR Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm cementati, L=18,0 m sovrapposizione 8,0 m;
- Presostegno al contorno con n°36 tubi metallici Ø114,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (2 vlv/m) e iniettati, L=14,0 m sovrapposizione 4,0 m;
- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni campo di avanzamento (eventuali in presenza d'acqua);

- Centine metalliche 2IPN 180, passo 1,00 m;
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 30,0 cm (10,0 cm + 20,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;
- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 1,0 m). Lo spessore verrà incrementato a sp. 20,0 cm a fine campo di avanzamento;
- Murette e arco rovescio in C.A. di spessore 0,90 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 3,0 Ø;
- Rivestimento definitivo in C.A. di spessore 0,60÷1,30 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 6,0 Ø;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

10.1.5 Sezione tipo C1v-1

10.1.5.1 Fasi Esecutive

Si prevede, in prima fase, l'esecuzione di un intervento di consolidamento al contorno mediante realizzazione di 32 colonne in jet-grouting Ø600 mm,di lunghezza L=18,0 m, posti in opera con sovrapposizione pari a 10,0 m.Il campo di avanzamento è quindi di 8,0 m.

Si provvederà quindi alla realizzazione di un intervento di presostegnoin calotta mediante la posa in opera di 31 tubi metallici Ø 114/7mm , attrezzati mediante 2 vlv/m iniettate ad alta pressione, di lunghezza pari a 18,0 m (sovrapposizione 10,0 m) e all'esecuzione di un tampone di impermeabilizzazione al fronte, da realizzarsi mediante 39 tubi in PVC Ø 60/40 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati di lunghezza L=12,0 m, posti in opera con sovrapposizione pari a 4,0 m.

Si provvederà poi alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) e quindi all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima pari a 1,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=5,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm (20,0 cm a fine campo di avanzamento). Ad una distanza di 0,5 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 2IPN200 disposte a passo 1,00 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=20,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 25,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza massima di 3,0 Ø dal fronte. Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta ad una distanza massima dal fronte di 6,0 Ø.

10.1.5.2 Interventi previsti

La sezione tipo C1v-1 è costituita dai seguenti interventi:

- Preconsolidamento al contorno con n°32colonne in jet-grouting Ø600,0 mm, L=18,0 m sovrapposizione 10,0 m;
- Tampone di impermeabilizzazione al fronte con n°39 tubi in PVC Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati, L=12,0 m sovrapposizione 4,0 m;
- Presostegno al contorno con n°31 tubi metallici Ø114,0 mm, sp.=7,0 mm valvolati (2 vlv/m) e iniettati, L=18,0 m sovrapposizione 10,0 m;
- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni campo di avanzamento (eventuali in presenza d'acqua);
- Centine metalliche 2IPN200, passo 1,00 m;
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 25,0 cm (5,0 cm + 20,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;
- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 1,0 m). Lo spessore verrà incrementato a sp. 20,0 cm a fine campo di avanzamento;
- Murette e arco rovescio in C.A. di spessore 0,90 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 3,0 Ø;
- Rivestimento definitivo in C.A. di spessore 0,50÷1,40 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 6,0 Ø;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

10.1.6 Sezione tipo C1v-2

10.1.6.1 Fasi Esecutive

Si prevede, in prima fase, l'esecuzione di un intervento di consolidamento al contorno mediante realizzazione di 44 colonne in jet-grouting Ø600 mm,di lunghezza L=18,0 m, posti in opera con sovrapposizione pari a 10,0 m.Il campo di avanzamento è quindi di 8,0 m.

Si provvederà quindi alla realizzazione di un intervento di presostegnoin calotta mediante la posa in opera di 33 tubi metallici Ø 114/7mm , attrezzati mediante 2 vlv/m iniettate ad alta pressione, di lunghezza pari a 18,0 m (sovrapposizione 10,0 m) e all'esecuzione di un tampone di impermeabilizzazione al fronte, da realizzarsi mediante 62 tubi in PVC Ø 60/40 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati di lunghezza L=12,0 m, posti in opera con sovrapposizione pari a 4,0 m.

Si provvederà poi alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) e quindi all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima pari a 1,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=5,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm (20,0 cm a fine campo di avanzamento). Ad una distanza di 0,5 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 2IPN200 disposte a passo 1,00 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=20,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 25,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza massima di 3,0 Ø dal fronte. Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta ad una distanza massima dal fronte di 6,0 Ø.

10.1.6.2 Interventi previsti

La sezione tipo C1v-2 è costituita dai seguenti interventi:

- Preconsolidamento al contorno con n°44colonne in jet-grouting Ø600,0 mm, L=18,0 m sovrapposizione 10,0 m;
- Tampone di impermeabilizzazione al fronte con n°62 tubi in PVC Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati, L=12,0 m sovrapposizione 4,0 m;
- Presostegno al contorno con n°33 tubi metallici Ø114,0 mm, sp.=7,0 mm valvolati (2 vlv/m) e iniettati, L=18,0 m sovrapposizione 10,0 m;
- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni campo di avanzamento (eventuali in presenza d'acqua);
- Centine metalliche 2IPN200, passo 1,00 m;
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 25,0 cm (5,0 cm + 20,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;
- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 1,0 m). Lo spessore verrà incrementato a sp. 20,0 cm a fine campo di avanzamento;
- Murette e arco rovescio in C.A. di spessore 0,90 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 3,0 Ø;
- Rivestimento definitivo in C.A. di spessore 0,50÷1,35 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 6,0 Ø;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

10.1.7 Sezione tipo C1v-3

10.1.7.1 Fasi Esecutive

Si prevede, in prima fase, l'esecuzione di un intervento di consolidamento al contorno mediante realizzazione di 54 colonne in jet-grouting Ø600 mm,di lunghezza L=18,0 m, posti in opera con sovrapposizione pari a 10,0 m.Il campo di avanzamento è quindi di 8,0 m.

Si provvederà quindi alla realizzazione di un intervento di presostegnoin calotta mediante la posa in opera di 33 tubi metallici Ø 114/7mm , attrezzati mediante 2 vlv/m iniettate ad alta pressione, di lunghezza pari a 18,0 m (sovrapposizione 10,0 m) e all'esecuzione di un tampone di impermeabilizzazione al fronte, da realizzarsi mediante 82 tubi in PVC Ø 60/40 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati di lunghezza L=12,0 m, posti in opera con sovrapposizione pari a 4,0 m.

Si provvederà poi alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) e quindi all'esecuzione dello scavo a piena sezione

mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima pari a 1,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=5,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm (20,0 cm a fine campo di avanzamento). Ad una distanza di 0,5 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 2IPN200 disposte a passo 1,00 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=20,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 25,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza massima di 3,0 Ø dal fronte. Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta ad una distanza massima dal fronte di 6,0 Ø.

10.1.7.2 Interventi previsti

La sezione tipo C1v-3 è costituita dai seguenti interventi:

- Preconsolidamento al contorno con n°54colonne in jet-grouting Ø600,0 mm, L=18,0 m sovrapposizione 10,0 m;
- Tampone di impermeabilizzazione al fronte con n°82 tubi in PVC Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati, L=12,0 m sovrapposizione 4,0 m;
- Presostegno al contorno con n°33 tubi metallici Ø114,0 mm, sp.=7,0 mm valvolati (2 vlv/m) e iniettati, L=18,0 m sovrapposizione 10,0 m;
- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni campo di avanzamento (eventuali in presenza d'acqua);
- Centine metalliche 2IPN200, passo 1,00 m;
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 25,0 cm (5,0 cm + 20,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;
- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 1,0 m). Lo spessore verrà incrementato a sp. 20,0 cm a fine campo di avanzamento;
- Murette e arco rovescio in C.A. di spessore 0,90 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 3,0 Ø;
- Rivestimento definitivo in C.A. di spessore 0,50÷1,35 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 6,0 Ø;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

10.1.8 Sezione tipo C1v-4

10.1.8.1 Fasi Esecutive

Si prevede, in prima fase, l'esecuzione di un intervento di consolidamento al contorno mediante realizzazione di 60 colonne in jet-grouting Ø600 mm,di lunghezza L=18,0 m, posti in opera con sovrapposizione pari a 10,0 m.Il campo di avanzamento è quindi di 8,0 m.

Si provvederà quindi alla realizzazione di un intervento di presostegnoin calotta mediante la posa in opera di 33 tubi metallici Ø 114/7mm , attrezzati mediante 2 vlv/m iniettate ad alta pressione, di lunghezza pari a 18,0 m (sovrapposizione 10,0 m) e all'esecuzione di un tampone di impermeabilizzazione al fronte, da realizzarsi mediante 91 tubi in PVC Ø 60/40 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati di lunghezza L=12,0 m, posti in opera con sovrapposizione pari a 4,0 m.

Si provvederà poi alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) e quindi all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima pari a 1,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=5,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm (20,0 cm a fine campo di avanzamento). Ad una distanza di 0,5 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 2IPN200 disposte a passo 1,00 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=20,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 25,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza massima di 3,0 Ø dal fronte. Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta ad una distanza massima dal fronte di 6,0 Ø.

10.1.8.2 Interventi previsti

La sezione tipo C1v-4 è costituita dai seguenti interventi:

- Preconsolidamento al contorno con n°60colonne in jet-grouting Ø600,0 mm, L=18,0 m sovrapposizione 10,0 m;
- Tampone di impermeabilizzazione al fronte con n°91 tubi in PVC Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati, L=12,0 m sovrapposizione 4,0 m;
- Presostegno al contorno con n°33 tubi metallici Ø114,0 mm, sp.=7,0 mm valvolati (2 vlv/m) e iniettati, L=18,0 m sovrapposizione 10,0 m;
- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni campo di avanzamento (eventuali in presenza d'acqua);
- Centine metalliche 2IPN200, passo 1,00 m;
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 25,0 cm (5,0 cm + 20,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;

- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 1,0 m). Lo spessore verrà incrementato a sp. 20,0 cm a fine campo di avanzamento;
- Murette e arco rovescio in C.A. di spessore 0,90 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 3,0 Ø;
- Rivestimento definitivo in C.A. di spessore 0,50÷1,35 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 6,0 Ø;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

10.1.9 Sezione tipo C1v-5

10.1.9.1 Fasi Esecutive

Si prevede, in prima fase, l'esecuzione di un intervento di consolidamento al contorno mediante realizzazione di 68 colonne in jet-grouting Ø600 mm,di lunghezza L=18,0 m, posti in opera con sovrapposizione pari a 10,0 m.Il campo di avanzamento è quindi di 8,0 m.

Si provvederà quindi alla realizzazione di un intervento di presostegnoin calotta mediante la posa in opera di 33 tubi metallici Ø 114/7mm , attrezzati mediante 2 vlv/m iniettate ad alta pressione, di lunghezza pari a 18,0 m (sovrapposizione 10,0 m) e all'esecuzione di un tampone di impermeabilizzazione al fronte, da realizzarsi mediante 100 tubi in PVC Ø 60/40 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati di lunghezza L=12,0 m, posti in opera con sovrapposizione pari a 4,0 m.

Si provvederà poi alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) e quindi all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima pari a 1,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=5,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm (20,0 cm a fine campo di avanzamento). Ad una distanza di 0,5 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 2IPN200 disposte a passo 1,00 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=20,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 25,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza massima di 3,0 Ø dal fronte. Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta ad una distanza massima dal fronte di 6,0 Ø.

10.1.9.2 Interventi previsti

La sezione tipo C1v-5 è costituita dai seguenti interventi:

- Preconsolidamento al contorno con n°68colonne in jet-grouting Ø600,0 mm, L=18,0 m sovrapposizione 10,0 m;
- Tampone di impermeabilizzazione al fronte con n°100 tubi in PVC Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati, L=12,0 m sovrapposizione 4,0 m;

- Presostegno al contorno con n°33 tubi metallici Ø114,0 mm, sp.=7,0 mm valvolati (2 vlv/m) e iniettati, L=18,0 m sovrapposizione 10,0 m;
- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni campo di avanzamento (eventuali in presenza d'acqua);
- Centine metalliche 2IPN200, passo 1,00 m;
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 25,0 cm (5,0 cm + 20,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;
- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 1,0 m). Lo spessore verrà incrementato a sp. 20,0 cm a fine campo di avanzamento;
- Murette e arco rovescio in C.A. di spessore 0,90 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 3,0 Ø;
- Rivestimento definitivo in C.A. di spessore 0,50÷1,35 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 6,0 Ø;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

10.1.10 Sezione tipo C2v

10.1.10.1 Fasi Esecutive

Si prevede, in prima fase, l'esecuzione di un intervento di consolidamento al contorno, che sarà realizzato in modo differente in calotta ed in corrispondenza dei piedritti. In dettaglio in calotta si provvederà alla posa in opera di 103 tubi in PVC Ø 60/40 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati di lunghezza variabile (L=4,0m, 5,0m, 6,0m e12,0 m), in corrispondenza dei piedritti invece si prevedrà la realizzazione di 44 colonne in jet-grouting Ø600 mm,di lunghezza L=12,0 m, posti in opera con sovrapposizione pari a 4,0 m.

Si provvederà quindi alla realizzazione di un intervento di presostegnoin calotta mediante la posa in opera di 31 tubi metallici Ø 127/10mm , attrezzati mediante 2 vlv/m iniettate ad alta pressione, di lunghezza pari a 12,0 m e all'esecuzione di un tampone di impermeabilizzazione al fronte, da realizzarsi mediante 100 tubi in PVC Ø 60/40 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati di lunghezza L=12,0 m, posti in opera con sovrapposizione pari a 4,0 m.

Un tampone di impermeabilizzazione verrà realizzato anche nella zona sottostante l'arco rovescio, mediante posa in opera di 27 tubi in PVC Ø 60/40 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati di lunghezza L=12,0 m e si prevedrà inoltre un intervento di consolidamento al di sotto del piede delle centine mediante 5+5 colonne in jet-grouting Ø600 mm,di lunghezza L=12,0 m.

Si provvederà poi alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) e quindi all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima pari a 1,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=5,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm (20,0 cm a fine campo di avanzamento). Ad una distanza di 0,5 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 2IPN200 disposte a passo 1,00 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=20,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 25,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza massima di 3,0 Ø dal fronte. Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta ad una distanza massima dal fronte di 6,0 Ø.

10.1.10.2 Interventi previsti

La sezione tipo C2v è costituita dai seguenti interventi:

- Preconsolidamento al contorno (calotta) con n°103 tubi in PVC Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati,lunghezza variabile (L=4,0m, 5,0m, 6,0m e12,0 m);
- Preconsolidamento al contorno(piedritti) con n°44colonne in jet-grouting Ø600,0 mm, L=12,0 m sovrapposizione 4,0 m;
- Presostegno al contorno con n°31 tubi metallici Ø127,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (2 vlv/m) e iniettati, L=12,0 m;
- Tampone di impermeabilizzazione al fronte con n°100 tubi in PVC Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati, L=12,0 m sovrapposizione 4,0 m;
- Tampone di impermeabilizzazione al di sotto dell'arco rovescio con n°27 tubi in PVC Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati;
- Preconsolidamentosotto al piede centina con n°5+5colonne in jet-grouting Ø600,0 mm, L=12,0 m;
- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni campo di avanzamento (eventuali in presenza d'acqua);
- Centine metalliche 2IPN200, passo 1,00 m;
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 25,0 cm (5,0 cm + 20,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;
- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 1,0 m). Lo spessore verrà incrementato a sp. 20,0 cm a fine campo di avanzamento;
- Murette e arco rovescio in C.A. di spessore 0,90 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 3,0 Ø;
- Rivestimento definitivo in C.A. di spessore 0,50÷1,35 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 6,0 Ø;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

10.2 Sezioni tipo– Tratta Mare

10.2.1 Sezione tipo B0v

10.2.1.1 Fasi Esecutive

Verrà eseguito un intervento di presostegnoin calotta mediante la posa in opera di 38 tubi metallici Ø 114/10mm, attrezzati mediante 2 vlv/m iniettate ad alta pressione, di lunghezza pari a 14,0 m e con sovrapposizione pari a 6,0 m. Il campo di avanzamento è quindi di 8,0 m. Successivamente si provvederà alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) e quindi all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima pari a 1,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=10,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm (20,0 cm a fine campo di avanzamento). Ad una distanza di 0,5 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 2IPN 180 disposte a passo 1,00 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=20,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 30,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio (sella) verrà eseguito ad una distanza massima di 3,0 Ø dal fronte. Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta ad una distanzamassima dal fronte di 6,0 Ø.

Da ultimo si prevedrà la posa del concio prefabbricato di base al di sopra dell'arco rovescio già realizzato ed al completamento del rivestimento definitivo di 2° fase.

10.2.1.2 Interventi previsti

La sezione tipo B0v è costituita dai seguenti interventi:

- Presostegno al contorno con n°38 tubi metallici Ø114,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (2 vlv/m) e iniettati, L=14,0 m sovrapposizione 6,0 m;
- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni campo di avanzamento (eventuali in presenza d'acqua);
- Centine metalliche 2IPN 180, passo 1,00 m;
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 30,0 cm (10,0 cm + 20,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;
- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 1,0 m). Lo spessore verrà incrementato a sp. 20,0 cm a fine campo di avanzamento;
- Murette e arco rovescio (sella) in C.A. di spessore 1,20 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 3,0 Ø;

- Rivestimento definitivo in C.A. di spessore 0,65÷1,55 m (0,50÷1,40 m nel punto di spessore minimo, in corrispondenza dei reni), gettato ad una distanza dal fronte ≤ 6,0 Ø;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

10.2.2 Sezione tipo B2v

10.2.2.1 Fasi Esecutive

Verrà eseguito un intervento di consolidamento al fronte mediante la posa in opera di 40 tubi in VTR Ø 60/40 mm cementati di lunghezza pari a 18,0 m e con sovrapposizione pari a 10,0 m. Il campo di avanzamento è quindi di 8,0 m.

Successivamente si provvederà alla realizzazione di un intervento di presostegnoin calotta mediante la posa in opera di 38 tubi metallici Ø 114/10mm , attrezzati mediante 2 vlv/m iniettate ad alta pressione, di lunghezza pari a 14,0 m e con sovrapposizione pari a 6,0 m. Si provvederà quindi alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) e quindi all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima pari a 1,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=10,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm (20,0 cm a fine campo di avanzamento). Ad una distanza di 0,5 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 2IPN 180 disposte a passo 1,00 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=20,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 30,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio (sella) verrà eseguito ad una distanza massima di 3,0 Ø dal fronte. Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta ad una distanzamassima dal fronte di 6,0 Ø.

Da ultimo si prevedrà la posa del concio prefabbricato di base al di sopra dell'arco rovescio già realizzato ed al completamento del rivestimento definitivo di 2° fase.

10.2.2.2 Interventi previsti

La sezione tipo B2v è costituita dai seguenti interventi:

- Preconsolidamento al fronte con n°40 tubi in VTR Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm cementati, L=18,0 m sovrapposizione 10,0 m;
- Presostegno al contorno con n°38 tubi metallici Ø114,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (2 vlv/m) e iniettati, L=14,0 m sovrapposizione 6,0 m;
- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni campo di avanzamento (eventuali in presenza d'acqua);
- Centine metalliche 2IPN 180, passo 1,00 m;

- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 30,0 cm (10,0 cm + 20,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;
- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 1,0 m). Lo spessore verrà incrementato a sp. 20,0 cm a fine campo di avanzamento;
- Murette e arco rovescio (sella) in C.A. di spessore 1,20 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 3,0 Ø;
- Rivestimento definitivo in C.A. di spessore 0,65÷1,55 m (0,50÷1,40 m nel punto di spessore minimo, in corrispondenza dei reni), gettato ad una distanza dal fronte ≤ 6,0 Ø;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

10.2.3 Sezione tipo C2v

10.2.3.1 Fasi Esecutive

Si prevede, in prima fase, l'esecuzione di un tampone di impermeabilizzazione al contorno, da realizzarsi mediante 85 tubi in PVC Ø 60/40 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati di lunghezza L=16,0 m, posti in opera con sovrapposizione pari a 8,0 m.Il campo di avanzamento è quindi di 8,0 m.

Verrà quindi eseguito un intervento di consolidamento al fronte mediante la posa in opera di 64 tubi in VTR Ø 60/40 mm cementati di lunghezza pari a 16,0 m e con sovrapposizione pari a 8,0 m e successivamente un intervento di presostegnoin calotta mediante la posa in opera di 38 tubi metallici Ø 114/10mm , attrezzati mediante 2 vlv/m iniettate ad alta pressione, di lunghezza pari a 14,0 m e con sovrapposizione pari a 6,0 m.

Si provvederà poi alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) e quindi all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima pari a 1,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=5,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm (20,0 cm a fine campo di avanzamento). Ad una distanza di 0,5 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 2IPN220 disposte a passo 1,00 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=25,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 30,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio (sella) verrà eseguito ad una distanza massima di 1.5Ø dal fronte. Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta ad una distanzamassima dal fronte di 3-5Ø.

Da ultimo si prevedrà la posa del concio prefabbricato di base al di sopra dell'arco rovescio già realizzato ed al completamento del rivestimento definitivo di 2° fase.

10.2.3.2 Interventi previsti

La sezione tipo C2v è costituita dai seguenti interventi:

- Tampone di impermeabilizzazione al contorno con n°85 tubi in PVC Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati, L=16,0 m sovrapposizione 8,0 m;
- Preconsolidamento al fronte con n°64 tubi in VTR Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm cementati, L=16,0 m sovrapposizione 8,0 m;
- Presostegno al contorno con n°38 tubi metallici Ø114,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (2 vlv/m) e iniettati, L=14,0 m sovrapposizione 6,0 m;
- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni campo di avanzamento (eventuali in presenza d'acqua);
- Centine metalliche 2IPN220, passo 1,00 m;
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 30,0 cm (5,0 cm + 25,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;
- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 1,0 m). Lo spessore verrà incrementato a sp. 20,0 cm a fine campo di avanzamento;
- Murette e arco rovescio (sella) in C.A. di spessore 1,20 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 1.5 Ø;
- Rivestimento definitivo in C.A. di spessore 0,65÷1,55 m (0,50÷1,40 m nel punto di spessore minimo, in corrispondenza dei reni), gettato ad una distanza dal fronte ≤ 3-5 Ø;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

10.2.4 Concio di attacco

10.2.4.1 Fasi Esecutive

Si prevede, in prima fase, l'esecuzione di un tampone di impermeabilizzazione al contorno e al di sotto dell'arco rovescio, da realizzarsi al contorno mediante 85 tubi in PVC Ø 60/40 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati di lunghezza L=16,0 m, posti in opera con sovrapposizione pari a 8,0 m mentre sotto l'arco rovescio con 47 tubi in PVC Ø 60/40 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati di lunghezza L=10,0 m (l'intervento è applicato solo in corrispondenza del concio d'attacco e non è quindi prevista sovrapposizione).Il campo di avanzamento è quindi di 8,0 m.

Verrà quindi eseguito un intervento di consolidamento al fronte mediante la posa in opera di 64 tubi in VTR Ø 60/40 mm cementati di lunghezza pari a 18,0 m e con sovrapposizione pari a 10,0 m e successivamente un intervento di presostegnoin calotta mediante la posa in opera di 38 tubi metallici Ø 114/10mm , attrezzati mediante 2 vlv/m iniettate ad alta pressione, di lunghezza pari a 14,0 m e con sovrapposizione pari a 6,0 m.

Si provvederà poi alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) e quindi all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima pari a 1,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=5,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm (20,0 cm a fine campo di avanzamento). Ad una distanza di 0,5 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 2IPN220 disposte a passo 1,00 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=25,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 30,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio (sella) verrà eseguito ad una distanza massima di 1.5Ø dal fronte. Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta ad una distanzamassima dal fronte di 3-5Ø.

Da ultimo si prevedrà la posa del concio prefabbricato di base al di sopra dell'arco rovescio già realizzato ed al completamento del rivestimento definitivo di 2° fase.

10.2.4.2 Interventi previsti

Il concio di attacco è costituito dai seguenti interventi:

- Tampone di impermeabilizzazione al contorno con n°85 tubi in PVC Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati, L=16,0 m sovrapposizione 8,0 m;
- Tampone di impermeabilizzazione al di sotto dell'arco rovescio con n°47 tubi in PVC Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (3 vlv/m) e iniettati, L=10,0 m;
- Preconsolidamento al fronte con n°64 tubi in VTR Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm cementati, L=18,0 m sovrapposizione 10,0 m;
- Presostegno al contorno con n°38 tubi metallici Ø114,0 mm, sp.=10,0 mm valvolati (2 vlv/m) e iniettati, L=14,0 m sovrapposizione 6,0 m;
- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni campo di avanzamento (eventuali in presenza d'acqua);
- Centine metalliche 2IPN220, passo 1,00 m;
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 30,0 cm (5,0 cm + 25,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;
- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 1,0 m). Lo spessore verrà incrementato a sp. 20,0 cm a fine campo di avanzamento;
- Murette e arco rovescio (sella) in C.A. di spessore 1,20 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 1.5Ø;
- Rivestimento definitivo in C.A. di spessore 0,65÷1,55 m (0,50÷1,40 m nel punto di spessore minimo, in corrispondenza dei reni), gettato ad una distanza dal fronte ≤ 3-5Ø;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

11 ANALISI NUMERICHE AGLI ELEMENTI FINITI

Dopo una presentazione delle sezioni di calcolo ritenute rappresentative per fornire un riscontro delle scelte progettuali adottate, in questo capitolo vengono descritti alcuni aspetti comuni a tutte le analisi, posticipando ai capitoli seguenti la descrizione dettagliata dei modelli e delle fasi di calcolo.

11.1 Individuazione delle sezioni di calcolo

Ai fini del dimensionamento e della verifica degli interventi di sostegno provvisorio e definitivo da porsi in opera nell'ambito della realizzazione della galleria naturale scavata con metodo tradizionale parte del canale Scolmatore del Bisagno, si sono individuate le seguenti sezioni di analisi, rappresentative nel complesso della variabilità possibile dei seguenti elementi geomeccanici / morfologici, lungo lo sviluppo dell'opera.

Sezione 1 – pk 6+630 –ViaAdamoli - sezione tipo C1v3

La sezione di analisi si caratterizza per la bassa copertura (il calcolo è stato svolto assumendo un ricoprimento di circa 6.00m) e il sottoattraversamento di una strada statale, via Adamoli, appena prima della connessione all'opera di presa. In quest'area la galleria verrà scavata parzialmente nel substrato roccioso e parzialmente negli strati superficiali costituiti da Ghiaie di carattere alluvionale e Coltre. I sondaggi hanno anche rilevato uno strato di roccia da mediamente a molto fratturata con spessore rilevante (cappellaccio). Le caratteristiche geomeccaniche prevalenti del contesto sono tipiche dei terreni e pertanto l'analisi viene condotta assumendo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Il dimensionamento e la verifica sono condotti nei riguardi degli interventi previsti nella sezione di scavo e consolidamento tipo C1 (definita in ragione delle risultanze della fase di Diagnosi).

Sezione 2 – pk 6+010 –MaxCopertura - sezione tipo Ab

La sezione di analisi è in corrispondenza delle massime coperture (circa 133m dalla calotta della sezione). Il substrato roccioso di riferimento è il Flysch del Monte Antola (GSI 60, medio del range risultato durante la fase di caratterizzazione dell'ammasso). Il dimensionamento e la verifica sono condotti nei riguardi degli interventi previsti nella sezione di scavo e consolidamento tipo Ab (definita in ragione delle risultanze della fase di Diagnosi).

Sezione 3 – pk 0+000 –Cso Italia - sezione tipo C2v

La sezione di analisi è effettuata nel tratto di galleria in tradizionale che collega lo scavo in meccanizzato con l'opera di sbocco a mare, in particolare in corrispondenza del sottoattraversamento di Corso Italia, immediatamente oltre la struttura ad arconi. Il terreno di ricoprimento (copertura circa 7 metri) è costituito da riporto antropico, al di sotto del quale si trovano depositi di spiaggia e Flysch del Monte Antola con diversi gradi di fratturazione. Le caratteristiche geomeccaniche prevalenti del contesto sono tipiche dei terreni e pertanto l'analisi viene condotta assumendo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Il dimensionamento e la verifica sono condotti nei riguardi degli interventi previsti nella sezione di scavo e consolidamento tipo C2v (definita in ragione delle risultanze della fase di Diagnosi).

11.2 Procedura operativa di analisi

Le sezioni sopra individuate come rappresentative del tratto in esame sono state analizzate mediante un modello ad elementi finiti. L'analisi numerica su modelli bidimensionali è articolata secondo stage successivi di calcolo, a simulare le fasi di scavo e posa in opera degli interventi di sostegno provvisorio e definitivo del cavo.

Si sono introdotte, secondo la consueta procedura operativa, un sistema di forze fittizie di scavo agenti in direzione ortogonale al profilo di scavo medesimo, di entità progressivamente ridotta secondo una legge di taratura basata su modelli numerici assial-simmetrici specificatamente sviluppati per le sezioni di analisi che prevedevano coperture maggiori o uguali a 3 diametri.

Laddove la copertura risulta inferiore a 3 diametri si è fatto riferimento alla letteratura tecnica specifica (Panet).

Gli elementi strutturali che costituiscono rivestimenti definitivi e prerivestimenti sono stati modellati coerentemente alle loro reali caratteristiche geometriche.

Nel seguito dopo una presentazione del procedimento di taratura del rilascio tensionale sono descritte le fasi di calcolo e le modalità di schematizzazione dei vari elementi strutturali

11.2.1 Procedimento operativo per la taratura del rilascio tensionale progressivo dell'ammasso nei modelli di calcolo bidimensionali

La procedura operativa per la taratura è nello specifico consistita nei seguentistep operativi:

1. Sviluppo di modello assial-simmetrico specifico per la sezione di calcolo in condizioni di elevati ricoprimenti, tramite software FEM Phase 2 – v 8.0. Sono stati riprodotti i differenti sfondi di scavo, corrispondentemente alla massima lunghezza di sfondo prevista dal Progetto (variabile in relazione alla metodologia di scavo, ovvero con mezzi meccanici o con esplosivo). Le analisi sono state implementate modellando l'ammasso roccioso come continuo isotropo con legame costitutivo elasto plastico perfetto o con caduta di resistenza su valori residui, in relazione alla qualità geomeccanica dell'ammasso. Si propongono a seguire, le immagini del modello assial-simmetrico implementatoper la sezione di calcolo relativa alle massime coperture.

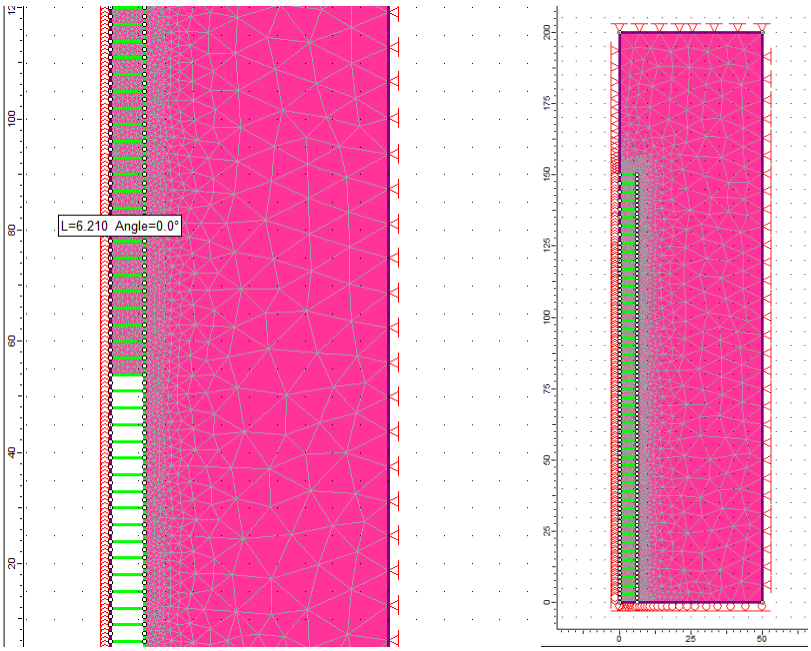


Figura 11-1 – Immagini dei modelli assial-simmetrici implementati per la sezione di calcolo relativa alle massime coperture (133 metri)

Si è pertanto ottenuto, dal suddetto modello assial-simmetrico, il profilo longitudinale di spostamento (LoadDisplacementProfile - LDP), per galleria non rivestita, funzionale alla taratura delle forze fittizie di scavo dei modelli numerici bidimensionali.

Si propone, il profilo longitudinale di spostamento derivato dal modello assial-simmetrico della sezione di calcolo relativa alla massima copertura (133 metri).

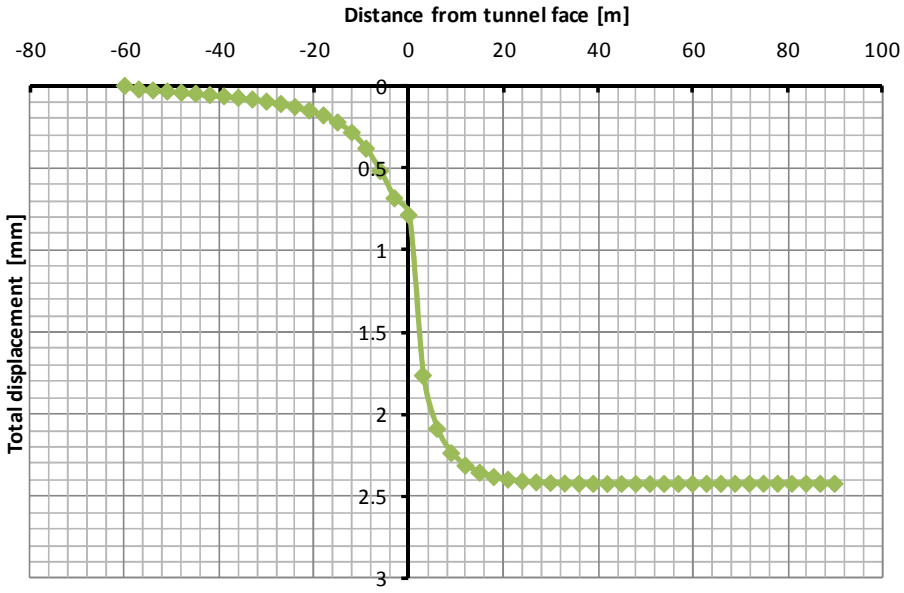


Figura 11-2 – Profilo longitudinale di spostamento -sezione di calcolo relativo alla massima copertura (133 metri)

Per le sezioni di copertura inferiore ai 3 diametri la procedura di taratura è stata svolta utilizzando metodi presenti in letteratura come di seguito specificato.

2. Sviluppo, per ogni sezione di calcolo, del corrispondente modello numerico bidimensionale ad elementi finiti, riproducendo la quota del piano campagna, anche alle maggiori coperture, per poter cogliere quanto meglio lo stato di sforzo in situ, prima della realizzazione dello scavo. Si è quindi derivata dal suddetto modello, la curva caratteristica del cavo non rivestito, introducendo un sistema di forze fittizie di scavo (applicate sul profilo di scavo medesimo, implementando la specifica funzionalità del software Phase 2 – Stress Field Vector), uguali e contrarie allo stato tensionale originario, entro l'ammasso, in corrispondenza del profilo di scavo, progressivamente ridotte a 0, attraverso successivi step di calcolo. Le analisi sono state implementate modellando l'ammasso roccioso come continuo isotropo con legame costitutivo elastoplastico perfetto. Nei casi in cui l'avanzamento preveda un preconsolidamento al contorno del cavo questo è stato riprodotto numericamente con un cambiamento di materiale nell'intorno del cavo: si è considerata una fascia di spessore e ampiezza radiale pari a quelli minimi previsti in progetto. Nelle sezioni a basse coperture gli interventi eseguiti, interessando principalmente i terreni, contribuiscono ad un miglioramento delle caratteristiche meccaniche in termini di coesione e modulo elastico. Le specifiche caratteristiche geomeccaniche del preconsolidamento sono state valutate considerando il contesto geotecnico ed il trattamento prevista (jet grouting, iniezioni di miscela) . Per i dettagli si faccia riferimento alla descrizione delle sezioni di calcolo.

   Si propongono, le curve caratteristiche del cavo derivate per via numerica dai modelli di calcolo FEM, per le sezioni di calcolo num. 1 (C1v), 2(Ab) e 3 (C2v) .

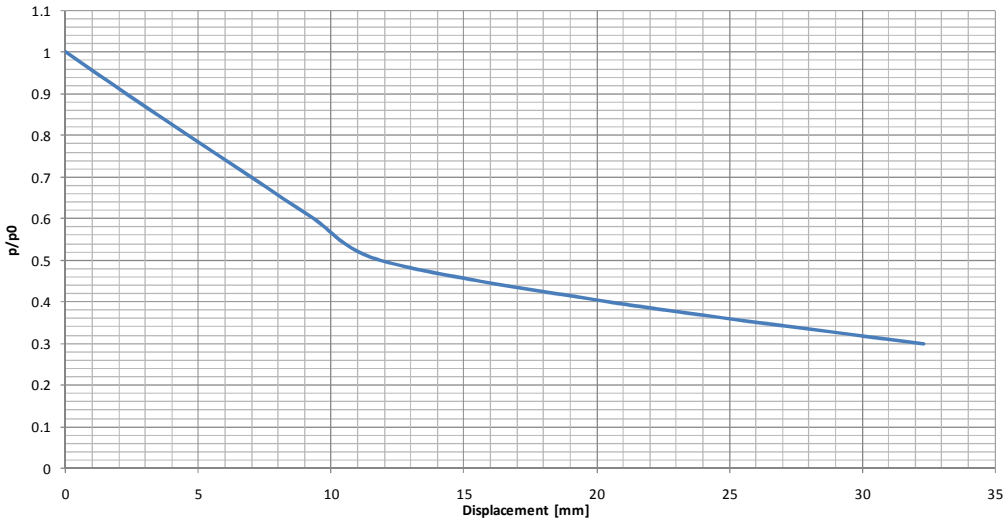


Figura 11-3 – Curva caratteristica (spostamento in chiave calotta) -sezione 1 (Via Adamoli)

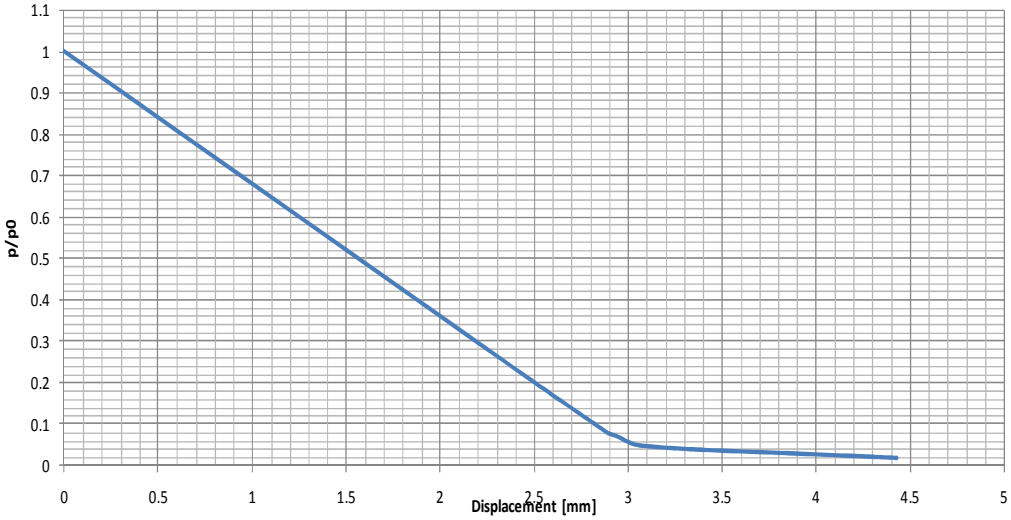


Figura 11-4 – Curva caratteristica (spostamento medio del cavo) -sezione 2 (Max Coperture)

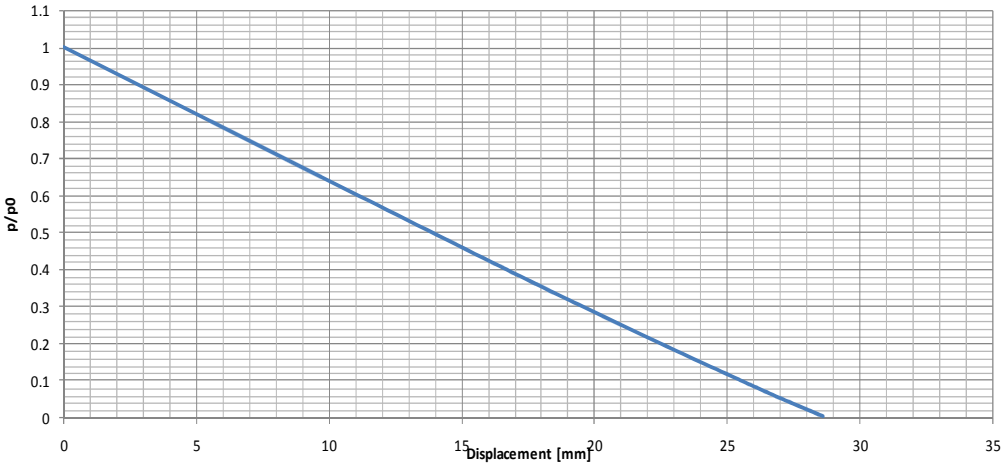


Figura 11-5 – Curva caratteristica (spostamento in chiave calotta) -sezione 3 (Cso Italia)

3. Definizione dello spostamento radiale corrispondente (tramite LDP) all'apertura del cavo (fronte) ed alla distanza dal fronte di scavo all'atto dell'installazione dei rivestimenti provvisionali successivi ad ogni singolo sfondo/volata (in relazione alla metodologia di scavo adottata per le differenti sezioni tipo) ed attribuzione della corrispondente riduzione percentuale applicata alle forze fittizie di scavo (determinata attraverso la curva caratteristica) rispetto al valore corrispondente allo stato tensionale inziale in situ (Relax).

   Nel caso di coperture inferiori ai 3 diametri si è fatto riferimento al modello della curva di Panet. Allo scopo di pervenire ad una stima conservativa degli spostamenti in superficie (proporzionali alle convergenze del cavo) si è assunto un relax al fronte pari al 40 %. I successivi relax sono stati tarati sulla curva di Panet.

11.2.2 *Fasi di calcolo*

Definiti i Relax percentuali corrispondenti ai fenomeni di rilascio tensionale entro l'ammasso, all'altezza del fronte e, a distanza da esso variabile, per i singoli successivi sfondi/volati, si è proceduto all'implementazione dei modelli di calcolo bidimensionali, articolati su più stage successivi. Si propone a seguire la sequenza tipica degli step di calcolo per le sezioni di scavo tradizionale:

1. Inizializzazione dello stato tensionale entro l'ammasso.
2. Rimozione degli elementi shell all'interno del profilo di scavo e contestuale applicazione, sul contorno, delle forze fittizie di scavo (pressioni), di entità pari allo stato tensionale locale in situ, in corrispondenza del profilo di scavo medesimo – al termine di tale step di calcolo è imposto il reset del campo di spostamento entro l'ammasso, definendo pertanto il tasso tenso-deformativo all'interno dell'ammasso di riferimento per il dimensionamento degli interventi di sostegno provvisorio e definitivo.
3. Apertura del fronte di scavo, con relativa riduzione delle forze fittizie di scavo, secondo la procedura di taratura già descritta.
4. Effettuazione del primo sfondo/volata ed installazione dei rivestimenti provvisori;
5. Effettuazione dei successivi sfondi/volate con opportuno adeguamento delle caratteristiche meccaniche dei pre-rivestimenti, per effetto della maturazione dello spritz beton.
   Si è altresi considerata la seguente curva di maturazione dello spritz beton C28/35 (Evoluzione del modulo elastico dello spritz).

$$E_t = E_{28} \cdot \left(1 - e^{-0.42t}\right)$$

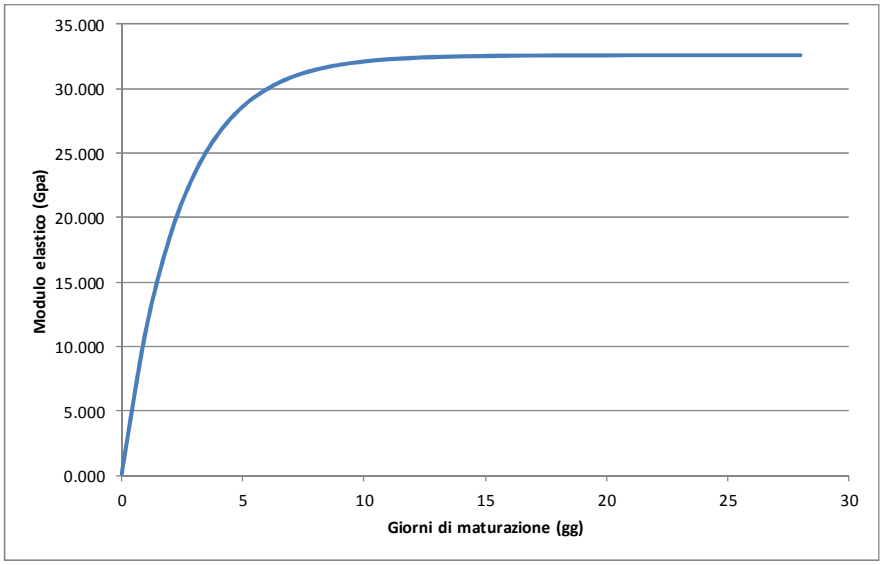


Figura 11-6 - evoluzione del modulo elastico dello spritz beton per effetto della maturazione

Ai paragrafi che seguono, relativi alle singole sezioni di analisi, è descritta compiutamente l'evoluzione dei parametri meccanici dello spritz beton, in corrispondenza dei differenti step di calcolo (aumento progressivo del modulo elastico, della resistenza a compressione e della resistenza a trazione).

6. Avvenuta maturazione dello spritz beton (28 gg, con avanzamento corrispondente del fronte di scavo in relazioni alle produzioni medie giornaliere considerate).
7. Installazione dei rivestimenti definitivi. Disattivazione rivestimenti provvisori.

8. Inserimento del battente idraulico presente in situ mediante carico applicato alle pareti del cavo.
9. Applicazione del sisma

Al fine di valutare l'influenza della falda e del sisma separatamente è stata effettuata un'analisi parallela nella quale non è stato applicato il battente idraulico.

11.2.3 Modellazione dei bulloni

I bulloni sono stati modellati come elementi monodimensionali ad attrito del tipo fullybonded. Il software Phase 2 implementa nello specifico la tipologia Shear Bolt (Swellex/Split Sets), basata sull'equazione di equilibrio del bullone da roccia completamente ancorato di Farmer (1975) e Hyett (1996).

$$AE_b \frac{d^2 u_x}{dx^2} + F_s = 0$$

Farmer, I.W. (1975), Stress distribution along a resin grouted rock anchor, Int. J. of Rock Mech. And Mining Sci&Geomech. Abst., 12, 347-351. Hyett A.J. Moosavi M. and Bawden W.F. (1996), Load distribution along fully grouted bolts, with emphasis on cable bolt reinforcement, Int. J. Numer and Analytical meth. In Geomech, 20, 517-544

Dove F_s è la forza di taglio per unità di lunghezza, A è l'area del bullone e E_b è il modulo elastico del bullone.

11.2.4 Modellazione dei prerivestimenti

I pre-rivestimenti del cavo costituiti da uno o più strati di spritz beton inglobanti, eventualmente, le centine, sono modellati come elementi beam solidali al profilo di scavo e, pertanto, agli elementi shell riproducenti l'ammasso al contorno dello scavo medesimo. In presenza di rivestimenti costituiti da spritz e centine, il software di calcolo Phase 2 calcola autonomamente le caratteristiche di rigidezza equivalenti del rivestimento così composto, considerando in particolare il passo di installazione delle centine metalliche e l'evoluzione temporale delle proprietà meccaniche dello spritz beton. Il software calcola altresì l'aliquota di carico tramessa dall'ammasso, nei differenti step di calcolo, ai singoli componenti del rivestimento provvisorio (centine / spritz), corrispondentemente ai rapporti di rigidezza dei medesimi. La trattazione dettagliata di tale approccio di calcolo è contenuta al paragrafo 8.1della presente relazione.

11.2.5 Modellazione dei rivestimenti definitivi gettati in opera

I rivestimenti definitivi, ai fini della valutazione dei fenomeni di interazione con l'ammasso, sono stati modellati con elementi shell, secondo l'effettivo spessore previsto. Allo scopo di derivare le caratteristiche di sollecitazione, sono stati introdotti degli elementi beam monodimensionali in posizione baricentrica rispetto ai rivestimenti stessi. A tali elementi beam sono state attribuite caratteristiche inerziali proprie dei rivestimenti (spessori) e moduli elastici inferiori di 6 ordini di grandezza rispetto a quello che compete al calcestruzzo giunto a maturazione. La rigidezza flessionale di tali elementi beam risulta pertanto irrisoria rispetto alla rigidezza dei rivestimenti definitivi modellati come elementi shell ai quali essi risultano, comunque, perfettamente solidali. Il campo di deformazione sugli elementi beam è quello reale, pertanto, tramite amplificazione delle caratteristiche di sollecitazione (N, M, V) restituite dal software di calcolo, in misura di 6 ordini di grandezza, si perviene agli effettivi valori dello sforzo assiale, momento flettente e taglio con i quali condurre le verifiche sezionali.

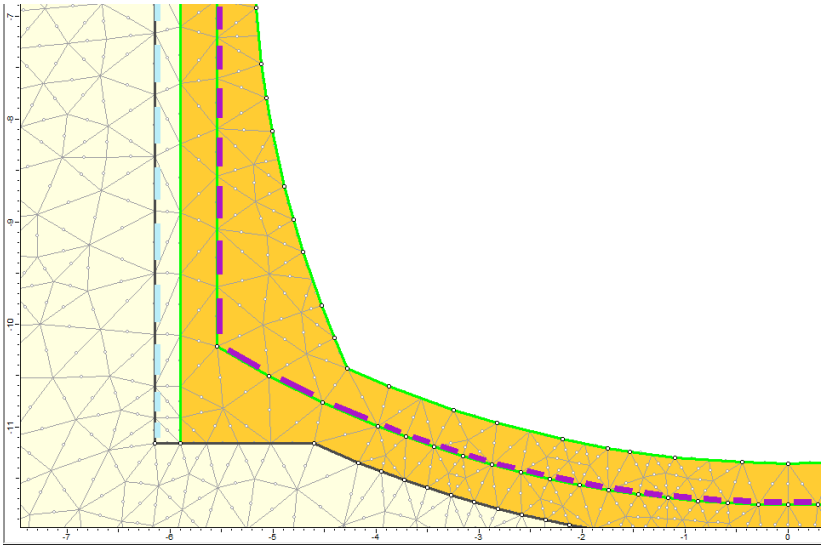


Figura 11-7 - Particolare modellazione rivestimenti definitivi

11.3 Risultati della analisi svolte

Nel presente paragrafo si propongono, per ogni sezione di analisi, la descrizione del modello di calcolo implementato e l'illustrazione dei principali risultati in termini di evoluzione del regime tenso-deformativo nell'ammasso e di caratteristiche di sollecitazione nei rivestimenti provvisori e definitivi.

Lo stato tenso-deformativo nell'ammasso si riferiscono allo step di calcolo cui corrisponde il massimo rilascio tensionale dell'ammasso, ovvero a una distanza dal fronte corrispondente al raggiungimento della completa maturazione dello spritz beton (28 gg).

I diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione entro i rivestimenti definitivi competono allo stage di calcolo caratterizzato dalle massime azioni, considerato dimensionante ai fini progettuali.

11.3.1 Sezione 1 – ViaAdamoli

La sezione di analisi si caratterizza per la bassa copertura (il calcolo è stato svolto assumendo un ricoprimento di circa 6.00m) e il sottoattraversamento di una strada statale, via Adamoli, appena prima della connessione all'opera di presa. Data la pressocchè orizzontalità del sezione il profilo del modello è stato linearizzato a partire dal valore della copertura in calotta perché non influente ai fini di calcolo.

Il modello di calcolo ha dimensioni 55m*125m discretizzato con una mesh triangolare di 6 nodi per elemento (n° nodi: 9081, n° elementi 4506).

In ragione delle risultanze della fase di Diagnosi, la sezione di scavo e consolidamento prevista è la C1 (Figura 11-9). Per tutti i dettagli della sezione si veda il Capitolo 10, di seguito vengono riportate le caratteristiche e gli spessori degli interventi inseriti nel modello di calcolo:

Spritz beton		
Classe	C28/35	
Rck	35	MPa
Spessore	0.25	m
f_{ctk}	2.33	MPa
E	32588	MPa
v	0.2	-
Centine		
2 IPN 200		
J	4.28E-05	m^4
Area	0.00668	m^2
Section depth	0.2	m
Compressive Strength	275	MPa
Tensile Strength	275	MPa
passo	1	m
E	210000	MPa

Rivestimento definitivo		
Classe	C32/40	
Rck	40	MPa
Spessore	0.92	m
f_{ctk}	2.51	MPa
E	33643	MPa
v	0.2	-

Tabella 11-1 - Tabelle riassuntive interventi sezione 1 (ViaAdamoli)

Dato che la sezione presenta spessori differenti per il rivestimento definitivo nel modello è stato inserito lo spessore medio. Le verifiche strutturali svolte al Paragrafo 11.5 tengono in considerazione lo spessore reale della sezione.

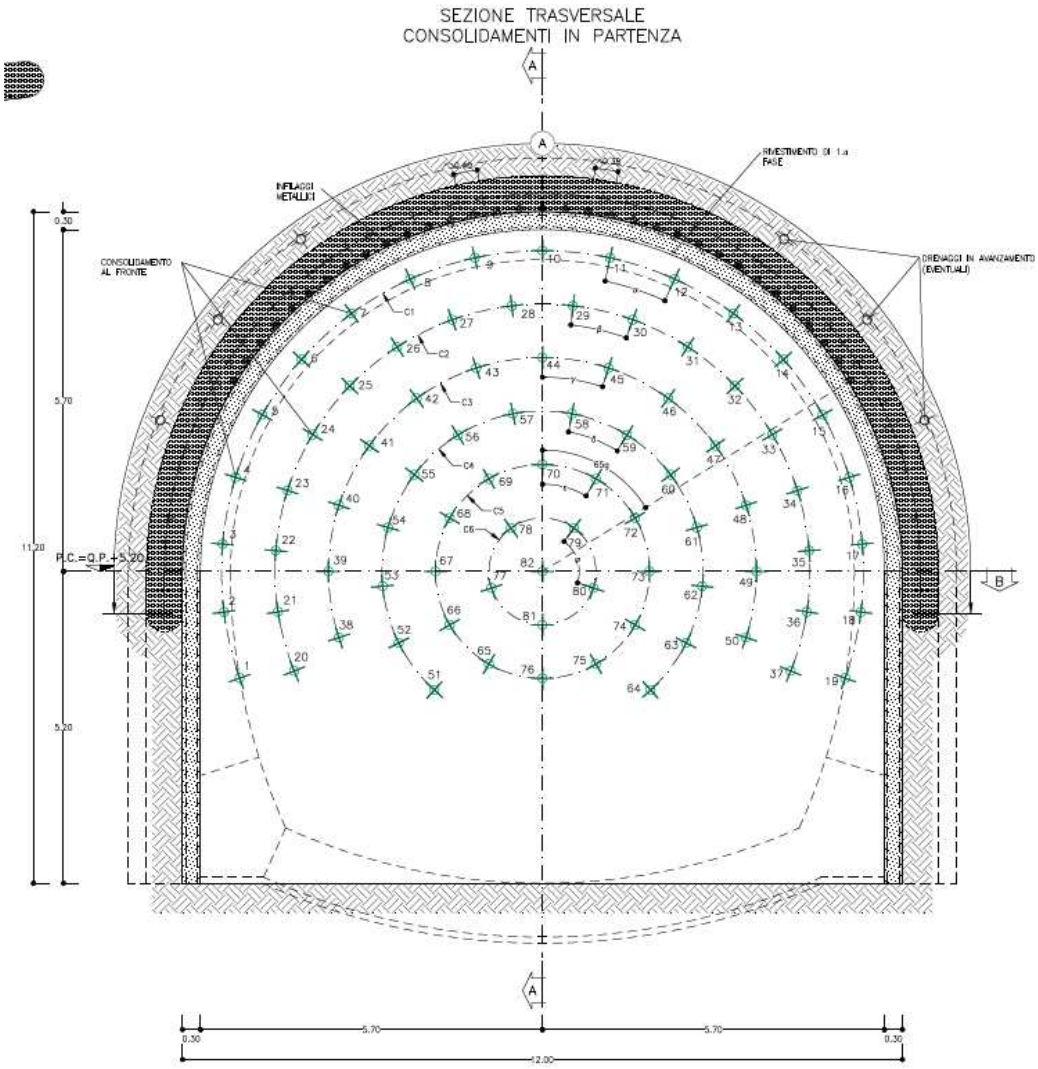


Figura 11-8 – Sezione tipo C1v3 (Scavo e consolidamenti)

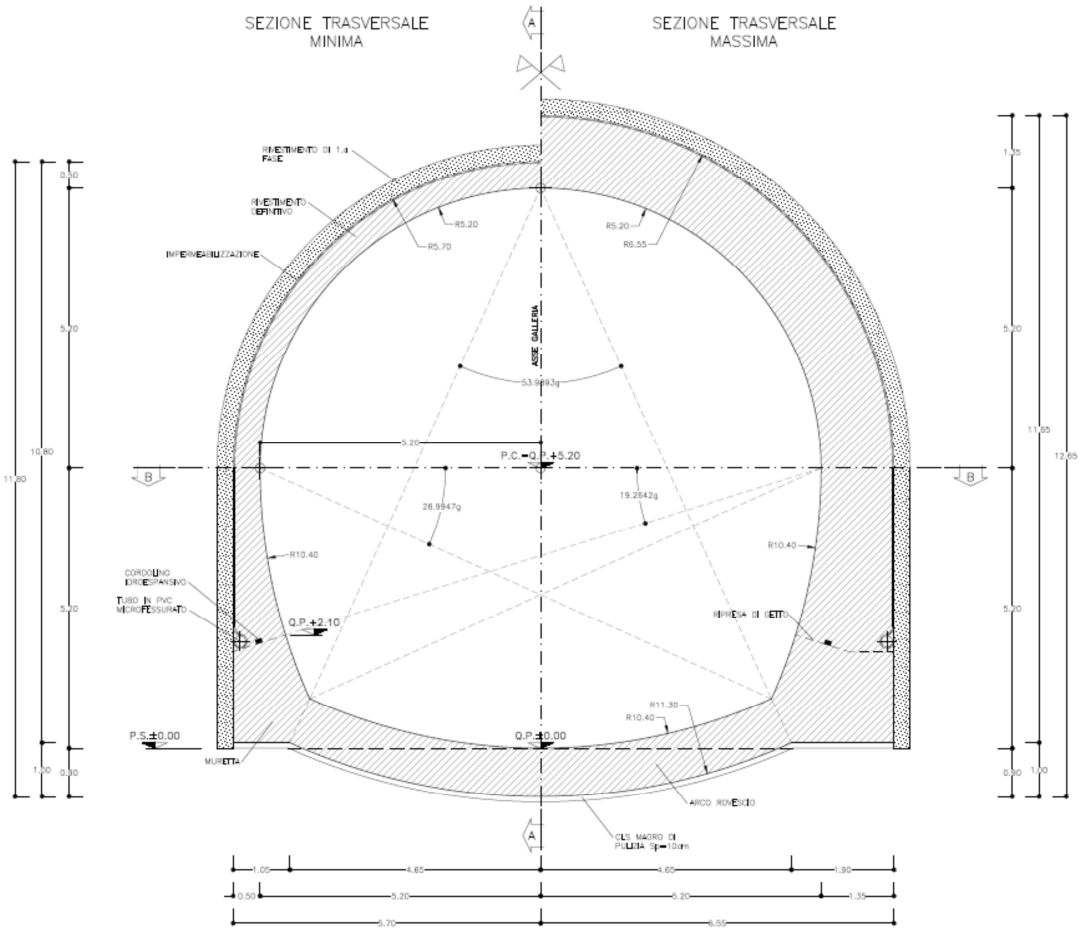


Figura 11-9 – Sezione tipo C1v3 (carpenteria)

E' stato assunto un carico uniformemente distribuito pari a 10 kPa per tenere in conto gli effetti del traffico stradale.

In quest'area la galleria verrà scavata parzialmente nel substrato roccioso e parzialmente negli strati superficiali costituiti da Ghiaie di carattere alluvionale e Coltre. I sondaggi hanno anche rilevato uno strato di roccia da mediamente a molto fratturata con spessore rilevante (cappellaccio). Le caratteristiche geomeccaniche prevalenti del contesto sono tipiche dei terreni e pertanto l'analisi viene condotta assumendo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Il coefficiente di spinta a riposo è stato assunto pari a 0.5. I parametri geomeccanici delle unità geotecniche sono le seguenti:

Sezione - Via Adamoli								
	spessore	γ	ν	φ'	c'	φ'res	c' res	E
	[m]	[kN/m3]	[-]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]
Riporto	7.7	18	0.3	30	0	26	0	15-40
Coltre detritica	3	18	0.3	35	10	31	0	50-80
Cappellaccio	2.4	26	0.25	40	80	40	80	200-400
FMA		26	0.25	45	200	45	200	1000-1200

Tabella 11-2 - Tabella riassuntiva materiali sezione 1 (Via Adamoli)

Al settore di ammasso posto inferiormente all'arco rovescio, in relazione alla storia tensionale di scarico prevalente cui è sottoposto all'atto dell'apertura della galleria, sono attribuite caratteristiche di rigidezza opportunamente maggiorate (modulo elastico triplicato).In corrispondenza della superficie di appoggio dell'arco rovescio per questioni numeriche è stato inserito uno strato di interfaccia di spessore pari a 10 cm di rigidezza ridotta.

	spessore	γ	v	φ'	c'	φ'res	c' res	E
	[m]	[kN/m3]	[-]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]
FMA_rigido		26	0.25	45	200	45	200	3000
interfaccia	0.1	26	0.25	45	200	45	200	0.03

Tabella 11-3 - Tabella riassuntiva materiali di irrigidimento sezione 1 (Via Adamoli)

Il preconsolidamento al contorno, eseguito con la tecnica del jet grouting, migliora il comportamento meccanico dei terreni interessati. Per materiali che seguono il criterio di rottura di Mohr-Coulomb,si assume che questi raggiungano una coesione di 500 kPa (residua 350 kPa) e un modulo elastico di 500 MPa. Per le formazioni rocciose con un elevato modulo elastico di partenza si assume che l'intervento di consolidamento determini un incremento di tre volte del modulo di deformabilità. Lo spessore della fascia consolidata è pari a 0.6 m (minima fascia consolidata).

	γ	v	φ'	c'	φ'res	c' res	E
	[kN/m3]	[-]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]
Cons_Riporto	18	0.3	30	500	26	350	500
Cons_Coltre	18	0.3	35	500	31	350	500
Cons_Cappellaccio	26	0.25	40	500	40	350	500
Cons_FMA	26	0.25	45	500	45	350	1500

Il battente idraulico agente in questa sezione è pari a 37 m.s.m. (-2.7 m da chiave calotta). In accordo a quanto riportato nella relazione idrogeologica nei tratti a basse coperture non si è considerato un abbattimento del livello di falda.

Si propongono le immagini significative del modello di calcolo nel suo complesso ed in corrispondenza del cavo.

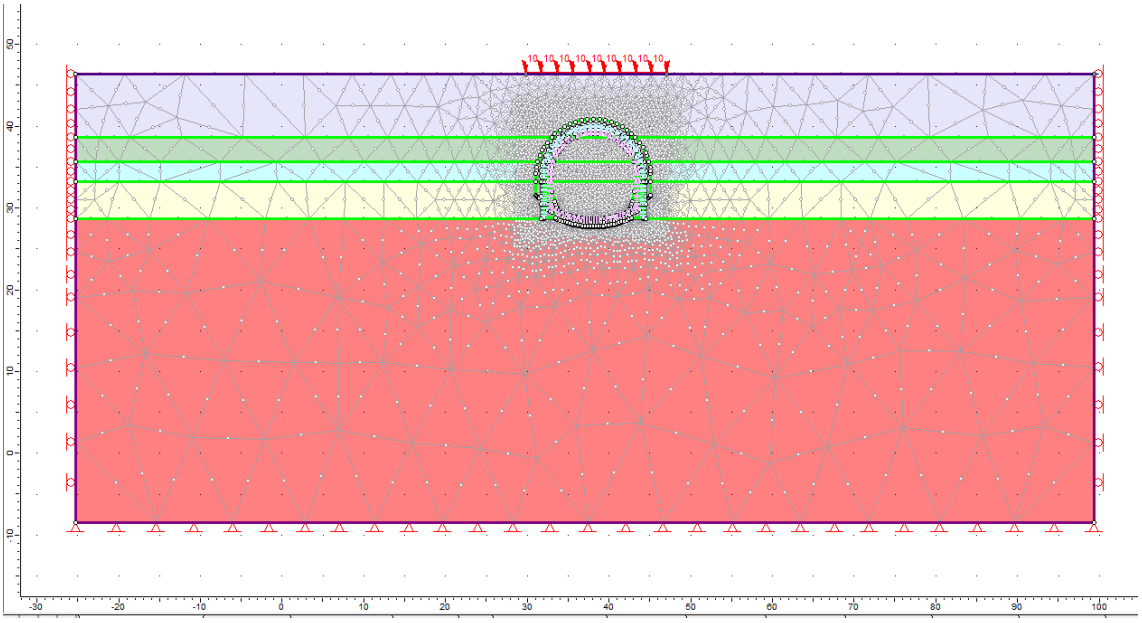


Figura 11-10 - Modello analisi 1

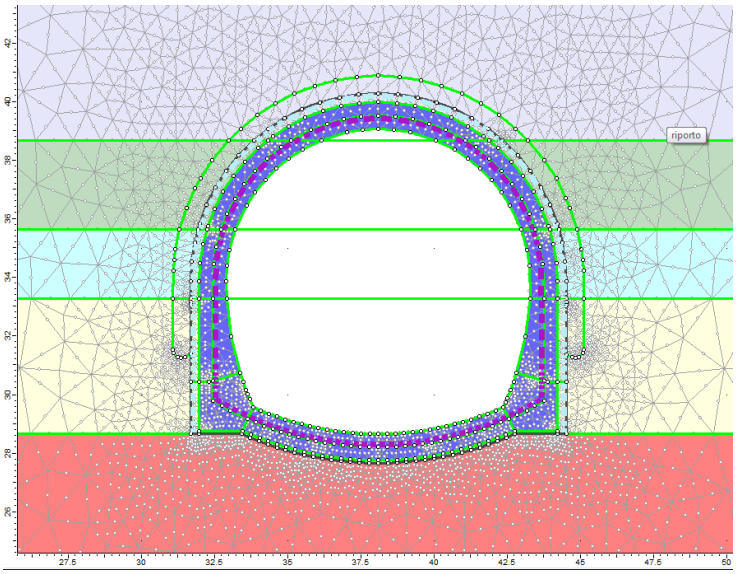


Figura 11-11 - Modello analisi 1- Particolare in corrispondenza del cavo

Nella presente sezione si è previsto un avanzamento medio di 1m/g.

Si riporta nella tabella seguente una descrizione sintetica delle fasi di calcolo considerate nell'analisi della sezione in oggetto:

n FASI	DESCRIZIONE	p/p0
1	Inizializzazione sforzi	0
2	p=1+reset spostamenti	1
3	(intermedio)	0.8
4	Fronte	0.60
5	1° sfondo	0.52
6	2°sfondo:spritz+centine	0.43
7	3°sfondo	0.36
8	4°sfondo	0.30
9	5°sfondo	0.25
10	6°sfondo	0.22
11	7°sfondo	0.19
12	8°sfondo	0.17
13	10°sfondo	0.133
14	13°sfondo	0.108
15	15°sfondo	0.105
16	18°sfondo	0.103
17	19°sfondo	0.076
18	20°sfondo+ getto murette e ar	0.01
19	30°sfondo	0
20	Rivestimento Definitivo	0
21	Falda	0
22	Falda+Sisma	0

Tabella 4 - Fasi di calcolo

Per valutare gli effetti dell'azione sismica sul rivestimento definitivo disaccoppiati dall'azione del carico idraulico è stata svolta un'analisi analoga a quella sopra descritta in cui alla Fase 21 è stato imposta la sola accelerazione sismica.

Nel calcolo è stata considerata una evoluzione nel tempo delle caratteristiche di rigidezza e resistenza dello spritz beton. Si riporta una sintesi delle assunzioni fatte nella tabella seguente.

n FASI	E(t) /E(28gg)	$f_{ck}(t)$ /f_{ck}(28gg)	$f_{tck}(t)$ /f_{tck}(28gg)
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0
7	0.343	0.424	0.670
8	0.568	0.578	0.765
9	0.716	0.663	0.815
10	0.814	0.720	0.847
11	0.878	0.761	0.871
12	0.920	0.793	0.889
13	0.965	0.840	0.915
14	0.990	0.888	0.940
15	0.996	0.911	0.953
16	0.999	0.937	0.967
17	0.999	0.945	0.971
18	0.999	0.952	0.975
19	1.000	1.000	1.000

Tabella 5 - Curva di maturazione dello spritz

Si riportano i risultati dell'analisi in termini di plasticizzazioni e spostamenti massimi (in corrispondenza della fase di relax 100%).

L'estensione delle plasticizzazioni al contorno del cavo è sensibilmente contenuta per effetto del consolidamento al contorno. Si rileva come i fenomeni di plasticizzazione, siano connessi al superamento della resistenza a trazione in corrispondenza dei piedritti e dell'arco rovescio. La risposta deformativa del cavo sostenuto dai pre-rivestimenti e dal getto delle murette/arco rovescio è dell'ordine dei 4-5mm. In superficie il bacino di subsidenza risulta essere contenuto con un cedimento massimo pari a 14mm .

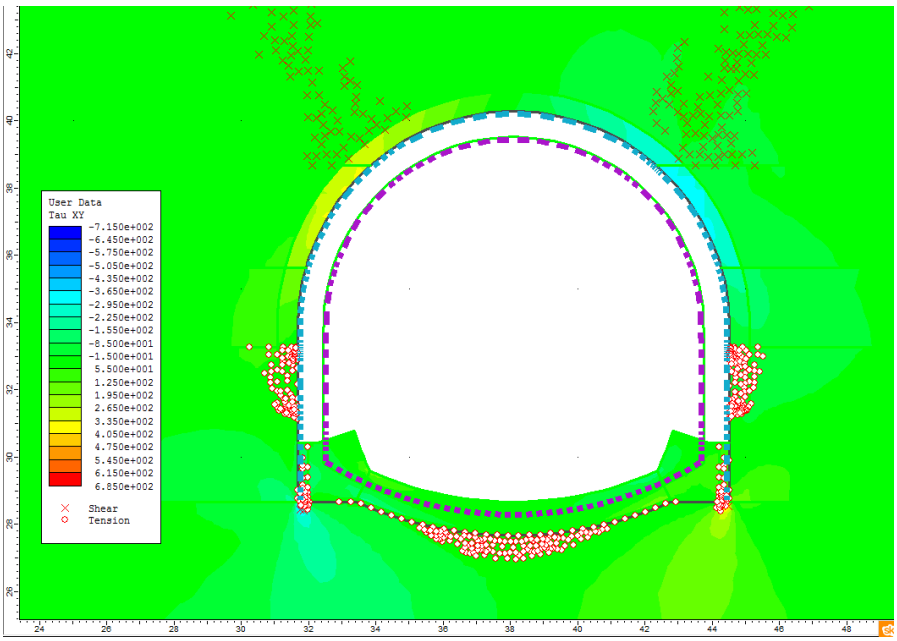


Figura 11-12 - Sforzi di taglio con indicazione dei punti plasticizzati

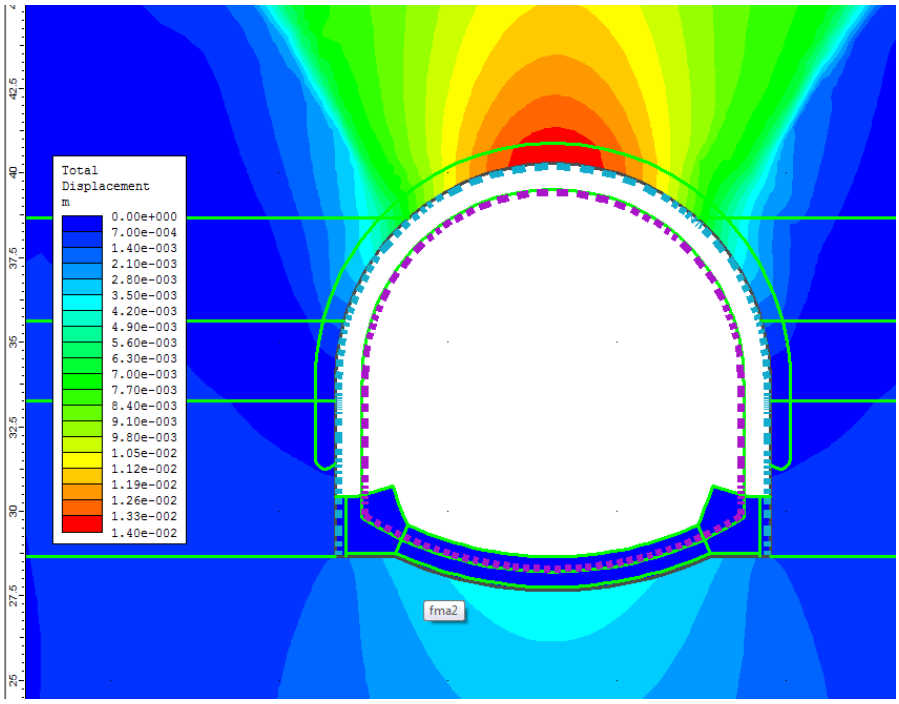


Figura 11-13 - Total displacement

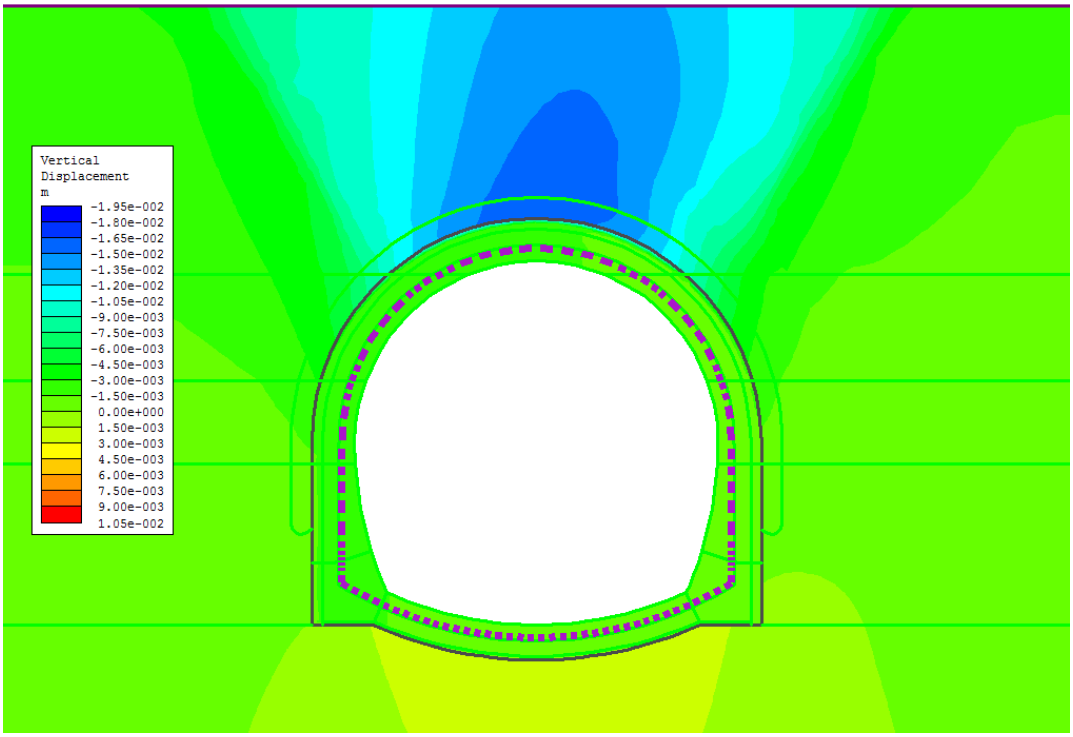


Figura 11-14 Andamento dei cedimenti in superficie

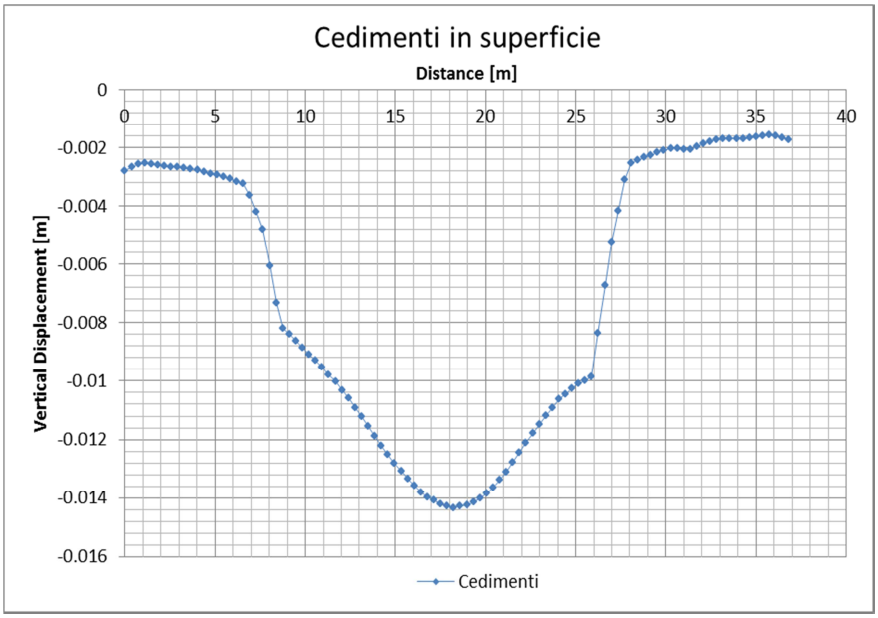


Figura 11-15 – Andamento quantitativo dei cedimenti in superficie

Si riportano nel seguito i diagrammi delle sollecitazioni allo stato limite di esercizio dei rivestimenti definitivi nella fase dell' applicazione del rivestimento definitivo e nell'applicazione della sola sollecitazione falda.Per quanto riguarda le azioni allo stato limite ultimo si è riportato anche la fase della sola applicazione del sisma e la fase dell'azione combinata falda più sisma.

Si riportano separatamente le azioni relative alla zona dell' arco rovescio e della zona relativa alla calotta e ai piedritti.

Azioni S.L.U. Arco rovescio

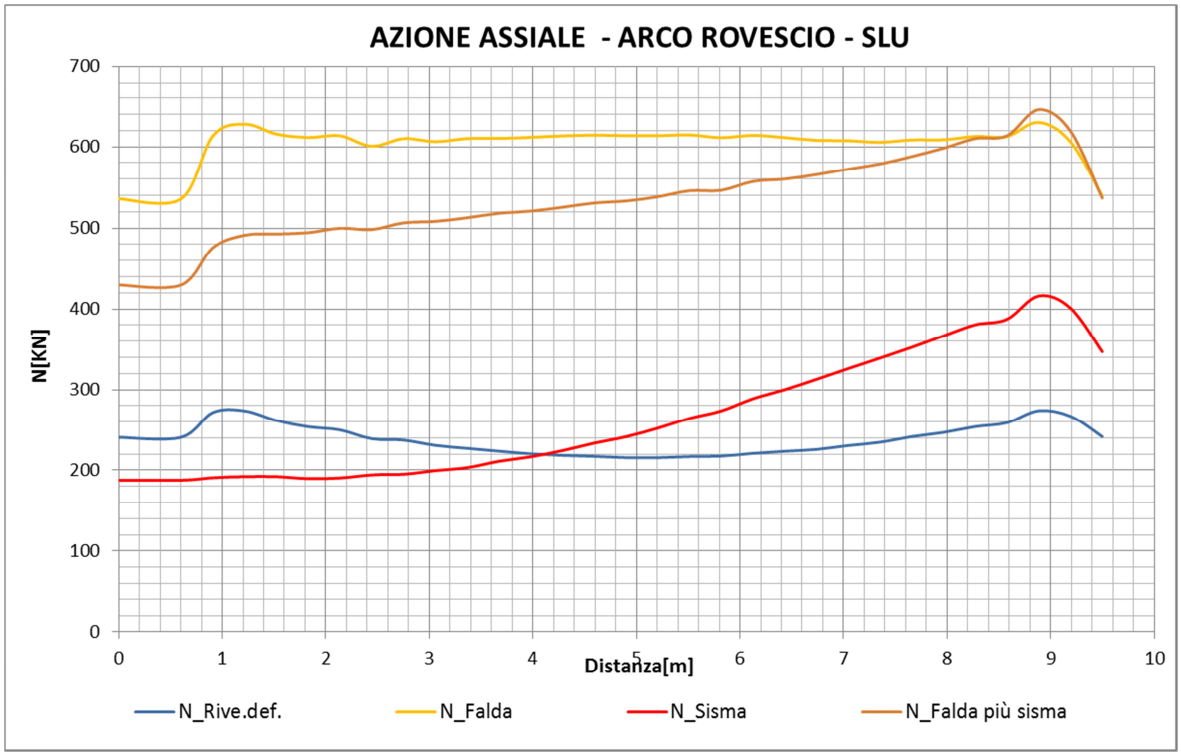


Figura 11-16– Sollecitazione assiale - arco rovescio– S.L.U.

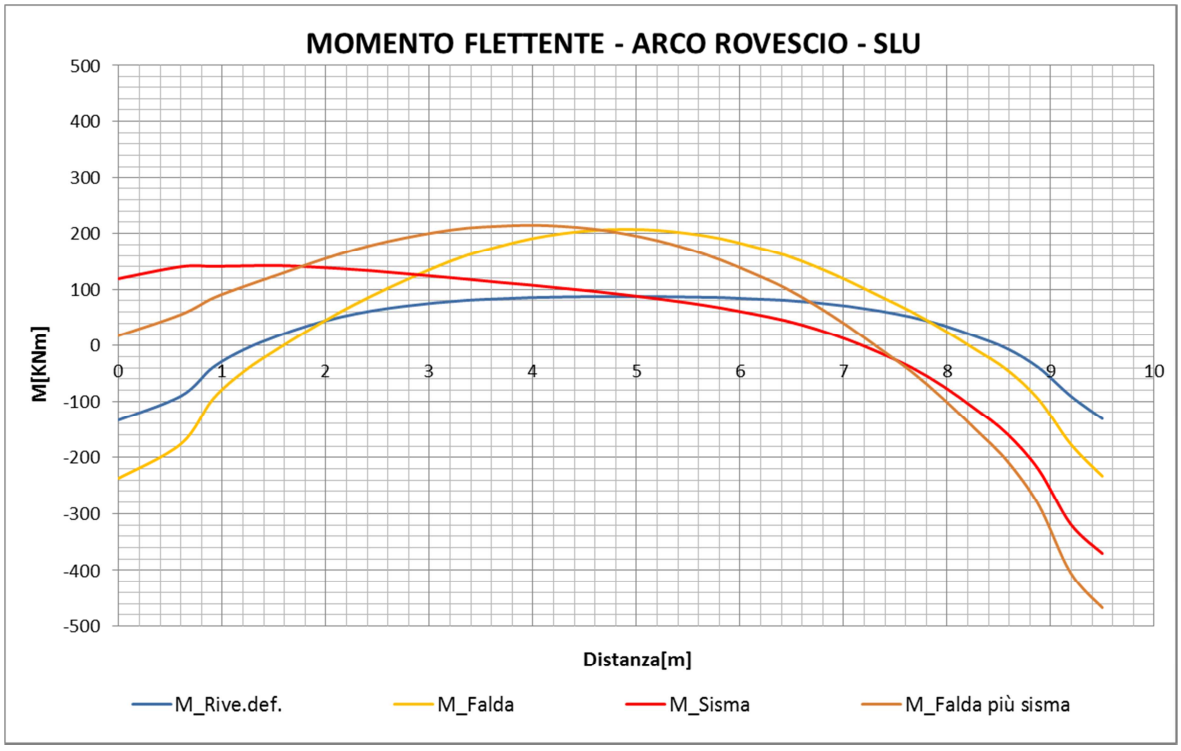


Figura 11-17 - Sollecitazione flettente -arco rovescio – S.L.U.

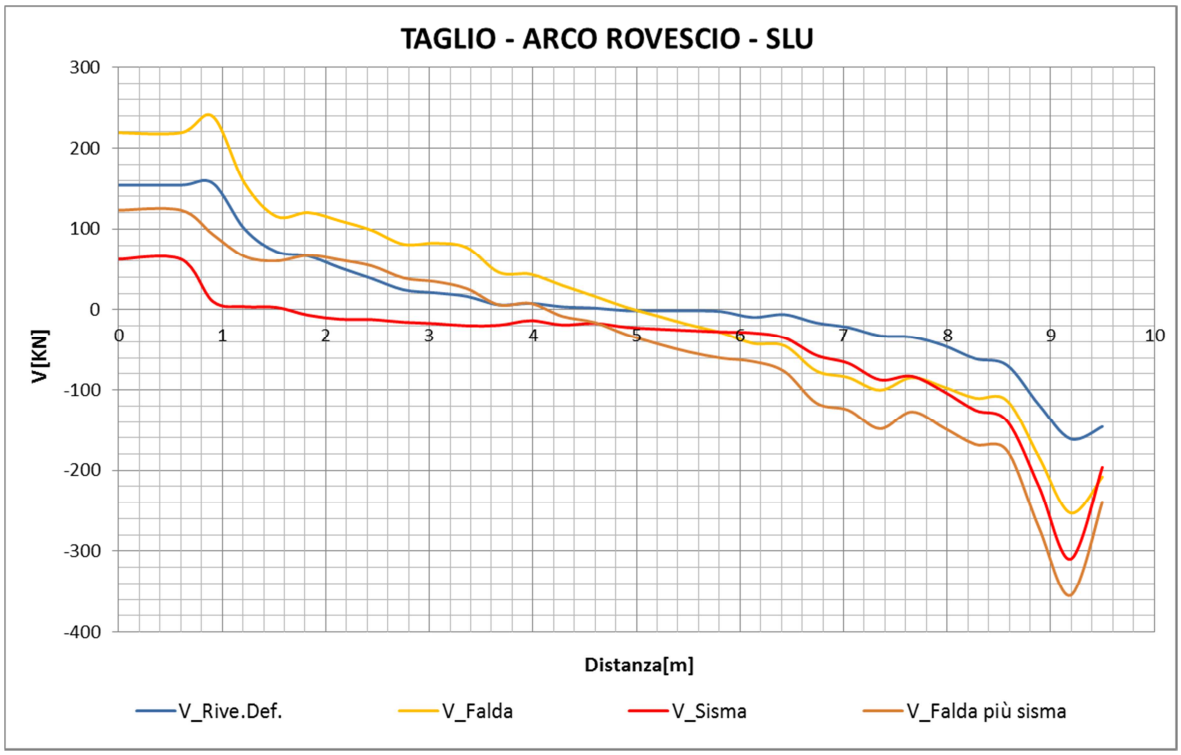


Figura 11-18– Sollecitazione a taglio - arco rovescio – S.L.U.

Azioni S.L.E. Arco rovescio

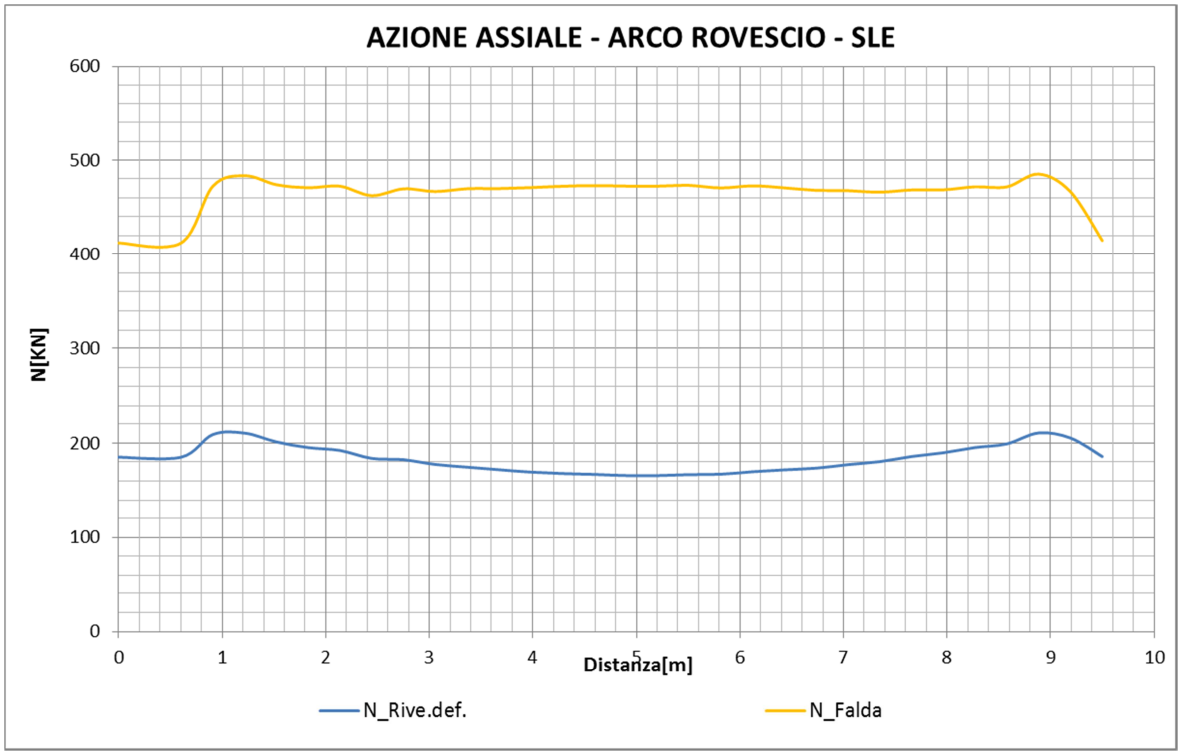


Figura 11-19– Sollecitazione assiale - arco rovescio – S.L.E.

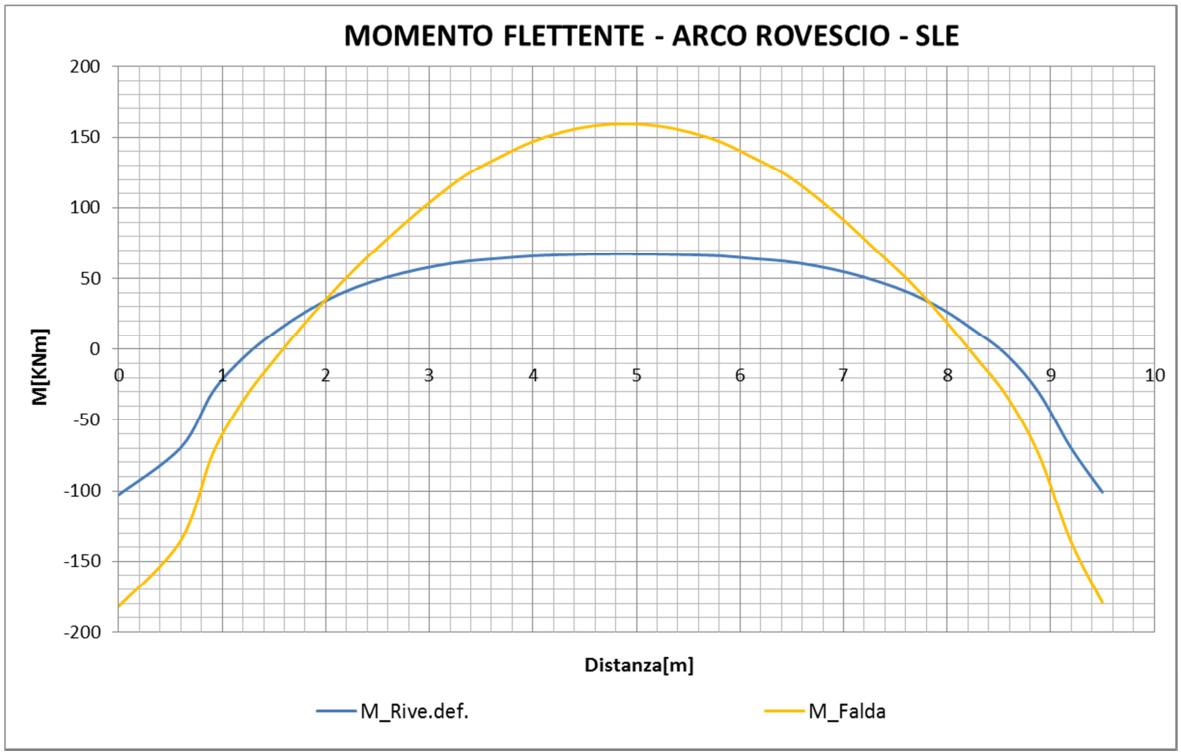


Figura 11-20 - Sollecitazione flettente - arco rovescio – S.L.E.

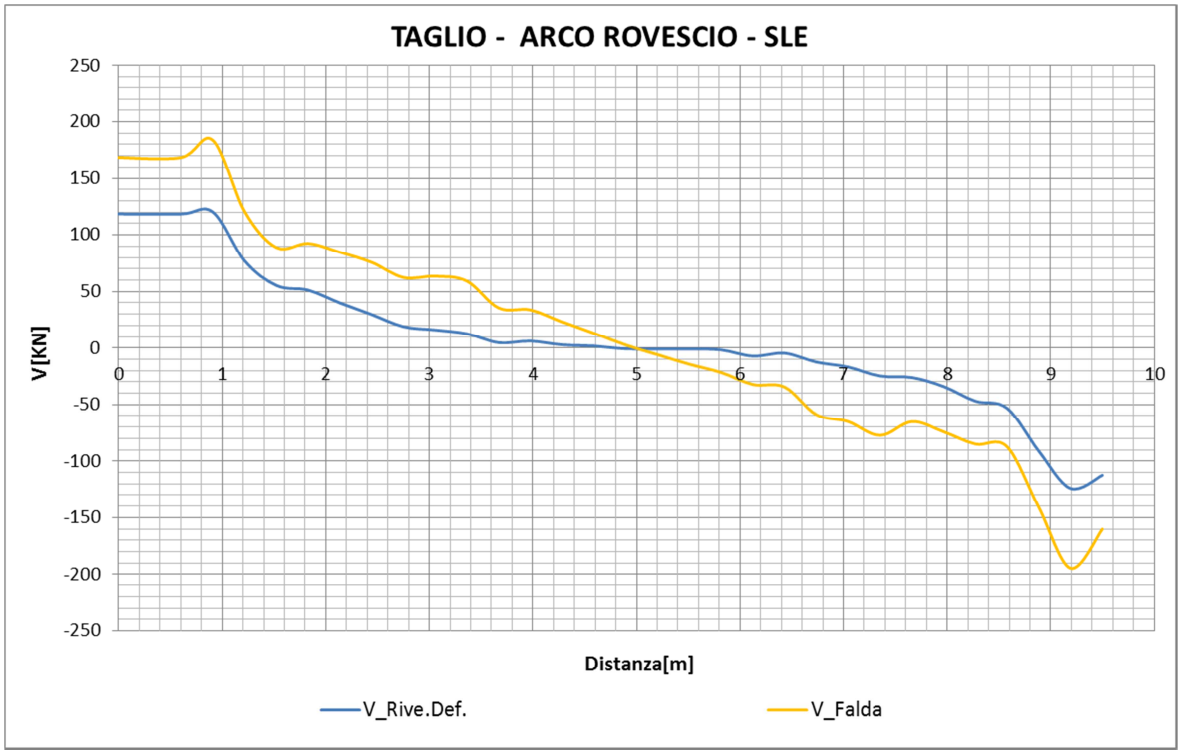


Figura 11-21 – Sollecitazione a taglio - arco rovescio – S.L.E.

Azioni S.L.U. Calotta piedritti

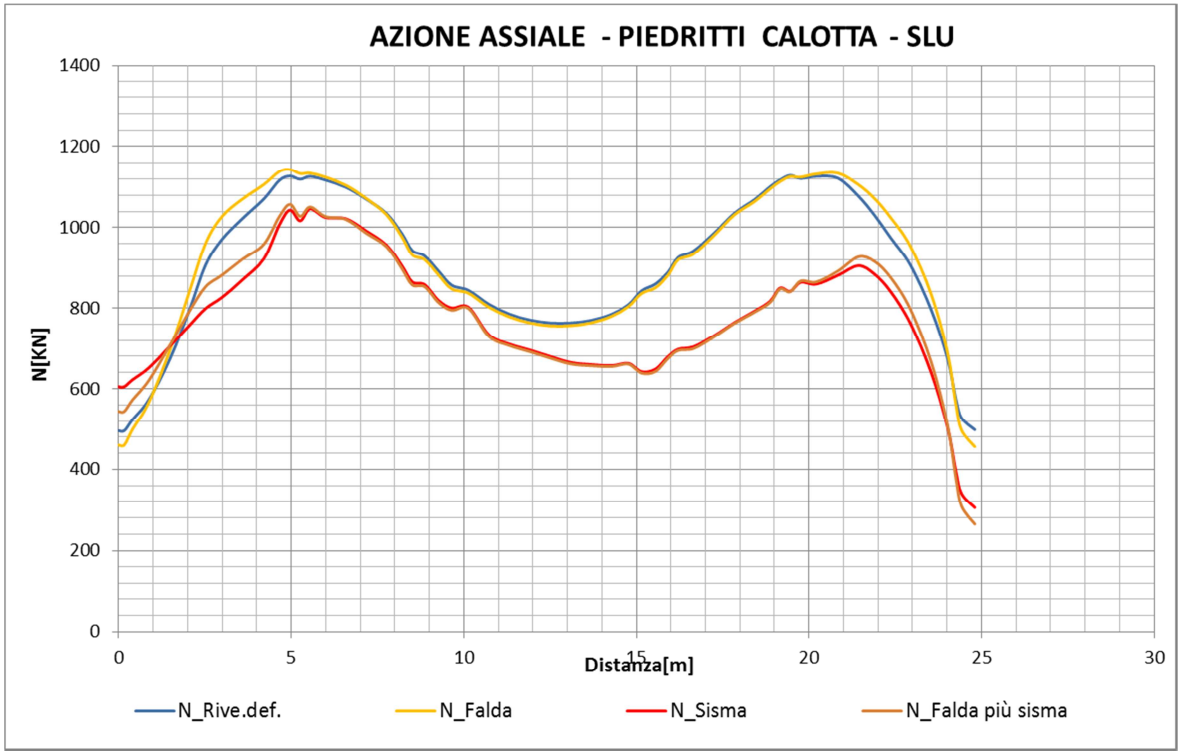


Figura 11-22–Sollecitazione assiale – calotta piedritti – S.L.U.

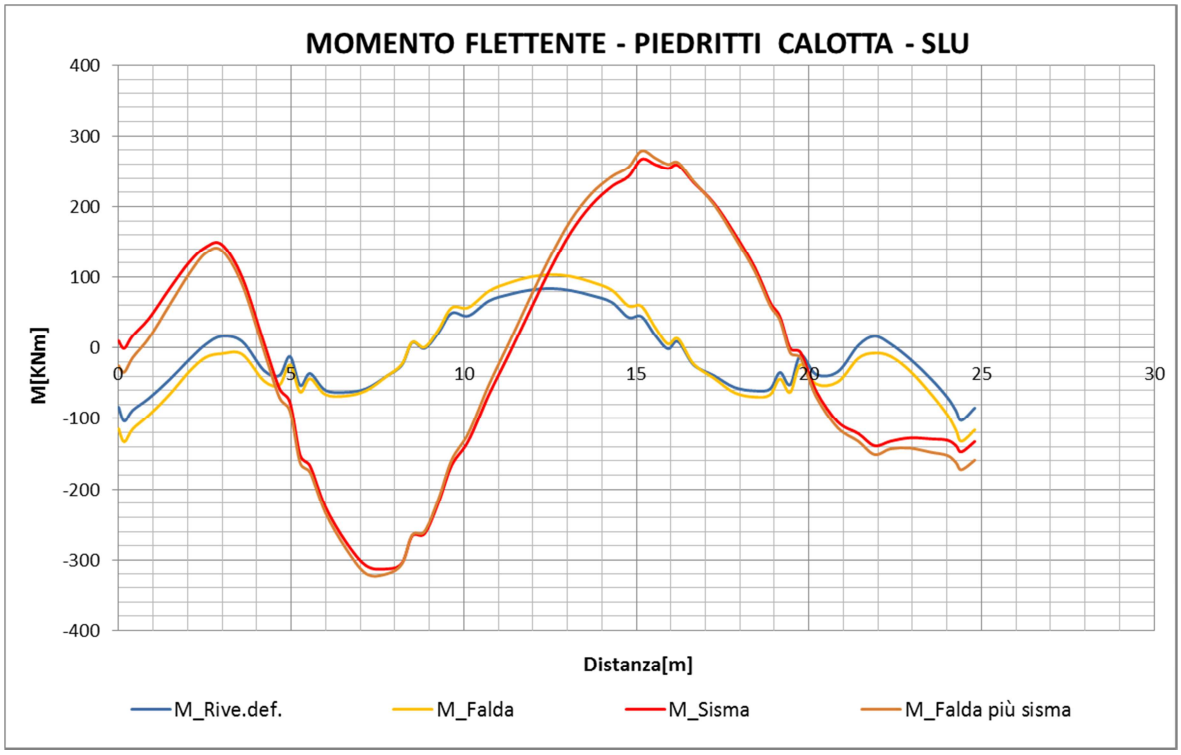


Figura 11-23 – Sollecitazione flettente – calotta piedritti – S.L.U.

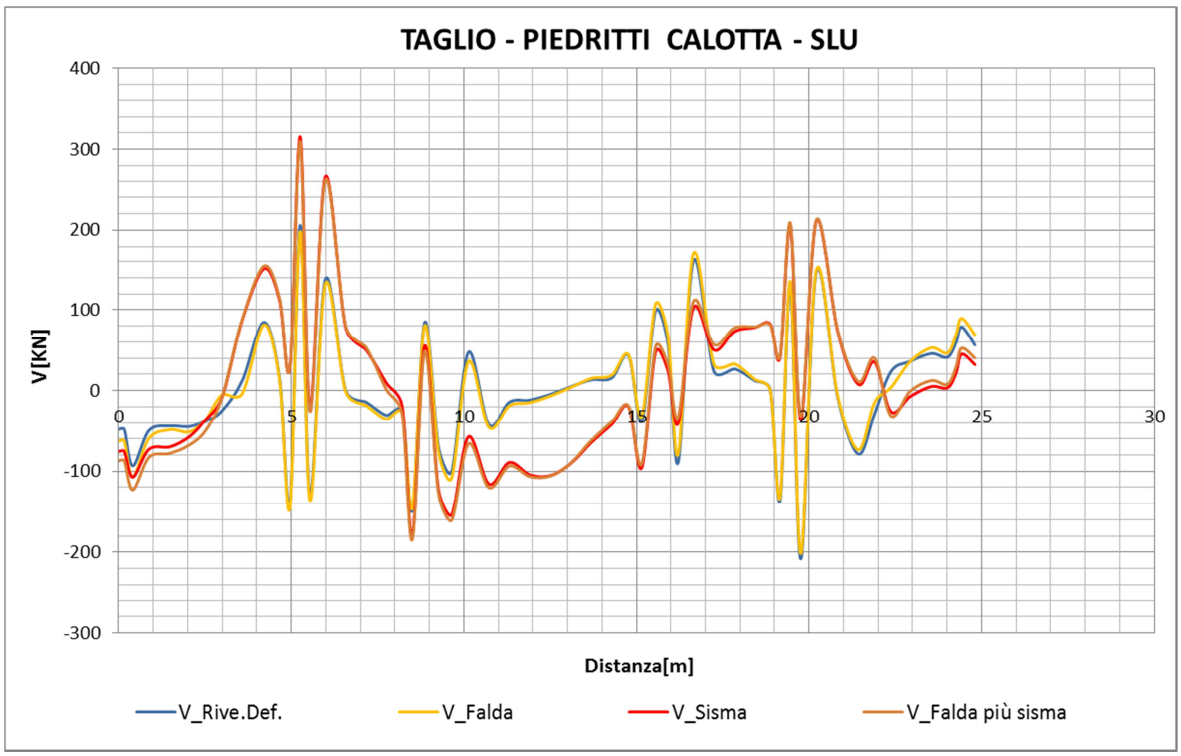


Figura 11-24 – Sollecitazione a taglio – calotta piedritti – S.L.U.

Azioni S.L.E. Calotta piedritti

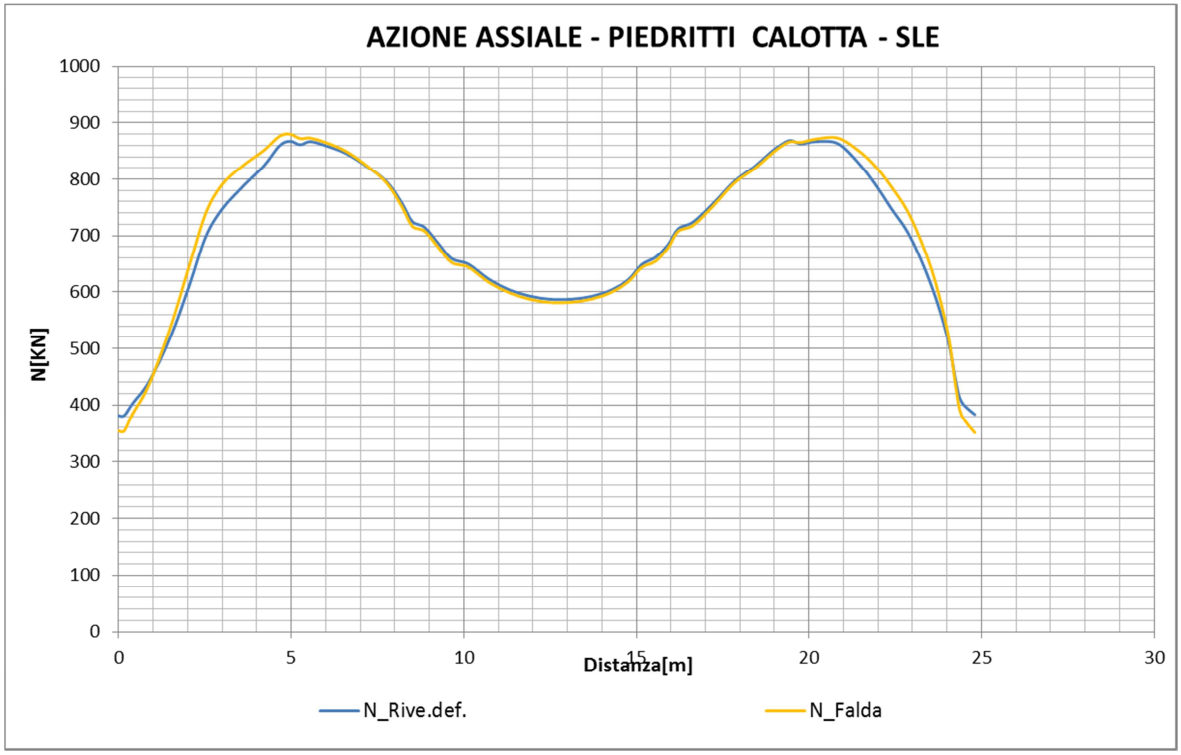


Figura 11-25 – Sollecitazione assiale – calotta piedritti – S.L.E.

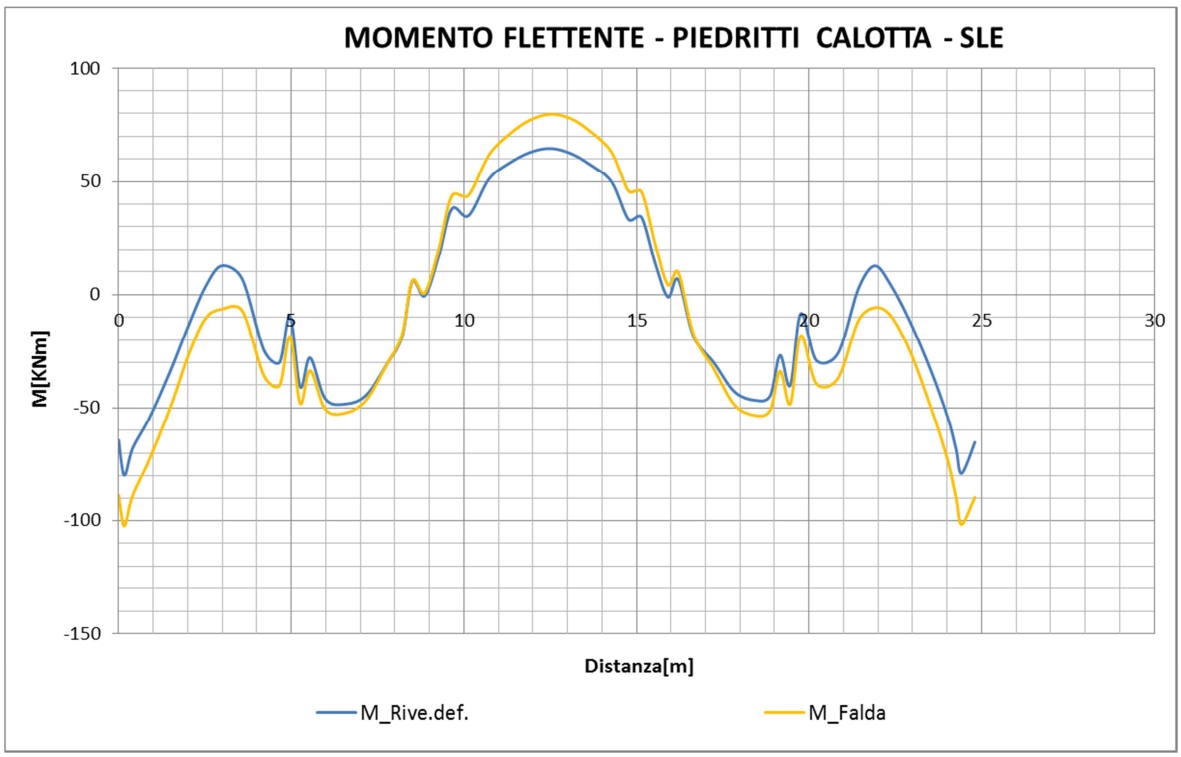


Figura 11-26 – Sollecitazione flettente – calotta piedritti – S.L.E.

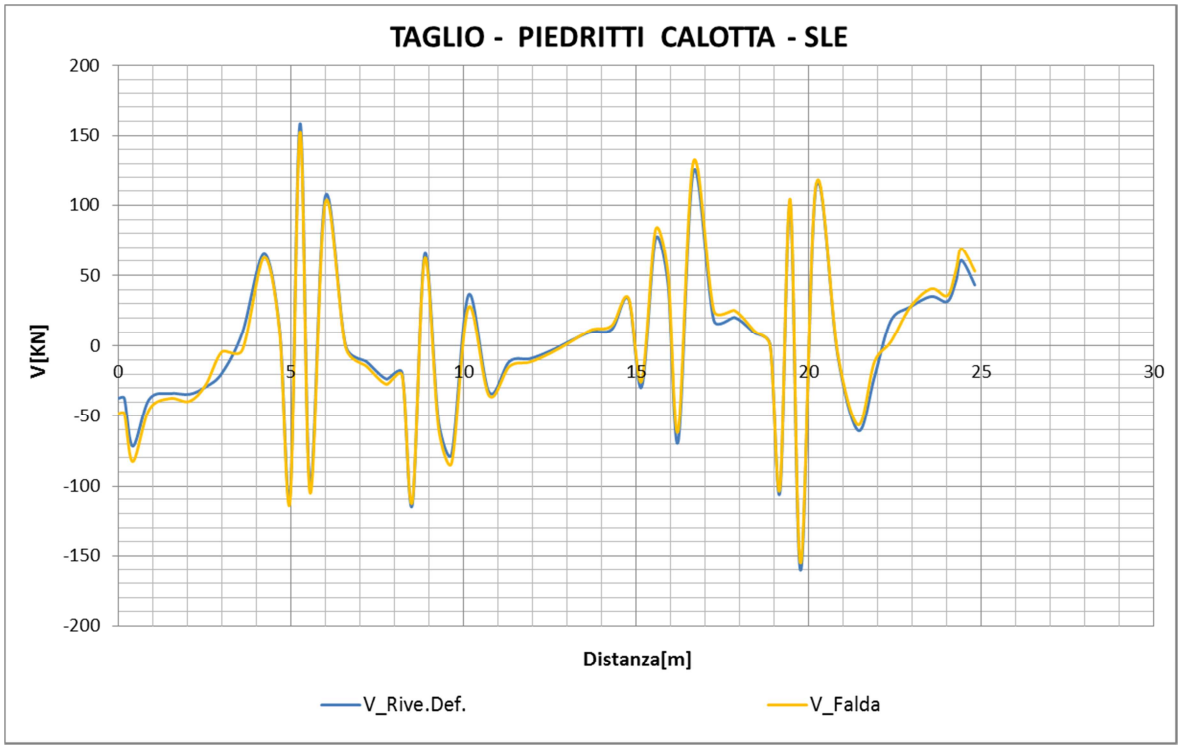


Figura 11-27 – Sollecitazione a taglio – calotta piedritti – S.L.E.

Per la sezione in esame si è scelta come combinazione dimensionante quella corrispondente allo stage falda più sisma, mentre per la valutazione dell'adeguatezza strutturale della galleria allo SLE si fa riferimento allo stage falda.

11.3.2 Sezione 2 – MaxCopertura

La sezione di analisi è in corrispondenza delle massime coperture (133 m dalla calotta della sezione). Il substrato roccioso di riferimento è il Flysch del Monte Antola, con la presenza di detriti di versante in superficie e un livello di cappellaccio di alterazione. Date le alte coperture il profilo della sezione è stato linearizzato a partire dal valore della copertura in calotta perché non influente ai fini di calcolo.

Il modello di calcolo ha dimensioni 200m*200m discretizzato con una mesh triangolare di 6 nodi per elemento (n° nodi: 11599, n° elementi 5758).

In ragione delle risultanze della fase di Diagnosi, la sezione di scavo e consolidamento prevista è la Ab (Figura 11-28). Per tutti i dettagli della sezione si veda il Capitolo 10, di seguito vengono riportate le caratteristiche e gli spessori degli interventi inseriti nel modello di calcolo:

Spritz beton		
Classe	C28/35	
Rck	35	MPa
Spessore	0.20	m
f_{ctk}	2.33	MPa
E	32588	MPa
v	0.2	-

Swellex/Split-set bolt		
Tensile capacity	0.2	MN
Residual tensile capacity	0	MN
Area tributary	480.42	mm2
E_bolt	210	GPa
Bond strength	0.3	MN/m
Residual Bond Strength	0.3	MN/m
Bond Shear Stiffness	200	MN/m/m
Out-of-plane spacing	1.5	m
Face plates	attached	
Pre-tensioning	0	
Pre-tensionin force	costant in install stage	
Bolt Model	Plastic	
Allow Joint to shear bolt	yes	
Length	4.5	m

Rivestimento definitivo		
Classe	C32/40	
Rck	40	MPa
Spessore	0.8	m
f_{ctk}	2.51	MPa
E	33643	MPa
v	0.2	-

Tabella 11-6 - Tabelle riassuntive interventi sezione 2 (MaxCoperture)

Dato che la sezione presenta spessori differenti per il rivestimento definitivo nel modello è stato inserito lo spessore medio. Le verifiche strutturali svolte al Paragrafo 11.5 tengono in considerazione lo spessore reale della sezione.

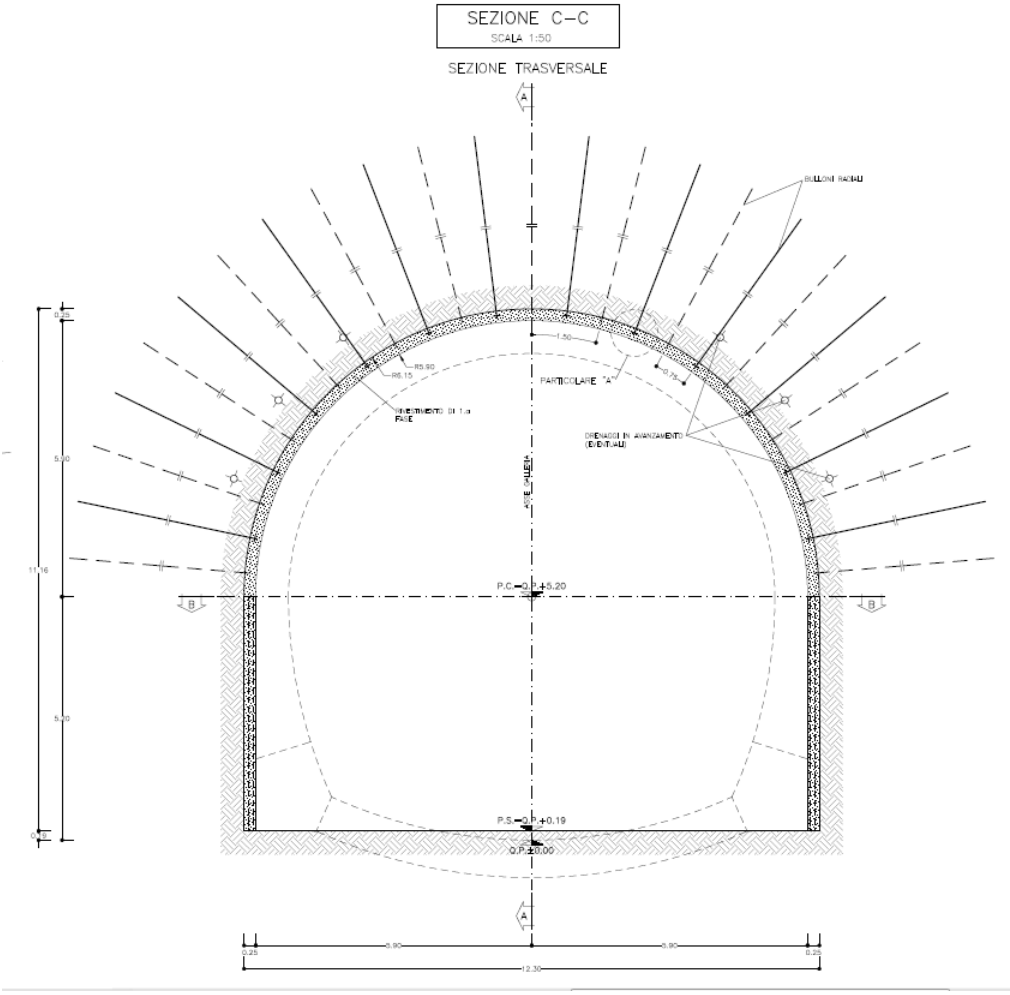


Figura 11-29 – Sezione tipo Ab (Scavo e consolidamenti)

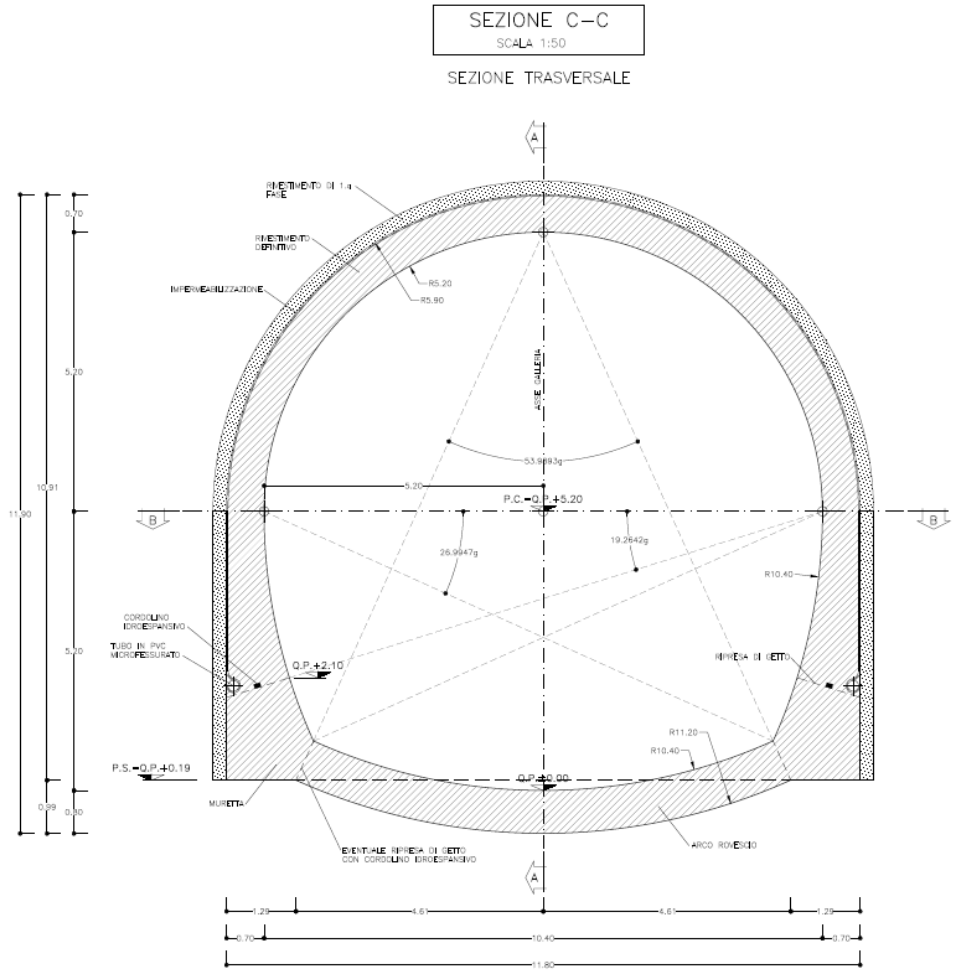


Figura 11-30 – Sezione tipo C1v3 (carpenteria)

La stratigrafia della sezione di calcolo è costituita da una fascia di 55 m di detriti, di 6.5 m di cappellaccio di alterazione, e ammasso roccioso di Flysch del Monte Antola. Il coefficiente di spinta a riposo è stato assunto pari a 1 perché la sezione si trova ad alte coperture. I parametri geomeccanici delle unità geotecniche sono le seguenti:

Sezione - Alte Coperture												
	γ	ν	φ'	c'	φ'res	c' res	E					
	[kN/m3]	[-]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]					
Coltre detritica	19	0.3	25	10	22	0	25					
	γ	ν	UCS	GSI	Erm	mi	MR	mb	s	mb_res	s_res	D
	[kN/m3]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Cappellaccio	25	0.25	10	25	250	12	400	0.824	0.0002	0.824	0.0002	0
FMA	26	0.25	45	60	9360	12	400	2.876	0.01174	1.438	0	0

Tabella 11-7 - Tabella riassuntiva materiali sezione 2 (MaxCoperture)

Il battente idraulico agente in questa sezione è pari a 71.5 m misurato dalla chiave calotta del cavo. In accordo a quanto riportato nella relazione idrogeologica nella formazione del Flysch del Monte Antola si è considerato un abbattimento del 70% del carico idraulico (H=21.5m).

Si propongono le immagini significative del modello di calcolo nel suo complesso ed in corrispondenza del cavo.

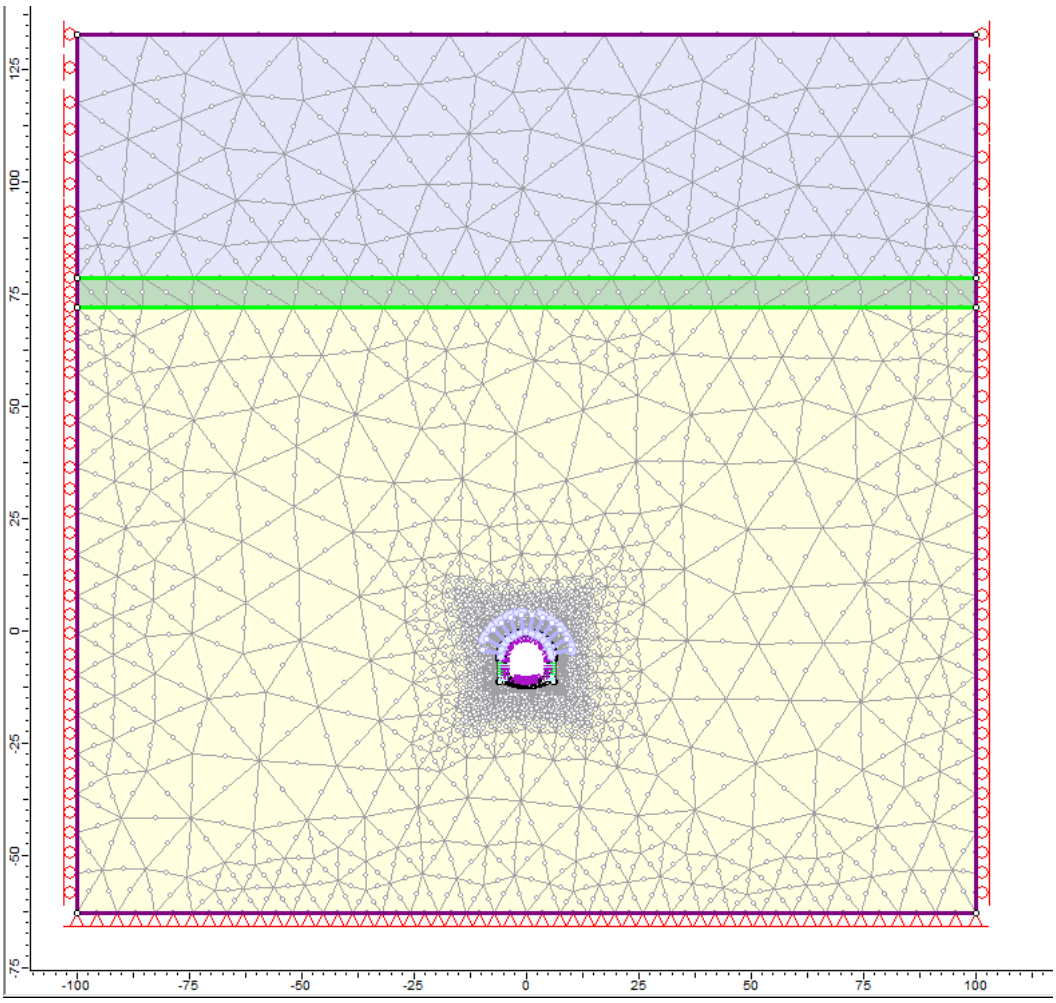


Figura 11-31 - Modello analisi2

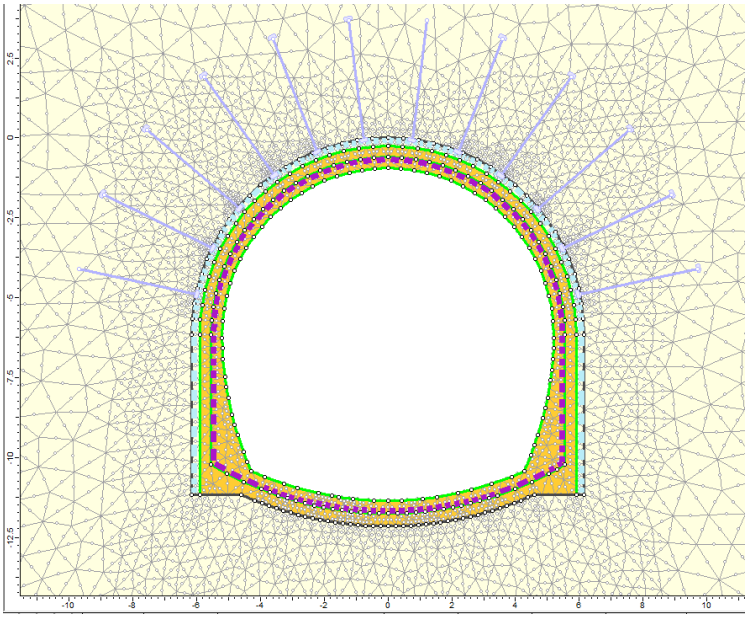


Figura 11-32 - Modello analisi 2- Particolare in corrispondenza del cavo

Nella presente sezione si è previsto un avanzamento medio di 3m/g.

Si riporta nella tabella seguente una descrizione sintetica delle fasi di calcolo considerate nell'analisi della sezione in oggetto:

n FASI	DESCRIZIONE	p/p0
1	Inizializzazione sforzi	0
2	p=1+reset spostamenti	1
3	Fronte	0.749
4	1°sfondo	0.437
5	2°:spritz+bulloni	0.334
6	3°sfondo	0.286
7	4°sfondo	0.262
8	7°sfondo	0.235
9	11°sfondo	0.228
10	30°sfondo	0.227
11	scarico	0.050
12	rive def	0
13	falda	0
14	sisma+falda	0

Tabella 2 - Fasi di calcolo

Per valutare gli effetti dell'azione sismica sul rivestimento definitivo disaccoppiati dall'azione del carico idraulico è stata svolta un'analisi analoga a quella sopra descritta in cui alla Fase 13 è stato imposta la sola accelerazione sismica.

Nel calcolo è stata considerata una evoluzione nel tempo delle caratteristiche di rigidezza e resistenza dello spritz beton. Si riporta una sintesi delle assunzioni fatte nella tabella seguente.

n FASI	E(t) /E(28gg)	$f_{ck}(t)$ /f_{ck}(28gg)	$f_{tck}(t)$ /f_{tck}(28gg)
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0.343	0.424	0.670
7	0.568	0.578	0.765
8	0.878	0.761	0.871
9	0.977	0.858	0.925
10	1.000	1.000	1.000

Tabella 8 - Curva di maturazione dello spritz

Si riportano i risultati dell'analisi in termini di plasticizzazioni e spostamenti massimi (in corrispondenza della fase di relax 100%).

L'estensione delle plasticizzazioni al contorno del cavo è contenuta per effetto del consolidamento radiale (bulloni superswellex pm24). Si rileva come i fenomeni di plasticizzazione, essenzialmente connessi al superamento del limite di resistenza a taglio dell'ammasso, siano limitati nell'estensione e concentrati alla

base dei piedritti. La risposta deformativa del cavo sostenuto dai pre-rivestimenti è dell'ordine dei 2-5 mm, con valori massimi nella mezzeria dell arco rovecio.

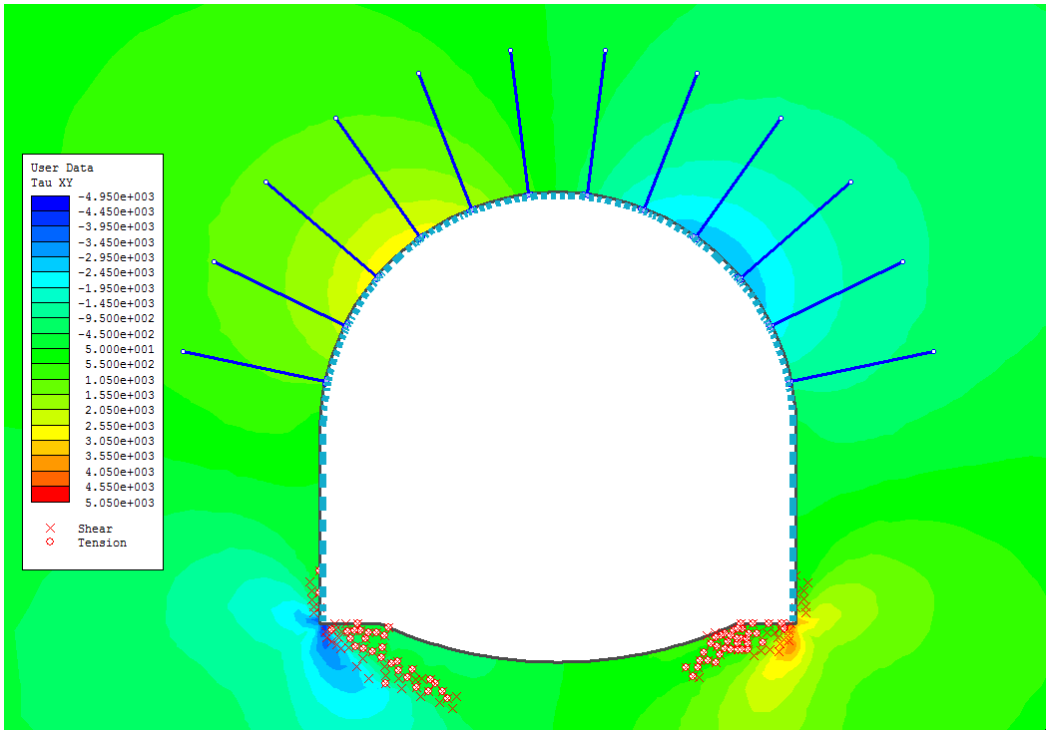


Figura 11-33 - Sforzi di taglio con indicazione dei punti plasticizzati

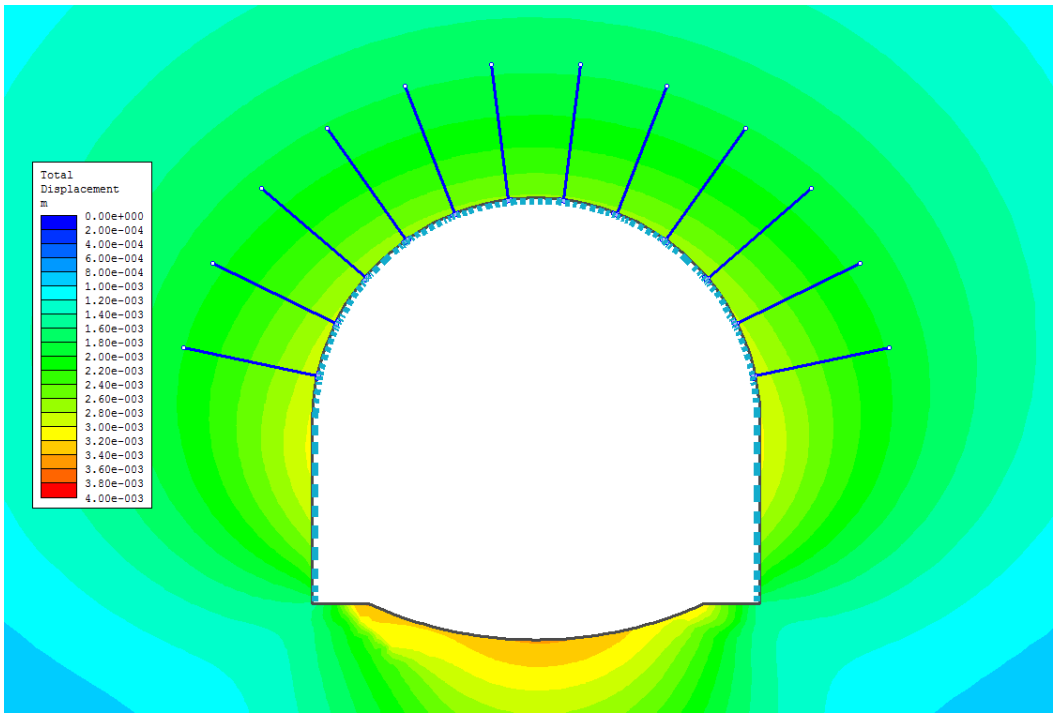


Figura 11-34 - Total displacement

Si riportano nel seguito i diagrammi delle sollecitazioni allo stato limite di esercizio dei rivestimenti definitivi nella fase dell' applicazione del rivestimento definitivo e nell'applicazione della sola sollecitazione falda. Per quanto riguarda le azioni allo stato limite ultimo si è riportato anche la fase della sola applicazione del

sisma e la fase dell'azione combinata falda più sisma.Si riportano separatamente le azioni relative alla zona dell' arco rovescio e della zona relativa alla calotta e ai piedritti.

Azioni S.L.U. Arco rovescio

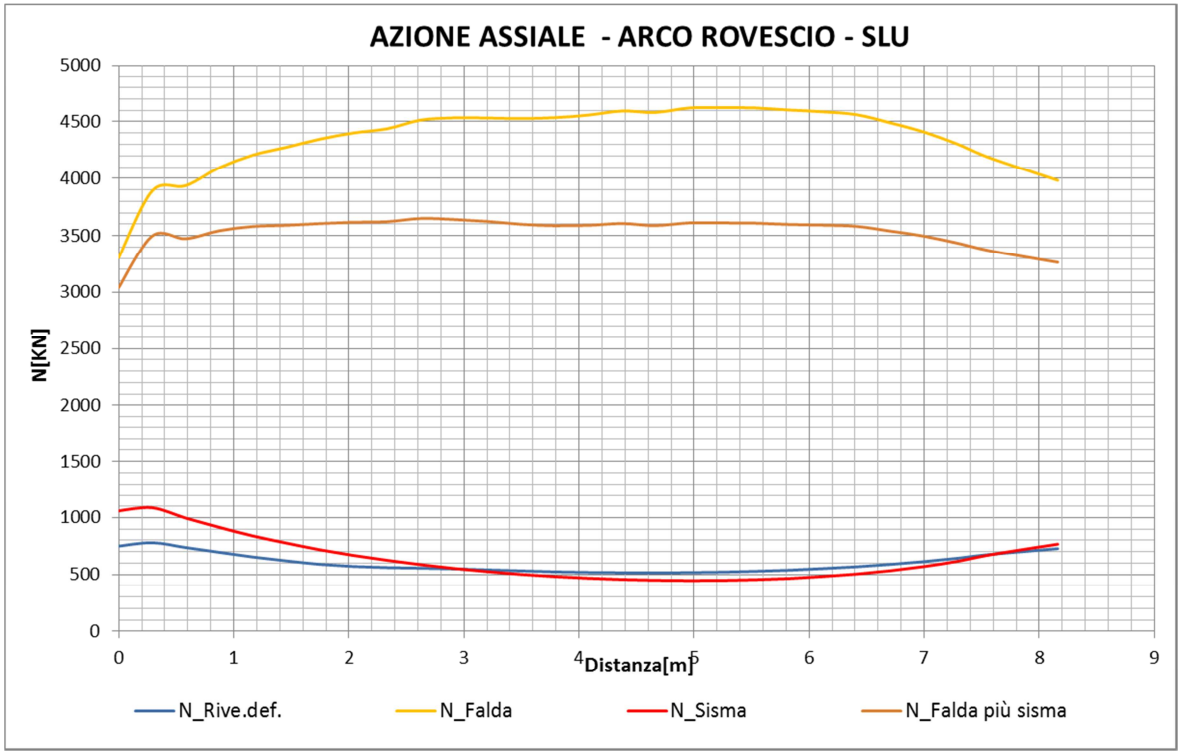


Figura 11-35– Sollecitazione assiale - arco rovescio – S.L.U.

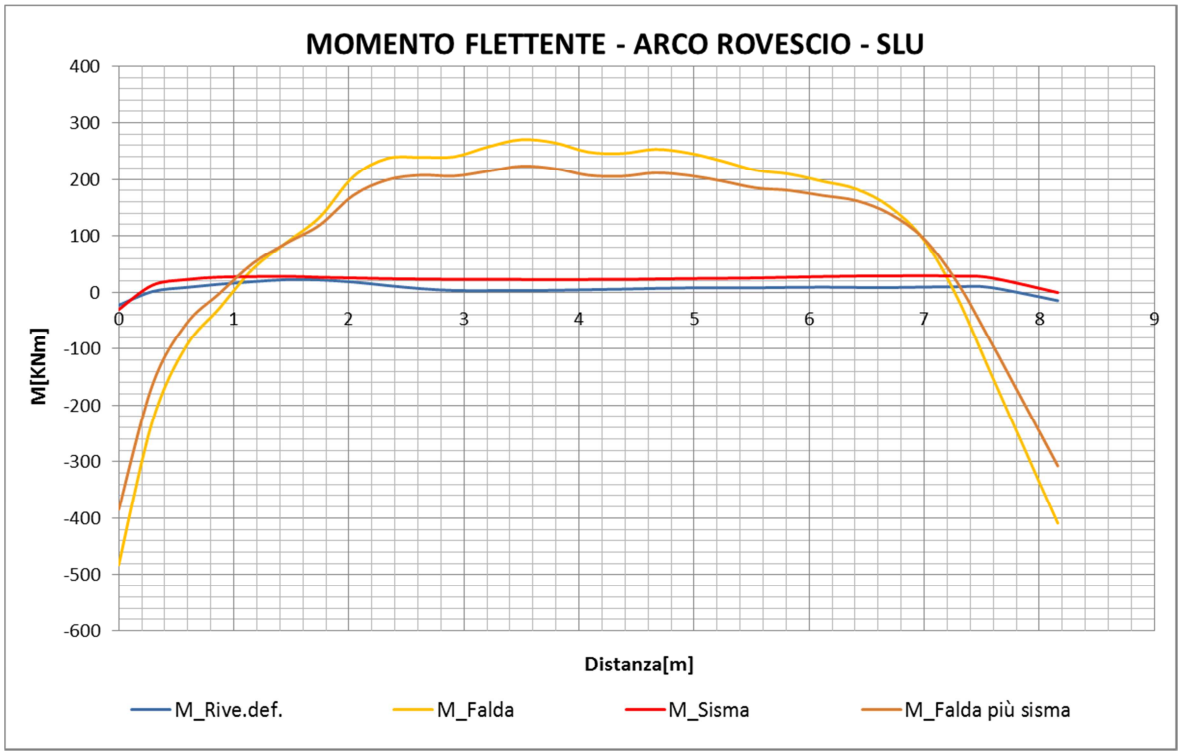


Figura 11-36 - Sollecitazione flettente - arco rovescio – S.L.U.

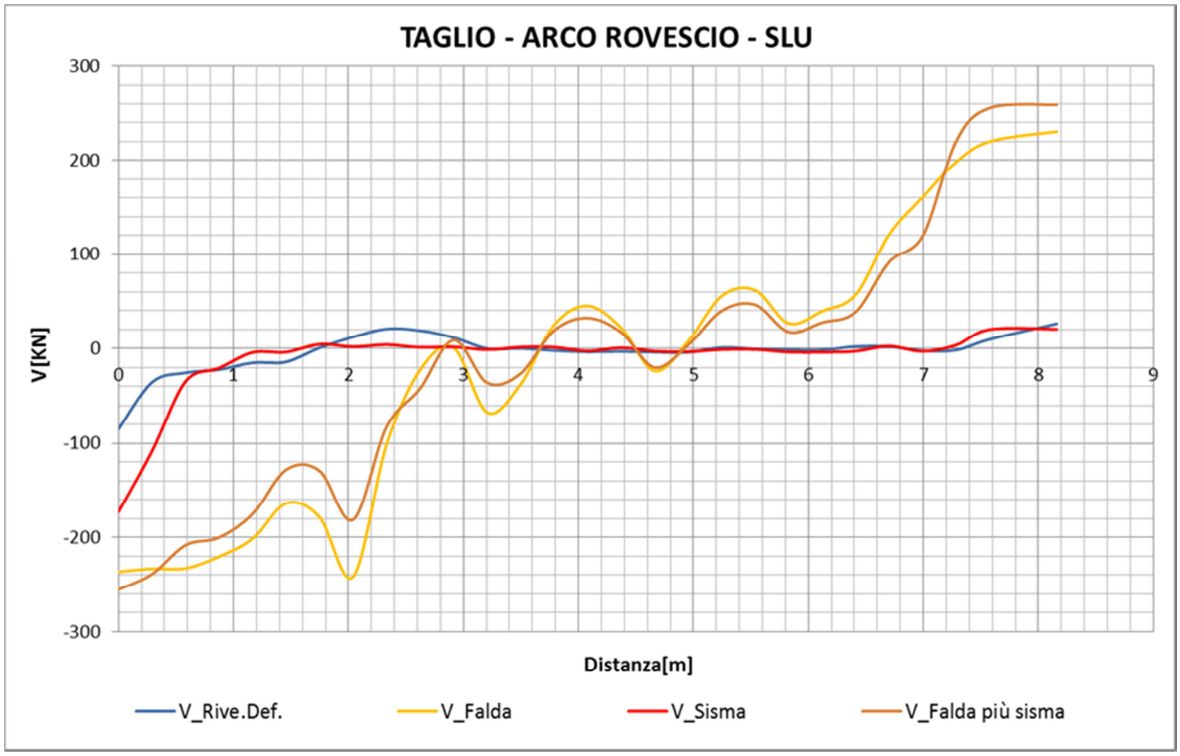


Figura 11-37 – Sollecitazione a taglio - arco rovescio – S.L.U.

Azioni S.L.E. Arco rovescio

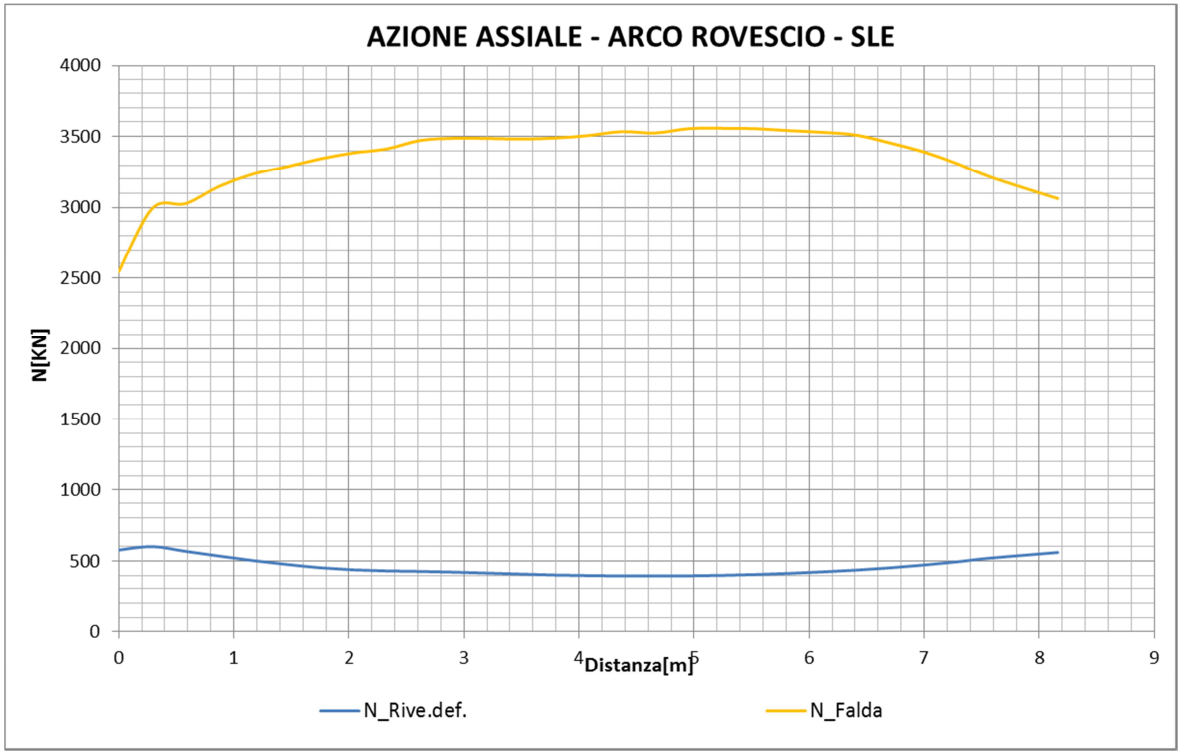


Figura 11-38– Sollecitazione assiale - arco rovescio – S.L.E.

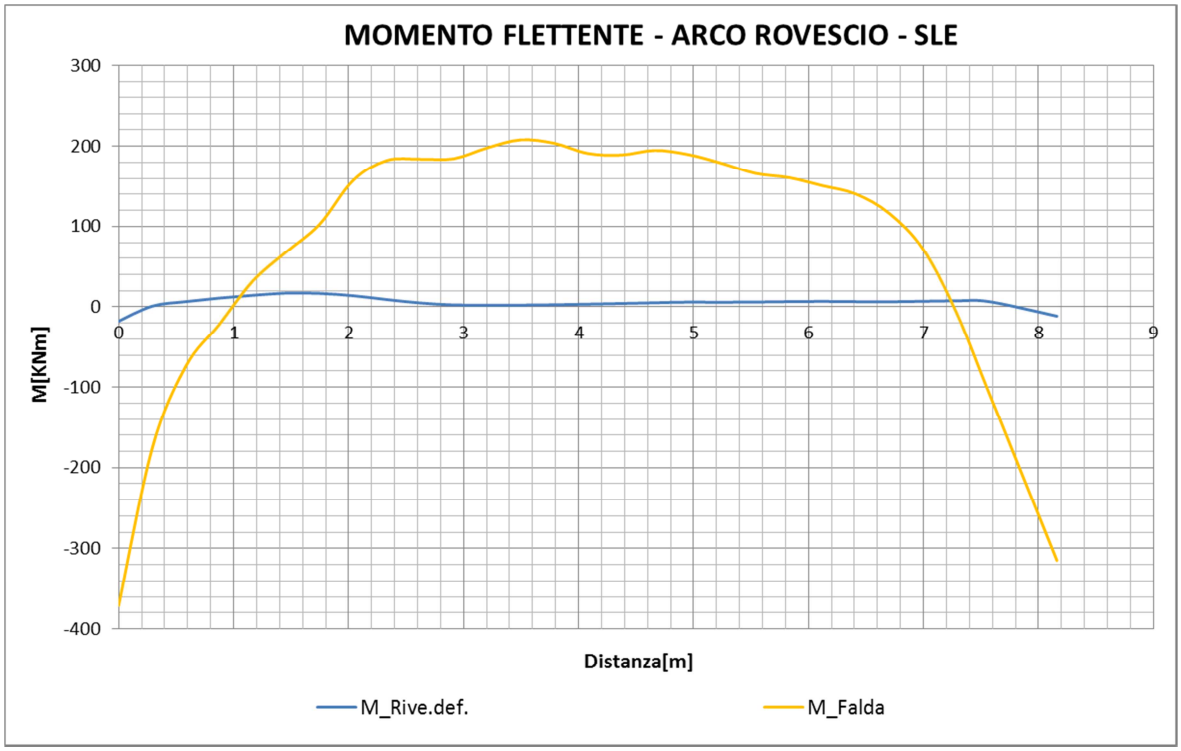


Figura 11-39 - Sollecitazione flettente - arco rovescio – S.L.E.

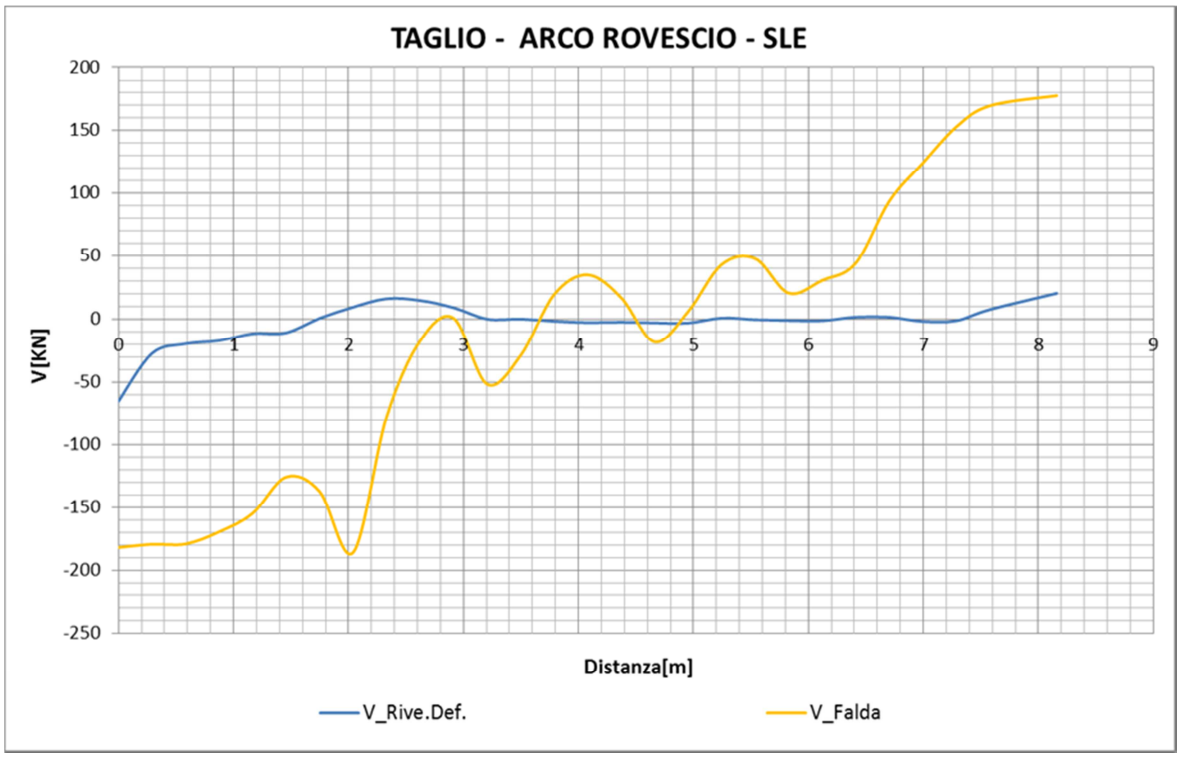


Figura 11-40 – Sollecitazione a taglio - arco rovescio – S.L.E.

Azioni S.L.U. Calotta piedritti

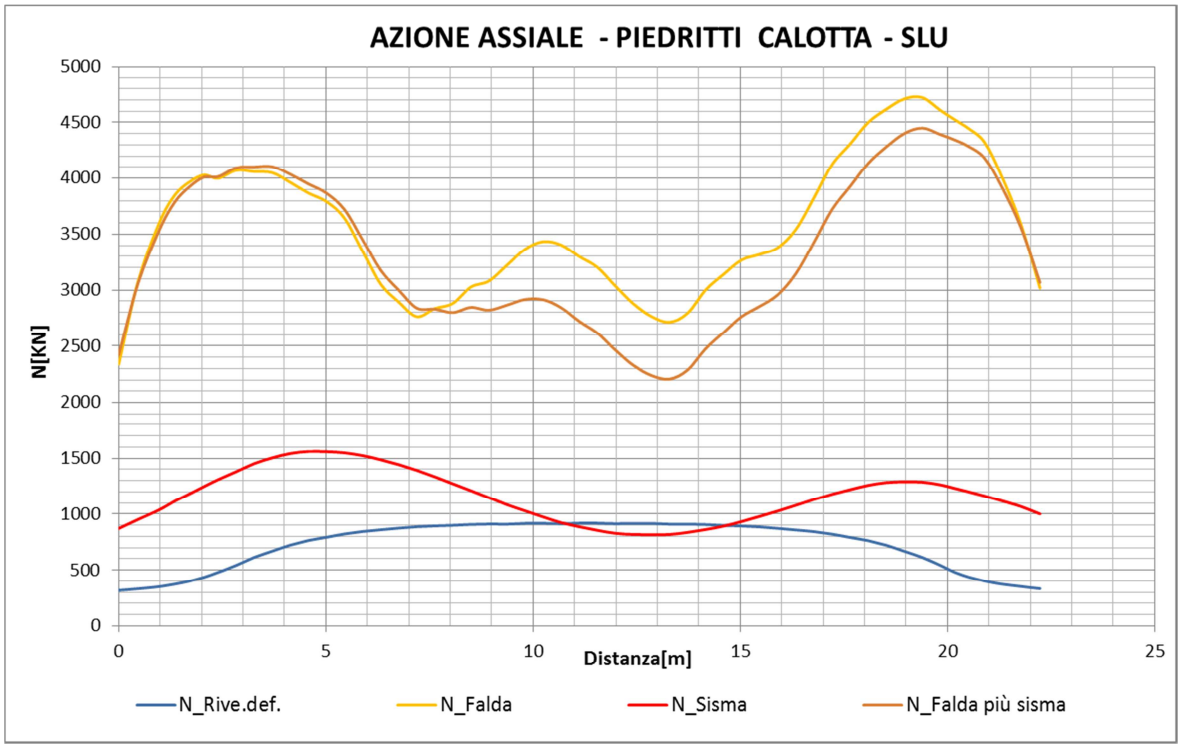


Figura 11-41 – Sollecitazione assiale – calotta piedritti – S.L.U.

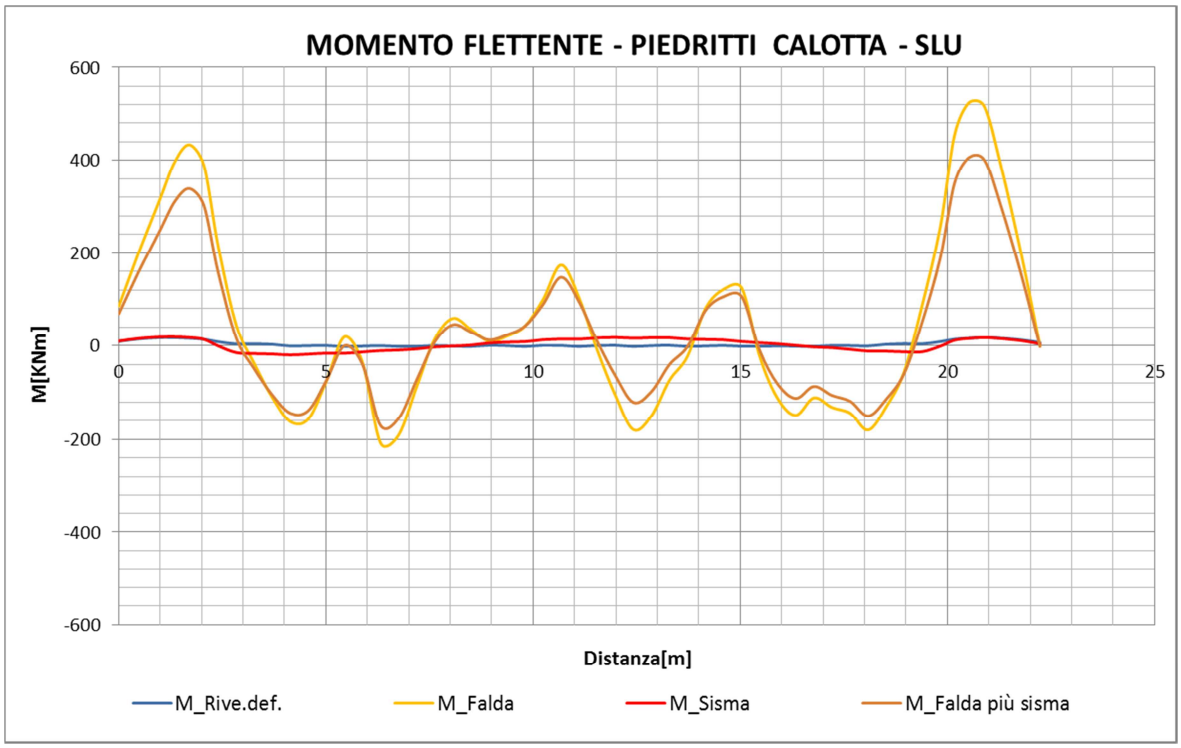


Figura 11-42 – Sollecitazione flettente – calotta piedritti – S.L.U.

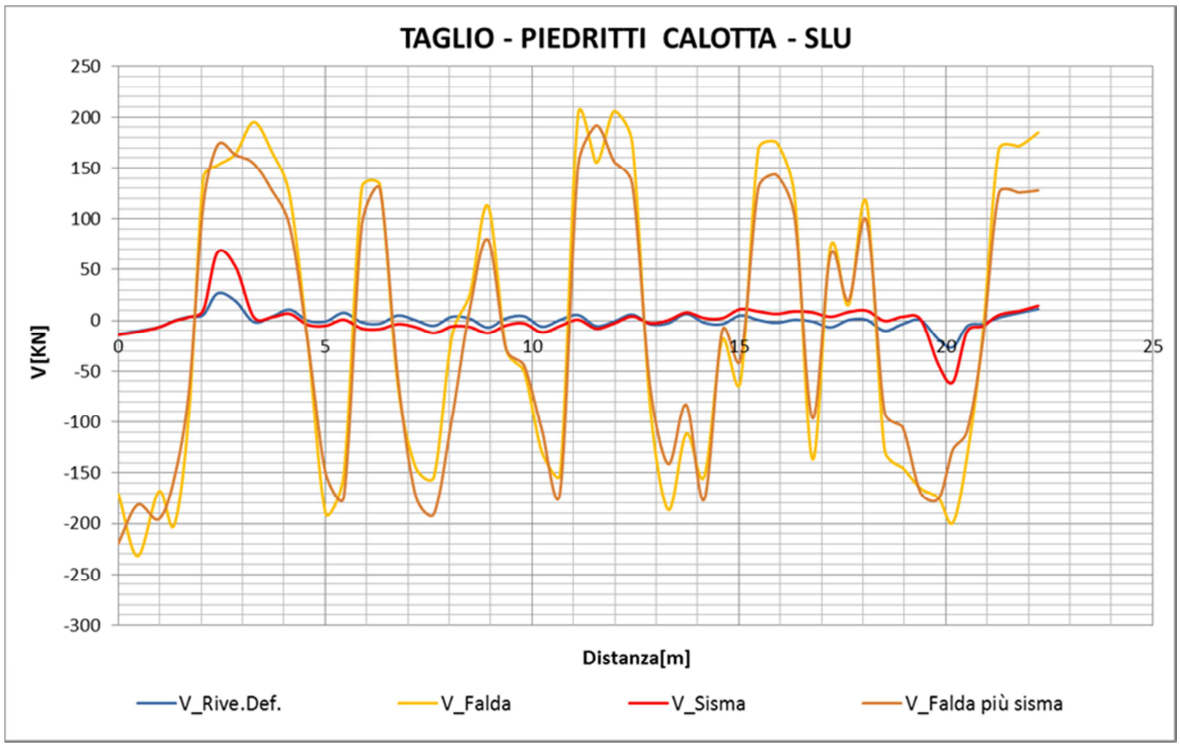


Figura 11-43 – Sollecitazione a taglio – calotta piedritti – S.L.U.

Azioni S.L.E. Calotta piedritti

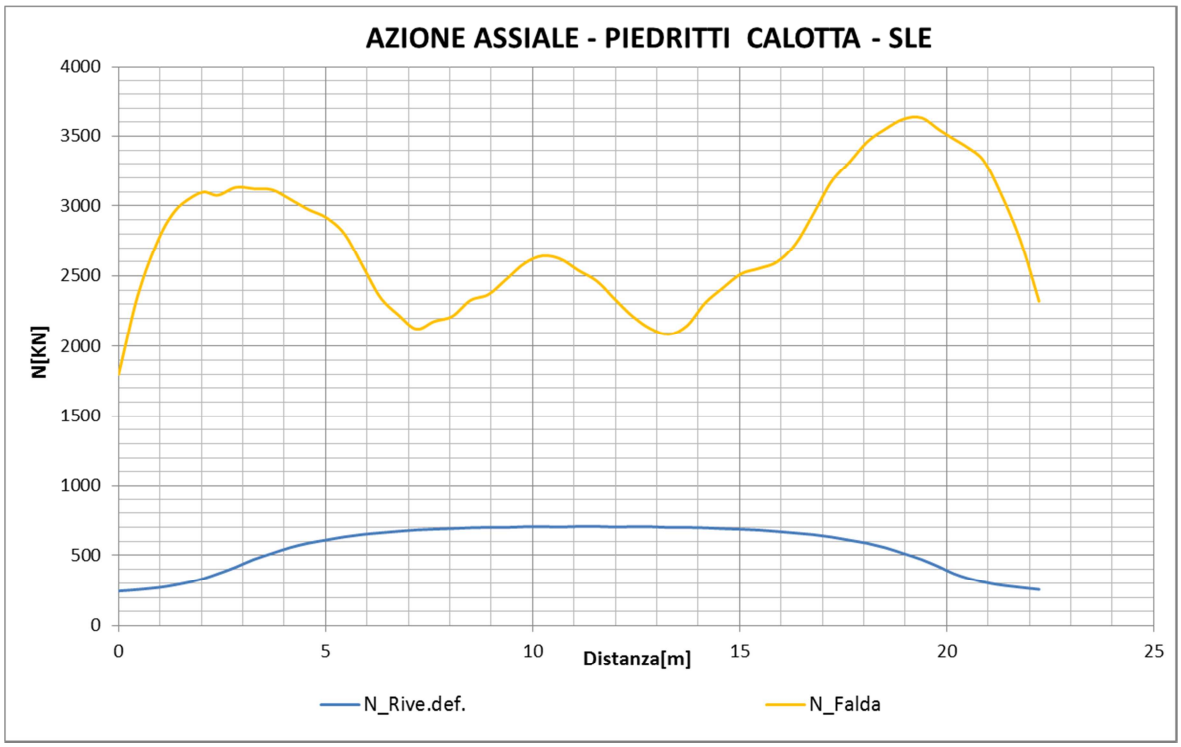


Figura 11-44 – Sollecitazione assiale – calotta piedritti – S.L.E.

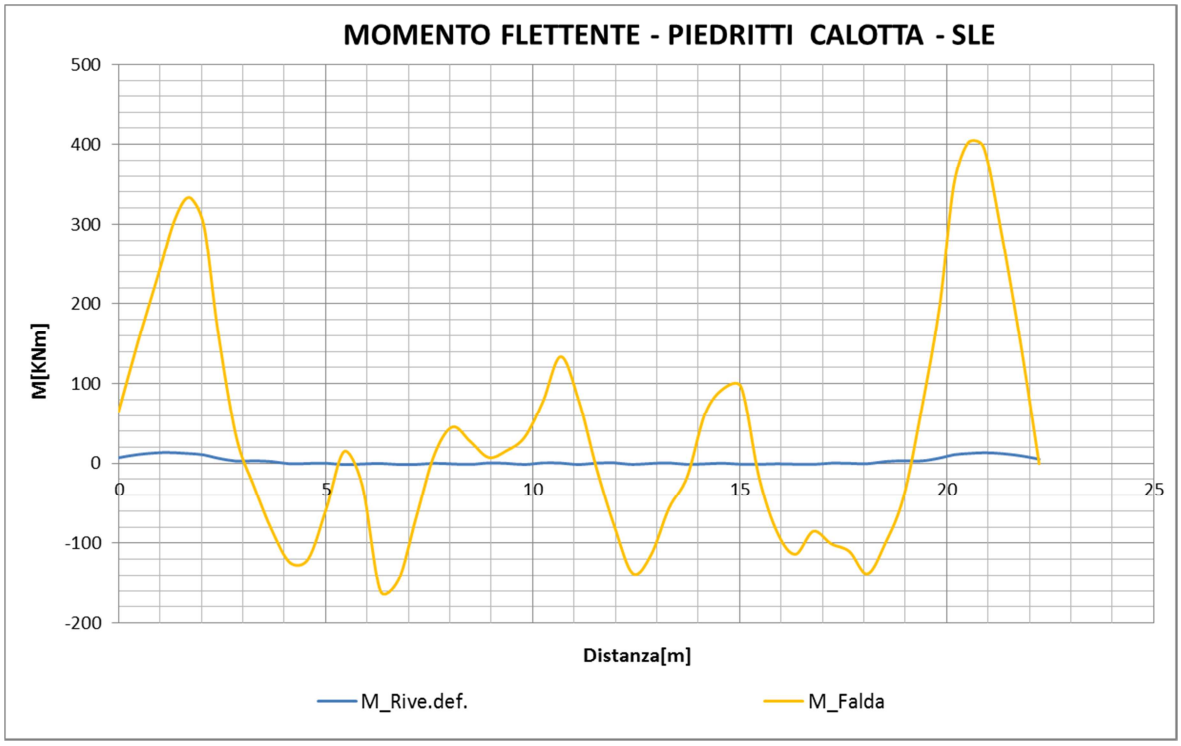


Figura 11-45 – Sollecitazione flettente – calotta piedritti – S.L.E.

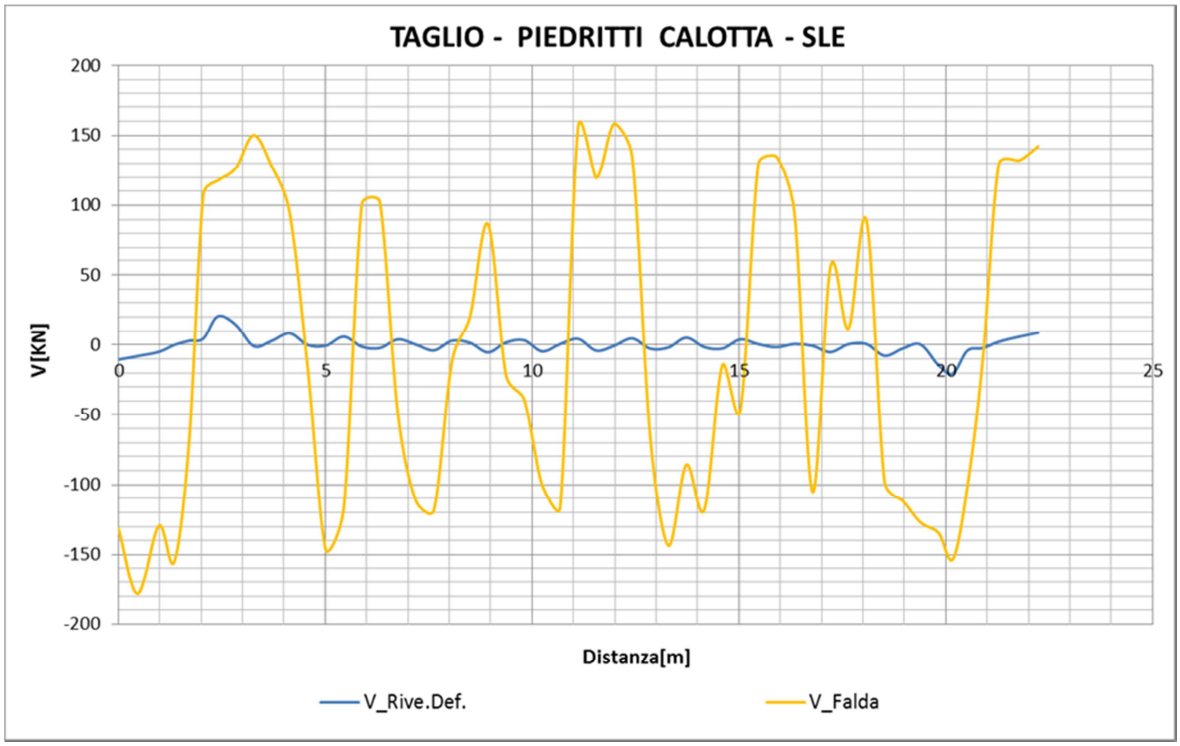


Figura 11-46 – Sollecitazione a taglio – calotta piedritti – S.L.E.

Per la sezione in esame si è scelta come combinazione dimensionante sia per lo SLE che per lo SLU quella corrispondente allo stage falda.

11.3.3 Sezione3 –Corso Italia

La sezione di analisi è effettuata nel tratto di galleria in tradizionale che collega lo scavo in meccanizzato con l'opera di sbocco a mare, in particolare in corrispondenza del sottoattraversamento di Corso Italia, immediatamente oltre la struttura ad arconi. Il terreno di ricoprimento (copertura circa 7 metri) è costituito da riporto antropico, al di sotto del quale si trovano depositi di spiaggia e Flysch del Monte Antola con diversi gradi di fratturazione.Sul lato sinistro della galleria in oggetto si trova la galleria del Fereggiano inserita nel modello con la sua carpenteria. La sezione del Fereggiano è stata inserita nel modello di calcolo per riprodurre quanto più fedelmente lo stato di sforzo esistente in sito. Lo scavo del Fereggiano è stato riprodotto ipotizzando un rilassamento del cavo seguito dall'installazione del rivestimento definitivo.

Data la sostanziale orizzontalità del tratto stradale il profilo della sezione è stato linearizzato a partire dal valore della copertura in calotta perché non influente ai fini di calcolo.

Il modello di calcolo ha dimensioni 70m*134m discretizzato con una mesh triangolare di 6 nodi per elemento (n° nodi: 10943, n° elementi 5424).

In ragione delle risultanze della fase di Diagnosi, la sezione di scavo e consolidamento prevista è la C2v (Figura 11-47). Per tutti i dettagli della sezione si veda il Capitolo 10, di seguito vengono riportate le caratteristiche e gli spessori degli interventi inseriti nel modello di calcolo. Si assume che il rivestimento definitivo del Fereggiano abbia le stesse caratteristiche meccaniche della galleria in oggetto.

Spritz beton		
Classe	C28/35	
Rck	35	MPa
Spessore	0.3	m
f_{ctk}	2.33	MPa
E	32588	MPa
v	0.2	-
Centine		
2 IPN 220		
J	6.12E-05	m^4
Area	0.0079	m^2
Section depth	0.22	m
Compressive Strength	275	MPa
Tensile Strength	275	MPa
passo	1	m
E	210000	MPa

Rivestimento definitivo		
Classe	C35/45	
Rck	45	MPa
Spessore	0.95	m
f_{ctk}	2.66	MPa
E	34500	MPa
v	0.2	-

Tabella 11-9 - Tabelle riassuntive interventi sezione 3 (Csoltalia)

Dato che la sezione presenta spessori differenti per il rivestimento definitivo nel modello è stato inserito lo spessore medio. Le verifiche strutturali svolte al Paragrafo 11.5 tengono in considerazione lo spessore reale della sezione.

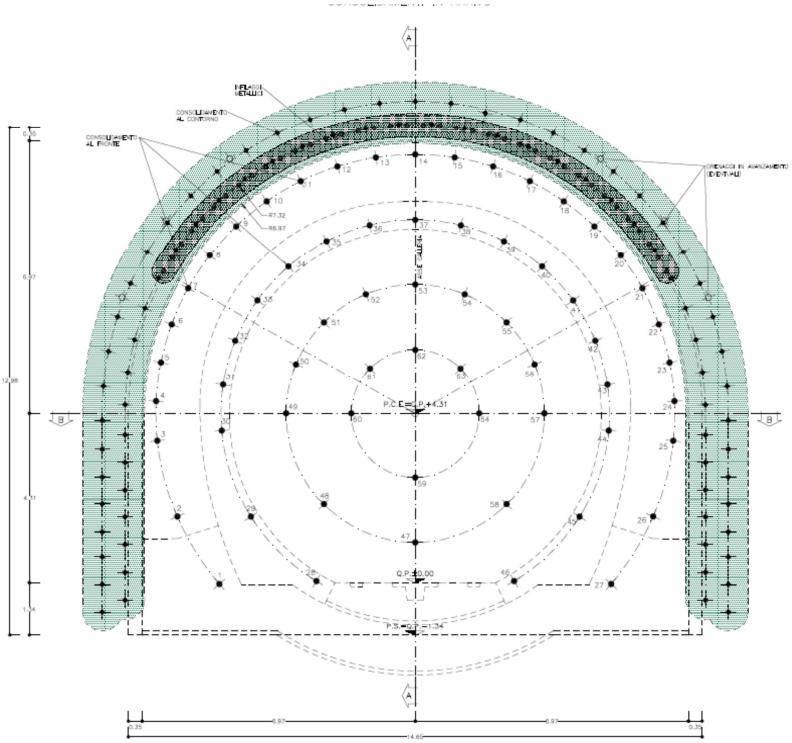


Figura 11-48 – Sezione tipo C2v (Scavo e consolidamenti)

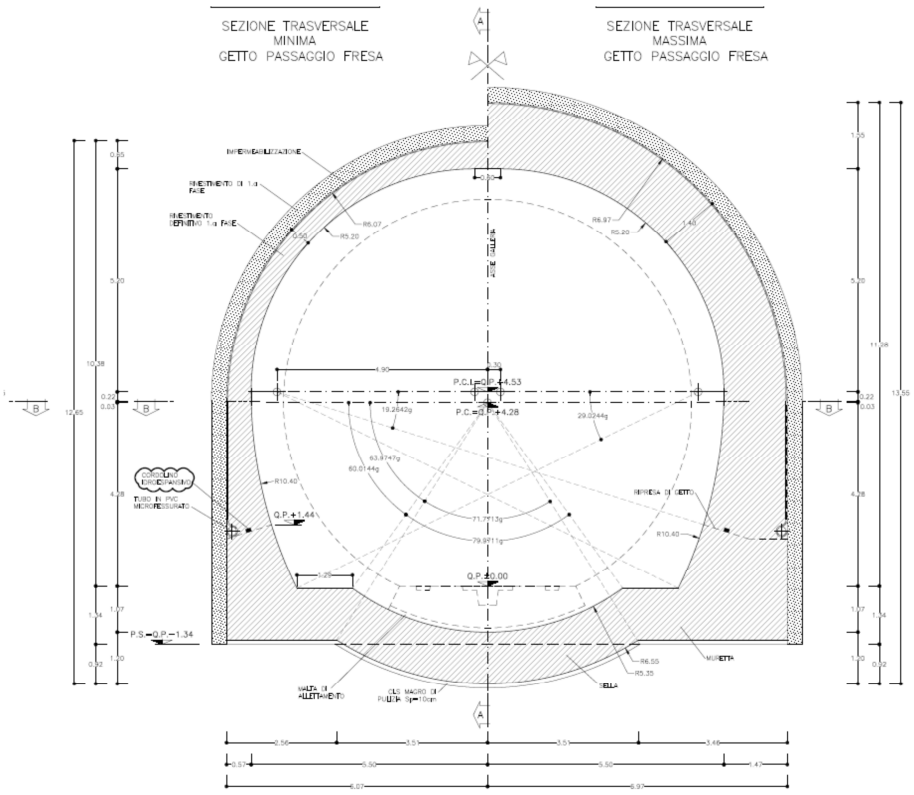


Figura 11-49 – Sezione tipo C2v (carpenteria)

E' stato assunto un carico uniformemente distribuito per tenere in conto gli effetti del traffico stradale pari a 20 kPa.

In quest'area la galleria verrà scavata parzialmente nel substrato roccioso e parzialmente negli strati superficiali costituiti da riporto antropico e depositi di spiaggia. L'ammasso roccioso è stato suddiviso iln tre livelli a seconda del grado di fatturazione. Le caratteristiche geomeccaniche prevalenti del contesto sono tipiche dei terreni e pertanto l'analisi viene condotta assumendo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Il coefficiente di spinta a riposo è stato assunto pari a 0.5. I parametri geomeccanici delle unità geotecniche sono i seguenti:

Sezione - Corso Italia								
	spessore	γ	ν	φ'	c'	φ'res	c' res	E
	[m]	[kN/m3]	[-]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]
Riporto	10.5	19	0.3	35	0	32	0	40
Depositi Spiaggia	2.6	19	0.3	35	0	35	0	40
FMA molto fratturato	4.7	23	0.25	40	30	40	30	250
FMA poco fratturato	6.7	24	0.25	54	100	54	100	1500
FMA non fratturato		26	0.25	58	400	58	400	7500

Tabella 11-10 - Tabella riassuntiva materiali sezione 3 (Cso Italia)

Il preconsolidamento al contorno, eseguito con iniezioni di miscela cementizia, migliora il comportamento meccanico dei terreni interessati. Per materiali che seguono il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, si assume che questi raggiungano una coesione di 250 kPa (residua 250 kPa) e un modulo elastico di 250 MPa (per le formazioni rocciose con un elevato modulo elastico di partenza si assume che l'intervento di consolidamento raddoppi il modulo di deformabilità). Lo spessore della fascia consolidata è pari a 1.5m (minima fascia consolidata).

	γ	v	φ'	c'	φ'res	c' res	E
	[kN/m3]	[-]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]
Cons_Riporto	19	0.3	35	250	35	250	250
Cons_Depositi Spiaggia	19	0.3	35	250	35	250	250
Cons_FMA molto fratturato	23	0.25	40	250	40	250	500
Cons_FMA poco fratturato	24	0.25	54	250	54	250	3000

Tabella 11-11 - Tabella riassuntiva materiali di consolidamento sezione 3 (Cso Italia)

Il battente idraulico agente in questa sezione è pari a 0 m.s.m. (-5.3 m da chiave calotta). In accordo a quanto riportato nella relazione idrogeologica nei tratti a basse coperture non si è considerato un abbattimento del livello di falda.

Si propongono le immagini significative del modello di calcolo nel suo complesso ed in corrispondenza del cavo.

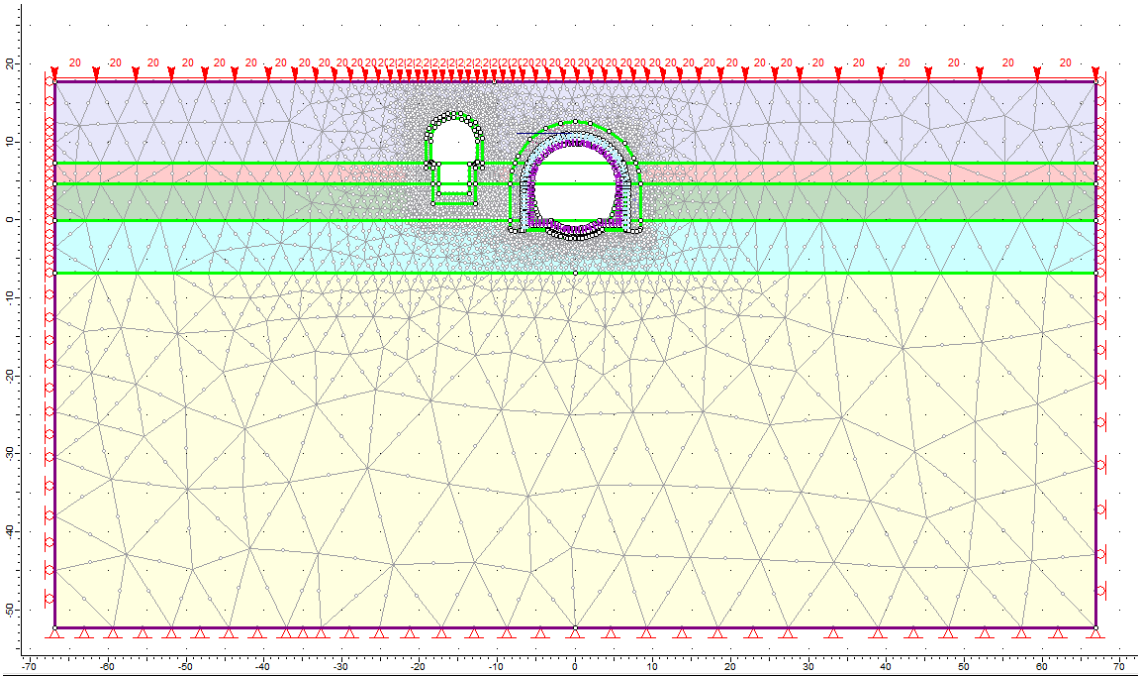


Figura 11-50 - Modello analisi 3

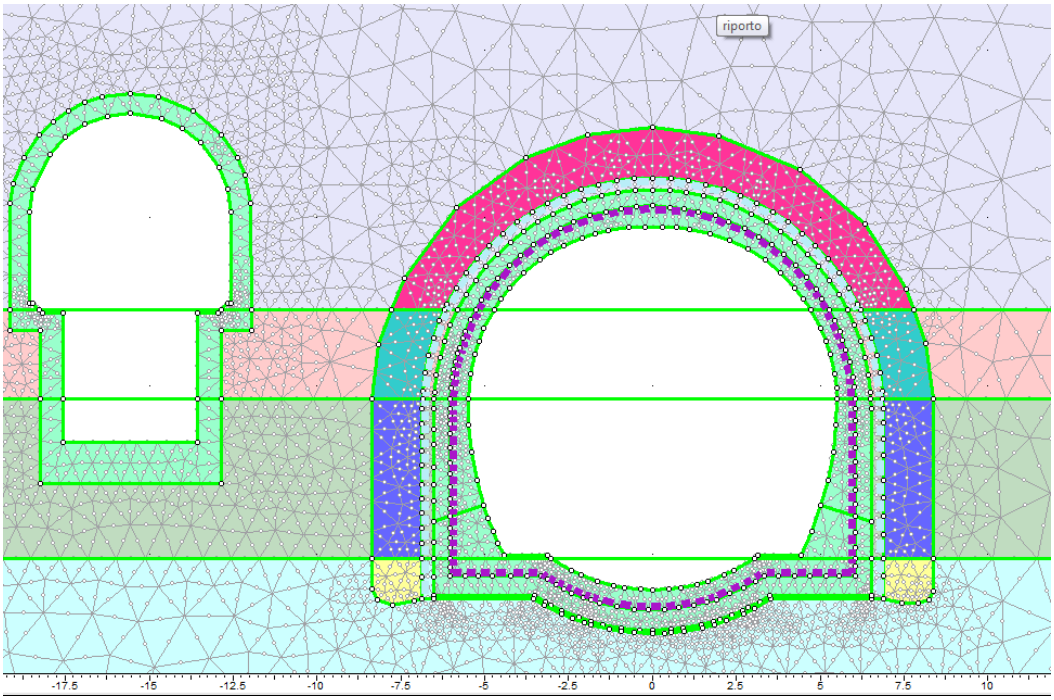


Figura 11-51 - Modello analisi 3- Particolare in corrispondenza del cavo

Si riporta nella tabella seguente una descrizione sintetica delle fasi di calcolo considerate nell'analisi della sezione in oggetto. Per inizializzare lo stato di sforzo in situ si è riprodotto lo scavo del Fereggiano considerando che al 40 % di relax venga gettato il rivestimento definitivo.

Nella presente sezione si è previsto cautelativamente un avanzamento medio di 3m/g.

n FASI	DESCRIZIONE	p/p0
1	Inizializzazione	0
2	Fereggiano: p/p0=1	0
3	Fereggiano: 40%relax	0
4	Fereggiano: Rive def	0
5	InizializzazioneConsolidamento	0
6	p/p0=1+reset	1
7	Fronte	0.60
8	1°sfondo(spritz+centine)	0.52
9	3°sfondo	0.37
10	6°sfondo	0.23
11	9°sfondo	0.16
12	15°sfondo	0.10
13	21° sfondo	0.01
14	84°sfondo(totalrelax)	0
15	RivestDef	0
16	Falda	0
17	Falda+Sisma	0

Tabella 12 - Fasi di calcolo

Per valutare gli effetti dell'azione sismica sul rivestimento definitivo disaccoppiati dall'azione del carico idraulico è stata svolta un'analisi analoga a quella sopra descritta in cui alla Fase 11 è stato imposta la sola accelerazione sismica.

Nel calcolo è stata considerata una evoluzione nel tempo delle caratteristiche di rigidezza e resistenza dello spritz beton. Si riporta una sintesi delle assunzioni fatte nella tabella seguente.

n FASI	E(t) /E(28gg)	$f_{ck}(t)$ /f_{ck}(28gg)	$f_{tck}(t)$ /f_{tck}(28gg)
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0
7	0	0	0
8	0.129	0.194	0.513
9	0.343	0.424	0.670
10	0.568	0.578	0.765
11	0.716	0.663	0.815
12	0.878	0.761	0.871
13	0.947	0.819	0.903
14	1.000	1.000	1.000

Tabella 13 - Curva di maturazione dello spritz

Si riportano i risultati dell'analisi in termini di plasticizzazioni e spostamenti massimi (in corrispondenza della fase di relax 100%).

L'estensione delle plasticizzazioni al contorno del cavo è contenuta per effetto del consolidamento al contorno. Si rileva come i fenomeni di plasticizzazione siano connessi al superamento della resistenza a trazione in corrispondenza dei piedritti e dell'arco rovescio. La risposta deformativa del cavo sostenuto dai pre-rivestimenti è dell'ordine dei 1-12 mm. In superficie il bacino di subsidenza risulta essere contenuto con un cedimento nell'ordine del centimetro (si tiene a precisare come la modellazione dello scavo sia stata basata su ipotesi conservative quali l'assunzione di un relax percentuale pari al 40% e l'omissione dell'effetto mitigazione del campo di deformazione associato al consolidamento del fronte di scavo).

Si fa presente che l'inserimento della galleria esistente del Fereggiano ha lo scopo di meglio rappresentare lo stato tenso-deformativo dell'ammasso al contorno della galleria in esame ma le modalità di modellazione non consentono di valutare una variazione di stato tensionale delle strutture esistenti. Non sono infatti state rappresentate fedelmente alla realtà le fasi esecutive e dunque lo stato tensionale agente al momento dello scavo.

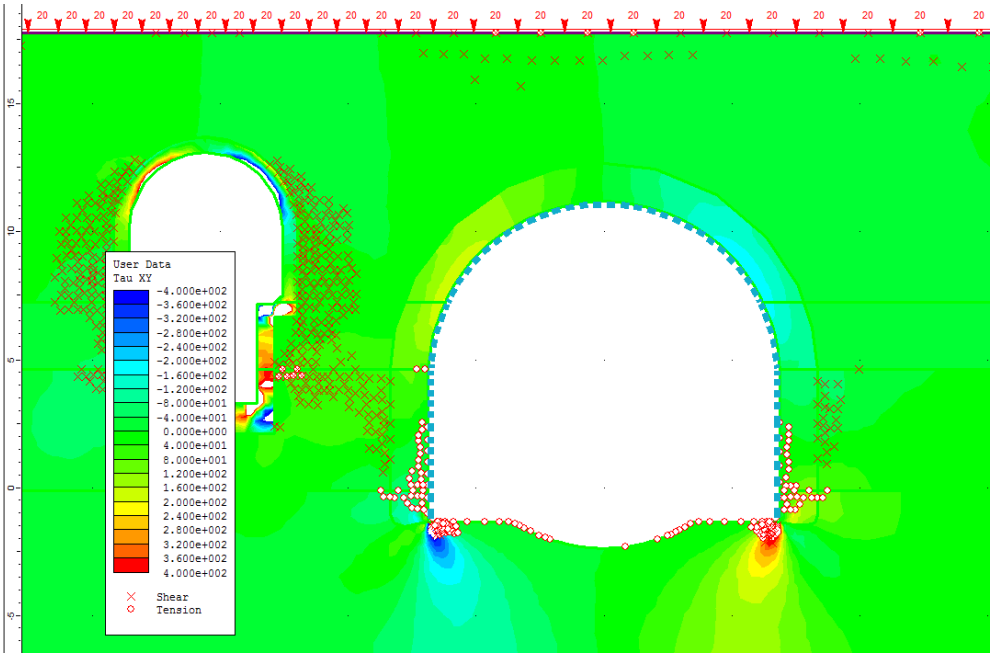


Figura 11-52 - Sforzi di taglio con indicazione dei punti plasticizzati

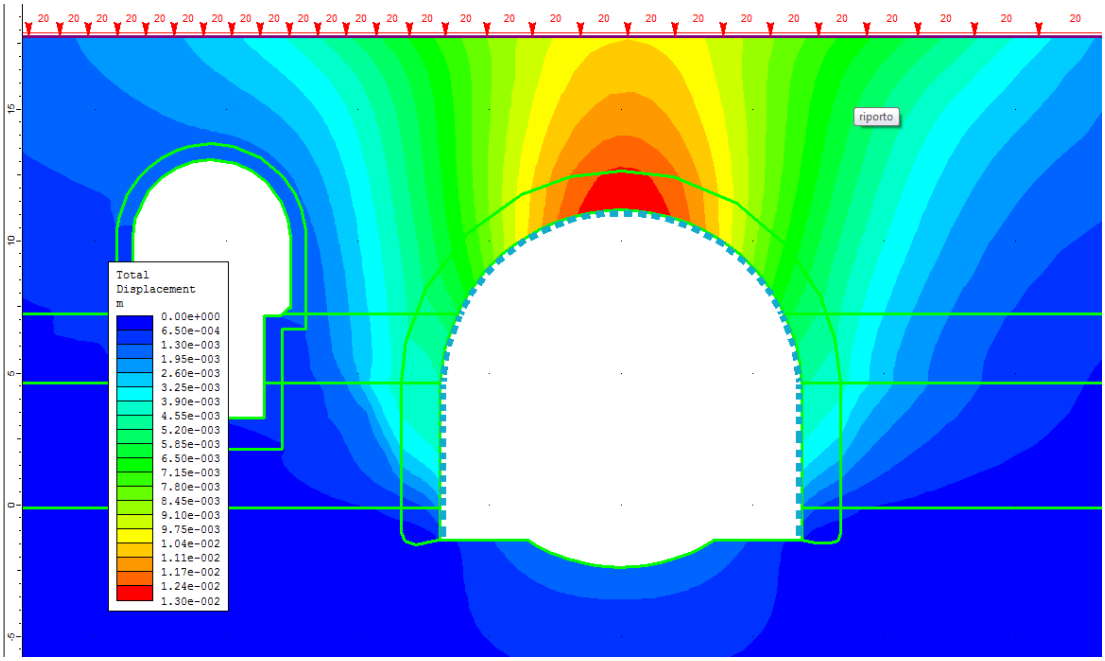


Figura 11-53 - Total displacement

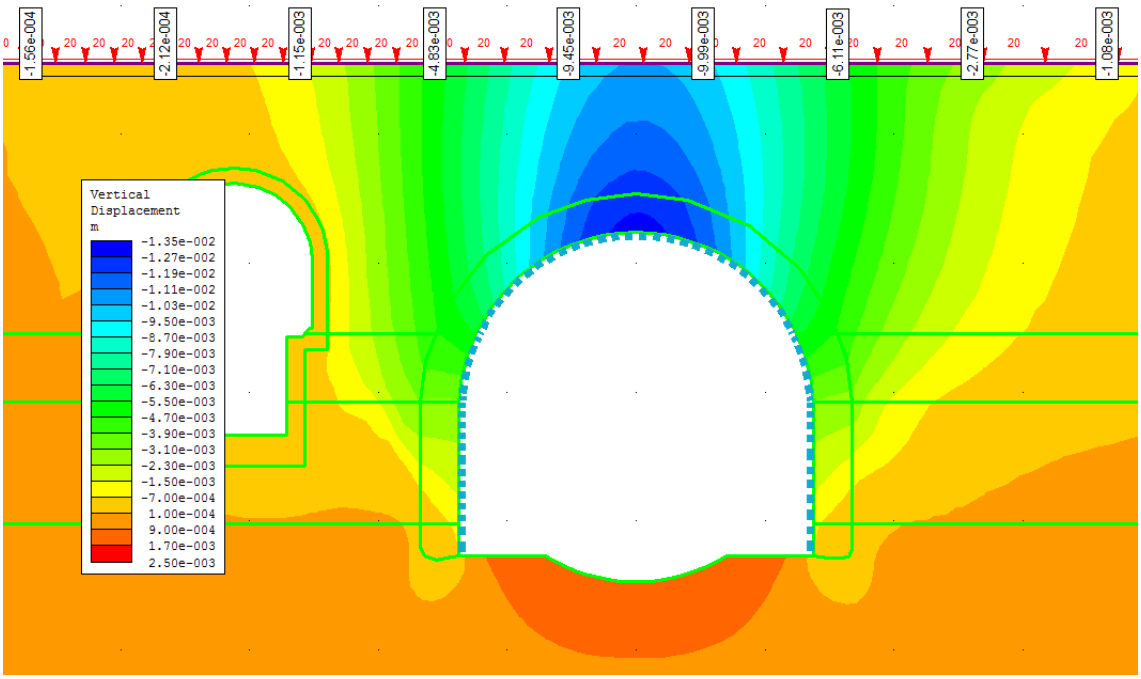


Figura 11-54 Andamento dei cedimenti in superficie

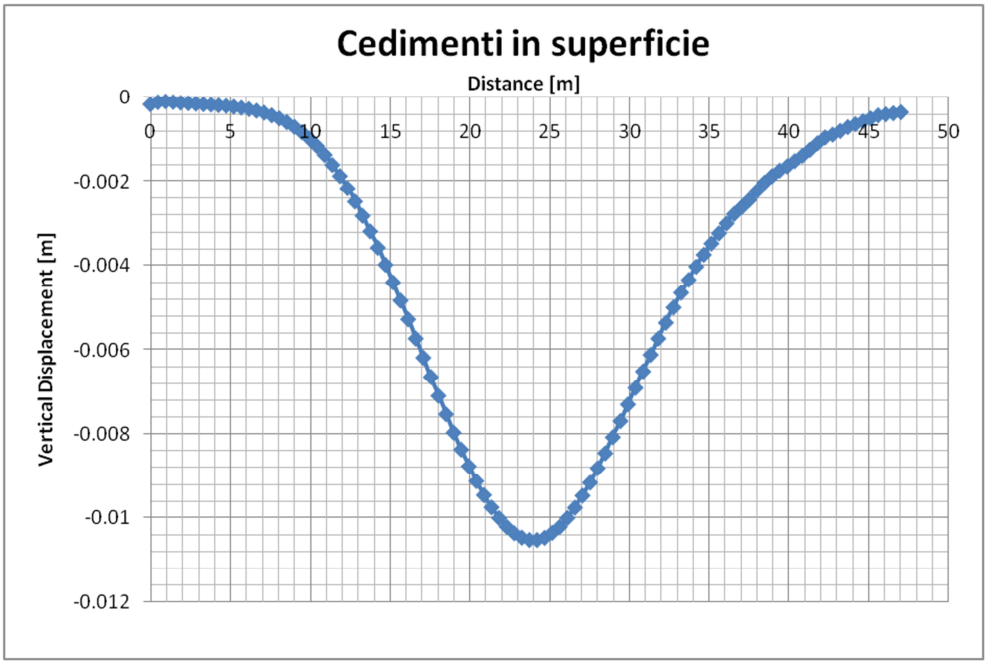


Figura 11-55 – Andamento quantitativo dei cedimenti in superficie

Si riportano nel seguito i diagrammi delle sollecitazioni allo stato limite di esercizio dei rivestimenti definitivi nella fase dell' applicazione del rivestimento definitivo e nell'applicazione della sola sollecitazione falda. Per quanto riguarda le azioni allo stato limite ultimo si è riportato anche la fase della sola applicazione del sisma e la fase dell'azione combinata falda più sisma. Si riportano separatamente le azioni relative alla zona dell' arco rovescio e della zona relativa alla calotta e ai piedritti.

Azioni S.L.U. Arco rovescio

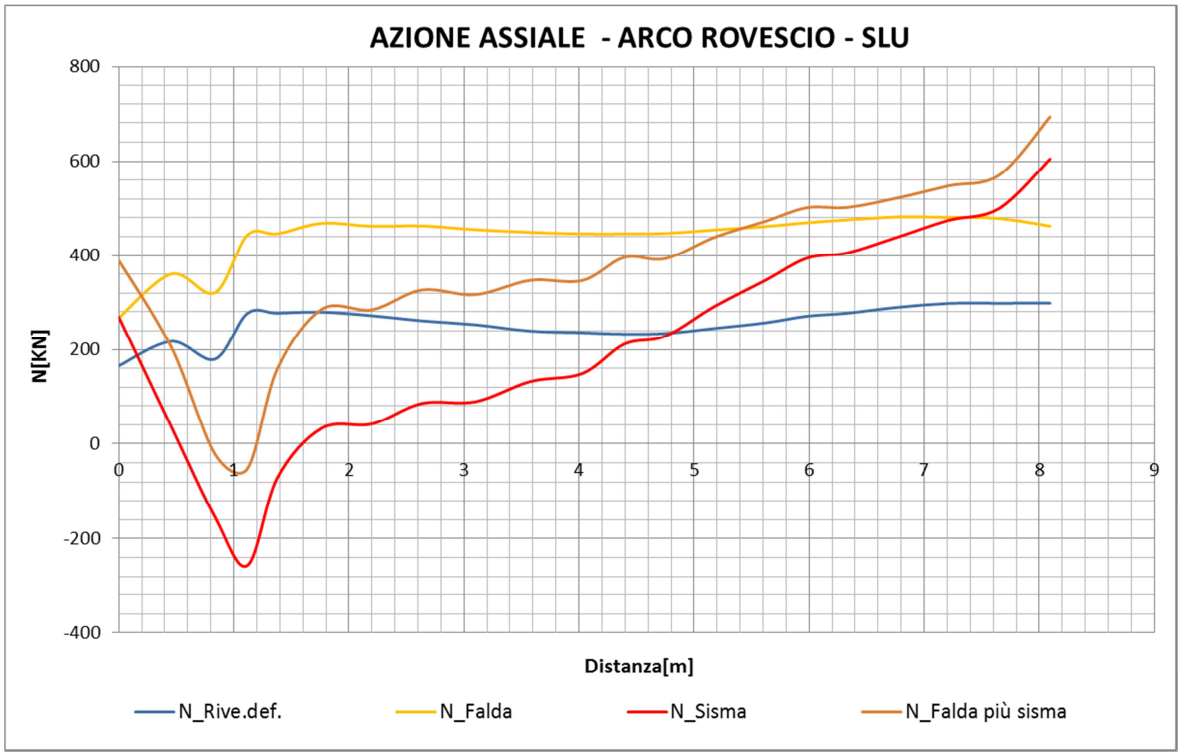


Figura 11-56– Sollecitazione assiale - arco rovescio – S.L.U.

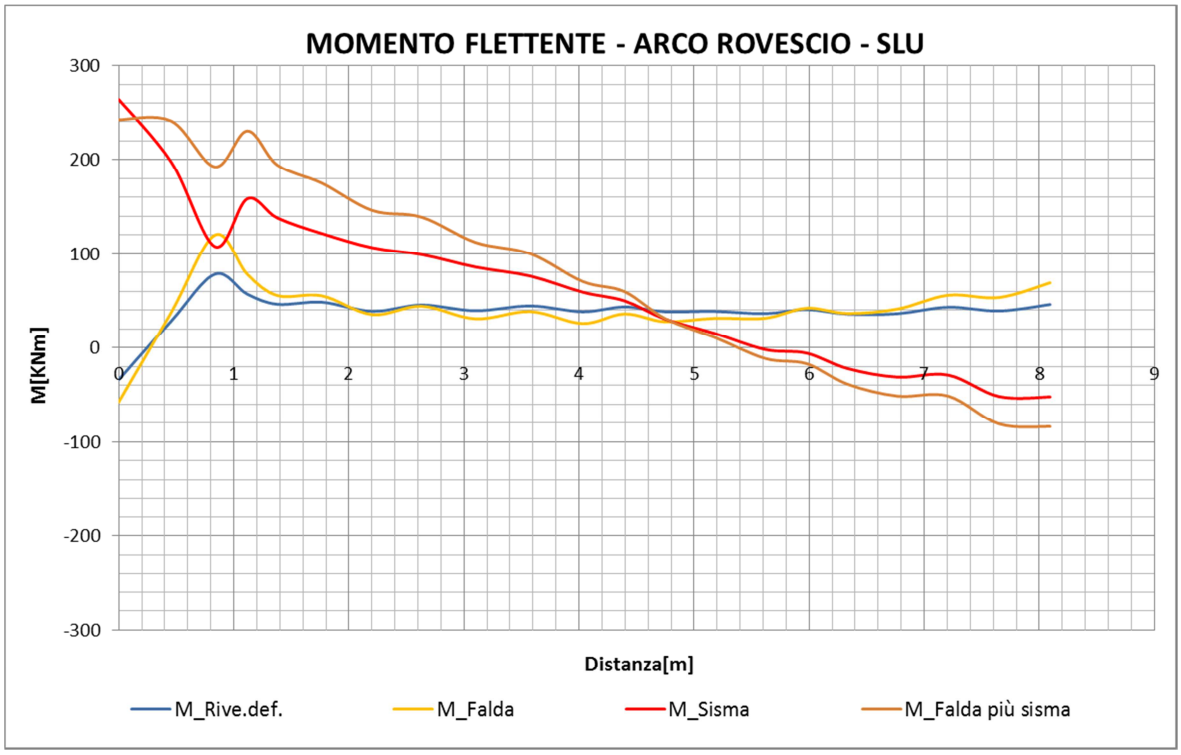


Figura 11-57 - Sollecitazione flettente - arco rovescio – S.L.U.

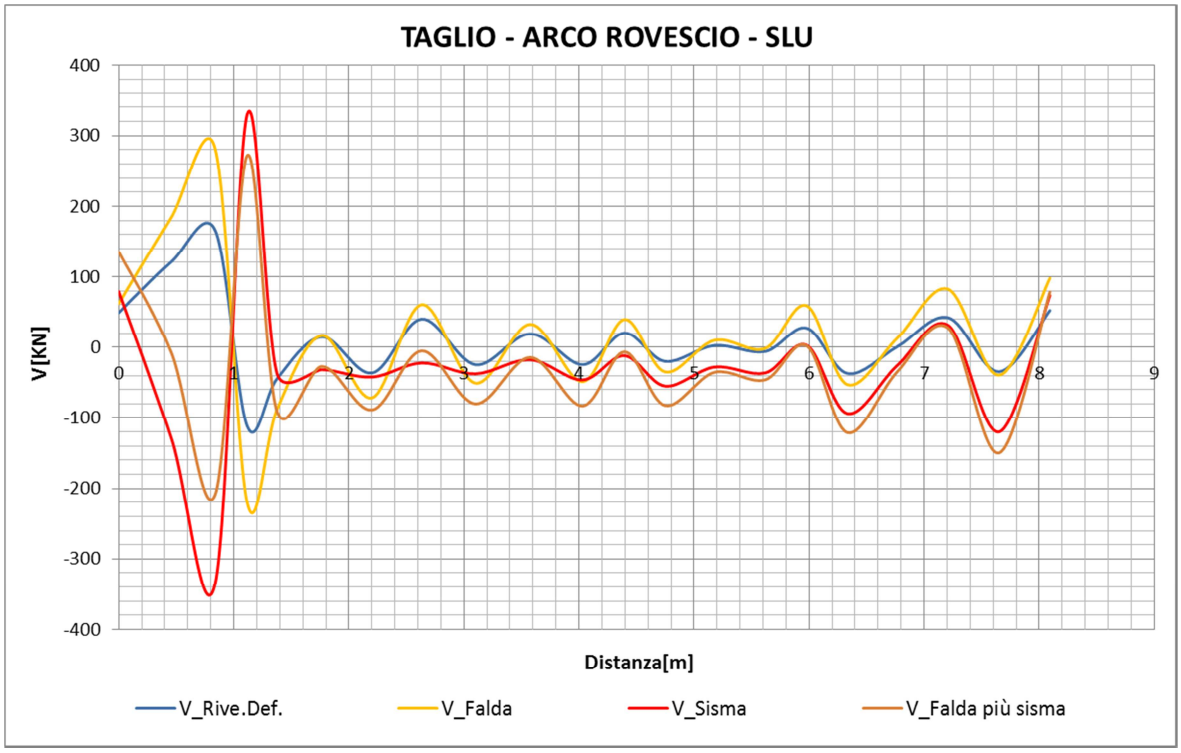


Figura 11-58 – Sollecitazione a taglio - arco rovescio – S.L.U.

Azioni S.L.E. Arco rovescio

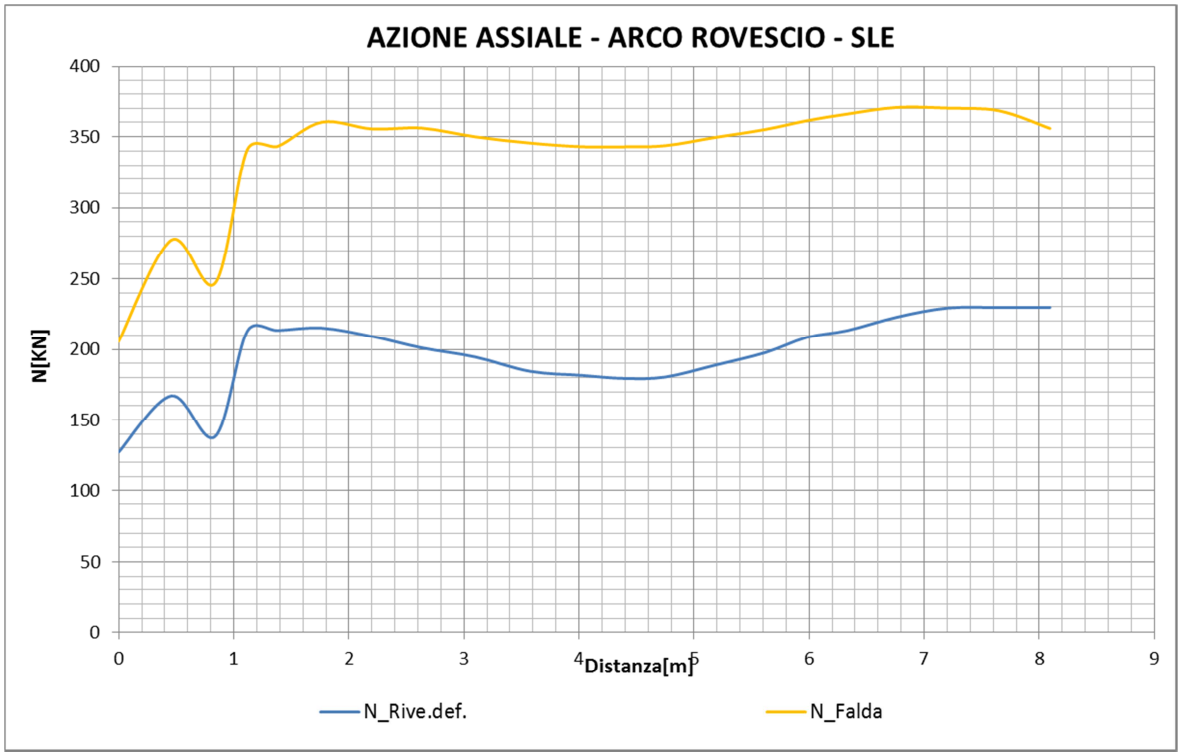


Figura 11-59– Sollecitazione assiale - arco rovescio – S.L.E.

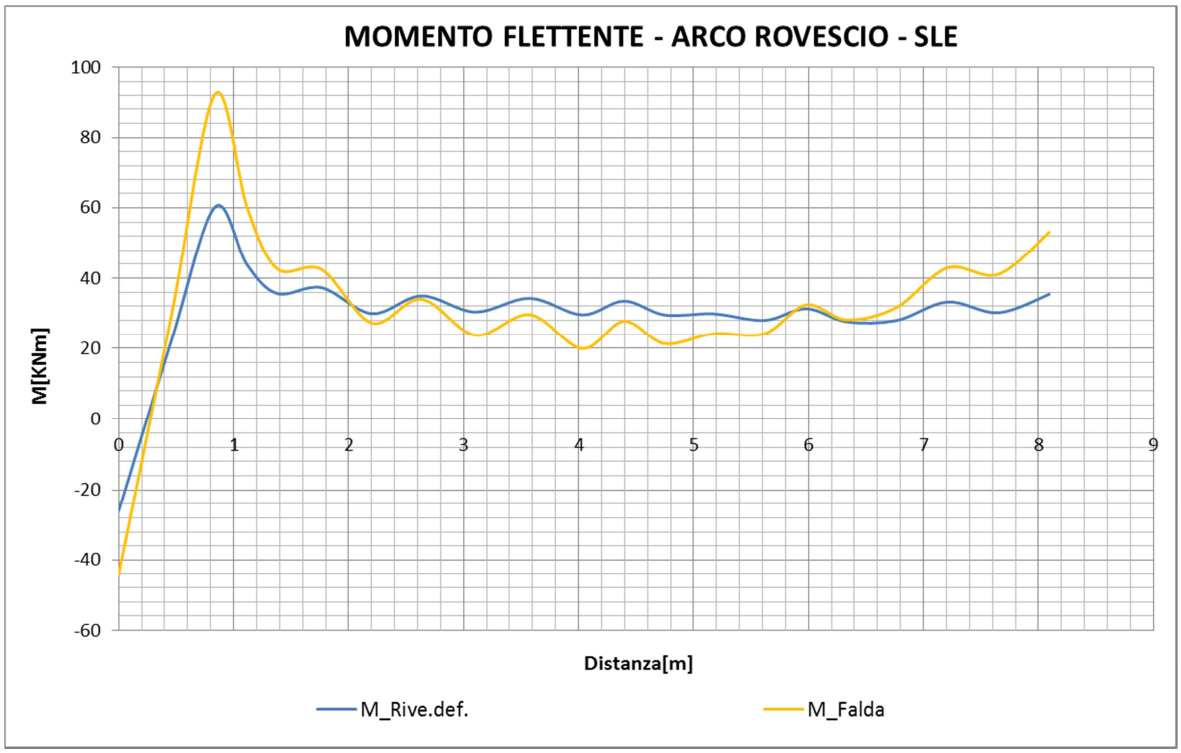


Figura 11-60 - Sollecitazione flettente - arco rovescio – S.L.E.

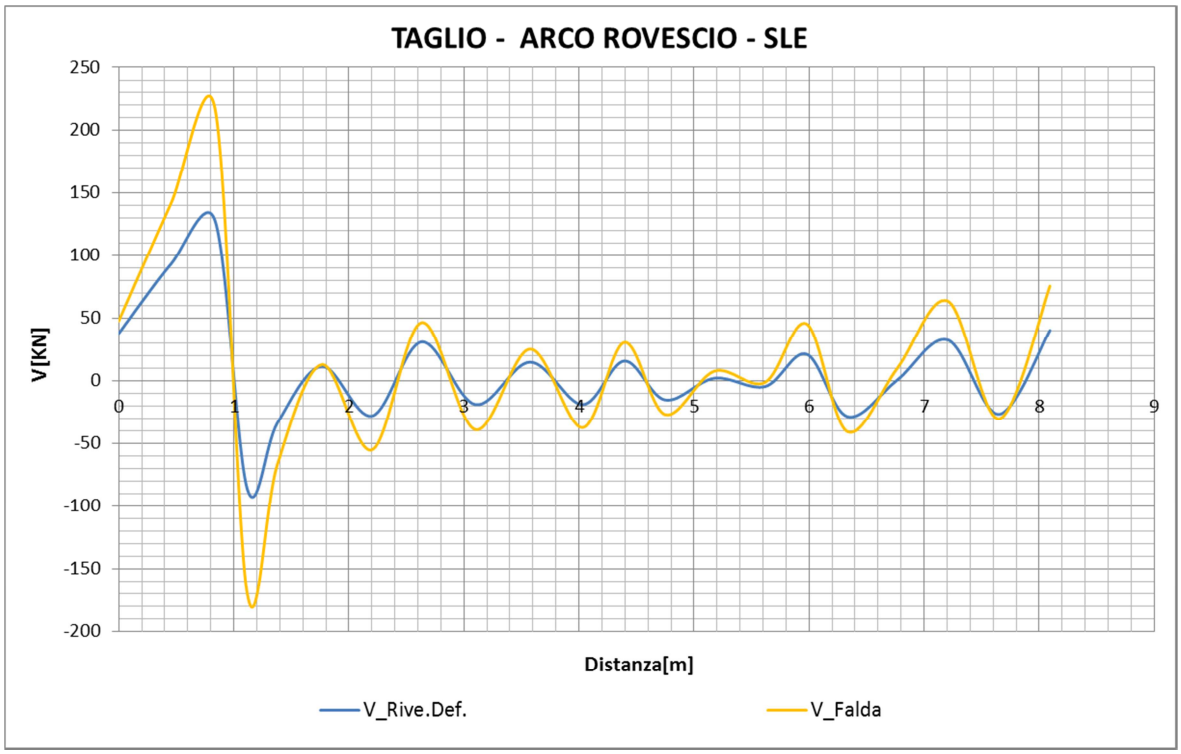


Figura 11-61 – Sollecitazione a taglio - arco rovescio – S.L.E.

Azioni S.L.U. Calotta piedritti

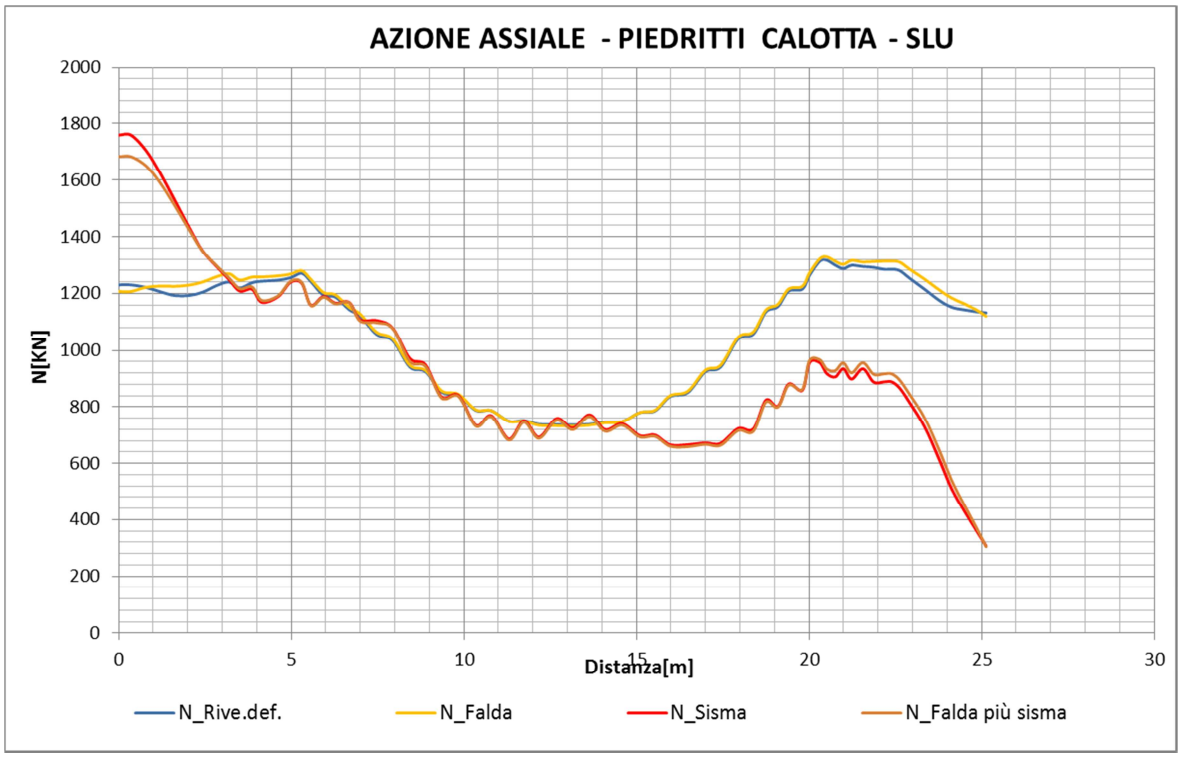


Figura 11-62 – Sollecitazione assiale – calotta piedritti – S.L.U.

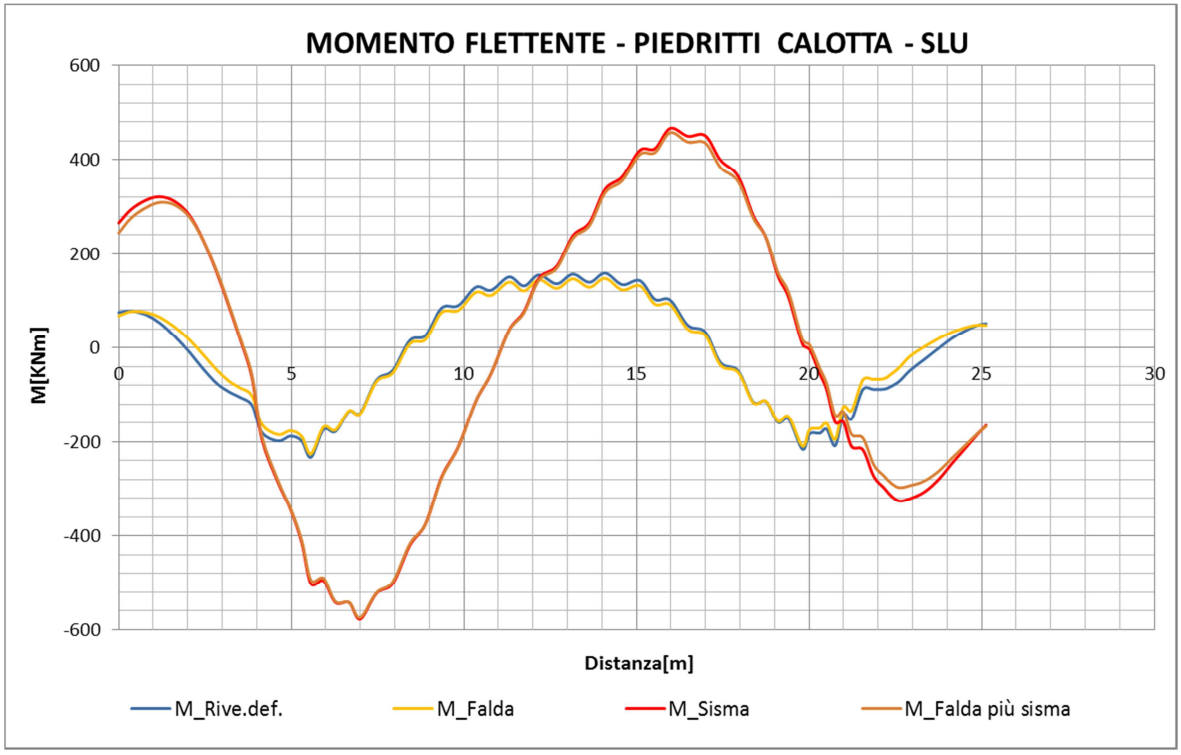


Figura 11-63 – Sollecitazione flettente – calotta piedritti – S.L.U.

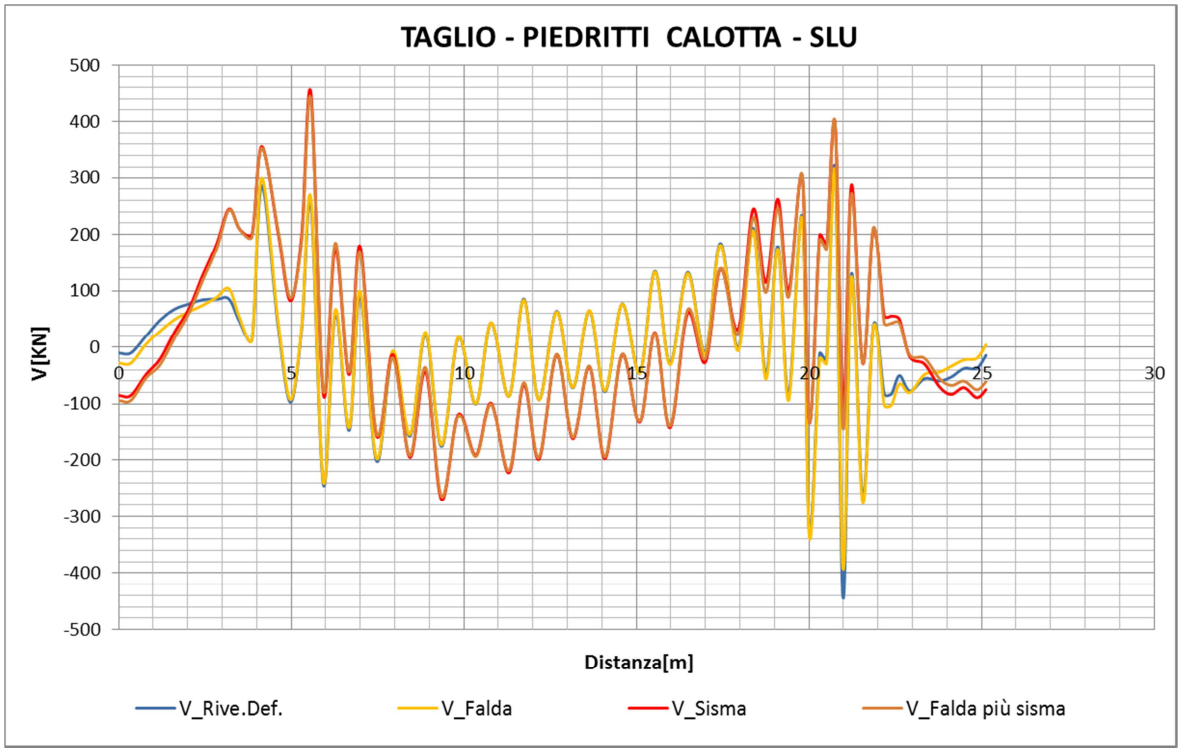


Figura 11-64 – Sollecitazione a taglio – calotta piedritti – S.L.U.

Azioni S.L.E. Calotta piedritti

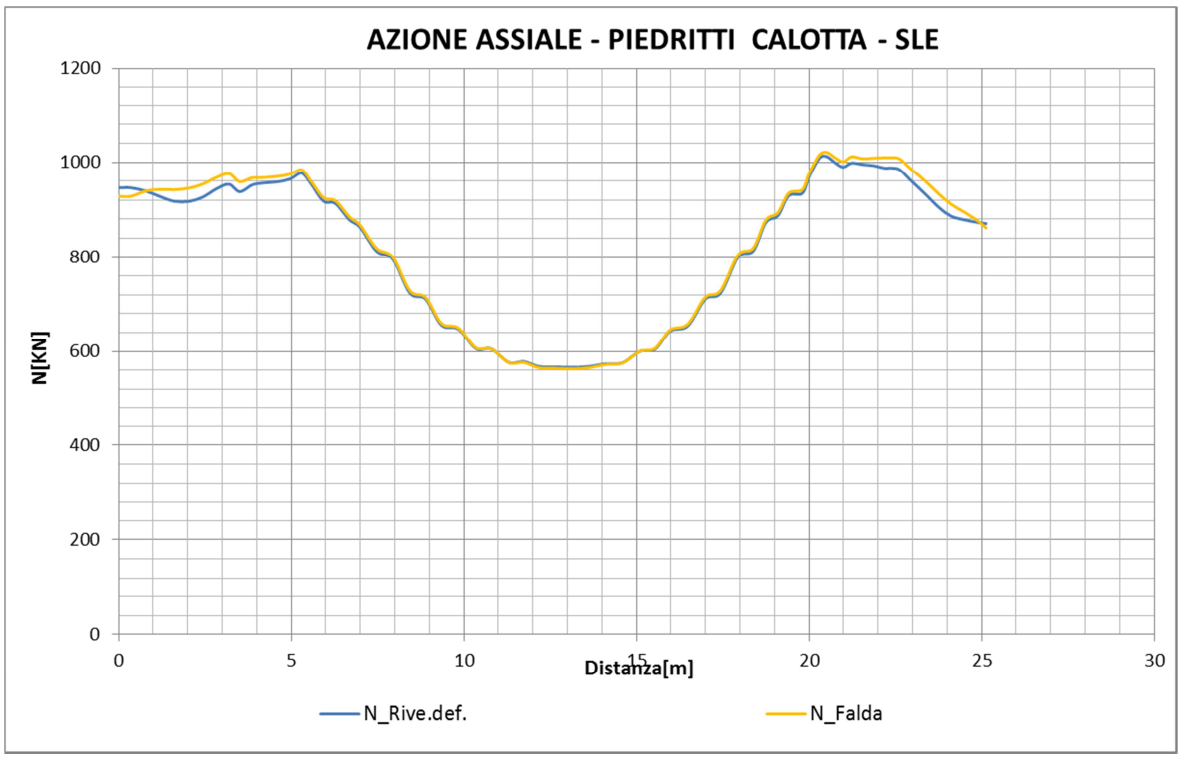


Figura 11-65 – Sollecitazione assiale – calotta piedritti – S.L.E.

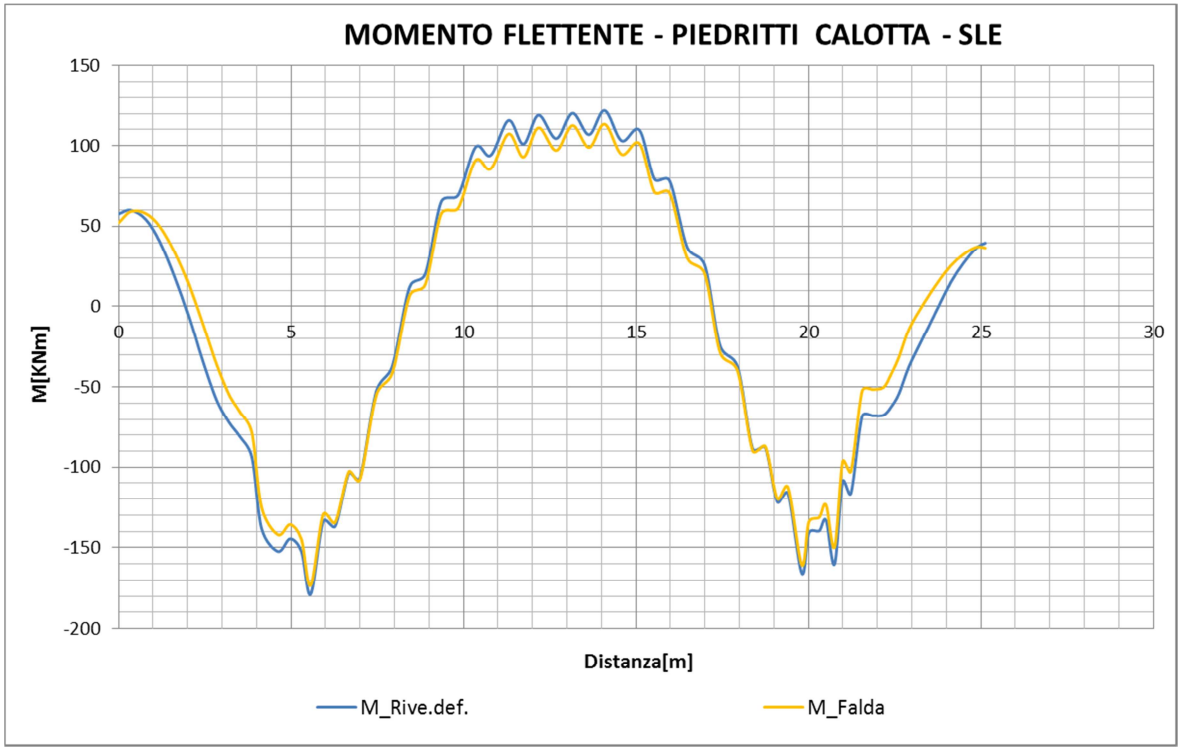


Figura 11-66 – Sollecitazione flettente – calotta piedritti – S.L.E.

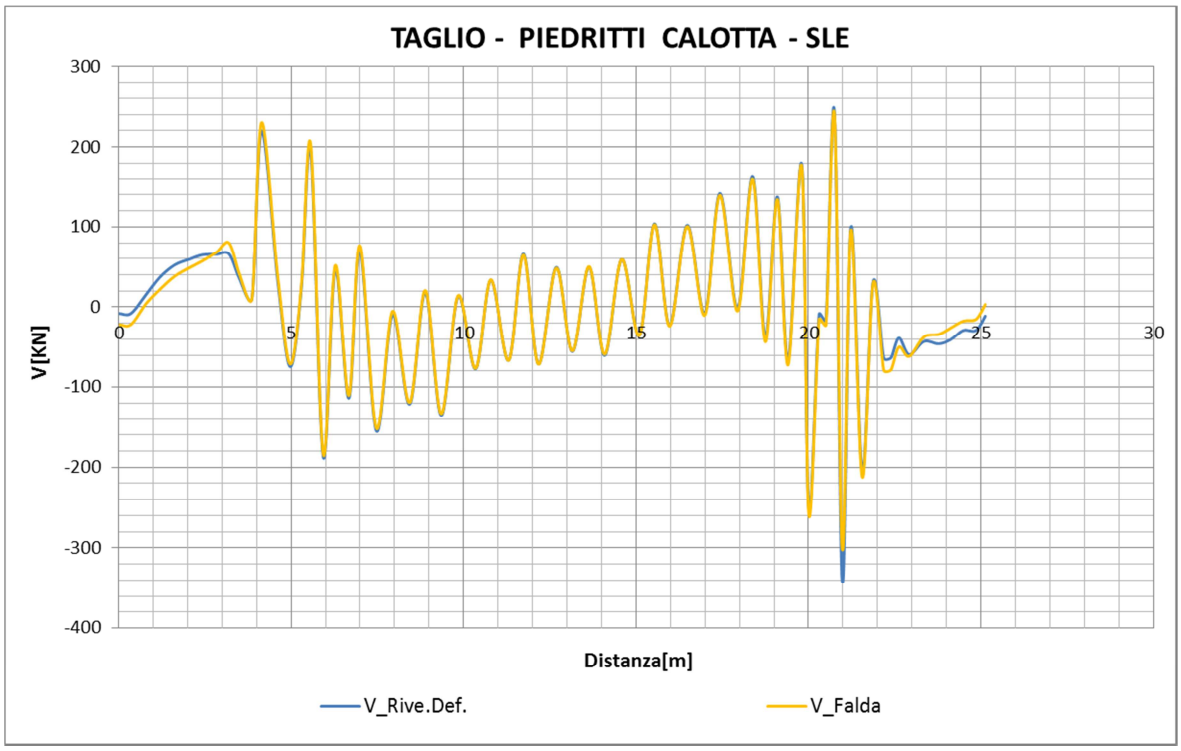


Figura 11-67 – Sollecitazione a taglio – calotta piedritti – S.L.E.

Per la sezione in esame se è scelta come combinazione dimensionante quella corrispondente allo stage sisma, mentre per la valutazione dell'adeguatezza strutturale della galleria allo SLE si fa riferimento allo stage falda.

11.4 Verifiche strutturali pre-rivestimenti

Le verifiche strutturali dei prerivestimenti sono state effettuate per le sezioni che prevedevano l'istallazione di spritz beton>10cm e centine metalliche. In particolare le sezioni da verificare sono le sezionidi Via Adamoli e Corso Italia. Vengono inoltre riportate le verifiche dei rinforzi radiali della sezione MaxCopertura.

Lo stato di sforzo verificato corrisponde alla fase di massimo relax prima dell'esecuzione dei rivestimenti definitivi.

11.4.1 Sezione1-Via Adamoli

Si riportano nel seguito i diagrammi di resistenza costruiti secondo la procedura riportata al par 8.1.

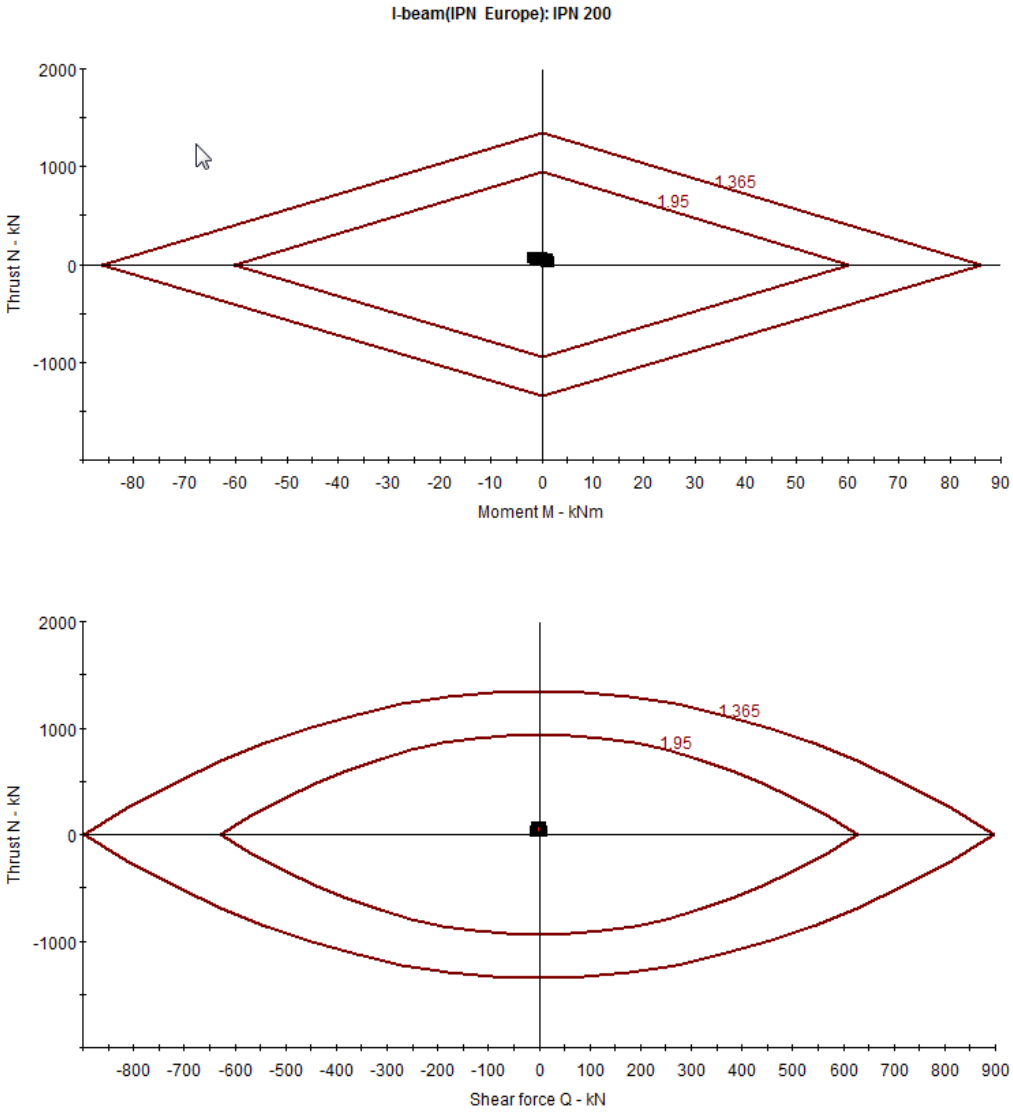


Figura 11-68 - Support capacity plots – centine

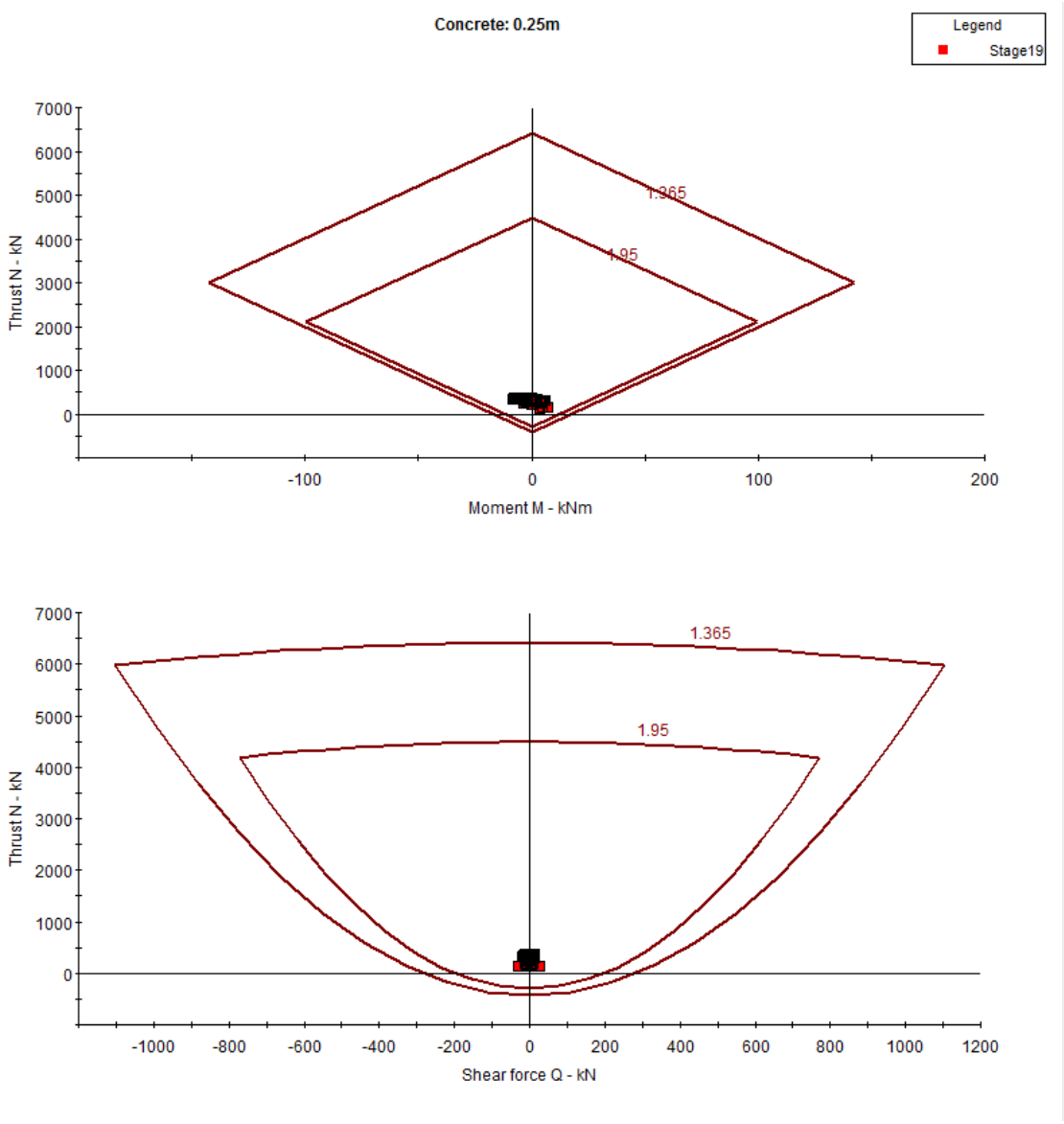


Figura 11-69 - Support capacity plots – spritz

11.4.2 Sezione2-Corso Italia

Si riportano nel seguito i diagrammi di resistenza costruiti secondo la procedura riportata al par 8.1.

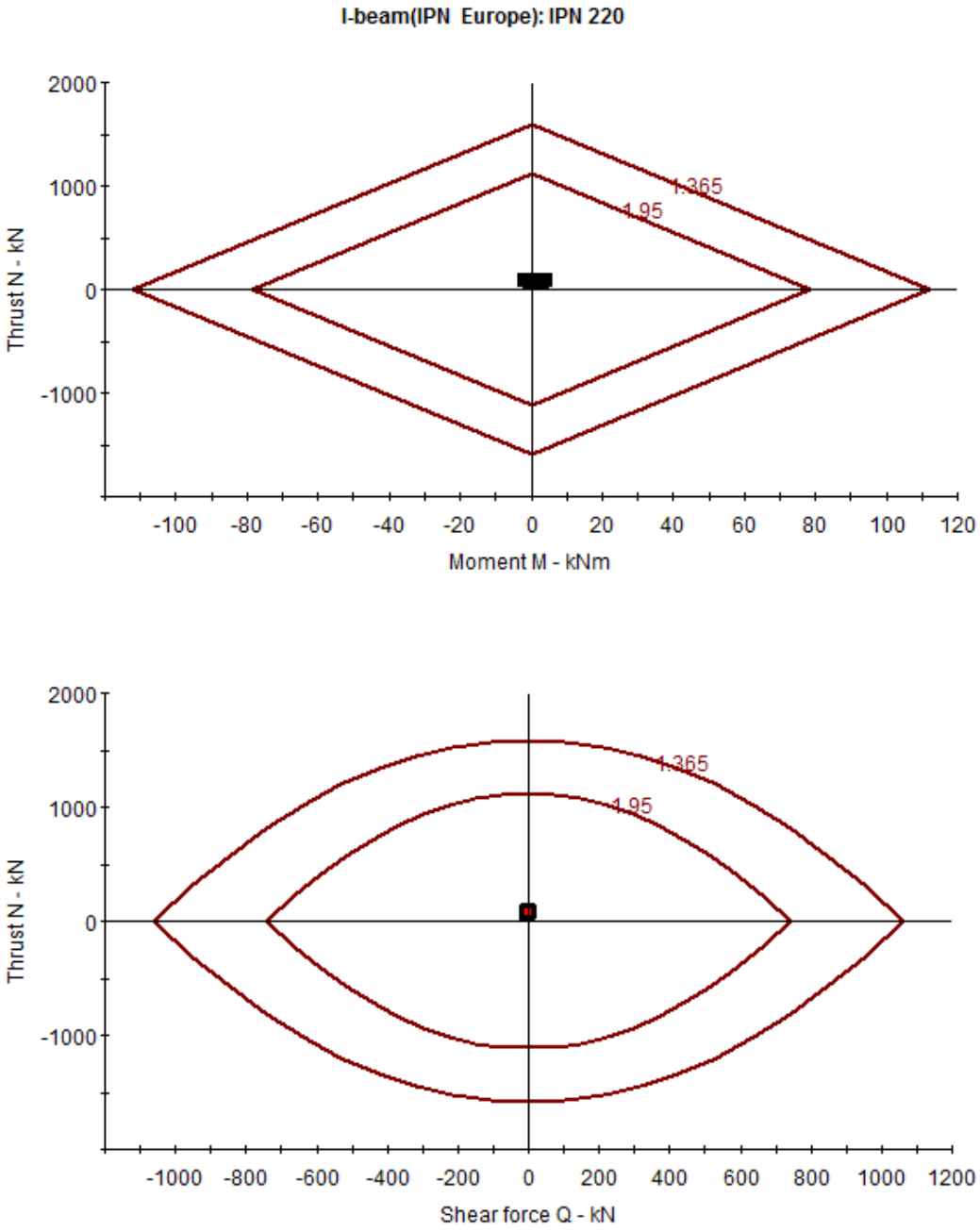


Figura 11-70 - Support capacity plots – centine

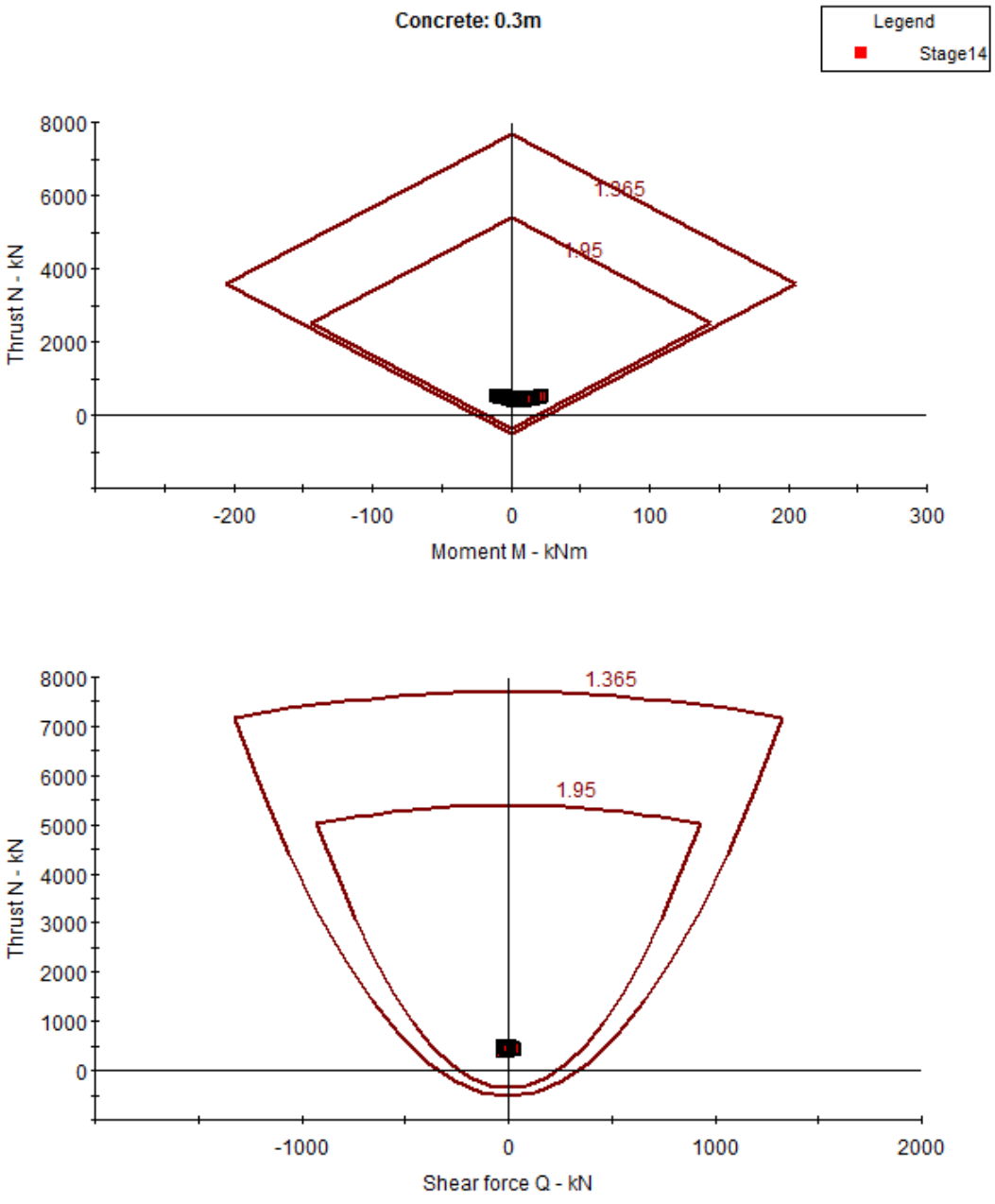


Figura 11-71 - Support capacity plots – spritz

11.4.3 Sezione 3- MaxCopertura

Si riportano di seguito le verifichedei rinforzi radiali realizzate in Phase2.

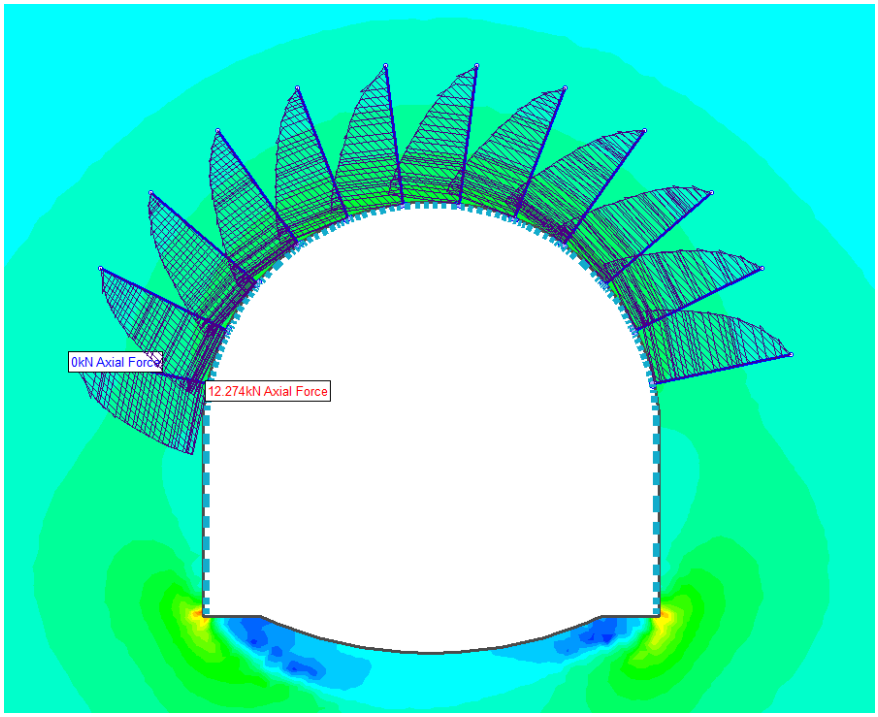


Figura 11-72 – Andamento dell'azione assiale dei rinforzi radiali

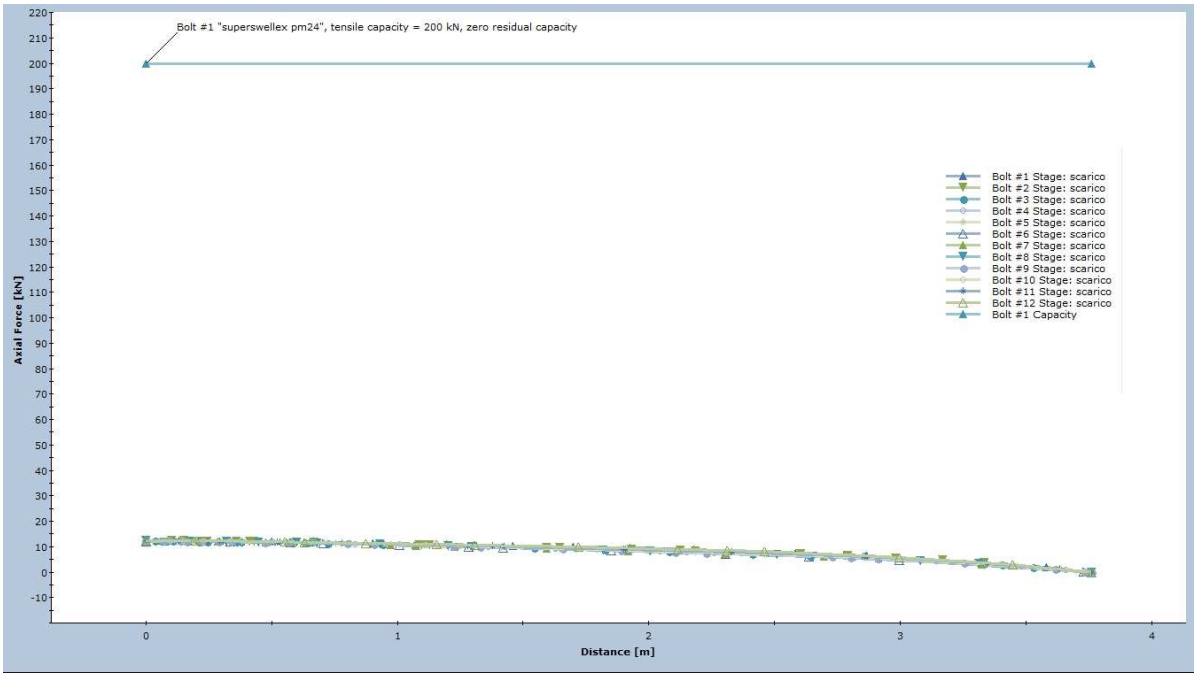


Figura 11-73–Verifica dei rinforzi radiali

11.5 Verifiche strutturali dei rivestimenti definitivi

Si riportano le verifiche in accordo con le metodologie precedentemente definite.

11.5.1 Sezione 1 - Via Adamoli-Pressoflessione-SLU

Si sono riportate le sezioni relative all'arco rovescio, alla calotta e ai piedritti.

ARCO ROVESCIO	
b[cm]	100
h[cm]	90
Classe calcestruzzo	32/40
Armatura principale	Φ24
Passo [cm]	20
Spilli	Φ12
Maglia spilli [cm x cm]	20x60
Ripartitore	Φ16
Copriferro [cm]	5

CALOTTA	
b[cm]	100
h[cm]	92.5
Classe calcestruzzo	32/40
Armatura principale	Φ20
Passo [cm]	20
Spilli	Φ12
Maglia spilli [cm x cm]	40x60
Ripartitore	Φ14
Copriferro [cm]	5

PIEDRITTI	
b[cm]	100
h[cm]	92.5
Classe calcestruzzo	32/40
Armatura principale	Φ20
Passo [cm]	20
Spilli	Φ12
Maglia spilli [cm x cm]	40x60
Ripartitore	Φ14
Copriferro [cm]	5

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo a pressoflessione relative all'analisi in oggetto. Si sono verificate che tutte le combinazioni di azione assiale e momento flettente a cui è soggetto il rivestimento definitivo siano interne al dominio di interazione

Le verifiche sono eseguite con riferimento alla fase di calcolo dimensionante, ovvero quella di applicazione del sisma in presenza della falda.

Vengono riportati separatamente i domini di interazione di arco rovescio, calotta e piedritti a causa della diversa geometria delle sezioni.

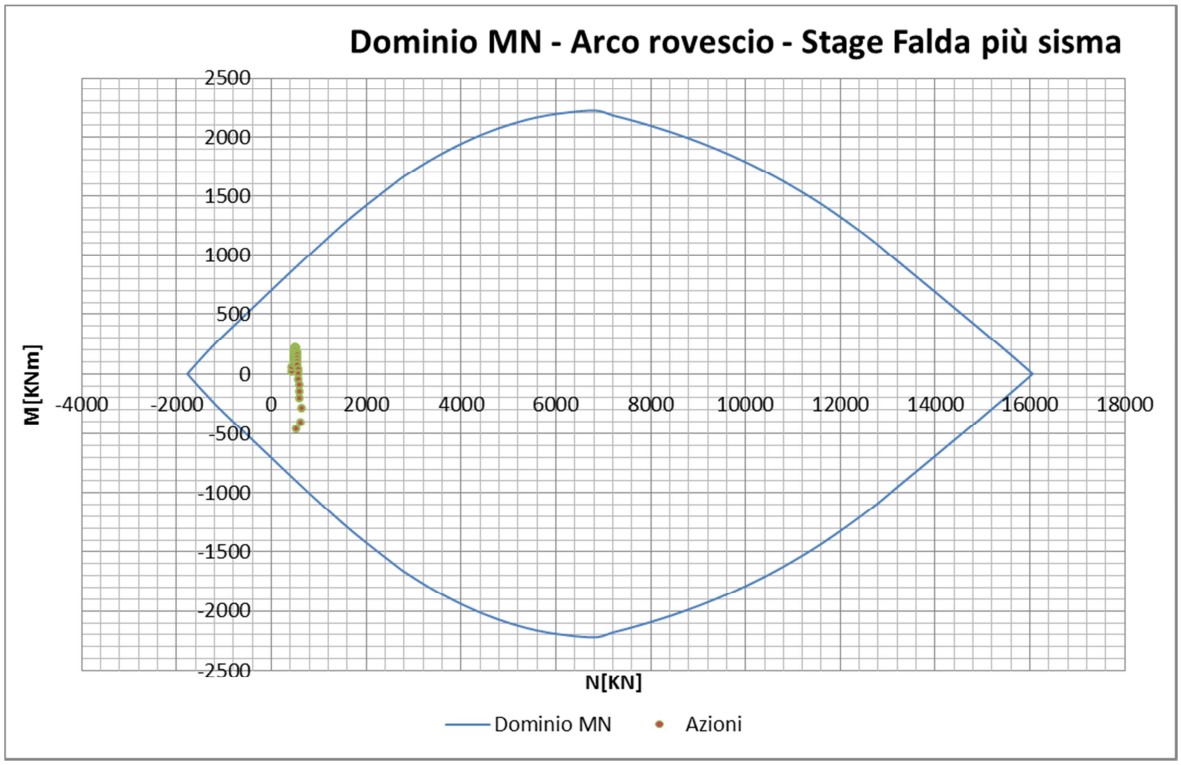


Figura 11-74–Dominio MN arcorovescio– Stage falda più sisma

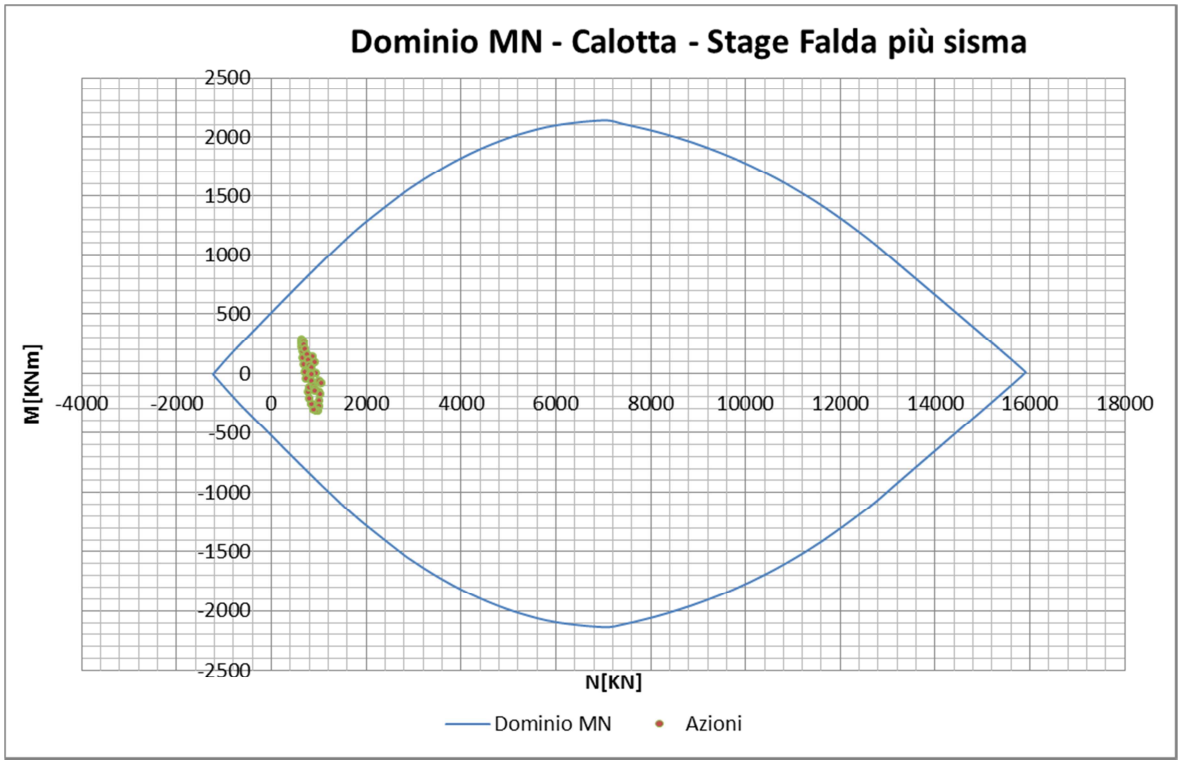


Figura 11-75 - Dominio MN calotta- Stage falda più sisma

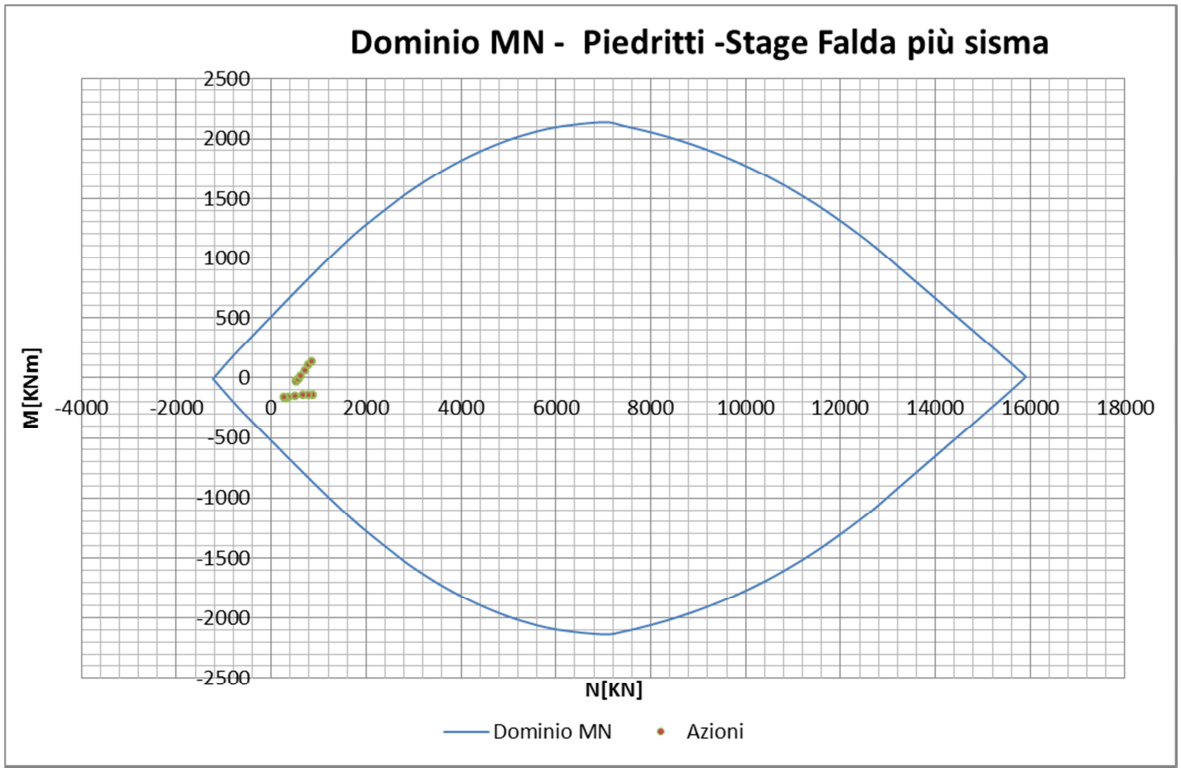


Figura 11-76 - Dominio MN piedritti- Stage falda più sisma

11.5.2 Sezione 1 -Via Adamoli - Verifiche a taglio-Sezione armata - SLU

Si riassumono nella tabella seguente i risultati della verifica a taglio che è stata svolta secondo quanto descritto nel par. 8.2con riferimento allo stage di applicazione del sisma in presenza della falda. E' stata verificata la combinazione taglio massimo-azione assiale minima in modo da verificare la condizione più gravosa.Vengono riportate separatamente le verifiche di arco rovescio, calotta e piedritti a causa della diversa geometria delle sezioni.

Verifica armatura longitudinale (MASSIMO V MINIMO N)					
b	1000	mm	n	0	
h	900	mm	Φ	24	mm
A_c	900000	mm²	$A_{s,tesa}$	0	mm²
			ρ_L	0	
$\Phi_{tr\ (max)}$	16	mm			
c	50	mm	d	822	mm
f_{ck}	33.20	MPa	k	1.493	
N_{ed}	429.84	kN	f_{cd}	18.81	MPa
V_{ed}	-354.98	kN	v_{min}	0.368	
$V_{Rd,c\ (min)}$	361.38	kN			
$V_{Rd,c}$	361.38	kN			
NON E' NECESSARIA SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO					

Figura 11-77 - Verifica a taglio arco rovescio

Verifica armatura longitudinale (MASSIMO V MINIMO N)					
b	1000	mm	n	5	
h	925	mm	Φ	20	mm
A_c	925000	mm²	$A_{s,tesa}$	1571	mm²
			ρ_L	0.0016982	
$\Phi_{tr\ (max)}$	14	mm			
c	50	mm	d	851	mm
f_{ck}	33.20	MPa	k	1.485	
N_{ed}	1027.7	kN	f_{cd}	18.81	MPa
V_{ed}	309.68	kN	v_{min}	0.365	
$V_{Rd,c\ (min)}$	452.32	kN			
$V_{Rd,c}$	452.32	kN			
NON E' NECESSARIA SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO					

Figura 11-78 - Verifica a taglio calotta

Verifica armatura longitudinale (MASSIMO V MINIMO N)					
b	1000	mm	n	5	
h	925	mm	Φ	20	mm
A_c	925000	mm^2	$A_{s,tesa}$	1571	mm^2
			ρ_L	0.0016982	
$\Phi_{tr\ (max)}$	14	mm			
c	50	mm	d	851	mm
f_{ck}	33.20	MPa	k	1.485	
N_{ed}	573.06	kN	f_{cd}	18.81	MPa
V_{ed}	-122.88	kN	v_{min}	0.365	
$V_{Rd,c\ (min)}$	389.58	kN			
$V_{Rd,c}$	389.58	kN			
NON E' NECESSARIA SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO					

Figura 11-79 - Verifica a taglio piedritti

11.5.3 Sezione 1 - Via Adamoli - Verifiche SLE

Per la verifica allo stato limite di esercizio associato allo stage falda si è scelto di verificare i punti corrispondenti al massimo momento e alla massima/minima azione assiale.

Si riportano i seguenti punti e le rispettive sollecitazioni per l'aro rovescio, la calotta e i piedritti.

Verifica arco rovescio

Punti significativi

	N SLE [KN]	V SLE [KN]	M SLE [KNm]
max N	484.770	-140.860	-74.391
min N	412.240	168.550	-181.950
max M	412.240	168.550	-181.950

Per la verifica si è proceduto con una iniziale verifica tensionale e, dove necessario, ad una verifica alla fessurazione.

Verifica Azione assiale massima

Max N	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	900
Classe cls (32/40)	
A_S [cm^2]	22.62
A_S [cm^2]	22.62
AZIONI	
N [KN]	484.77
M [KN]	-74.391
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	0.9781
σ_C Resistente[N/mm^2]	14.94
σ_S [N/mm^2]	0
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica momento massimo - Verifica azione assiale minima

VERIFICA A FESSURAZIONE MAX M e MIN N					
M	-181.95	kNm	c_{netto}	50	mm
N	412.24	kN	Φ_{ripart}	16	mm
b	1000	mm	d	822	mm
h	900	mm	$n_{barre\ tese}$	5	-
R_{ck}	40	MPa	$\Phi_{barre\ tese}$	24.0	mm
f_{ck}	33.2	MPa	A_{Φ}	452	mm^2
f_{ctm}	3.10	MPa	A_s	2262	mm^2
E_{cm}	33643	MPa	$h_{c,eff}$	195.0	mm
E_s	210000	MPa	$A_{c,eff}$	195000	mm^2
α_e	15.00	-	ρ_{eff}	0.012	-
			k_t	0.4	-
x	40.84	mm	k_1	0.8	-
σ_s	31.74	MPa	k_2	0.5	-
σ_c	-2.089	MPa	k_3	3.4	-
$\sigma_{s,lim}$	313.04	MPa	k_4	0.425	-
$\sigma_{c,lim-QP}$	14.94	MPa			
$\varepsilon_{sm,clc}$	-4.46E-04	-			
$\varepsilon_{sm,min}$	9.07E-05	-			
ε_{sm}	9.07E-05	-			
Δ_{smax}	576.13	mm			
w_d	0.052	mm			
LA VERIFICA A FESSURAZIONE E' SODDISFATTA					

Il limite di apertura delle fessure è 0.2 mm e dunque la verifica è soddisfatta.

Verifica calotta

Punti Significativi

	N SLE [KN]	V SLE [KN]	M SLE [KNm]
max N	879.900	-111.370	-18.546
min N	581.660	-5.149	79.671
max M	581.660	-5.149	79.671

Per la verifica si è proceduto con una iniziale verifica tensionale e, dove necessario, ad una verifica alla fessurazione.

Verifica momento massimo-verifica azione assiale minima

Max M – Min N	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	92.5
Classe cls(32/40)	
A_S [cm^2]	15.71
A_S [cm^2]	15.71
AZIONI	
N [KN]	581.66
M [KN]	79.6705
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	1,099
σ_C Resistente[N/mm^2]	14.94
σ_S [N/mm^2]	0
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica Azione assiale massima

Max N	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	92.5
Classe cls(32/40)	
A_S [cm^2]	15.71
A_S [cm^2]	15.71
AZIONI	
N [KN]	879.9
M [KN]	-18.546
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	1,023
σ_C Resistente[N/mm^2]	14.94
σ_S [N/mm^2]	-
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica piedritti

Punti Significativi

	N SLE [KN]	V SLE [KN]	M SLE [KNm]
max N	787.940	2.850	-9.371
min N	351.050	53.060	-89.358
max M	354.120	-48.235	-102.355

Per la verifica si è proceduto con una iniziale verifica tensionale e, dove necessario, ad una verifica alla fessurazione.

Verifica momento massimo

VERIFICA A FESSURAZIONE MAX M					
M	-102.355	kNm	c_{netto}	50	mm
N	354.12	kN	Φ_{ripart}	14	mm
b	1000	mm	d	851	mm
h	925	mm	$n_{barre\ tese}$	5	-
R_{ck}	40	MPa	$\Phi_{barre\ tese}$	20.0	mm
f_{ck}	33.2	MPa	A_{Φ}	314	mm^2
f_{ctm}	3.10	MPa	A_s	1571	mm^2
E_{cm}	33643	MPa	$h_{c,eff}$	185.0	mm
E_s	210000	MPa	$A_{c,eff}$	185000	mm^2
α_e	15.00	-	ρ_{eff}	0.008	-
			k_t	0.4	-
x	60.74	mm	k_1	0.8	-
σ_s	6.751	MPa	k_2	0.5	-
σ_c	1.122	MPa	k_3	3.4	-
$\sigma_{s,lim}$	313.04	MPa	k_4	0.425	-
$\sigma_{c,lim-QP}$	14.94	MPa			
$\varepsilon_{sm,clc}$	-7.52E-04	-			
$\varepsilon_{sm,min}$	1.93E-05	-			
ε_{sm}	1.93E-05	-			
Δ_{smax}	618.03	mm			
w_d	0.012	mm			
LA VERIFICA A FESSURAZIONE E' SODDISFATTA					

Il limite di apertura delle fessure è 0.2 mm e dunque la verifica è soddisfatta.

Verifica Azione assiale massima

MAX N	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	92.5
Classe cls (32/40)	
A_S [cm^2]	15.71
A_S [cm^2]	15.71
AZIONI	
N [KN]	787.94
M [KN]	-9.371
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	0.867
σ_C Resistente[N/mm^2]	14.94
σ_S [N/mm^2]	-
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica Azione assiale minima

VERIFICA A FESSURAZIONE MIN N					
M	-89.3575	kNm	c_{netto}	50	mm
N	351.05	kN	Φ_{ripart}	14	mm
b	1000	mm	d	851	mm
h	925	mm	$n_{barre\ tese}$	5	-
R_{ck}	40	MPa	$\Phi_{barre\ tese}$	20.0	mm
f_{ck}	33.2	MPa	A_{Φ}	314	mm^2
f_{ctm}	3.10	MPa	A_s	1571	mm^2
E_{cm}	33643	MPa	$h_{c,eff}$	185.0	mm
E_s	210000	MPa	$A_{c,eff}$	185000	mm^2
α_e	15.00	-	ρ_{eff}	0.008	-
			k_t	0.4	-
x	68.42	mm	k_1	0.8	-
σ_s	3.588	MPa	k_2	0.5	-
σ_c	0.981	MPa	k_3	3.4	-
$\sigma_{s,lim}$	313.04	MPa	k_4	0.425	-
$\sigma_{c,lim-QP}$	14.94	MPa			
$\varepsilon_{sm,clc}$	-7.67E-04	-			
$\varepsilon_{sm,min}$	1.03E-05	-			
ε_{sm}	1.03E-05	-			
Δ_{smax}	618.03	mm			
w_d	0.006	mm			
LA VERIFICA A FESSURAZIONE E' SODDISFATTA					

Il limite di apertura delle fessure è 0.2 mm e dunque la verifica è soddisfatta.

11.5.4 Sezione 2 -MaxCopertura–Pressoflessione - SLU

Si sono riportate le sezioni relative all'arco rovescio, alla calotta e ai piedritti.

ARCO ROVESCIO	
b[cm]	100
h[cm]	80
Classe calcestruzzo 32/40	
Armatura principale	-
Passo [cm]	-
Spilli	-
Maglia spilli [cm x cm]	-
Ripartitore	-
Copriferro [cm]	-

CALOTTA	
b[cm]	100
h[cm]	70
Classe calcestruzzo 32/40	
Armatura principale	-
Passo [cm]	-
Spilli	-
Maglia spilli [cm x cm]	-
Ripartitore	-
Copriferro [cm]	-

PIEDRITTI	
b[cm]	100
h[cm]	90
Classe calcestruzzo 32/40	
Armatura principale	-
Passo [cm]	-
Spilli	-
Maglia spilli [cm x cm]	-
Ripartitore	-
Copriferro [cm]	-

La sezione non è armata.

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo a pressoflessione relative all'analisi in oggetto. Si sono verificate che tutte le combinazioni di azione assiale e momento flettente a cui è soggetto il rivestimento definitivo siano interne al dominio di interazione.

Le verifiche sono eseguite con riferimento alla fase di applicazione della falda.

Vengono riportate separatamente i domini di interazione di arco rovescio, calotta e piedritti a causa della diversa geometria delle sezioni.

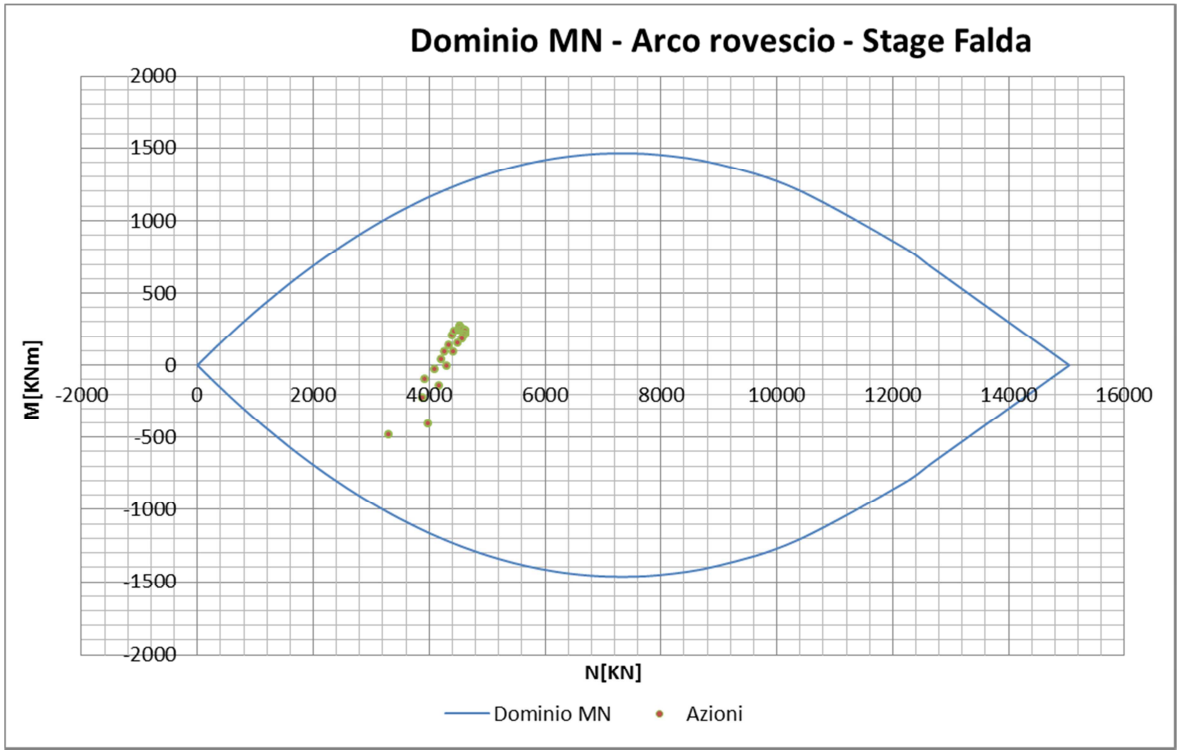


Figura 11-80 – Dominio MN arco rovescio – Stage Falda

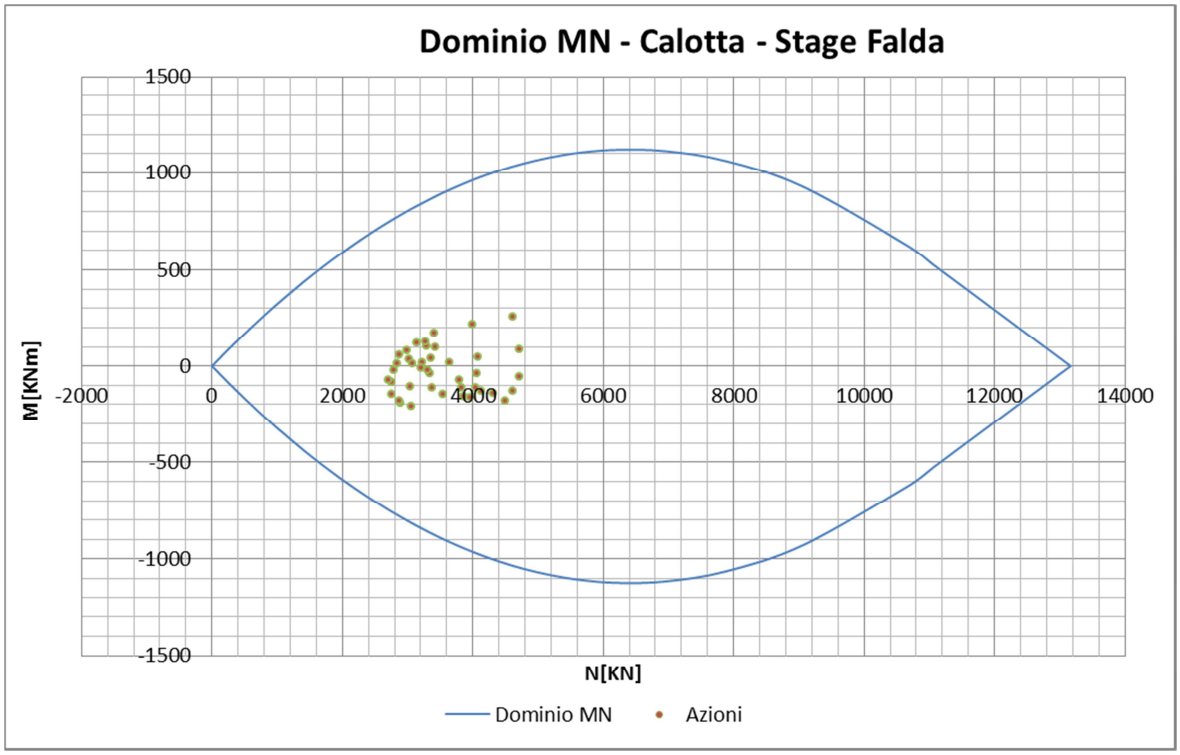


Figura 11-81 – Dominio MN calotta –Stage Falda

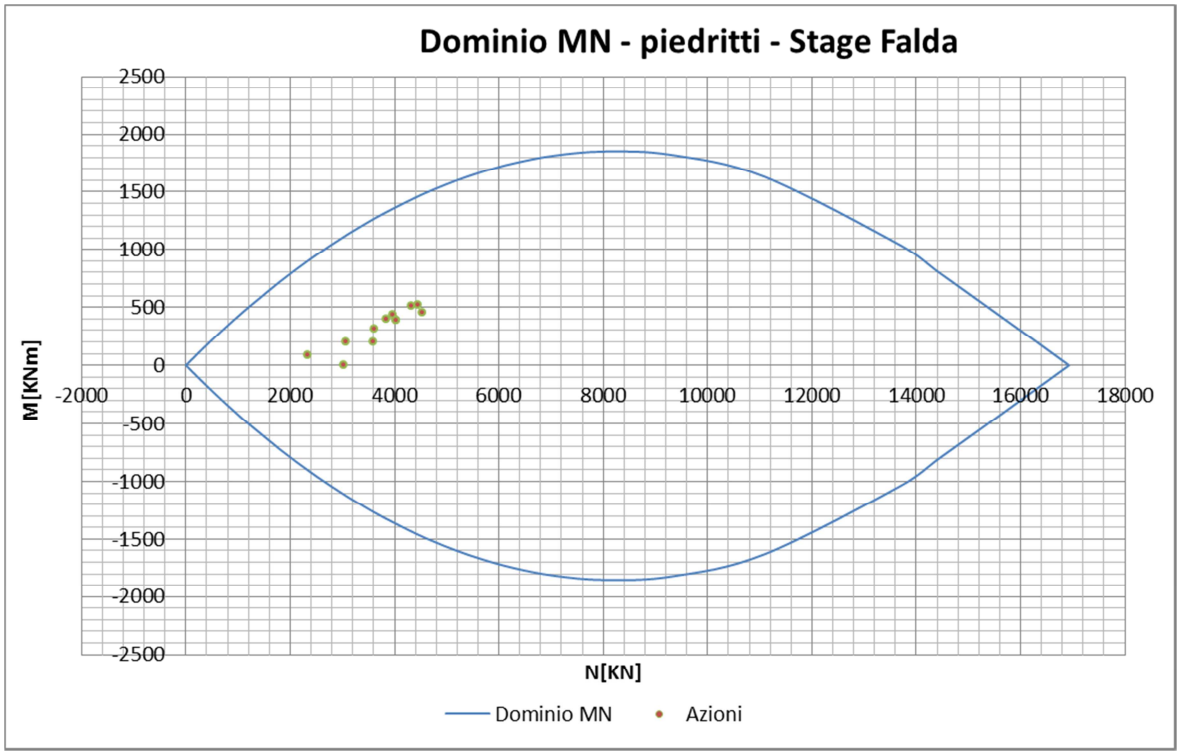


Figura 11-82 – Dominio MN piedritti –Stage Falda

11.5.5 Sezione 2- MaxCopertura- Verifiche a taglio - SLU

Si riassumono nella tabella seguente i risultati della verifica a taglio che è stata svolta secondo quanto descritto nel par. 8.2con riferimento allo stage di applicazione del battente idraulico. E' stata verificata la combinazione taglio massimo-azione assiale minima in modo da verificare la condizione più gravosa. Vengono riportate separatamente le verifiche di arco rovescio, calotta e piedritti a causa della diversa geometria delle sezioni

ARCO ROVESCIO	
b[mm]	1000
h[mm]	800
Classe cls(32/40)	
As [mm^2]	-
A's [mm^2]	-
V_{max} [KNm]	-241,55
τ_{max} [N/mm^2]	-0.45291
$\tau_{resistente}$[N/mm^2]	0.45554

Figura 11-83 - Verifica a taglio arco rovescio

CALOTTA	
b[mm]	1000
h[mm]	700
Classe cls(32/40)	
As [mm^2]	-
A's [mm^2]	-
V_{max} [KNm]	205.95
τ_{max} [N/mm^2]	0.441
$\tau_{resistente}$[N/mm^2]	0.45554

Figura 11-84 - Verifica a taglio calotta

PIEDRITTI	
b[mm]	1000
h[mm]	900
Classe cls(32/40)	
As [mm^2]	-
A's [mm^2]	-
V_{max} [KNm]	-231.82
τ_{max} [N/mm^2]	-0.386
$\tau_{resistente}$[N/mm^2]	0.45554

Figura 11-85 - Verifica a taglio piedritti

11.5.6 Sezione 2- MaxCopertura - Verifiche SLE

Per la verifica allo stato limite di esercizio associato allo stage falda si è scelto di verificare i punti corrispondenti al massimo momento e alla massima/minima azione assiale.

Si riportano i seguenti punti e le rispettive sollecitazioni per l'aro rovescio, la calotta e i piedritti.

Verifica arco rovescio

Punti significativi

	N SLE [KN]	V SLE [KN]	M SLE [KNm]
max N	3557.600	42.780	178.915
min N	2543.400	-181.842	-370.925
max M	2543.400	-181.842	-370.925

Per la verifica si è proceduto con una iniziale verifica tensionale e, dove necessario, ad una verifica alla fessurazione.

Verifica momento massimo

Max M	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	80
Classe cls (32/40)	
A_S [cm^2]	0.00
A_S [cm^2]	0.00
AZIONI	
N [KN]	2543.4
M [KN]	-370.925
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	6.671
σ_C Resistente[N/mm^2]	14.94
σ_S [N/mm^2]	0
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica Azione assiale massima

Max N	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	80
Classe cls(32/40)	
A_S [cm^2]	0.00
A_S [cm^2]	0.00
AZIONI	
N [KN]	2543.4
M [KN]	-370.925
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	6.125
σ_C Resistente[N/mm^2]	14.94
σ_S [N/mm^2]	0
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica Azione assiale minima

Min N	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	80
Classe cls(32/40)	
A_S [cm^2]	0.00
A_S [cm^2]	0.00
AZIONI	
N [KN]	2543.4
M [KN]	-370.925
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	6.671
σ_C Resistente[N/mm^2]	14.94
σ_S [N/mm^2]	0
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica calotta

Punti Significativi

	N SLE [KN]	V SLE [KN]	M SLE [KNm]
max N	3631.900	-127.042	67.506
min N	2086.300	-143.550	-56.424
max M	3544.700	-134.583	196.660

Per la verifica si è proceduto con una iniziale verifica tensionale e, dove necessario, ad una verifica alla fessurazione.

Verifica momento massimo

Max M	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	70
Classe cls(32/40)	
A_S [cm^2]	0.00
A_S [cm^2]	0.00
AZIONI	
N [KN]	3544.7
M [KN]	196.66
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	7,472
σ_C Resistente[N/mm^2]	14.94
σ_S [N/mm^2]	0
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica Azione assiale massima

Max N	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	70
Classe cls(32/40)	
A_S [cm^2]	0.00
A_S [cm^2]	0.00
AZIONI	
N [KN]	3631.9
M [KN]	67.506
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	-6.015
σ_C Resistente[N/mm^2]	14.94
σ_S [N/mm^2]	-
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica Azione assiale minima

Min N	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	70
Classe cls(32/40)	
A_S [cm^2]	0.00
A_S [cm^2]	0.00
AZIONI	
N [KN]	2086.3
M [KN]	-56.4235
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	3.671
σ_C Resistente[N/mm^2]	14.94
σ_S [N/mm^2]	0
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica piedritti

Punti Significativi

	N SLE [KN]	V SLE [KN]	M SLE [KNm]
max N	3480.700	-153.123	349.050
min N	1799.200	-131.508	65.407
max M	3417.900	-102.420	402.230

Per la verifica si è proceduto con una iniziale verifica tensionale e, dove necessario, ad una verifica alla fessurazione.

Verifica momento massimo

Max M	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	90
Classe cls (32/40)	
A_S [cm^2]	0.00
A_S [cm^2]	0.00
AZIONI	
N [KN]	3417.9
M [KN]	402.23
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	6.777
σ_C Resistente[N/mm^2]	14.94
σ_S [N/mm^2]	0
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica Azione assiale massima

Max N	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	90
Classe cls (32/40)	
A_S [cm^2]	0.00
A_S [cm^2]	0.00
AZIONI	
N [KN]	3480.7
M [KN]	349.05
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	6.45
σ_C Resistente[N/mm^2]	14.94
σ_S [N/mm^2]	-
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica Azione assiale minima

Min N	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	90
Classe cls (32/40)	
AS [cm^2]	0.00
AS [cm^2]	0.00
AZIONI	
N [KN]	1799.2
M [KN]	65.407
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	2.48
σ_C Resistente[N/mm^2]	14.94
σ_S [N/mm^2]	0
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

11.5.7 Sezione 3 -Corso Italia - Pressoflessione - SLU

Si sono riportate le sezioni relative all'arco rovescio, alla calotta e ai piedritti.

ARCO ROVESCIO	
b[cm]	100
h[cm]	120
Classe calcestruzzo 35/45	
Armatura principale	Φ24
Passo [cm]	20
Spilli	Φ12
Maglia spilli [cm x cm]	20x60
Ripartitore	Φ16
Copriferro [cm]	5

CALOTTA	
b[cm]	100
h[cm]	100
Classe calcestruzzo 35/45	
Armatura principale	Φ20
Passo [cm]	20
Spilli	Φ12
Maglia spilli [cm x cm]	40x60
Ripartitore	Φ14
Copriferro [cm]	5

PIEDRITTI	
b[cm]	100
h[cm]	95
Classe calcestruzzo 35/45	
Armatura principale	Φ20
Passo [cm]	20
Spilli	Φ12
Maglia spilli [cm x cm]	40x60
Ripartitore	Φ14
Copriferro [cm]	5

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo a pressoflessione relative all'analisi in oggetto. Si sono verificate che tutte le combinazioni di azione assiale e momento flettente a cui è soggetto il rivestimento definitivo siano interne al dominio di interazione

Le verifiche sono eseguite con riferimento alla fase di calcolo dimensionante, ovvero quella di applicazione del sisma in assenza della falda.

Vengono riportati separatamente i domini di interazione di arco rovescio, calotta e piedritti a causa della diversa geometria delle sezioni.

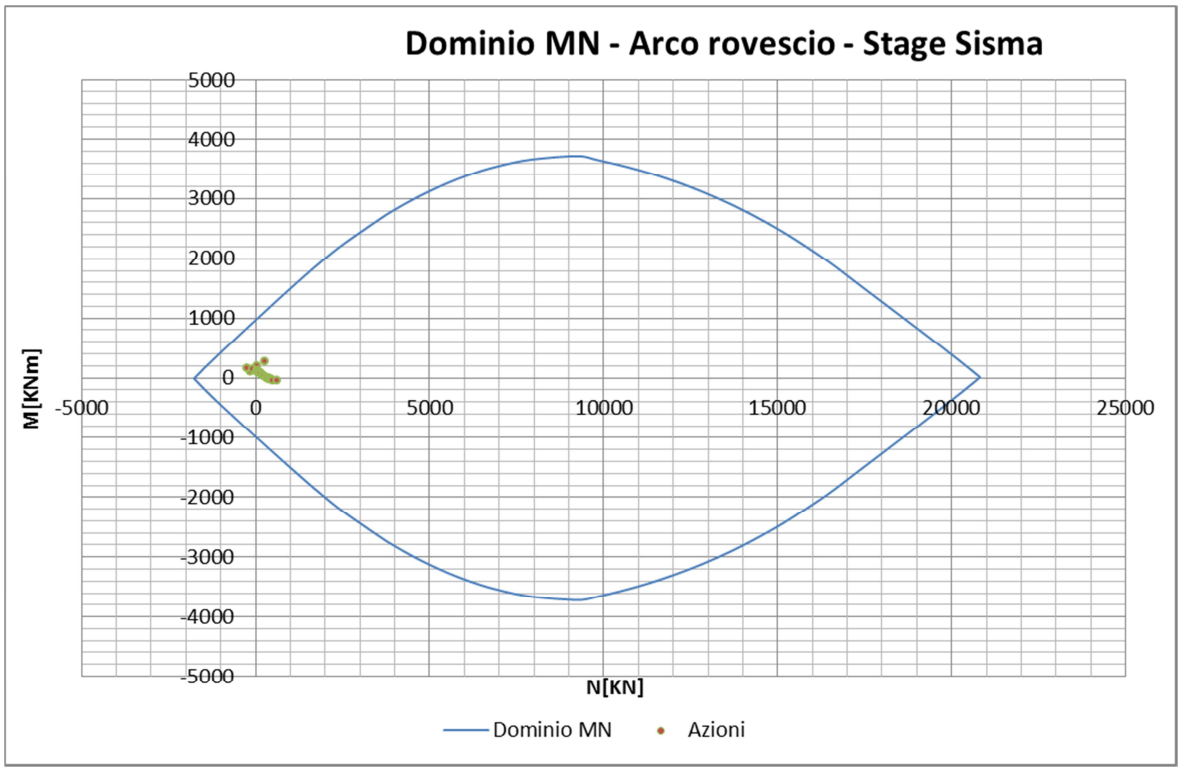


Figura 11-86–Dominio MN arcorovescio – Stage sisma

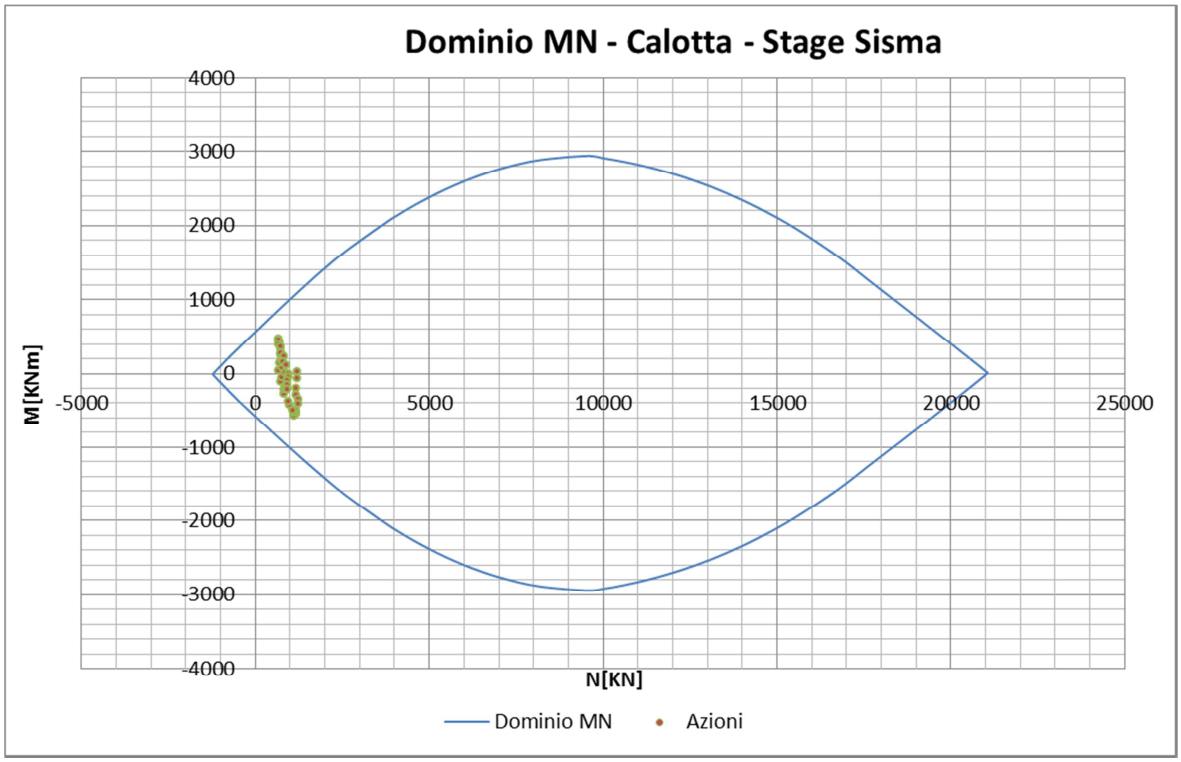


Figura 11-87 - Dominio MN calotta - Stage sisma

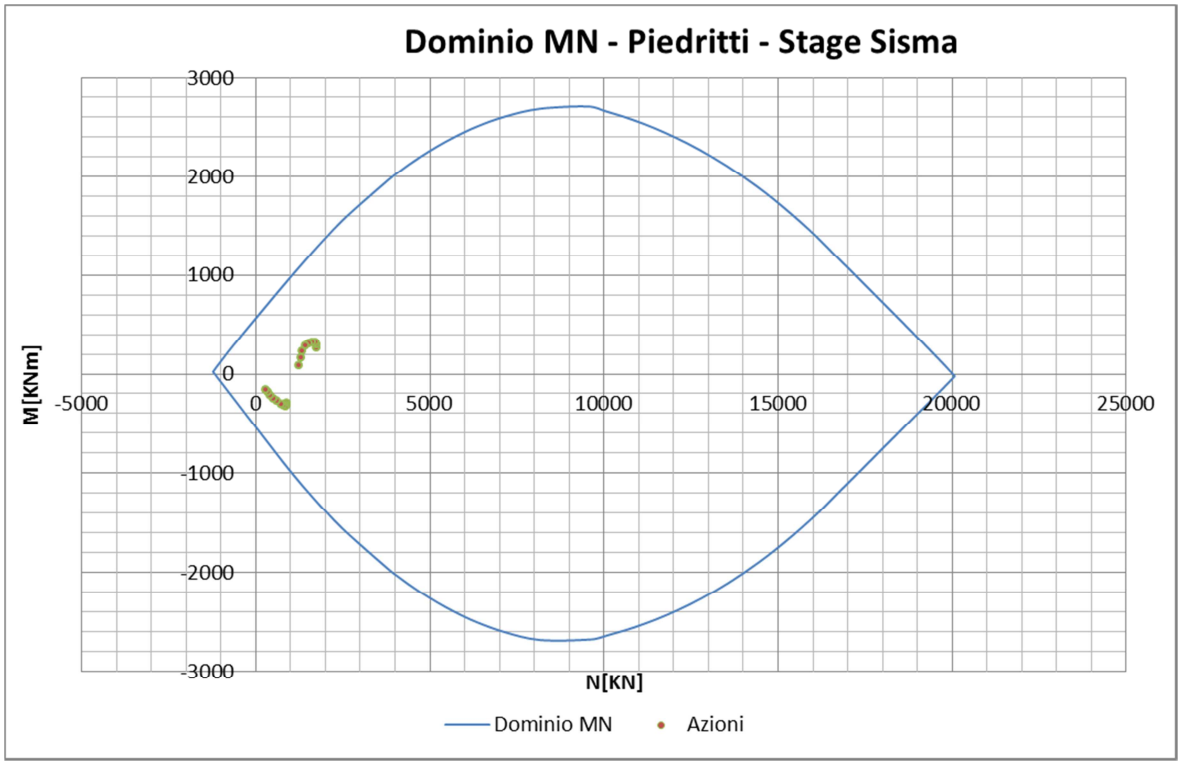


Figura 11-88 - Dominio MN piedritti - Stage Sisma

11.5.8 Sezione3-Corso Italia - Verifiche a taglio -SLU

Si riassumono nella tabella seguente i risultati della verifica a taglio che è stata svolta secondo quanto descritto nel par. 8.2con riferimento allo stage di applicazione del sisma in presenza della falda. E' stata verificata la combinazione taglio massimo-azione assiale minima in modo da verificare la condizione più gravosa. Vengono riportate separatamente le verifiche di arco rovescio, calotta e piedritti a causa della diversa geometria delle sezioni.

Verifica armatura longitudinale (MASSIMO V MINIMO N)					
b	1000	mm	n	0	
h	1200	mm	Φ	24	mm
A_c	1200000	mm^2	$A_{s,tesa}$	0	mm^2
			ρ_L	0	
$\Phi_{tr\ (max)}$	16	mm			
c	50	mm	d	1122	mm
f_{ck}	37.35	MPa	k	1.422	
N_{ed}	-256.84	kN	f_{cd}	21.17	MPa
V_{ed}	-335.32	kN	v_{min}	0.363	
$V_{Rd,c\ (min)}$	371.03	kN			
$V_{Rd,c}$	371.03	kN			
NON E' NECESSARIA SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO					

Figura 11-89 - Verifica a taglio arco rovescio

Verifica armatura longitudinale (MASSIMO V MINIMO N)					
b	1000	mm	n	0	
h	1000	mm	Φ	20	mm
A_c	1000000	mm²	$A_{s,tesa}$	0	mm²
			ρ_L	0	
$\Phi_{tr\ (max)}$	14	mm			
c	50	mm	d	926	mm
f_{ck}	37.35	MPa	k	1.465	
N_{ed}	1158.6	kN	f_{cd}	21.17	MPa
V_{ed}	450.14	kN	v_{min}	0.379	
$V_{Rd,c\ (min)}$	512.06	kN			
$V_{Rd,c}$	512.06	kN			
NON E' NECESSARIA SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO					

Figura 11-90 - Verifica a taglio calotta

Verifica armatura longitudinale (MASSIMO V MINIMO N)					
b	1000	mm	n	0	
h	950	mm	Φ	20	mm
A_c	950000	mm²	$A_{s,tesa}$	0	mm²
			ρ_L	0	
$\Phi_{tr\ (max)}$	14	mm			
c	50	mm	d	876	mm
f_{ck}	37.35	MPa	k	1.478	
N_{ed}	1248.4	kN	f_{cd}	21.17	MPa
V_{ed}	244.75	kN	v_{min}	0.384	
$V_{Rd,c\ (min)}$	509.30	kN			
$V_{Rd,c}$	509.30	kN			
NON E' NECESSARIA SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO					

Figura 11-91 - Verifica a taglio piedritti

11.5.9 Sezione 3-Corso Italia- Verifiche SLE

Per la verifica allo stato limite di esercizio associato allo stage falda si è scelto di verificare i punti corrispondenti al massimo momento e alla massima/minima azione assiale.Si riportano i seguenti punti e le rispettive sollecitazioni per l'aro rovescio, la calotta e i piedritti.

Verifica arco rovescio

Punti significativi

	N SLE [KN]	V SLE [KN]	M SLE [KNm]
max N	370.740	9.792	31.691
min N	205.760	47.770	-44.064
max M	246.980	216.730	92.257

Per la verifica si è proceduto con una iniziale verifica tensionale e, dove necessario, a fessurazione

Verifica momento massimo

VERIFICA A FESSURAZIONE MAX M					
M	92.2565	kNm	c_{netto}	50	mm
N	246.98	kN	Φ_{ripart}	16	mm
b	1000	mm	d	1122	mm
h	1200	mm	$n_{barre\ tese}$	5	-
R_{ck}	45	MPa	$\Phi_{barre\ tese}$	24.0	mm
f_{ck}	37.35	MPa	A_{Φ}	452	mm^2
f_{ctm}	3.35	MPa	A_s	2262	mm^2
E_{cm}	34625	MPa	$h_{c,eff}$	195.0	mm
E_s	210000	MPa	$A_{c,eff}$	195000	mm^2
α_e	15.00	-	ρ_{eff}	0.012	-
			k_t	0.4	-
x	80.25	mm	k_1	0.8	-
σ_s	3.503	MPa	k_2	0.5	-
σ_c	0.5903	MPa	k_3	3.4	-
$\sigma_{s,lim}$	313.04	MPa	k_4	0.425	-
$\sigma_{c,lim-QP}$	16.81	MPa			
$\varepsilon_{sm,clc}$	-6.30E-04	-			
$\varepsilon_{sm,min}$	1.00E-05	-			
ε_{sm}	1.00E-05	-			
Δ_{smax}	576.13	mm			
w_d	0.006	mm			
LA VERIFICA A FESSURAZIONE E' SODDISFATTA					

Il limite di apertura delle fessure è 0.2 mm e dunque la verifica è soddisfatta.

Verifica Azione assiale massima

MAX N	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	120
Classe cls (35/45)	
A_S [cm^2]	22.62
A_S [cm^2]	22.62
AZIONI	
N [KN]	370.74
M [KN]	31.691
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	0.4095
σ_C Resistente[N/mm^2]	16.8075
σ_S [N/mm^2]	0
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica azione assiale minima

Min N	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	120
Classe cls (35/45)	
A_S [cm^2]	22.62
A_S [cm^2]	22.62
AZIONI	
N [KN]	205.76
M [KN]	-44.064
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	0.3241
σ_C Resistente[N/mm^2]	16.8075
σ_S [N/mm^2]	0
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica calotta

Punti Significativi

	N SLE [KN]	V SLE [KN]	M SLE [KNm]
max N	1021.200	-21.863	-123.725
min N	563.020	-54.601	112.610
max M	960.460	202.910	-173.400

Per la verifica si è proceduto con una iniziale verifica tensionale e, dove necessario, ad una verifica alla fessurazione.

Verifica momento massimo

VERIFICA A FESSURAZIONE MAX M					
M	-173.4	kNm	c_{netto}	50	mm
N	960.46	kN	Φ_{ripart}	14	mm
b	1000	mm	d	926	mm
h	1000	mm	$n_{barre\ tese}$	5	-
R_{ck}	45	MPa	$\Phi_{barre\ tese}$	20.0	mm
f_{ck}	37.35	MPa	A_{Φ}	314	mm^2
f_{ctm}	3.35	MPa	A_s	1571	mm^2
E_{cm}	34625	MPa	$h_{c,eff}$	185.0	mm
E_s	210000	MPa	$A_{c,eff}$	185000	mm^2
α_e	15.00	-	ρ_{eff}	0.008	-
			k_t	0.4	-
x	98.78	mm	k_1	0.8	-
σ_s	2	MPa	k_2	0.5	-
σ_c	1.856	MPa	k_3	3.4	-
$\sigma_{s,lim}$	313.04	MPa	k_4	0.425	-
$\sigma_{c,lim-QP}$	16.81	MPa			
$\varepsilon_{sm,clc}$	-8.39E-04	-			
$\varepsilon_{sm,min}$	4.98E-06	-			
ε_{sm}	4.98E-06	-			
Δ_{smax}	618.03	mm			
w_d	0.003	mm			
LA VERIFICA A FESSURAZIONE E' SODDISFATTA					

Il limite di apertura delle fessure è 0.2 mm e dunque la verifica è soddisfatta.

Verifica Azione assiale massima

Max N	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	100
Classe cls(35/45)	
A_S [cm^2]	15.71
A_S [cm^2]	15.71
AZIONI	
N [KN]	1021.2
M [KN]	-123.725
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	1.649
σ_C Resistente[N/mm^2]	16.8075
σ_S [N/mm^2]	0
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica azione assiale minima

VERIFICA A FESSURAZIONE MIN N					
M	112.61	kNm	c_{netto}	50	mm
N	563.02	kN	Φ_{ripart}	14	mm
b	1000	mm	d	926	mm
h	1000	mm	$n_{barre\ tese}$	5	-
R_{ck}	45	MPa	$\Phi_{barre\ tese}$	20.0	mm
f_{ck}	37.35	MPa	A_{Φ}	314	mm^2
f_{ctm}	3.35	MPa	A_s	1571	mm^2
E_{cm}	34625	MPa	$h_{c,eff}$	185.0	mm
E_s	210000	MPa	$A_{c,eff}$	185000	mm^2
α_e	15.00	-	ρ_{eff}	0.008	-
			k_t	0.4	-
x	93.3	mm	k_1	0.8	-
σ_s	0.1342	MPa	k_2	0.5	-
σ_c	1.152	MPa	k_3	3.4	-
$\sigma_{s,lim}$	313.04	MPa	k_4	0.425	-
$\sigma_{c,lim-QP}$	16.81	MPa			
$\varepsilon_{sm,clc}$	-8.47E-04	-			
$\varepsilon_{sm,min}$	3.83E-07	-			
ε_{sm}	3.83E-07	-			
Δ_{smax}	618.03	mm			
w_d	0.000	mm			
LA VERIFICA A FESSURAZIONE E' SODDISFATTA					

Il limite di apertura delle fessure è 0.2 mm associato ad un'ambiente aggressivo.

Verifica piedritti

Punti Significativi

	N SLE [KN]	V SLE [KN]	M SLE [KNm]
max N	1009.700	-78.538	-50.166
min N	861.890	3.194	36.585
max M	928.170	-21.595	59.104

Per la verifica si è proceduto con una iniziale verifica tensionale e, dove necessario, ad una verifica alla fessurazione.

Verifica momento massimo

Max M	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	95
Classe cls (35/45)	
A_S [cm^2]	15.71
A_S [cm^2]	15.71
AZIONI	
N [KN]	928.17
M [KN]	59.1035
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	1.283
σ_C Resistente[N/mm^2]	16.8075
σ_S [N/mm^2]	0
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica Azione assiale massima

Max N	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	95
Classe cls (35/45)	
A_S [cm^2]	15.71
A_S [cm^2]	15.71
AZIONI	
N [KN]	1009.7
M [KN]	-50.166
TENSIONI	
σ_C [N/mm^2]	1.314
σ_C Resistente[N/mm^2]	16.8075
σ_S [N/mm^2]	0
σ_S Resistente [N/mm^2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

Verifica azione assiale minima

Min N	
Geometria Sezione	
b[cm]	100
h[cm]	95
Classe cls(35/45)	
As cm^2	15.71
AS cm^2	15.71
AZIONI	
N [KN]	861.89
M [KN]	36.5845
TENSIONI	
σC [N/mm2]	1.085
σC Resistente[N/mm2]	16.8075
σs [N/mm2]	0
σs Resistente [N/mm2]	360

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

11.6 Valutazione degli effetti di scavo

Per la valutazione degli effetti dello scavo in termini di subsidenze sulle preesistenze alle alte coperture non è stata svolta alcuna valutazione specifica in quanto il contesto geomeccanico e gli spessori di ricoprimento portano a valori di volume perso molto bassi e pertanto non rilevanti.

Questa osservazione è stata confermata dalle analisi svolte in cui si registrano cedimenti a piano campagna minimi come si evince dalle figure seguenti.

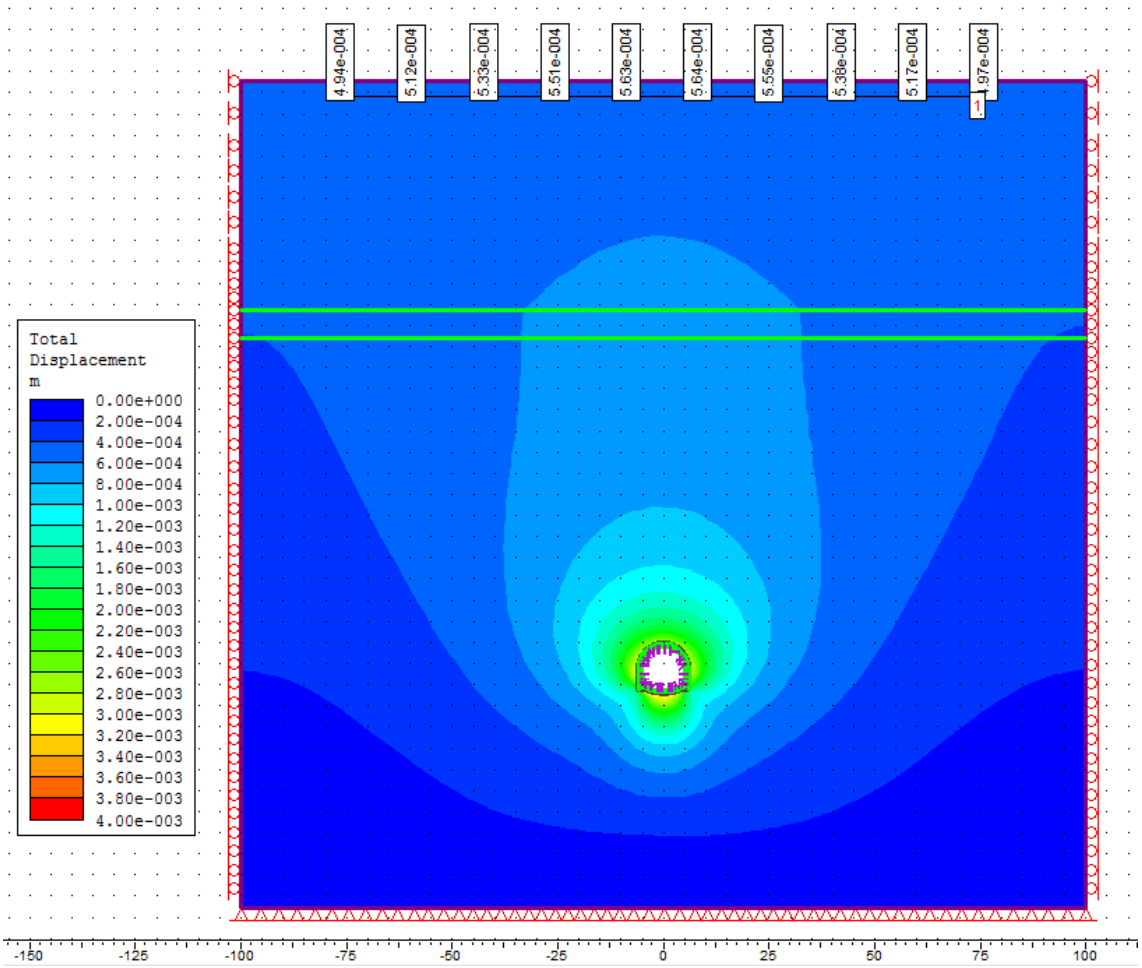


Figura 11-92 – Cedimenti superficiali – sezione 2 (MaxCopertura)

In particolare si osserva che il cedimento massimo in superficie risulta inferiore a 1 mm.

Laddove il censimento degli edifici esistenti ha individuato strutture che presentano una distanza ridotta tra il piano di posa delle fondazioni e la galleria è stato predisposto un piano di monitoraggio specifico. Questo consentirà di valutare in fase di avanzamento dello scavo i cedimenti indotti e valutarne il loro impatto in termini strutturali e funzionali sulle strutture esistenti.

Per i dettagli sul piano di monitoraggio previsto si rimanda alla relazione specifica (doc. n. BIS2E-R-PMS00-RE02).

Per quanto riguarda le interferenze più critiche individuate nelle zone di imbocco, le analisi numeriche condotte hanno consentito di stimare i cedimenti attesi confermando l'adeguatezza della soluzione proposta. Per i dettagli relativi al calcolo si rimanda ai capitoli precedenti. Si riporta nel seguito per completezza la figura che rappresenta i cedimenti a piano campagna nella fase corrispondente

all'installazione del rivestimento definitivo per le sezioni a basse coperture analizzate nell'ambito della presente relazione.

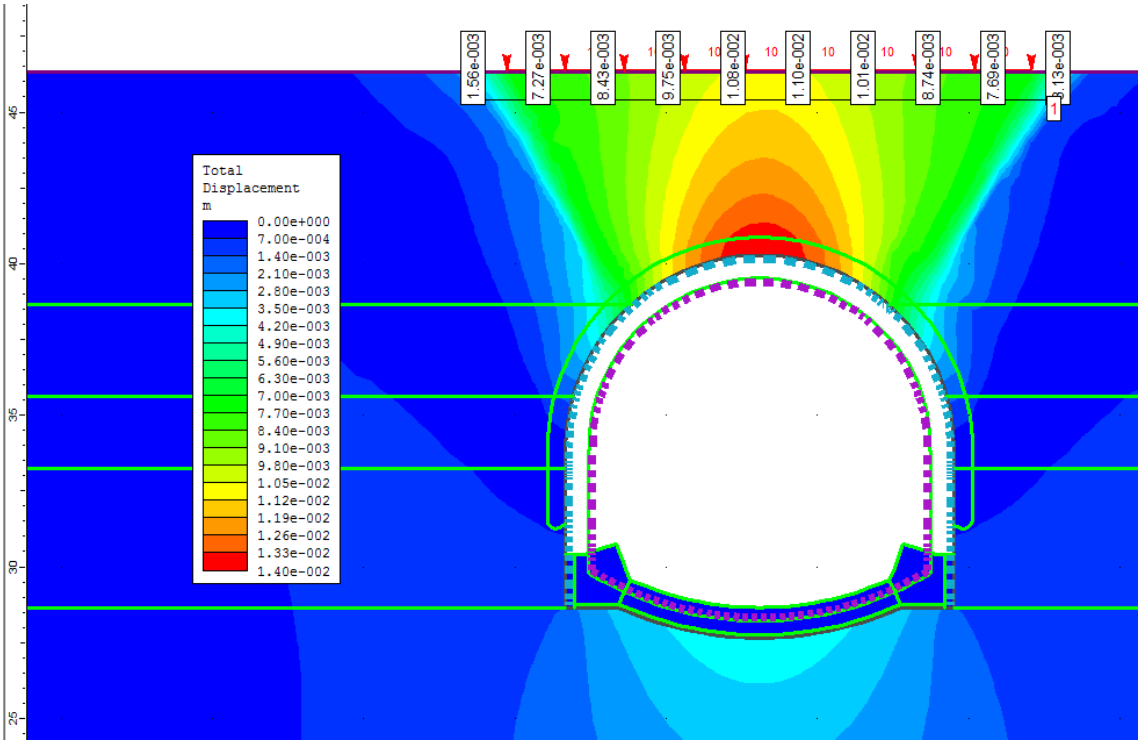


Figura 11-93 – Cedimenti superficiali – sezione 1 (Via Adamoli)

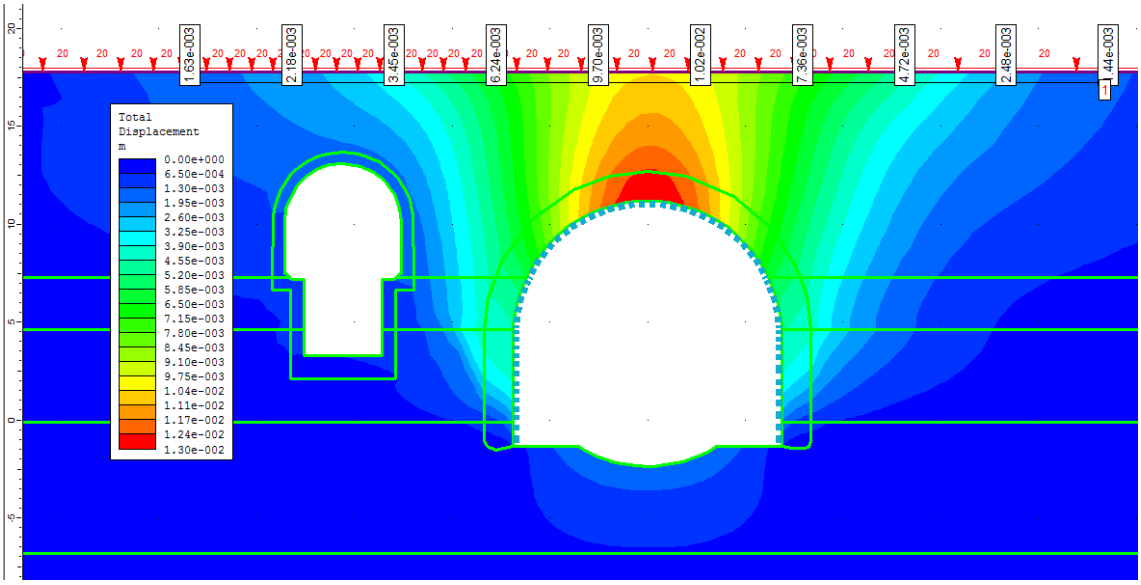


Figura 11-94 – Cedimenti superficiali – sezione 3 (Csoltalia)

Dalle figure sopra riportate si osserva che il cedimento massimo in superficie risulta sempre dell'ordine di 1 cm. Considerando le preesistenze si considerano accettabili questi valori.

12 Analisi dei tetraedri instabili

12.1 Premessa

E' stata eseguita la valutazione della stabilità dei cunei di roccia che potrebbero formarsi intorno alla sagoma della galleria, prodotti dall'intersezione della stessa con l'ammasso roccioso ed i relativi piani di discontinuità principali. L'analisi è stata eseguita con il programma di calcolo UNWEDGE edita dalla RocSience inc., che permette:

- l'identificazione e la visualizzazione tridimensionale dei cunei rocciosi formatisi a seguito dello scavo,
- la determinazione tridimensionale delle geometrie dei cunei e la valutazione del coefficiente di sicurezza in base alle caratteristiche geomeccaniche dei giunti e dei supporti previsti, inserite come dati di input.

È stata dapprima condotta una approfondita analisi dei numerosi dati geostrutturali disponibili, che ha consentito di definire le analisi da svolgere, conformemente agli obiettivi del presente studio. Sono state quindi condotte le verifiche strutturali sui cunei potenzialmente instabili, in particolare per verificare gli interventi previsti quali rivestimenti di prima fase per le sezioni tipo A, ossia chiodi e spritz beton armato.

Nel seguito si riportano i dettagliati delle verifiche condotte ed i relativi risultati sintetizzati in tabelle, per maggiori dettagli invece in allegato si riportano i report dettagliati di ciascuna analisi eseguita.

Nella seguente tabella si riassumo le analisi svolte, indicando la tratta di galleria di riferimento con la relativa orientazione ed inclinazione, la sezione tipo di scavo verificata e la stazione geomeccanica di riferimento con le relative giaciture rilevate.

ANALISI	SEZ. TIPO	Pk	Orient. Gall.	Staz. geo.	ST		K1		K2		K3	
					Direz.	Immers.	Direz.	Immers.	Direz.	Immers.	Direz.	Immers.
1a	Ab	6+100 – 6+400	356/0.14	CZ-SW	268	19	336	71	057	76	132	79
1b	Ab	6+100 – 6+400	356/0.14	CZ-2bis	270	42	098	42	191	72		
3	Ab	Camera di lancio	356/0.14	SE-2	226	35	238	79	059	64	133	68

Tabella 14 -Sintesi delle analisi svolte per il tratto di galleria scavata in tradizionale.

Nella figura seguente si riporta un esempio di verifica dei tetraedri instabili condotta con il software Unwedge.

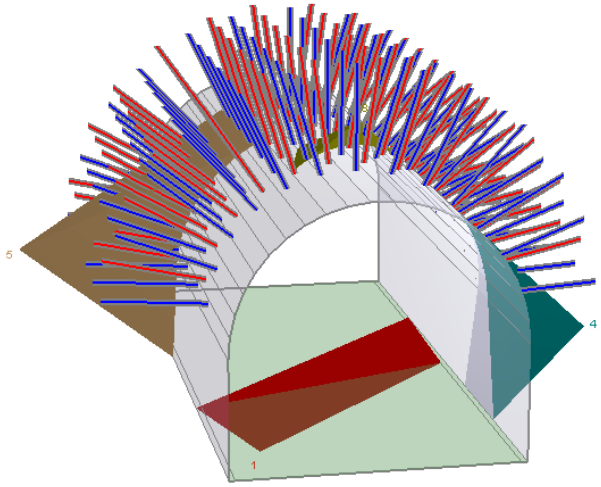


Figura 12-1 – esempio della verifica tridimensionale di stabilità dei tetraedri instabili..

12.2 Procedura di verifica

Le verifiche sono state condotte in conformità alle NTC 2008, in particolare, considerando Il problema come fronti di scavo, è stato impiegato l'approccio 1, combinazione A2+M2+R2 con i coefficienti parziali così definiti:

- A2 (azioni) = 1.0
- M2 (parametri geotecnici):
  - tanΦ' = 1.25
  - c' = 1.25
  - Cu = 1.4
  - γ = 1.0
- R2 (resistenze) = 1.1.

Si evidenzia che l'assunzione di un fattore di sicurezza R2 pari a 1.10, di lungo termine, risulta conservativo per la condizione di verifica, di breve durata, che prevede i soli bulloni metallici e spritz beton armato. Inoltre nel programma di calcolo (Unwedge) non sono state fattorizzate le resistenze con il coefficiente 1.1, ma è stato definito come target il coefficiente di sicurezza pari a 1.1.

Per gli ancoraggi in acciaio si considera inoltre γ_s = 1.15.

12.3 Analisi geostrutturali

Sono stati analizzati preliminarmente tutti i dati geostrutturali disponibili, derivanti dai numerosi rilievi geomeccanici eseguiti nelle diverse fasi progettuali del presente Progetto e del vicino scolmatore del Fereggiano. In particolare:

- Progetto Definitivo dello Scolmatore del Bisagno
- Progetto Esecutivo del Fereggiano
- Rilievi del fronte di scavo dello scolmatore del Fereggiano al momento in corso d'opera.

Sono state analizzate e processate un totale di 2459 giaciture, suddivise tra superfici di stratificazione e di fratture. Negli elaborati specifici sono stati riportati in planimetria tutti rilievi geomeccanici analizzati con le relative proiezioni stereografiche.

Nella figura seguente si riporta la proiezione stereografica di tutte le giaciture analizzate, dove sono state differenziate con il triangolo blu quelle relative alla stratificazione.

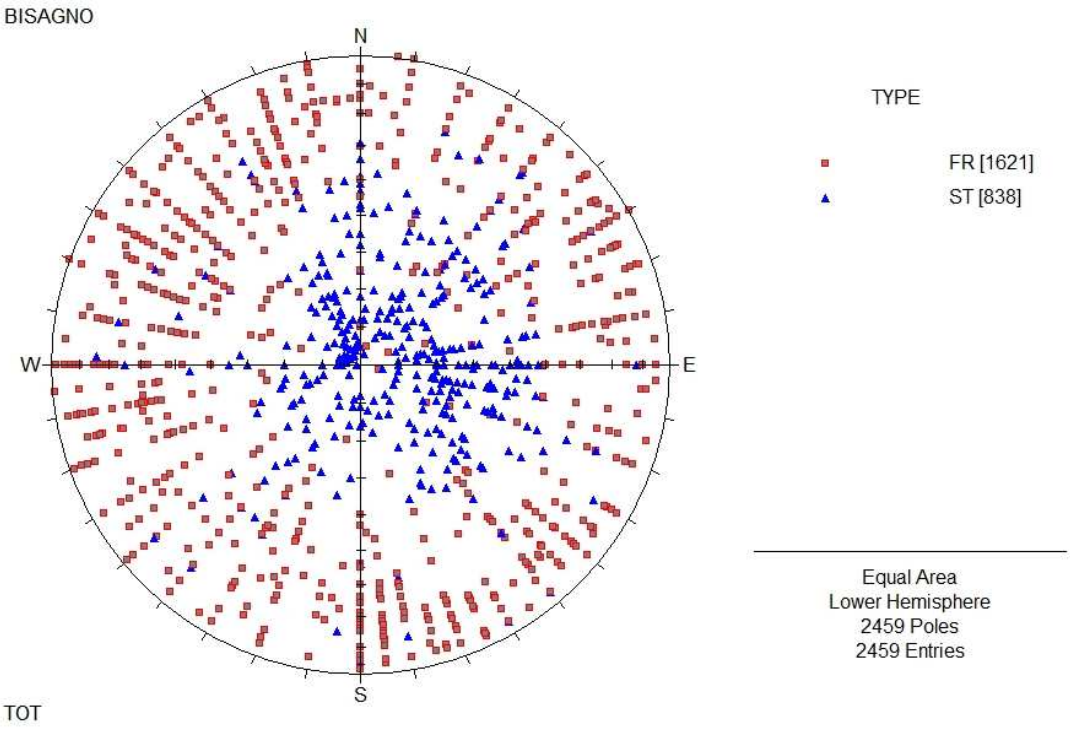


Figura 12-2 – proiezione stereografica di tutti i dati geostrutturali disponibili.

Appare subito evidente la notevole dispersione dei dati, soprattutto quelli relativi alla stratificazione, che testimonia l'elevato grado di tettonizzazione dell'area, con notevoli cambiamenti dell'assetto giaciturale. Tuttavia tale situazione era prevedibile considerando l'estensione dell'area analizzata, ed il complesso contesto geologico geostrutturale in cui l'area risulta inserita.

Pertanto, considerando tale elevata variabilità delle giaciture, per le analisi di stabilità sono stati impiegati i dati derivanti dai singoli rilievi scegliendo quelli più vicini e rappresentativi per il tratto di galleria analizzato. inoltre, per tenere conto di tale variabilità strutturale presente nell'area, per alcune analisi, sono state svolte due verifiche utilizzando due diversi set strutturali di imput derivanti da due differenti stazioni geomeccaniche limitrofe. Nella Tabella 14 sono riportate per ciascuna analisi le stazioni geomeccaniche utilizzate e le relative giaciture dei piani rilevati.

12.3.1 Parametri delle discontinuità

Nei rilievi geostrutturali sono stati quasi sempre rilevati anche l'indice di scabrezza (JRC) e la resistenza a compressione mediante l'impiego del martello di Schmidt (JCS). In assenza di prove di taglio diretto lungo i giunti, per definire l'angolo di resistenza la taglio lungo le discontinuità è stato utilizzato il criterio empirico di Barton-Bandis, la cui equazione è riportata di seguito:

$$\tau = \sigma_n \tan\left[\phi_b + JRC \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)\right]$$

Dove σ_n rappresenta la pressione verticale, Φ_b l'angolo d'attrito di base della roccia, ossia l'angolo di resistenza misurato su superfici perfettamente levigate, JRC il coefficiente di scabrezza e JCS la resistenza a compressione lungo il giunto.

L'angolo d'attrito è stato quindi determinato utilizzando i seguenti valori:

- σ_n = 0.081 MPa (corrispondente a 3 m di roccia con γ pari a 27 KN/m^3)
- Φ_b = 33° (corrispondente al minimo angolo d'attrito di base dei calcari – da letteratura)
- JRC = 5 (corrispondente al minimo rilevato dalle stazioni geomeccaniche – scelta cautelativa)
- JCS = 32 MPa (corrispondente al minimo rilevato dalle stazioni geomeccaniche – scelta cautelativa)

L'angolo così calcolato risulta pari a 45.98°. Infine è stato applicato il coefficiente di sicurezza previsto per le verifiche di stabilità ottenendo quindi il valore pari a **39.62°**

12.4 Supporti

Le analisi hanno verificato i supporti previsti quale rivestimento di prima fase per la sezione tipo di scavo Ab (vedi figura seguente), in particolare:

- N.12/13 totali in barre Ø 24 mm ad aderenza migliorata lunghezza >= 4.50m passo = 1.50m trasv. e long. – acciaio B 450C – Øperforazione ≥ 51 mm
- 20.00 cm di spritz-beton fibrorinforzato (10.00 cm di protezione + 10.00 cm di completamento), C 28/35

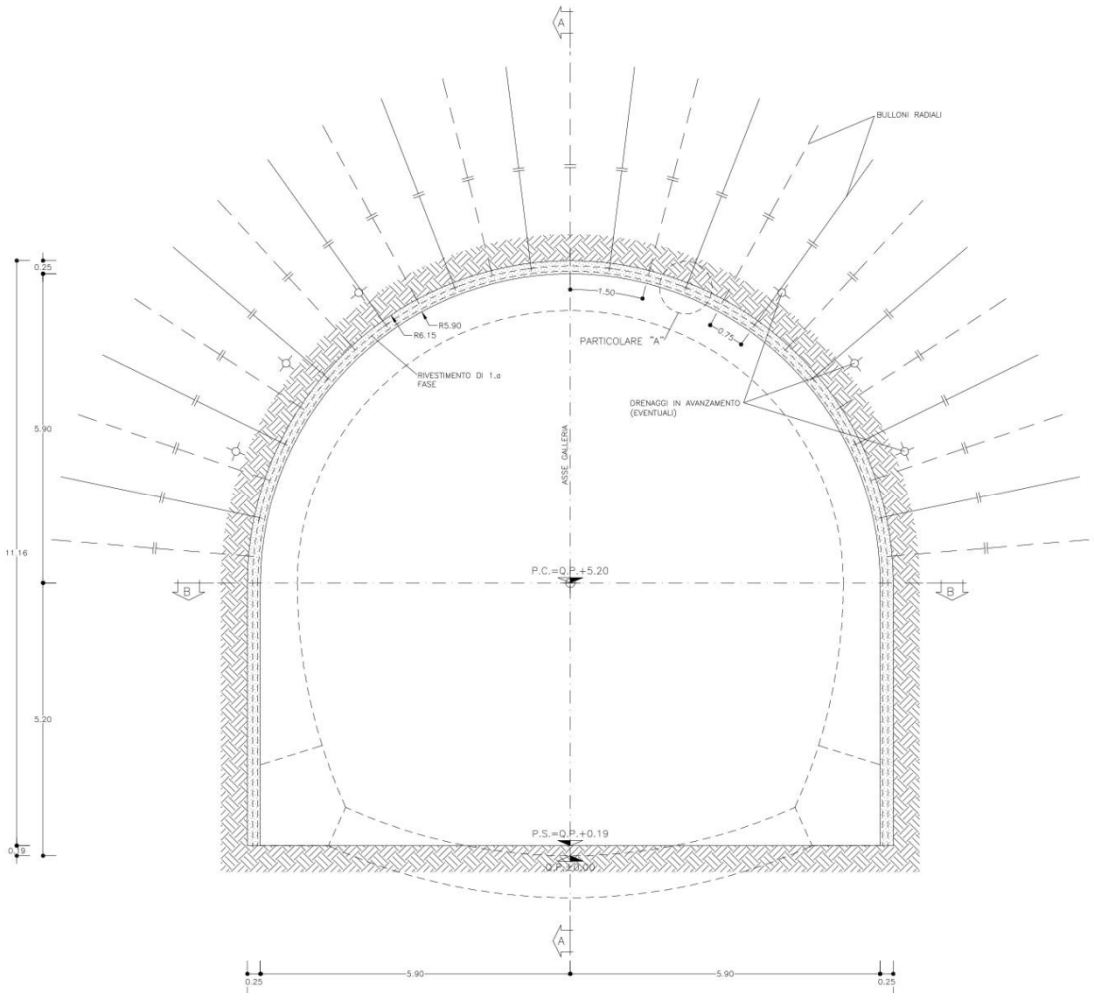


Figura 12-3 – sezione tipo di scavo Ab.

12.4.1 Bulloni

Considerando il diametro del chiodo e la tipologia di acciaio impiegata la resistenza allo snervamento risulta:

Fyk= 203,472 / 1.15 = **176,93**

Considerando il diametro minimo della perforazione 51 mm, ed una resistenza di aderenza pari a 0.60 MPa (scelta cautelativa), la resistenza allo sfilamento risulta pari a:

F/L = 96,13 KN/m

È stata considerata anche la presenza della piastra prevista in progetto, che offre una resistenza pari a

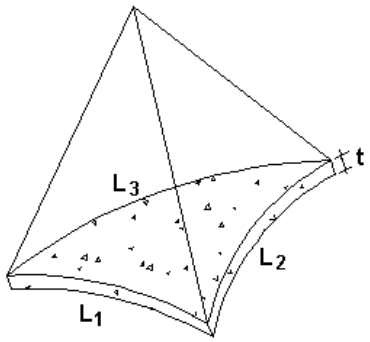
$F_{piastra}$= 170KN / 1.15 = **147,83 KN**.

12.4.2 Spritz Beton

È previsto anche l'impiego di uno strato di spritz beton armato con fibre metallica di spessore complessivo pari a 20.00 cm, costituito da un rimo strato di 10.00 cm di spritz di protezione da applicare immediatamente dopo il disgaggio sulle pareti fresche di scavo (fronte e contorno), più uno strato di 10.00 cm di completamento da applicare dopo l'installazione dei chiodi sul contorno della galleria. Lo spritz sarà caratterizzato da una resistenza pari a C28/35, ed un contenuto di fibre metalliche non inferiore a 30 Kg/m^3. Non è stato invece considerato lo strato di regolarizzazione pari a 5 cm.

Nelle verifiche di stabilità il contributo dello spritz beton viene considerato come resistenza al taglio diretto prodotto dal perimetro della faccia esposta del cuneo instabile per lo spessore dello strato di spritz applicato:

$$Fspritz = (L1+L2+L3) \cdot t \cdot \tau$$



Per valutare la resistenza al taglio dello spritz beton, in assenza di prove dirette di laboratorio, vi sono disponibili numerose correlazioni empiriche, tra le quali la più diffusa è:

$$\tau = 0.2 \cdot \sqrt{Rck} = 1.18 MPa$$

Nelle verifiche di stabilità è stato considerato cautelativamente uno **spessore di 5.00 cm sul contorno**, pari ad un quarto dello spessore previsto in progetto, per tenere conto di eventuali imperfezioni nell'applicazione dello spritz, ed una **τ pari a 1.00 MPa.**

Sui fronti di scavo, per la verifica dei cunei instabili, è stato considerato uno spessore pari a metà di quello previsto, **pari a 5.00 cm.**

12.5 Analisi

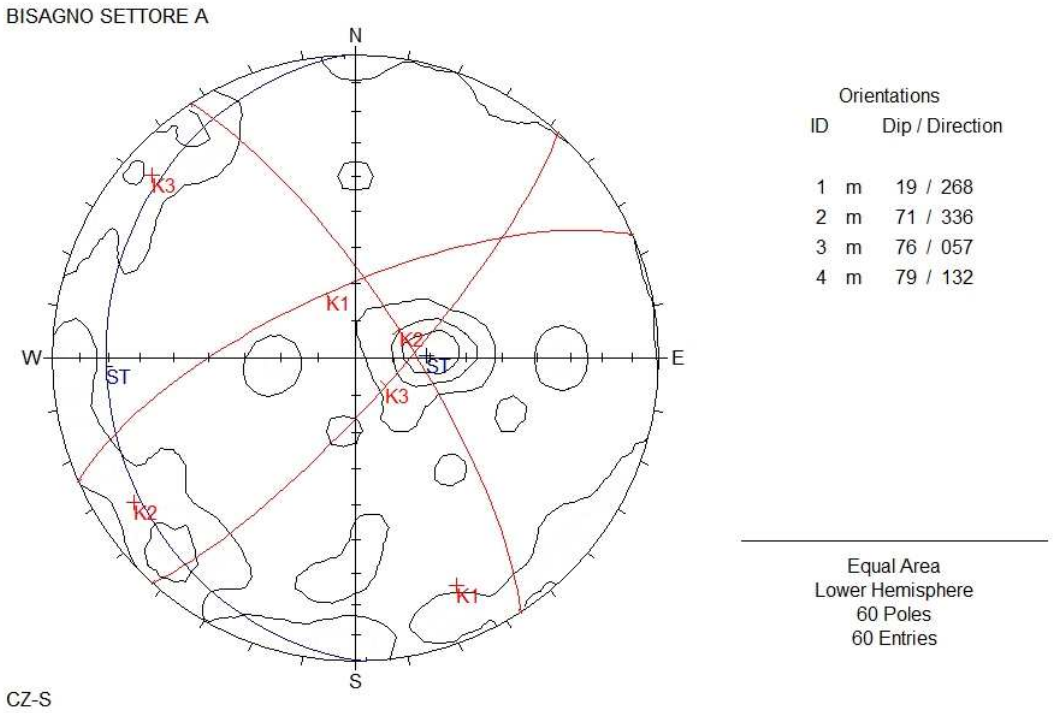
Si riportano di seguito i dettagli ed i risultati delle analisi svolte per la tratta di galleria scavata in tradizionale con la sezione tipo di scavo Ab, già sintetizzate nella premessa.

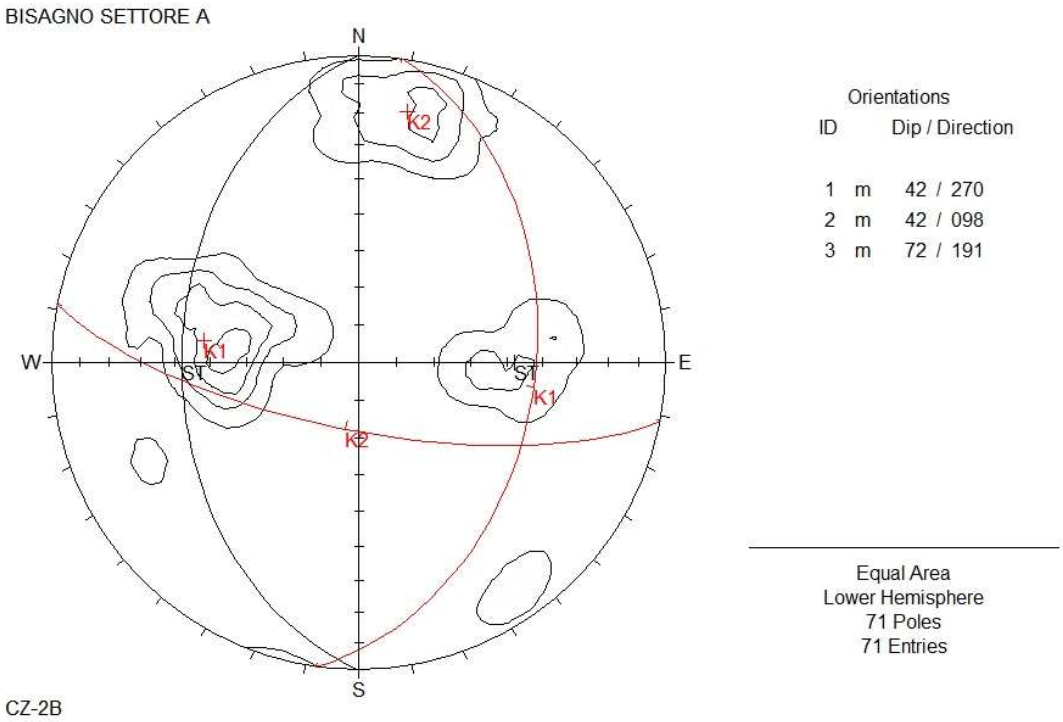
12.5.1 Analisi 1

L'analisi 1 è stata condotta lungo la galleria principale nel settore a Nord della camera d'innesto con la finestra laterale. Nella tabella seguente si sintetizzano i dati geometrici di imput.

ANALISI	SEZ. TIPO	Pk	Orient. Gall.	Staz. geo.	ST		K1		K2		K3	
					Direz.	Immers.	Direz.	Immers.	Direz.	Immers.	Direz.	Immers.
1a	Ab	6+100 – 6+400	356/0.14	CZ-SW	268	19	336	71	057	76	132	79
1b	Ab	6+100 – 6+400	356/0.14	CZ-2bis	270	42	098	42	191	72		

Per tenere conto della variabilità dell'assetto giaciturale delle discontinuità, per questa tratta sono state svolte due analisi, 1a e 1b, prendendo in considerazione rispettivamente i rilievi geomeccanici CZ-SW e CZ-2bis, i cui dati strutturali son riportati nelle seguenti proiezioni stereografiche:





Nella seguente tabella si riporta la sintesi dei risultati ottenuti, per i cui dettagli si rimanda agli output di calcolo riportati in allegato.

	ANALISI 1a							
	Wedge	Factor of Safety	Wedge Volume	Wedge Weight	Resisting Force	Driving Force	Apex Height	NOTE
1 - 2 - 3	Lower Right wedge [2]	280,545	0.206 m3	0.005 MN	0.7196 MN	0.0026 MN	0.33 m	
	Floor wedge [3]	stable	211.678 m3	5.609 MN	0.0000 MN	0.0000 MN	4.11 m	
	Roof wedge [6]	3,159	54.564 m3	1.446 MN	4.5452 MN	1.4389 MN	3.95 m	
	Upper Left wedge [7]	10,313	11.718 m3	0.311 MN	3.4830 MN	0.3377 MN	1.77 m	
	Near End wedge [9]	3,484	24.108 m3	0.639 MN	2.2018 MN	0.6320 MN	2.28 m	
	Far End wedge [10]	11,783	30.719 m3	0.814 MN	3.2012 MN	0.2717 MN	2.47 m	
1 - 2 - 4	Floor wedge [1]	stable	45.159 m3	1.197 MN	0.0000 MN	0.0000 MN	3.03 m	
	Lower Right wedge [4]	6,976	36.965 m3	0.980 MN	2.2072 MN	0.3164 MN	5.95 m	
	Upper Left wedge [5]	5,446	89.247 m3	2.365 MN	8.0758 MN	1.4830 MN	7.45 m	
	Roof wedge [8]	29,741	1.304 m3	0.035 MN	1.2591 MN	0.0423 MN	1.01 m	
	Near End wedge [9]	6,284	34.818 m3	0.923 MN	3.6971 MN	0.5883 MN	3.29 m	
	Far End wedge [10]	9,181	44.060 m3	1.168 MN	3.5163 MN	0.3830 MN	3.56 m	
1 - 3 - 4	Floor wedge [1]	stable	242.561 m3	6.428 MN	0.0000 MN	0.0000 MN	3.75 m	
	Lower Right wedge [4]	13,978	6.705 m3	0.178 MN	0.8485 MN	0.0607 MN	1.50 m	
	Upper Left wedge [5]	4,133	56.100 m3	1.487 MN	6.1000 MN	1.4760 MN	3.07 m	
	Roof wedge [8]	3,796	35.440 m3	0.939 MN	3.6957 MN	0.9736 MN	2.76 m	
	Near End wedge [9]	468,487	0.011 m3	0.000 MN	0.2983 MN	0.0006 MN	0.06 m	
	Far End wedge [10]	5267,795	0.011 m3	0.000 MN	0.7683 MN	0.0001 MN	0.06 m	
2 - 3 - 4	Floor wedge [3]	stable	160.006 m3	4.240 MN	0.0000 MN	0.0000 MN	12.81 m	
	Upper Right wedge [4]	955,234	0.001 m3	0.000 MN	0.0457 MN	0.0000 MN	0.04 m	
	Upper Left wedge [6]	1,143	93.200 m3	2.470 MN	2.7626 MN	2.4163 MN	11.17 m	
	Upper Right wedge [8]	94,025	0.026 m3	0.001 MN	0.0867 MN	0.0009 MN	0.24 m	
	Near End wedge [9]	607,14	0.011 m3	0.000 MN	0.5956 MN	0.0010 MN	0.06 m	
	Far End wedge [10]	stable	0.011 m3	0.000 MN	0.0000 MN	0.0000 MN	0.06 m	

	ANALISI 1b							
		Factor of Safety	Wedge Volume	Wedge Weight	Resisting Force	Driving Force	Apex Height	NOTE
2 -	Floor wedge [2]	stable	327.061 m3	8.667 MN	0.0000 MN	0.0000 MN	3.91 m	

	Lower Right wedge [3]	2,328	147.750 m3	3.915 MN	6.1951 MN	2.6616 MN	4.00 m	
	Lower Left wedge [6]	3,151	166.275 m3	4.406 MN	9.4717 MN	3.0061 MN	4.09 m	
	Roof wedge [7]	8,44	12.926 m3	0.343 MN	2.9219 MN	0.3462 MN	1.36 m	
	Upper Left wedge [8]	342,715	0.020 m3	0.001 MN	0.3881 MN	0.0011 MN	0.07 m	
	Near End wedge [9]	stable	0.558 m3	0.015 MN	0.0000 MN	0.0000 MN	0.32 m	

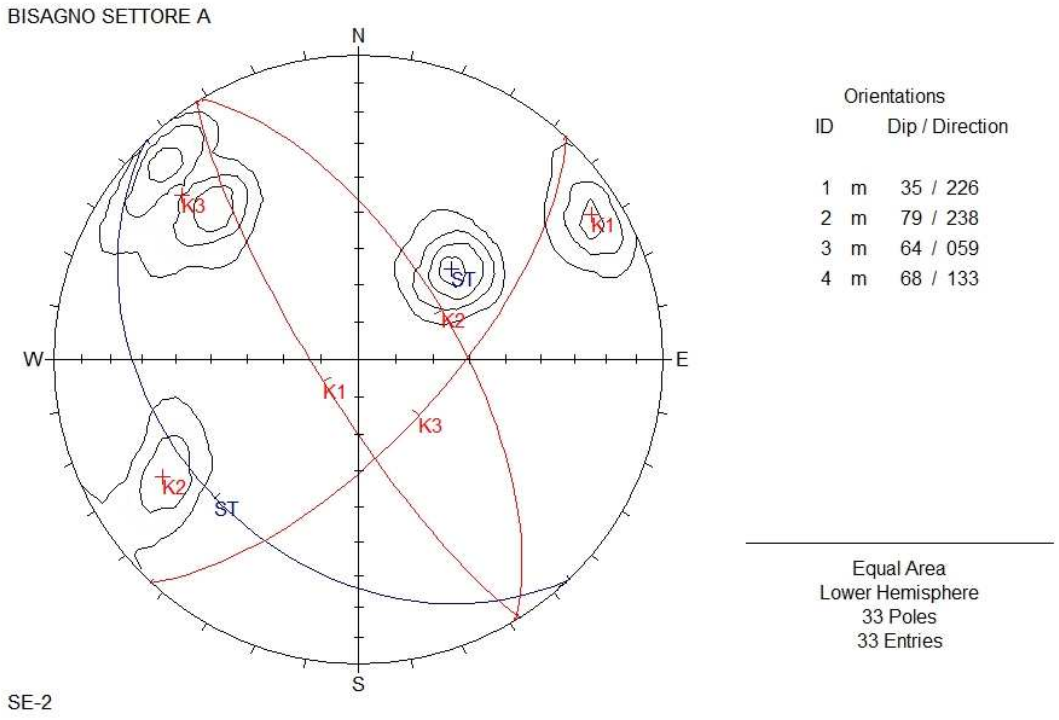
Dalle tabelle appare evidente che tutti i cunei individuati sono caratterizzati da un fattore di sicurezza > 1.1

12.5.2 Analisi 3

L'analisi 3 è stata condotta lungo la galleria principale nel settore a Sud della camera d'innesto con la finestra laterale in corrispondenza della camera di lancio della TBM. Nella tabella seguente si sintetizzano i dati geometrici di imput.

ANALISI	SEZ. TIPO	Pk	Orient. Gall.	Staz. geo.	ST		K1		K2		K3	
					Direz.	Immers.	Direz.	Immers.	Direz.	Immers.	Direz.	Immers.
3	Ab	Camera di lancio	356/0.14	SE-2	226	35	238	79	059	64	133	68

In questo caso essendoci un solo rilievo geomeccanici ritenuto significativo, è stata condotta una sola analisi. Nella figura seguente si riporta il diagramma stereografico del rilievo geomeccanico considerato.



Nella seguente tabella si riporta la sintesi dei risultati ottenuti, per i cui dettagli si rimanda agli output di calcolo riportati in allegato.

	ANALISI 3							
		Factor of Safety	Wedge Volume	Wedge Weight	Resisting Force	Driving Force	Apex Height	NOTE
1 - 2 - 3	Upper Left wedge [4]	10,91	659.002 m3	17.464 MN	31.6068 MN	2.8971 MN	36.23 m	
	Lower Right wedge [5]	stable	417.738 m3	11.070 MN	0.0000 MN	0.0000 MN	30.61 m	
	Roof wedge [6]	3096,514	0.000 m3	0.000 MN	0.0985 MN	0.0000 MN	0.03 m	
	Roof wedge [8]	2403,594	0.001 m3	0.000 MN	0.0930 MN	0.0000 MN	0.04 m	
	Near End wedge [9]	stable	746.912 m3	19.793 MN	0.0000 MN	0.0000 MN	69.97 m	
	Far End wedge [10]	10,623	762.483 m3	20.206 MN	35.5673 MN	3.3482 MN	70.45 m	
1 - 2 - 4	Lower Right wedge [2]	116,99	0.123 m3	0.003 MN	0.2892 MN	0.0025 MN	0.23 m	
	Floor wedge [4]	stable	47.974 m3	1.271 MN	0.0000 MN	0.0000 MN	3.64 m	
	Roof wedge [5]	10,338	3.252 m3	0.086 MN	0.8376 MN	0.0810 MN	1.51 m	
	Upper Right wedge [6]	23,643	1.979 m3	0.052 MN	1.3019 MN	0.0551 MN	1.19 m	
	Upper Left wedge [7]	28,363	0.647 m3	0.017 MN	0.5269 MN	0.0186 MN	0.56 m	
	Near End wedge [9]	stable	69.566 m3	1.843 MN	0.0000 MN	0.0000 MN	6.20 m	
1 - 3 - 4	Floor wedge [2]	stable	35.484 m3	0.940 MN	0.0000 MN	0.0000 MN	2.47 m	
	Lower Right wedge [4]	4,298	12.980 m3	0.344 MN	0.8777 MN	0.2042 MN	2.16 m	
	Lower Left wedge [5]	3,016	16.486 m3	0.437 MN	1.1860 MN	0.3932 MN	2.33 m	
	Roof wedge [7]	13,072	2.403 m3	0.064 MN	0.8266 MN	0.0632 MN	1.16 m	
	Upper Right wedge [8]	25,411	0.512 m3	0.014 MN	0.3948 MN	0.0155 MN	0.57 m	
	Near End wedge [9]	stable	0.247 m3	0.007 MN	0.0000 MN	0.0000 MN	0.29 m	
2 - 3 - 4	Lower Right wedge [2]	268,091	1.822 m3	0.048 MN	0.3086 MN	0.0012 MN	0.80 m	
	Upper Right wedge [4]	229,798	0.025 m3	0.001 MN	0.2187 MN	0.0010 MN	0.17 m	
	Upper Left wedge [7]	4,153	16.214 m3	0.430 MN	1.7019 MN	0.4098 MN	3.24 m	
	Upper Right wedge [8]	19,587	0.853 m3	0.023 MN	0.4858 MN	0.0248 MN	0.86 m	
	Near End wedge [9]	stable	0.237 m3	0.006 MN	0.0000 MN	0.0000 MN	0.29 m	
	Far End wedge [10]	72,218	0.237 m3	0.006 MN	0.5275 MN	0.0073 MN	0.29 m	

Dalle tabelle appare evidente che tutti i cunei individuati sono caratterizzati da un fattore di sicurezza > 1.1

12.6 Conclusioni

Nei paragrafi precedenti sono state riportate le analisi di stabilità dei tetraedri instabili condotti per la tratta di galleria scavata in tradizionale con la sezione tipo di scavo Ab. Le verifiche sono state condotte in conformità alle NTC 2008, in particolare, con l'approccio 1, combinazione A2+M2+R2.

Non è stato rilevato alcun cuneo instabile, ossia con fattore di sicurezza minore di 1.1

13 ALLEGATI

- **Allegato 1** – Analisi di calcolo agli elementi finiti – Sezione 1 – Allegati numerici
- **Allegato 2** – Analisi di calcolo agli elementi finiti – Sezione 2 – Allegati numerici
- **Allegato 3** – Analisi di calcolo agli elementi finiti – Sezione 3 – Allegati numerici
- **Allegato4** – Analisi dei tetraedri instabili – Allegati numerici

Phase2 Analysis Information

Project3

Project Summary

- File Name: Via Adamoli_Pl strain_calcolo_v2_profiloline_murette_int
- Last saved with Phase2 version: 8.02
- Project Title: Project3

General Settings

- Number of Stages: 22
- Analysis Type: Plane Strain
- Solver Type: Gaussian Elimination
- Units: Metric, stress as kPa

Analysis Options

- Maximum Number of Iterations: 500
- Tolerance: 0.003
- Number of Load Steps: Automatic
- Convergence Type: Absolute Energy
- Tensile Failure: Reduces Shear Strength
- Joint tension reduces joint stiffness by a factor of 0.01

Groundwater Analysis

- Method: Piezometric Lines
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
- Probability: None

Field Stress

- Field stress: gravity
- Using actual ground surface
- Effective stress ratio (horizontal/vertical in-plane): 0.4
- Effective stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane): 0.4
- Locked-in horizontal stress (in-plane): 0
- Locked-in horizontal stress (out-of-plane): 0

Seismic Loading

- Horizontal seismic load coefficient: 0.132 (positive to the right)
- Vertical seismic load coefficient: -0.066 (positive up)
- Seismic load applied in: falda piu sisma
- Seismic Stage Factors:
- Inizializzazione: 0
- p=1 +reset: 0
- (intermedio): 0
- Fronte: 0
- 1: 0
- Spritz+Centine: 0
- 3sfondo: 0
- 4sfondo: 0
- 5sfondo: 0
- 6sfondo: 0
- 7sfondo: 0
- 8sfondo: 0
- 10 sfondo: 0
- 13: 0
- 15: 0
- 18: 0
- 19: 0
- 20sfondo, murette: 0
- 30: 0
- rive def: 0
- falda: 0
- falda piu sisma: 1

Mesh

- Mesh type: graded
- Element type: 6 noded triangles
- Number of elements on Inizializzazione: 4506
- Number of nodes on Inizializzazione: 9081
- Number of elements on p=1 +reset: 2616
- Number of nodes on p=1 +reset: 5444
- Number of elements on (intermedio): 2616
- Number of nodes on (intermedio): 5444
- Number of elements on Fronte: 2616
- Number of nodes on Fronte: 5444
- Number of elements on 1: 2616
- Number of nodes on 1: 5444
- Number of elements on Spritz+Centine: 2616
- Number of nodes on Spritz+Centine: 5444
- Number of elements on 3sfondo: 2616
- Number of nodes on 3sfondo: 5444
- Number of elements on 4sfondo: 2616
- Number of nodes on 4sfondo: 5444
- Number of elements on 5sfondo: 2616
- Number of nodes on 5sfondo: 5444
- Number of elements on 6sfondo: 2616
- Number of nodes on 6sfondo: 5444

- Number of elements on 7sfondo: 2616
- Number of nodes on 7sfondo: 5444
- Number of elements on 8sfondo: 2616
- Number of nodes on 8sfondo: 5444
- Number of elements on 10 sfondo: 2616
- Number of nodes on 10 sfondo: 5444
- Number of elements on 13: 2616
- Number of nodes on 13: 5444
- Number of elements on 15: 2616
- Number of nodes on 15: 5444
- Number of elements on 18: 2616
- Number of nodes on 18: 5444
- Number of elements on 19: 2616
- Number of nodes on 19: 5444
- Number of elements on 20sfondo, murette: 3143
- Number of nodes on 20sfondo, murette: 6505
- Number of elements on 30: 3143
- Number of nodes on 30: 6505
- Number of elements on rive def: 3689
- Number of nodes on rive def: 7537
- Number of elements on falda: 3689
- Number of nodes on falda: 7537
- Number of elements on falda piu sisma: 3689
- Number of nodes on falda piu sisma: 7537

Mesh Quality

- All elements are of good quality

Poor quality elements defined as:

- Side length ratio (maximum / minimum) > 30.00
- Minimum interior angle < 2.0 degrees
- Maximum interior angle > 175.0 degrees

Reset Displacements

- Displacements reset after: p=1 +reset

Excavation Areas

Original Un-deformed Areas

- Excavation Area: 137.815 m2
- Excavation Perimeter: 43.707 m
- External Boundary Area: 6833.272 m2
- External Boundary Perimeter: 358.878 m

Inizializzazione

- Excavation Area: 137.811 m2 (-0.00435763 m2 change from original area)
- Excavation Perimeter: 43.706 m (-0.00068459 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 6833.294 m2 (0.022351 m2 change from original area)
- External Boundary Perimeter: 358.880 m (0.00211526 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: -0.0162181 %

p=1 +reset

- Values not available until this stage is viewed in a window

(intermedio)

- Values not available until this stage is viewed in a window

Fronte

- Values not available until this stage is viewed in a window

1

- Values not available until this stage is viewed in a window

Spritz+Centine

- Values not available until this stage is viewed in a window

3sfondo

- Values not available until this stage is viewed in a window

4sfondo

- Values not available until this stage is viewed in a window

5sfondo

- Values not available until this stage is viewed in a window

6sfondo

- Values not available until this stage is viewed in a window

7sfondo

- Values not available until this stage is viewed in a window

8sfondo

- Values not available until this stage is viewed in a window

10 sfondo

- Values not available until this stage is viewed in a window

13

- Values not available until this stage is viewed in a window

15

- Values not available until this stage is viewed in a window

18

- Values not available until this stage is viewed in a window

19

- Values not available until this stage is viewed in a window

20sfondo, murette

- Values not available until this stage is viewed in a window

30

- Values not available until this stage is viewed in a window

rive def

- Values not available until this stage is viewed in a window

falda

- Values not available until this stage is viewed in a window

falda piu sisma

- Values not available until this stage is viewed in a window

Material Properties

Material: riporto

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	18 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	15000 kPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	30 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	26 degrees
Residual Cohesion	0 kPa
Datum Dependent Modulus	Yes
Modulus at Datum	15000 kPa
Datum	48.83 m
Change	2461 kPa/m
Cutoff	40000 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: coltre

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	18 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	50000 kPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb

Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	35 degrees
Peak cohesion	10 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	31 degrees
Residual Cohesion	0 kPa
Datum Dependent Modulus	Yes
Modulus at Datum	50000 kPa
Datum	38.67 m
Change	9772 kPa/m
Cutoff	80000 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: cappellaccio

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	26 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	200000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	40 degrees
Peak cohesion	80 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	40 degrees
Residual Cohesion	80 kPa
Datum Dependent Modulus	Yes
Modulus at Datum	200000 kPa
Datum	35.6 m
Change	85653 kPa/m
Cutoff	400000 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: fma

Color	

Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	26 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	1e+006 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	45 degrees
Peak cohesion	200 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	45 degrees
Residual Cohesion	200 kPa
Datum Dependent Modulus	Yes
Modulus at Datum	1e+006 kPa
Datum	33.265 m
Change	6012 kPa/m
Cutoff	1.2e+006 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: jet grouting1(in riporto)

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	22 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	500000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	30 degrees
Peak cohesion	500 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	26 degrees
Residual Cohesion	350 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: jet grouting2(in coltre)

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	22 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	500000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	35 degrees
Peak cohesion	500 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	31 degrees
Residual Cohesion	350 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: jet grouting3(in cappell)

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	26 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	500000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	40 degrees
Peak cohesion	500 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	40 degrees
Residual Cohesion	350 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: jet grouting4(in fma)

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	26 kN/m3

Elastic type	isotropic
Young's modulus	1.5e+006 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	45 degrees
Peak cohesion	500 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	45 degrees
Residual Cohesion	350 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: cls def

Color	
Initial element loading	body force only
Unit weight	25 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	3.3643e+007 kPa
Poisson's ratio	0.2
Failure criterion	Hoek-Brown
Material type	Elastic
Compressive strength	40000 kPa
mb parameter	21
s parameter	1
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: fma2

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	26 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	3e+006 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	45 degrees
Peak cohesion	200 kPa

Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	45 degrees
Residual Cohesion	200 kPa
Datum Dependent Modulus	Yes
Modulus at Datum	3e+006 kPa
Datum	33.265 m
Change	6012 kPa/m
Cutoff	1.2e+006 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: fma_poco rigido

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	26 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	30 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	45 degrees
Peak cohesion	200 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	45 degrees
Residual Cohesion	200 kPa
Datum Dependent Modulus	Yes
Modulus at Datum	30 kPa
Datum	33.265 m
Change	6012 kPa/m
Cutoff	1.2e+006 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Liner Properties

Liner: spritz+centine

Color	

Liner Type	Reinforced Concrete
Equivalent Young's modulus	3.92596e+007 kPa
Equivalent thickness	0.254276 m
Poisson ratio	0

Reinforcement Properties

Type	I-beam(IPN Europe): IPN 200
Spacing	1 m
Section Depth	0.2 m
Area	0.00668 m2
Moment of inertia	4.28e-005 m4
Young's modulus	2.1e+008 kPa
Poisson ratio	0.25
Compressive strength	275000 kPa
Tensile strength	275000 kPa

Concrete Properties

Thickness	0.25 m
Young's modulus	3.2588e+007 kPa
Poisson ratio	0.2
Compressive strength	35000 kPa
Tensile strength	2330 kPa

Properties changed in Inizializzazione

- Thickness: 0 m (factor = 0)
- Young's modulus: 0 kPa (factor = 0)
- Compressive strength: 0 kPa (factor = 0)
- Tensile strength: 0 kPa (factor = 0)

Properties changed in Spritz+Centine

- Thickness: 0.25 m (factor = 1)

Properties changed in 3sfondo

- Young's modulus: 1.11777e+007 kPa (factor = 0.343)
- Compressive strength: 14835.9 kPa (factor = 0.423882)
- Tensile strength: 1560.84 kPa (factor = 0.669887)

Properties changed in 4sfondo

- Young's modulus: 1.85198e+007 kPa (factor = 0.5683)

- Compressive strength: 20227 kPa (factor = 0.577913)
- Tensile strength: 1782.36 kPa (factor = 0.764962)

Properties changed in 5sfondo

- Young's modulus: 2.33428e+007 kPa (factor = 0.7163)
- Compressive strength: 23204.3 kPa (factor = 0.66298)
- Tensile strength: 1898.93 kPa (factor = 0.814993)

Properties changed in 6sfondo

- Young's modulus: 2.65136e+007 kPa (factor = 0.8136)
- Compressive strength: 25183.7 kPa (factor = 0.719535)
- Tensile strength: 1974.49 kPa (factor = 0.847419)

Properties changed in 7sfondo

- Young's modulus: 2.8596e+007 kPa (factor = 0.8775)
- Compressive strength: 26630.6 kPa (factor = 0.760875)
- Tensile strength: 2028.81 kPa (factor = 0.870733)

Properties changed in 8sfondo

- Young's modulus: 2.99647e+007 kPa (factor = 0.9195)
- Compressive strength: 27751.7 kPa (factor = 0.792907)
- Tensile strength: 2070.4 kPa (factor = 0.888585)

Properties changed in 10 sfondo

- Young's modulus: 3.14572e+007 kPa (factor = 0.9653)
- Compressive strength: 29405.5 kPa (factor = 0.840158)
- Tensile strength: 2131.01 kPa (factor = 0.914597)

Properties changed in 13

- Young's modulus: 3.22654e+007 kPa (factor = 0.9901)
- Compressive strength: 31070.5 kPa (factor = 0.887728)
- Tensile strength: 2191.17 kPa (factor = 0.940417)

Properties changed in 15

- Young's modulus: 3.24479e+007 kPa (factor = 0.9957)
- Compressive strength: 31875.2 kPa (factor = 0.91072)
- Tensile strength: 2219.95 kPa (factor = 0.95277)

Properties changed in 18

- Young's modulus: 3.25489e+007 kPa (factor = 0.9988)

- Compressive strength: 32811.3 kPa (factor = 0.937466)
- Tensile strength: 2253.2 kPa (factor = 0.967039)

Properties changed in 19

- Young's modulus: 3.25622e+007 kPa (factor = 0.999207)
- Compressive strength: 33071.5 kPa (factor = 0.944901)
- Tensile strength: 2262.4 kPa (factor = 0.970987)

Properties changed in 20sfondo, murette

- Young's modulus: 3.2571e+007 kPa (factor = 0.999479)
- Compressive strength: 33311.6 kPa (factor = 0.951759)
- Tensile strength: 2270.87 kPa (factor = 0.974622)

Properties changed in 30

- Young's modulus: 3.25877e+007 kPa (factor = 0.999992)
- Compressive strength: 35000 kPa (factor = 1)
- Tensile strength: 2330 kPa (factor = 1)

Properties changed in rive def

- Young's modulus: 3.2588e+007 kPa (factor = 1)

Liner: rive def

Color	
Liner Type	Reinforced Concrete
Equivalent Young's modulus	35.0448 kPa
Equivalent thickness	0.92 m
Poisson ratio	0

Concrete Properties

Thickness	0.92 m
Young's modulus	33.643 kPa
Poisson ratio	0.2
Compressive strength	40000 kPa
Tensile strength	2510 kPa

Phase2 Analysis Information

Project1

Project Summary

- File Name: maxcoperture_calcolo_v2scarico
- Last saved with Phase2 version: 8.02
- Project Title: Project1

General Settings

- Number of Stages: 14
- Analysis Type: Plane Strain
- Solver Type: Gaussian Elimination
- Units: Metric, stress as kPa

Analysis Options

- Maximum Number of Iterations: 500
- Tolerance: 0.001
- Number of Load Steps: Automatic
- Convergence Type: Absolute Energy
- Tensile Failure: Reduces Shear Strength
- Joint tension reduces joint stiffness by a factor of 0.01

Groundwater Analysis

- Method: Piezometric Lines
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
- Probability: None

Field Stress

- Field stress: gravity
- Using actual ground surface
- Total stress ratio (horizontal/vertical in-plane): 1
- Total stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane): 1
- Locked-in horizontal stress (in-plane): 0
- Locked-in horizontal stress (out-of-plane): 0

Seismic Loading

- Horizontal seismic load coefficient: 0.132 (positive to the right)
- Vertical seismic load coefficient: -0.066 (positive up)
- Seismic load applied in: falda+sisma

Mesh

- Mesh type: graded
- Element type: 6 noded triangles
- Number of elements on Inizializzazione: 5758
- Number of nodes on Inizializzazione: 11599
- Number of elements on p=1 + reset: 3761
- Number of nodes on p=1 + reset: 7783
- Number of elements on Fronte: 3761
- Number of nodes on Fronte: 7783
- Number of elements on 1sfondo: 3761
- Number of nodes on 1sfondo: 7783
- Number of elements on 2sfondo:BULLoni+SPRITZ: 3761
- Number of nodes on 2sfondo:BULLoni+SPRITZ: 7783
- Number of elements on 3sfondo: 3761
- Number of nodes on 3sfondo: 7783
- Number of elements on 4sfondo: 3761
- Number of nodes on 4sfondo: 7783
- Number of elements on 7sfondo: 3761
- Number of nodes on 7sfondo: 7783
- Number of elements on 11sfondo: 3761
- Number of nodes on 11sfondo: 7783
- Number of elements on 30sfondo: 3761
- Number of nodes on 30sfondo: 7783
- Number of elements on scarico: 3761
- Number of nodes on scarico: 7783
- Number of elements on rive def: 4548
- Number of nodes on rive def: 9274
- Number of elements on falda: 4548
- Number of nodes on falda: 9274
- Number of elements on falda+sisma: 4548
- Number of nodes on falda+sisma: 9274

Mesh Quality

- All elements are of good quality

Poor quality elements defined as:

- Side length ratio (maximum / minimum) > 30.00
- Minimum interior angle < 2.0 degrees
- Maximum interior angle > 175.0 degrees

Reset Displacements

- Displacements reset after: p=1 + reset

Areas of Excavated and Filled Elements

---

rive def

- Material: fma, Area Filled: 7.240 m2
- Material: cls32/40, Area Filled: 30.246 m2

Excavation Areas

Original Un-deformed Areas

- Excavation Area: 127.105 m2
- Excavation Perimeter: 41.915 m
- External Boundary Area: 39099.276 m2
- External Boundary Perimeter: 790.993 m

Inizializzazione

- Excavation Area: 127.105 m2 (-1.70674e-006 m2 change from original area)
- Excavation Perimeter: 41.915 m (4.8897e-007 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 39099.928 m2 (0.652174 m2 change from original area)
- External Boundary Perimeter: 791.009 m (0.016479 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: -0.513098 %

p=1 + reset

- Values not available until this stage is viewed in a window

Fronte

- Values not available until this stage is viewed in a window

1sfondo

- Excavation Area: 127.037 m2 (-0.06809 m2 change from original area)
- Excavation Perimeter: 41.907 m (-0.00756784 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 39099.217 m2 (-0.0585952 m2 change from original area)

- External Boundary Perimeter: 790.992 m (-0.00054122 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: 0.0460998 %

2sfondo:BULLoni+SPRITZ

- Excavation Area: 127.024 m2 (-0.0806592 m2 change from original area)
- Excavation Perimeter: 41.906 m (-0.00896417 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 39099.206 m2 (-0.0694158 m2 change from original area)
- External Boundary Perimeter: 790.992 m (-0.00064117 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: 0.0546129 %

3sfondo

- Excavation Area: 127.019 m2 (-0.0861916 m2 change from original area)
- Excavation Perimeter: 41.905 m (-0.00955596 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 39099.202 m2 (-0.0741398 m2 change from original area)
- External Boundary Perimeter: 790.992 m (-0.00068492 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: 0.0583295 %

4sfondo

- Excavation Area: 127.016 m2 (-0.0889739 m2 change from original area)
- Excavation Perimeter: 41.905 m (-0.00984817 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 39099.199 m2 (-0.0765032 m2 change from original area)
- External Boundary Perimeter: 790.992 m (-0.00070685 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: 0.0601889 %

7sfondo

- Excavation Area: 127.013 m2 (-0.0920446 m2 change from original area)
- Excavation Perimeter: 41.905 m (-0.0101637 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 39099.197 m2 (-0.0790947 m2 change from original area)
- External Boundary Perimeter: 790.992 m (-0.00073092 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: 0.0622278 %

11sfondo

- Excavation Area: 127.012 m2 (-0.0929039 m2 change from original area)
- Excavation Perimeter: 41.904 m (-0.0102515 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 39099.196 m2 (-0.0798187 m2 change from original area)
- External Boundary Perimeter: 790.992 m (-0.00073765 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: 0.0627974 %

30sfondo

- Excavation Area: 127.012 m2 (-0.0929491 m2 change from original area)
- Excavation Perimeter: 41.904 m (-0.0102561 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 39099.196 m2 (-0.0798569 m2 change from original area)
- External Boundary Perimeter: 790.992 m (-0.00073801 m change from original perimeter)

- Volume Loss to Excavation: 0.0628274 %

scarico

- Excavation Area: 126.987 m2 (-0.117746 m2 change from original area)
- Excavation Perimeter: 41.902 m (-0.0127119 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 39099.177 m2 (-0.0984534 m2 change from original area)
- External Boundary Perimeter: 790.992 m (-0.00091688 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: 0.0774583 %

rive def

- Excavation Area: 126.985 m2 (-0.120221 m2 change from original area)
- Excavation Perimeter: 41.902 m (-0.0131014 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 39099.171 m2 (-0.104754 m2 change from original area)
- External Boundary Perimeter: 790.992 m (-0.00097063 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: 0.0824151 %

falda

- Excavation Area: 126.964 m2 (-0.140678 m2 change from original area)
- Excavation Perimeter: 41.899 m (-0.0159509 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 39099.165 m2 (-0.110501 m2 change from original area)
- External Boundary Perimeter: 790.992 m (-0.00102626 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: 0.0869367 %

falda+sisma

- Excavation Area: 126.960 m2 (-0.145021 m2 change from original area)
- Excavation Perimeter: 41.898 m (-0.0165847 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 39086.275 m2 (-13.0009 m2 change from original area)
- External Boundary Perimeter: 790.762 m (-0.230651 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: 10.2285 %

Material Properties

Material: coltre

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	25000 kPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb

Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	25 degrees
Peak cohesion	10 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	22 degrees
Residual Cohesion	0 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: cappellaccio

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	25 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	250000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Hoek-Brown
Material type	Plastic
Dilation Parameter	0
Compressive strength	10000 kPa
mb parameter	0.824
s parameter	0.0002
Residual mb parameter	0.412
Residual s parameter	0
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: fma

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	26 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	9.36e+006 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Hoek-Brown
Material type	Plastic
Dilation Parameter	0
Compressive strength	45000 kPa
mb parameter	2.8758
s parameter	0.01174

Residual mb parameter	1.436
Residual s parameter	0
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: cls32/40

Color	
Initial element loading	body force only
Unit weight	25 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	3.3643e+007 kPa
Poisson's ratio	0.2
Failure criterion	Hoek-Brown
Material type	Elastic
Compressive strength	40 kPa
mb parameter	21
s parameter	1
Piezo to use	None
Ru value	0

Liner Properties

Liner: spritz

Color	
Liner Type	Reinforced Concrete
Equivalent Young's modulus	3.39458e+007 kPa
Equivalent thickness	0.2 m
Poisson ratio	0

Concrete Properties

Thickness	0.2 m
Young's modulus	3.2588e+007 kPa
Poisson ratio	0.2
Compressive strength	35000 kPa
Tensile strength	2330 kPa

Properties changed in Inizializzazione

- Thickness: 0 m (factor = 0)
- Young's modulus: 0 kPa (factor = 0)
- Compressive strength: 0 kPa (factor = 0)
- Tensile strength: 0 kPa (factor = 0)

Properties changed in 1sfondo

- Thickness: 0.2 m (factor = 1)

Properties changed in 3sfondo

- Young's modulus: 1.11768e+007 kPa (factor = 0.342973)
- Compressive strength: 14835.9 kPa (factor = 0.423882)
- Tensile strength: 1560.84 kPa (factor = 0.669887)

Properties changed in 4sfondo

- Young's modulus: 1.85205e+007 kPa (factor = 0.568322)
- Compressive strength: 20227 kPa (factor = 0.577913)
- Tensile strength: 1782.36 kPa (factor = 0.764962)

Properties changed in 7sfondo

- Young's modulus: 2.85991e+007 kPa (factor = 0.877595)
- Compressive strength: 26630.6 kPa (factor = 0.760875)
- Tensile strength: 2028.81 kPa (factor = 0.870733)

Properties changed in 11sfondo

- Young's modulus: 3.18461e+007 kPa (factor = 0.977234)
- Compressive strength: 30041.6 kPa (factor = 0.85833)
- Tensile strength: 2154.09 kPa (factor = 0.924503)

Properties changed in 30sfondo

- Young's modulus: 3.2588e+007 kPa (factor = 1)
- Compressive strength: 35000 kPa (factor = 1)
- Tensile strength: 2330 kPa (factor = 1)

Liner: rive def cls32/40

Color	
Liner Type	Reinforced Concrete
Equivalent Young's modulus	35.0448 kPa
Equivalent thickness	0.8 m
Poisson ratio	0

Concrete Properties

Thickness	0.8 m
Young's modulus	33.643 kPa
Poisson ratio	0.2
Compressive strength	40000 kPa
Tensile strength	2660 kPa

Bolt Properties

Bolt name	superswellex pm24
Color	
Bolt Type	Swellex / Split-Set bolt
Tensile Capacity	200 kN
Residual tensile capacity	0 kN
Tributary area	480.42 mm2
Young's modulus of bolt	2.1e+008 kPa
Bond Strength	300 kN/m
Residual Bond Strength	300 kN/m
Shear Stiffness	200000 kN/m
Out-of-plane spacing	1.5 m
Face plates	attached
Pre-tensioning	0 kN
Pre-tensioning force	Constant in install stage
Bolt Model	Plastic
Allow Joints to Shear Bolt	Yes

Phase2 Analysis Information

Project1

Project Summary

- File Name: CsoItalia_calcolo_E250
- Last saved with Phase2 version: 8.02
- Project Title: Project1

General Settings

- Number of Stages: 17
- Analysis Type: Plane Strain
- Solver Type: Gaussian Elimination
- Units: Metric, stress as kPa

Analysis Options

- Maximum Number of Iterations: 500
- Tolerance: 0.001
- Number of Load Steps: Automatic
- Convergence Type: Absolute Energy
- Tensile Failure: Reduces Shear Strength
- Joint tension reduces joint stiffness by a factor of 0.01

Groundwater Analysis

- Method: Piezometric Lines
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
- Probability: None

Field Stress

- Field stress: gravity
- Using actual ground surface
- Total stress ratio (horizontal/vertical in-plane): 0.5
- Total stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane): 0.5
- Locked-in horizontal stress (in-plane): 0
- Locked-in horizontal stress (out-of-plane): 0

Seismic Loading

- Horizontal seismic load coefficient: 0.132 (positive to the right)
- Vertical seismic load coefficient: -0.066 (positive up)
- Seismic load applied in: falda+sisma

Mesh

- Mesh type: graded
- Element type: 6 noded triangles
- Number of elements on Inizializzazione: 5424
- Number of nodes on Inizializzazione: 10943
- Number of elements on p/p0=1 Feregg: 4818
- Number of nodes on p/p0=1 Feregg: 9794
- Number of elements on 40%relax Feregg: 4818
- Number of nodes on 40%relax Feregg: 9794
- Number of elements on Rive def Feregg: 5040
- Number of nodes on Rive def Feregg: 10236
- Number of elements on InizializzazioneConsolidamento: 5040
- Number of nodes on InizializzazioneConsolidamento: 10236
- Number of elements on p/p0=1+reset displ: 3134
- Number of nodes on p/p0=1+reset displ: 6539
- Number of elements on Fronte: 3134
- Number of nodes on Fronte: 6539
- Number of elements on 1sfondo(spritz+centine): 3134
- Number of nodes on 1sfondo(spritz+centine): 6539
- Number of elements on 3sfondo: 3134
- Number of nodes on 3sfondo: 6539
- Number of elements on 6sfondo: 3134
- Number of nodes on 6sfondo: 6539
- Number of elements on 9sfondo: 3134
- Number of nodes on 9sfondo: 6539
- Number of elements on 15sfondo: 3134
- Number of nodes on 15sfondo: 6539
- Number of elements on 21: 3134
- Number of nodes on 21: 6539
- Number of elements on 84sfondo(totalrelax): 3134
- Number of nodes on 84sfondo(totalrelax): 6539
- Number of elements on rivedef: 4153
- Number of nodes on rivedef: 8562
- Number of elements on falda: 4153
- Number of nodes on falda: 8562
- Number of elements on falda+sisma: 4153
- Number of nodes on falda+sisma: 8562

Mesh Quality

- All elements are of good quality

Poor quality elements defined as:

- Side length ratio (maximum / minimum) > 30.00
- Minimum interior angle < 2.0 degrees
- Maximum interior angle > 175.0 degrees

Reset Displacements

- Displacements reset after: p/p0=1 Feregg
- Displacements reset after: p/p0=1+reset displ

Material Properties

Material: riporto

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	40000 kPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	35 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	32 degrees
Residual Cohesion	0 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: fma1_moltoFratt

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	23 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	250000 kPa

Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	40 degrees
Peak cohesion	30 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	40 degrees
Residual Cohesion	30 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: fma2_fratt

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	24 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	1.5e+006 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	54 degrees
Peak cohesion	100 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	54 degrees
Residual Cohesion	100 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: fma3_nonFratt

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	26 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	7.5e+006 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa

Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	58 degrees
Peak cohesion	400 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	58 degrees
Residual Cohesion	400 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: depositiSpiaggia

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	40000 kPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	35 degrees
Peak cohesion	0 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	35 degrees
Residual Cohesion	0 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: cls 35/45

Color	
Initial element loading	body force only
Unit weight	25 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	3.45e+007 kPa
Poisson's ratio	0.2
Failure criterion	Hoek-Brown
Material type	Elastic
Compressive strength	45000 kPa
mb parameter	21
s parameter	1

Piezo to use	None
Ru value	0

Material: cons_riporto

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	250000 kPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	35 degrees
Peak cohesion	250 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	35 degrees
Residual Cohesion	250 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Inizializzazione

- Young's modulus: 40000 kPa (factor = 0.16)
- Peak tensile strength: 0 kPa (factor = 0)
- Residual tensile strength: 0 kPa (factor = 0)
- Peak cohesion: 0 kPa (factor = 0)
- Dilation Angle: 0 degrees (factor = 0)
- Residual Friction Angle: 32 degrees (factor = 0.914286)
- Residual Cohesion: 0 kPa (factor = 0)

Properties changed in InizializzazioneConsolidamento

- Young's modulus: 250000 kPa (factor = 1)
- Peak tensile strength: 0 kPa (factor = 1)
- Residual tensile strength: 0 kPa (factor = 1)
- Peak cohesion: 250 kPa (factor = 1)
- Dilation Angle: 0 degrees (factor = 1)
- Residual Friction Angle: 35 degrees (factor = 1)
- Residual Cohesion: 250 kPa (factor = 1)

Properties changed in rivedef

- Young's modulus: 40000 kPa (factor = 0.16)
- Peak tensile strength: 0 kPa (factor = 0)

- Residual tensile strength: 0 kPa (factor = 0)
- Peak cohesion: 0 kPa (factor = 0)
- Dilation Angle: 0 degrees (factor = 0)
- Residual Friction Angle: 32 degrees (factor = 0.914286)
- Residual Cohesion: 0 kPa (factor = 0)

Material: cons_depositi

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	19 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	250000 kPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	35 degrees
Peak cohesion	250 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	35 degrees
Residual Cohesion	250 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Inizializzazione

- Young's modulus: 40000 kPa (factor = 0.16)
- Peak tensile strength: 0 kPa (factor = 0)
- Residual tensile strength: 0 kPa (factor = 0)
- Peak cohesion: 0 kPa (factor = 0)
- Dilation Angle: 0 degrees (factor = 0)
- Residual Cohesion: 0 kPa (factor = 0)

Properties changed in InizializzazioneConsolidamento

- Young's modulus: 250000 kPa (factor = 1)
- Peak tensile strength: 0 kPa (factor = 1)
- Residual tensile strength: 0 kPa (factor = 1)
- Peak cohesion: 250 kPa (factor = 1)
- Dilation Angle: 0 degrees (factor = 1)
- Residual Cohesion: 250 kPa (factor = 1)

Properties changed in rivedef

- Young's modulus: 40000 kPa (factor = 0.16)
- Peak tensile strength: 0 kPa (factor = 0)

- Residual tensile strength: 0 kPa (factor = 0)
- Peak cohesion: 0 kPa (factor = 0)
- Dilation Angle: 0 degrees (factor = 0)
- Residual Cohesion: 0 kPa (factor = 0)

Material: cons_fma1

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	23 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	500000 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	40 degrees
Peak cohesion	250 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	40 degrees
Residual Cohesion	250 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Inizializzazione

- Young's modulus: 250000 kPa (factor = 0.5)
- Peak tensile strength: 0 kPa (factor = 0)
- Residual tensile strength: 0 kPa (factor = 0)
- Peak cohesion: 30 kPa (factor = 0.12)
- Dilation Angle: 0 degrees (factor = 0)
- Residual Cohesion: 30 kPa (factor = 0.12)

Properties changed in InizializzazioneConsolidamento

- Young's modulus: 500000 kPa (factor = 1)
- Peak tensile strength: 0 kPa (factor = 1)
- Residual tensile strength: 0 kPa (factor = 1)
- Peak cohesion: 250 kPa (factor = 1)
- Dilation Angle: 0 degrees (factor = 1)
- Residual Cohesion: 250 kPa (factor = 1)

Properties changed in rivedef

- Young's modulus: 250000 kPa (factor = 0.5)
- Peak tensile strength: 0 kPa (factor = 0)
- Residual tensile strength: 0 kPa (factor = 0)

- Peak cohesion: 30 kPa (factor = 0.12)
- Dilation Angle: 0 degrees (factor = 0)
- Residual Cohesion: 30 kPa (factor = 0.12)

Material: cons_fma2

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	24 kN/m3
Elastic type	isotropic
Young's modulus	3e+006 kPa
Poisson's ratio	0.25
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	54 degrees
Peak cohesion	250 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	54 degrees
Residual Cohesion	250 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Properties changed in Inizializzazione

- Young's modulus: 1.5e+006 kPa (factor = 0.5)
- Peak tensile strength: 0 kPa (factor = 0)
- Residual tensile strength: 0 kPa (factor = 0)
- Peak cohesion: 30 kPa (factor = 0.12)
- Dilation Angle: 0 degrees (factor = 0)
- Residual Cohesion: 30 kPa (factor = 0.12)

Properties changed in InizializzazioneConsolidamento

- Young's modulus: 3e+006 kPa (factor = 1)
- Peak tensile strength: 0 kPa (factor = 1)
- Residual tensile strength: 0 kPa (factor = 1)
- Peak cohesion: 250 kPa (factor = 1)
- Dilation Angle: 0 degrees (factor = 1)
- Residual Cohesion: 250 kPa (factor = 1)

Properties changed in rivedef

- Young's modulus: 1.5e+006 kPa (factor = 0.5)
- Peak tensile strength: 0 kPa (factor = 0)
- Residual tensile strength: 0 kPa (factor = 0)
- Peak cohesion: 30 kPa (factor = 0.12)

- Dilation Angle: 0 degrees (factor = 0)
- Residual Cohesion: 30 kPa (factor = 0.12)

Liner Properties

Liner: spritz+centine

Color	
Liner Type	Reinforced Concrete
Equivalent Young's modulus	3.97478e+007 kPa
Equivalent thickness	0.30073 m
Poisson ratio	0

Reinforcement Properties

Type	I-beam(IPN Europe): IPN 220
Spacing	1 m
Section Depth	0.22 m
Area	0.0079 m2
Moment of inertia	6.12e-005 m4
Young's modulus	2.1e+008 kPa
Poisson ratio	0.25
Compressive strength	275000 kPa
Tensile strength	275000 kPa

Concrete Properties

Thickness	0.3 m
Young's modulus	3.2588e+007 kPa
Poisson ratio	0.2
Compressive strength	35000 kPa
Tensile strength	2330 kPa

Properties changed in Inizializzazione

- Thickness: 0 m (factor = 0)
- Young's modulus: 0 kPa (factor = 0)
- Compressive strength: 0 kPa (factor = 0)
- Tensile strength: 0 kPa (factor = 0)

Properties changed in 1sfondo(spritz+centine)

- Thickness: 0.3 m (factor = 1)
- Young's modulus: 4.20385e+006 kPa (factor = 0.129)
- Compressive strength: 6790 kPa (factor = 0.194)
- Tensile strength: 1195.29 kPa (factor = 0.513)

Properties changed in 3sfondo

- Young's modulus: 1.11777e+007 kPa (factor = 0.343)
- Compressive strength: 14840 kPa (factor = 0.424)
- Tensile strength: 1561.1 kPa (factor = 0.67)

Properties changed in 6sfondo

- Young's modulus: 1.851e+007 kPa (factor = 0.568)
- Compressive strength: 20230 kPa (factor = 0.578)
- Tensile strength: 1782.45 kPa (factor = 0.765)

Properties changed in 9sfondo

- Young's modulus: 2.3333e+007 kPa (factor = 0.716)
- Compressive strength: 23205 kPa (factor = 0.663)
- Tensile strength: 1898.95 kPa (factor = 0.815)

Properties changed in 15sfondo

- Young's modulus: 2.86123e+007 kPa (factor = 0.878)
- Compressive strength: 26635 kPa (factor = 0.761)
- Tensile strength: 2029.43 kPa (factor = 0.871)

Properties changed in 21

- Young's modulus: 3.08608e+007 kPa (factor = 0.947)
- Compressive strength: 28665 kPa (factor = 0.819)
- Tensile strength: 2103.99 kPa (factor = 0.903)

Properties changed in 84sfondo(totalrelax)

- Young's modulus: 3.2588e+007 kPa (factor = 1)
- Compressive strength: 35000 kPa (factor = 1)
- Tensile strength: 2330 kPa (factor = 1)

Liner: rivedef

Color	
Liner Type	Reinforced Concrete
Equivalent Young's modulus	35.9375 kPa
Equivalent thickness	0.95 m

Poisson ratio	0

Concrete Properties

Thickness	0.95 m
Young's modulus	34.5 kPa
Poisson ratio	0.2
Compressive strength	45000 kPa
Tensile strength	2660 kPa

Unwedge Analysis Information

Document Name

File Name: ANALISI 1_1-2-3.weg

Project Settings

Project Title: BISAGNO - Analisi 1
Wedges Computed: Perimeter and End Wedges
Units: Metric, stress as MPa

General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
- Trend: 356°
- Plunge: 0°

Design Factor of Safety: 1.100
Unit Weight of Rock: 0.026 MN/m3
Unit Weight of Water: 0.010 MN/m3

Seismic Forces

Not Used

Scale Wedges Settings

Not Used

Joint Orientations

Joint 1
- Dip: 19°
- Dip Direction: 268°

Joint 2
- Dip: 71°
- Dip Direction: 336°

Joint 3
- Dip: 76°
- Dip Direction: 057°

Joint Properties

Joint Properties 1
- Water Pressure
  - Elevation: 0 m
- Waviness: 0°
- Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
  - Phi: 40°
  - Cohesion: 0 MPa
  - Tensile Strength: 0 MPa

Bolt Properties

Bolt Property 1
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Bolt Property 2
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1
- Shear Strength: 1.0000 MPa
- Unit Weight: 0.026 MN/m3
- Thickness: 5.00 cm

Support Summary

Summary of Perimeter Shotcrete
- Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
  - Perimeter Shotcrete Layer: 1
    - Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Summary of Perimeter Support Pressure
- No Support Pressure on Perimeter

Summary of Perimeter Bolt Patterns
- Number of Bolt Patterns on Perimeter: 2
  - Perimeter Bolt Pattern: 1
    - Property: Bolt Property 1
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m
  - Perimeter Bolt Pattern: 2
    - Property: Bolt Property 2
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 1.50 m

Summary of End Bolt Patterns
No Bolt Pattern on Ends

Summary of End Support Pressure
No Support Pressure on Ends

Summary of End Shotcrete
Number of Shotcrete Layers on Ends: 1
End Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Wedge Information

Lower Right wedge [2]
Factor of Safety: 280.545
Wedge Volume: 0.206 m3
Wedge Weight: 0.005 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.7196 MN
Driving Force: 0.0026 MN
Apex Height: 0.33 m

Floor wedge [3]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 211.678 m3
Wedge Weight: 5.609 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 4.11 m

Roof wedge [6]
Factor of Safety: 3.159
Wedge Volume: 54.564 m3
Wedge Weight: 1.446 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 4.5452 MN
Driving Force: 1.4389 MN
Apex Height: 3.95 m

Upper Left wedge [7]
Factor of Safety: 10.313
Wedge Volume: 11.718 m3
Wedge Weight: 0.311 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 3.4830 MN
Driving Force: 0.3377 MN
Apex Height: 1.77 m

Near End wedge [9]
Factor of Safety: 3.484
Wedge Volume: 24.108 m3
Wedge Weight: 0.639 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 2.2018 MN
Driving Force: 0.6320 MN

Apex Height: 2.28 m

Far End wedge [10]
Factor of Safety: 11.783
Wedge Volume: 30.719 m3
Wedge Weight: 0.814 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 3.2012 MN
Driving Force: 0.2717 MN
Apex Height: 2.47 m

Unwedge Analysis Information

Document Name

File Name: ANALISI 1_1-2-4.weg

Project Settings

Project Title: BISAGNO - Analisi 1
Wedges Computed: Perimeter and End Wedges
Units: Metric, stress as MPa

General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
- Trend: 356°
- Plunge: 0°

Design Factor of Safety: 1.100
Unit Weight of Rock: 0.026 MN/m3
Unit Weight of Water: 0.010 MN/m3

Seismic Forces

Not Used

Scale Wedges Settings

Not Used

Joint Orientations

Joint 1
- Dip: 19°
- Dip Direction: 268°

Joint 2
- Dip: 71°
- Dip Direction: 336°

Joint 3
- Dip: 79°
- Dip Direction: 132°

Joint Properties

Joint Properties 1
- Water Pressure
  - Elevation: 0 m
- Waviness: 0°
- Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
  - Phi: 40°
  - Cohesion: 0 MPa
  - Tensile Strength: 0 MPa

Bolt Properties

Bolt Property 1
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Bolt Property 2
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1
- Shear Strength: 1.0000 MPa
- Unit Weight: 0.026 MN/m3
- Thickness: 5.00 cm

Support Summary

Summary of Perimeter Shotcrete
- Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
  - Perimeter Shotcrete Layer: 1
    - Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Summary of Perimeter Support Pressure
- No Support Pressure on Perimeter

Summary of Perimeter Bolt Patterns
- Number of Bolt Patterns on Perimeter: 2
  - Perimeter Bolt Pattern: 1
    - Property: Bolt Property 1
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m
  - Perimeter Bolt Pattern: 2
    - Property: Bolt Property 2
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 1.50 m

Summary of End Bolt Patterns
No Bolt Pattern on Ends

Summary of End Support Pressure
No Support Pressure on Ends

Summary of End Shotcrete
Number of Shotcrete Layers on Ends: 1
End Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Wedge Information

Floor wedge [1]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 45.159 m3
Wedge Weight: 1.197 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 3.03 m

Lower Right wedge [4]
Factor of Safety: 6.976
Wedge Volume: 36.965 m3
Wedge Weight: 0.980 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 2.2072 MN
Driving Force: 0.3164 MN
Apex Height: 5.95 m

Upper Left wedge [5]
Factor of Safety: 5.446
Wedge Volume: 89.247 m3
Wedge Weight: 2.365 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 8.0758 MN
Driving Force: 1.4830 MN
Apex Height: 7.45 m

Roof wedge [8]
Factor of Safety: 29.741
Wedge Volume: 1.304 m3
Wedge Weight: 0.035 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 1.2591 MN
Driving Force: 0.0423 MN
Apex Height: 1.01 m

Near End wedge [9]
Factor of Safety: 6.284
Wedge Volume: 34.818 m3
Wedge Weight: 0.923 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 3.6971 MN
Driving Force: 0.5883 MN

Apex Height: 3.29 m

Far End wedge [10]
Factor of Safety: 9.181
Wedge Volume: 44.060 m3
Wedge Weight: 1.168 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 3.5163 MN
Driving Force: 0.3830 MN
Apex Height: 3.56 m

Unwedge Analysis Information

Document Name

File Name: ANALISI 1_1-3-4.weg

Project Settings

Project Title: BISAGNO - Analisi 1
Wedges Computed: Perimeter and End Wedges
Units: Metric, stress as MPa

General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
- Trend: 356°
- Plunge: 0°

Design Factor of Safety: 1.100
Unit Weight of Rock: 0.026 MN/m3
Unit Weight of Water: 0.010 MN/m3

Seismic Forces

Not Used

Scale Wedges Settings

Not Used

Joint Orientations

Joint 1
- Dip: 19°
- Dip Direction: 268°

Joint 2
- Dip: 76°
- Dip Direction: 057°

Joint 3
- Dip: 79°
- Dip Direction: 132°

Joint Properties

Joint Properties 1
- Water Pressure
  - Elevation: 0 m
- Waviness: 0°
- Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
  - Phi: 40°
  - Cohesion: 0 MPa
  - Tensile Strength: 0 MPa

Bolt Properties

Bolt Property 1
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Bolt Property 2
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1
- Shear Strength: 1.0000 MPa
- Unit Weight: 0.026 MN/m3
- Thickness: 2.50 cm

Support Summary

Summary of Perimeter Shotcrete
- Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
  - Perimeter Shotcrete Layer: 1
    - Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Summary of Perimeter Support Pressure
- No Support Pressure on Perimeter

Summary of Perimeter Bolt Patterns
- Number of Bolt Patterns on Perimeter: 2
  - Perimeter Bolt Pattern: 1
    - Property: Bolt Property 1
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m
  - Perimeter Bolt Pattern: 2
    - Property: Bolt Property 2
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 1.50 m

Summary of End Bolt Patterns
No Bolt Pattern on Ends

Summary of End Support Pressure
No Support Pressure on Ends

Summary of End Shotcrete
Number of Shotcrete Layers on Ends: 1
End Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Wedge Information

Floor wedge [1]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 242.561 m3
Wedge Weight: 6.428 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 3.75 m

Lower Right wedge [4]
Factor of Safety: 13.978
Wedge Volume: 6.705 m3
Wedge Weight: 0.178 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.8485 MN
Driving Force: 0.0607 MN
Apex Height: 1.50 m

Upper Left wedge [5]
Factor of Safety: 4.133
Wedge Volume: 56.100 m3
Wedge Weight: 1.487 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 6.1000 MN
Driving Force: 1.4760 MN
Apex Height: 3.07 m

Roof wedge [8]
Factor of Safety: 3.796
Wedge Volume: 35.440 m3
Wedge Weight: 0.939 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 3.6957 MN
Driving Force: 0.9736 MN
Apex Height: 2.76 m

Near End wedge [9]
Factor of Safety: 468.487
Wedge Volume: 0.011 m3
Wedge Weight: 0.000 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.2983 MN
Driving Force: 0.0006 MN

Apex Height: 0.06 m

Far End wedge [10]
Factor of Safety: 5267.795
Wedge Volume: 0.011 m3
Wedge Weight: 0.000 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.7683 MN
Driving Force: 0.0001 MN
Apex Height: 0.06 m

Unwedge Analysis Information

Document Name

File Name: ANALISI 1_2-3-4.weg

Project Settings

Project Title: BISAGNO - Analisi 1
Wedges Computed: Perimeter and End Wedges
Units: Metric, stress as MPa

General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
- Trend: 356°
- Plunge: 0°

Design Factor of Safety: 1.100
Unit Weight of Rock: 0.026 MN/m3
Unit Weight of Water: 0.010 MN/m3

Seismic Forces

Not Used

Scale Wedges Settings

Not Used

Joint Orientations

Joint 1
- Dip: 71°
- Dip Direction: 336°

Joint 2
- Dip: 76°
- Dip Direction: 057°

Joint 3
- Dip: 79°
- Dip Direction: 132°

Joint Properties

Joint Properties 1
- Water Pressure
  - Elevation: 0 m
- Waviness: 0°
- Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
  - Phi: 40°
  - Cohesion: 0 MPa
  - Tensile Strength: 0 MPa

Bolt Properties

Bolt Property 1
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Bolt Property 2
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1
- Shear Strength: 1.0000 MPa
- Unit Weight: 0.026 MN/m3
- Thickness: 2.50 cm

Support Summary

Summary of Perimeter Shotcrete
- Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
  - Perimeter Shotcrete Layer: 1
    - Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Summary of Perimeter Support Pressure
- No Support Pressure on Perimeter

Summary of Perimeter Bolt Patterns
- Number of Bolt Patterns on Perimeter: 2
  - Perimeter Bolt Pattern: 1
    - Property: Bolt Property 1
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m
  - Perimeter Bolt Pattern: 2
    - Property: Bolt Property 2
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 1.50 m

Summary of End Bolt Patterns
No Bolt Pattern on Ends

Summary of End Support Pressure
No Support Pressure on Ends

Summary of End Shotcrete
Number of Shotcrete Layers on Ends: 2
End Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1
End Shotcrete Layer: 2
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Wedge Information

Floor wedge [3]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 160.006 m3
Wedge Weight: 4.240 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 12.81 m

Upper Right wedge [4]
Factor of Safety: 955.234
Wedge Volume: 0.001 m3
Wedge Weight: 0.000 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0457 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 0.04 m

Upper Left wedge [6]
Factor of Safety: 1.143
Wedge Volume: 93.200 m3
Wedge Weight: 2.470 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 2.7626 MN
Driving Force: 2.4163 MN
Apex Height: 11.17 m

Upper Right wedge [8]
Factor of Safety: 94.025
Wedge Volume: 0.026 m3
Wedge Weight: 0.001 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0867 MN
Driving Force: 0.0009 MN
Apex Height: 0.24 m

Near End wedge [9]
Factor of Safety: 607.140
Wedge Volume: 0.011 m3
Wedge Weight: 0.000 MN
Support Pressure: 0.0000 MN

Resisting Force: 0.5956 MN
Driving Force: 0.0010 MN
Apex Height: 0.06 m

Far End wedge [10]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 0.011 m3
Wedge Weight: 0.000 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 0.06 m

Unwedge Analysis Information

Document Name

File Name: ANALISI 1b.weg

Project Settings

Project Title: BISAGNO - Analisi 1
Wedges Computed: Perimeter and End Wedges
Units: Metric, stress as MPa

General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
- Trend: 356°
- Plunge: 0°

Design Factor of Safety: 1.100
Unit Weight of Rock: 0.026 MN/m3
Unit Weight of Water: 0.010 MN/m3

Seismic Forces

Not Used

Scale Wedges Settings

Not Used

Joint Orientations

Joint 1
- Dip: 42°
- Dip Direction: 270°

Joint 2
- Dip: 42°
- Dip Direction: 098°

Joint 3
- Dip: 72°
- Dip Direction: 191°

Joint Properties

Joint Properties 1
- Water Pressure
  - Elevation: 0 m
- Waviness: 0°
- Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
  - Phi: 40°
  - Cohesion: 0 MPa
  - Tensile Strength: 0 MPa

Bolt Properties

Bolt Property 1
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Bolt Property 2
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1
- Shear Strength: 1.0000 MPa
- Unit Weight: 0.026 MN/m3
- Thickness: 2.50 cm

Support Summary

Summary of Perimeter Shotcrete
- Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
  - Perimeter Shotcrete Layer: 1
    - Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Summary of Perimeter Support Pressure
- No Support Pressure on Perimeter

Summary of Perimeter Bolt Patterns
- Number of Bolt Patterns on Perimeter: 2
  - Perimeter Bolt Pattern: 1
    - Property: Bolt Property 1
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m
  - Perimeter Bolt Pattern: 2
    - Property: Bolt Property 2
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 1.50 m

Summary of End Bolt Patterns
No Bolt Pattern on Ends

Summary of End Support Pressure
No Support Pressure on Ends

Summary of End Shotcrete
Number of Shotcrete Layers on Ends: 1
End Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Wedge Information

Floor wedge [2]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 327.061 m3
Wedge Weight: 8.667 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 3.91 m

Lower Right wedge [3]
Factor of Safety: 2.328
Wedge Volume: 147.750 m3
Wedge Weight: 3.915 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 6.1951 MN
Driving Force: 2.6616 MN
Apex Height: 4.00 m

Lower Left wedge [6]
Factor of Safety: 3.151
Wedge Volume: 166.275 m3
Wedge Weight: 4.406 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 9.4717 MN
Driving Force: 3.0061 MN
Apex Height: 4.09 m

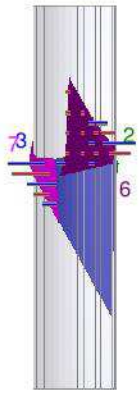
Roof wedge [7]
Factor of Safety: 8.440
Wedge Volume: 12.926 m3
Wedge Weight: 0.343 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 2.9219 MN
Driving Force: 0.3462 MN
Apex Height: 1.36 m

Upper Left wedge [8]
Factor of Safety: 342.715
Wedge Volume: 0.020 m3
Wedge Weight: 0.001 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.3881 MN
Driving Force: 0.0011 MN

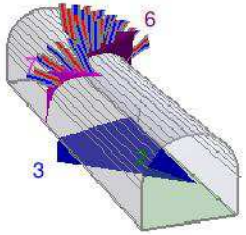
Apex Height: 0.07 m

Near End wedge [9]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 0.558 m3
Wedge Weight: 0.015 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 0.32 m

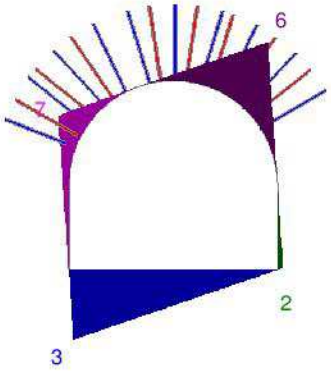
Far End wedge [10]
Factor of Safety: 41.935
Wedge Volume: 0.598 m3
Wedge Weight: 0.016 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.7739 MN
Driving Force: 0.0185 MN
Apex Height: 0.33 m



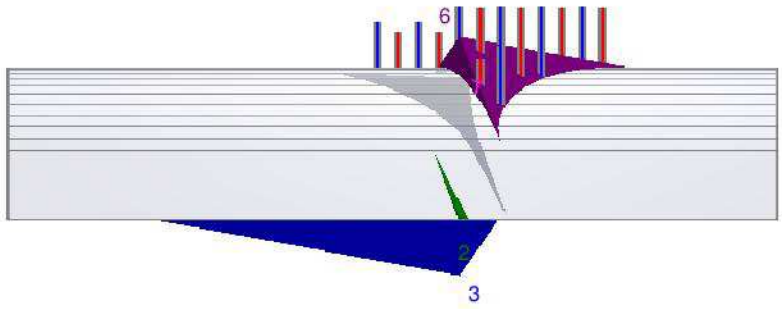
Top



Perspective



Front



Side

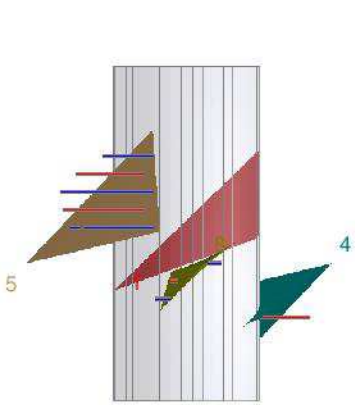
Wedge Information

Lower Right wedge [2]
- Factor of Safety: 280.545
- Wedge Volume: 0.206 m3
- Wedge Weight: 0.005 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.7196 MN
- Driving Force: 0.0026 MN
- Apex Height: 0.33 m

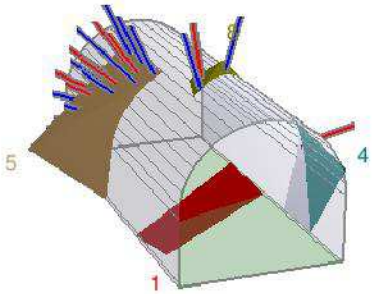
Floor wedge [3]
- Factor of Safety: stable
- Wedge Volume: 211.678 m3
- Wedge Weight: 5.609 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0000 MN
- Driving Force: 0.0000 MN
- Apex Height: 4.11 m

Roof wedge [6]
- Factor of Safety: 3.159
- Wedge Volume: 54.564 m3
- Wedge Weight: 1.446 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 4.5452 MN
- Driving Force: 1.4389 MN
- Apex Height: 3.95 m

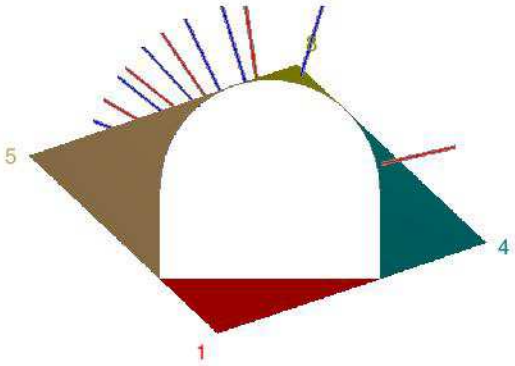
Upper Left wedge [7]
- Factor of Safety: 10.313
- Wedge Volume: 11.718 m3
- Wedge Weight: 0.311 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 3.4830 MN
- Driving Force: 0.3377 MN
- Apex Height: 1.77 m



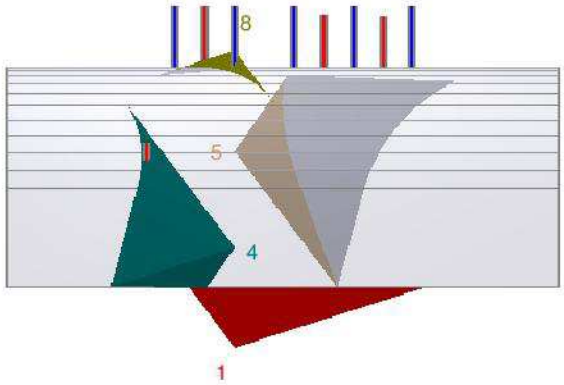
Top



Perspective



Front



Side

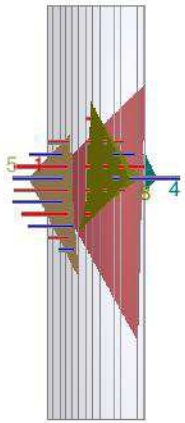
Wedge Information

Floor wedge [1]
- Factor of Safety: stable
- Wedge Volume: 45.159 m3
- Wedge Weight: 1.197 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0000 MN
- Driving Force: 0.0000 MN
- Apex Height: 3.03 m

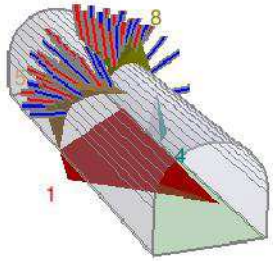
Lower Right wedge [4]
- Factor of Safety: 6.976
- Wedge Volume: 36.965 m3
- Wedge Weight: 0.980 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 2.2072 MN
- Driving Force: 0.3164 MN
- Apex Height: 5.95 m

Upper Left wedge [5]
- Factor of Safety: 5.446
- Wedge Volume: 89.247 m3
- Wedge Weight: 2.365 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 8.0758 MN
- Driving Force: 1.4830 MN
- Apex Height: 7.45 m

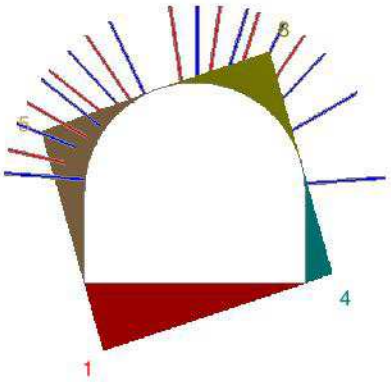
Roof wedge [8]
- Factor of Safety: 29.741
- Wedge Volume: 1.304 m3
- Wedge Weight: 0.035 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 1.2591 MN
- Driving Force: 0.0423 MN
- Apex Height: 1.01 m



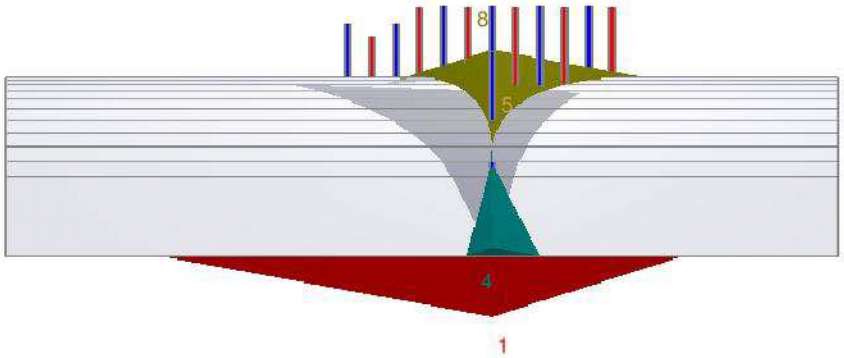
Top



Perspective



Front



Side

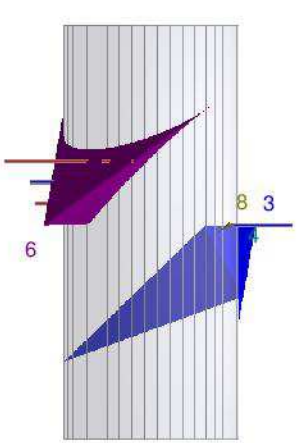
Wedge Information

Floor wedge [1]
- Factor of Safety: stable
- Wedge Volume: 242.561 m3
- Wedge Weight: 6.428 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0000 MN
- Driving Force: 0.0000 MN
- Apex Height: 3.75 m

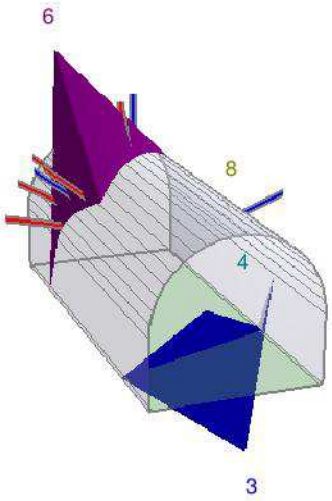
Lower Right wedge [4]
- Factor of Safety: 13.978
- Wedge Volume: 6.705 m3
- Wedge Weight: 0.178 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.8485 MN
- Driving Force: 0.0607 MN
- Apex Height: 1.50 m

Upper Left wedge [5]
- Factor of Safety: 4.133
- Wedge Volume: 56.100 m3
- Wedge Weight: 1.487 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 6.1000 MN
- Driving Force: 1.4760 MN
- Apex Height: 3.07 m

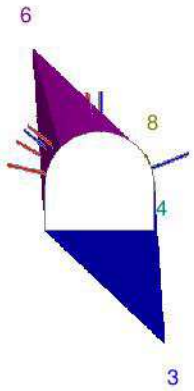
Roof wedge [8]
- Factor of Safety: 3.796
- Wedge Volume: 35.440 m3
- Wedge Weight: 0.939 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 3.6957 MN
- Driving Force: 0.9736 MN
- Apex Height: 2.76 m



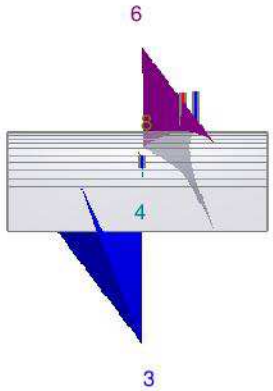
Top



Perspective



Front



Side

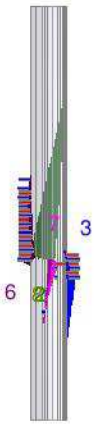
Wedge Information

Floor wedge [3]
- Factor of Safety: stable
- Wedge Volume: 160.006 m3
- Wedge Weight: 4.240 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0000 MN
- Driving Force: 0.0000 MN
- Apex Height: 12.81 m

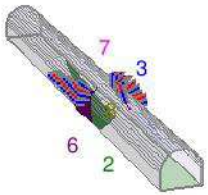
Upper Right wedge [4]
- Factor of Safety: 955.234
- Wedge Volume: 0.001 m3
- Wedge Weight: 0.000 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0457 MN
- Driving Force: 0.0000 MN
- Apex Height: 0.04 m

Upper Left wedge [6]
- Factor of Safety: 1.143
- Wedge Volume: 93.200 m3
- Wedge Weight: 2.470 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 2.7626 MN
- Driving Force: 2.4163 MN
- Apex Height: 11.17 m

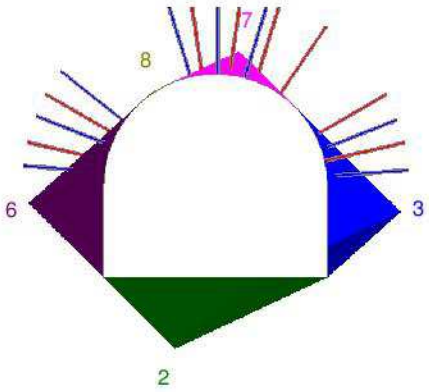
Upper Right wedge [8]
- Factor of Safety: 94.025
- Wedge Volume: 0.026 m3
- Wedge Weight: 0.001 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0867 MN
- Driving Force: 0.0009 MN
- Apex Height: 0.24 m



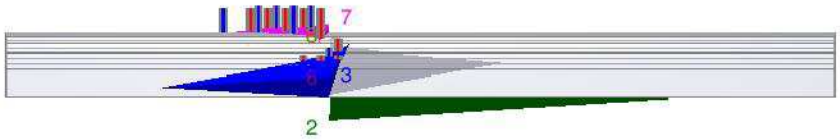
Top



Perspective



Front



Side

Wedge Information

Floor wedge [2]
- Factor of Safety: stable
- Wedge Volume: 327.061 m3
- Wedge Weight: 8.667 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0000 MN
- Driving Force: 0.0000 MN
- Apex Height: 3.91 m

Lower Right wedge [3]
- Factor of Safety: 2.328
- Wedge Volume: 147.750 m3
- Wedge Weight: 3.915 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 6.1951 MN
- Driving Force: 2.6616 MN
- Apex Height: 4.00 m

Lower Left wedge [6]
- Factor of Safety: 3.151
- Wedge Volume: 166.275 m3
- Wedge Weight: 4.406 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 9.4717 MN
- Driving Force: 3.0061 MN
- Apex Height: 4.09 m

Roof wedge [7]
- Factor of Safety: 8.440
- Wedge Volume: 12.926 m3
- Wedge Weight: 0.343 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 2.9219 MN
- Driving Force: 0.3462 MN
- Apex Height: 1.36 m

Upper Left wedge [8]
- Factor of Safety: 342.715
- Wedge Volume: 0.020 m3
- Wedge Weight: 0.001 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.3881 MN
- Driving Force: 0.0011 MN
- Apex Height: 0.07 m

Unwedge Analysis Information

Document Name

File Name: ANALISI 3_1-2-3.weg

Project Settings

Project Title: BISAGNO - Analisi 1
Wedges Computed: Perimeter and End Wedges
Units: Metric, stress as MPa

General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
- Trend: 356°
- Plunge: 0°

Design Factor of Safety: 1.100
Unit Weight of Rock: 0.026 MN/m3
Unit Weight of Water: 0.010 MN/m3

Seismic Forces

Not Used

Scale Wedges Settings

Not Used

Joint Orientations

Joint 1
- Dip: 35°
- Dip Direction: 226°

Joint 2
- Dip: 79°
- Dip Direction: 238°

Joint 3
- Dip: 64°
- Dip Direction: 059°

Joint Properties

Joint Properties 1
- Water Pressure
  - Elevation: 0 m
- Waviness: 0°
- Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
  - Phi: 39°
  - Cohesion: 0 MPa
  - Tensile Strength: 0 MPa

Bolt Properties

Bolt Property 1
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Bolt Property 2
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1
- Shear Strength: 1.0000 MPa
- Unit Weight: 0.026 MN/m3
- Thickness: 2.50 cm

Support Summary

Summary of Perimeter Shotcrete
- Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
  - Perimeter Shotcrete Layer: 1
    - Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Summary of Perimeter Support Pressure
- No Support Pressure on Perimeter

Summary of Perimeter Bolt Patterns
- Number of Bolt Patterns on Perimeter: 2
  - Perimeter Bolt Pattern: 1
    - Property: Bolt Property 1
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m
  - Perimeter Bolt Pattern: 2
    - Property: Bolt Property 2
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 1.50 m

Summary of End Bolt Patterns
No Bolt Pattern on Ends

Summary of End Support Pressure
No Support Pressure on Ends

Summary of End Shotcrete
Number of Shotcrete Layers on Ends: 1
End Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Wedge Information

Upper Left wedge [4]
Factor of Safety: 10.910
Wedge Volume: 659.002 m3
Wedge Weight: 17.464 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 31.6068 MN
Driving Force: 2.8971 MN
Apex Height: 36.23 m

Lower Right wedge [5]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 417.738 m3
Wedge Weight: 11.070 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 30.61 m

Roof wedge [6]
Factor of Safety: 3096.514
Wedge Volume: 0.000 m3
Wedge Weight: 0.000 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0985 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 0.03 m

Roof wedge [8]
Factor of Safety: 2403.594
Wedge Volume: 0.001 m3
Wedge Weight: 0.000 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0930 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 0.04 m

Near End wedge [9]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 746.912 m3
Wedge Weight: 19.793 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN

Apex Height: 69.97 m

Far End wedge [10]
Factor of Safety: 10.623
Wedge Volume: 762.483 m3
Wedge Weight: 20.206 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 35.5673 MN
Driving Force: 3.3482 MN
Apex Height: 70.45 m

Unwedge Analysis Information

Document Name

File Name: ANALISI 3_1-2-4.weg

Project Settings

Project Title: BISAGNO - Analisi 1
Wedges Computed: Perimeter and End Wedges
Units: Metric, stress as MPa

General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
- Trend: 356°
- Plunge: 0°

Design Factor of Safety: 1.100
Unit Weight of Rock: 0.026 MN/m3
Unit Weight of Water: 0.010 MN/m3

Seismic Forces

Not Used

Scale Wedges Settings

Not Used

Joint Orientations

Joint 1
- Dip: 35°
- Dip Direction: 226°

Joint 2
- Dip: 79°
- Dip Direction: 238°

Joint 3
- Dip: 68°
- Dip Direction: 133°

Joint Properties

Joint Properties 1
- Water Pressure
  - Elevation: 0 m
- Waviness: 0°
- Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
  - Phi: 39°
  - Cohesion: 0 MPa
  - Tensile Strength: 0 MPa

Bolt Properties

Bolt Property 1
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Bolt Property 2
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1
- Shear Strength: 1.0000 MPa
- Unit Weight: 0.026 MN/m3
- Thickness: 2.50 cm

Support Summary

Summary of Perimeter Shotcrete
- Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
  - Perimeter Shotcrete Layer: 1
    - Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Summary of Perimeter Support Pressure
- No Support Pressure on Perimeter

Summary of Perimeter Bolt Patterns
- Number of Bolt Patterns on Perimeter: 2
  - Perimeter Bolt Pattern: 1
    - Property: Bolt Property 1
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m
  - Perimeter Bolt Pattern: 2
    - Property: Bolt Property 2
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 1.50 m

Summary of End Bolt Patterns
No Bolt Pattern on Ends

Summary of End Support Pressure
No Support Pressure on Ends

Summary of End Shotcrete
Number of Shotcrete Layers on Ends: 1
End Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Wedge Information

Lower Right wedge [2]
Factor of Safety: 116.990
Wedge Volume: 0.123 m3
Wedge Weight: 0.003 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.2892 MN
Driving Force: 0.0025 MN
Apex Height: 0.23 m

Floor wedge [4]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 47.974 m3
Wedge Weight: 1.271 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 3.64 m

Roof wedge [5]
Factor of Safety: 10.338
Wedge Volume: 3.252 m3
Wedge Weight: 0.086 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.8376 MN
Driving Force: 0.0810 MN
Apex Height: 1.51 m

Upper Right wedge [6]
Factor of Safety: 23.643
Wedge Volume: 1.979 m3
Wedge Weight: 0.052 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 1.3019 MN
Driving Force: 0.0551 MN
Apex Height: 1.19 m

Upper Left wedge [7]
Factor of Safety: 28.363
Wedge Volume: 0.647 m3
Wedge Weight: 0.017 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.5269 MN
Driving Force: 0.0186 MN

Apex Height: 0.56 m

Near End wedge [9]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 69.566 m3
Wedge Weight: 1.843 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 6.20 m

Far End wedge [10]
Factor of Safety: 1.277
Wedge Volume: 67.685 m3
Wedge Weight: 1.794 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 2.0660 MN
Driving Force: 1.6177 MN
Apex Height: 6.15 m

Unwedge Analysis Information

Document Name

File Name: ANALISI 3_1-3-4.weg

Project Settings

Project Title: BISAGNO - Analisi 1
Wedges Computed: Perimeter and End Wedges
Units: Metric, stress as MPa

General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
- Trend: 356°
- Plunge: 0°

Design Factor of Safety: 1.100
Unit Weight of Rock: 0.026 MN/m3
Unit Weight of Water: 0.010 MN/m3

Seismic Forces

Not Used

Scale Wedges Settings

Not Used

Joint Orientations

Joint 1
- Dip: 35°
- Dip Direction: 226°

Joint 2
- Dip: 64°
- Dip Direction: 059°

Joint 3
- Dip: 68°
- Dip Direction: 133°

Joint Properties

Joint Properties 1
- Water Pressure
  - Elevation: 0 m
- Waviness: 0°
- Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
  - Phi: 39°
  - Cohesion: 0 MPa
  - Tensile Strength: 0 MPa

Bolt Properties

Bolt Property 1
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Bolt Property 2
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1
- Shear Strength: 1.0000 MPa
- Unit Weight: 0.026 MN/m3
- Thickness: 2.50 cm

Support Summary

Summary of Perimeter Shotcrete
- Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
  - Perimeter Shotcrete Layer: 1
    - Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Summary of Perimeter Support Pressure
- No Support Pressure on Perimeter

Summary of Perimeter Bolt Patterns
- Number of Bolt Patterns on Perimeter: 2
  - Perimeter Bolt Pattern: 1
    - Property: Bolt Property 1
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m
  - Perimeter Bolt Pattern: 2
    - Property: Bolt Property 2
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 1.50 m

Summary of End Bolt Patterns
No Bolt Pattern on Ends

Summary of End Support Pressure
No Support Pressure on Ends

Summary of End Shotcrete
Number of Shotcrete Layers on Ends: 1
End Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Wedge Information

Floor wedge [2]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 35.484 m3
Wedge Weight: 0.940 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 2.47 m

Lower Right wedge [4]
Factor of Safety: 4.298
Wedge Volume: 12.980 m3
Wedge Weight: 0.344 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.8777 MN
Driving Force: 0.2042 MN
Apex Height: 2.16 m

Lower Left wedge [5]
Factor of Safety: 3.016
Wedge Volume: 16.486 m3
Wedge Weight: 0.437 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 1.1860 MN
Driving Force: 0.3932 MN
Apex Height: 2.33 m

Roof wedge [7]
Factor of Safety: 13.072
Wedge Volume: 2.403 m3
Wedge Weight: 0.064 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.8266 MN
Driving Force: 0.0632 MN
Apex Height: 1.16 m

Upper Right wedge [8]
Factor of Safety: 25.411
Wedge Volume: 0.512 m3
Wedge Weight: 0.014 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.3948 MN
Driving Force: 0.0155 MN

Apex Height: 0.57 m

Near End wedge [9]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 0.247 m3
Wedge Weight: 0.007 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 0.29 m

Far End wedge [10]
Factor of Safety: 70.249
Wedge Volume: 0.247 m3
Wedge Weight: 0.007 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.5329 MN
Driving Force: 0.0076 MN
Apex Height: 0.29 m

Unwedge Analysis Information

Document Name

File Name: ANALISI 3_2-3-4.weg

Project Settings

Project Title: BISAGNO - Analisi 1
Wedges Computed: Perimeter and End Wedges
Units: Metric, stress as MPa

General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
- Trend: 356°
- Plunge: 0°

Design Factor of Safety: 1.100
Unit Weight of Rock: 0.026 MN/m3
Unit Weight of Water: 0.010 MN/m3

Seismic Forces

Not Used

Scale Wedges Settings

Not Used

Joint Orientations

Joint 1
- Dip: 79°
- Dip Direction: 238°

Joint 2
- Dip: 64°
- Dip Direction: 059°

Joint 3
- Dip: 68°
- Dip Direction: 133°

Joint Properties

Joint Properties 1
- Water Pressure
  - Elevation: 0 m
- Waviness: 0°
- Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
  - Phi: 39°
  - Cohesion: 0 MPa
  - Tensile Strength: 0 MPa

Bolt Properties

Bolt Property 1
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Bolt Property 2
- Bolt Type: Grouted Dowel
- Tensile Capacity: 0.177 MN
- Plate Capacity: 0.1 MN
- Bond Strength: 0.096 MN/m
- Bond Length: 100% of Bolt Length
- Shear Strength: Unused
- Bolt Orientation Efficiency: Used
  - Method: Cosine Tension/Shear

Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1
- Shear Strength: 1.0000 MPa
- Unit Weight: 0.026 MN/m3
- Thickness: 2.50 cm

Support Summary

Summary of Perimeter Shotcrete
- Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
  - Perimeter Shotcrete Layer: 1
    - Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Summary of Perimeter Support Pressure
- No Support Pressure on Perimeter

Summary of Perimeter Bolt Patterns
- Number of Bolt Patterns on Perimeter: 2
  - Perimeter Bolt Pattern: 1
    - Property: Bolt Property 1
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m
  - Perimeter Bolt Pattern: 2
    - Property: Bolt Property 2
    - Strength type: Grouted Dowel
    - Bolt Length: 4.50 m
    - Orientation: normal to boundary
    - Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
    - Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 1.50 m

Summary of End Bolt Patterns
No Bolt Pattern on Ends

Summary of End Support Pressure
No Support Pressure on Ends

Summary of End Shotcrete
Number of Shotcrete Layers on Ends: 1
End Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Wedge Information

Lower Right wedge [2]
Factor of Safety: 268.091
Wedge Volume: 1.822 m3
Wedge Weight: 0.048 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.3086 MN
Driving Force: 0.0012 MN
Apex Height: 0.80 m

Upper Right wedge [4]
Factor of Safety: 229.798
Wedge Volume: 0.025 m3
Wedge Weight: 0.001 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.2187 MN
Driving Force: 0.0010 MN
Apex Height: 0.17 m

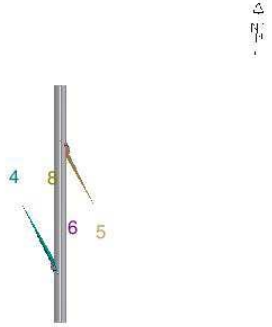
Upper Left wedge [7]
Factor of Safety: 4.153
Wedge Volume: 16.214 m3
Wedge Weight: 0.430 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 1.7019 MN
Driving Force: 0.4098 MN
Apex Height: 3.24 m

Upper Right wedge [8]
Factor of Safety: 19.587
Wedge Volume: 0.853 m3
Wedge Weight: 0.023 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.4858 MN
Driving Force: 0.0248 MN
Apex Height: 0.86 m

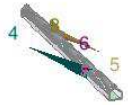
Near End wedge [9]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 0.237 m3
Wedge Weight: 0.006 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN

Apex Height: 0.29 m

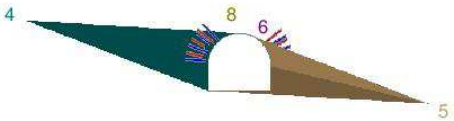
Far End wedge [10]
Factor of Safety: 72.218
Wedge Volume: 0.237 m3
Wedge Weight: 0.006 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.5275 MN
Driving Force: 0.0073 MN
Apex Height: 0.29 m



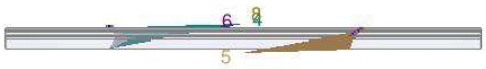
Top



Perspective



Front



Side

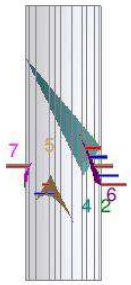
Wedge Information

Upper Left wedge [4]
- Factor of Safety: 10.910
- Wedge Volume: 659.002 m3
- Wedge Weight: 17.464 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 31.6068 MN
- Driving Force: 2.8971 MN
- Apex Height: 36.23 m

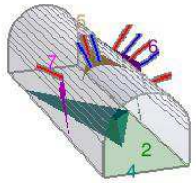
Lower Right wedge [5]
- Factor of Safety: stable
- Wedge Volume: 417.738 m3
- Wedge Weight: 11.070 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0000 MN
- Driving Force: 0.0000 MN
- Apex Height: 30.61 m

Roof wedge [6]
- Factor of Safety: 3096.514
- Wedge Volume: 0.000 m3
- Wedge Weight: 0.000 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0985 MN
- Driving Force: 0.0000 MN
- Apex Height: 0.03 m

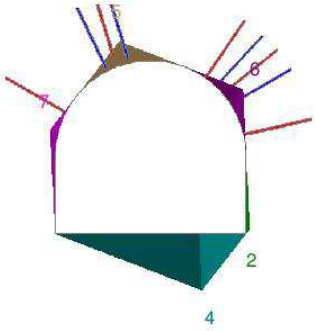
Roof wedge [8]
- Factor of Safety: 2403.594
- Wedge Volume: 0.001 m3
- Wedge Weight: 0.000 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0930 MN
- Driving Force: 0.0000 MN
- Apex Height: 0.04 m



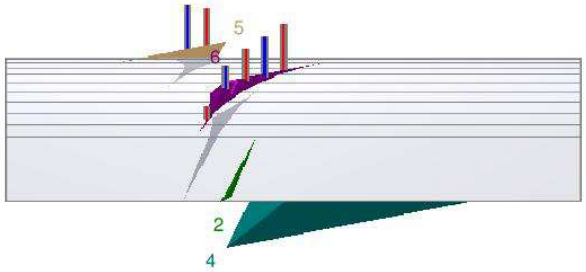
Top



Perspective



Front



Side

Wedge Information

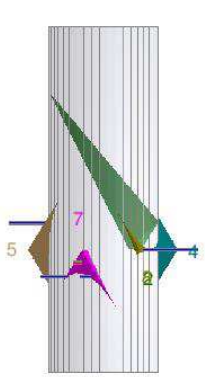
Lower Right wedge [2]
- Factor of Safety: 116.990
- Wedge Volume: 0.123 m3
- Wedge Weight: 0.003 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.2892 MN
- Driving Force: 0.0025 MN
- Apex Height: 0.23 m

Floor wedge [4]
- Factor of Safety: stable
- Wedge Volume: 47.974 m3
- Wedge Weight: 1.271 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0000 MN
- Driving Force: 0.0000 MN
- Apex Height: 3.64 m

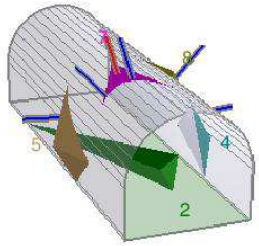
Roof wedge [5]
- Factor of Safety: 10.338
- Wedge Volume: 3.252 m3
- Wedge Weight: 0.086 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.8376 MN
- Driving Force: 0.0810 MN
- Apex Height: 1.51 m

Upper Right wedge [6]
- Factor of Safety: 23.643
- Wedge Volume: 1.979 m3
- Wedge Weight: 0.052 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 1.3019 MN
- Driving Force: 0.0551 MN
- Apex Height: 1.19 m

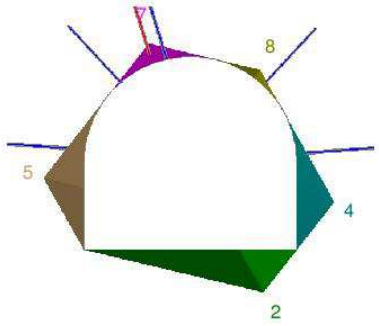
Upper Left wedge [7]
- Factor of Safety: 28.363
- Wedge Volume: 0.647 m3
- Wedge Weight: 0.017 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.5269 MN
- Driving Force: 0.0186 MN
- Apex Height: 0.56 m



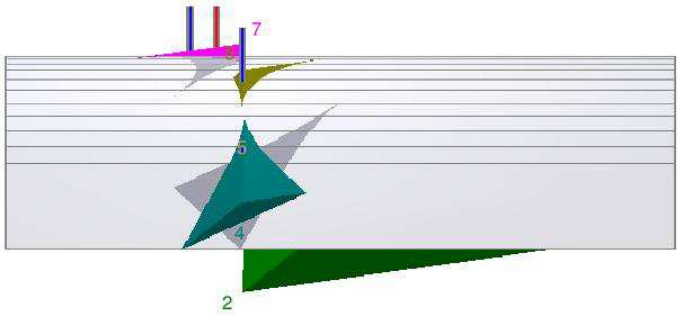
Top



Perspective



Front



Side

Wedge Information

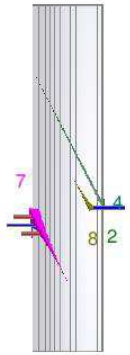
Floor wedge [2]
- Factor of Safety: stable
- Wedge Volume: 35.484 m3
- Wedge Weight: 0.940 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0000 MN
- Driving Force: 0.0000 MN
- Apex Height: 2.47 m

Lower Right wedge [4]
- Factor of Safety: 4.298
- Wedge Volume: 12.980 m3
- Wedge Weight: 0.344 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.8777 MN
- Driving Force: 0.2042 MN
- Apex Height: 2.16 m

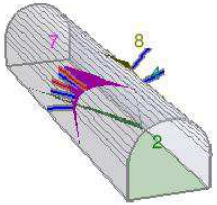
Lower Left wedge [5]
- Factor of Safety: 3.016
- Wedge Volume: 16.486 m3
- Wedge Weight: 0.437 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 1.1860 MN
- Driving Force: 0.3932 MN
- Apex Height: 2.33 m

Roof wedge [7]
- Factor of Safety: 13.072
- Wedge Volume: 2.403 m3
- Wedge Weight: 0.064 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.8266 MN
- Driving Force: 0.0632 MN
- Apex Height: 1.16 m

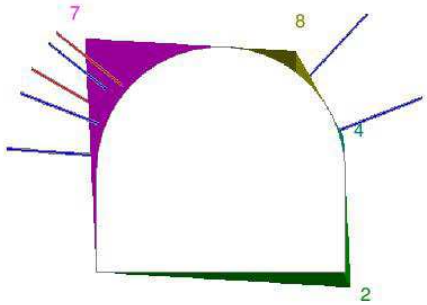
Upper Right wedge [8]
- Factor of Safety: 25.411
- Wedge Volume: 0.512 m3
- Wedge Weight: 0.014 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.3948 MN
- Driving Force: 0.0155 MN
- Apex Height: 0.57 m



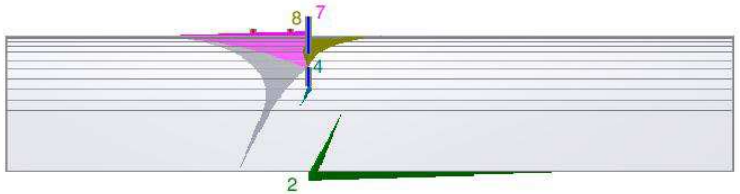
Top



Perspective



Front



Side

Wedge Information

Lower Right wedge [2]
- Factor of Safety: 268.091
- Wedge Volume: 1.822 m3
- Wedge Weight: 0.048 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.3086 MN
- Driving Force: 0.0012 MN
- Apex Height: 0.80 m

Upper Right wedge [4]
- Factor of Safety: 229.798
- Wedge Volume: 0.025 m3
- Wedge Weight: 0.001 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.2187 MN
- Driving Force: 0.0010 MN
- Apex Height: 0.17 m

Upper Left wedge [7]
- Factor of Safety: 4.153
- Wedge Volume: 16.214 m3
- Wedge Weight: 0.430 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 1.7019 MN
- Driving Force: 0.4098 MN
- Apex Height: 3.24 m

Upper Right wedge [8]
- Factor of Safety: 19.587
- Wedge Volume: 0.853 m3
- Wedge Weight: 0.023 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.4858 MN
- Driving Force: 0.0248 MN
- Apex Height: 0.86 m