

# “FAVAZZINA”

Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio  
ad alta flessibilità

Comune di Scilla (RC)

COMMITTENTE



COORDINAMENTO / MANDANTE

STRATEGIES FOR WATER



Progettisti: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

PROGETTAZIONE GEOTECNICA /  
MANDATARIA



Progettista: Ing. Luisella Vai

**Relazione descrittiva e di calcolo della  
galleria idraulica e delle gallerie di accesso**

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	PRIMA EMISSIONE	Aprile 2023	SP	LV	P.MACCHI

Codice commessa: 1422

Codifica documento: 1422-A-GD-R-03-0

## INDICE

1. INTRODUZIONE .....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	2
3. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI .....	3
4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA.....	4
4.1 Caratterizzazione geologica.....	4
4.2 Caratterizzazione geotecnica.....	5
4.3 Caratterizzazione sismica.....	7
5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI.....	9
5.1 Galleria di accesso alla centrale .....	9
5.1.1 Sezioni tipo GA1 e GA1a.....	9
5.1.2 Sezioni tipo GA2 e GA2a.....	11
5.1.3 Sezione GA3 .....	13
5.1.4 Sezione GA4 .....	14
5.2 Galleria secondaria di accesso alla centrale .....	15
5.2.1 Sezione tipo GSA1 .....	15
5.2.2 Sezione tipo GSA2 .....	16
5.3 Cunicolo delle sbarre .....	17
5.3.1 Sezione tipo GS1.....	17
5.3.2 Sezione tipo GS2.....	18
5.4 Galleria di accesso al pozzo piezometrico .....	19
5.4.1 Sezione tipo GPz1 .....	20
5.4.2 Sezione tipo GPz2.....	20
5.4.3 Sezione GPz3.....	21
5.4.4 Sezione GPz4.....	22
5.5 Galleria idraulica – tratto scavato in tradizionale .....	23
5.5.1 Sezione tipo GI S1.....	24
5.5.2 Sezione tipo GI S2.....	25
5.6 Galleria idraulica – tratto scavato con TBM.....	28
5.6.1 Sezione tipo GI 1 .....	28
5.6.2 Sezione GI2.....	29
5.7 Materiali.....	30
6. ANALISI NUMERICHE .....	32
6.1 Generalità.....	32
6.2 Galleria di accesso alla centrale .....	33

6.2.1	Sezione tipo GA1 .....	34
6.2.2	Sezione tipo GA2.....	38
6.2.3	Sezione tipo GA3.....	42
6.3	Galleria idraulica – tratto scavato con TBM.....	47
6.3.1	Analisi 1: Sezione tipo GI1.....	47
6.3.2	Analisi 2: Sezione tipo GI2.....	52
6.3.3	Analisi 3: Sezione tipo GI1.....	57
7.	VERIFICHE STRUTTURALI DEI SOSTEGNI .....	63
7.1	Approcci di calcolo.....	63
7.2	Criteri di verifica.....	64
7.2.1	Verifica dei rivestimenti in calcestruzzo proiettato o gettato in opera .....	64
7.2.2	Verifica di sfilamento delle bullonature.....	65
7.3	Galleria di accesso alla centrale .....	66
7.3.1	Sezione tipo GA1.....	67
7.3.2	Sezione tipo GA2.....	69
7.3.3	Sezione tipo GA3.....	72
7.4	Galleria idraulica – tratto scavato con TBM.....	75
7.4.1	Sezione tipo GI1 .....	75
7.4.2	Sezione tipo GI2 .....	76

## TABELLE

Tabella 4.1 – Unità (Go): parametri fisici, di resistenza e di deformabilità
Tabella 4.2 – Unità (Sb): parametri fisici, di resistenza e di deformabilità
Tabella 4.3 – Faglia (Go e Sb): parametri fisici, di resistenza e di deformabilità
Tabella 4-4 – Terreni di copertura: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità
Tabella 4.5 – Riassunto dei dati di inputi sismico impiegati nei modelli di calcolo
Tabella 6-1 – Galleria idraulica TBM: condizioni di analisi
Tabella 7.1 – Coefficienti parziali delle azioni (Tabella 6.2.I NTC2018)
Tabella 7.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (Tabella 6.2.II NTC2018)
Tabella 7.3 – Tabella proposta da Bustamante e Doix per la scelta del coefficiente $\alpha$
Tabella 7.4 – Sezione tipo GA1: calcolo del taglio resistente del rivestimento
Tabella 7.5 – Centrale in caverna: massima sollecitazione di calcolo sulle chiodature
Tabella 7.6 – Sezione tipo GA2: calcolo del taglio resistente del rivestimento definitivo (calotta e piedritti)
Tabella 7.7 – Sezione tipo GA2: calcolo del taglio resistente del rivestimento definitivo (calotta e piedritti)
Tabella 7.8 – Sezione tipo GA3: calcolo del taglio resistente del rivestimento definitivo (calotta e piedritti)

Tabella 7.9 – Sezione tipo GA3: calcolo del taglio resistente del rivestimento definitivo (calotta e piedritti)

Tabella 7.10 – Sezione tipo GI2: calcolo del taglio resistente del rivestimento definitivo

## FIGURE

Figura 4.1 – Carta geologica di progetto

Figura 4.2 – Profilo geologico in asse alla via d'acqua

Figura 4.3 – Applicazione delle deformazioni di taglio sui bordi del modello per l'applicazione del Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero

Figura 5.1 – Profilo in asse alla via d'acqua

Figura 5.2 – Sezione tipo GA1: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 5.3 – Sezione tipo GA1a: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 5.4 – Sezione tipo GA2: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 5.5 – Sezione tipo GA2a: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 5.6 – Sezione tipo GA3: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 5.7 – Sezione tipo GA4: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 5.8 – Sezione tipo GSA1: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 5.9 – Sezione tipo GSA2: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 5.10 – Sezione tipo GS1: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 5.11 – Sezione tipo GS2: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 5.12 – Sezione tipo GPz1: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 5.13 – Sezione tipo GPz2: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 5.14 – Sezione tipo GPz3: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 5.15 – Sezione tipo GPz4: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 5.16 – Sezione tipo GI S1: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 5.17 – Sezione tipo GI S2: geometria del cavo e interventi di sostegno (sezione trasversale)

Figura 5.18 – Sezione tipo GI S2: geometria del cavo e interventi di sostegno (profilo longitudinale)

Figura 5.19 – Sezione tipo GI1: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 5.20 – Sezione tipo GI2: geometria del cavo e interventi di sostegno

Figura 6.1 – Sezione tipo GA1: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione

Figura 6.2 – Sezione tipo GA1: curve caratteristiche della calotta e dei piedritti

Figura 6.3 – Sezione tipo GA1: raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 6

Figura 6.4 – Sezione tipo GA1: plasticizzazione e spostamenti aggiuntivi verificatisi allo step 7

Figura 6.5 – Sezione tipo GA1: sforzo normale agente sul rivestimento ( $N_{max}=4118$  kN/m) e sulle chiodature ( $N_{max}=261$  kN) allo step 6

Figura 6.6 – Sezione tipo GA1: momento flettente ( $M_{max}=110$  kNm/m) e taglio ( $N_{max}=230$  kN/m) agente sul rivestimento allo step 6

Figura 6.7 – Sezione tipo GA2: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione

Figura 6.8 – Sezione tipo GA2: curve caratteristiche della calotta e dei piedritti

Figura 6.9 – Sezione tipo GA2: raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 6

Figura 6.10 – Sezione tipo GA2: plasticizzazione e spostamenti aggiuntivi verificatisi allo step 7

Figura 6.11 – Sezione tipo GA2: sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase allo step 4 ( $N_{max}=4394$  kN/m) e sul rivestimento definitivo allo step 6 ( $N_{max}=9598$  kN/m)

Figura 6.12 – Sezione tipo GA1: momento flettente agente sul rivestimento di prima fase allo step 4 ( $M_{max}=175$  kNm/m) e sul rivestimento definitivo allo step 6 ( $N_{max}=2315$  kNm/m)

Figura 6.13 – Sezione tipo GA2: taglio agente sul rivestimento di prima fase allo step 4 ( $V_{max}=207$  kN/m) e sul rivestimento definitivo allo step 6 ( $V_{max}=2929$  kN/m)

Figura 6.14 – Sezione tipo GA3: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione

Figura 6.15 – Sezione tipo GA3: curve caratteristiche della calotta e dei piedritti

Figura 6.16 – Sezione tipo GA3: raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 7

Figura 6.17 – Sezione tipo GA3: plasticizzazione e spostamenti aggiuntivi verificatisi allo step 8

Figura 6.18 – Sezione tipo GA3: sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase allo step 5 ( $N_{max}=4386$  kN/m) e sul rivestimento definitivo allo step 7 ( $N_{max}=6804$  kN/m)

Figura 6.19 – Sezione tipo GA3: momento flettente agente sul rivestimento di prima fase allo step 5 ( $M_{max}=224$  kNm/m) e sul rivestimento definitivo allo step 7 ( $N_{max}=3314$  kNm/m)

Figura 6.20 – Sezione tipo GA3: taglio agente sul rivestimento di prima 3095 kN/m)

Figura 6.21 – Analisi 1: Sezione tipo GI1 - Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione

Figura 6.22 – Analisi 1: Sezione tipo GI1 - curve caratteristiche della calotta e dei piedritti

Figura 6.23 – Analisi 1: Sezione tipo GI1 - raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5

Figura 6.24 – Analisi 1: Sezione tipo GI1 - plasticizzazione e spostamenti aggiuntivi verificatisi allo step 6

Figura 6.25 – Analisi 1: Sezione tipo GI1 - sforzo normale agente sul rivestimento allo step 4 ( $N_{max}=3940$  kN/m) ed allo step 5 ( $N_{max}=2489$  kN/m)

Figura 6.26 – Analisi 1: Sezione tipo GI1 - momento flettente agente sul rivestimento allo step 4 ( $M_{max}=66.4$  kNm/m) ed allo step 5 ( $M_{max}=47.5$  kNm/m)

Figura 6.27 – Analisi 1: Sezione tipo GI1 - taglio agente sul rivestimento allo step 4 ( $V_{max}=69.0$  kN/m) ed allo step 5 ( $V_{max}=52.5$  kN/m)

Figura 6.28 – Analisi 2: Sezione tipo GI2 - Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione

Figura 6.29 – Analisi 2: Sezione tipo GI2 - curve caratteristiche della calotta e dei piedritti

Figura 6.30 – Analisi 2: Sezione tipo GI2 - raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 6

Figura 6.31 – Analisi 2: Sezione tipo GI2 - plasticizzazione e spostamenti aggiuntivi verificatisi allo step 7

Figura 6.32 – Analisi 2: Sezione tipo GI2 - sforzo normale agente sul rivestimento allo step 5 ( $N_{max}=6042$  kN/m) ed allo step 6 ( $N_{max}=4296$  kN/m)

Figura 6.33 – Analisi 2: Sezione tipo GI2 – momento flettente agente sul rivestimento allo step 5 ( $M_{max}=199.0$  kNm/m) ed allo step 6 ( $M_{max}=152.0$  kNm/m)

Figura 6.34 – Analisi 2: Sezione tipo GI2 - taglio agente sul rivestimento allo step 5 ( $V_{max}=162.0$  kN/m) ed allo step 6 ( $V_{max}=126.2$  kN/m)

Figura 6.35 – Analisi 3: Sezione tipo GI1 - Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione

Figura 6.36 – Analisi 3: Sezione tipo GI1 - curve caratteristiche della calotta e dei piedritti

Figura 6.37 – Analisi 3: Sezione tipo GI1 - raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5

Figura 6.38 – Analisi 3: Sezione tipo GI1 - plasticizzazione e spostamenti aggiuntivi verificatisi allo step 6

Figura 6.39 – Analisi 3: Sezione tipo GI1 - sforzo normale agente sul rivestimento allo step 4 ( $N_{max}=52$  kN/m) ed allo step 5 ( $N_{max}=-171$  kN/m)

Figura 6.40 – Analisi 3: Sezione tipo GI1 – momento flettente agente sul rivestimento allo step 4 ( $M_{max}=2.2$  kNm/m) ed allo step 5 ( $M_{max}=5$  kNm/m)

Figura 6.41 – Analisi 3: Sezione tipo GI1 - taglio agente sul rivestimento allo step 4 ( $V_{max}=2$  kN/m) ed allo step 5 ( $V_{max}=4$  kN/m)

Figura 7.1 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di  $q_s$

Figura 7.2 – Sezione tipo GA1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

Figura 7.3 – Sezione tipo GA2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

Figura 7.4 – Sezione tipo GA2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo su calotta e piedritti

Figura 7.5 – Sezione tipo GA2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo dell'arco rovescio

Figura 7.6 – Sezione tipo GA3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

Figura 7.7 – Sezione tipo GA3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo su calotta e piedritti

Figura 7.8 – Sezione tipo GA3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo dell'arco rovescio

Figura 7.9 – Sezione tipo G11: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo (analisi 1)

Figura 7.10 – Sezione tipo G11: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo (analisi 3)

Figura 7.11 – Sezione tipo G12: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo è stata redatta per conto di FROSIO NEXT S.r.l. nell'ambito del progetto per autorizzazione di un sistema di accumulo idroelettrico situato nel comune di Scilla (RC). L'impianto in progetto prevede la realizzazione di un bacino artificiale in una zona rialzata (circa 600 m.s.l.m.) sita in località Melia, di un'opera di presa di valle sita in località Favazzina e di un impianto di pompaggio delle acque dal mare verso il nuovo bacino.

La presente relazione ha lo scopo di illustrare la metodologia di dimensionamento e verifica, in riferimento alle condizioni statiche e sismiche, dei rivestimenti dei tunnel in progetto. Data l'importanza dell'opera, infatti, la presenza del carico sismico è stata esplicitamente considerata, in modo semplificato, nelle simulazioni numeriche effettuate volte al predimensionamento delle opere in progetto. Per la verifica sismica ci si riferirà a riferimenti specifici di letteratura e alle raccomandazioni AGI in quanto ad oggi la verifica sismica di manufatti sotterranei non è normata in modo specifico né a livello nazionale (il D.M. 17 gennaio 2018 contiene solo indicazioni di indirizzo generale), né internazionale.

Dopo un breve cenno sui riferimenti normativi e sui codici di calcolo impiegati, si richiamano, al Capitolo 4, la caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica delle unità geotecniche previste lungo il tracciato delle diverse opere, ottenuta sulla base dei dati disponibili in letteratura e della campagna di indagini geofisiche multi metodologiche effettuata nei mesi compresi tra febbraio e marzo 2023. Il Capitolo 5 riporta una breve descrizione degli interventi in progetto e dei materiali da costruzione previsti, mentre nei capitoli 6 e 7 sono esposti i risultati delle analisi numeriche di progetto e delle verifiche previste dalla normativa vigente condotte per le sezioni di analisi.

## **2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa di riferimento per i calcoli e le verifiche è costituita da:

- D.M. 17 gennaio 2018 “Norme tecniche per le costruzioni” - NTC 2018
- Circolare 11 febbraio 2019, n. 617/C.S.LL.PP.

### **3. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI**

I programmi di calcolo utilizzati per le analisi e le verifiche delle sezioni tipo sono:

- Rocscience Inc. – Phase2 Versione 8.024
- Midas Information Technology – MidasGen 2022.

Entrambi i software sono largamente impiegati a livello globale e di comprovata validità nella progettazione geotecnica e strutturale.



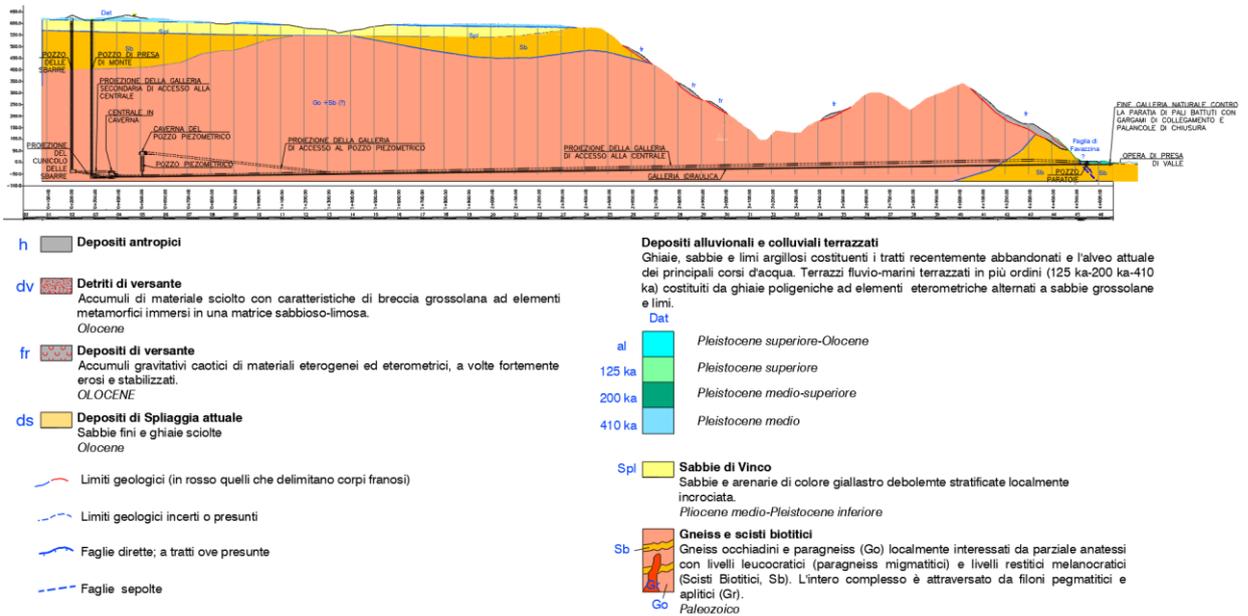


Figura 4.2 – Profilo geologico in asse alla via d'acqua

Dalle figure precedenti è possibile osservare che:

- la galleria di accesso alla centrale e la galleria idraulica interesseranno nel tratto iniziale a partire dall'imbocco lato valle l'unità degli Scisti Biotitici (Sb) per poi intestarsi negli Gneiss Occhiadini e Paragneiss (Go) i quali risultano localmente interessati da parziale anatessi con livelli leucocratici (paragneiss migmatitici) e livelli restitici melanocratici (Scisti Biotitici, Sb). L'intero complesso è attraversato da filoni pegmatitici e aplitici (Gr).
- la galleria di accesso al pozzo piezometrico, la galleria secondaria di accesso alla centrale ed il cunicolo delle sbarre interesseranno gli Gneiss Occhiadini e Paragneiss (Go) i quali, come si è detto, risultano localmente interessati da parziale anatessi con livelli leucocratici (paragneiss migmatitici) e livelli restitici melanocratici (Scisti Biotitici, Sb). L'intero complesso è attraversato da filoni pegmatitici e aplitici (Gr).

## 4.2 Caratterizzazione geotecnica

Le diverse unità geologiche presenti sul sito in cui si intende realizzare l'opera sono state caratterizzate da un punto di vista geotecnico al fine di determinare le caratteristiche fisiche e le proprietà meccaniche di resistenza e deformabilità utili per lo svolgimento dei calcoli di progetto.

La caratterizzazione delle diverse unità geotecniche è stata effettuata basandosi sia su dati disponibili in letteratura relativi a materiali analoghi a quelli presenti in sito sia sui dati finora raccolti durante la campagne di indagini svolte tra febbraio e marzo 2023. Tali dati hanno consentito di effettuare una prima caratterizzazione di massima delle unità geotecniche in oggetto. Per maggiori approfondimenti circa i dati raccolti durante la cam-

pagna indagini e la determinazione dei parametri geotecnici si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale* (1422-A-GD-R-01) ed alla *Relazione indagine geofisica multimetodologica* (1422-A-GE-R-01).

I parametri geotecnici assunti in sede di progetto, per ciascuna unità, sono riassunti nelle tabelle riportate di seguito (da Tabella 4.1 a Tabella 4-4), ovviamente tali parametri dovranno essere confermati nelle successive fasi di progettazione da ulteriori indagini volte a caratterizzare in maniera più rigorosa i terreni e gli ammassi rocciosi presenti in sito.

Tabella 4.1 – Unità (Go): parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

Unità Go	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	$m_b$	s	a	$\nu$	MR	$E_d$ (GPa)
parametri medi	26.5	60	70	25	5.991	0.0117	0.503	0.25	525	19.11
parametri minimi	26.5	40	30	25	2.933	0.0013	0.511	0.25	525	2.50

Tabella 4.2 – Unità (Sb): parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

Unità Sb	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	$m_b$	s	a	$\nu$	MR	$E_d$ (GPa)
parametri medi	24	60	50	12	2.876	0.0117	0.503	0.25	675	17.55
parametri minimi	24	30	30	12	0.985	0.0004	0.522	0.25	675	1.65

Tabella 4.3 – Faglia (Go e Sb): parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	$m_b$	s	a	$\nu$	MR	$E_d$ (GPa)
faglia	24	20	25	25	1.436	0.0001	0.544	0.30	525	0.60

Tabella 4-4 – Terreni di copertura: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	$\phi$ (°)	$\nu$	$E_d$ (MPa)
Dat	19	5	34	0.30	10

Come si può osservare dalle tabelle precedenti, in considerazione della notevole estensione della galleria idraulica e della galleria di accesso alla centrale, ed in assenza di informazioni specifiche relative alla qualità attesa dell'ammasso roccioso atteso, sono state sviluppate in tal senso delle ipotesi di calcolo conservative basate anche sull'ausilio di dati pregressi circa la natura geotecnica dei terreni naturali presenti in sito. Si prospettano quindi tre diversi set di parametri per ciascuna tipologia di ammasso roccioso (Go e Sb), riferiti alle seguenti possibili condizioni:

- parametri medi: da impiegarsi nelle condizioni in cui l'ammasso si presenta più integro

- parametri minimi: da impiegarsi nelle condizioni in cui l'ammasso si presenta più fratturato
- faglia: da impiegarsi nelle condizioni in cui l'ammasso viene attraversato da zone di disturbo tettonico.

### 4.3 Caratterizzazione sismica

Come già evidenziato nei documenti di progetto la zona che ospiterà l'impianto è soggetta ad un rischio sismico rilevante, di cui è necessario tenere conto in tutte le fasi di progettazione.

In particolare, per quanto si riferisce ai rivestimenti delle gallerie ed alle altre opere in sotterraneo, la presenza del carico sismico è stata esplicitamente considerata nelle simulazioni numeriche effettuate.

Come illustrato nella *Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo (Elaborato 1422-A-GD-R-02)*, a cui si rimanda per ulteriori dettagli, gli effetti tensionali e deformativi dovuti all'evento sismico sono stati considerati mediante una analisi semplificata di tipo pseudo-statico in cui si è applicato il *Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero*. Tale metodo consente di simulare gli effetti di ovalizzazione del cavo in direzione trasversale mediante l'applicazione di uno spostamento a farfalla sui bordi del modello, come indicato in Figura 4.3.

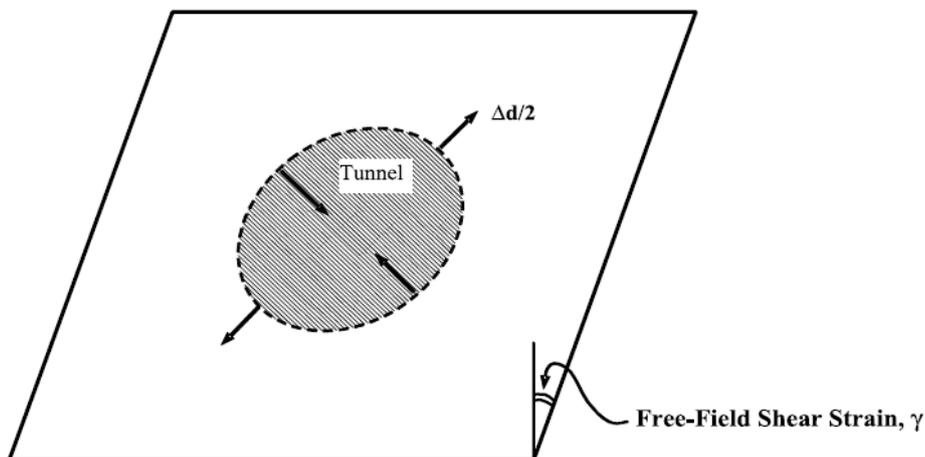


Figura 4.3 – Applicazione delle deformazioni di taglio sui bordi del modello per l'applicazione del Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero

L'entità degli spostamenti applicati è stata definita in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno e dello studio di pericolosità sismica effettuato per il sito in cui si intende realizzare l'opera.

Si riportano di seguito i principali parametri impiegati per la caratterizzazione sismica delle diverse opere, mentre per un approfondimento circa la loro definizione si rimanda alla *Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo*.

#### Parametri comuni

- metodo di calcolo dell'azione pseudo-statica: Free-field shear deformation method
- vita nominale:  $V_N = 100$  anni
- classe d'uso: classe IV  $C_U=2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_N * C_U = 100*2.0 = 200$  anni
- Magnitudo prevista: 6.35
- Distanza dalla sorgente prevista: < 10 km

Le formule applicate sono di seguito riepilogate:

$$a_{max,s} = S \cdot a_g$$

$$a_{z,max} = C \cdot a_{max,s}$$

$$V_s = k \cdot a_{z,max}$$

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s}$$

$$\Delta x_{max} = \gamma_{max} \frac{h_{modello}}{2}$$

Tabella 4.5 – Riassunto dei dati di inputi sismico impiegati nei modelli di calcolo

Opera	Litotipo	cat suolo	S	$a_{max,s}$	Copertura (m)	C	$a_{z,max}$	k	$V_s$ (m/s)	$C_s$ (m/s)	$\gamma_{max}$	h/2 (m)	$\Delta x_{max}$ (m)
Accesso alla centrale - Accesso al pozzo piezometrico - Cunicolo delle sbarre	Go Sb Faglia	A	1	0.435	>30	0.7	0.3045	66	0.201	1500	0.0001	20	0.0027
Idraulica TBM	Go Sb Faglia	A	1	0.435	>30	0.7	0.3045	66	0.201	1500	0.0001	10	0.0013
	Sb Faglia	A	1	0.435	15	0.9	0.3915	66	0.258	1000	0.0003	10	0.0026

## 5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

Nel presente capitolo si riporta, per ciascuna galleria, una breve descrizione delle sezioni tipologiche previste per garantire un adeguato sostegno del cavo sia in fase di esecuzione sia in fase di utilizzo. Ulteriori dettagli sono riportati sugli elaborati grafici di progetto richiamati in ciascun paragrafo.

In Figura 5.1 si riporta il profilo in asse alla galleria idraulica su cui sono indicate le principali opere strutturali in sotterraneo.



Figura 5.1 – Profilo in asse alla via d'acqua

### 5.1 Galleria di accesso alla centrale

La galleria di accesso alla centrale in caverna ha origine nel piazzale posto in prossimità dell'opera di presa di valle e consente l'accesso alla centrale in caverna. Tale galleria ha una sezione interna di 8.00 m di larghezza per 7.00 m di altezza ed una lunghezza totale pari a circa 4226 m.

Come si può vedere in Figura 4.2 l'opera ricade totalmente negli Gneiss Occhiadini e Paragneiss (Go) e negli Scisti Biotitici (Sb). Per tale opera sono state predimensionate le sezioni tipologiche descritte di seguito.

#### 5.1.1 Sezioni tipo GA1 e GA1a

Le sezioni tipo GA1 e GA1a (Elaborato 1422-D-GD-D-02) sono previste per i casi in cui l'ammasso roccioso si presenta più integro e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni medie dell'ammasso.

La sezione tipo GA1 (Figura 5.2) è prevista nei tratti in alta copertura (>350 m) e prevede la posa su calotta e piedritti di uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato di classe C32/40, armato con rete elettrosaldata, e di 12/13 bulloni di lunghezza pari a 3 m, posizionati a quinconce con passo pari a 1 m.

La sezione tipo GA1a (Figura 5.3) è prevista nei tratti con copertura < 350 m e prevede la posa su calotta e piedritti di uno strato di 20 cm di calcestruzzo proiettato di classe C32/40, armato con rete elettrosaldata, e di 12/13 bulloni di lunghezza pari a 3 m, posizionati a quinconce con passo pari a 1.5 m.

In entrambi i casi a completamento della galleria si procederà con il getto della platea di fondo dello spessore di 50 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C32/40.

Nel caso di considerevoli venute d'acqua durante lo scavo è prevista la posa di drenaggi in avanzamento.

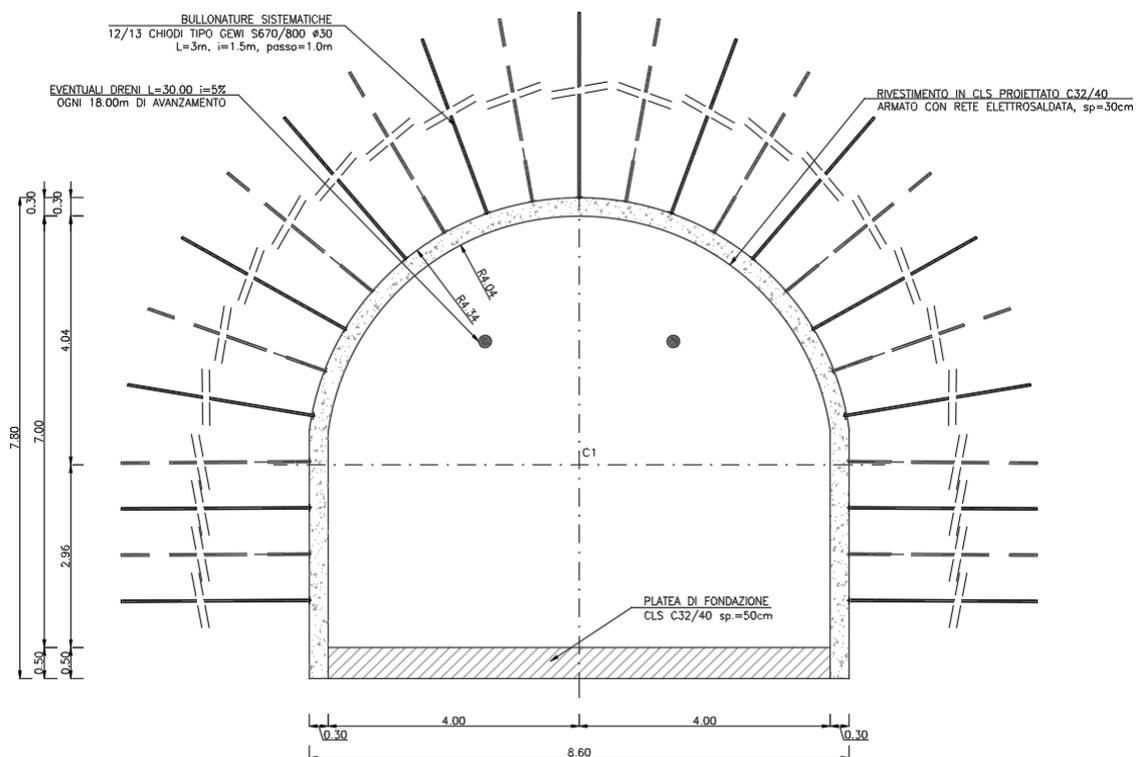


Figura 5.2 – Sezione tipo GA1: geometria del cavo e interventi di sostegno

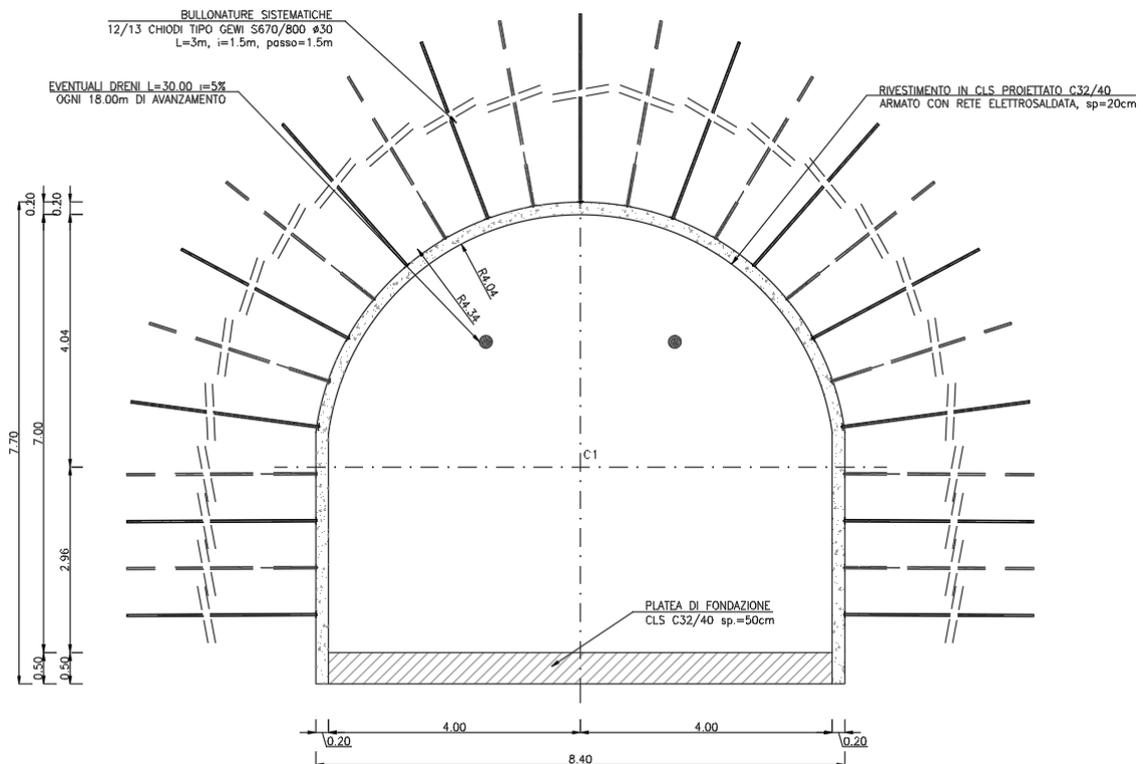


Figura 5.3 – Sezione tipo GA1a: geometria del cavo e interventi di sostegno

### 5.1.2 Sezioni tipo GA2 e GA2a

Le sezioni tipo GA2 e GA2a (Elaborato 1422-D-GD-D-03) sono previste per i casi in cui l'ammasso roccioso si presenta più fratturato e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni minime dell'ammasso.

La sezione tipo GA2 (Figura 5.4) è prevista nei tratti in alta copertura (>350 m) e prevede la posa su calotta e piedritti di uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C32/40 e centine accoppiate HEB 200 con interasse longitudinale di 1.00 m.

La sezione tipo GA2a (Figura 5.5) è prevista nei tratti con copertura < 350 m e prevede la posa su calotta e piedritti di uno strato di 25 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C32/40 e centine accoppiate HEB 180 con interasse longitudinale di 1.00 m.

In entrambi i casi a completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 60 cm su piedritti e calotta e 70 cm per la platea di fondo da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C32/40. Nel caso di considerevoli venute d'acqua durante lo scavo è prevista la posa di drenaggi in avanzamento.

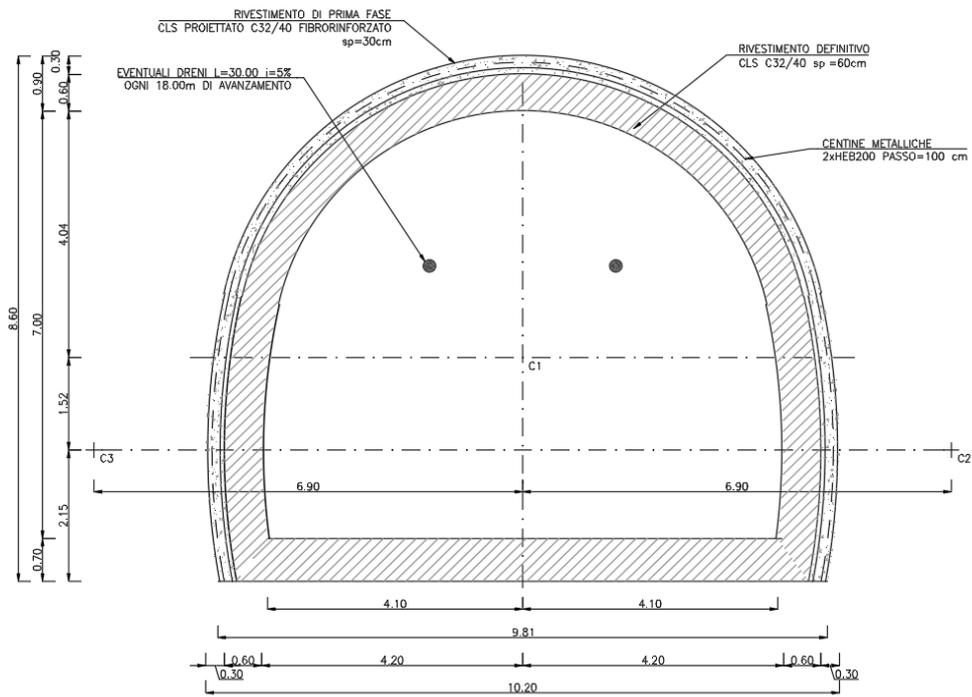


Figura 5.4 – Sezione tipo GA2: geometria del cavo e interventi di sostegno

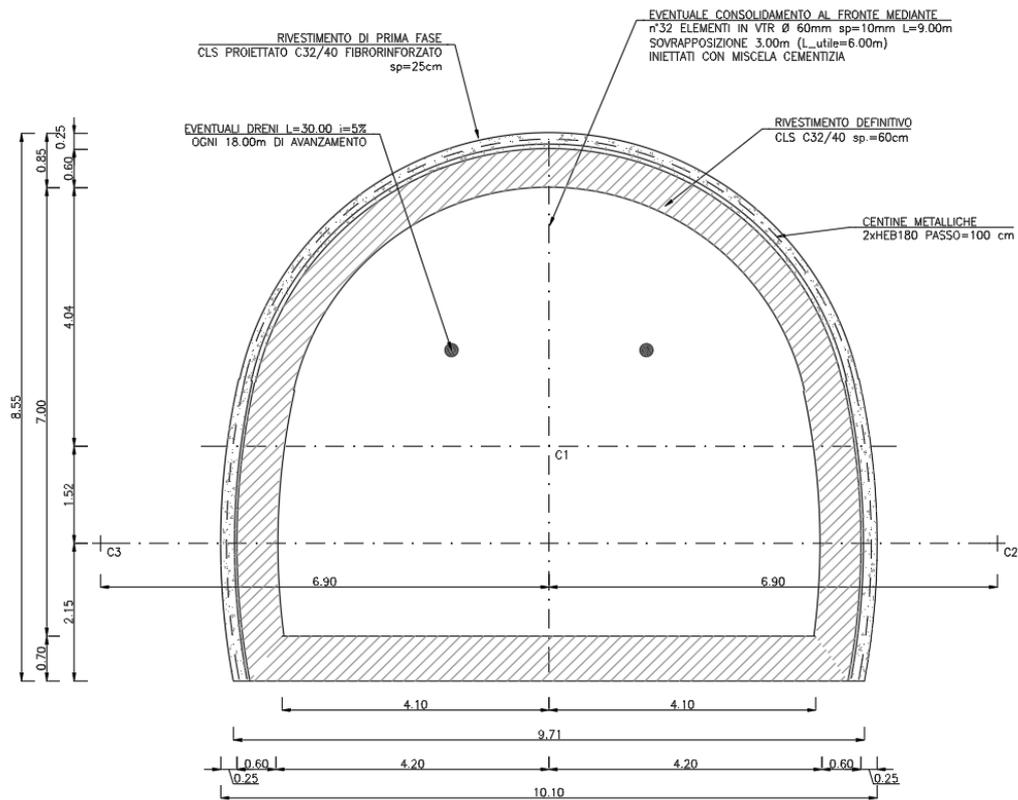


Figura 5.5 – Sezione tipo GA2a: geometria del cavo e interventi di sostegno

### 5.1.3 Sezione GA3

La sezione tipo GA3 (Figura 5.6 e Elaborato 1422-D-GD-D-04) è prevista nei tratti con coperture inferiori ai 500 m in cui l'ammasso roccioso risulta particolarmente fratturato o attraversato da zone di disturbo tettonico per le quali si hanno parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni di faglia.

Preventivamente allo scavo si prevede la realizzazione di un presostegno del contorno di scavo mediante tecnica del "forepolig", la quale consente di mantenere una sezione di scavo costante, e di un eventuale consolidamento del fronte. Entrambi gli interventi verranno realizzati con barre VTR, come mostrato dalla figura seguente.

Il rivestimento di prima fase di calotta e piedritti sarà costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C32/40 e da centine accoppiate HEB 200 con interasse longitudinale di 1.00 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 60 cm su piedritti e calotta e 70 cm per la platea di fondo da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C32/40. Nel caso di considerevoli venute d'acqua durante lo scavo è prevista la posa di drenaggi in avanzamento.

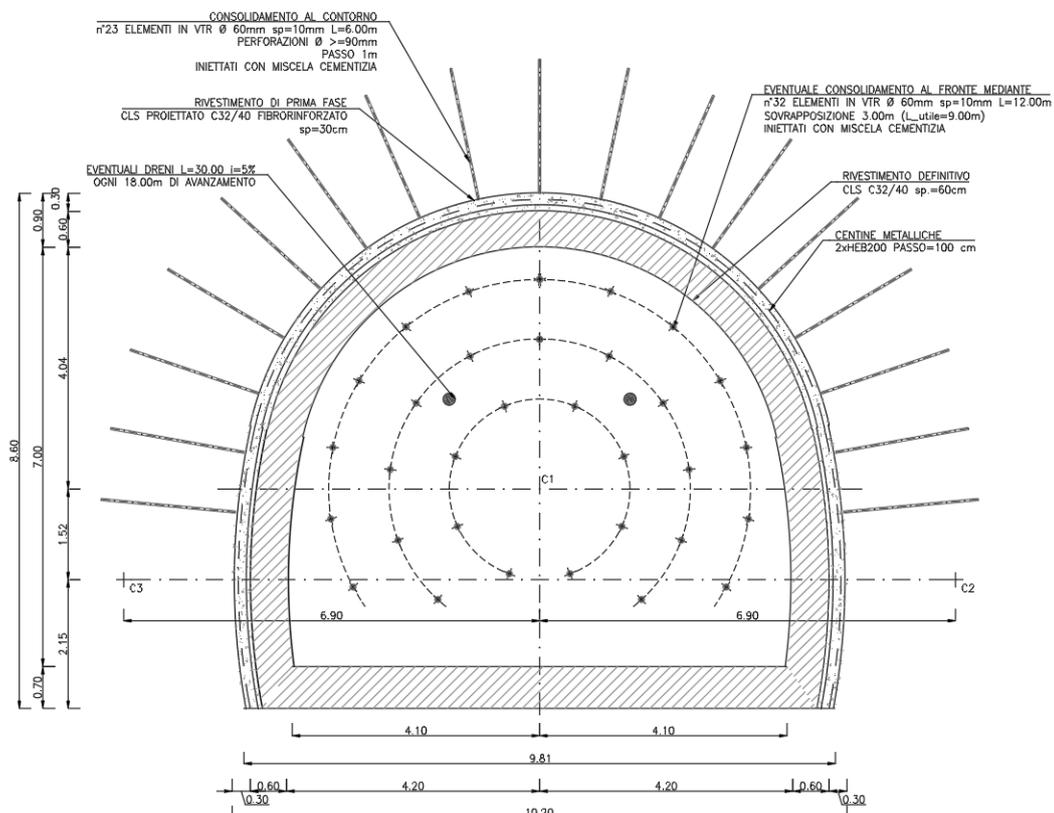


Figura 5.6 – Sezione tipo GA3: geometria del cavo e interventi di sostegno

### 5.1.4 Sezione GA4

La sezione tipo GA4 (Figura 5.7 e Elaborato 1422-D-GD-D-04) è prevista per quattro campi di applicazione (L=36 m) in corrispondenza dell'imbocco della galleria di accesso alla centrale e consente di realizzare il sottopasso stradale previsto in prossimità dell'imbocco della galleria di accesso. Si prevede inoltre di impiegare la sezione tipo GA4 per i tratti con coperture maggiori di 500 m in cui l'ammasso roccioso risulta particolarmente fratturato o attraversato da zone di disturbo tettonico per le quali si hanno parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni di faglia.

Si prevede la realizzazione di un preconsolidamento del fronte di scavo mediante 32 elementi in VTR iniettati con miscela cementizia nonché di un preconsolidamento del contorno di scavo mediante 30 elementi VTR iniettati con miscela cementizia più ulteriori 35 infilaggi da realizzarsi sulle reni e sulla calotta con tubi in acciaio iniettati con malta cementizia.

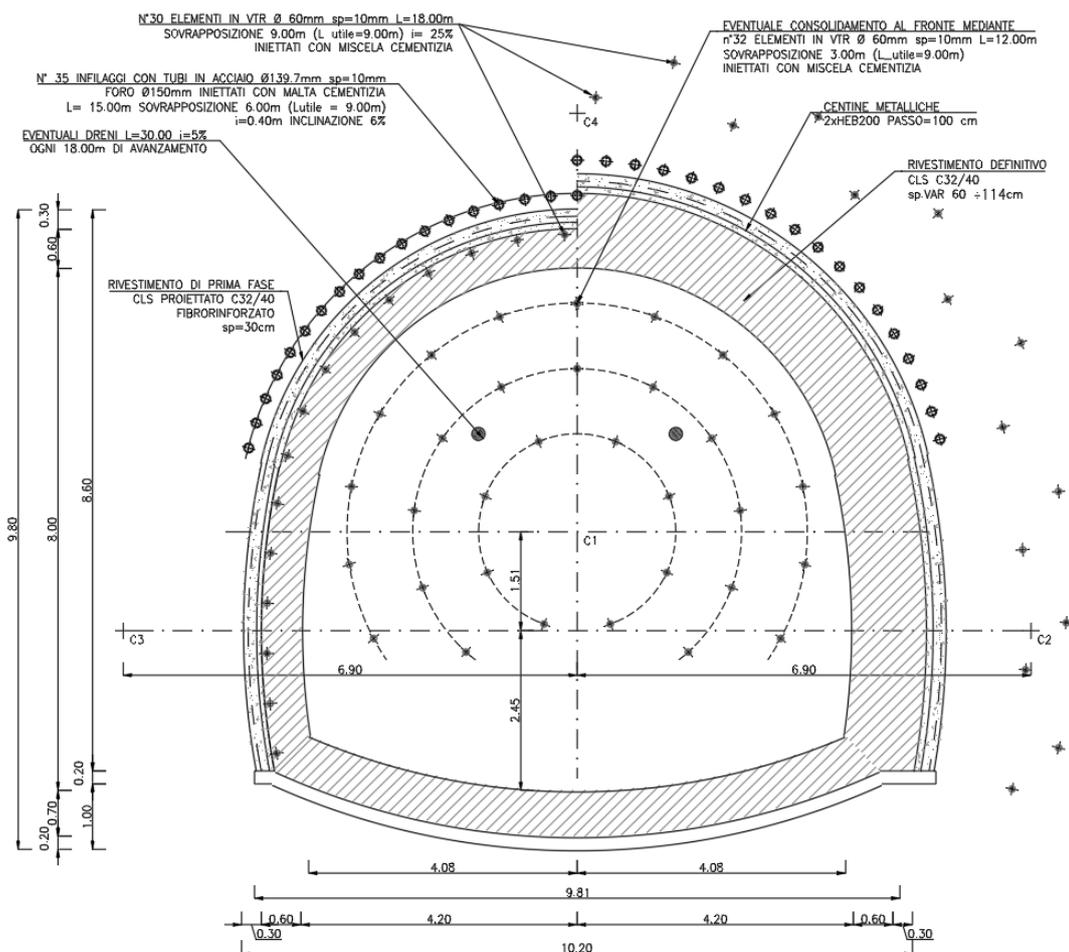


Figura 5.7 – Sezione tipo GA4: geometria del cavo e interventi di sostegno

Il rivestimento di prima fase di calotta e piedritti sarà costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C32/40 e centine accoppiate HEB 200 con interasse longitudinale di 1.00 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore variabile tra 60 e 114 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C32/40. Nel caso di considerevoli venute d'acqua durante lo scavo è prevista la posa di drenaggi in avanzamento.

## **5.2 Galleria secondaria di accesso alla centrale**

La galleria secondaria di accesso alla centrale in caverna ha origine nella caverna posta al di sotto del Pozzo delle sbarre e consente l'accesso alla calotta della centrale in caverna. Questa galleria ha una funzione provvisoria finalizzata allo scavo della caverna che ospiterà la centrale, ha una sezione interna di 8.00 m di larghezza per 7.00 m di altezza, una lunghezza di circa 200 m ed una copertura di circa 650 m.

Come si può vedere in Figura 4.2 l'opera ricade totalmente negli Gneiss Occhiadini e Paragneiss (Go) e negli Scisti Biotitici (Sb). Per tale opera sono state predimensionate le sezioni tipologiche descritte di seguito.

### *5.2.1 Sezione tipo GSA1*

La sezione tipo GSA1 (Figura 5.8 e Elaborato 1422-D-GD-D-05) è prevista per i casi in cui l'ammasso roccioso si presenta più integro e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni medie dell'ammasso e prevede la posa su calotta e piedritti di uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato di classe C32/40, armato con rete elettrosaldata, e di 12/13 bulloni di lunghezza pari a 3 m, posizionati a quinconce con passo pari a 1 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto della platea di fondo dello spessore di 50 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C32/40.

Nel caso di considerevoli venute d'acqua durante lo scavo è prevista la posa di drenaggi in avanzamento.

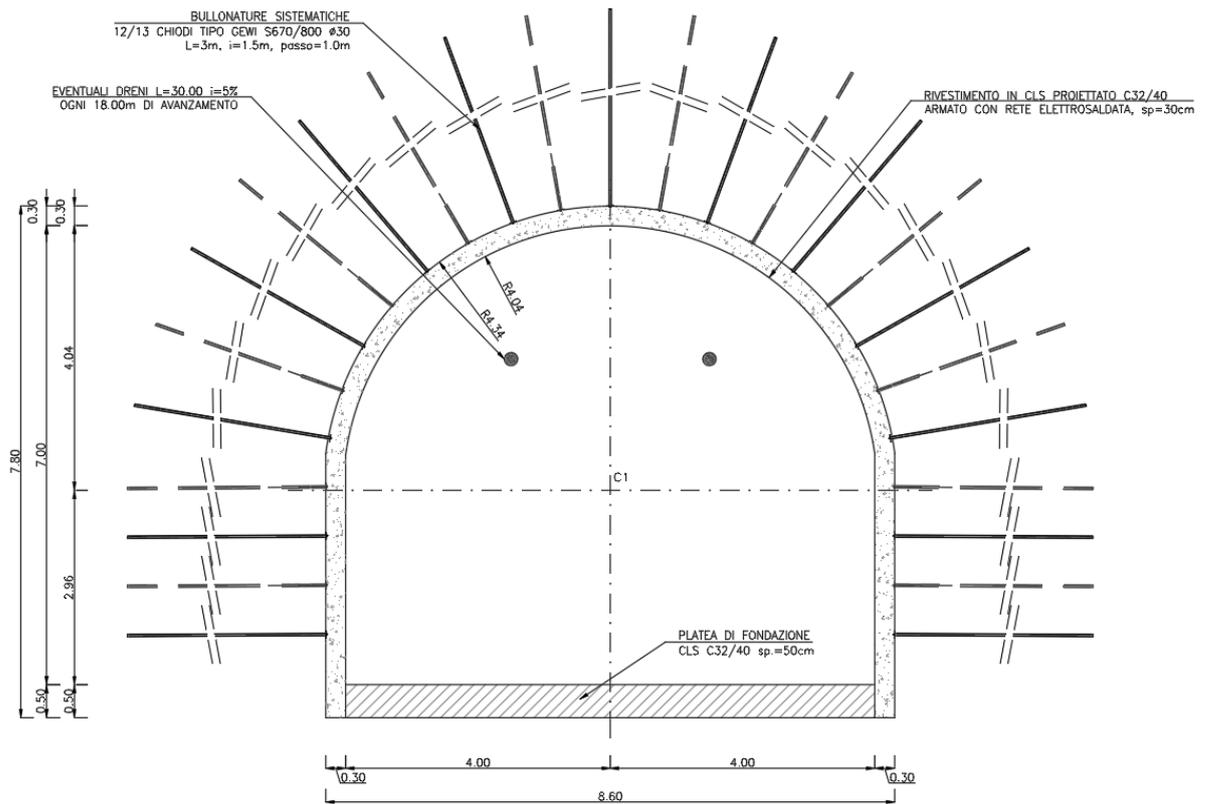


Figura 5.8 – Sezione tipo GSA1: geometria del cavo e interventi di sostegno

### 5.2.2 Sezione tipo GSA2

La sezione tipo GSA2 (Figura 5.9 e Elaborato 1422-D-GD-D-05) è prevista per i casi in cui l'ammasso roccioso si presenta più fratturato e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni minime dell'ammasso e prevede la posa su calotta e piedritti di uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C32/40 e centine accoppiate HEB 200 con interasse longitudinale di 1.00 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 60 cm su piedritti e calotta e 70 cm per la platea di fondo da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C32/40.

Nel caso di considerevoli venute d'acqua durante lo scavo è prevista la posa di drenaggi in avanzamento.

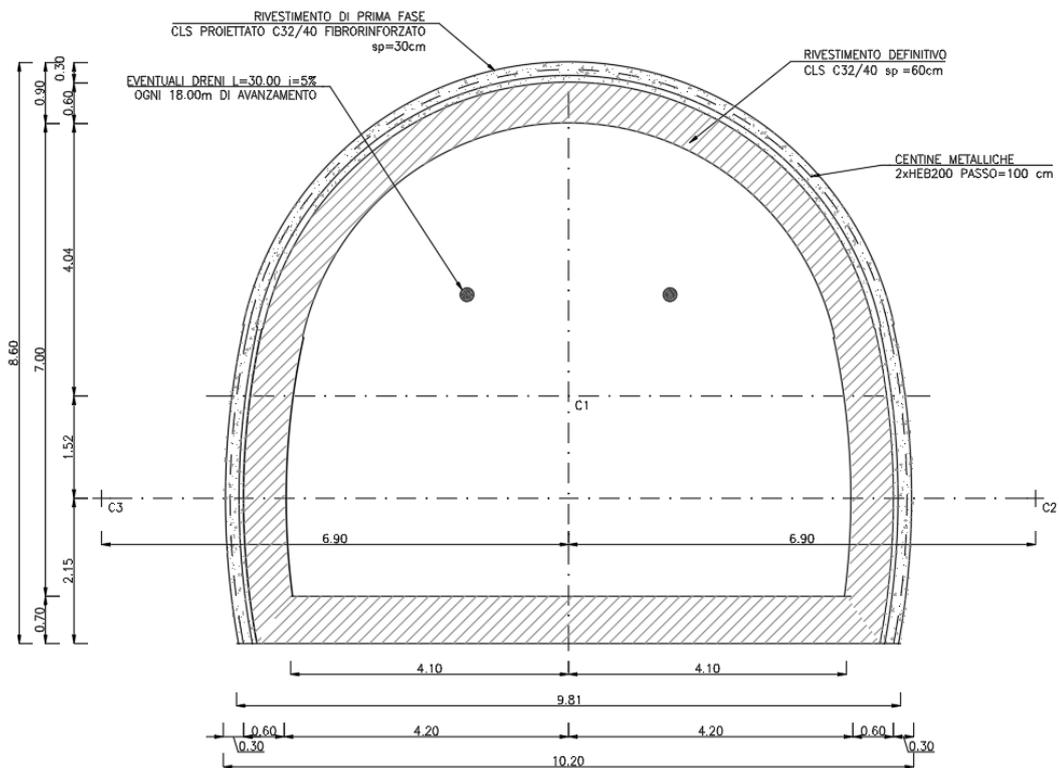


Figura 5.9 – Sezione tipo GSA2: geometria del cavo e interventi di sostegno

### 5.3 Cunicolo delle sbarre

Il cunicolo delle sbarre ha origine nella caverna posta al di sotto del Pozzo delle sbarre e connette quest'ultimo direttamente con la centrale in caverna. Questa galleria ha una sezione interna di 5.60 m di larghezza per 5.50 m di altezza, una lunghezza di circa 200 m ed una copertura variabile tra 650 e 680 m circa.

Come si può vedere in Figura 4.2 l'opera ricade totalmente negli Gneiss Occhiadini e Paragneiss (Go) e negli Scisti Biotitici (Sb). Per tale opera sono state predimensionate le sezioni tipologiche descritte di seguito.

#### 5.3.1 Sezione tipo GS1

La sezione tipo GS1 (Figura 5.10 e Elaborato 1422-I-GD-D-03) è prevista per i casi in cui l'ammasso roccioso si presenta più integro e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni medie dell'ammasso e prevede la posa su calotta e piedritti di uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato di classe C32/40, armato con rete elettrosaldata, e di 10/11 bulloni di lunghezza pari a 3 m, posizionati a quinconce con passo pari a 1 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 50 cm su tutto il contorno da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C32/40.

Nel caso di considerevoli venute d'acqua durante lo scavo è prevista la posa di drenaggi in avanzamento.

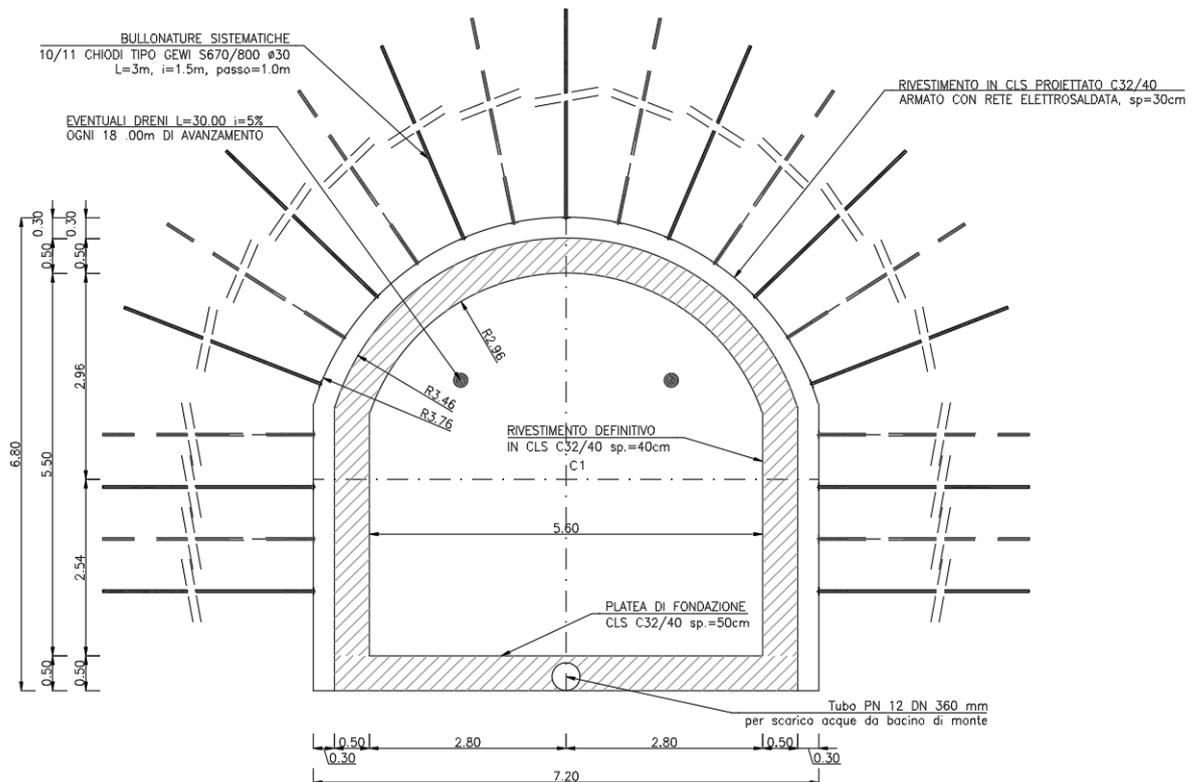


Figura 5.10 – Sezione tipo GS1: geometria del cavo e interventi di sostegno

### 5.3.2 Sezione tipo GS2

La sezione tipo GS2 (Figura 5.11 e Elaborato 1422-I-GD-D-03) è prevista per i casi in cui l'ammasso roccioso si presenta più fratturato e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni minime dell'ammasso e prevede la posa su calotta e piedritti di uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C32/40 e centine accoppiate HEB 200 con interasse longitudinale di 1.00 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 50 cm su tutto il contorno da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C32/40.

Nel caso di considerevoli venute d'acqua durante lo scavo è prevista la posa di drenaggi in avanzamento.

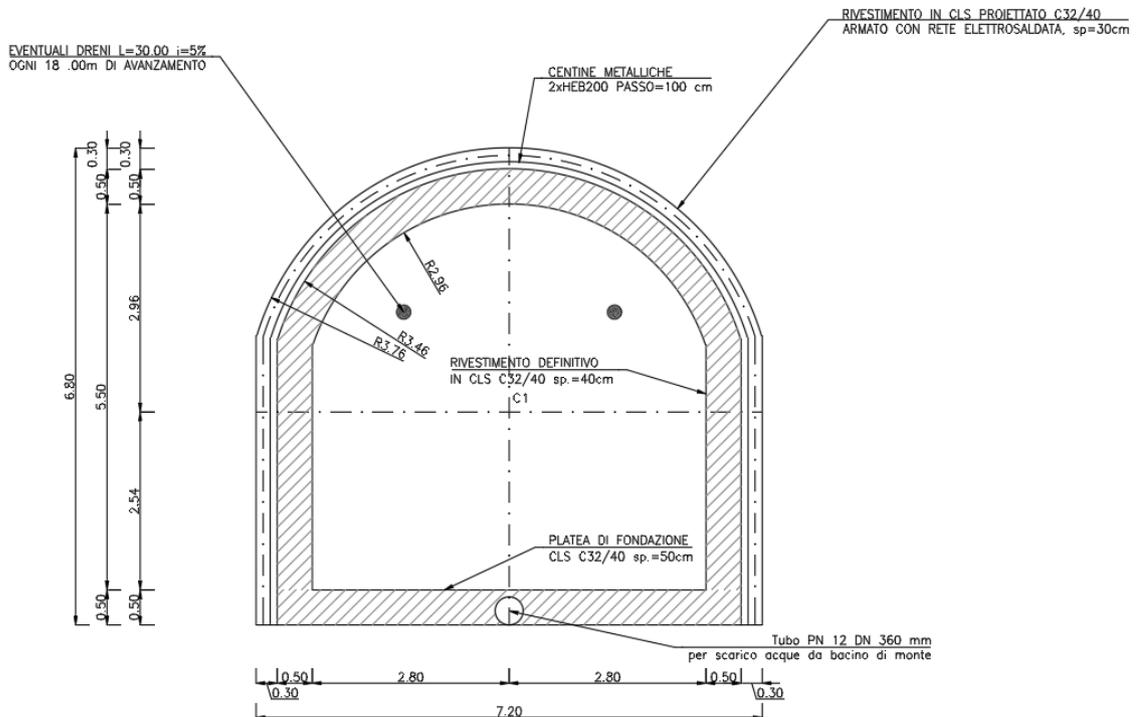


Figura 5.11 – Sezione tipo GS2: geometria del cavo e interventi di sostegno

## 5.4 Galleria di accesso al pozzo piezometrico

La galleria di accesso al pozzo piezometrico consente di raggiungere la caverna posta in sommità al Pozzo Piezometrico e si dirama direttamente dalla galleria di accesso alla centrale, la quale presenta una biforcazione in corrispondenza della progressiva 3+208 circa.

La galleria di accesso al pozzo piezometrico presenta la medesima sezione della galleria di accesso alla centrale pertanto ha dimensioni interne di 8.00 m di larghezza per 7.00 m di altezza, una lunghezza totale pari a circa 805 m ed una copertura variabile tra 570 e 610 m circa.

Come si può vedere in Figura 4.2 l'opera ricade totalmente negli Gneiss Occhiadini e Paragneiss (Go) e negli Scisti Biotitici (Sb). Per tale opera sono state predimensionate le sezioni tipologiche descritte di seguito.

### 5.4.1 Sezione tipo GPz1

La sezione tipo GPz1 (Figura 5.12 e Elaborato 1422-E-GD-D-02) è prevista per i casi in cui l'ammasso roccioso si presenta più integro e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni medie dell'ammasso e prevede la posa su calotta e piedritti di uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato di classe C32/40, armato con rete elettrosaldata, e di 12/13 bulloni di lunghezza pari a 3 m, posizionati a quinconce con passo pari a 1 m. A completamento della galleria si procederà con il getto della platea di fondo dello spessore di 50 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C32/40. Nel caso di considerevoli venute d'acqua durante lo scavo è prevista la posa di drenaggi in avanzamento.

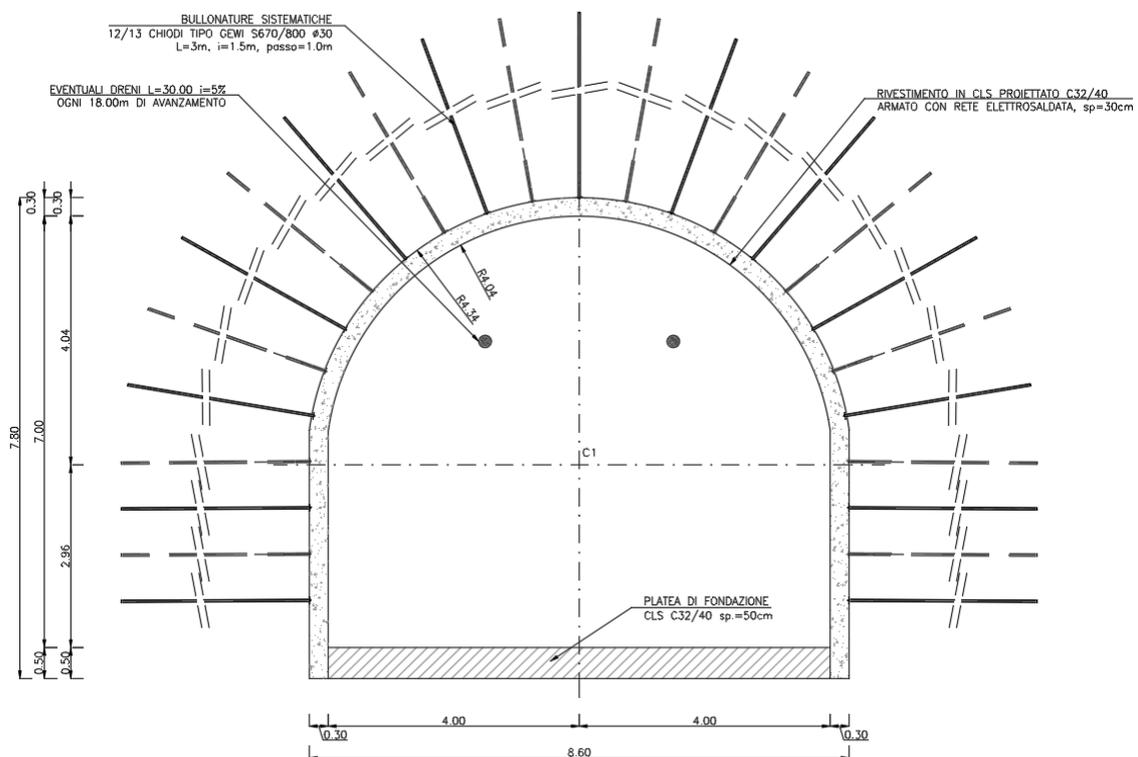


Figura 5.12 – Sezione tipo GPz1: geometria del cavo e interventi di sostegno

### 5.4.2 Sezione tipo GPz2

La sezione tipo GPz2 (Figura 5.13 e Elaborato 1422-E-GD-D-02) è per i casi in cui l'ammasso roccioso si presenta più fratturato e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni minime dell'ammasso e prevede la posa su calotta e piedritti di uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C32/40 e centine accoppiate HEB 200 con interasse longitudinale di 1.00 m. A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 60 cm su piedritti

e calotta e 70 cm per la platea di fondo da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C32/40.

Nel caso di considerevoli venute d'acqua durante lo scavo è prevista la posa di drenaggi in avanzamento.

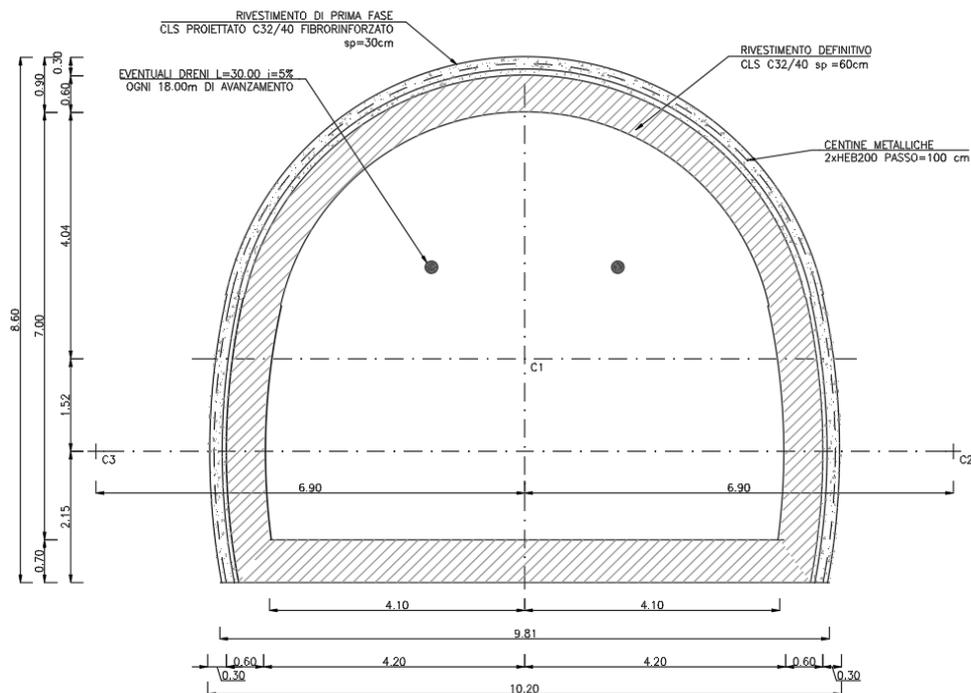


Figura 5.13 – Sezione tipo GPz2: geometria del cavo e interventi di sostegno

#### 5.4.3 Sezione GPz3

La sezione tipo GPz3 (Figura 5.14 e Elaborato 1422-E-GD-D-03) è prevista nei tratti in cui l'ammasso roccioso risulta intensamente fratturato con caratteristiche meccaniche prossime a quelle ipotizzate per le condizioni di faglia.

Preventivamente allo scavo si prevede la realizzazione di un presostegno del contorno di scavo mediante tecnica del "forepolig", la quale consente di mantenere una sezione di scavo costante, e di un eventuale consolidamento del fronte. Entrambi gli interventi verranno realizzati con barre VTR, come mostrato dalla figura seguente.

Il rivestimento di prima fase di calotta e piedritti sarà costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C32/40 e da centine accoppiate HEB 200 con interasse longitudinale di 1.00 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 60 cm su piedritti e calotta e 70 cm per la platea di fondo da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C32/40.

Nel caso di considerevoli venute d'acqua durante lo scavo è prevista la posa di drenaggi in avanzamento.

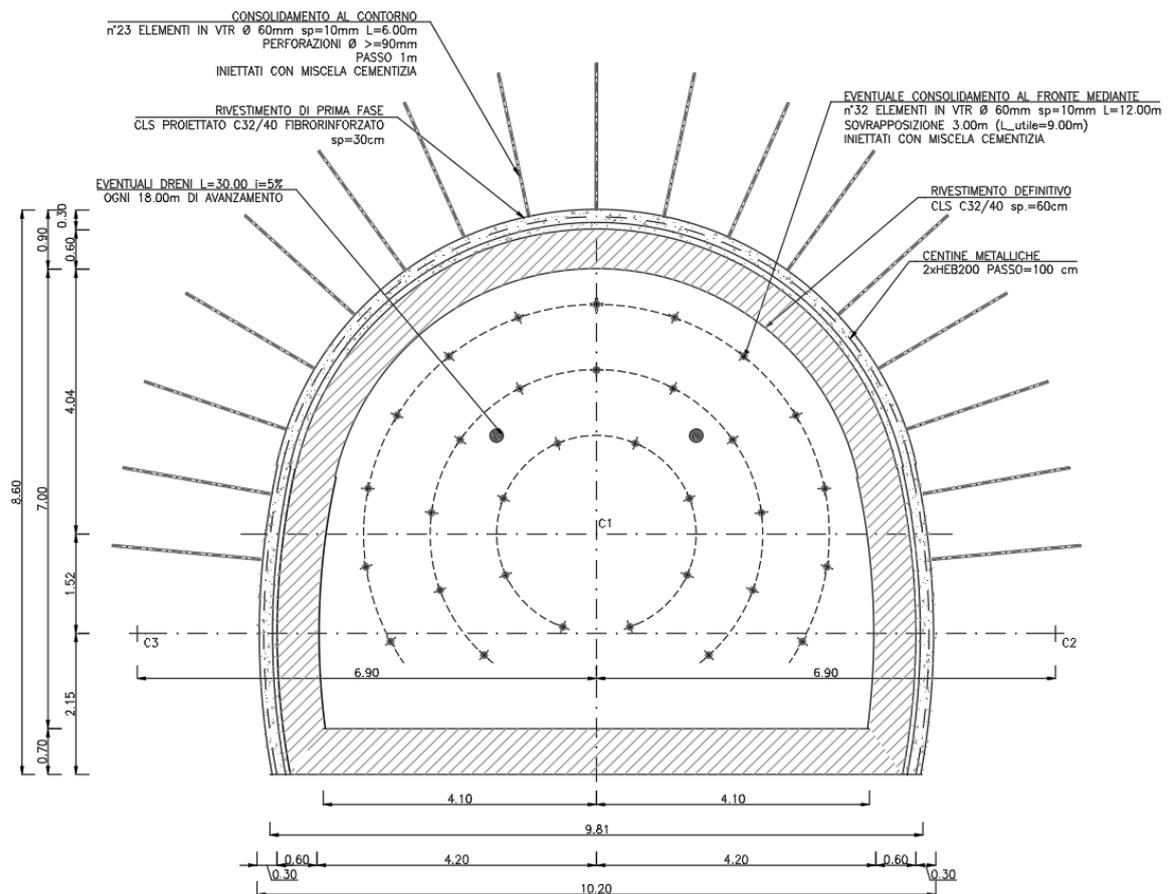


Figura 5.14 – Sezione tipo GPz3: geometria del cavo e interventi di sostegno

#### 5.4.4 Sezione GPz4

La sezione tipo GPz4 (Figura 5.15 e Elaborato 1422-E-GD-D-03) è prevista per i tratti in cui l'ammasso roccioso risulta attraversato da zone di disturbo tettonico per le quali si hanno parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni di faglia.

Si prevede la realizzazione di un preconsolidamento del fronte di scavo mediante 32 elementi in VTR iniettati con miscela cementizia nonché di un preconsolidamento del contorno di scavo mediante 30 elementi VTR iniettati con miscela cementizia più ulteriori 35 infilaggi da realizzarsi sulle reni e sulla calotta con tubi in acciaio iniettati con malta cementizia.

Il rivestimento di prima fase di calotta e piedritti sarà costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C32/40 e centine accoppiate HEB 200 con interasse longitudinale di 1.00 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore variabile tra 60 e 114 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C32/40. Nel caso di considerevoli venute d'acqua durante lo scavo è prevista la posa di drenaggi in avanzamento.

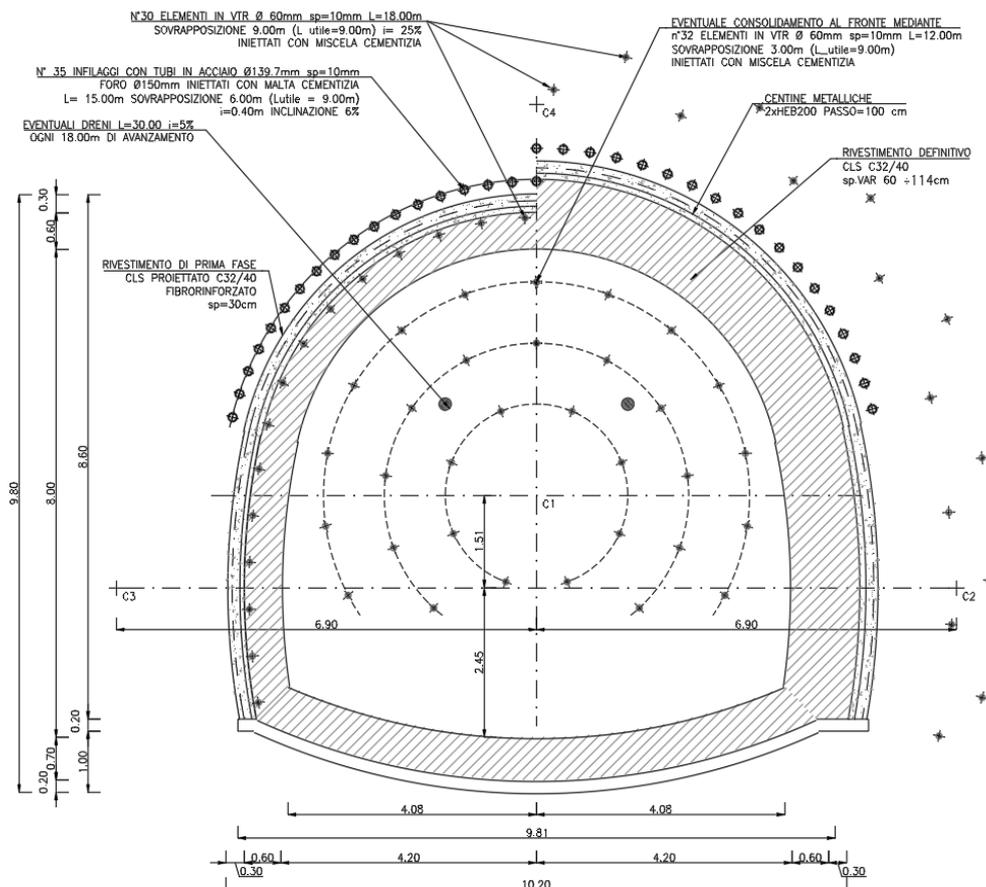


Figura 5.15 – Sezione tipo GPz4: geometria del cavo e interventi di sostegno

## 5.5 Galleria idraulica – tratto scavato in tradizionale

La galleria idraulica verrà scavata a partire dal Pozzo delle Paratoie il quale, nella sua configurazione iniziale, presenta una geometria idonea a consentire la realizzazione dello scavo della galleria.

Il tratto iniziale della galleria idraulica a partire dal Pozzo Paratoie e procedendo in direzione monte verrà realizzato con tecnica di scavo in tradizionale al fine di consentire il

sottopasso stradale, dopodiché superata la sede stradale verrà montata la fresa che consentirà lo scavo meccanizzato della galleria idraulica.

Analogamente anche il tratto della galleria idraulica che dal Pozzo Paratoie si connette con l'opera di presa a mare verrà realizzato con tecnica di scavo in tradizionale al fine di consentire il sottopasso ferroviario.

Nella sua configurazione finale la galleria idraulica tradizionale presenta il medesimo perimetro bagnato della sezione scavata con TBM e pertanto si avrà una sezione di scavo troncoconica avente però una sezione interna perfettamente circolare con diametro netto pari a 4.20 m.

La lunghezza totale del tratto in tradizionale della galleria idraulica è pari a 160 m.

Come si può vedere in Figura 4.2 l'opera ricade totalmente negli Scisti Biotitici (Sb). Per tale opera sono state predimensionate le sezioni tipologiche descritte di seguito.

#### *5.5.1 Sezione tipo GI S1*

La sezione tipo GI S1 (Figura 5.16 e Elaborato 1422-F-GD-D-05) verrà realizzata nel tratto che dal Pozzo Paratoie procede in direzione monte verso la centrale in caverna e consentirà di effettuare sia il sottopasso stradale sia di procedere con il montaggio della TBM da impiegare per lo scavo meccanizzato.

Si prevede la realizzazione di un preconsolidamento del fronte di scavo mediante 19 elementi in VTR iniettati con miscela cementizia nonché di un preconsolidamento del contorno di scavo mediante 23 infilaggi da realizzarsi sulle reni e sulla calotta con tubi in acciaio iniettati con malta cementizia.

Il rivestimento di prima fase di calotta e piedritti sarà costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C32/40 e centine accoppiate HEB 200 con interasse longitudinale di 1.00 m.

A completamento della galleria si procederà con il getto della sella di spessore variabile per il posizionamento della TBM da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C32/40. Nel caso di considerevoli venute d'acqua durante lo scavo è prevista la posa di drenaggi in avanzamento.

Una volta montata la TBM questa procederà con lo scavo meccanizzato e poserà in opera il rivestimento costituito dai conci prefabbricati, l'intercapedine esistente tra i conci

ed il rivestimento di prima fase verrà infine riempita tramite un'apposita malta per l'iniezione di contatto.

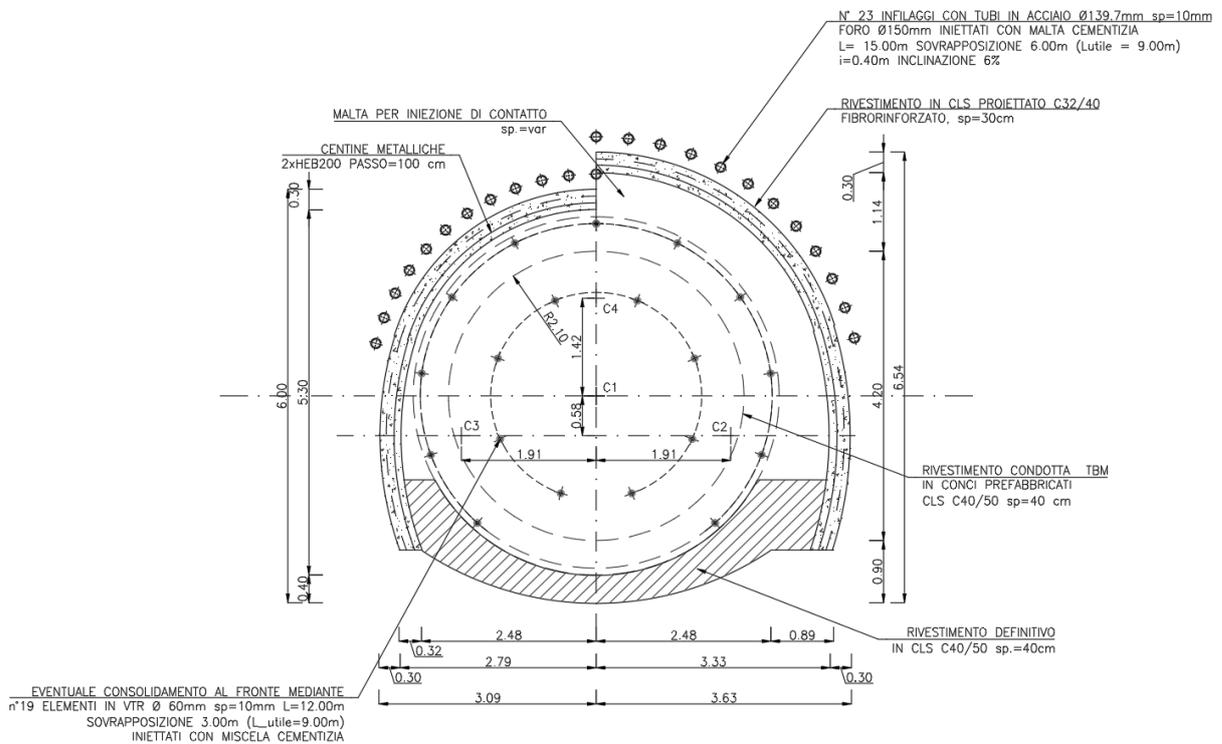


Figura 5.16 – Sezione tipo GI S1: geometria del cavo e interventi di sostegno

### 5.5.2 Sezione tipo GI S2

La sezione tipo GI S2 (Figura 5.17 e Elaborato 1422-F-GD-D-05) verrà realizzata nel tratto che dal Pozzo Paratoie procede in direzione valle e conclude la galleria naturale della via d'acqua contro la paratia di chiusura terminale necessaria per la realizzazione dell'opera di presa a mare. Tale paratia, al fine di garantire una adeguata impermeabilizzazione, essenziale per la realizzazione degli scavi in asciutto dell'opera di presa a mare, sarà realizzata con pali battuti con gargami di collegamento e palancole di chiusura. Analogamente la sezione tipo GI S2, trovandosi ad una profondità inferiore al livello medio del mare dovrà prevedere degli interventi di impermeabilizzazione finalizzati a limitare il più possibile le eventuali venute d'acqua durante lo scavo.

Tale sezione tipo inoltre dovrà consentire di effettuare in sicurezza il sottopasso ferroviario e pertanto prevede degli interventi di pre-consolidamento e di sostegno degli scavi particolarmente pesanti. In aggiunta sarà necessario predisporre in opera, preliminarmente allo scavo, degli interventi aggiuntivi a sostegno dei binari, costituiti da ponti Essen o interventi simili, la cui progettazione di dettaglio viene rimandata alle successive fasi di progetto.

Per conseguire gli obiettivi sopra descritti, la sezione di scavo in sotterraneo sarà preceduta da una serie di interventi dall'alto, costituiti da colonne di jet grouting compenetrante eseguite dalla superficie, con un intervallo di 9 m lungo il tracciato della galleria in maniera da formare, unitamente agli interventi in sotterraneo, dei volumi di scavo compartimentati sotto il profilo idraulico. In particolare, questi interventi dall'alto saranno disposti in concomitanza dell'inizio di ciascun campo di avanzamento come mostrato nell'immagine seguente.

La sezione tipo GI-S2, di forma troncoconica con campi da 9.00 m, risulta costituita dai seguenti elementi di presostegno e preconsolidamento:

- un preconsolidamento contorno di scavo mediante 23 infilaggi con tubi in acciaio iniettati con malta cementizia di 15 m di lunghezza (9 m di scavo utile e 6 m di sovrapposizione) e inclinazione del 6% da realizzarsi sulle reni e sulla calotta;
- un preconsolidamento ed un'impermeabilizzazione del fronte di scavo mediante 19 colonne Jet Grouting di 15 m di lunghezza (9 m di scavo utile e 6 m di sovrapposizione) e 30 cm di diametro, armati con tubolari metallici
- una impermeabilizzazione del contorno di scavo su calotta e piedritti mediante 36 colonne Jet Grouting di 15 m di lunghezza (9 m di scavo utile e 6 m di sovrapposizione) e inclinazione del 6% da avere 60 cm di diametro
- una impermeabilizzazione del contorno di scavo in arco rovescio mediante 23 colonne Jet Grouting realizzate su due livelli, con 60 cm di diametro, lunghezze variabile tra 10 e 12 m in funzione della posizione, e inclinazione variabile tra 20° e 30° in funzione della posizione.

La geometria degli interventi in avanzamento, studiata in modo da consentire una maggiore impermeabilizzazione del cavo, è mostrata nella figura seguente.

Il rivestimento di prima fase di calotta e piedritti sarà costituito da uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C32/40 e centine accoppiate HEB 200 con interasse longitudinale di 1.00 m. A completamento della galleria si procederà con il getto del rivestimento definitivo di spessore variabile da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C32/40. Nel caso di considerevoli venute d'acqua durante lo scavo è prevista la posa di drenaggi in avanzamento.



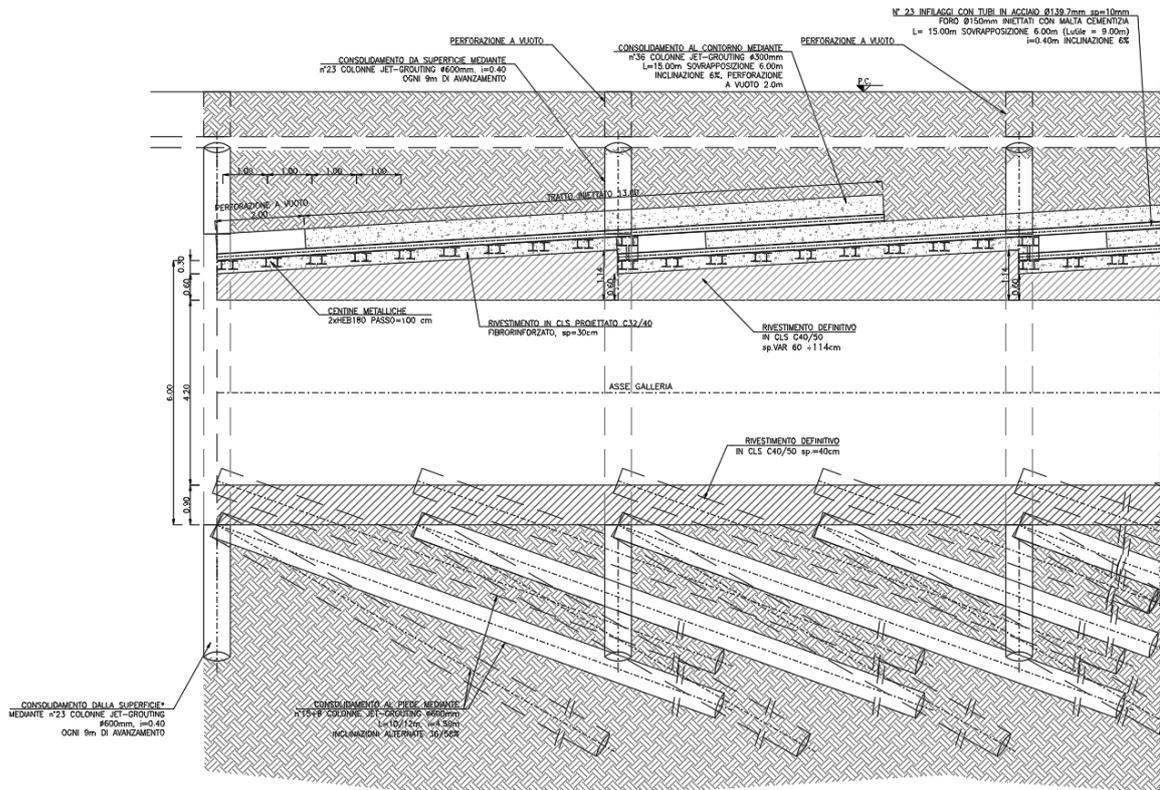


Figura 5.18 – Sezione tipo GI S2: geometria del cavo e interventi di sostegno (profilo longitudinale)

## 5.6 Galleria idraulica – tratto scavato con TBM

La galleria idraulica, superato il tratto verso monte scavato in tradizionale, verrà scavata tramite fresa meccanizzata e avrà una sezione interna netta di 4.20 m di diametro, mentre la sezione esterna di scavo avrà un diametro pari a 5.20 m ed una lunghezza totale pari a circa 4100 m.

Come si può vedere in Figura 4.2 l'opera ricade totalmente negli Gneiss Occhiadini e Paragneiss (Go) e negli Scisti Biotitici (Sb). Per tale opera sono state predimensionate le sezioni tipologiche descritte di seguito.

### 5.6.1 Sezione tipo GI 1

La sezione tipo GI1 (Figura 5.19 e Elaborato 1422-F-GD-D-04) è prevista con qualunque copertura nei tratti dove l'ammasso roccioso si presenta con caratteristiche meccaniche e di resistenza medio-basse.

La stabilità del cavo sarà assicurata mediante un rivestimento definitivo costituito da un anello di calcestruzzo armato di classe C40/50 dello spessore di 40 cm.

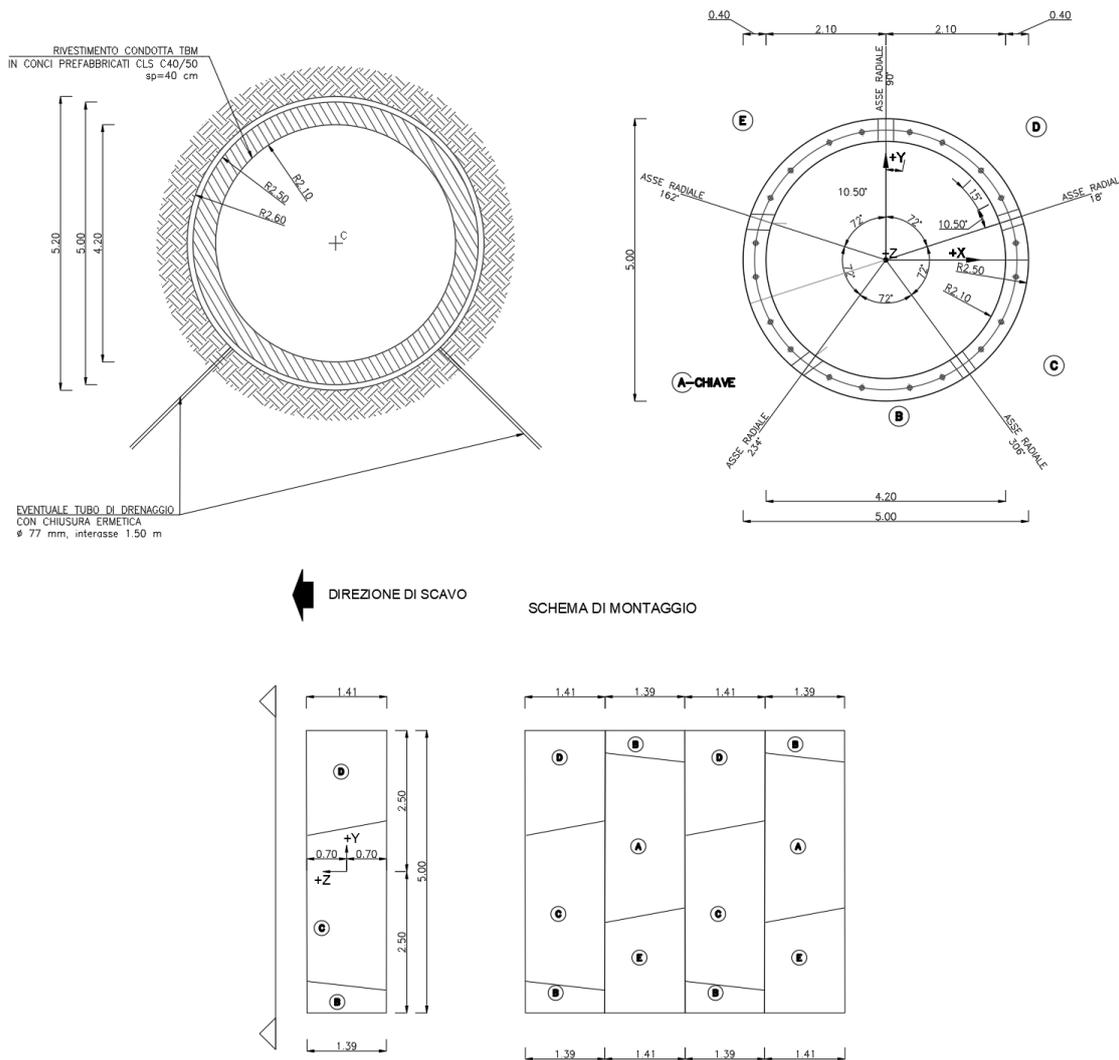


Figura 5.19 – Sezione tipo GI1: geometria del cavo e interventi di sostegno

### 5.6.2 Sezione GI2

La sezione tipo GI2 (Figura 5.20 e Elaborato 1422-F-GD-D-04) è prevista con qualunque copertura nei tratti dove l'ammasso roccioso si presenta con caratteristiche meccaniche e di resistenza molto basse ed in corrispondenza delle zone di disturbo tettonico.

La stabilità del cavo sarà assicurata da un preconsolidamento del fronte di scavo mediante 9 elementi in VTR iniettati con miscela cementizia e dal rivestimento definitivo costituito da un anello di calcestruzzo armato di classe C40/50 dello spessore di 40 cm.

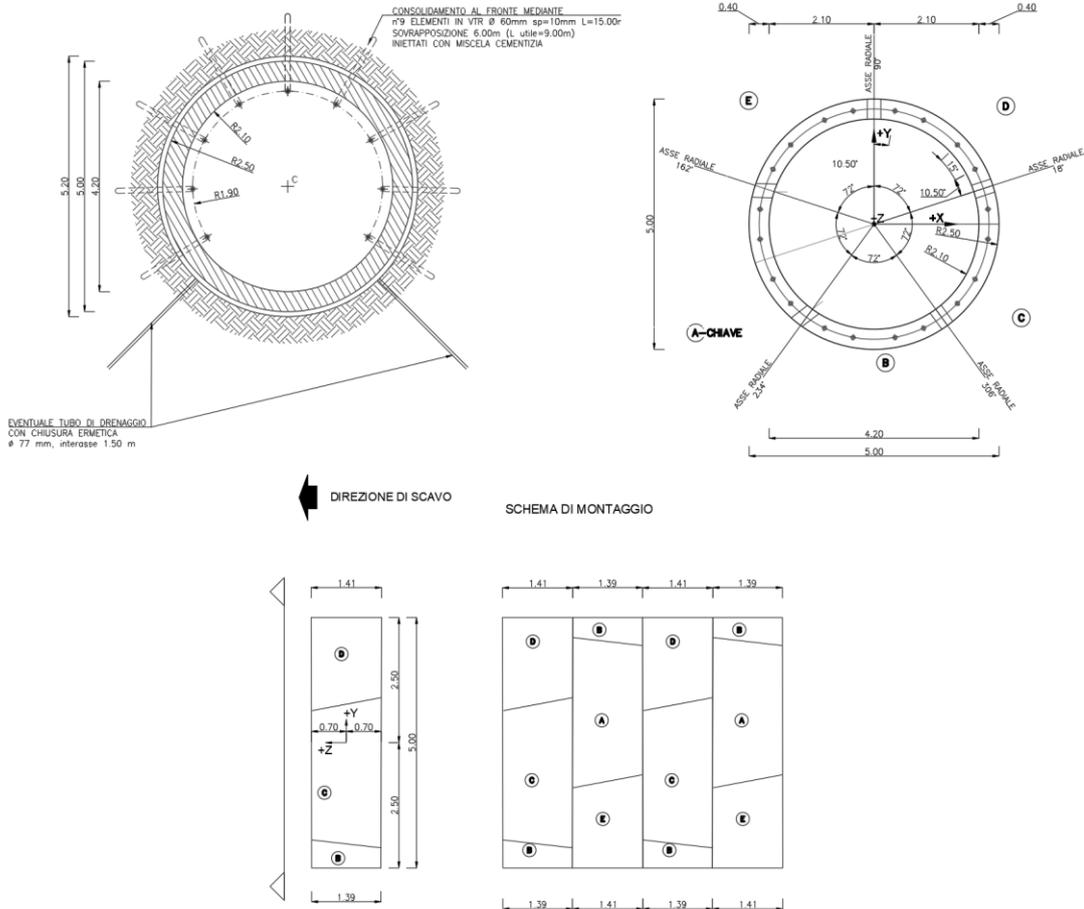


Figura 5.20 – Sezione tipo GI2: geometria del cavo e interventi di sostegno

## 5.7 Materiali

I materiali che costituiscono le opere di sostegno sono definiti di seguito:

### Calcestruzzo proiettato fibrorinforzato

classe di resistenza

C 32/40

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

$$f_{cd} \geq 18.13 \text{ N/mm}^2$$

modulo elastico

$$E = 33000 \text{ MPa}$$

dosaggio fibre

$$\geq 30 \text{ kg/m}^3$$

### Acciaio per centine galleria

tipo di acciaio

S275

tensione di snervamento

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$$

tensione di calcolo

$$f_{yd} = 261.9 \text{ N/mm}^2$$

tensione di rottura

$$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

modulo elastico

$$E = 210 \text{ GPa}$$

Bulloni di ancoraggio

Bulloni tipo GEWI PLUS S670/800

Tensione di rottura  $\geq 800$  MPaCarico di snervamento  $\geq 670$  MPaCalcestruzzo per getti in opera

classe di resistenza

C 32/40

 $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$  $f_{cd} \geq 18.13$  N/mm<sup>2</sup>

modulo elastico

E = 33000 MPa

Calcestruzzo per conci prefabbricati

classe di resistenza

C 40/50

 $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$  $f_{cd} \geq 22.66$  N/mm<sup>2</sup>

modulo elastico

E = 35220 MPa

Acciaio in barre per armature

Acciaio B450C

modulo elastico

E = 210 GPa

Infilaggi in tubi in acciaio

Acciaio tipo S355JRH o S355JRH

secondo UNI EN 10210 - 1 o UNI EN 10219

Elementi strutturali in VTR al fronte

Densità

 $\geq 1.7$  t/ m<sup>3</sup>

Resistenza a trazione

 $\geq 400$  MPa (UNI 5819)

Allungamento a rottura

 $\geq 2\%$ 

Resistenza a flessione

 $\geq 350$  MPa (UNI 4219)

Resistenza a taglio

 $\geq 85$  MPa (ASTM D732)

Modulo elastico

E  $\geq 15000$  MPa

Contenuto in vetro in peso

 $\geq 55\%$

## 6. ANALISI NUMERICHE

Nel presente capitolo vengono dapprima descritte le strategie di analisi impiegate per le simulazioni numeriche e le caratteristiche dei modelli realizzati; successivamente vengono illustrati i principali risultati ottenuti dalle simulazioni condotte.

### 6.1 Generalità

Per la valutazione del comportamento tensio-deformativo del terreno e delle strutture di sostegno delle opere in sotterraneo sono state condotte delle analisi numeriche di simulazione dello scavo con il metodo degli elementi finiti, in condizioni di deformazione piana, utilizzando il codice di calcolo Phase 2 v. 8.024.

Il metodo degli elementi finiti in campo piano permette una valutazione, in termini quantitativi, dello stato tensionale e degli spostamenti nel terreno e nelle strutture, tenendo conto di uno stato di tensione iniziale anisotropo, dell'effettiva situazione geometrica in esame e della sequenza degli interventi previsti.

Lo stato tensionale iniziale è stato supposto di tipo geostatico; le tensioni principali massime e minime sono state assegnate mediante una prima fase di inizializzazione (Step 0), in cui agli elementi del modello, a partire da uno stato tensionale nullo, vengono applicate le forze di volume costituite dal peso proprio attribuito ai diversi materiali.

La simulazione delle diverse fasi di scavo e costruzione è stata condotta "attivando", nel corso della sequenza delle analisi, le caratteristiche degli elementi che nel modello rappresentano le strutture di sostegno e di rivestimento. Al tempo stesso, in accordo alle modalità esecutive seguite, lo scavo è stato riprodotto mediante l'usuale procedimento che consiste nel "disattivare elementi scavati" ed applicare sul contorno dello scavo delle forze nodali che portino su di esso, in modo graduale, a componenti di sollecitazione (normale e di taglio) nulle.

Per simulare gli effetti tensionali indotti dagli scavi, considerando la tridimensionalità del problema, si è adottata una tecnica di simulazione comunemente utilizzata nel calcolo di gallerie: questa consiste nell'applicazione di un sistema di forze equivalenti, con le quali la superficie lungo cui si opera lo scavo viene liberata dalle tensioni inizialmente presenti nel terreno (Barla e Jarre, 1986).

L'effetto di contenimento del cavo, dovuto al fronte di avanzamento, è introdotto nelle analisi graduando il sistema di forze equivalenti applicate sulla superficie dello scavo, in accordo con i procedimenti costruttivi previsti. La percentuale delle forze di scavo da applicare è valutabile, in funzione della distanza del fronte di avanzamento dalla sezione di

calcolo, del comportamento del terreno (elastico; elasto-plastico) e della eventuale presenza di interventi di contenimento sul nucleo di scavo.

In relazione a quanto sopra, il metodo comporta:

- definizione del modello (dimensione fisica e geometrica della regione da rappresentare, sia per il terreno che per le strutture di sostegno, numerazione dei nodi e degli elementi, condizioni di contorno)
- definizione delle leggi sforzo-deformazione e di resistenza dei materiali interessati
- definizione dello stato tensionale preesistente nel terreno, prima dello scavo della galleria
- simulazione delle fasi esecutive previste.

I modelli numerici sono stati sufficientemente estesi in profondità e lateralmente per permettere di ritenere trascurabili le condizioni di vincolo introdotte sui bordi dei modelli stessi. Nei casi di elevata copertura il modello non viene esteso fino al piano campagna, ma si tiene conto del reale carico geostatico definendo nel software la copertura voluta.

Le strutture costituenti il rivestimento di prima fase, in calcestruzzo proiettato eventualmente armato con centine, e le strutture costituenti il rivestimento definitivo in calcestruzzo armato sono state discretizzate con elementi monodimensionali di tipo “liner” con comportamento elastico e caratteristiche meccaniche ed inerziali equivalenti a quelle delle strutture simulate. I chiodi di ancoraggio sono stati simulati con elementi monodimensionali di tipo “bolt” aventi caratteristiche meccaniche e di resistenza equivalenti a quelle degli elementi simulati.

Come descritto nella *Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo*, cui si rimanda per ulteriori approfondimenti, per la simulazione del comportamento tensio-deformativo di ciascuna opera in sotterraneo sono stati realizzati due differenti modelli numerici:

1. Modello in condizioni statiche: sufficientemente esteso nelle due direzioni per permettere di ritenere del tutto trascurabili le condizioni di vincolo introdotte;
2. Modello in condizioni sismiche: specifico per la simulazione delle condizioni sismiche, simula con più efficacia la “scatola di taglio” tipica del *Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero*.

## 6.2 Galleria di accesso alla centrale

Nei paragrafi successivi si riporta una breve sintesi dei principali risultati ottenuti dalle simulazioni delle sezioni tipo più significative. In particolare si riportano i risultati di calcolo relativi alle condizioni di analisi ritenute dimensionanti per le principali sezioni tipologiche previste lungo il tracciato.

### 6.2.1 Sezione tipo GA1

Per la simulazione della sezione tipo GA1 (Figura 6.1) sono state considerate le seguenti condizioni geometriche e stratigrafiche:

- È stata considerata la massima copertura prevista per la galleria in progetto, pari a circa 670 m
- In considerazione dell'elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dall'unità Sb\_medi.

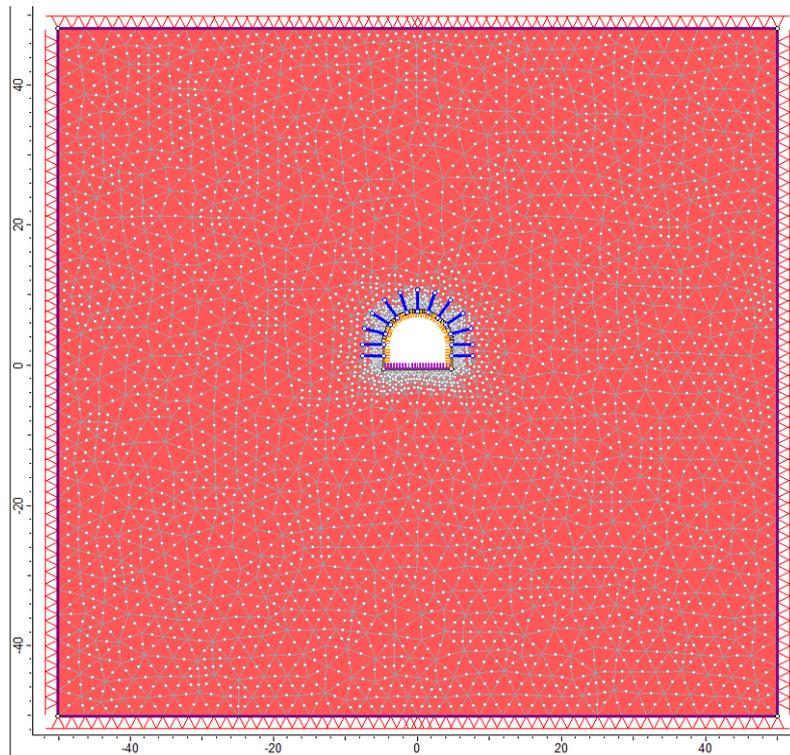


Figura 6.1 – Sezione tipo GA1: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati:

- I diagrammi di convergenza confinamento attraverso cui si sono definite le percentuali di rilascio parziale da attribuire alle diverse fasi della simulazione
- il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento del terreno nell'intorno della galleria relativi all'ultimo step dell'analisi statica ed all'analisi sismica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

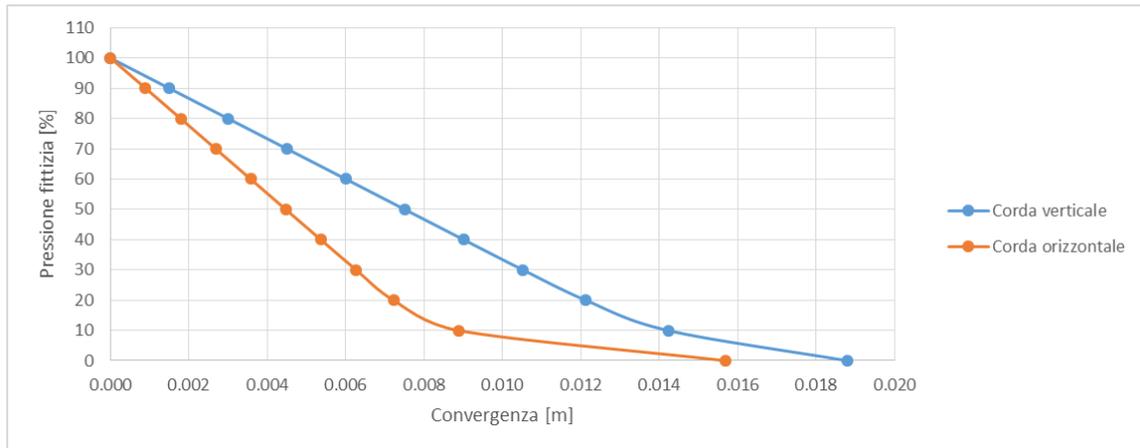


Figura 6.2 – Sezione tipo GA1: curve caratteristiche della calotta e dei piedritti

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio libero dell'80%, dopodiché si osserva la formazione di circoscritte zone plastiche che allo scarico totale raggiungono i 2.50 m in corrispondenza dei piedritti e circa 1.50 m in corrispondenza della calotta. La convergenza allo scarico totale risulta compresa tra 15 e 20 mm.

Sulla base delle analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 92% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera delle chiodature con rilascio tensionale parziale fino al 97% delle forze agenti
- STEP5 - Posa del rivestimento di prima fase con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP6 - Posa del rivestimento definitivo sulla soletta di fondo
- STEP7 - Simulazione dell'azione sismica

Nelle immagini seguenti vengono riportati i risultati di calcolo correlati alle simulazioni eseguite.

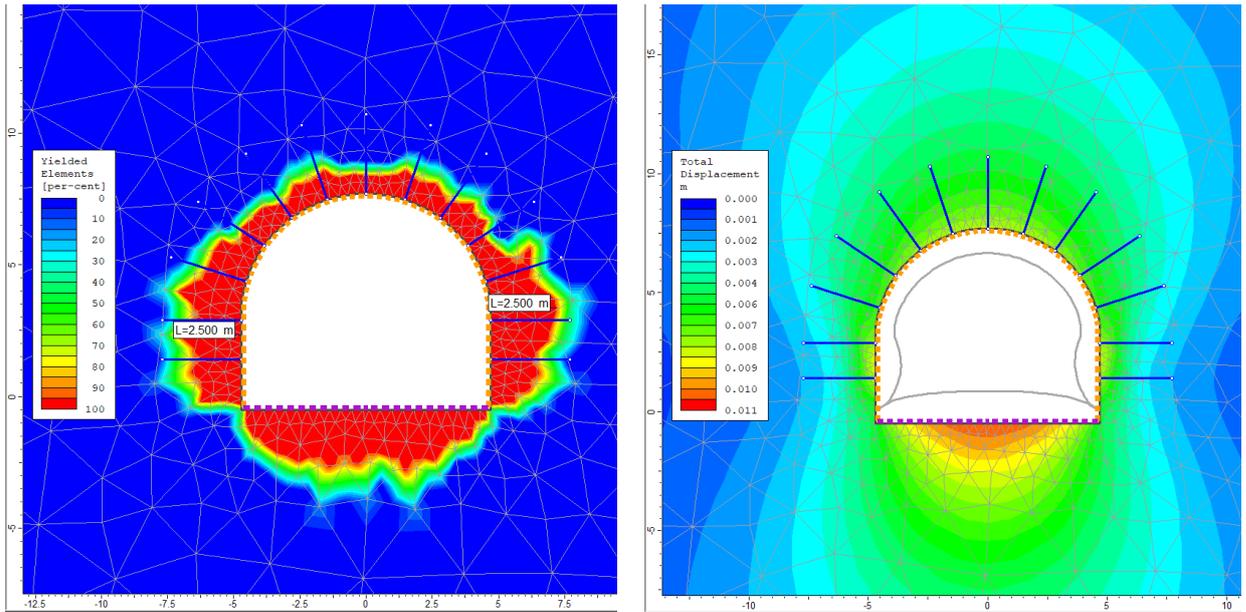


Figura 6.3 – Sezione tipo GA1: raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 6

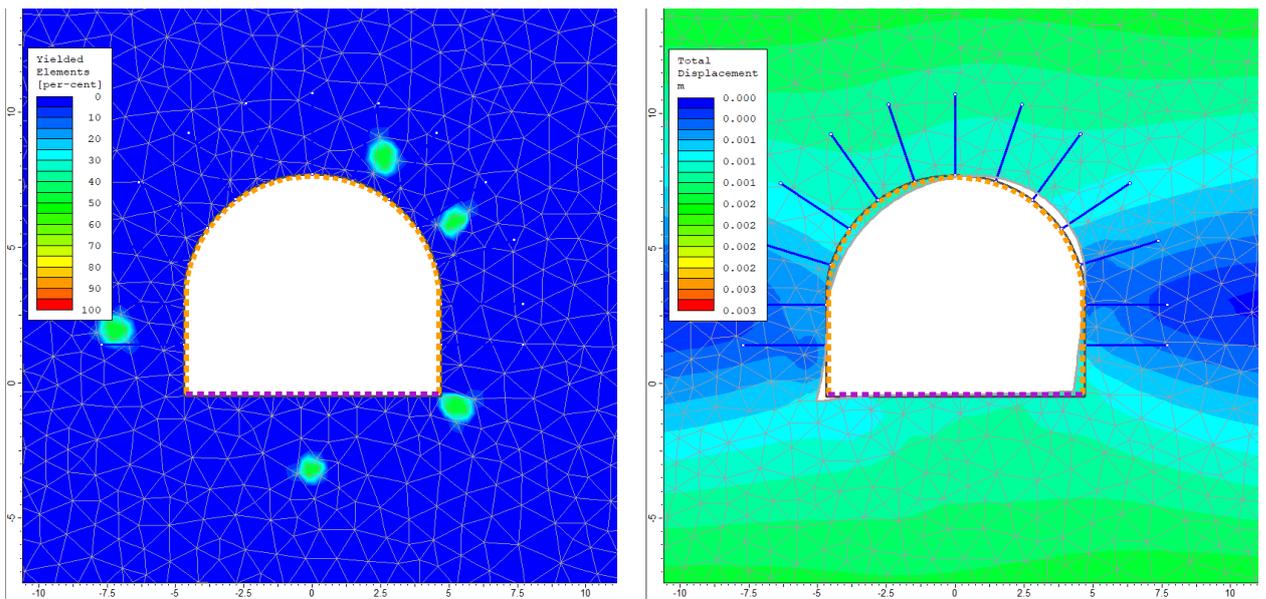


Figura 6.4 – Sezione tipo GA1: plasticizzazione e spostamenti aggiuntivi verificatisi allo step 7

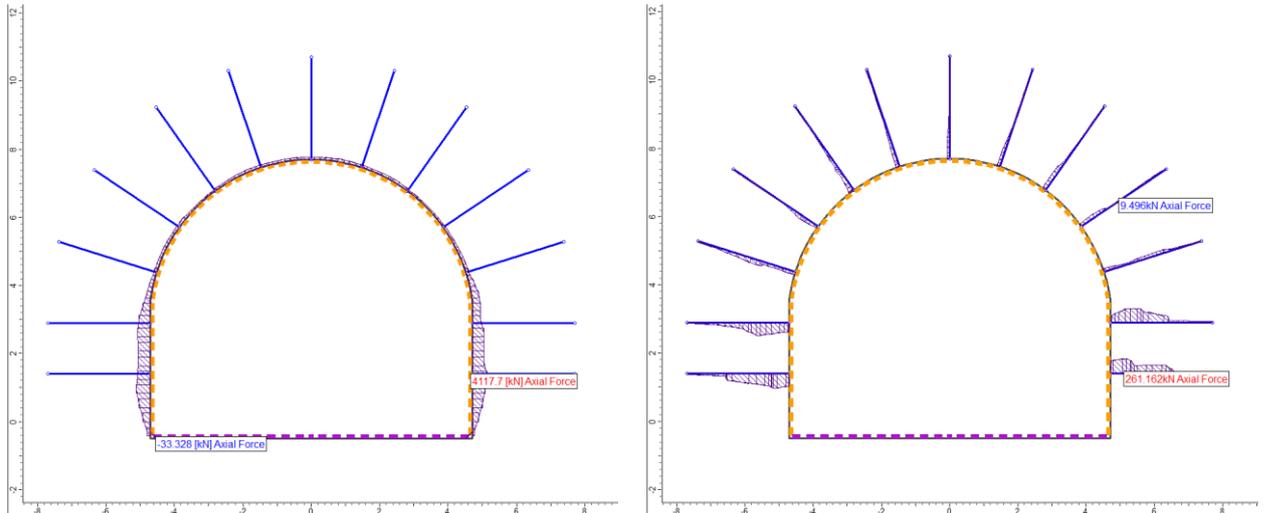


Figura 6.5 – Sezione tipo GA1: sforzo normale agente sul rivestimento ( $N_{max}=4118$  kN/m) e sulle chiodature ( $N_{max}=261$  kN) allo step 6

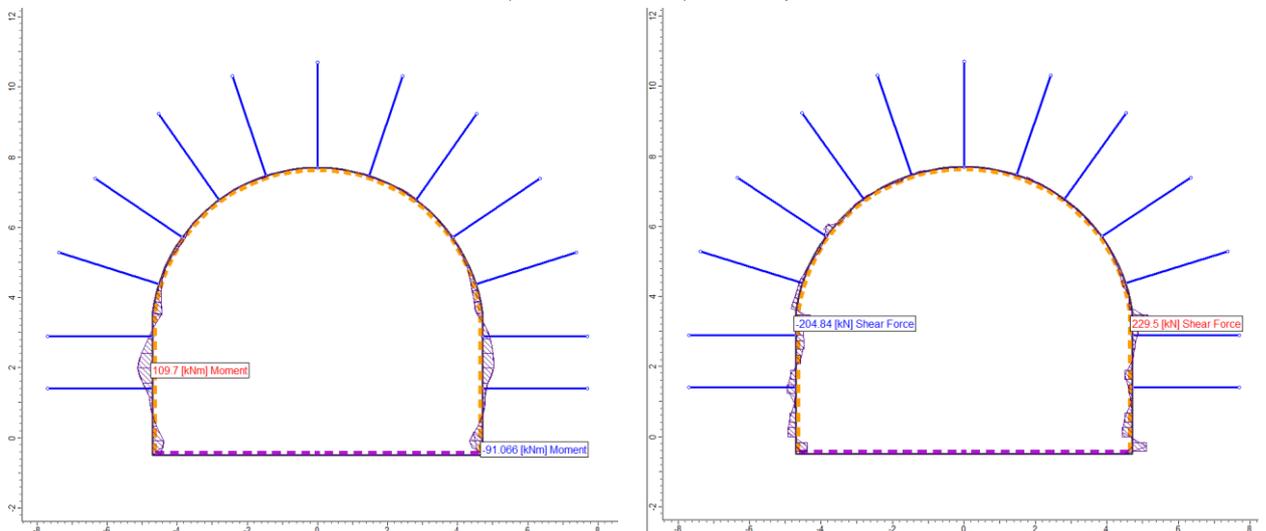


Figura 6.6 – Sezione tipo GA1: momento flettente ( $M_{max}=110$  kNm/m) e taglio ( $N_{max}=230$  kN/m) agente sul rivestimento allo step 6

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Il raggio plastico raggiunge allo step 6 il valore massimo, in corrispondenza dei piedritti, pari a circa 2.50 m, mentre in corrispondenza della calotta risulta inferiore agli 80 cm;
- Gli spostamenti massimi calcolati allo step 6 in corrispondenza dei piedritti e della calotta valgono circa 8 mm;
- Con la simulazione della distorsione dovuta al sisma non si osserva la formazione di nuove zone plastiche, mentre l'incremento di deformazione sul contorno di scavo è dell'ordine del millimetro, si osserva però come queste "nuove" deformazioni abbiano una configurazione completamente differente dalle precedenti in quanto correlate alla distorsione applicata al modello.

- Le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori piuttosto elevati ma comunque inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

### 6.2.2 Sezione tipo GA2

Per la simulazione della sezione tipo GA2 (Figura 6.7) sono state considerate le seguenti condizioni geometriche e stratigrafiche:

- È stata considerato un valore della copertura pari a 600 m
- In considerazione dell'elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dall'unità Go\_minimi.

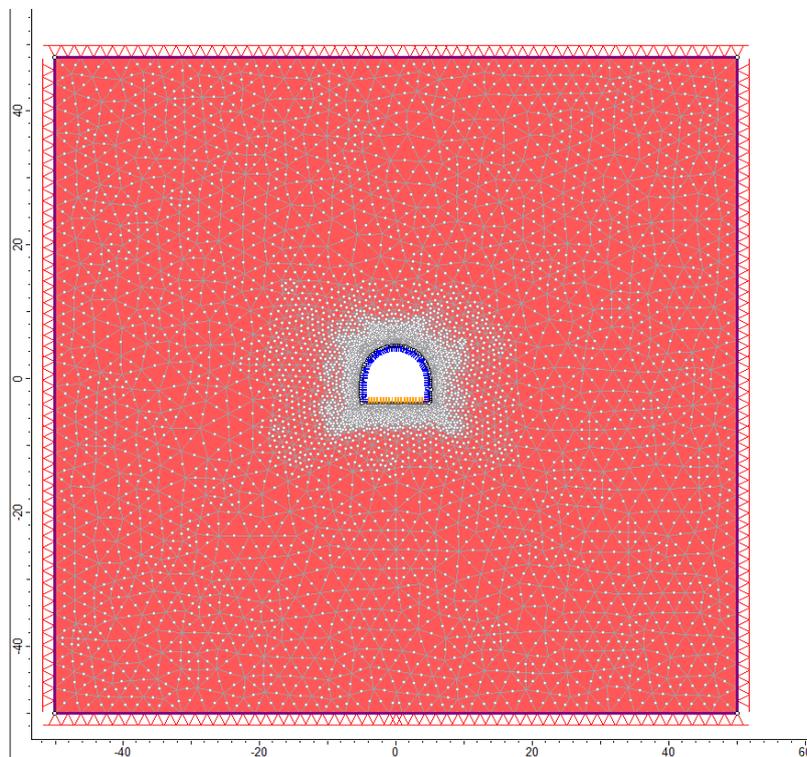


Figura 6.7 – Sezione tipo GA2: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati:

- I diagrammi di convergenza confinamento attraverso cui si sono definite le percentuali di rilascio parziale da attribuire alle diverse fasi della simulazione
- il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento del terreno nell'intorno della galleria relativi all'ultimo step dell'analisi statica ed all'analisi sismica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

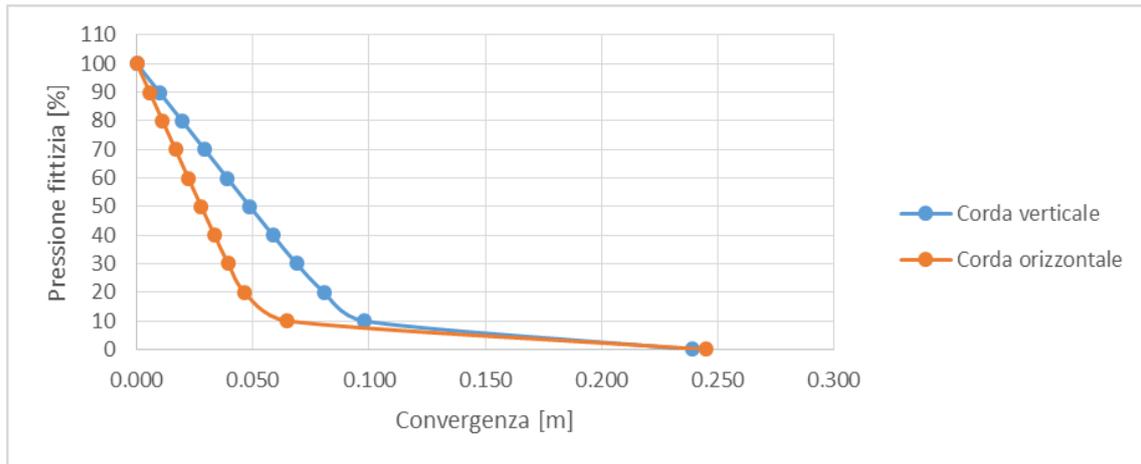


Figura 6.8 – Sezione tipo GA2: curve caratteristiche della calotta e dei piedritti

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio libero dell'80%, dopodiché si osserva la formazione di estese zone plastiche che allo scarico totale raggiungono i 5.50 m in corrispondenza dei piedritti e circa 3.60 m in corrispondenza della calotta. La convergenza allo scarico totale risulta prossima ai 25 cm.

Sulla base delle analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 90% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera del rivestimento di prima fase con rilascio tensionale parziale fino al 95% delle forze agenti
- STEP5 - Posa del rivestimento definitivo con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP6 – Ammaloramento del rivestimento di prima fase (condizione di lungo termine)
- STEP7- Simulazione dell'azione sismica

Nelle immagini seguenti vengono riportati i risultati di calcolo correlati alle simulazioni eseguite.

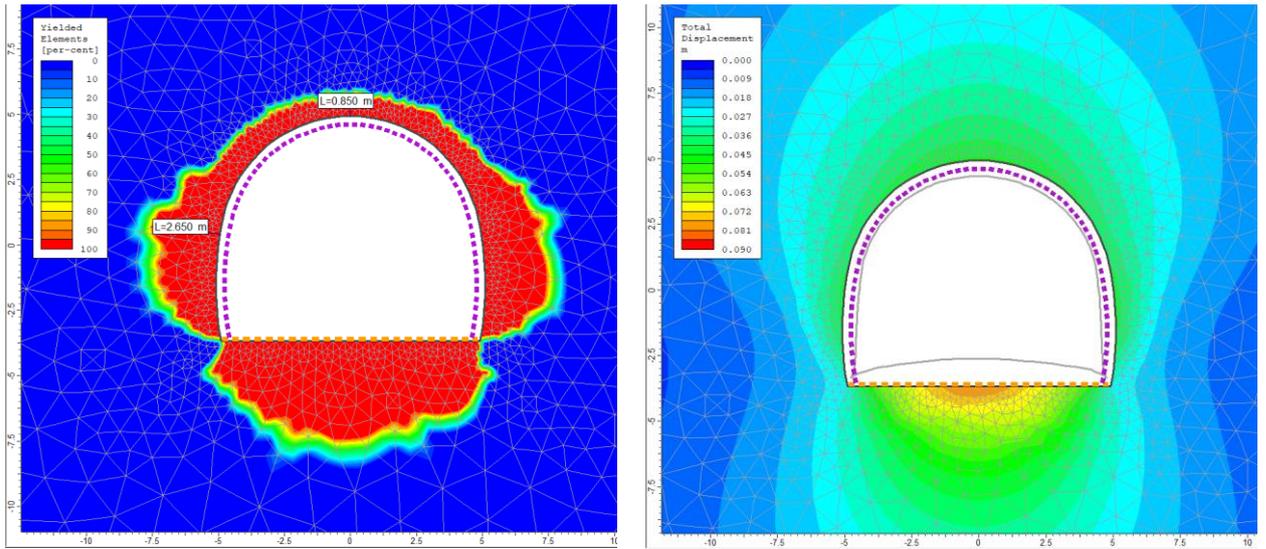


Figura 6.9 – Sezione tipo GA2: raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 6

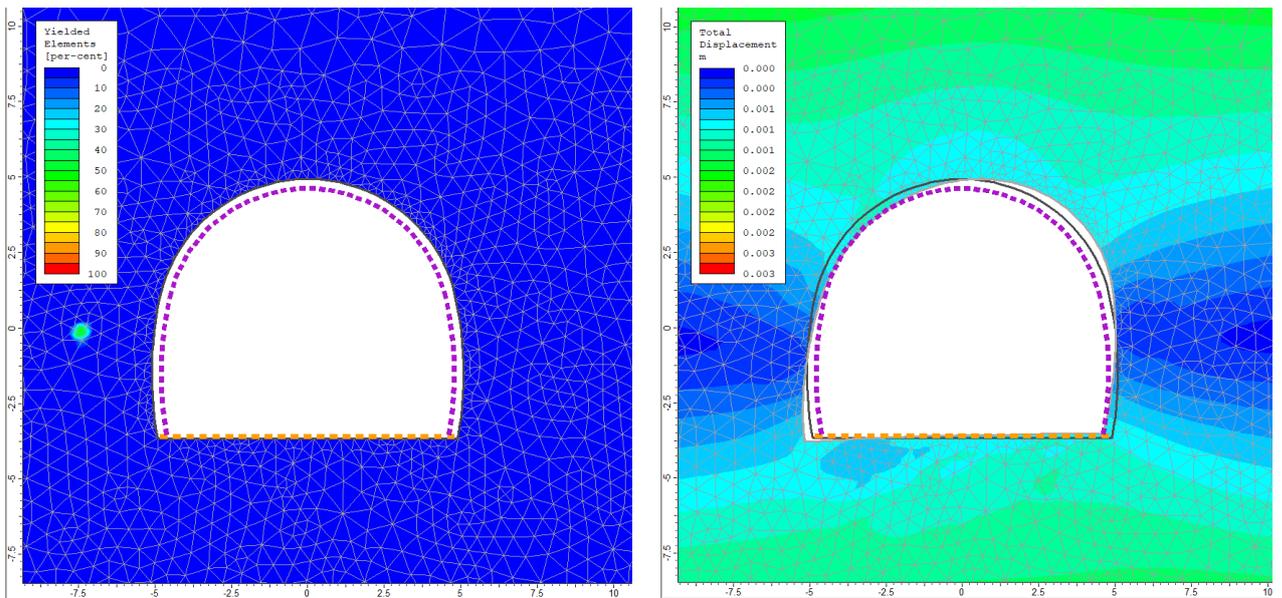


Figura 6.10 – Sezione tipo GA2: plasticizzazione e spostamenti aggiuntivi verificatisi allo step 7

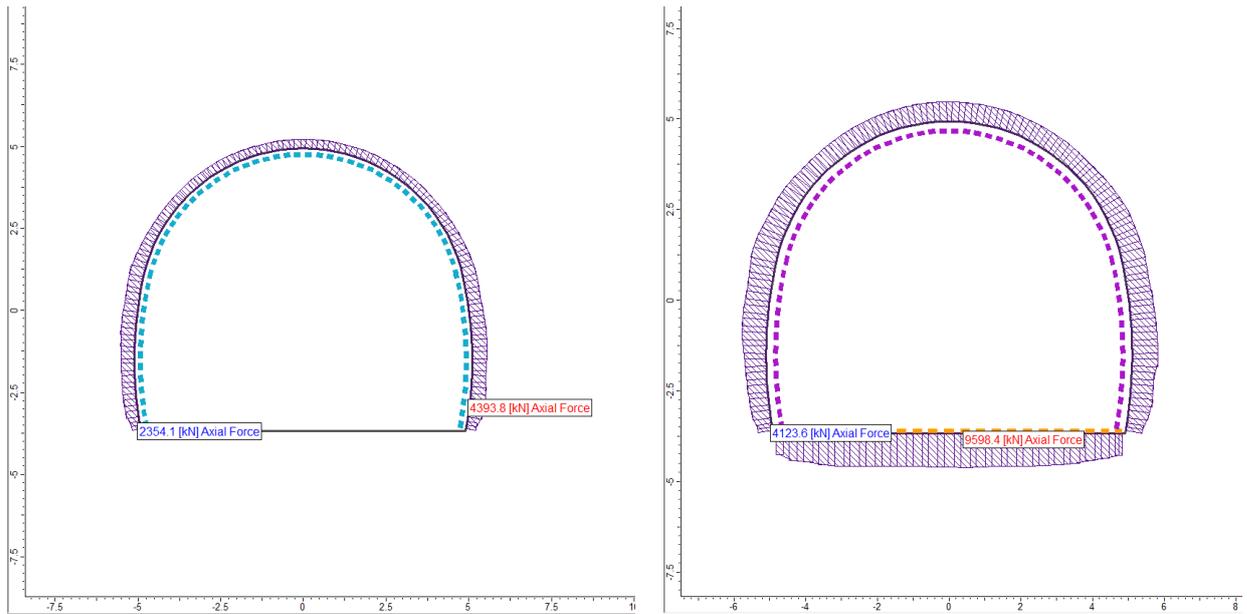


Figura 6.11 – Sezione tipo GA2: sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase allo step 4 ( $N_{max}=4394$  kN/m) e sul rivestimento definitivo allo step 6 ( $N_{max}=9598$  kN/m)

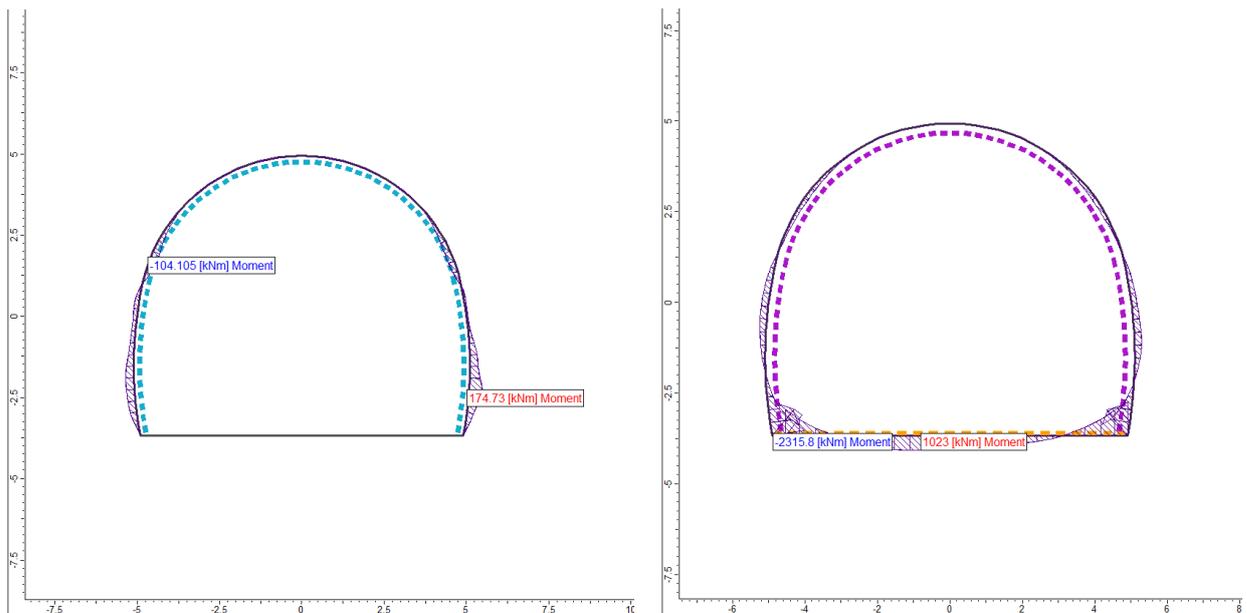


Figura 6.12 – Sezione tipo GA1: momento flettente agente sul rivestimento di prima fase allo step 4 ( $M_{max}=175$  kNm/m) e sul rivestimento definitivo allo step 6 ( $M_{max}=2315$  kNm/m)

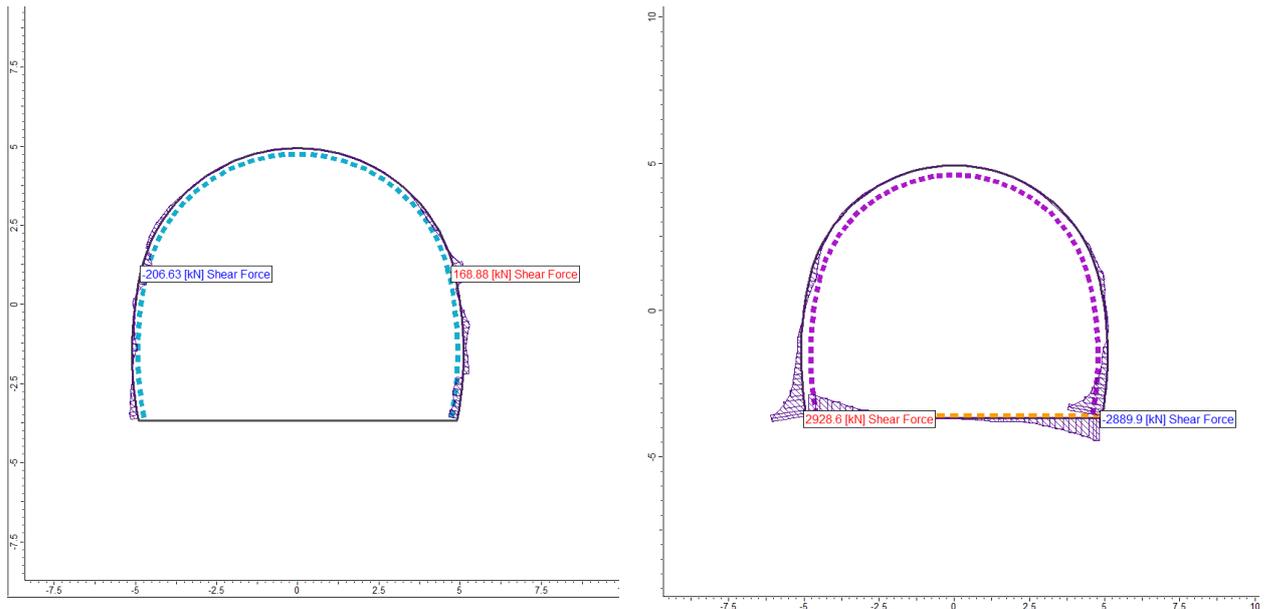


Figura 6.13 – Sezione tipo GA2: taglio agente sul rivestimento di prima fase allo step 4 ( $V_{max}=207$  kN/m) e sul rivestimento definitivo allo step 6 ( $V_{max}=2929$  kN/m)

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Il raggio plastico raggiunge allo step 6 il valore massimo, in corrispondenza dei piedritti, pari a circa 2.65 m, mentre in corrispondenza della calotta risulta inferiore agli 85 cm;
- Gli spostamenti massimi calcolati allo step 6 in corrispondenza dei piedritti e della calotta valgono circa 45 mm;
- Con la simulazione della distorsione dovuta al sisma non si osserva la formazione di nuove zone plastiche, mentre l'incremento di deformazione sul contorno di scavo è dell'ordine del millimetro, si osserva però come queste "nuove" deformazioni abbiano una configurazione completamente differente dalle precedenti in quanto correlate alla distorsione applicata al modello.
- Le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori molto elevati ma comunque inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

### 6.2.3 Sezione tipo GA3

Per la simulazione della sezione tipo GA3 (Figura 6.14) sono state considerate le seguenti condizioni geometriche e stratigrafiche:

- È stata considerato un valore della copertura pari a 520 m
- In considerazione dell'elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dall'ammasso roccioso tettonizzato a cui sono state attribuite le proprietà definite per le zone in faglia.

Come si è detto al Paragrafo 5.1.3 la sezione tipo GA3 prevede la posa in opera di un preconsolidamento del contorno di scavo mediante tecnica del “forepolig”, da realizzare con barre VTR iniettate. La coronella consolidata, in accordo con Hoek (2000), è stata modellata come una zona di materiale con proprietà migliorate che circonda il pozzo in progetto. In accordo con quanto definito dall'autore è possibile calcolare le proprietà equivalenti come media ponderata rispetto all'area con proprietà migliorate a mezzo delle seguenti formule:

$$E_{eq} = \frac{(A_{tot} - nA_p) \cdot E_{terreno} + (nA_p) \cdot E_{acciaio}}{A_{tot}}$$

$$c_{eq} = \frac{(A_{tot} - nA_p) \cdot c + (nA_p) \cdot f_{yd}/2}{A_{tot}}$$

dove:

- $E_{eq}$  modulo elastico del materiale equivalente
- $c_{eq}$  coesione del materiale equivalente
- $A_{tot}$  area totale della zona rinforzata
- $A_p$  sezione di acciaio del singolo palo
- $n$  numero di pali presenti nella zona rinforzata
- $c$  coesione del terreno circostante la galleria
- $f_{yd}$  tensione di snervamento dell'acciaio.

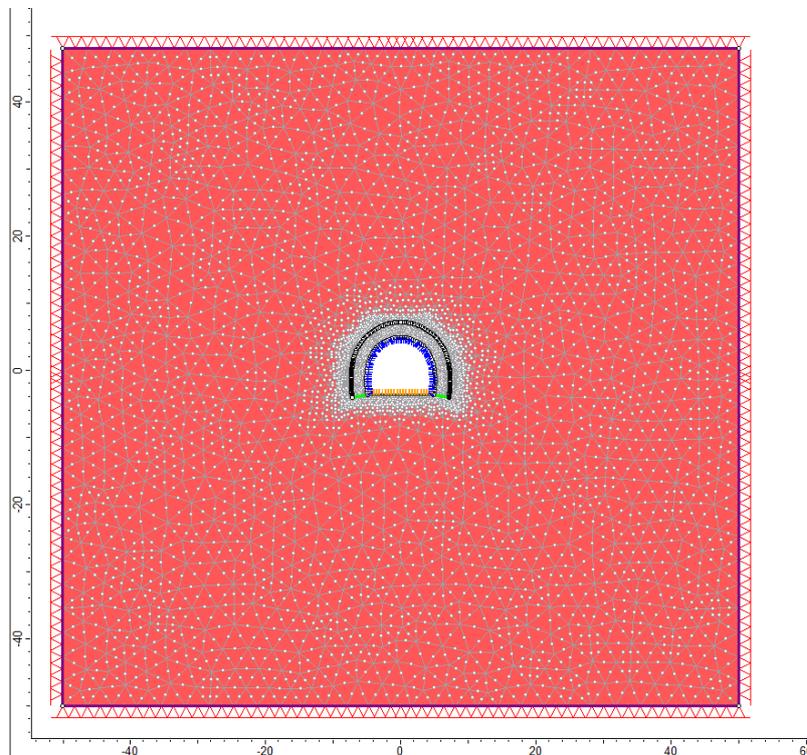


Figura 6.14 – Sezione tipo GA3: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relative all'ultimo step della simulazione

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati:

- I diagrammi di convergenza confinamento attraverso cui si sono definite le percentuali di rilascio parziale da attribuire alle diverse fasi della simulazione
- il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento del terreno nell'intorno della galleria relativi all'ultimo step dell'analisi statica ed all'analisi sismica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

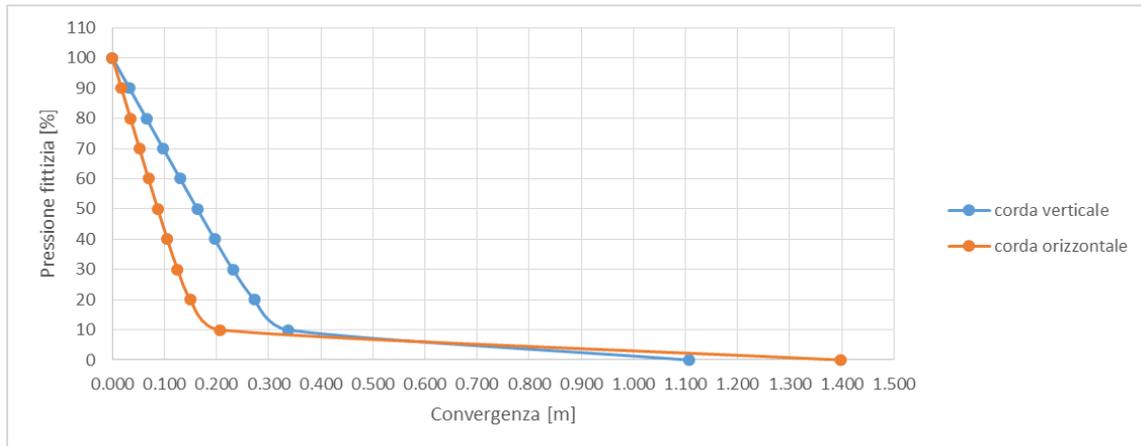


Figura 6.15 – Sezione tipo GA3: curve caratteristiche della calotta e dei piedritti

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio libero dell'80%, dopodiché si osserva la formazione di estese zone plastiche che allo scarico totale raggiungono i 9.0 m in corrispondenza dei piedritti e circa 5.80 m in corrispondenza della calotta. La convergenza allo scarico del 90% risulta pari a circa 30 cm, mentre allo scarico totale risulta pari a circa 1.40 m, condizione non compatibile con la stabilità del cavo.

Sulla base delle analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Consolidamento in avanzamento del contorno di scavo
- STEP4 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 90% delle forze agenti
- STEP5 - Posa in opera del rivestimento di prima fase con rilascio tensionale parziale fino al 95% delle forze agenti
- STEP6 - Posa del rivestimento definitivo con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP7 - Ammaloramento del rivestimento di prima fase (condizione di lungo termine)
- STEP8 - Simulazione dell'azione sismica

Nelle immagini seguenti vengono riportati i risultati di calcolo correlati alle simulazioni eseguite.

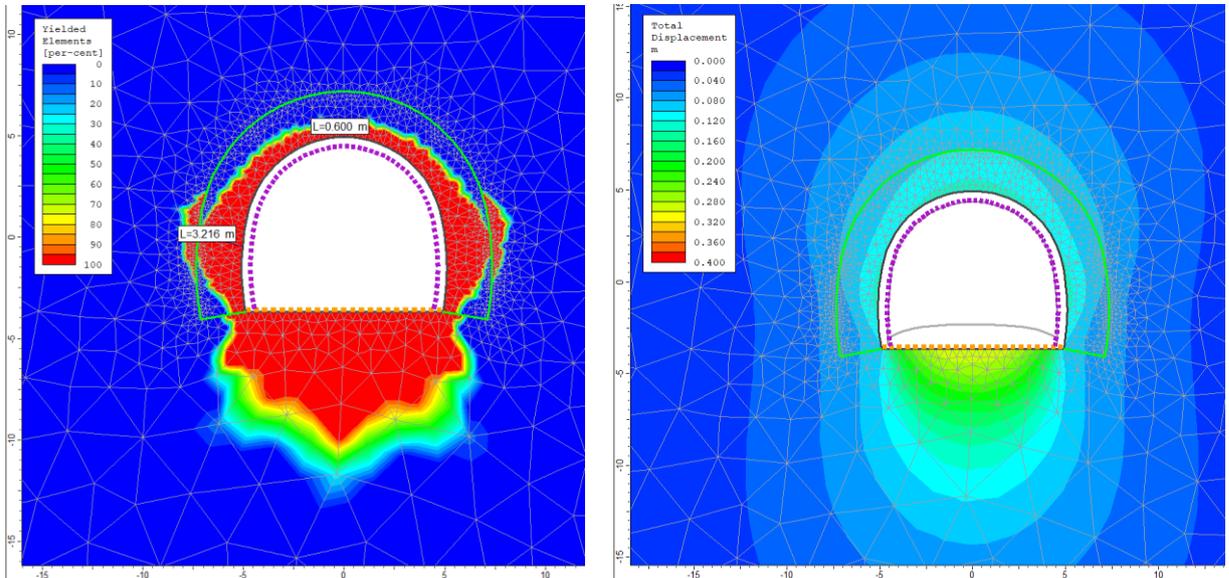


Figura 6.16 – Sezione tipo GA3: raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 7

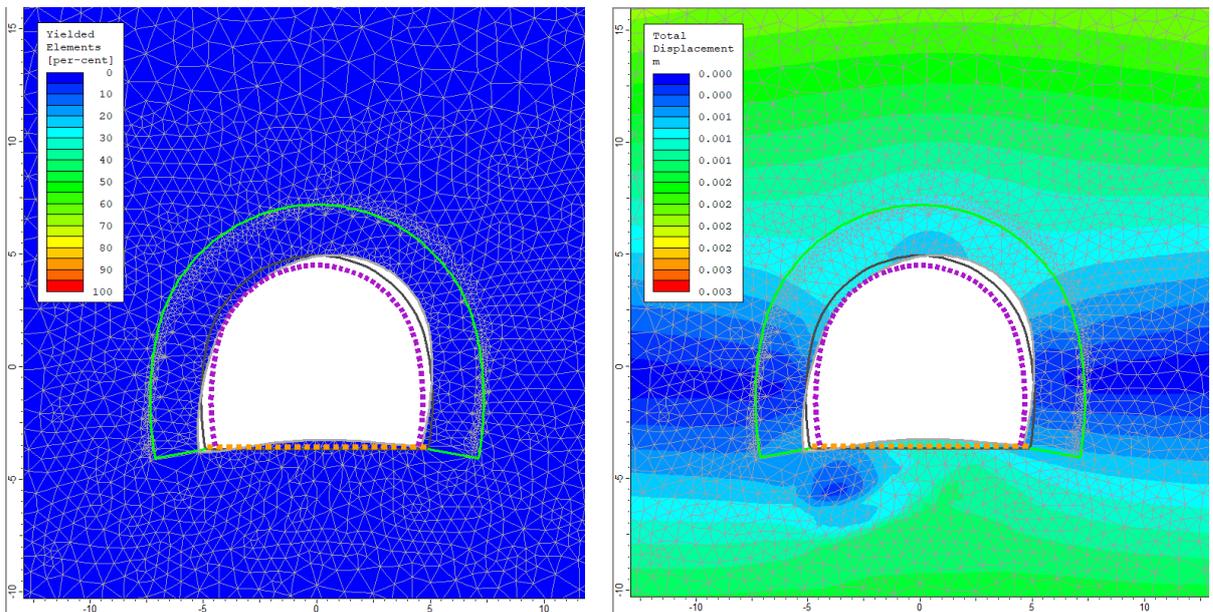


Figura 6.17 – Sezione tipo GA3: plasticizzazione e spostamenti aggiuntivi verificatisi allo step 8

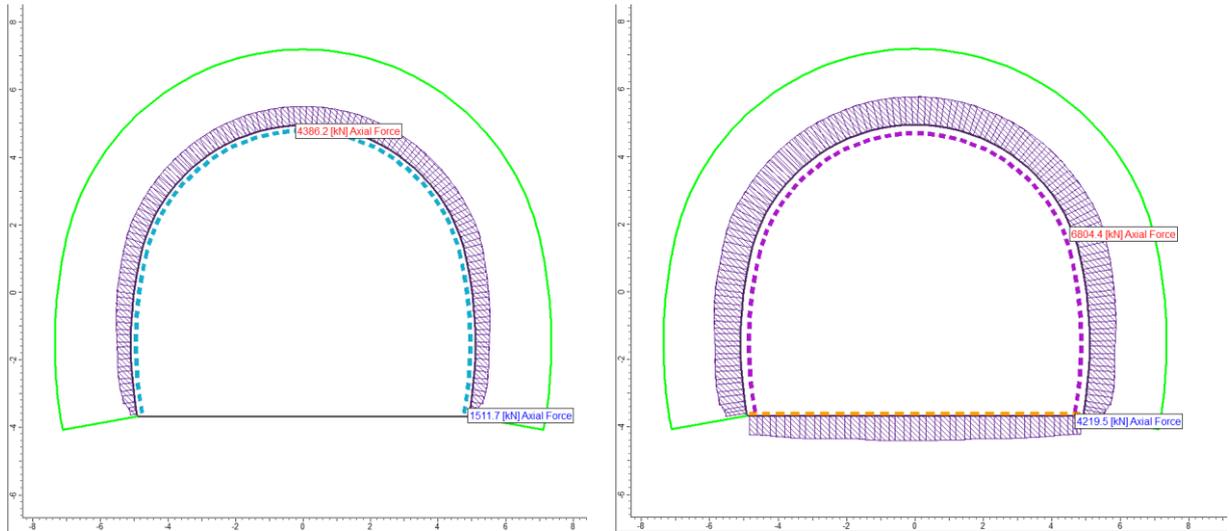


Figura 6.18 – Sezione tipo GA3: sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase allo step 5 ( $N_{max}=4386$  kN/m) e sul rivestimento definitivo allo step 7 ( $N_{max}=6804$  kN/m)

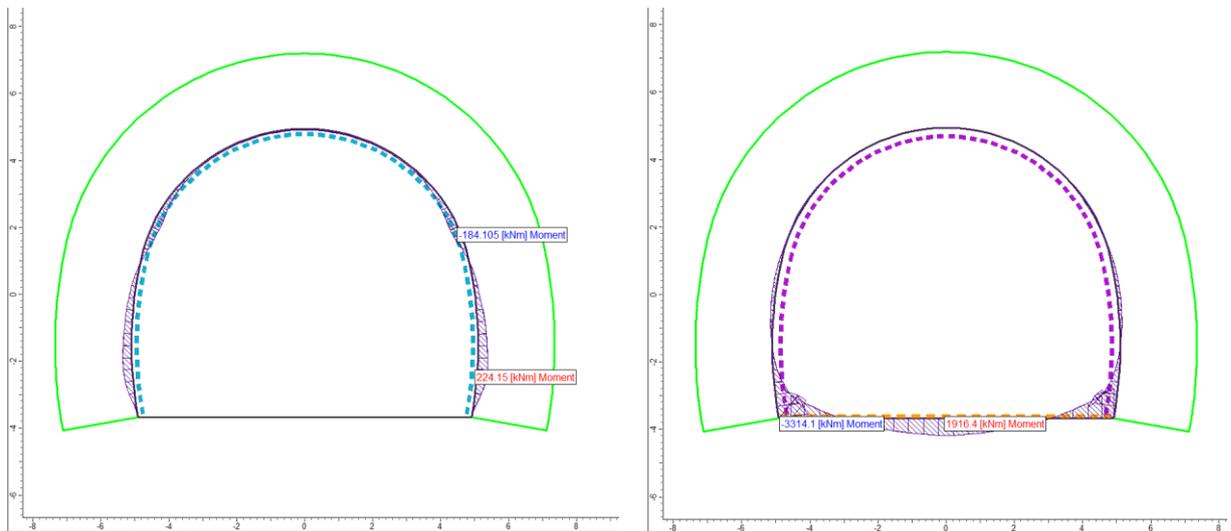


Figura 6.19 – Sezione tipo GA3: momento flettente agente sul rivestimento di prima fase allo step 5 ( $M_{max}=224$  kNm/m) e sul rivestimento definitivo allo step 7 ( $M_{max}=3314$  kNm/m)

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Il raggio plastico raggiunge allo step 7 il valore massimo, in corrispondenza dei piedritti, pari a circa 3.20 m, mentre in corrispondenza della calotta risulta pari a circa 60 cm;
- Gli spostamenti massimi calcolati allo step 6 in corrispondenza dei piedritti e della calotta valgono circa 130 mm;
- Con la simulazione della distorsione dovuta al sisma non si osserva la formazione di nuove zone plastiche, mentre l'incremento di deformazione sul contorno di scavo è dell'ordine del millimetro, si osserva però come queste "nuove" deformazioni abbiano una configurazione completamente differente dalle precedenti in quanto correlate alla distorsione applicata al modello.

- Le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori molto elevati ma comunque inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

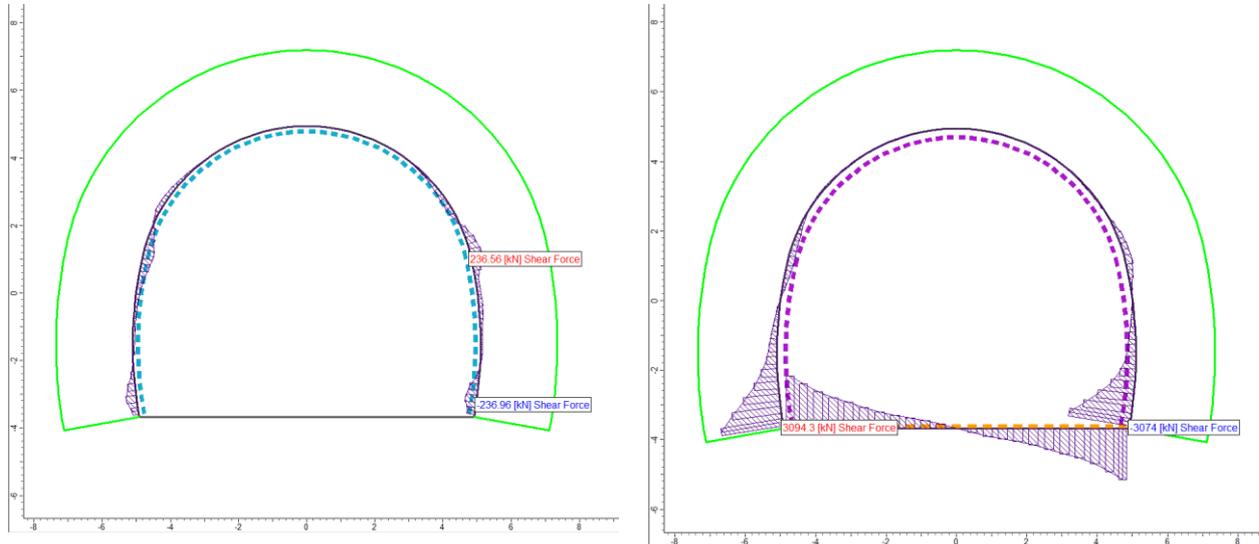


Figura 6.20 – Sezione tipo GA3: taglio agente sul rivestimento di prima 3095 kN/m)

### 6.3 Galleria idraulica – tratto scavato con TBM

Nei paragrafi successivi si riporta una breve sintesi dei principali risultati ottenuti dalle simulazioni delle due sezioni tipo previste per lo scavo meccanizzato. Poiché il rivestimento della galleria scavata con TBM sarà identico su tutto il tracciato le simulazioni numeriche sono state condotte considerando solamente le condizioni di analisi più gravose per il rivestimento. In particolare si sono assunte le condizioni riportate nella tabella seguente.

Tabella 6-1 – Galleria idraulica TBM: condizioni di analisi

Analisi	Copertura	Litotipo	Sezione tipo
1	675 m	Scisti biotici (Sb) minimi	GI1
2	675 m	Faglia	GI2
3	15 m	Faglia	GI1

#### 6.3.1 Analisi 1: Sezione tipo GI1

La sezione tipo GI1 (Figura 6.21) viene impiegata quasi sulla totalità dello sviluppo della galleria idraulica ed è prevista per qualsiasi condizione di scavo con le seguenti eccezioni:

- Il tratto in prossimità dell'opera di presa di valle che verrà realizzato con il metodo tradizionale;

- Eventuali zone di faglia in alta copertura ove risultasse necessario il consolidamento al contorno previsto per la sezione tipo GI2

Con l'analisi 1 vengono simulate, tra i diversi set di copertura e proprietà dell'ammasso, le condizioni considerate più gravose per il rivestimento tipo GI1 della galleria idraulica. Si riportano di seguito i risultati ottenuti dall'analisi 1.

In considerazione dell'elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dall'unità Sb\_minimi.

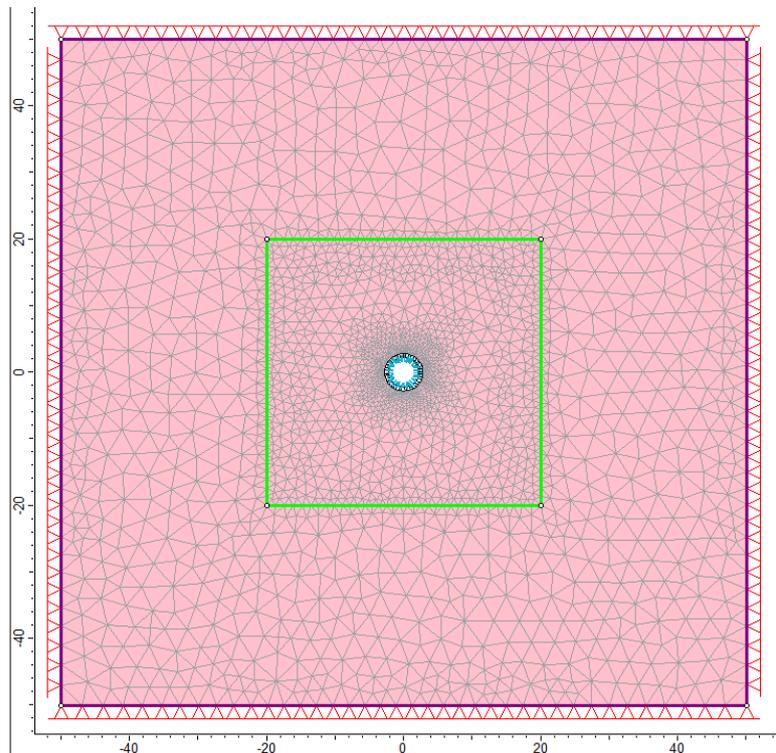


Figura 6.21 – Analisi 1: Sezione tipo GI1 - Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati:

- I diagrammi di convergenza confinamento attraverso cui si sono definite le percentuali di rilascio parziale da attribuire alle diverse fasi della simulazione
- il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento del terreno nell'intorno della galleria relativi all'ultimo step dell'analisi statica ed all'analisi sismica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

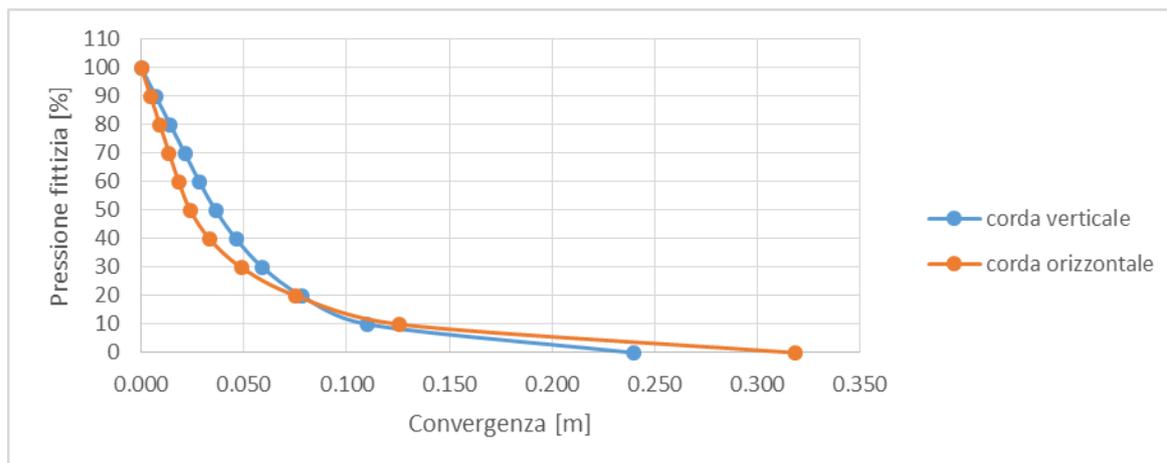


Figura 6.22 – Analisi 1: Sezione tipo G11 - curve caratteristiche della calotta e dei piedritti

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio libero del 50-60%, dopodiché si osserva la formazione di estese zone plastiche che allo scarico totale raggiungono i 4.60 m in corrispondenza dei piedritti e circa 3.10 m in corrispondenza della calotta. La convergenza allo scarico totale risulta compresa tra i 24 ed i 32 cm.

Sulla base delle analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale<sup>1</sup>:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 90% delle forze agenti
- STEP4 - Posa del rivestimento definitivo con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP5 – Applicazione della pressione interna data dal battente idraulico
- STEP6- Simulazione dell'azione sismica

Nelle immagini seguenti vengono riportati i risultati di calcolo correlati alle simulazioni eseguite.

<sup>1</sup> Per la definizione del rilascio libero che si verifica precedentemente alla posa del rivestimento si è considerato l'impiego di una macchina con scudo trapezoidale in grado generare un sovrascavo di entità compresa tra i 5 ed i 10 cm (valori tipici per questo genere di macchine). Sebbene il sovrascavo venga rapidamente riempito con una malta di intasamento esso darà comunque luogo ad una convergenza, valutabile nel nostro caso in un massimo di 15-20 cm, la quale si verifica preliminarmente alla posa dei conci di rivestimento. Tale valore della convergenza è stato impiegato per valutare, sulla base delle curve caratteristiche riportate sopra, il rilascio libero da impiegare nei calcoli di dimensionamento della sezione resistente.

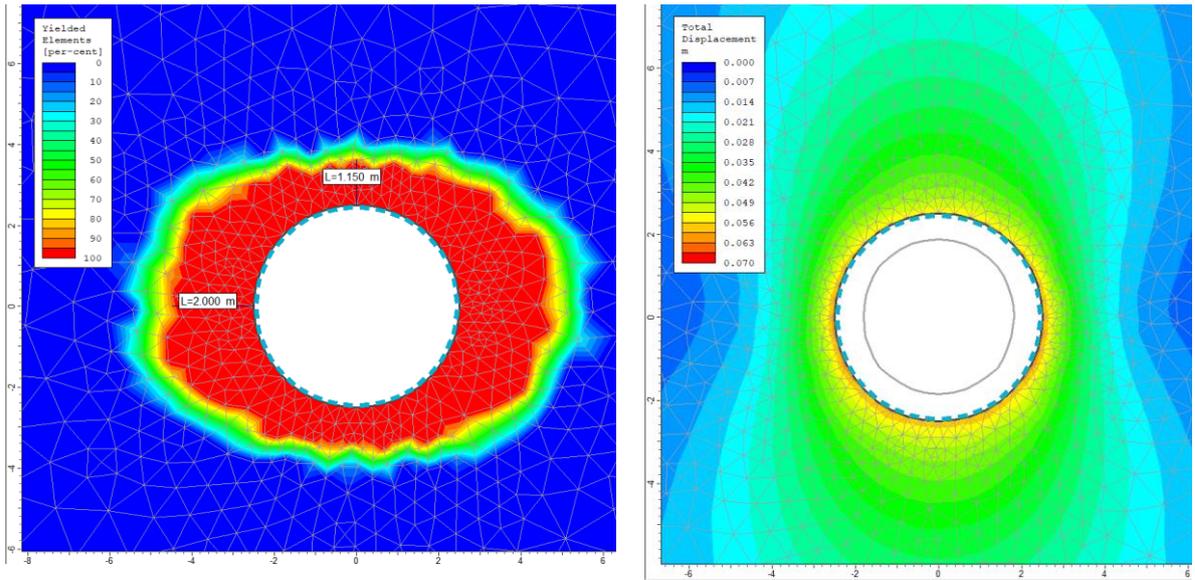


Figura 6.23 – Analisi 1: Sezione tipo G11 - raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5

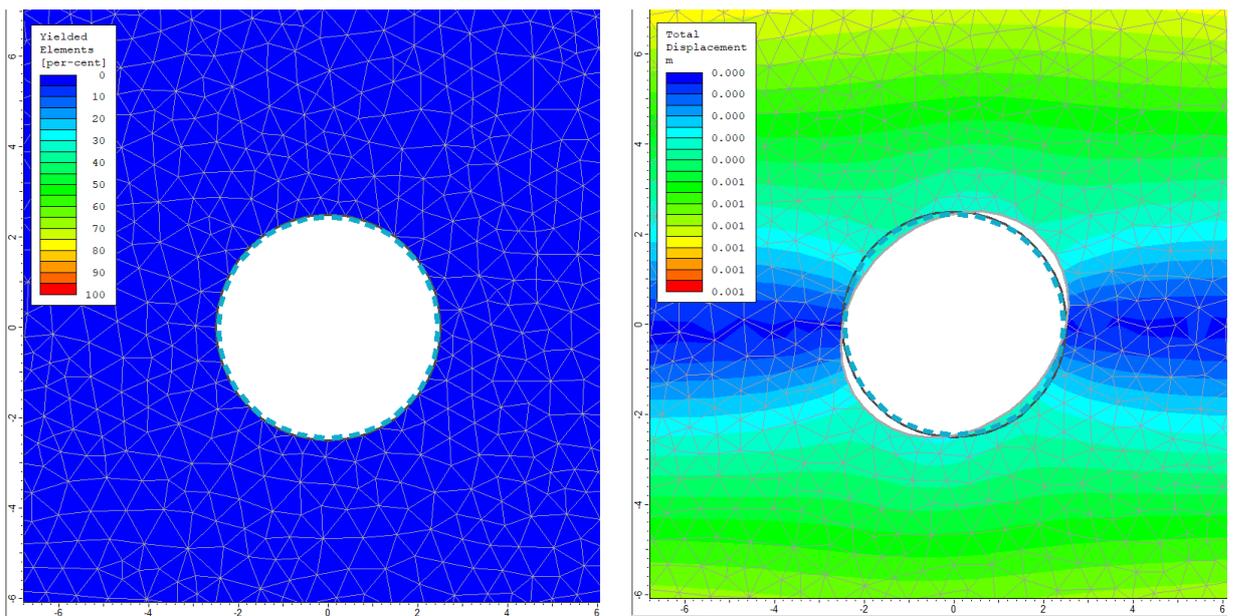


Figura 6.24 – Analisi 1: Sezione tipo G11 - plasticizzazione e spostamenti aggiuntivi verificatisi allo step 6

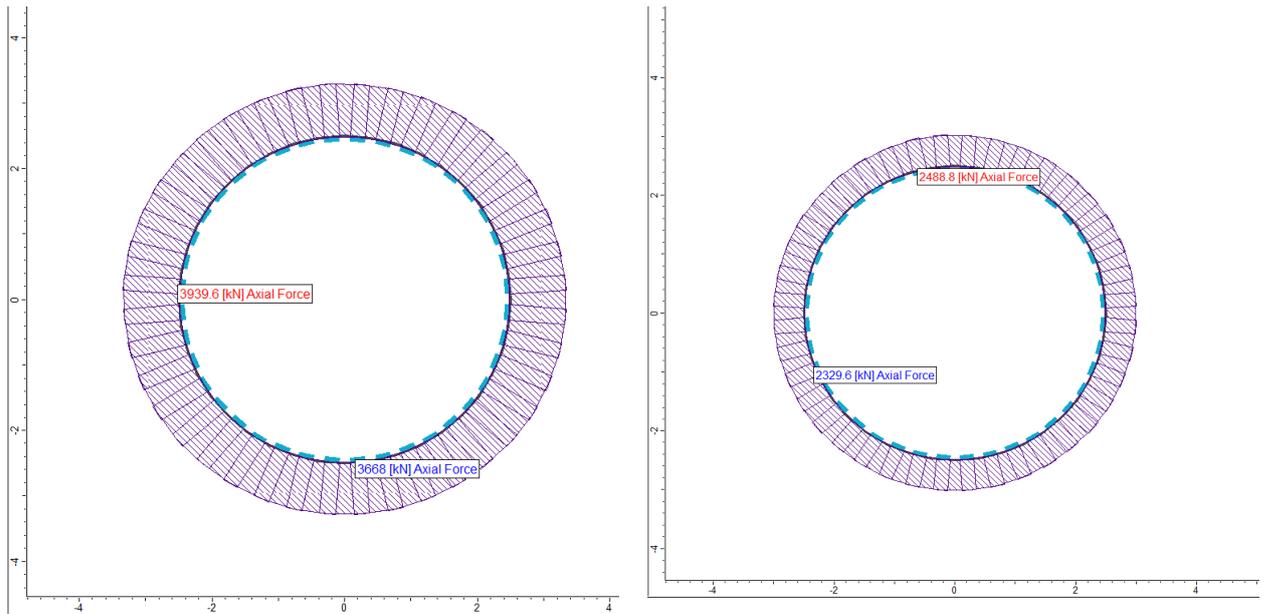


Figura 6.25 – Analisi 1: Sezione tipo G11 - sforzo normale agente sul rivestimento allo step 4 (Nmax=3940 kN/m) ed allo step 5 (Nmax=2489 kN/m)

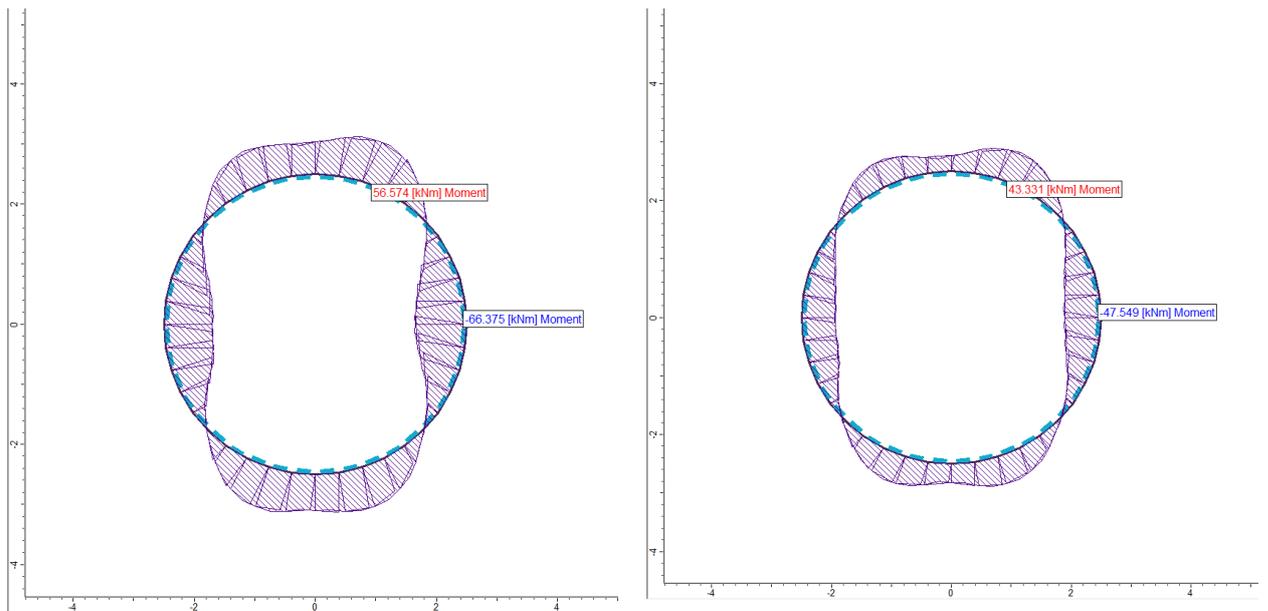


Figura 6.26 – Analisi 1: Sezione tipo G11 – momento flettente agente sul rivestimento allo step 4 (Mmax=66.4 kNm/m) ed allo step 5 (Mmax=47.5 kNm/m)

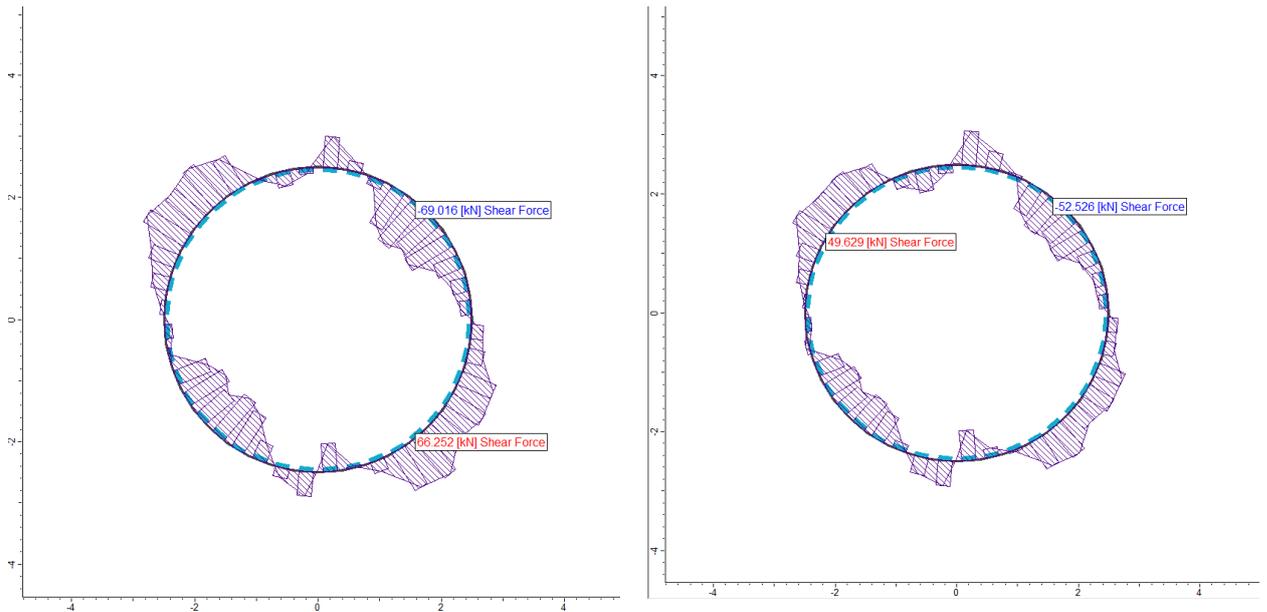


Figura 6.27 – Analisi 1: Sezione tipo G11 - taglio agente sul rivestimento allo step 4 ( $V_{max}=69.0$  kN/m) ed allo step 5 ( $V_{max}=52.5$  kN/m)

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Il raggio plastico raggiunge allo step 5 il valore massimo, in corrispondenza dei piedritti, pari a circa 2.00 m, mentre in corrispondenza della calotta risulta pari a circa 1.15 m;
- Gli spostamenti massimi calcolati allo step 5 in corrispondenza dei piedritti e della calotta valgono circa 65 mm;
- Con la simulazione della distorsione dovuta al sisma non si osserva la formazione di nuove zone plastiche, mentre l'incremento di deformazione sul contorno di scavo è inferiore al millimetro, si osserva però come queste "nuove" deformazioni, per quanto trascurabili, abbiano una configurazione completamente differente dalle precedenti in quanto correlate alla distorsione applicata al modello.
- Le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori elevati ma comunque inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

### 6.3.2 Analisi 2: Sezione tipo G12

La sezione tipo G12 (Figura 6.28) viene impiegata esclusivamente nelle zone di faglia in alta copertura ove risultasse necessario effettuare un pre-consolidamento del nucleo di scavo.

Come per il caso precedente la coronella consolidata, in accordo con Hoek (2000), è stata modellata come una zona di materiale con proprietà migliorate che circoscrive il pozzo in progetto. In accordo con quanto definito dall'autore è possibile calcolare le proprietà equivalenti come media ponderata rispetto all'area con proprietà migliorate a mezzo delle seguenti formule:

$$E_{eq} = \frac{(A_{tot} - nA_p) \cdot E_{terreno} + (nA_p) \cdot E_{acciaio}}{A_{tot}}$$

$$c_{eq} = \frac{(A_{tot} - nA_p) \cdot c + (nA_p) \cdot f_{yd}/2}{A_{tot}}$$

dove:

- $E_{eq}$  modulo elastico del materiale equivalente  
 $c_{eq}$  coesione del materiale equivalente  
 $A_{tot}$  area totale della zona rinforzata  
 $A_p$  sezione di acciaio del singolo palo  
 $n$  numero di pali presenti nella zona rinforzata  
 $c$  coesione del terreno circostante la galleria  
 $f_{yd}$  tensione di snervamento dell'acciaio.

In considerazione dell'elevata copertura il modello non è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di un unico litotipo costituito dall'ammasso roccioso tettonizzato a cui sono state attribuite le proprietà definite per le zone in faglia.

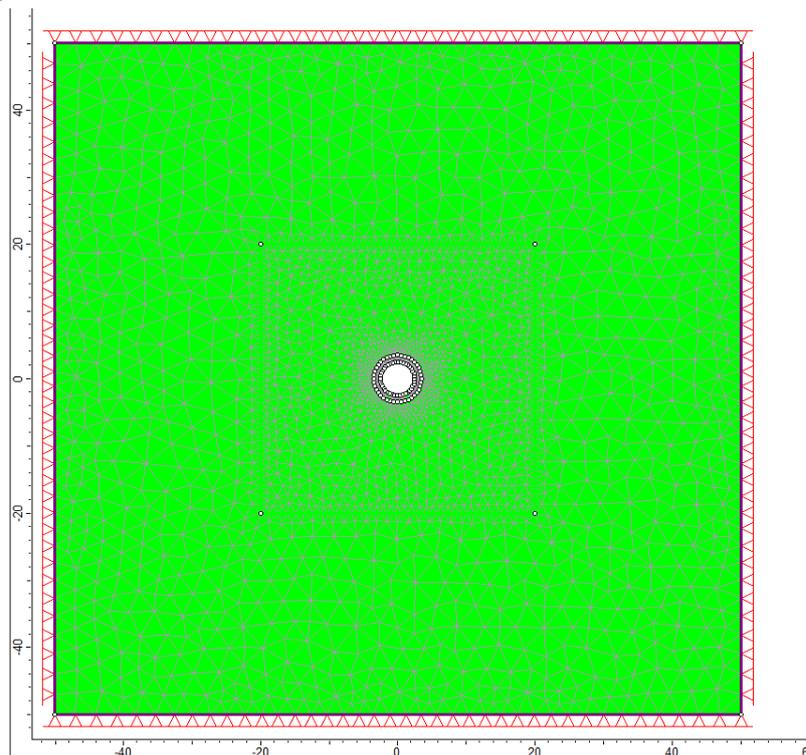


Figura 6.28 – Analisi 2: Sezione tipo G12 - Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati:

- I diagrammi di convergenza confinamento attraverso cui si sono definite le percentuali di rilascio parziale da attribuire alle diverse fasi della simulazione

- il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento del terreno nell'intorno della galleria relativi all'ultimo step dell'analisi statica ed all'analisi sismica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

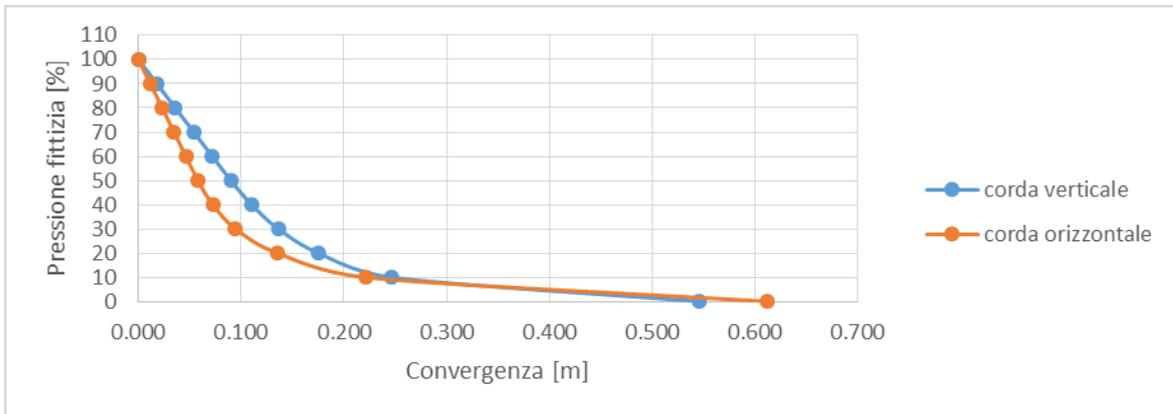


Figura 6.29 – Analisi 2: Sezione tipo GI2 - curve caratteristiche della calotta e dei piedritti

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso, considerando il contributo del preconsolidamento in avanzamento, mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio libero del 60-70%, dopodiché si osserva la formazione di estese zone plastiche che allo scarico totale raggiungono i 3.50 m in corrispondenza dei piedritti e circa 2.25 m in corrispondenza della calotta. La convergenza allo scarico totale risulta compresa tra i 55 ed i 61 cm.

Sulla base delle analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale<sup>2</sup>:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Consolidamento in avanzamento del contorno di scavo
- STEP4 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari all'85% delle forze agenti
- STEP5 - Posa del rivestimento definitivo con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP6 - Applicazione della pressione interna data dal battente idraulico
- STEP7 - Simulazione dell'azione sismica

<sup>2</sup> Per la definizione del rilascio libero che si verifica precedentemente alla posa del rivestimento si è considerato l'impiego di una macchina con scudo trapezoidale in grado generare un sovrascavo di entità compresa tra i 5 ed i 10 cm (valori tipici per questo genere di macchine). Sebbene il sovrascavo venga rapidamente riempito con una malta di intasamento esso darà comunque luogo ad una convergenza, valutabile nel nostro caso in un massimo di 15-20 cm, la quale si verifica preliminarmente alla posa dei conci di rivestimento. Tale valore della convergenza è stato impiegato per valutare, sulla base delle curve caratteristiche riportate sopra, il rilascio libero da impiegare nei calcoli di dimensionamento della sezione resistente.

Nelle immagini seguenti vengono riportati i risultati di calcolo correlati alle simulazioni eseguite.

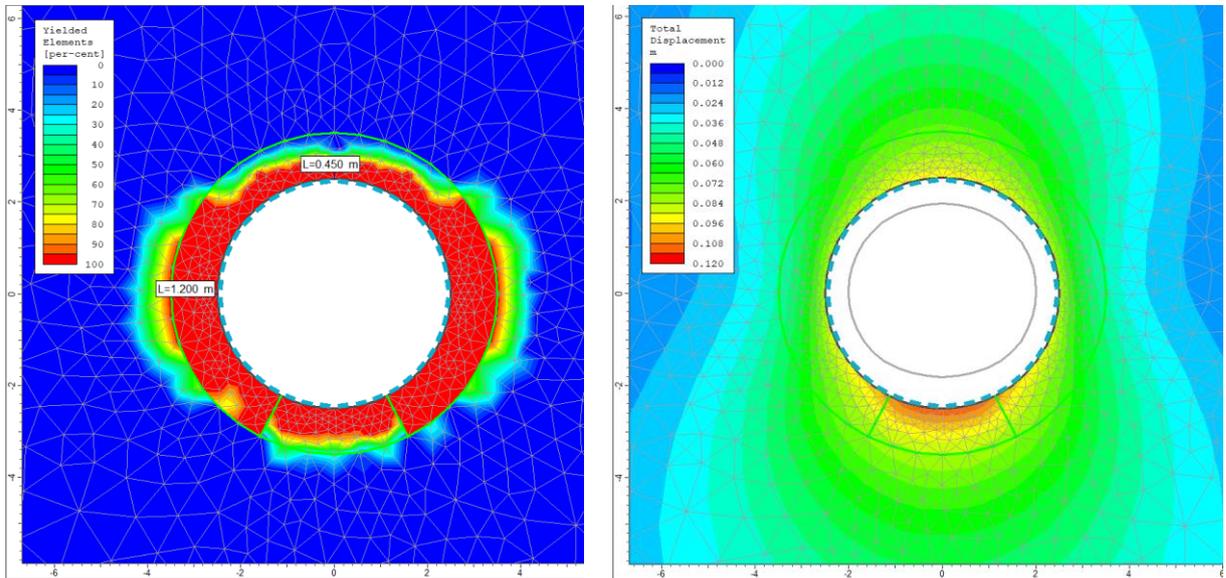


Figura 6.30 – Analisi 2: Sezione tipo GI2 - raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 6

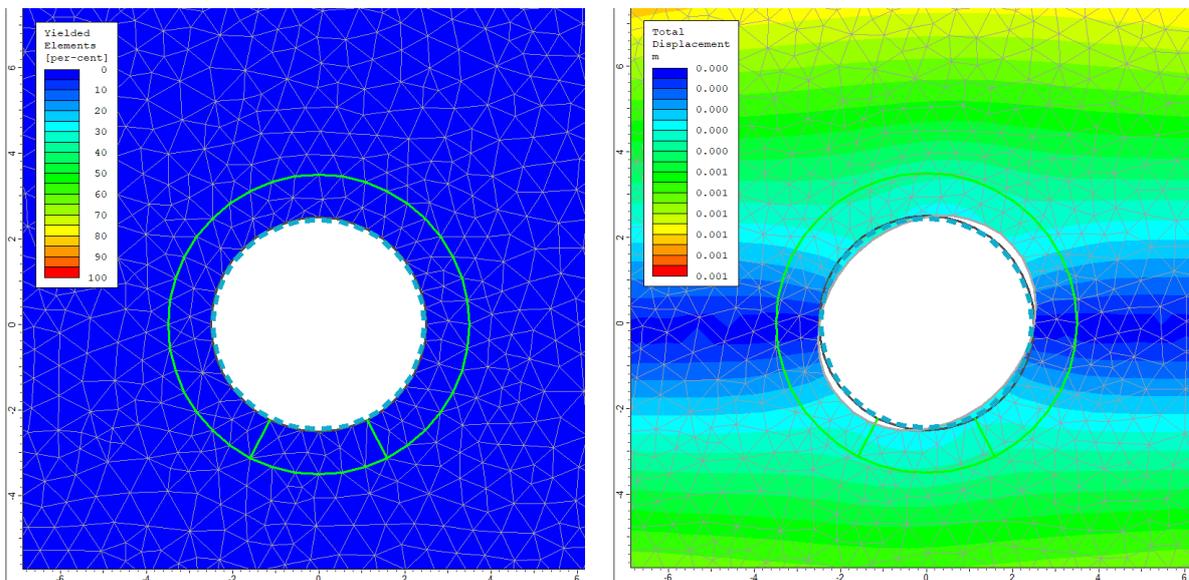


Figura 6.31 – Analisi 2: Sezione tipo GI2 - plasticizzazione e spostamenti aggiuntivi verificatisi allo step 7

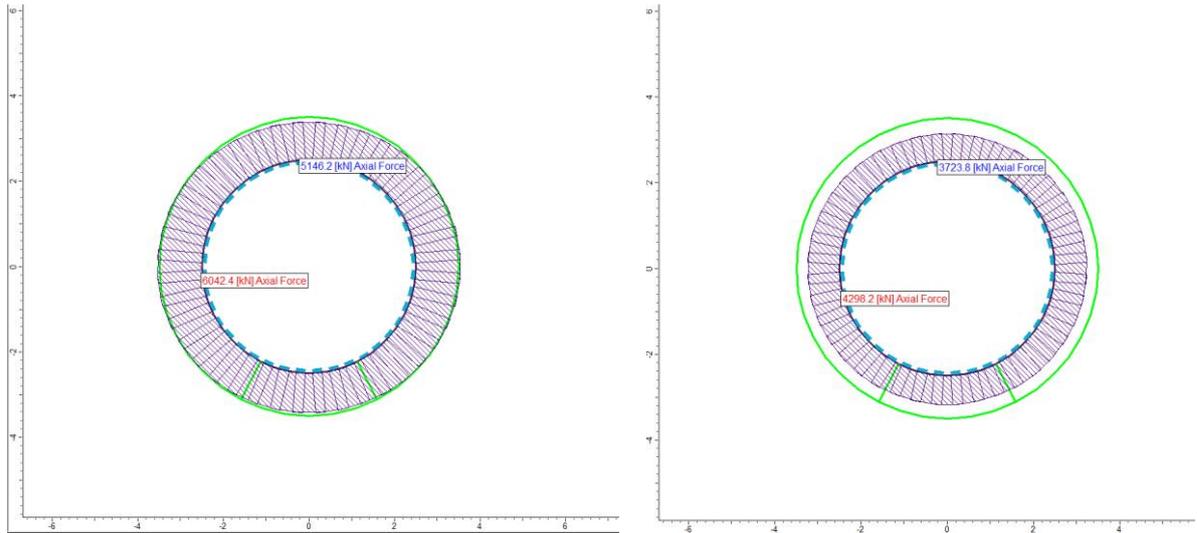


Figura 6.32 – Analisi 2: Sezione tipo GI2 - sforzo normale agente sul rivestimento allo step 5 (Nmax=6042 kN/m) ed allo step 6 (Nmax=4296 kN/m)

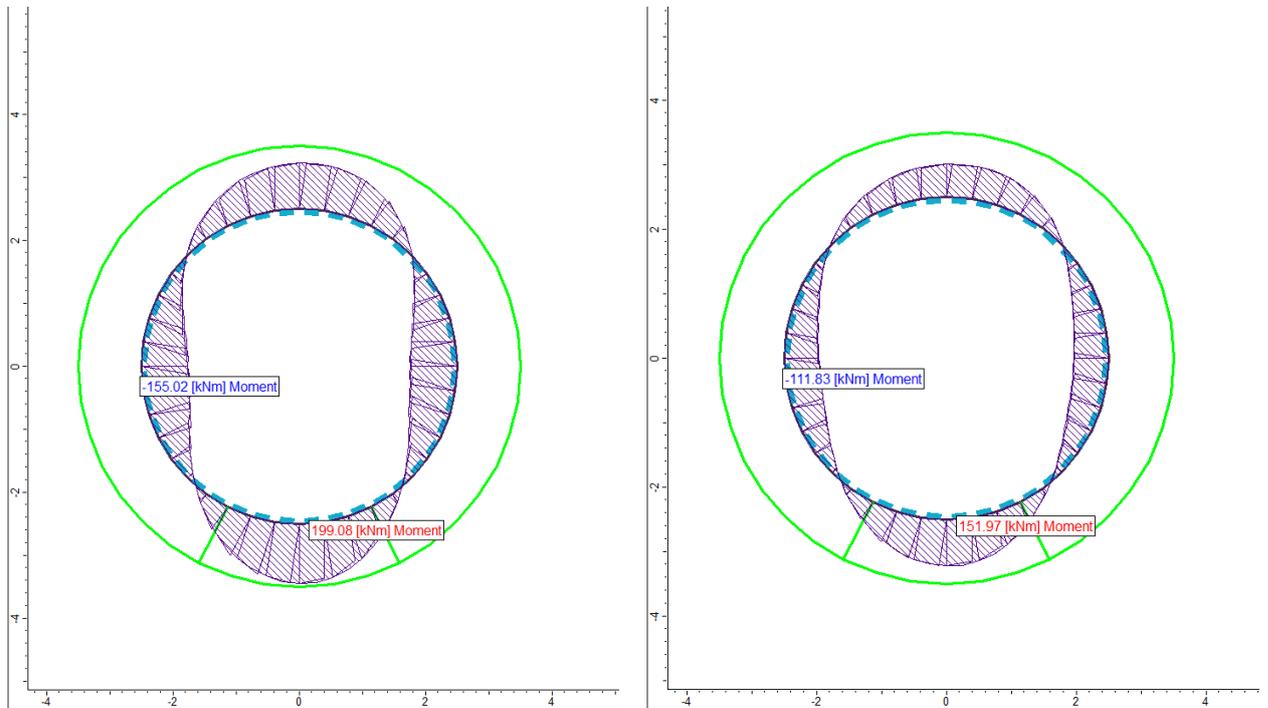


Figura 6.33 – Analisi 2: Sezione tipo GI2 – momento flettente agente sul rivestimento allo step 5 (Mmax=199.0 kNm/m) ed allo step 6 (Mmax=152.0 kNm/m)

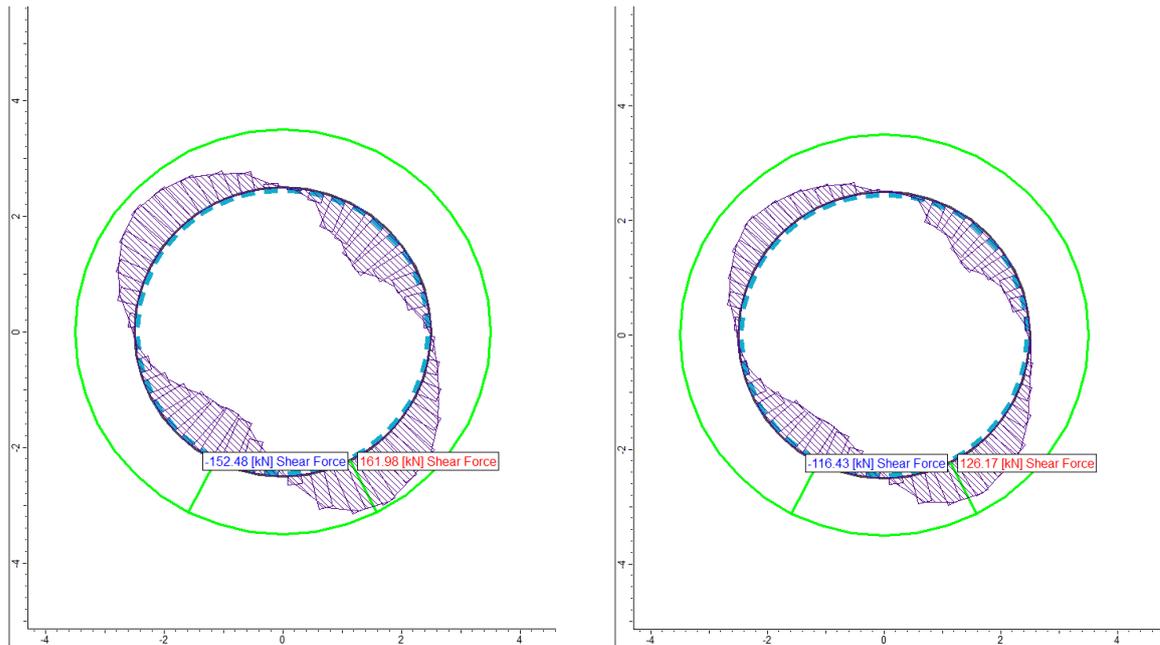


Figura 6.34 – Analisi 2: Sezione tipo GI2 - taglio agente sul rivestimento allo step 5 ( $V_{max}=162.0$  kN/m) ed allo step 6 ( $V_{max}=126.2$  kN/m)

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Il raggio plastico raggiunge allo step 5 il valore massimo, in corrispondenza dei piedritti, pari a circa 1.20 m, mentre in corrispondenza della calotta risulta pari a circa 0.45 m;
- Gli spostamenti massimi calcolati allo step 6 in corrispondenza dei piedritti e della calotta valgono circa 95 mm;
- Con la simulazione della distorsione dovuta al sisma non si osserva la formazione di nuove zone plastiche, mentre l'incremento di deformazione sul contorno di scavo è inferiore al millimetro, si osserva però come queste "nuove" deformazioni, per quanto trascurabili, abbiano una configurazione completamente differente dalle precedenti in quanto correlate alla distorsione applicata al modello.
- Le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori molto elevati ma comunque inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel capitolo successivo.

### 6.3.3 Analisi 3: Sezione tipo GI1

Con l'analisi 3 vengono simulate le condizioni di avanzamento in bassa copertura tipiche del tratto iniziale dello scavo meccanizzato. Tra i diversi set di parametri sono state ipotizzate le condizioni più gravose costituite dall'ammasso roccioso tettonizzato. Si riportano di seguito i risultati ottenuti dall'analisi 3.

In considerazione della ridotta copertura il modello è stato esteso fino al piano campagna, pertanto la stratigrafia di analisi vede la presenza di uno strato di copertura super-

ficiale dello spessore di 4.00 m costituito dall'unità Dat e successivamente dell'ammasso roccioso tettonizzato esteso fino al fondo del modello.

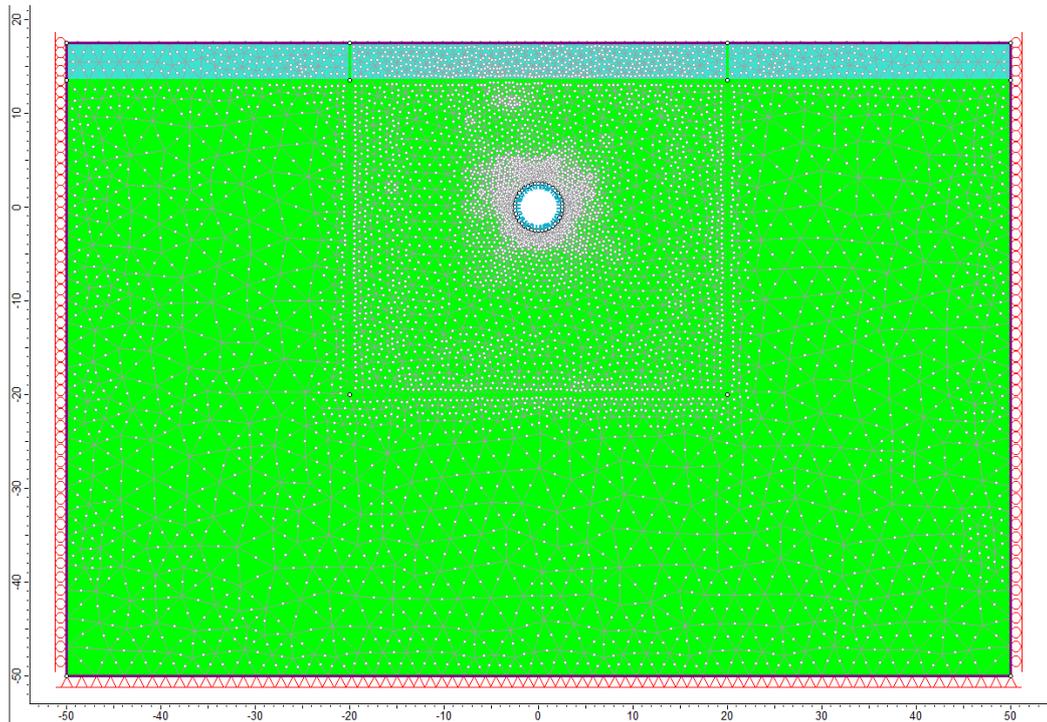


Figura 6.35 – Analisi 3: Sezione tipo G11 - Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati:

- I diagrammi di convergenza confinamento attraverso cui si sono definite le percentuali di rilascio parziale da attribuire alle diverse fasi della simulazione
- il diagramma con l'estensione della fascia plastica ed il campo di spostamento del terreno nell'intorno della galleria relativi all'ultimo step dell'analisi statica ed all'analisi sismica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

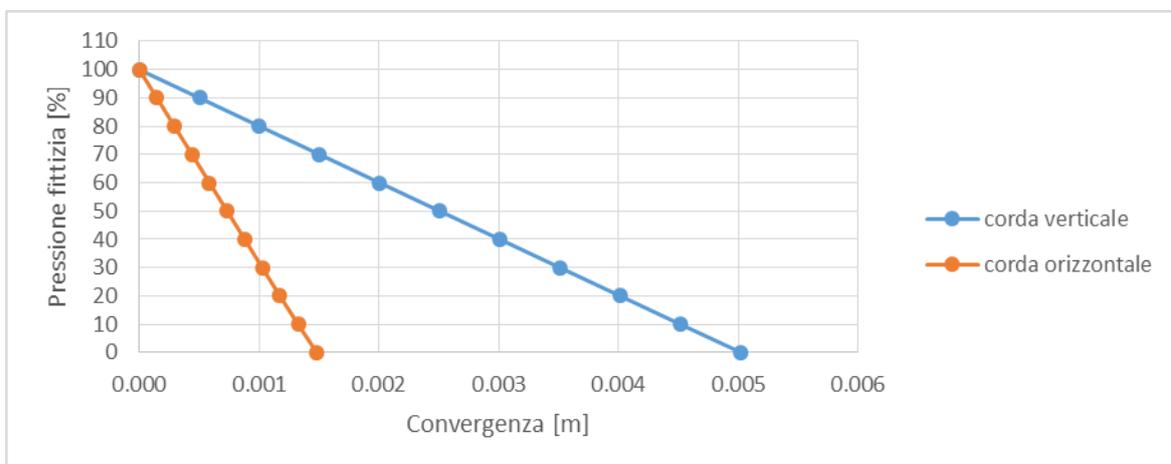


Figura 6.36 – Analisi 3: Sezione tipo G11 - curve caratteristiche della calotta e dei piedritti

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento elastico fino al rilascio totale delle forze esterne, non si osserva la formazione di zone plastiche in prossimità dello scavo. La convergenza allo scarico totale risulta di ordine millimetrico.

Sulla base delle analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale<sup>3</sup>:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 95% delle forze agenti
- STEP4 - Posa del rivestimento definitivo con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP5 – Applicazione della pressione interna data dal battente idraulico
- STEP6- Simulazione dell'azione sismica

Nelle immagini seguenti vengono riportati i risultati di calcolo correlati alle simulazioni eseguite.

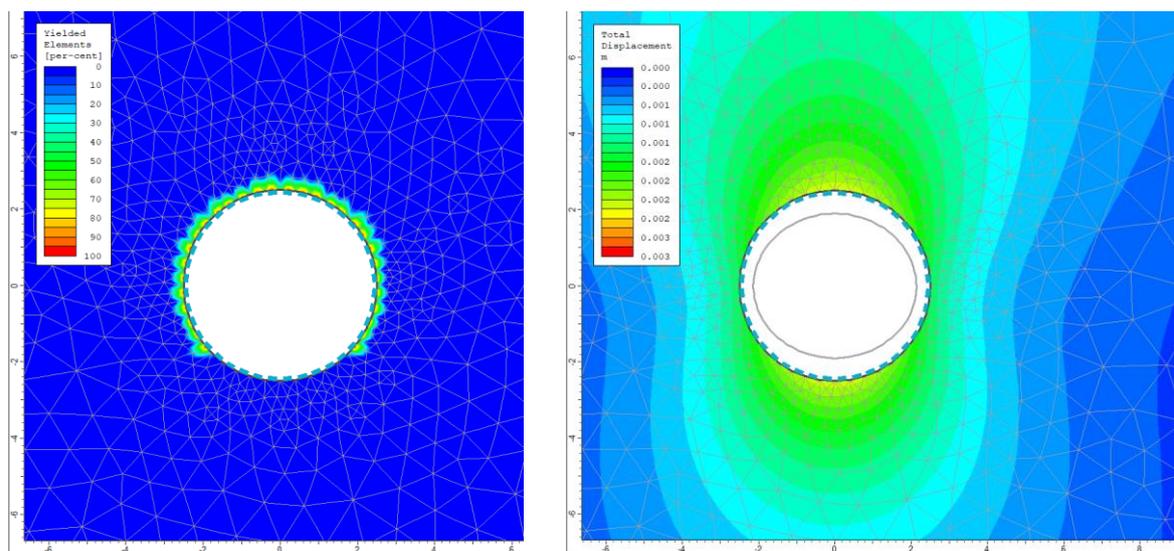


Figura 6.37 – Analisi 3: Sezione tipo G11 - raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5

<sup>3</sup> Per la definizione del rilascio libero che si verifica precedentemente alla posa del rivestimento si è considerato l'impiego di una macchina con scudo trapezoidale in grado generare un sovrascavo di entità compresa tra i 5 ed i 10 cm (valori tipici per questo genere di macchine). Sebbene il sovrascavo venga rapidamente riempito con una malta di intasamento esso darà comunque luogo ad una convergenza, valutabile nel nostro caso in un massimo di 15-20 cm, la quale si verifica preliminarmente alla posa dei conci di rivestimento. Tale valore della convergenza è stato impiegato per valutare, sulla base delle curve caratteristiche riportate sopra, il rilascio libero da impiegare nei calcoli di dimensionamento della sezione resistente.

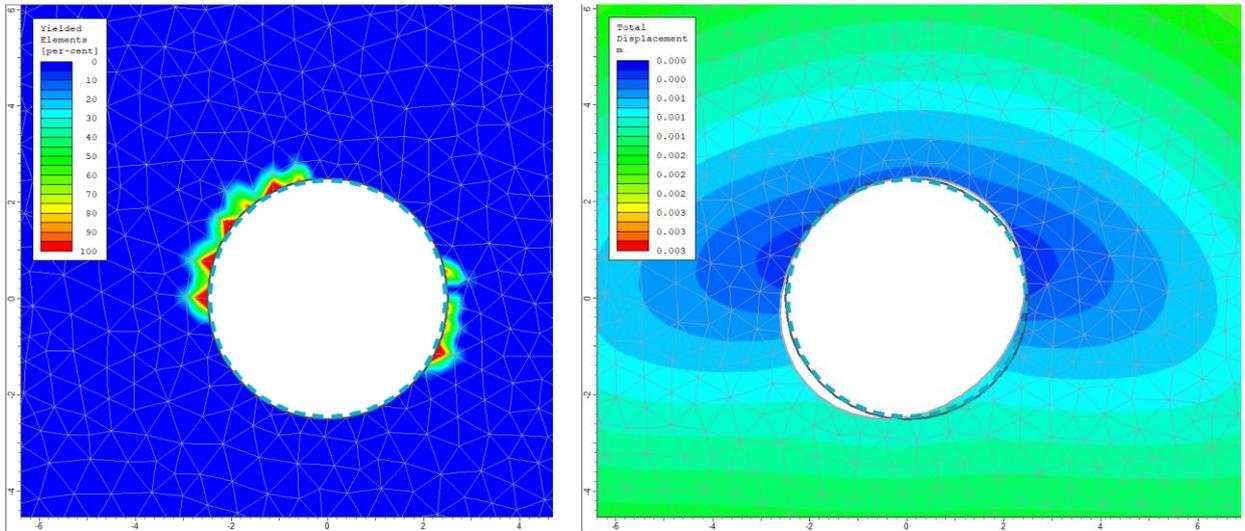


Figura 6.38 – Analisi 3: Sezione tipo G11 - plasticizzazione e spostamenti aggiuntivi verificatisi allo step 6

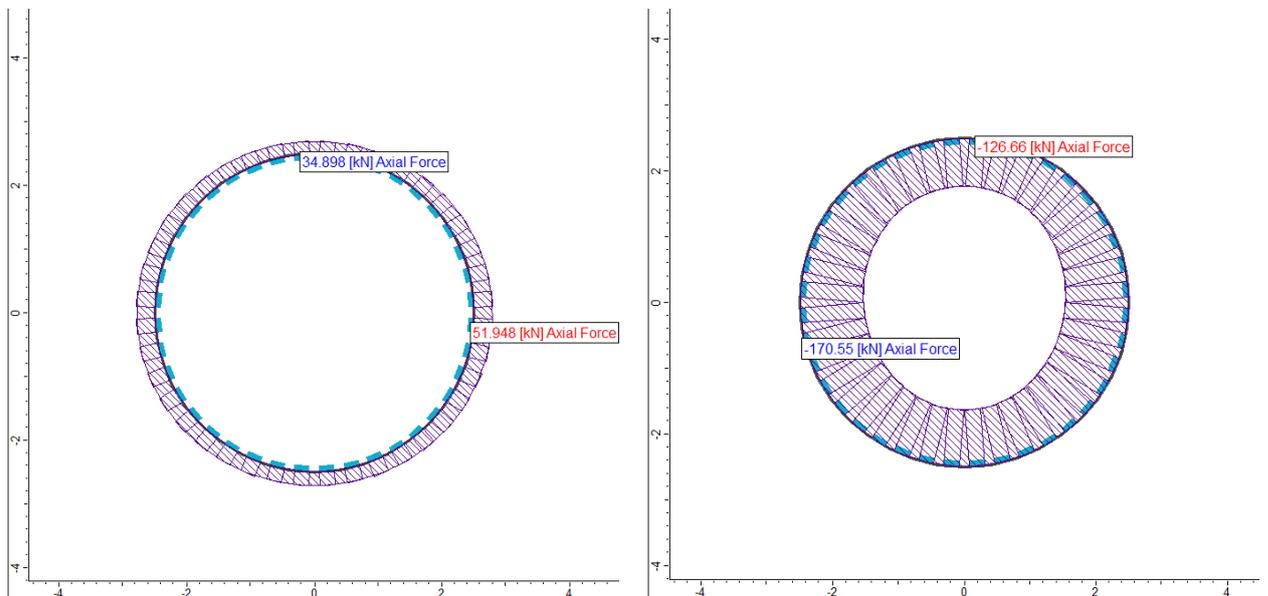


Figura 6.39 – Analisi 3: Sezione tipo G11 - sforzo normale agente sul rivestimento allo step 4 ( $N_{max}=52$  kN/m) ed allo step 5 ( $N_{max}=-171$  kN/m)

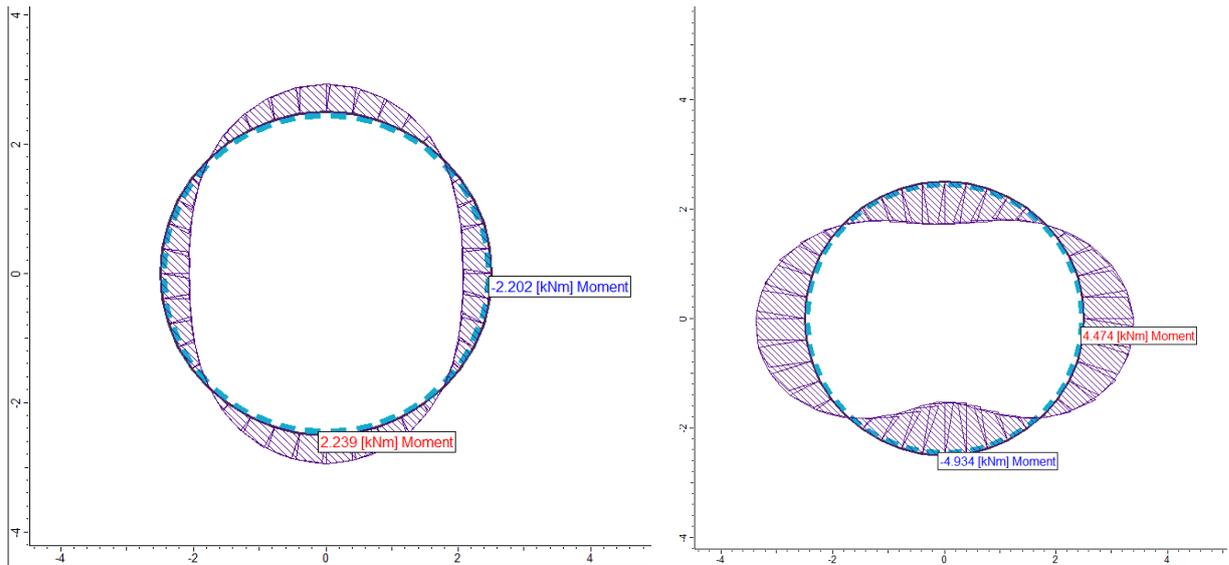


Figura 6.40 – Analisi 3: Sezione tipo GI1 – momento flettente agente sul rivestimento allo step 4 ( $M_{max}=2.2$  kNm/m) ed allo step 5 ( $M_{max}=5$  kNm/m)

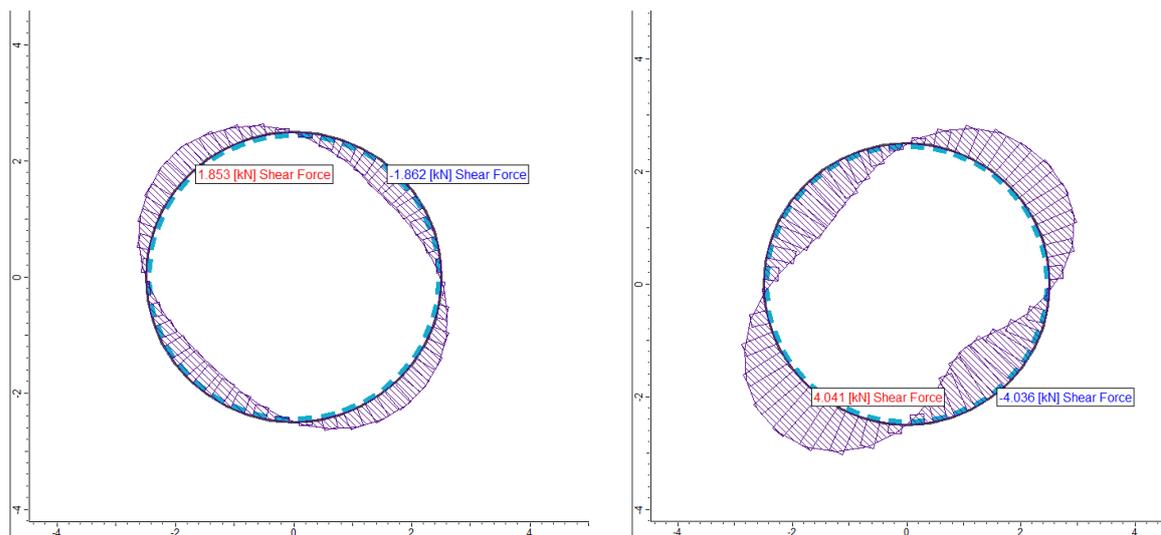


Figura 6.41 – Analisi 3: Sezione tipo GI1 - taglio agente sul rivestimento allo step 4 ( $V_{max}=2$  kN/m) ed allo step 5 ( $V_{max}=4$  kN/m)

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Le plasticizzazioni allo step 5 risultano di entità trascurabile;
- Gli spostamenti massimi calcolati allo step 5 in corrispondenza dei piedritti e della calotta valgono circa 2 mm;
- Con la simulazione della distorsione dovuta al sisma si osserva la formazione di nuove zone plastiche di entità molto modesta, mentre l'incremento di deformazione sul contorno di scavo è inferiore al millimetro, si osserva però come queste "nuove" deformazioni, per quanto trascurabili, abbiano una configurazione completamente differente dalle precedenti in quanto correlate alla distorsione applicata al modello.

- Le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori molto contenuti; all'attivazione della pressione interna si registrano delle modeste forze di trazione agenti sul rivestimento.

## 7. VERIFICHE STRUTTURALI DEI SOSTEGNI

Per il predimensionamento delle strutture di rivestimento delle diverse opere in sotterraneo si è effettuato il calcolo delle sollecitazioni nelle strutture tramite una serie di analisi numeriche di interazione tra le strutture di rivestimento stesse e l'ammasso roccioso che hanno consentito di valutare lo stato tensio-deformativo nelle strutture e nel terreno. I risultati ottenuti dalle suddette analisi sono descritti e commentati nel Capitolo 6 della presente relazione.

Le verifiche di predimensionamento delle strutture previste dal progetto sono state condotte relativamente sia alle strutture costituenti il rivestimento di prima fase sia alle strutture costituenti il rivestimento definitivo.

### 7.1 Approcci di calcolo

Con riferimento ai valori delle caratteristiche di sollecitazione derivati dall'analisi numerica, sono state condotte le verifiche del rivestimento in ottemperanza alle norme vigenti per i materiali impiegati. Le verifiche della sicurezza e delle prestazioni sono state condotte adottando il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite Ultimi proposto dalle NTC 2018.

Per ciascuna fase dell'analisi sono state individuate le sezioni di massima sollecitazione, in relazione ai valori massimi calcolati di sforzo normale, momento flettente e sforzo di taglio e ne è stato verificato il dimensionamento e la compatibilità con la resistenza dei materiali adottati.

Le caratteristiche dei materiali adottati per le strutture di rivestimento sono richiamate al 5.7 della presente relazione.

Le verifiche sono state effettuate in riferimento alla seguente combinazione di coefficienti:

approccio 1 - combinazione 1: A1+M1+R1

in quanto è la combinazione più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno. I coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_F$  utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.I delle NTC 2018, riportata di seguito.

Tabella 7.1 – Coefficienti parziali delle azioni (Tabella 6.2.I NTC2018)

Carichi	Effetto	Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali $G_2$ <sup>(1)</sup>	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Per i carichi permanenti $G_2$ si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti $\gamma_{G1}$					

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno  $\gamma_M$  utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.II delle NTC 2018, riportata di seguito.

Tabella 7.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (Tabella 6.2.II NTC2018)

Parametro geotecnico		Coefficiente parziale $\gamma_M$	
		M1	M2
$\tan\phi'_k$	Tangente dell'angolo di attrito	1,00	1,25
$c'_k$	Coesione efficace	1,00	1,25
$c_{u,k}$	Resistenza al taglio non drenata	1,00	1,40
$\gamma$	Peso di volume	1,00	1,00

## 7.2 Criteri di verifica

### 7.2.1 Verifica dei rivestimenti in calcestruzzo proiettato o gettato in opera

Le verifiche di resistenza dei rivestimenti sono state condotte nei confronti della pressoflessione e del taglio considerando, per ciascuna fase di analisi, le caratteristiche di sollecitazione derivanti dalle simulazioni numeriche.

La verifica a pressoflessione dei rivestimenti di prima fase costituiti da calcestruzzo proiettato e centine metalliche viene effettuata considerando il diagramma di resistenza<sup>4</sup> della sezione composta acciaio-calcestruzzo. Nella verifica viene cautelativamente trascurato il contributo delle fibre presenti nel calcestruzzo proiettato.

La verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio dei rivestimenti di prima fase costituiti da calcestruzzo proiettato e centine metalliche viene effettuata considerando solamente la

<sup>4</sup> Il diagramma di resistenza della sezione composta acciaio-calcestruzzo è stato ottenuto mediante l'ausilio del software MidasGen 2020.

resistenza delle centine e trascurando cautelativamente il contributo del calcestruzzo proiettato. La verifica a taglio viene considerata soddisfatta quando:

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

con  $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$

Nei seguenti paragrafi sono illustrati i risultati di calcolo relativi alle verifiche condotte.

Le verifiche a pressoflessione e taglio dei rivestimenti definitivi gettati in opera vengono condotte impiegando le usuali formulazioni previste dalle normative tecniche per le strutture in calcestruzzo armato.

### 7.2.2 Verifica di sfilamento delle bullonature

Per tutti i bulloni di ancoraggio previsti è stata eseguita la verifica a sfilamento del bulbo di fondazione seguendo le indicazioni delle NTC-18, con riferimento alla combinazione dei coefficienti parziali di tipo A1+M1+R3.

Il valore di resistenza caratteristica allo sfilamento  $R_{ak}$  deriva dal calcolo di  $R_{ac,min}$ , che viene valutata con il metodo proposto da Bustamante e Doix:

$$R_{ac,min} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s$$

dove:

$D_s$  = diametro del bulbo di fondazione, che si calcola come:  $D_s = \alpha \cdot D_d$

dove  $D_d$  è il diametro di perforazione per la realizzazione del tirante (pari a 0.12 m) e  $\alpha$  è un coefficiente moltiplicativo del diametro (Tabella 7.3), il cui valore, assunto pari a **1.1**, dipende dal tipo di terreno in cui viene effettuata l'iniezione cementizia per realizzare il bulbo di fondazione

$L_b$  = lunghezza di ancoraggio del tirante, poiché sono state impiegate delle chiodature passive, totalmente cementate tale lunghezza coincide con quella dell'intero chiodo;

$q_s$  = tensione limite di aderenza all'interfaccia tra roccia e bulbo di fondazione e/o barra, assunta cautelativamente pari a **600 kPa**, corrispondente a una pressione limite di 5.6 MPa (Figura 7.1).

La verifica è positiva con  $R_{ad}$  (valore di progetto della resistenza)  $\geq E_d$  (valore di progetto dell'azione sul tirante).  $R_{ad}$  si calcola come segue:

$$R_{ak} = \frac{R_{ac,min}}{\xi_{a4}} \quad R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,p}}$$

dove:

$\xi_{a4} = 1.80$  fattore di correlazione

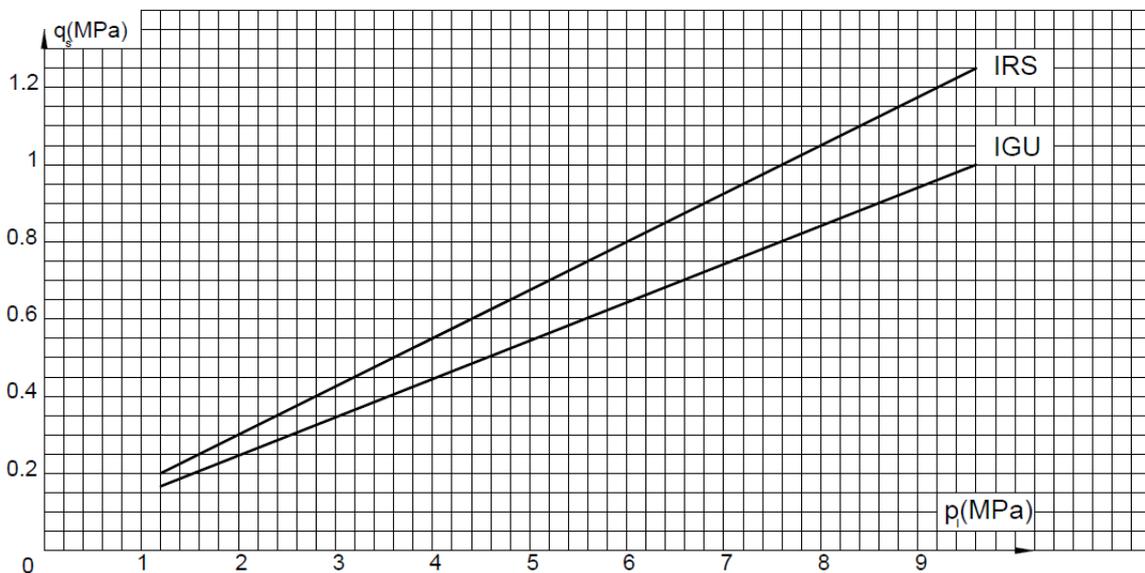
$\gamma_{Ra,p} = 1.20$  coefficiente parziale per tiranti permanenti = R3.

Tabella 7.3 – Tabella proposta da Bustamante e Doix per la scelta del coefficiente  $\alpha$

TIPO DI TERRENO	Coefficiente $\alpha$	
	IRS (iniezioni ripetute)	IGU (iniezione semplice)
Ghiaia	1.8	1.3–1.4
Ghiaia sabbiosa	1.6–1.8	1.2–1.4
Sabbia ghiaiosa	1.5–1.6	1.2–1.3
Sabbia grossa	1.4–1.5	1.1–1.2
Sabbia media	1.4–1.5	1.1–1.2
Sabbia fine	1.4–1.5	1.1–1.2
Sabbia limosa	1.4–1.5	1.1–1.2
Limo	1.4–1.6	1.1–1.2
Argilla	1.8–2.0	1.2
Marne, marne calcaree e calcari teneri alterati o fratturati	1.8	1.1–1.2
Ammasso roccioso alterato o fratturato	1.2	1.1

Figura 7.1 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di  $q_s$

AMMASSO ROCCIOSO FRATTURATO E ALTERATO



### 7.3 Galleria di accesso alla centrale

Nei seguenti paragrafi vengono illustrate, per ciascuna sezione tipo, le principali verifiche strutturali condotte sul rivestimento di prima fase e sul rivestimento definitivo.

### 7.3.1 Sezione tipo GA1

La sezione tipo GA1 presenta un rivestimento di prima fase su calotta e piedritti costituito da:

- Chiodature permanenti costituite da 12/13 bulloni tipo GEWI Plus S670/800  $\phi$ 30mm, di lunghezza 3 m e passo 1 m lungo l'asse galleria
- calcestruzzo proiettato di classe C32/40 spessore pari a 30 cm su calotta e piedritti ed armato con doppia rete elettrosaldata  $\phi$ =12 mm maglia 200x200 mm.
- platea di fondo dello spessore di 50 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C32/40.

#### Verifica del rivestimento di prima fase

Le verifiche di resistenza dei rivestimenti sono state condotte nei confronti della pressoflessione e del taglio considerando, per ciascuna fase di analisi, le caratteristiche di sollecitazione derivanti dalle simulazioni numeriche.

La verifica a pressoflessione viene effettuata considerando il diagramma di resistenza della sezione resistente del rivestimento considerando una profondità pari a 1 m. Come si può osservare dalla figura seguente, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

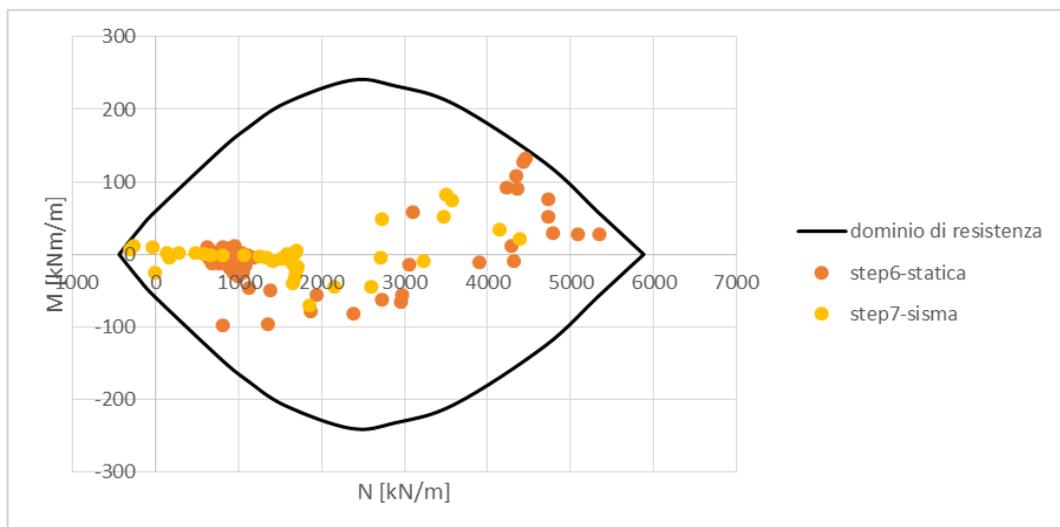


Figura 7.2 – Sezione tipo GA1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

La Tabella 7.4 riporta il calcolo del taglio resistente del rivestimento della sezione tipo GA1.

Tabella 7.4 – Sezione tipo GA1: calcolo del taglio resistente del rivestimento

Dati generali			
$b_w$	=	1000	mm
$h$	=	300	mm
$d$	=	250	mm
$f_{ck}$	=	32	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	=	18.13	N/mm <sup>2</sup>
$A_{sl}$	=	565.5	mm <sup>2</sup>
$A_c$	=	300000	mm <sup>2</sup>
		1.89	
$k$	=	1.89442719	
$v_{min}$	=	0.52	
		0.002	
$\rho_l$	=	0.00	
		3.63	
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio			
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	TAGLIO RESISTENTE $V_{Rd,c}$ [kN] 129.1	Verifica OK
109.9	129.1		

Le analisi condotte hanno evidenziato dei valori dello sforzo tagliante modesti sul rivestimento con delle concentrazioni anche elevate localizzate in corrispondenza delle chiodature. Tali punti singolari richiedono la posa di opportune piastre in acciaio per la ripartizione delle sollecitazioni che si generano sul rivestimento in modo concentrato in corrispondenza delle teste di ancoraggio. Il dimensionamento di tali piastre costituisce un elemento di dettaglio che esula dagli scopi di predimensionamento dell'attuale fase di progetto e pertanto viene rimandato alle fasi seguenti della progettazione. La verifica a taglio del rivestimento viene quindi condotta escludendo dalla verifica gli elementini adiacenti alle bullonature. Il massimo taglio considerato ai fini della verifica strutturale del rivestimento vale 126.3 kN e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

#### Verifica delle bullonature

Gli ancoraggi in progetto sono realizzati con barre in acciaio tipo GEWI Plus S670/800 aventi diametro pari a 30mm e lunghezza pari a 3 m. Il carico di snervamento caratteristico delle barre selezionate corrisponde a 474 kN, pertanto **il carico di snervamento di progetto  $T_{yd}$  è pari a  $474/1.15 = 412$  kN.**

La verifica nei confronti dello sfilamento è stata condotta con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, secondo il metodo analitico proposto da Bustamante e Doix (Paragrafo 7.2.2).

Secondo tale metodo la resistenza caratteristica all'estrazione dell'elemento ( $R_{ak}$ ) può essere calcolata mediante la relazione:

$$R_{ak} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s / \xi_{a4} = 415 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto allo sfilamento  $R_{ad}$  viene determinata applicando alla resistenza caratteristica il coefficiente parziale  $\gamma_R$  previsto dalla normativa, che per tiranti permanenti corrisponde a 1.2. Pertanto si ha:

$$R_{ad} = 415/1.2 = 345 \text{ kN.}$$

La tabella seguente riporta il massimo carico agente sulle chiodature in corrispondenza della calotta e dei piedritti durante le fasi di analisi statica e sismica ed il fattore di sicurezza nei confronti della verifica a sfilamento e della verifica strutturale..

Tabella 7.5 – Centrale in caverna: massima sollecitazione di calcolo sulle chiodature

Verifica chiodature <sup>5</sup>	SLU-statico			SLV-sisma		
	Azione [kN]	FS GEO	FS STRU	Azione [kN]	FS GEO	FS STRU
Calotta	339	1.02	1.22	200	1.73	2.06

Come si può osservare tali carichi risultano inferiori sia al carico di snervamento che a quello di sfilamento delle chiodature e pertanto la verifica delle stesse risulta positiva.

### 7.3.2 Sezione tipo GA2

#### Verifica del rivestimento di prima fase

La sezione tipo GA2 presenta un rivestimento di prima fase su calotta e piedritti costituito da:

- centine accoppiate HEB 200 passo 1.00 m in acciaio S275
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C32/40 con spessore 30 cm

Come si può osservare dalla figura seguente, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

<sup>5</sup> I valori delle azioni sollecitanti riportati in tabella sono stati combinati secondo i fattori amplificativi previsti dalla normativa vigente per le verifiche di Stato Limite Ultimo, pari a 1.3 per il caso statico e 1.0 per il caso sismico.

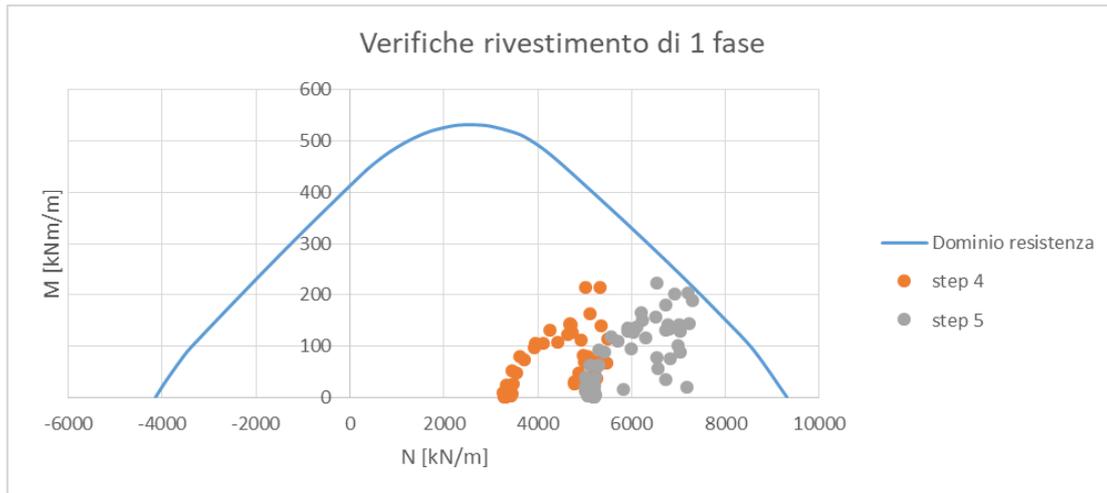


Figura 7.3 – Sezione tipo GA2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

Il rivestimento di prima fase presenta una resistenza a taglio pari a 750 kN/m. La massima sollecitazione di taglio vale 331 kN/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

#### Verifica del rivestimento definitivo

La sezione tipo GA2 presenta un rivestimento definitivo realizzato in calcestruzzo di classe C32/40 ed avente le seguenti caratteristiche:

- piedritti e calotta: spessore=60 cm, armato con 5+5  $\phi$  24 / m.
- arco rovescio: spessore=70 cm, armato con 10+10  $\phi$  26 / m.

Come si può osservare dalle figure seguenti, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

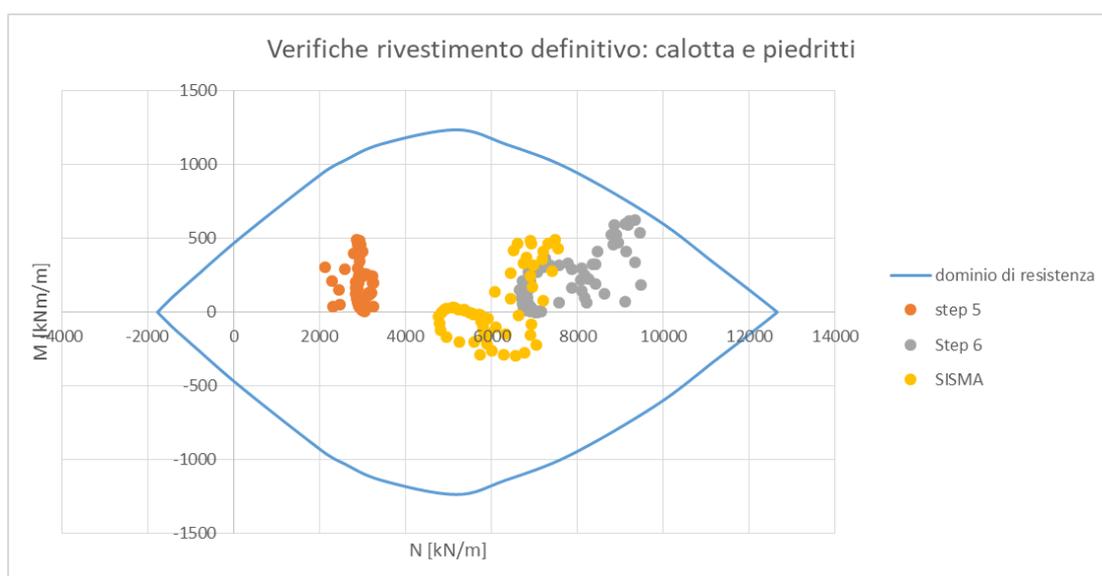


Figura 7.4 – Sezione tipo GA2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo su calotta e piedritti

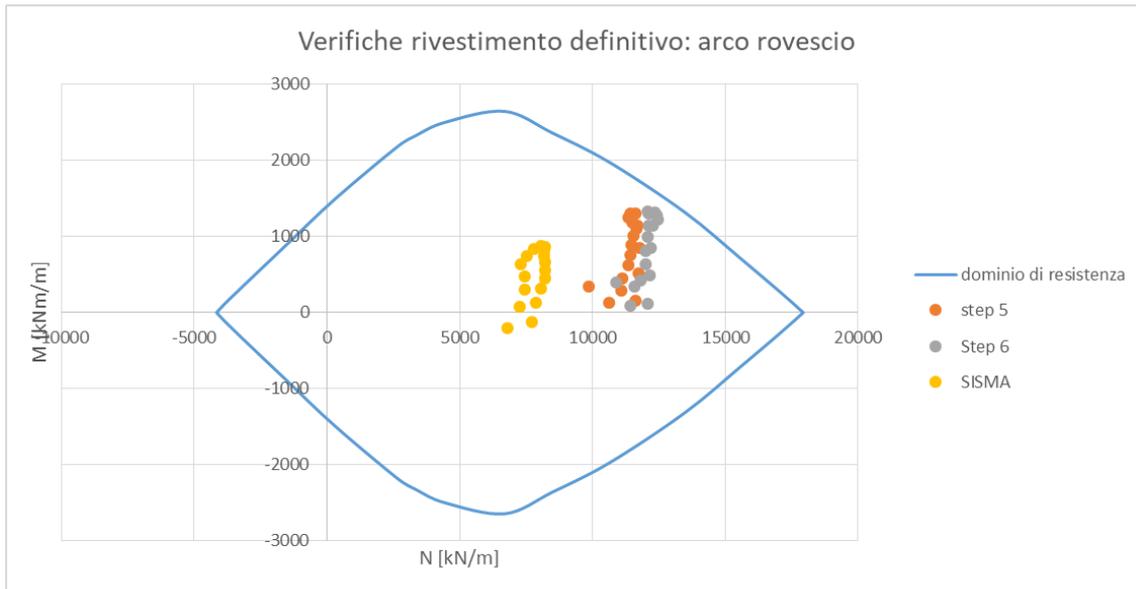


Figura 7.5 – Sezione tipo GA2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo dell'arco rovescio

La massima sollecitazione di taglio su calotta e piedritti vale 1095 kN/m in campo statico e 845 kN/m durante la fase sismica. Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe  $\phi 12$  con maglia 20 x 20 cm si ottiene un taglio resistente pari a 1370 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

Tabella 7.6 – Sezione tipo GA2: calcolo del taglio resistente del rivestimento definitivo (calotta e piedritti)

Dati generali								
$b_w$	=	1000	mm	$A_{sw}$	=	565.5	mm <sup>2</sup>	
$h$	=	600	mm	$s$	=	200	mm	
$d$	=	550	mm	$A_{sw}/s$	=	2.82743339	mm <sup>2</sup>	
$f_{ck}$	=	32	N/mm <sup>2</sup>	$z$	=	495	mm	
$f_{cd}$	=	18.13	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ywk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>	
$A_{sl}$	=	2261.9	mm <sup>2</sup>	$f_{ywd}$	=	391.3	N/mm <sup>2</sup>	
$A_c$	=	600000	mm <sup>2</sup>	$\cot\theta$	=	2.5		
		1.60		$\cot\alpha$	=	0	( $\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot\alpha = 0$ )	
$k$	=	1.60302269		$\alpha$	=	90	°	
$v_{min}$	=	0.40		$\alpha_{cw}$	=	1	(per strutture non precomprese $\alpha_{cw} = 1$ )	
		0.004		$v_1$	=	0.5232		
$\rho_l$	=	0.00						
		3.63						
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio				EC2 - Elementi che richiedono armature a taglio				
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	<b>TAGLIO RESISTENTE</b> $V_{Rd,c}$ [kN] 249.8		Verifica	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	<b>TAGLIO RESISTENTE</b> $V_{Rd}$ [kN] 1369.2	
249.8	221.0			NO VERIF.	1369.2	1619.4	OK	

La massima sollecitazione di taglio sull'arco rovescio vale 1266 kN/m in campo statico e 735 kN/m durante la fase sismica. Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe  $\phi 12$  con maglia 20 x 20 cm si ottiene un taglio resistente pari a 1618 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

Tabella 7.7 – Sezione tipo GA2: calcolo del taglio resistente del rivestimento definitivo (calotta e piedritti)

Dati generali							
$b_w$	=	1000	mm	$A_{sw}$	=	565.5	mm <sup>2</sup>
$h$	=	700	mm	$s$	=	200	mm
$d$	=	650	mm	$A_{sw/s}$	=	2.82743339	mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	=	32	N/mm <sup>2</sup>	$z$	=	585	mm
$f_{cd}$	=	18.13	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ywk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>
$A_{sl}$	=	2261.9	mm <sup>2</sup>	$f_{ywd}$	=	391.3	N/mm <sup>2</sup>
$A_c$	=	700000	mm <sup>2</sup>	$\cot\theta$	=	2.5	
		1.55		$\cot\alpha$	=	0	( $\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot\alpha = 0$ )
$k$	=	1.55470020		$\alpha$	=	90	°
$V_{min}$	=	0.38		$\alpha_{cw}$	=	1	(per strutture non precomprese $\alpha_{cw} = 1$ )
		0.003		$v_1$	=	0.5232	
$\rho_l$	=	0.00					
		3.63					
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio				EC2 - Elementi che richiedono armature a taglio			
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	<b>TAGLIO RESISTENTE</b> $V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	<b>TAGLIO RESISTENTE</b> $V_{Rd}$ [kN]	Verifica
270.8	249.5	270.8	NO VERIF.	1618.1	1913.8	1618.1	OK

### 7.3.3 Sezione tipo GA3

#### Verifica del rivestimento di prima fase

La sezione tipo GA3 presenta un rivestimento di prima fase su calotta e piedritti costituito da:

- centine accoppiate HEB 200 passo 1.00 m in acciaio S275
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C32/40 con spessore 30 cm

Come si può osservare dalla figura seguente, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

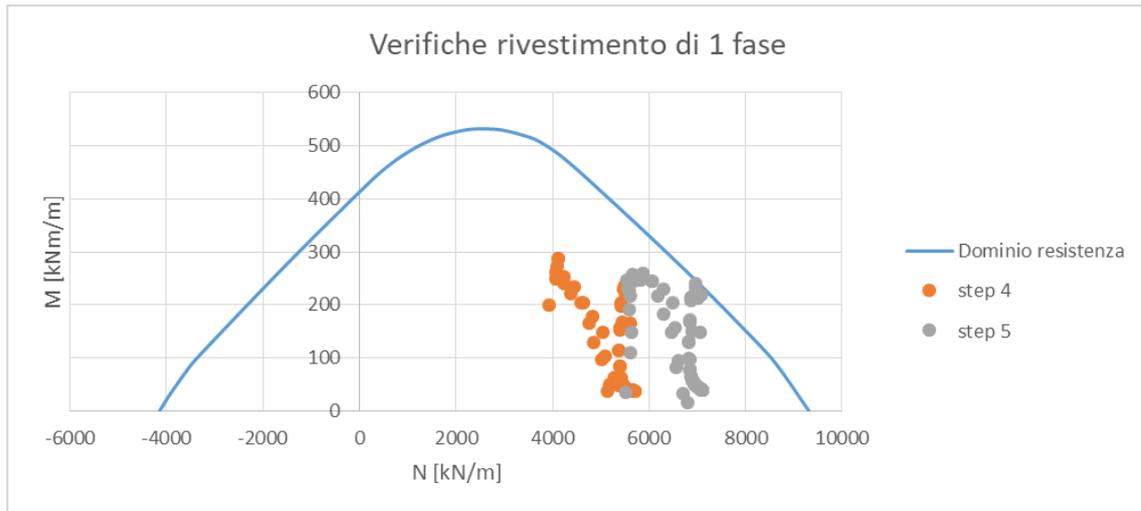


Figura 7.6 – Sezione tipo GA3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento di prima fase

Il rivestimento di prima fase presenta una resistenza a taglio pari a 750 kN/m. La massima sollecitazione di taglio vale 503 kN/m, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

#### Verifica del rivestimento definitivo

La sezione tipo GA3 presenta un rivestimento definitivo realizzato in calcestruzzo di classe C32/40 ed avente le seguenti caratteristiche:

- piedritti e calotta: spessore=60 cm, armato con 5+5  $\phi$  24 / m.
- arco rovescio: spessore=70 cm, armato con 10+10  $\phi$  26 / m.

Come si può osservare dalle figure seguenti, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

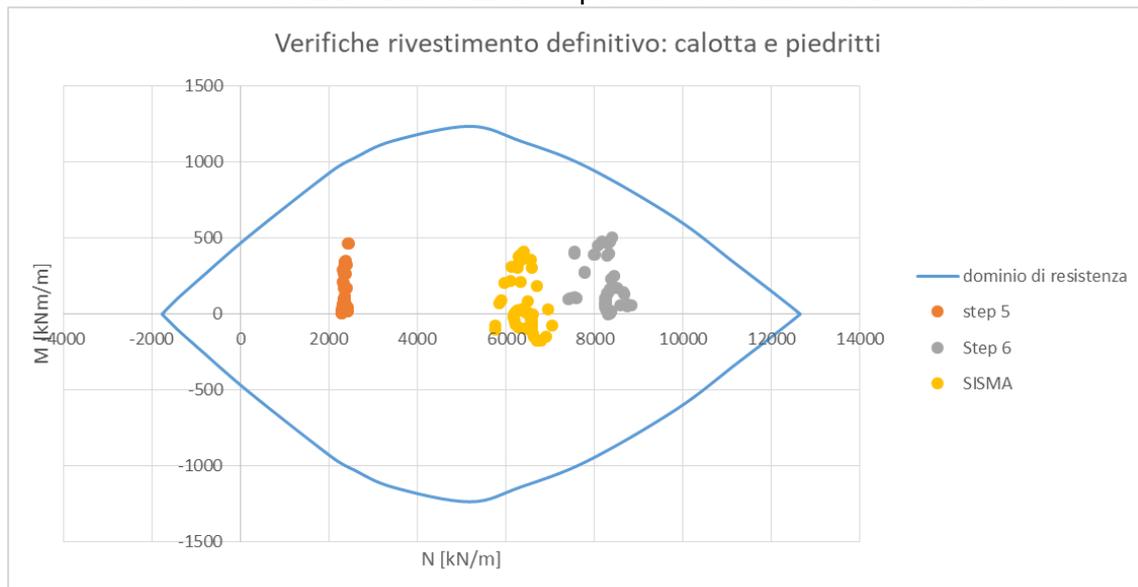


Figura 7.7 – Sezione tipo GA3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo su calotta e piedritti

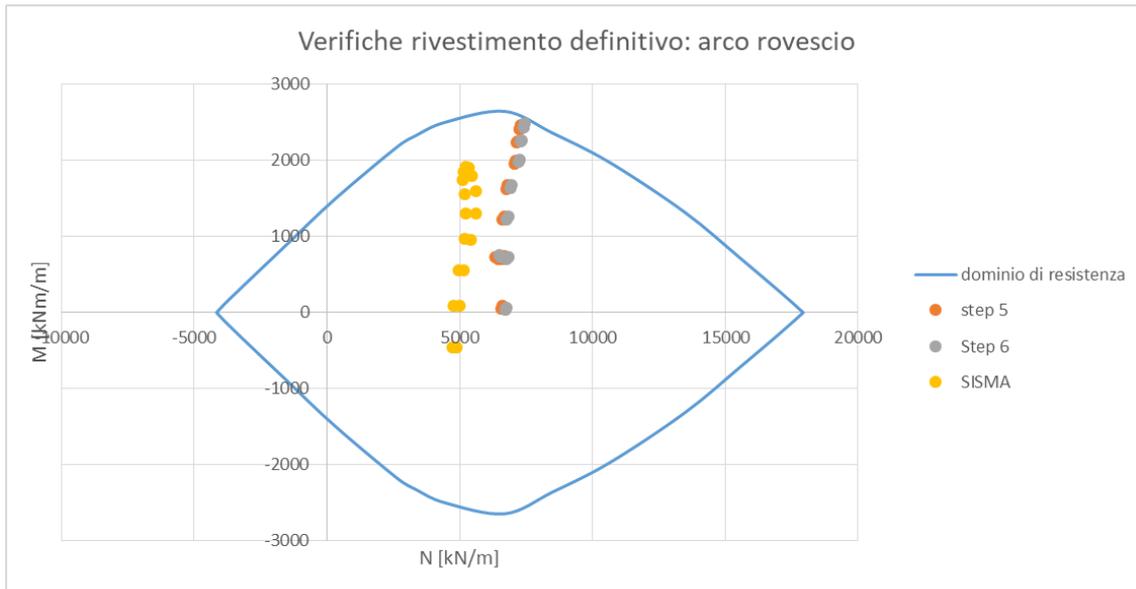


Figura 7.8 – Sezione tipo GA3: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo dell'arco rovescio

La massima sollecitazione di taglio su calotta e piedritti vale 695 kN/m in campo statico e 561 kN/m durante la fase sismica. Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe  $\phi 10$  con maglia 20 x 20 cm si ottiene un taglio resistente pari a 950 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

Tabella 7.8 – Sezione tipo GA3: calcolo del taglio resistente del rivestimento definitivo (calotta e piedritti)

Dati generali							
$b_w$	=	1000	mm	$A_{sw}$	=	392.7	mm <sup>2</sup>
$h$	=	600	mm	$s$	=	200	mm
$d$	=	550	mm	$A_{sw}/s$	=	1.96349541	mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	=	32	N/mm <sup>2</sup>	$z$	=	495	mm
$f_{cd}$	=	18.13	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ywk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>
$A_{sl}$	=	2261.9	mm <sup>2</sup>	$f_{ywd}$	=	391.3	N/mm <sup>2</sup>
$A_c$	=	600000	mm <sup>2</sup>	$\cot\theta$	=	2.5	
		1.60		$\cot\alpha$	=	0	( $\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot\alpha = 0$ )
$k$	=	1.60302269		$\alpha$	=	90	°
$v_{min}$	=	0.40		$\alpha_{cw}$	=	1	(per strutture non precomprese $\alpha_{cw} = 1$ )
		0.004		$v_1$	=	0.5232	
$\rho_l$	=	0.00					
		3.63					
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio				EC2 - Elementi che richiedono armature a taglio			
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	<b>TAGLIO RESISTENTE</b> $V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	<b>TAGLIO RESISTENTE</b> $V_{Rd}$ [kN]	Verifica
249.8	221.0	249.8	NO VERIF.	950.8	1619.4	950.8	OK

La massima sollecitazione di taglio sull'arco rovescio vale 1368 kN/m in campo statico e 1188 kN/m durante la fase sismica. Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe  $\phi 12$  con maglia 20 x 20 cm si ottiene un taglio resistente pari a 1618 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

Tabella 7.9 – Sezione tipo GA3: calcolo del taglio resistente del rivestimento definitivo (calotta e piedritti)

Dati generali							
$b_w$	=	1000	mm	$A_{sw}$	=	565.5	mm <sup>2</sup>
$h$	=	700	mm	$s$	=	200	mm
$d$	=	650	mm	$A_{sw}/s$	=	2.82743339	mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	=	32	N/mm <sup>2</sup>	$z$	=	585	mm
$f_{cd}$	=	18.13	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ywk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>
$A_{sl}$	=	2261.9	mm <sup>2</sup>	$f_{ywd}$	=	391.3	N/mm <sup>2</sup>
$A_c$	=	700000	mm <sup>2</sup>	$\cot\theta$	=	2.5	
		1.55		$\cot\alpha$	=	0	( $\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot\alpha = 0$ )
$k$	=	1.55470020		$\alpha$	=	90	°
$V_{min}$	=	0.38		$\alpha_{cw}$	=	1	(per strutture non precomprese $\alpha_{cw} = 1$ )
		0.003		$v_1$	=	0.5232	
$\rho_l$	=	0.00					
		3.63					
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio				EC2 - Elementi che richiedono armature a taglio			
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	<b>TAGLIO RESISTENTE</b> $V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	<b>TAGLIO RESISTENTE</b> $V_{Rd}$ [kN]	Verifica
270.8	249.5	270.8	NO VERIF.	1618.1	1913.8	1618.1	OK

## 7.4 Galleria idraulica – tratto scavato con TBM

Nei seguenti paragrafi vengono illustrate, per ciascuna sezione tipo, le principali verifiche strutturali condotte sul rivestimento definitivo.

### 7.4.1 Sezione tipo G11

La sezione tipo G11 presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 40 cm, realizzato in calcestruzzo di classe C40/50 ed armato con 5+5  $\phi 24$  / m.

Come si può osservare dalle figure seguenti, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

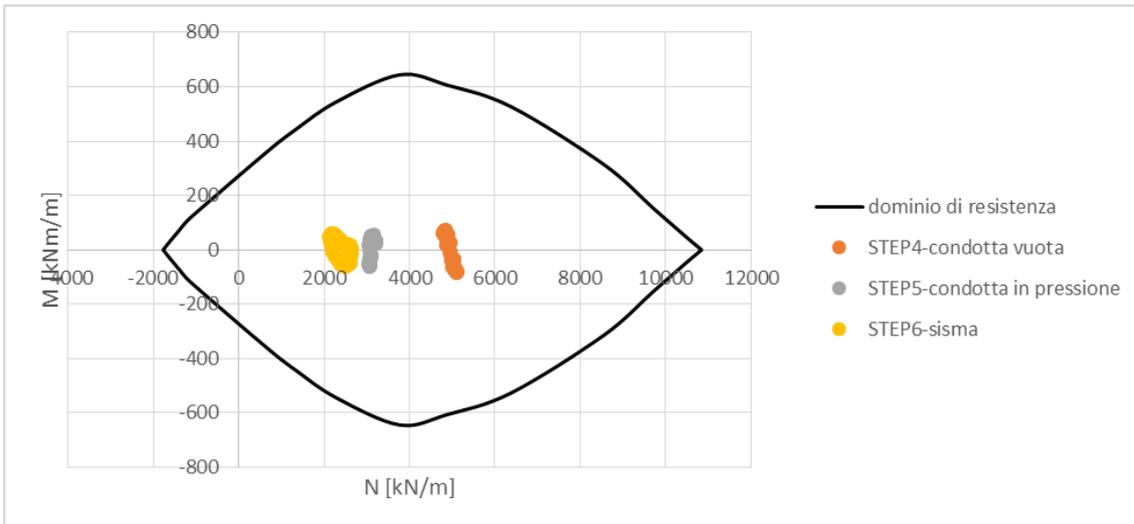


Figura 7.9 – Sezione tipo GI1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo (analisi 1)

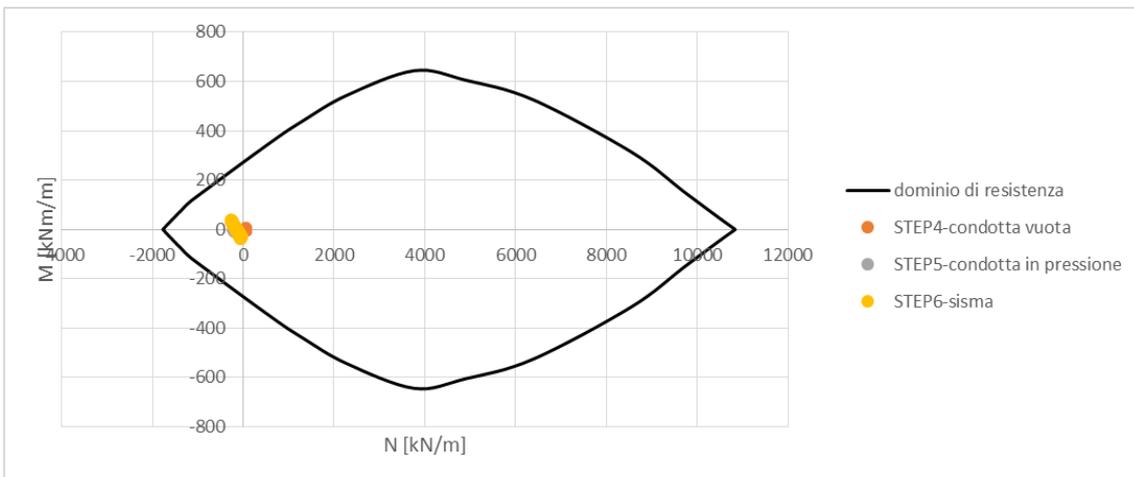


Figura 7.10 – Sezione tipo GI1: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo (analisi 3)

La massima sollecitazione di taglio vale 90 kN/m in campo statico e 65 kN/m durante la fase sismica. Trascurando il contributo dell'armatura a taglio si ottiene un taglio resistente pari a 210 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

#### 7.4.2 Sezione tipo GI2

La sezione tipo GI2 presenta un rivestimento definitivo dello spessore di 40 cm, realizzato in calcestruzzo di classe C40/50 ed armato con 5+5  $\phi$  24 / m.

Come si può osservare dalla figura seguente, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

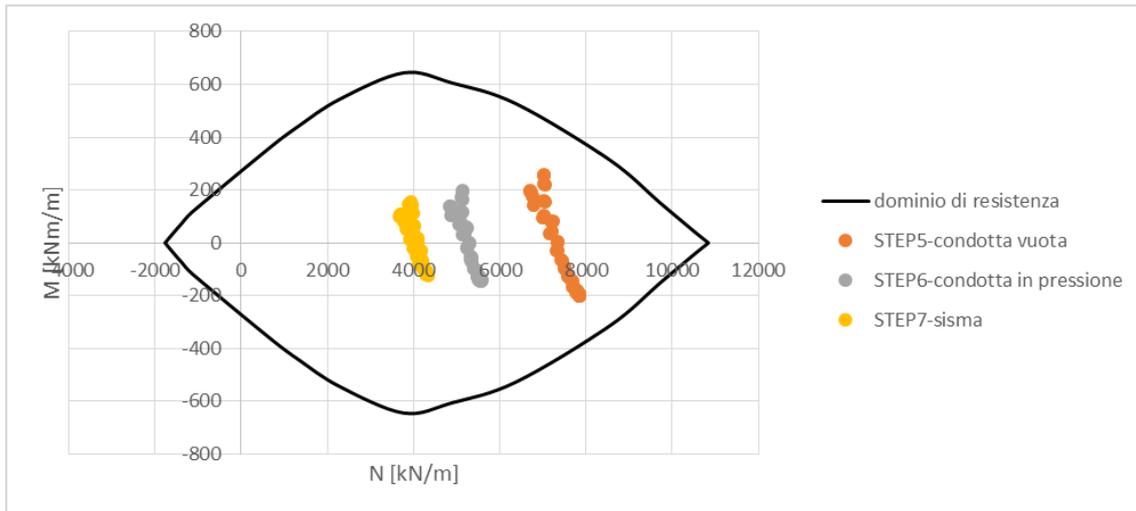


Figura 7.11 – Sezione tipo GI2: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento definitivo

La massima sollecitazione di taglio vale 210 kN/m in campo statico e 125 kN/m durante la fase sismica. Considerando la presenza di un'armatura a taglio costituita da staffe  $\phi 10$  con maglia 20 x 40 cm si ottiene un taglio resistente pari a 277 kN/m e pertanto la verifica risulta superata.

Tabella 7.10 – Sezione tipo GI2: calcolo del taglio resistente del rivestimento definitivo

Dati generali							
$b_w$	=	1000	mm	$A_{sw}$	=	392.7	mm <sup>2</sup>
$h$	=	400	mm	$s$	=	400	mm
$d$	=	320	mm	$A_{sw}/s$	=	0.9817477	mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	=	40	N/mm <sup>2</sup>	$z$	=	288	mm
$f_{cd}$	=	22.67	N/mm <sup>2</sup>	$f_{ywk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>
$A_{sl}$	=	2261.9	mm <sup>2</sup>	$f_{ywd}$	=	391.3	N/mm <sup>2</sup>
$A_c$	=	400000	mm <sup>2</sup>	$\cot\theta$	=	2.5	
		1.79		$\cot\alpha$	=	0	( $\alpha = 90^\circ \rightarrow \cot\alpha = 0$ )
$k$	=	1.79056942		$\alpha$	=	90	°
$v_{min}$	=	0.53		$\alpha_{cw}$	=	1	(per strutture non precomprese $\alpha_{cw} = 1$ )
		0.007		$v_1$	=	0.504	
$\rho_l$	=	0.01					
		4.53					
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio				EC2 - Elementi che richiedono armature a taglio			
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	<b>TAGLIO RESISTENTE</b> $V_{Rd,c}$ [kN]	Verifica	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	<b>TAGLIO RESISTENTE</b> $V_{Rd}$ [kN]	Verifica
209.5	169.7	209.5	NO VERIF.	276.6	1134.5	276.6	OK

