



PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI  
 MESSA IN SICUREZZA DEL SISTEMA ACQUEDOTTISTICO  
 DEL PESCHIERA PER L'APPROVVIGIONAMENTO IDRICO  
 DI ROMA CAPITALE E DELL'AREA METROPOLITANA

IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ING. PhD MASSIMO SESSA

SUB COMMISSARIO ING. MASSIMO PATERNOSTRO

**aceq**  
**acqua**  
 ACEA ATO 2 SPA



**aceq**  
 Ingegneria  
 e servizi



**IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Ing. PhD Alessia Delle Site

**SUPPORTO AL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Dott. Avv. Vittorio Gennari

Sig.ra Claudia Iacobelli

Ing. Barnaba Paglia

**CONSULENTE**

Ing. Biagio Eramo

ELABORATO  
**A194PD R005 8**

**COD. ATO2 APE10116**

DATA **APRILE 2023**      SCALA

Progetto di sicurezza e ammodernamento  
 dell'approvvigionamento della città  
 metropolitana di Roma  
 "Messa in sicurezza e ammodernamento del sistema  
 idrico del Peschiera",  
 L.n.108/2021, ex DL n.77/2021 art. 44 Allegato IV

AGG. N.	DATA	NOTE	FIRMA
1	DIC-19	AGGIORNAMENTO PER SIA	
2	MAR-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
3	LUG-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
4	GEN-21	AGGIORNAMENTO PARERE CSLLPP VOTO DEL 14/10/2020	
5	SETT-21	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
6	GIU-22	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
7	OTT-22	AGGIORNAMENTO UVP	
8	APR-23	INTEGRAZIONI ED AGGIORNAMENTI IN AMBITO AUTORIZZATIVO	
9			
10			

**NUOVO TRONCO SUPERIORE ACQUEDOTTO  
 DEL PESCHIERA**  
 dalle Sorgenti alla Centrale di Salisano

CUP G33E17000400006

**PROGETTO DEFINITIVO**

**TEAM DI PROGETTAZIONE**

**CAPO PROGETTO**  
 Ing. Angelo Marchetti

**IDRAULICA**  
 Ing. Eugenio Benedini

**GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA**  
 Geol. Stefano Tosti

**GEOTECNICA E STRUTTURE**  
 Ing. Angelo Marchetti

**ASPETTI AMBIENTALI**  
 Ing. Nicoletta Stracqualursi

**ATTIVITA' TECNICHE DI SUPPORTO**  
 Geom. Stefano Francisci

**ATTIVITA' PATRIMONIALI**  
 Geom. Fabio Pompei

**Hanno collaborato:**  
 Ing. Roberto Biagi  
 Ing. Claudio Lorusso  
 Ing. Marco Iannucci  
 Ing. Elonora Accorsi  
 Ing. Onorato D'Atria

Prof. Ing. Francesco Federico  
 Prof. Ing. Quintilio Napoleoni  
 GEEG - Geotechnical and Environmental Engineering Group  
 IAAT - Italian Association For Trenchless Technology

**RELAZIONE GEOTECNICA**  
**GALLERIE E POZZI VERTICALI SCAVO  
 TRADIZIONALE**

**ALLEGATO 6**



**INDICE**

1	Premessa.....	10
2	Materiali .....	11
2.1	Gallerie Naturali - scavo tradizionale .....	11
2.1.1	Calcestruzzo proiettato (spritz-beton) .....	11
2.1.2	Calcestruzzo armato strutturale C25/30 .....	11
2.1.3	Calcestruzzo armato strutturale 32/40 .....	12
2.1.4	Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C e rete elettrosaldata B450A	13
2.1.5	Chiodi in VTR.....	14
2.1.6	Acciaio S275 .....	14
2.1.7	Acciaio S355 .....	15
2.1.8	Drenaggi.....	15
2.1.9	Impermeabilizzazione in PVC .....	15
2.1.10	Miscele per cementazioni a bassa pressione .....	16
2.1.11	Iniezione di consolidamento .....	16
2.1.12	Parametri minimi terreno consolidato .....	16
3	Gallerie naturali - Scavo in tradizionale .....	17
3.1	Avanzamenti in condizioni normali .....	17
3.2	Modalità di esecuzione dello scavo in tradizionale .....	20
3.2.1	Drill & Blast.....	20
3.2.2	Martello demolitore idraulico.....	26
3.2.3	Frese puntuali .....	30

---

3.2.4	Drill & Split .....	32
3.3	Rischi potenziali nella fase di realizzazione della galleria.....	34
3.3.1	Frane o distacco di rocce.....	35
3.3.2	3.2 Instabilità del fronte di scavo .....	36
4	Descrizione dei metodi di calcolo utilizzati.....	37
4.1	Metodo delle curve caratteristiche .....	38
4.1.1	Aspetti generali .....	38
4.1.2	Consolidamento del fronte scavo .....	42
4.1.3	Consolidamento al contorno.....	44
4.1.4	Rivestimento di prima fase .....	46
4.1.5	Chiodature radiali in calotta .....	48
4.2	Analisi numeriche bidimensionali.....	54
4.3	Analisi stabilità del fronte in gallerie superficiali .....	59
4.4	Dai risultati delle analisi alle tipologie di intervento in fase costruttiva .....	63
4.5	Analisi sismica in direzione trasversale .....	69
5	Finestra di Cotilia .....	73
5.1	Inquadramento geologico e geotecnico .....	73
5.1.1	Inquadramento geologico .....	73
5.1.2	Inquadramento geotecnico .....	75
5.2	Descrizione degli interventi .....	80
5.2.1	Descrizione delle sezioni tipo .....	84
5.3	Fase di diagnosi - Previsione sul comportamento degli ammassi nella fase di scavo	86
5.3.1	Stabilità del fronte di scavo .....	89

---

---

5.3.2	Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche .....	91
5.3.3	Considerazioni Conclusive .....	94
5.4	Fase di terapia - Descrizione delle sezioni tipo .....	95
5.4.1	Tipologie di intervento in fase costruttiva.....	95
5.4.2	Sezione tipo d’avanzamento .....	96
5.5	Individuazione delle sezioni di calcolo e verifica delle sezioni tipo di scavo ...	99
5.5.1	Premessa .....	99
5.5.2	Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici.....	100
5.5.3	Verifica con il metodo delle curve caratteristiche.....	104
5.5.4	Considerazioni conclusive .....	104
5.6	Verifiche con metodi numerici agli elementi finiti.....	105
5.6.1	Definizione delle sezioni di calcolo e verifica .....	105
5.6.2	Condizioni idrogeologiche .....	105
5.6.3	Modellazione dell’ammasso, dei terreni e degli elementi strutturali .....	106
5.6.4	Modelli di calcolo.....	108
5.7	Risultati delle analisi numeriche e verifiche.....	133
5.7.1	Modalità di verifica .....	133
5.7.2	Sezione Tipo Hard (Copertura 3.5m).....	139
5.7.3	Sezione Tipo Light (Copertura 20m).....	160
5.7.4	Sezione Tipo Light (Copertura 100m).....	178
6	Imbocco galleria Montevecchio.....	197
6.1	Inquadramento geologico e geotecnico .....	197
6.1.1	Inquadramento geologico .....	197
6.1.2	Inquadramento geotecnico .....	199

---

6.2	Descrizione degli interventi .....	203
6.2.1	Descrizione delle sezioni tipo .....	205
6.3	Fase di diagnosi - Previsione sul comportamento degli ammassi nella fase di scavo	209
6.3.1	Stabilità del fronte di scavo .....	212
6.3.2	Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche .....	213
6.3.3	Considerazioni Conclusive .....	214
6.4	Fase di terapia - Descrizione delle sezioni tipo .....	215
6.4.1	Tipologie di intervento in fase costruttiva.....	215
6.4.2	Sezione tipo d’avanzamento .....	216
6.5	Individuazione delle sezioni di calcolo e verifica delle sezioni tipo di scavo .	218
6.5.1	Premessa .....	218
6.5.2	Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici.....	219
6.5.3	Verifica con il metodo delle curve caratteristiche.....	227
6.5.4	Considerazioni conclusive .....	227
6.6	Verifiche con metodi numerici agli elementi finiti.....	228
6.6.1	Condizioni idrogeologiche .....	228
6.6.2	Modellazione dell’ammasso, dei terreni e degli elementi strutturali .....	229
6.6.3	Modelli di calcolo.....	231
6.7	Risultati delle analisi numeriche e verifiche.....	246
6.7.1	Modalità di verifica .....	246
6.7.2	Sezione Tipo Hard2A (Copertura 6m) .....	252
6.7.3	Sezione Tipo Hard2B (Copertura 6m) .....	267
7	Galleria Salisano .....	284

---

7.1	Inquadramento geologico e geotecnico .....	284
7.1.1	Inquadramento geologico .....	284
7.1.2	Inquadramento geotecnico .....	285
7.2	Descrizione degli interventi .....	289
7.2.1	Descrizione delle sezioni tipo .....	292
7.3	Fase di diagnosi - Previsione sul comportamento degli ammassi nella fase di scavo	294
7.3.1	Stabilità del fronte di scavo .....	297
7.3.2	Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche .....	299
7.3.3	Considerazioni Conclusive .....	302
7.4	Fase di terapia - Descrizione delle sezioni tipo .....	303
7.4.1	Tipologie di intervento in fase costruttiva.....	303
7.4.2	Sezione tipo d’avanzamento .....	304
7.5	Individuazione delle sezioni di calcolo e verifica delle sezioni tipo di scavo .	306
7.5.1	Premessa.....	306
7.5.2	Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici.....	307
7.5.3	Verifica con il metodo delle curve caratteristiche.....	316
7.5.4	Considerazioni conclusive .....	317
7.6	Verifiche con metodi numerici agli elementi finiti.....	318
7.6.1	Condizioni idrogeologiche .....	318
7.6.2	Modellazione dell’ammasso, dei terreni e degli elementi strutturali .....	319
7.6.3	Modelli di calcolo.....	322
7.7	Risultati delle analisi numeriche e verifiche.....	330
7.7.1	Modalità di verifica .....	330

---

---

7.7.2	Sezione Tipo Medium (Copertura 55m).....	336
8	Galleria di sorpasso PZ2-Bipartitore .....	355
8.1	Inquadramento geologico e geotecnico .....	355
8.1.1	Inquadramento geologico .....	355
8.1.2	Inquadramento geotecnico .....	356
8.2	Stima preliminare delle venute d’acqua in galleria .....	360
8.3	Descrizione degli interventi .....	367
8.3.1	Descrizione delle sezioni tipo .....	369
8.4	Fase di diagnosi - Previsione sul comportamento degli ammassi nella fase di scavo	371
8.4.1	Stabilità del fronte di scavo .....	374
8.4.2	Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche .....	376
8.4.3	Considerazioni Conclusive .....	378
8.5	Fase di terapia - Descrizione delle sezioni tipo .....	379
8.5.1	Tipologie di intervento in fase costruttiva.....	379
8.5.2	Sezione tipo d’avanzamento .....	380
8.6	Individuazione delle sezioni di calcolo e verifica delle sezioni tipo di scavo .	382
8.6.1	Premessa .....	382
8.6.2	Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici.....	383
8.6.3	Verifica con il metodo delle curve caratteristiche.....	390
8.6.4	Considerazioni conclusive .....	392
8.7	Verifiche con metodi numerici agli elementi finiti.....	393
8.7.1	Condizioni idrogeologiche .....	393
8.7.2	Modellazione dell’ammasso, dei terreni e degli elementi strutturali .....	394

---

---

8.7.3	Modelli di calcolo.....	397
8.8	Risultati delle analisi numeriche e verifiche.....	413
8.8.1	Modalità di verifica .....	413
8.8.2	Sezione Tipo Medium (Copertura minima 14m) .....	419
8.8.3	Sezione Tipo Medium (Copertura massima 140m).....	438
9	Nuovo attacco al Peschiera Inferiore Destro .....	457
9.1	Inquadramento geologico e geotecnico .....	457
9.1.1	Inquadramento geologico .....	457
9.1.2	Inquadramento geotecnico .....	459
9.2	Descrizione degli interventi .....	463
9.2.1	Descrizione delle sezioni tipo .....	465
9.3	Fase di diagnosi - Previsione sul comportamento degli ammassi nella fase di scavo	467
9.3.1	Stabilità del fronte di scavo .....	470
9.3.2	Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche .....	471
9.3.3	Considerazioni Conclusive .....	472
9.4	Fase di terapia - Descrizione delle sezioni tipo .....	473
9.4.1	Tipologie di intervento in fase costruttiva.....	473
9.4.2	Sezione tipo d’avanzamento .....	474
9.5	Individuazione delle sezioni di calcolo e verifica delle sezioni tipo di scavo .	475
9.5.1	Premessa.....	475
9.5.2	Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici.....	476
9.5.3	Verifica con il metodo delle curve caratteristiche.....	480
9.5.4	Considerazioni conclusive .....	481

---

---

9.6	Verifiche con metodi numerici agli elementi finiti .....	482
9.6.1	Condizioni idrogeologiche .....	482
9.6.2	Modellazione dell’ammasso, dei terreni e degli elementi strutturali .....	483
9.6.3	Modelli di calcolo .....	485
9.7	Risultati delle analisi numeriche e verifiche .....	493
9.7.1	Modalità di verifica .....	493
9.7.2	Sezione Tipo Hard (Copertura 26m) .....	499
10	Pozzi di dissipazione PZ1 e PZ2 .....	520
10.1	Descrizione delle opere in progetto .....	521
10.2	Inquadramento geotecnico .....	523
10.3	Fase di diagnosi – Previsione sul comportamento degli ammassi nella fase di scavo	528
10.4	Fase di terapia .....	546
10.4.1	Tipologia di intervento in fase costruttiva .....	546
10.4.2	Verifica con il metodo delle curve caratteristiche .....	549
10.5	Verifica con metodi numerici agli elementi finiti .....	554
10.5.1	Definizione delle sezioni di calcolo .....	554
10.5.2	Modelli di calcolo .....	554
10.5.3	Verifiche .....	565
11	Pozzi ellittici Nuovo Manufatto Bipartitore .....	573
11.1	Premessa .....	573
11.2	Descrizione delle opere .....	574
11.3	Modello geotecnico: definizione delle proprietà dell’ammasso roccioso ....	577
11.4	Definizione delle proprietà del rivestimento provvisorio .....	581

---

---

11.5	Definizione del modello FEM .....	582
11.5.1	Simulazione delle fasi di costruzione del pozzo .....	584
11.6	Analisi dei risultati e verifiche .....	588
11.6.1	Risultati .....	588
11.6.2	Verifiche .....	592
12	Effetti indotti dallo scavo in tradizionale.....	594
12.1	Analisi preliminare: Zona di interferenza geotecnica (Z.I.G.).....	594
12.1.1	Cenni teorici .....	595
12.1.2	Effetti indotti .....	599
12.1.3	Mappatura delle strutture sottoattraversate .....	604
12.1.4	Risultati delle analisi .....	606
12.2	Analisi di dettaglio: Analisi delle subsidenze e valutazione del danno indotto 610	
12.2.1	Richiami teorici .....	610
12.2.2	Stima del volume perso.....	630
12.2.3	Individuazione degli edifici interferiti .....	631
12.2.4	Interferenza tra galleria Salisano e Condotta esistente del tronco superiore del Peschiera .....	634
12.2.5	Interferenza tra galleria Pz2-Bip e Condotta esistente del tronco inferiore destro del Peschiera .....	636
12.2.6	Interferenza tra imbocco galleria Montavecchio e la SS4 .....	643
12.2.7	Conclusioni.....	645
ALLEGATO 1:	Schede di valutazione del danno.....	646

---

## **1 PREMESSA**

Il presente allegato, facente parte del Progetto Definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano), è finalizzato ad approfondire e sviluppare gli aspetti geotecnici inerenti alla realizzazione gallerie scavate con metodo tradizionale.

Nello specifico, le opere oggetto di dimensionamento nel seguente documento sono:

- Finestra di Cotilia;
- Imbocco galleria Montevecchio;
- Galleria di sorpasso PZ2-Bipartitore;
- Attacco al Peschiera inferiore destro.

## **2 MATERIALI**

### **2.1 Gallerie Naturali - scavo tradizionale**

#### *2.1.1 Calcestruzzo proiettato (spritz-beton)*

È previsto l'utilizzo per consolidamenti e rivestimenti provvisori l'utilizzo di Spritz-Beton con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza media su carote  $h/\Phi = 1$  a 48 ore  $R_m \geq 13\text{MPa}$ , a 28 giorni  $R_m \geq 25\text{MPa}$ .

#### *2.1.2 Calcestruzzo armato strutturale C25/30*

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità normale  $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$

Peso dell'unità di volume  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.07 \text{ N/mm}^2$$

Classe di esposizione      XC2

### *2.1.3 Calcestruzzo armato strutturale 32/40*

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione  $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità normale  $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 33643 \text{ N/mm}^2$

Peso di volume  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 3.10 \text{ N/mm}^2$

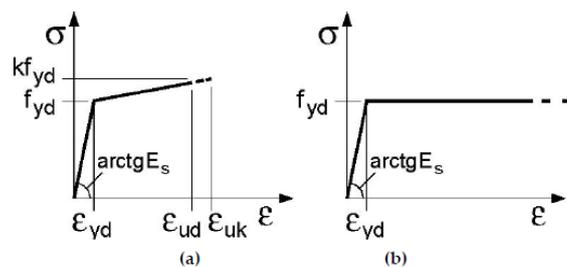
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$

$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.72 \text{ N/mm}^2$

Classe di esposizione      XC4

**2.1.4 Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C e rete elettrosaldata B450A**

Nella Figura 4.2 seguente sono rappresentati i diagrammi costitutivi dell’acciaio sono stati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018. Tali diagrammi sono definiti in base al valore di progetto  $\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk}$  ( $\epsilon_{uk} = (Agt)_k$ ) della deformazione uniforme ultima, al valore di progetto della tensione di snervamento  $f_{yd}$  ed al rapporto di sovraresistenza  $k = (f_t / f_y)_k$  definito dalla Tab. 11.3.Ia-b della stessa norma.



**Figura 2.1 – Legame costitutivo acciaio (a) Bilineare finito con incrudimento (b) Elasto-Plastico indefinito**

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico (secondo EC2)	$E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$
Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento	$1,13 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1,35$
Coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di Snervamento di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$
Deformazione di snervamento di calcolo	$\epsilon_{syd} = 1.96 \%$

### 2.1.5 Chiodi in VTR

Tubi in vetroresina 60/40 ad aderenza migliorata. Le caratteristiche del composito sono le seguenti:

- diametro interno: 40mm;
- diametro esterno: 60mm;
- area resistente: 1570mm<sup>2</sup>;
- contenuto di vetro: ≥60%
- resistenza a trazione  $f_{yk}$ : ≥ 450MPa
- resistenza a flessione: ≥ 500 MPa
- resistenza a taglio  $\tau$ : ≥100MPa;
- allungamento a rottura: ≤2%
- diametro di perforazione,  $\Phi_{perf}$ : ≥120mm
- Diametro esterno  $D_e=60$  mm ad aderenza migliorata;
- Diametro di perforazione  $D_p=100-120$  mm;
- Spessore medio  $s = 10$ mm;
- Densità  $\rho = 1800$  kg/m<sup>3</sup>;

### 2.1.6 Acciaio S275

Acciaio per strutture metalliche in profilati a freddo S275 J0

- |  |                                      |
|--|--------------------------------------|
| • Densità  | $\rho = 78.5$ KN/m <sup>3</sup>      |
| • Tensione caratteristica di rottura ( $t \leq 40$ mm)     | $f_u \geq 430$ N/mm <sup>2</sup>     |
| • Tensione caratteristica di snervamento ( $t \leq 40$ mm) | $f_y \geq 275$ N/mm <sup>2</sup>     |
| • Modulo di elasticità normale ( $E_{C3}$ )                | $E = 210000$ N/mm <sup>2</sup>       |
| • Modulo di elasticità tangenziale                         | $G = 80769$ N/mm <sup>2</sup>        |
| • Coefficiente di espansione termica lineare               | $\alpha = 12 \times 10^{-6}/C^\circ$ |

### 2.1.7 Acciaio S355

Acciaio per strutture metalliche in profilati a freddo S355 J0

- Densità  $\rho = 78.5 \text{ KN/m}^3$
- Tensione caratteristica di rottura ( $t \leq 40 \text{ mm}$ )  $f_u \geq 510 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento ( $t \leq 40 \text{ mm}$ )  $f_y \geq 355 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità normale ( $E_{C3}$ )  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità tangenziale  $G = 80769 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di espansione termica lineare  $\alpha = 12 \times 10^{-6} / \text{C}^\circ$

### 2.1.8 Drenaggi

Tubi microfessurati in PVC. Le caratteristiche funzionali minime sono:

- $\Phi_{\text{est}} > 60 \text{ mm}$ , sp. 5 mm;
- Resistenza alla trazione 4.5 MPa, rivestiti con TNT;
- I primi 10 m da boccaforo devono essere ciechi;
- Diametro di perforazione  $D_p = 100\text{-}120 \text{ mm}$ .

### 2.1.9 Impermeabilizzazione in PVC

- Teli sp.  $\geq 2 \text{ mm} \pm 5\%$ ;
- Resistenza a trazione  $R_t \geq 15 \text{ MPa}$ ;
- Allungamento a rottura  $\epsilon \geq 250\%$ ;
- Resistenza alla lacerazione  $\geq 100 \text{ N/mm}$ ;
- Resistenza alla giunzione  $\geq 10.5 \text{ MPa}$ ;
- Stabilità al calore =  $70^\circ \text{C}$ ;
- Flessibilità a freddo =  $-30^\circ \text{C}$ ;

- Resistenza alle soluzioni acide alcaline = +/- 20% max allungamento;
- Comportamento al fuoco B2
- Resistenza alla pressione dell’acqua a 1MPa per 10 ore: impermeabile.

#### *2.1.10 Miscela per cementazioni a bassa pressione*

Cemento 42.5 R

- Rapporto a/c = 0.5-0.7
- Fluidificante = 4% di peso sul cemento
- Resistenza a compressione a 48 ore > 5 MPa.

#### *2.1.11 Iniezione di consolidamento*

Cemento 42.5 R

- Cemento a finezza di macinazione non inferiore a 4500 cm/g Blaine;
- Rapporto A/C  $\approx$  0.4-0.7;
- Bentonite < 2%;
- Additivo fluidificante (Flowcable o simili)  $\approx$  4% di peso del cemento
- Viscosità Marsh (ugello 4.7 mm) 35-45 sec.
- Densità  $\rho \approx$  1800 kg/m<sup>3</sup>;
- Rendimento volumetrico  $\geq$  95%

#### *2.1.12 Parametri minimi terreno consolidato*

- Resistenza a compressione 48 h > 1 MPa;
- Resistenza a compressione 7 gg > 1.5 MPa;
- RQD 48 h > 50%;
- RQD 7 gg > 70%;

## **3 GALLERIE NATURALI - SCAVO IN TRADIZIONALE**

### **3.1 Avanzamenti in condizioni normali**

Lo scavo tradizionale, con successivo consolidamento in calcestruzzo proiettato, rappresenta un metodo di scavo flessibile, che si rivela molto efficace in presenza di ammassi rocciosi instabili e mutevoli e in caso di geometrie delle sezioni di dimensioni variabili e complesse.

Nel caso di scavo tradizionale, le fasi lavorative e la loro successione sono consequenziali e cioè: la predisposizione dei fori, il riempimento degli stessi con esplosivo ed il successivo brillamento. Dopo l’asporto del materiale così abbattuto, si procede con il consolidamento del cavo con calcestruzzo proiettato, ancoraggi, centine metalliche e reti di armatura. Conclusa questa fase, si ricomincia con un nuovo ciclo di brillamento. In generale le tre fasi possono essere definite come:

- l’abbattimento dell’ammasso roccioso a mezzo di esplosivo e/o mezzo meccanico puntuale (escavatore, martellone, fresa puntuale) che, naturalmente, avviene al fronte di scavo;
- l’installazione dei sostegni di 1° fase generalmente costituire da centine posizionate il più a ridosso possibile del fronte e calcestruzzo proiettato;
- l’installazione dei rivestimenti definitivi in calcestruzzo gettato in opera che è effettuata ad una certa distanza dal fronte, compatibilmente con il comportamento allo scavo dell’ammasso.

Nello specifico poi, a queste macro-fasi descritte in precedenza devono essere aggiunte una serie di fasi intermedie rappresentate, ad esempio da:

- ventilazione: nel caso di scavo con esplosivo è necessario attendere che, mediante il sistema di ventilazione, le polveri causate dalla volata vengano raccolte e convogliate all’esterno e che un ambiente di lavoro salubre sia ripristinato al fronte di scavo della galleria;

- disaggio: la fase intermedia tra l’abbattimento dell’ammasso roccioso e l’installazione del rivestimento di prima fase, caratterizzata dalle operazioni di rimozione delle parti di roccia non ancora del tutto staccate dal fronte e dalla calotta che potrebbero costituire motivo di rischio per il personale successivamente coinvolto nelle operazioni al fronte;
- smarino: una volta rimosso tutto il materiale al fronte sarà necessario raccoglierlo e, mediante mezzi di trasporto e nastri, trasferirlo all’esterno della galleria;
- rilievo geologico del fronte di scavo: questa fase è necessaria per avere una idea precisa delle caratteristiche geomeccaniche del fronte di scavo e verificare la correttezza delle ipotesi progettuali e delle conseguenti scelte in merito alle fasi di realizzazione e alle caratteristiche del rivestimento da installare;
- consolidamento: spesso, prima che il personale possa avvicinarsi al fronte di scavo in sicurezza è necessario mettere in opera una serie di consolidamenti dell’ammasso roccioso al fronte e all’esterno del cavo.

Questo metodo di scavo è da sempre utilizzato per la sua economicità e flessibilità in termini di:

- geometrie di scavo dalla forma e dimensione qualsiasi e variabili nell’ambito di pochi metri: al fine di realizzare grandi sezioni è infatti possibile parzializzare gli scavi attraverso l’utilizzo di strutture temporanee;
- variabilità della distanza d’installazione dei sostegni dal fronte;
- possibilità di adeguare le dimensioni dello scavo anche in funzione delle deformazioni attese e possibilità di installare sostegni deformabili;
- estrema facilità nell’adeguare il metodo di abbattimento alle caratteristiche dell’ammasso roccioso attraversato;
- possibilità di eseguire con relativa facilità trattamenti della massa rocciosa in avanzamento rispetto al fronte di scavo.

Nell’ambito del progetto, tale metodo dovrà essere applicato forzatamente lungo le gallerie laddove non sarà possibile prevedere l’impiego di una qualunque tipologia di

TBM ed in particolare per i piccoli tratti di collegamento e per la realizzazione della finestra di accesso.

Di seguito verranno descritte le modalità d scavo più comunemente utilizzate e una serie di soluzioni alternative da porre in atto in caso di scavo in tradizionale in condizioni particolari.

In dettaglio, nella galleria che collega il nuovo Bipartitore BIP al pozzo di dissipazione PZ2, sarà necessario sottopassare il tronco inferiore destro esistente dell’Acquedotto Peschiera. L’opera di sottoattraversamento dovrà essere eseguita con particolare attenzione, riducendo al minimo gli effetti indotti dallo scavo sulla galleria idraulica esistente, sia in termini di cedimenti che di vibrazioni indotte, per salvaguardare l’esercizio dell’infrastruttura che trasporta l’acqua alla città di Roma.

Sempre di seguito, vengono a questo proposito descritti dei metodi di scavo alternativi che permettono di ridurre in maniera considerevole lo sviluppo di vibrazioni indotte all’interno degli ammassi rocciosi.

Ad ogni modo, gli avanzamenti dello scavo potranno essere realizzati anche con esplosivo, qualora tale modalità realizzativa non comporti problematiche con le preesistenze in termini vibrazionali (facendo ad esempio riferimento alle DIN 1450 e SN640 312a) e deformativi e/o disturbi acustici (ad esempio nel caso degli imbocchi e delle finestre di accesso).

## 3.2 Modalità di esecuzione dello scavo in tradizionale

### 3.2.1 *Drill & Blast*

L’abbattimento con esplosivo è un mezzo a tutt’oggi insostituibile e che molto probabilmente continuerà, anche in futuro, a rappresentare un metodo efficace e competitivo per scavare molte gallerie in rocce resistenti. Questo metodo, tuttavia, lascia aperti due temi di discussione: la regolarità nella profilatura dello scavo e le vibrazioni indotte.

Una profilatura corretta ha positivi risvolti in termini tecnici, economici e di sicurezza: si riduce drasticamente il disgrego, la possibilità di crolli fuori sagoma, il disturbo della massa rocciosa oltre il profilo di scavo, il consumo di calcestruzzo proiettato. La necessità di eseguire i fori di contorno divergenti per mantenere la sagoma, porta a fuori sagoma tecnici, che non possono essere eliminati, di entità dipendente dalla lunghezza della volata.

A prescindere da quelli tecnici, è necessario limitare il più possibile i fuori sagoma che derivano dalle condizioni geomeccaniche dell’ammasso in cui si scava. Questo è reso parzialmente possibile dalla riduzione dello sfondo e soprattutto dall’adozione di schemi di volata controllati.

I parametri di base per la volata sono:

- il diametro dei fori di profilatura ( $D_{fp}$ : normalmente 51/32mm);
- la distanza tra di essi (40-90cm);
- la distanza tra fori di profilatura ( $f_p$ ) e l’ultima fila esterna dei fori di produzione (50-100cm);
- il diametro della cartuccia di esplosivo (17-25mm);
- la densità lineare carica - spaziatura tra le cartucce di esplosivo (0.2-0.5kg/m).

Per la profilatura si utilizzano generalmente delle micce detonanti. Attualmente, l’esplosivo utilizzato è il più sovente di tipo emulsione pompata al posto delle cartucce.

È necessario evidenziare che i migliori risultati potranno aversi solamente dopo un’accurata sperimentazione in cantiere.

Il problema della trasmissione delle vibrazioni indotte dallo sparo mine è estremamente complesso per la presenza di molteplici fattori,

per la generazione delle vibrazioni:

- modalità di divisione della volata in cariche istantanee;
- lo schema delle mine di prima apertura (rinora);
- il tipo e l’entità del ritardo dei detonatori;
- il tipo di esplosivo utilizzato;
- le caratteristiche dell’ammasso roccioso da abbattere;

per la trasmissione delle vibrazioni:

- forma dello scavo;
- le caratteristiche dell’ammasso roccioso da abbattere (litologia, discontinuità);

per il rilevamento delle vibrazioni:

- tipo di struttura;
- collegamento struttura-terreno;
- tipo di strumento rilevatore.

Per l’identificazione della trasmissività sismica dei terreni interessati dallo scavo al fine di valutare i potenziali effetti vibratorii indotti in superficie dal brillamento di cariche esplosive, in fase di avvio dei lavori, è necessario prevedere un piano di misura delle vibrazioni indotte, in galleria ed in superficie, dal brillamento controllato di alcune volate di prova.

In particolare occorre verificare in quale modo le caratteristiche geomorfologiche del sito (formazione rocciosa e coperture, stato di fratturazione della roccia, presenza di discontinuità strutturali ecc.) possano influenzare la propagazione delle onde elastiche, prodotte dagli scavi, dal sottosuolo alla superficie in relazione alle condizioni di stabilità delle pareti rocciose sovrastanti le zone di imbocco (con particolare riferimento agli

imbocchi del Tunnel di Interconnessione) ed alla sicurezza delle strutture potenzialmente interferite.

L'attività in oggetto avrà come scopo quello di individuare una legge di sito per la previsione del valore massimo di velocità di vibrazione originato dal brillamento di cariche d'esplosivo. A questo proposito, esiste in letteratura una varietà di correlazioni semi-empiriche, scaturite da considerazioni scientifiche e analisi statistiche, definite generalmente con l'espressione "legge del sito", che legano le variabili in gioco con relazioni del tipo:

$$v_{max} = kQ^{\alpha}D^{\beta}$$

Dove:

$v_{max}$  = massima velocità di vibrazione (mm/s)

$k, \beta, \alpha$  = costanti adimensionali funzioni delle caratteristiche dell'esplosione e del terreno attraversato

$Q$  = quantità di esplosivo espressa in kg

$D$  = distanza del punto di scoppio dal punto in esame (m)

Dato che ogni sito risponde alle sollecitazioni in maniera diversa e non esattamente prevedibile sulla base delle sole considerazioni teoriche, che possono essere impiegate unicamente in fase di predimensionamento degli interventi, sono state messe a punto alcune tecniche sperimentali di previsione fondate su misurazioni in situ. A questo proposito, un approccio comunemente utilizzato dagli sperimentatori per prevedere il valore della velocità delle particelle è l'applicazione della "legge empirica della distanza scalata"

$$v_{max} = kD_s^{\alpha}$$

dove:

$v_{max}$  = massima velocità vibratoria attesa (m/s);

$DS$  = distanza scalata ( $m/kg^{1/2}$  o  $m/kg^{1/3}$ );

k e α = costanti adimensionali empiriche aventi significato puramente statistico.

La distanza scalata DS è definita come:

$$D_s = D/Q^\beta$$

L’esponente β può variare tra 1/2 e 1/3, in funzione:

della forma della carica cilindrica o sferica;

della distanza dal punto di sollecitazione.

Generalmente, i rilievi necessari per stimare i parametri k e α sono eseguiti facendo brillare cariche di entità variabile e registrando, a distanze diverse, i valori della velocità di vibrazione indotti. I risultati delle misure sono quindi riportati su un diagramma bi-logaritmico che presenta la velocità di vibrazione sulle ordinate e la “distanza scalata” sulle ascisse. Interpolando i valori così graficizzati, si ottiene una retta di taratura del sito, che rappresenta un eccellente strumento previsionale, essendo tarata sulla situazione specifica (“legge sismica del sito”).

Per quanto riguarda il quadro normativo, in Italia attualmente non abbiamo una Normativa specifica che correla i fenomeni di vibrazione impulsivi alle possibili lesioni sulle strutture. In ambito europeo si fa comunemente riferimento alla Normativa tedesca DIN4150 e alla Normativa svizzera SN 640 312a. Tali Normative forniscono i valori soglia limite delle coppie di valori velocità di vibrazione e frequenza, diversi per differenti tipologie di opera.

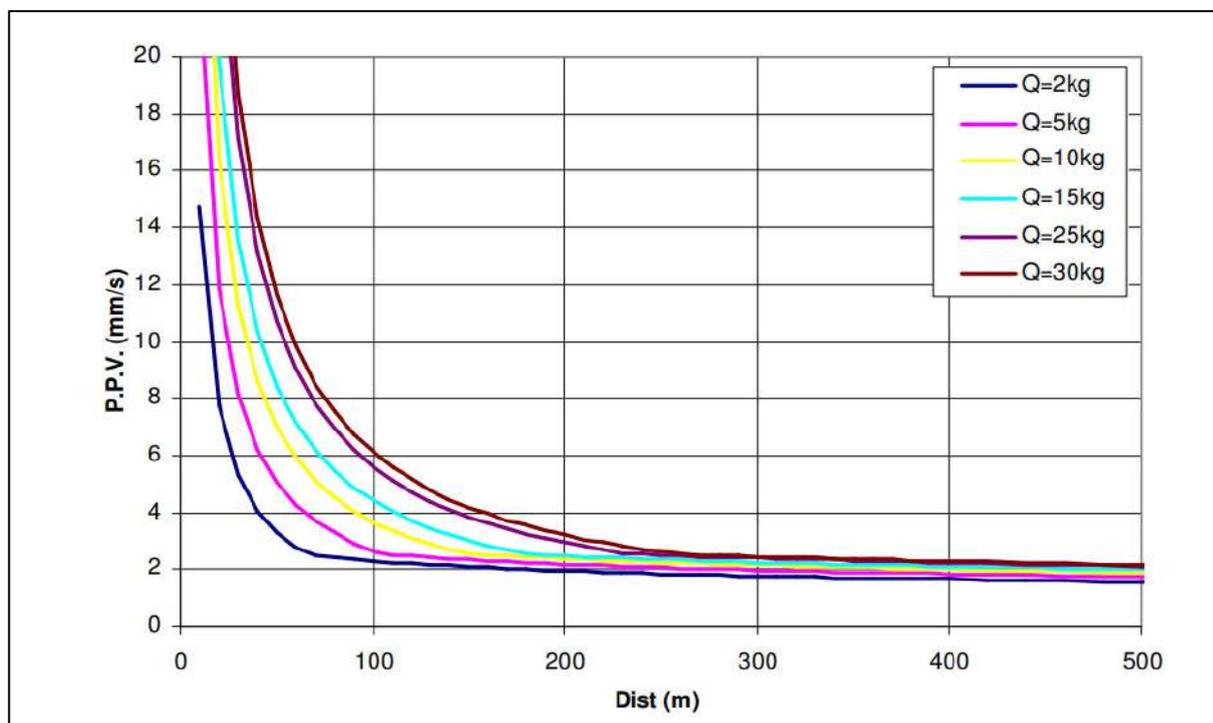
DIN 1450					SN 640 312a					
Categoria	Tipo di struttura	Velocità di vibrazione (mm/s)				Classi di sensibilità	Classe di frequenza delle sollecitazioni	Valore massimo del vettore velocità $V_R$ [mm/s] Frequenza dominante <30Hz* – 30-60Hz – >60Hz**		
		Misura alla fondazione		Misura al pavimento dell’ultimo piano						
		Campi di frequenza (Hz)								
		<10	10 + 50	50 + 100*	Tutte le frequenze					
1	Edifici industriali e commerciali	20	20-40	40-50	40					
2	Edifici residenziali	5	5-15	15-20	15					
3	Strutture particolarmente sensibili (es. monumenti)	3	3-8	8-10	8					
*Per frequenze superiori ai 100 Hz si possono applicare i valori riportati in questa colonna linea 1 è aumentata di un fattore 2 per strutture civili										

Classi di sensibilità	Classe di frequenza delle sollecitazioni	Valore massimo del vettore velocità $V_R$ [mm/s] Frequenza dominante <30Hz* – 30-60Hz – >60Hz**		
		< 30 Hz	30 Hz – 60 Hz	> 60 Hz
1) molto poco sensibile	occasionale	sino al triplo dei valori corrispondenti alla classe di sensibilità 3).		
	frequente			
	permanente			
2) poco sensibile	occasionale	sino al doppio dei valori corrispondenti alla classe di sensibilità 3).		
	frequente			
	permanente			
3) normalmente sensibile	occasionale	15 mm/s	20 mm/s	30 mm/s
	frequente	6 mm/s	8 mm/s	12 mm/s
	permanente	3 mm/s	4 mm/s	6 mm/s
	occasionale	Compresi tra i valori della Classe 3) e la loro metà		
4) particolarmente sensibile	frequente			
	permanente			

**Figura 3.1 – Normativa tedesca DIN4150 e alla Normativa svizzera SN 640 312a**

In fase di progettazione della volata, tale legge permetterà di valutare la massima quantità di carica per ritardo ammissibile affinché ad una determinata distanza non siano superati i valori di vibrazioni di soglia imposti dalle normative vigenti. A puro titolo indicativo, nel grafico seguente si riportano, applicando la legge di sito sopra descritta ad un caso reale di avanzamento con esplosivo in galleria, più curve velocità massima di vibrazione – distanza, calcolate per diverse quantità di esplosivo per foro. Da tali curve è possibile valutare quali sono le distanze dal punto di volata oltre le quali le velocità di vibrazione massime non superano determinati valori limite (ad es. quelli forniti dalla normativa DIN 4150/3 - Germania, febbraio 1999 5) che saranno stabiliti in relazione alle tipologie degli obiettivi da salvaguardare (instabilità pareti rocciose, integrità edifici e strutture, ecc).



**Figura 3.2 – Esempio applicato alla legge di sito: curve di velocità massima di vibrazione (P.P.V.) – distanza al variare della quantità di carica per foro**

Una delle modalità adottabili per ridurre le vibrazioni indotte dallo sparo mine è quello di adottare il “tiro controllato” cioè adattare lo schema di tiro alle esigenze di protezione

attraverso una riduzione della carica che esplode istantaneamente oppure anche con adozione di microritardi, finalizzati alla riduzione massima delle vibrazioni.

Ulteriore condizione particolare è rappresentata dalle zone di imbocco in senso stretto (scavo dei primi 200m circa di galleria): in questo caso il problema principale è rappresentato dal rumore conseguente alle volate. L’abbattimento del rumore potrà essere ottenuto attraverso il posizionamento di pannelli fonoassorbenti in corrispondenza degli imbocchi.

### 3.2.2 *Martello demolitore idraulico*

Il martellone può abbattere la roccia sia utilizzando l’utensile come ripper oppure immettendo sollecitazioni di compressione nella roccia.

In genere l’applicabilità del martellone è limitata agli ammassi rocciosi da discreti a scadenti.

La produttività teorica con martellone può essere valutata applicando alcuni sistemi empirici. La definizione di un modello meccanico di interazione tra l’utensile demolitore ed il mezzo da abbattere richiede la presa in conto di numerosi parametri che riguardano sia le caratteristiche costitutive e le prestazioni del martellone sia le proprietà fisiche del mezzo da abbattere.

Il metodo utilizzato per la determinazione delle grandezze di interesse è basato su correlazioni derivanti da studi statistici sulle prestazioni del martellone in numerose gallerie italiane.

Alcuni studi statistici effettuati hanno evidenziato come sia possibile ottenere una stima della produttività di un martello demolitore in funzione di un solo parametro, identificato nella velocità delle onde elastiche (SV) nella roccia.

In merito sono state sviluppate alcune correlazioni tra SV, quantità di energia necessaria ad abbattere 1 m<sup>3</sup> di roccia (ovvero energia specifica - SE), rendimento di picconatura cioè il rapporto tra la massima frequenza di percussione (MBF) e la frequenza reale di percussione (RF). La zona compresa tra SV=2000m/s e SV=3300m/s è definibile come “fascia ottimale della velocità delle onde elastiche”. Oltre i limiti superiori di tale fascia si ha un rapido innalzamento dell’energia specifica (SE) necessaria per l’abbattimento di 1 m<sup>3</sup> di roccia. Analogamente oltre i limiti inferiori si ha un rapido abbassamento del rendimento di picconatura (RF/MBF).

Le rette di interpolazione dei dati sperimentali per la “fascia ottimale della velocità delle onde elastiche” possono essere espresse in forma analitica dalle seguenti formule:

$$S_E = a \cdot S_V + k1$$

$$RF/MBF = a \cdot S_V + k_2$$

Dove:

- $S_E$  è l’energia specifica richiesta;
- $R_F$  è la frequenza reale di percussione, ovvero il rapporto fra il tempo in cui la macchina può effettivamente operare alla massima frequenza di percussione rispetto al tempo totale al fronte;
- $MBF$  è la massima frequenza di percussione (data del costruttore);
- $a, k_1, k_2$  sono i coefficienti delle rette interpolatrici.

Utilizzando  $S_V=2500$  m/s, valore medio rappresentativo di ammassi mediamente fratturati, si ottengono rispettivamente:

$$S_E = 2MJ/mc$$

$$\frac{RF}{MBF} = 0.35 - 0.4$$

La massima produttività oraria teorica ( $QT_t$ ) si ricava dalla:

$$Tt = \frac{RF/MBF \cdot BE \cdot MBF}{S_E}$$

Questo valore deve essere ridotto in funzione di un coefficiente di impiego ( $c$ ) che tiene conto di una serie fattori operativi: la suddivisione e la durata dei tempi di manutenzione ordinaria della macchina, il tempo necessario alla sostituzione dell’utensile, il tempo necessario ad ispezioni del fronte, il tempo impiegato per movimentare la macchina, ecc.

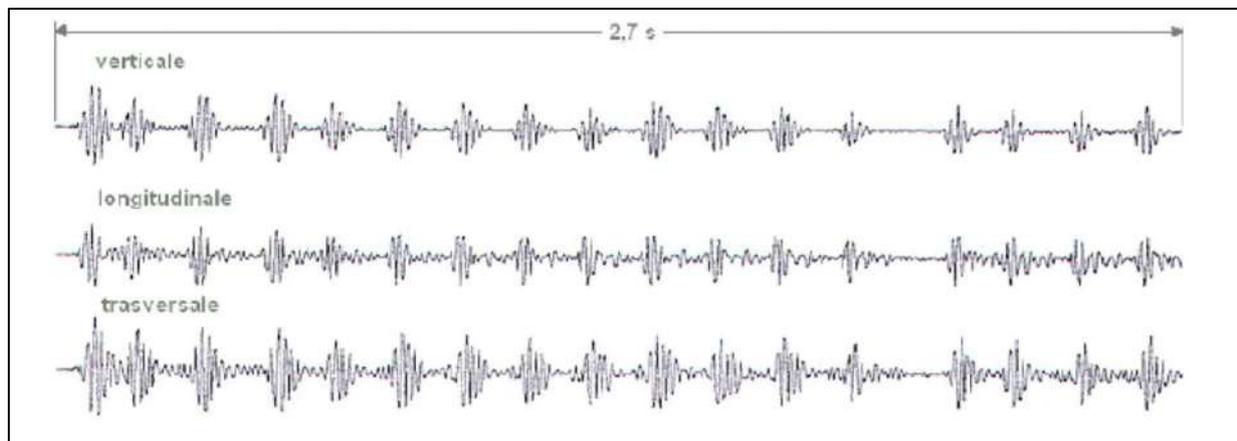
$$QT = c \cdot QT_t \cdot 60$$

Anche per lo scavo con martellone si propone il tema delle vibrazioni.

Nelle immediate prossimità del fronte di scavo si producono frequenze molto elevate a causa dell’impulso generato dal moto percussivo o roto-percussivo del martello demolitore (sino a 6-800 colpi al minuto). Quanto sopra si traduce nella trasmissione di grandi quantità di energia in un tempo molto breve. Con l’aumentare della distanza, il

contributo delle frequenze elevate, cui è associata un'energia minore, diventa rapidamente trascurabile, mentre permangono le frequenze basse, cui è associata la maggior parte dell'energia.

L'energia trasferita alla punta ad ogni colpo del martello demolitore è dell'ordine di alcuni KJoule (per le operazioni di scavo in galleria tra 3 e 6 kJ) e di solito occorrono uno o più colpi successivi per rompere e staccare un blocco di roccia con una frequenza regolabile o fissa di alcuni Hz.

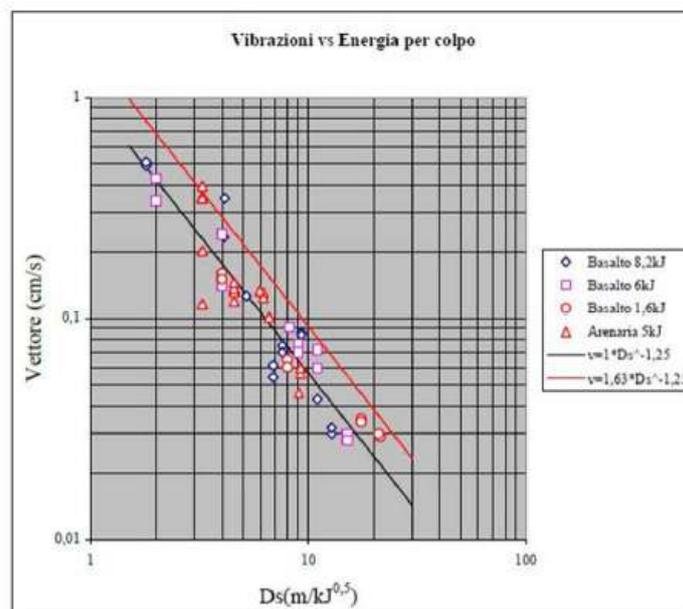


**Figura 3.3 – Vibrazioni tipiche indotte da scavo con martello demolitore [A. Fabbri 2007]**

Il vibrogramma che si ottiene registrando le vibrazioni prodotte dal martello demolitore è pertanto caratterizzato da successioni di impulsi (colpi) a frequenza elevata intervallati abbastanza regolarmente tra loro di un centinaio di millisecondi e da pause di uno o più secondi. L'energia connessa con i colpi del martello demolitore è di circa 1/1000 di quella connessa all'uso di esplosivo, ma le onde vibratorie si propagano a distanza nello stesso modo.

Sebbene l'energia rilasciata dipenda da una serie di parametri (presenza di giunti, direzione del colpo, resistenza della roccia, ecc.), alcuni studi hanno condotto a identificare delle leggi di trasmissione in funzione della distanza scalata in funzione dell'energia associata al colpo.

Considerando un martello demolitore da 5 kJ e applicando la relazione distanza-velocità espressa attraverso la legge empirica  $v = 37,4 \times D^{-1.58}$ : le vibrazioni per D pari a circa 80m inducono un vettore velocità di vibrazione dell'ordine di 0.03 cm/s, pari a circa 1/200 del valore di soglia per danneggiamento degli edifici e di circa 1/3 della minima percettibile all'uomo.



**Figura 3.4 – vibrazioni misurate dallo scavo con martellone in funzione della distanza [Dantini 2002]**

### 3.2.3 Frese puntuali

Le frese puntuali (FP) sono macchine di scavo che generalmente operano in materiali medio teneri. A seconda del tipo di applicazione le FP possono essere posizionate all'interno di uno scudo protettivo oppure su un carro cingolato; in entrambi i casi sono normalmente equipaggiate con sistemi di carico dello smarino e nastri trasportatori che ne permettono la movimentazione dal fronte alla parte posteriore della macchina evitando la necessità di alternare al fronte la macchina di produzione con quella di smarino.

Le FP utilizzano due diversi tipi di testa rotante portautensili: coniche e a tamburo. Nelle FP con testa conica l'asse di rotazione della testa coincide con l'asse del braccio FP, in fase di lavoro la traiettoria degli utensili è una cicloide che dal punto di vista pratico può essere approssimata ad una traiettoria circolare. Le FP con testa a tamburo sono costituite da due semisfere che ruotano attorno ad un asse disposto ortogonalmente all'asse del braccio, in questo caso la traiettoria degli utensili in fase di lavoro è elicoidale.

Rispetto alle frese con testa a tamburo quelle con testa conica posseggono una migliore capacità di profilatura del fronte di scavo, caratteristica apprezzabile soprattutto nelle gallerie a piccola sezione dove non è necessario spostare l'asse della macchina per "battere" l'intera sezione.

In generale la produttività delle FP è influenzata in modo rilevante sia dalle caratteristiche geomeccaniche proprie del materiale che dalle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso, ulteriori fattori sono le caratteristiche meccaniche delle FP e la geometria della galleria da scavare.

Nel caso di ammassi aventi  $C_o \max \leq 80\text{MPa}$  è possibile utilizzare FP con potenza  $P = 150\text{kW}$  ottenendo produzioni nette significative ( $p > 20\text{m}^3/\text{h}$ ).

La produzione globale (Q) per turno è ricavabile in base alla seguente formula:

$$Q = p h C_a C_b(1-C_c)$$

dove:

$p$  = produzione netta ( $m^3/h$ );

$h$  = numero di ore di produzione per turno (h);

$Ca$  = coefficiente di efficienza (adim);

$Cb$  = coefficiente di disponibilità (adim);

$Cc$  = coefficiente dei “tempi morti” (adim).

Il valore che i coefficienti  $Ca$  e  $Cb$  possono assumere tiene conto delle indicazioni contenute nelle seguenti tabelle:

<b>Ca</b>	<b>Condizioni di efficienza</b>
1.0	condizioni in suola galleria buone
0.8	cattive, poca produzione di polvere
0.7	molta produzione di polvere
0.5	cattive e molta produzione di polvere

<b>Cb</b>	<b>Condizioni di disponibilità</b>
0.1	condizioni pessime
0.2	lavoro in più fasi
0.5	lavoro in una sola fase
0.85	condizioni ottime

**Figura 3.5 – coefficienti  $Ca$  e  $Cb$  in funzione delle diverse condizioni di efficienza e disponibilità in galleria**

Il coefficiente  $Cc$  vale 0.125 in media per tutte le condizioni.

Le discontinuità presenti nell’ammasso influenzano in modo notevole la produttività di una FP: maggiore è il numero di discontinuità e minore è l’energia specifica richiesta per l’abbattimento.

Ipotizzando:

$h = 6-8$ ;  $Ca = 0.8$ ;  $Cb = 0.5$  si ottiene  $Q = 48-56m^3/turno$ .

### *3.2.4 Drill & Split*

Il metodo "Drill and Split" (D&S) è un metodo di scavo che può essere utilizzato per il tunneling senza l'uso di esplosivi, di conseguenza risulta molto pratico e utile nel caso in cui lo scavo venga eseguito nelle vicinanze di opere sensibili alle vibrazioni indotte dall'esplosione di cariche o da frese meccaniche, prevenendo problematiche legate alla generazione di vibrazioni, polveri e rumore.

Questo metodo prevede l'esecuzione di numerosi fori sul fronte di scavo con l'ausilio di macchine perforatrici, e successivamente in seconda fase produrre la rottura meccanica della roccia circostante ogni foro, attraverso l'infissione a mezzo di martinetti idraulici di cunei di acciaio.

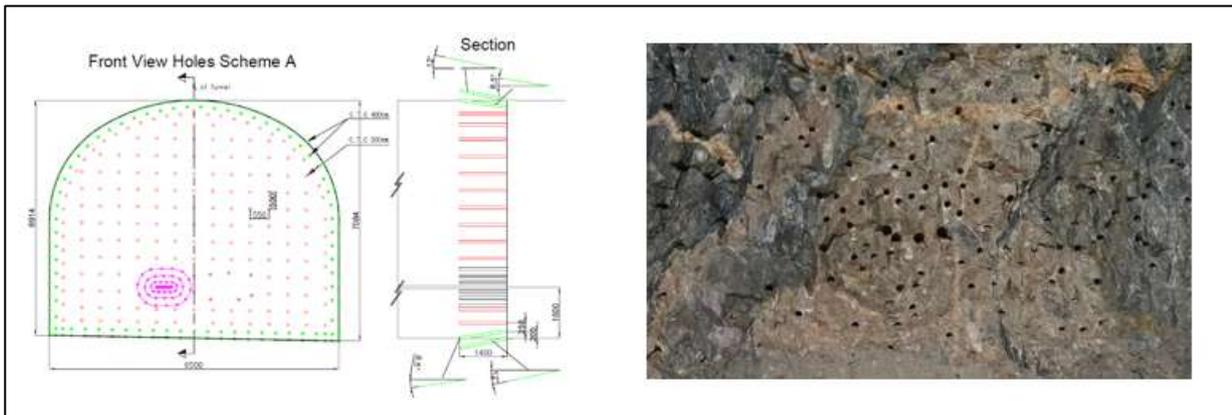
Il diametro dei fori di perforazione può variare in funzione del macchinario di perforazione in un range tra i 70 e 130 mm a cui corrisponderà una distanza tra gli assi dei fori variabile in funzione del diametro del foro tra i 250 e 1000 mm, mentre la profondità in asse della perforazione varierà tra i 1,6 e 2,5 m.

Nella porzione al centro del fronte di scavo verranno eseguiti un numero maggiore di fori (minore distanza tra gli assi) in modo tale da agevolare la propagazione delle fessure nella fase iniziale del procedimento. Allo stesso modo i fori al contorno della galleria saranno più ravvicinati tra loro, in modo da permettere un distacco più omogeneo.

La spaziatura delle perforazioni dipenderà principalmente dalla tipologia di roccia in esame e di conseguenza, prevedere delle prove specifiche in loco per la determinazione dei parametri di perforazione, risulterà fondamentale per la corretta esecuzione di tale tecnologia.

Una volta eseguita la perforazione, attraverso un cuneo montato su un pistone idraulico, di diametro massimo maggiore del foro di perforazione, si produrrà, inserendolo all'interno del foro, una rottura meccanica della roccia sul fronte, generando delle fratture che si propagheranno fino a raggiungere i fori circostanti.

Il fenomeno di rottura meccanica risulta essere più efficace se accanto al foro in cui viene eseguita l’operazione di rottura vi è una faccia libera. Per questo motivo nella porzione centrale del fronte si eseguiranno un numero maggiore di fori, in modo tale da creare una via preferenziale per la rottura dei blocchi. Man mano che si procede con la rottura dei blocchi, il materiale depositato sul fondo della galleria viene asportato con mezzi meccanici. Una volta eseguita la rottura su tutto il fronte di scavo con escavatori e martelli pneumatici si procederà alla rimozione delle porzioni di roccia rimaste ancora intatte al fronte.



**Figura 3.6 – Schema di volata**

### **3.3 Rischi potenziali nella fase di realizzazione della galleria**

Lo scavo di gallerie costituisce ancora oggi una delle attività più rischiose e ricca di rischi, principalmente causati dalla concomitanza di una serie di fattori tra i quali:

- rischi legati all’ abbattimento e rimozione dal fronte di scavo materiale con escavatori
- circolazione di persone in presenza di trasporti su rotaia
- circolazione di persone in presenza di traffico veicolare e manovre dei mezzi
- accesso al posto di lavoro attraverso pozzi e trasporto del personale in galleria
- perforazioni manuale
- abbattimento e rimozione dal fronte di scavo con fresa puntuale
- perforazione fori da mina con carri (jumbo)
- preparazione delle mine
- brillamento delle volate
- posa delle reti di armatura, centine, spritz beton
- caricamento e trasporto materiale scavato con mezzi meccanici

### *3.3.1 Frane o distacco di rocce*

I franamenti all’interno delle gallerie si verificano per lo più nella volta, più di rado sui lati e solo raramente sul suolo. I franamenti si verificano generalmente quando la volta è ancora scoperta. Il crollo non ha luogo improvvisamente ma è sempre preceduto dal distacco sempre più frequente ed abbondante di frammenti di roccia e da deformazioni dovute alle pressioni.

Le manifestazioni franose dipendono dalle condizioni di stabilità del terreno in relazione alle caratteristiche geomeccaniche, all’intensità della fessurazione ed alla circolazione delle acque sotterranee.

Le cause delle frane possono anche derivare sia dalle armature troppo deboli e malamente sistemate, sia da troppo lunghi intervalli di tempo intercorsi tra lo scavo e il rivestimento, per cui viene favorita la formazione di nuclei di distacco. Ad esempio, una roccia con una debole coesione può presentare tempi brevi di auto sostentamento. In questo caso si dovrà procedere con immediate opere di armamento per evitare franamenti. Rocce con tempi lunghi di auto sostentamento, ma estremamente fratturate possono dar luogo a fornelli ovvero a rilasci verticali di materiale.

### 3.3.2 3.2 *Instabilità del fronte di scavo*

Per instabilità del fronte di scavo si intende la possibilità di collasso del nucleo per raggiungimento della resistenza limite del materiale. Lo scavo di una galleria, infatti, induce una variazione nello stato tensionale (detensionamento) che porta il terreno alla rottura per raggiungimento del carico limite passivo, in particolare, sforzi di estensione negli elementi di volume al fronte che inducono estese zone del fronte di scavo al raggiungimento della plasticizzazione, con relativo annullamento della resistenza.

Un ulteriore meccanismo di deformazione del fronte si presenta in corrispondenza di uno sfavorevole orientamento delle discontinuità che possono creare dei volumi di roccia instabile dovuti all’annullamento della resistenza tangenziale residua appartenente alle discontinuità.

Potenziali rischi di instabilità del fronte e del cavo possono interessare le tratte di galleria a basse coperture, che riguardano le zone di imbocco e di fondovalle, e quelle di attraversamento di zone tettonizzate e di transizione litologica.

Le condizioni per cui può presentarsi questa situazione di instabilità sono:

- bassi valori della resistenza del terreno al fronte;
- rocce sedimentarie con basso gradi di cementazione;
- elevata deformabilità dell’ammasso roccioso;
- tempi di avanzamento ridotti, tali da consentire il rilassamento progressivo di elementi rocciosi con comportamento visco-plastico;
- attraversamento di faglie;

per la stabilizzazione del fronte dovranno essere considerate le seguenti operazioni in funzione della tipologia dell’ammasso:

- infilaggi in vetroresina (VTR) o cemento
- miglioramento delle caratteristiche meccaniche del fronte (jet-grouting)
- protezione del fronte con spritz-beton (nel caso di fermo lavori)
- riduzione della pressione idrostatica attraverso drenaggi.

## 4 DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO UTILIZZATI

I metodi di calcolo utilizzati per la verifica delle sezioni tipo previste nell'opera in esame sono i seguenti:

- 1) Metodo delle curve caratteristiche;
- 2) Metodi numerici agli elementi finiti;
- 3) Analisi di stabilità del fronte (metodi analitici in forma chiusa).

Nei paragrafi successivi della presente relazione verranno illustrate le ipotesi principali su cui si basano i metodi sopra elencati.

Definite le grandezze:

- $C [m]$ , copertura della galleria rispetto al piano di campagna;
- $D [m]$ , dimensione caratteristica del cavo;

in linea generale, nelle configurazioni in cui la sezione di calcolo della galleria possa considerarsi con lo schema di "galleria superficiale" ( $C < 3D$ ), le valutazioni per definire la fase di diagnosi sono state condotte avvalendosi delle sole analisi di stabilità del fronte; viceversa per le sezioni di calcolo la cui configurazione possa considerarsi con lo schema di "galleria profonda" ( $C > 3D$ ), le analisi per definire la fase di diagnosi sono state condotte avvalendosi anche del metodo delle curve caratteristiche, oltre a quello delle analisi di stabilità del fronte.

I software di calcolo utilizzati per la progettazione delle opere oggetto della presente relazione sono i seguenti:

- **GV4-s.1.07/2021**: "Metodo convergenza-confinamento e similari" – Sial.Tec-Engineering- Bergamo
- **Midas-GTS NX ver.1.1/2021**: Programma ad elementi finiti;
- **Fogli di calcolo Excel/Mathcad**, testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

Tutti i programmi sono detenuti con regolare licenza.

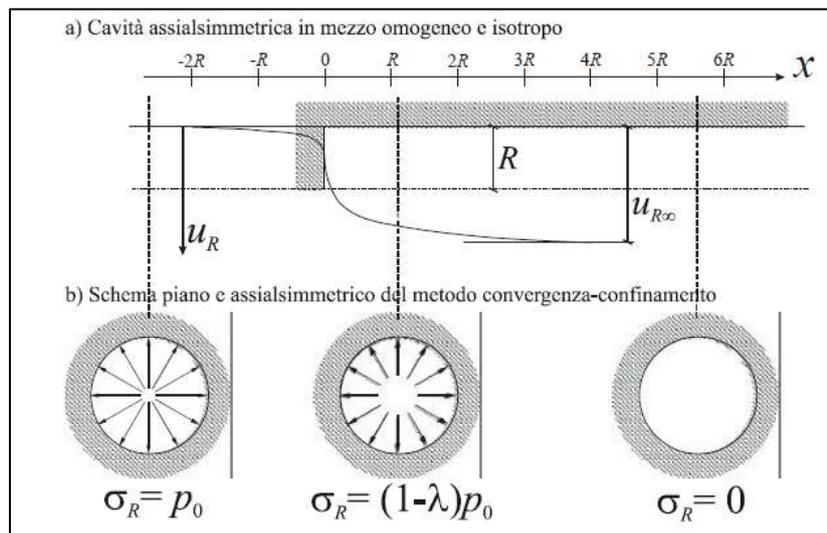
---

## 4.1 Metodo delle curve caratteristiche

### 4.1.1 *Aspetti generali*

Le linee caratteristiche consistono nel simulare lo scavo di una galleria nell'ipotesi di simmetria assiale e di stato di deformazione piana. Per linee caratteristiche di una cavità si intendono delle curve che legano le pressioni di contenimento, esercitate in senso radiale sul bordo della galleria dalle opere di stabilizzazione e di rivestimento, agli spostamenti radiali al suo contorno (convergenze). Lo scavo è rappresentato come una graduale riduzione di una pressione fittizia "p" applicata alle pareti della galleria, tramite cui si simula il progressivo deconfinamento del terreno prodotto dall'avvicinarsi del fronte di scavo alla sezione di calcolo e al successivo avanzamento del fronte stesso, cui corrisponde una convergenza radiale "u" crescente in funzione delle caratteristiche dell'ammasso. Esse possono quindi essere utilizzate, oltre che per valutare il comportamento dell'ammasso allo scavo, anche per determinare lo stato di sollecitazione sui diversi interventi costituenti la galleria, mediante la sovrapposizione degli effetti delle curve caratteristiche della cavità e dei singoli interventi che la costituiscono. Per ogni galleria è possibile costruire due curve caratteristiche principali:

- la linea caratteristica del fronte, valida presso il fronte di scavo, detta curva caratteristica del fronte, che tiene conto dell'effetto tridimensionale delle tensioni vicino ad esso e che permette di risalire, mediante considerazioni sulla resistenza del nucleo, all'entità della convergenza già subita dalla galleria nella sezione in corrispondenza al fronte di scavo,
- la linea caratteristica del cavo, valida per qualsiasi sezione sufficientemente lontana dal fronte, detta curva caratteristica della cavità, per la quale lo stato di tensione può considerarsi piano. In generale, ove la curva caratteristica non intersechi in un valore finito l'asse delle deformazioni radiali, la galleria risulta instabile senza adeguati interventi di stabilizzazione.



**Figura 4.1 – Modello schematico della cavità – Galleria non sostenuta**

Si consideri lo scavo di una cavità circolare di raggio  $R$ , ad asse rettilineo, in un mezzo soggetto ad uno stato tensionale iniziale isotropo  $p_0$ . In condizioni di assialsimmetria, gli spostamenti radiali  $u_R$  del contorno del cavo sono funzione della sola distanza dal fronte  $x$ . Questi spostamenti sono nulli al di là del fronte di scavo, ad opportuna distanza dallo stesso ( $x \cong -2R$ ) e crescono con  $x$  fino al valore asintotico  $u_{R\infty}$  (per  $x \cong 4R$ ).

L’analisi del tratto di maggiore interesse, prossimo al fronte, si propone quindi come un problema tridimensionale. Tuttavia, con un’approssimazione spesso accettabile, il metodo convergenza-confinamento risolve questo problema assumendo uno stato di deformazione piano. In particolare, l’effetto esercitato dal fronte sul cavo è simulato mediante l’applicazione di una pressione fittizia  $\sigma_R$  “equivalente”, cioè che induce, nello schema piano, gli stessi spostamenti radiali ottenuti nel caso tridimensionale.

Si osservi infatti che il valore asintotico  $u_{R\infty}$ , ottenuto nello schema tridimensionale a partire dalla sezione in cui non si risentono gli effetti del fronte, coincide con lo spostamento che caratterizza una cavità circolare di lunghezza infinita (stato di deformazione piano) sul cui contorno la tensione radiale sia completamente scaricata a partire da  $p_0$ .

Nelle applicazioni del metodo convergenza-confinamento, è utile introdurre il coefficiente di rilascio tensionale  $\lambda = 1 - \sigma_R / p_0$  come misura della riduzione, da  $p_0$  a 0, della tensione radiale fittizia  $\sigma_R$ . Dunque, in una data sezione del cavo, il coefficiente  $\lambda$  è funzione della distanza  $x$  dal fronte di scavo.

Si assume che l’ammasso sia continuo, omogeneo ed isotropo. Il comportamento meccanico è modellato come elastico lineare perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr Coulomb e con legge di flusso non associata. Il comportamento elastico dell’ammasso è caratterizzato dal modulo di Young  $E$  e dal coefficiente di Poisson  $\nu$ .

Nel campo elastico ( $0 < \lambda < \lambda_e$ ), la curva di convergenza può essere espressa in funzione del modulo di rigidezza a taglio  $G$  come:

$$u_R = \lambda \frac{p_0 R}{2G} \quad \text{con} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Nel campo elasto-plastico ( $\lambda_e < \lambda < 1$ ) è necessario distinguere fra le due leggi costitutive. Con il modello di Mohr-Coulomb, l’evoluzione del raggio plastico e la curva di convergenza si ottengono, rispettivamente, dalle espressioni:

$$r_p = R \left[ \frac{2\lambda_e}{(K_p + 1)\lambda_e - (K_p - 1)\lambda} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \quad u_R = \lambda_e \frac{p_0 R}{2G} \left[ F_1 + F_2 \left( \frac{R}{r_p} \right)^{K_p - 1} + F_3 \left( \frac{r_p}{R} \right)^{K + 1} \right]$$

$$F_1 = -(1 - 2\nu) \frac{K_p + 1}{K_p - 1} \quad F_2 = 2 \frac{1 + K K_p - \nu(K_p + 1)(K + 1)}{(K_p - 1)(K_p + K)} \quad F_3 = 2(1 - \nu) \frac{K_p + 1}{K_p + K}$$

Per le analisi di seguito riportate, relative alla fase di diagnosi, e finalizzate quindi alla sola valutazione del comportamento deformativo dell’ammasso per la determinazione della categoria di comportamento, non viene presa in considerazione l’interazione con i sostegni, per cui la soluzione del problema è ridotta alla valutazione della sola curva caratteristica del fronte (e del cavo) in assenza di interventi.

I risultati delle analisi sono stati esaminati alla luce di due aspetti:

- confronto tra la resistenza a compressione monoassiale dell’ammasso  $\sigma_c$  e la pressione critica al fronte  $p_c = (3\sigma_o - 2\sigma_c) / (1 + 2K_p)$ , che individua il passaggio dal comportamento elastico a quello plastico,
- sviluppo dei fenomeni deformativi e di plasticizzazione nella sezione al fronte e al contorno del cavo, prendendo a riferimento per la definizione della categoria di comportamenti seguenti due criteri:

**Tabella 4.1 - Criterio 1**

$\sigma_c / p_c$	Classe di comportamento
$\geq 1,2$	A
$< 1,2$ e $\geq 0,8$	A/B
$< 0,8$ e $\geq 0,2$	B/C
$< 0,2$	C

**Tabella 4.2 - Criterio 2**

$u_F/R_{eq}$	$R_{plF}/R_{eq}$	Classe di comportamento
$\leq 0,5 \%$	$\leq 1,5$	B
$> 0,5 \%$	$> 1,5$	C
$u_F$ = convergenza al fronte $R_{plF}$ = raggio plastico al fronte $R_{eq}$ = raggio di scavo equivalente della galleria		

Sulla base di queste valutazioni quantitative, unitamente all’analisi critica dei risultati ottenuti rispetto all’affidabilità dei dati di ingresso in termini di parametri di ammasso (rigidezza e resistenza) e condizioni idrauliche al contorno, in relazione ad eventuali variabilità attese lungo il tracciato della galleria e alle possibili conseguenze per comportamenti imprevisti, è stata definita la categoria di comportamento del fronte di scavo.

#### 4.1.2 Consolidamento del fronte scavo

Nel caso di presenza di trattamenti di rinforzo del fronte (VTR, Jet-grouting ecc.) posti in opera in avanzamento, il loro effetto stabilizzante può utilmente essere tenuto in conto incrementando la resistenza coesiva dell’ammasso.

Infatti, la chiodatura esercita un’azione di contenimento passivo del fronte, rappresentabile, nel caso di impiego di elementi strutturali in VTR, da una tensione di confinamento  $\sigma_3^{VTR}$  fittizia, funzione dei parametri tecnici del trattamento secondo le equazioni:

$$\sigma_3^{VTR_A} = \frac{\tau_A \cdot L_A \cdot 2p_A}{A_i}$$

$$\sigma_3^{VTR_B} = \frac{\sigma_t \cdot A_t}{A_i}$$

$$\sigma_3^{VTR} = \text{minimo} (\sigma_3^{VTR_A}, \sigma_3^{VTR_B})$$

dove:

$\tau_a$  = tensione di aderenza ammasso-fondazione

$L_A$  = semi-lunghezza dell’elemento di rinforzo (si assume che mezzo elemento costituisca la fondazione)

$2p_A$  = perimetro della sezione reagente a sfilamento

$\sigma_t$  = resistenza a trazione dell’elemento di rinforzo

$A_i$  = area di influenza di un elemento strutturale

$A_t$  = sezione dell’elemento resistente a trazione

L’effetto di  $\sigma_3^{VTR}$  può essere considerato come incremento di coesione dell’ammasso

$$\Delta\sigma_C^{\text{Fronte}} = \frac{\sigma_3^{VTR}}{2} * \sqrt{K_p}$$

Se il fronte di scavo è rinforzato con trattamenti colonnari in jet-grouting, allora i parametri di coesione sono migliorati specificando un incremento della coesione di picco pari alla differenza tra la coesione dell’ammasso non trattato e quella dell’ammasso trattato; quest’ultima è valutata come media pesata della coesione originaria del terreno e di quella del trattamento:

$$\Delta C = C_{\text{ammasso trattato}} - C_{\text{ammasso}} = \frac{c_{\text{jet}} \cdot A_{\text{jet}} + c_{\text{ammasso}} \cdot A_{\text{ammasso}}}{A_{\text{tot}}} - c_{\text{ammasso}}$$

dove:

$c_{\text{jet}}$  = coesione dei trattamenti colonnari in jet grouting

$C_{\text{ammasso}}$  = coesione dell’ammasso senza trattamenti

$A_{\text{jet}}$ ,  $A_{\text{ammasso}}$ ,  $A_{\text{tot}}$  = sono le aree, rispettivamente, dei trattamenti colonnari, della sezione di scavo al netto dei trattamenti e della sezione di scavo.

### 4.1.3 Consolidamento al contorno

Nel caso di rinforzo con infilaggi metallici, in accordo con Hoek (2000), l’arco di ombrelli può essere modellato come una zona di materiale con proprietà migliorate che circonda la calotta della galleria.

In accordo con quanto definito dall’autore è possibile calcolare le proprietà equivalenti a mezzo delle seguenti espressioni:

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

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

Dove:

$E_{eq}$  = modulo elastico materiale equivalente

$c_{eq}$  = coesione materiale equivalente

$A_r$  = Area occupata dal terreno

$A_p$  = Area occupata dagli infilaggi

$A_{TOT}$  = Area totale della zona rinforzata

$n$  = numero di pali

$c$  = coesione del terreno circostante

$f_{yd}$  = tensione di snervamento dell’acciaio

In generale, per tenere in conto sia la caduta di resistenza graduale della roccia sia la presenza dei consolidamenti al contorno previsti per i materiali più scadenti, le analisi di terapia possono essere effettuate con una tecnica di soluzione semi-analitica chiamata metodo “transfer-matrix”, implementato nel programma GV4.

Questa procedura si basa sull’osservazione che in generale, per piccoli incrementi di tensione e deformazione, le equazioni costitutive in stato di deformazione piana in un

---

generico punto della roccia possono essere linearizzate esprimendole in forma incrementale:

$$\Delta\sigma_r = D_{11}^{ep} \Delta\varepsilon_r + D_{12}^{ep} \Delta\varepsilon_\theta$$

$$\Delta\sigma_\theta = D_{21}^{ep} \Delta\varepsilon_r + D_{22}^{ep} \Delta\varepsilon_\theta$$

dove  $\Delta\sigma_r$ ,  $\Delta\sigma_\theta$ ,  $\Delta\varepsilon_r$  e  $\Delta\varepsilon_\theta$  rappresentano le variazioni di tensione e le corrispettive variazioni di deformazione, mentre i coefficienti  $D_{ep}^{ij}$  rappresentano gli elementi della matrice di rigidezza elastoplastica  $\mathbf{D}_{ep}$  che può variare da punto a punto della roccia essendo funzione della storia tensio-deformativa.

Il programma discretizza la roccia attorno alla galleria in una sequenza di N anelli concentrici di raggio  $r_i$ , sufficientemente sottili da poter considerare  $D_{ep}$  costante all’interno di ognuno di essi.

In questo modo, in corrispondenza di una variazione  $\Delta_p$  della pressione sul bordo dello scavo, sufficientemente piccola da consentire la linearizzazione delle equazioni costitutive incrementali, è possibile scrivere una coppia di equazioni costitutive  $\Delta u-r$  e  $\Delta\sigma-r$  per ognuno degli N anelli tramite delle costanti di integrazione. Imponendo la continuità dello spostamento e della tensione radiale sul confine comune di ognuna delle coppie adiacenti di anelli, una volta determinate le costanti del primo anello, è possibile ricostruire lo stato tensio-deformativo dell’intera discretizzazione.

Questo metodo permette quindi di definire degli anelli di materiale trattato intorno al cavo definito come un materiale elasto-plastico ideale (privo di caduta di resistenza), ottenendo così una distribuzione di tensioni e spostamenti ed una curva caratteristica della galleria che tengono in conto della disomogeneità radiale del terreno.

#### 4.1.4 Rivestimento di prima fase

Per quanto riguarda i rivestimenti di prima fase si è provveduto ad omogenizzare le centine e lo spritz – beton ottenendo un modulo elastico ed uno spessore equivalente tramite la seguente formulazione:

$$E_{om} = \frac{\left[ E_{sb} \cdot s + \left( \frac{E_{cen}}{E_{sb}} - 1 \right) \cdot E_{sb} \cdot \frac{A_{cen}}{d} \right]^{3/2}}{\sqrt{E_{sb} \cdot s^3 + 12 \cdot \left( \frac{E_{cen}}{E_{sb}} - 1 \right) \cdot E_{sb} \cdot \frac{I_{cen}}{d}}}$$

$$s_{om} = \sqrt{\frac{E_{sb} \cdot s^3 + 12 \cdot \left( \frac{E_{cen}}{E_{sb}} - 1 \right) \cdot E_{sb} \cdot \frac{I_{cen}}{d}}{E_{sb} \cdot s + \left( \frac{E_{cen}}{E_{sb}} - 1 \right) \cdot E_{sb} \cdot \frac{A_{cen}}{d}}}$$

dove:

$E_{sb}$  = Modulo elastico dello spritz beton impiegato

$E_{cen}$  = Modulo elastico delle centine metalliche

$I_{cen}$  = Modulo di inerzia delle centine metalliche

$A_{cen}$  = Area delle centine metalliche

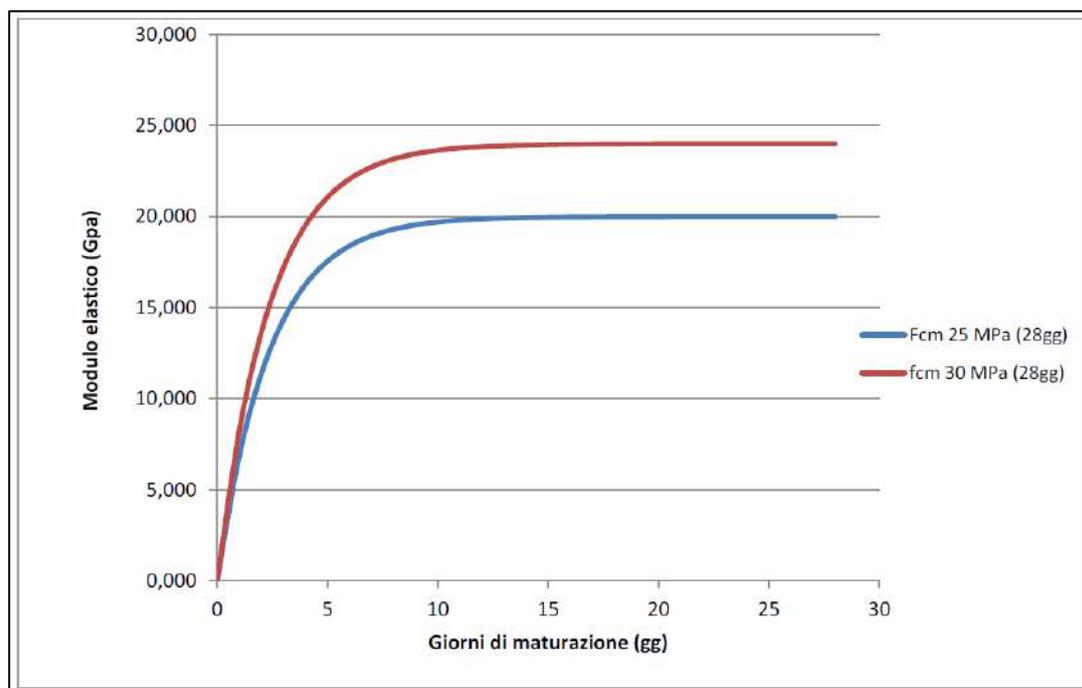
$s$  = Spessore di spritz beton impiegato

$d$  = Passo delle centine metalliche

Per simulare le fasi di maturazione dello spritz-beton si è utilizzata la seguente formulazione (*Ayadan et Al.*) che mostra la variazione del modulo elastico in funzione del tempo trascorso dalla messa in opera.

$$E_{sb,t} = E_{28} \cdot (1 - e^{-0.42t})$$

Dove con  $E_{28}$  si indica il modulo elastico dello spritz-beton dopo 28 giorni di maturazione e con  $t$  il tempo trascorso in giorni. Di seguito si riporta la curva di maturazione ottenuta attraverso tale formulazione:

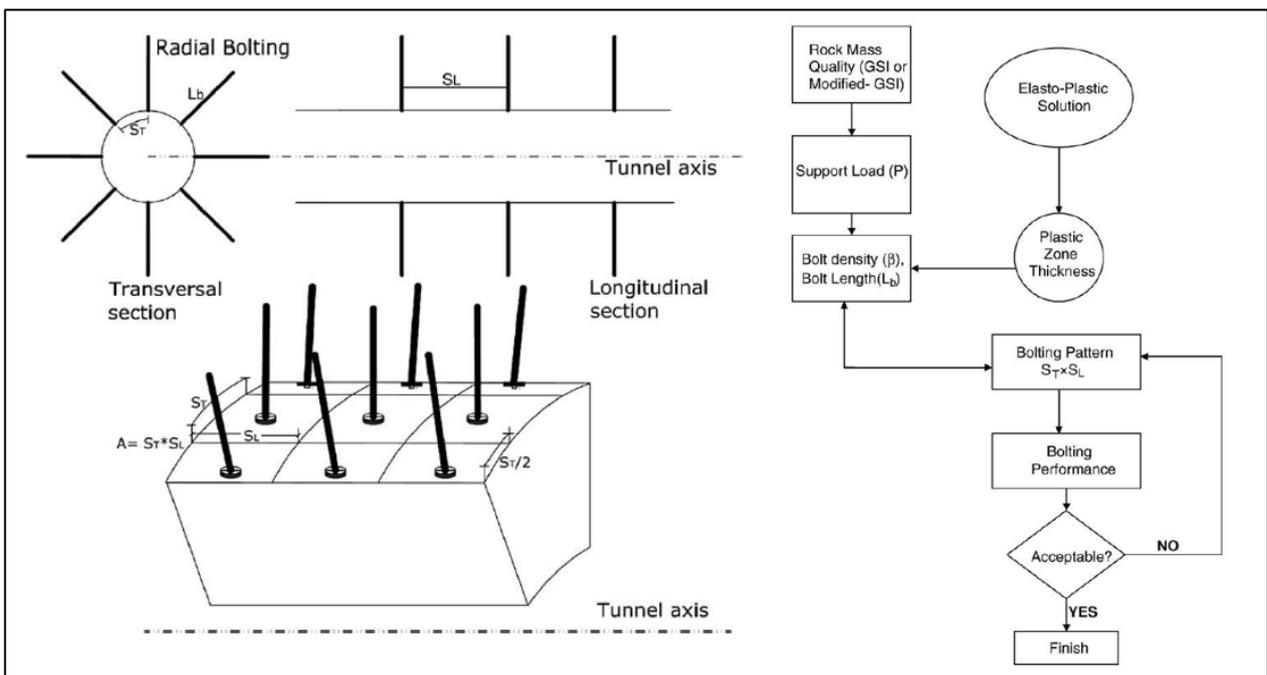


In particolare, si sono utilizzati nei modelli di calcolo il modulo elastico per il calcestruzzo relativo a 1 giorno di maturazione (in cui si raggiunge circa 1/3 della rigidità a 28 giorni). Come si nota dal grafico già a partire da 10 giorni di maturazione il modulo elastico risulta pressoché pari al valore finale, per cui risulta verosimile non variare le caratteristiche del supporto a partire da tale istante temporale.

#### 4.1.5 Chiodature radiali in calotta

Per il predimensionamento delle chiodature radiali si è fatto riferimento al metodo proposto da *Osgui & Unal* [2009]; di seguito è brevemente riportato il seguente quadro sinottico che porta alla determinazione delle due grandezze fondamentali:

1.  $\beta$ ; inteso come la densità delle chiodature (permette di determinare il passo longitudinale  $S_T$  e trasversale  $S_L$  dell’intervento di rinforzo)
2.  $L_B$ ; inteso come la lunghezza del singolo chiodo



#### 4.1.5.1 Determinazione della spaziatura ( $S_T$ e $S_L$ )

Tenendo in considerazione il concetto di *rock-load height* (*Unal 1983, 1992*) la pressione da applicare al cavo per evitare il distacco di blocchi di roccia è funzione di:

$$P \approx f(h_t, \gamma, C_s, S_q)$$

Dove:

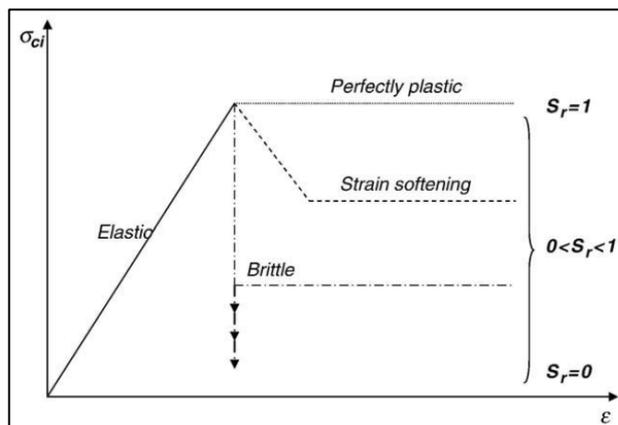
- $h_t$  è l’altezza della zona potenzialmente instabile, in calotta, che potrebbe collassare se non adeguatamente stabilizzata
- $\gamma$  è il peso per unità di volume dell’ammasso roccioso
- $C_s$  è il fattore correttivo che tiene conto del rapporto tra tensioni verticali ed orizzontali
- $S_q$  è un fattore correttivo per rocce spingenti

Secondo le indicazioni di *Unal* si può ricavare la pressione da applicare al cavo per mantenerlo stabile con la seguente correlazione:

$$P = \frac{100 - \left[ \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_\alpha}{100} \text{GSI}} \right]}{100} C_s S_q \gamma D_e$$

Dove:

- $\sigma_{CR} = S_r \cdot \sigma_{Ci}$ ;
  - $\sigma_{Ci}$ =Resistenza a compressione monoassiale del materiale roccioso
  - $S_r$ =Fattore di riduzione della resistenza di post-picco

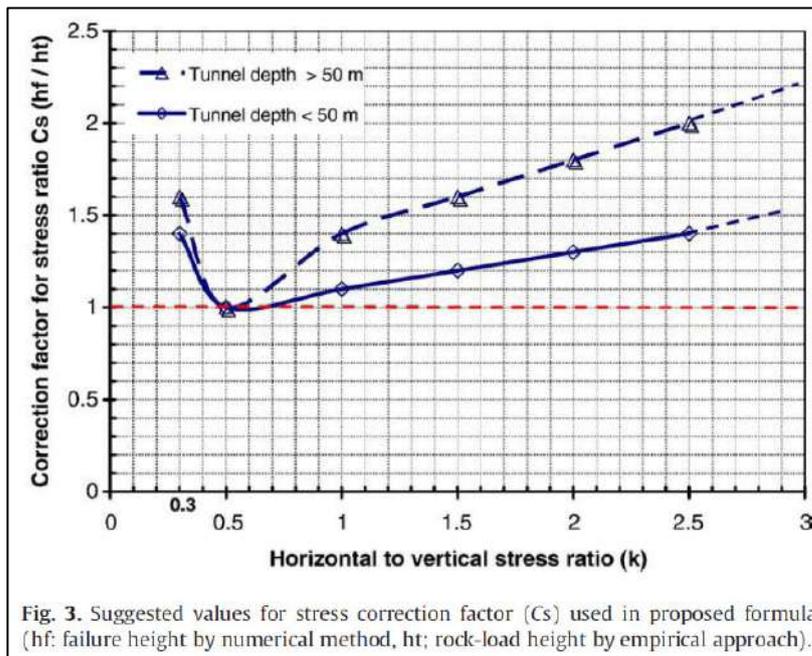


- $D$  = fattore di disturbo dovuto alla modalità di scavo;

Description of rock mass	Suggested value for $D$
Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass.	$D = 0$
Usual blasting that causes local damages.	$D = 0.5$
In mechanical excavation where squeezing problems result in significant floor heave unless a proper invert is placed.	$D = 0.5$
Very poor quality blasting in tunnel results in severe damages, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
Very poor quality blasting along with a intensive squeezing ground condition in tunnel – unexpectedly heavy blasting in caverns leading to significant cracks propagation on roof and walls.	$D = 1$

- GSI = Geological Strength Index;

- $C_s$  è il fattore correttivo che tiene conto del rapporto tra tensioni verticali ed orizzontali desumibile dal seguente grafico:



- $S_q$  è un fattore correttivo per rocce spingenti desumibile dalla seguente tabella

Table 2 Suggested values for squeezing ground condition correction factors ( $S_q$ ) used in empirical approach (adopted and modified from Hoek and Marinos, 2000; Singh et al., 1997).			
Strains % (tunnel closure or convergence / tunnel diameter) * 100	Rock mass strength / in-situ stress ( $\sigma_{cm} / P_0$ )	Comments	Suggested correction factor ( $S_q$ ) for squeezing ground condition
< 1% No squeezing	> 0.5 Mostly (> 1.0)	The strength of the rock mass exceeds the stress level at the face and mostly around the cavity. The ground behaviour is elastic. Instabilities are associated with rock block and rock wedge failures.	1.0
1-2.5% Minor squeezing	0.3-0.5	The magnitude of stress at the face approaches the strength of the rock mass. The behaviour is elastic-plastic. The deformability gradient at the face is low. On the periphery of the cavity the stresses exceed the strength of the rock mass, $SR < 1$ , resulting in the formation of a plastic zone around the excavation.	1.5
2.5-5% Severe squeezing	0.2-0.3	The magnitude of stress at the face exceeds the strength of the rock mass. Although face is in plastic zone, the deformation gradient is low for typical advance rate; therefore, immediate collapse of the face is prevented. The plastic state at the face in conjunction with the development of the plastic zone around the tunnel results in severe overall stability.	0.8
5-10% Very severe squeezing	0.15-0.2	At tunnel face and periphery, the stress-to-strength state results in high deformation gradient and critical conditions for stability.	1.6
> 10% Extreme squeezing	< 0.15	Immediate collapse (very short stand-up-time) of the face during excavation. This behaviour is associated with non-cohesive soils and very poor rock mass rock masses such as these found in sheared zones.	1.8

- $\gamma$  è il peso per unità di volume dell’ammasso roccioso
- $D_e$  diametro esterno equivalente della galleria

Una volta definite le caratteristiche meccaniche delle chiodature il fattore di sicurezza rispetto al meccanismo di collasso può essere definito:

$$FOS = \frac{C_b}{P \cdot S_T \cdot S_L}$$

In cui:

- $C_b$ =Resistenza a trazione del singolo chiodo
- $P$ =carico instabile da equilibrare
- $S_T$  e  $S_T$  spaziatura trasversale e longitudinale

Per ricavare la spaziatura si può far riferimento al fattore  $\beta$  definito da *Indraratna and Kaiser (1990)*:

$$\beta = \frac{\pi d \lambda}{S_T \theta} = \frac{\pi d \lambda r_e}{S_L S_T}$$

In cui:

- $d$  = diametro della chiodatura
- $\lambda$  = coefficiente d’attrito chiodo-malta (solitamente pari a 0.6)
- $r_e$  = raggio equivalente della galleria

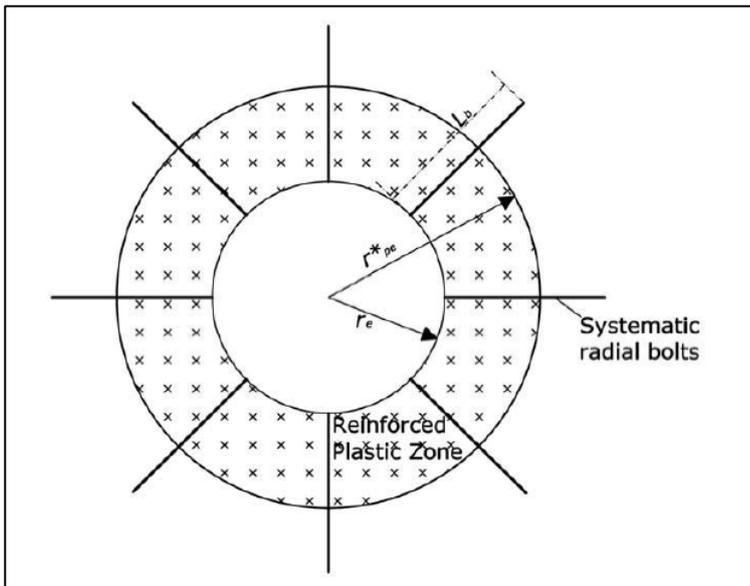
la spaziatura può esser determinata da (nel caso di chiodatura a maglia quadrata):

$$S_s = \sqrt{\frac{\pi d \lambda r_e}{\beta}}$$

#### 4.1.5.2 Determinazione della lunghezza dei chiodi ( $L_b$ )

Sulla base degli studi di *Oreste (2003)* ed *Osgoui (2007)* la lunghezza delle chiodature può esser ricavata invertendo la seguente relazione:

$$r_{pe}^* < (r_e + a \cdot L_b), \text{ where } a = 0.5 - 0.75$$



Dove  $r_{pe}^*$  è il raggio plastico ricavato con le caratteristiche meccaniche dell’ammasso migliorate per effetto della chiodatura in cui:

$$\sigma_1 = C_0^* + k_p^* \sigma_3$$

$$k_p^* = k_p(1 + \beta)$$

$$C_0^* = C_0(1 + \beta)$$

$$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

$$C_0 = 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{2c \cos\phi}{1 - \sin\phi}$$

## 4.2 Analisi numeriche bidimensionali

Le analisi tensio-deformative riportate di seguito sono state condotte per mezzo di codice di calcolo adeguato alla problematica in esame, il quale consente di eseguire analisi di stabilità e di deformazione per applicazioni geotecniche in condizioni di deformazioni piane e condizioni assialsimmetriche.

Il problema in stato di deformazione piana viene studiato costruendo un modello agli elementi finiti, specificando le proprietà dei materiali e le condizioni al contorno.

Il modello in stato piano può essere adoperato nel caso in cui la geometria sia riconducibile ad una sezione trasversale (nel piano  $x, y$ ) che si ripete in modo più o meno uniforme nella direzione ad essa normale. (direzione  $z$ ) per una lunghezza significativa. In tal senso lo scavo della galleria viene simulato la definizione di una legge di rilassamento del nucleo in grado di simulare il progressivo incremento della deformazione della cavità, con conseguente diminuzione della pressione esercitata sui rivestimenti, attraverso un coefficiente  $\Sigma M_{stage}$  che viene progressivamente incrementato da 0 ad 1.

Il rivestimento di prima fase è stato schematizzato con elementi BEAM, mentre il rivestimento definitivo è simulato con elementi di mesh a cui vengono attribuite le proprietà del calcestruzzo. Per entrambi i rivestimenti si è adottato un modello costitutivo elastico-lineare ed isotropo.

L’interazione tra terreno e struttura può essere simulata per mezzo di elementi interfaccia che consentono di modellare un comportamento intermedio tra un contatto perfettamente liscio ed un contatto perfettamente scabro. La scabrezza dell’interazione è modellata mediante un opportuno valore del fattore di riduzione della resistenza all’interfaccia ( $R_{inter}$ ). Questo fattore mette in relazione la resistenza all’interfaccia (attrito e adesione con il muro) con quella del terreno (angolo di resistenza a taglio e coesione).

Il comportamento tensio-deformativo dei terreni può essere modellato per mezzo di vari legami costitutivi:

**Modello Linear elastic (Elastico lineare):** Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell'elasticità isotropa lineare. Il modello richiede due parametri di rigidità elastici, che sono il modulo di Young  $E$ , ed il coefficiente di Poisson  $\nu$ . Il modello elastico lineare è molto limitato nei riguardi della simulazione del comportamento del terreno; è utilizzato principalmente per simulare strutture rigide nel terreno.

**Modello Mohr-Coulomb:** Questo modello viene utilizzato come una prima approssimazione del comportamento del terreno in generale. Il modello richiede cinque parametri, che sono il modulo di Young  $E$ , il coefficiente di Poisson  $\nu$ , la coesione  $c$ , l'angolo di attrito  $\varphi$ , e l'angolo di dilatanza  $\psi$ .

**Modello Jointed Rock model (Roccia fratturata):** È un modello elasto-plastico anisotropo in cui può manifestarsi soltanto plasticizzazione per taglio lungo un limitato numero di direzioni (piani). Questo modello può essere adottato per simulare il comportamento di rocce stratificate o fratturate.

**Modello Hardening Soil (Terreno incrudente):** È un modello elastoplastico incrudente che riproduce in condizioni di primo carico triassiale un legame tensioni deformazioni di tipo iperbolico. L'incrudimento è funzione sia delle deformazioni distorsionali plastiche sia delle deformazioni volumetriche plastiche. Il modello è quindi in grado di simulare, tra l'altro, la riduzione irreversibile di volume di un terreno sottoposto a compressione lungo percorsi di carico proporzionali (e.g. carico isotropo, edometrico) a partire da una condizione di normal-consolidazione. Questo modello di 'secondo livello' può essere utilizzato per simulare il comportamento sia di sabbie e di ghiaie sia di terreni più compressibili come argille e limi.

**Modello Soft Soil (Terreno compressibile):** È un modello tipo Cam-clay che può essere utilizzato per simulare il comportamento di terreni compressibili quali argille normalmente consolidate e torba. Il modello è particolarmente adatto ad analizzare

situazioni nelle quali il terreno è sollecitato lungo percorsi tensionali che lo mantengono in condizioni di normal-consolidazione.

**Modello Soft Soil Creep (Creep per terreno compressibile):** È un modello di 'secondo livello' formulato nell'ambito della viscoplasticità. Il modello può essere utilizzato per simulare il comportamento nel tempo di terreni molto compressibili come argille normalconsolidate e torba. Il modello riproduce in condizioni di primo carico edometrico il legame lineare tra deformazioni volumetriche e logaritmo della tensione principale massima.

I parametri del modello sono intesi a rappresentare la risposta del terreno in termini di tensioni efficaci, e cioè la relazione tra le tensioni e le deformazioni associate allo scheletro solido del terreno. Per consentire di tenere conto, nella risposta del terreno, dell'interazione acqua-scheletro solido, è possibile scegliere tra tre tipi di comportamento:

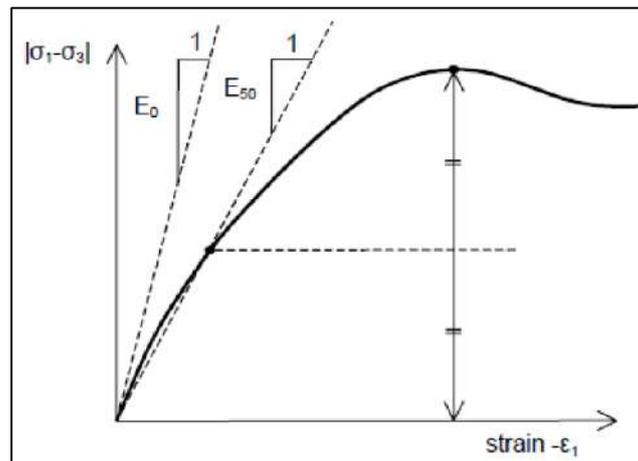
**Drained behaviour (Comportamento drenato):** non vengono generate sovrappressioni neutre. Questo è il caso di terreni asciutti ed anche il caso in cui sia possibile un rapido drenaggio per l'elevata permeabilità dei terreni (sabbie) e/o per la bassa velocità di applicazione dei carichi. Questa scelta può anche essere utilizzata per simulare il comportamento del terreno a lungo termine senza la necessità di modellare l'esatta storia delle sollecitazioni in condizioni non drenate e della consolidazione.

**Undrained behaviour (Comportamento non drenato):** viene utilizzato per simulare la generazione di sovrappressioni neutre in condizioni di flusso idraulico impedito.

**Non-porous behaviour (Comportamento non poroso):** non sono considerate né pressioni neutre iniziali né sovrappressioni neutre. Applicazioni possibili di questo caso sono la modellazione del comportamento del calcestruzzo o di elementi strutturali in genere. Il comportamento non poroso viene spesso utilizzato in combinazione con il modello Linear elastic (Elastico-lineare). L'introduzione di un peso dell'unità di volume saturo e della permeabilità non è rilevante per materiali non porosi. Il tipo di materiale non poroso può essere applicato anche alle interfacce.

---

Il modulo di Young è utilizzato come modulo di rigidità fondamentale dei modelli Elastic e Mohr- Coulomb, ma è possibile anche adottare alcuni moduli di rigidità alternativi. Nella meccanica dei terreni, la pendenza iniziale della curva tensione-deformazione è indicata con  $E_0$  (modulo tangente iniziale) ed il modulo secante al 50% della resistenza è denotato con  $E_{50}$ . Per argille fortemente sovraconsolidate e per alcune rocce con un ampio intervallo di carico elastico-lineare, è realistico utilizzare  $E_0$ , invece per sabbie ed argille pressoché normalconsolidate, soggette a carico, è più appropriato utilizzare  $E_{50}$ .



Per i terreni, sia il modulo tangente iniziale che il modulo secante tendono ad aumentare con la tensione media efficace. Quindi, gli strati profondi di terreno tendono ad avere una rigidità maggiore degli strati superficiali. Inoltre, la rigidità osservata dipende dal percorso di sollecitazione seguito. La rigidità è molto più alta per la fase di scarico e di ricarico piuttosto che per la fase di primo carico. Inoltre, la rigidità del terreno osservata in termini di modulo di Young è generalmente più bassa per compressione in condizioni drenate piuttosto che per taglio. Quindi, se si utilizzasse un modulo di rigidità costante per rappresentare il comportamento del terreno sarebbe opportuno scegliere un valore che sia coerente con il livello tensionale e con il percorso di sollecitazione atteso. La dipendenza del comportamento dei terreni dal livello tensionale è portata in conto dal software. Per il modello Mohr-Coulomb, è possibile prevedere una rigidità che aumenta con la profondità.

Le tensioni iniziali in un ammasso di terreno sono determinate dal peso del materiale e dalla storia della sua formazione. Questo stato tensionale è di solito caratterizzato da una tensione verticale efficace iniziale  $\sigma'_{v,0}$ . La tensione efficace orizzontale iniziale  $\sigma'_{h,0}$  è legata alla tensione efficace verticale iniziale attraverso il coefficiente di spinta a riposo,  $K_0$  ( $\sigma'_{h,0} = K_0 \sigma'_{v,0}$ ). Le tensioni iniziali possono essere generate specificando  $K_0$  oppure utilizzando la procedura Gravity loading (Generazione delle tensioni iniziali per incremento della gravità).

Per il tipo di calcolo da adottare in una fase viene fatta una distinzione fra tre tipi fondamentali:

**Plastic calculation (Calcolo plastico):** utilizzato per eseguire un'analisi di deformazione elasto-plastica in cui non sia necessario prendere in considerazione la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo. La matrice di rigidezza in un calcolo plastico normale è riferita alla geometria indeformata originaria. Questo tipo di calcolo è appropriato nella maggior parte delle applicazioni pratiche di tipo geotecnico.

**Consolidation analysis (Analisi di consolidazione):** Quando è necessario analizzare l'evoluzione o la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo in terreni saturi di tipo argilloso, si deve effettuare un'analisi di consolidazione. Il software consente di effettuare analisi di consolidazione elasto-plastiche. In generale, un'analisi di consolidazione senza ulteriori sollecitazioni viene eseguita dopo un calcolo plastico non drenato.

**Phi-c reduction (Analisi di stabilità per riduzione dei parametri di resistenza):** Un'analisi di stabilità può essere eseguita riducendo i parametri di resistenza del terreno; tale processo è denominato Phi-c reduction.

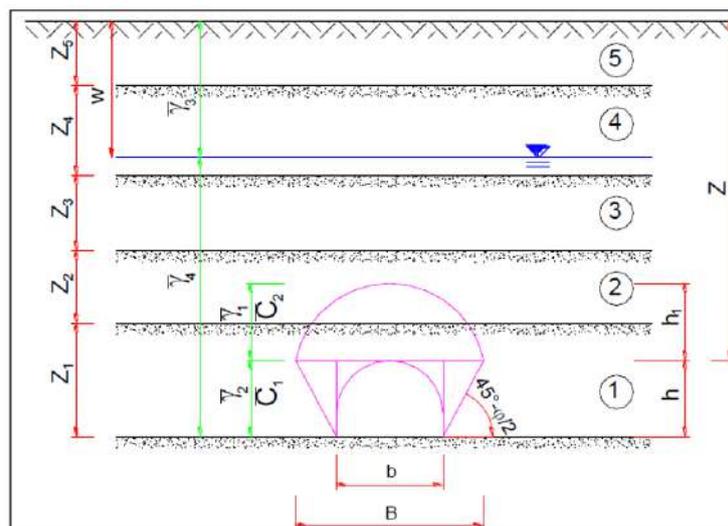
### 4.3 Analisi stabilità del fronte in gallerie superficiali

Metodo di Tamez & Cornejo (1985)

La valutazione della stabilità del fronte di scavo può essere condotta mediante l’impiego di metodi analitici semplificati all’equilibrio limite. In particolare, si fa riferimento alle teorie di Tamez e Cornejo che ipotizzano che esistano dei prismi di terreno in distacco secondo sezioni longitudinali, giungendo a definire un coefficiente di sicurezza FSF nei confronti della stabilità del fronte di scavo. Tali metodi consentono inoltre di tenere in conto degli interventi di preconsolidamento assumendo per il terreno trattato caratteristiche meccaniche incrementate rispetto a quelle del terreno naturale.

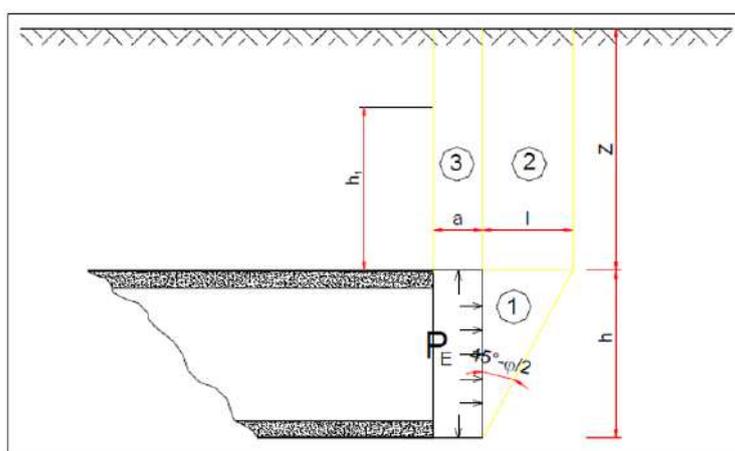
Si riporta nel seguito una breve sintesi di riepilogo del metodo adottato.

Il metodo dell’equilibrio limite proposto da Tamez tiene conto della riduzione dello stato di confinamento triassiale del nucleo di terreno oltre il fronte per mezzo di un meccanismo di rottura del tipo effetto volta, con il quale il volume di terreno gravante sulla corona della galleria è definito da un paraboloide, approssimato mediante tre solidi prismatici, come illustrato nelle figure seguenti.



Schema proposto da Tamez.

In questo modo si determinano le massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti). Il rapporto tra i momenti delle forze resistenti e delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza, denominato FSF (face security factor).



Schema proposto da Tamez.

Anche per le analisi con il metodo dell’equilibrio limite è possibile tener conto di eventuali interventi di preconsolidamento del fronte mediante attraverso un incremento di coesione seguendo un approccio del tutto analogo a quanto illustrato per le linee caratteristiche.

Metodo di Broms e Bennermark (1967)

Un secondo metodo per valutare la stabilità del fronte è basato sulla definizione del rapporto di stabilità definito da Broms e Bennermark (1967) nella seguente maniera:

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma z - \sigma_T}{c_u}$$

dove:

$\gamma$  = peso dell’unità di volume del terreno

$z$  = profondità dell’asse della galleria

$\sigma_s$  = sovraccarico eventualmente presente in superficie

$\sigma_T$  = eventuale pressione di sostegno applicata al fronte

$c_u$  = resistenza al taglio, in condizioni non drenate, alla profondità della galleria

Sulla base di prove di estrusione eseguite in laboratorio e d’osservazioni in sito, Broms e Bennermark (1967) hanno concluso che il valore del rapporto di stabilità critico  $N_c$  perché si manifesti il collasso è pari a circa 6. A conclusioni simili giunse Peck (1969).

Il rapporto di stabilità definito da Broms e Bennermark può ovviamente essere visto come un coefficiente di sicurezza, ma tenendo tuttavia in conto che un valore del rapporto di stabilità più elevato corrisponde ad un coefficiente di sicurezza più basso e pertanto il margine di sicurezza non è facilmente definibile.

La seguente tabella fornisce una indicazione della relazione fra il numero di stabilità e le deformazioni attese (P.B. Attewell in Geddes, 1978).

<b>N</b>	<b>Deformazioni</b>
< 1	Trascurabili
1 – 2	Elastiche
2 – 4	Elasto-plastiche
4-6	Plastiche
> 6	Collasso

Metodo del tasso di deconfinamento critico  $\lambda_E$  (Panet, 1990)

Il metodo convergenza-confinamento proposto da Panet permette di analizzare l'interazione fra l'ammasso roccioso ed il sostegno in funzione dell'avanzamento del fronte di scavo. La sua applicazione agli ammassi rocciosi a debole resistenza suppone la definizione di un mezzo continuo equivalente al quale attribuire un comportamento elastoplastico rammollente. In questi ammassi, lo scavo di una galleria situata a profondità tali da sviluppare la resistenza massima (gallerie profonde  $H > 2D$ ), provoca elevate convergenze legate alla formazione di una zona decompressa attorno al cavo.

Sotto queste ipotesi, il criterio di Panet consente di verificare le condizioni di stabilità del cavo in funzione del valore critico del tasso di deconfinamento ( $\lambda_e$ ) del materiale (valore cui si manifestano le prime plasticizzazioni). Tale indice, in relazione al criterio di rottura di Mohr-Coulomb, è funzione del coefficiente di spinta passiva  $K_p$  e del fattore di stabilità  $N$  secondo l'equazione:

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left[ K_p - 1 + \frac{2}{N} \right]$$

dove  $N = \frac{2\sigma_z}{\sigma_c}$

Nel caso di una galleria priva di rivestimento, se  $N < 1$ , non si raggiunge mai la resistenza massima dell'ammasso roccioso. Raggiunto il limite di rottura ( $N > 1$ ) l'autore suggerisce i seguenti valori limite del tasso di deconfinamento, ai quali corrispondono determinate condizioni di stabilità del fronte:

- se  $0.6 < \lambda_e < 1$  il fronte di scavo è stabile; le pressioni raggiungono il valore massimo di resistenza dell'ammasso a tergo del fronte;
- se  $0.3 < \lambda_e < 0.6$  il fronte di scavo è stabile a breve termine; al fronte di scavo le pressioni raggiungono il valore di resistenza massima prima in vicinanza del bordo poi verso il nucleo;
- se  $\lambda_e < 0.3$  il fronte di scavo instabile; il fronte di scavo è in condizioni di instabilità per cui necessità di interventi preventivi di consolidamento.

## **4.4 Dai risultati delle analisi alle tipologie di intervento in fase costruttiva**

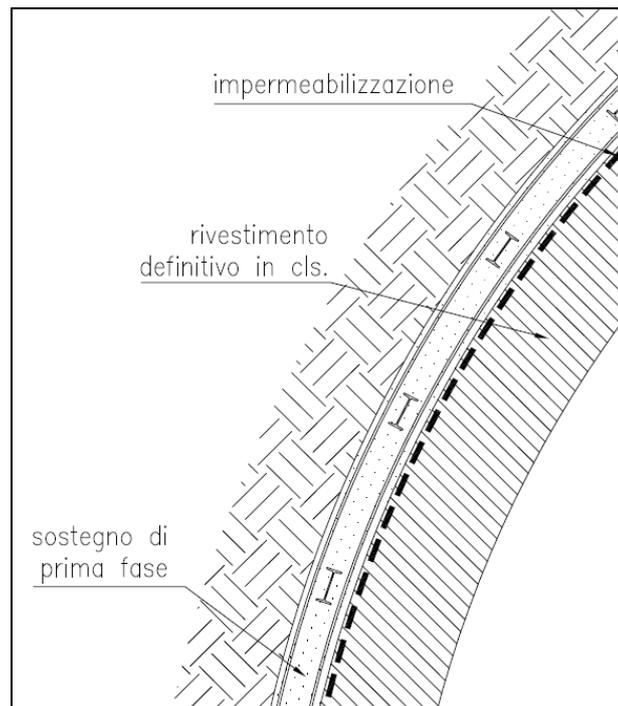
Nei capitoli precedenti sono stati definiti tre tipi di comportamento d'ammasso allo scavo che prevedono l'impiego di opportuni interventi scelti in base alle caratteristiche geotecniche/geomeccaniche dei terreni interessati dagli scavi, determinando così la scelta delle sezioni tipo più adatte.

### ***CASO A) fronte stabile – Sezione Light:***

I fenomeni deformativi avvengono in campo elastico; il materiale ha comportamento di tipo lapideo per cui si possono ipotizzare locali fenomeni di instabilità al contorno riconducibili per lo più al distacco gravitativo di blocchi o volumi rocciosi, individuati dall'intreccio di superfici di discontinuità preesistenti nell'ammasso oppure create dai fenomeni di distensione prodotti dalle modalità di scavo. Il probabile comportamento allo scavo tipo A, "a fronte stabile", consente di prevedere, quali interventi di prima fase, interventi di solo contenimento del cavo, quale la realizzazione di uno strato di spritz-beton a seguito della messa in opera di bulloni radiali o centine, in funzione del grado di discontinuità dell'ammasso. I carichi gravanti sulla struttura in questi contesti geomeccanici sono prevalentemente di tipo gravitativo, funzione della frequenza dei giunti e delle fratture ed in particolare modo della resistenza al taglio delle superfici di discontinuità. Il rilascio di tali solidi di carico, in categorie di comportamento tipo A, non avviene generalmente all'apertura del cavo, bensì in un secondo tempo quale conseguenza del richiamo di umidità al contorno dello scavo, della circolazione d'acqua nelle fratture, dall'alterazione della roccia a contatto con gli agenti atmosferici, nonché dalle sollecitazioni dinamiche conseguenti alle vibrazioni prodotte durante le operazioni di scavo con esplosivo.

Per contesti di questo genere è stato scelto di utilizzare una sezione denominata tipo *Light*. Tale soluzione prevede interventi di precontenimento del fronte e presostegno al contorno, il rivestimento provvisorio è realizzato con centine in acciaio ad interasse

longitudinale costante connesse da catene longitudinali o con profilati in acciaio e spritz beton armato con rete elettrosaldata con spessore variabile 20/30cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato.

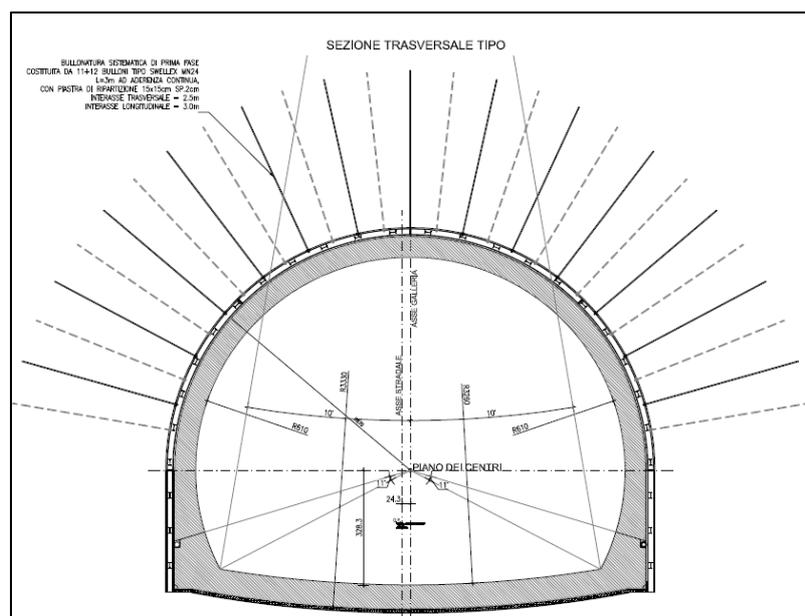


**Figura 4.2 – Dettaglio relativo alla configurazione di sezione “light”**

**CASO B) fronte stabile a breve termine – Sezione Medium:**

Si possono ipotizzare fenomeni di instabilità più o meno diffusi al contorno del cavo, dovuti alla plasticizzazione dell'ammasso roccioso e conseguenti fenomeni deformativi (convergenze radiali) di ordine centimetrico.

Tali deformazioni, se non regimate mediante opportuni e tempestivi interventi di preconsolidamento e/o di consolidamento, possono innescare decompressioni progressivamente crescenti all'interno dell'ammasso roccioso, sviluppando di conseguenza carichi maggiori sia nel breve termine che nel lungo termine. La sezione tipo *Medium* è una sezione cilindrica che non prevede interventi di precontenimento del fronte, ma prevede dei consolidamenti in calotta per mezzo di bulloni tipo Swellex MN24 o equivalenti di lunghezza variabile, con piastra di ripartizione 0.15m x 0.15m e spessore 0.02m, posti a quinconce. Il rivestimento provvisorio è realizzato con centine in acciaio ad interasse longitudinale costante connesse da catene longitudinali o profilati in acciaio e spritz beton armato con rete elettrosaldata con spessore variabile 20/30cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato.



**Figura 4.3 – Dettaglio relativo alla configurazione di sezione “Medium”**

**CASO C) fronte instabile – Sezione Hard e Hard 2 a/b:**

I fenomeni deformativi, in assenza di interventi, sono di entità maggiore rispetto al caso precedente, fino ad arrivare alla rottura e al collasso del cavo, legato all'instabilità del fronte di scavo. Perché si possa realizzare l'avanzamento in galleria, senza innescare fenomeni deformativi incontrollabili, è indispensabile operare "preconsolidamenti" lanciati oltre il fronte di scavo, che garantiscano sia la tenuta del fronte stesso che quella della fascia di terreno perimetrale al cavo.

Questi preconsolidamenti possono essere di diversa natura, in funzione delle differenti caratteristiche geologiche delle formazioni attraversate lungo il tracciato:

- jet-grouting sub-orizzontale;
- anello consolidato da iniezioni cementizie;
- chiodi in vetroresina al fronte;
- drenaggi.

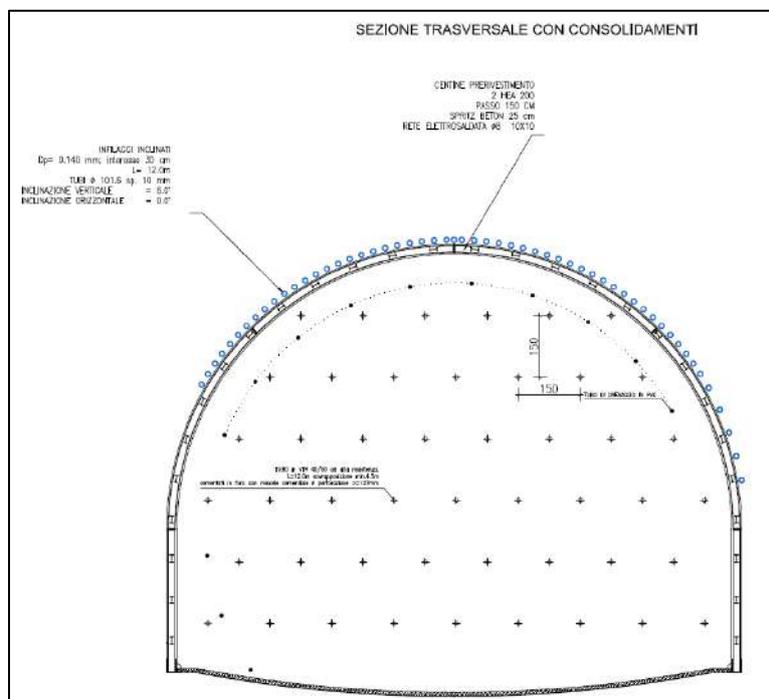
Sono inoltre necessari interventi di consolidamento al contorno del cavo in modo da fornire il necessario contenimento nel breve termine. Questi interventi possono essere il rivestimento di prima fase con spritz-beton e centine metalliche.

In previsione di un comportamento tipo C, al fine di effettuare un controllo dello stato deformativo al fronte, appare consigliabile l'esecuzione di un preconsolidamento sistematico del fronte mediante elementi strutturali o tubi in vetroresina ad aderenza migliorata, tali da irrigidire il nucleo di scavo e ridurre i valori di estrusione del fronte e conseguentemente di preconvergenza del cavo. Tale operazione consentirebbe di mantenere le proprietà del materiale prossime alle condizioni di picco, o al limite di ridurre il decadimento. Le deformazioni al fronte si traducono infatti in decompressione al contorno del cavo con decremento della resistenza d'ammasso e incremento delle spinte sui prerivestimenti.

Andrà inoltre prevista la realizzazione dei prerivestimenti a seguito di ogni singolo sfondo di avanzamento, mediante posa in opera di centine metalliche ed un congruo strato di spritz-beton. Sempre per la categoria di comportamento C occorre inoltre

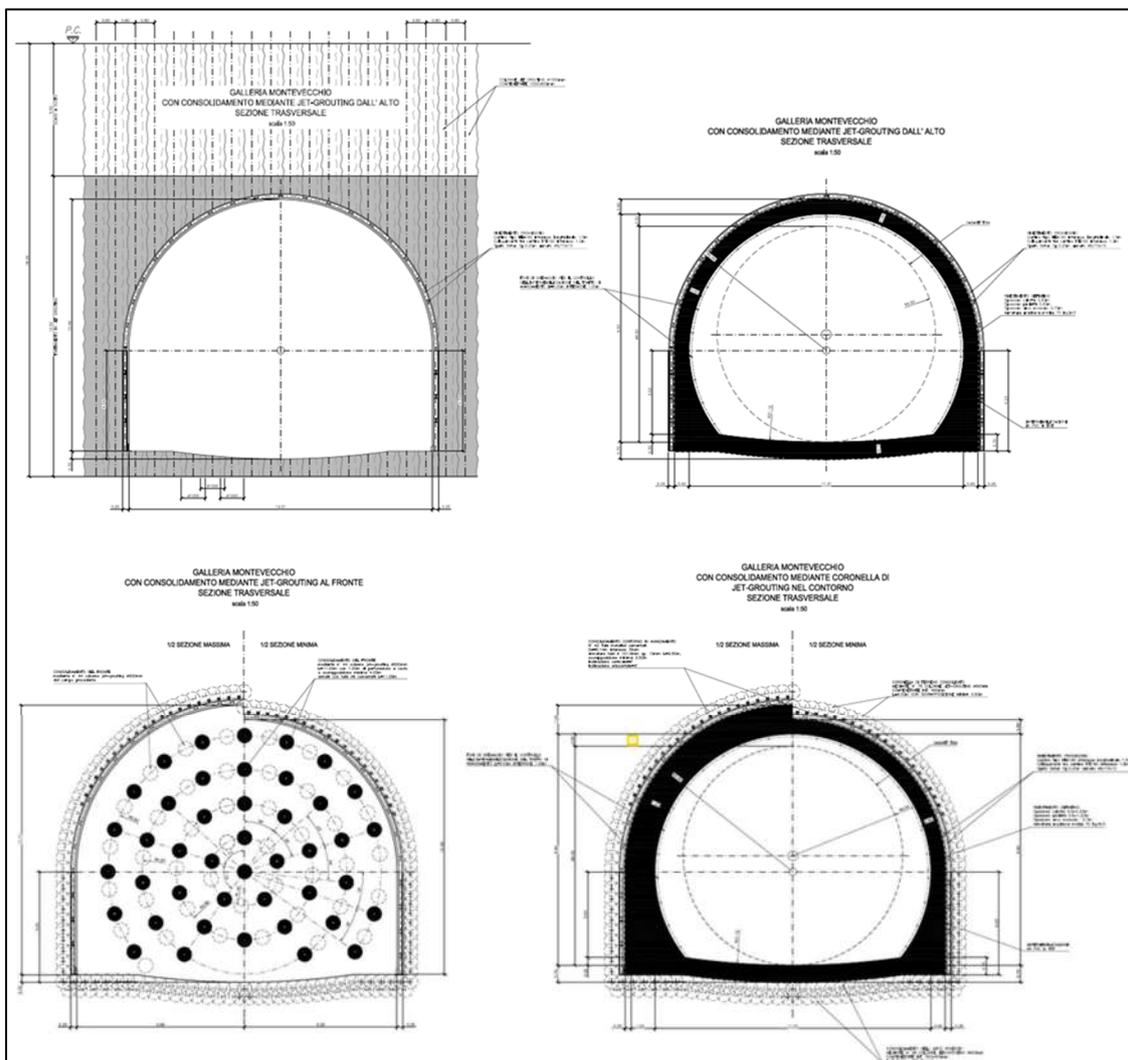
prevedere la possibilità di stabilizzare, a breve distanza dal fronte, il piede della centina, mediante il getto di arco rovescio e murette a distanze anche inferiori ai 2 diametri dal fronte di scavo.

La sezione tipo *Hard* è una sezione tronco-conica che prevede interventi di precontenimento del fronte mediante infilaggi (con tubolari in acciaio sub orizzontali) con campi di avanzamento variabili; non prevede dei consolidamenti in calotta ma prevede l’introduzione di chiodi in VTR40/60 o equivalenti con miscele cementizie e perforazione  $\Phi > 127\text{mm}$ , disposti a quinconce ad interasse  $1.5\text{m} \times 1.5\text{m}$ . Il rivestimento provvisorio è realizzato profilati metallici ad interasse longitudinale costante connesse da catene longitudinali o profili in acciaio e spritz beton armato con rete elettrosaldata con spessore  $20/30\text{cm}$ . Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato. Qualora fosse necessario saranno inseriti dei tubi di drenaggio al fronte per allontanare eventuali venute d’acqua dal fronte scavo.



**Figura 4.4 – Dettaglio relativo alla configurazione dei rivestimenti/consolidamenti provvisori per la sezione “Hard”**

La sezione tipo *Hard 2 a/b* si applica nel caso in cui si ha la necessità di migliorare in maniera sostanziale le caratteristiche idro-meccaniche i terreni attraversati dallo scavo previo un pretrattamento colonnare in jet-grouting. Il trattamento può essere eseguito sia dal piano piano campagna che in avanzamento dal fronte dello scavo e consente da una parte di evitare fenomeni di collasso e dall’altra di limitare eventuali venute d’acqua all’interno dello scavo.

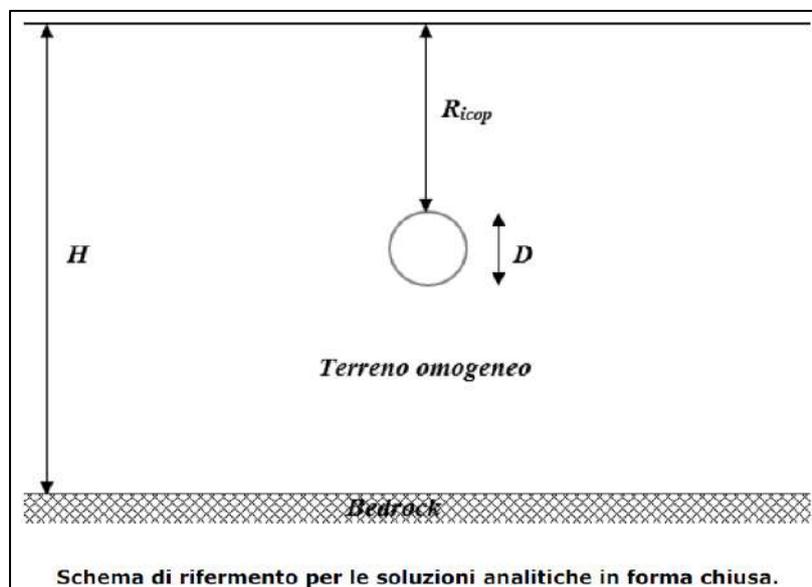


**Figura 4.5 – Dettaglio relativo alla configurazione dei  
 rivestimenti/consolidamenti provvisori per la sezione “Hard 2a(Sopra)  
 Hard2b(Sotto)”**

## 4.5 Analisi sismica in direzione trasversale

Nel caso in cui la galleria ricada all’interno di un mezzo sufficientemente rigido ( $V_s > 3000 \text{ m/s}$  individuato come valore limite per la localizzazione di un bedrock sismico, [Nath K., 2000]) ci si riconduce ad un’analisi pseudo-statica in cui su tutto il modello FEM viene applicata una forza proporzionale all’accelerazione su suolo rigido ( $kh$ ).

Nel caso in cui si ricade in un mezzo deformabile per il calcolo delle azioni sismiche viene sviluppata un’analisi pseudostatica disaccoppiata in cui gli incrementi di sollecitazione indotti nel rivestimento da un sisma sono ottenuti trascurando l’interazione cinematica terreno-struttura. Al contorno della galleria è applicato un campo di spostamenti, ottenuto da un’analisi monodimensionale di risposta sismica locale, in cui sono trascurati gli effetti dovuti alla forma e alla rigidità della galleria sul comportamento sismico del terreno.



Inoltre, anche gli effetti delle onde di compressione vengono trascurati, mentre vengono considerate esclusivamente le onde S, che si propagano nei piani verticali inducendo deformazioni tangenziali  $\gamma$ .

L'accelerazione massima alla base del banco ( $a_{max,b}$ ) e fissata al valore sitospecifico per la roccia affiorante (a favore di sicurezza),  $a_g$ , mentre l'accelerazione in superficie (*free-field*,  $a_{max,s}$ ) puo essere valutata seguendo le indicazioni normative come:

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

in cui S e il fattore di amplificazione sitospecifico.

L'andamento delle accelerazioni nel banco e calcolato secondo i due metodi PS1 e PS2 proposti da [E. Bilotta, G. Lanzano e G. Russo, *Analisi pseudostatica e dinamica di gallerie in aree sismiche*]:

$$a_{max}(z) = a_{g0} + \sin\left(\frac{2\pi(H_{tot}-z)}{H_{tot}}\right) (a_{max} - a_{g0}) \quad \text{PS1}$$

$$a_{max}(z) = a_{g0} + \frac{H_{tot}-z}{H_{tot}} (a_{max} - a_{g0}) \quad \text{PS2}$$

Che rappresentano, rispettivamente, un andamento sinusoidale e lineare dell'accelerazione lungo l'altezza del banco  $H_{tot}$ .

La massima tensione tangenziale e calcolata integrando il profilo delle accelerazioni massime:

$$\tau_{max}(z) = \int_0^z \rho \cdot a_{max}(z) dz$$

in cui  $\rho$  è la densità del terreno.

La deformazione tangenziale massima del terreno alla profondità z e calcolata dividendo la tensione massima,  $\tau_{max}(z)$ , per la rigidezza a taglio,  $G(z)$ , alla stessa profondità:

$$\gamma_{max}(z) = \frac{\tau_{max}(z)}{G(z)}$$

nelle analisi lineari il modulo di taglio  $G(z)$  è ricavato per iterazione secondo la curva di decadimento utilizzata per descrivere il comportamento non lineare del banco di terreno.

---

$G_0$  e determinato nota la velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) attraverso la relazione:

$$G_0 = V_s^2 \cdot \rho$$

Si assume, quindi, che le sollecitazioni sul rivestimento possano essere calcolate usando la distorsione massima mediata alla profondità della galleria ( $\gamma_m$ ):

$$\gamma_m = \frac{1}{(R + D) - R} \int_R^{R+D} \gamma_{max}(z) dz$$

e ignorando l'interazione cinematica tra il rivestimento e il mezzo.

Successivamente, le deformazioni sono usate per calcolare gli incrementi sismici delle sollecitazioni sul rivestimento della galleria applicandole al modello FEM di calcolo o tramite soluzioni elastiche in forma chiusa.

Per valutare le sollecitazioni secondo la seconda modalità sono usate le espressioni analitiche di Penzien & Wu, che si riferiscono a una galleria di diametro  $d$ , con un rivestimento definito da un momento d'inerzia pari a  $I_t$  e dai parametri elastici  $E_t$  e  $\nu_t$ . La galleria è immersa in un semispazio omogeneo e isotropo, con parametri elastici lineari  $E$  e  $\nu$ . In ipotesi di perfetta aderenza e con  $\gamma_m$  distorsione massima mediata alla profondità della galleria:

$$\Delta N(\theta) = \frac{24E_t I_t \Delta(\theta)}{d^3(1 - \nu_t^2)}$$

$$\Delta T(\theta) = \frac{24E_t I_t \Delta(\theta)}{d^3(1 - \nu_t^2)} \tan\left(2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)\right)$$

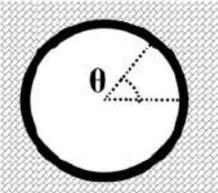
$$\Delta M(\theta) = \frac{6E_t I_t \Delta(\theta)}{d^2(1 - \nu_t^2)}$$

Con:

$$\Delta(\theta) = \frac{2d\gamma_m(1 - \nu_t)}{1 + \alpha_{st}} \cos\left(2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)\right)$$

$$\alpha_{st} = \frac{48E_t I_t(1 + \nu)(3 - 4\nu)}{d^3 E(1 - \nu_t)}$$

Le sollecitazioni in condizioni sismiche sono ottenute sommando quelle in condizioni statiche con gli incrementi sismici:

$N_t(\theta) = N(\theta) + \Delta N(\theta)$	
$M_t(\theta) = M(\theta) + \Delta M(\theta)$	
$T_t(\theta) = T(\theta) + \Delta T(\theta)$	

## 5 FINESTRA DI COTILIA

L’opera in oggetto pone l’obiettivo di intercettare la galleria *Ponzano* scavata con metodo tradizionale. Tale galleria si estende per una lunghezza totale di circa 25m, con coperture massime di circa 30/31m.

### 5.1 Inquadramento geologico e geotecnico

#### 5.1.1 *Inquadramento geologico*

Il contesto geologico è caratterizzato dalla Scaglia Rossa delle valli del Salto e del Turano la componente detritica intercalata ai livelli pelagici diventa dominante, al punto che si rende necessaria una distinzione tra le unità ivi affioranti e la tipica Scaglia Rossa. L’unità si presenta con strati calcarenitici e calciruditici pluridecimetrici di colore bianco-grigiastro o avana, con subordinate bancate di spessore metrico, contenenti essenzialmente un biodetrito indeterminabile, bioclasti di organismi di piattaforma carbonatica e litoclasti.

La porzione cretacea dell’unità contiene essenzialmente bioclasti di rudiste, echinodermi, microforaminiferi e macroforaminiferi bentonici tipo *Orbitoides* sp.

Nella porzione paleogenica dell’unità il contenuto fossilifero dei livelli grossolani è costituito da echinodermi, macroforaminiferi, briozoi, bivalvi e litoclasti di piattaforma carbonatica. La selce è meno frequente rispetto alla Scaglia Rossa tipica, e di colore bianco o grigio; nella porzione superiore dell’unità sono presenti frequenti intercalazioni marnose o argillose di colore grigio-verdastro.

La scarsità dei livelli pelagici riduce di molto la risoluzione biostratigrafica, per questo motivo in questa formazione è stato incluso anche il corrispettivo detritico della Scaglia Variegata. I rari livelli pelagici presentano un contenuto fossilifero del tutto paragonabile a quello della Scaglia Rossa e della Scaglia Variegata.

L’unità affiora nella Valle del Turano, nel settore nordorientale dell’area investigata.



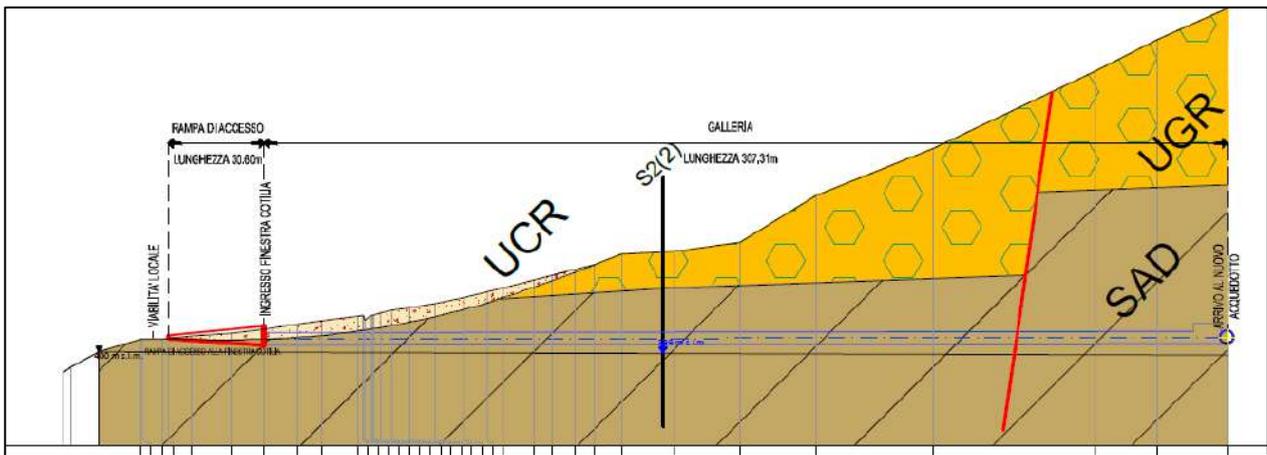
**Figura 5.1 - Aspetto massivo della Scaglia Rossa Detritica affiorante nella valle del Turano.**



**Figura 5.2 - Brecciola a macroforaminiferi (essenzialmente nummuliti) nella Scaglia Rossa**

**5.1.2 Inquadramento geotecnico**

L’opera in oggetto risulta completamente scavata all’interno dell’unità geotecnica denominata SAD. Nella zona di imbocco si incontra l’unità geotecnica denominata DET (detrito di versante). Sulla scorta delle indagini svolte, è stato possibile ricostruire il modello geotecnico di riferimento dell’area. Di seguito cui si richiamano brevemente le principali caratteristiche meccaniche di interesse (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica):



**Figura 5.3 – Sezione geotecnica**

UNITÀ MESOZOICHE		Quadro di sintesi del rilevamento geomeccanico effettuato. I valori sono la media dei singoli valori ottenuti dalle stazioni geomeccaniche								
Unità litotecnica	Descrizione	n° stazioni	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	RMR	GSI	$c'$ (MPa)	$\phi'$ (°)	$E_m$ (MPa)
SCZ	Calcarei marnosi e marne calcaree di colore grigio e marrone	6	26.0	82.90	4.61	III (51.16)	45	3.67	27	9421
MAI (+POD)	Calcarei micritici ben stratificati	7	26.0	74.92	4.16	III (51.83)	49	3.59	28	10361
SBI	Calcarei e calcari marnosi di colore bianco	7	25.8	85.10	4.73	III (51.42)	51	3.91	28	9836
SAA	Calcarei micritici, calcari marnosi e marne di colore rosa, arancione e nocciola	3	25.9	75.21	4.18	III (53.33)	48	3.14	27	6015
VAS	Calcarei marnosi, marne e marne argillose dal rosa, al rosso al grigio	2	26.3	105.46 *	5.86 *	III (51.00)	28	3.07	27	1348
FUC	Calcarei, calcari marnosi, marne e marne argillose policrome	1	25.7	101.40 *	5.63 *	III (48.00)	25	2.78	20	1050

DEPOSITI E COPERTURE QUATERNARIE		Valori medi da prove SPT				Valori medi da prove pressiometriche			Modulo $E_y$ statico da geosismica	Range valori da prove di laboratorio							
Unità litotecnica	Descrizione	n° prove	$C_u$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_s$ (MPa)	n° prove	$E_p$ (MPa)	$\phi'_{-100}$ (°)	$E_p$ (MPa)	n° prove	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	prova di taglio diretto		prova edometrica			ELL
												$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_{100-20}$ (MPa)	$E_{100-50}$ (MPa)	$E_{100-100}$ (MPa)	$C_u$ (kPa)
ALL (Piana San Vittorino)	Limo sabbioso debolmente argilloso (facies coesiva)	9	51	-	4	-	-	-	-	9	18 - 20	9 - 40	22 - 28	3.6	4.8	7.5	-
	Sabbie a grana medio-fine con ghiaie eterodimensionali (facies granulata)	32	-	31	11	-	-	-	-	7	18 - 21	7 - 11	27 - 38	4.3	6.1	10.4	-
ALL (Valle del Salto)	Ghiaie in matrice sabbioso-argillosa	12	-	31	13	-	-	-	-	12	17 - 21	7 - 9	26 - 36	4.4	4.7	6.5	-
ALL (Valle del Turano)	Sabbie fini limose con clasti arenacei	6	-	33	10	-	-	-	-	8	18 - 21	10 - 12	26 - 28	5.5	4.3	7.0	-
ALL (Fosso di Ariana)	Alternanze ghiaiose in matrice limoso-sabbiosa con livelli sabbioso-limosi	17	-	31	12	-	-	-	-	5	17-19	9 - 39	24 - 30	5.2	4.7	4.6	-
FLG	Argille limosa con intercalazioni sabbiose fini	13	-	33	25	-	-	-	-	4	17 - 19	35 - 65	18 - 19	6.0	6.7	7.1	150 - 300
UGR	Conglomerati fortemente eterometrici, da cementati a molto cementati	/	/	/	/	8	108	42	207	7	18 - 19						
UMS	Conglomerati clastosostenuti, con clasti arenacei, silicei e calcarei	/	/	/	/	1	113	41	102	1	20						
UFC	Conglomerati da moderatamente a scarsamente cementati	12	-	33	25	7	102	41	127	8	17.5 - 20						

**Figura 5.4 – Caratteristiche geotecniche**

La caratterizzazione fisica e meccanica delle unità geotecniche è stata condotta sulla base dei risultati provenienti dalle stazioni geomeccaniche di riferimento a disposizione. Tale caratterizzazione è stata condotta in termini di GSI e  $\sigma_c$  utilizzati per la definizione del criterio proposto da *Hoek-Brown*. In considerazione del livello di affidabilità che in generale si ritiene di aver raggiunto con le indagini a disposizione (vedere gli specifici elaborati di progetto relativi alla geologia), nella stima dei parametri di resistenza e rigidezza si è deciso di adottare, per le varie grandezze rilevate, dei valori medio-cautelativi nell’ambito del range misurato.

Alla costante del materiale,  $m_i$ , è stato di volta in volta assegnato un valore in linea con i valori disponibili in letteratura per la tipologia di roccia interessata.

A partire da questi valori, poi, sono stati ricavati il modulo elastico,  $E'$ , ed i parametri di resistenza del criterio di *Mohr-Coulomb*, coesione efficace,  $c'$ , e angolo d’attrito efficace,  $\phi'$ , quest’ultimi due ottenuti linearizzando il criterio di resistenza di *Hoek-Brown* in corrispondenza dello stato tensionale rappresentativo della copertura della galleria considerando un valore del fattore di disturbo nullo (fattore D pari a 0.8 per scavi in tradizionale).

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche per le due differenti tipi di sezioni analizzate (20m e 100m di copertura) in cui è stato considerato un GSI pari a 48 e un  $\sigma_c$  pari a 75.2 Mpa (per maggiori dettagli riferirsi alla relazione geologica).

**Dati di input**

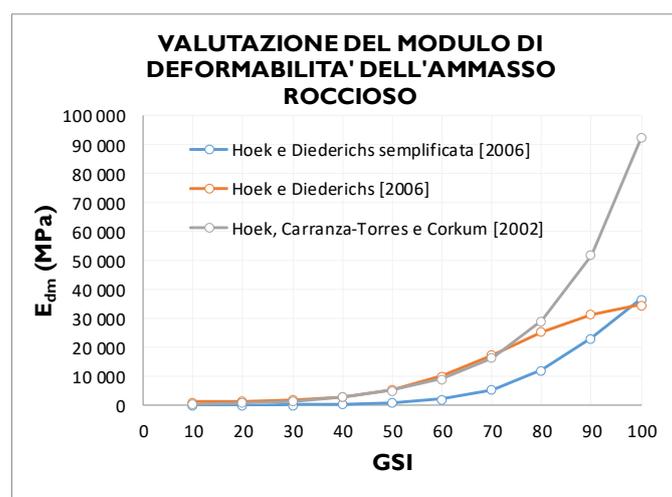
$\gamma$	25.9	kN/m <sup>3</sup>	Peso unità di volume Ammasso Roccioso
$\sigma_c$	75.2	MPa	Resistenza compressione monoassiale Mat. Roccioso
$m_i$	8.0	-	Costante empirica Mat. Roccioso
GSI	48	-	Geological Strenght index
D	0.8	-	Indice di disturbo
<b>Applicazione Galleria</b>			
MR	800	-	Rapporto modulo $E_i/\sigma_c$ Mat. Roccioso
H	20.0	m	Altezza di riferimento

**Determinazione parametri di resistenza equivalenti Ammasso Roccioso**

$m_b$	0.362	-	Costante empirica Amm. Roccioso
s	3.79E-04	-	Costante empirica Amm. Roccioso
a	0.507	-	Costante empirica Amm. Roccioso
$\sigma_{cg}$	5.907	MPa	Resistenza globale Ammasso roccioso
$\sigma_{3max}$	0.282	MPa	Limite superiore della tensione di confinamento per gallerie
$\sigma_{3n}$	3.75E-03	-	Rapporto di tensioni
$\varphi'$	50	°	Angolo di resistenza a taglio equivalente Ammasso Roccioso
$c'$	236	kPa	Coesione efficace equivalente Ammasso Roccioso
$\sigma_t$	79	kPa	Resistenza a trazione Ammasso Roccioso

**Determinazione modulo di Young Ammasso Roccioso**

$E_{d1}$	825	MPa	Hoek e Diederichs semplificata [2006]
$E_{d2}$	4863	MPa	Hoek e Diederichs [2006]
$E_{d3}$	4637	MPa	Hoek, Carranza-Torres e Corkum [2002]
$E_{dm}$	3442	MPa	Modulo di Young Medio Ammasso Roccioso



**Figura 5.5 – Caratteristiche geotecniche Cop=20m**

**Dati di input**

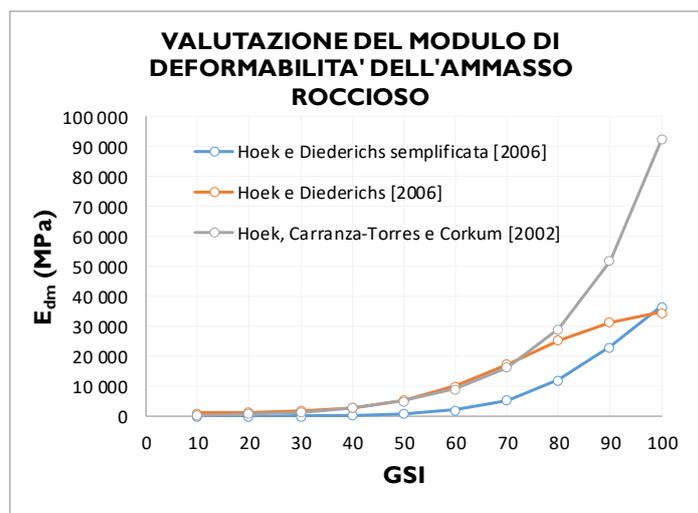
$\gamma$	25.9	kN/m <sup>3</sup>	Peso unità di volume Ammasso Roccioso
$\sigma_c$	75.2	MPa	Resistenza compressione monoassiale Mat. Roccioso
$m_i$	8.0	-	Costante empirica Mat. Roccioso
GSI	48	-	Geological Strenght index
D	0.8	-	Indice di disturbo
Applicazione <b>Galleria</b>			
MR	800	-	Rapporto modulo $E_i/\sigma_c$ Mat. Roccioso
H	100.0	m	Altezza di riferimento

**Determinazione parametri di resistenza equivalenti Ammasso Roccioso**

$m_b$	0.362	-	Costante empirica Amm. Roccioso
s	3.79E-04	-	Costante empirica Amm. Roccioso
a	0.507	-	Costante empirica Amm. Roccioso
$\sigma_{cg}$	5.907	MPa	Resistenza globale Ammasso roccioso
$\sigma_{3max}$	1.279	MPa	Limite superiore della tensione di confinamento per gallerie
$\sigma_{3n}$	1.70E-02	-	Rapporto di tensioni
$\varphi'$	<b>39</b>	<b>°</b>	<b>Angolo di resistenza a taglio equivalente Ammasso Roccioso</b>
$c'$	<b>428</b>	<b>kPa</b>	<b>Coesione efficace equivalente Ammasso Roccioso</b>
$\sigma_t$	<b>79</b>	<b>kPa</b>	<b>Resistenza a trazione Ammasso Roccioso</b>

**Determinazione modulo di Young Ammasso Roccioso**

$E_{d1}$	825	MPa	Hoek e Diederichs semplificata [2006]
$E_{d2}$	4863	MPa	Hoek e Diederichs [2006]
$E_{d3}$	4637	MPa	Hoek, Carranza-Torres e Corkum [2002]
$E_{dm}$	<b>3442</b>	<b>MPa</b>	<b>Modulo di Young Medio Ammasso Roccioso</b>



**Figura 5.6 – Caratteristiche geotecniche Cop=100m**

Per l’unità denominata DET si sono posti a favore di sicurezza parametri meccanici scadenti ( $c'=0$  kPa,  $\varphi'=30^\circ$  E=4 Mpa).

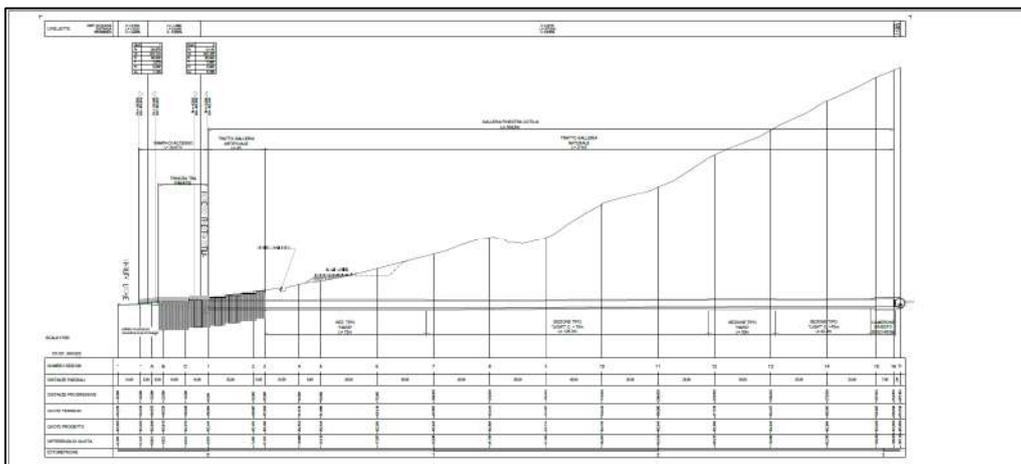
Per l’unità denominata UGR si sono stati adottati i parametri meccanici desunti dalla campagna indagini (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica) ( $c'=0$  kPa,  $\varphi'=42^\circ$  E=207 Mpa).

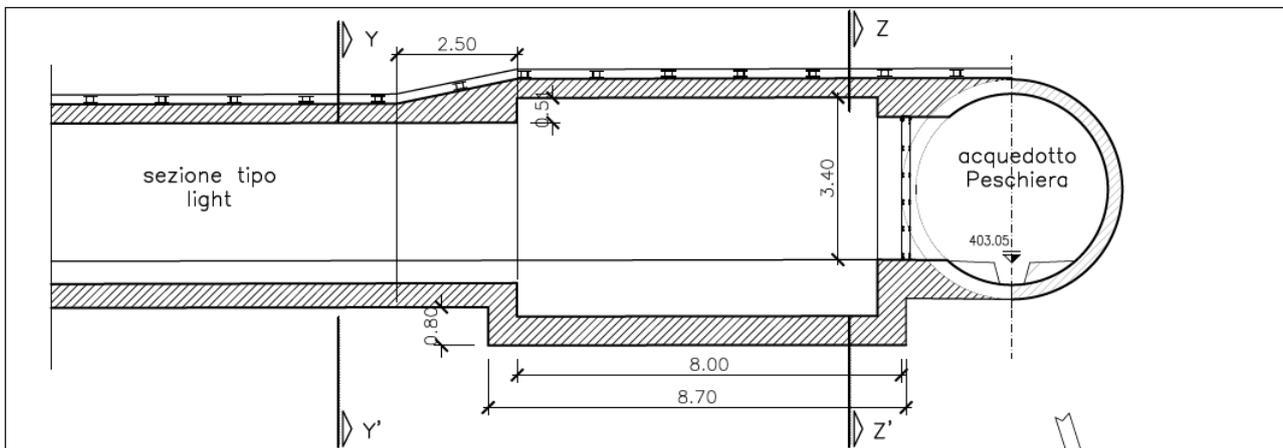
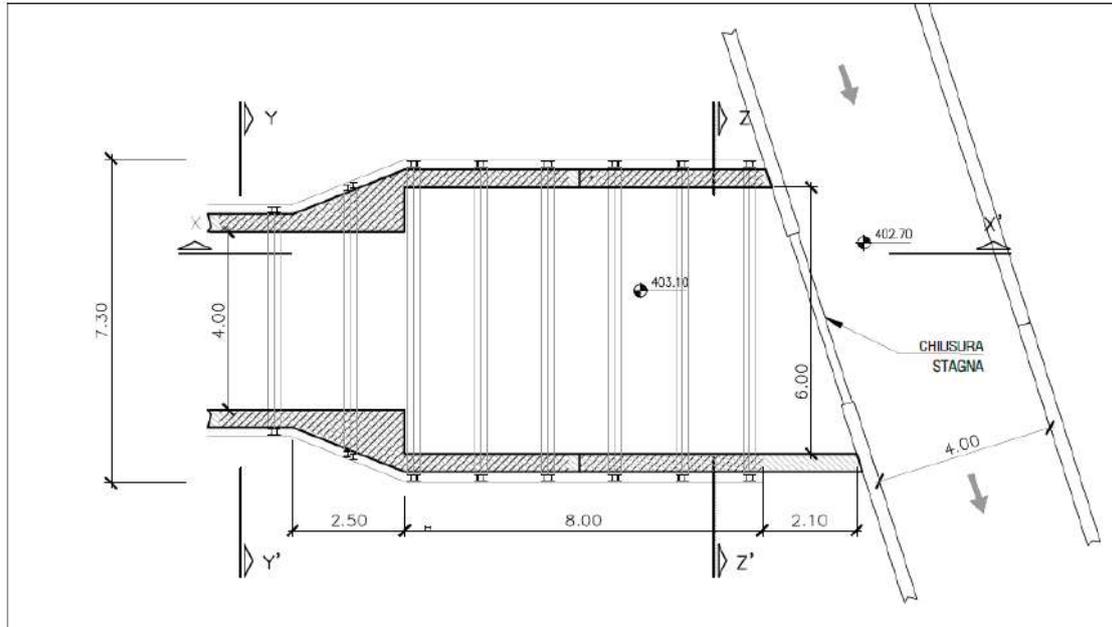
## 5.2 Descrizione degli interventi

Vista la richiesta di dover garantire l’ispezionabilità dell’infrastruttura garantendo un accesso al massimo ogni 3 km come previsto dal DIP, si rende necessaria la realizzazione di una finestra di accesso in zona Cotilia di lunghezza pari a 310m circa, da realizzare per mezzo di uno scavo tradizionale a sezione policentrica, con diametro massimo interno  $\Phi 5000$ . L’imbocco della galleria di servizio è caratterizzato dalla presenza di materiali appartenenti alla formazione dei calcari (scaglia rossa detritica). Per consentire l’approccio al versante, sarà necessario realizzare una trincea protetta da una berlinese di micropali D=300mm contrastati da una fila di puntoni in acciaio.

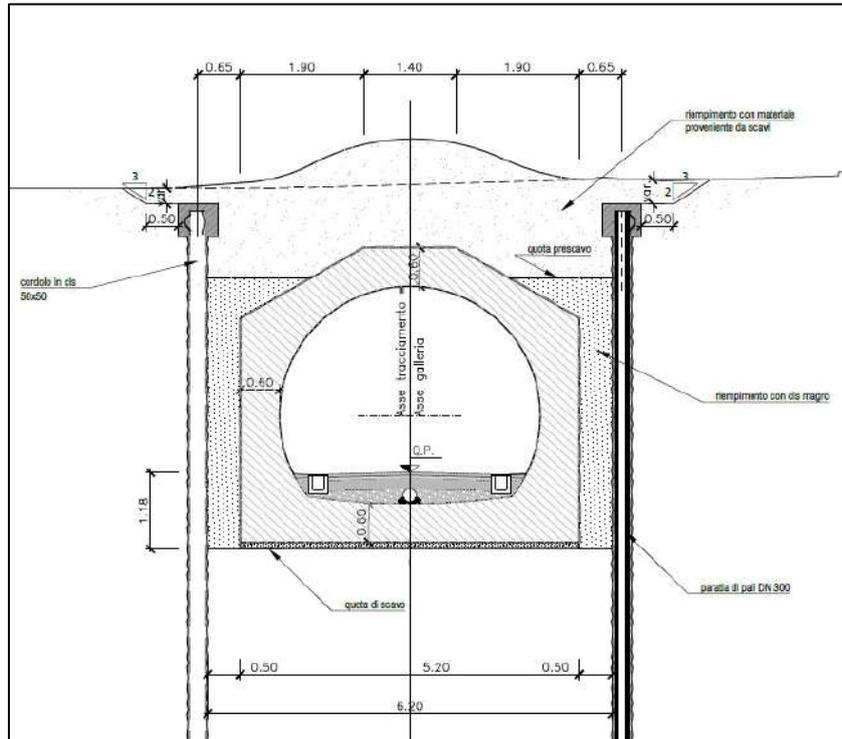
La sezione di imbocco, per una lunghezza complessiva di 25m, verrà eseguita in artificiale con un diametro medio interno di 3m circa, dalla sez. 3 alla sez.7 (70m circa) si prevede uno scavo in tradizionale di tipologia “Hard” (diametro di scavo di circa 7.0m), dalla sez.7 alla sez.12 (125m circa) si prevede un o scavo in tradizionale di tipologia “Light” (diametro di scavo di circa 5.5m), dalla sez.12 alla sez.13 (30m circa ed in corrispondenza della zona cataclasata) si prevede uno scavo in tradizionale di tipologia “Hard” e dalla sez.13 alla sez.17 una tipologia di scavo di tipo “Light” con centine raddoppiate.

In corrispondenza dell’intercetto della galleria “Ponzano” verrà eseguito un allargamento della sezione di scavo tipo “Light” (diametro di scavo di circa 7.0m).

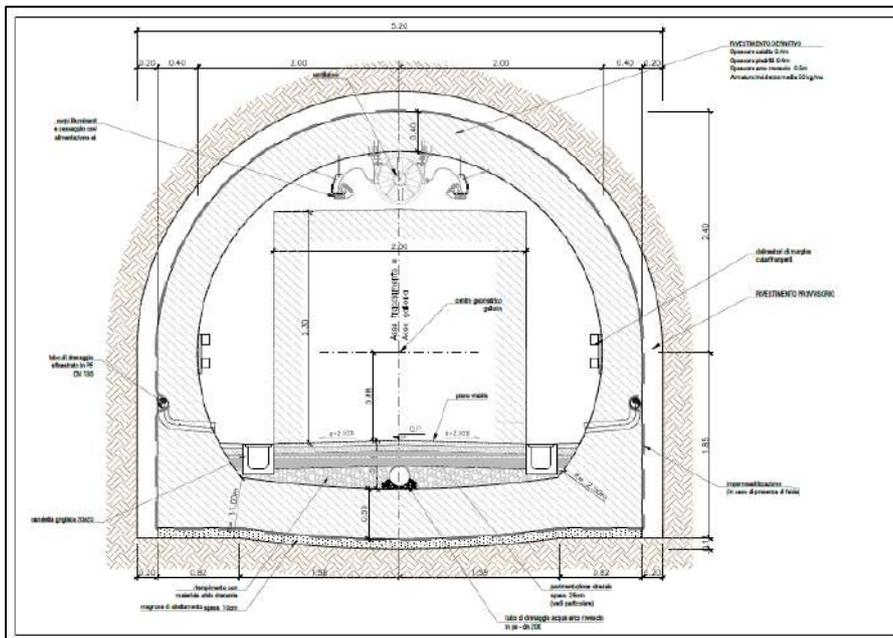




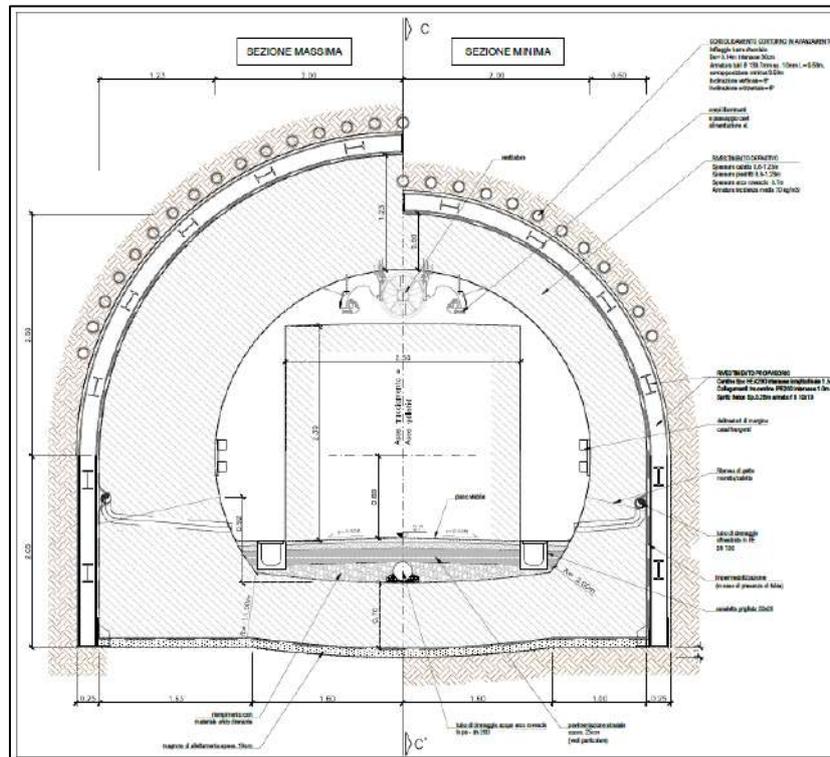
**Figura 5.7 - Sezione e dettaglio dell’attacco alla galleria Ponzano**



**Figura 5.8 – Sezione tratto in artificiale**



**Figura 5.9 – Sezione tratto sezione "Light"**



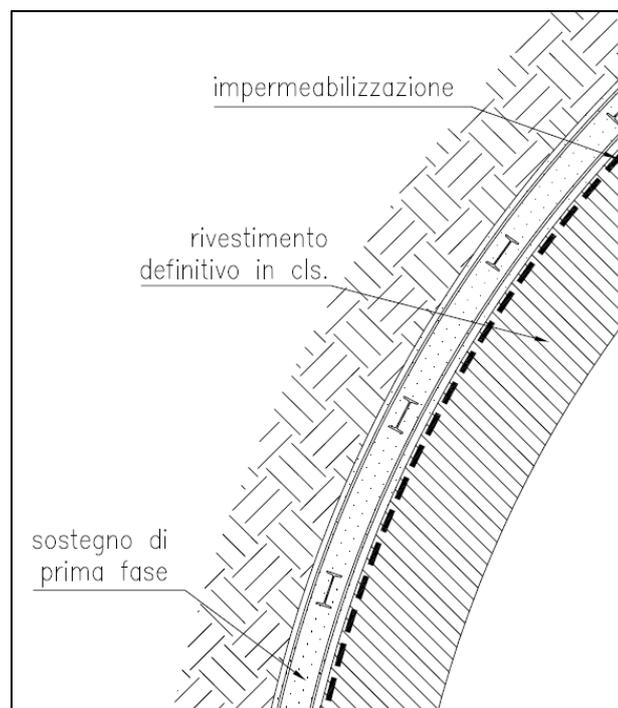
**Figura 5.10 – Sezione tratto sezione “Hard”**

## 5.2.1 *Descrizione delle sezioni tipo*

### 5.2.1.1 Sezione tipo Light

La sezione tipo Light è una sezione cilindrica che non prevede interventi di precontenimento del fronte e presostegno al contorno. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA140 (per coperture maggiori di 70m si prevede l’utilizzo di due centine accoppiate) ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldata  $\phi 8$  10x10 con spessore 20cm.

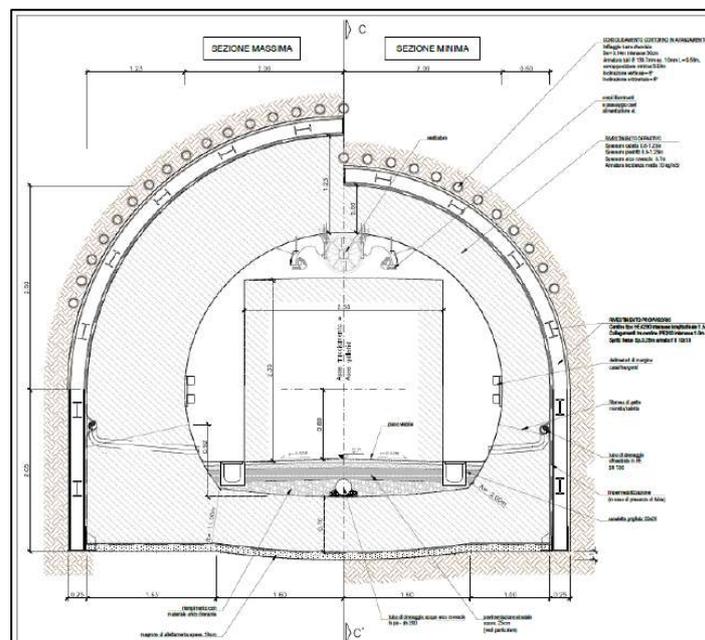
Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.4m e arco rovescio di 0.5m. L’incidenza media è di  $135 \text{ kg/m}^3$  per la calotta ed i piedritti e di  $110 \text{ kg/m}^3$  per l’arco rovescio.



**Figura 5.11 – Dettaglio relativo alla configurazione di sezione “light”**

### 5.2.1.2 Sezione tipo Hard

La sezione tipo Hard è una sezione tronco-conica che prevede interventi di precontenimento del fronte mediante infilaggi con campi di avanzamento da 12 m, con armatura in acciaio S275  $\Phi 139.7/10$  e diametro esterno 0.18m (inclinazione verticale 6°); non prevede dei consolidamenti in calotta ma prevede l'introduzione di chiodi in VTR40/60 o equivalenti di lunghezza 12m (sovrapposizione minima  $L = 6m$ ) con miscela cementizie e perforazione  $\Phi > 127mm$ , disposti a quinconce ad interasse 1.5m x 1.5m. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA200 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldada  $\Phi 8 10 \times 10$  con spessore 25cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.6m e arco rovescio di 0.7m. L'incidenza media è di  $70 \text{ kg/m}^3$  per la calotta ed i piedritti e di  $60 \text{ kg/m}^3$  per l'arco rovescio. Qualora fosse necessario saranno inseriti dei tubi di drenaggio al fronte per allontanare eventuali venute d'acqua dal fronte scavo.



**Figura 5.12 – Dettaglio relativo alla configurazione dei rivestimenti/consolidamenti provvisori per la sezione “Hard”**

## **5.3 Fase di diagnosi - Previsione sul comportamento degli ammassi nella fase di scavo**

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

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

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

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

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

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

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

#### **Gallerie a fronte stabile (CASO A)**

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

#### **Gallerie a fronte stabile a breve termine (CASO B)**

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera le caratteristiche di resistenza meccanica del materiale al fronte, che assume un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con tale redistribuzione delle tensioni sono più accentuati che nel caso precedente e producono nell'ammasso roccioso al fronte una decompressione che porta ad una riduzione della resistenza interna. Questa decompressione deve essere opportunamente regimata, nel breve termine, mediante adeguati interventi di preconsolidamento al fronte (e talora al contorno del cavo), in grado di contenere l'ammasso e condurlo verso condizioni di

stabilità; diversamente lo stato tenso-deformativo può evolvere verso condizioni di instabilità del cavo. Il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

### **Gallerie a fronte instabile (CASO C)**

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad una accentuazione dei fenomeni deformativi nel campo plastico, che risultano immediati, più rilevanti e si manifestano prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Di conseguenza tali deformazioni producono una decompressione più spinta nell'ammasso roccioso al fronte e portano ad un decadimento rapido e progressivo delle caratteristiche meccaniche d'ammasso. Questo tipo di decompressione più accentuata deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento che consentiranno di creare artificialmente quell' effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile nel breve termine e, con l’aggiunta del rivestimento definitivo, anche nel lungo termine.

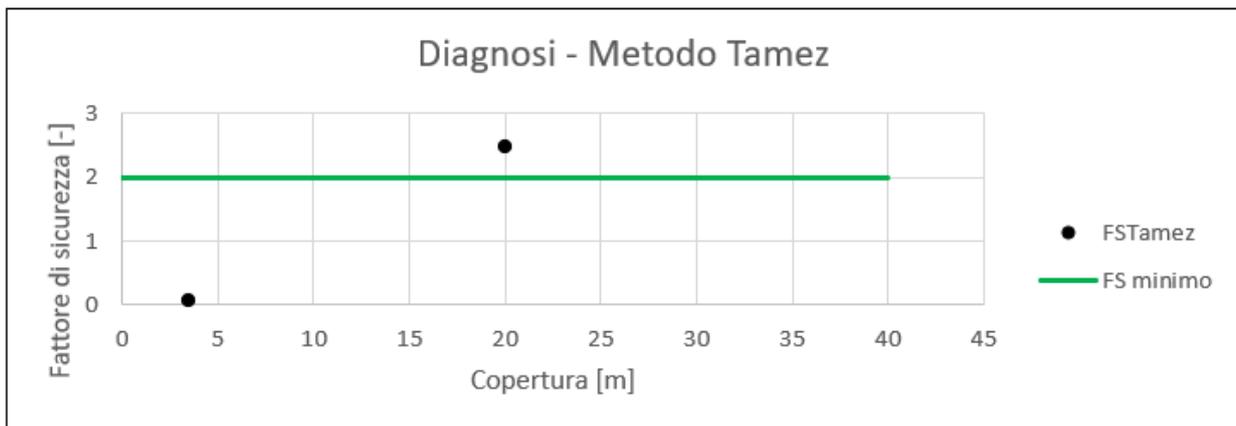
Nel seguito saranno presentate le analisi di diagnosi per la finestra di Cotilia con i metodi illustrati nei capitoli precedenti.

### 5.3.1 Stabilità del fronte di scavo

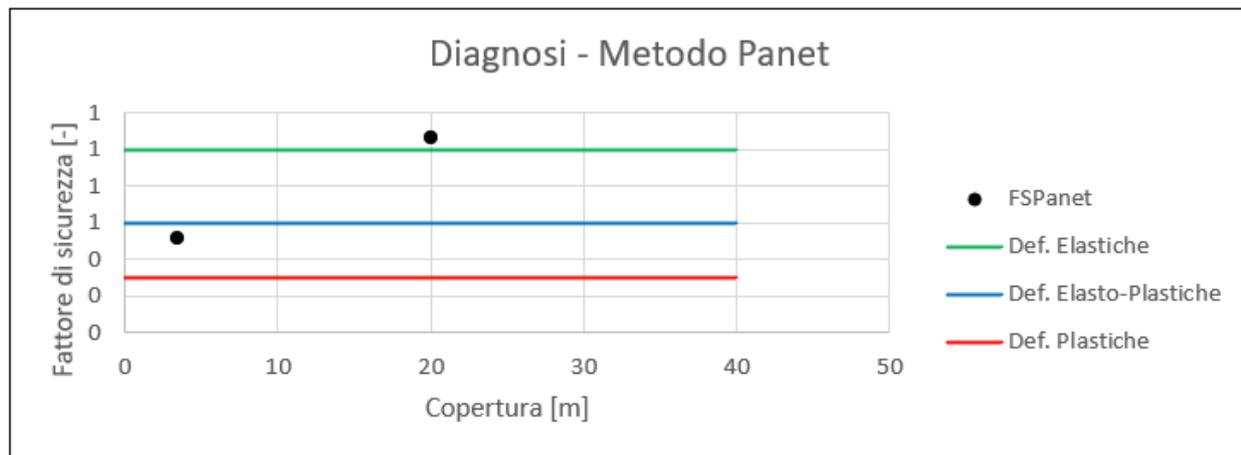
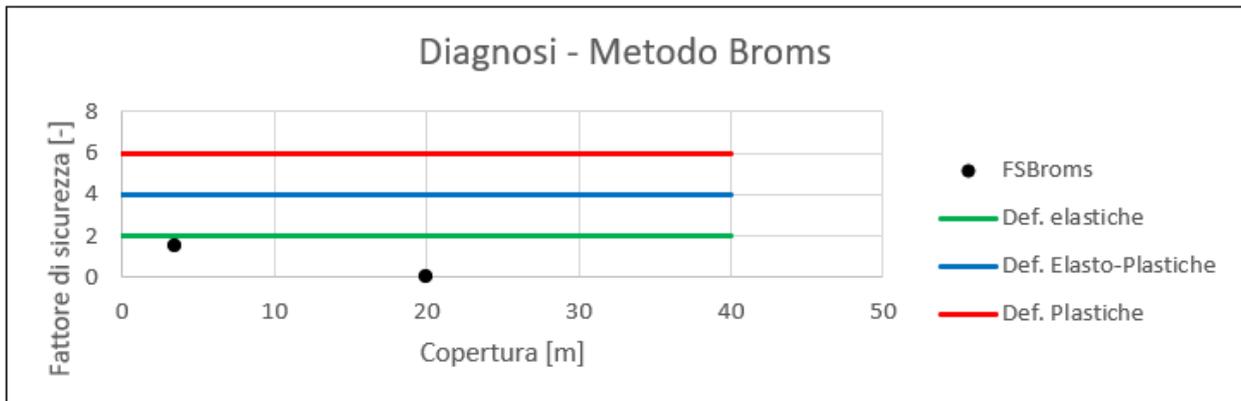
Sono state condotte analisi di stabilità del fronte di scavo con una copertura minima di 3.5m per la sezione tipo *Hard* e di 20 m per la sezione tipo *Light* considerando la stratigrafia riportata nel capitolo dell'inquadramento geotecnico.

Nel seguito sono riepilogati i risultati ottenuti in termini di fattore di sicurezza per i tre metodi considerati.

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo								
Analisi	Formazione	Copertura [m]	$D_{eq}$ [m]	$\gamma_{medio}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\varphi$ [°]	SF	Comportamento
Sez.Light	SAD	20	4.84	25.9	224	54	2.46	A
Sez.Hard	SAD/DET	3.5	4.84	21.5	1	30	0.07	C



ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Broms e Panet									
Analisi	Formazione	Copertura [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	GSI [-]	$\sigma_c$ [MPa]	$m_i$	Stability Ratio	$\lambda_e$	Comportamento
Sez.Light	SAD	20	25.90	48	75.2	6	0.01	1.06	A
Sez.Hard	SAD/DET	3.5	21.5	48	75.2	6	1.51	0.51	B



Come si nota dai grafici riportati, il metodo di Tamez mostra un comportamento del fronte di tipo instabile per le basse coperture mentre quelli Panet e Broms segnalano la presenza di un campo al più elasto-plastico per basse coperture.

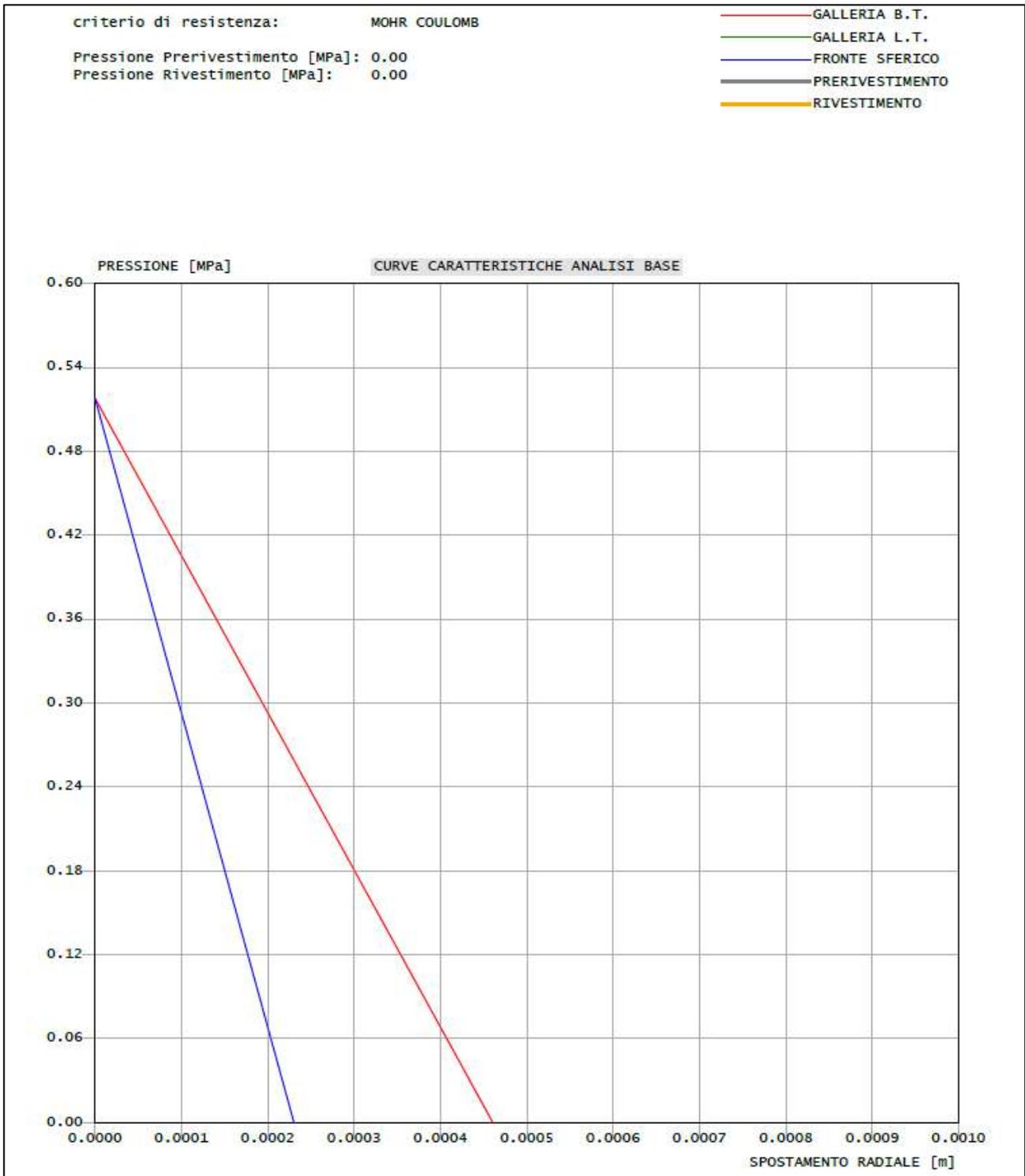
### 5.3.2 Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche

Si sono costruite le linee caratteristiche relative alle situazioni a diverso comportamento geomeccanico. Il loro andamento, calcolato sulla base dei parametri geomeccanici caratteristici dei materiali attraversati, è riportato nelle figure seguenti.

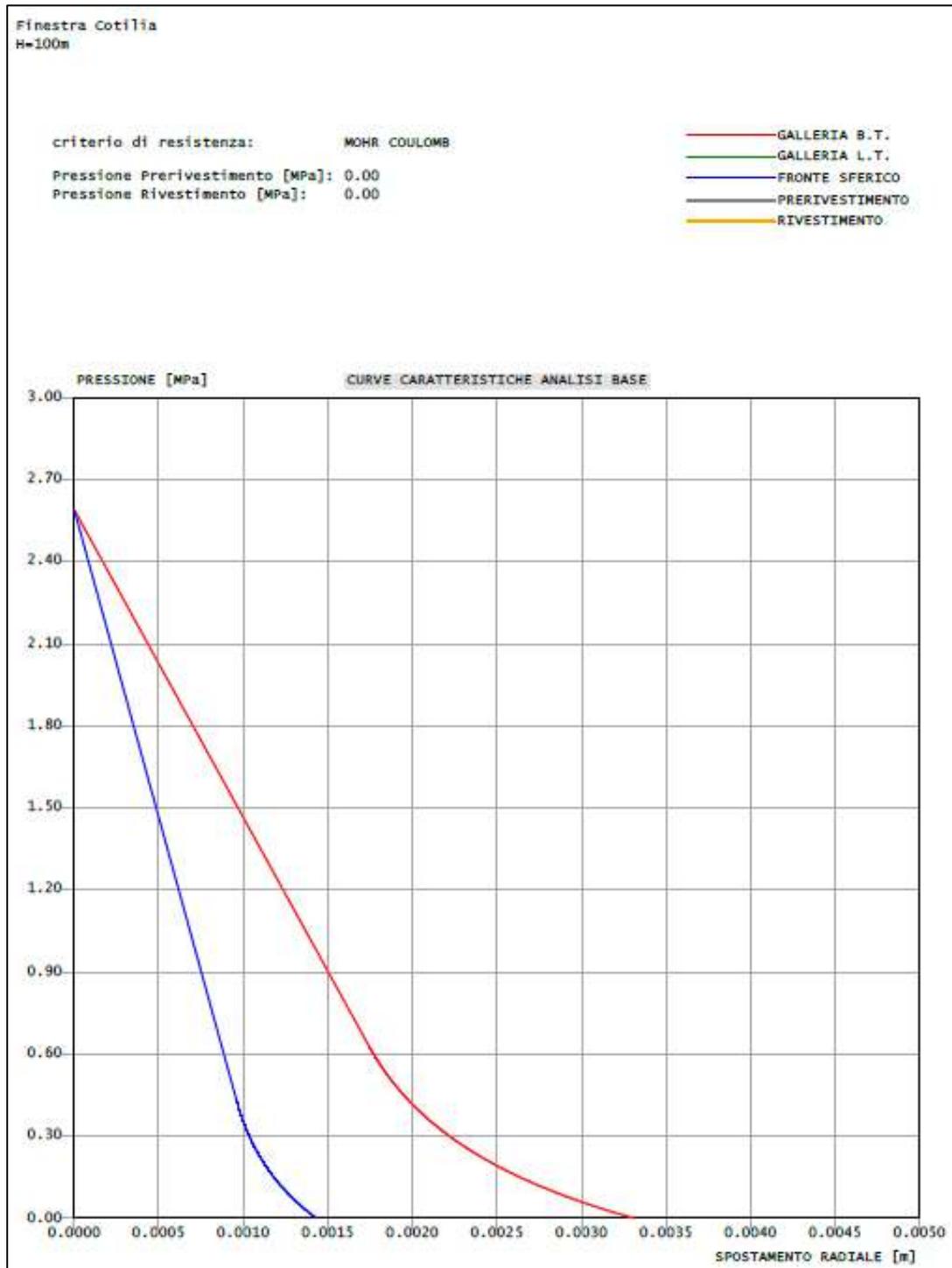
Nel seguito si presentano le analisi condotte considerando le caratteristiche della Formazione SAD presente lungo l'intera tratta della galleria. In particolare, è stata eseguita un'analisi parametrica facendo variare il valore di  $K_0$  (0.5-1.5) e della dilatanza ( $0^\circ$ - $5^\circ$ ):

- La sezione di transizione sezione tipo "Hard" e tipo "Light" (Copertura 20m)
- Sezione in corrispondenza dell'attacco con la galleria *Ponzano* (Copertura 100m)

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI DIAGNOSI																		
Sezione	C [m]	Formazione Geologica	$R_m$ [m]	H/D	$U_{rad}$ [cm]	$R_{pl}$ [m]	$R_{pl}/R_m$	$U_{Fronte}$ [cm]	$U_{Fronte}/R_m$	$R_{pl.Fronte}$ [m]	$R_{pl.Fronte}/R_m$	$S_0$ [MPa]	$\varphi$ [°]	c [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]	$P_c$ [MPa]	$\sigma_c / P_c$	Comportamento
pk 0 +0100	20	SAD	2.55	3.9	0.06	2.57	1.01	0.02	0.01%	2.55	1.00	0.69	50.0	0.24	1.31	0.00	#####	A
pk 0 +300	100	SAD	2.55	19.6	0.53	3.45	1.35	0.15	0.06%	2.88	1.13	3.45	39.0	0.43	1.79	0.69	2.6	A



**Figura 5.13 – Metodo delle curve caratteristiche - analisi parametrica – copertura 20m.**



**Figura 5.14 – Metodo delle curve caratteristiche - analisi parametrica – copertura 100m.**

### 5.3.3 *Considerazioni Conclusive*

Ai fini dello studio del comportamento dell’ammasso in fase di diagnosi si sono svolte analisi per un’altezza di copertura pari a 3.5/20/100m nella formazione di SAD. Alla luce delle analisi di stabilità si denota:

- Per basse coperture 5m secondo la formulazione di Tamez & Cornejo si ha un comportamento del fronte di scavo di tipo instabile mentre le analisi condotte secondo la formulazione di Broms & Bennermark e di Panet evidenziano deformazioni del cavo al più elastico-plastiche.
- Per coperture maggiori di 20m il comportamento risulta invece essere stabile sia con gli apporcci analitici per la valutazione della stabilità (Tamez & Cornejo, Broms & Bennermark e Panet) che con il metodo convergenza confinamento

Da quanto discusso si ritiene opportuno operare un adeguato confinamento delle pareti dello scavo e contrastare i fenomeni deformativi del cavo mediante l’utilizzo di sistemi di priverivestimento di adeguata rigidità per le sezioni che vanno dalla 3 (pk0+025m) alla 7(pk 0+100m) mediante una sezione tipo “Hard”; per la restante tratta il cavo risulta essere stabile si è scelto dunque di contrastare i processi deformativi con una sezione tipo “Light” fino al collegamento con la galleria *Ponzano*.

## **5.4 Fase di terapia - Descrizione delle sezioni tipo**

Sulla base delle analisi condotte nella fase di diagnosi, si presentano gli aspetti che hanno guidato la definizione degli interventi, allo scopo di garantire condizioni di stabilità del fronte e del cavo. Si descrivono le sezioni tipo di avanzamento e i criteri di applicazioni delle sezioni.

### *5.4.1 Tipologie di intervento in fase costruttiva*

Nei capitoli precedenti sono stati definiti tre tipi di comportamento d'ammasso allo scavo che prevedono l'impiego di opportuni interventi scelti in base alle caratteristiche geotecniche/geomeccaniche dei terreni interessati dagli scavi, determinando così la scelta delle sezioni tipo più adatte.

**CASO A) fronte stabile – Sezione Light**

**CASO B) fronte stabile a breve termine – Sezione Medium**

**CASO C) fronte instabile – Sezione Hard e Hard 2 a/b**

#### 5.4.2 Sezione tipo d’avanzamento

Come anticipato per la Finestra di Cotilia si ritiene opportuno operare un adeguato confinamento delle pareti dello scavo e contrastare i fenomeni deformativi del cavo mediante l’utilizzo di sistemi di prerivestimento di adeguata rigidezza per le sezioni che vanno dalla 3 (pk0+025m) alla 7(pk 0+100m) mediante una sezione tipo “Hard”mente per la restante tratta il cavo risulta essere stabile e si è scelto dunque di contrastare i processi deformativi con una sezione tipo “Light” fino al collegamento con la galleria *Ponzano*. Per le sezioni da 1(pk0+000m) a 3(pk0+025m) la galleria sarà realizzata in artificiale e ritombata. Di seguito è riportato un quadro sinottico degli interventi previsti:

#### Sez. Light (C<70m)

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cmSB.28gg}$ [Mpa]
HEA140	1.5	1.5	20	25

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco\ Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C25/30	50	40

*Sez. Light (C>70m)*

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cmSB,28gg}$ [Mpa]
2x HEA140	1.5	1.5	20	25

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C25/30	50	40

Sez. Hard

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cmSB,28gg}$ [Mpa]
HEA200	1.5	1.5	25	25

CONSOLIDAMENTI AL FRONTE			
Tipo [-]	l [m]	L [m]	$L_{Sovrapposizione}$ [m]
VTR 40/60	1.5x1.5	18	12

CONSOLIDAMENTI CALOTTA			
Tipo [-]	l [cm]	L [m]	$L_{Sovrapposizione}$ [m]
Tubolari Acciaio	30	9.5	3.5

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C25/30	70	60/120

## **5.5 Individuazione delle sezioni di calcolo e verifica delle sezioni tipo di scavo**

### *5.5.1 Premessa*

Nei seguenti paragrafi sono riportati i risultati delle analisi numeriche che hanno permesso di investigare il regime tenso-deformativo nei rivestimenti strutturali previsti in progetto.

Questo è stato raggiunto tramite tre approcci differenti:

1. Stabilità del fronte
2. Metodo delle Linee Caratteristiche
3. Analisi agli elementi finiti

Le analisi di stabilità del fronte hanno consentito di cogliere le caratteristiche deformative del fronte in funzione della copertura e del materiale di scavo e quindi di predimensionare, qualora le analisi ne avessero evidenziato la necessità, gli interventi di preconsolidamento del fronte.

Il Metodo delle Linee Caratteristiche ha permesso di cogliere approssimativamente l’entità delle sollecitazioni e delle convergenze nel pririvestimento e nel rivestimento definitivo, rappresentando una fase di predimensionamento degli interventi di sostegno e di guidare le scelte circa le sezioni di galleria da sottoporre ad analisi più accurate.

L’analisi agli elementi finiti, che verrà presentata nel capitolo successivo, ha permesso invece di indagare più dettagliatamente per le condizioni più rappresentative il regime tensionale e deformativo nelle strutture e nell’ammasso circostante, nelle principali fasi esecutive fino alla completa realizzazione dell’opera, consentendo quindi di valutare l’evoluzione del comportamento dell’opera nel breve, medio e lungo termine.

### 5.5.2 Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici

Nelle successive tabelle sono riportati i principali dati di input ed i risultati ottenuti per quanto riguarda le analisi di stabilità del fronte di scavo, effettuate in base alle formazioni incontrate lungo il tracciato della galleria alle differenti coperture in cui tali condizioni si presentano. Le analisi di terapia sono state svolte nei medesimi contesti geomeccanici utilizzati in fase di diagnosi.

#### METODO DI TAMEZ E CORNEJO

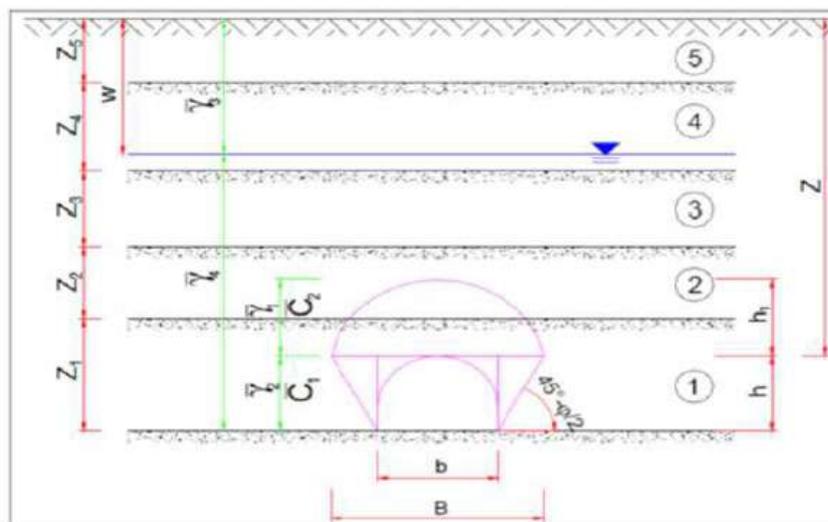
SEZ: Cop. Minima F.Cotilia

TIPO DI GALLERIA

Galleria Superficiale 3D<Z

DATI GEOMETRICI

Z [m]	3.5	Copertura sulla calotta
W [m]	3.5	Profondità sup. Piezometrica
h [m]	4	Altezza galleria
b [m]	4.6	Larghezza galleria
a [m]	1.5	Distanza fronte scavo rivestimento
S [m <sup>2</sup> ]	18.4	Area galleria al fronte
D <sub>eq</sub> [m]	4.84	Diametro equivalente
S <sub>NS</sub> [m <sup>2</sup> ]	11.4	Fascia di galleria non sostenuta

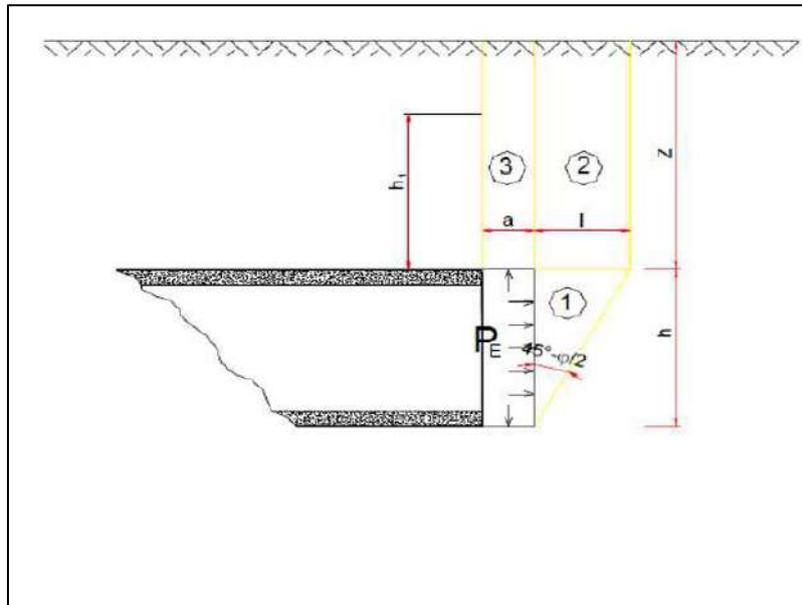


**DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI**

$\gamma_1$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la calotta (su h l)
$\gamma_2$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25.9	Peso medio dell'unità di volume del terreno da scavare (su h)
$\gamma_3$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra falda
$\gamma_4$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	Peso medio dell'unità di volume del terreno sotto falda
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	10	Peso dell'unità di volume d'acqua
$C_1$ [kPa]	1	Valore medio della coesione al fronte (su h)
$C_2$ [kPa]	1	Valore medio della coesione dalla calotta ad h l
$C_{2m}$ [kPa]	1	Valore medio della coesione dalla calotta a piano campagna
$\varphi_m$ [°]	30	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna
$\varphi$ [°]	30	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h l

**DATI GEOTECNICI DI PROGETTO**

$\gamma_M$ [-]	1	Coefficiente parziale di riduzione del materiale
$\varphi_{m,d}$ [°]	30	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna di progetto
$\varphi_d$ [°]	30	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h l di progetto
$C_{1,d}$ [kPa]	1	Valore medio della coesione al fronte (su h) di progetto
$C_{2,d}$ [kPa]	1	Valore medio della coesione dalla calotta ad h l di progetto
$k_0$ [-]	0.50	Coefficiente di spinta a riposo (0.75 per gallerie profonde)
$k_a$ [-]	0.33	Coefficiente di spinta attiva (compreso tra 0.5 e 1)
$k_p$ [-]	3.00	Coefficiente di spinta passiva (secondo Rankine)
$P_w$ [kPa]	0	Pressioni interstiziali in calotta



**DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE**

$\sigma_c$ [kPa]	3.46	Resistenza compressione monoassiale
f	0.866	
l [m]	2.31	
B [m]	9.22	
$h_1$ [m]	3.50	
$\tau_{m2}$ [kPa]	2.47	Tensione media tangenziale per il cuneo 2
$\tau_{m3}$ [kPa]	1	Tensione media tangenziale per il cuneo 3

**VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

FSF [-]	0.07	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
FSF <sub>3</sub> [-]	0.09	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
FSF <sub>min</sub> [-]	0.07	Fattore di sicurezza al fronte minimo

**Verifica Non Soddisfatta**

$P_{stab}$ [kPa]	67.52	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	66.91	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,max}$ [kPa]	<b>67.52</b>	Pressione equivalente da raggiungere per avere il fronte stabile

$a_{max}$ [m]	0.03	Massima lunghezza non sostenibile
---------------	------	-----------------------------------

**$V_{a,max}$  [-] Massima distanza non sostenuta non sufficiente**

**Metodo 2 (Solo Fronte)**

Fronte		
Tipo	VTR	
$n_{barra}$	8	Numero di barre
$d_{perif}$ [mm]	127	Diametro della perforazione
$d_{barra}$ [mm]	40	Diametro della barra
$p_c$ [mm]	399.0	Diametro della perforazione
$A_{barra}$ [m <sup>2</sup> ]	0.0013	Area trasversale della barra
$A_{infl}$ [m <sup>2</sup> /m]	2.25	Area influenza delle barre
$L_{att}$ [m]	15	Lunghezza attiva
$L_{tot}$ [m]	18.00	Lunghezza totale
$\sigma_{adm,k}$ [MPa]	760	Tensione caratteristica a snervamento barra
$\gamma_{barra}$ [-]	1.05	Coefficiente di riduzione della resistenza della barra
$\sigma_{adm,d}$ [MPa]	723.8	Tensione di progetto a snervamento barra
$\tau_{adm,l}$ [kPa]	85	Tensione tangenziale limite malta-terreno
$F_{sl}$ [-]	0.5	Efficienza della lunghezza attiva
$\sigma_{VTR,A}$ [kPa]	113.0	Pressione equivalente dovuta allo sfilamento malta-terreno
$\sigma_{VTR,B}$ [kPa]	404.3	Pressione equivalente dovuta alla resistenza a trazione della barra
$P_{MIN}$ [kPa]	113.0	Pressione equivalente di calcolo
$\Delta c_{VTR}$ [kPa]	97.9	Incremento di coesione al fronte per effetto del trattamento

**Ombrello di pali in acciaio**

Corona		
$n_{pali}$	22	Numero Pali
$i_{pali}$ [m]	0.3	Interasse Pali
$D_{pali}$ [mm]	129.7	Diametro Pali
$L_{pali}$ [m]	9.5	Lunghezza Pali
$D_{Tratt}$ [mm]	140	Diametro Trattamento
$\alpha_{Tratt}$ [°]	6	Inclinazione Trattamento
$\theta_{Tratt}$ [°]	130	Angolo (in sezione del trattamento)
$S$ [m]	1.13	Spessore trattamento
$A_{pali}$ [m <sup>2</sup> ]	0.291	Area occupata dai micropali
$f_{yk}$ [MPa]	275	Tensione caratteristica a snervamento micropalo
$\gamma_{barra}$ [-]	1.05	Coefficiente di riduzione della resistenza del palo
$f_{yd}$ [MPa]	261.9	Tensione di progetto a snervamento micropalo
$A_{Terreno}$ [m <sup>2</sup> ]	7.39	Area occupata dal terreno
$\Delta c_{co}$ [kPa]	4957.5	Incremento di coesione equivalente del trattamento
$\tau_{m2}$ [kPa]	17216.21	Tensione media tangenziale per il cuneo 2 con trattamento micropali
$\tau_{m3}$ [kPa]	4958.53	Tensione media tangenziale per il cuneo 3 con trattamento micropali
$P_{stab,OMB}$ [kPa]	69.99	Pressione equivalente del trattamento micropali per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab3,OMB}$ [kPa]	69.99	Pressione equivalente del trattamento micropali per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3

**VERIFICA CON INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

$P_{stab,max}$ [kPa]	67.52	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	66.91	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,int}$ [kPa]	183.03	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab3,int}$ [kPa]	183.03	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3

**Entrambe le Verifiche Soddisfatte**

Le analisi mostrano come gli interventi previsti assicurino un buon margine di sicurezza rispetto al valore limite fissato pari a 2.

### *5.5.3 Verifica con il metodo delle curve caratteristiche*

Le con il metodo delle curve caratteristiche sono state omesse in quanto in fase di diagnosi la categoria di comportamento è risultata pari ad “A” anche in assenza di sostegni specifici.

### *5.5.4 Considerazioni conclusive*

Le analisi di terapia condotte mostrano buoni fattori di sicurezza con la messa in opera degli interventi di progetto nel contesto geomeccanico di riferimento.

Si sottolinea che, viste le coperture prese in considerazione, andrà sempre previsto un adeguato sistema di controllo e monitoraggio dei priverestimenti al fine di valutare i tassi di lavoro effettivi ed il mantenimento degli adeguati margini di sicurezza richiesti delle caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati.

## **5.6 Verifiche con metodi numerici agli elementi finiti**

### *5.6.1 Definizione delle sezioni di calcolo e verifica*

Nei seguenti paragrafi verranno descritti i modelli di calcolo impiegati per il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivo. In particolare, si svolgerà una sola analisi numerica che simulerà lo scavo.

Al fine di definire le condizioni di carico sui rivestimenti (di prima fase e definitivi), è stato fatto ricorso alla modellazione numerica bidimensionale, condotta impiegando il codice di calcolo *Midas GTS Nx*. In particolare, le modellazioni numeriche effettuate hanno permesso di simulare in maniera approfondita la complessità dell’interazione terreno-struttura. La simulazione dello scavo nelle sue fasi, cercando di rappresentare in maniera più fedele possibile la progressione, permette la definizione del comportamento dell’ammasso e dei carichi sui priverivestimenti in funzione dei tempi di maturazione dello spritz beton di prima fase e della distanza di applicazione dal fronte. Il rivestimento definitivo viene posto in opera alla distanza di progetto, gravandosi del carico residuo di sua competenza e del carico che risultava gravante sul sostegno di prima fase, considerato cautelativamente non più resistente nel lungo termine. Di seguito è riportato un quadro sinottico delle sezioni analizzate:

Analisi	Sezione	Formazione	Cop [m]
1	Hard	SAD+DET	3.5
2	Light	SAD+UGR	20
3	Light	SAD	100

### *5.6.2 Condizioni idrogeologiche*

La relazione geologica indica che nella zona in esame l’opera non interferisce con la falda sotterranea.

### 5.6.3 Modellazione dell’ammasso, dei terreni e degli elementi strutturali

#### **Parametri geotecnici dell’ammasso e del terreno**

Il modello adottato per l’ammasso e per i terreni è quello di Mohr-Coulomb (linearizzato agli intervalli di interesse); nel seguito verranno riportati i parametri di calcolo adottati.

Formazione	Copertura	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	$E_{op}$ [MPa]	$K_0$ [MPa]
Coltre detritica (DET)	3.5	20	30	0	4	0.5
Scaglie detritiche (SAD)	<20	25.9	50	236	3442	0.5-1.0-1.5
Scaglie detritiche (SAD)	>20	25.9	39	428	3442	0.5-1.0-1.5

Il valore del coefficiente di spinta a riposo è stato posto pari a  $(1-\text{sen}\phi)$  per l’unità (DET) mentre per l’unità (SAD) è stata effettuata un’analisi parametrica considerando  $K_0=0.5-1.0-1.5$ .

#### **Modellazione rivestimenti preliminari e definitivi**

Il rivestimento definitivo è stato modellato come un materiale elastico lineare. Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell’elasticità isotropa lineare e richiede due parametri di rigidità elastici, che sono il modulo di Young E, ed il coefficiente di Poisson  $\nu$ , pari a  $E=30$  GPa e  $\nu=0.2$ .

Per quanto riguarda i rivestimenti di prima fase si è provveduto ad omogenizzare le centine e lo spritz – beton secondo la formulazione proposta nei paragrafi precedenti.

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle caratteristiche dei rivestimenti per le diverse sezioni analizzate:

Sezione	$E_{SPRITZ}$ [GPa]	$S_{SPRITZ}$ [cm]	$E_{CEN}$ [GPa]	$N_{CEN}$	Passo centine	Profilo centine	$I_{CEN}$ [cm <sup>4</sup> ]	$A_{CEN}$ [cm <sup>2</sup> ]	$E_{omog}$ [GPa]	$S_{omog}$ [cm]
Light C>70m	10.4	20	210	2	1.5	HEA140	1033	31.42	<b>14.6</b>	<b>19.96</b>
Light C<70m	10.4	20	210	1	1.5	HEA140	1033	31.42	<b>12.5</b>	<b>19.98</b>
Hard	10.4	25	210	1	1.5	HEA200	3692	53.88	<b>12.8</b>	<b>25.84</b>

### **Modellazione delle ombrellature**

Come descritto nei paragrafi precedenti per tener conto delle ombrellature in calotta si è modellato uno strato di terreno migliorato in calotta. Di seguito è riportato il calcolo delle caratteristiche meccaniche del terreno migliorato:

#### **DATI**

$D_G$	<b>5.1</b>	m	Diametro galleria
$D_p$	<b>139.7</b>	mm	Diametro pali ombrellatura
$S_p$	<b>10</b>	mm	Spessore pali ombrellatura
$i_p$	<b>0.3</b>	m	Interasse pali
$L_p$	<b>9.5</b>	m	Lunghezza pali
$D_{tratt}$	<b>180</b>	mm	Diametro del trattamento
$\alpha_{tratt}$	<b>6</b>	°	Inclinazione longitudinale del trattamento
$\theta_{tratt}$	<b>130</b>	°	Apertura angolare (in sezione) del trattamento
Tipo	<b>S275</b>		Tipo di acciaio
$E_{acc}$	<b>210</b>	GPa	Modulo elastico acciaio
$f_{yd}$	275	MPa	Tensione a snervamento caratteristica dell'acciaio
$\gamma_{acc}$	<b>1.05</b>	-	Coefficiente parziale per il materiale acciaio
$f_{yd}$	261.9	MPa	Tensione a snervamento di progetto dell'acciaio
$E_{terr}$	<b>4</b>	MPa	Modulo elastico del terreno
$c_{terr}$	<b>0</b>	kPa	Coesione del terreno
$n_p$	19	-	Numero di pali
$A_p$	0.08	m <sup>2</sup>	Area dei pali
$A_{TOT}$	8.35	m <sup>2</sup>	Area totale
$A_{terr}$	8.27	m <sup>2</sup>	Area terreno non trattato

#### **RISULTATI**

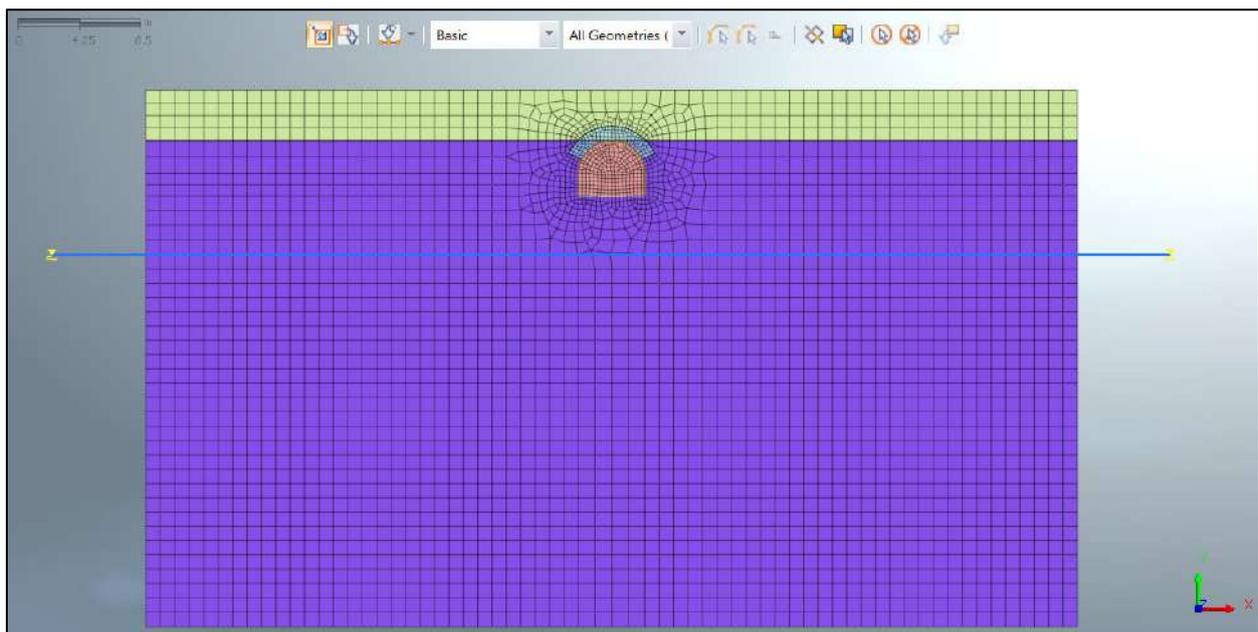
$s_{tratt}$	<b>1.2</b>	<b>m</b>	<b>Spessore del trattamento</b>
$c_{eq}$	<b>1214</b>	<b>kPa</b>	<b>Coesione Equivalente</b>
$E_{eq}$	<b>1.95</b>	<b>GPa</b>	<b>Modulo Elastico Equivalente</b>

### 5.6.4 Modelli di calcolo

#### 5.6.4.1 Sezione Tipo Hard (Copertura 3.5m)

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione.

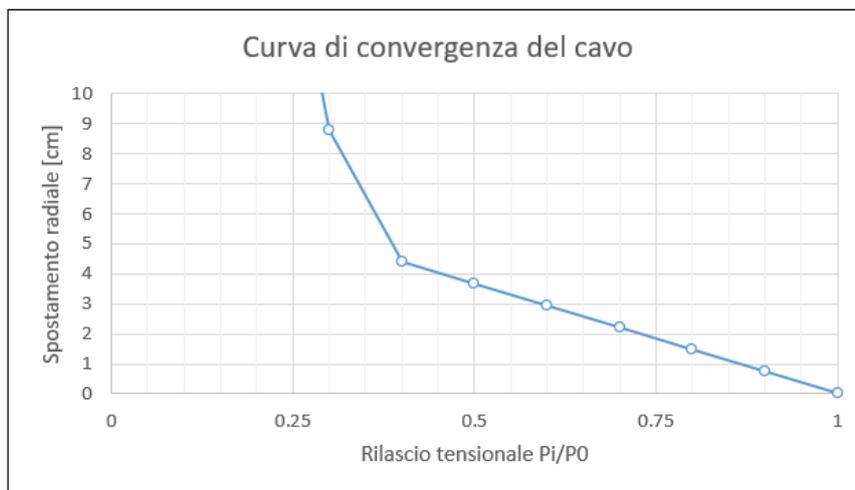
Stratigrafia di calcolo		C	$\gamma$	$c'_k$	$\varphi'_k$	$Cu_k$	E'	$k_0$
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
DET	0 - 3.5	3.5	20	0	30	-	4	0.5
SAD	>10		25.9	236	50	-	3442	0.5-1.0-1.5



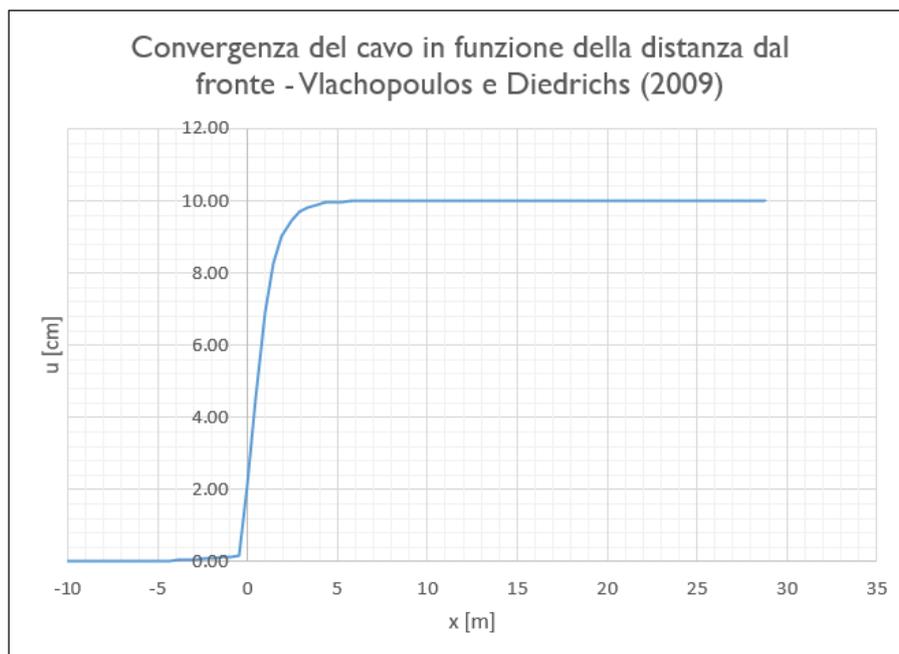
**Figura 5.15 – Mesh di calcolo**

***Fasi e percentuali di rilascio***

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica.



**Figura 5.16 – Curva caratteristica di convergenza numerica**



**Figura 5.17 – Spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte**

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

<b>TABELLA DELLE FASI</b>					
<b>FASE</b>	<b>INTERVENTO</b>	<b>Distanza di installazione dal fronte [m]</b>	<b><math>u_{conv}</math> [cm]</b>	<b><math>\lambda</math> [-]</b>	<b>Rilascio [%]</b>
FASE 1	Realizzazione Ombrellature	-6	0.02	0.998	0.2%
FASE 2	Installazione rivestimento di prima fase	1.5	8.38	0.309	69.1%
FASE 3	Installazione arco rovescio	15	10.00	0.290	71.0%
FASE 4	Installazione murette più calotta	15	10.00	0.290	71.0%
FASE 5	Lungo Termine	-	-	0.000	100.0%
FASE 6	Condizioni sismiche	-	-	0.000	100.0%

### ***Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico***

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a VR = VN × Cu = 200.0 anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T^*_c$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

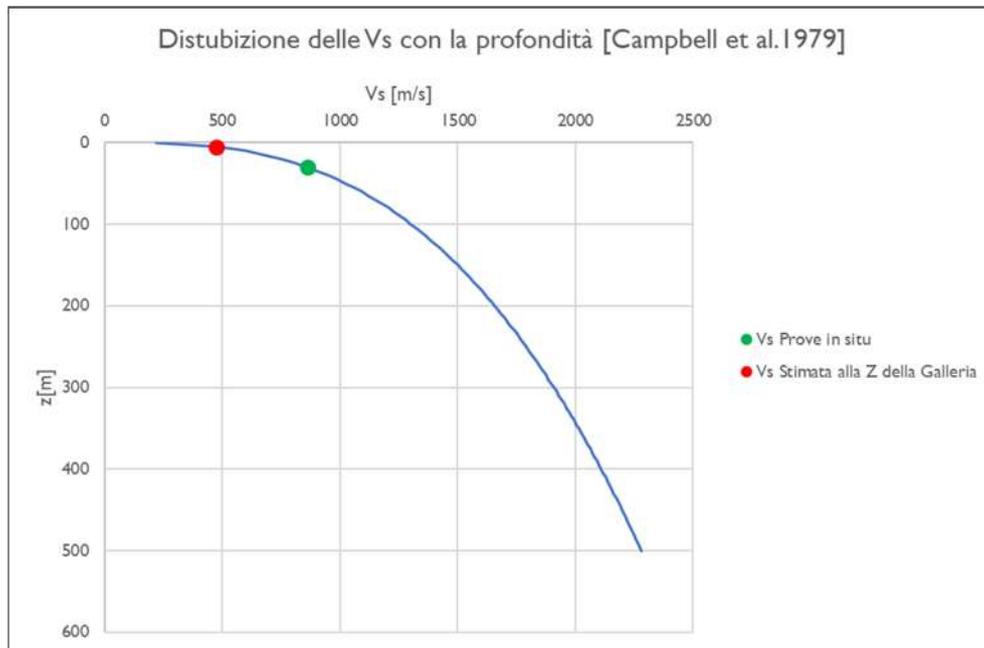
- $a_g$  è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- $S_s$  è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici  $F_0$  e  $a_g/g$  (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);

- $S_T$  è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2008).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere sono riassunti nella seguente tabella:

Azione Sismica			
Lat.	42.37868	°	
Long.	12.94952	°	
Cat. Topografica	-		
Cat. Sottosuolo	-		
$C_u$	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$V_N$	100	anni	Vita nominale
$a_{g0}$	0.314	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	I	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$a_{max}$	0.314	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

La valutazione della  $V_s$  alla profondità della galleria è stata effettuata tarando il parametro “a” della formulazione proposta da Campbell et Al. [1979] sulla base delle  $V_s$  ricavate a profondità minori dalle prove geofisiche (R4).



La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un’analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti di seguito riportata.

**Dati Terreno**

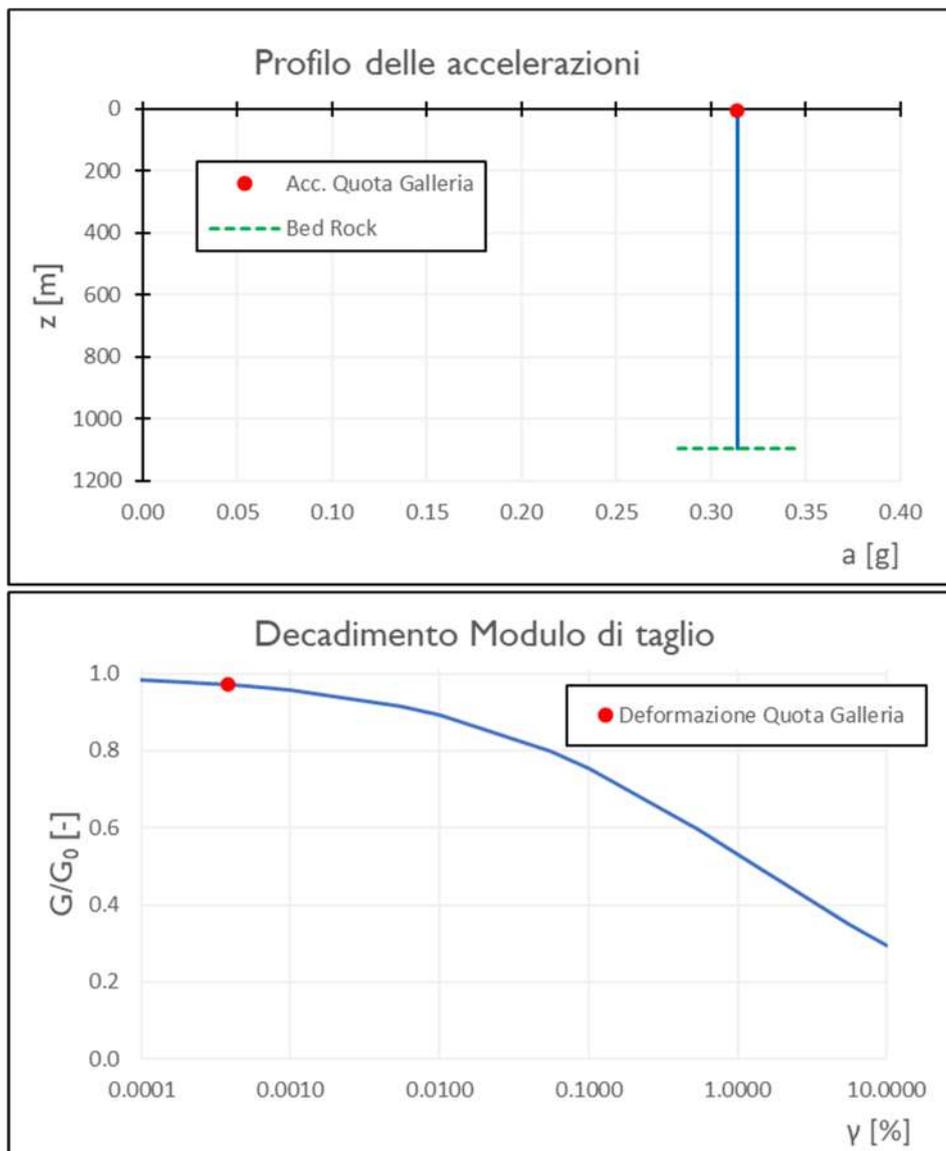
Tipo Terreno	Roccia		Model Sigmodal 3, a=1 b=-1 x=0.12 [Schnabel (1973)]
$\rho_b$	2590	kg/m <sup>3</sup>	Densità media del banco
$H_b$	1095	m	Altezza del banco
$V_{s,b}$	2216.667	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco

**Azione Sismica**

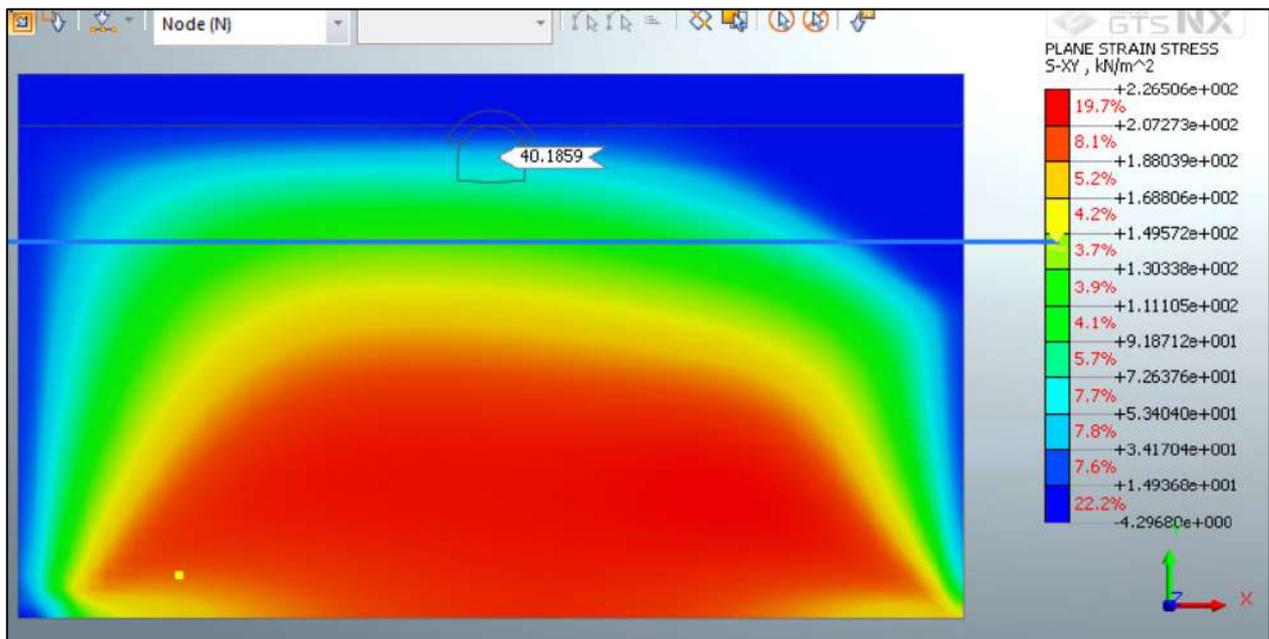
Lat.	42.37868	°	
Long.	12.94952	°	
Cat. Topografica	-		
Cat. Sottosuolo	-		
$C_u$	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$V_N$	100	anni	Vita nominale
$a_{g0}$	0.314	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	I	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$a_{max}$	0.314	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

**Risultati**

Metodo Utilizzato	PSI		Profilo delle accelerazioni Sinusoidale con la profondità
$a_{gall}$	0.314	g	Accelerazione quota galleria
$\tau_{gall}$	47.1	kPa	Tensione tangenziale quota galleria
$\nu_{gall}$	0.000	%	Distorsione quota galleria
G	12367.3	MPa	Modulo di taglio abbattuto
E	29681.4	MPa	Modulo di Young abbattuto



Partendo dai risultati dell’analisi di RSL semplificata, è stato tarato il modello FEM in assenza di cavo affinché restituisca una tensione tangenziale pari circa a 47.1Pa deformando la *mesh* per taglio puro. In tali analisi sono state assegnate all’ammasso roccioso le caratteristiche elastiche abbattute così come indicato dalla curva di decadimento del modulo di taglio sopra riportata.

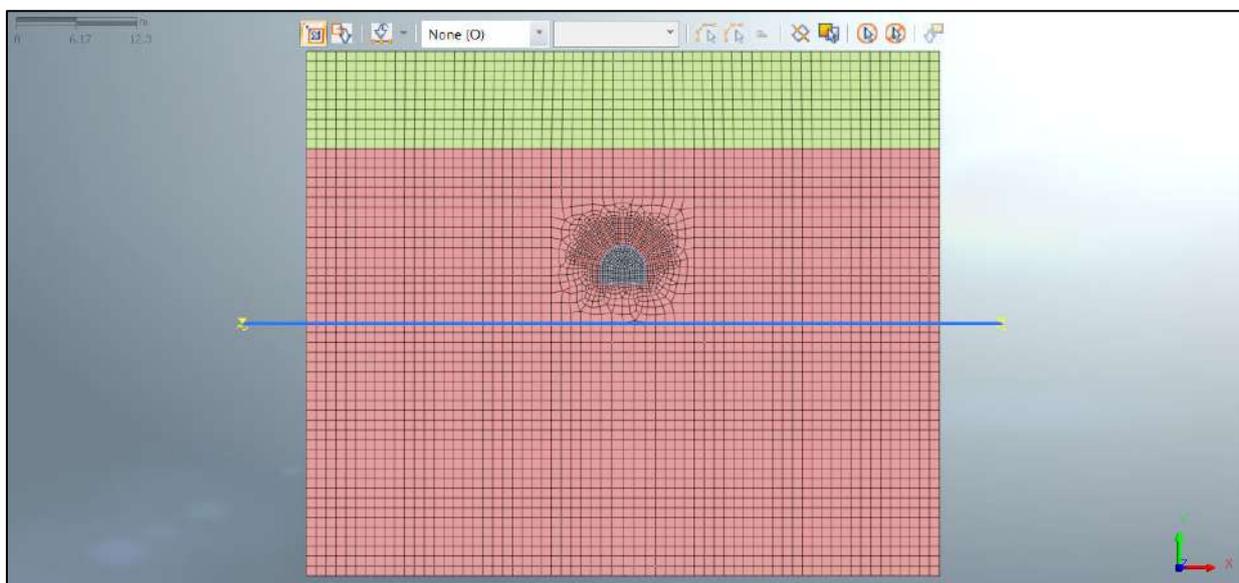


**Figura 5.18 – Taratura del modello di calcolo**

5.6.4.2 Sezione Tipo Light (Copertura 20m)

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione.

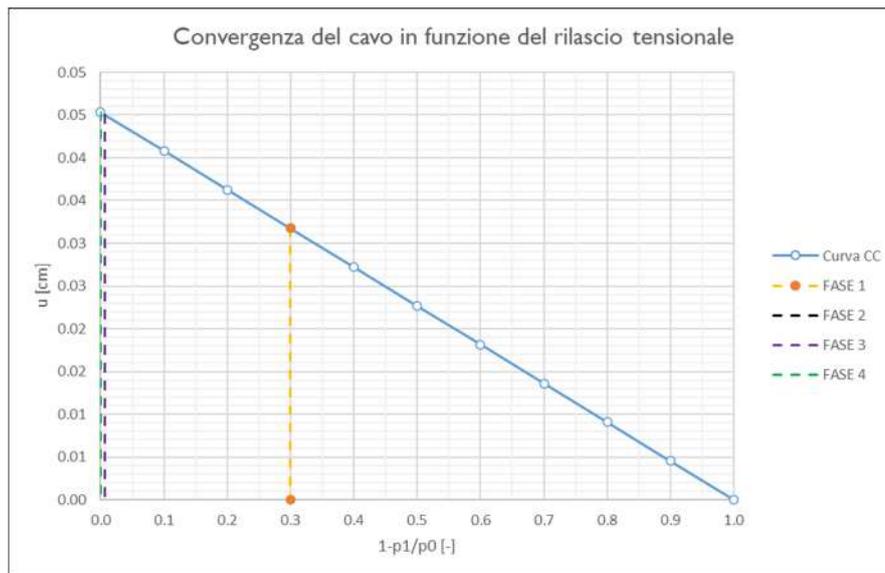
Stratigrafia di calcolo		C	$\gamma$	$c'_k$	$\varphi'_k$	$Cu_k$	$E'$	$k_0$
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
UGR	0 - 10	20	20	0	42	-	207	0.33
SAD	>10		25.9	236	50	-	3442	0.5-1.0-1.5



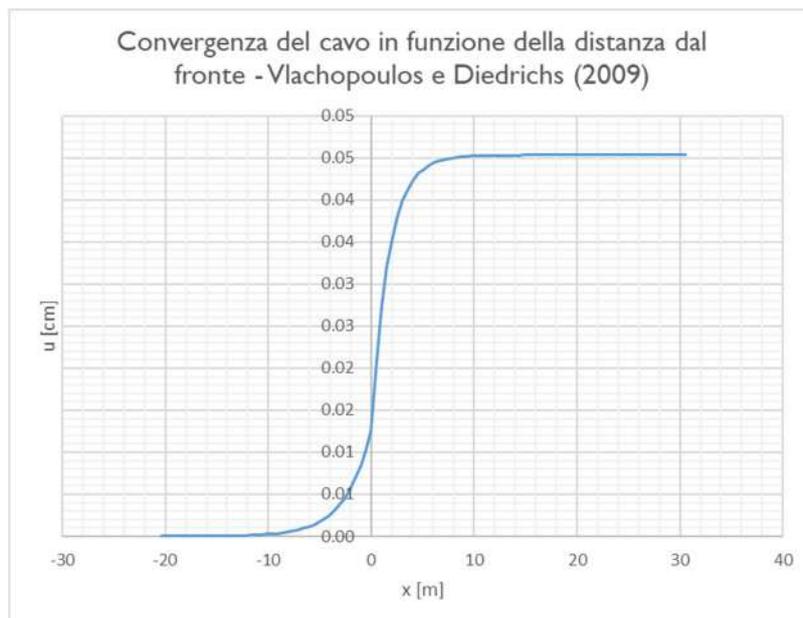
**Figura 5.19 – Mesh di calcolo**

**Fasi e percentuali di rilascio**

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica.



**Figura 5.20 – Curva caratteristica dal metodo convergenza-confinamento  
( $k_0=1.0$ )**



**Figura 5.21 – Spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte  
(Vlachopoulos & Diederichs)**

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi ( $k_0=1.0$ ) di calcolo nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

<b>TABELLA DELLE FASI</b>					
<b>FASE</b>	<b>INTERVENTO</b>	<b>Distanza di installazione dal fronte [m]</b>	<b><math>u_{conv}</math> [cm]</b>	<b><math>\lambda</math> [-]</b>	<b>Rilascio [%]</b>
FASE 1	Installazione rivestimento di prima fase	1.5	0.03	0.299	70.1%
FASE 2	Installazione arco rovescio	8	0.05	0.007	99.3%
FASE 3	Installazione murette più calotta	8	0.05	0.007	99.3%
FASE 4	Lungo Termine	-	-	0.000	100%
FASE 5	Condizioni sismiche	-	-	0.000	100%

### ***Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico***

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a  $VR = VN \times Cu = 200.0$  anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T^*_C$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

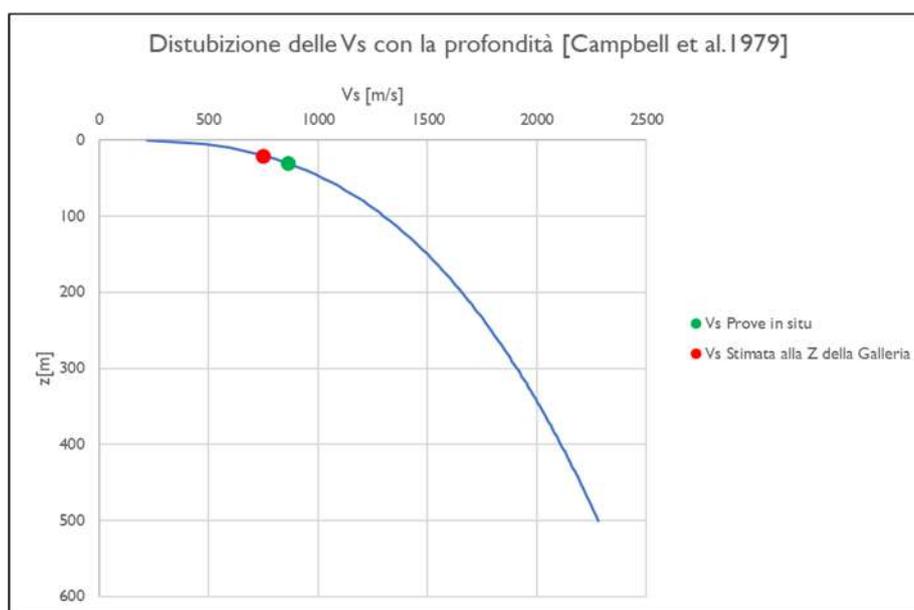
- $a_g$  è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- $S_s$  è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici  $F_0$  e  $a_g/g$  (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);

- $S_T$  è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2008).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere sono riassunti nella seguente tabella:

Azione Sismica			
Lat.	42.37868	°	
Long.	12.94952	°	
Cat. Topografica	-		
Cat. Sottosuolo	-		
$C_u$	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$V_N$	100	anni	Vita nominale
$a_{g0}$	0.314	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	I	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$a_{max}$	0.314	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

La valutazione della  $V_s$  alla profondità della galleria è stata effettuata tarando il parametro “a” della formulazione proposta da Campbell et Al. [1979] sulla base delle  $V_s$  ricavate a profondità minori dalle prove geofisiche (R4).



La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un’analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti di seguito riportata.

**Dati Geometria**

D	4.8	m	Diametro galleria
R	20	m	Ricoprimento

**Dati Rivestimento definitivo**

t	0.5	m	Spessore rivestimento
R <sub>ck,k</sub>	30	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo

**Dati Terreno**

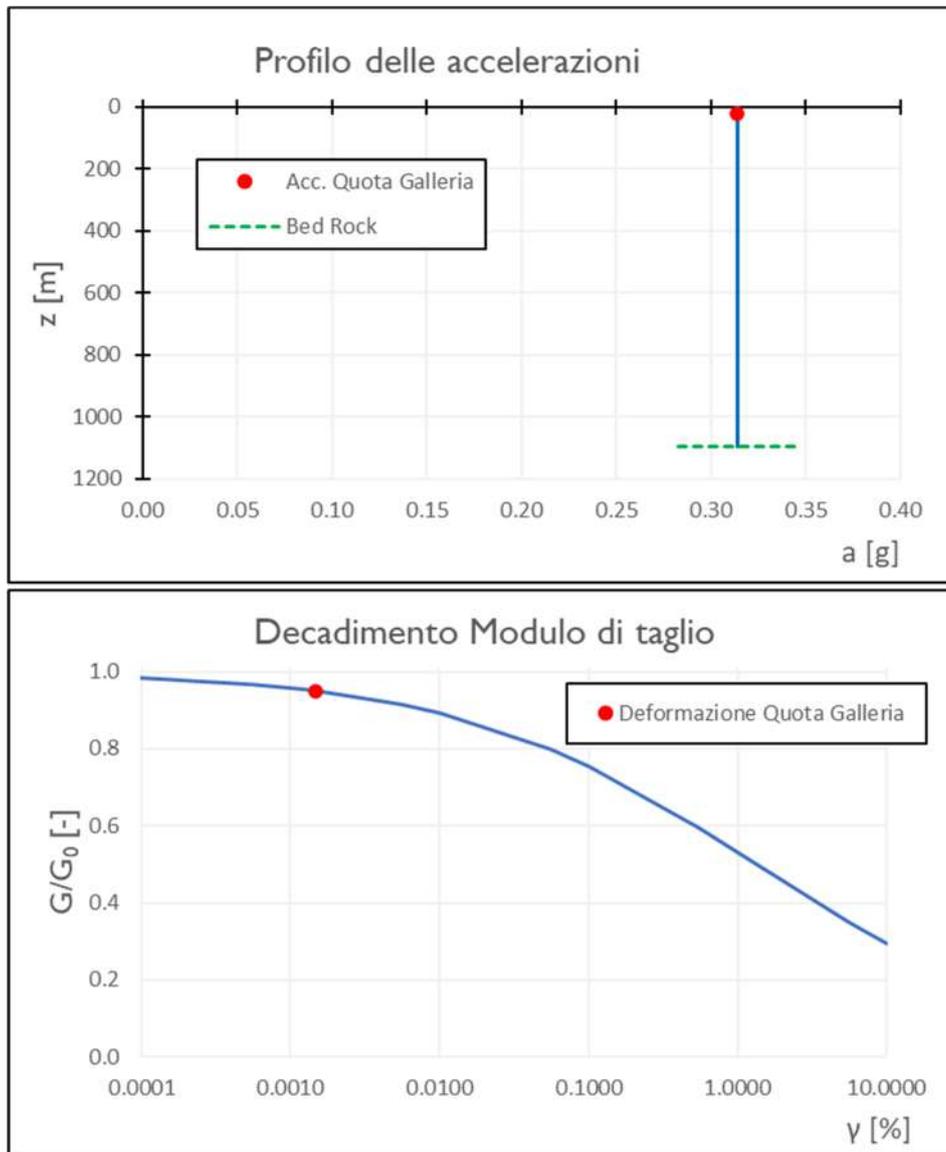
Tipo Terreno	<b>Roccia</b>	Model Sigmodal 3, a=1 b=-1 x=0.12 [Schnabel (1973)]	
ρ <sub>b</sub>	2590	kg/m <sup>3</sup>	Densità media del banco
H <sub>b</sub>	1095	m	Altezza del banco
V <sub>s,b</sub>	2216.667	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco

**Azione Sismica**

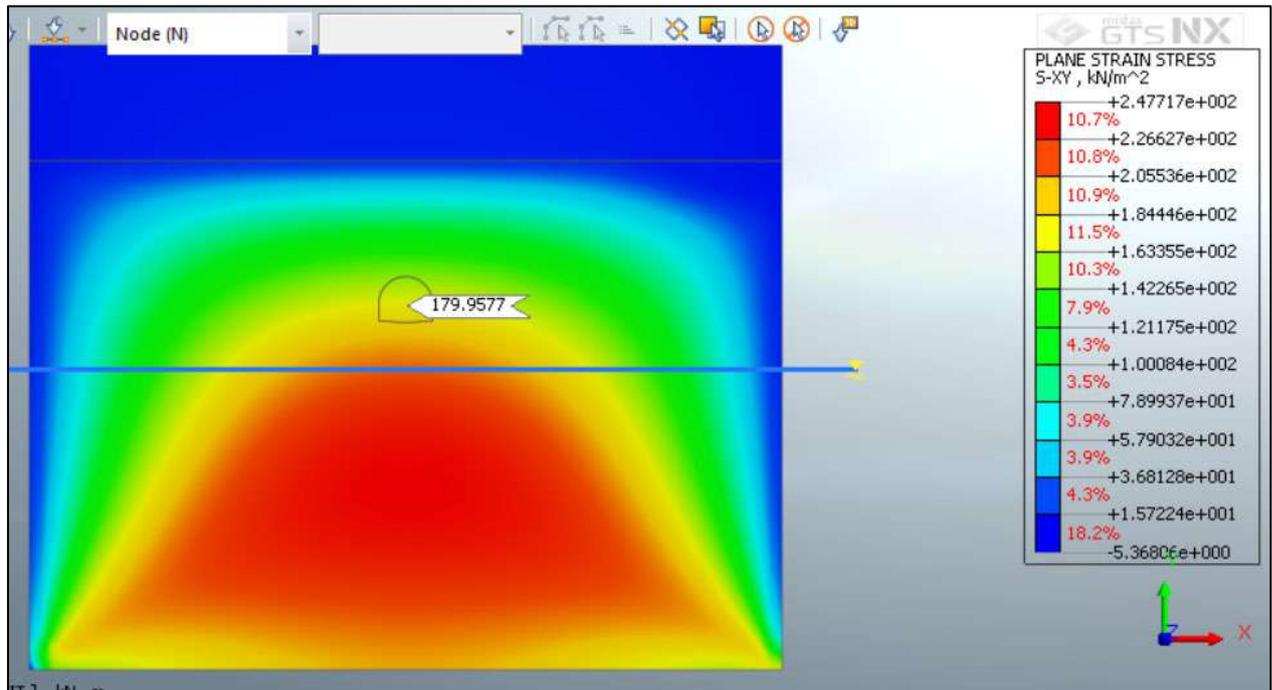
Lat.	42.37868	°	
Long.	12.94952	°	
Cat. Topografica	-		
Cat. Sottosuolo	-		
C <sub>u</sub>	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
V <sub>N</sub>	100	anni	Vita nominale
a <sub>g0</sub>	0.314	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	I	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
a <sub>max</sub>	0.314	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

**Risultati**

Metodo Utilizzato	PSI	Profilo delle accelerazioni Sinusoidale con la profondità	
a <sub>gall</sub>	0.314	g	Accelerazione quota galleria
τ <sub>gall</sub>	178.7	kPa	Tensione tangenziale quota galleria
γ <sub>gall</sub>	0.001	%	Distorsione quota galleria
G	12093.5	MPa	Modulo di taglio abbattuto
E	29024.5	MPa	Modulo di Young abbattuto



Partendo dai risultati dell’analisi di RSL semplificata, è stato tarato il modello FEM in assenza di cavo affinché restituisca una tensione tangenziale pari circa a 178Pa deformando la *mesh* per taglio puro. In tali analisi sono state assegnate all’ammasso roccioso le caratteristiche elastiche abbattute così come indicato dalla curva di decadimento del modulo di taglio sopra riportata.

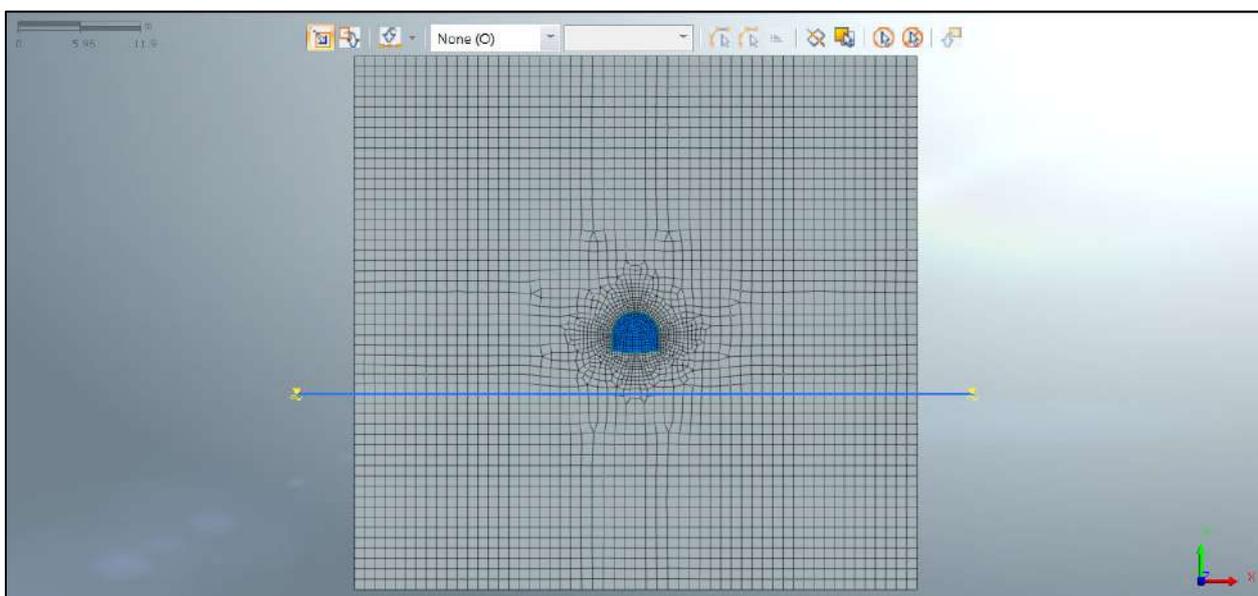


**Figura 5.22 – Taratura del modello di calcolo**

### 5.6.4.3 Sezione Tipo Light (Copertura 100m)

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione.

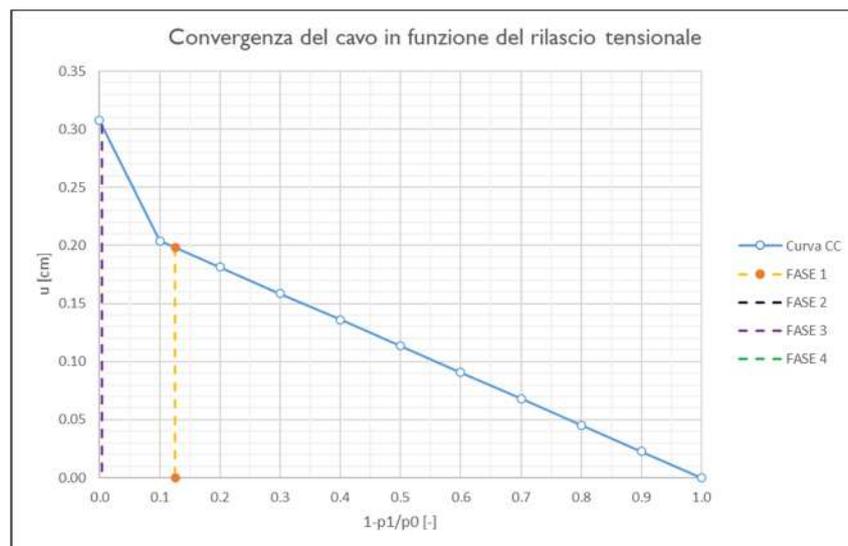
Stratigrafia di calcolo		C	$\gamma$	$c'_k$	$\varphi'_k$	$Cu_k$	E'	$k_0$
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
SAD	>0	100	25.9	428	39	-	3442	0.5-1.0-1.5



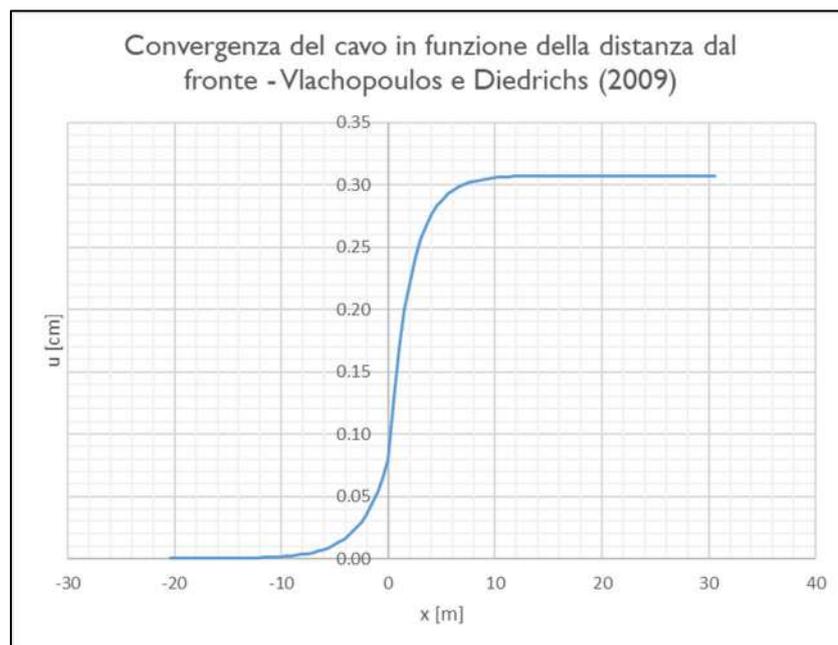
**Figura 5.23 – Mesh di calcolo**

**Fasi e percentuali di rilascio**

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica.



**Figura 5.24 – Curva caratteristica dal metodo convergenza-confinamento  
( $k_0=1.0$ )**



**Figura 5.25 – Spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte  
(Vlachopoulos & Diederichs)**

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi ( $k_0=1.0$ ) di calcolo nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

<b>TABELLA DELLE FASI</b>					
<b>FASE</b>	<b>INTERVENTO</b>	<b>Distanza di installazione dal fronte [m]</b>	<b><math>u_{conv}</math> [cm]</b>	<b><math>\lambda</math> [-]</b>	<b>Rilascio [%]</b>
FASE 1	Installazione rivestimento di prima fase	1.5	0.20	0.126	87.4%
FASE 2	Installazione arco rovescio	8	0.30	0.004	99.6%
FASE 3	Installazione murette più calotta	8	0.30	0.004	99.6%
FASE 4	Lungo Termine	-	-	0.000	100%
FASE 5	Condizioni sismiche	-	-	0.000	100%

### ***Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico***

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a  $VR = VN \times Cu = 200.0$  anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T^*_C$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

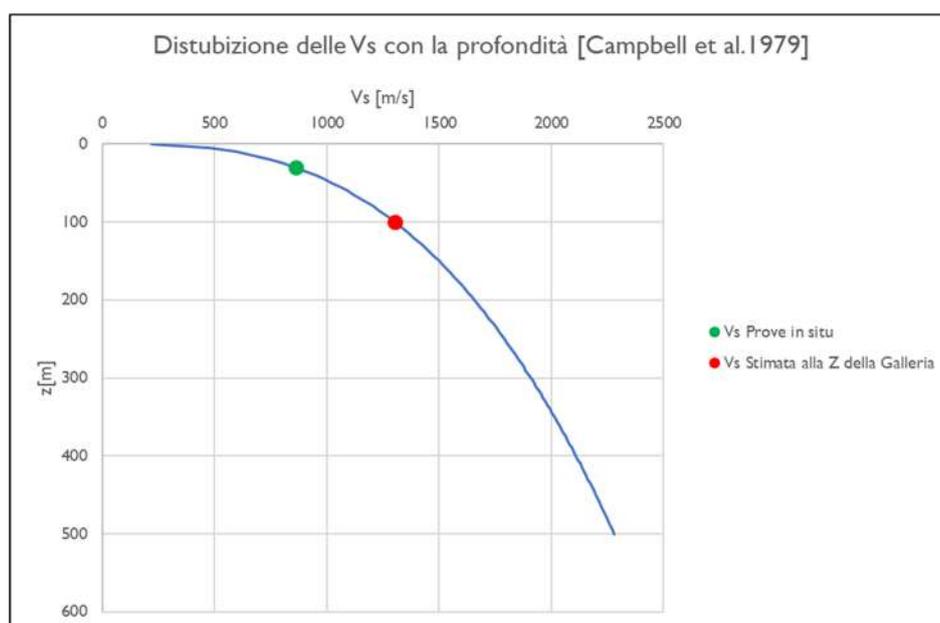
- $a_g$  è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- $S_s$  è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici  $F_0$  e  $a_g/g$  (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);

- $S_T$  è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2008).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere sono riassunti nella seguente tabella:

Azione Sismica			
Lat.	42.37868	°	
Long.	12.94952	°	
Cat. Topografica	-		
Cat. Sottosuolo	-		
$C_u$	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$V_N$	100	anni	Vita nominale
$a_{g0}$	0.314	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	I	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$a_{max}$	0.314	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

La valutazione della  $V_s$  alla profondità della galleria è stata effettuata tarando il parametro “a” della formulazione proposta da Campbell et Al. [1979] sulla base delle  $V_s$  ricavate a profondità minori dalle prove geofisiche (R4).



La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un’analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti di seguito riportata.

**Dati Geometria**

D	4.8	m	Diametro galleria
R	100	m	Ricoprimento

**Dati Rivestimento definitivo**

t	0.5	m	Spessore rivestimento
R <sub>ck,k</sub>	30	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo

**Dati Terreno**

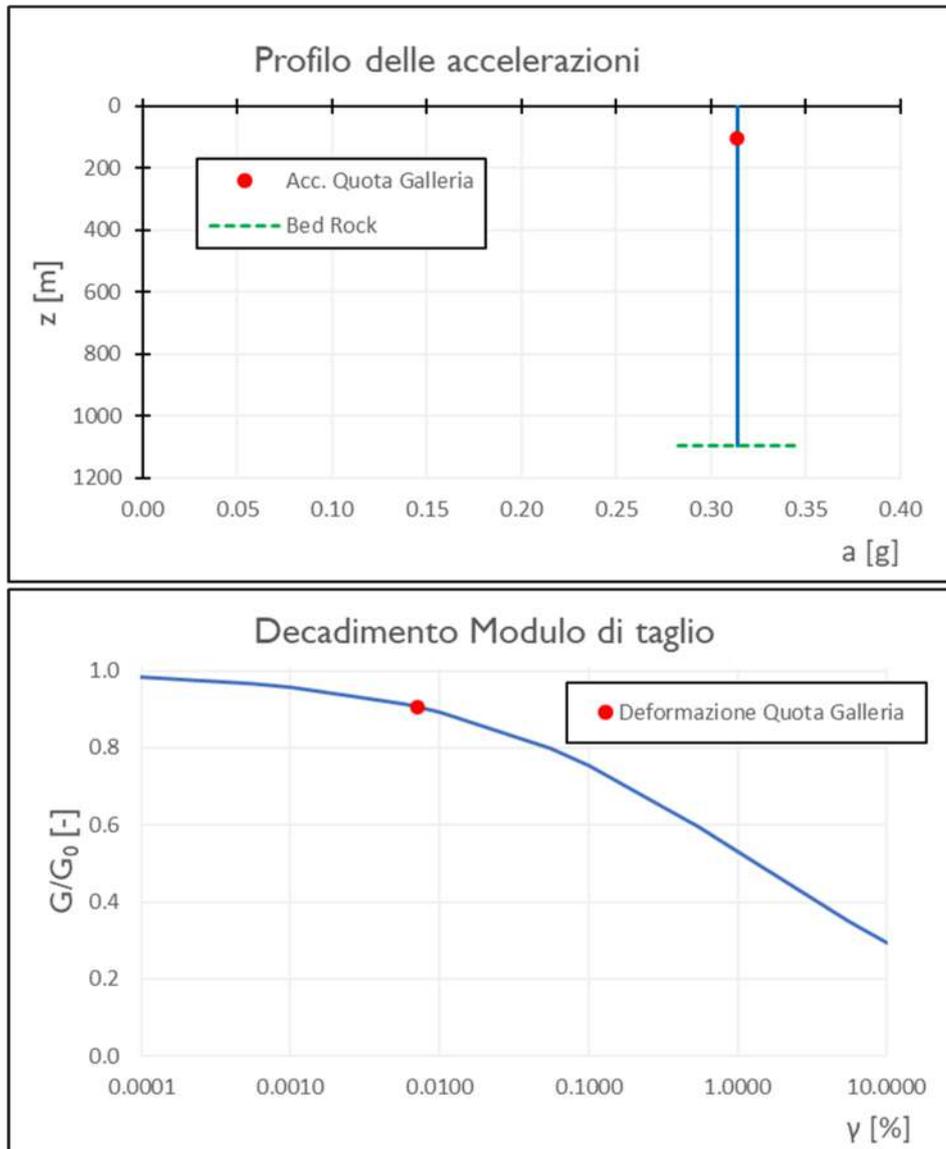
Tipo Terreno	<b>Roccia</b>	Model Sigmodal 3, a=1 b=-1 x=0.12 [Schnabel (1973)]	
ρ <sub>b</sub>	2590	kg/m <sup>3</sup>	Densità media del banco
H <sub>b</sub>	1095	m	Altezza del banco
V <sub>s,b</sub>	2216.667	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco

**Azione Sismica**

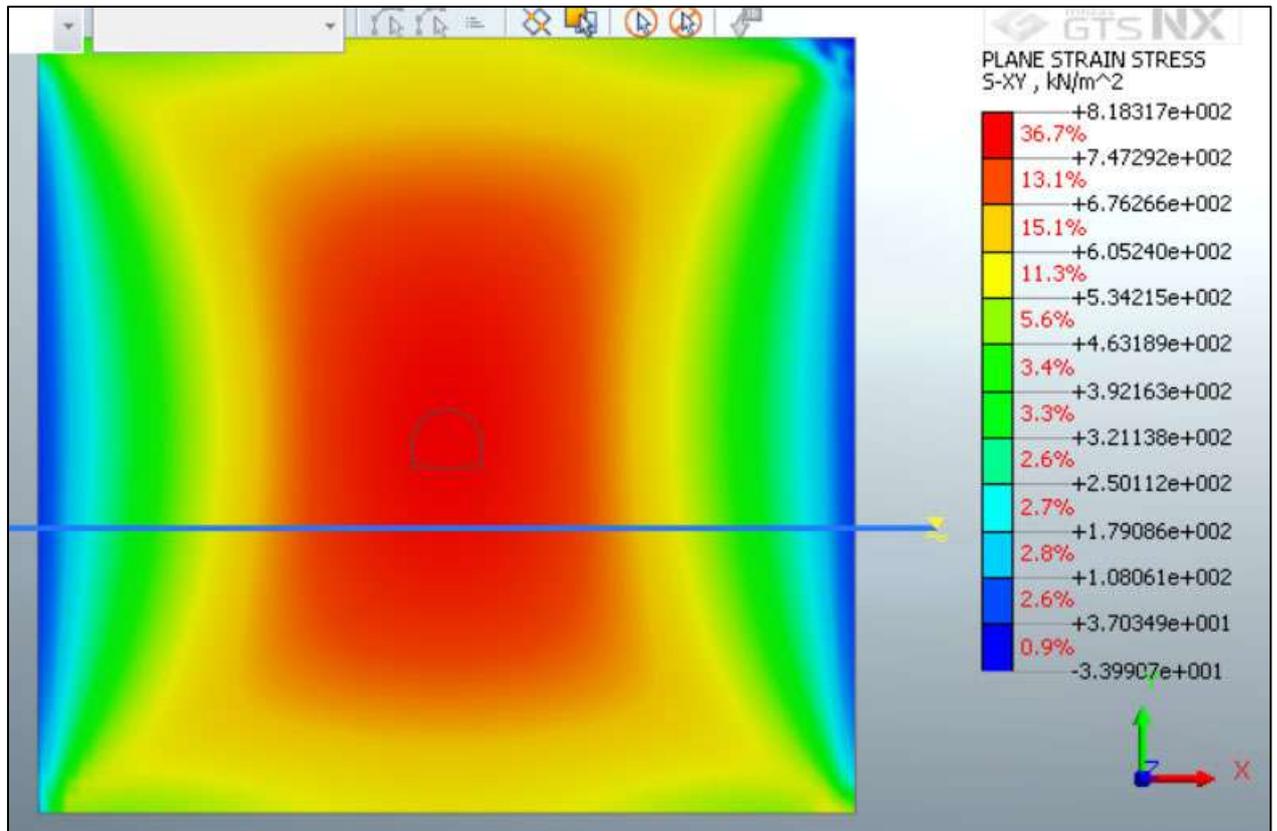
Lat.	42.37868	°	
Long.	12.94952	°	
Cat. Topografica	-		
Cat. Sottosuolo	-		
C <sub>u</sub>	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
V <sub>N</sub>	100	anni	Vita nominale
a <sub>g0</sub>	0.314	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	I	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
a <sub>max</sub>	0.314	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

**Risultati**

Metodo Utilizzato	PSI	Profilo delle accelerazioni Sinusoidale con la profondità	
a <sub>gall</sub>	0.314	g	Accelerazione quota galleria
τ <sub>gall</sub>	817.0	kPa	Tensione tangenziale quota galleria
γ <sub>gall</sub>	0.007	%	Distorsione quota galleria
G	11534.4	MPa	Modulo di taglio abbattuto
E	27682.5	MPa	Modulo di Young abbattuto



Partendo dai risultati dell’analisi di RSL semplificata, è stato tarato il modello FEM in assenza di cavo affinché restituisca una tensione tangenziale pari circa a 817Pa deformando la *mesh* per taglio puro. In tali analisi sono state assegnate all’ammasso roccioso le caratteristiche elastiche abbattute così come indicato dalla curva di decadimento del modulo di taglio sopra riportata.



**Figura 5.26 – Taratura del modello di calcolo**

## 5.7 Risultati delle analisi numeriche e verifiche

Nel presente capitolo sono riportati i risultati delle analisi numeriche in termini deformativi e tensionali, in particolari mostrando le deformazioni del cavo e dei prerivestimenti, e i valori massimi e le verifiche tensionali delle sezioni più sollecitate dei rivestimenti provvisori e definitivi. Le metodologie di verifica, secondo la normativa adottata, sono riepilogate nei seguenti paragrafi.

### 5.7.1 *Modalità di verifica*

#### 5.7.1.1 Verifiche del rivestimento di prima fase

Per le verifiche tensionali relative ai rivestimenti di prima fase vengono utilizzate le sollecitazioni calcolate durante gli step di calcolo effettuati nei modelli numerici, assumendo un diverso valore di modulo elastico per lo spritz beton a seconda della maturazione dello stesso. Il fattore di omogeneizzazione tra acciaio e spritz beton è stato assunto pari al reale rapporto tra i moduli elastici dei materiali: risulta quindi variabile in funzione della maturazione del calcestruzzo.

In particolare, il diagramma relativo al prerivestimento viene costruito considerando una sezione in calcestruzzo armato di spessore pari allo spessore di spritz beton e un’armatura pari all’area delle ali della centina (AFTES “Recommendations for the Design of sprayed concrete for underground” – 09/11/2000)

Secondo la normativa adottata, le verifiche sono soddisfatte se:

$$\sigma_c \leq \sigma_{amm}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{amm}$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, si assume in via cautelativa che queste devono essere affidate unicamente alle anime delle centine ( $A_{tw}$ ), senza alcun contributo da parte dello spritz-beton.

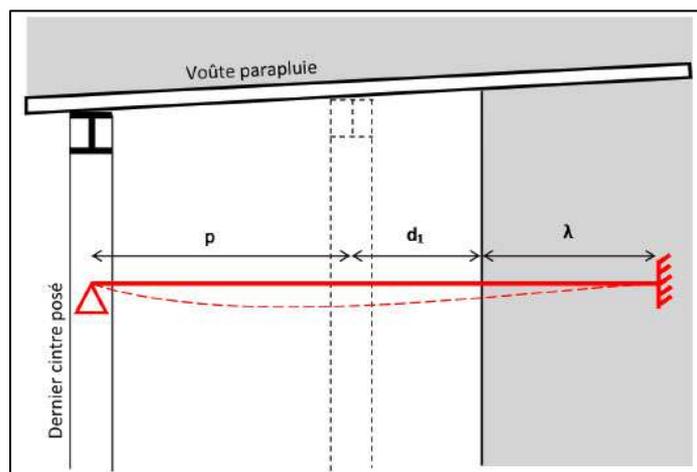
La verifica verrà quindi fatta valutando che la  $\tau$  dovuta all’azione di taglio sia inferiore al valore ammissibile.

$$\tau = T / A_{tw} \leq \tau_{amm}$$

### 5.7.1.2 Verifiche degli infilaggi

In condizioni di scarse coperture l'effetto arco al di sopra della galleria non viene a generarsi in maniera completa, e risulta necessario crearlo artificialmente mediante la realizzazione di interventi di presostegno al contorno. In tale maniera è possibile migliorare le condizioni di stabilità del cavo, in particolare nella fase maggiormente critica al termine dello sfondo, prima della messa in opera delle centine.

Gli schemi di calcolo che meglio approssimano il comportamento degli infilaggi sono mostrati nella figura seguente.



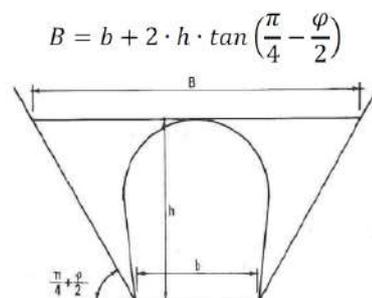
**Figura 5.27 – Schema statico considerato per la verifica degli infilaggi**

Lo schema statico utilizzato per la verifica degli infilaggi prevede vincoli di appoggio ed incastro alle estremità. La luce di calcolo è pari alla somma del passo delle centine, del tratto di galleria non sostenuta  $d_1$  (distanza tra la posizione della centina non ancora collocata ed il fronte di scavo) e di una distanza fittizia  $\lambda$  dell'appoggio oltre il fronte, che tiene in conto del degradamento delle caratteristiche di resistenza del nucleo di scavo in prossimità del fronte, comportando l'arretramento del vincolo di incastro.

Il carico agente sul singolo tubo è stato determinato utilizzando la formula di Terzaghi che permette di determinare la pressione agente sugli infilaggi:

$$p_v = \frac{\gamma b - 2c}{2 \cdot \tan(\varphi)}$$

Dove:



**Figura 5.28 – Schema per il calcolo della pressione**

Il carico da applicare su ogni singolo infilaggio corrisponde al 50% di  $p_v$  (Peila&Oggeri, 2006) moltiplicato per l'interasse tra i tubi di infilaggio. Le sollecitazioni di progetto sono quindi i valori maggiori derivanti dai due schemi di calcolo:

$$M_{Ek} = \frac{pl^2}{8}$$

$$V_{Ek} = 5 \frac{pl}{8}$$

Determinato il carico e la sollecitazione vengono calcolate le sollecitazioni di flessione e taglio e le tensioni normali e tangenziali. Successivamente sono state condotte le seguenti verifiche:

SLU

- Per la verifica a flessione:  $M_{ed} < M_{rd}$

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0$$

- Per la verifica a taglio:

SLE

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$$

### 5.7.1.3 Verifiche del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato

I rivestimenti definitivi della galleria naturale sono realizzati in calcestruzzo armato ordinario, con conglomerato cementizio di classe  $R_{ck}=30$  MPa e barre di tipo B450 C ad aderenza migliorata. Le verifiche a pressoflessione e a taglio vengono svolte utilizzando le sollecitazioni ricavate dai beam inseriti in corrispondenza della mezzeria della struttura.

#### 4.1.2.3.4.2 *Verifiche di resistenza e duttilità*

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  di cui al § 4.1.2.1.2.

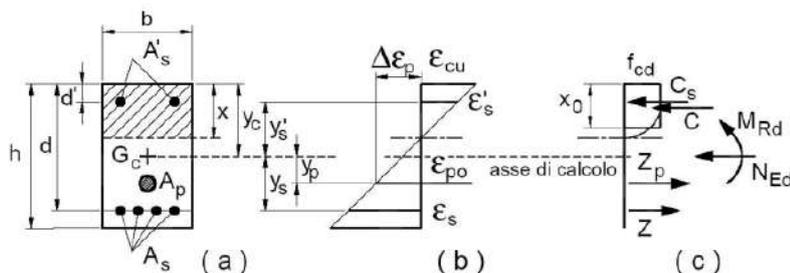


Fig. 4.1.4 – Sezione pressoinflessa

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

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

$N_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

$M_{Ed}$  è il valore di progetto del momento di domanda;

$\mu_{\phi}$  è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$\mu_{Ed}$  è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

**4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un’armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E’ consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all’elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

$f_{ck}$  espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l’altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{bd} + d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$  [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in calcestruzzo armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a  $f_{ctd}$ ) la resistenza di progetto può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad [4.1.24]$$

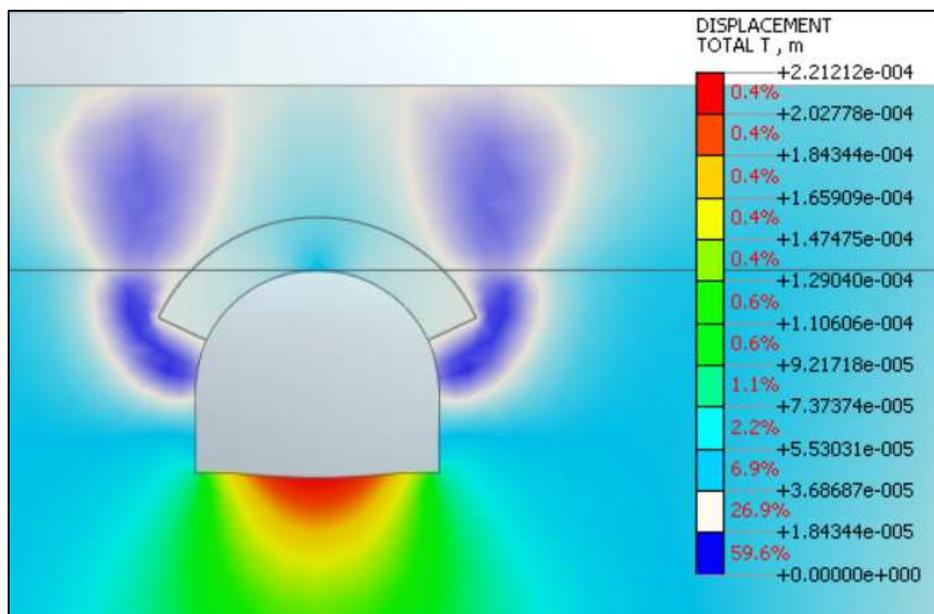
In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all’inclinazione delle fessure rispetto all’asse della trave, inclinazione assunta pari a 45°. In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull’appoggio.

### 5.7.2 Sezione Tipo Hard (Copertura 3.5m)

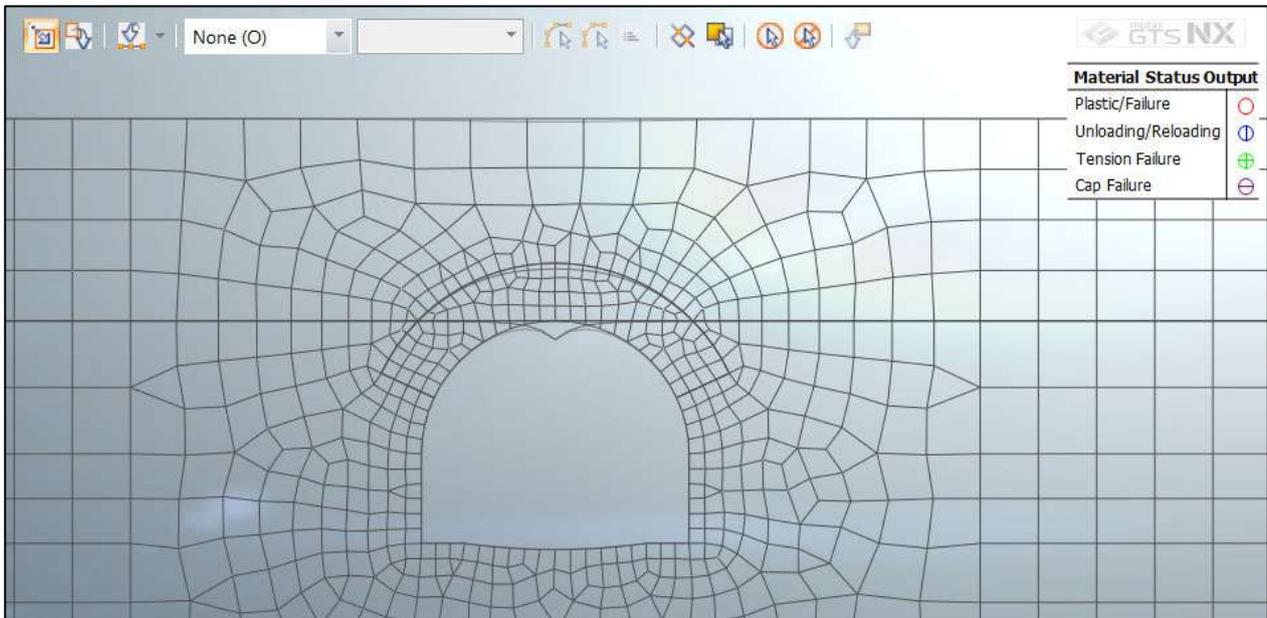
#### 5.7.2.1 Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 0.2 mm ( $k_0=0.5$ ).

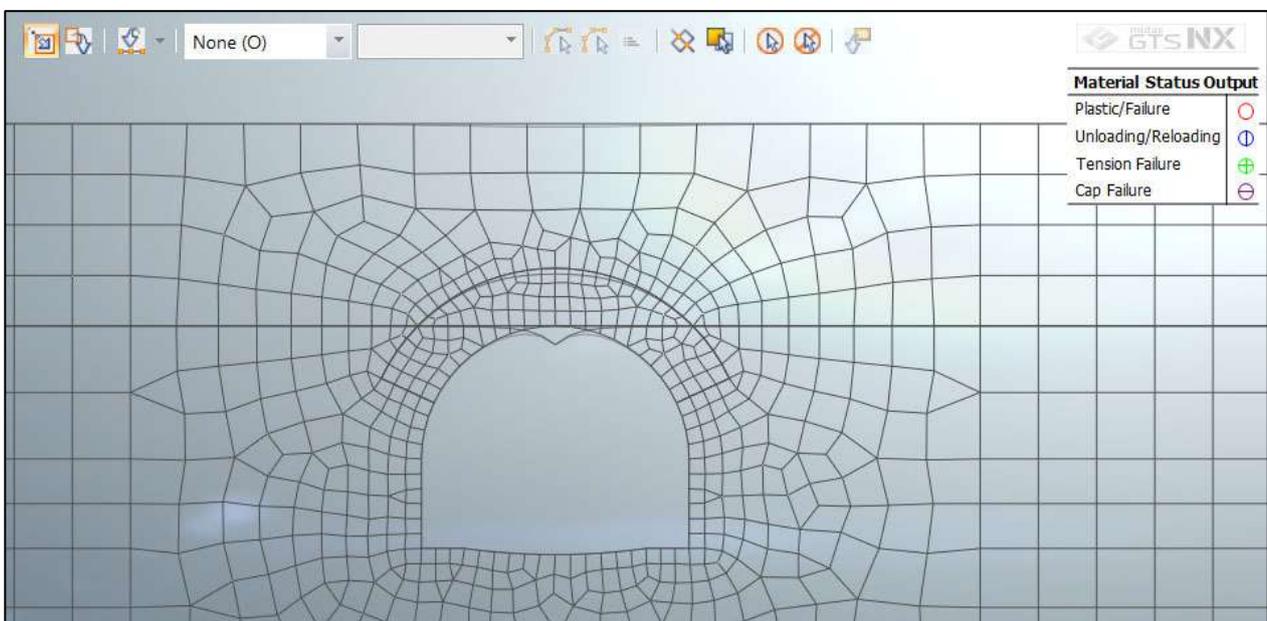


**Figura 5.29 – Deformata Stage Finale Statico ( $k_0=0.5$ )**

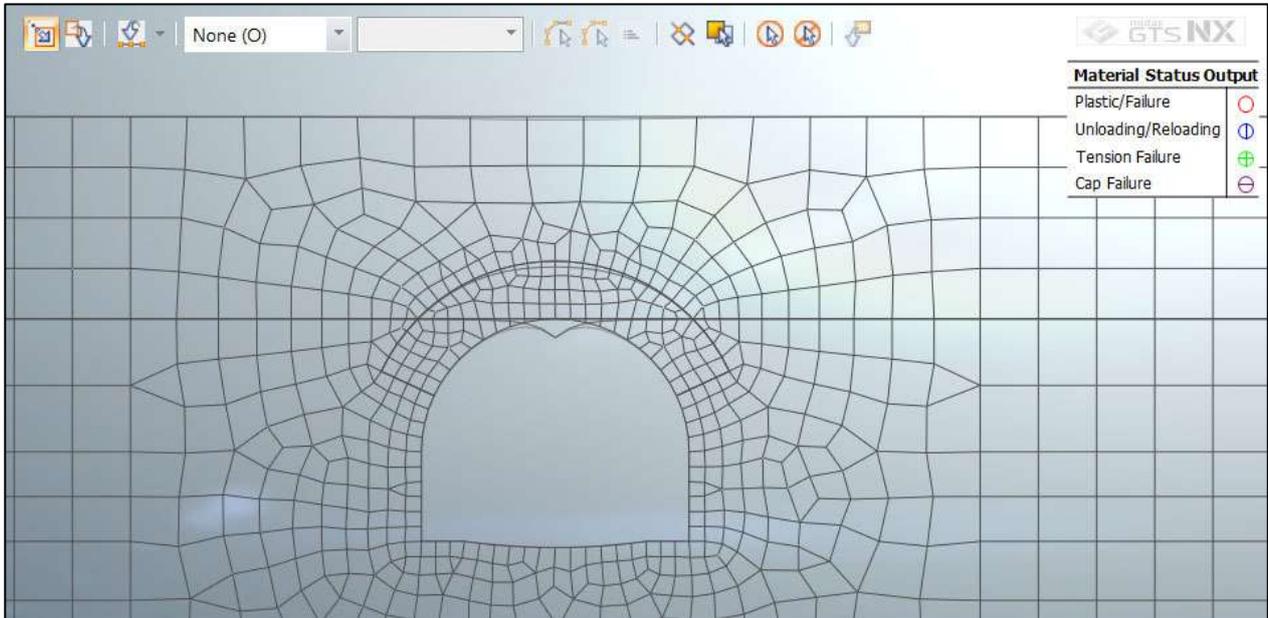
Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale la realizzazione degli infilaggi riesce a limitare la plasticizzazione del terreno fino all’installazione del rivestimento definitivo. Di seguito sono riportate alcune immagini che mostrano lo stato di plasticizzazione del terreno al passare delle fasi:



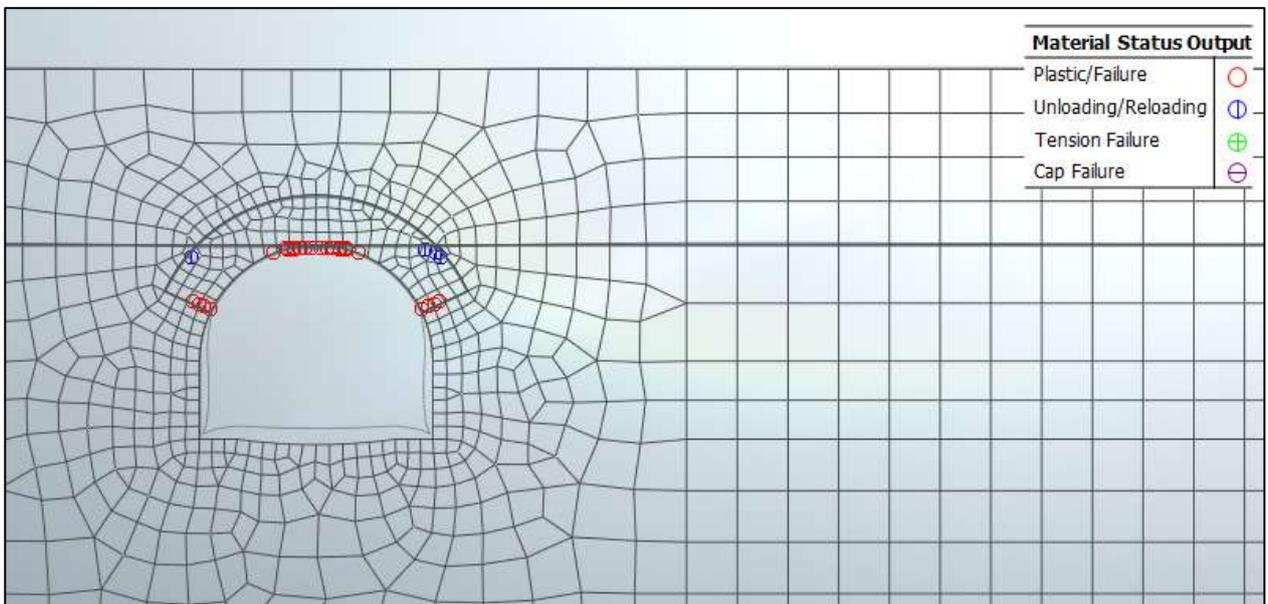
**Figura 5.30 – Zone plasticizzate (Scavo per installazione infilaggi)**



**Figura 5.31 – Zone plasticizzate (Attivazione infilaggi)**



**Figura 5.32 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. provvisorio)**



**Figura 5.33 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. definitivo)**

Per quanto riguarda il prerivestimento e il rivestimento definitivo, la convergenza totale media rilevata è inferiore al millimetro.

SEZIONE	u [cm] $k_0=0.5$	u [cm] $k_0=1.0$	u [cm] $k_0=1.5$
Chiave Calotta ( $S_v$ )	<0.1	<0.1	<0.1
Testa Piedritti ( $S_h$ )	<0.1	<0.1	<0.1
Chiave Arco Rov. ( $S_v$ )	<0.1	<0.1	<0.1

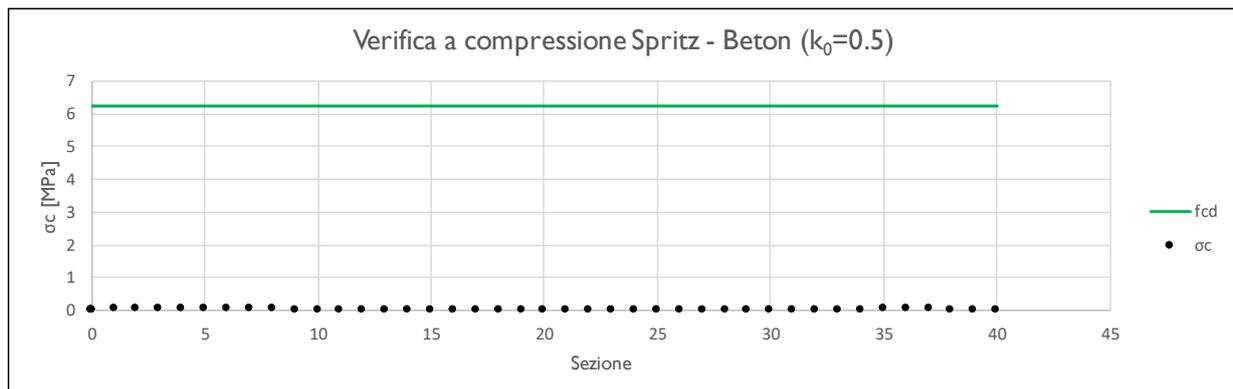
5.7.2.2 Analisi tensionale e delle sollecitazioni

**Rivestimento di Prima Fase**

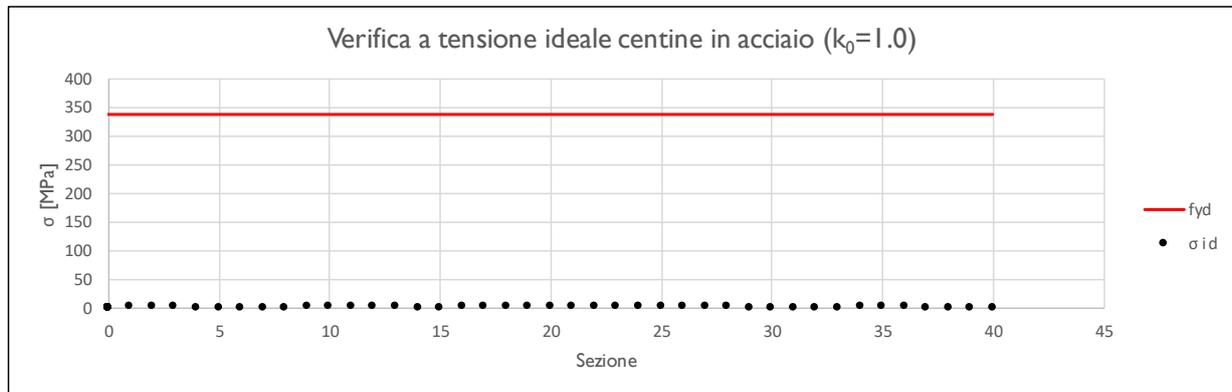
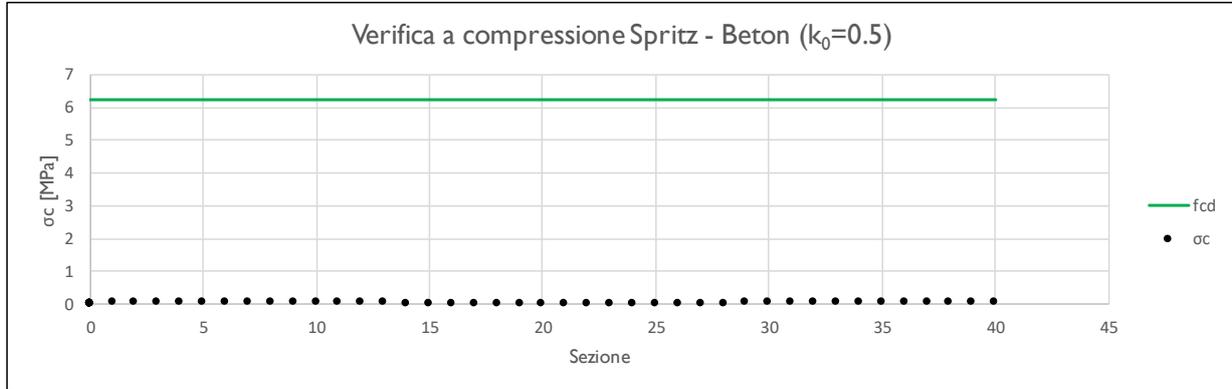
I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella:

Sezione	CLS Spritz Beton	$E_{SPRITZ}$ [GPa]	$s_{SPRITZ}$ [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	$N_{CEN}$	$E_{CEN}$ [GPa]	$W_{CEN}$ [cm <sup>4</sup> ]	$A_{CEN}$ [cm <sup>2</sup> ]
Hard	25/30	10.4	25	HEA200	S355	1.5	I	210	388.6	53.83

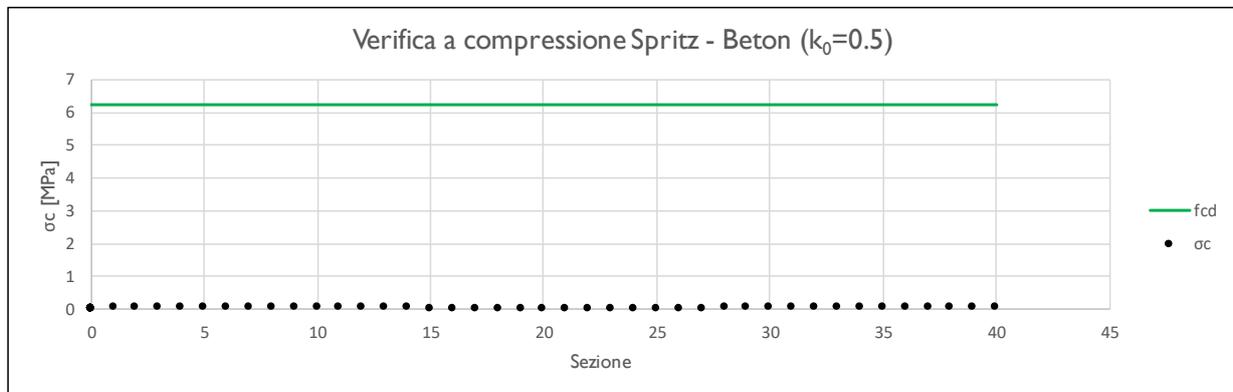
Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine che sullo spritz beton unicamente le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.



$K_0$	$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz\ Beton}$ [MPa]	$\sigma_{d,Centine}$ [MPa]	$\tau_{d,Centine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Centine}$ [MPa]
0.5	0.1	0.0	-0.8	0.0	0.1	1.0	2.2



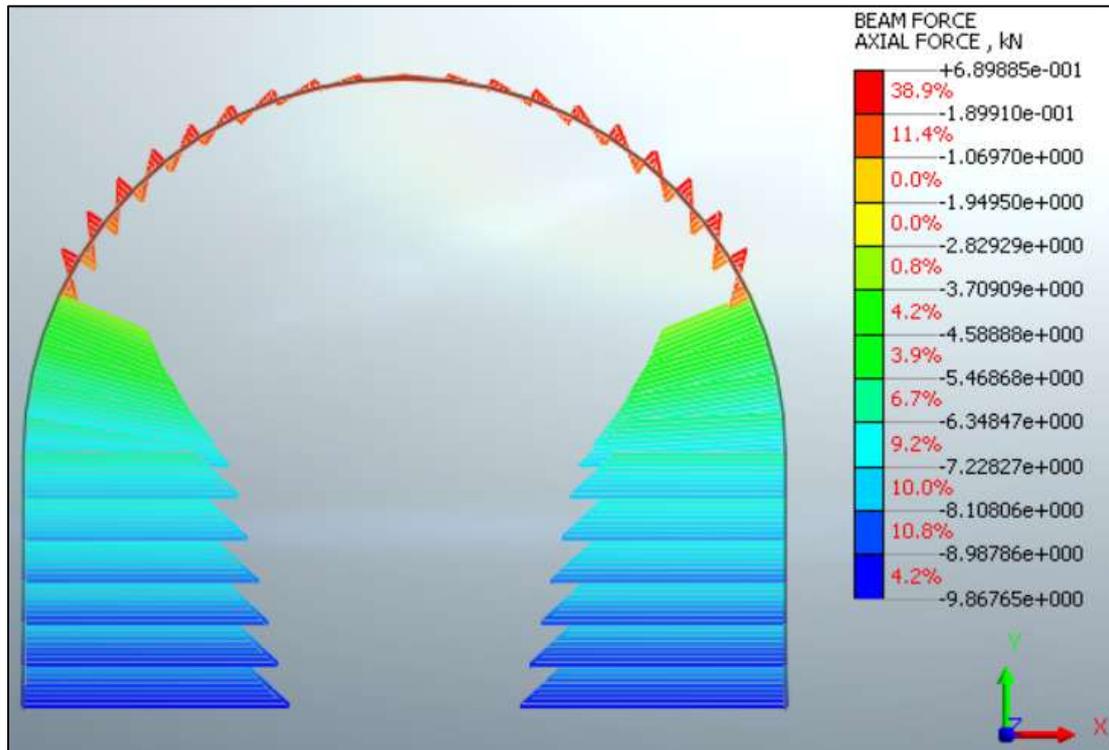
$K_0$	$N_{\text{calcolo}}$ [kN]	$M_{\text{calcolo}}$ [kNm]	$T_{\text{calcolo}}$ [kN]	$\sigma_{d,\text{Spritz Beton}}$ [MPa]	$\sigma_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\tau_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\sigma_{id,\text{Centine}}$ [MPa]
I	-10.8	0.2	0.7	0.0	1.4	0.9	2.7



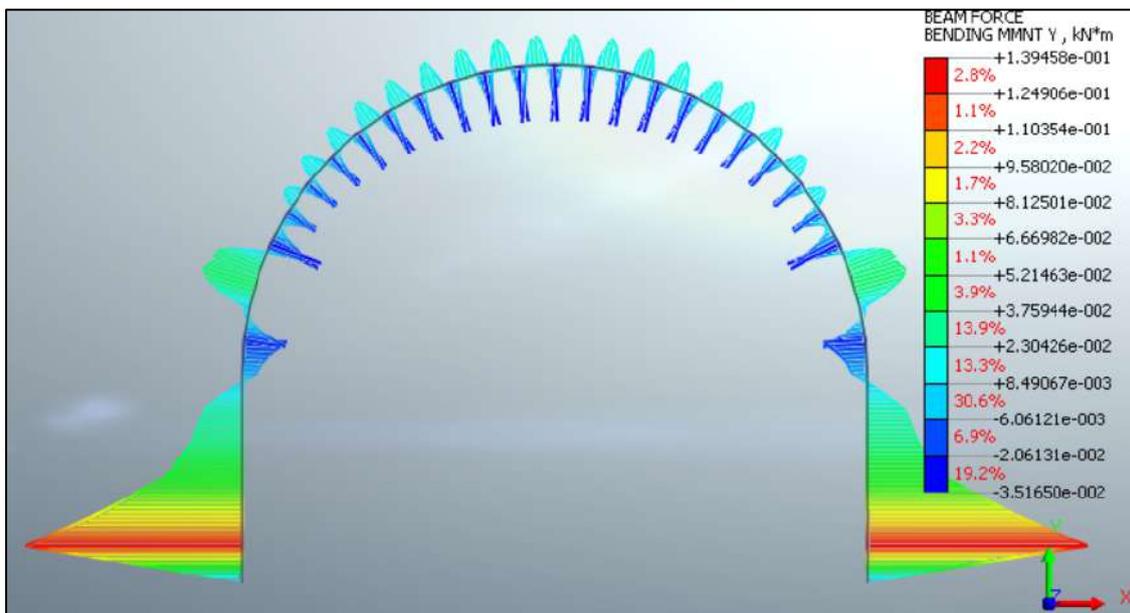
$K_0$	$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz\ Beton}$ [MPa]	$\sigma_{d,Centine}$ [MPa]	$\tau_{d,Centine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Centine}$ [MPa]
1.5	-2.5	-0.6	-4.3	0.0	2.5	5.0	11.7

Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 Mpa) e dell’acciaio (338.1 Mpa) risultano superiori a quelle di calcolo.

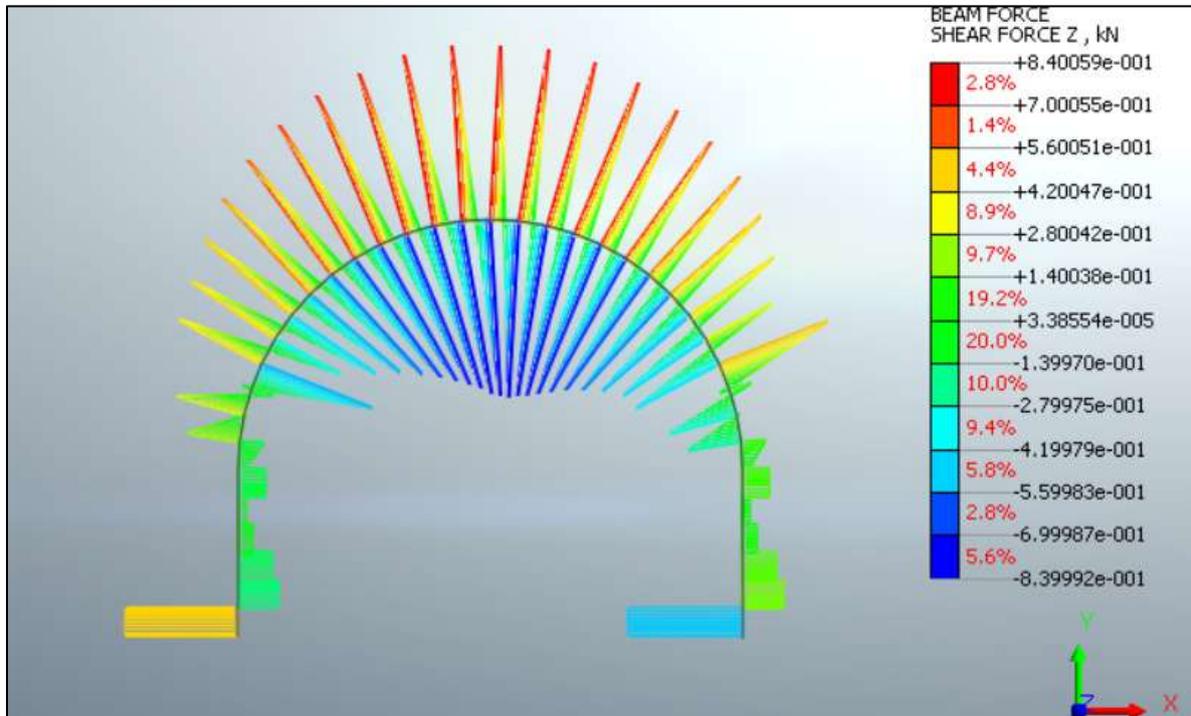
Di seguito è riportata un’immagine per  $k_0=0.5$  delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio derivante dal modello FEM.



**Figura 5.34 – Sforzo assiale ( $K_0=0.5$ )**



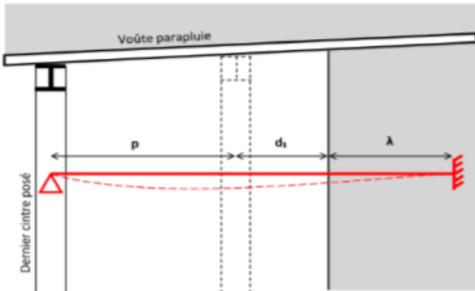
**Figura 5.35 – Momento Flettente ( $K_0=0.5$ )**



**Figura 5.36 – Sforzo di taglio ( $K_0=0.5$ )**

**Infilaggi**

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle verifiche svolte secondo le indicazioni dei paragrafi precedenti:

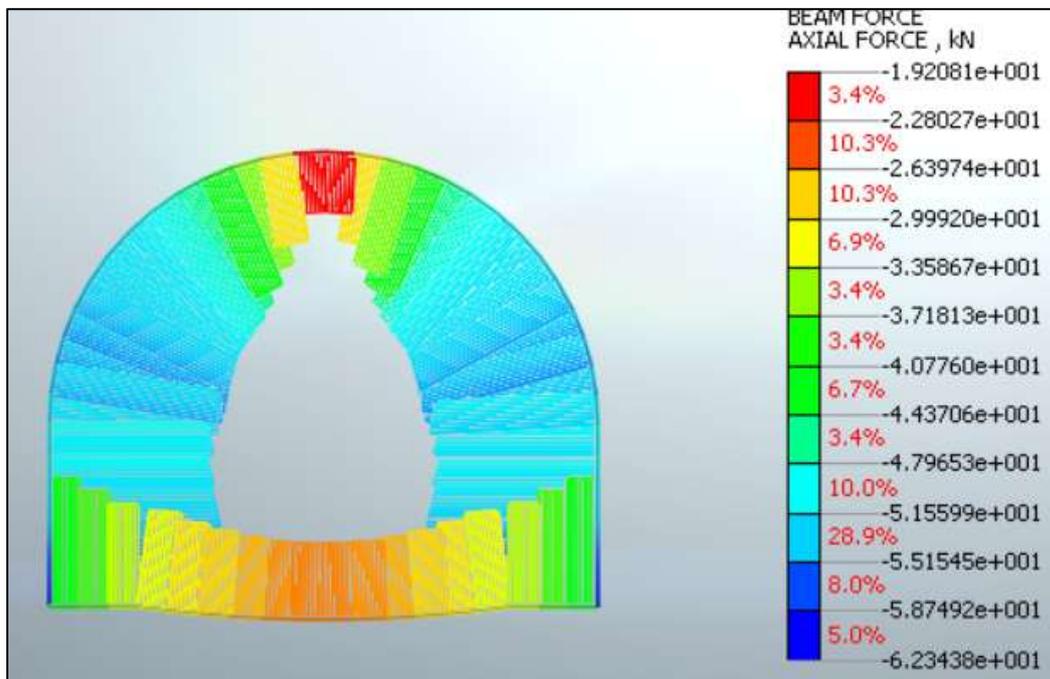
 <b>Calcolo e verifica di ombrellature di sostegno di gallerie scavate con metodo tradizionale costituite da tubolari in acciaio</b>	
<p><b>DATI</b></p> <p>Carico Verticale <math>p_v = 70.0</math> kPa            Passo centine <math>p = 1.5</math> m            Scostamento fronte/centina <math>d_f = 1.5</math> m            Lunghezza d'ammorsamento <math>\lambda = 0.5</math> m            Interasse tubolari <math>e = 0.3</math> m            Diametro esterno tubolari <math>D_e = 139.7</math> mm            Spessore tubolari <math>s = 10</math> mm            Tensione a snervamento caratteristica <math>f_{yt} = 275</math> MPa            Tensione a snervamento di progetto <math>f_{yd} = 261.9</math> MPa</p>	<p><b>MODELLO UTILIZZATO</b></p> 
<p><b>RISULTATI</b></p> <p>Lunghezza di calcolo <math>L = 3.5</math> m</p> <p>Modulo resistente del tubolare <math>W = 99287</math> mm<sup>3</sup>            Carico sul tubo <math>q = 10.5</math> kN/m            Momento flettente agente allo SLU <math>M_{ed} = 20.9</math> kNm            Momento flettente resistente <math>M_{rd} = 26.0</math> kNm            Sforzo di taglio agente allo SLU <math>V_{ed} = 29.9</math> kN</p> <p>Tensione tangenziale agente allo SLU <math>\tau_{ed} = 11.5</math> MPa            Tensione massima agente allo SLE <math>\sigma_s = 161.9</math> MPa</p>	<p><b>Verifica momento allo SLU:</b>  <math>M_{ed} &lt; M_{rd} ?</math> <b>OK</b></p> <p><b>Verifica sforzo tangenziale allo SLU:</b>  <math>\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0</math> <b>OK</b></p> <p><b>Verifica tensione massima allo SLE:</b>  <math>\sigma_s &lt; 0.8 f_{yk} ?</math> <b>OK</b></p>

**Rivestimento definitivo**

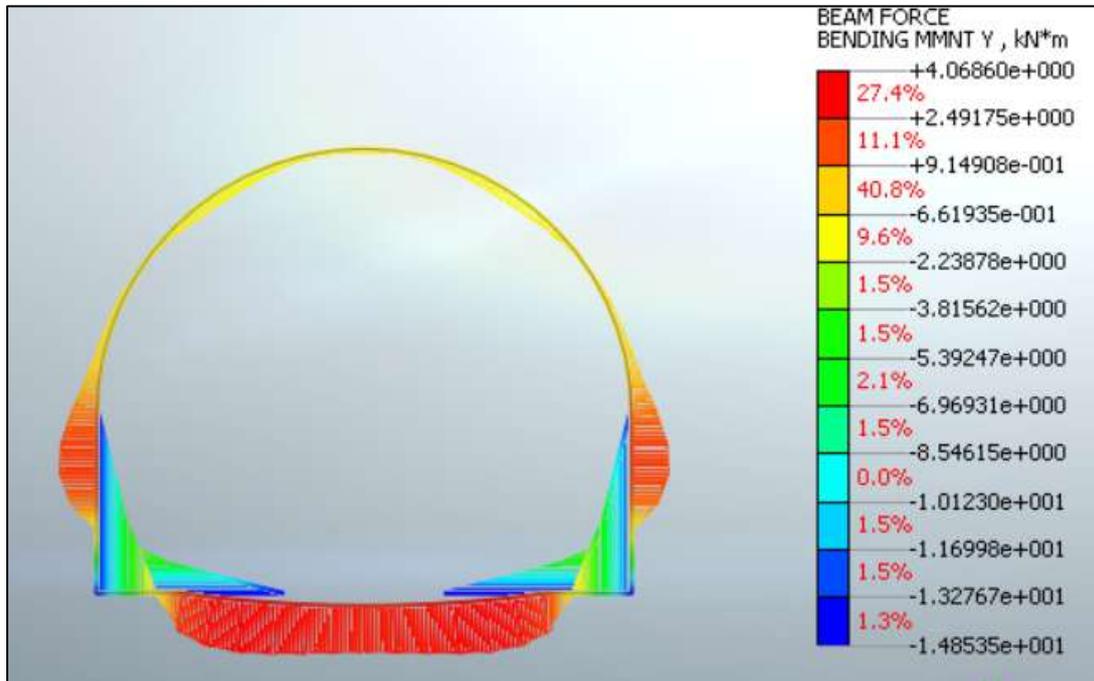
Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM:

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	S <sub>Arco Rovescio</sub> [cm]	S <sub>Calotta</sub> [cm]
C25/30	70	60/120

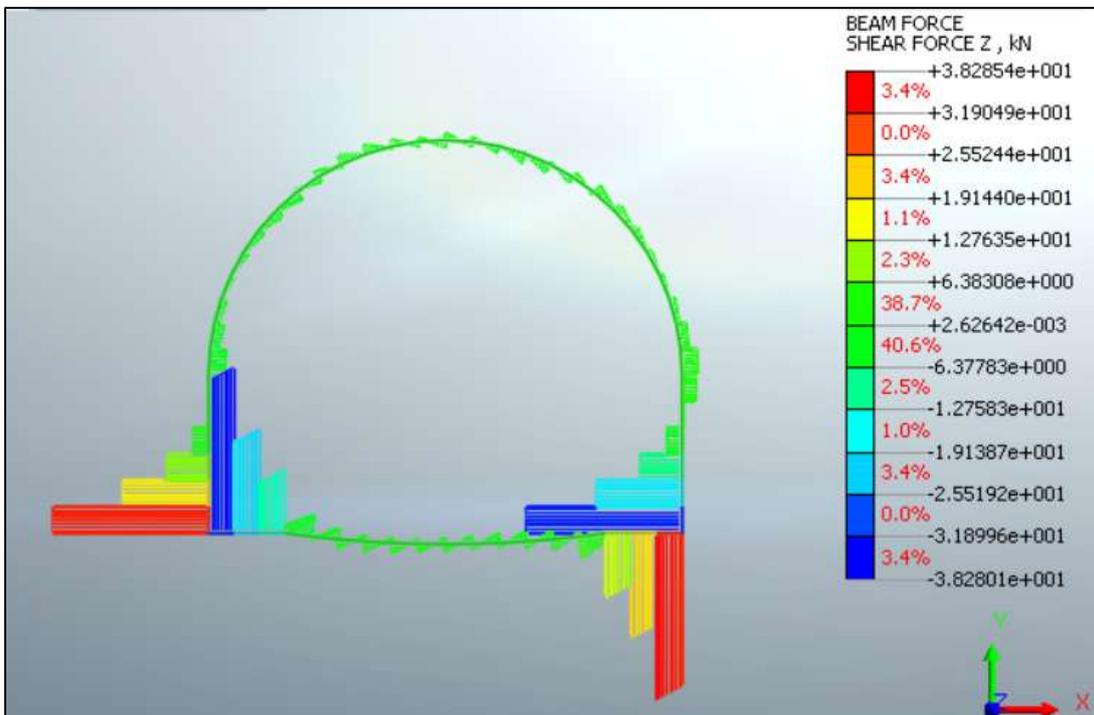
FERRI ARMATURA PRINCIPALE		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	φ16/10	φ16/10
Calotta	φ16/10	φ16/10



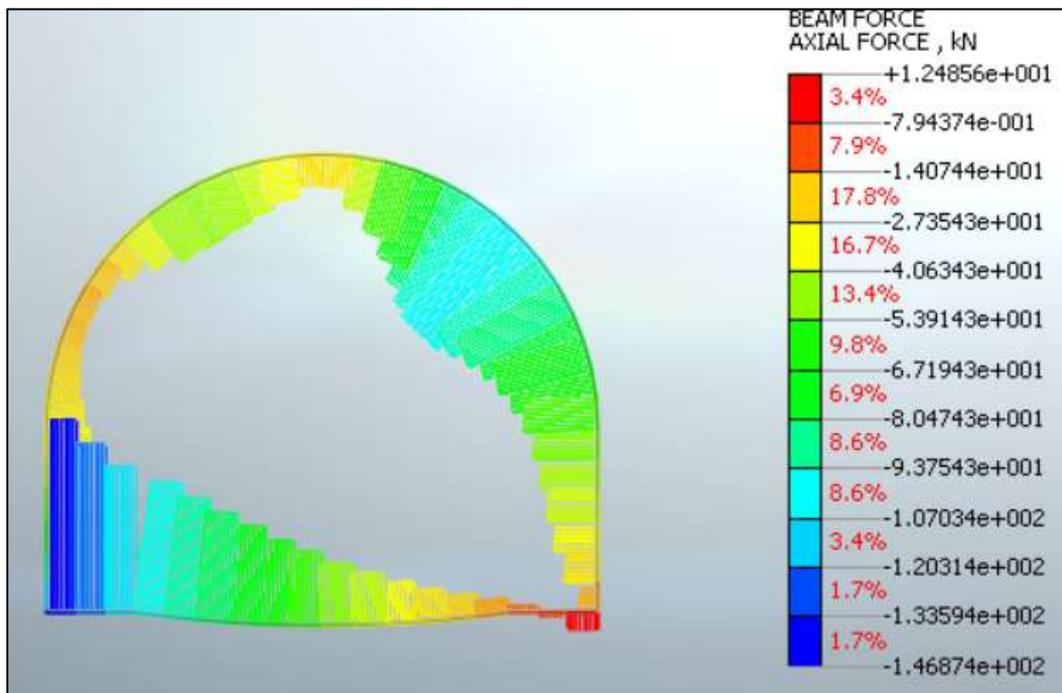
**Figura 5.37 – Sforzo normale - Statica (k<sub>0</sub>=1.0)**



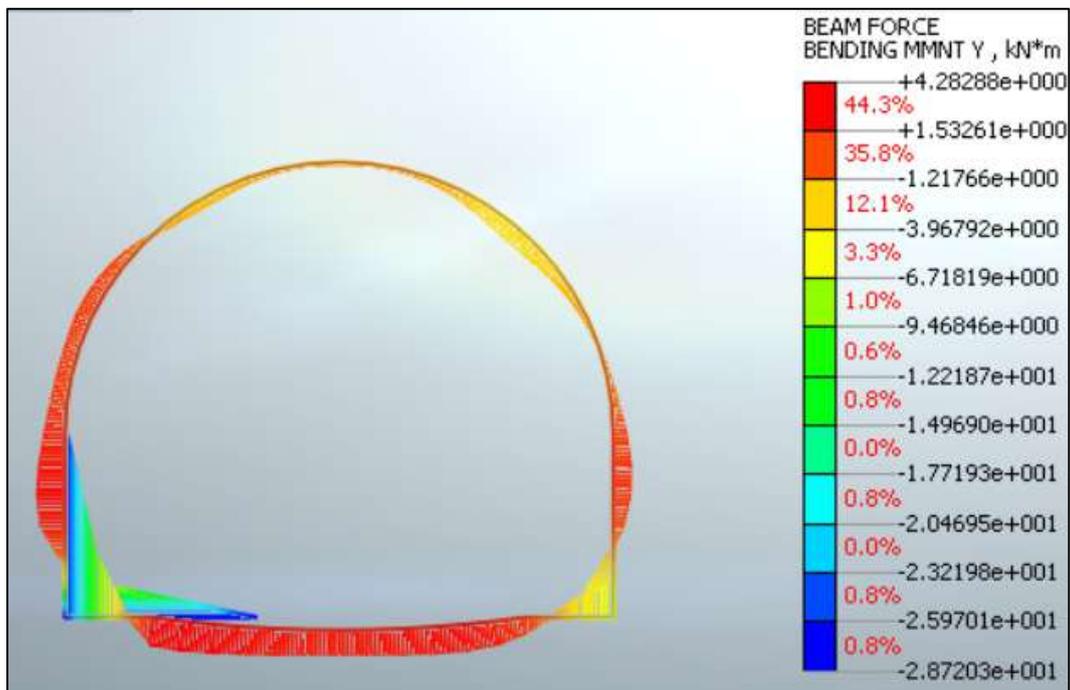
**Figura 5.38 – Momento Flettente - Statica ( $k_0=1.0$ )**



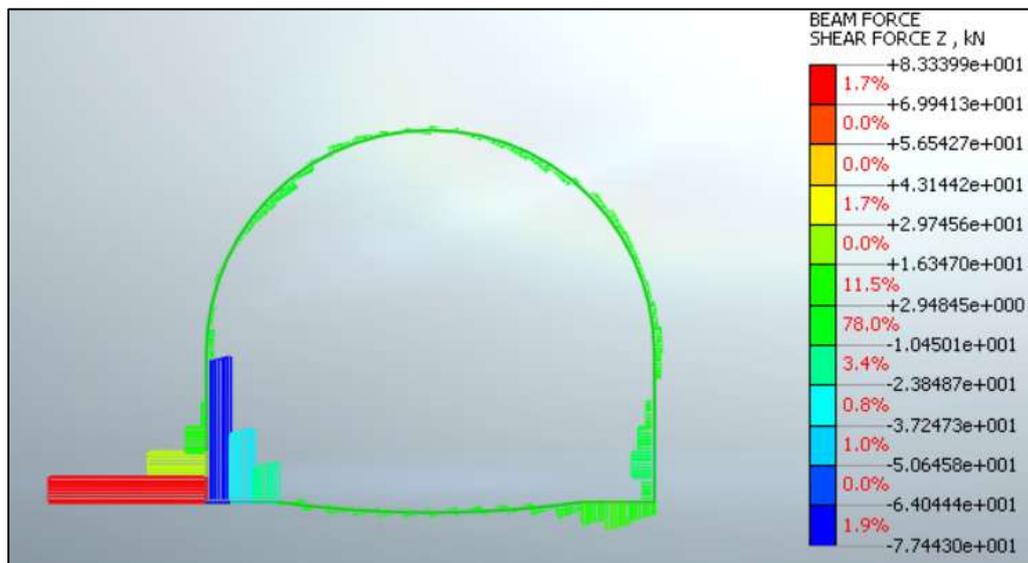
**Figura 5.39 – Sforzo di taglio - Statica ( $k_0=1.0$ )**



**Figura 5.40 – Sforzo normale - Sismica ( $k_0=1.0$ )**



**Figura 5.41 – Momento Flettente - Sismica ( $k_0=1.0$ )**

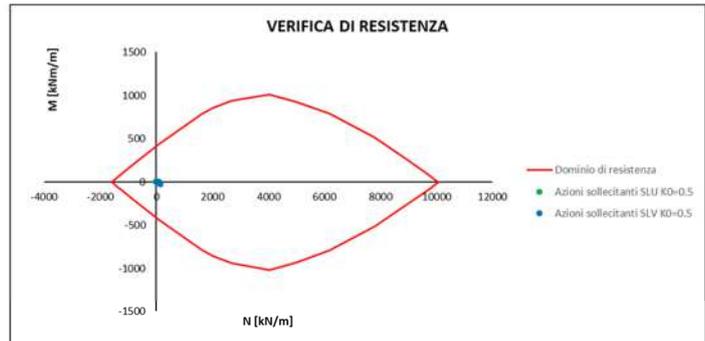


**Figura 5.42 – Sforzo di taglio - Sismica ( $k_0=1.0$ )**

Arco Rovescio: Verifica a flessione

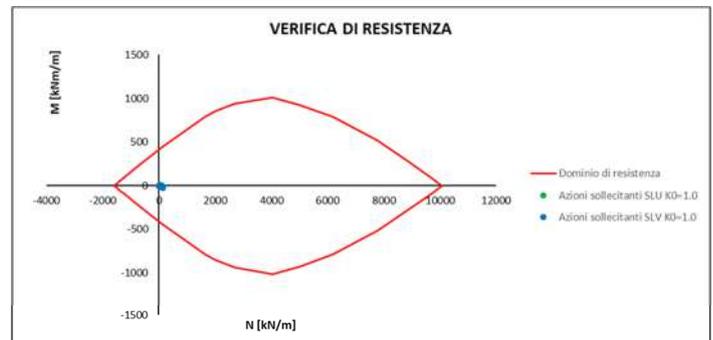
Azioni sollecitanti SLU $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
27.8	-4.1
21.8	1.6
16.3	4.5
13.1	5.5
9.2	5.6
5.9	5.5
3.5	5.2
1.9	5.0
1.1	5.0
1.0	5.1
1.6	5.3
3.3	5.5
5.5	5.7
8.6	5.5
12.7	4.5
16.2	1.6
21.7	-4.1
27.8	-14.1

Azioni sollecitanti SLV $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
6.6	-2.1
14.3	1.0
19.4	3.2
24.6	3.9
29.9	4.1
35.9	4.0
42.6	3.8
49.6	3.7
56.6	3.6
64.8	3.6
71.8	3.8
81.0	4.1
89.1	4.4
97.2	4.6
105.3	4.8
114.8	0.5
131.9	-8.1
149.9	-26.1



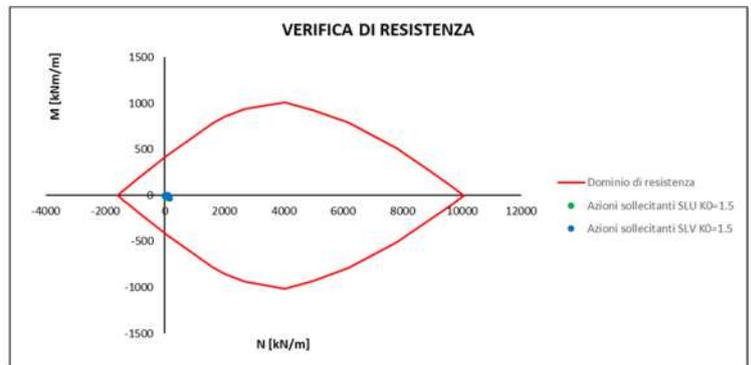
Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
54.3	-7.5
48.9	-0.4
43.6	3.9
41.4	5.0
38.4	5.3
35.9	5.2
34.1	5.0
32.8	4.8
32.2	4.7
32.1	4.8
32.6	5.0
33.9	5.2
35.5	5.3
37.9	5.0
40.9	3.8
43.5	-0.4
49.0	-7.5
54.4	-19.3

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
-9.2	-3.5
0.5	-0.3
7.6	2.3
14.0	3.5
19.8	3.9
26.4	3.9
33.8	3.7
41.6	3.6
49.3	3.5
58.3	3.6
66.0	3.7
76.1	3.9
85.0	4.2
93.9	4.3
102.9	4.1
112.6	-0.8
129.9	-10.1
148.5	-28.8



Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
80.5	-11.0
75.8	-2.3
70.6	3.2
69.3	4.5
67.3	4.9
65.7	4.8
64.4	4.7
63.5	4.5
63.1	4.4
63.0	4.5
63.3	4.7
64.2	4.9
65.2	4.9
66.8	4.5
68.9	3.1
70.6	-2.3
75.8	-11.0
80.6	-24.4

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
-4.3	-5.5
6.9	-1.6
15.0	1.6
22.6	3.0
29.2	3.6
36.5	3.6
44.6	3.5
53.0	3.4
61.2	3.3
70.7	3.4
78.7	3.6
89.1	3.7
98.1	3.9
107.1	3.9
116.1	3.6
125.5	-2.2
143.0	-12.5
161.8	-32.5



Arco Rovescio: Verifica a taglio

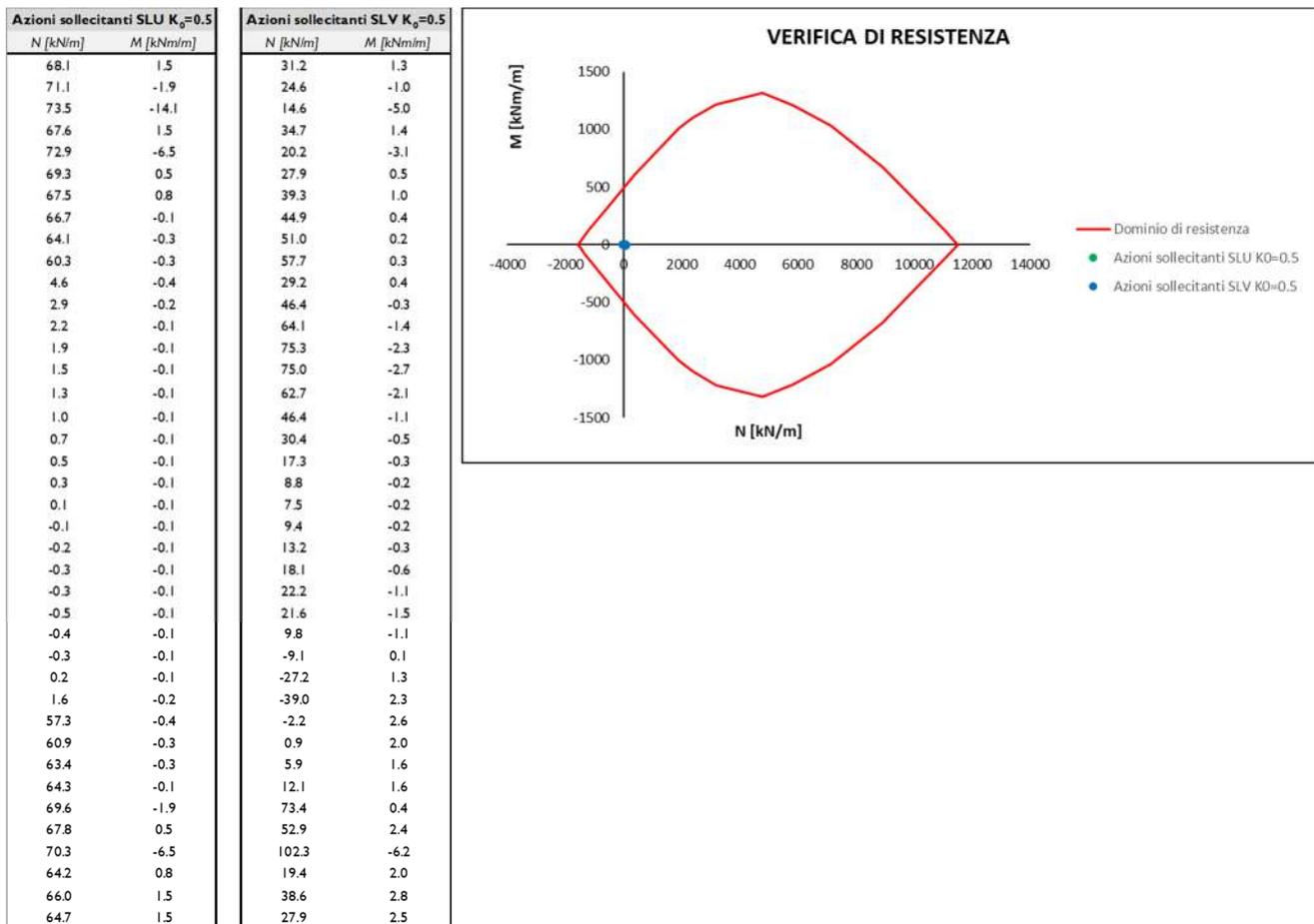
$K_0$	$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$N_{STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
0.5	42.6	27.8	71.5	149.9
1.0	49.8	54.3	74.5	148.5
1.5	56.5	80.5	79.5	161.8

Caratteristiche della sezione					
<b>GEOMETRIA</b>					
	H	=	70	cm	altezza sezione
	$b_w$	=	100	cm	larghezza sezione
	$h'$	=	5	cm	copriferro
	d	=	65	cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>					
	$\phi$	=	16	mm	diametro armatura
	$n^\circ$	=	10		numero barre
	$A_s$	=	20.1	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
	$\rho_l$	=	0.0029		rapporto geometrico d'armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ )
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>					
	$N_{Ed}$	=	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
	$\sigma_{cp}$	=	0.00	Mpa	tensione media di compressione
<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>					
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>		<b><math>V_{Rd}</math></b>	=	<b>234</b>	<b>kN</b>

La verifica risulta soddisfatta in quanto  $V_{Res}=234\text{kN} > V_{Ed,Max}=79.5\text{kN}$

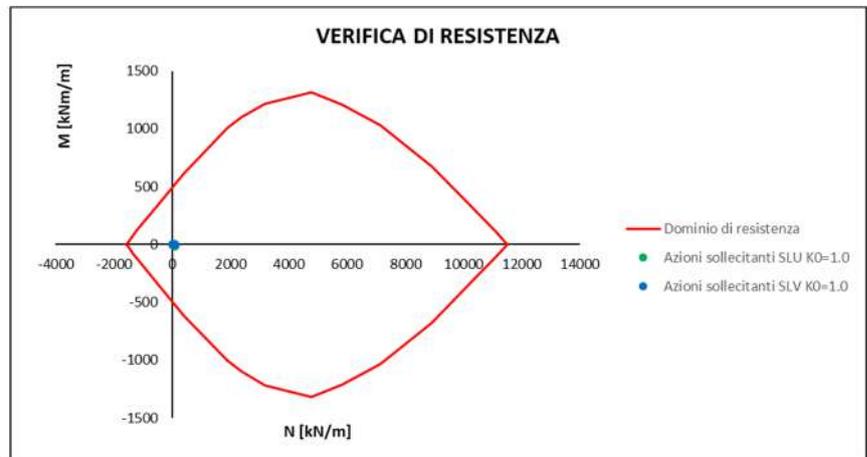
Calotta/Piedritti: Verifica a Flessione

A favore di sicurezza è stato utilizzato lo spessore minore per il calcolo della resistenza a flessione (60cm).

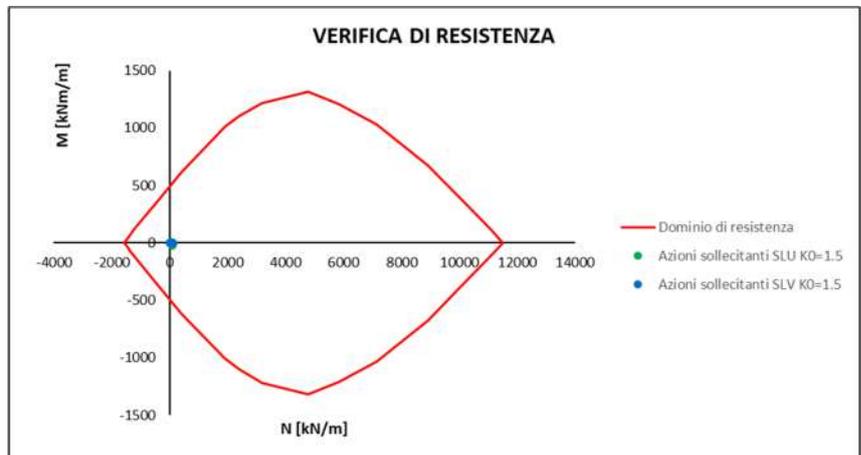


Azioni sollecitanti SLU $K_{\phi}=1.0$	
N [kNm]	M [kNm/m]
68.7	3.6
73.5	-0.7
80.8	-19.3
68.7	3.5
77.5	-7.3
70.4	2.5
70.2	2.5
72.1	1.3
73.0	0.7
73.0	0.3
72.1	0.2
70.6	0.1
69.3	-0.2
68.0	-0.6
65.5	-0.9
61.2	-1.0
54.8	-0.9
47.0	-0.6
37.5	-0.3
25.2	-0.2
25.0	-0.3
36.9	-0.2
46.0	-0.3
53.5	-0.6
59.6	-0.9
63.6	-1.1
65.8	-0.9
66.8	-0.6
67.8	-0.2
69.3	0.1
70.1	0.3
70.0	0.3
69.0	0.7
67.1	1.3
74.3	-0.7
70.3	2.5
77.7	-7.3
65.4	2.5
67.2	3.6
65.5	3.5

Azioni sollecitanti SLV $K_{\phi}=1.0$	
N [kNm]	M [kNm/m]
42.0	2.4
32.0	-0.7
14.1	-5.5
47.3	2.5
24.8	-3.7
37.2	1.4
54.1	1.8
62.0	0.9
70.0	0.4
78.2	0.0
87.3	-0.2
96.5	-0.9
104.3	-1.7
106.5	-2.3
100.6	-2.5
88.7	-1.9
73.2	-1.2
56.5	-0.6
40.0	-0.3
24.0	-0.3
22.6	-0.3
31.7	-0.3
38.3	-0.4
43.3	-0.7
45.8	-1.2
43.9	-1.3
34.4	-0.8
23.6	0.3
15.3	1.4
12.2	1.9
12.5	2.2
15.0	1.9
19.2	1.9
24.3	2.3
83.6	0.8
63.4	3.5
110.7	-7.2
30.6	2.9
49.1	4.0
38.4	3.7



Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.5$		Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
62.9	5.8	41.4	3.9
70.9	0.6	31.9	0.0
84.1	-24.4	13.4	-7.9
62.4	5.6	46.9	3.9
77.7	-8.0	24.7	-4.3
65.8	4.5	36.7	2.7
64.2	4.5	54.4	3.1
67.5	3.2	63.1	2.1
71.0	2.3	72.1	1.4
74.6	1.8	80.9	0.9
79.1	1.8	90.8	1.0
81.7	0.3	100.6	-0.6
85.7	-1.0	111.4	-2.2
89.1	-2.1	117.6	-3.6
89.6	-2.8	113.6	-4.2
85.4	-2.8	100.8	-3.4
77.7	-2.3	85.1	-2.2
68.2	-1.4	68.5	-1.1
57.3	-0.1	52.5	-0.1
41.0	0.5	34.8	0.4
40.8	-1.1	33.2	-1.0
56.7	0.6	43.5	0.4
67.3	-0.1	48.6	-0.1
76.5	-1.3	52.1	-1.2
83.8	-2.3	52.9	-2.1
87.8	-2.8	50.0	-2.3
86.9	-2.8	39.1	-1.7
83.2	-2.1	27.4	-0.5
78.9	-1.0	19.2	0.8
76.3	0.3	16.7	2.0
71.8	1.9	15.6	3.3
68.0	1.8	17.2	2.8
64.4	2.3	20.4	3.0
61.1	3.2	24.9	3.5
74.4	0.6	87.7	1.5
67.7	4.5	66.0	4.9
81.0	-8.0	116.1	-7.9
59.1	4.5	31.0	4.3
62.6	5.8	50.4	5.6
59.6	5.6	39.1	5.2



Calotta/Piedritti: Verifica a Taglio

A favore di sicurezza è stato utilizzato lo spessore minore per il calcolo della resistenza a taglio (60cm).

$K_0$	$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$N_{STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
0.5	29.4	73.5	77.0	102.3
1.0	46.6	80.8	83.8	110.7
1.5	63.3	84.1	95.0	116.1

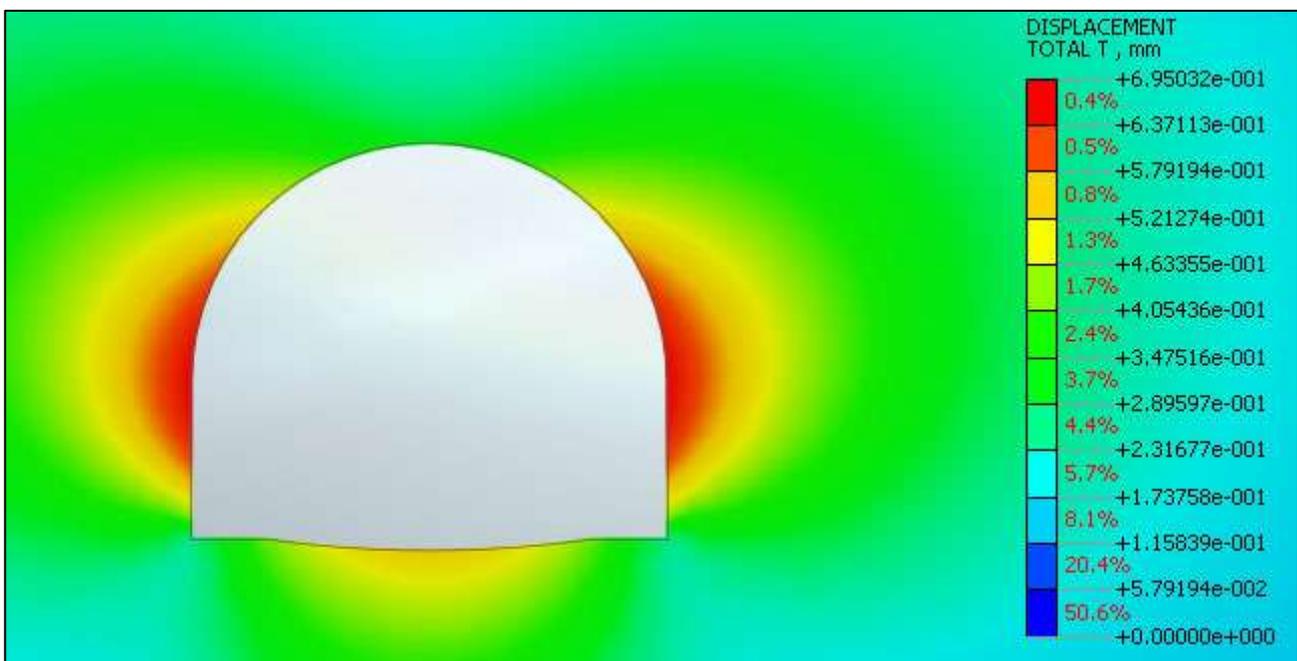
<b>Caratteristiche della sezione</b>				
<b>GEOMETRIA</b>				
	H =	60	cm	altezza sezione
	$b_w$ =	100	cm	larghezza sezione
	h' =	5	cm	copriferro
	d =	55	cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>				
	$\phi$ =	16	mm	diametro armatura
	$n^\circ$ =	10		numero barre
	$A_s$ =	20.1	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
	$\rho_l$ =	0.0033		rapporto geometrico d'armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ )
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>				
	$N_{Ed}$ =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
	$\sigma_{cp}$ =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>				
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b> =	<b>215</b>	<b>kN</b>	

La verifica risulta soddisfatta in quanto  $V_{Res}=215kN > V_{Ed,Max}=95.0kN$

### 5.7.3 Sezione Tipo Light (Copertura 20m)

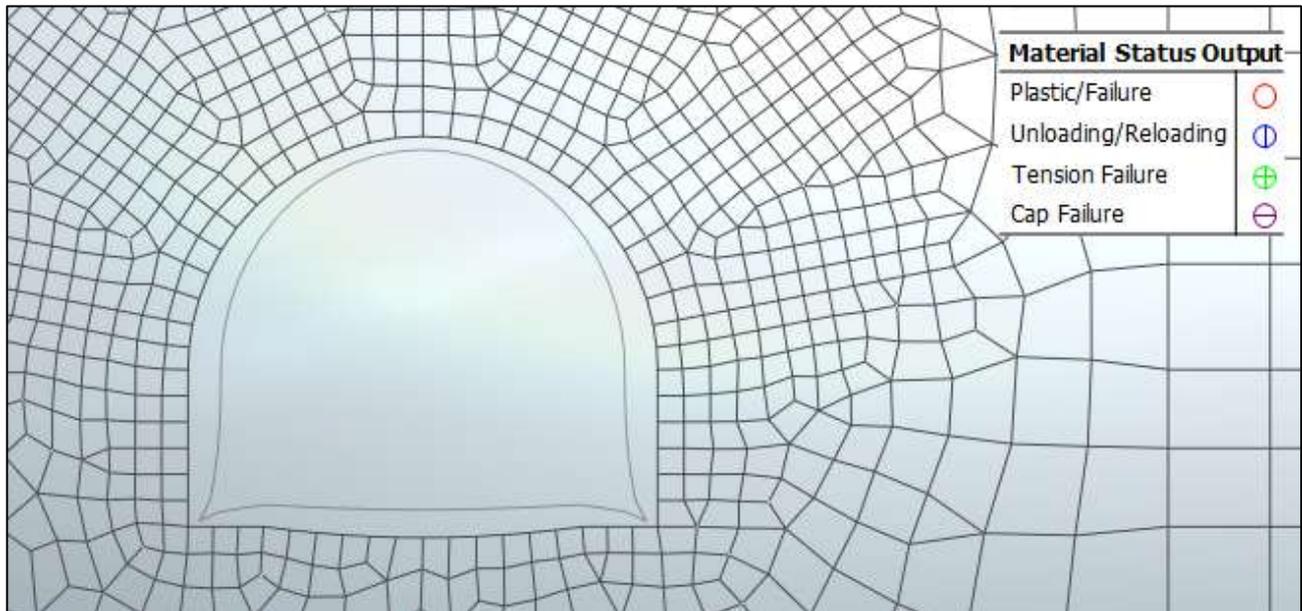
#### 5.7.3.1 Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 0.7 cm ( $k_0=1.5$ ).

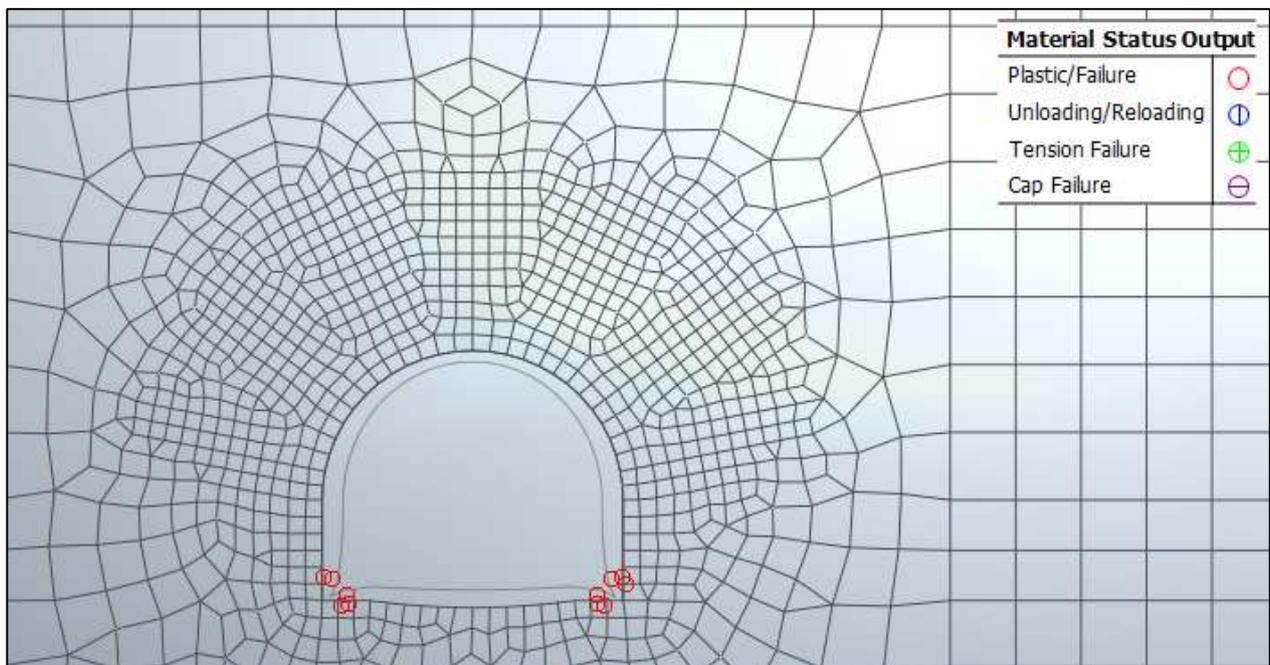


**Figura 5.43 – Deformata Stage Finale Statico ( $k_0=1.5$ )**

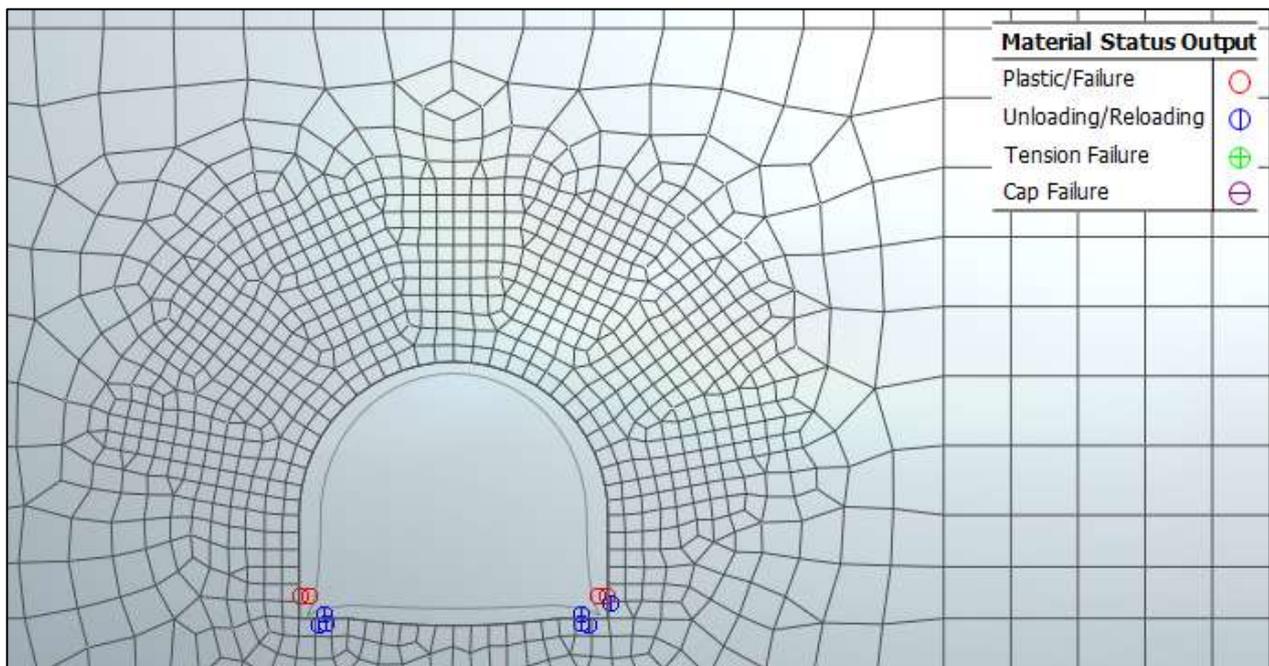
Di seguito sono riportate alcune immagini che mostrano lo stato di plasticizzazione del terreno al passare delle fasi:



**Figura 5.44 – Zone plasticizzate (Scavo per installazione riv. provvisorio)**



**Figura 5.45 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. provvisorio)**



**Figura 5.46 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. definitivo)**

Per quanto riguarda il prerivestimento, la convergenza totale media rilevata è inferiore al centimetro. Il rivestimento definitivo è caratterizzato invece da spostamenti nell’ordine del millimetro.

SEZIONE	u [cm] $k_0=0.5$	u [cm] $k_0=1.0$	u [cm] $k_0=1.5$
Chiave Calotta ( $S_v$ )	0.55	0.4	0.31
Testa Piedritti ( $S_h$ )	0.13	0.4	0.69
Chiave Arco Rov. ( $S_v$ )	0.65	0.6	0.55

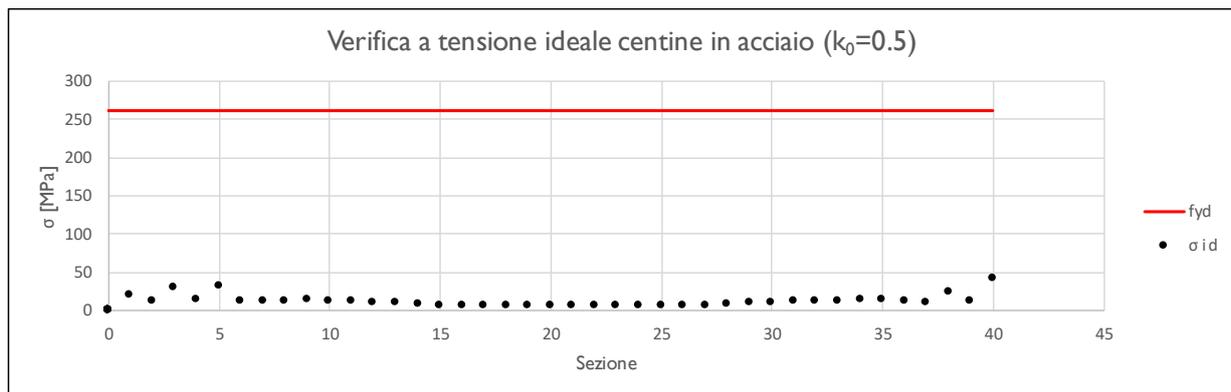
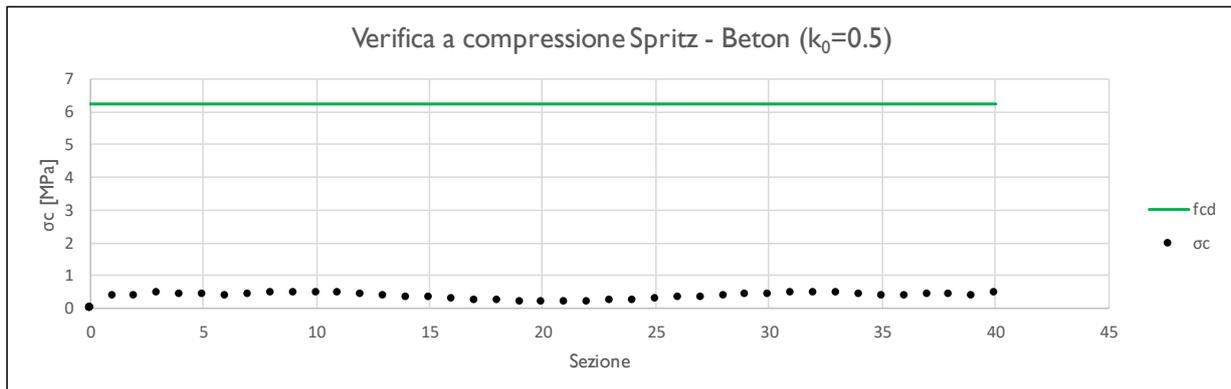
5.7.3.2 Analisi tensionale e delle sollecitazioni

**Rivestimento di Prima Fase**

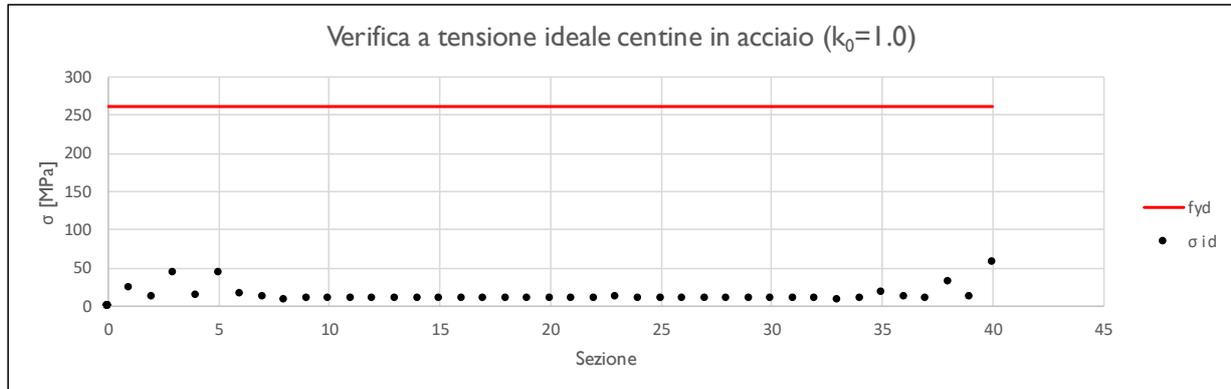
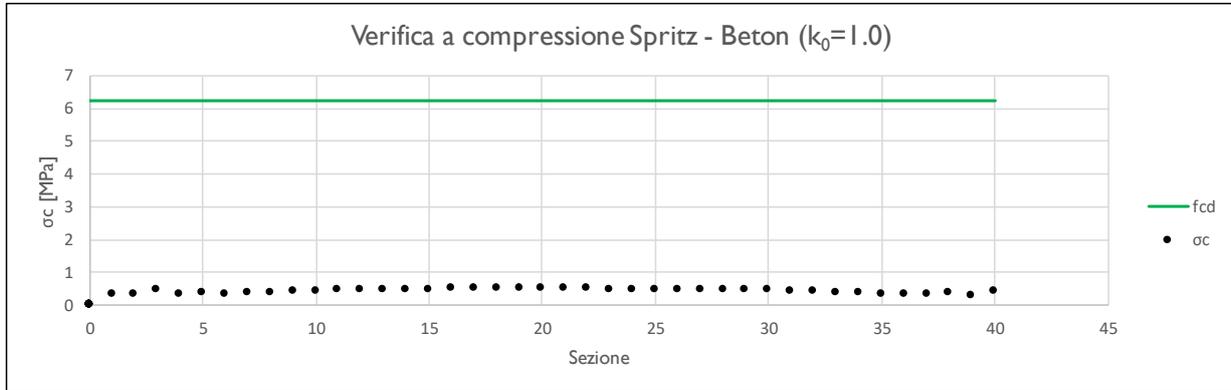
I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella:

Sezione	CLS Spritz Beton	$E_{SPRITZ}$ [GPa]	$s_{SPRITZ}$ [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	$N_{CEN}$	$E_{CEN}$ [GPa]	$W_{CEN}$ [cm <sup>4</sup> ]	$A_{CEN}$ [cm <sup>2</sup> ]
Light	25/30	10.4	20	HEA140	S275	1.5	I	210	155.4	31.42

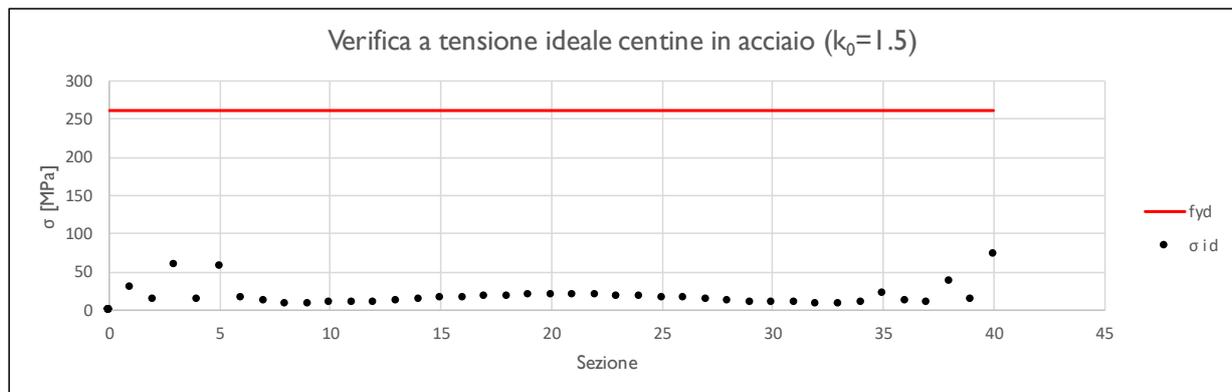
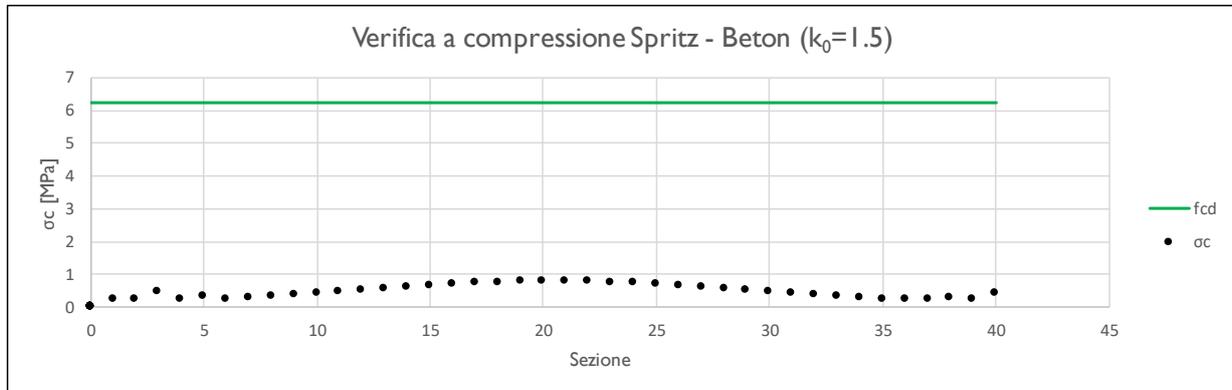
Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine che sullo spritz beton unicamente le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.



$K_0$	$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz\ Beton}$ [MPa]	$\sigma_{d,Centine}$ [MPa]	$\tau_{d,Centine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Centine}$ [MPa]
0.5	-83.3	1.7	6.5	0.4	23.1	12.6	41.2



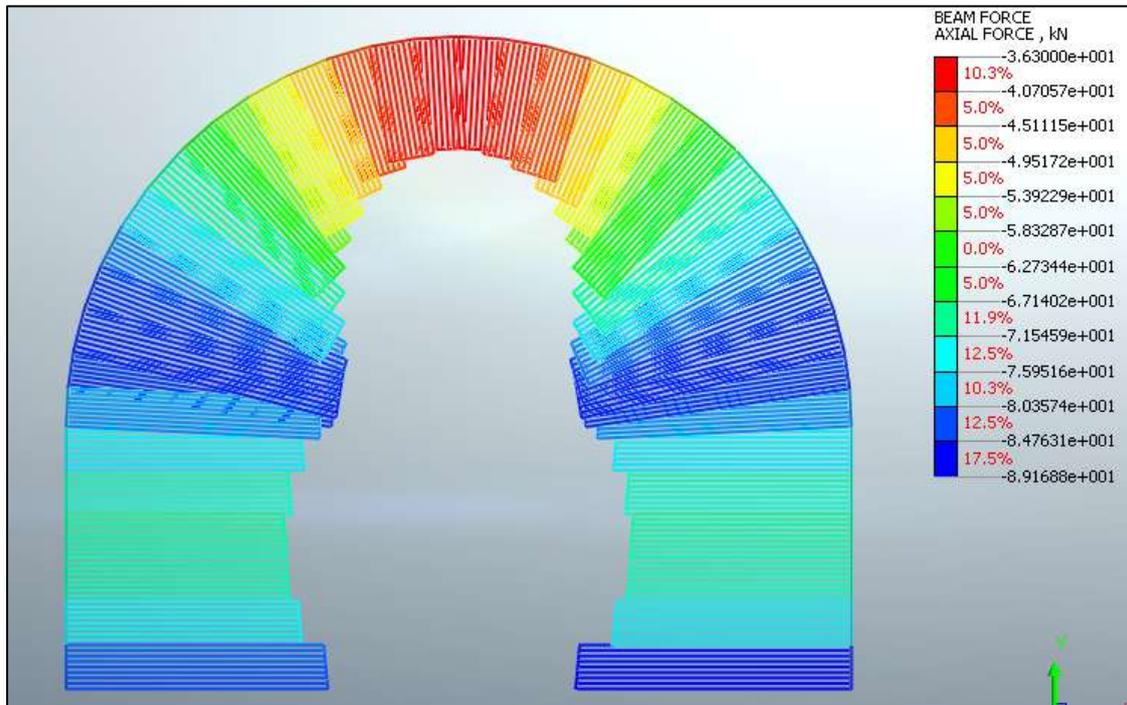
$K_0$	$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz\ Beton}$ [MPa]	$\sigma_{d,Centine}$ [MPa]	$\tau_{d,Centine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Centine}$ [MPa]
I	-80.9	2.5	9.6	0.4	30.7	18.7	58.0



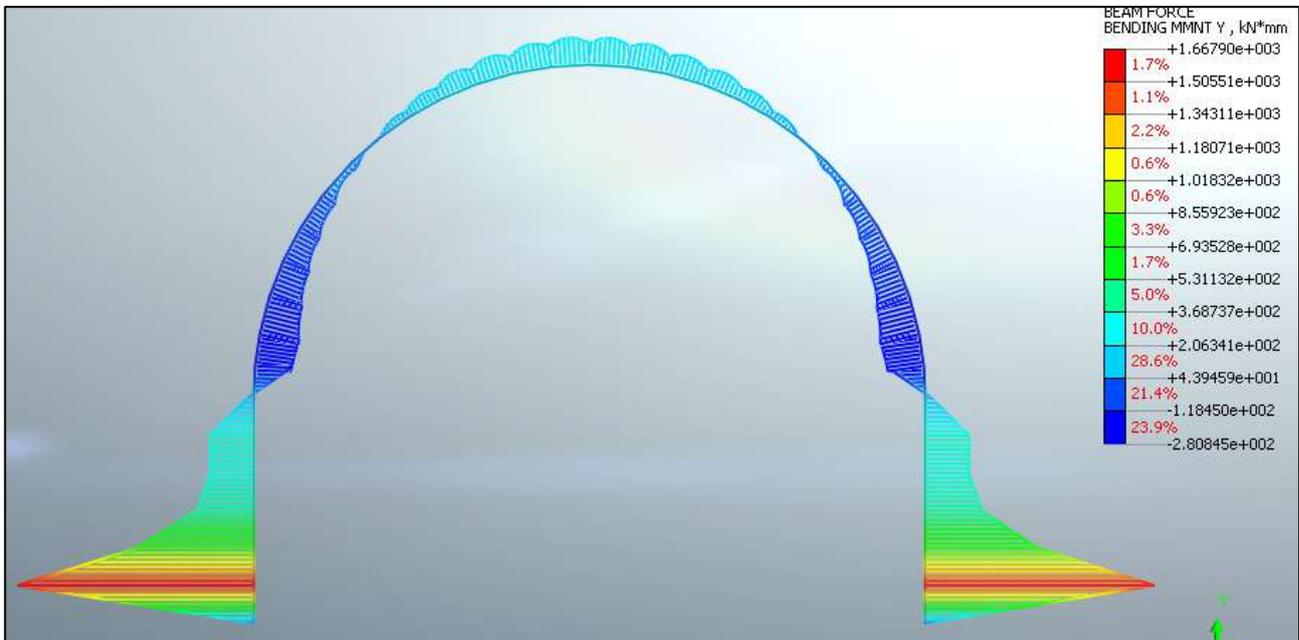
$K_0$	$N_{\text{calcolo}}$ [kN]	$M_{\text{calcolo}}$ [kNm]	$T_{\text{calcolo}}$ [kN]	$\sigma_{d,\text{Spritz Beton}}$ [MPa]	$\sigma_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\tau_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\sigma_{id,\text{Centine}}$ [MPa]
1.5	-76.8	3.2	12.5	0.4	37.5	24.3	73.4

Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 Mpa) e dell’acciaio (260.1 Mpa) risultano superiori a quelle di calcolo.

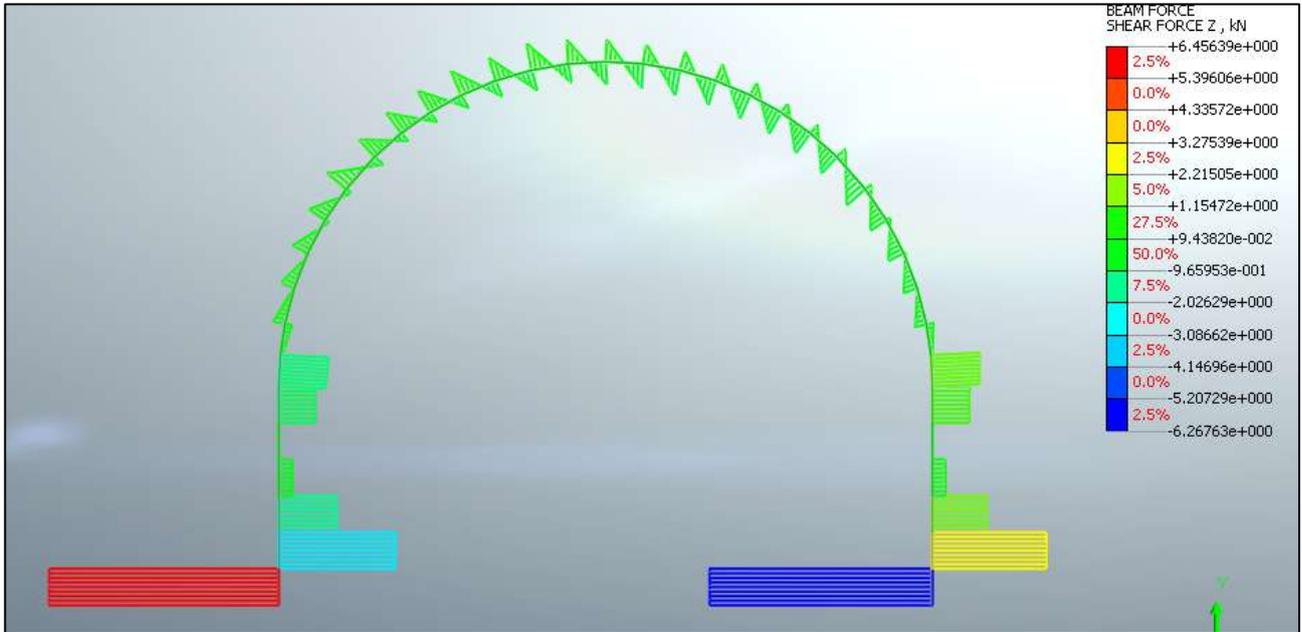
Di seguito è riportata un’immagine per  $k_0=0.5$  delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio derivante dal modello FEM.



**Figura 5.47 – Sforzo assiale ( $K_0=0.5$ )**



**Figura 5.48 – Momento Flettente ( $K_0=0.5$ )**



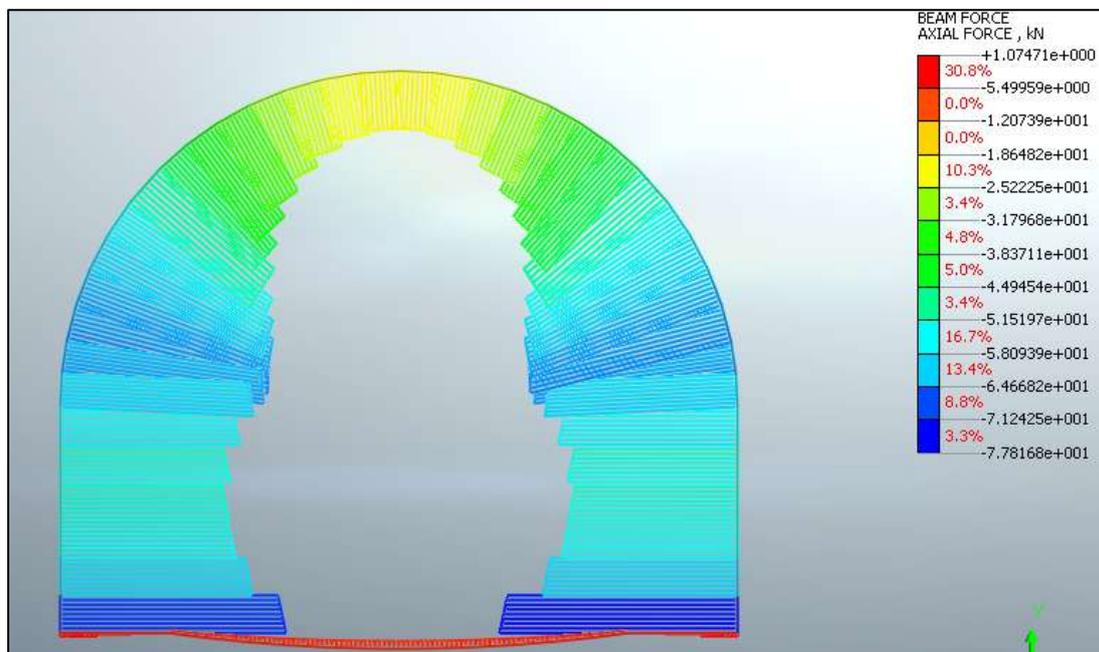
**Figura 5.49 – Sforzo di taglio ( $K_0=0.5$ )**

**Rivestimento definitivo**

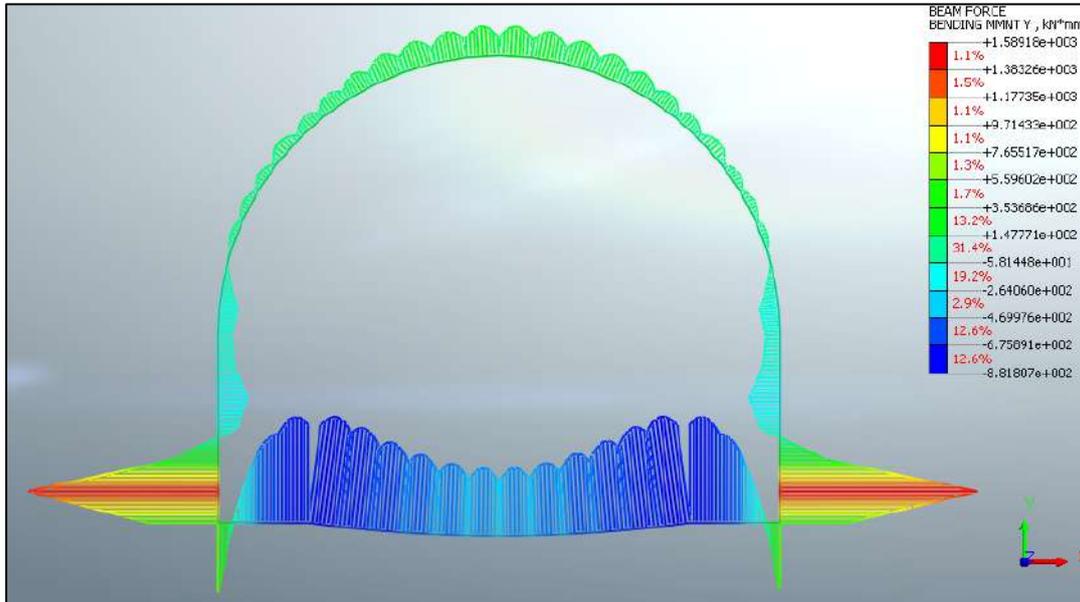
Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM:

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	S <sub>Arco Rovescio</sub> [cm]	S <sub>Calotta</sub> [cm]
C25/30	50	40

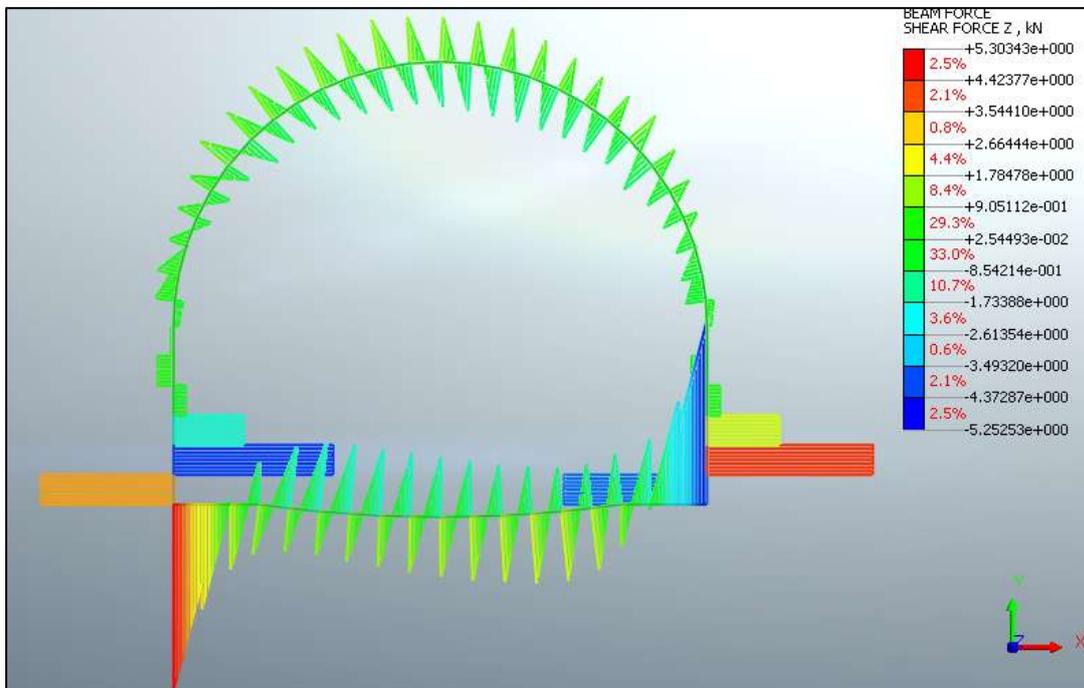
FERRI ARMATURA PRINCIPALE		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	φ16/10	φ16/10
Calotta	φ16/10	φ16/10



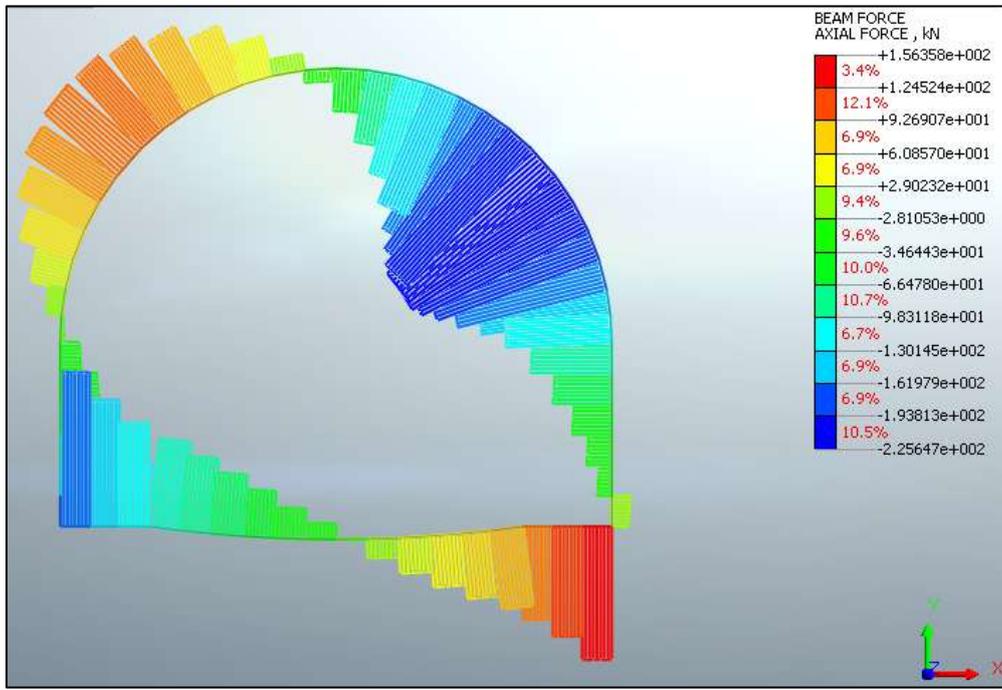
**Figura 5.50 – Sforzo normale - Statica (k<sub>0</sub>=0.5)**



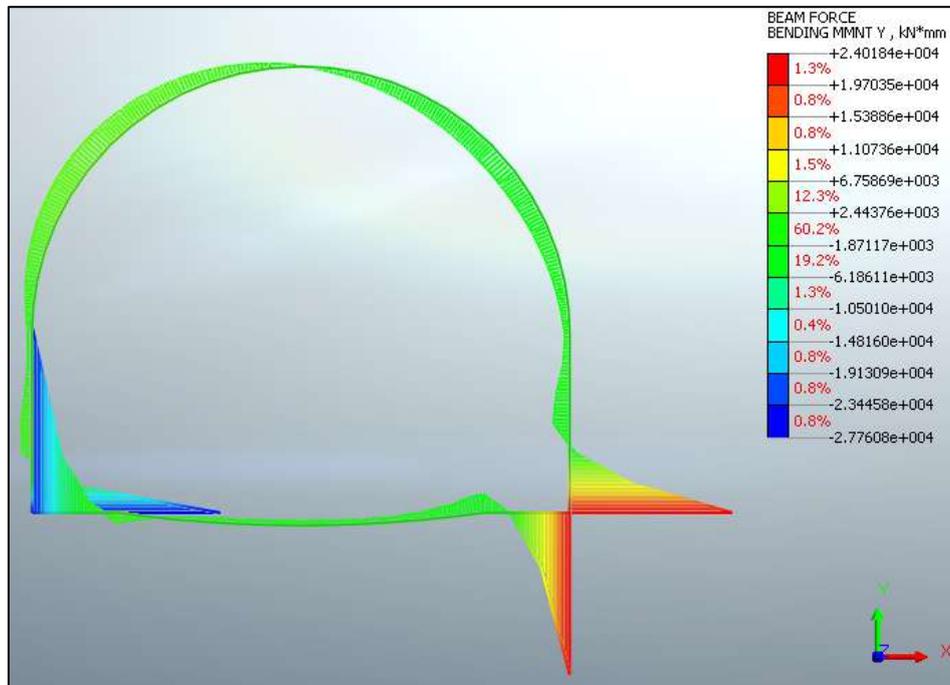
**Figura 5.51 – Momento Flettente - Statica ( $k_0=0.5$ )**



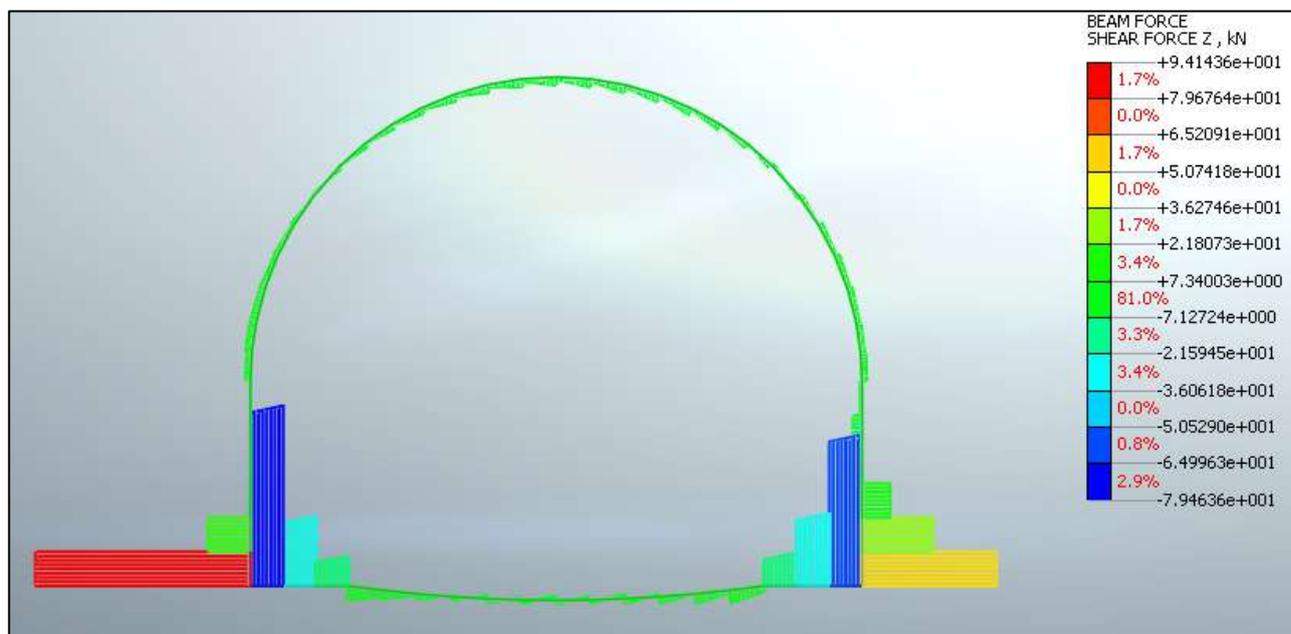
**Figura 5.52 – Sforzo di taglio - Statica ( $k_0=0.5$ )**



**Figura 5.53 – Sforzo normale - Sismica ( $k_0=0.5$ )**



**Figura 5.54 – Momento Flettente - Sismica ( $k_0=0.5$ )**

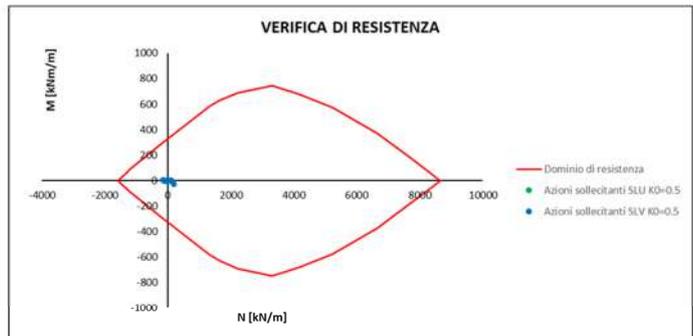


**Figura 5.55 – Sforzo di taglio - Sismica ( $k_0=0.5$ )**

Arco Rovescio: Verifica a flessione

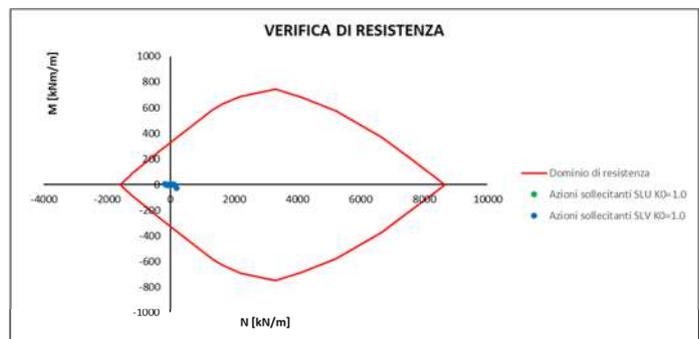
Azioni sollecitanti SLU $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
-1.3	-0.5
-0.4	-0.9
0.4	-1.0
1.4	-1.0
2.1	-0.9
2.6	-0.7
2.9	-0.6
3.1	-0.6
3.2	-0.6
3.1	-0.6
3.0	-0.6
2.6	-0.7
2.2	-0.9
1.6	-1.0
0.8	-1.0
0.3	-0.9
-0.5	-0.5
-1.4	0.7

Azioni sollecitanti SLV $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
-156.4	8.0
-129.3	0.5
-109.3	-2.7
-93.1	-1.7
-77.1	-1.0
-60.2	-0.6
-41.7	-0.5
-22.5	-0.6
-1.1	-0.5
18.5	-0.6
35.3	-0.5
54.9	-0.5
71.9	-0.3
88.3	0.3
104.0	1.5
121.6	-1.4
148.6	-8.6
181.2	-27.8



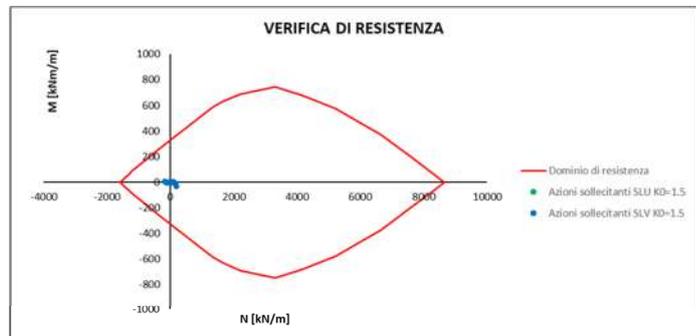
Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
2.5	-1.3
3.7	-1.4
4.6	-1.2
5.8	-1.1
6.6	-0.9
7.1	-0.8
7.5	-0.7
7.8	-0.6
7.8	-0.6
7.8	-0.6
7.6	-0.6
7.2	-0.7
6.8	-0.9
6.1	-1.1
5.2	-1.2
4.6	-1.4
3.7	-1.3
2.5	-0.6

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
-172.5	8.1
-141.2	-0.3
-111.9	-3.3
-92.7	-2.0
-75.5	-1.2
-57.1	-0.8
-39.2	-0.5
-19.9	-0.4
-2.3	-0.4
17.8	-0.5
34.0	-0.5
54.2	-0.5
71.9	-0.3
89.0	0.2
105.5	1.2
123.8	-1.9
151.2	-9.3
184.1	-29.1



Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
6.5	-2.2
7.9	-1.9
8.9	-1.4
10.2	-1.2
11.1	-1.0
11.8	-0.8
12.2	-0.7
12.5	-0.6
12.6	-0.6
12.5	-0.6
12.3	-0.7
11.9	-0.8
11.4	-0.9
10.6	-1.2
9.7	-1.4
8.9	-1.8
7.9	-2.2
6.5	-1.9

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
-171.9	8.1
-132.4	-0.3
-110.3	-3.7
-91.6	-2.2
-74.4	-1.3
-55.8	-0.8
-37.5	-0.5
-17.9	-0.4
-0.1	-0.4
20.3	-0.5
36.6	-0.5
57.0	-0.5
74.9	-0.4
92.1	0.1
108.6	1.1
127.0	-2.2
154.6	-10.0
187.3	-30.2



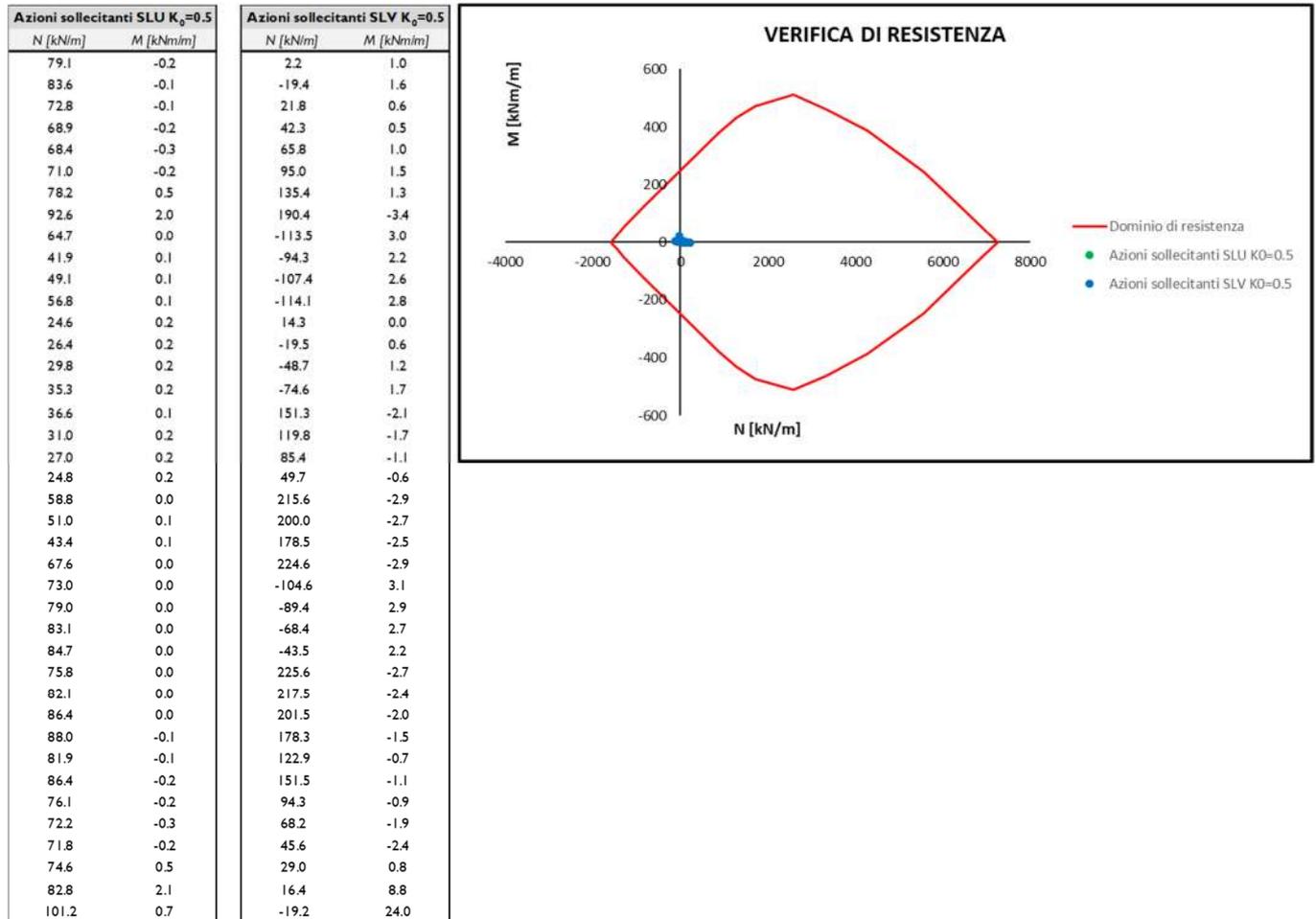
**Arco Rovescio: Verifica a taglio**

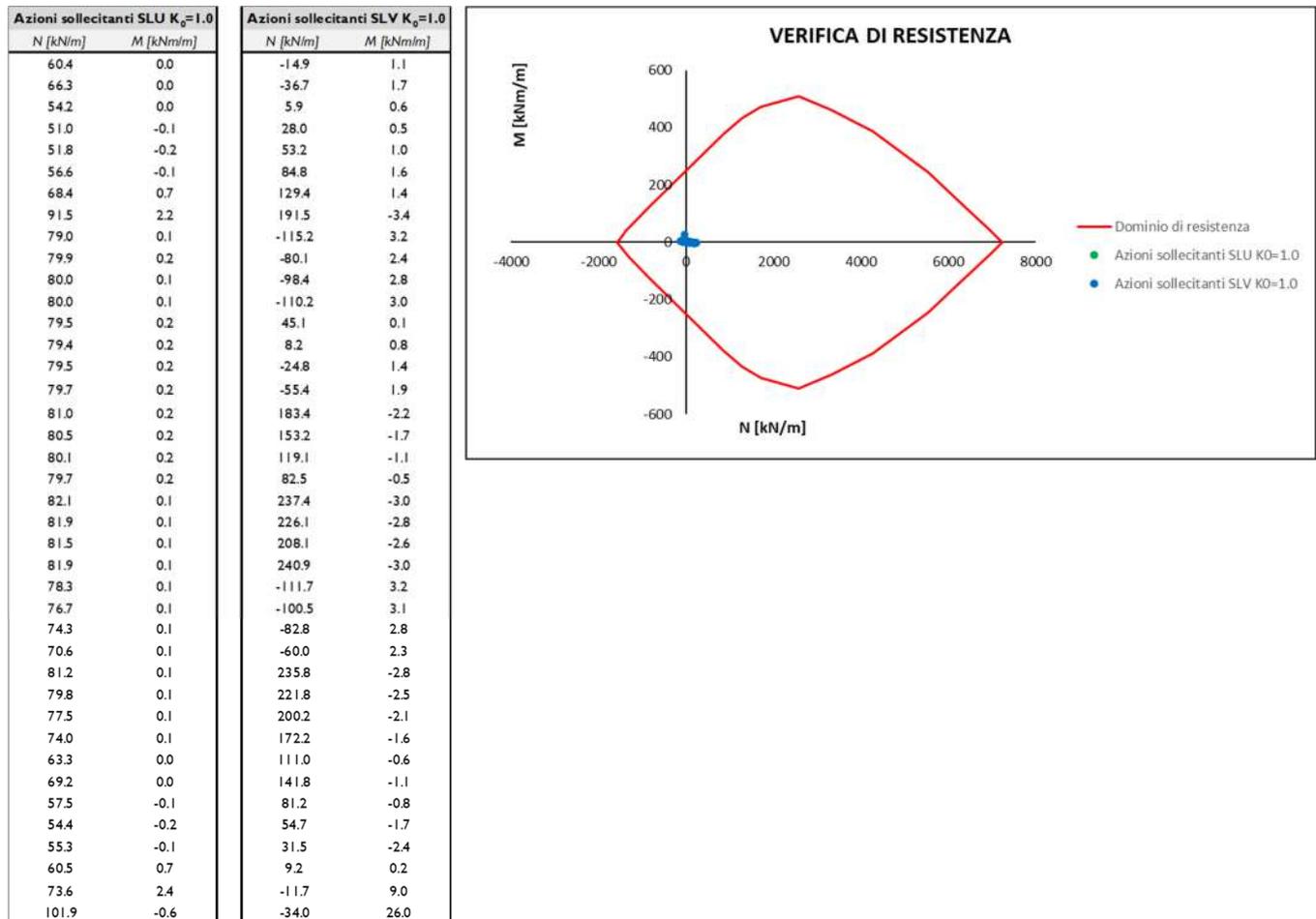
$K_0$	$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$N_{STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
0.5	6.9	-1.4	76.4	181.2
1.0	4.9	2.5	78.7	184.1
1.5	4.0	8.9	80.5	187.3

Caratteristiche della sezione				
<b>GEOMETRIA</b>				
H	=	50	cm	altezza sezione
$b_w$	=	100	cm	larghezza sezione
$h'$	=	5	cm	copriferro
d	=	45	cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>				
$\phi$	=	16	mm	diametro armatura
$n^o$	=	10		numero barre
$A_s$	=	20.1	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
$\rho_l$	=	0.0040		rapporto geometrico d'armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ )
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>				
$N_{Ed}$	=	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
$\sigma_{cp}$	=	0.00	Mpa	tensione media di compressione
<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>				
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO		$V_{Rd}$	=	194 kN

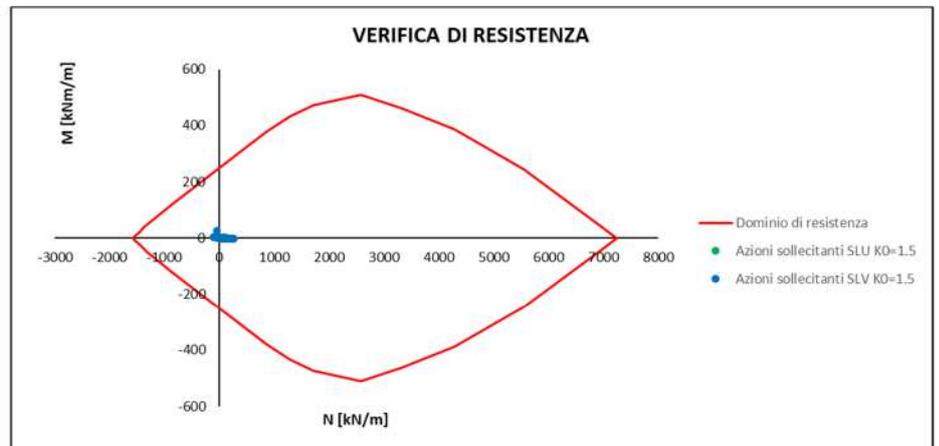
La verifica risulta soddisfatta in quanto  $V_{Res}=194kN > V_{Ed,Max}=80.5$

Calotta/Piedritti: Verifica a Flessione





Azioni sollecitanti SLU $K_{\phi}=1.5$		Azioni sollecitanti SLV $K_{\phi}=1.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]	N [kNm]	M [kNm/m]
100.9	-2.0	-41.5	25.7
64.3	2.9	-25.7	8.8
46.4	0.8	-3.0	0.0
38.8	0.0	18.2	-2.1
36.4	-0.1	40.7	-1.5
38.8	0.0	66.9	-0.7
44.6	0.1	97.0	-0.5
51.9	0.1	129.2	-1.0
59.9	0.2	162.3	-1.5
68.6	0.2	194.7	-2.0
77.5	0.2	221.6	-2.5
86.6	0.2	241.5	-2.8
96.2	0.2	253.4	-3.0
105.5	0.2	256.6	-3.0
112.9	0.2	250.8	-2.8
119.7	0.2	237.9	-2.6
125.6	0.2	217.5	-2.2
130.2	0.2	190.7	-1.7
133.4	0.2	158.8	-1.1
134.8	0.2	123.0	-0.5
134.6	0.2	85.0	0.2
132.6	0.2	46.2	0.8
129.3	0.2	10.3	1.4
124.2	0.2	-24.5	2.0
118.1	0.2	-54.3	2.5
111.1	0.2	-78.0	2.9
103.4	0.2	-95.6	3.1
93.3	0.2	-107.4	3.3
83.7	0.2	-110.4	3.3
74.5	0.2	-104.6	3.2
65.4	0.2	-91.6	2.9
56.5	0.2	-72.5	2.4
48.9	0.2	-51.3	1.8
41.6	0.1	-30.2	1.2
88.3	2.5	189.6	-3.3
57.6	0.8	121.1	1.6
41.6	0.1	73.0	1.7
34.7	-0.1	40.0	1.0
32.7	0.0	13.6	0.6
35.2	0.1	-9.1	0.6



Calotta/Piedritti: Verifica a Taglio

$K_0$	$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$N_{STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
0.5	6.1	82.8	94.1	190.4
1.0	11.5	101.9	99.5	191.5
1.5	19.0	100.9	104.4	189.6

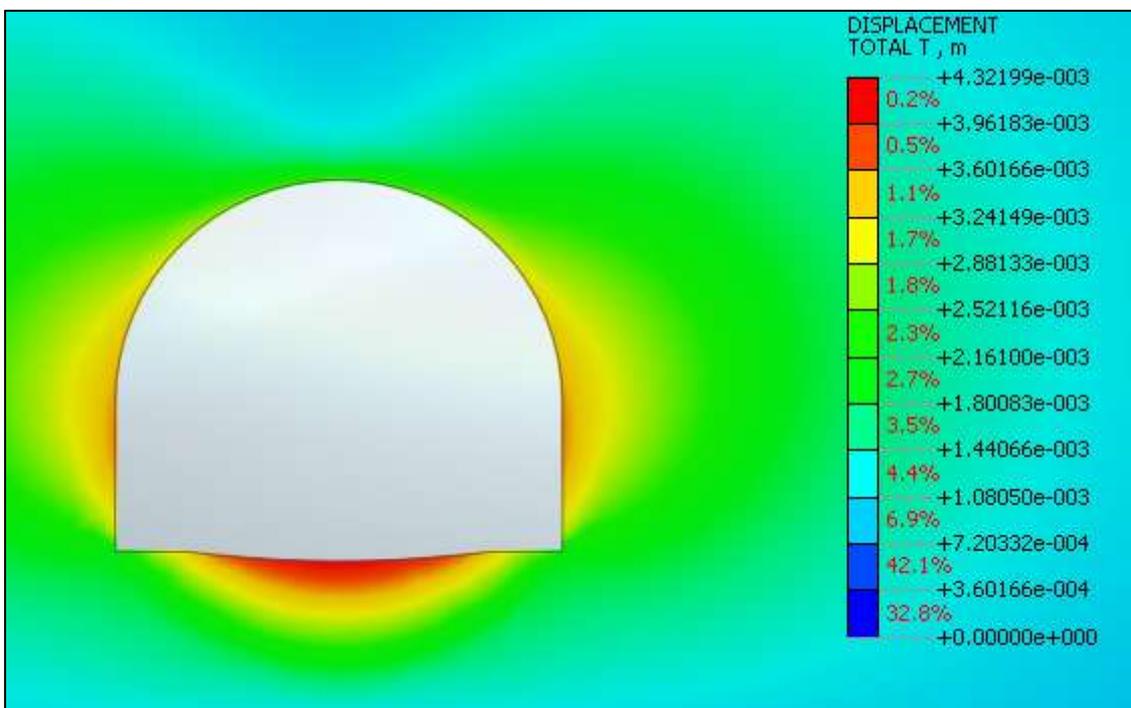
<b>Caratteristiche della sezione</b>				
<b>GEOMETRIA</b>				
	H =	40	cm	altezza sezione
	$b_w$ =	100	cm	larghezza sezione
	$h'$ =	5	cm	copriferro
	d =	35	cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>				
	$\phi$ =	16	mm	diametro armatura
	$n^\circ$ =	10		numero barre
	$A_s$ =	20.1	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
	$\rho_l$ =	0.0050		rapporto geometrico d'armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ )
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>				
	$N_{Ed}$ =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
	$\sigma_{cp}$ =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>				
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b> =	<b>171</b>	<b>kN</b>	

La verifica risulta soddisfatta in quanto  $V_{Res}=171\text{kN} > V_{Ed,Max}=104.4\text{kN}$

### 5.7.4 Sezione Tipo Light (Copertura 100m)

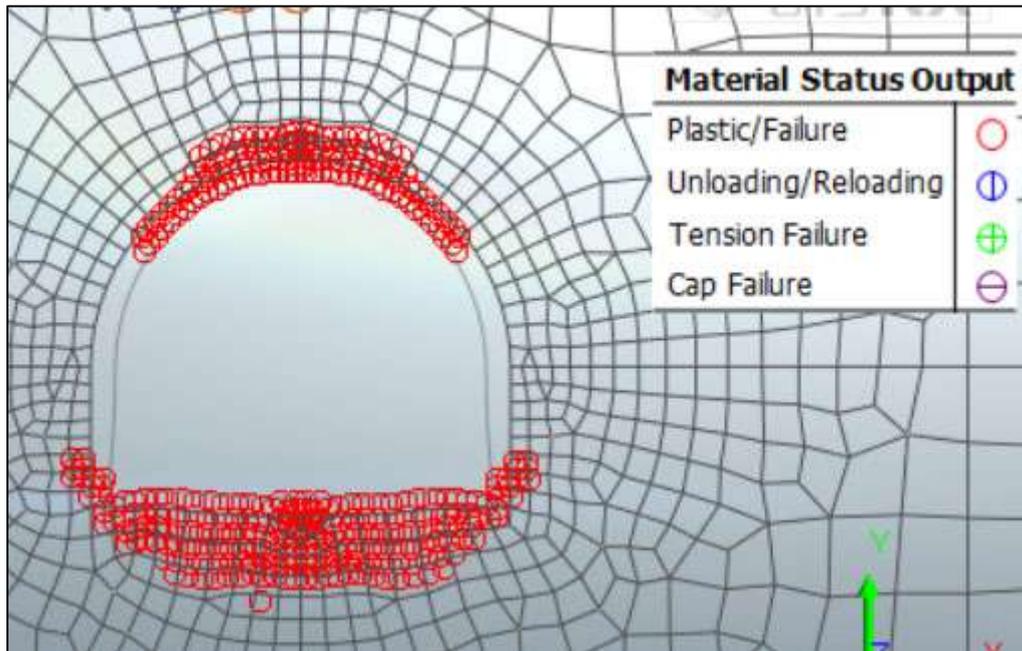
#### 5.7.4.1 Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 0.4 cm ( $k_0=1.5$ ).

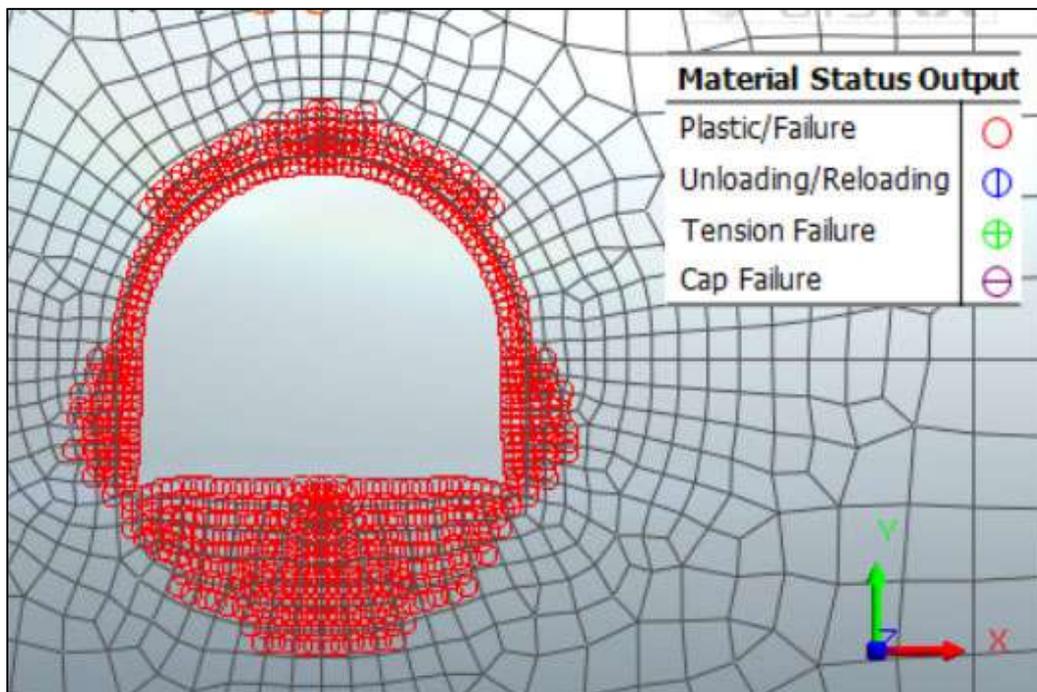


**Figura 5.56 – Deformata Stage Finale Statico ( $k_0=1.5$ )**

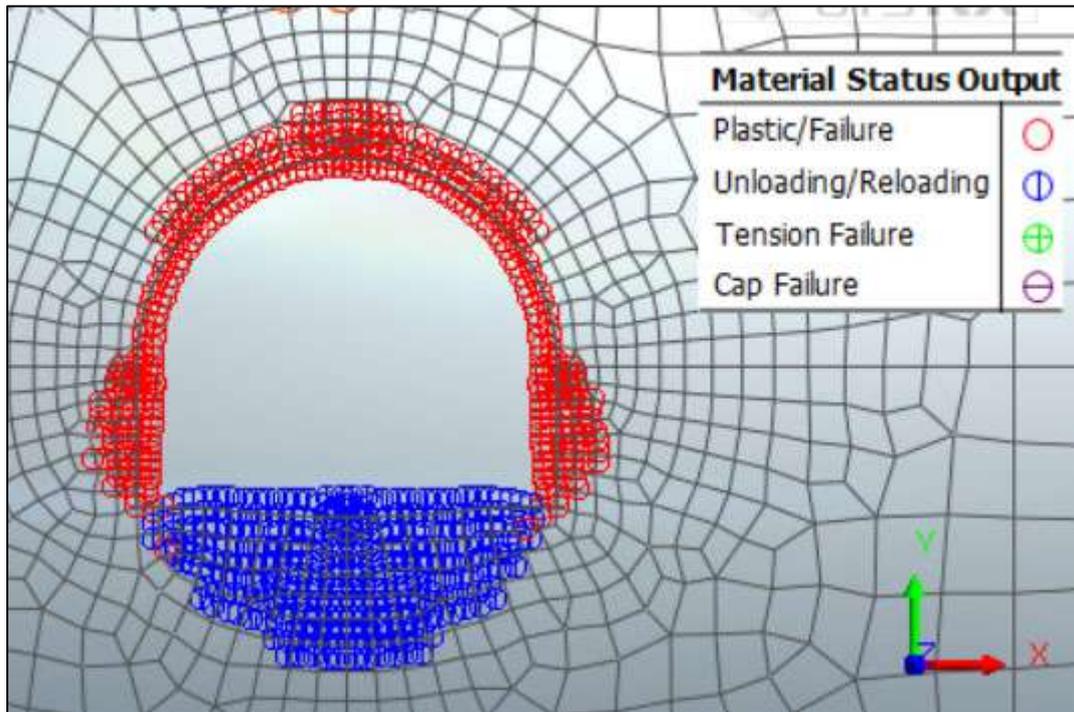
Di seguito sono riportate alcune immagini che mostrano lo stato di plasticizzazione del terreno al passare delle fasi:



**Figura 5.57 – Zone plasticizzate (Scavo per installazione riv. provvisorio)**



**Figura 5.58 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. provvisorio)**



**Figura 5.59 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. definitivo)**

Per quanto riguarda il prerivestimento, la convergenza totale media rilevata è inferiore al centimetro. Il rivestimento definitivo è caratterizzato invece da spostamenti nell’ordine del centimetro.

SEZIONE	u [cm]	u [cm]	u [cm]
	$k_0=0.5$	$k_0=1.0$	$k_0=1.5$
Chiave Calotta ( $S_v$ )	2.6	0.2	0.25
Testa Piedritti ( $S_h$ )	1.19	0.2	0.37
Chiave Arco Rov. ( $S_v$ )	2.9	0.2	0.43

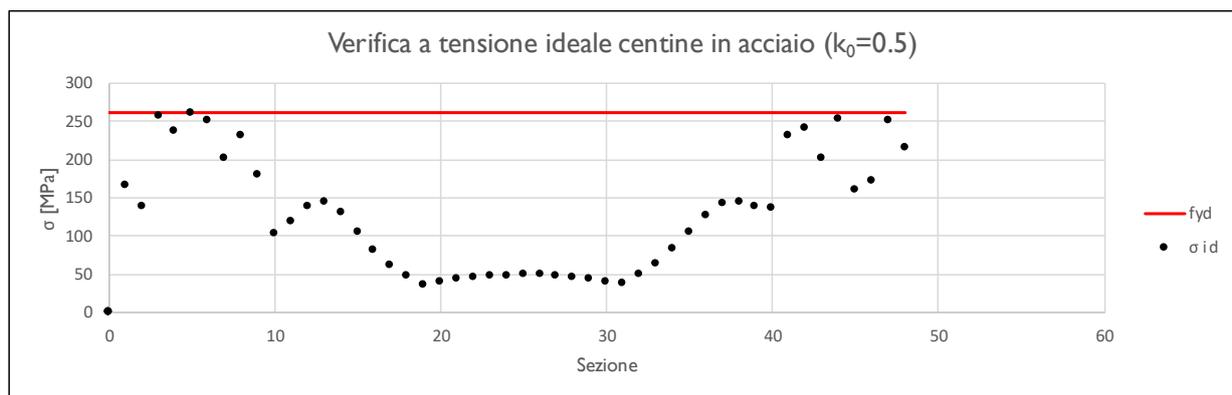
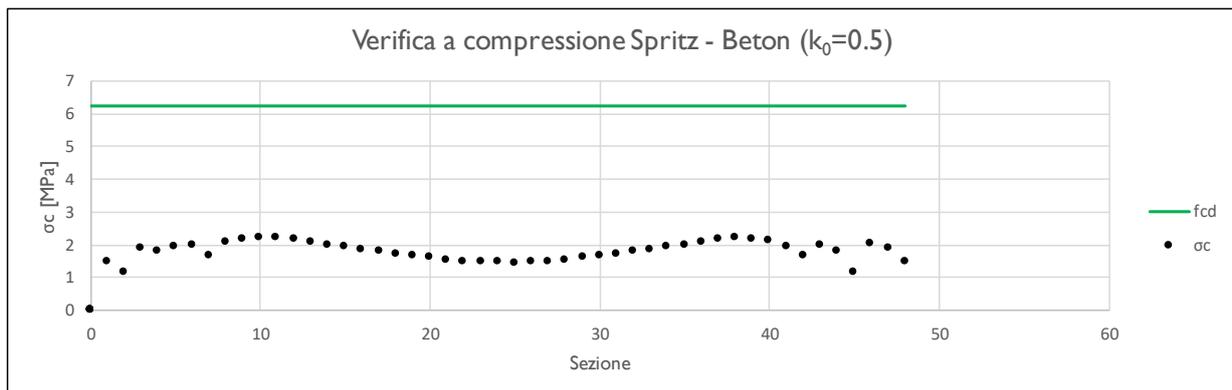
5.7.4.2 Analisi tensionale e delle sollecitazioni

**Rivestimento di Prima Fase**

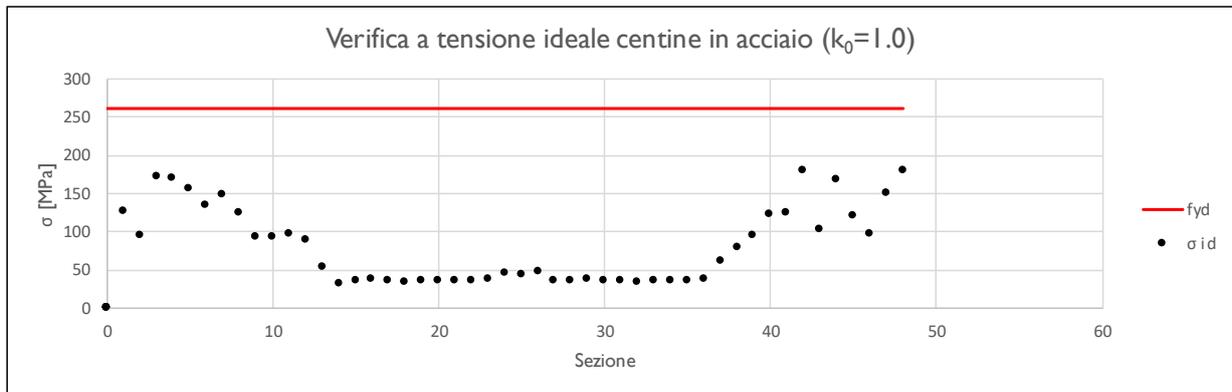
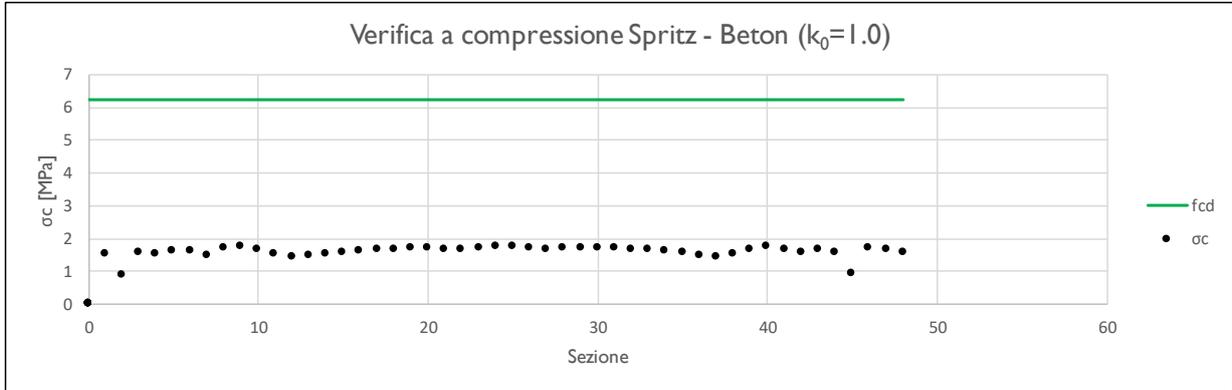
I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella:

Sezione	CLS Spritz Beton	$E_{SPRITZ}$ [GPa]	$s_{SPRITZ}$ [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	$N_{CEN}$	$E_{CEN}$ [GPa]	$W_{CEN}$ [cm <sup>4</sup> ]	$A_{CEN}$ [cm <sup>2</sup> ]
Light	25/30	10.4	20	HEA140	S275	1.5	2	210	155.4	31.42

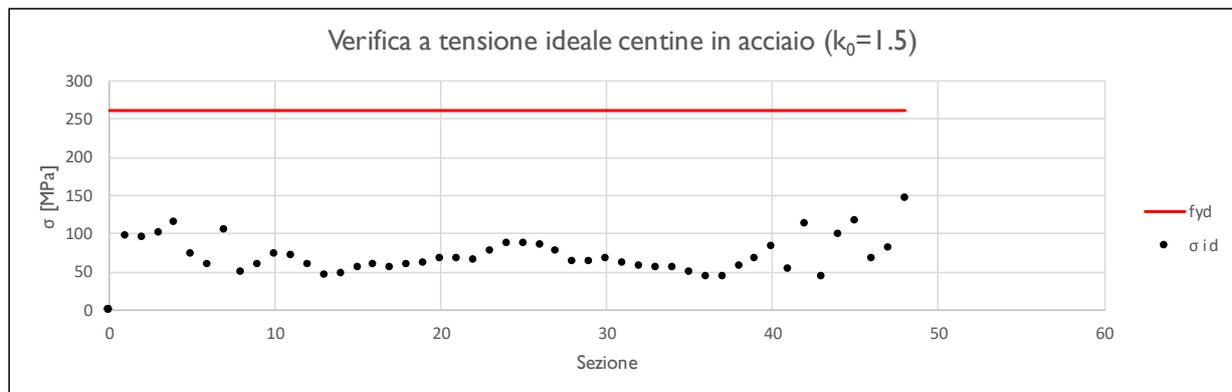
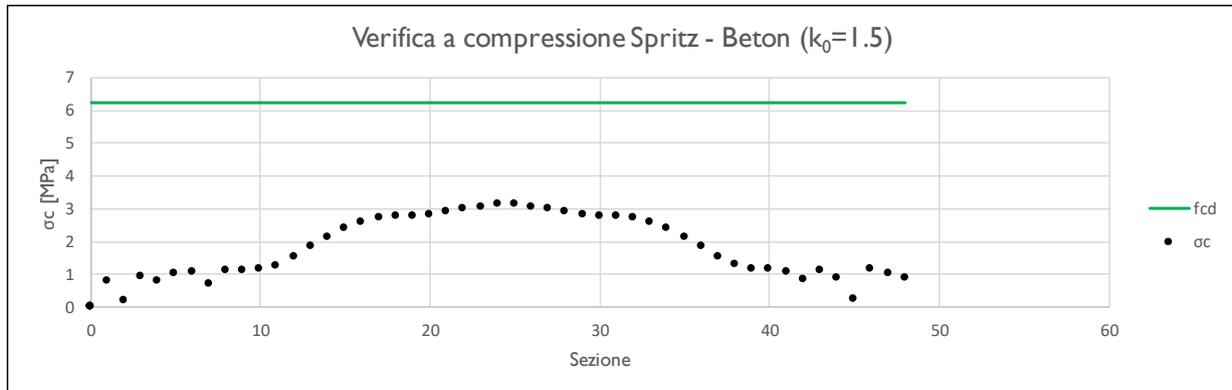
Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine che sullo spritz beton unicamente le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.



$K_0$	$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz\ Beton}$ [MPa]	$\sigma_{d,Centine}$ [MPa]	$\tau_{d,Centine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Centine}$ [MPa]
0.5	-421.7	34.8	18.6	1.9	197.7	18.2	260.2



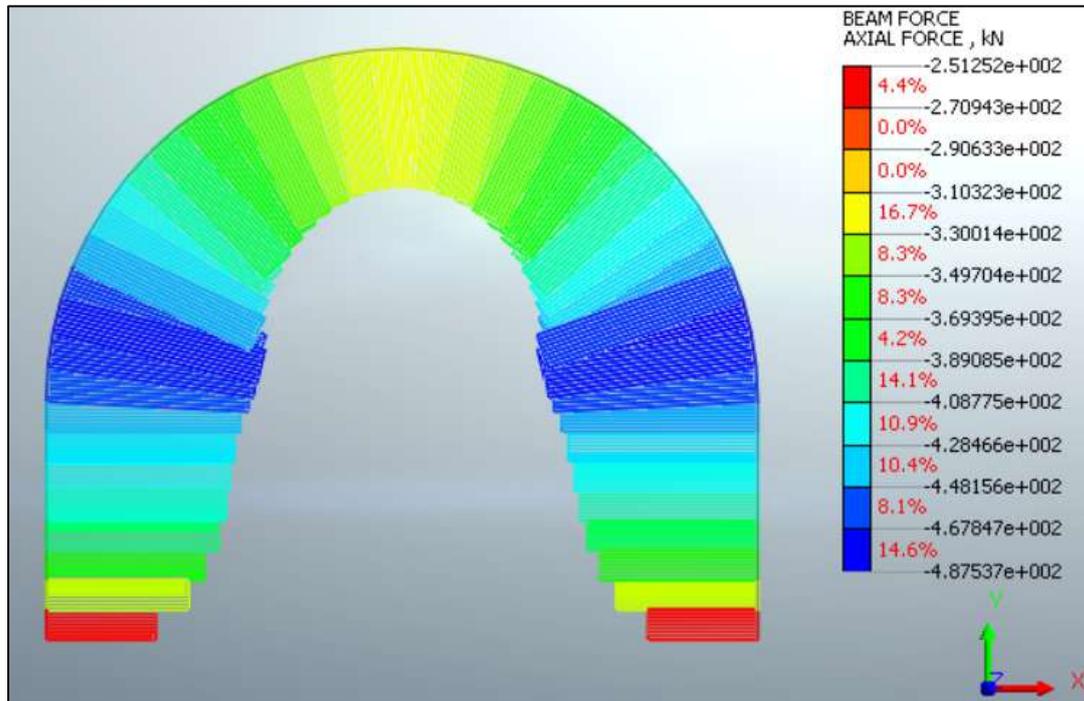
$K_0$	$N_{\text{calcolo}}$ [kN]	$M_{\text{calcolo}}$ [kNm]	$T_{\text{calcolo}}$ [kN]	$\sigma_{d,\text{Spritz Beton}}$ [MPa]	$\sigma_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\tau_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\sigma_{id,\text{Centine}}$ [MPa]
I	-292.2	11.2	11.4	1.6	132.0	22.3	178.8



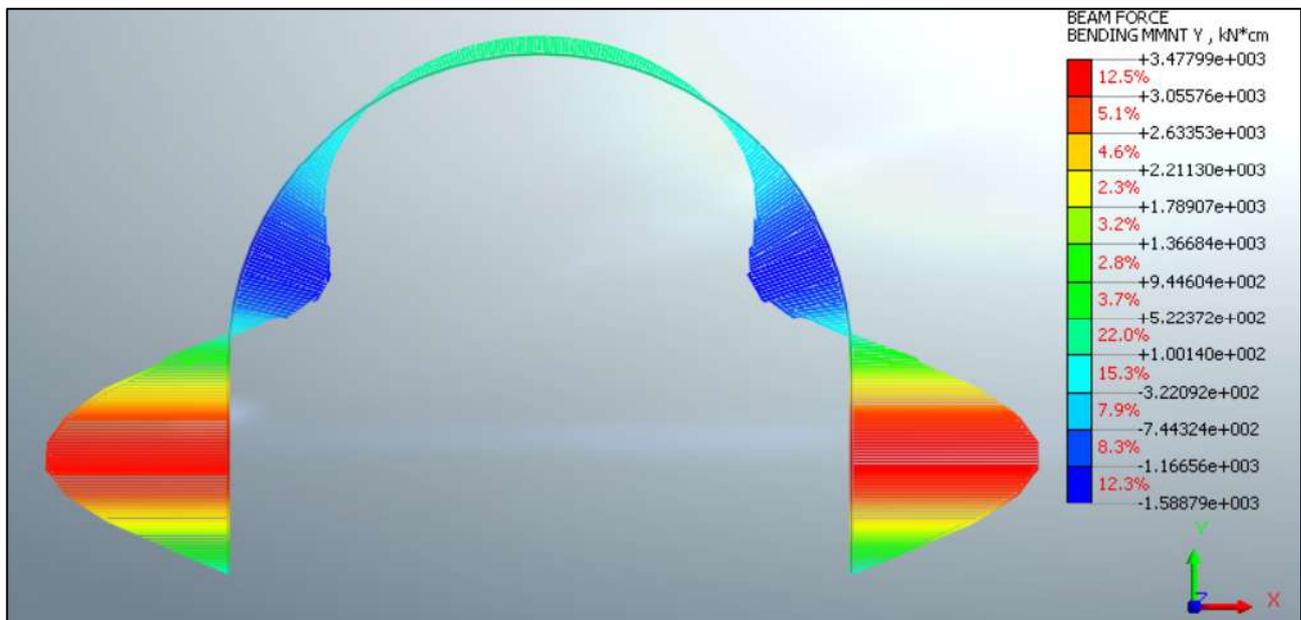
$K_0$	$N_{\text{calcolo}}$ [kN]	$M_{\text{calcolo}}$ [kNm]	$T_{\text{calcolo}}$ [kN]	$\sigma_{d,\text{Spritz Beton}}$ [MPa]	$\sigma_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\tau_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\sigma_{id,\text{Centine}}$ [MPa]
1.5	-164.7	8.1	19.1	0.9	92.3	37.2	146.3

Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 Mpa) e dell’acciaio (260.1 Mpa) risultano superiori a quelle di calcolo.

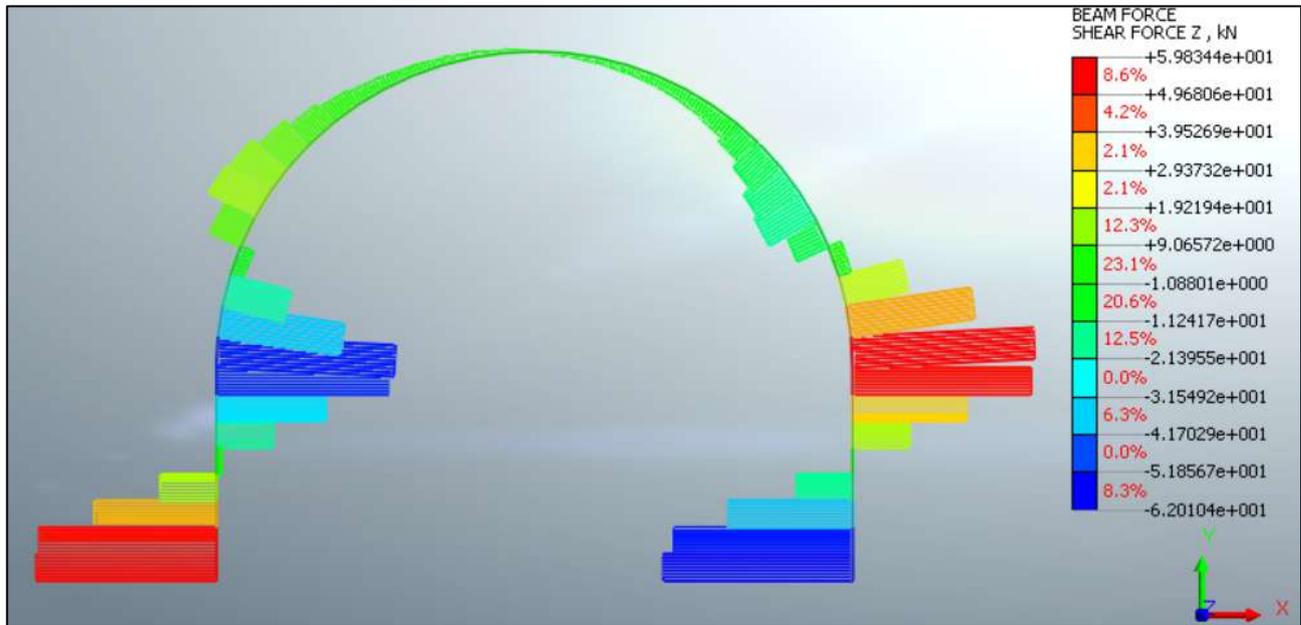
Di seguito è riportata un’immagine per  $k_0=0.5$  delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio derivante dal modello FEM.



**Figura 5.60 – Sforzo assiale ( $K_0=0.5$ )**



**Figura 5.61 – Momento Flettente ( $K_0=0.5$ )**



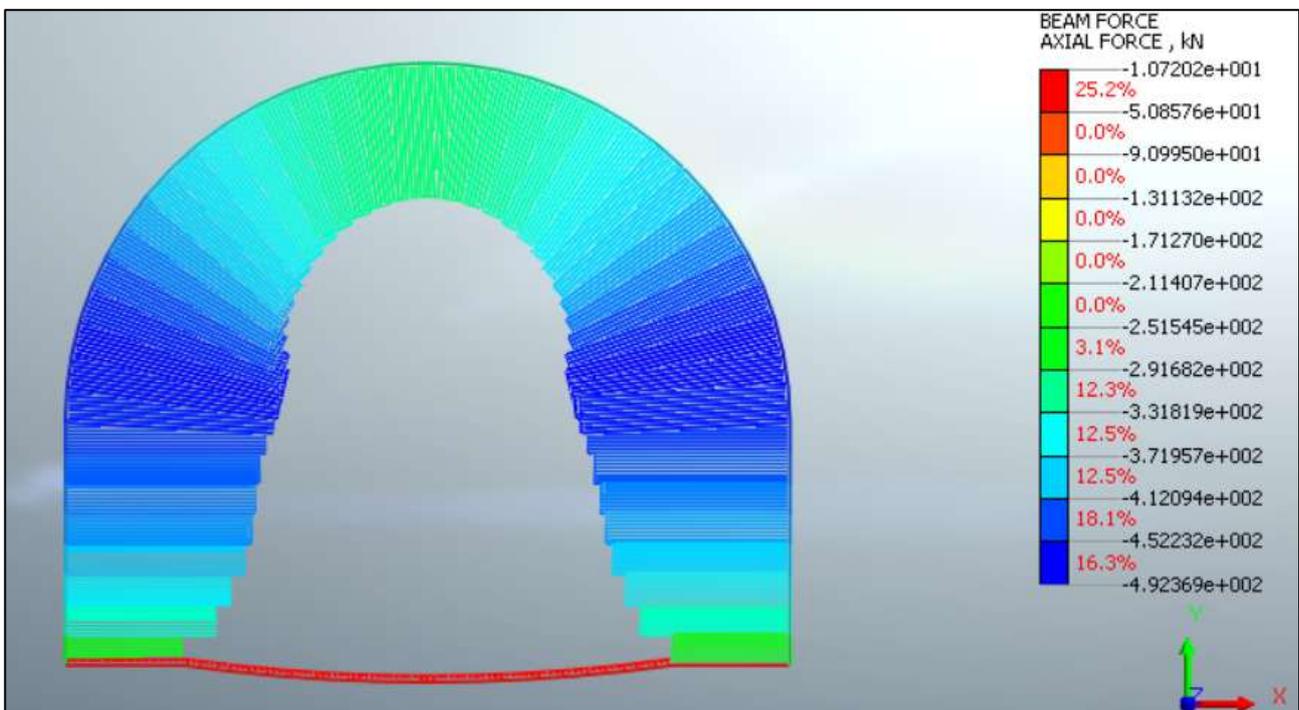
**Figura 5.62 – Sforzo di taglio ( $K_0=0.5$ )**

**Rivestimento definitivo**

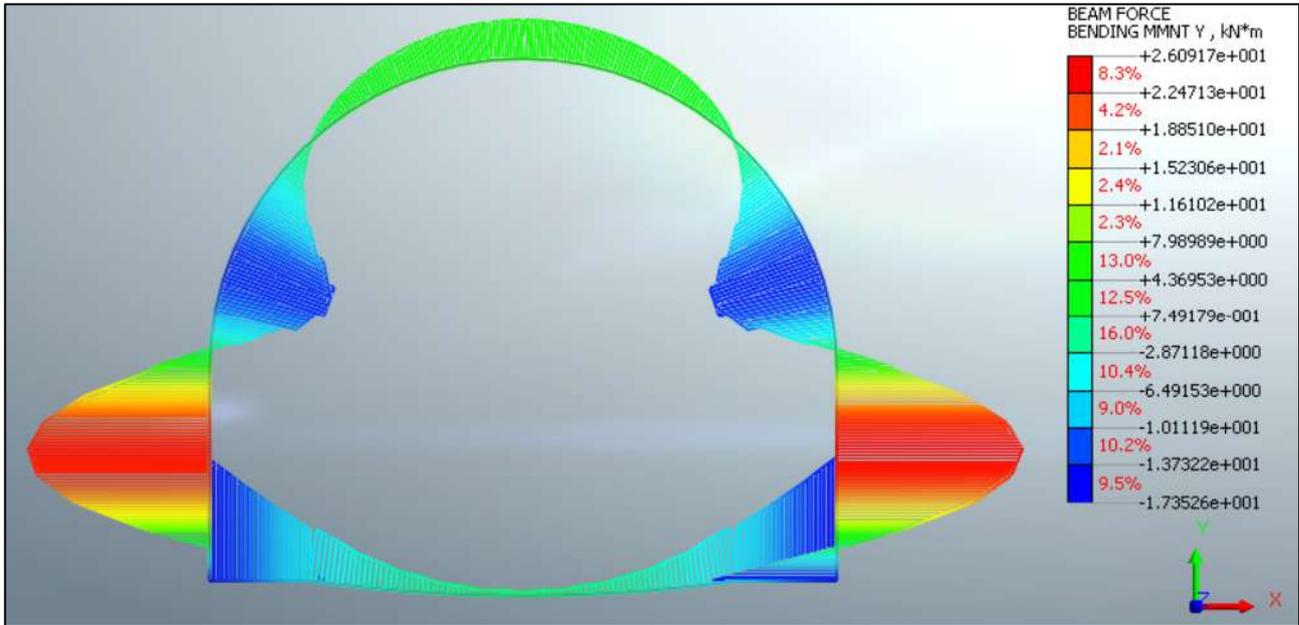
Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM:

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	S <sub>Arco Rovescio</sub> [cm]	S <sub>Calotta</sub> [cm]
C25/30	50	40

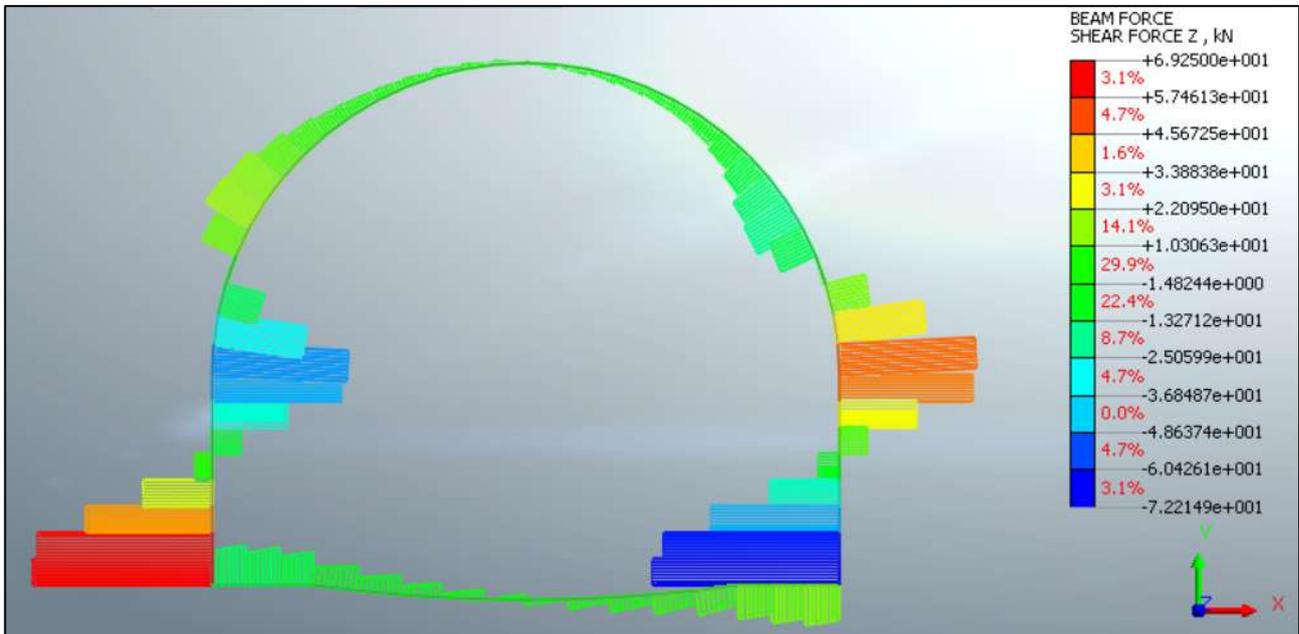
FERRI ARMATURA PRINCIPALE		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	φ16/10	φ16/10
Calotta	φ16/10	φ16/10



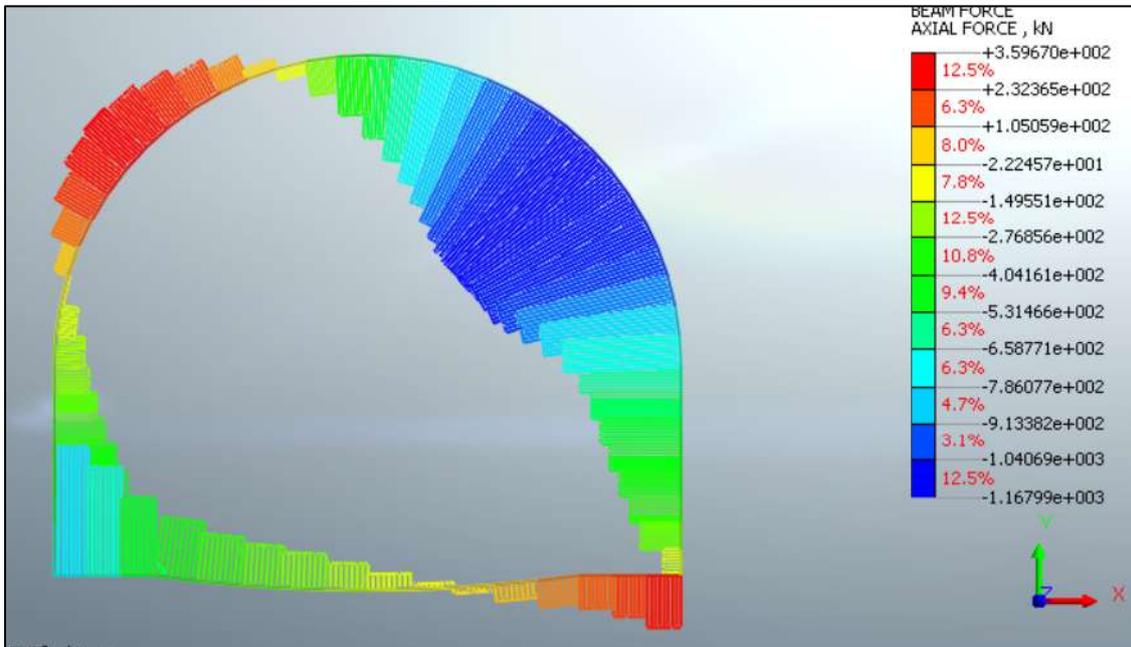
**Figura 5.63 – Sforzo normale - Statica (k<sub>0</sub>=0.5)**



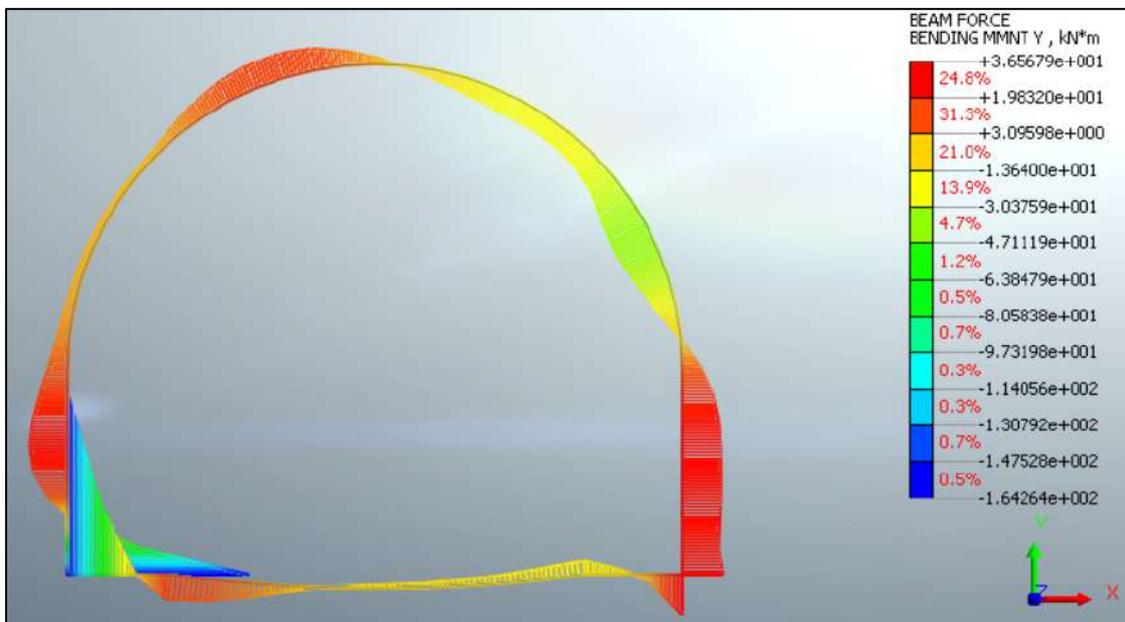
**Figura 5.64 – Momento Flettente - Statica ( $k_0=0.5$ )**



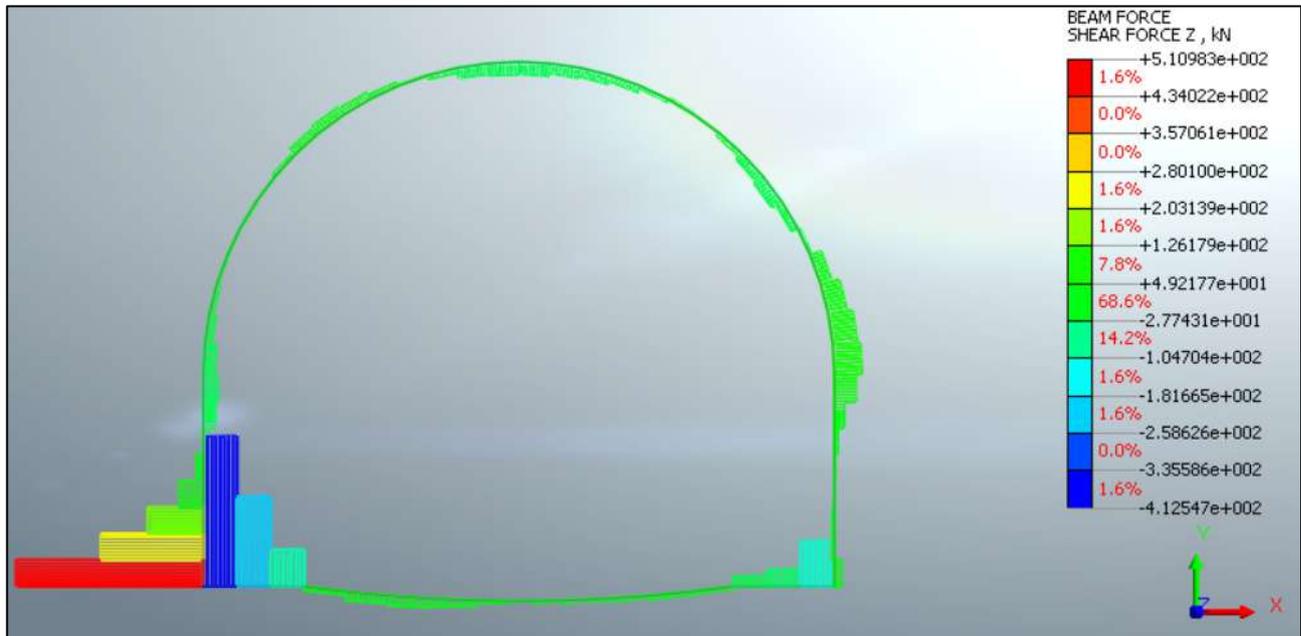
**Figura 5.65 – Sforzo di taglio - Statica ( $k_0=0.5$ )**



**Figura 5.66 – Sforzo normale - Sismica ( $k_0=0.5$ )**



**Figura 5.67 – Momento Flettente - Sismica ( $k_0=0.5$ )**

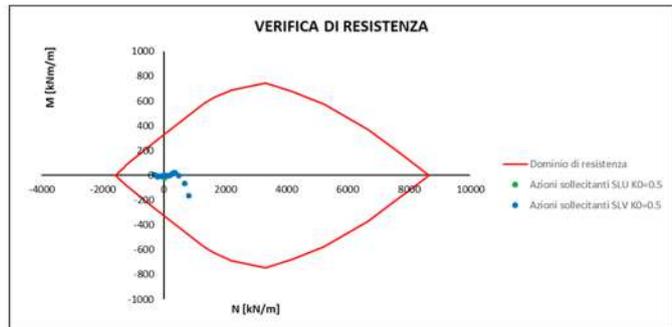


**Figura 5.68 – Sforzo di taglio - Sismica ( $k_0=0.5$ )**

Arco Rovescio: Verifica a flessione

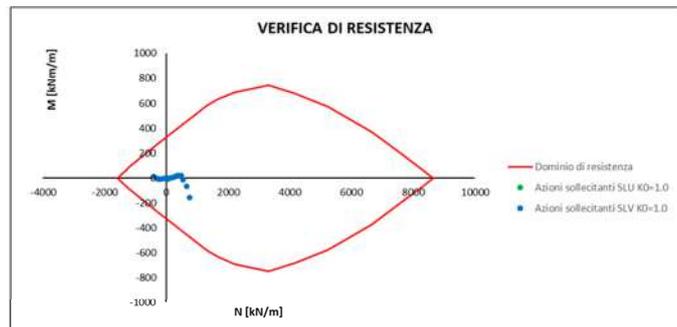
Azioni sollecitanti SLU $K_0=0.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]
14.1	-17.9
15.2	-13.5
15.9	-9.7
18.2	-6.3
18.2	-3.7
18.1	-2.0
18.0	-0.9
17.9	-0.6
17.9	-0.9
17.8	-1.9
17.8	-3.6
17.8	-6.1
17.7	-9.4
15.8	-13.2
15.1	-17.5
13.9	-22.1

Azioni sollecitanti SLV $K_0=0.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]
-328.2	5.9
-258.3	-5.5
-207.0	-12.3
-168.5	-10.1
-103.8	-7.3
-36.1	-5.2
33.0	-3.9
101.1	-3.0
166.7	-1.3
223.6	4.3
259.9	12.0
298.8	18.9
369.1	22.2
488.2	-2.6
680.9	-63.1
810.3	-164.3



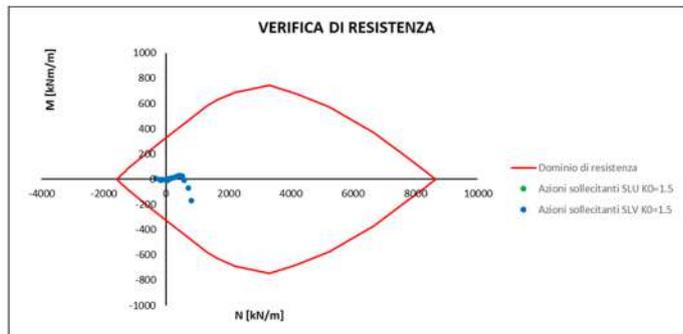
Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.0$	
N [kNm]	M [kNm/m]
17.2	-8.9
21.2	-6.1
22.6	-3.6
24.7	-1.9
25.1	-0.9
25.2	-0.4
25.2	-0.1
25.1	-0.1
25.0	-0.1
24.9	-0.4
24.8	-1.0
24.6	-2.0
23.9	-3.6
22.2	-6.1
20.5	-8.9
15.8	-11.0
0.0	0.0
0.0	0.0

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.0$	
N [kNm]	M [kNm/m]
-408.8	9.4
-297.1	-3.4
-256.1	-9.1
-192.9	-6.4
-94.2	-4.7
-15.9	-3.4
56.1	-1.3
132.7	1.8
202.5	6.7
275.9	12.9
341.2	18.7
407.7	21.9
476.9	19.2
530.4	-10.5
659.1	-65.4
751.5	-156.8
0.0	0.0
0.0	0.0



Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
28.2	-7.8
30.9	-4.6
32.2	-2.1
33.9	-1.0
34.5	-0.4
34.7	-0.1
34.8	0.0
34.9	0.1
34.8	0.0
34.6	-0.1
34.4	-0.4
34.0	-1.1
33.2	-2.2
31.8	-4.7
30.4	-7.9
27.3	-10.8

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
-334.7	6.5
-198.8	-2.9
-173.7	-6.5
-114.3	-4.8
-29.2	-3.3
36.6	-1.1
95.2	2.3
155.4	6.1
214.4	11.3
286.6	17.7
358.2	24.5
441.1	29.1
522.3	27.1
580.4	-5.6
711.0	-68.8
817.8	-171.2



Arco Rovescio: Verifica a taglio

$K_0$	$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$N_{STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
0.5	20.2	14.1	410.6	810.3
1.0	12.6	21.2	371.3	751.5
1.5	14.3	30.9	415.9	817.8

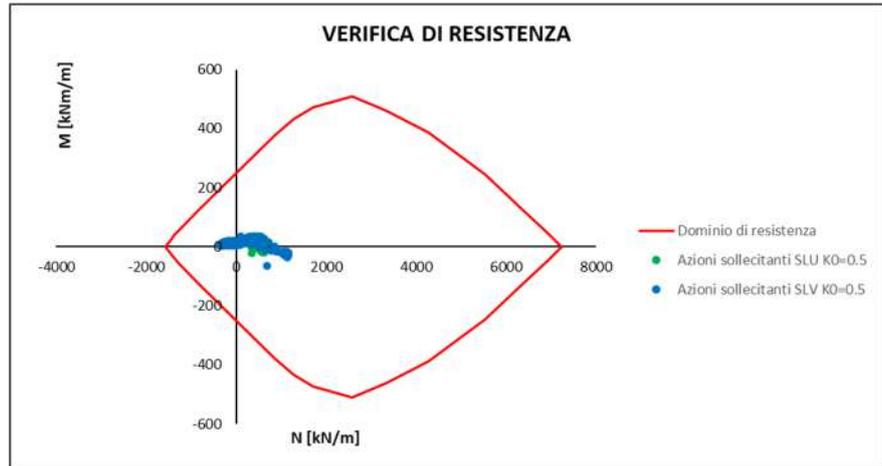
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
<b>GEOMETRIA</b>	<p>H = 50 cm altezza sezione</p> <p><math>b_w</math> = 100 cm larghezza sezione</p> <p>h' = 5 cm copriferro</p> <p>d = 45 cm altezza utile</p>
<b>ARMATURA TESA</b>	<p><math>\phi</math> = 16 mm diametro armatura</p> <p>n° = 10 numero barre</p> <p><math>A_s</math> = 20.1 cm<sup>2</sup> area dell'armatura tesa</p> <p><math>\rho_l</math> = 0.0040 rapporto geometrico d'armatura longitudinale (<math>\leq 0,02</math>)</p>
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>	<p><math>N_{Ed}</math> = 0 kN valore di calcolo della compressione assiale (se presente)</p> <p><math>\sigma_{cp}</math> = 0.00 Mpa tensione media di compressione</p>

<b>Caratteristiche della sezione armata a taglio</b>	
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>	<p><math>\phi</math> = 12 mm diametro staffe</p> <p>n° = 4 numero bracci</p> <p><math>A_{sw}</math> = 4.5 cm<sup>2</sup> area dell'armatura trasversale</p> <p>s = 10 cm passo delle staffe</p> <p><math>\alpha</math> = 90° angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave</p> <p><math>\vartheta</math> = 45° angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° + 45°)</p> <p><math>\alpha_c</math> = 1.00 coefficiente maggiorativo pari a:</p> <p>1 per membrature non compresse</p> <p><math>1 + \sigma_{cp}/f_{cd}</math> per <math>0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}</math></p> <p>1.25 per <math>0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}</math></p> <p><math>2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})</math> per <math>0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}</math></p> <p><math>l/f_{cd}</math> = 7.06 Mpa resistenza a compressione ridotta (<math>l/f_{cd} = 0,5 f_{cd}</math>)</p>
<b>Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio</b>	
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b>	$V_{Rsd}$ = 717 kN

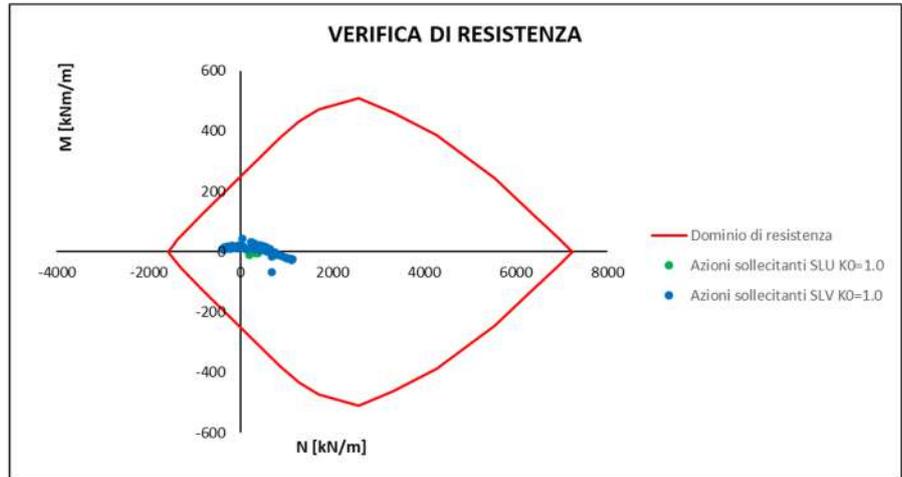
La verifica risulta soddisfatta in quanto  $V_{Res}=717kN > V_{Ed,Max}=415.9$

Calotta/Piedritti: Verifica a Flessione

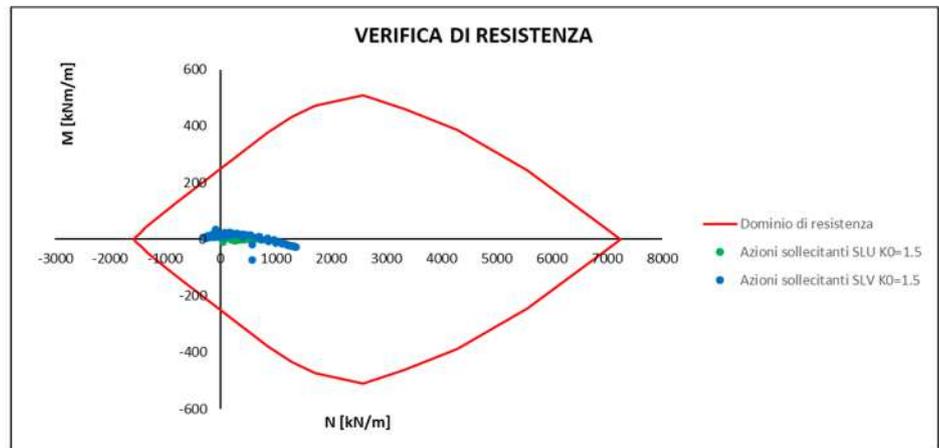
Azioni sollecitanti SLU $K_D=0.5$		Azioni sollecitanti SLV $K_D=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
598.8	23.5	628.3	27.9
579.9	31.1	557.5	32.9
561.8	33.9	501.3	34.5
546.4	31.9	442.1	34.8
525.2	25.2	381.0	34.7
487.2	12.8	314.1	33.9
442.3	-4.4	250.6	32.8
346.5	-22.6	107.8	36.6
621.0	10.5	730.5	16.6
635.6	-5.2	852.1	-0.2
640.1	-15.5	971.1	-15.1
621.7	-20.0	1066.9	-26.7
588.7	-19.9	1124.1	-33.7
564.7	-15.7	1143.5	-34.7
544.9	-10.1	1153.9	-30.9
524.2	-5.0	1168.0	-24.1
502.7	-1.4	1162.7	-19.3
481.3	1.3	1130.5	-17.1
460.7	3.1	1073.8	-17.2
441.8	4.5	994.8	-18.0
425.5	5.4	893.7	-16.5
412.6	6.1	778.5	-12.8
403.6	6.6	651.4	-7.5
398.8	6.9	517.6	-1.6
398.7	7.0	369.1	5.9
403.1	6.9	217.0	13.3
411.8	6.6	71.8	19.6
424.4	6.1	-64.3	22.1
440.3	5.4	-159.8	21.5
458.9	4.4	-234.6	19.2
479.2	3.1	-294.9	14.7
500.2	1.3	-340.0	9.1
521.3	-1.3	-359.7	4.7
541.6	-4.9	-332.8	3.2
560.8	-9.8	-265.5	3.6
584.2	-15.3	-183.1	4.2
616.8	-19.4	-90.2	4.6
633.8	-19.5	11.4	5.2
628.6	-15.0	111.4	7.1
613.8	-4.9	179.8	10.9
343.4	-4.7	679.1	-65.3
442.6	12.3	631.7	-11.3
487.4	24.6	527.3	17.9
528.2	31.3	455.0	30.6
550.4	32.9	383.0	33.9
560.6	30.1	313.8	31.3
574.3	22.9	260.1	25.2



Azioni sollecitanti SLU $K_D=1.0$		Azioni sollecitanti SLV $K_D=1.0$	
N [kNm]	M [kNm/m]	N [kNm]	M [kNm/m]
376.1	5.2	572.4	15.8
358.5	7.8	513.0	18.7
355.1	9.6	453.2	20.2
348.3	10.6	398.3	22.1
341.2	9.6	342.0	24.9
336.8	4.6	286.1	28.2
349.7	-2.8	230.7	31.9
200.3	-11.0	40.3	44.2
380.9	0.9	658.4	8.2
365.8	-3.8	754.1	-2.7
331.1	-4.1	846.8	-10.8
310.6	-2.7	931.7	-17.2
321.4	-0.4	1014.4	-21.5
333.8	0.9	1075.6	-24.4
343.5	1.1	1108.3	-25.8
353.2	1.0	1124.2	-26.1
358.9	0.7	1132.9	-25.5
361.5	0.5	1114.7	-24.4
365.6	0.4	1067.8	-22.6
366.6	0.5	994.7	-19.0
360.2	0.8	900.5	-14.4
358.5	0.8	800.1	-9.5
362.5	0.7	682.9	-4.1
369.6	0.2	573.2	0.8
370.2	0.6	442.6	5.1
365.0	0.3	317.0	9.1
358.7	1.0	207.3	12.3
359.7	1.0	75.0	16.8
369.3	0.9	-54.5	20.8
368.0	0.5	-177.1	22.1
362.3	0.3	-281.7	19.3
360.0	0.5	-351.3	14.3
354.0	0.7	-382.4	9.3
344.0	1.0	-367.2	7.0
333.9	1.1	-306.2	8.1
321.3	0.9	-213.3	10.8
312.8	-0.4	-103.3	12.1
332.6	-2.5	5.2	11.1
364.3	-3.9	105.3	9.2
377.3	-3.6	170.2	9.1
203.8	-2.7	680.0	-66.8
359.9	5.3	684.6	-16.0
351.5	9.7	524.3	9.8
352.7	10.5	422.2	19.6
360.7	9.2	348.8	21.4
360.7	7.5	283.7	19.5
364.3	4.8	240.7	15.9
373.0	0.9	208.0	11.8



Azioni sollecitanti SLU $K_c=1.5$		Azioni sollecitanti SLV $K_c=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
241.2	-0.1	545.0	13.2
234.3	1.8	472.9	15.2
225.8	3.6	403.2	16.3
206.8	5.5	333.7	17.3
177.7	6.6	268.7	18.9
159.4	4.8	208.5	21.1
187.4	-1.7	148.1	23.3
42.9	-11.0	-93.6	35.3
249.2	-2.3	642.5	7.2
255.5	-4.5	749.5	-2.0
281.6	-3.8	870.0	-8.4
342.8	-2.2	991.7	-13.4
418.3	-0.8	1114.8	-17.3
486.8	0.1	1216.4	-20.9
544.3	0.8	1294.0	-23.8
584.9	1.5	1341.0	-26.0
613.0	1.6	1359.0	-27.4
631.9	2.4	1348.9	-26.9
639.1	3.6	1305.0	-24.5
649.8	4.2	1248.3	-21.0
677.1	3.9	1178.9	-15.9
692.7	3.1	1085.4	-10.0
698.9	1.9	971.1	-3.0
722.2	0.8	852.8	3.9
723.2	0.8	698.0	10.7
698.0	1.1	544.0	15.1
691.9	2.1	416.3	18.2
676.8	3.3	292.8	20.8
649.1	4.1	169.3	22.7
640.8	4.4	65.4	23.0
634.0	3.7	-35.9	21.3
613.9	2.5	-149.0	17.9
585.7	1.6	-241.7	12.5
544.9	1.5	-296.2	7.5
486.4	0.9	-297.8	5.1
417.5	0.2	-249.5	4.6
343.8	-0.7	-176.1	5.6
284.8	-2.1	-99.3	5.8
258.7	-3.9	-15.5	5.6
254.7	-4.7	49.7	6.6
58.4	-1.3	571.6	-73.0
206.0	5.9	565.0	-19.0
181.3	7.0	391.6	7.0
192.0	5.3	294.2	16.4
218.0	3.0	231.0	17.8
227.9	1.5	169.7	16.2
239.2	-0.2	128.4	12.8
247.9	-2.5	93.6	9.3



Calotta/Piedritti: Verifica a Taglio

$K_0$	$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$N_{STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
0.5	93.9	346.5	511.0	679.1
1.0	42.8	203.8	464.4	680.0
1.5	49.3	58.4	507.0	571.6

Caratteristiche della sezione				
<b>GEOMETRIA</b>				
	H =	40	cm	altezza sezione
	$b_w$ =	100	cm	larghezza sezione
	$h'$ =	5	cm	copriferro
	d =	35	cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>				
	$\phi$ =	16	mm	diametro armatura
	$n^\circ$ =	10		numero barre
	$A_s$ =	20.1	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
	$\rho_l$ =	0.0050		rapporto geometrico d'armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ )
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>				
	$N_{Ed}$ =	427	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
	$\sigma_{cp}$ =	1.22	Mpa	tensione media di compressione

Caratteristiche della sezione armata a taglio				
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>				
	$\phi$ =	12	mm	diametro staffe
	$n^\circ$ =	4		numero bracci
	$A_{sw}$ =	4.5	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura trasversale
	s =	10	cm	passo delle staffe
	$\alpha$ =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
	$\vartheta$ =	45	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave ( $22^\circ \div 45^\circ$ )
	$\alpha_c$ =	1.09		coefficiente maggiorativo pari a:
				1 per membrature non compresse
				$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$
				1.25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
				$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$
	$\nu f_{cd}$ =	7.06	Mpa	resistenza a compressione ridotta ( $\nu f_{cd} = 0,5 f_{cd}$ )
<b>Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio</b>				
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"				
	$V_{Rsd}$ =	557	kN	

La verifica risulta soddisfatta in quanto  $V_{Res}=557kN > V_{Ed,Max}=507kN$

## **6 IMBOCCO GALLERIA MONTEVECCHIO**

L’opera in oggetto consente di creare un imbocco per favorire la partenza della TBM DN7500 bypassando con uno scavo in tradizionale l’unità delle alluvioni del fosso Ariana. Il tratto in tradizionale galleria si estende per una lunghezza totale di circa 320m, con coperture massime di circa 50m.

### **6.1 Inquadramento geologico e geotecnico**

#### *6.1.1 Inquadramento geologico*

Il contesto geologico è caratterizzato da calcari micritici e calcari marnosi bianchi organizzati in strati decimetrici, con liste, lenti, e noduli di selce grigia o nera. Sono frequenti le intercalazioni calcarenitiche in strati spessi e bancate metriche. Il contenuto fossilifero dei livelli micritici è costituito da foraminiferi planctonici (*Planomalina* sp., e gruppo delle “*rotalipore*” s.l.). Nei livelli calcarenitici sono abbondanti i granuli tipici di piattaforma carbonatica, tra cui spiccano frammenti di gusci di rudiste. La porzione inferiore della formazione presenta frequenti intercalazioni marnoso-argillose. Al top della formazione è presente il “Livello Bonarelli”, costituito da marne argillose giallastre e nerastre, ricche in sostanza organica. Nell’area investigata il Livello Bonarelli è stato osservato esclusivamente nella dorsale a est di Monte San Giovanni in Sabina.

L’unità affiora estesamente nell’area studiata, in particolare nella dorsale che separa la valle Ariana dalla valle del torrente Canera-Fosso di Montenero e nella valle del Turano.



**Figura 6.1 –Tipico aspetto della Scaglia Bianca affiorante nei pressi di Montenero Sabino.**



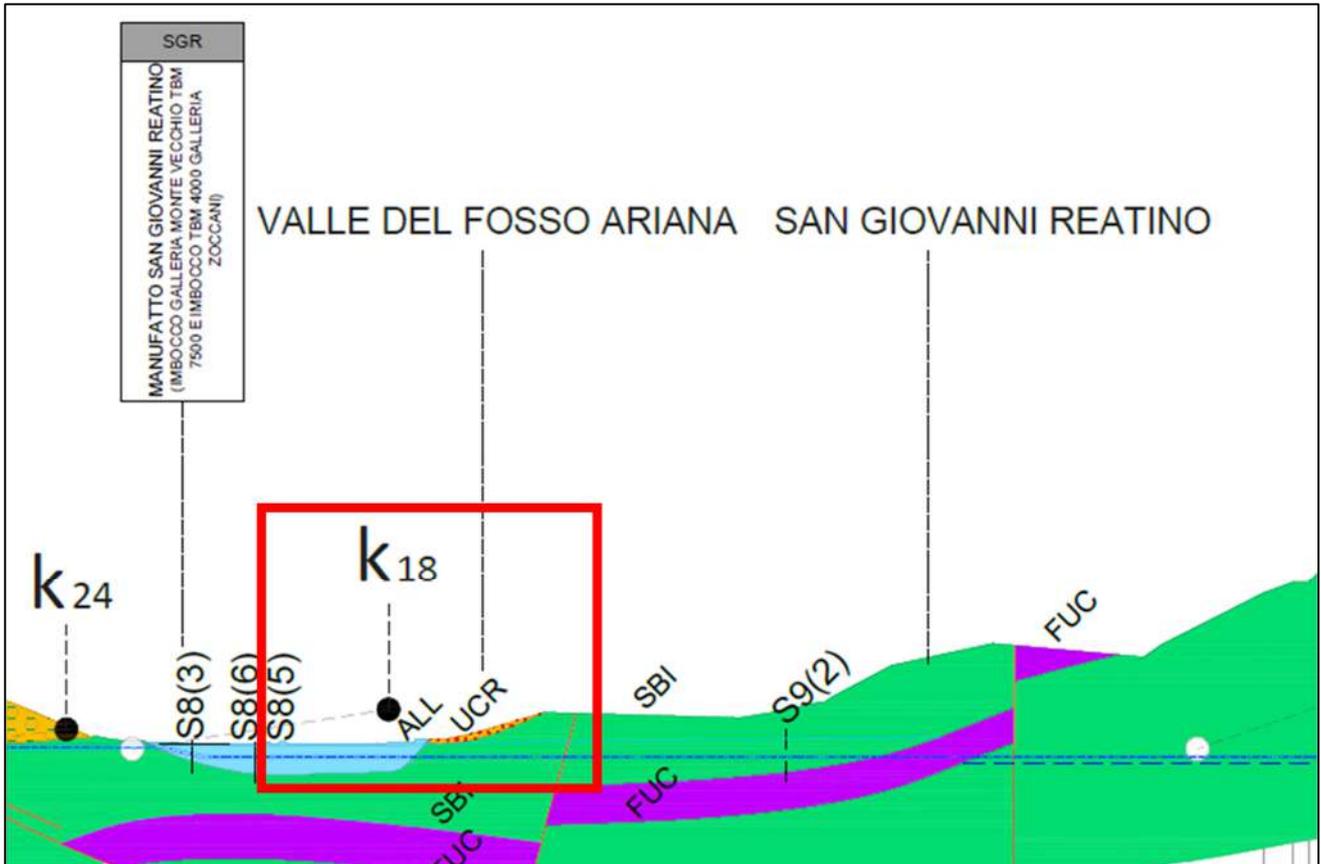
**Figura 6.2 –Livello calcarenitico con laminazioni convolute nella Scaglia Bianca di Montenero**

### 6.1.2 *Inquadramento geotecnico*

L’opera in oggetto risulta scavata all’interno dell’unità geotecnica denominata ALL (Fosso Ariana), costituite prevalentemente da sabbie-limose sabbie-ghiaiose. Sulla scorta delle indagini svolte, è stato possibile ricostruire il modello geotecnico di riferimento dell’area. Di seguito cui si richiamano brevemente le principali caratteristiche meccaniche di interesse (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica):

Stratigrafia di calcolo		C	$\gamma$	$c'_k$	$\phi'_k$	$Cu_k$	E'	$k_0$
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
ALL	0 - 25	6	18	28	27	-	10	0.546
MAI	> 25		25.8	283	43	-	1203	1

I valori assunti per l’unità geotecnica denominata MAI sono quelli medi desumibili dalla tabella seguente. I valori del modulo di Young sono stati ricavati dalle prove edometriche con riferimento a pressioni confrontabili a quelle che si hanno in corrispondenza del baricentro della galleria.



**Figura 6.3 – Sezione geotecnica**

DEPOSITI E COPERTURE QUATERNARIE		Valori medi da prove SPT				Valori medi da prove pressiometriche			Modulo $E_y$ statico da geosismica	Range valori da prove di laboratorio							
Unità litotecnica	Descrizione	n° prove	$C_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$E_d$ (MPa)	n° prove	$E_p$ (MPa)	$\phi_{norm}$ (°)	$E_y$ (MPa)	n° prove	$\gamma_s$ (kN/m³)	prova di taglio diretto		prova edometrica			ELL
												$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_{v(15-40)}$ (MPa)	$E_{v(40-80)}$ (MPa)	$E_{v(80-100)}$ (MPa)	$C_u$ (kPa)
ALL (Piana San Vittorino)	Limo sabbioso debolmente arginoso (facies coesiva)	9	51	-	4	-	-	-	-	9	18-20	9-40	22-28	3.6	4.8	7.5	-
	Sabbie a grana medio-fine con ghiaie eterodimensionali (facies granulare)	32		31	11	-	-	-	-	7	18-21	7-11	27-38	4.3	6.1	10.4	-
ALL (Valle del Salto)	Ghiaie in matrice sabbioso-argilosa	12	-	31	13	-	-	-	-	12	17-21	7-9	26-36	4.4	4.7	6.5	-
ALL (Valle del Turano)	Sabbie fini limose con clasti arenacei	6	-	33	10	-	-	-	-	8	18-21	10-12	26-28	5.5	4.3	7.0	-
ALL (Fosso di Ariana)	Alternanze ghiaiose in matrice limoso-sabbiosa con livelli sabbioso-limosi	17	-	31	12	-	-	-	-	5	17-19	9-39	24-30	5.2	4.7	4.6	-
FLG	Argille limosa con intercalazioni sabbiose fini	13	-	33	25	-	-	-	-	4	17-19	35-65	18-19	6.0	6.7	7.1	150-300
UGR	Conglomerati fortemente eterometrici, da cementati a molto cementati	/	/	/	/	8	108	42	207	7	18-19						
UMS	Conglomerati clastosostenuti, con clasti arenacei, silicei e calcarei	/	/	/	/	1	113	41	102	1	20						
UFC	Conglomerati da moderatamente a scarsamente cementati	12	-	33	25	7	102	41	127	8	17.5-20						

UNITÀ MESOZOICHE		Quadro di sintesi del rilevamento geomeccanico effettuato. I valori sono la media dei singoli valori ottenuti dalle stazioni geomeccaniche								
Unità litotecnica	Descrizione	n° stazioni	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	RMR	GSI	$c'$ (MPa)	$\phi'$ (°)	$E_m$ (MPa)
SCZ	Calcari marnosi e marne calcaree di colore grigio e marrone	6	26.0	82.90	4.61	III (51.16)	45	3.67	27	9421
MAI (+POD)	Calcari micritici ben stratificati	7	26.0	74.92	4.16	III (51.83)	49	3.59	28	10361
SBI	Calcari e calcari marnosi di colore bianco	7	25.8	85.10	4.73	III (51.42)	51	3.91	28	9836
SAA	Calcari micritici, calcari marnosi e marne di colore rosa, arancione e nocciola	3	25.9	75.21	4.18	III (53.33)	48	3.14	27	6015
VAS	Calcari marnosi, marne e marne argillose dal rosa, al rosso al grigio	2	26.3	105.46 *	5.86 *	III (51.00)	28	3.07	27	1348
FUC	Calcari, calcari marnosi, marne e marne argillose policrome	1	25.7	101.40 *	5.63 *	III (48.00)	25	2.78	20	1050

\* Parametri di resistenza ottenuti dalle prove di Point Load condotte sulle formazioni che presentano alteranze, in quanto riferiti alla sola componente arenacea

**Figura 6.4 – Caratteristiche geotecniche**

La caratterizzazione fisica e meccanica delle unità geotecniche è stata condotta sulla base dei risultati provenienti dalle stazioni geomeccaniche di riferimento a disposizione. Tale caratterizzazione è stata condotta in termini di GSI e  $\sigma_c$  utilizzati per la definizione del criterio proposto da *Hoek-Brown*. In considerazione del livello di affidabilità che in generale si ritiene di aver raggiunto con le indagini a disposizione (vedere gli specifici elaborati di progetto relativi alla geologia), nella stima dei parametri di resistenza e rigidità si è deciso di adottare, per le varie grandezze rilevate, dei valori medio-cautelativi nell’ambito del range misurato.

Alla costante del materiale,  $m_i$ , è stato di volta in volta assegnato un valore in linea con i valori disponibili in letteratura per la tipologia di roccia interessata.

A partire da questi valori, poi, sono stati ricavati il modulo elastico,  $E'$  (si è fatto riferimento alla sola relazione proposta da *Hoek e Diederichs [2002]*), ed i parametri di resistenza del criterio di *Mohr-Coulomb*, coesione efficace,  $c'$ , e angolo d’attrito efficace,  $\phi'$ , quest’ultimi due ottenuti linearizzando il criterio di resistenza di *Hoek-Brown* in corrispondenza dello stato tensionale rappresentativo della copertura della galleria considerando un valore del fattore di disturbo nullo (fattore D considerato a favore di sicurezza pari a 1 per effetto del trattamento in jetgrouting sovrastante).

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche per le due differenti tipi di sezioni analizzate in cui è stato considerato un GSI pari a 51 e un  $\sigma_c$  pari a 85.1 Mpa.

**Dati di input**

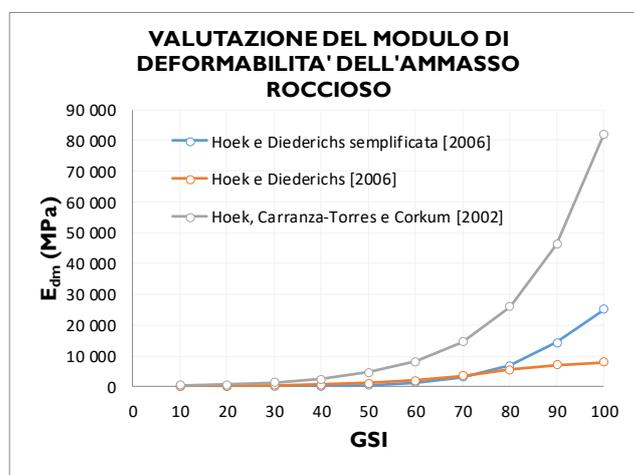
$\gamma$	25.8	kN/m <sup>3</sup>	Peso unità di volume Ammasso Roccioso
$\sigma_c$	85.1	MPa	Resistenza compressione monoassiale Mat. Roccioso
$m_i$	7.0	-	Costante empirica Mat. Roccioso
GSI	51	-	Geological Strenght index
D	I	-	Indice di disturbo
Applicazione	<b>Versante</b>		
MR	200	-	Rapporto modulo $E_i/\sigma_c$ Mat. Roccioso
H	20.0	m	Altezza di riferimento

**Determinazione parametri di resistenza equivalenti Ammasso Roccioso**

$m_b$	0.211	-	Costante empirica Amm. Roccioso
s	2.84E-04	-	Costante empirica Amm. Roccioso
a	0.505	-	Costante empirica Amm. Roccioso
$\sigma_{eg}$	5.148	MPa	Resistenza globale Ammasso roccioso
$\sigma_{3max}$	0.457	MPa	Limite superiore della tensione di confinamento per gallerie
$\sigma_{3n}$	5.37E-03	-	Rapporto di tensioni
$\varphi'$	43	°	Angolo di resistenza a taglio equivalente Ammasso Roccioso
$c'$	283	kPa	Coesione efficace equivalente Ammasso Roccioso
$\sigma_t$	114	kPa	Resistenza a trazione Ammasso Roccioso
$\sigma_{cm}$	1.31	MPa	Resistenza a compressione Ammasso Roccioso Linearizzata
$\sigma_{cm}$	1.37	MPa	Resistenza a compressione Ammasso Roccioso Non Linearizzata

**Determinazione modulo di Young Ammasso Roccioso**

$E_{d1}$	575	MPa	Hoek e Diederichs semplificata [2006]
$E_{d2}$	1203	MPa	Hoek e Diederichs [2006]
$E_{d3}$	4886	MPa	Hoek, Carranza-Torres e Corkum [2002]
$E_{dm}$	2221	MPa	Modulo di Young Medio Ammasso Roccioso

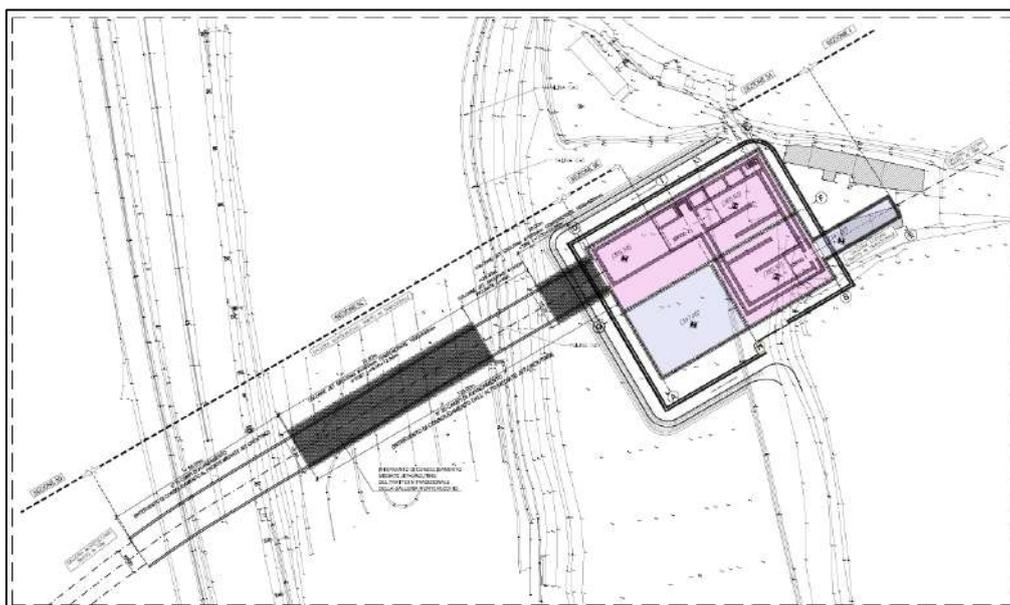


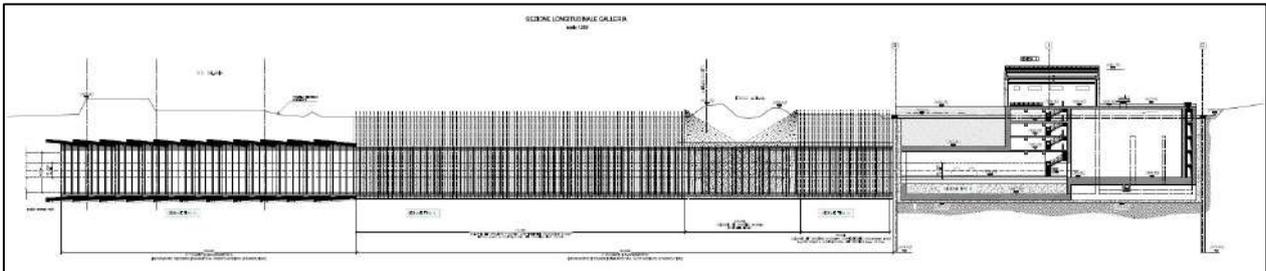
**Figura 6.5 – Caratteristiche geotecniche SBI**

## 6.2 Descrizione degli interventi

La galleria Monte Vecchio sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM con Doppio scudo, avrà diametro interno DN7500 e lunghezza 13.350 m circa. Data la presenza di alternanze ghiaiose in matrice limoso-sabbiosa con livelli sabbioso-limosi saturi costituenti l’unità delle alluvioni del Fosso Ariana (ALL Fosso Ariana) prima di raggiungere la formazione delle Maioliche (MAI) si è previsto di far partire la TBM a valle del superamento di tali terreni scavando un imbocco con metodo tradizionale per una lunghezza complessiva di circa 190m.

Per quanto concerne lo scavo della galleria d’imbocco, essendo essa caratterizzata per tutta la sua estensione dal terreno sopra descritto, sarà necessario prevedere ovunque degli interventi di consolidamento, realizzati essenzialmente con la tecnologia del jet grouting che permette di ottenere ottimi risultati in materiali con queste caratteristiche; essi sono realizzati dall’alto fino ad una copertura di circa 6/8 m, mentre nella parte restante dell’opera, in corrispondenza del sotto attraversamento della SS4 sono eseguiti in avanzamento dal fronte di scavo.





**Figura 6.6 – Planimetria e sezione imbocco galleria Montevecchio**

Lo scavo della galleria avverrà a piena sezione. In relazione alle ridotte coperture presenti ed alla natura del deposito oggetto di scavo, l’avanzamento in galleria richiede una sezione in grado di garantire la stabilità del fronte e del cavo, limitando il detensionamento.

La sezione progettata raggiunge proprio lo scopo di mantenere l’ammasso detritico, con i trattamenti previsti, pressoché in campo elastico e di limitare l’estensione della zona plastica. Questo fatto è essenziale per evitare convergenze rilevanti e scongiurare fenomeni di instabilità.

Il progetto della galleria prevede l’adozione di 2 sezioni tipo, descritte di seguito, la sezione tipo “A”, che verrà adottata per un tratto di circa 120m a partire dal manufatto SGR con copertura media di circa 6/8m e la sezione tipo B che si utilizzerà in prossimità della zona di imbocco della TBM e per il sottopassaggio della SS4.

## *6.2.1 Descrizione delle sezioni tipo*

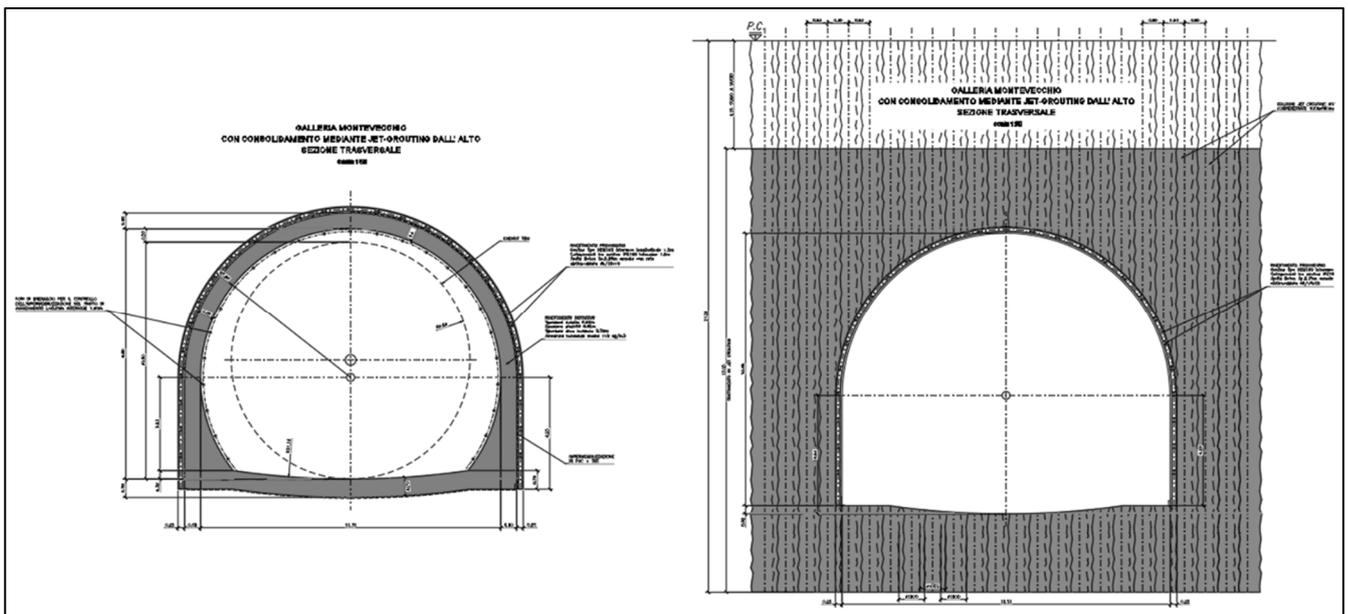
### 6.2.1.1 Sezione Hard 2 Tipo A

La sezione tipo A si applica lungo il primo tratto di 120m laddove è previsto il consolidamento con colonne in jetgrouting dall’alto. Le fasi realizzative sono le seguenti:

- a) Scavo. Scavo a piena sezione con sfondi massimi pari ad 1.5 m.
- b) Prerivestimento. È costituito da 1 centina HEM160, con interasse 1.5 m, rivestite con 25 cm di spritz-beton fibrorinforzato. Si prevede inoltre la messa in opera di 5 cm di spritz beton fibrorinforzato al fronte ad ogni sfondo.
- c) Scavo ed impermeabilizzazione parte inferiore della sezione. Si procede allo scavo dell’arco rovescio ed alla posa dell’impermeabilizzazione (tessuto non tessuto e telo in pvc) al di sotto dell’arco rovescio e a tergo dei futuri piedritti.
- d) Muretta ed arco rovescio. Rappresentano la prima parte del rivestimento definitivo messa in opera e vengono gettate ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri circa. L’arco rovescio ha uno spessore pari a 0.70 m ed ha un’incidenza media di 100 kg/m<sup>3</sup>.
- e) Impermeabilizzazione parte superiore. Contro il prerivestimento verrà posto in opera il tessuto non tessuto ricoperto dalla guaina impermeabile di pvc, che raccoglie l’acqua infiltratasi dal terreno, attraverso lo spritz-beton, nel cavo. La guaina di pvc è sostanzialmente impermeabile ed impedisce all’acqua di raggiungere il rivestimento definitivo. La connessione dell’impermeabilizzazione della parte inferiore della sezione con quella superiore rende la sezione impermeabile. A ulteriore garanzia dell’impermeabilità della galleria, la superficie di contatto tra le murette ed il getto del rivestimento definitivo ospita un cordolo bentonitico idroespansivo.
- f) Rivestimento definitivo. Viene gettato il rivestimento definitivo ad una distanza massima dal fronte pari a 5 diametri, suscettibile comunque di variazioni in corso

d’opera in funzione del comportamento deformativo del cavo. Ha uno spessore in calotta di 0.60 m ed ha un’incidenza media di 120 kg/m<sup>3</sup>.

La figura seguente riporta la schematizzazione della sezione tipo A.



**Figura 6.7 – Imbocco galleria Montevocchio Sez. Tipo A**

#### 6.2.1.2 Sezione Hard 2 Tipo B

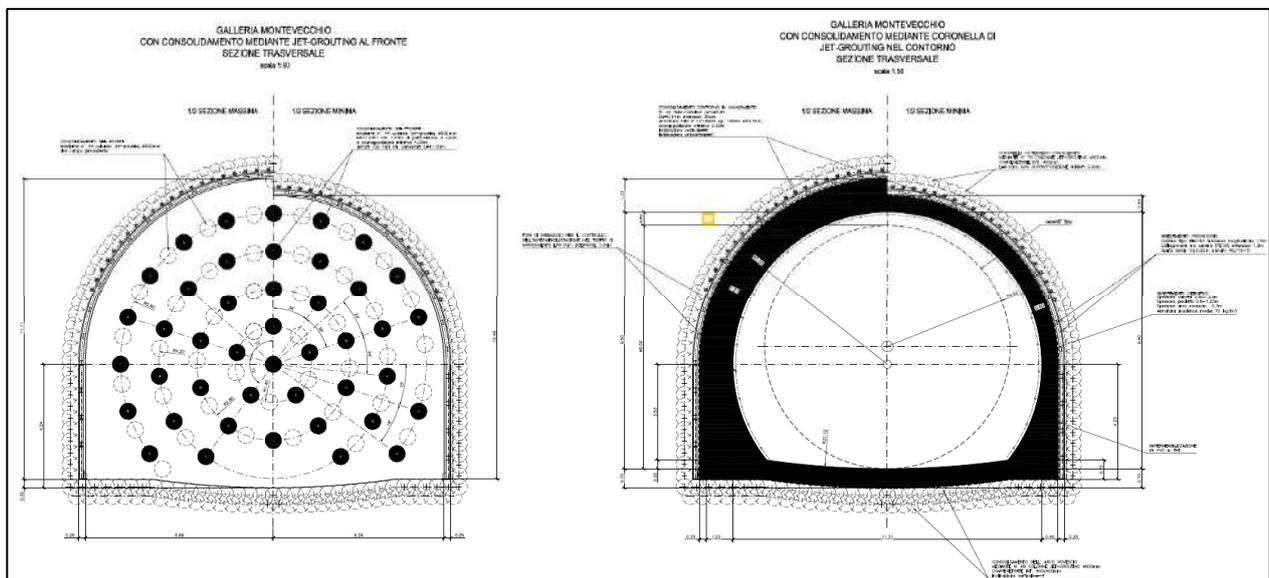
La sezione tipo B si applica sotto l’attraversamento della SS4 laddove non è previsto il consolidamento con colonne in jetgrouting dall’alto. Le fasi realizzative sono le seguenti:

- a) Stabilizzazione del fronte con **44** trattamenti in jet-grouting suborizzontali  $\phi$  0.60 m, di lunghezza pari a **11** m, con **4** m di sovrapposizione.
- b) “Armatura” delle colonne jet-grouting al fronte mediante 44 tubi in VTR cementati con miscele cementizie, di lunghezza pari a **11** m, con **4** m di sovrapposizione.
- c) Stabilizzazione del contorno di scavo mediante una coronella di n° **75** trattamenti in jetgrouting suborizzontali  $\phi$  0.60 m, interasse 0.40 m, di lunghezza pari a 9.5 m, con 3.5 m di sovrapposizione. A questo intervento si aggiungono n° 69 trattamenti in jet-grouting al piede centine con inclinazione 4°,  $\phi$  0.60 m, di lunghezza compresa tra 9.5 m e 3.5 m di sovrapposizione.
- d) Stabilizzazione del contorno di scavo mediante una coronella di n° 42 infilaggi metallici cementati con miscele cementizie, aventi una lunghezza di 9.5 m con una sovrapposizione di 3.5 m, disposti in calotta su un angolo di 150° circa.
- e) Scavo. Scavo a piena sezione con sfondi massimi pari ad 1.5 m.
- f) Prerivestimento. È costituito da 1 centina HEM160, con interasse 1.5 m, rivestite con 25 cm di spritz-beton fibrorinforzato. Si prevede inoltre la messa in opera di 5 cm di spritz beton fibrorinforzato al fronte ad ogni sfondo e di 15 cm dello stesso, sempre al fronte, ad ogni fine campo.
- g) Scavo ed impermeabilizzazione parte inferiore della sezione. Si procede allo scavo dell’arco rovescio ed alla posa dell’impermeabilizzazione (tessuto non tessuto e telo in pvc) al di sotto dell’arco rovescio e a tergo dei futuri piedritti.
- h) Muretta ed arco rovescio. Rappresentano la prima parte del rivestimento definitivo messa in opera e vengono gettate ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri. L’arco rovescio ha uno spessore pari a 0.70 m ed ha un’incidenza media di 110 kg/m<sup>3</sup>.

i) Impermeabilizzazione parte superiore. Contro il prerivestimento verrà posto in opera il tessuto non tessuto ricoperto dalla guaina impermeabile di pvc, che raccoglie l’acqua infiltratasi dal terreno, attraverso lo spritz-beton, nel cavo. La guaina di pvc è sostanzialmente impermeabile ed impedisce all’acqua di raggiungere il rivestimento definitivo. La connessione dell’impermeabilizzazione della parte inferiore della sezione con quella superiore rende la sezione impermeabile. A ulteriore garanzia dell’impermeabilità della galleria, la superficie di contatto tra le murette ed il getto del rivestimento definitivo ospita un cordolo bentonitico idroespansivo.

l) Rivestimento definitivo. Viene gettato il rivestimento definitivo ad una distanza massima dal fronte pari a 5 diametri, suscettibile comunque di variazioni in corso d’opera in funzione del comportamento deformativo del cavo. Ha uno spessore in calotta variabile tra 0.60 e 1.20 m ed ha un’incidenza media di 130 kg/m<sup>3</sup>.

La figura seguente riporta la schematizzazione della sezione tipo B.



**Figura 6.8 – Imbocco galleria Montevecchio Sez. Tipo B**

## **6.3 Fase di diagnosi - Previsione sul comportamento degli ammassi nella fase di scavo**

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

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

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

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

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

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

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

#### **Gallerie a fronte stabile (CASO A)**

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

#### **Gallerie a fronte stabile a breve termine (CASO B)**

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera le caratteristiche di resistenza meccanica del materiale al fronte, che assume un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con tale redistribuzione delle tensioni sono più accentuati che nel caso precedente e producono nell'ammasso roccioso al fronte una decompressione che porta ad una riduzione della resistenza interna. Questa decompressione deve essere opportunamente regimata, nel breve termine, mediante adeguati interventi di preconsolidamento al fronte (e talora al contorno del cavo), in grado di contenere l'ammasso e condurlo verso condizioni di

stabilità; diversamente lo stato tenso-deformativo può evolvere verso condizioni di instabilità del cavo. Il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

### **Gallerie a fronte instabile (CASO C)**

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad una accentuazione dei fenomeni deformativi nel campo plastico, che risultano immediati, più rilevanti e si manifestano prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Di conseguenza tali deformazioni producono una decompressione più spinta nell'ammasso roccioso al fronte e portano ad un decadimento rapido e progressivo delle caratteristiche meccaniche d'ammasso. Questo tipo di decompressione più accentuata deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento che consentiranno di creare artificialmente quell' effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile nel breve termine e, con l'aggiunta del rivestimento definitivo, anche nel lungo termine.

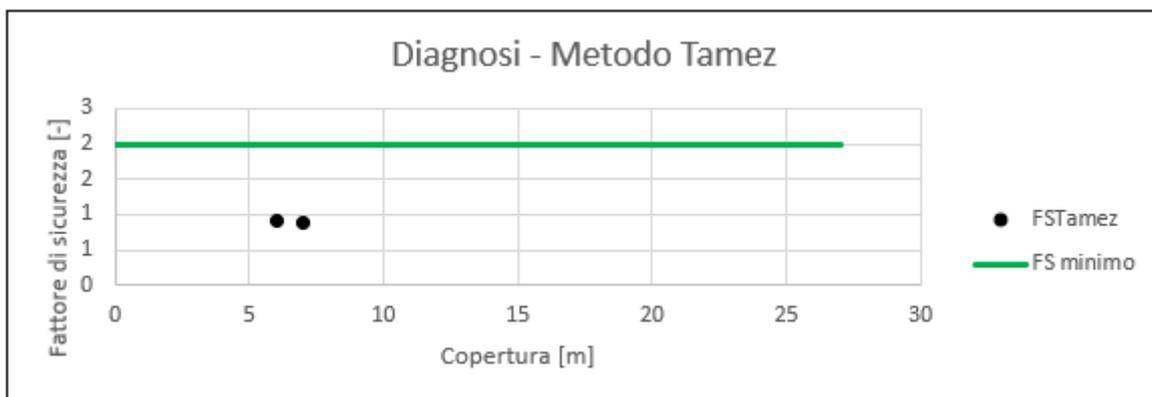
Nel seguito saranno presentate le analisi di diagnosi per l'imbocco della Galleria MonteVecchio con i metodi illustrati nei capitoli precedenti.

### 6.3.1 Stabilità del fronte di scavo

Sono state condotte analisi di stabilità del fronte di scavo con una copertura minima di 6m per entrambe le sezioni considerando per la sezione tipo B un sovraccarico di 20kPa atto a simulare la presenza del traffico, per la stratigrafia si è fatto riferimento a quella riportata nel capitolo dell’inquadramento geotecnico.

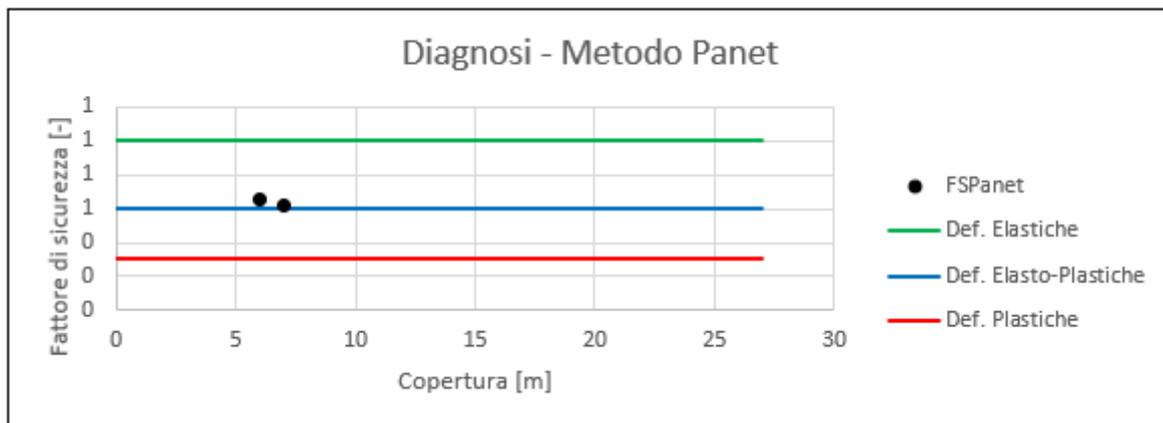
Nel seguito sono riepilogati i risultati ottenuti in termini di fattore di sicurezza per i tre metodi considerati.

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo								
Analisi	Formazione	Copertura [m]	$D_{eq}$ [m]	$\gamma_{medio}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\varphi$ [°]	SF	Comportamento
Sez. B	ALL (Fosso Ariana)	7	12.8	18.0	24	27	0.89	C
Sez. A	ALL (Fosso Ariana)	6	12.8	18.0	24	27	0.90	C



ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Broms e Panet									
Analisi	Formazione	Copertura [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	GSI [-]	$\sigma_c$ [MPa]	$m_i$	Stability Ratio	$\lambda_e$	Comportamento
Sez. B	ALL (Fosso Ariana)	7	18.0	48	75.2	6	12.60	0.62	C
Sez. A	ALL (Fosso Ariana)	6	18.0	48	75.2	6	10.80	0.65	C

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Broms e Panet					
Analisi	Formazione	Copertura [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\lambda e$	Comportamento
Sez. B	ALL (Fosso Ariana)	7	18.0	0.62	A
Sez. A	ALL (Fosso Ariana)	6	18.0	0.65	A



Come si nota dai grafici riportati, il metodo di Tamez mostra un comportamento del fronte di tipo instabile per le basse coperture mentre quelli Panet e Broms (Broms non è stato utilizzato in quanto applicabile solo per terreni dotati di coesione non drenata) segnalano la presenza di un campo al più elastico per basse coperture.

### 6.3.2 Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche

Il metodo delle curve caratteristiche non è stato utilizzato in quanto la copertura risulta troppo esigua rispetto al diametro equivalente di scavo ( $C=6m$   $D=12$ ;  $C/D=0.5 < < 3$ ).

### *6.3.3 Considerazioni Conclusive*

Ai fini dello studio del comportamento dell’ammasso in fase di diagnosi si sono svolte analisi per un’altezza di copertura pari a 6m nella formazione di ALL (Fosso Ariana) Alla luce delle analisi di stabilità si denota:

- Per basse coperture 6m secondo la formulazione di Tamez & Cornejo si ha un comportamento del fronte di scavo di tipo instabile mentre le analisi condotte secondo la formulazione di Broms & Bennermark e di Panet evidenziano deformazioni del cavo al limite elastico.

Da quanto discusso si ritiene opportuno operare un adeguato confinamento delle pareti dello scavo e contrastare sia i fenomeni deformativi del cavo che le venute d’acqua mediante l’utilizzo di sistemi di miglioramento ed impermeabilizzazione del terreno; pertanto, nel tratto che va dal manufatto SGR fino alla SS4 si prevedono iniezioni in jet-grouting dall’alto mentre nel tratto che sottopassa la SS4 si prevedono consolidamenti dal fronte scavo.

## **6.4 Fase di terapia - Descrizione delle sezioni tipo**

Sulla base delle analisi condotte nella fase di diagnosi, si presentano gli aspetti che hanno guidato la definizione degli interventi, allo scopo di garantire condizioni di stabilità del fronte e del cavo. Si descrivono le sezioni tipo di avanzamento e i criteri di applicazioni delle sezioni.

### *6.4.1 Tipologie di intervento in fase costruttiva*

Nei capitoli precedenti sono stati definiti tre tipi di comportamento d'ammasso allo scavo che prevedono l'impiego di opportuni interventi scelti in base alle caratteristiche geotecniche/geomeccaniche dei terreni interessati dagli scavi, determinando così la scelta delle sezioni tipo più adatte.

***CASO A) fronte stabile – Sezione Light***

***CASO B) fronte stabile a breve termine – Sezione Medium***

***CASO C) fronte instabile – Sezione Hard e Hard 2 a/b***

### 6.4.2 Sezione tipo d’avanzamento

Come anticipato il progetto dell’imbocco della galleria Montevocchio prevede l’adozione di 2 sezioni tipo, la sezione tipo “Hard 2A”, che verrà adottata per un tratto di circa 120m a partire dal manufatto SGR con copertura media di circa 6/8m e la sezione tipo “Hard2 B” che si utilizzerà in prossimità della zona di imbocco della TBM e per il sottopassaggio della SS4.

#### Sez. Hard 2A

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cmSB,28gg}$ [Mpa]
HEMI60	1.5	1.5	0.25	25

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco\ Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C25/30	70	60

CONSOLIDAMENTO TERRENO				
Tipo [-]	D [cm]	I [m]	L [m]	$L_{Vuoto}$ [m]
Jet Grouting (dall'alto)	100	0.8	18	5.5

Sez. Hard 2B

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cmSB,28gg}$ [Mpa]
HEM160	1.5	1.5	25	25

CONSOLIDAMENTI AL FRONTE			
Tipo [-]	D [m]	L [m]	N° [-]
Jet Grouting armato con VTR	0.6	1.1	44

CONSOLIDAMENTI CALOTTA				
Tipo [-]	D [m]	l [m]	L [m]	$L_{Sovrapposizione}$ [m]
Jet Grouting e tubi metallici $\phi 101.6/10mm$	0.6	0.4	9.5	3.5

CONSOLIDAMENTI ARCO ROVESCIO				
Tipo [-]	D [m]	l [m]	L [m]	$L_{Sovrapposizione}$ [m]
Doppia fila di Jet Grouting	0.6	0.4	9.5	3.5

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C25/30	70	60

## **6.5 Individuazione delle sezioni di calcolo e verifica delle sezioni tipo di scavo**

### *6.5.1 Premessa*

Nei seguenti paragrafi sono riportati i risultati delle analisi numeriche che hanno permesso di investigare il regime tenso-deformativo nei rivestimenti strutturali previsti in progetto.

Questo è stato raggiunto tramite tre approcci differenti:

1. Stabilità del fronte
2. Metodo delle Linee Caratteristiche
3. Analisi agli elementi finiti

Le analisi di stabilità del fronte hanno consentito di cogliere le caratteristiche deformative del fronte in funzione della copertura e del materiale di scavo e quindi di predimensionare, qualora le analisi ne avessero evidenziato la necessità, gli interventi di preconsolidamento del fronte.

Il Metodo delle Linee Caratteristiche ha permesso di cogliere approssimativamente l’entità delle sollecitazioni e delle convergenze nel pririvestimento e nel rivestimento definitivo, rappresentando una fase di predimensionamento degli interventi di sostegno e di guidare le scelte circa le sezioni di galleria da sottoporre ad analisi più accurate.

L’analisi agli elementi finiti, che verrà presentata nel capitolo successivo, ha permesso invece di indagare più dettagliatamente per le condizioni più rappresentative il regime tensionale e deformativo nelle strutture e nell’ammasso circostante, nelle principali fasi esecutive fino alla completa realizzazione dell’opera, consentendo quindi di valutare l’evoluzione del comportamento dell’opera nel breve, medio e lungo termine.

### 6.5.2 Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici

Nelle successive tabelle sono riportati i principali dati di input ed i risultati ottenuti per quanto riguarda le analisi di stabilità del fronte di scavo, effettuate in base alle formazioni incontrate lungo il tracciato della galleria alle differenti coperture in cui tali condizioni si presentano. Le analisi di terapia sono state svolte nei medesimi contesti geomeccanici utilizzati in fase di diagnosi.

#### Sez. Hard 2A

A favore di sicurezza si è ipotizzato che il trattamento colonnare eseguito dall’alto vada a riempire, in sezione, la sola area del fronte scavo.

#### **METODO DI TAMEZ E CORNEJO**

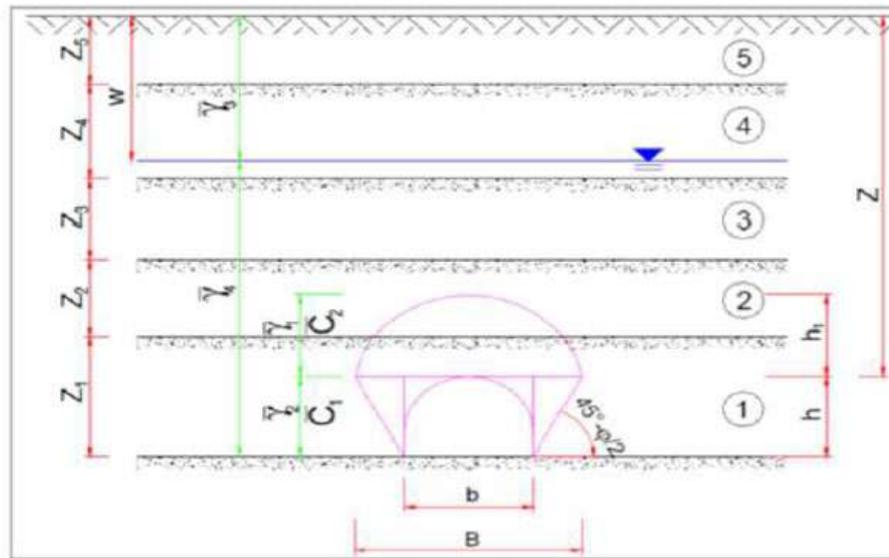
**SEZ: Sez Hard 2 A Imbocco Montevecchio**

#### TIPO DI GALLERIA

**Galleria Superficiale 3D<Z**

#### DATI GEOMETRICI

Z [m]	6	Copertura sulla calotta
W [m]	0	Profondità sup. Piezometrica
h [m]	10.25	Altezza galleria
b [m]	12.5	Larghezza galleria
a [m]	1.5	Distanza fronte scavo rivestimento
S [m <sup>2</sup> ]	128.125	Area galleria al fronte
D <sub>eq</sub> [m]	12.77	Diametro equivalente
S <sub>NS</sub> [m <sup>2</sup> ]	30.1	Fascia di galleria non sostenuta

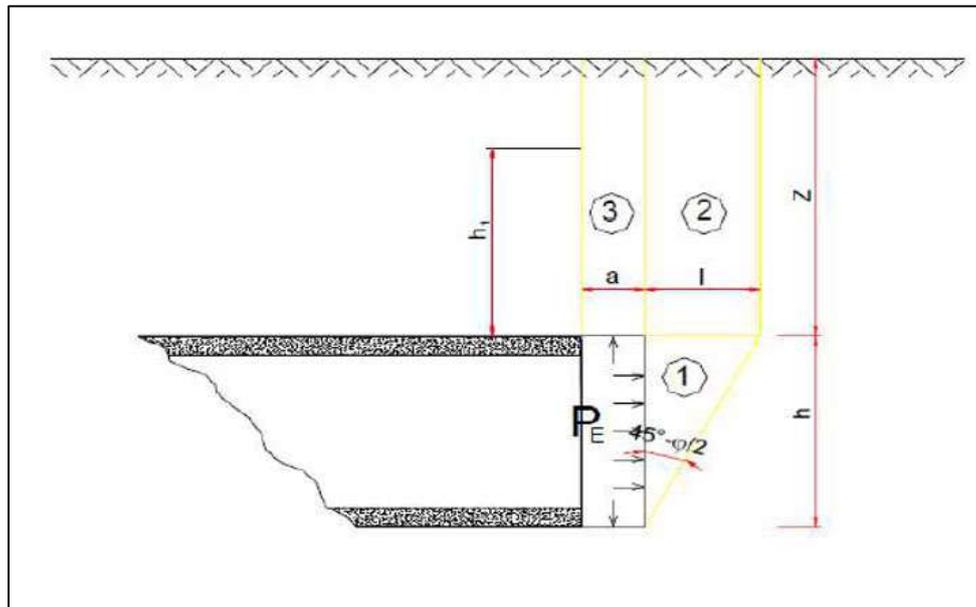


**DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI**

$\gamma_1$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la calotta (su h l)
$\gamma_2$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	Peso medio dell'unità di volume del terreno da scavare (su h)
$\gamma_3$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra falda
$\gamma_4$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	Peso medio dell'unità di volume del terreno sotto falda
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	Peso dell'unità di volume d'acqua
$C_1$ [kPa]	24	Valore medio della coesione al fronte (su h)
$C_2$ [kPa]	24	Valore medio della coesione dalla calotta ad h l
$C_{2m}$ [kPa]	24	Valore medio della coesione dalla calotta a piano campagna
$\varphi_m$ [°]	27	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna
$\varphi$ [°]	27	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h l

**DATI GEOTECNICI DI PROGETTO**

$\gamma_M$ [-]	1	Coefficiente parziale di riduzione del materiale
$\varphi_{m,d}$ [°]	27	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna di progetto
$\varphi_d$ [°]	27	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h l di progetto
$C_{1,d}$ [kPa]	24	Valore medio della coesione al fronte (su h) di progetto
$C_{2,d}$ [kPa]	24	Valore medio della coesione dalla calotta ad h l di progetto
$k_0$ [-]	0.55	Coefficiente di spinta a riposo (0.75 per gallerie profonde)
$k_a$ [-]	0.38	Coefficiente di spinta attiva (compreso tra 0.5 e 1)
$k_p$ [-]	2.66	Coefficiente di spinta passiva (secondo Rankine)
$P_w$ [kPa]	108	Pressioni interstiziali in calotta



**DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE**

$\sigma_c$ [kPa]	78.33	Resistenza compressione monoassiale
f	0.816	
l [m]	6.28	
B [m]	25.06	
$h_1$ [m]	6.00	
$\tau_{m2}$ [kPa]	60.35	Tensione media tangenziale per il cuneo 2
$\tau_{m3}$ [kPa]	24	Tensione media tangenziale per il cuneo 3

**VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

FSF [-]	0.90	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
FSF <sub>3</sub> [-]	1.99	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
FSF <sub>min</sub> [-]	0.90	Fattore di sicurezza al fronte minimo

**Verifica Non Soddisfatta**

**ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA**

$P_{stab}$ [kPa]	59.33	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	0.48	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,max}$ [kPa]	<b>59.33</b>	Pressione equivalente da raggiungere per avere il fronte stabile

$a_{max}$  [m] 1.04 Massima lunghezza non sostenibile

$V_{a,max}$  [-] **Massima distanza non sostenuta non sufficiente**

**PARAMETRI DEL CONSOLIDAMENTO**

Tipo intervento **JET** Può Essere VTR/A o JET

**INTERVENTI IN JET-GROUTING**

$n_{trattamenti}$	163	Numero di trattamenti colonnari
$d_{jet}$ [m]	1	Diametro dei trattamenti colonnari
$A_{jet}$ [m <sup>2</sup> ]	0.7854	Area dei trattamenti colonnari
$A_{TOT}$ [m <sup>2</sup> ]	128.125	Area galleria al fronte
$A_{AHM}$ [m <sup>2</sup> ]	0.0	Area galleria al fronte non trattata
$\sigma_{c,jet}$ [MPa]	10	Resistenza a compressione del trattamento [Croce, Flora, Modoni 2004]
$c_{jet}$ [kPa]	3088.0	Coesione equivalente del trattamento colonnare
$\Delta c$ [kPa]	3063.4	Incremento di coesione al fronte per effetto del trattamento colonnare
$\tau_{m2}$ [kPa]	7763.8	Tensione media tangenziale per il cuneo 2 con trattamento colonnare
$\tau_{m3}$ [kPa]	3087.4	Tensione media tangenziale per il cuneo 3 con trattamento colonnare

$P_{stab,JET}$  [kPa] 107.16 Pressione equivalente del trattamento colonnare per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3

$P_{stab,3,JET}$  [kPa] 107.16 Pressione equivalente del trattamento colonnare per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3

**VERIFICA CON INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

$P_{stab,max}$ [kPa]	59.33	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	0.48	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,int}$ [kPa]	107.16	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3,int}$ [kPa]	107.16	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3

**Entrambe le Verifiche Soddisfatte**

Sez. Hard 2B

A favore di sicurezza, in calotta si è considerato il solo contributo offerto dagli infilaggi metallici e dalle barre in VTR cementate all’interno del trattamento in JET grouting, inoltre, per tener conto del traffico si è assunto un sovraccarico pari a 50kPa al P.C.

**METODO DI TAMEZ E CORNEJO**

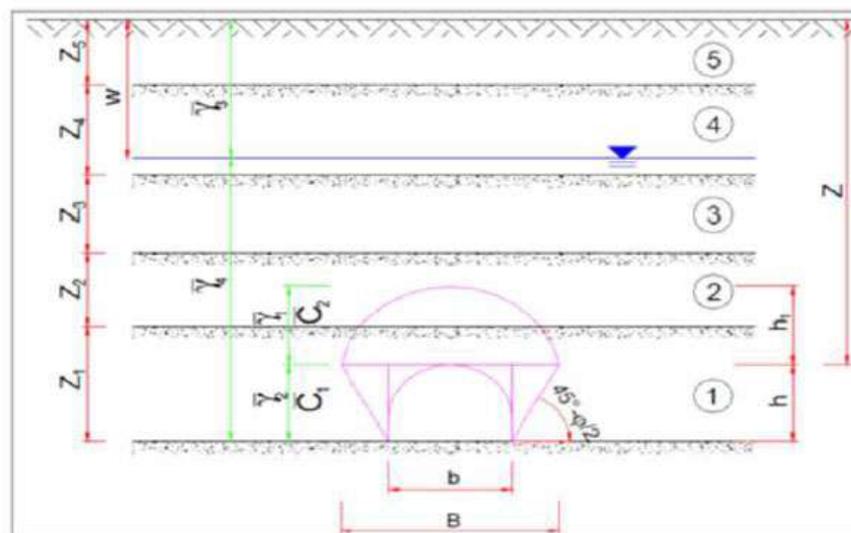
**SEZ: Sez Hard 2 A Imbocco Montevecchio**

TIPO DI GALLERIA

**Galleria Superficiale 3D<Z**

DATI GEOMETRICI

Z [m]	6	Copertura sulla calotta
W [m]	0	Profondità sup. Piezometrica
h [m]	10.25	Altezza galleria
b [m]	12.5	Larghezza galleria
a [m]	1.5	Distanza fronte scavo rivestimento
S [m <sup>2</sup> ]	128.125	Area galleria al fronte
D <sub>eq</sub> [m]	12.77	Diametro equivalente
S <sub>NS</sub> [m <sup>2</sup> ]	30.1	Fascia di galleria non sostenuta
q [kPa]	50.0	Sovraccarico al P.C.

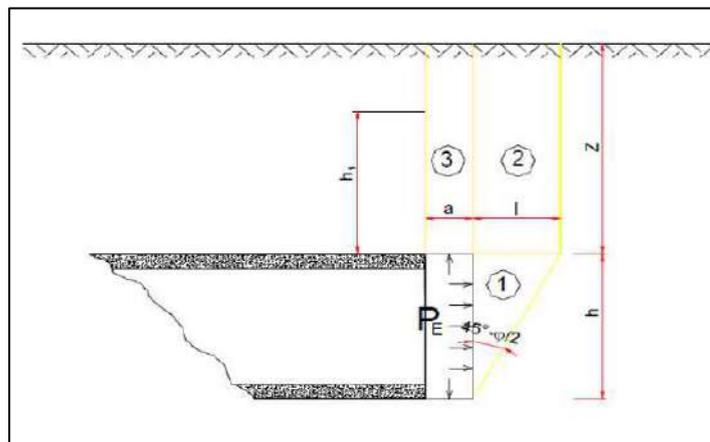


**DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI**

$\gamma_1$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la calotta (su h1)
$\gamma_2$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	Peso medio dell'unità di volume del terreno da scavare (su h)
$\gamma_3$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra falda
$\gamma_4$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	Peso medio dell'unità di volume del terreno sotto falda
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	Peso dell'unità di volume d'acqua
$C_1$ [kPa]	24	Valore medio della coesione al fronte (su h)
$C_2$ [kPa]	24	Valore medio della coesione dalla calotta ad h1
$C_{2m}$ [kPa]	24	Valore medio della coesione dalla calotta a piano campagna
$\varphi_m$ [°]	27	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna
$\varphi$ [°]	27	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h1

**DATI GEOTECNICI DI PROGETTO**

$\gamma_M$ [-]	1	Coefficiente parziale di riduzione del materiale
$\varphi_{m,d}$ [°]	27	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna di progetto
$\varphi_d$ [°]	27	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h1 di progetto
$C_{1,d}$ [kPa]	24	Valore medio della coesione al fronte (su h) di progetto
$C_{2,d}$ [kPa]	24	Valore medio della coesione dalla calotta ad h1 di progetto
$k_0$ [-]	0.55	Coefficiente di spinta a riposo (0.75 per gallerie profonde)
$k_a$ [-]	0.38	Coefficiente di spinta attiva (compreso tra 0.5 e 1)
$k_p$ [-]	2.66	Coefficiente di spinta passiva (secondo Rankine)
$P_w$ [kPa]	108	Pressioni interstiziali in calotta



**DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE**

$\sigma_c$ [kPa]	78.33	Resistenza compressione monoassiale
f	0.816	
l [m]	6.28	
B [m]	25.06	
$h_1$ [m]	6.00	
$\tau_{m2}$ [kPa]	60.35	Tensione media tangenziale per il cuneo 2
$\tau_{m3}$ [kPa]	24	Tensione media tangenziale per il cuneo 3

**VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

FSF [-]	0.62	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
FSF <sub>3</sub> [-]	1.36	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
FSF <sub>min</sub> [-]	0.62	Fattore di sicurezza al fronte minimo

**Verifica Non Soddisfatta**

$P_{stab}$ [kPa]	109.33	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	50.48	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,max}$ [kPa]	<b>109.33</b>	Pressione equivalente da raggiungere per avere il fronte stabile

$a_{max}$  [m] 1.04 Massima lunghezza non sostenibile

$V_{-a_{max}}$  [-] **Massima distanza non sostenuta non sufficiente**

**Metodo 2 (Solo Fronte)**

Fronte		
Tipo	VTR	
$n_{barre}$	44	Numero di barre
$d_{perf}$ [mm]	127	Diametro della perforazione
$d_{barra}$ [mm]	40	Diametro della barra
$p_r$ [mm]	399.0	Diametro della perforazione
$A_{barra}$ [m <sup>2</sup> ]	0.0013	Area trasversale della barra
$A_{int}$ [m <sup>2</sup> /m]	2.89	Area influenza delle barre
$L_{eff}$ [m]	4	Lunghezza attiva
$L_{tot}$ [m]	11.00	Lunghezza totale
$\sigma_{adm,k}$ [MPa]	760	Tensione caratteristica a snervamento barra
$\gamma_{barra}$ [-]	1.05	Coefficiente di riduzione della resistenza della barra
$\sigma_{adm,d}$ [MPa]	723.8	Tensione di progetto a snervamento barra
$\tau_{adm,l}$ [kPa]	85	Tensione tangenziale limite malta-terreno
$F_{sl}$ [-]	0.5	Efficienza della lunghezza attiva

**Ombrello di pali in acciaio**

Corona		
$n_{pali}$	42	Numero Pali
$i_{pali}$ [m]	0.4	Interasse Pali
$D_{pali}$ [mm]	101.6	Diametro Pali
$L_{pali}$ [m]	9.5	Lunghezza Pali
$D_{tratt}$ [mm]	140	Diametro Trattamento
$\alpha_{tratt}$ [°]	6	Inclinazione Trattamento
$\theta_{tratt}$ [°]	140	Angolo (in sezione del trattamento)
S [m]	1.13	Spessore trattamento
$A_{pali}$ [m <sup>2</sup> ]	0.341	Area occupata dai micropali
$f_{jk}$ [MPa]	275	Tensione caratteristica a snervamento micropalo
$\gamma_{barra}$ [-]	1.05	Coefficiente di riduzione della resistenza del palo
$f_{jd}$ [MPa]	261.9	Tensione di progetto a snervamento micropalo
$A_{terreno}$ [m <sup>2</sup> ]	18.91	Area occupata dal terreno

$\sigma_{3VTR,A}$ [kPa]	23.5	Pressione equivalente dovuta allo sfilamento malta-terreno	$\Delta C_{m1}$ [kPa]	2316.1	Incremento di coesione equivalente del trattamento
$\sigma_{3VTR,B}$ [kPa]	314.7	Pressione equivalente dovuta alla resistenza a trazione della barra	$\tau_{m2}$ [kPa]	8200.89	Tensione media tangenziale per il cuneo 2 con trattamento micropali
$P_{MIN}$ [kPa]	23.5	Pressione equivalente di calcolo	$\tau_{m3}$ [kPa]	2340.13	Tensione media tangenziale per il cuneo 3 con trattamento micropali
$\Delta C_{VTR}$ [kPa]	19.1	Incremento di coesione al fronte per effetto del trattamento	$P_{stab,OMB}$ [kPa]	106.89	Pressione equivalente del trattamento micropali per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
			$P_{stab3,OMB}$ [kPa]	106.98	Pressione equivalente del trattamento micropali per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3

Tipo Metodo	2	Può essere metodo 1 o 2
OMBRELLATURA	SI	Può essere metodo SI o NO
$P_{stabVTR/A}$ [kPa]	130.4	Pressione equivalente del trattamento VTR/A

**VERIFICA CON INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

$P_{stab,max}$ [kPa]	109.33	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	50.48	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,int}$ [kPa]	130.36	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab3,int}$ [kPa]	130.36	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3

**Entrambe le Verifiche Soddisfatte**

Le analisi mostrano come gli interventi previsti assicurino un buon margine di sicurezza rispetto al valore limite fissato pari a 2.

### *6.5.3 Verifica con il metodo delle curve caratteristiche*

Il metodo delle curve caratteristiche non è stato utilizzato in quanto la copertura risulta troppo esigua rispetto al diametro equivalente di scavo ( $C=6\text{m}$   $D=12$ ;  $C/D=0.5 < < 3$ ).

### *6.5.4 Considerazioni conclusive*

Le analisi di terapia condotte mostrano buoni fattori di sicurezza con la messa in opera degli interventi di progetto nel contesto geomeccanico di riferimento.

Si sottolinea che, viste le coperture prese in considerazione, andrà sempre previsto un adeguato sistema di controllo e monitoraggio dei priverimenti al fine di valutare i tassi di lavoro effettivi ed il mantenimento degli adeguati margini di sicurezza richiesti dalle caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati oltre che un campo prove per valutare l’efficacia degli interventi di consolidazione del terreno.

## **6.6 Verifiche con metodi numerici agli elementi finiti**

Nei seguenti paragrafi verranno descritti i modelli di calcolo impiegati per il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivo. In particolare, si svolgerà una sola analisi numerica che simulerà lo scavo.

Al fine di definire le condizioni di carico sui rivestimenti (di prima fase e definitivi), è stato fatto ricorso alla modellazione numerica bidimensionale, condotta impiegando il codice di calcolo *Midas GTS Nx*. In particolare, le modellazioni numeriche effettuate hanno permesso di simulare in maniera approfondita la complessità dell’interazione terreno-struttura. La simulazione dello scavo nelle sue fasi, cercando di rappresentare in maniera più fedele possibile la progressione, permette la definizione del comportamento dell’ammasso e dei carichi sui rivestimenti di prima fase e della distanza di applicazione dal fronte. Il rivestimento definitivo viene posto in opera alla distanza di progetto, gravandosi del carico residuo di sua competenza e del carico che risultava gravante sul sostegno di prima fase, considerato cautelativamente non più resistente nel lungo termine. Di seguito è riportato un quadro sinottico delle sezioni analizzate:

Analisi	Sezione	Formazione	Cop [m]
1	Hard 2A	ALL	6
2	Hard 2B	ALL	6

### *6.6.1 Condizioni idrogeologiche*

La relazione geologica indica che nella zona in esame l’acqua di falda si intesta a circa 2.5m dal p.c. (S8(3)). A favore di sicurezza nelle analisi numeriche è stato considerata la falda coincidente con il p.c.

## 6.6.2 Modellazione dell’ammasso, dei terreni e degli elementi strutturali

### **Parametri geotecnici dell’ammasso e del terreno**

Il modello adottato per l’ammasso e per i terreni è quello di Mohr-Coulomb (linearizzato agli intervalli di interesse); nel seguito verranno riportati i parametri di calcolo adottati.

Stratigrafia di calcolo		C	$\gamma$	$c'_k$	$\varphi'_k$	$Cu_k$	E'	$k_0$
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
ALL	0 - 25	6	18	28	27	-	10	0.546
MAI	> 25		25.8	283	43	-	1203	1

Il valore del coefficiente di spinta a riposo è stato posto pari a  $(1 - \text{sen}\phi)$  per l’unità (ALL) mentre per l’unità (SBI/MAI) è stato considerando  $K_0 = 1.0$ .

### **Modellazione rivestimenti preliminari e definitivi**

Il rivestimento definitivo è stato modellato come un materiale elastico lineare. Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell’elasticità isotropa lineare e richiede due parametri di rigidità elastici, che sono il modulo di Young E, ed il coefficiente di Poisson  $\nu$ , pari a  $E = 30 \text{ GPa}$  e  $\nu = 0.2$ .

Per quanto riguarda i rivestimenti di prima fase si è provveduto ad omogenizzare le centine e lo spritz – beton secondo la formulazione proposta nei paragrafi precedenti.

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle caratteristiche dei rivestimenti per le diverse sezioni analizzate:

Sezione	$E_{\text{SPRITZ}}$ [GPa]	$s_{\text{SPRITZ}}$ [cm]	$E_{\text{CEN}}$ [GPa]	$N_{\text{CEN}}$	Passo centine [m]	Profilo centine	$I_{\text{CEN}}$ [cm <sup>4</sup> ]	$A_{\text{CEN}}$ [cm <sup>2</sup> ]	$E_{\text{omog}}$ [GPa]	$s_{\text{omog}}$ [cm]
Sez. Hard 2A	10.4	25	210	I	1.5	HEM160	7483	97.05	14.4	26.9
Sez. Hard 2B	10.4	25	210	I	1.5	HEM160	7483	97.05	14.4	26.9

### **Modellazione del jet grouting**

Per tener conto dell’intervento di consolidazione si è fatto riferimento ai dati proposti da Croce, Flora e Modoni [2004] pesati sull’area di terreno da trattare (così come descritto

nei paragrafi precedenti, di seguito è riportato un quadro sinottico delle caratteristiche meccaniche utilizzate nei modelli di calcolo:

Terreno	Diametro (m)			Resistenza a Compressione $\sigma_c$ (MPa)	E (MPa)
	Sistema Monofluido	Sistema Bifluido	Sistema Trifluido		
Ghiaia	0.7-1.1	1.0-1.5	2.0-2.4	5-30	2500-15000
Sabbia ghiaiosa	0.5-1	0.7-1.5	1.5-2.0	5-20	2500-10000
Sabbia limosa	0.5-0.9	0.7-1.3	1.2-1.6	5-15	2500-7500
Limo sabbioso	0.4-0.6	0.6-0.9	1.0-1.5	2-10	1000-5000
Argille N.C. ( $c_u < 50$ kPa)	0.3-0.6	0.5-1.0	0.8-1.2	1-10	500-5000

Tab. 5.1. – *Caratteristiche geometriche e meccaniche delle colonne consolidate (valori tipici)*

$E_{jet} := 2.5 \text{ GPa}$  Modulo elastico del jet

$\sigma_{cjet} := 5 \text{ MPa}$  Coesione del Jet

Sezione	Tipo Trattamento	$c'_k$ [MPa]	$\phi'_k$ [°]	E' [MPa]
Sez. Hard 2A	Dall'alto	1.5	27	5
Sez. Hard 2B	Contorno Scavo	1.5	27	5
Sez. Hard 2B	Fronte Scavo	0.148	27	0.245

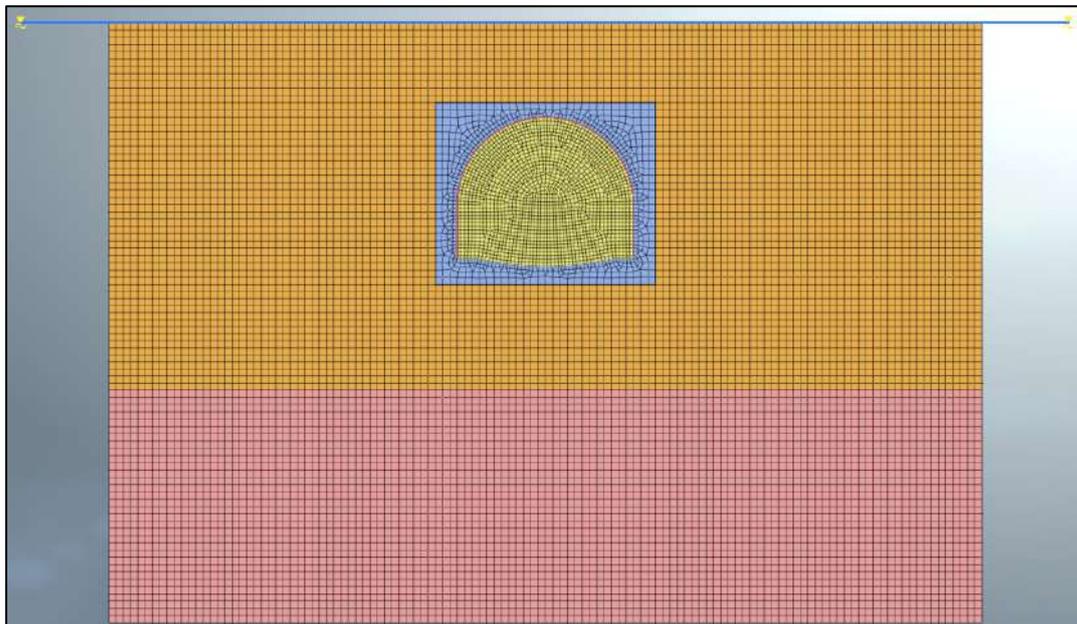
### 6.6.3 Modelli di calcolo

#### 6.6.3.1 Sezione tipo Hard 2A

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione.

Stratigrafia di calcolo		C	$\gamma$	$c'_k$	$\varphi'_k$	$Cu_k$	E'	$k_0$
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
ALL	0 - 25	6	18	28	27	-	10	0.546
MAI	> 25		25.8	283	43	-	1203	1

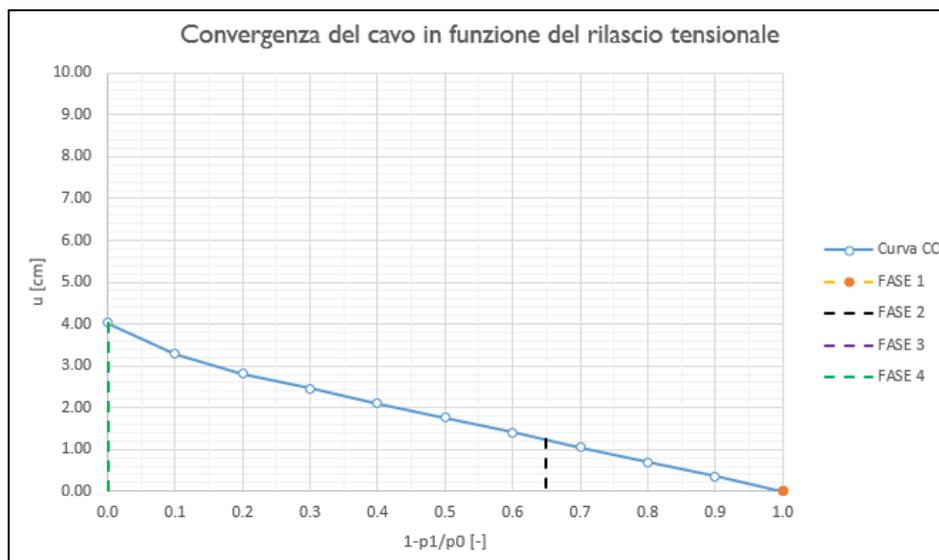
Sezione	Tipo Trattamento	$c'_k$ [MPa]	$\varphi'_k$ [°]	E' [MPa]
Sez. Hard 2A	Dall'alto	1.5	27	5



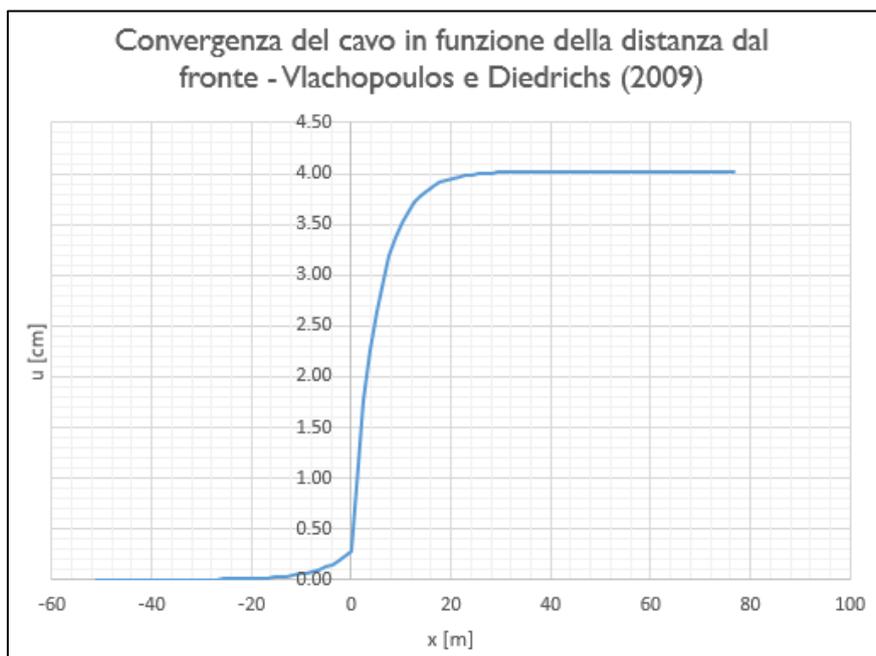
**Figura 6.9 – Mesh di calcolo**

**Fasi e percentuali di rilascio**

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica.



**Figura 6.10 – Curva caratteristica di convergenza numerica**



**Figura 6.11 – Spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte**

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

<b>TABELLA DELLE FASI</b>				
<b>FASE</b>	<b>INTERVENTO</b>	<b>Distanza di installazione dal fronte [m]</b>	<b><math>u_{conv}</math> [cm]</b>	<b><math>\lambda</math> [-]</b>
FASE 1	Realizzazione Jet-Grouting	-50	0.00	1.000
FASE 2	Installazione rivestimento di prima fase	1.5	1.23	0.649
FASE 3	Installazione arco rovescio	38.4	4.02	0.000
FASE 4	Installazione murette più	38.4	4.02	0.000

Nelle condizioni di breve termine, durante la realizzazione del rivestimento di prima fase, è stato imposto sul contorno di scavo un valore di pressione neutra pari a 0 kPa (Filtrazione verso il cavo).

Nelle condizioni di lungo termine (installazione del rivestimento definitivo e condizioni sismiche) si sono ripristinate le condizioni idrauliche iniziali, considerando il rivestimento in calcestruzzo impermeabile, e sono state ripristinate le caratteristiche meccaniche nelle zone che hanno subito i trattamenti colonnari in jet-grouting.

### ***Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico***

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a VR = VN × Cu = 200.0 anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T^*_C$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

- $a_g$  è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- $S_s$  è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici  $F_0$  e  $a_g/g$  (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);

- $S_T$  è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2008).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere d’imbocco sono riassunti nella seguente tabella:

Coord. Geografiche	Long. 12.85727 Lat. 42.34955
Stato Limite	SLV
$T_R$	1898 Anni
$a_g/g$	0.264
$F_0$	2.488
Cat. Sotto Suolo	B
$S_s$	1.138
Cat. Topografica	TI
$S_T$	I
$a_{Max}/g$	0.300

La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un’analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti di seguito riportata:

**Dati Geometria**

D	12	m	Diametro galleria
R	6	m	Ricoprimento

**Dati Rivestimento definitivo**

t	0.7	m	Spessore rivestimento
R <sub>ck,k</sub>	30	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo

**Dati Terreno**

Tipo Terreno	Sabbia	Modello Hardin/Drnevich, $\nu_{ref} = 0.06\%$ [Seed & Idriss (1970)]	
$\rho_b$	1800	kg/m <sup>3</sup>	Densità media del banco
H <sub>b</sub>	28	m	Altezza del banco
V <sub>s,b</sub>	435	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco

**Azione Sismica**

Lat.	42.34955	°
Long.	12.85727	°

Cat. Topografica	T1
------------------	----

Cat. Sottosuolo	B
-----------------	---

C <sub>u</sub>	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
----------------	---	---	--

V <sub>N</sub>	100	anni	Vita nominale
----------------	-----	------	---------------

a <sub>g0</sub>	0.264	g	Accelerazione attesa su affioramento
-----------------	-------	---	--------------------------------------

S	1.138	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
---	-------	---	--

a <sub>max</sub>	0.300	g	Accelerazione massima su suolo deformabile
------------------	-------	---	--

**Risultati**

Metodo Utilizzato	PSI	Profilo delle accelerazioni sinusoidale con la profondità	
-------------------	-----	---	--

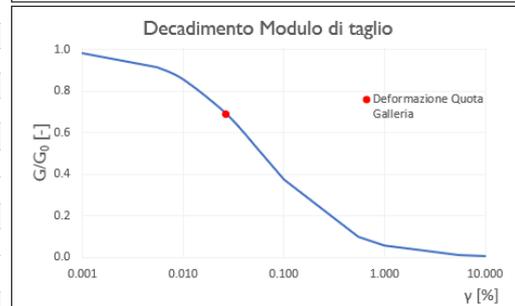
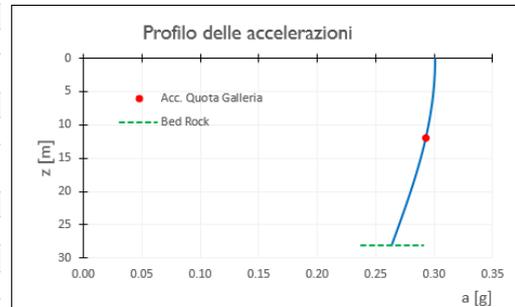
a <sub>gall</sub>	0.292	g	Accelerazione quota galleria
-------------------	-------	---	------------------------------

τ <sub>gall</sub>	63.1	kPa	Tensione tangenziale quota galleria
-------------------	------	-----	-------------------------------------

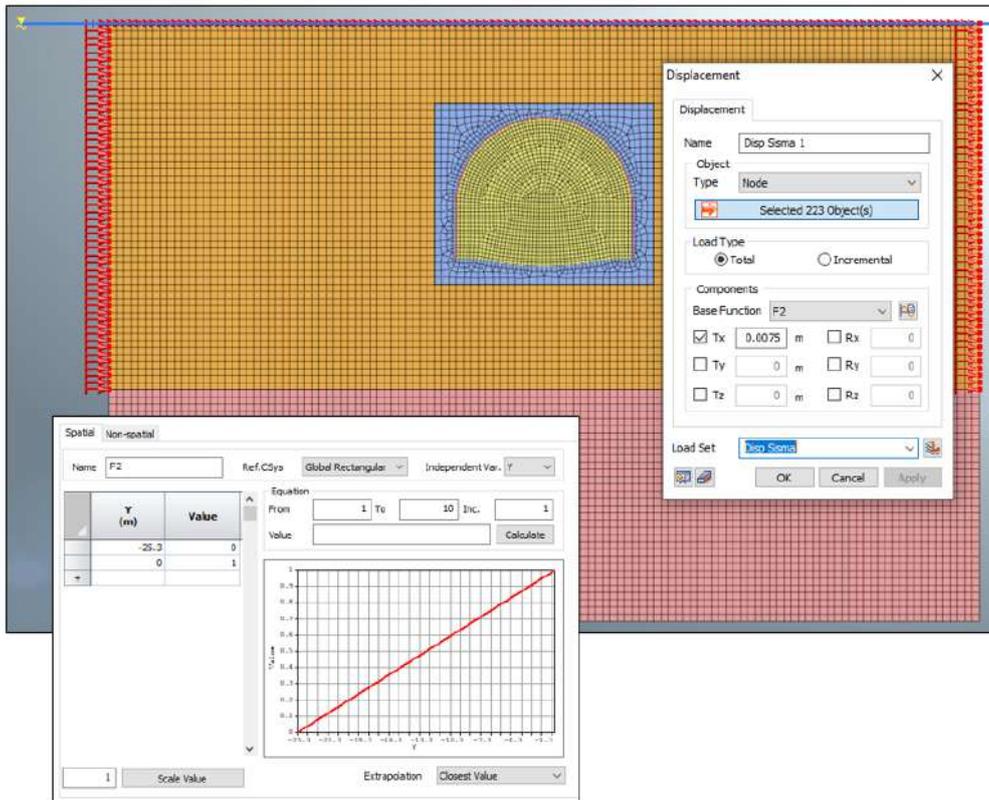
γ <sub>gall</sub>	0.027	%	Distorsione quota galleria
-------------------	-------	---	----------------------------

G	235.5	MPa	Modulo di taglio abbattuto
---	-------	-----	----------------------------

E	612.2	MPa	Modulo di Young abbattuto
---	-------	-----	---------------------------



La deformazione è pari a 0.027% a cui corrisponde uno spostamento pari a 7.5mm in testa al modello FEM ( $u = \gamma_{gall} \cdot H_{banco}$ )

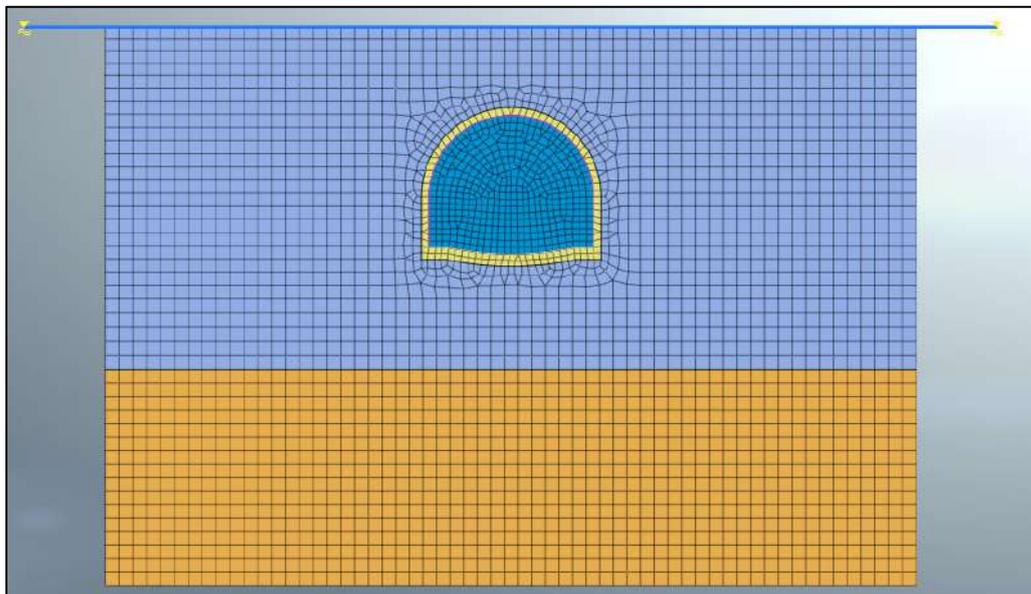


### 6.6.3.2 Sezione tipo Hard 2B

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione.

Stratigrafia di calcolo		C	$\gamma$	$c'_k$	$\varphi'_k$	$Cu_k$	E'	$k_0$
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
ALL	0 - 25	6	18	28	27	-	10	0.546
MAI	> 25		25.8	283	43	-	1203	1

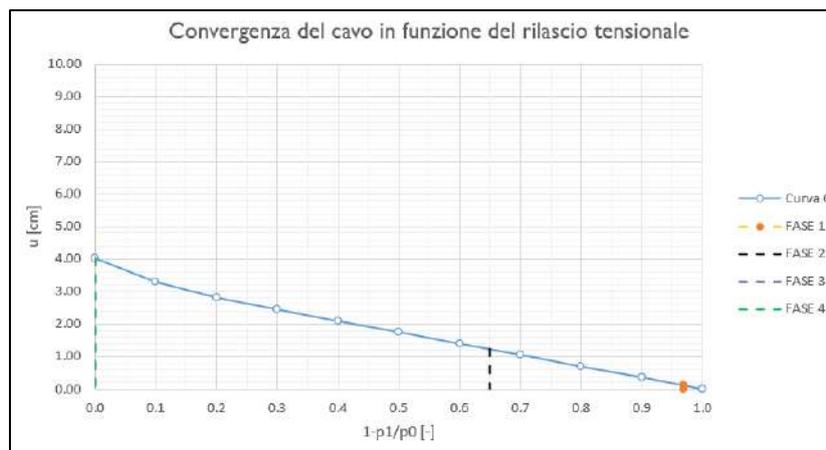
Sezione	Tipo Trattamento	$c'_k$ [MPa]	$\varphi'_k$ [°]	E' [MPa]
Sez. Hard 2B	Contorno Scavo	1.5	27	5
Sez. Hard 2B	Fronte Scavo	0.148	27	0.245



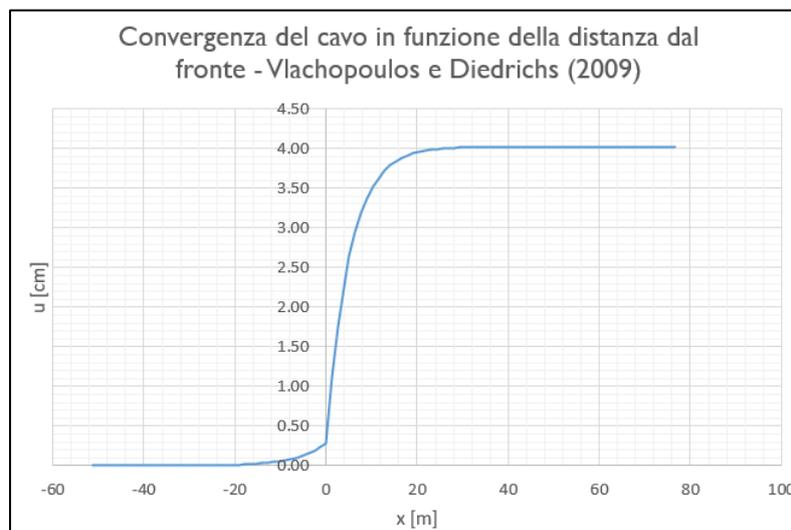
**Figura 6.12 – Mesh di calcolo**

**Fasi e percentuali di rilascio**

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica.



**Figura 6.13 – Curva caratteristica di convergenza numerica**



**Figura 6.14 – Spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte**

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

<b>TABELLA DELLE FASI</b>				
<b>FASE</b>	<b>INTERVENTO</b>	<b>Distanza di installazione dal fronte [m]</b>	<b><math>u_{conv}</math> [cm]</b>	<b><math>\lambda</math> [-]</b>
FASE 1	Realizzazione Jet-Grouting	-6	0.11	0.969
FASE 2	Installazione rivestimento di prima fase	1.5	1.23	0.649
FASE 3	Installazione arco rovescio	38.4	4.02	0.000
FASE 4	Installazione murette più calotta	38.4	4.02	0.000

Nelle condizioni di breve termine, durante la realizzazione del rivestimento di prima fase, è stato imposto sul contorno di scavo un valore di pressione neutra pari a 0 kPa (Filtrazione verso il cavo).

Nelle condizioni di lungo termine (installazione del rivestimento definitivo e condizioni sismiche) si sono ripristinate le condizioni idrauliche iniziali, considerando il rivestimento in calcestruzzo impermeabile, e sono state ripristinate le caratteristiche meccaniche nelle zone che hanno subito i trattamenti colonnari in jet-grouting.

### ***Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico***

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a  $VR = VN \times Cu = 200.0$  anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T^*_C$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

- $a_g$  è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- $S_s$  è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici  $F_0$  e  $a_g/g$  (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);

- $S_T$  è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2008).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere d’imbocco sono riassunti nella seguente tabella:

Coord. Geografiche	Long. 12.85727 Lat. 42.34955
Stato Limite	SLV
$T_R$	1898 Anni
$a_g/g$	0.264
$F_0$	2.488
Cat. Sotto Suolo	B
$S_s$	1.138
Cat. Topografica	TI
$S_T$	I
$a_{Max}/g$	0.300

La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un’analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti di seguito riportata:

**Dati Geometria**

D	12	m	Diametro galleria
R	6	m	Ricoprimento

**Dati Rivestimento definitivo**

t	0.7	m	Spessore rivestimento
R <sub>ck,k</sub>	30	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo

**Dati Terreno**

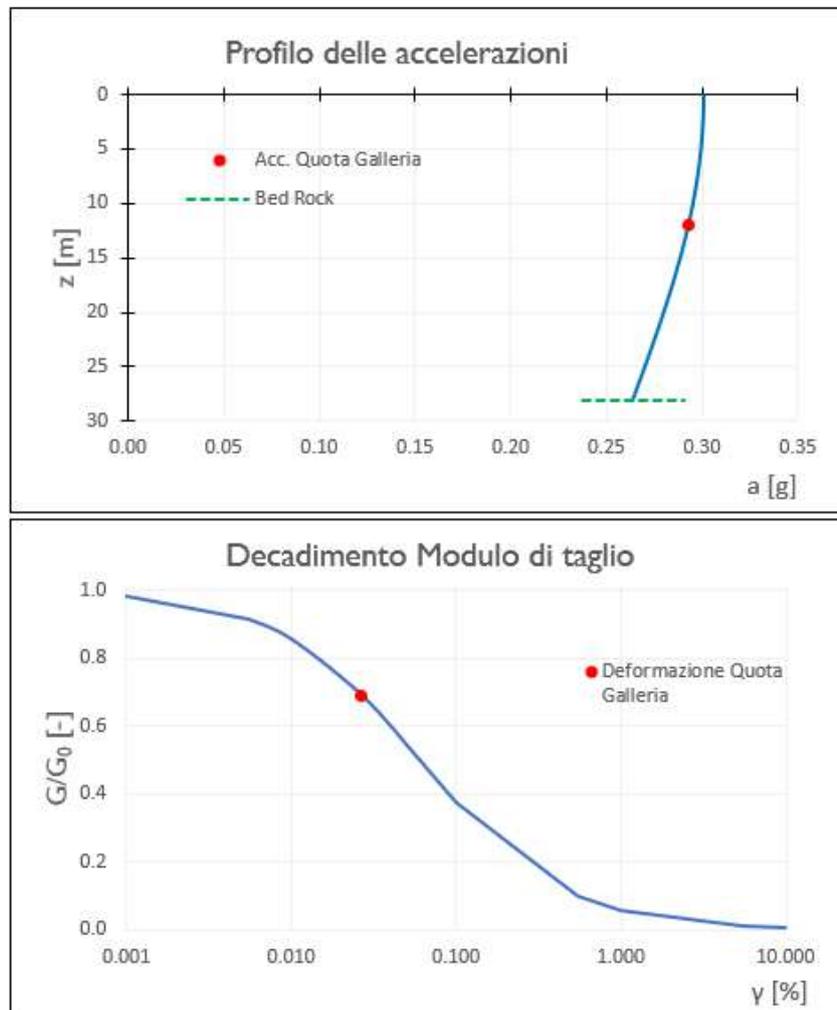
Tipo Terreno	Sabbia	Modello Hardin/Drnevich, $\gamma_{ref} = 0.06\%$ [Seed & Idriss (1970)]	
$\rho_b$	1800	kg/m <sup>3</sup>	Densità media del banco
H <sub>b</sub>	28	m	Altezza del banco
V <sub>s,b</sub>	435	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco

**Azione Sismica**

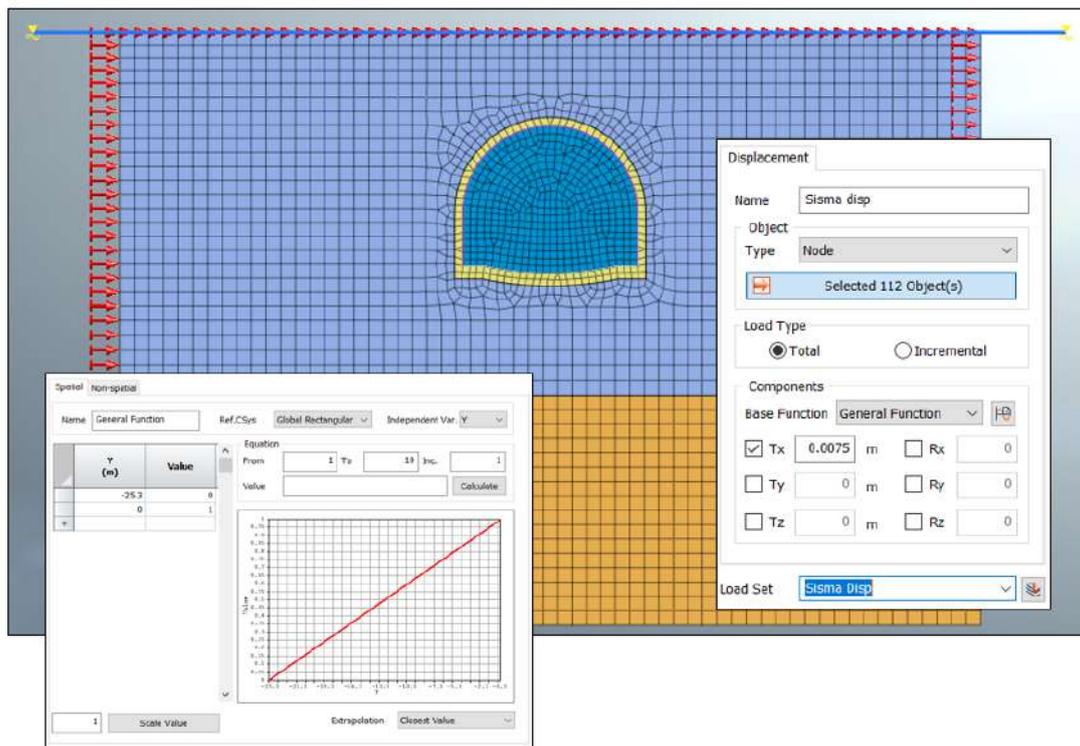
Lat.	42.34955	°	
Long.	12.85727	°	
Cat. Topografica	T1		
Cat. Sottosuolo	B		
C <sub>u</sub>	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
V <sub>N</sub>	100	anni	Vita nominale
a <sub>g0</sub>	0.264	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	1.138	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
a <sub>max</sub>	0.300	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

**Risultati**

Metodo Utilizzato	PSI	Profilo delle accelerazioni Sinusoidale con la profondità	
a <sub>gall</sub>	0.292	g	Accelerazione quota galleria
$\tau_{gall}$	63.1	kPa	Tensione tangenziale quota galleria
$\gamma_{gall}$	0.027	%	Distorsione quota galleria
G	235.5	MPa	Modulo di taglio abbattuto
E	612.2	MPa	Modulo di Young abbattuto



La deformazione è pari a 0.027% a cui corrisponde uno spostamento pari a 7.5mm in testa al modello FEM ( $u = \nu_{\text{gall}} \cdot H_{\text{banco}}$ )



Partendo dai risultati dell’analisi di RSL semplificata, è stato tarato il modello FEM in assenza di cavo affinché restituisca una tensione tangenziale pari circa a 63.1 kPa deformando la *mesh* per taglio puro. In tali analisi sono state assegnate all’ammasso roccioso le caratteristiche elastiche abbattute così come indicato dalla curva di decadimento del modulo di taglio sopra riportata.

## 6.7 Risultati delle analisi numeriche e verifiche

Nel presente capitolo sono riportati i risultati delle analisi numeriche in termini deformativi e tensionali, in particolari mostrando le deformazioni del cavo e dei priverivestimenti, e i valori massimi e le verifiche tensionali delle sezioni più sollecitate dei rivestimenti provvisori e definitivi. Le metodologie di verifica, secondo la normativa adottata, sono riepilogate nei seguenti paragrafi.

### 6.7.1 *Modalità di verifica*

#### 6.7.1.1 Verifiche del rivestimento di prima fase

Per le verifiche tensionali relative ai rivestimenti di prima fase vengono utilizzate le sollecitazioni calcolate durante gli step di calcolo effettuati nei modelli numerici, assumendo un diverso valore di modulo elastico per lo spritz beton a seconda della maturazione dello stesso. Il fattore di omogeneizzazione tra acciaio e spritz beton è stato assunto pari al reale rapporto tra i moduli elastici dei materiali: risulta quindi variabile in funzione della maturazione del calcestruzzo.

In particolare, il diagramma relativo al priverivestimento viene costruito considerando una sezione in calcestruzzo armato di spessore pari allo spessore di spritz beton e un’armatura pari all’area delle ali della centina (AFTES “Recommendations for the Design of sprayed concrete for underground” – 09/11/2000)

Secondo la normativa adottata, le verifiche sono soddisfatte se:

$$\sigma_c \leq \sigma_{amm}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{amm}$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, si assume in via cautelativa che queste devono essere affidate unicamente alle anime delle centine ( $A_{tw}$ ), senza alcun contributo da parte dello spritz-beton.

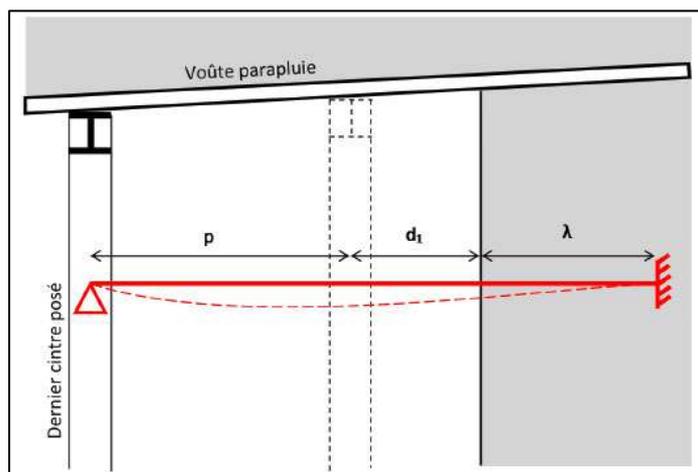
La verifica verrà quindi fatta valutando che la  $\tau$  dovuta all’azione di taglio sia inferiore al valore ammissibile.

$$\tau = T / A_{tw} \leq \tau_{amm}$$

### 6.7.1.2 Verifiche degli infilaggi

In condizioni di scarse coperture l'effetto arco al di sopra della galleria non viene a generarsi in maniera completa, e risulta necessario crearlo artificialmente mediante la realizzazione di interventi di presostegno al contorno. In tale maniera è possibile migliorare le condizioni di stabilità del cavo, in particolare nella fase maggiormente critica al termine dello sfondo, prima della messa in opera delle centine.

Gli schemi di calcolo che meglio approssimano il comportamento degli infilaggi sono mostrati nella figura seguente.



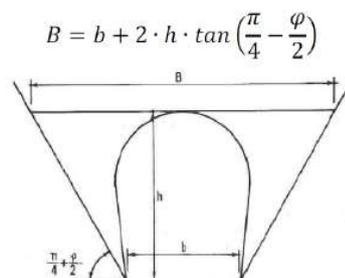
**Figura 6.15 – Schema statico considerato per la verifica degli infilaggi**

Lo schema statico utilizzato per la verifica degli infilaggi prevede vincoli di appoggio ed incastro alle estremità. La luce di calcolo è pari alla somma del passo delle centine, del tratto di galleria non sostenuta  $d_1$  (distanza tra la posizione della centina non ancora collocata ed il fronte di scavo) e di una distanza fittizia  $\lambda$  dell'appoggio oltre il fronte, che tiene in conto del degradamento delle caratteristiche di resistenza del nucleo di scavo in prossimità del fronte, comportando l'arretramento del vincolo di incastro.

Il carico agente sul singolo tubo è stato determinato utilizzando la formula di Terzaghi che permette di determinare la pressione agente sugli infilaggi:

$$p_v = \frac{\gamma b - 2c}{2 \cdot \tan(\varphi)}$$

Dove:



**Figura 6.16 – Schema per il calcolo della pressione**

Il carico da applicare su ogni singolo infilaggio corrisponde al 50% di  $p_v$  (Peila&Oggeri, 2006) moltiplicato per l'interasse tra i tubi di infilaggio.

Le sollecitazioni di progetto sono quindi i valori maggiori derivanti dai due schemi di calcolo:

$$M_{Ek} = \frac{pl^2}{8}$$

$$V_{Ek} = 5 \frac{pl}{8}$$

Determinato il carico e la sollecitazione vengono calcolate le sollecitazioni di flessione e taglio e le tensioni normali e tangenziali. Successivamente sono state condotte le seguenti verifiche:

#### SLU

- Per la verifica a flessione:  $M_{ed} < M_{rd}$

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0$$

- Per la verifica a taglio:

#### SLE

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$$

6.7.1.3 Verifiche del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato

I rivestimenti definitivi della galleria naturale sono realizzati in calcestruzzo armato ordinario, con conglomerato cementizio di classe  $R_{ck}=30$  MPa e barre di tipo B450 C ad aderenza migliorata. Le verifiche a pressoflessione e a taglio vengono svolte utilizzando le sollecitazioni ricavate dai beam inseriti in corrispondenza della mezzeria della struttura.

**4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità**

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  di cui al § 4.1.2.1.2.

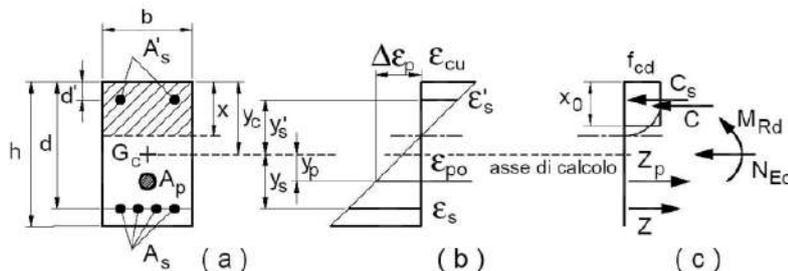


Fig. 4.1.4 – Sezione pressoinflessa

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

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

$N_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

$M_{Ed}$  è il valore di progetto del momento di domanda;

$\mu_{\phi}$  è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$\mu_{Ed}$  è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

**4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un’armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E’ consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all’elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

$f_{ck}$  espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l’altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{bd} + d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in calcestruzzo armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a  $f_{ctd}$ ) la resistenza di progetto può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad [4.1.24]$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

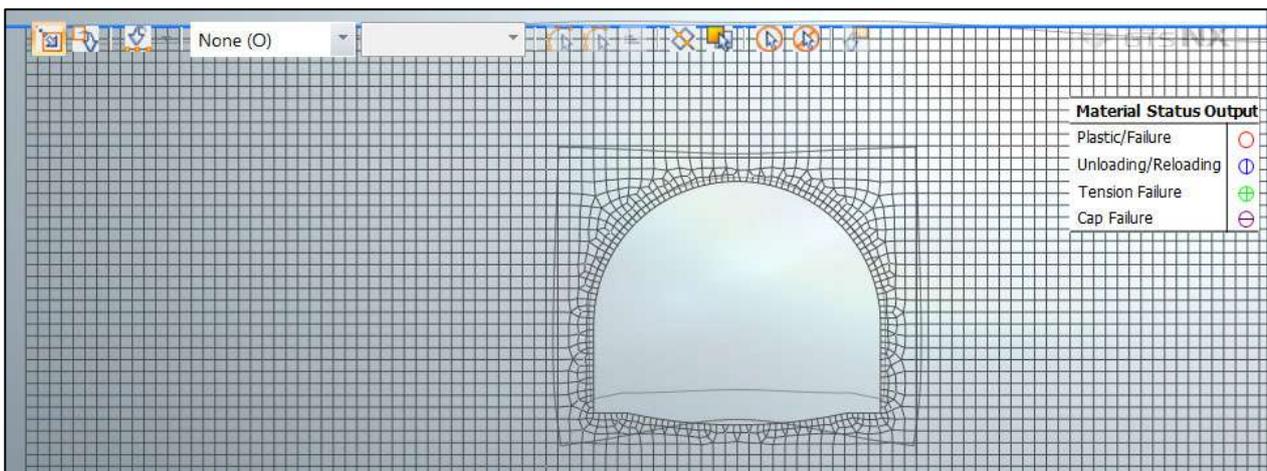
Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all’inclinazione delle fessure rispetto all’asse della trave, inclinazione assunta pari a 45°. In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull’appoggio.

## 6.7.2 Sezione Tipo Hard2A (Copertura 6m)

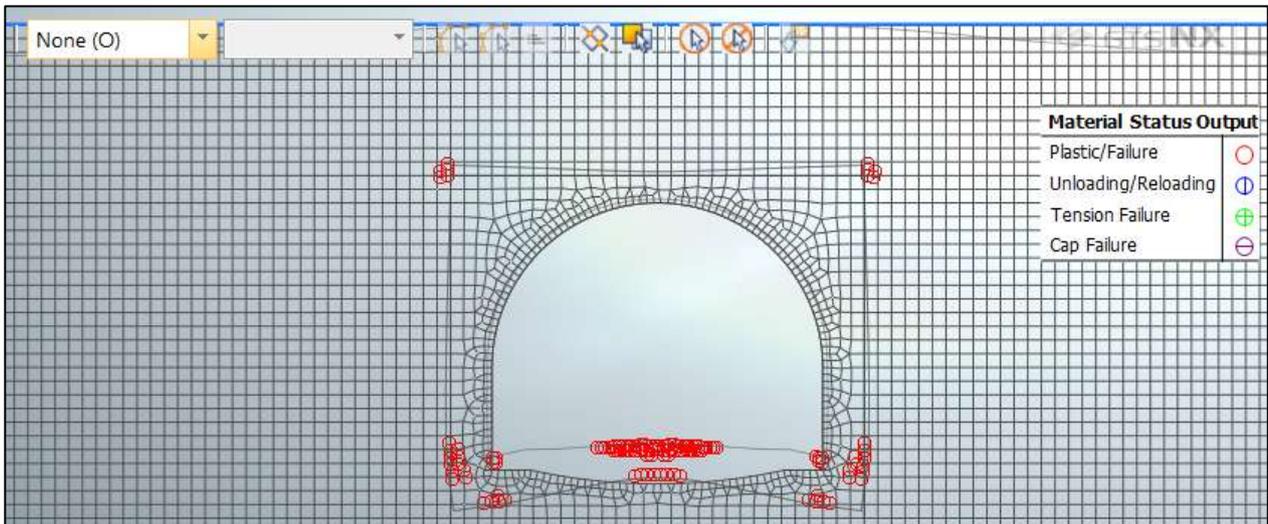
### 6.7.2.1 Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 5.3 cm.

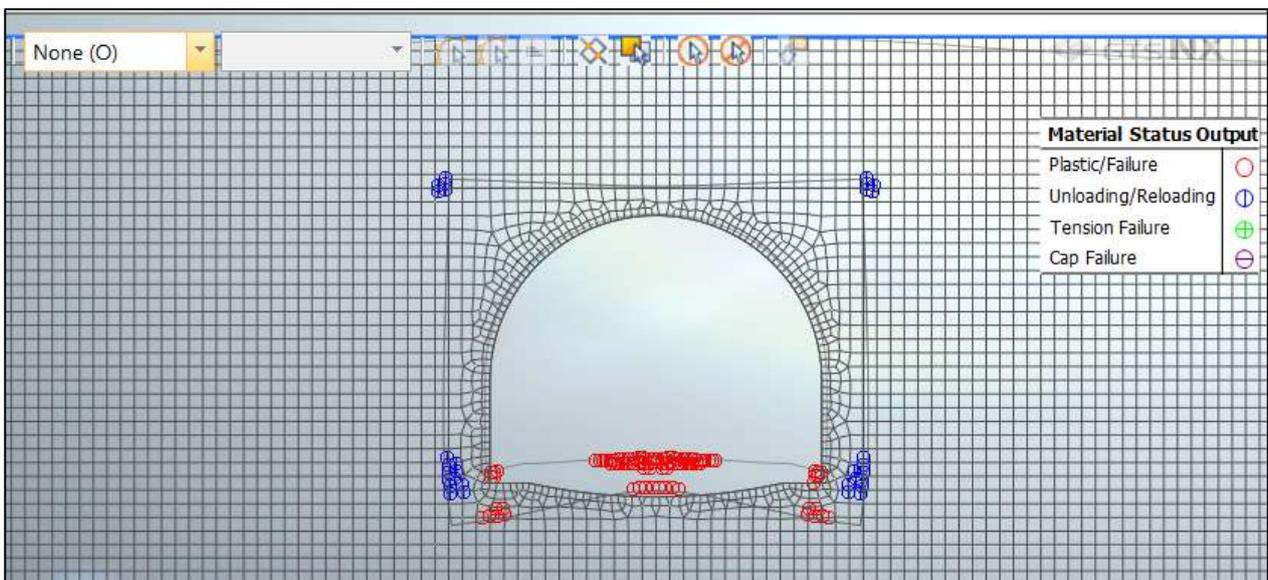
Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale prima di realizzare gli interventi di consolidamento del terreno dall’alto, i fenomeni di plasticizzazione nel terreno al contorno della cavità sono assenti. Di seguito sono riportate alcune immagini che mostrano lo stato di plasticizzazione del terreno al passare delle fasi e le pressioni interstiziali:



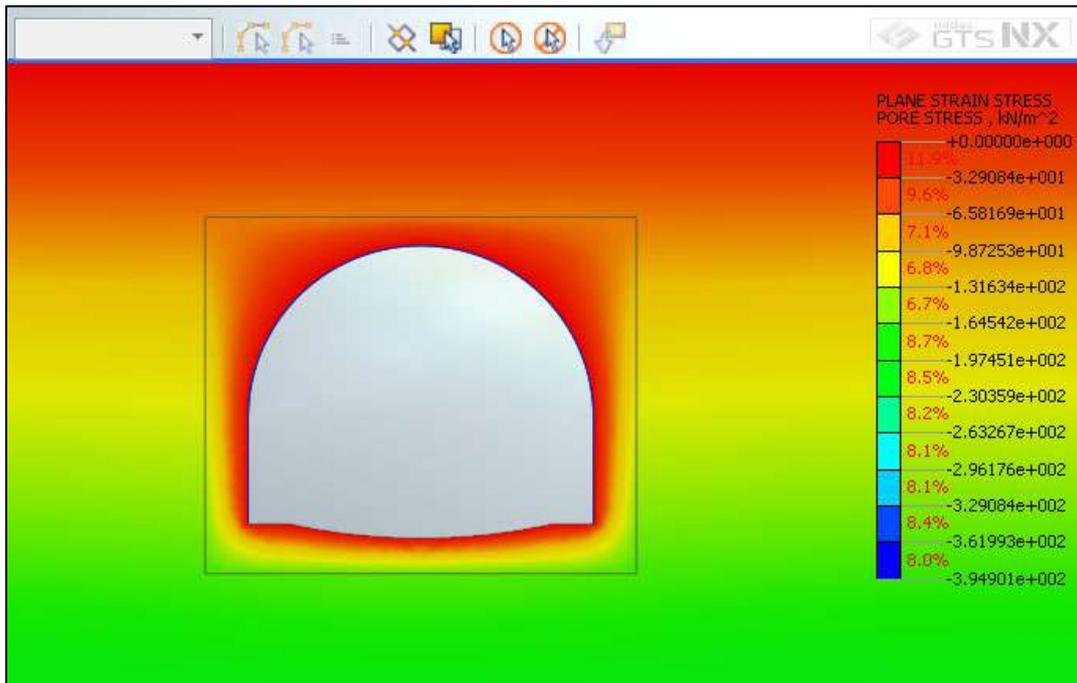
**Figura 6.17 – Zone plasticizzate (Scavo del cavo)**



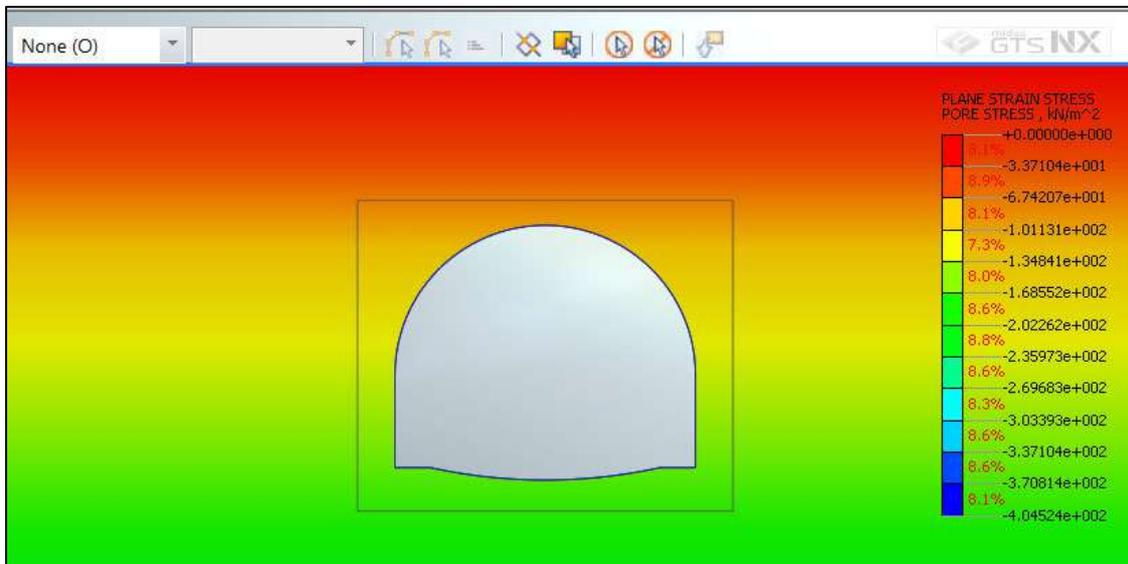
**Figura 6.18 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. provvisorio)**



**Figura 6.19 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. definitivo)**



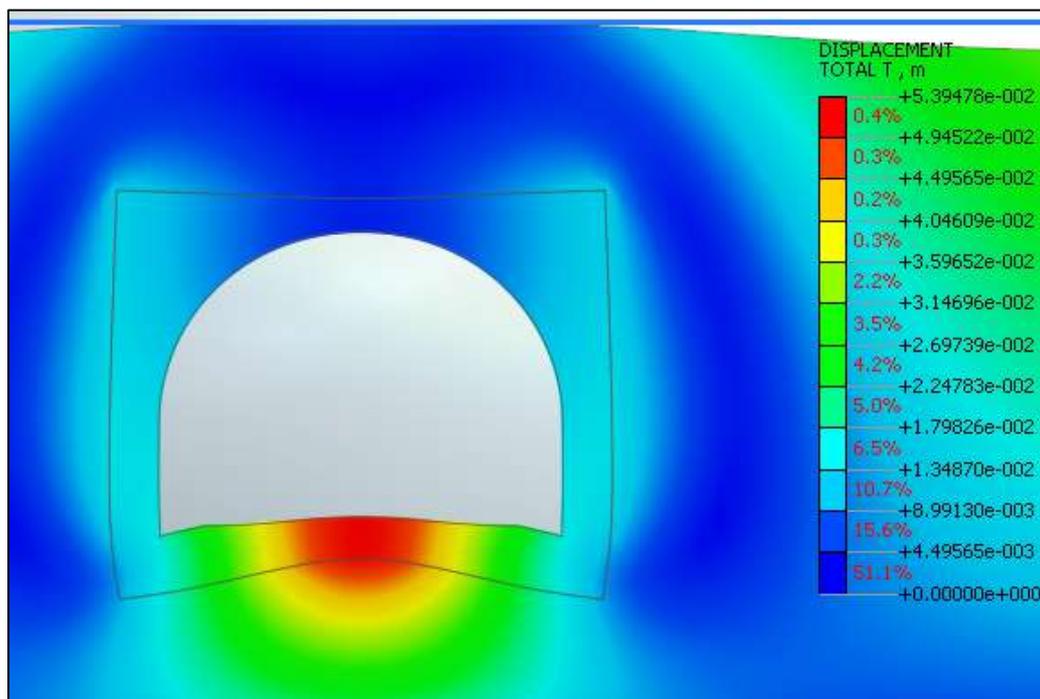
**Figura 6.20 – Pressioni interstiziali (Breve termine)**



**Figura 6.21 – Pressioni interstiziali (Lungo termine)**

Per quanto riguarda il prerivestimento, la convergenza totale media rilevata è inferiore al centimetro. Il rivestimento definitivo è caratterizzato invece da spostamenti nell’ordine del centimetro.

SEZIONE	u [cm]
Chiave Calotta (S <sub>v</sub> )	≈0.1
Testa Piedritti (S <sub>h</sub> )	0.9
Chiave Arco Rov. (S <sub>v</sub> )	5.4



**Figura 6.22 – Deformata del cavo (Lungo termine)**

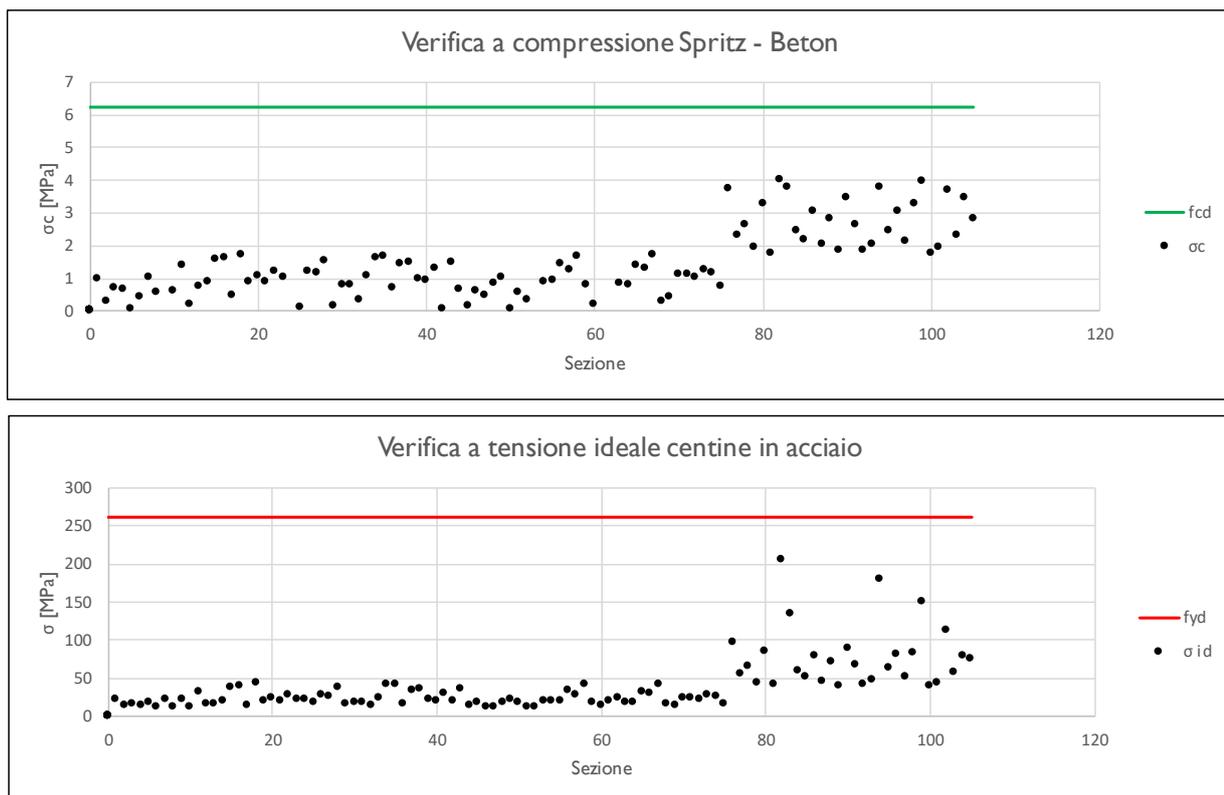
6.7.2.2 Analisi tensionale e delle sollecitazioni

**Rivestimento di Prima Fase**

I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella:

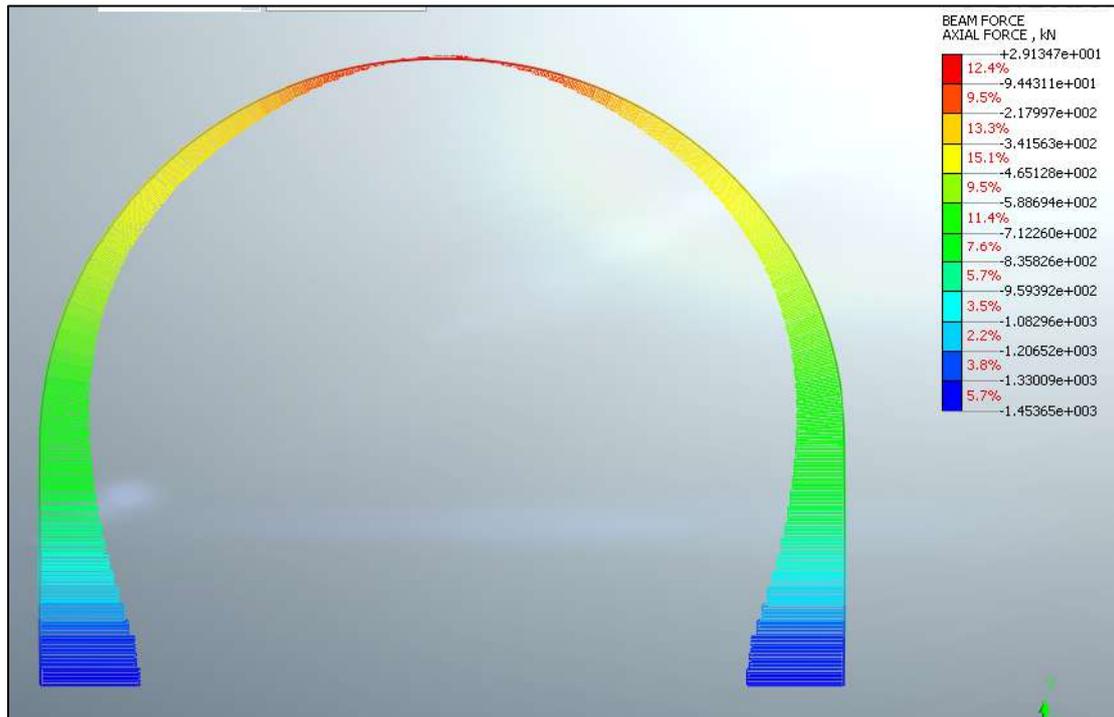
Sezione	CLS Spritz Beton	E <sub>SPRITZ</sub> [GPa]	S <sub>SPRITZ</sub> [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	N <sub>CEN</sub>	E <sub>CEN</sub> [GPa]	W <sub>CEN</sub> [cm <sup>4</sup> ]	A <sub>CEN</sub> [cm <sup>2</sup> ]
Hard	25/30	10.4	25	HEM160	S275	1.5	1	210	566.5	97.05

Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine e sullo spritz beton unicamente per le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.

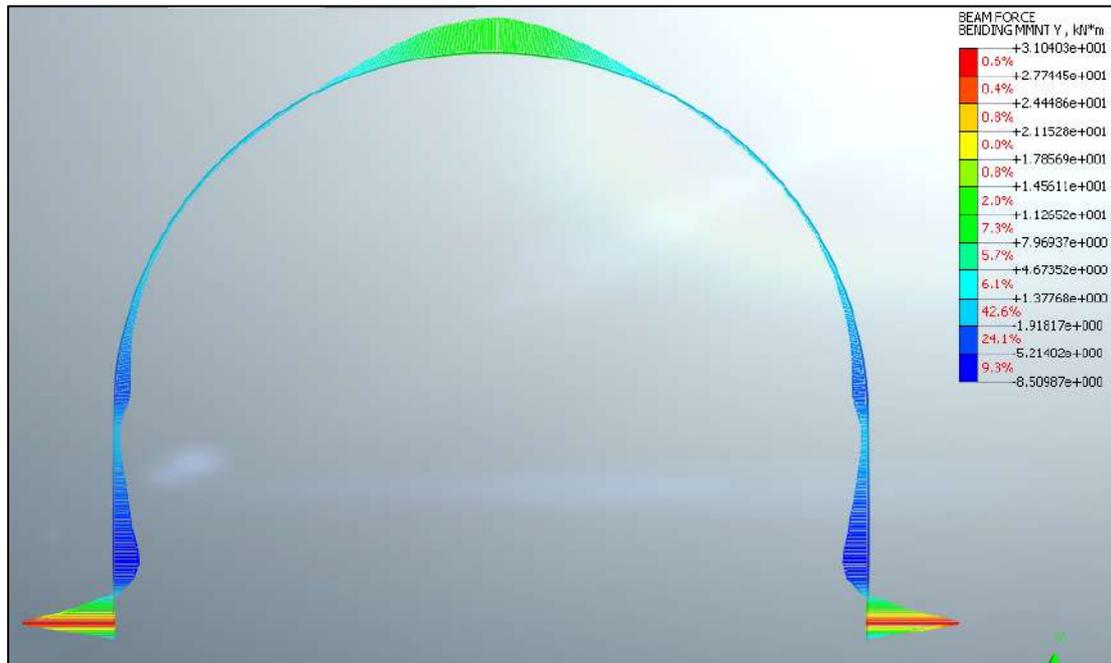


Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 Mpa) e dell’acciaio (261.1 Mpa) risultano superiori a quelle di calcolo.

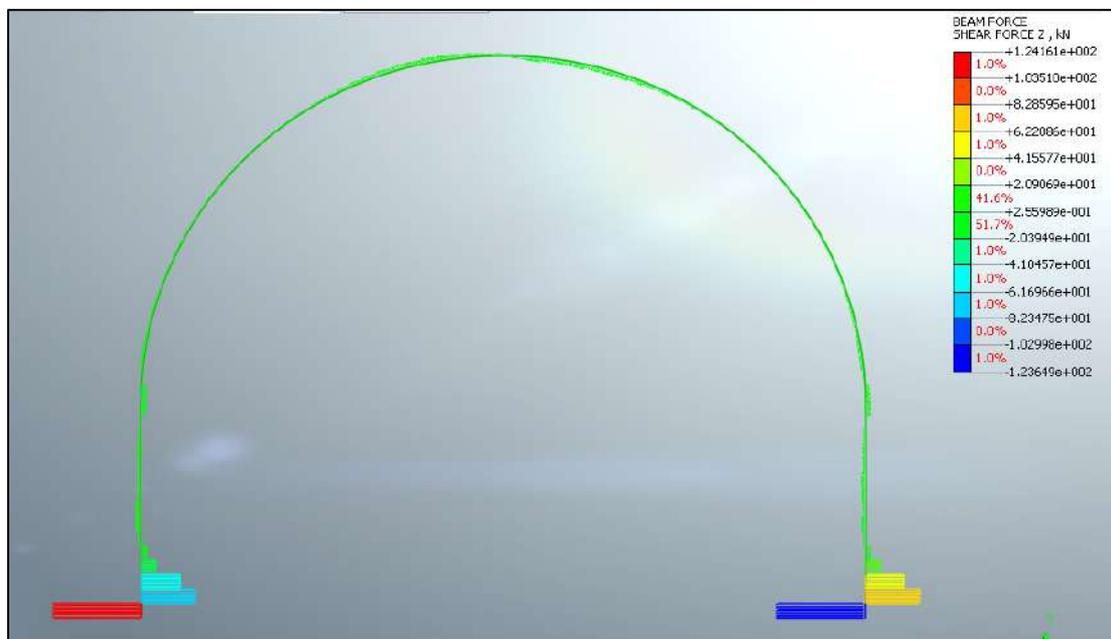
Di seguito è riportata un’immagine delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio derivante dal modello FEM.



**Figura 6.23 – Sforzo assiale**



**Figura 6.24 – Momento Flettente**



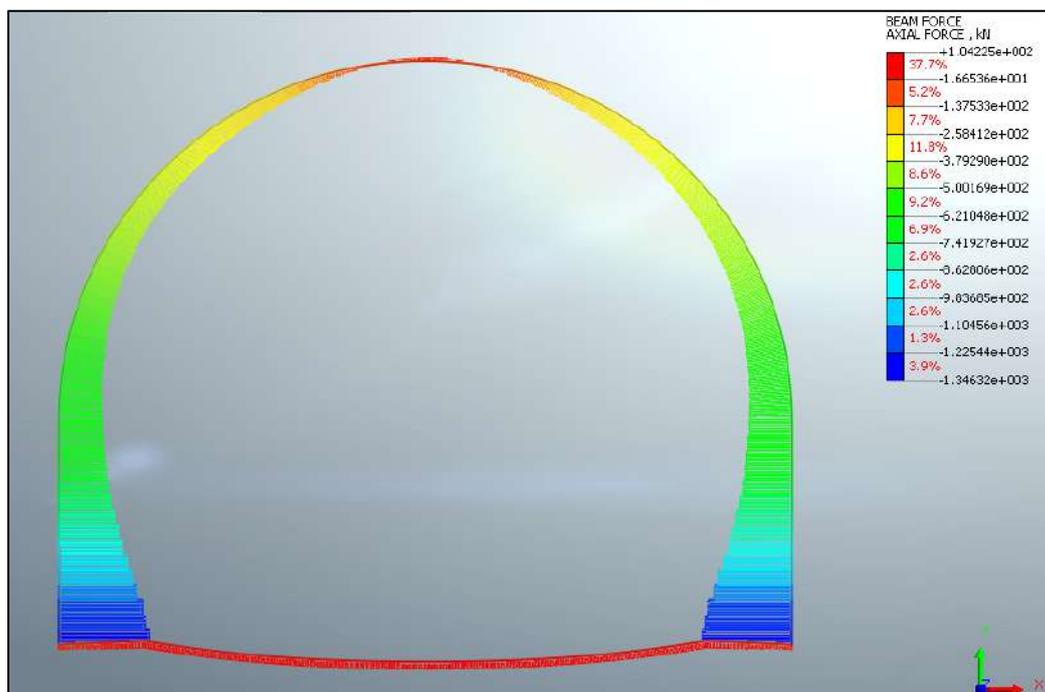
**Figura 6.25 – Sforzo di taglio**

**Rivestimento definitivo**

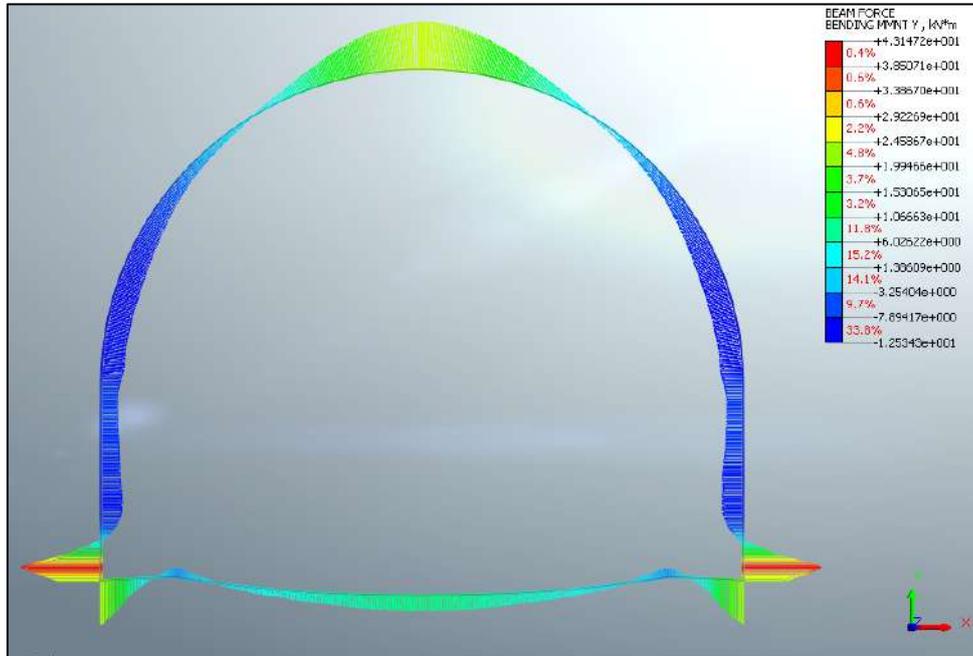
Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM:

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	S <sub>Arco Rovescio</sub> [cm]	S <sub>Calotta</sub> [cm]
C25/30	70	60

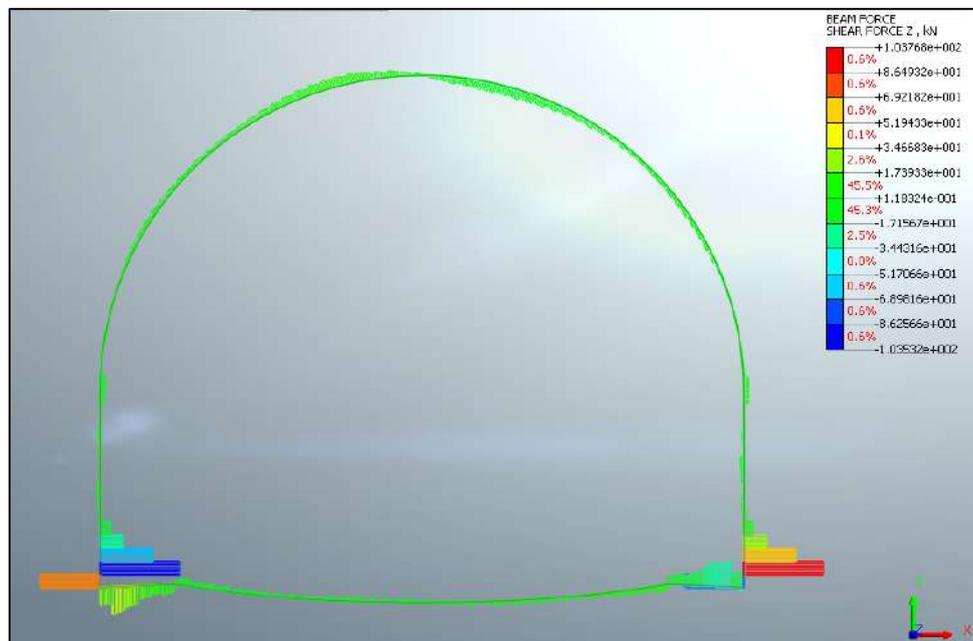
FERRI ARMATURA PRINCIPALE			
	Intradosso	Estradosso	Armatura a Taglio
<b>Arco rovescio</b>	5φ20 al metro	5φ20 al metro	φ12/10 a 4 bracci
<b>Calotta</b>	6φ20 al metro	6φ20 al metro	φ12/10 a 4 bracci



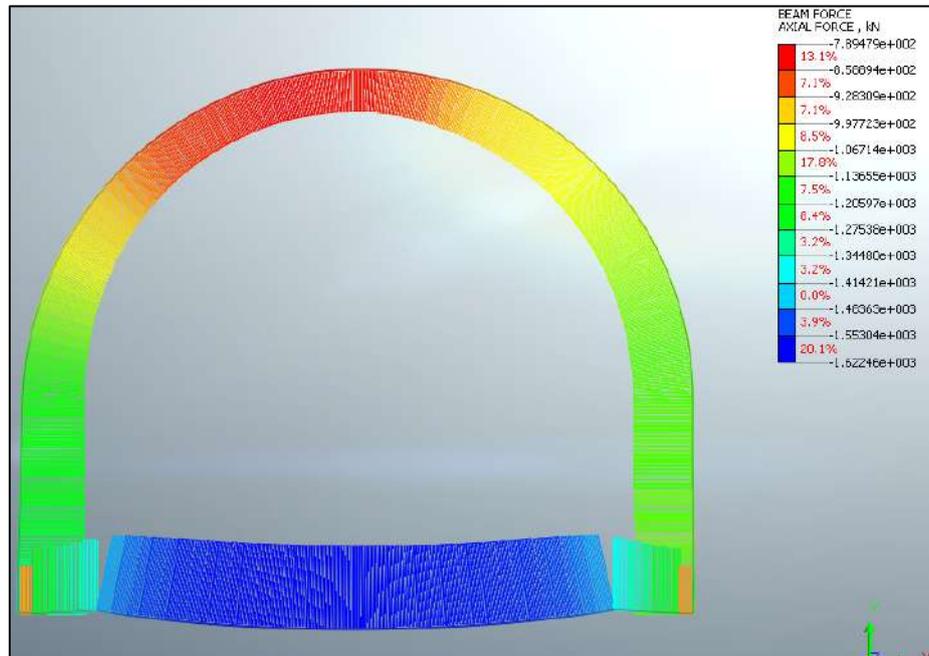
**Figura 6.26 – Sforzo normale - Statica**



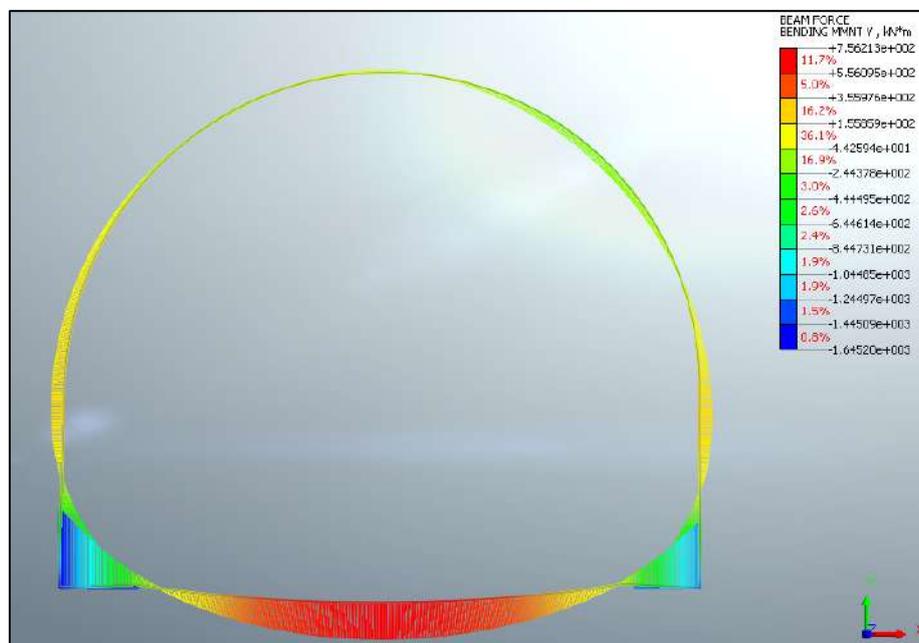
**Figura 6.27 – Momento Flettente - Statica**



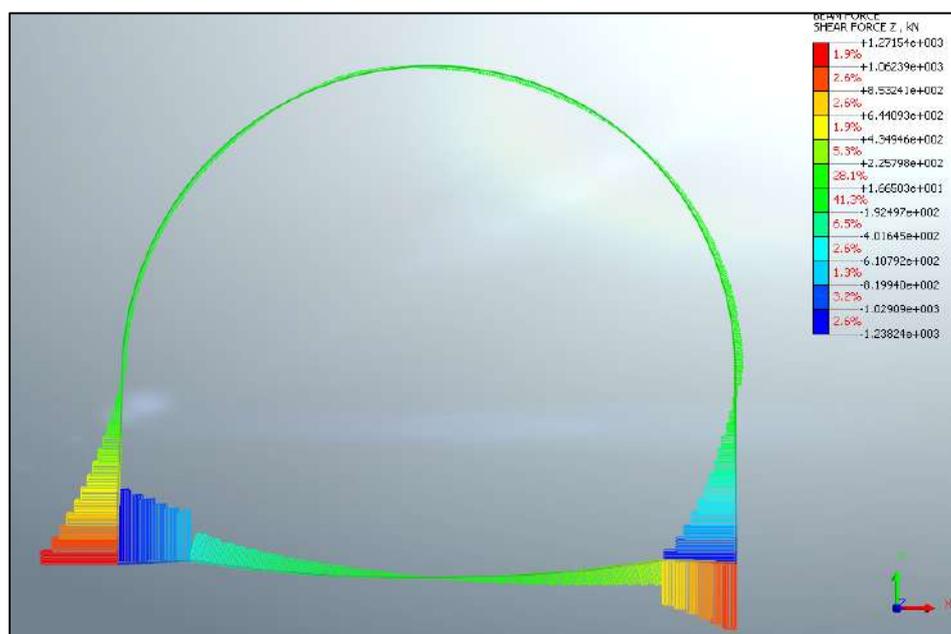
**Figura 6.28 – Sforzo di taglio - Statica**



**Figura 6.29 – Sforzo normale - Sismica**



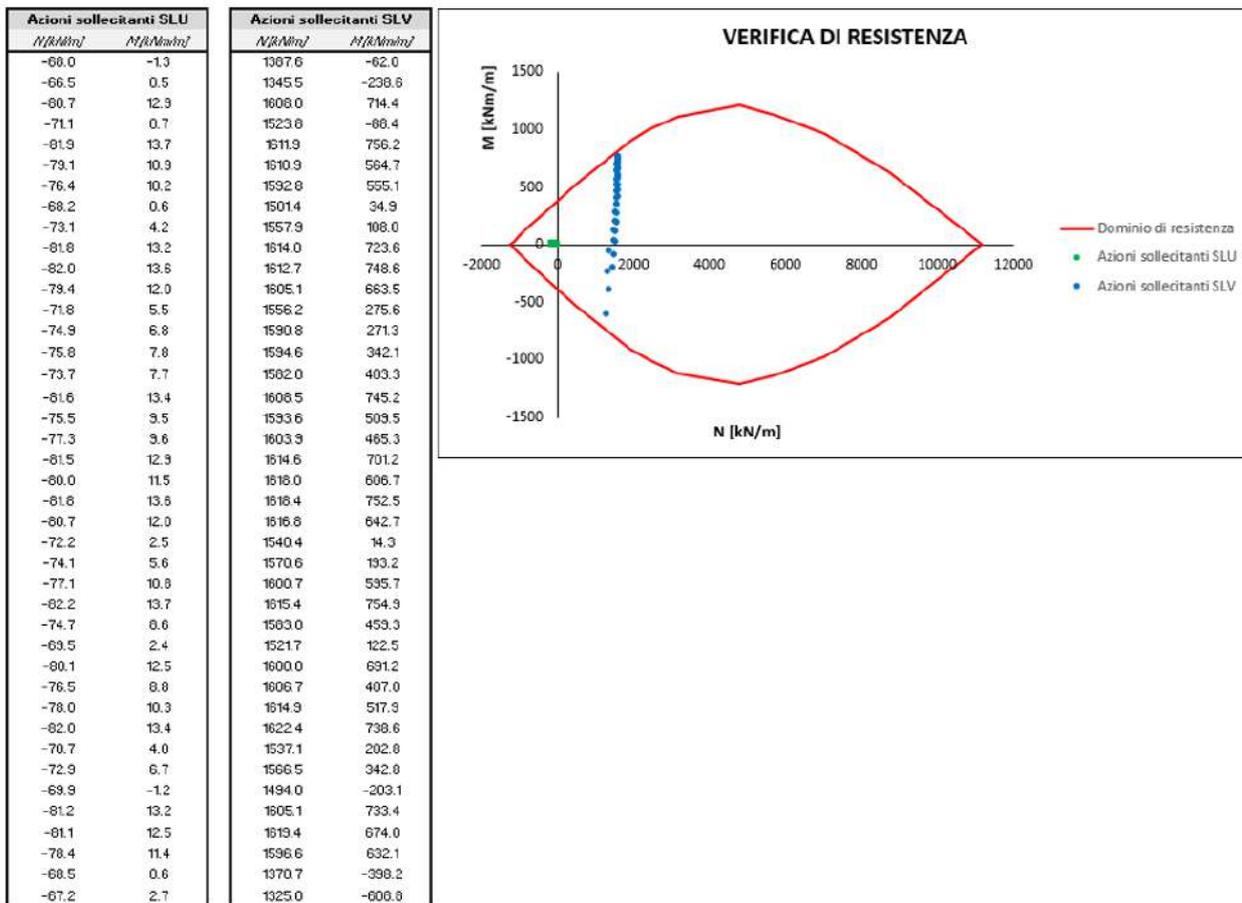
**Figura 6.30 – Momento Flettente - Sismica**



**Figura 6.31 – Sforzo di taglio - Sismica**

Arco Rovescio: Verifica a flessione

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).



Arco Rovescio: Verifica a taglio

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

$T_{MAX\_STATICA}$ [kNm]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kNm]	$N_{SISMA}$ [kNm]
17.5	889.4	1325.0

Caratteristiche della sezione		
<b>GEOMETRIA</b>		
H =	70 cm	altezza sezione
b <sub>w</sub> =	100 cm	larghezza sezione
h' =	5 cm	copriferro
d =	65 cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>		
ϕ =	20 mm	diametro armatura
n° =	10	numero barre
A <sub>s</sub> =	31.4 cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub> =	0.0045	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>		
N <sub>Ed</sub> =	1325 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub> =	2.04 Mpa	tensione media di compressione

Caratteristiche della sezione armata a taglio		
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>		
ϕ =	12 mm	diametro staffe
n° =	4	numero bracci
A <sub>sw</sub> =	4.5 cm <sup>2</sup>	area dell'armatura trasversale
s =	10 cm	passo delle staffe
α =	90°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
β =	45°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α <sub>c</sub> =	1.14	coefficiente maggiorativo pari a: 1 per membrature non compresse 1 + σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub> 1.25 per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub> 2,5(1 - σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> ) per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>
f <sub>cd</sub> =	7.06 Mpa	resistenza a compressione ridotta (f <sub>cd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
<b>Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio</b>		
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b>	V <sub>Rsd</sub> = 1035 kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:		
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\beta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$		
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</b>	V <sub>Rcd</sub> = 2362 kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con		
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\beta) (1 + \text{ctg}^2\beta) \quad [4.1.28]$		
<b>V<sub>Rd</sub> = 1035 kN</b> resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )		

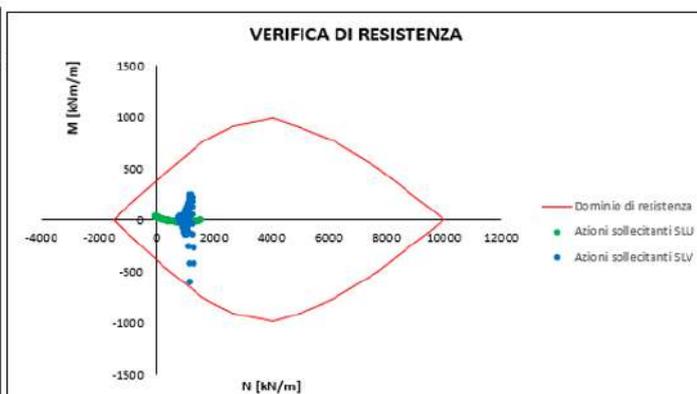
La verifica risulta soddisfatta in quanto V<sub>Res</sub>=1035kN > V<sub>Ed,Max</sub>=889.4 kN

Calotta/Piedritti: Verifica a Flessione

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

Azioni sollecitanti SLU	
N [kNm]	M [kNm/m]
900.6	-16.3
925.8	-13.9
951.8	-13.4
989.1	-13.3
1039.7	-13.8
1091.5	-14.0
1153.4	-14.1
1226.5	-14.3
1300.5	-15.0
1395.4	-15.6
1478.6	-15.2
898.7	-13.9
923.8	-13.3
949.0	-13.2
987.3	-13.5
1029.7	-13.6
1083.7	-14.4
1151.5	-14.9
1218.9	-14.7
1298.7	-15.3
1389.2	-14.7
1481.9	-11.4
1567.5	-2.5
883.1	-16.3
864.8	-18.8
843.7	-19.3
819.7	-19.3
794.0	-19.2
767.9	-19.1

Azioni sollecitanti SLV	
N [kNm]	M [kNm/m]
1192.6	241.5
1201.0	246.8
1208.2	238.6
1222.0	216.5
1228.1	179.4
1234.3	126.9
1233.6	57.0
1254.0	-31.2
1252.0	-141.2
1261.9	-271.8
1269.8	-426.3
1131.5	240.4
1132.5	247.9
1130.2	242.1
1132.6	222.0
1139.6	187.6
1140.5	136.1
1120.1	67.5
1130.0	-18.9
1129.1	-128.5
1114.3	-260.1
1126.1	-416.1
1131.1	-599.1
1136.3	219.8
1131.8	193.0
1130.2	166.1
1131.7	138.8
1127.7	112.0
1120.9	86.5



Calotta/Piedritti: Verifica a Taglio

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
38.3	732.2	1131.1

Caratteristiche della sezione	
<b>GEOMETRIA</b>	
H =	60 cm altezza sezione
b <sub>w</sub> =	100 cm larghezza sezione
h' =	5 cm copriferro
d =	55 cm altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>	
φ =	20 mm diametro armatura
n° =	12 numero barre
A <sub>s</sub> =	37.7 cm <sup>2</sup> area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub> =	0.0063 rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESIONE</b>	
N <sub>Ed</sub> =	1131 kN valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub> =	2.06 Mpa tensione media di compressione

Caratteristiche della sezione armata a taglio	
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>	
φ =	12 mm diametro staffe
n° =	4 numero bracci
A <sub>sw</sub> =	4.5 cm <sup>2</sup> area dell'armatura trasversale
s =	10 cm passo delle staffe
α =	90° angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
β =	45° angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°÷ 45°)
α <sub>c</sub> =	1.15 coefficiente maggiorativo pari a: 1 per membrature non compresse 1 + (σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> ) per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub> 1.25 per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub> 2.5(1 - (σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> )) per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>
f <sub>cd</sub> =	7.06 Mpa resistenza a compressione ridotta (f <sub>cd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
<b>Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio</b>	
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b>	V <sub>Rd</sub> = 876 kN
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:	
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{td} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\beta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$	
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESIONE"</b>	V <sub>Rd</sub> = 2001 kN
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con	
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\beta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$	
<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>876 kN</b> resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )

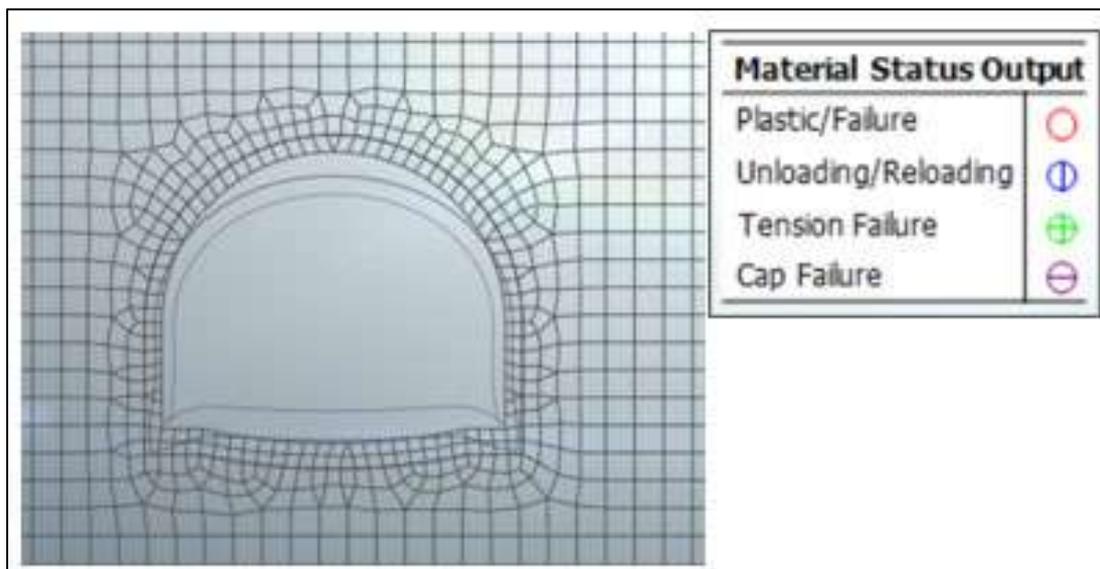
La verifica risulta soddisfatta in quanto  $V_{Res}=876\text{kN} > V_{Ed,Max}=732\text{kN}$

### 6.7.3 Sezione Tipo Hard2B (Copertura 6m)

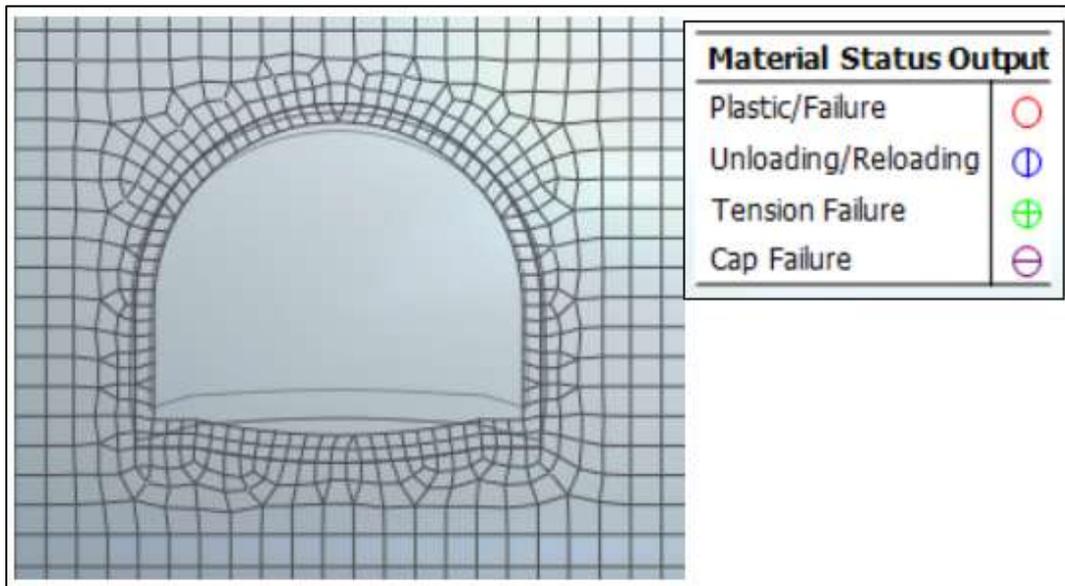
#### 6.7.3.1 Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 5.3 cm.

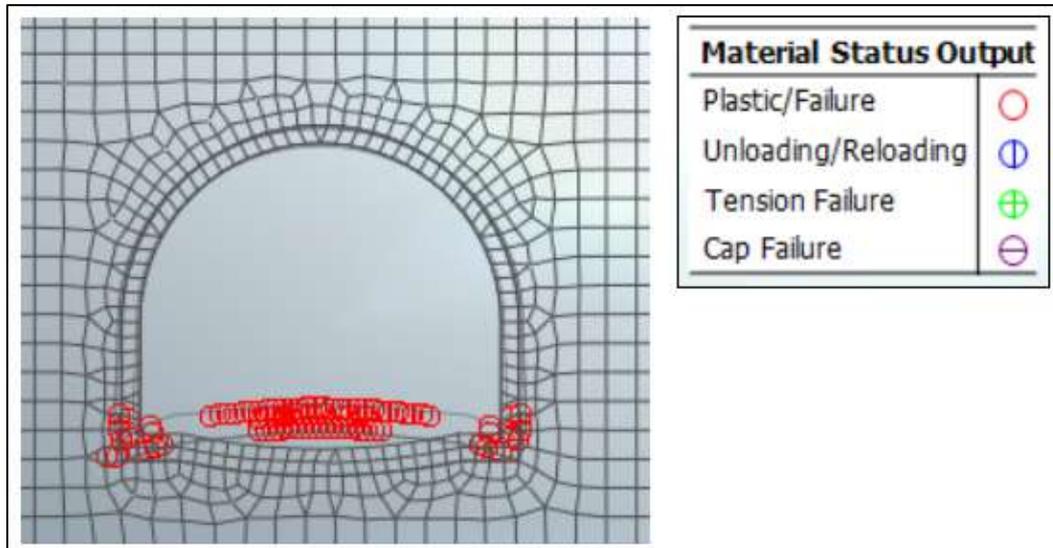
Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale prima di realizzare gli interventi di consolidamento del terreno dall’alto, i fenomeni di plasticizzazione nel terreno al contorno della cavità sono assenti. Di seguito sono riportate alcune immagini che mostrano lo stato di plasticizzazione del terreno al passare delle fasi e le pressioni interstiziali:



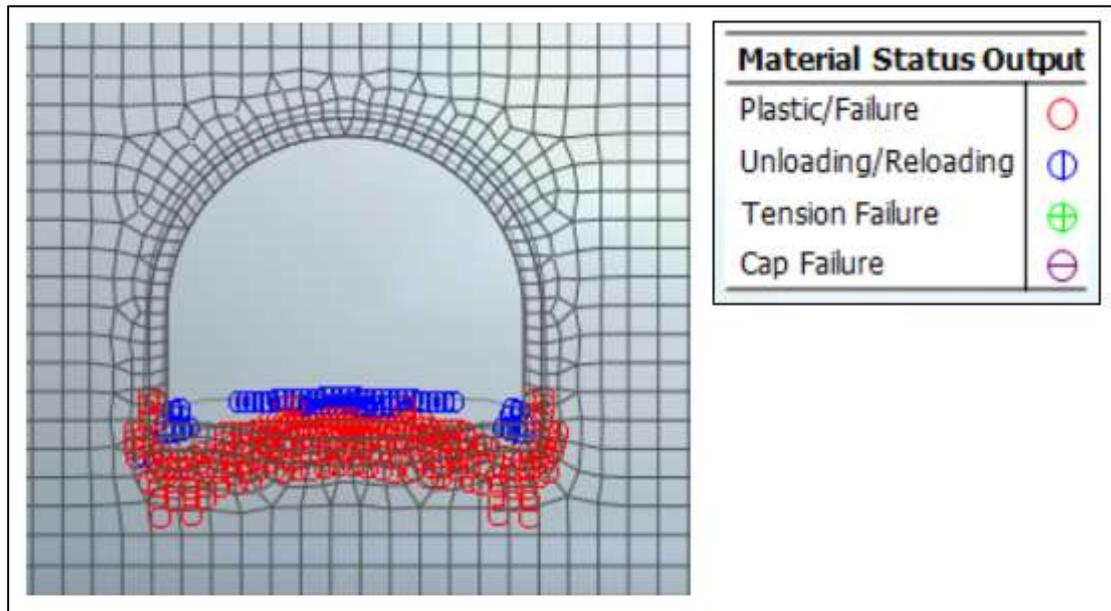
**Figura 6.32 – Zone plasticizzate (Scavo del cavo)**



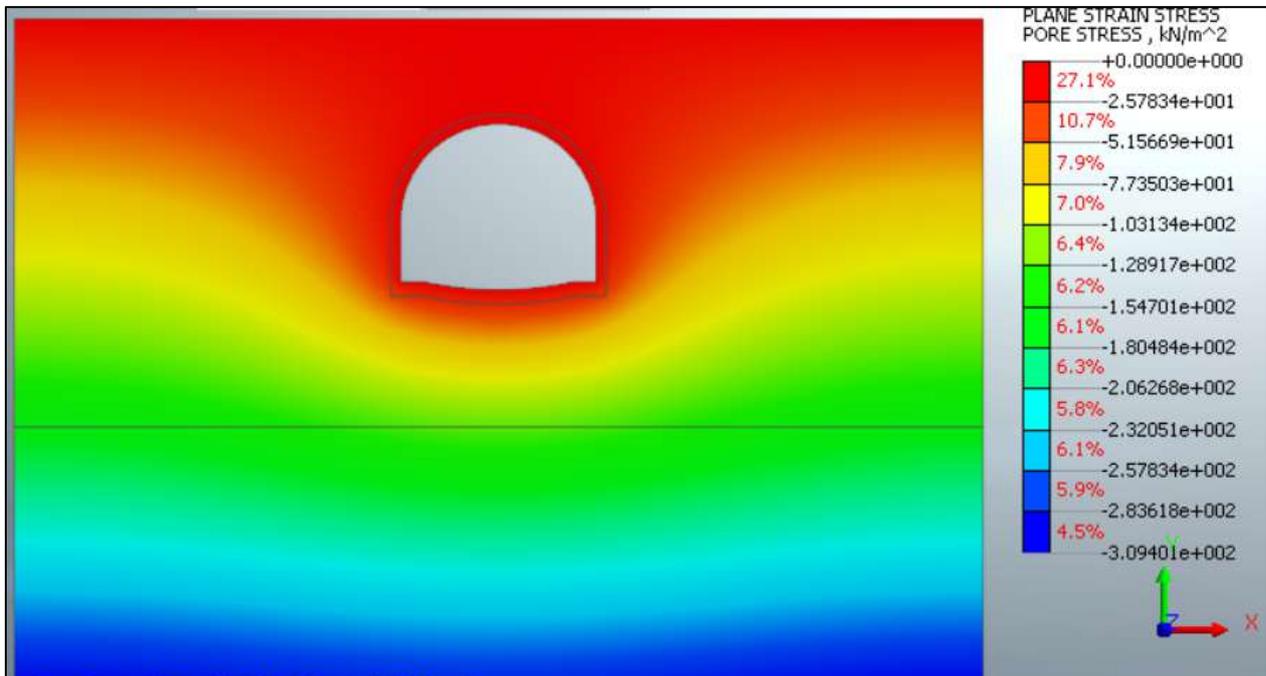
**Figura 6.33 – Zone plasticizzate (Attivazione jet-grouting)**



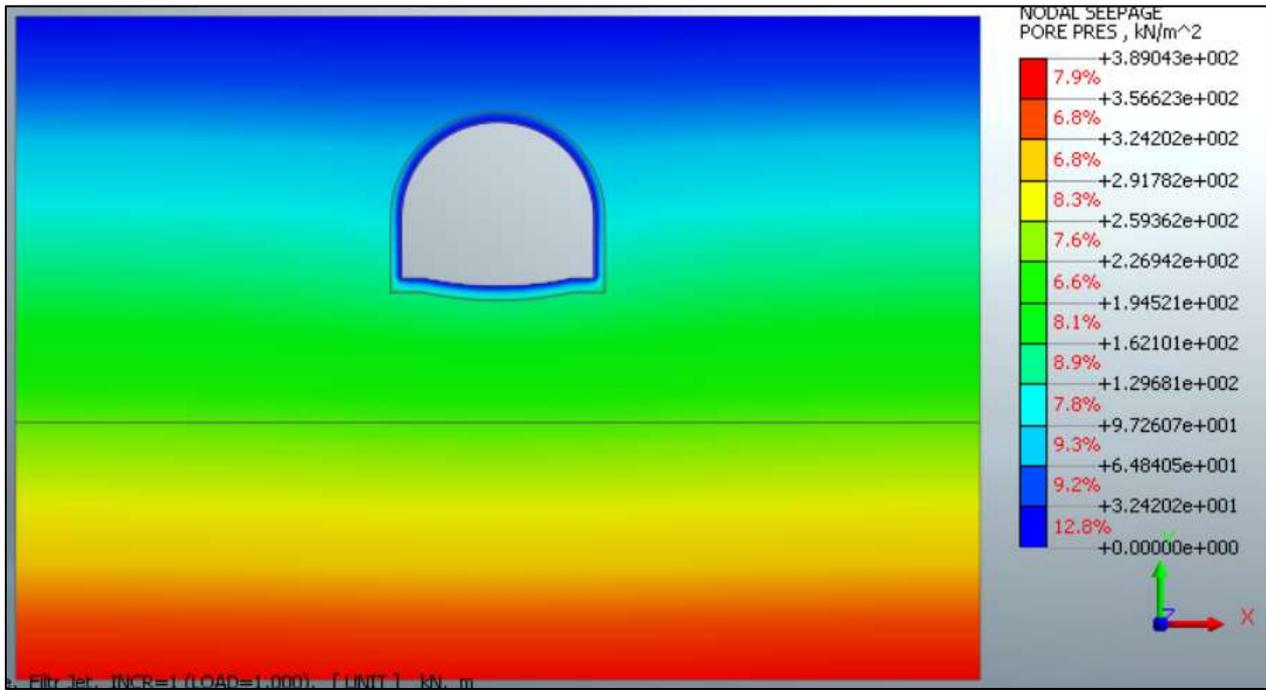
**Figura 6.34 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. provvisorio)**



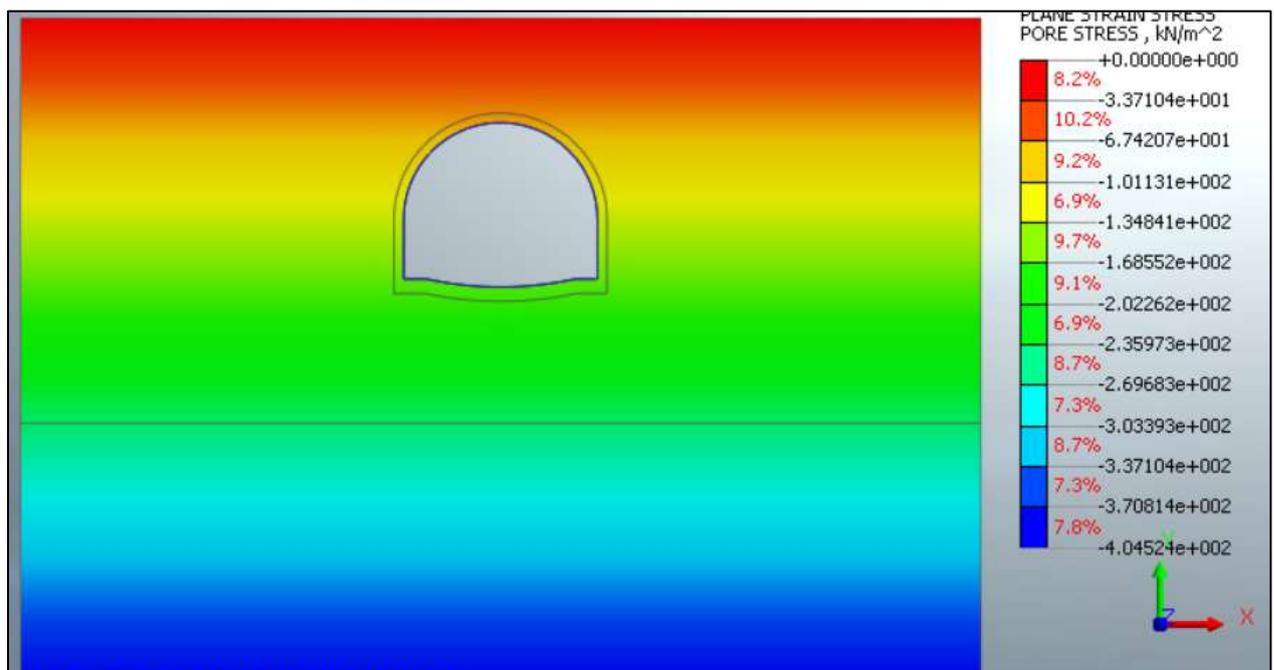
**Figura 6.35 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. definitivo)**



**Figura 6.36 – Pressioni interstiziali (Breve termine – Scavo cavo)**



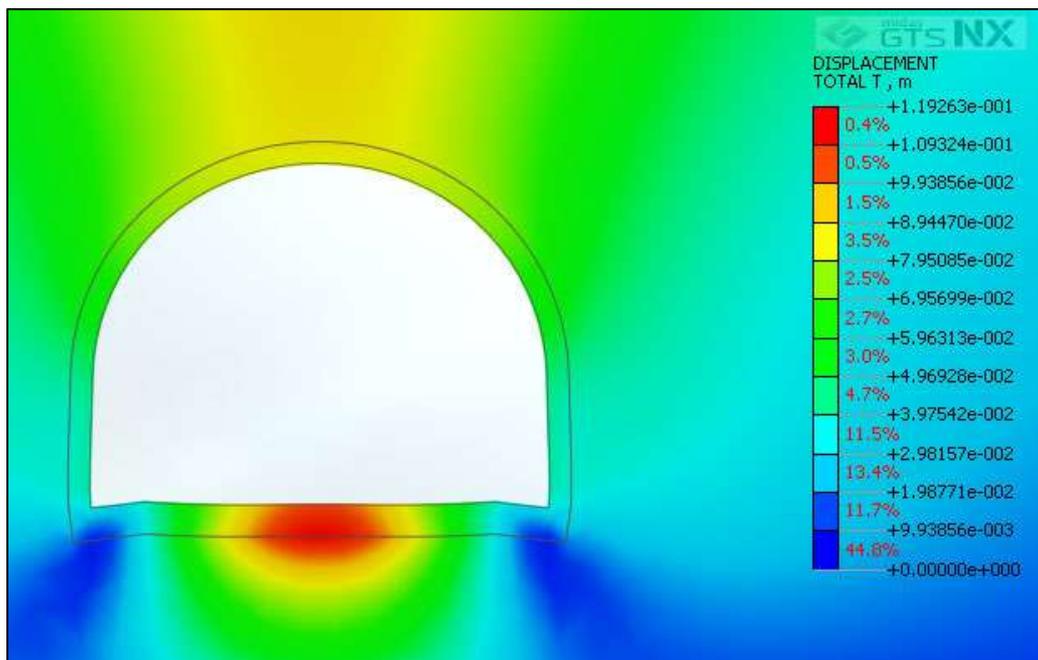
**Figura 6.37 – Pressioni interstiziali (Breve termine – Attivazione jet-grouting)**



**Figura 6.38 – Pressioni interstiziali (Breve termine – Attivazione jet-grouting)**

Per quanto riguarda il prerivestimento, la convergenza totale media rilevata è inferiore al centimetro. Il rivestimento definitivo è caratterizzato invece da spostamenti nell’ordine del centimetro (lo spostamento riportato in tabella si riferisce a quello accumulato durante i vari stage di calcolo).

SEZIONE	u [cm]
Chiave Calotta (S <sub>v</sub> )	7.9
Testa Piedritti (S <sub>h</sub> )	2.9
Chiave Arco Rov. (S <sub>v</sub> )	11.9



**Figura 6.39 – Deformata del cavo (Lungo termine)**

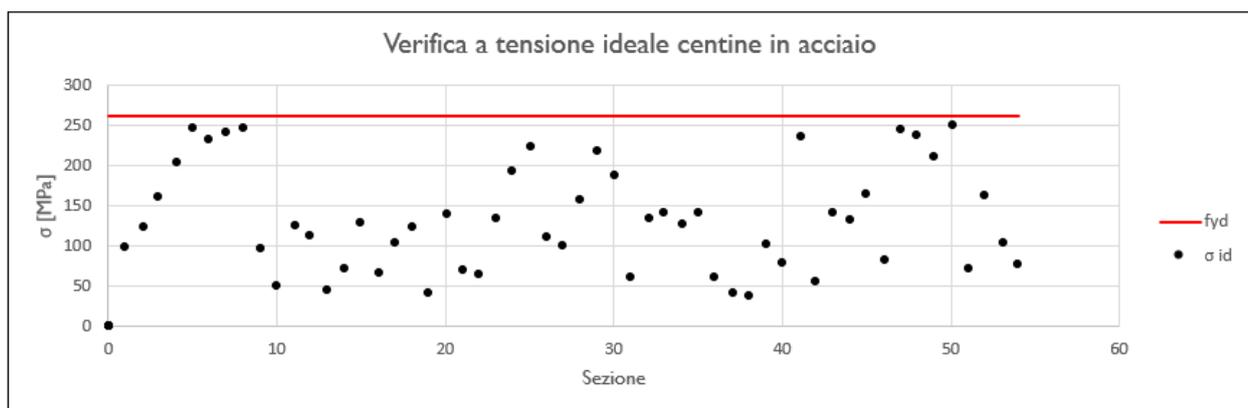
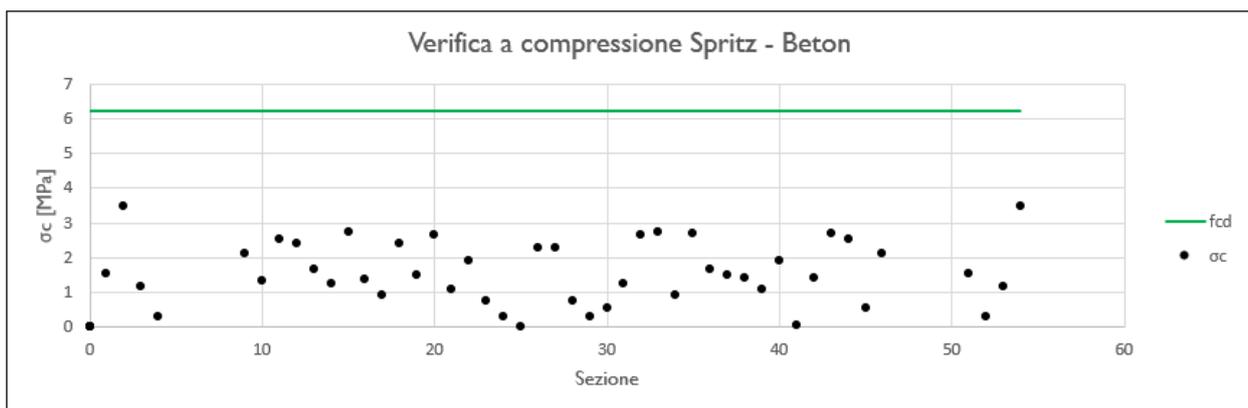
6.7.3.2 Analisi tensionale e delle sollecitazioni

**Rivestimento di Prima Fase**

I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella:

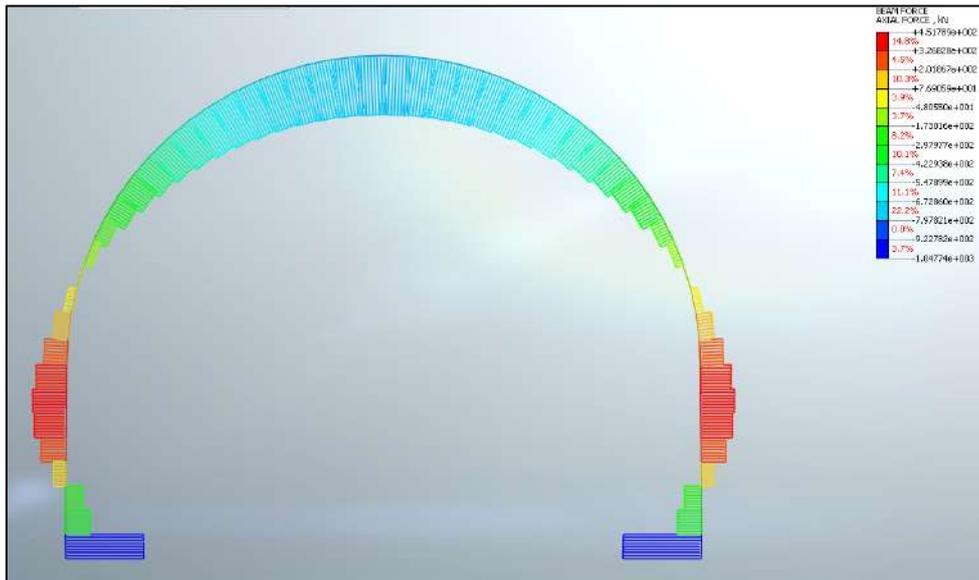
Sezione	CLS Spritz Beton	E <sub>SPRITZ</sub> [GPa]	S <sub>SPRITZ</sub> [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	N <sub>CEN</sub>	E <sub>CEN</sub> [GPa]	W <sub>CEN</sub> [cm <sup>4</sup> ]	A <sub>CEN</sub> [cm <sup>2</sup> ]
Hard	25/30	10.4	25	HEM160	S275	1.5	1	210	566.5	97.05

Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine e sullo spritz beton unicamente per le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.

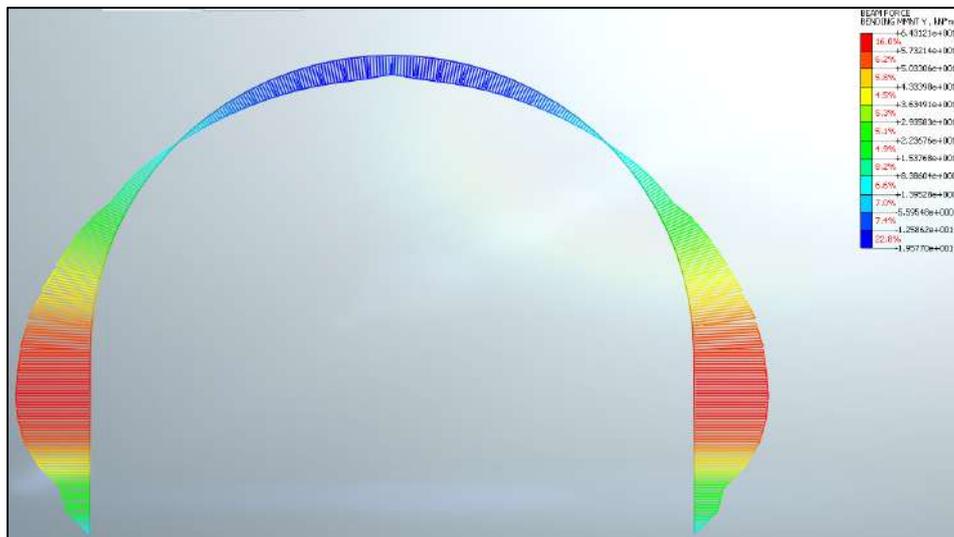


Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 Mpa) e dell’acciaio (261.9 Mpa) risultano superiori a quelle di calcolo.

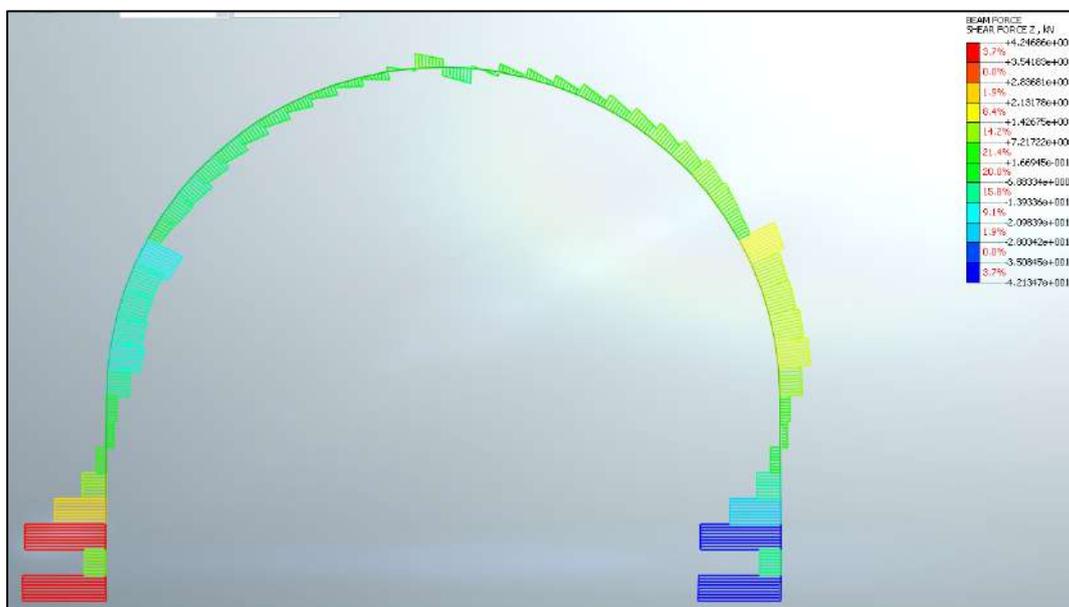
Di seguito è riportata un’immagine delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio derivante dal modello FEM.



**Figura 6.40 – Sforzo assiale**



**Figura 6.41 – Momento Flettente**



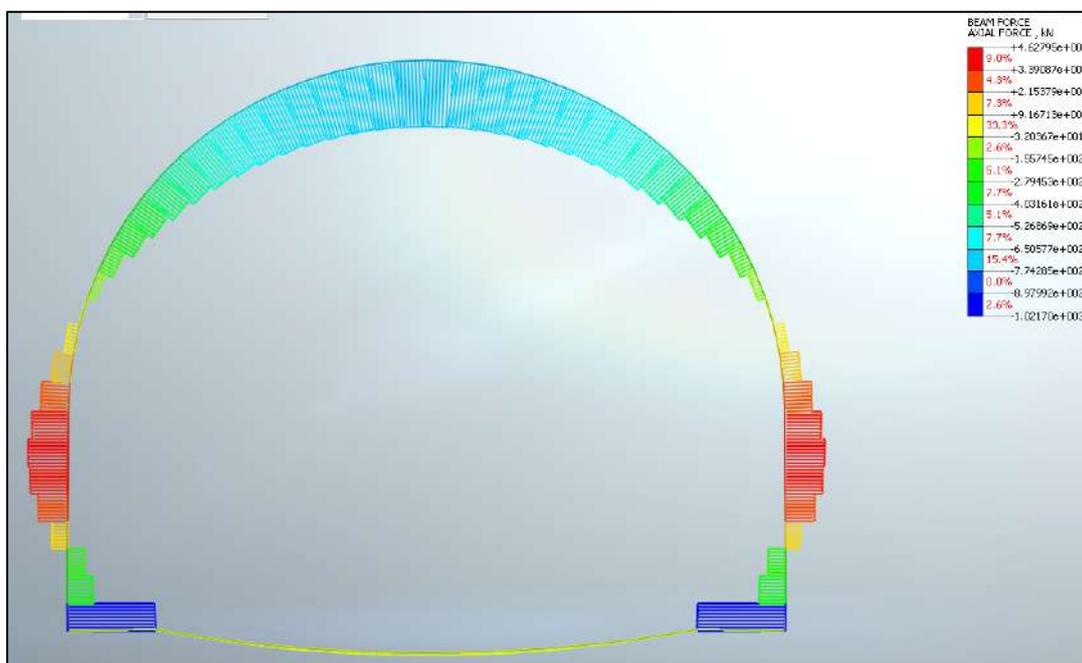
**Figura 6.42 – Sforzo di taglio**

**Rivestimento definitivo**

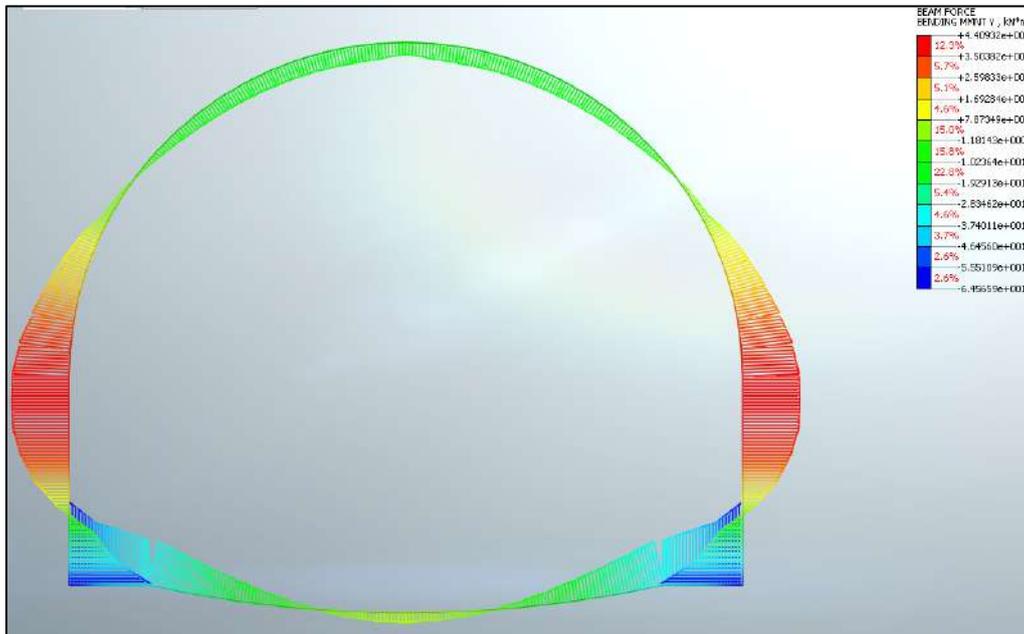
Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM:

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco\ Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C25/30	70	60

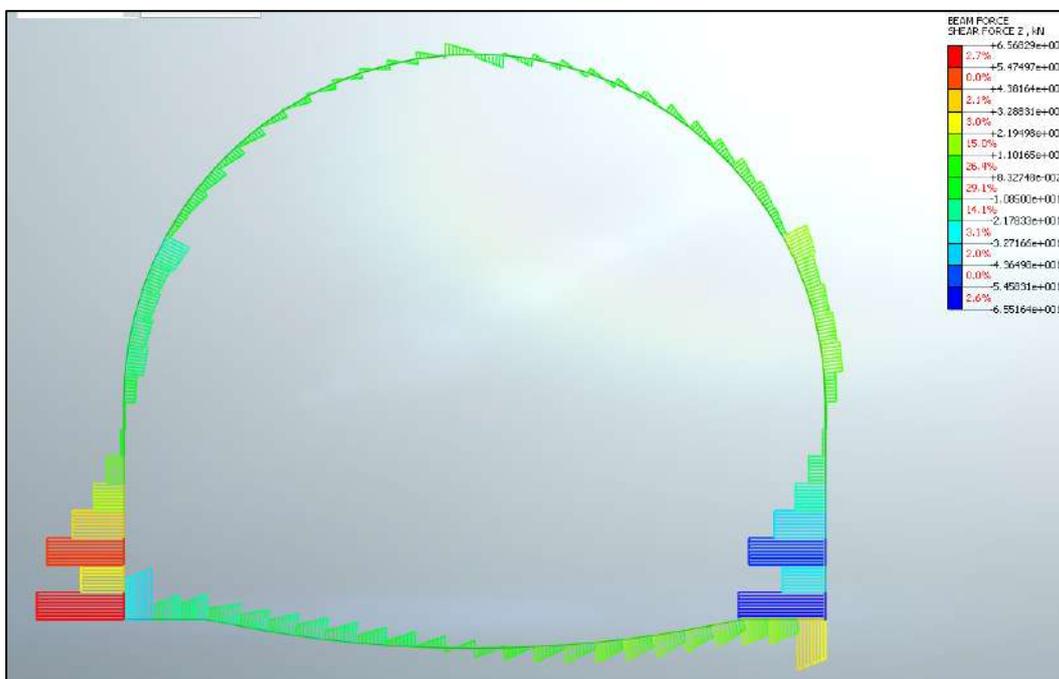
FERRI ARMATURA PRINCIPALE			
	Intradosso	Estradosso	Armatura a Taglio
<b>Arco rovescio</b>	6 $\phi$ 20 al metro	6 $\phi$ 20 al metro	$\phi$ 12/10 a 4 bracci
<b>Calotta</b>	6 $\phi$ 20 al metro	6 $\phi$ 20 al metro	$\phi$ 14/12.5 a 4 bracci



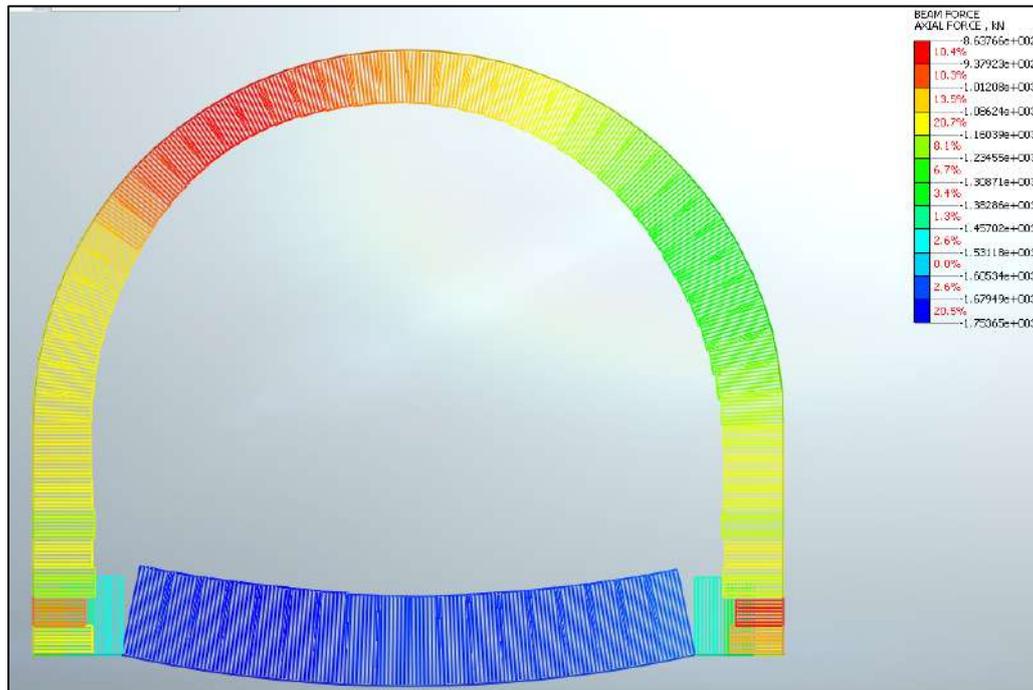
**Figura 6.43 – Sforzo normale - Statica**



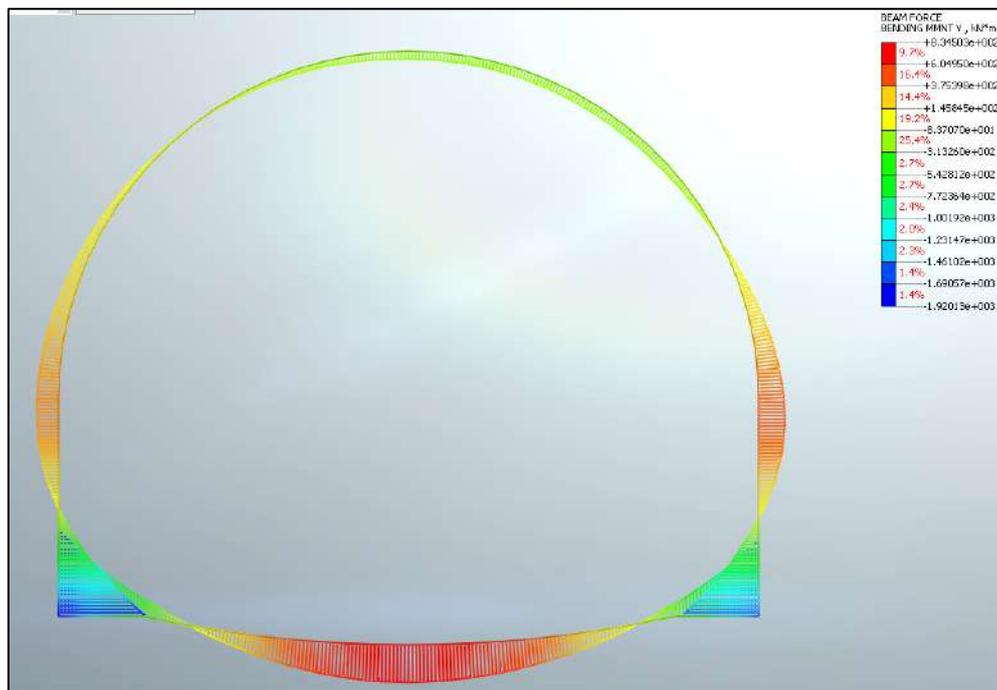
**Figura 6.44 – Momento Flettente - Statica**



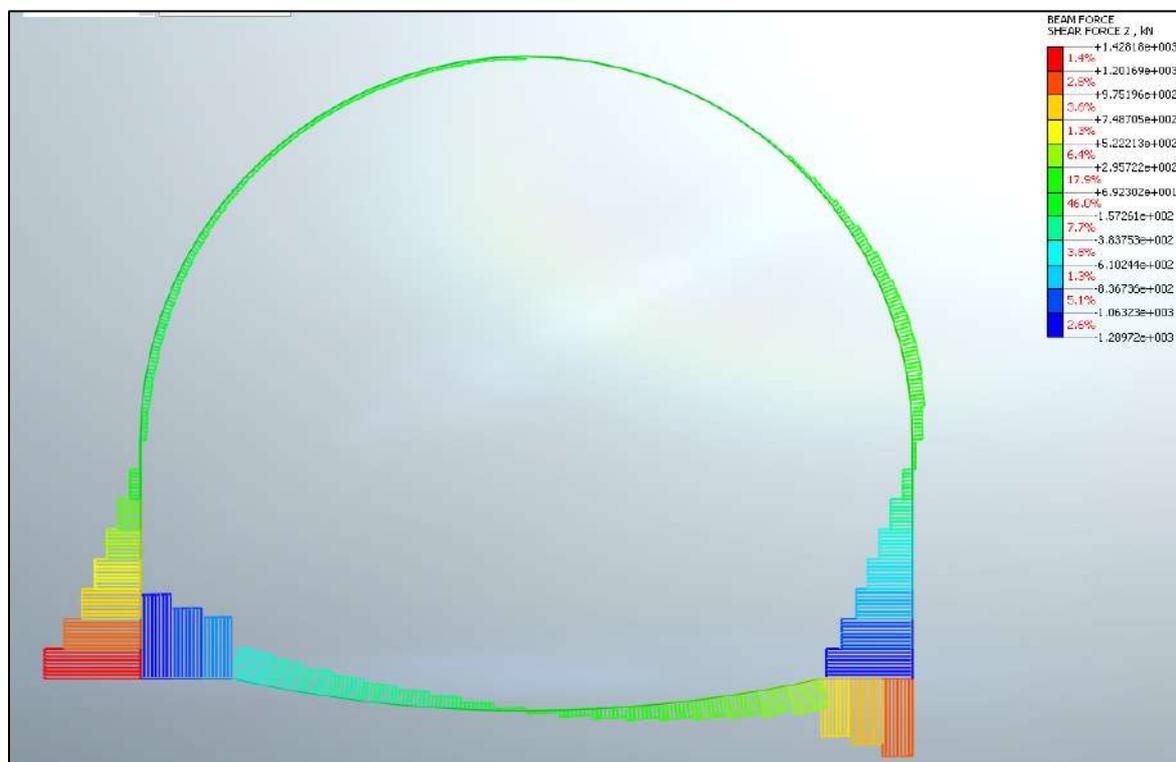
**Figura 6.45 – Sforzo di taglio - Statica**



**Figura 6.46 – Sforzo normale - Sismica**



**Figura 6.47 – Momento Flettente – Sismica**



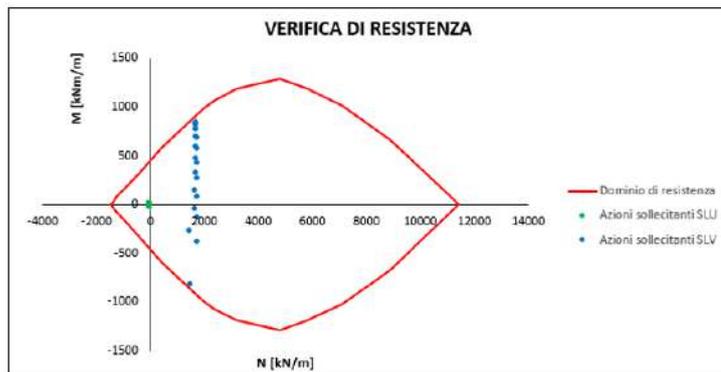
**Figura 6.48 – Sforzo di taglio - Sismica**

Arco Rovescio: Verifica a flessione

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

Azioni sollecitanti SLU	
N [kNm]	M [kNm/m]
-12.6	-27.5
-16.4	-3.9
-28.4	6.7
-26.3	5.1
-20.0	-0.2
-11.6	-20.7
-30.0	7.7
-23.7	2.8
-14.5	-14.1
-30.3	6.7
-9.3	-14.1
-24.8	-0.2
-12.5	-8.5
-27.2	2.7
-30.8	7.7
-21.5	-4.0
-29.0	5.1
-30.7	8.0
-18.1	-8.6
-12.7	-20.7

Azioni sollecitanti SLV	
N [kNm]	M [kNm/m]
1495.6	-822.0
1683.2	319.5
1710.5	768.2
1706.2	692.4
1692.2	466.5
1724.7	-384.6
1706.5	814.6
1700.9	590.7
1733.7	-140.0
1714.8	769.0
1662.5	-49.3
1752.7	426.7
1674.3	148.1
1745.6	567.7
1704.7	820.0
1747.9	262.5
1733.4	683.1
1699.7	834.5
1741.5	74.8
1474.6	-274.4



Arco Rovescio: Verifica a taglio

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
25.1	921.6	1495.6

<b>Caratteristiche della sezione</b>		
<b>GEOMETRIA</b>		
H =	70 cm	altezza sezione
$b_w$ =	100 cm	larghezza sezione
h' =	5 cm	copriferro
d =	65 cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>		
$\phi$ =	20 mm	diametro armatura
n° =	12	numero barre
$A_s$ =	37.7 cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
$\rho_l$ =	0.0054	rapporto geometrico d'armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ )
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>		
$N_{Ed}$ =	1495 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
$\sigma_{cp}$ =	2.30 Mpa	tensione media di compressione

<b>Caratteristiche della sezione armata a taglio</b>	
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>	
$\phi$ =	12 mm diametro staffe
$n^\circ$ =	4 numero bracci
$A_{sw}$ =	4.5 cm <sup>2</sup> area dell'armatura trasversale
$s$ =	10 cm passo delle staffe
$\alpha$ =	90° angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
$\vartheta$ =	45° angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°+ 45°)
$\alpha_c$ =	1.16 coefficiente maggiorativo pari a: 1 per membrature non compresse $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$ 1.25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$ $2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$
$f_{cd}$ =	7.06 Mpa resistenza a compressione ridotta ( $f_{cd} = 0,5 f_{cd}$ )
<b>Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio</b>	
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b>	$V_{Rsd} = 1035$ kN
	Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:
	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</b>	$V_{Rcd} = 2400$ kN
	Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con
	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$
	<b><math>V_{Rd} = 1035</math> kN</b> resistenza di calcolo $\min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$

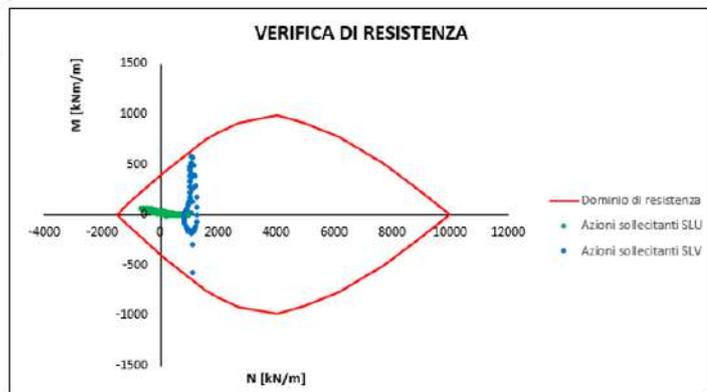
La verifica risulta soddisfatta in quanto  $V_{Res} = 1035 \text{ kN} > V_{Ed,Max} = 921.6 \text{ kN}$

Calotta/Piedritti: Verifica a Flessione

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

Azioni sollecitanti SLU	
N [kN/m]	M [kNm/m]
-465.4	25.1
-520.3	30.7
-489.8	34.8
-373.2	33.3
-167.2	26.9
321.3	11.5
-327.7	25.1
-190.6	16.0
-61.5	5.5
65.0	-2.3
183.4	-8.2
291.3	-12.8
426.1	-18.8
520.5	-16.8
603.3	-15.5
675.5	-14.0
738.7	-11.3
793.0	-7.9
839.0	-4.1
877.3	-0.2
908.1	3.7
932.3	7.2
949.9	10.1

Azioni sollecitanti SLV	
N [kN/m]	M [kNm/m]
1077.4	473.7
1082.3	469.7
1101.5	396.2
1145.0	244.7
1104.0	10.6
1162.3	-306.6
1161.3	557.0
1204.3	481.1
1240.6	381.7
1269.4	273.0
1291.9	165.8
1312.3	67.7
1322.1	-15.4
1294.2	-82.2
1263.2	-126.7
1233.1	-153.8
1204.1	-168.5
1175.8	-175.1
1148.3	-176.7
1119.4	-175.6
1091.7	-173.7
1065.4	-172.0
1040.9	-171.0



Calotta/Piedritti: Verifica a Taglio

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
75.1	877.4	1162.3

Caratteristiche della sezione		
<b>GEOMETRIA</b>		
H =	60 cm	altezza sezione
b <sub>w</sub> =	100 cm	larghezza sezione
h' =	5 cm	copriferro
d =	55 cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>		
φ =	20 mm	diametro armatura
n° =	12	numero barre
A <sub>s</sub> =	37.7 cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub> =	0.0063	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>		
N <sub>Ed</sub> =	1162 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub> =	2.11 Mpa	tensione media di compressione

Caratteristiche della sezione armata a taglio		
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>		
φ =	14 mm	diametro staffe
n° =	4	numero bracci
A <sub>sw</sub> =	6.2 cm <sup>2</sup>	area dell'armatura trasversale
s =	12.5 cm	passo delle staffe
α =	90°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
β =	45°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°÷ 45°)
α <sub>c</sub> =	1.15	coefficiente maggiorativo pari a: 1 per membrature non compresse 1 + σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub> 1.25 per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub> 2,5(1 - σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> ) per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>
f <sub>td</sub> =	7.06 Mpa	resistenza a compressione ridotta (f <sub>td</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
<b>Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio</b>		
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b>	V <sub>Rsd</sub> =	954 kN
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:		
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yk} \cdot (ctg\alpha + ctg\beta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$		
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</b>	V <sub>Rsd</sub> =	2008 kN
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con		
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (ctg\alpha + ctg\beta) (1 + ctg^2\theta) \quad [4.1.28]$		
<b>V<sub>Rd</sub> =</b>	<b>954 kN</b>	resistenza di calcolo min(V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )

La verifica risulta soddisfatta in quanto V<sub>Res</sub>=954kN > V<sub>Ed,Max</sub>=877.4kN

## **7 GALLERIA SALISANO**

L’opera in oggetto rientra nella realizzazione del collegamento alla Vasca di Carico di Salisano. Tale galleria si estende per una lunghezza totale di circa 320m, con coperture massime di circa 50m.

### **7.1 Inquadramento geologico e geotecnico**

#### *7.1.1 Inquadramento geologico*

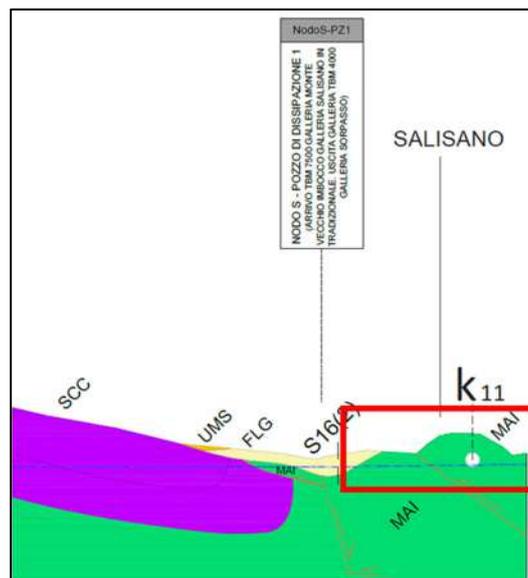
Il contesto geologico è caratterizzato da calcari micritici di colore bianco organizzati in strati di spessore 10-40 cm con liste e noduli di selce chiara. Sono presenti subordinati calcari finemente detritici di colore bianco. Il contenuto fossilifero è costituito da radiolari e calpionelle. Il tetto della formazione è caratterizzato da calcari grigi bioturbati con selce nera e intercalazioni di livelli pelitici scuri; questo intervallo è spesso interessato da fenomeni di slumping. L’unità affiora estesamente nell’area studiata al tetto del thrust del Tancia, nel settore sudoccidentale dell’area studiata. Affiora inoltre nella dorsale montuosa che separa la valle Ariana dalla valle del torrente Canera-Fosso di Montenero, nei dintorni di San Giovanni Reatino e al nucleo dell’anticlinale di Grotti, nella valle del Salto. Lo spessore è di oltre 300 metri.



**Figura 7.1 – Maiolica affiorante nei pressi di Salisano**

### 7.1.2 Inquadramento geotecnico

L’opera in oggetto risulta scavata all’interno dell’unità geotecnica denominata MAI, nella zona d’imbocco risultano presenti in superficie argille limose con intercalazioni sabbiose fini (unità FLG). Sulla scorta delle indagini svolte, è stato possibile ricostruire il modello geotecnico di riferimento dell’area. Di seguito cui si richiamano brevemente le principali caratteristiche meccaniche di interesse (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica):



**Figura 7.2 – Sezione geotecnica**

UNITÀ MESOZOICHE		Quadro di sintesi del rilevamento geomeccanico effettuato. I valori sono la media dei singoli valori ottenuti dalle stazioni geomeccaniche								
Unità litotecnica	Descrizione	n° stazioni	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	RMR	GSI	$c'$ (MPa)	$\phi'$ (°)	$E_m$ (MPa)
SCZ	Calcarei marnosi e marne calcaree di colore grigio e marrone	6	26.0	82.90	4.61	III (51.16)	45	3.67	27	9421
MAI (+POD)	Calcarei micritici ben stratificati	7	26.0	74.92	4.16	III (51.83)	49	3.59	28	10361
SBI	Calcarei e calcari marnosi di colore bianco	7	25.8	85.10	4.73	III (51.42)	51	3.91	28	9836
SAA	Calcarei micritici, calcari marnosi e marne di colore rosa, arancione e nocciola	3	25.9	75.21	4.18	III (53.33)	48	3.14	27	6015
VAS	Calcarei marnosi, marne e marne argillose dal rosa, al rosso al grigio	2	26.3	105.46 *	5.86 *	III (51.00)	28	3.07	27	1348
FUC	Calcarei, calcari marnosi, marne e marne argillose policrome	1	25.7	101.40 *	5.63 *	III (48.00)	25	2.78	20	1050

**Figura 7.3 – Caratteristiche geotecniche**

La caratterizzazione fisica e meccanica delle unità geotecniche è stata condotta sulla base dei risultati provenienti dalle stazioni geomeccaniche di riferimento a disposizione. Tale caratterizzazione è stata condotta in termini di GSI e  $\sigma_c$  utilizzati per la definizione del criterio proposto da *Hoek-Brown*. In considerazione del livello di affidabilità che in generale si ritiene di aver raggiunto con le indagini a disposizione (vedere gli specifici elaborati di progetto relativi alla geologia), nella stima dei parametri di resistenza e rigidità si è deciso di adottare, per le varie grandezze rilevate, dei valori medio-cautelativi nell’ambito del range misurato.

Alla costante del materiale,  $m_i$ , è stato di volta in volta assegnato un valore in linea con i valori disponibili in letteratura per la tipologia di roccia interessata.

A partire da questi valori, poi, sono stati ricavati il modulo elastico,  $E'$ , ed i parametri di resistenza del criterio di *Mohr-Coulomb*, coesione efficace,  $c'$ , e angolo d’attrito efficace,  $\varphi'$ , quest’ultimi due ottenuti linearizzando il criterio di resistenza di *Hoek-Brown* in corrispondenza dello stato tensionale rappresentativo della copertura della galleria considerando un valore del fattore di disturbo nullo (fattore D pari a 0.7 per scavi in tradizionale).

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche per le due differenti tipi di sezioni analizzate (15m e 55m di copertura) in cui è stato considerato un GSI pari a 35 derivante dalla stazione geomeccanica K01 e un  $\sigma_c$  pari a 56.9Mpa derivante dalle prove a Compressione monoassiale dei campioni prelevati dal sondaggio S14.

**Dati di input**

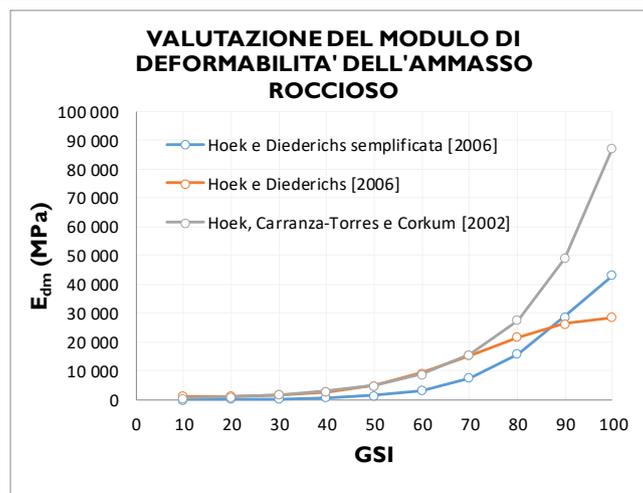
$\gamma$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso unità di volume Ammasso Roccioso
$\sigma_c$	56.9	MPa	Resistenza compressione monoassiale Mat. Roccioso
$m_i$	8.0	-	Costante empirica Mat. Roccioso
GSI	35	-	Geological Strenght index
D	0.7	-	Indice di disturbo
<b>Applicazione Galleria</b>			
MR	800	-	Rapporto modulo $E_i/\sigma_c$ Mat. Roccioso
H	15.0	m	Altezza di riferimento

**Determinazione parametri di resistenza equivalenti Ammasso Roccioso**

$m_b$	0.225	-	Costante empirica Amm. Roccioso
s	8.11E-05	-	Costante empirica Amm. Roccioso
a	0.516	-	Costante empirica Amm. Roccioso
$\sigma_{cg}$	3.289	MPa	Resistenza globale Ammasso roccioso
$\sigma_{3max}$	0.201	MPa	Limite superiore della tensione di confinamento per gallerie
$\sigma_{3n}$	3.53E-03	-	Rapporto di tensioni
$\varphi'$	47	°	Angolo di resistenza a taglio equivalente Ammasso Roccioso
$c'$	97	kPa	Coesione efficace equivalente Ammasso Roccioso
$\sigma_t$	21	kPa	Resistenza a trazione Ammasso Roccioso
$\sigma_{cm}$	0.49	MPa	Resistenza a compressione Ammasso Roccioso Linearizzata
$\sigma_{cm}$	0.44	MPa	Resistenza a compressione Ammasso Roccioso Non Linearizzata

**Determinazione modulo di Young Ammasso Roccioso**

$E_{d1}$	347	MPa	Hoek e Diederichs semplificata [2006]
$E_{d2}$	2039	MPa	Hoek e Diederichs [2006]
$E_{d3}$	2068	MPa	Hoek, Carranza-Torres e Corkum [2002]
$E_{dm}$	1485	MPa	Modulo di Young Medio Ammasso Roccioso



**Figura 7.4 – Caratteristiche geotecniche Cop=15m**

**Dati di input**

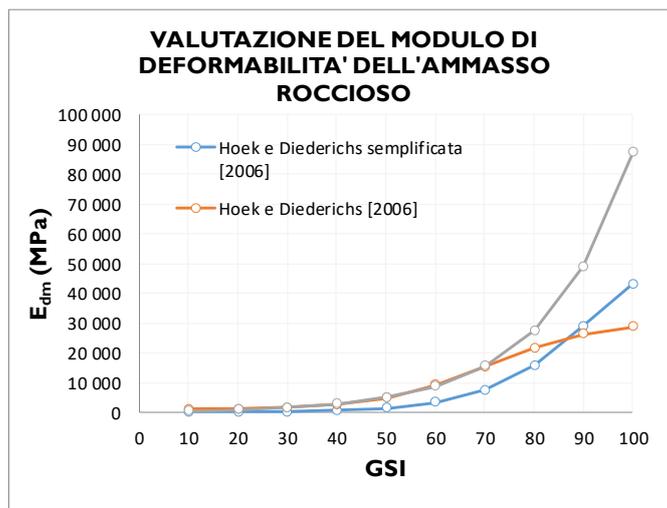
$\gamma$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso unità di volume Ammasso Roccioso
$\sigma_c$	56.9	MPa	Resistenza compressione monoassiale Mat. Roccioso
$m_i$	8.0	-	Costante empirica Mat. Roccioso
GSI	35	-	Geological Strenght index
D	0.7	-	Indice di disturbo
Applicazione	<b>Galleria</b>		
MR	800	-	Rapporto modulo $E_i/\sigma_c$ Mat. Roccioso
H	55.0	m	Altezza di riferimento

**Determinazione parametri di resistenza equivalenti Ammasso Roccioso**

$m_b$	0.225	-	Costante empirica Amm. Roccioso
s	8.11E-05	-	Costante empirica Amm. Roccioso
a	0.516	-	Costante empirica Amm. Roccioso
$\sigma_{cg}$	3.289	MPa	Resistenza globale Ammasso roccioso
$\sigma_{3max}$	0.681	MPa	Limite superiore della tensione di confinamento per gallerie
$\sigma_{3n}$	1.20E-02	-	Rapporto di tensioni
$\varphi'$	<b>38</b>	°	Angolo di resistenza a taglio equivalente Ammasso Roccioso
$c'$	<b>186</b>	kPa	Coesione efficace equivalente Ammasso Roccioso
$\sigma_t$	<b>21</b>	kPa	Resistenza a trazione Ammasso Roccioso
$\sigma_{cm}$	<b>0.76</b>	MPa	Resistenza a compressione Ammasso Roccioso Linearizzata
$\sigma_{cm}$	<b>0.44</b>	MPa	Resistenza a compressione Ammasso Roccioso Non Linearizzata

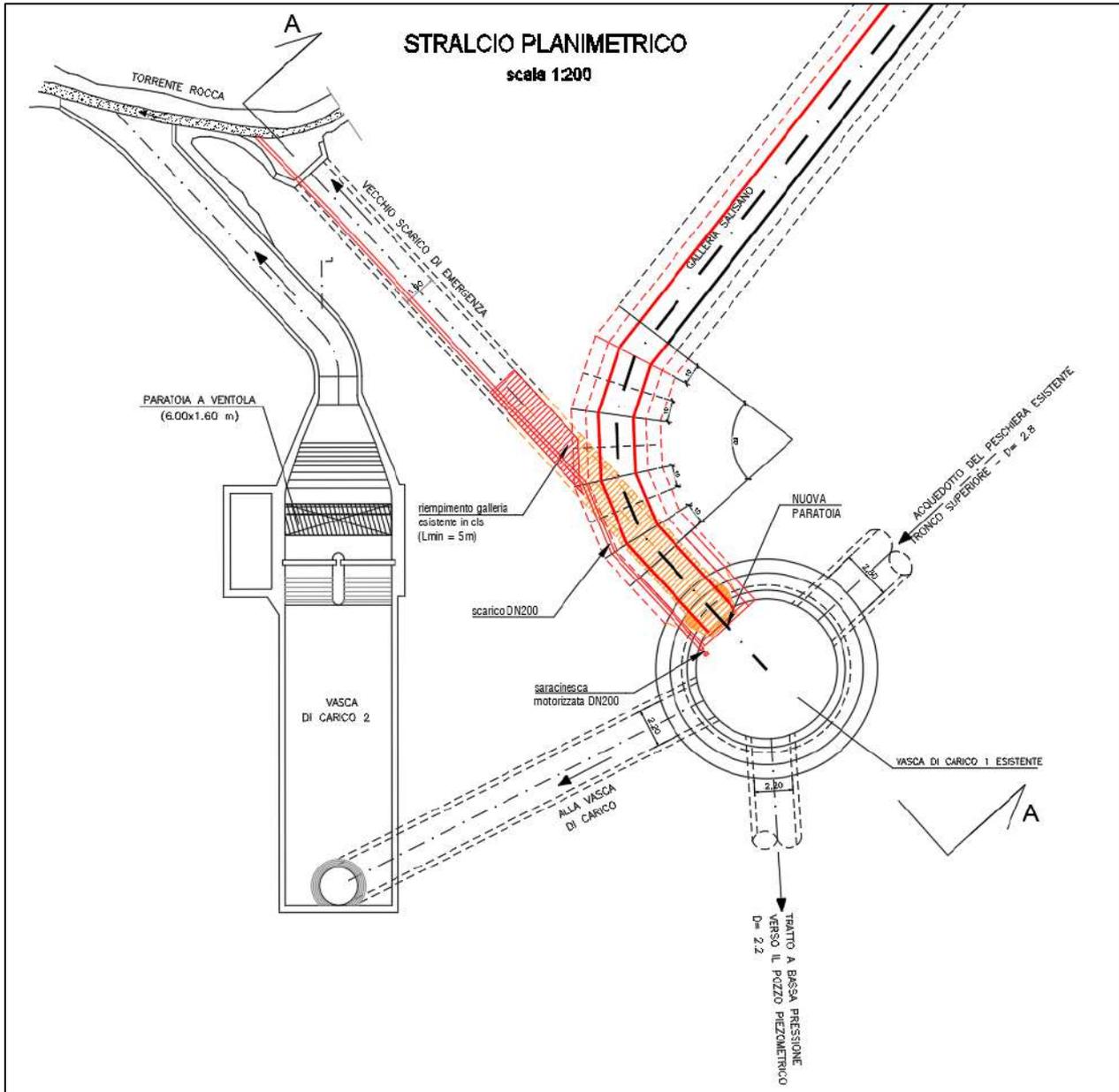
**Determinazione modulo di Young Ammasso Roccioso**

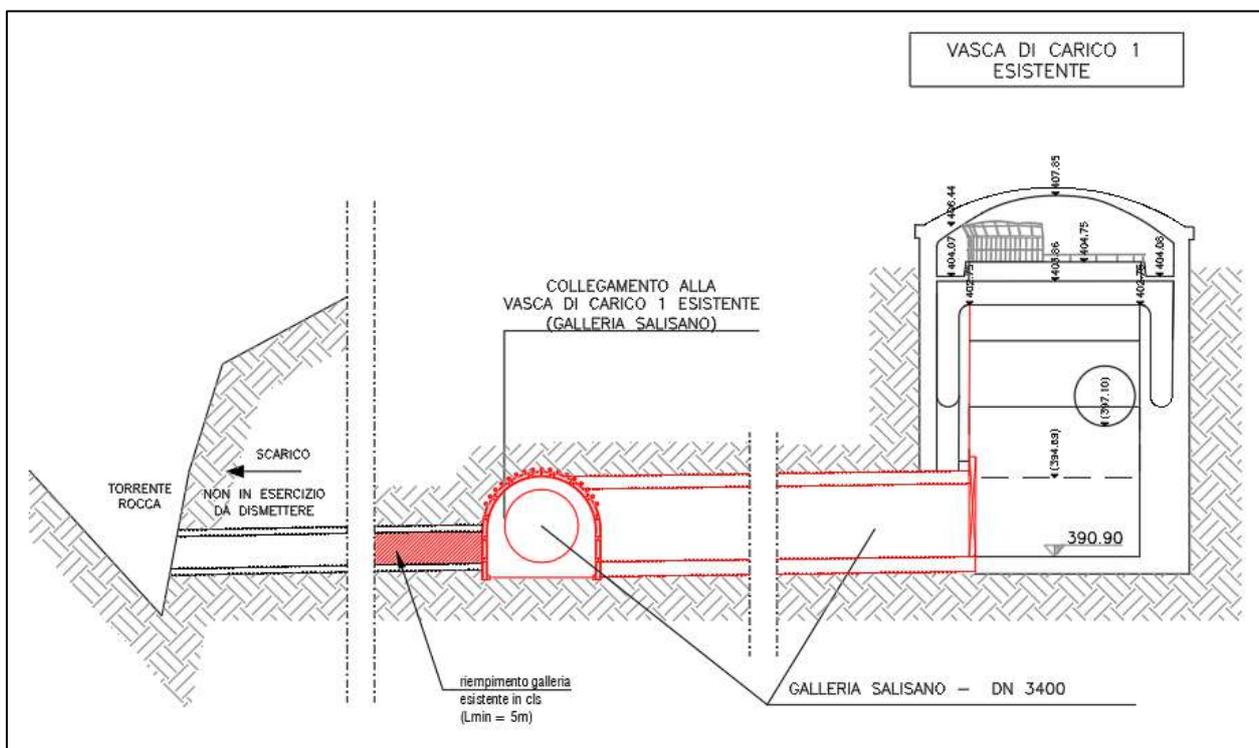
$E_{d1}$	347	MPa	Hoek e Diederichs semplificata [2006]
$E_{d2}$	2039	MPa	Hoek e Diederichs [2006]
$E_{d3}$	2068	MPa	Hoek, Carranza-Torres e Corkum [2002]
$E_{dm}$	<b>1485</b>	<b>MPa</b>	<b>Modulo di Young Medio Ammasso Roccioso</b>



**Figura 7.5 – Caratteristiche geotecniche Cop=140m**







**Figura 7.6 –Inquadramento galleria Salisano**

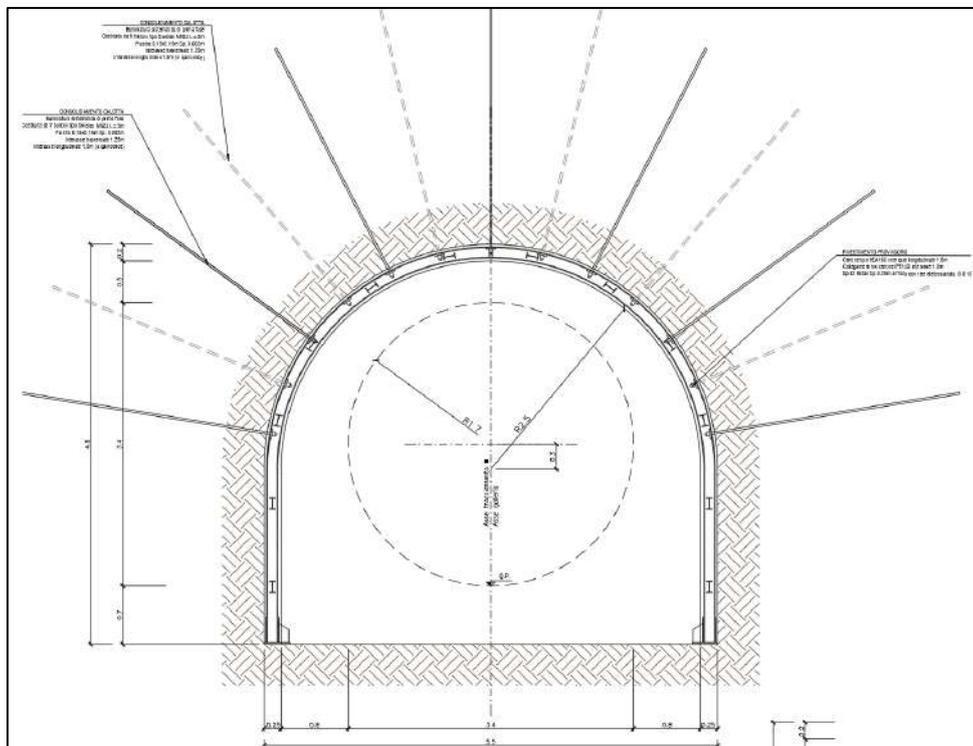
Lo scavo della galleria avverrà a piena sezione. In relazione alle ridotte coperture presenti ed alla natura del deposito oggetto di scavo, l’avanzamento in galleria richiede una sezione in grado di garantire la stabilità del fronte e del cavo, limitando il detensionamento.

La sezione progettata raggiunge lo scopo di mantenere l’ammasso detritico, con i trattamenti previsti, pressoché in campo elastico e di limitare l’estensione della zona plastica. Questo fatto è essenziale per evitare convergenze rilevanti e scongiurare fenomeni di instabilità.

## 7.2.1 *Descrizione delle sezioni tipo*

### 7.2.1.1 Sezione tipo Medium

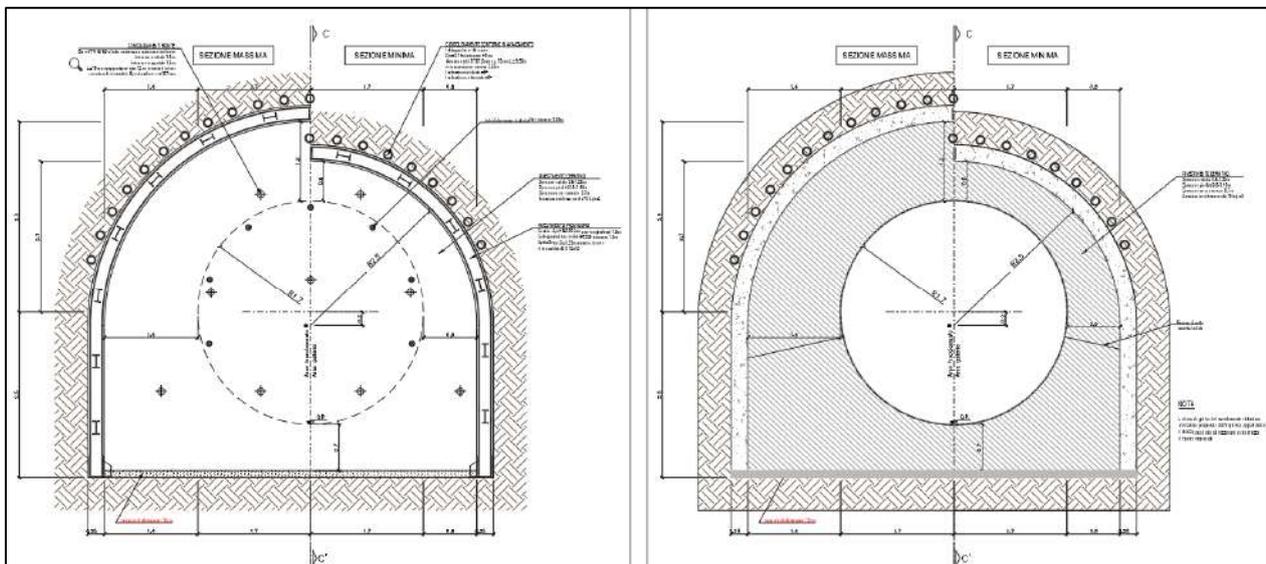
La sezione tipo Medium è una sezione cilindrica che non prevede interventi di precontenimento del fronte, ma prevede dei consolidamenti in calotta per mezzo di bulloni tipo Swellex MN24 o equivalenti di lunghezza 3 m, con piastra di ripartizione 0.15m x 0.15m e spessore 0.02m, posti a quinconce ad interasse longitudinale di 1.5 m e trasversale di 1.25m. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA160 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da IPE140 longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldata  $\varnothing 8$  10x10 con spessore 25cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.6m e arco rovescio di 0.5m. L’incidenza media è di  $70\text{kg/m}^3$  per la calotta ed i piedritti e di  $60\text{ kg/m}^3$  per l’arco rovescio.



**Figura 7.7 – Dettaglio relativo alla configurazione di sezione “Medium 1”**

### 7.2.1.2 Sezione tipo Hard

La sezione tipo Hard è una sezione tronco-conica che prevede interventi di precontenimento del fronte mediante infilaggi con campi di avanzamento da 12 m, con armatura in acciaio S275  $\Phi 139.7/10$  e diametro esterno 0.18m (inclinazione verticale  $6^\circ$ ); non prevede dei consolidamenti in calotta ma prevede l’introduzione di chiodi in VTR40/60 o equivalenti di lunghezza 12m (sovrapposizione minima  $L = 6m$ ) con miscele cementizie e perforazione  $\Phi > 127mm$ , disposti a quinconce ad interasse  $1.5m \times 1.5m$ . Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA200 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldada  $\Phi 8 \ 10 \times 10$  con spessore 25cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.6m e arco rovescio di 0.7m. L’incidenza media è di  $60 \text{ kg/m}^3$  per la calotta ed i piedritti e di  $50 \text{ kg/m}^3$  per l’arco rovescio. Qualora fosse necessario saranno inseriti dei tubi di drenaggio al fronte per allontanare eventuali venute d’acqua dal fronte scavo.



**Figura 7.8 – Dettaglio relativo alla configurazione dei  
rivestimenti/consolidamenti provvisori per la sezione “Hard”**

### **7.3 Fase di diagnosi - Previsione sul comportamento degli ammassi nella fase di scavo**

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

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

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

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

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

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

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

#### **Gallerie a fronte stabile (CASO A)**

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

#### **Gallerie a fronte stabile a breve termine (CASO B)**

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera le caratteristiche di resistenza meccanica del materiale al fronte, che assume un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con tale redistribuzione delle tensioni sono più accentuati che nel caso precedente e producono nell'ammasso roccioso al fronte una decompressione che porta ad una riduzione della resistenza interna. Questa decompressione deve essere opportunamente regimata, nel breve termine, mediante adeguati interventi di preconsolidamento al fronte (e talora al contorno del cavo), in grado di contenere l'ammasso e condurlo verso condizioni di

stabilità; diversamente lo stato tenso-deformativo può evolvere verso condizioni di instabilità del cavo. Il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

### **Gallerie a fronte instabile (CASO C)**

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad una accentuazione dei fenomeni deformativi nel campo plastico, che risultano immediati, più rilevanti e si manifestano prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Di conseguenza tali deformazioni producono una decompressione più spinta nell'ammasso roccioso al fronte e portano ad un decadimento rapido e progressivo delle caratteristiche meccaniche d'ammasso. Questo tipo di decompressione più accentuata deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento che consentiranno di creare artificialmente quell' effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile nel breve termine e, con l'aggiunta del rivestimento definitivo, anche nel lungo termine.

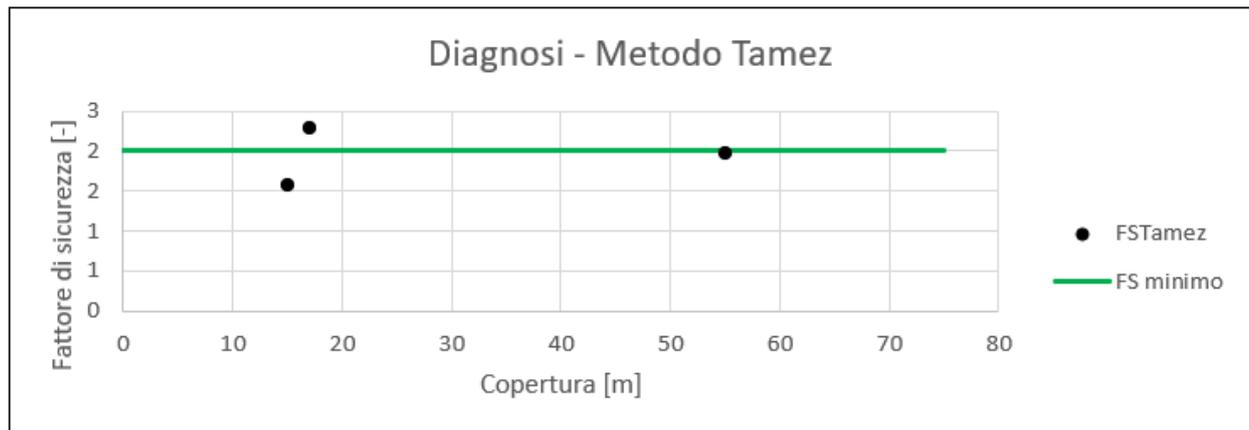
Nel seguito saranno presentate le analisi di diagnosi per la galleria Salisano con i metodi illustrati nei capitoli precedenti per la sola tipologia "*Medium*".

### 7.3.1 Stabilità del fronte di scavo

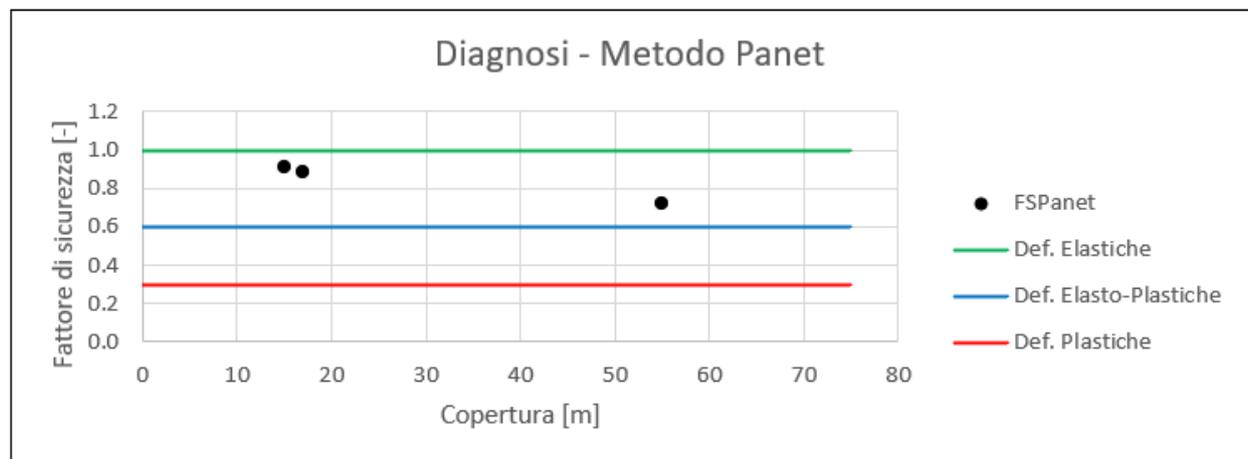
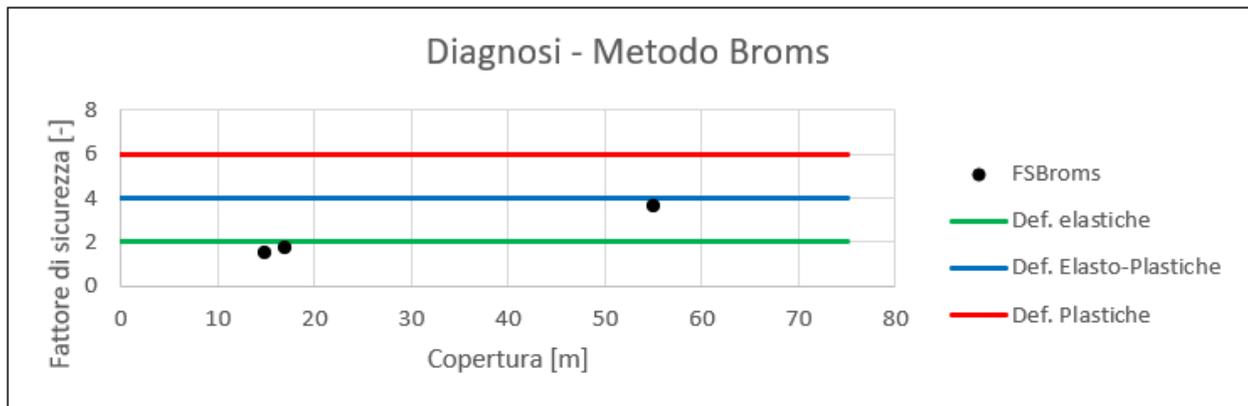
Sono state condotte analisi di stabilità del fronte di scavo con una copertura minima di 15/17m e copertura massima di 55m per la sezione tipo *Medium* considerando la stratigrafia riportata nel capitolo dell’inquadramento geotecnico.

Nel seguito sono riepilogati i risultati ottenuti in termini di fattore di sicurezza per i tre metodi considerati.

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo								
Analisi	Formazione	Copertura [m]	$D_{eq}$ [m]	$\gamma_{medio}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\varphi$ [°]	SF	Comportamento
Sez. Medium	MAI	55	5.6	25.0	186	38	1.974	B
Sez. Medium	MAI	17	5.6	25.0	97	47	2.283	A
Sez. Medium	MAI	15	5.6	25.0	97	47	1.564	B



ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Broms e Panet									
Analisi	Formazione	Copertura [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	GSI [-]	$\sigma_{ci}$ [MPa]	$m_i$	Stability Ratio	$\lambda_e$	Comportamento
Sez. Medium	MAI	55	25.0	35	38.8	8	3.61	0.72	B
Sez. Medium	MAI	17	25.0	35	38.8	8	1.73	0.89	A
Sez. Medium	MAI	15	25.0	35	38.8	8	1.52	0.91	A



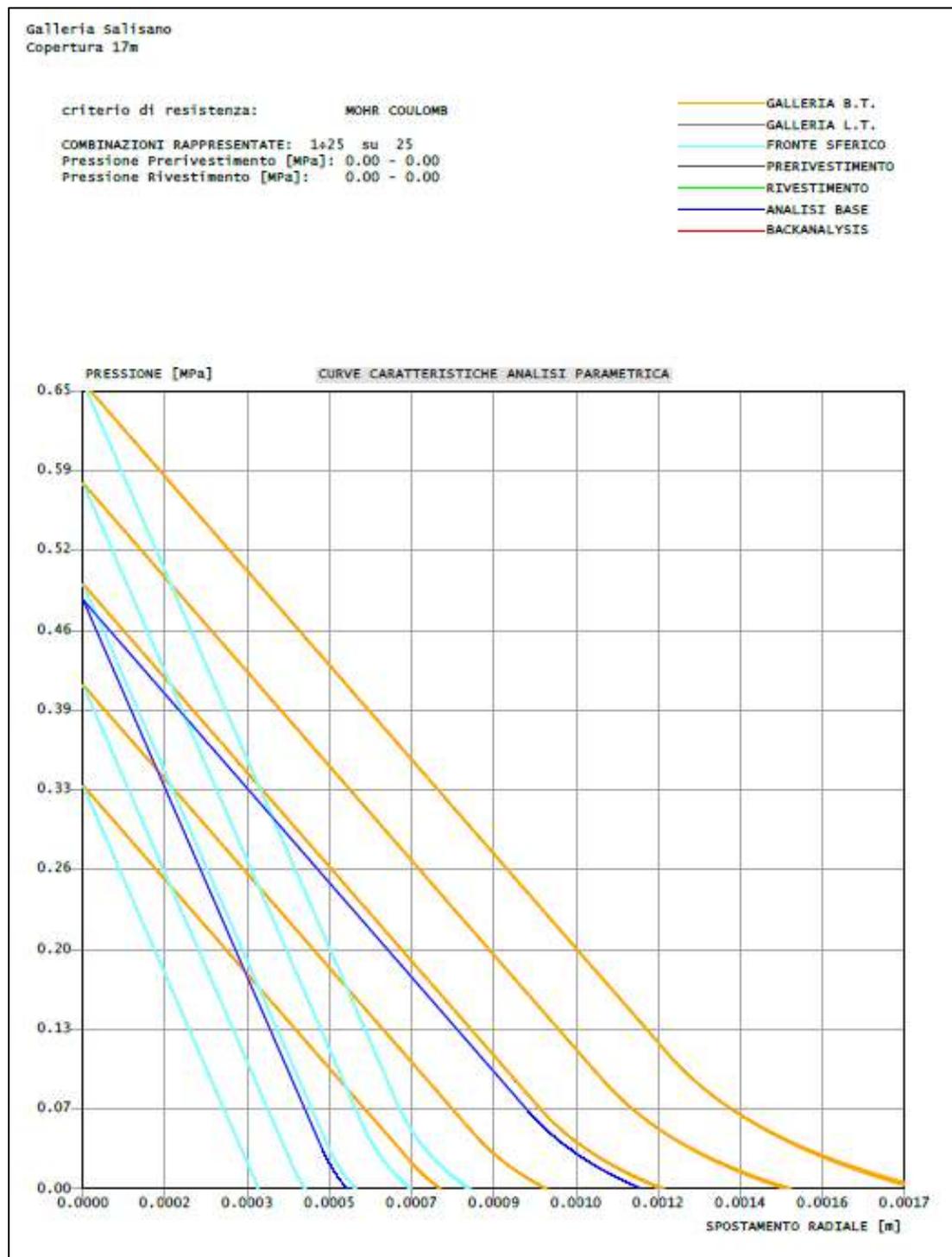
Come si nota dai grafici riportati, il metodo di Tamez mostra un comportamento del fronte di tipo instabile mentre quelli Panet e Broms (utilizzato con i dati derivanti dall’unità MAI) segnalano la presenza di un campo al più elasto-plastico.

### 7.3.2 Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche

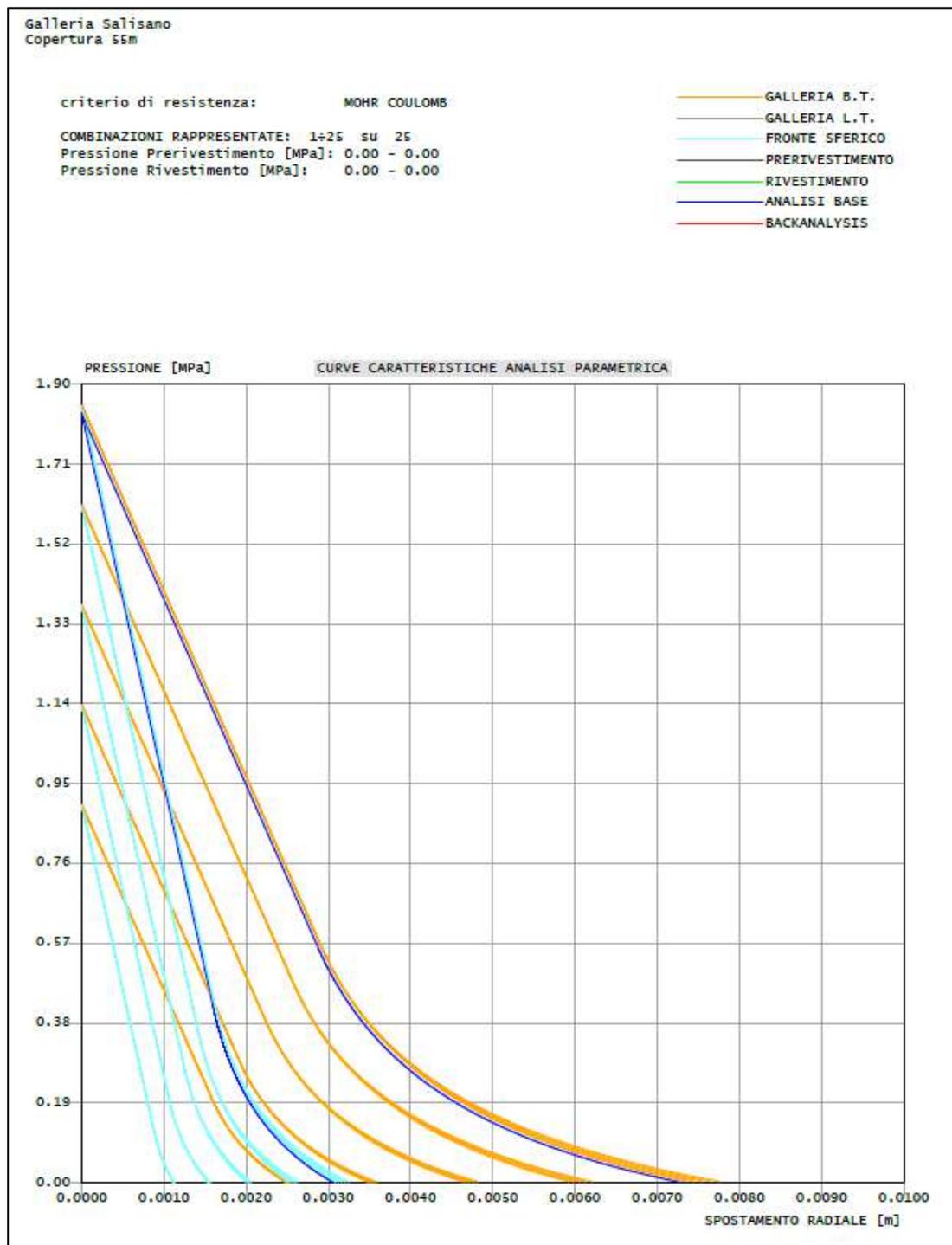
Si sono costruite le linee caratteristiche relative alle situazioni a diverso comportamento geomeccanico. Il loro andamento, calcolato sulla base dei parametri geomeccanici caratteristici dei materiali attraversati, è riportato nelle figure seguenti.

Nel seguito si presentano le analisi condotte considerando le caratteristiche della Formazione MAI presente lungo l’intera tratta della galleria. In particolare, è stata eseguita un’analisi parametrica facendo variare il valore di  $K_0$  (0.5-1.5) e della dilatanza ( $0^\circ$ - $5^\circ$ ).

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI DIAGNOSI																			
Sezione	C [m]	Formazione Geologica	$R_m$ [m]	H/D	$U_{rad}$ [cm]	$R_{pl}$ [m]	$R_{pl}/R_m$	$U_{Fronte}$ [cm]	$U_{Fronte}/R_m$	$R_{pl,Fronte}$ [m]	$R_{pl,Fronte}/R_m$	$S_0$ [Mpa]	$\varphi$ [°]	$c$ [Mpa]	$\sigma_c$ [MPa]	$P_c$ [MPa]	$\sigma_c / p_c$	Comportamento	
Medium	17	MAI	2.8	3.0	0.17	3.2	1.14	0.08	0.03%	2.9	1.04	0.66	47.0	0.10	0.49	0.07	6.9	A	
Medium	55	MAI	2.8	9.8	0.73	4.1	1.46	0.30	0.11%	3.3	1.18	1.83	38.0	0.19	0.76	0.42	1.8	A	



**Figura 7.9 – Metodo delle curve caratteristiche - analisi parametrica – copertura  
17m.**



**Figura 7.10 – Metodo delle curve caratteristiche - analisi parametrica – copertura  
55m.**

### *7.3.3 Considerazioni Conclusive*

Ai fini dello studio del comportamento dell’ammasso in fase di diagnosi si sono svolte analisi per un’altezza di copertura pari a 15/17m (zona di transizione tra comportamento di tipo profondo e superficiale) e 55m nella formazione di MAI. Alla luce delle analisi di stabilità si denota:

- Considerando il caso di galleria profonda (Copertura=17m) il comportamento dell’ammasso roccioso, per tutte le analisi svolte, risulta essere di tipo stabile.
- Considerando il caso di galleria superficiale (Copertura=15m) il comportamento risulta essere stabile a breve termine con il metodo di Tamez & Cornejo e stabile con i metodi proposti da Broms & Bennermark e Panet.
- Per alte coperture (Copertura=55m) il comportamento risulta essere stabile a breve termine con i metodi di Tamez & Cornejo, Broms & Bennermark e Panet mentre risulta essere di tipo stabile con il metodo Convergenza/Confinamento.

Da quanto discusso si ritiene opportuno, a favore di sicurezza, operare un confinamento delle pareti di scavo contrastando i fenomeni deformativi del cavo mediante l’utilizzo di sistemi di prerivestimento di adeguata rigidità per la seconda tratta del tracciato mediante una sezione tipo “*Medium*”; per la sezione di imbocco si è scelto di utilizzare una sezione tipo “*Hard*”.

## **7.4 Fase di terapia - Descrizione delle sezioni tipo**

Sulla base delle analisi condotte nella fase di diagnosi, si presentano gli aspetti che hanno guidato la definizione degli interventi, allo scopo di garantire condizioni di stabilità del fronte e del cavo. Si descrivono le sezioni tipo di avanzamento e i criteri di applicazioni delle sezioni.

### *7.4.1 Tipologie di intervento in fase costruttiva*

Nei capitoli precedenti sono stati definiti tre tipi di comportamento d'ammasso allo scavo che prevedono l'impiego di opportuni interventi scelti in base alle caratteristiche geotecniche/geomeccaniche dei terreni interessati dagli scavi, determinando così la scelta delle sezioni tipo più adatte.

**CASO A) fronte stabile – Sezione Light**

**CASO B) fronte stabile a breve termine – Sezione Medium**

**CASO C) fronte instabile – Sezione Hard e Hard 2 a/b**

#### 7.4.2 Sezione tipo d'avanzamento

Come anticipato per il collegamento alla vasca di carico di Salisano si ritiene opportuno operare un adeguato confinamento delle pareti dello scavo e contrastare i fenomeni deformativi del cavo mediante l'utilizzo di sistemi di prerivestimento di adeguata rigidità mediante sezioni tipo "Hard" e "Medium".

Di seguito è riportato un quadro sinottico degli interventi previsti:

##### Sez. Hard

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cmSB,28gg}$ [Mpa]
HEA240	1.5	1.5	30	25

CONSOLIDAMENTI AL FRONTE			
Tipo [-]	I [m]	L [m]	$L_{Sovrapposizione}$ [m]
VTR 40/60	1.5x1.5	18	12

CONSOLIDAMENTI CALOTTA			
Tipo [-]	I [cm]	L [m]	$L_{Sovrapposizione}$ [m]
Tubolari Acciaio	40	9.5	3.5

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco\ Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C32/40	70	60/120

Sez. Medium

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cmSB,28gg}$ [Mpa]
HEA160	1.5	1.5	20	25

CONSOLIDAMENTI IN CALOTTA		
Tipo [-]	I [m]	L [m]
SWELLEX MN24	1.25X1.5	3

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco\ Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C32/40	60	50

## **7.5 Individuazione delle sezioni di calcolo e verifica delle sezioni tipo di scavo**

### *7.5.1 Premessa*

Nei seguenti paragrafi sono riportati i risultati delle analisi numeriche che hanno permesso di investigare il regime tenso-deformativo nei rivestimenti strutturali previsti in progetto.

Questo è stato raggiunto tramite tre approcci differenti:

1. Stabilità del fronte
2. Metodo delle Linee Caratteristiche
3. Analisi agli elementi finiti

Le analisi di stabilità del fronte hanno consentito di cogliere le caratteristiche deformative del fronte in funzione della copertura e del materiale di scavo e quindi di predimensionare, qualora le analisi ne avessero evidenziato la necessità, gli interventi di preconsolidamento del fronte.

Il Metodo delle Linee Caratteristiche ha permesso di cogliere approssimativamente l’entità delle sollecitazioni e delle convergenze nel pririvestimento e nel rivestimento definitivo, rappresentando una fase di predimensionamento degli interventi di sostegno e di guidare le scelte circa le sezioni di galleria da sottoporre ad analisi più accurate.

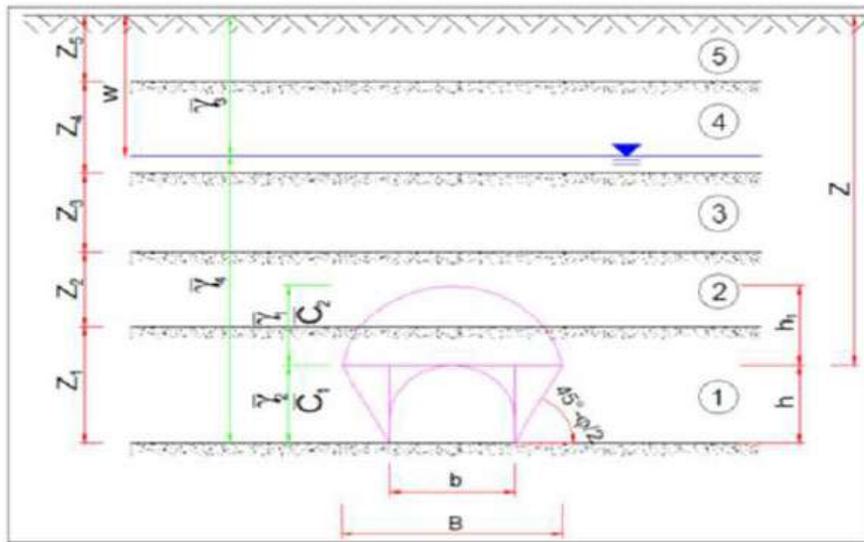
L’analisi agli elementi finiti, che verrà presentata nel capitolo successivo, ha permesso invece di indagare più dettagliatamente per le condizioni più rappresentative il regime tensionale e deformativo nelle strutture e nell’ammasso circostante, nelle principali fasi esecutive fino alla completa realizzazione dell’opera, consentendo quindi di valutare l’evoluzione del comportamento dell’opera nel breve, medio e lungo termine.

### 7.5.2 Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici

Nelle successive tabelle sono riportati i principali dati di input ed i risultati ottenuti per quanto riguarda le analisi di stabilità del fronte di scavo, effettuate in base alle formazioni incontrate lungo il tracciato della galleria alle differenti coperture in cui tali condizioni si presentano. Le analisi di terapia sono state svolte nei medesimi contesti geomeccanici utilizzati in fase di diagnosi.

Sez. Medium Copertura=15m

<b>METODO DI TAMEZ E CORNEJO</b>		
<b>SEZ: Galleria Salisano C=15m (Pressi Vasca di carico)</b>		
<b>TIPO DI GALLERIA</b>		
<b>Galleria Superficiale 3D&lt;Z</b>		
<b>Tipo Terreno</b>	<b>Terreno</b>	
<b>Presenza Falda</b>	<b>NO</b>	
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	<b>10</b>	
<b>W [m]</b>	<b>0</b>	
<b>DATI GEOMETRICI</b>		
<b>Z [m]</b>	<b>15.0</b>	Copertura sulla calotta
<b>W [m]</b>	<b>15.0</b>	Profondità sup. Piezometrica
<b>h [m]</b>	<b>4.5</b>	Altezza galleria
<b>b [m]</b>	<b>5.5</b>	Larghezza galleria
<b>a [m]</b>	<b>1.5</b>	Distanza fronte scavo rivestimento
<b>S [m<sup>2</sup>]</b>	<b>24.75</b>	Area galleria al fronte
<b>D<sub>eq</sub> [m]</b>	<b>5.61</b>	Diametro equivalente
<b>S<sub>NS</sub> [m<sup>2</sup>]</b>	<b>13.2</b>	Fascia di galleria non sostenuta
<b>q [kPa]</b>	<b>0.0</b>	Sovraccarico al P.C.

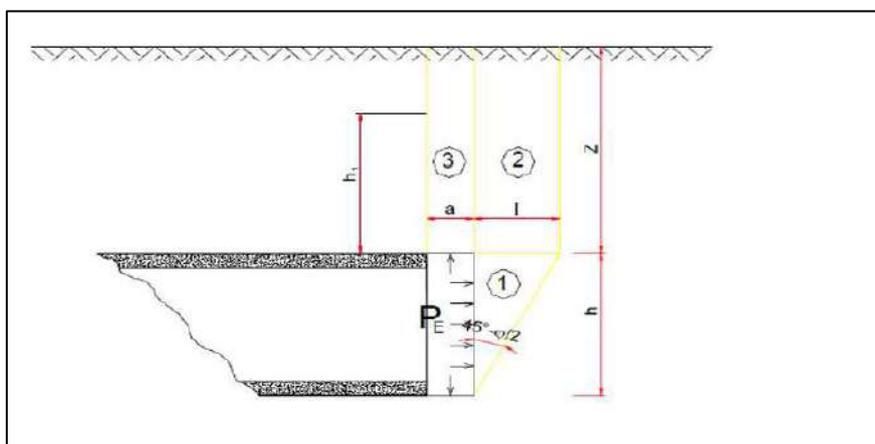


**DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI**

$\gamma_1$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la calotta (su h1)
$\gamma_2$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno da scavare (su h)
$\gamma_3$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra falda
$\gamma_4$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sotto falda
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	0	Peso dell'unità di volume d'acqua
$C_1$ [kPa]	97.0	Valore medio della coesione al fronte (su h)
$C_2$ [kPa]	97.0	Valore medio della coesione dalla calotta ad h1
$C_{2m}$ [kPa]	97.0	Valore medio della coesione dalla calotta a piano campagna
$\varphi_m$ [°]	47	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna
$\varphi$ [°]	47	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h1

**DATI GEOTECNICI DI PROGETTO**

$\gamma_H$ [-]	1	Coefficiente parziale di riduzione del materiale
$\varphi_{m,d}$ [°]	47	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna di progetto
$\varphi_d$ [°]	47	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h1 di progetto
$C_{1,d}$ [kPa]	97	Valore medio della coesione al fronte (su h) di progetto
$C_{2,d}$ [kPa]	97	Valore medio della coesione dalla calotta ad h1 di progetto
$k_0$ [-]	0.27	Coefficiente di spinta a riposo (0.75 per gallerie profonde)
$k_a$ [-]	0.16	Coefficiente di spinta attiva (compreso tra 0.5 e 1)
$k_p$ [-]	6.44	Coefficiente di spinta passiva (secondo Rankine)
$P_w$ [kPa]	0	Pressioni interstiziali in calotta



**DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE**

$\sigma_c$ [kPa]	492.50	Resistenza compressione monoassiale
f	1.269	
l [m]	1.77	
B [m]	9.05	
$h_1$ [m]	3.56	
$\tau_{m2}$ [kPa]	201.91	Tensione media tangenziale per il cuneo 2
$\tau_{m3}$ [kPa]	97.00	Tensione media tangenziale per il cuneo 3

**VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

FSF [-]	1.57	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
FSF <sub>3</sub> [-]	1.56	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
FSF <sub>min</sub> [-]	1.56	Fattore di sicurezza al fronte minimo

**Verifica Non Soddisfatta**

$P_{stab}$ [kPa]	81.05	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	81.75	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,max}$ [kPa]	<b>81.75</b>	Pressione equivalente da raggiungere per avere il fronte stabile

**ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA**

DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE

$\sigma_c$ [kPa]	492.50	Resistenza compressione monoassiale
f	1.269	
l [m]	1.77	
B [m]	9.05	
$h_1$ [m]	3.56	
$\tau_{m2}$ [kPa]	201.91	Tensione media tangenziale per il cuneo 2
$\tau_{m3}$ [kPa]	97.00	Tensione media tangenziale per il cuneo 3

**VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

FSF [-]	1.57	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
FSF <sub>3</sub> [-]	1.56	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
FSF <sub>min</sub> [-]	1.56	Fattore di sicurezza al fronte minimo

**Verifica Non Soddisfatta**

$P_{stab}$ [kPa]	81.05	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	81.75	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,max}$ [kPa]	<b>81.75</b>	Pressione equivalente da raggiungere per avere il fronte stabile

$a_{max}$  [m] 0.79 Massima lunghezza non sostenibile

$V_{a_{max}}$  [-] **Massima distanza non sostenuta non sufficiente**

**CHIODATURE AL FRONTE ED AL CAVO IN VTR O ACCIAIO**

Metodo I

	Fronte	Corona	
Tipo	VTR	Acciaio	Può Essere Acciaio o VTR
$n_{barre}$	0	7	Numero di barre
$d_{perf}$ [mm]	127	43	Diametro della perforazione
$d_{barra}$ [mm]	40	37	Diametro della barra
$A_{barra}$ [m <sup>2</sup> ]	0.0013	0.0011	Area trasversale della barra
$A_{inf}$ [m <sup>2</sup> /m]	2.25	3.75	Area influenza delle barre
$L_{eff}$ [m]	12	2.5	Lunghezza attiva
$L_{tot}$ [m]	14.00	3.0	Lunghezza totale
$\sigma_{adm,k}$ [MPa]	760	167.4	Tensione caratteristica a snervamento barra
$\gamma_{barra}$ [-]	1.05	1.05	Coefficiente di riduzione della resistenza della barra
$\sigma_{adm,d}$ [MPa]	723.8	159.4	Tensione di progetto a snervamento barra
$\tau_{adm1}$ [kPa]	85	-	Tensione tangenziale limite malta-terreno
$\tau_{adm2}$ [kPa]	400	-	Tensione tangenziale limite guaina-barra
$F_{sl}$ [-]	0.67	0.67	Efficienza della lunghezza attiva

$P_{E1}$ [kPa]	0.0	95.3	Pressione equivalente dovuta alla resistenza a trazione della barra
$P_{E2}$ [kPa]	0.0	#VALORE!	Pressione equivalente dovuta allo sfilamento malta-terreno
$P_{E3}$ [kPa]	0.0	#VALORE!	Pressione equivalente dovuta allo sfilamento guaina-barra
$P_{MIN}$ [kPa]	0.0	95.3	Pressione equivalente di calcolo
$P_{stab}$ [kPa]		95.3	Pressione equivalente di calcolo complessiva (Fronte+Calotta)
Tipo Metodo	I		Può essere metodo 1 o 2
OMBRELLATURA	NO		Può essere metodo SI o NO
$P_{stabVTR/A}$ [kPa]		95.3	Pressione equivalente del trattamento VTR/A

**VERIFICA CON INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

$P_{stab,max}$ [kPa]	81.05	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	81.75	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,int}$ [kPa]	95.26	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3,int}$ [kPa]	95.26	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3

**Entrambe le Verifiche Soddisfatte**

Sez. Medium Copertura=55m

**METODO DI TAMEZ E CORNEJO**

SEZ: Galleria Salisano C=55m (Copertura Massima)

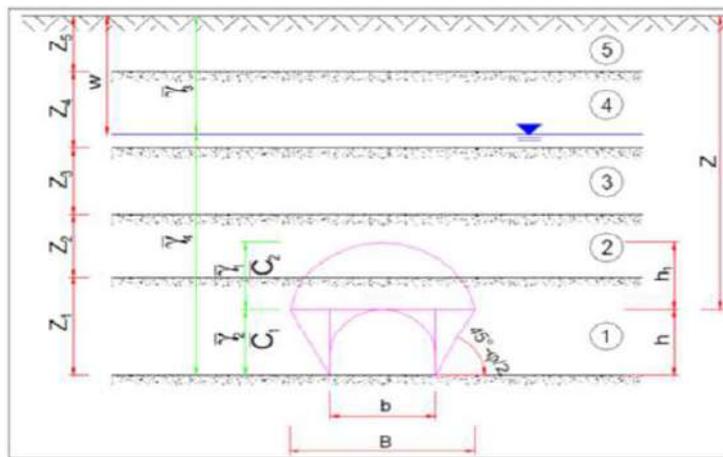
TIPO DI GALLERIA

Galleria Profonda 3D>Z

Tipo Terreno	Terreno
Presenza Falda	NO
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	10
W [m]	0

DATI GEOMETRICI

Z [m]	55.0	Copertura sulla calotta
W [m]	55.0	Profondità sup. Piezometrica
h [m]	4.5	Altezza galleria
b [m]	5.5	Larghezza galleria
a [m]	1.5	Distanza fronte scavo rivestimento
S [m <sup>2</sup> ]	24.75	Area galleria al fronte
D <sub>eq</sub> [m]	5.61	Diametro equivalente
S <sub>NS</sub> [m <sup>2</sup> ]	13.2	Fascia di galleria non sostenuta
q [kPa]	0.0	Sovraccarico al P.C.

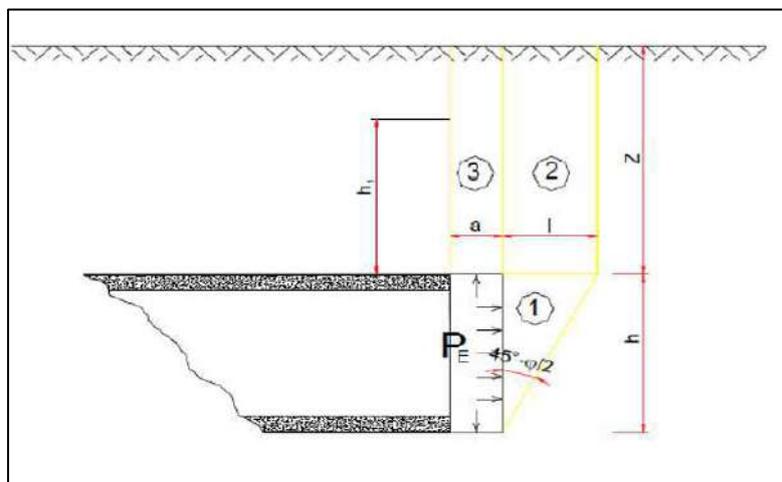


**DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI**

$\gamma_1$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la calotta (su h I)
$\gamma_2$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno da scavare (su h)
$\gamma_3$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra falda
$\gamma_4$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sotto falda
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	0	Peso dell'unità di volume d'acqua
$C_1$ [kPa]	186.0	Valore medio della coesione al fronte (su h)
$C_2$ [kPa]	186.0	Valore medio della coesione dalla calotta ad h I
$C_{2m}$ [kPa]	186.0	Valore medio della coesione dalla calotta a piano campagna
$\varphi_m$ [°]	38	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna
$\varphi$ [°]	38	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h I

**DATI GEOTECNICI DI PROGETTO**

$\gamma_M$ [-]	1	Coefficiente parziale di riduzione del materiale
$\varphi_{m,d}$ [°]	38	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna di progetto
$\varphi_d$ [°]	38	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h I di progetto
$C_{1,d}$ [kPa]	186	Valore medio della coesione al fronte (su h) di progetto
$C_{2,d}$ [kPa]	186	Valore medio della coesione dalla calotta ad h I di progetto
$k_0$ [-]	0.75	Coefficiente di spinta a riposo (0.75 per gallerie profonde)
$k_a$ [-]	0.24	Coefficiente di spinta attiva (compreso tra 0.5 e 1)
$k_p$ [-]	4.20	Coefficiente di spinta passiva (secondo Rankine)
$P_w$ [kPa]	0	Pressioni interstiziali in calotta



**ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA**

**DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE**

$\sigma_c$ [kPa]	762.71	Resistenza compressione monoassiale
f	1.025	
l [m]	2.19	
B [m]	9.89	
$h_1$ [m]	4.82	
$\tau_{m2}$ [kPa]	1121.54	Tensione media tangenziale per il cuneo 2
$\tau_{m3}$ [kPa]	431.01	Tensione media tangenziale per il cuneo 3

**VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

FSF [-]	1.97	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
FSF <sub>3</sub> [-]	2.57	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
FSF <sub>min</sub> [-]	1.97	Fattore di sicurezza al fronte minimo

**Verifica Non Soddisfatta**

P <sub>stab</sub> [kPa]	17.99	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
P <sub>stab,3</sub> [kPa]	-388.99	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
P <sub>stab,max</sub> [kPa]	<b>17.99</b>	Pressione equivalente da raggiungere per avere il fronte stabile
$a_{max}$ [m]	1.59	Massima lunghezza non sostenibile

**V<sub>a,max</sub> [-] Massima distanza non sostenuta sufficiente**

**PARAMETRI DEL CONSOLIDAMENTO**

Tipo intervento **VTR/A** Può Essere VTR/A o JET

**CHIODATURE AL FRONTE ED AL CAVO IN VTR O ACCIAIO**

**Metodo I**

	<b>Fronte</b>	<b>Corona</b>	
Tipo	VTR	Acciaio	Può Essere Acciaio o VTR
$n_{barre}$	0	7	Numero di barre
$d_{perf}$ [mm]	127	43	Diametro della perforazione
$d_{barra}$ [mm]	40	37	Diametro della barra
$A_{barra}$ [m <sup>2</sup> ]	0.0013	0.0011	Area trasversale della barra
$A_{inf}$ [m <sup>2</sup> /m]	2.25	3.75	Area influenza delle barre
$L_{eff}$ [m]	12	2.5	Lunghezza attiva
$L_{tot}$ [m]	15.00	3.0	Lunghezza totale
$\sigma_{adm,k}$ [MPa]	760	167.4	Tensione caratteristica a snervamento barra
$\gamma_{barra}$ [-]	1.05	1.05	Coefficiente di riduzione della resistenza della barra
$\sigma_{adm,d}$ [MPa]	723.8	159.4	Tensione di progetto a snervamento barra
$\tau_{adm1}$ [kPa]	85	-	Tensione tangenziale limite malta-terreno
$\tau_{adm2}$ [kPa]	400	-	Tensione tangenziale limite guaina-barra
$F_{sl}$ [-]	0.67	0.67	Efficienza della lunghezza attiva

$P_{E1}$ [kPa]	0.0	95.3	Pressione equivalente dovuta alla resistenza a trazione della barra
$P_{E2}$ [kPa]	0.0	#VALORE!	Pressione equivalente dovuta allo sfilamento malta-terreno
$P_{E3}$ [kPa]	0.0	#VALORE!	Pressione equivalente dovuta allo sfilamento guaina-barra
$P_{MIN}$ [kPa]	0.0	95.3	Pressione equivalente di calcolo
$P_{stab}$ [kPa]		95.3	Pressione equivalente di calcolo complessiva (Fronte+Calotta)
Tipo Metodo	I		Può essere metodo 1 o 2
OMBRELLATURA	NO		Può essere metodo SI o NO
$P_{stabVTR/A}$ [kPa]		95.3	Pressione equivalente del trattamento VTR/A

**VERIFICA CON INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

$P_{stab,max}$ [kPa]	17.99	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	-388.99	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,int}$ [kPa]	95.26	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab3,int}$ [kPa]	95.26	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3

**Entrambe le Verifiche Soddisfatte**

### *7.5.3 Verifica con il metodo delle curve caratteristiche*

Non sono state eseguite analisi con il metodo delle curve caratteristiche in quanto i risultati in fase di diagnosi hanno evidenziato un comportamento di tipo stabile dell’ammasso roccioso.

#### *7.5.4 Considerazioni conclusive*

Le analisi di terapia condotte mostrano buoni fattori di sicurezza con la messa in opera degli interventi di progetto nel contesto geomeccanico di riferimento.

Si sottolinea che, viste le coperture prese in considerazione, andrà sempre previsto un adeguato sistema di controllo e monitoraggio dei priverestimenti al fine di valutare i tassi di lavoro effettivi ed il mantenimento degli adeguati margini di sicurezza richiesti delle caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati oltre che un campo prove per valutare l’efficacia degli interventi di consolidazione del terreno.

## **7.6 Verifiche con metodi numerici agli elementi finiti**

Nei seguenti paragrafi verranno descritti i modelli di calcolo impiegati per il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivo. In particolare, è stata svolta la sola analisi numerica per la sezione di tipo "Medium" per alti valori di copertura (per massimizzare le sollecitazioni).

Al fine di definire le condizioni di carico sui rivestimenti (di prima fase e definitivi), è stato fatto ricorso alla modellazione numerica bidimensionale, condotta impiegando il codice di calcolo *Midas GTS Nx*. In particolare, le modellazioni numeriche effettuate hanno permesso di simulare in maniera approfondita la complessità dell’interazione terreno-struttura. La simulazione dello scavo nelle sue fasi, cercando di rappresentare in maniera più fedele possibile la progressione, permette la definizione del comportamento dell’ammasso e dei carichi sui rivestimenti di prima fase e della distanza di applicazione dal fronte. Il rivestimento definitivo viene posto in opera alla distanza di progetto, gravandosi del carico residuo di sua competenza e del carico che risultava gravante sul sostegno di prima fase, considerato cautelativamente non più resistente nel lungo termine. Di seguito è riportato un quadro sinottico delle sezioni analizzate:

Analisi	Sezione	Formazione	Cop [m]
I	Medium	MAI	55

### *7.6.1 Condizioni idrogeologiche*

La relazione geologica indica che nella zona in esame l’opera non interferisce con la falda sotterranea.

### 7.6.2 Modellazione dell’ammasso, dei terreni e degli elementi strutturali

#### **Parametri geotecnici dell’ammasso e del terreno**

Il modello adottato per l’ammasso e per i terreni è quello di Mohr-Coulomb (linearizzato agli intervalli di interesse); nel seguito verranno riportati i parametri di calcolo adottati.

Stratigrafia di calcolo		C	$\gamma$	$c'_k$	$\phi'_k$	$Cu_k$	E'	$k_0$
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
MAI	>0	55	25	186	38	-	1485	0.5-1.0-1.5

Per l’unità (MAI) è stata effettuata un’analisi parametrica considerando  $K_0=0.5 - 1.0 - 1.5$ .

#### **Modellazione rivestimenti preliminari e definitivi**

Il rivestimento definitivo è stato modellato come un materiale elastico lineare. Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell’elasticità isotropa lineare e richiede due parametri di rigidezza elastici, che sono il modulo di Young E, ed il coefficiente di Poisson  $\nu$ , pari a  $E=30$  GPa e  $\nu=0.2$ .

Per quanto riguarda i rivestimenti di prima fase si è provveduto ad omogenizzare le centine e lo spritz – beton secondo la formulazione proposta nei paragrafi precedenti.

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle caratteristiche dei rivestimenti per le diverse sezioni analizzate:

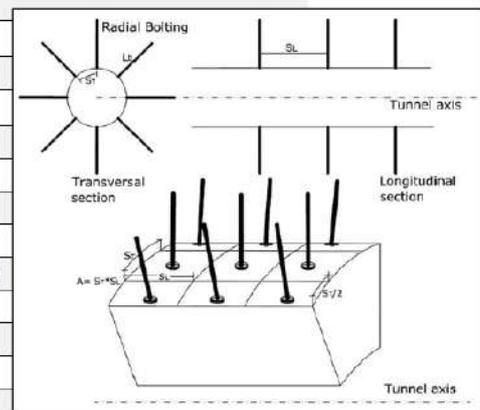
Sezione	CLS Spritz Beton	$E_{SPRITZ}$ [GPa]	$S_{SPRITZ}$ [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	$N_{CEN}$	$E_{CEN}$ [GPa]	$E_{omog}$ [GPa]	$s_{omog}$ [cm]
Medium	25/30	10.4	25	HEA160	S355	1.5	1	210	12.6	25

## Modellazione delle chiodature

Per tener conto delle chiodature in calotta si sono modellati degli elementi tipo "Truss". Di seguito è riportato il predimensionamento delle chiodature secondo le indicazioni fornite da *Osgui & Unal [2009]*:

### DATI

Cop	55.0	m	Copertura
A	25.0	m <sup>2</sup>	Area della sezione da scavare
r <sub>eq</sub>	2.8	m	Raggio equivalente della sezione
γ	25.0	kN/m <sup>3</sup>	Peso per unità di volume dell'ammasso roccioso
σ <sub>ci</sub>	56.9	MPa	Resistenza a compressione uniaxiale materiale roccioso
σ <sub>cm</sub>	0.760	MPa	Resistenza a compressione uniaxiale ammasso roccioso
GSI	35	-	Geological Strength Index
φ	49	°	Angolo di resistenza a taglio Ammasso Roccioso
k <sub>p</sub>	7.2	-	Inclinazione del criterio di resistenza sul piano principale delle tensioni
k <sub>0</sub>	1	-	Coefficiente di spinta a riposo
D	0.7	-	Fattore di disturbo dovuto alla tecnica di scavo
C <sub>s</sub>	1.1	-	Fattore di correlazione delle tensioni
P <sub>0</sub>	1446	kPa	Pressione isotropa in situ
σ <sub>cm</sub> / P <sub>0</sub>	0.526	-	Rapporto resistenza stato tensionale in situ
S <sub>q</sub>	1	-	Fattore correttivo per rocce spingenti
S <sub>r</sub>	0.8	-	Fattore di caduta di resistenza
σ <sub>cr</sub>	45.5	MPa	Resistenza a compressione uniaxiale materiale roccioso di post-placco



### DATI CHIODATURE

d	38.0	mm	Diametro della chiodatura
C <sub>b</sub>	220.0	kN	Carico di snervamento del chiodo
λ	0.6	-	Coefficiente di attrito laterale Malta/Terreno

### RISULTATI

k <sub>p</sub> <sup>*</sup>	8.0	-	Inclinazione del criterio di resistenza sul piano principale delle tensioni modificato per effetto della chiodatura
C <sub>0</sub> <sup>*</sup>	0.852	kPa	Resistenza a compressione uniaxiale materiale roccioso modificata per effetto della chiodatura
φ <sup>*</sup>	51.1	°	Angolo di resistenza a taglio Ammasso Roccioso modificato per effetto della chiodatura
h	5.3	m	Altezza blocco instabile
P	0.13	MPa	Pressione del blocco instabile
β	0.12	-	Coefficiente di densità dei chiodi
S <sub>s</sub>	1.29	m	Spaziatura minima dei chiodi
S <sub>L</sub>	1.25	m	Spaziatura Longitudinale
S <sub>T</sub>	1.50	m	Spaziatura Trasversale
r <sub>PB</sub> <sup>*</sup>	3.40	m	Raggio plastico derivante dall'analisi Convergenza/Confinamento con i parametri di resistenza modificati
a	0.50	-	Compreso tra 0.5 e 0.75
L <sub>B</sub>	1.2	m	Lunghezza minima dei chiodi
L <sub>B</sub>	3.0	m	Lunghezza dei chiodi adottata

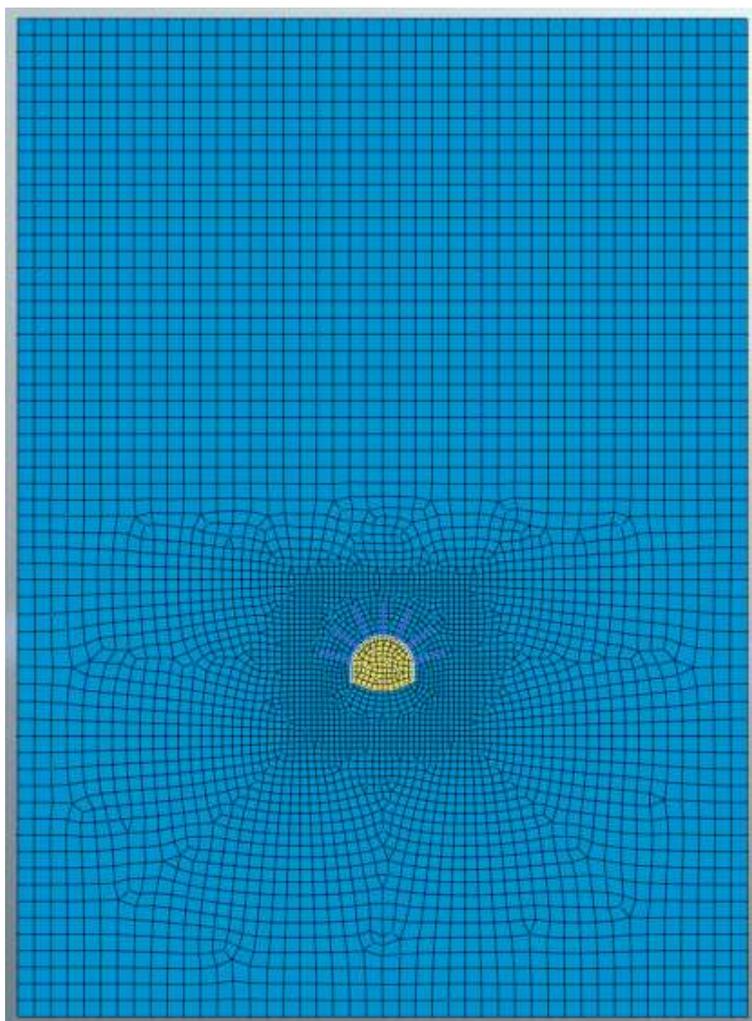
Si è scelto di utilizzare delle chiodature di tipo “Swellex MN24” con passo trasversale di 1.25m, passo longitudinale di 1.5m di lunghezza 3m.

### 7.6.3 Modelli di calcolo

#### 7.6.3.1 Sezione tipo Medium

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione.

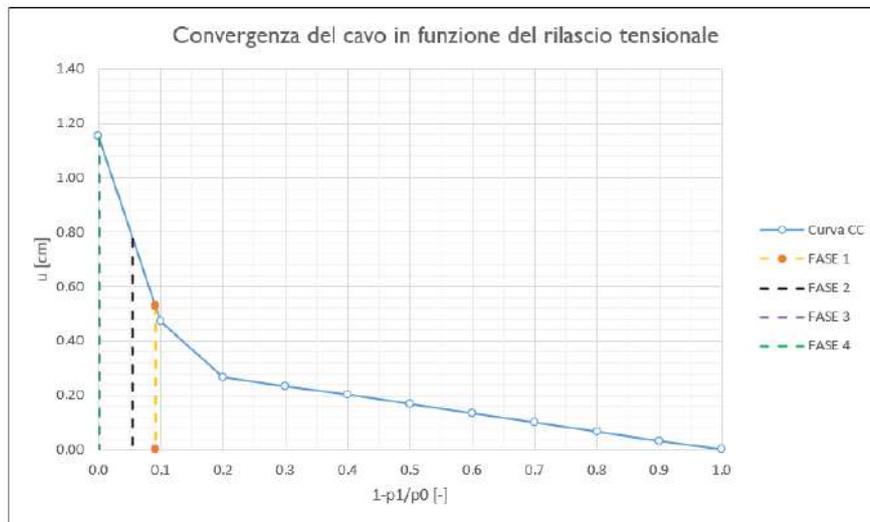
Stratigrafia di calcolo		C	$\gamma$	$c'_k$	$\varphi'_k$	$Cu_k$	E'	$k_0$
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
MAI	>0	55	25	186	38	-	1485	0.5-1.0-1.5



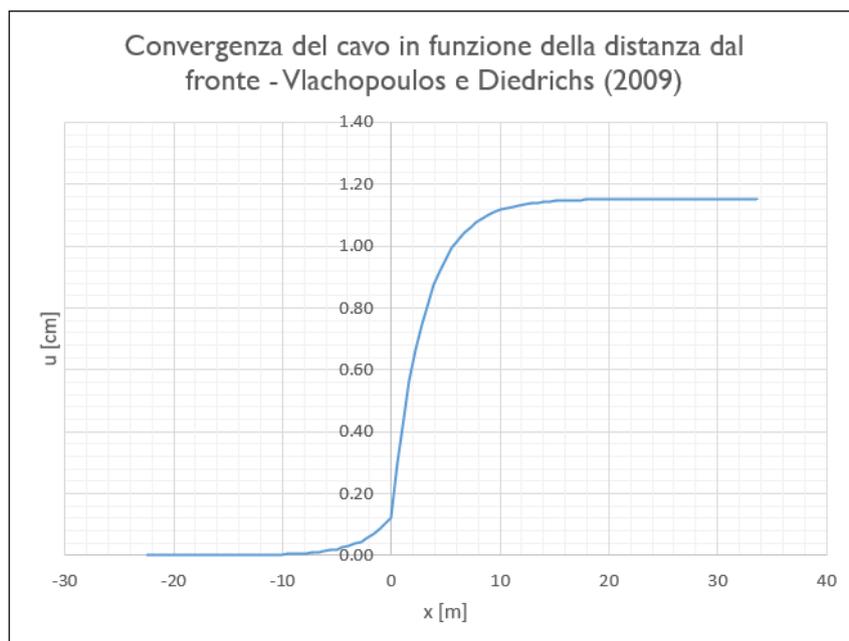
**Figura 7.11 – Mesh di calcolo**

**Fasi e percentuali di rilascio**

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica.



**Figura 7.12 – Curva caratteristica di convergenza numerica**



**Figura 7.13 – Spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte**

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

<b>TABELLA DELLE FASI</b>					
<b>FASE</b>	<b>INTERVENTO</b>	<b>Distanza di installazione dal fronte [m]</b>	<b><math>u_{conv}</math> [cm]</b>	<b><math>\lambda</math> [-]</b>	<b>Rilascio [%]</b>
FASE 1	Installazione Chiodature	1.5	0.53	0.092	91%
FASE 2	Installazione rivestimento di prima fase	3	0.77	0.056	94%
FASE 3	Installazione arco rovescio	15	1.15	0.001	100%
FASE 4	Installazione murette più calotta	15	1.15	0.001	100%
FASE 5	Lungo Termine	-	-	0.000	100%
FASE 6	Condizioni sismiche	-	-	0.000	100%

### ***Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico***

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a  $VR = VN \times Cu = 200.0$  anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T^*_C$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

- $a_g$  è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- $S_s$  è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici  $F_0$  e  $a_g/g$  (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);

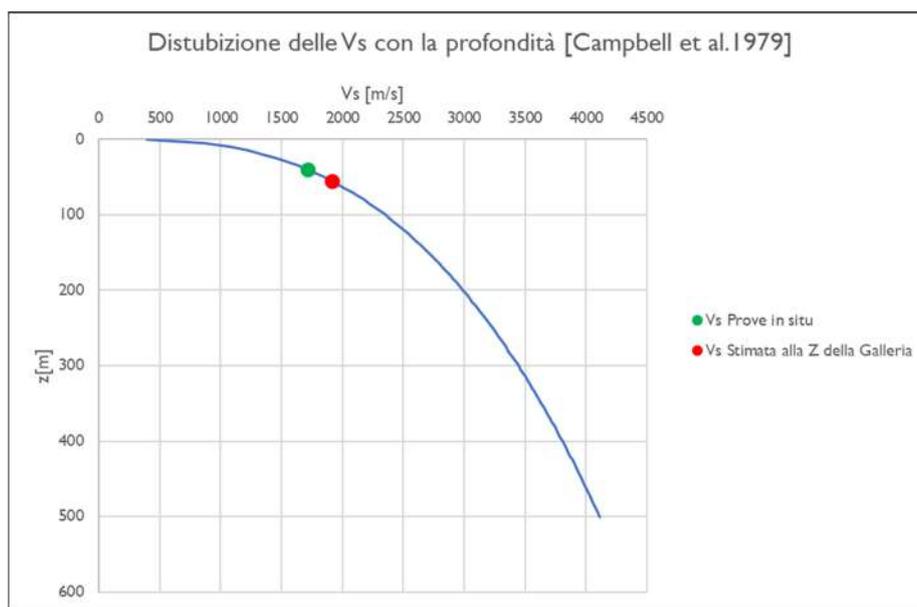
- $S_T$  è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2008).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere sono riassunti nella seguente tabella:

Azione Sismica

Lat.	42.26103	°	
Long.	12.74663	°	
Cat. Topografica	-		
Cat. Sottosuolo	-		
$C_u$	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$V_N$	100	anni	Vita nominale
$a_{g0}$	0.239	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	I	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$a_{max}$	0.239	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

La valutazione della  $V_s$  alla profondità della galleria è stata effettuata tarando il parametro “a” della formulazione proposta da Campbell et Al. [1979] sulla base delle  $V_s$  ricavate a profondità minori dalle prove geofisiche (SSR1 e SSR2).



La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un'analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti di seguito riportata.

**Dati Geometria**

D	5.6	m	Diametro galleria
R	55	m	Ricoprimento

**Dati Rivestimento definitivo**

t	0.6	m	Spessore rivestimento
R <sub>ck,k</sub>	30	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo

**Dati Terreno**

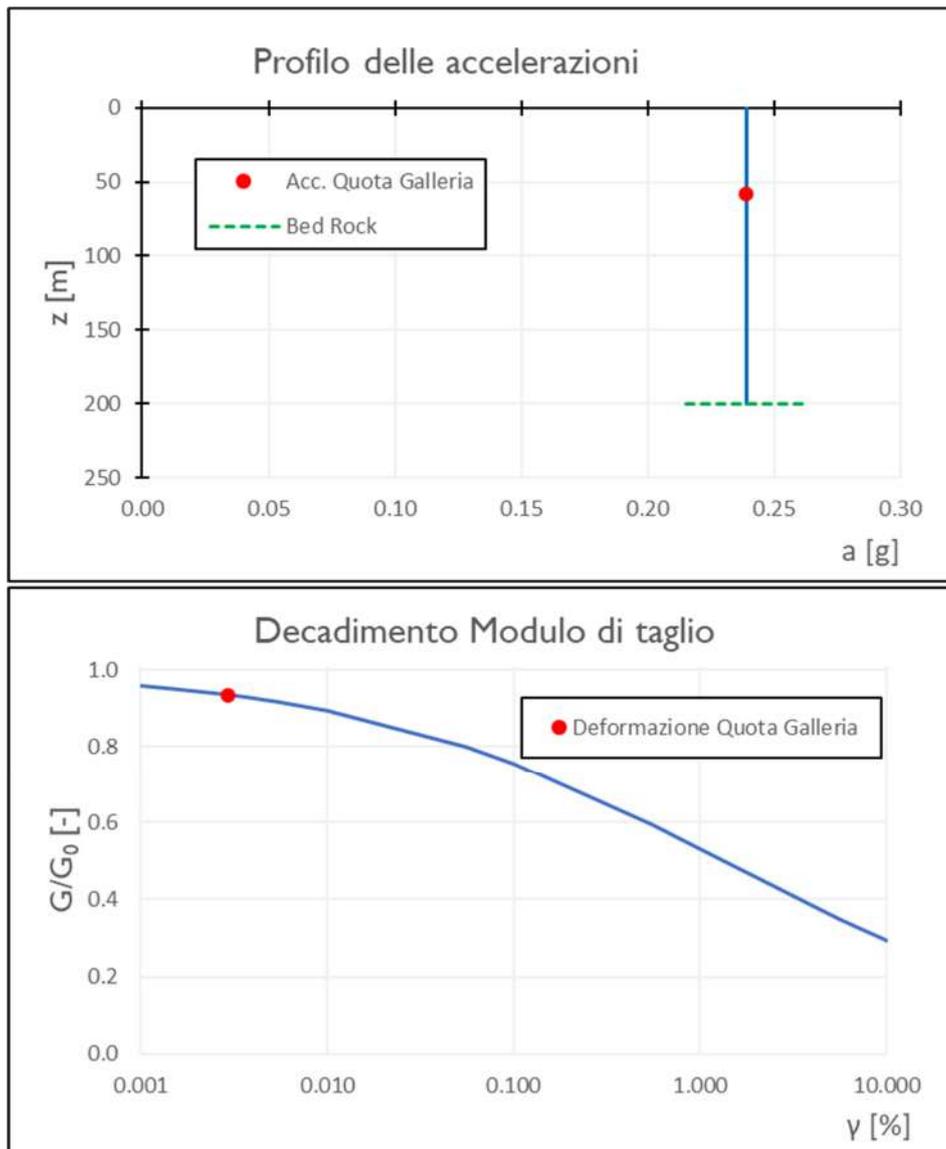
Tipo Terreno	<b>Roccia</b>	Model Sigmodal 3, a=1 b=-1 x=0.12 [Schnabel (1973)]	
ρ <sub>b</sub>	2600	kg/m <sup>3</sup>	Densità media del banco
H <sub>b</sub>	200	m	Altezza del banco
V <sub>s,b</sub>	2225.225	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco

**Azione Sismica**

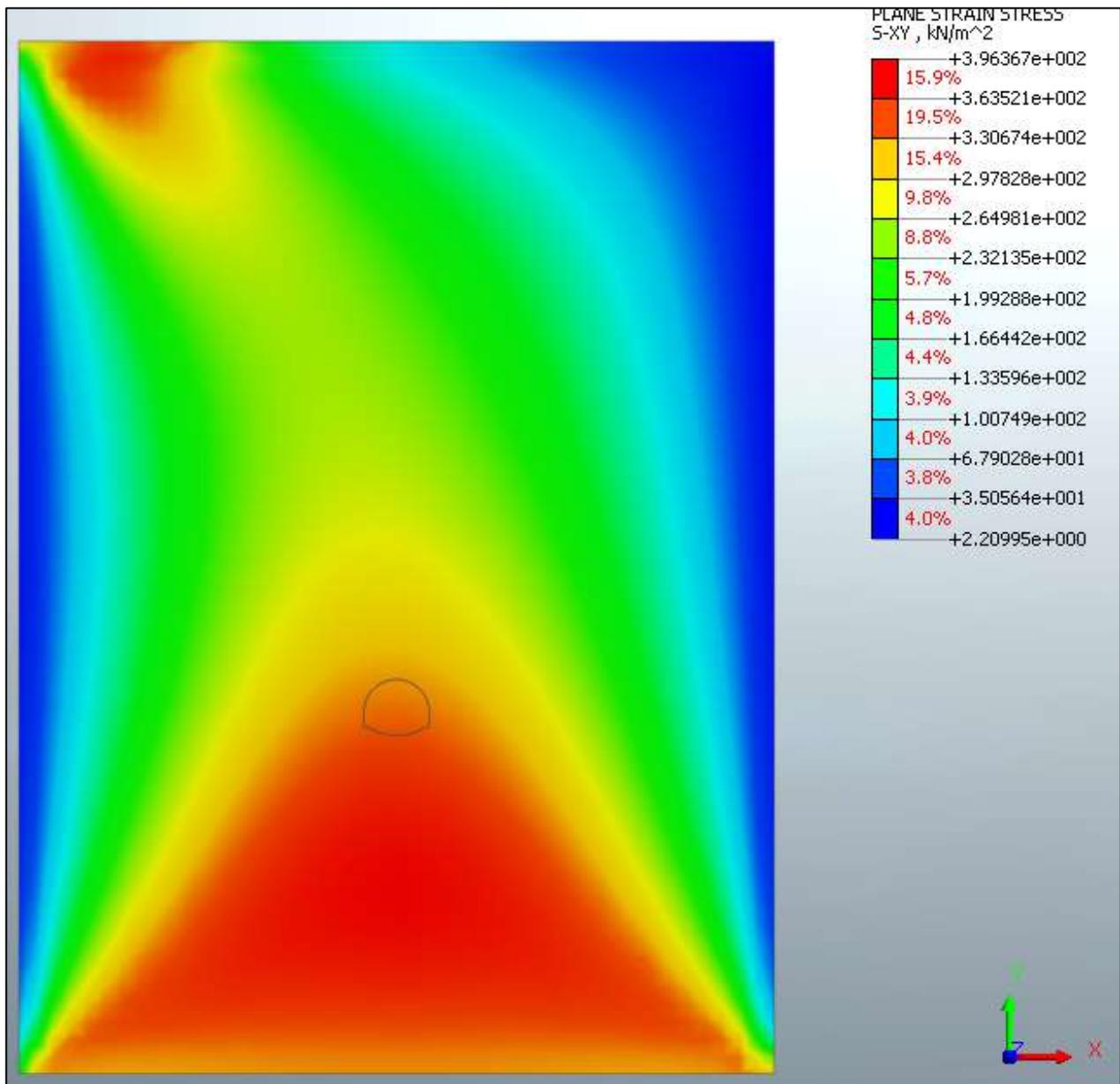
Lat.	42.26103	°	
Long.	12.74663	°	
Cat. Topografica	-		
Cat. Sottosuolo	-		
C <sub>u</sub>	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
V <sub>N</sub>	100	anni	Vita nominale
a <sub>g0</sub>	0.239	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	I	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
a <sub>max</sub>	0.239	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

**Risultati**

Metodo Utilizzato	PSI	Profilo delle accelerazioni Sinusoidale con la profondità	
a <sub>gall</sub>	0.239	g	Accelerazione quota galleria
τ <sub>gall</sub>	352.3	kPa	Tensione tangenziale quota galleria
γ <sub>gall</sub>	0.003	%	Distorsione quota galleria
G	12027.2	MPa	Modulo di taglio abbattuto
E	28865.3	MPa	Modulo di Young abbattuto



Partendo dai risultati dell’analisi di RSL semplificata, è stato tarato il modello FEM in assenza di cavo affinché restituisca una tensione tangenziale pari circa a 352kPa deformando la *mesh* per taglio puro. In tali analisi sono state assegnate all’ammasso roccioso le caratteristiche elastiche abbattute così come indicato dalla curva di decadimento del modulo di taglio sopra riportata.



**Figura 7.14 – Taratura del modello di calcolo**

## 7.7 Risultati delle analisi numeriche e verifiche

Nel presente capitolo sono riportati i risultati delle analisi numeriche in termini deformativi e tensionali, in particolari mostrando le deformazioni del cavo e dei priverivestimenti, e i valori massimi e le verifiche tensionali delle sezioni più sollecitate dei rivestimenti provvisori e definitivi. Le metodologie di verifica, secondo la normativa adottata, sono riepilogate nei seguenti paragrafi.

### 7.7.1 *Modalità di verifica*

#### 7.7.1.1 Verifiche del rivestimento di prima fase

Per le verifiche tensionali relative ai rivestimenti di prima fase vengono utilizzate le sollecitazioni calcolate durante gli step di calcolo effettuati nei modelli numerici, assumendo un diverso valore di modulo elastico per lo spritz beton a seconda della maturazione dello stesso. Il fattore di omogeneizzazione tra acciaio e spritz beton è stato assunto pari al reale rapporto tra i moduli elastici dei materiali: risulta quindi variabile in funzione della maturazione del calcestruzzo.

In particolare, il diagramma relativo al priverivestimento viene costruito considerando una sezione in calcestruzzo armato di spessore pari allo spessore di spritz beton e un’armatura pari all’area delle ali della centina (AFTES “Recommendations for the Design of sprayed concrete for underground” – 09/11/2000)

Secondo la normativa adottata, le verifiche sono soddisfatte se:

$$\sigma_c \leq \sigma_{amm}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{amm}$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglienti, si assume in via cautelativa che queste devono essere affidate unicamente alle anime delle centine ( $A_{tw}$ ), senza alcun contributo da parte dello spritz-beton.

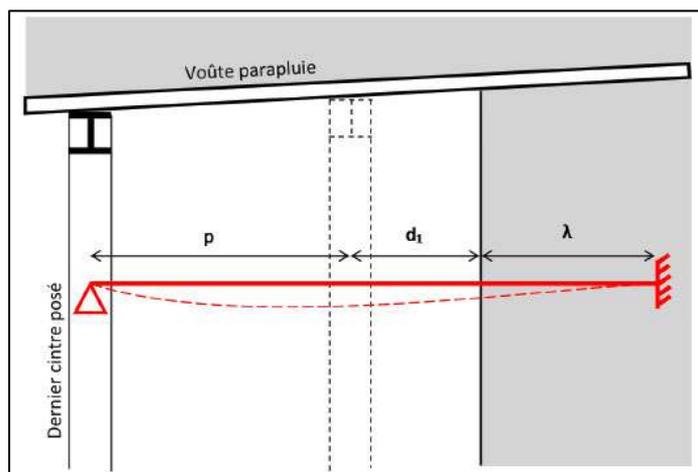
La verifica verrà quindi fatta valutando che la  $\tau$  dovuta all’azione di taglio sia inferiore al valore ammissibile.

$$\tau = T / A_{tw} \leq \tau_{amm}$$

### 7.7.1.2 Verifiche degli infilaggi

In condizioni di scarse coperture l'effetto arco al di sopra della galleria non viene a generarsi in maniera completa, e risulta necessario crearlo artificialmente mediante la realizzazione di interventi di presostegno al contorno. In tale maniera è possibile migliorare le condizioni di stabilità del cavo, in particolare nella fase maggiormente critica al termine dello sfondo, prima della messa in opera delle centine.

Gli schemi di calcolo che meglio approssimano il comportamento degli infilaggi sono mostrati nella figura seguente.



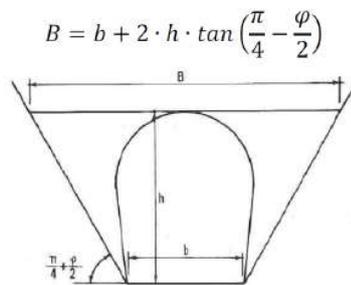
**Figura 7.15 – Schema statico considerato per la verifica degli infilaggi**

Lo schema statico utilizzato per la verifica degli infilaggi prevede vincoli di appoggio ed incastro alle estremità. La luce di calcolo è pari alla somma del passo delle centine, del tratto di galleria non sostenuta  $d_1$  (distanza tra la posizione della centina non ancora collocata ed il fronte di scavo) e di una distanza fittizia  $\lambda$  dell'appoggio oltre il fronte, che tiene in conto del degradamento delle caratteristiche di resistenza del nucleo di scavo in prossimità del fronte, comportando l'arretramento del vincolo di incastro.

Il carico agente sul singolo tubo è stato determinato utilizzando la formula di Terzaghi che permette di determinare la pressione agente sugli infilaggi:

$$p_v = \frac{\gamma b - 2c}{2 \cdot \tan(\varphi)}$$

Dove:



**Figura 7.16 – Schema per il calcolo della pressione**

Il carico da applicare su ogni singolo infilaggio corrisponde al 50% di  $p_v$  (Peila&Oggeri, 2006) moltiplicato per l'interasse tra i tubi di infilaggio.

Le sollecitazioni di progetto sono quindi i valori maggiori derivanti dai due schemi di calcolo:

$$M_{Ek} = \frac{pl^2}{8}$$

$$V_{Ek} = 5 \frac{pl}{8}$$

Determinato il carico e la sollecitazione vengono calcolate le sollecitazioni di flessione e taglio e le tensioni normali e tangenziali. Successivamente sono state condotte le seguenti verifiche:

SLU

- Per la verifica a flessione:  $M_{ed} < M_{rd}$

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0$$

- Per la verifica a taglio:

SLE

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$$

### 7.7.1.3 Verifiche del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato

I rivestimenti definitivi della galleria naturale sono realizzati in calcestruzzo armato ordinario, con conglomerato cementizio di classe  $R_{ck}=30$  MPa e barre di tipo B450 C ad aderenza migliorata. Le verifiche a pressoflessione e a taglio vengono svolte utilizzando le sollecitazioni ricavate dai beam inseriti in corrispondenza della mezzeria della struttura.

#### 4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  di cui al § 4.1.2.1.2.

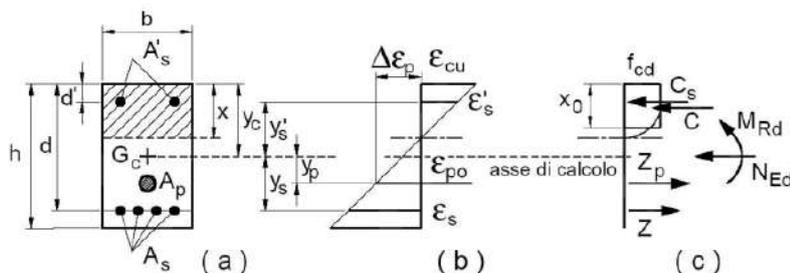


Fig. 4.1.4 – Sezione pressoinflessa

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

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

$N_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

$M_{Ed}$  è il valore di progetto del momento di domanda;

$\mu_{\phi}$  è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$\mu_{Ed}$  è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

**4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un’armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E’ consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all’elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

$f_{ck}$  espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l’altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{bd} + d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$  [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in calcestruzzo armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a  $f_{ctd}$ ) la resistenza di progetto può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad [4.1.24]$$

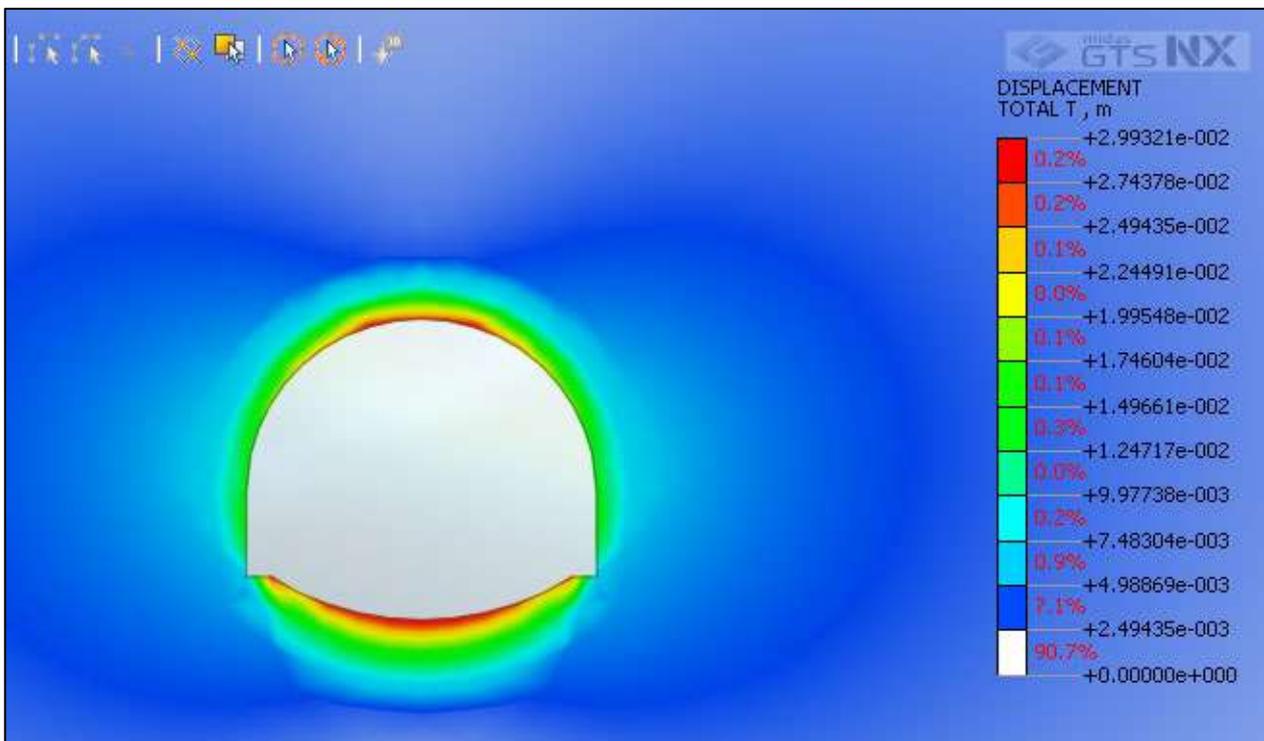
In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all’inclinazione delle fessure rispetto all’asse della trave, inclinazione assunta pari a 45°. In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull’appoggio.

## 7.7.2 Sezione Tipo Medium (Copertura 55m)

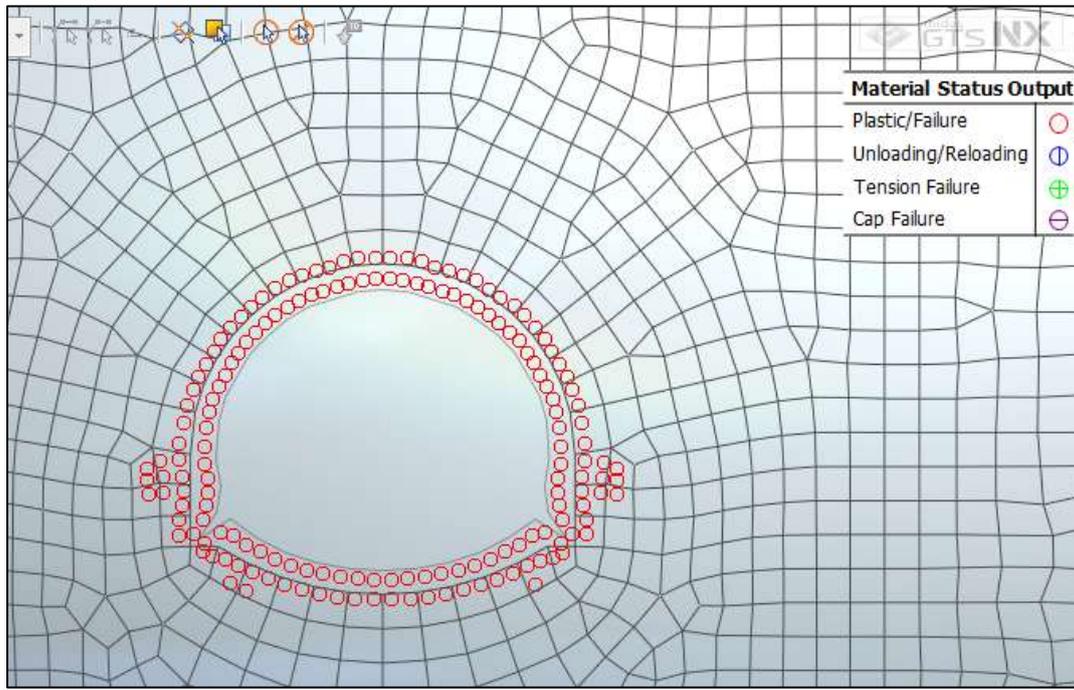
### 7.7.2.1 Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 3.0 cm ( $k_0=1.5$ ).

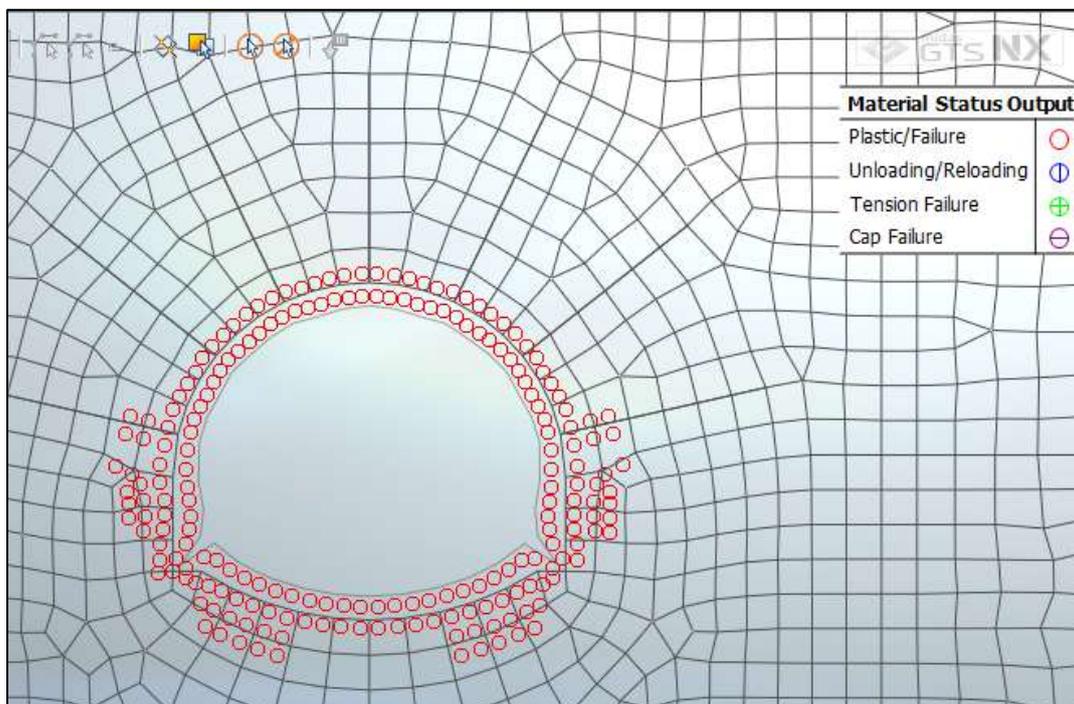


**Figura 7.17 – Deformata Stage Finale Statico ( $k_0=1.5$ )**

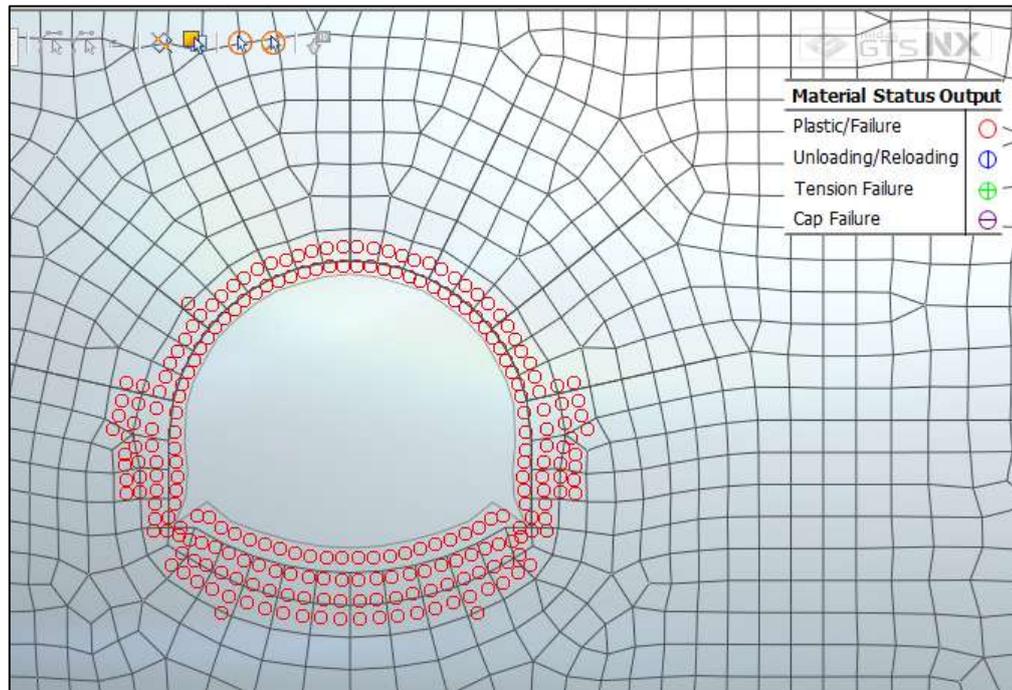
Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale prima di realizzare le chiodature, si osservano fenomeni di plasticizzazione più o meno estesi al contorno. Di seguito sono riportate alcune immagini che mostrano lo stato di plasticizzazione del terreno al passare delle fasi:



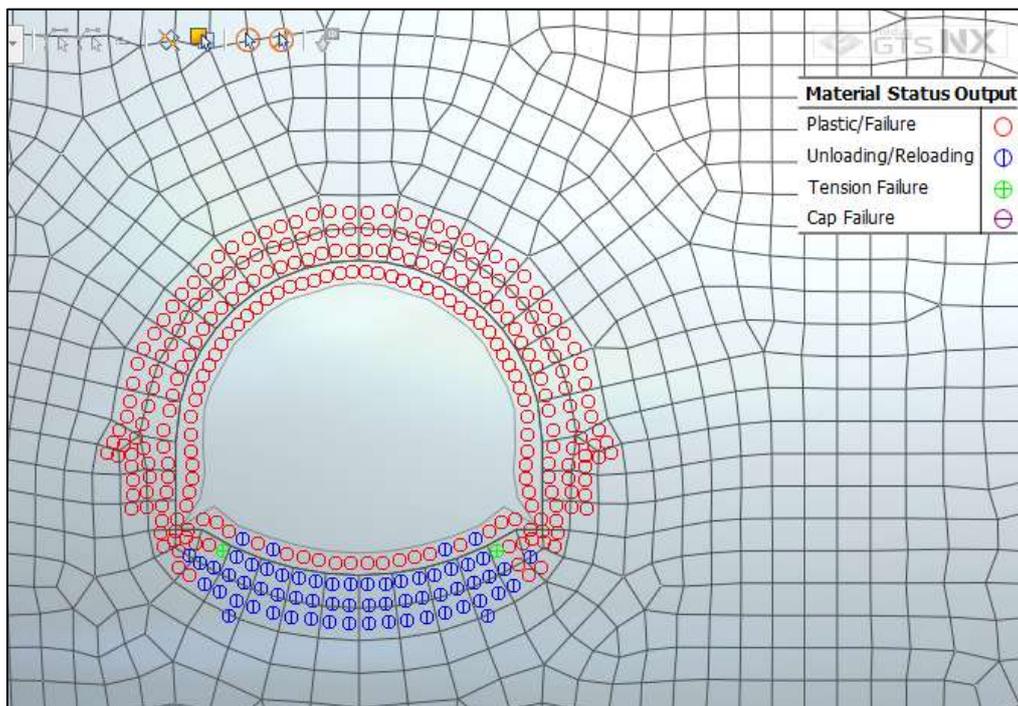
**Figura 7.18 – Zone plasticizzate (Scavo del cavo)**



**Figura 7.19 – Zone plasticizzate (Attivazione chiodature)**



**Figura 7.20 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. provvisorio)**



**Figura 7.21 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. definitivo)**

Per quanto riguarda il prriverstimento, la convergenza totale media rilevata è di circa un centimetro. Anche il rivestimento definitivo è caratterizzato da spostamenti nell’ordine del centimetro.

SEZIONE	u [cm] $k_0=0.5$	u [cm] $k_0=1.0$	u [cm] $k_0=1.5$
Chiave Calotta ( $S_v$ )	0.7	1	2.7
Testa Piedritti ( $S_h$ )	1.3	1.2	1.4
Chiave Arco Rov. ( $S_v$ )	0.7	0.9	2.9

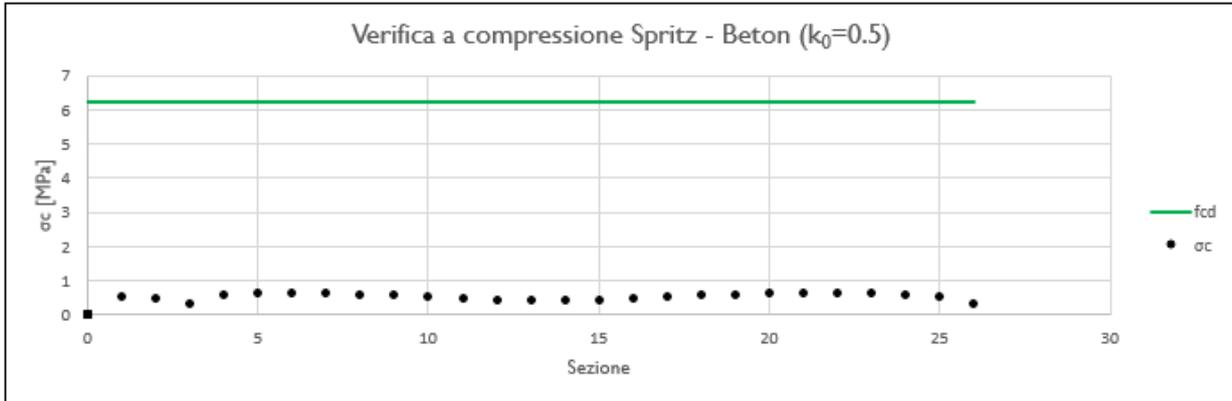
#### 7.7.2.2 Analisi tensionale e delle sollecitazioni

#### **Rivestimento di Prima Fase**

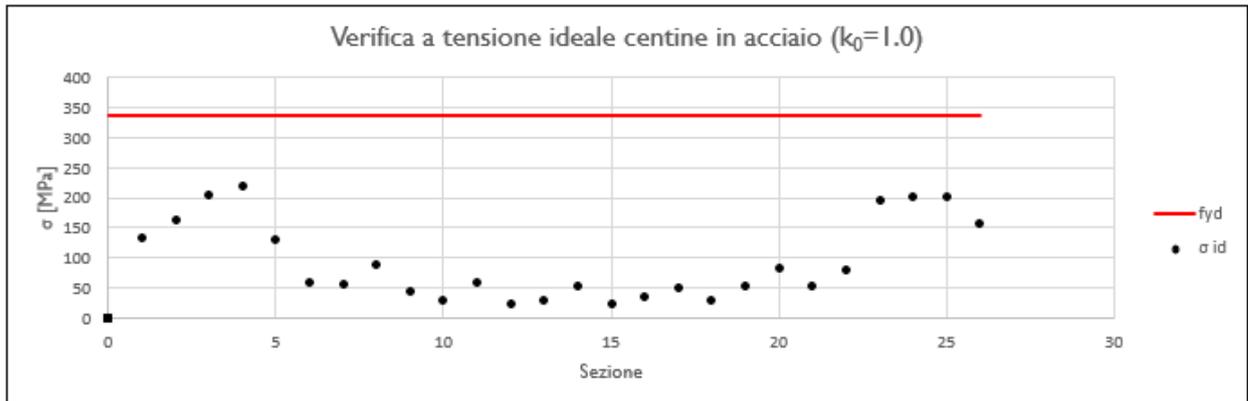
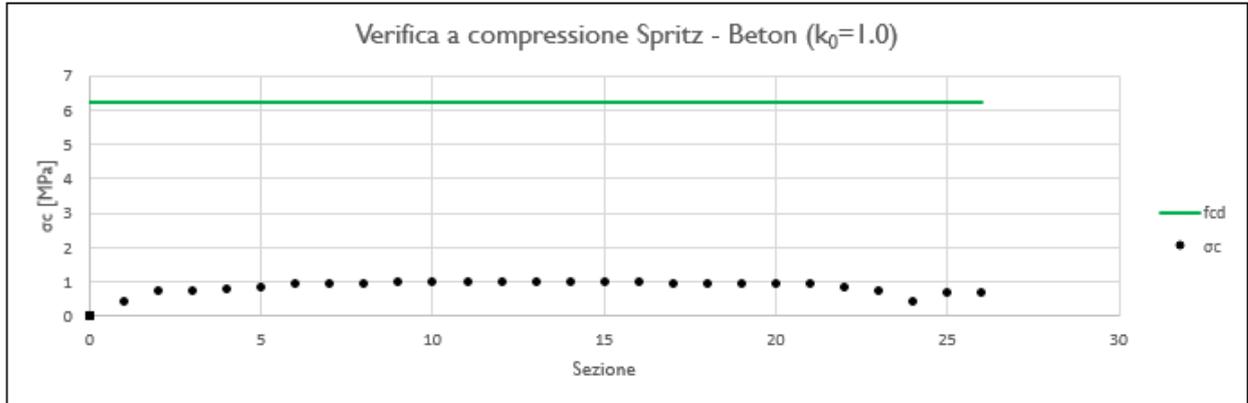
I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella:

Sezione	CLS Spritz Beton	$E_{SPRITZ}$ [GPa]	$s_{SPRITZ}$ [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	$N_{CEN}$	$E_{CEN}$ [GPa]	$W_{CEN}$ [cm <sup>4</sup> ]	$A_{CEN}$ [cm <sup>2</sup> ]
Medium	25/30	10.4	25	HEA160	S355	1.5	1	210	220.1	38.77

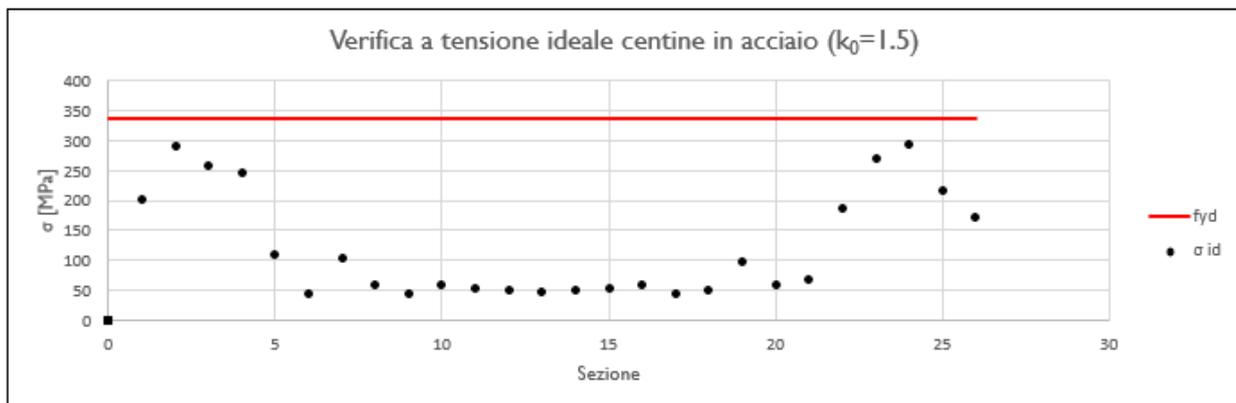
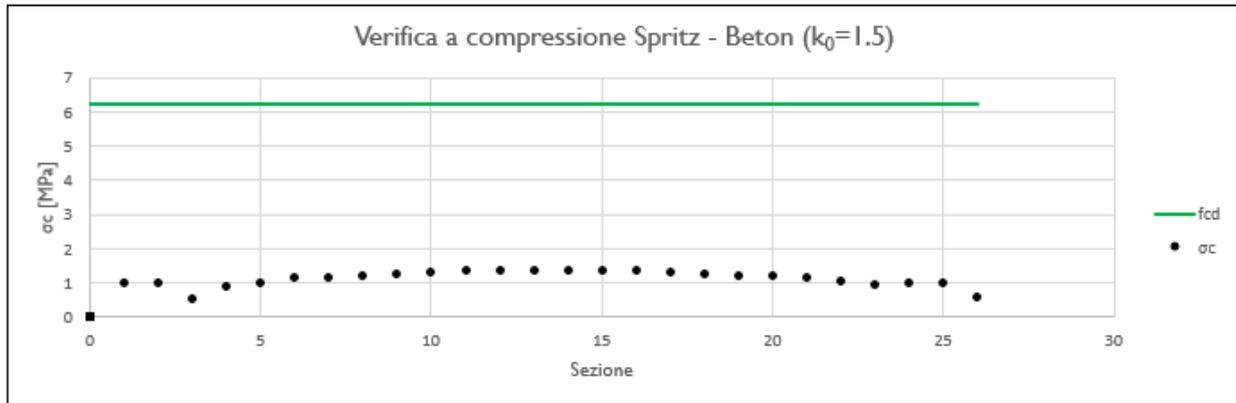
Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine che sullo spritz beton unicamente le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.



$K_0$	$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz\ Beton}$ [MPa]	$\sigma_{d,Centine}$ [MPa]	$\tau_{d,Centine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Centine}$ [MPa]
0.5	-146.7	8.6	24.7	0.6	68.8	40.6	127.8



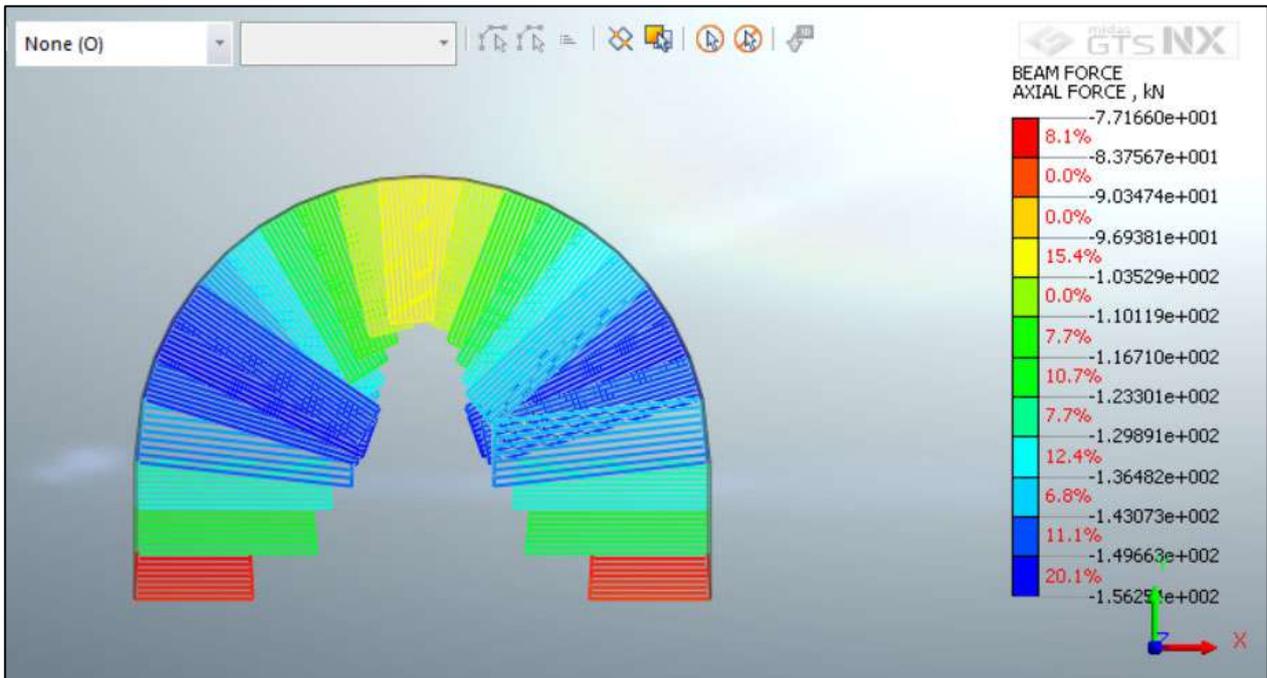
$K_0$	$N_{\text{calcolo}}$ [kN]	$M_{\text{calcolo}}$ [kNm]	$T_{\text{calcolo}}$ [kN]	$\sigma_{d,\text{Spritz Beton}}$ [MPa]	$\sigma_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\tau_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\sigma_{id,\text{Centine}}$ [MPa]
1.0	-181.0	15.6	42.2	0.8	118.1	69.5	219.2



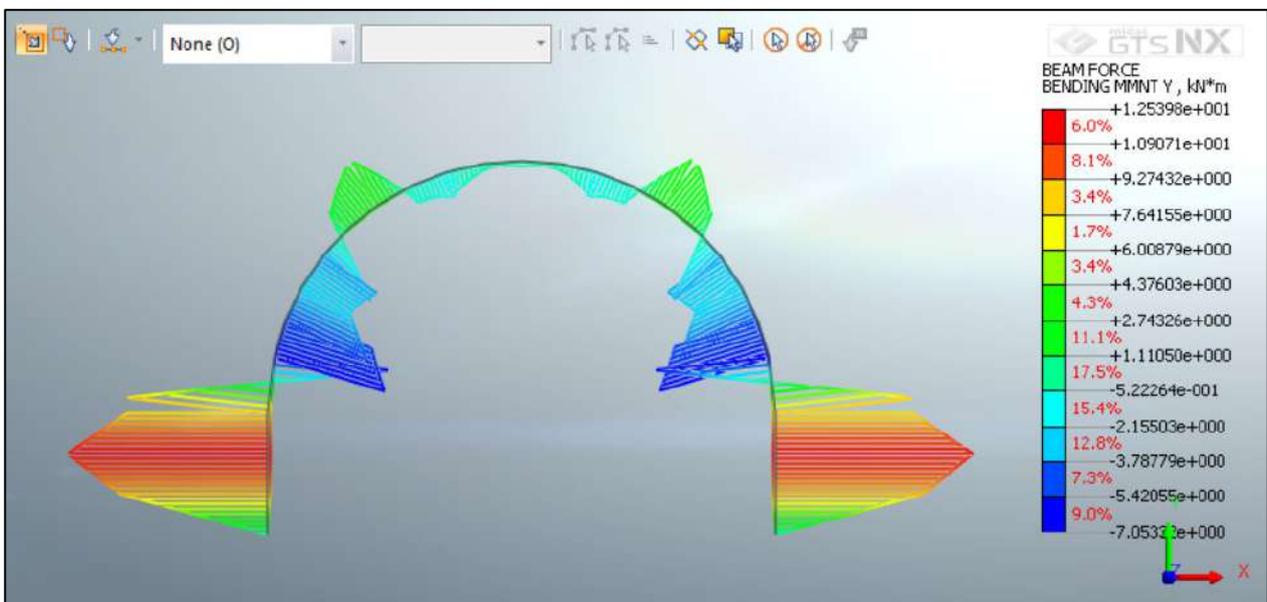
$K_0$	$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz\ Beton}$ [MPa]	$\sigma_{d,Centine}$ [MPa]	$\tau_{d,Centine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Centine}$ [MPa]
1.5	-237.8	29.4	24.3	1.0	216.0	40.0	295.0

Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 Mpa) e dell’acciaio (338.1 Mpa) risultano superiori a quelle di calcolo.

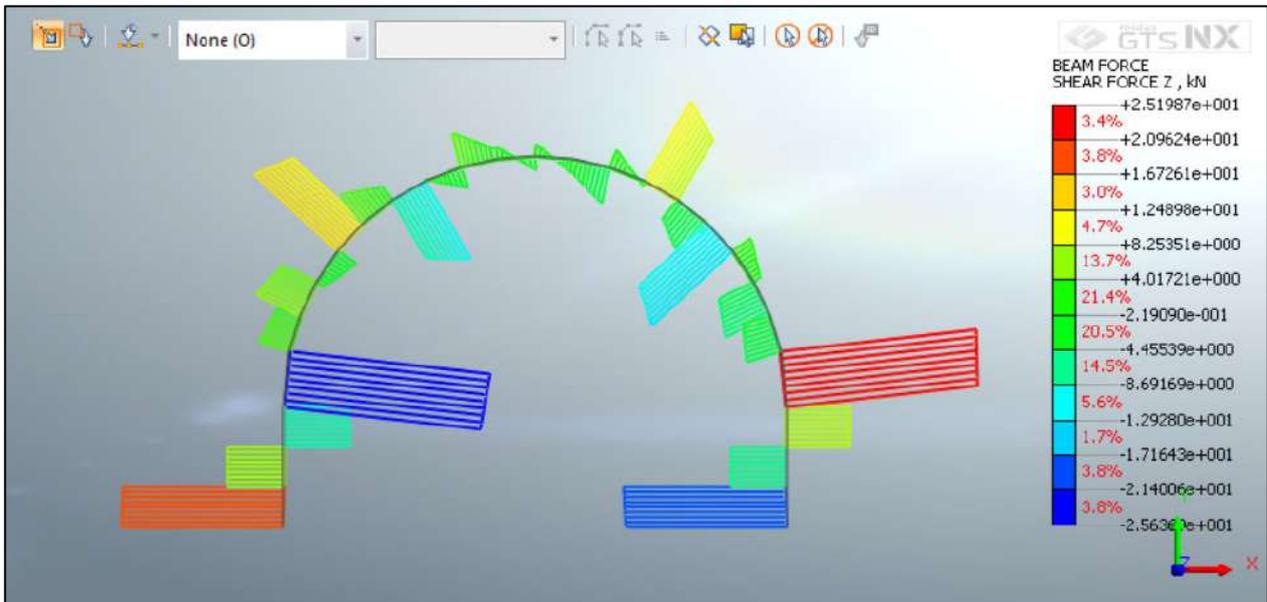
Di seguito è riportata un’immagine per  $k_0=0.5$  delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio derivante dal modello FEM.



**Figura 7.22 – Sforzo assiale**



**Figura 7.23 – Momento Flettente**

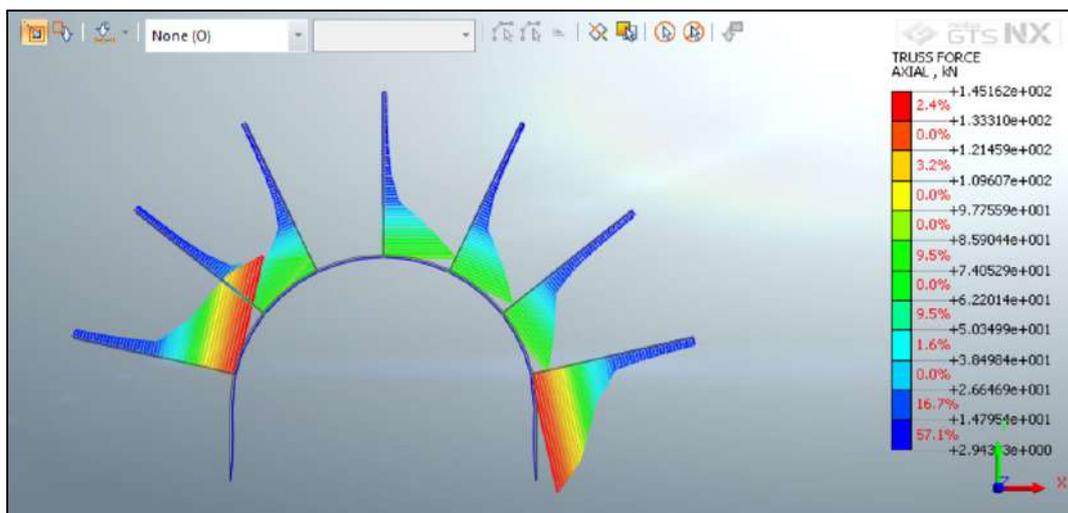


**Figura 7.24 – Sforzo di taglio**

## Chiodatura

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle verifiche svolte secondo le indicazioni dei paragrafi precedenti:

$K_0$	$N$ [kN]
0.5	96.5
1.0	145.1
1.5	164.0



**Figura 7.25 – Sforzo assiale sulle chiodature**

### DATI CHIODATURE

$d$	<b>38</b>	mm	Diametro della chiodatura
$C_b$	<b>220</b>	kN	Carico di snervamento del chiodo
$S_L$	<b>1.25</b>	m	Spaziatura longitudinale
$S_T$	<b>1.50</b>	m	Spaziatura Trasversale
$L_B$	<b>3.0</b>	m	Lunghezza dei chiodi adottata

### VERIFICA A TRAZIONE

$N_{cal}$	<b>164.00</b>	kN	Azione assiale di calcolo
$\gamma_G$	<b>1.3</b>	m	Coefficiente Parziale sulle azioni
$N_d$	<b>213.20</b>	kN	Azione assiale di progetto

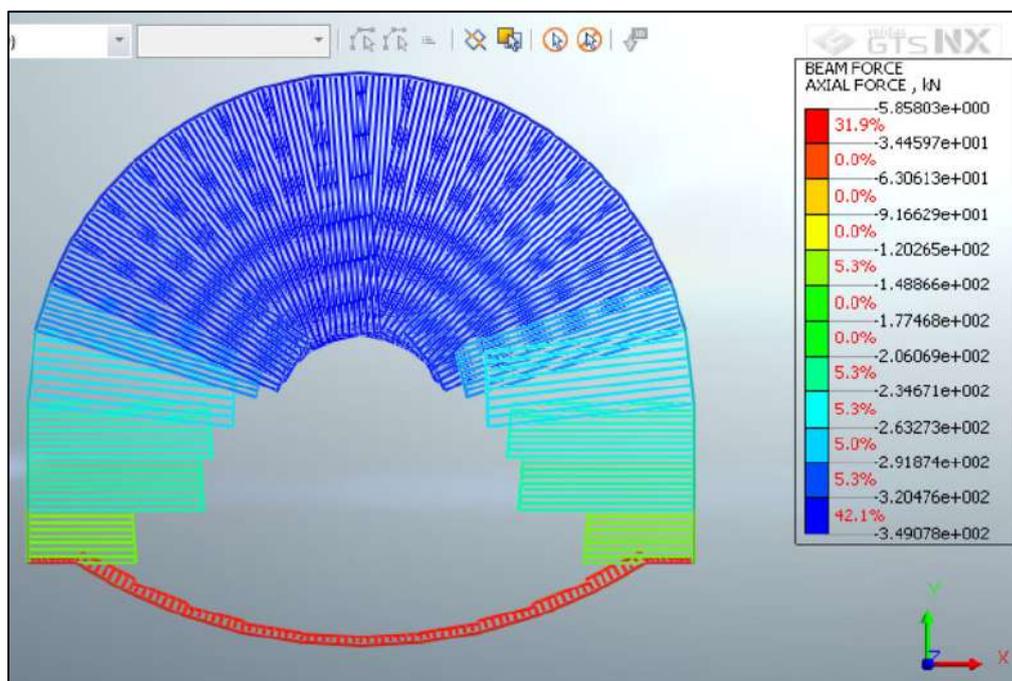
Stato Verifica **OK**

**Rivestimento definitivo**

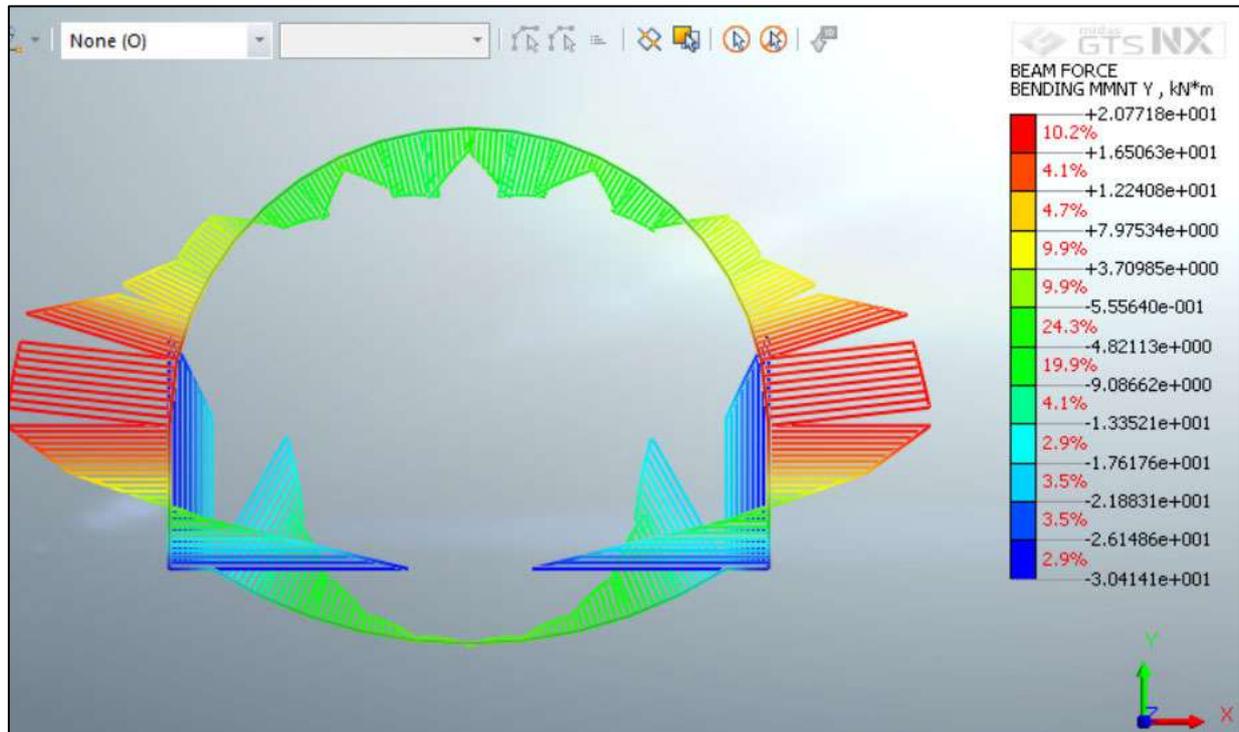
Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM:

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	S <sub>Arco Rovescio</sub> [cm]	S <sub>Calotta</sub> [cm]
C32/40	60	50

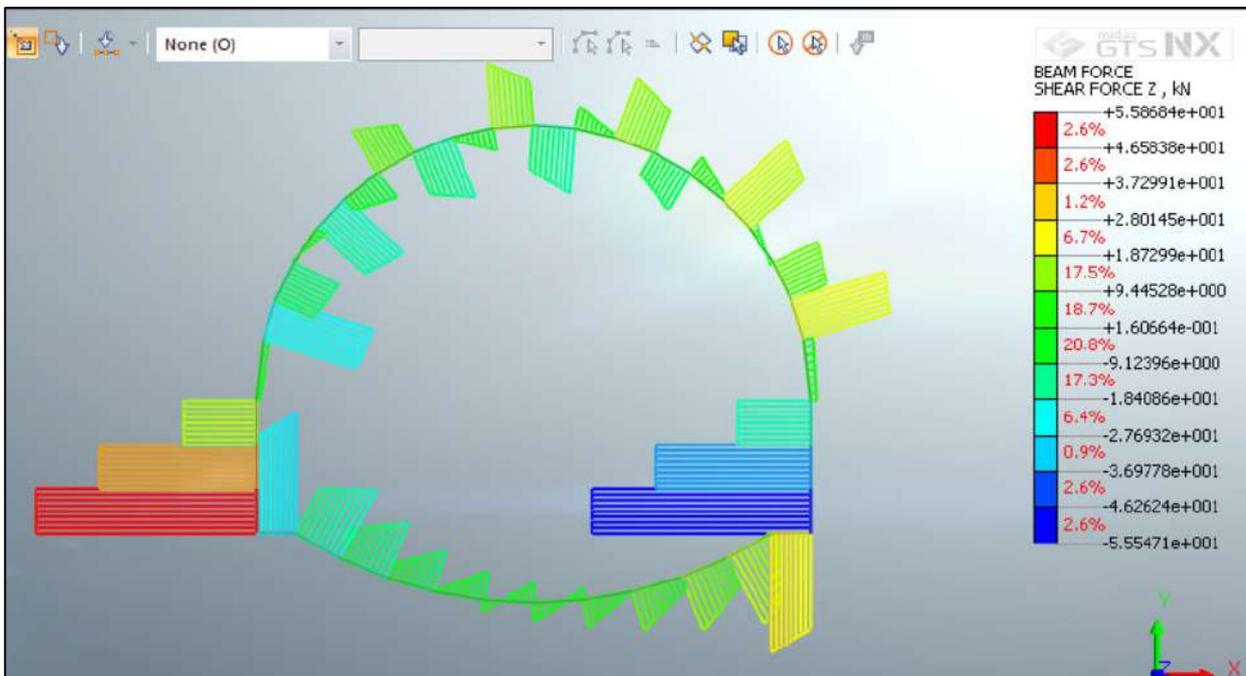
FERRI ARMATURA PRINCIPALE		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	ϕ20/20	ϕ20/20
Calotta	ϕ20/20	ϕ20/20



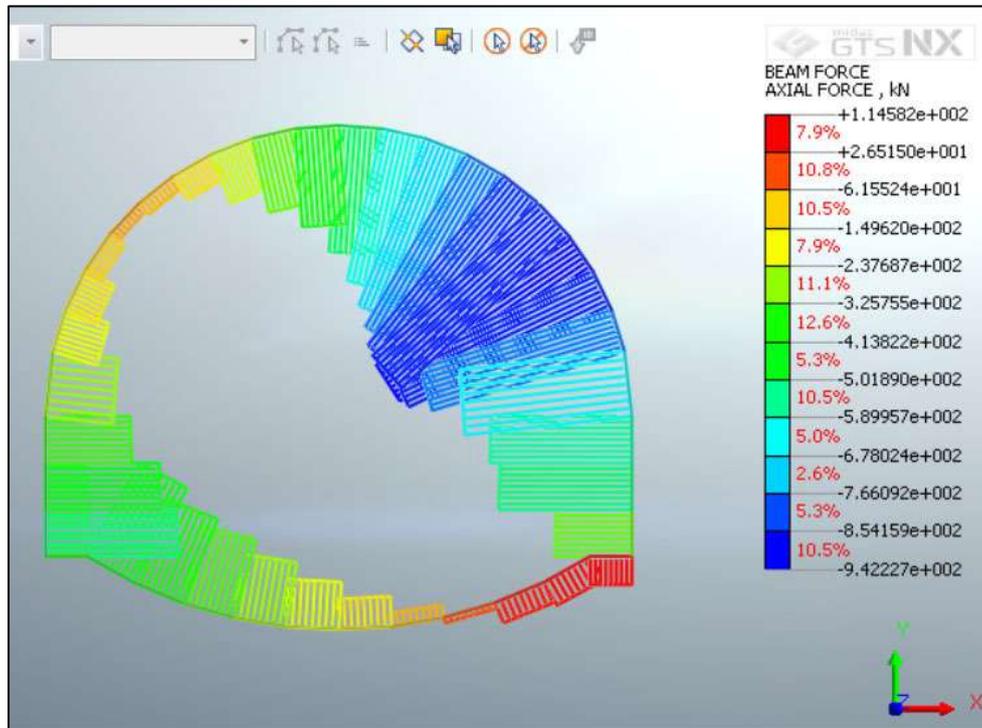
**Figura 7.26 – Sforzo normale – Statica (k<sub>0</sub>=1.0)**



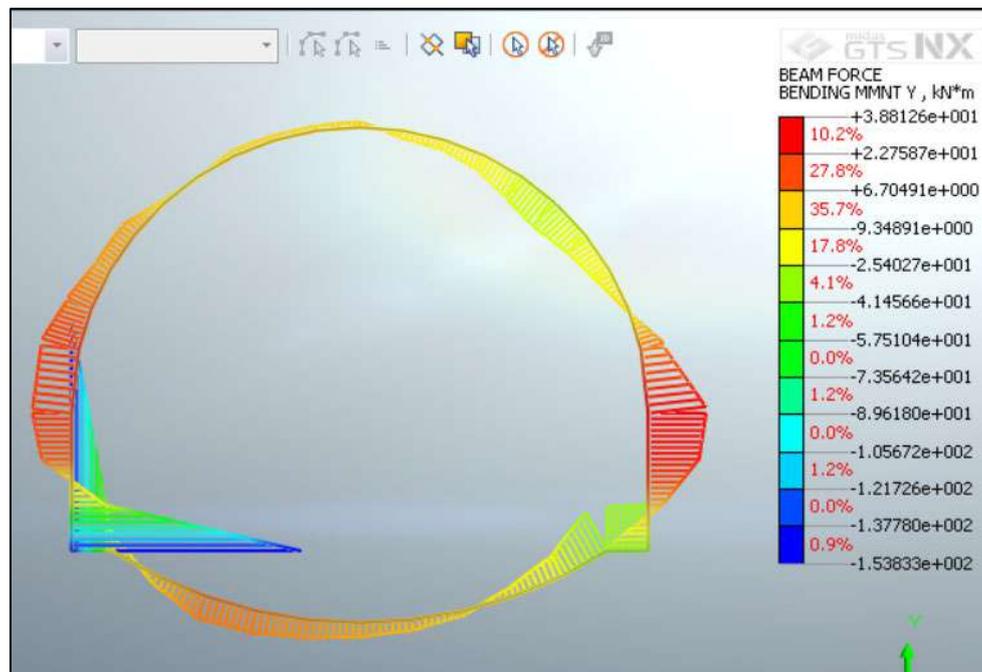
**Figura 7.27 – Momento Flettente – Statica ( $k_0=1.0$ )**



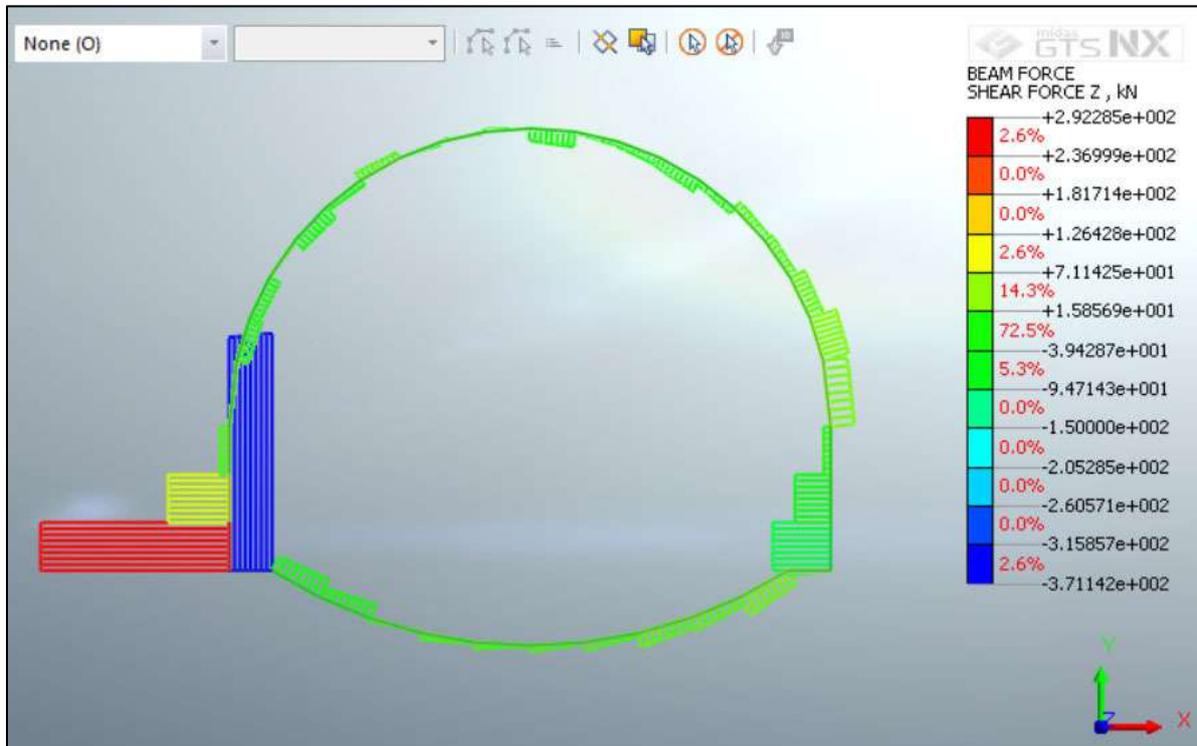
**Figura 7.28 – Sforzo di taglio – Statica ( $k_0=1.0$ )**



**Figura 7.29 – Sforzo normale – Sismica ( $k_0=1.0$ )**



**Figura 7.30 – Momento Flettente – Sismica ( $k_0=1.0$ )**



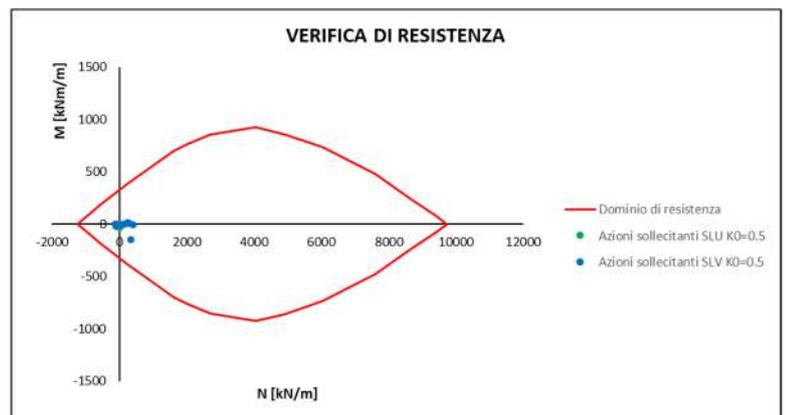
**Figura 7.31 – Sforzo di taglio – Sismica ( $k_0=1.0$ )**

Arco Rovescio: Verifica a flessione

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

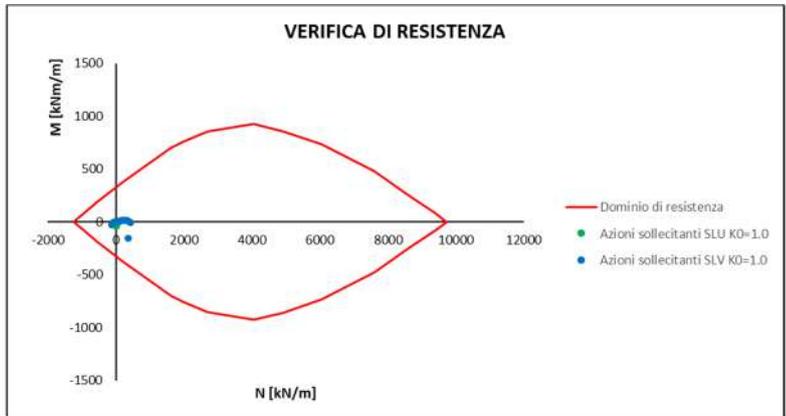
Azioni sollecitanti SLU $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
14.3	-20.7
24.3	-20.8
23.3	-13.5
22.7	-7.8
22.4	-4.2
22.5	-2.2
23.0	-1.6
24.0	-2.2
25.3	-4.1
27.0	-7.7
28.9	-13.3
14.6	-32.1

Azioni sollecitanti SLV $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
-111.8	-19.4
402.5	-3.8
306.4	11.2
259.3	17.8
216.1	11.4
165.9	0.6
92.8	-4.5
1.9	-3.6
-80.3	-0.7
-120.0	-0.9
-102.7	-8.0
339.8	-150.2



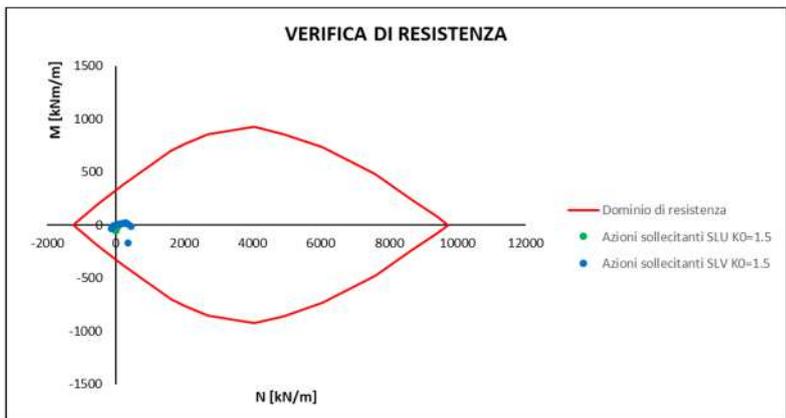
Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
7.6	-25.1
25.7	-14.5
22.0	-7.1
18.9	-2.6
16.6	-0.3
15.2	0.4
14.7	-0.3
15.1	-2.7
16.3	-7.2
18.4	-14.7
21.2	-25.3
8.0	-39.5

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
-114.6	-29.4
-107.2	-15.1
-88.9	-6.5
-22.2	3.1
53.6	7.3
123.9	10.0
193.2	12.6
262.7	15.4
325.6	15.9
366.2	6.3
436.8	-7.6
364.4	-153.8



Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
16.4	-34.8
42.7	-19.2
36.4	-8.7
31.3	-2.4
27.6	0.7
25.4	1.6
24.8	0.6
25.8	-2.7
28.4	-9.0
32.4	-19.5
37.6	-34.9
16.7	-57.5

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
-122.0	-37.1
-94.3	-18.6
-65.3	-6.8
1.8	3.0
74.5	7.1
137.3	11.3
193.4	15.3
245.9	18.1
305.5	19.0
360.5	8.1
445.2	-12.5
369.4	-171.4



Arco Rovescio: Verifica a taglio

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

$K_0$	$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
0.5	18.9	26.3	402.5
1.0	25.3	31.5	-107.2
1.5	35.1	39.8	-94.3

<b>Caratteristiche della sezione</b>	
<b>GEOMETRIA</b>	<p>H = 60 cm altezza sezione</p> <p><math>b_w</math> = 100 cm larghezza sezione</p> <p><math>h'</math> = 5 cm copriferro</p> <p>d = 55 cm altezza utile</p>
<b>ARMATURA TESA</b>	<p><math>\phi</math> = 20 mm diametro armatura</p> <p><math>n^\circ</math> = 10 numero barre</p> <p><math>A_s</math> = 31.4 cm<sup>2</sup> area dell'armatura tesa</p> <p><math>\rho_l</math> = 0.0052 rapporto geometrico d'armatura longitudinale (<math>\leq 0,02</math>)</p>
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>	<p><math>N_{Ed}</math> = 0 kN valore di calcolo della compressione assiale (se presente)</p> <p><math>\sigma_{cp}</math> = 0.00 Mpa tensione media di compressione</p>
<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>	
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>	<p><b><math>V_{Rd} = 249</math> kN</b></p> <p>Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con</p> $V_{Rd} = \max \left[ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right] \quad [4.1.23]$ <p>con</p> <p><math>f_{ctk}</math> espresso in MPa</p> <p><math>k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2</math></p> <p><math>v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ctk}^{1/2}</math></p>

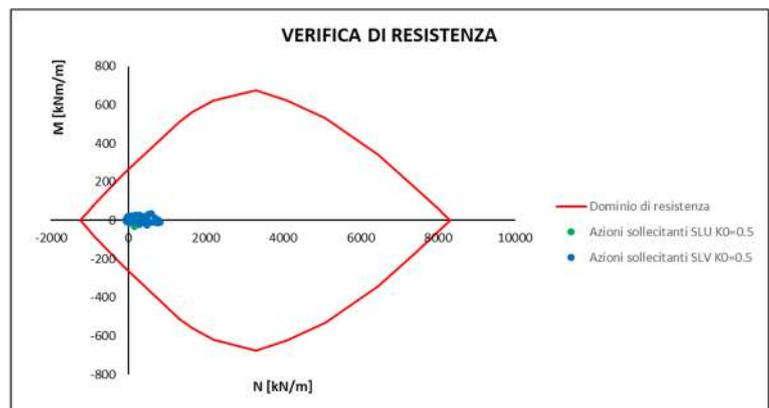
La verifica risulta soddisfatta in quanto  $V_{Res} = 249 \text{ kN} > V_{Ed,Max} = 16.8$

Calotta/Piedritti: Verifica a Flessione

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

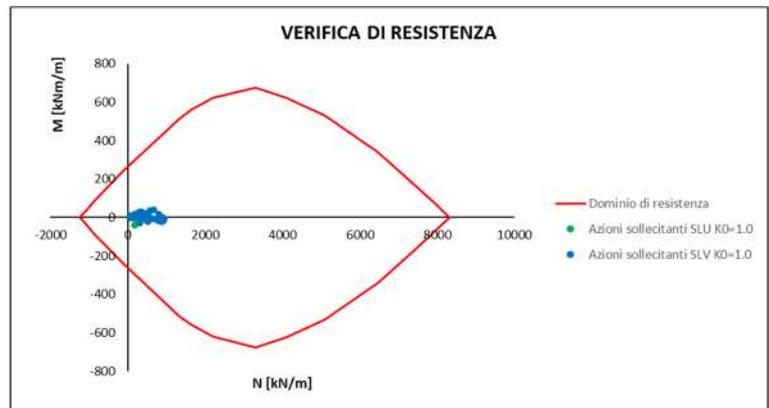
Azioni sollecitanti SLU $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
150.4	-31.9
217.1	-6.9
232.9	12.2
237.7	22.4
248.4	23.1
291.4	17.9
297.6	15.6
283.2	15.6
266.5	5.6
246.1	-1.8
221.5	-11.6
202.4	-19.0
192.5	-18.1
191.7	-16.3
199.9	-18.0
217.7	-19.5
238.1	-12.8
264.2	-3.0
279.6	5.5
291.2	15.0
284.7	15.4
242.4	18.0
228.0	23.7
141.2	-6.9
208.6	12.7
226.0	23.2

Azioni sollecitanti SLV $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
297.4	-21.3
480.8	10.0
525.7	32.0
603.0	34.5
698.1	11.8
791.5	-0.1
831.7	-6.8
818.1	-9.4
774.2	-12.3
691.4	-10.2
590.1	-10.3
488.1	-9.1
365.5	-9.8
251.3	-9.3
135.0	-10.6
32.4	-13.1
-41.4	-6.9
-58.6	3.0
-45.3	9.4
-3.1	18.5
53.0	20.8
93.2	24.5
191.7	26.7
488.6	-23.9
389.4	19.4
286.4	28.0



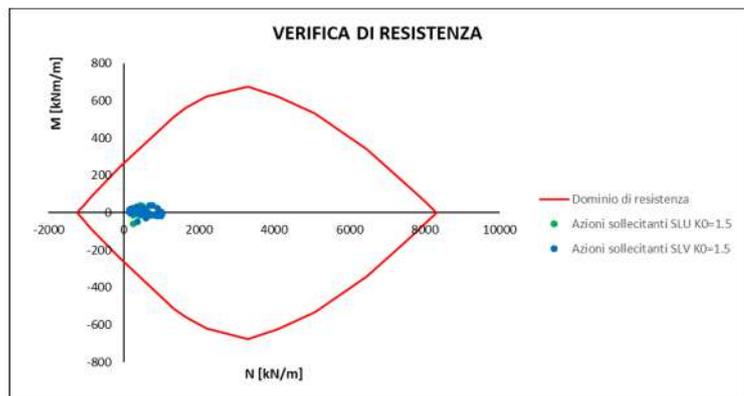
Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
187.1	-39.3
299.8	-6.8
318.3	16.1
354.4	26.8
391.6	25.3
430.1	12.4
439.6	6.4
435.5	6.0
443.7	-5.0
447.1	-6.7
451.8	-2.0
453.6	-9.5
448.7	-11.1
448.3	-3.6
452.3	-11.1
449.4	-9.4
440.5	-2.0
440.5	-7.6
434.0	-4.4
434.2	5.6
424.3	6.0
387.5	12.3
344.0	26.1
178.9	-6.9
293.9	16.3
309.3	27.0

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
311.1	-30.9
537.0	9.6
572.6	34.2
677.8	38.8
812.7	15.6
909.7	-1.9
942.2	-11.6
915.8	-16.9
885.4	-21.7
813.8	-18.0
734.8	-10.9
637.0	-6.7
514.9	-5.1
401.1	3.8
308.1	3.1
211.6	3.1
108.8	3.7
56.8	-1.2
39.2	1.9
73.0	10.2
131.8	10.7
181.3	17.5
264.5	25.2
528.5	-22.5
459.8	19.8
341.8	26.1



Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
260.9	-57.9
427.1	-13.9
454.3	21.6
460.1	32.0
503.9	35.8
546.7	21.4
563.4	17.4
562.4	16.8
564.1	0.6
548.7	-7.1
555.4	-7.4
581.6	-16.7
565.9	-19.5
564.7	-15.5
578.8	-20.3
551.9	-18.4
545.8	-10.0
569.3	-9.6
555.5	-1.1
550.7	14.6
535.6	16.9
495.7	22.3
441.2	38.0
252.0	-13.0
421.0	23.0
441.2	32.2

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
360.9	-47.8
645.5	2.8
700.1	38.6
760.2	40.9
895.9	24.0
991.3	5.8
1034.0	-1.9
1018.6	-8.6
987.7	-18.1
907.2	-19.5
824.3	-14.4
731.5	-12.6
598.7	-11.9
489.3	-4.5
400.4	-2.8
289.5	-2.1
207.5	-0.5
175.2	-1.9
143.2	3.6
157.1	17.7
205.6	19.9
258.4	23.1
349.6	32.0
596.7	-27.4
572.7	22.0
460.9	28.5



Calotta/Piedritti: Verifica a Taglio

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

$K_0$	$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
0.5	43.6	96.3	389.4
1.0	51.6	94.2	459.8
1.5	80.1	110.0	572.7

<b>Caratteristiche della sezione</b>		
<b>GEOMETRIA</b>	H = 50 cm	altezza sezione
	$b_w$ = 100 cm	larghezza sezione
	$h'$ = 5 cm	copriferro
	d = 45 cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>	$\phi$ = 20 mm	diametro armatura
	$n^\circ$ = 10	numero barre
	$A_s$ = 31.4 cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
	$\rho_l$ = 0.0063	rapporto geometrico d'armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ )
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>	$N_{Ed}$ = 0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
	$\sigma_{cp}$ = 0.00 Mpa	tensione media di compressione
<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>		
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>	$V_{Rd} = 225$ kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con		
$V_{Rd} = \max \left[ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctd})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right] \quad [4.1.23]$		
con		
$f_{ctd}$ espresso in MPa		
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		
$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ctd}^{1/2}$		

La verifica risulta soddisfatta in quanto  $V_{Res} = 225 \text{ kN} > V_{Ed,Max} = 21.5$

## **8 GALLERIA DI SORPASSO PZ2-BIPARTITORE**

L’opera in oggetto rientra nella realizzazione del sorpasso alla centrale di Salisano. Tale galleria si estende per una lunghezza totale di circa 540 m, con coperture massime di 140m.

### **8.1 Inquadramento geologico e geotecnico**

#### *8.1.1 Inquadramento geologico*

Il contesto geologico è caratterizzato da calcari micritici di colore bianco organizzati in strati di spessore 10-40 cm con liste e noduli di selce chiara. Sono presenti subordinati calcari finemente detritici di colore bianco. Il contenuto fossilifero è costituito da radiolari e calpionelle. Il tetto della formazione è caratterizzato da calcari grigi bioturbati con selce nera e intercalazioni di livelli pelitici scuri; questo intervallo è spesso interessato da fenomeni di slumping. L’unità affiora estesamente nell’area studiata al tetto del thrust del Tancia, nel settore sudoccidentale dell’area studiata. Affiora inoltre nella dorsale montuosa che separa la valle Ariana dalla valle del torrente Canera-Fosso di Montenero, nei dintorni di San Giovanni Reatino e al nucleo dell’anticlinale di Grotti, nella valle del Salto. Lo spessore è di oltre 300 metri.



**Figura 8.1 – Maiolica affiorante nei pressi di Salisano**

### 8.1.2 Inquadramento geotecnico

L’opera in oggetto risulta completamente scavata all’interno dell’unità geotecnica denominata MAI. Sulla scorta delle indagini svolte, è stato possibile ricostruire il modello geotecnico di riferimento dell’area. Di seguito cui si richiamano brevemente le principali caratteristiche meccaniche di interesse (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica):



**Figura 8.2 – Sezione geotecnica**

UNITÀ MESOZOICHE		Quadro di sintesi del rilevamento geomeccanico effettuato. I valori sono la media dei singoli valori ottenuti dalle stazioni geomeccaniche								
Unità litotecnica	Descrizione	n° stazioni	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	RMR	GSI	$c'$ (MPa)	$\phi'$ (°)	$E_m$ (MPa)
SCZ	Calcarei marnosi e marne calcaree di colore grigio e marrone	6	26.0	82.90	4.61	III (51.16)	45	3.67	27	9421
MAI (+POD)	Calcarei micritici ben stratificati	7	26.0	74.92	4.16	III (51.83)	49	3.59	28	10361
SBI	Calcarei e calcari marnosi di colore bianco	7	25.8	85.10	4.73	III (51.42)	51	3.91	28	9836
SAA	Calcarei micritici, calcari marnosi e marne di colore rosa, arancione e nocciola	3	25.9	75.21	4.18	III (53.33)	48	3.14	27	6015
VAS	Calcarei marnosi, marne e marne argillose dal rosa, al rosso al grigio	2	26.3	105.46 *	5.86 *	III (51.00)	28	3.07	27	1348
FUC	Calcarei, calcari marnosi, marne e marne argillose policrome	1	25.7	101.40 *	5.63 *	III (48.00)	25	2.78	20	1050

**Figura 8.3 – Caratteristiche geotecniche**

La caratterizzazione fisica e meccanica delle unità geotecniche è stata condotta sulla base dei risultati provenienti dalle stazioni geomeccaniche di riferimento a disposizione. Tale caratterizzazione è stata condotta in termini di GSI e  $\sigma_c$  utilizzati per la definizione

del criterio proposto da *Hoek-Brown*. In considerazione del livello di affidabilità che in generale si ritiene di aver raggiunto con le indagini a disposizione (vedere gli specifici elaborati di progetto relativi alla geologia), nella stima dei parametri di resistenza e rigidità si è deciso di adottare, per le varie grandezze rilevate, dei valori medio-cautelativi nell’ambito del range misurato.

Alla costante del materiale,  $m_i$ , è stato di volta in volta assegnato un valore in linea con i valori disponibili in letteratura per la tipologia di roccia interessata.

A partire da questi valori, poi, sono stati ricavati il modulo elastico,  $E'$ , ed i parametri di resistenza del criterio di *Mohr-Coulomb*, coesione efficace,  $c'$ , e angolo d’attrito efficace,  $\phi'$ , quest’ultimi due ottenuti linearizzando il criterio di resistenza di *Hoek-Brown* in corrispondenza dello stato tensionale rappresentativo della copertura della galleria considerando un valore del fattore di disturbo nullo (fattore D pari a 0.7 per scavi in tradizionale).

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche per le due differenti tipi di sezioni analizzate (14m e 140m di copertura) in cui è stato considerato un GSI pari a 35 derivante dalla stazione geomeccanica K01 e un  $\sigma_c$  pari a 44.8Mpa derivante dalle prove a Compressione monoassiale dei campioni prelevati dai sondaggi S14 e S15.

**Dati di input**

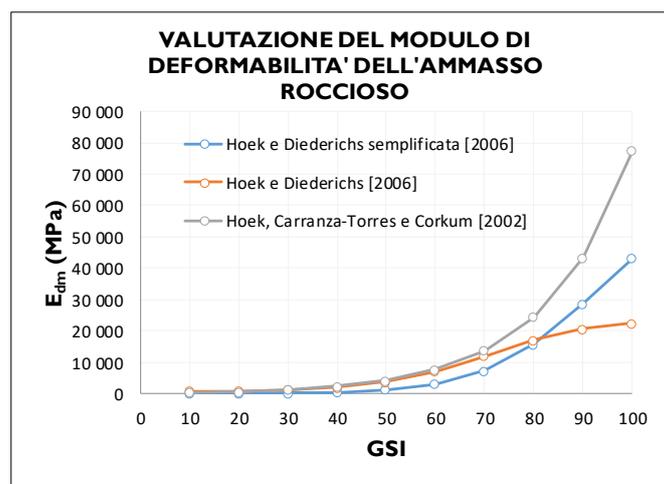
$\gamma$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso unità di volume Ammasso Roccioso
$\sigma_c$	44.8	MPa	Resistenza compressione monoassiale Mat. Roccioso
$m_i$	8.0	-	Costante empirica Mat. Roccioso
GSI	35	-	Geological Strenght index
D	0.7	-	Indice di disturbo
<b>Applicazione Galleria</b>			
MR	800	-	Rapporto modulo $E_1/\sigma_c$ Mat. Roccioso
H	14.0	m	Altezza di riferimento

**Determinazione parametri di resistenza equivalenti Ammasso Roccioso**

$m_b$	0.225	-	Costante empirica Amm. Roccioso
s	8.11E-05	-	Costante empirica Amm. Roccioso
a	0.516	-	Costante empirica Amm. Roccioso
$\sigma_{cg}$	2.589	MPa	Resistenza globale Ammasso roccioso
$\sigma_{3max}$	0.185	MPa	Limite superiore della tensione di confinamento per gallerie
$\sigma_{3n}$	4.14E-03	-	Rapporto di tensioni
$\varphi'$	46	°	Angolo di resistenza a taglio equivalente Ammasso Roccioso
$c'$	82	kPa	Coesione efficace equivalente Ammasso Roccioso
$\sigma_t$	16	kPa	Resistenza a trazione Ammasso Roccioso
$\sigma_{cm}$	0.41	MPa	Resistenza a compressione Ammasso Roccioso Linearizzata
$\sigma_{cm}$	0.35	MPa	Resistenza a compressione Ammasso Roccioso Non Linearizzata

**Determinazione modulo di Young Ammasso Roccioso**

$E_{d1}$	347	MPa	Hoek e Diederichs semplificata [2006]
$E_{d2}$	1606	MPa	Hoek e Diederichs [2006]
$E_{d3}$	1835	MPa	Hoek, Carranza-Torres e Corkum [2002]
$E_{dm}$	1262	MPa	Modulo di Young Medio Ammasso Roccioso



**Figura 8.4 – Caratteristiche geotecniche Cop=14m**

**Dati di input**

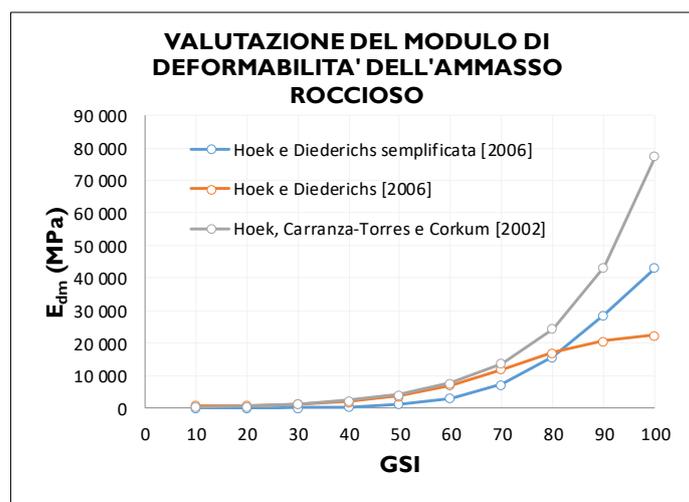
$\gamma$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso unità di volume Ammasso Roccioso
$\sigma_c$	44.8	MPa	Resistenza compressione monoassiale Mat. Roccioso
$m_i$	8.0	-	Costante empirica Mat. Roccioso
GSI	35	-	Geological Strenght index
D	0.7	-	Indice di disturbo
Applicazione <b>Galleria</b>			
MR	800	-	Rapporto modulo $E_i/\sigma_c$ Mat. Roccioso
H	140.0	m	Altezza di riferimento

**Determinazione parametri di resistenza equivalenti Ammasso Roccioso**

$m_b$	0.225	-	Costante empirica Amm. Roccioso
s	8.11E-05	-	Costante empirica Amm. Roccioso
a	0.516	-	Costante empirica Amm. Roccioso
$\sigma_{cg}$	2.589	MPa	Resistenza globale Ammasso roccioso
$\sigma_{3max}$	1.616	MPa	Limite superiore della tensione di confinamento per gallerie
$\sigma_{3n}$	3.61E-02	-	Rapporto di tensioni
$\phi'$	29	°	Angolo di resistenza a taglio equivalente Ammasso Roccioso
$c'$	290	kPa	Coesione efficace equivalente Ammasso Roccioso
$\sigma_t$	16	kPa	Resistenza a trazione Ammasso Roccioso
$\sigma_{cm}$	0.98	MPa	Resistenza a compressione Ammasso Roccioso Linearizzata
$\sigma_{cm}$	0.35	MPa	Resistenza a compressione Ammasso Roccioso Non Linearizzata

**Determinazione modulo di Young Ammasso Roccioso**

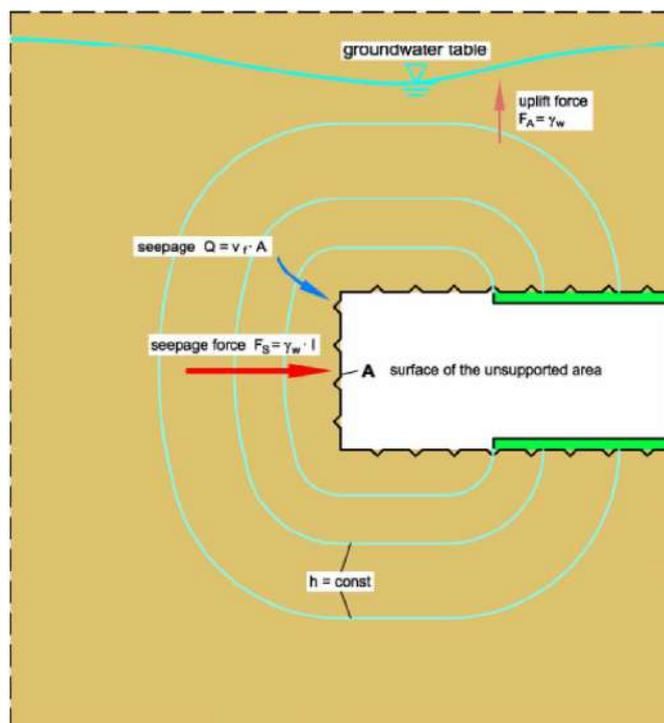
$E_{d1}$	347	MPa	Hoek e Diederichs semplificata [2006]
$E_{d2}$	1606	MPa	Hoek e Diederichs [2006]
$E_{d3}$	1835	MPa	Hoek, Carranza-Torres e Corkum [2002]
$E_{dm}$	1262	MPa	Modulo di Young Medio Ammasso Roccioso



**Figura 8.5 – Caratteristiche geotecniche Cop=140m**

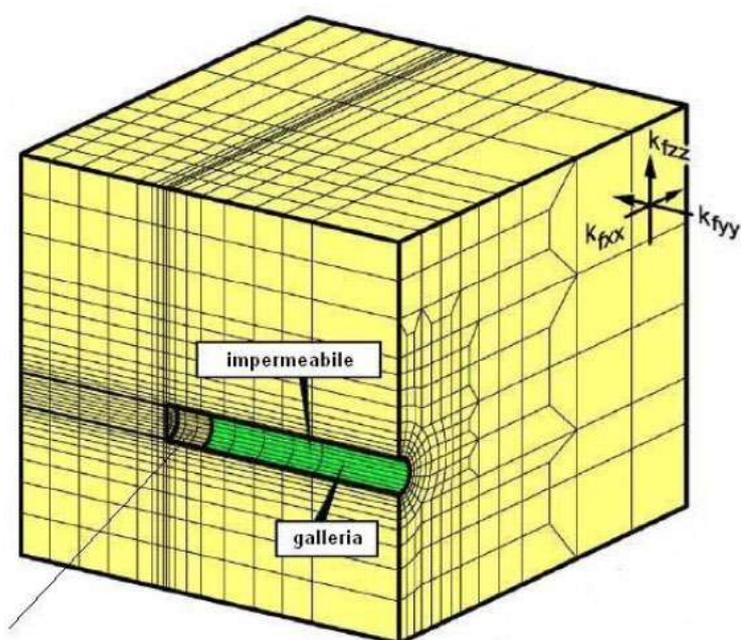
## 8.2 Stima preliminare delle venute d’acqua in galleria

Sulla base dei valori del coefficiente di permeabilità riportati lungo i profili geotecnici, si sono calcolati i valori delle portate che, durante l’avanzamento dello scavo, saranno drenate nel tratto di roccia che interessa il fronte di scavo e la lunghezza del cavo libera, prima della messa in opera del rivestimento definitivo e dell’impermeabilizzazione. Le condizioni di filtrazione che si instaurano in prossimità del fronte di scavo, per effetto dall’avanzamento dello scavo, sono schematizzate nella seguente figura.



**Figura 8-6 - Schematizzazione del fenomeno di filtrazione che si instaura in  
prossimità del fronte di scavo e nel tratto di roccia non rivestito durante  
l’avanzamento dello scavo.**

Occorre evidenziare che il drenaggio può avvenire solamente nella tratta non ancora rivestita interessata dalla presenza del rivestimento provvisorio in quanto il rivestimento definitivo può essere considerato del tutto impermeabile (figura seguente) grazie alla presenza di opportuni teli impermeabilizzanti progettati per poter resistere alla pressione dell’acqua.

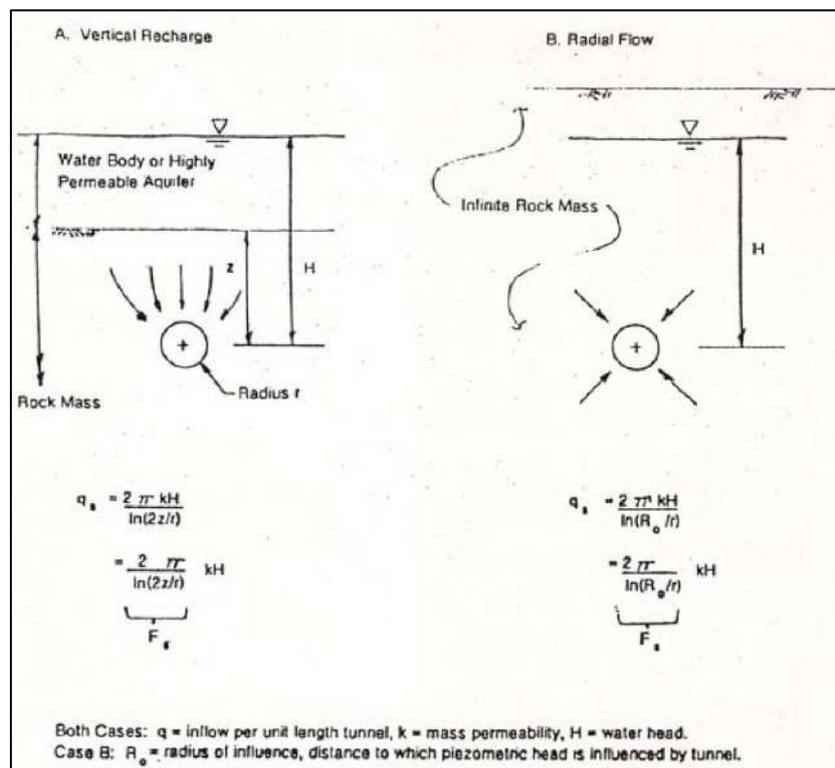


Zona, in corrispondenza del fronte di scavo e dello scudo della TBM, non ancora interessata dalla messa in opera del rivestimento definitivo impermeabile

**Figura 8-7 - Modellazione usualmente utilizzata per analisi numeriche tensio deformative e di filtrazione relative allo scavo di una galleria.**

Di seguito verranno riportate le valutazioni relative alle portate drenate durante l’avanzamento dello scavo, condotte per  $k = 10^{-5} \text{m/s}$  evidenziata dal profilo geomeccanico e dalla relazione geologica (per l’unità delle *maioliche*).

In tali analisi sono stati presi in considerazione diversi livelli piezometrici fino ad un battente massimo di 10 m, al fine di valutarne l’effetto sull’entità delle portate drenate. La determinazione del flusso è stata effettuata sulla base delle condizioni al contorno precedenti alla costruzione della galleria, considerando i due casi limite riportati nella figura seguente, relativi ai modelli concettuali da adottare per la stima della portata drenata.



**Figura 8-8 - Schemi e soluzioni analitiche per la determinazione della portata drenata da una galleria [Goodman et al., 1965].**

La portata in condizioni stazionarie è data dalla seguente espressione [Goodman et al., 1965]:

$$q_s = F_s \cdot k \cdot H$$

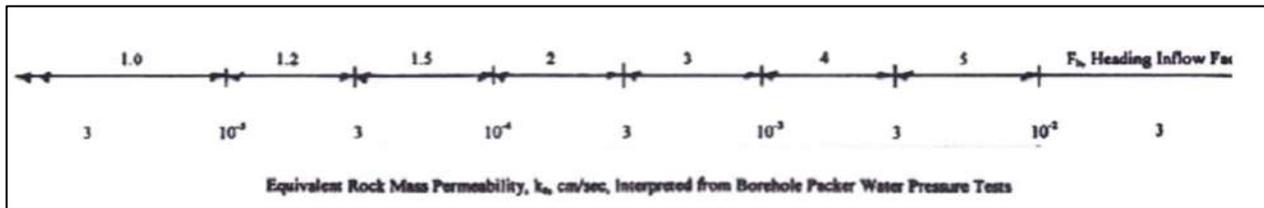
dove  $F_s$  è, come mostrato nella figura precedente, è una funzione che dipende dalle condizioni al contorno. Sempre con riferimento alla figura precedente, il caso A è relativo ad una ricarica verticale in corrispondenza della quale il livello piezometrico può considerarsi costante a poca distanza dalla galleria, ad esempio al di sotto di un lago o in un acquifero molto permeabile. Il caso B è relativo ad un flusso radiale e la relativa equazione si riferisce ad un pozzo situato in un acquifero confinato, tale soluzione si applica ai casi di gallerie nelle quali la sorgente di ricarica è molto distante. Per la galleria Montevocchio si è fatto riferimento al caso B.

L’entità della portata iniziale drenata ed il tempo necessario perché essa diminuisca fino a raggiungere la condizione di regime stazionario dipendono dalla complessa interazione di molteplici fattori, quali la permeabilità dell’ammasso roccioso, il coefficiente di immagazzinamento e la porosità efficace, che descrivono il volume d’acqua che può essere effettivamente accumulato nei vuoti e nelle fessure, la variabilità spaziale sia della permeabilità sia del coefficiente di immagazzinamento, la natura della ricarica e la velocità di avanzamento della galleria.

Per scopi pratici la portata iniziale al fronte di scavo  $q_h$  può essere valutata con la seguente espressione:

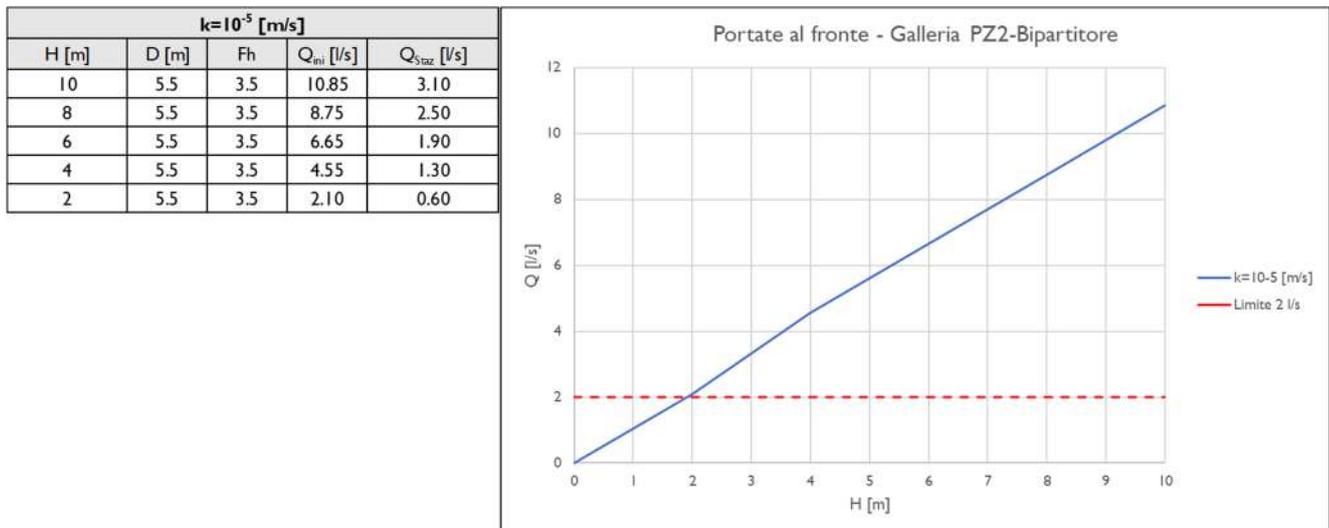
$$q_h = F_h \cdot q_s$$

Dove il fattore  $F_h$  è un numero compreso fra circa 1 e 5.



**Figura 8-9 – Variazione del fattore  $F_h$  al crescere della permeabilità**

Il seguente grafico riporta un quadro sinottico delle venute d’acqua attese nella galleria tra PZ2 e il Bipartitore (le altre gallerie scavate con metodo tradizionale non interagiscono con la falda) in funzione del valore del carico idraulico atteso avendo considerato nella trattazione di [Goodman et al., 1965] un valore di  $R_0$  pari a 20 volte il raggio di scavo.



**Figura 8-10 – Variazione delle portate al fronte in funzione della permeabilità dell’ammasso roccioso**

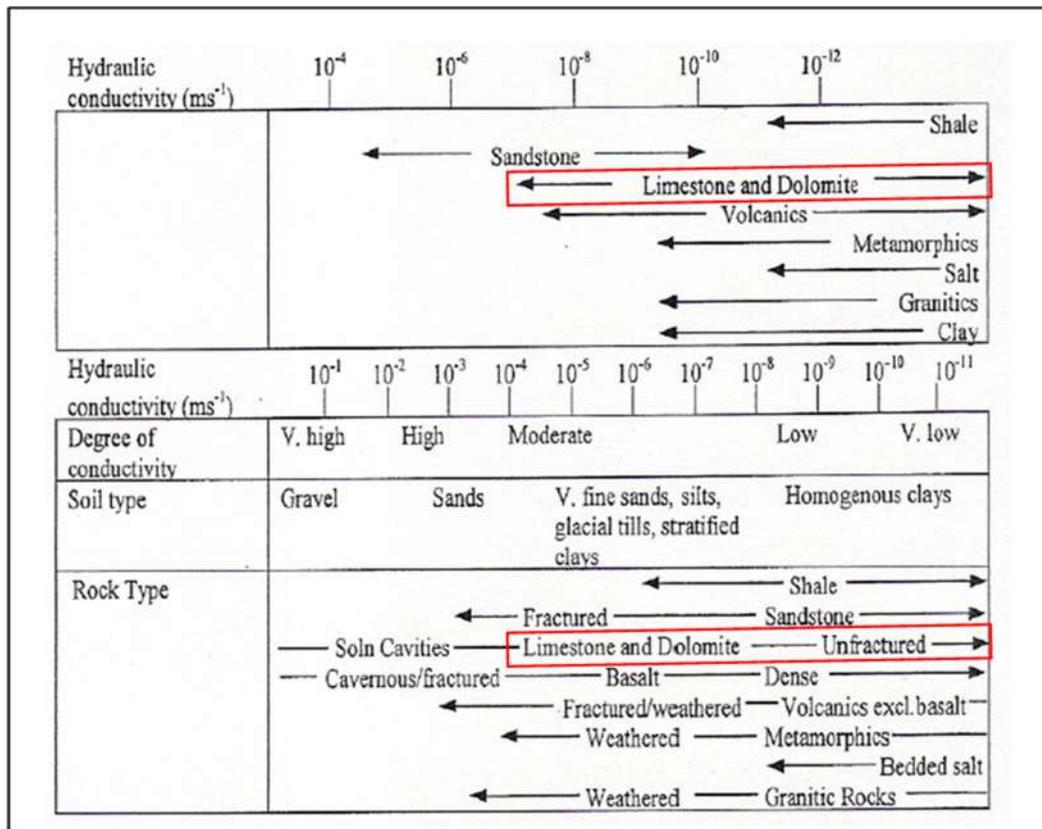
Come si può notare dall'analisi delle figure precedenti, le portate iniziali ( $q_h$ ) risultano in generale maggiori rispetto al limite fissato in 2l/s da *Bieniawski* per le condizioni di drenaggio operate dallo scavo di una galleria.

	Completamente asciutto	Umido	Molto umido	Stillicidio	Venute d'acqua
Afflusso per 10 m di lunghezza della galleria (l/min)	0	< 10	10-25	25-125	> 125
Afflusso per 10 m di lunghezza della galleria (l/s)	0	< 0.17	0.17 - 0.41	0.41 - 2.0	> 2.0

**Figura 8-11 – Sistema di classificazione degli ammassi rocciosi di Bieniawski, condizioni idrauliche.**

Come si può notare dai valori riportati nella tabella, i valori calcolati risultano essere cautelativi in quanto determinati per una lunghezza del tratto di galleria non impermeabilizzato pari a circa 15 m e non normalizzato sui 10 m fissati come lunghezza di riferimento dall'autore, comunque per valori del carico idraulico maggiori di 2m l'ammasso appartiene ad un contesto roccioso indicato da *Bieniawski* come caratterizzato da "venute d'acqua".

Fermo restando che tale valore di permeabilità rappresenta una stima cautelativa dei valori attesi per ammassi rocciosi mediamente fratturati (si veda tabella seguente), nel successivo paragrafo verranno illustrate le modalità mediante le quali, durante l'avanzamento, sulla base di apposite indagini di tipo sia diretto sia indiretto da realizzarsi durante la fase di scavo, sarà possibile comunque identificare eventuali situazioni particolarmente critiche ed impreviste rispetto al quadro geologico, idrogeologico e geomeccanico ottenuto dalle indagini effettuate per la progettazione delle gallerie.



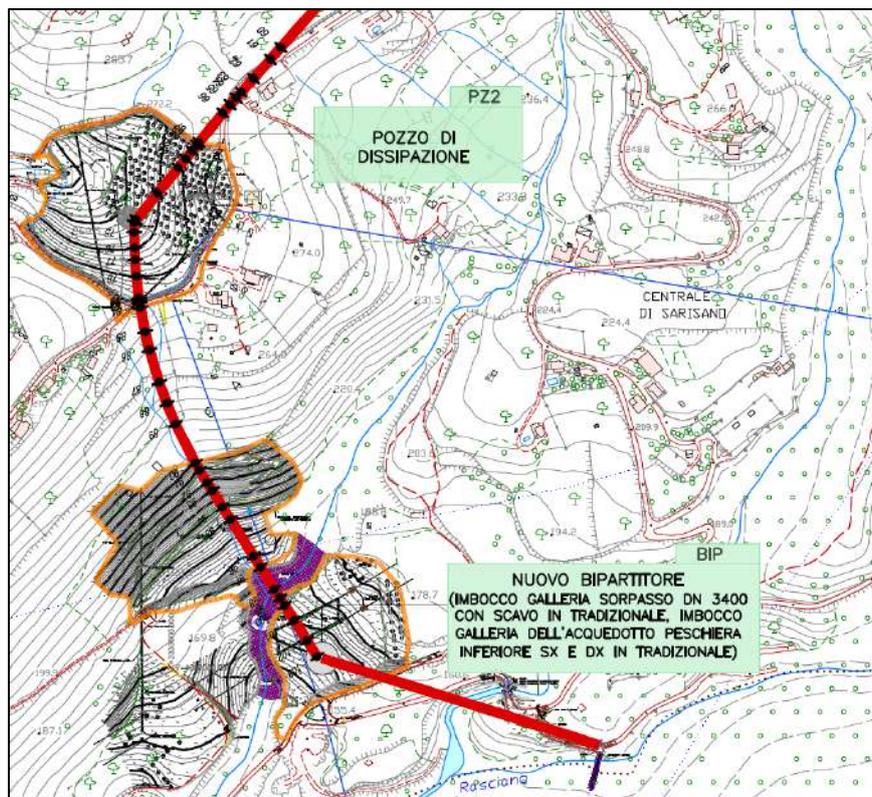
**Figura 8-12 – Permeabilità tipiche di riferimento per terreni e rocce**

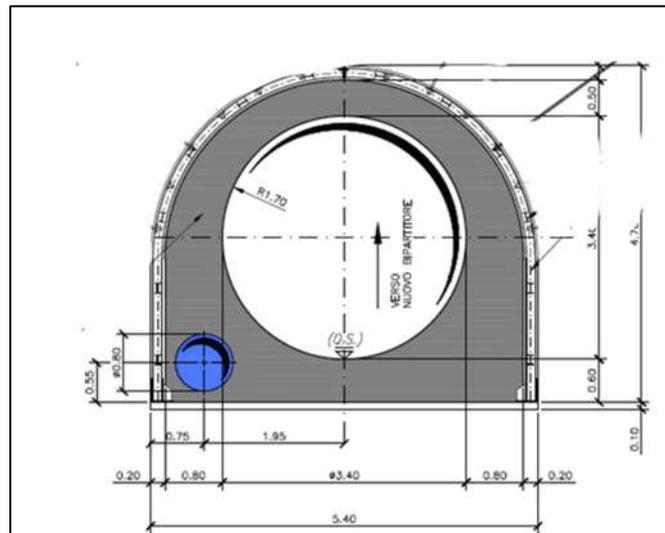
In tali casi, sarà possibile realizzare delle piccole trincee o scavi nel terreno per raccogliere le acque e convogliarle verso il pozzo ellittico del Bipartitore dove saranno pompate ed allontanate dallo scavo.

### 8.3 Descrizione degli interventi

Sarà realizzata con scavo in tradizionale con sezione policentrica e internamente sarà realizzata una geometria della sezione trasversale circolare con DN3400 per una lunghezza di 540 m circa. Il funzionamento è in pressione con sezione circolare a fondo piatta, all’interno del quale sarà posizionata una condotta  $\Phi$  800 in acciaio atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Collegherà il Nuovo Bipartitore BIP e il pozzo di dissipazione PZ2.

La galleria è completamente scavata all’interno dell’unità geotecnica denominata MAI per la quale è stata prevista una sezione di tipo "Medium" con coperture che variano dai 14 ai 140m.





**Figura 8.13 –Inquadramento galleria PZ2-Bipartitore**

Lo scavo della galleria avverrà a piena sezione. In relazione alle ridotte coperture presenti ed alla natura del deposito oggetto di scavo, l’avanzamento in galleria richiede una sezione in grado di garantire la stabilità del fronte e del cavo, limitando il detensionamento.

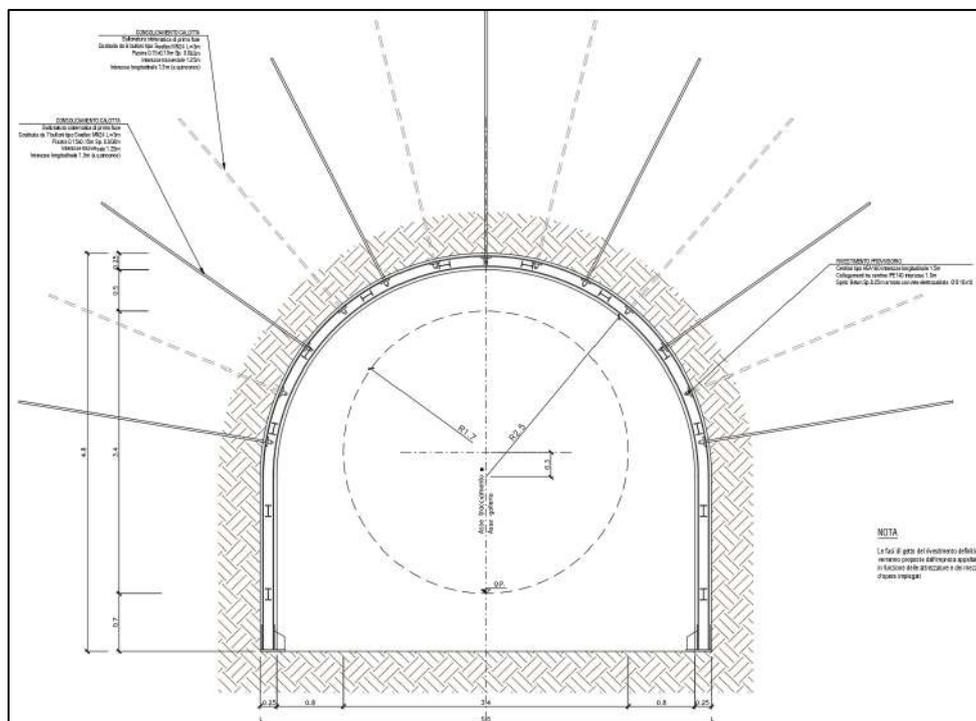
La sezione progettata raggiunge lo scopo di mantenere l’ammasso detritico, con i trattamenti previsti, pressoché in campo elastico e di limitare l’estensione della zona plastica. Questo fatto è essenziale per evitare convergenze rilevanti e scongiurare fenomeni di instabilità.

Inoltre, dato il basso battente idraulico presente (5-10m), durante le operazioni di scavo sono previsti dei drenaggi che convogliano la portata d’acqua intercettata verso il cantiere del bipartitore dove sarà sollevata ed allontanata.

### 8.3.1 *Descrizione delle sezioni tipo*

#### 8.3.1.1 Sezione tipo Medium 1

La sezione tipo Medium è una sezione cilindrica che non prevede interventi di precontenimento del fronte, ma prevede dei consolidamenti in calotta per mezzo di bulloni tipo Swellex MN24 o equivalenti di lunghezza 3 m, con piastra di ripartizione 0.15m x 0.15m e spessore 0.02m, posti a quinconce ad interasse longitudinale di 1.5 m e trasversale di 1.25m. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA160 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da IPE140 longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldata  $\varnothing 8$  10x10 con spessore 25cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.6m e arco rovescio di 0.5m. L’incidenza media è di  $70\text{kg/m}^3$  per la calotta ed i piedritti e di  $60\text{ kg/m}^3$  per l’arco rovescio.



**Figura 8.14 – Dettaglio relativo alla configurazione di sezione “Medium 1”**



## **8.4 Fase di diagnosi - Previsione sul comportamento degli ammassi nella fase di scavo**

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

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

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

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

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

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

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

#### **Gallerie a fronte stabile (CASO A)**

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

#### **Gallerie a fronte stabile a breve termine (CASO B)**

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera le caratteristiche di resistenza meccanica del materiale al fronte, che assume un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con tale redistribuzione delle tensioni sono più accentuati che nel caso precedente e producono nell'ammasso roccioso al fronte una decompressione che porta ad una riduzione della resistenza interna. Questa decompressione deve essere opportunamente regimata, nel breve termine, mediante adeguati interventi di preconsolidamento al fronte (e talora al contorno del cavo), in grado di contenere l'ammasso e condurlo verso condizioni di

stabilità; diversamente lo stato tenso-deformativo può evolvere verso condizioni di instabilità del cavo. Il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

### **Gallerie a fronte instabile (CASO C)**

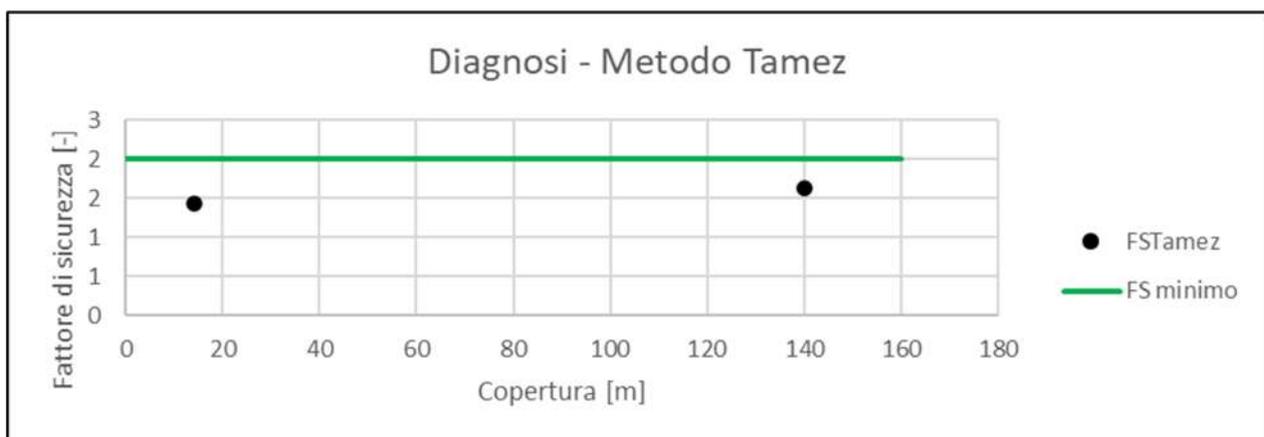
L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad una accentuazione dei fenomeni deformativi nel campo plastico, che risultano immediati, più rilevanti e si manifestano prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Di conseguenza tali deformazioni producono una decompressione più spinta nell'ammasso roccioso al fronte e portano ad un decadimento rapido e progressivo delle caratteristiche meccaniche d'ammasso. Questo tipo di decompressione più accentuata deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento che consentiranno di creare artificialmente quell' effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile nel breve termine e, con l’aggiunta del rivestimento definitivo, anche nel lungo termine.

### 8.4.1 Stabilità del fronte di scavo

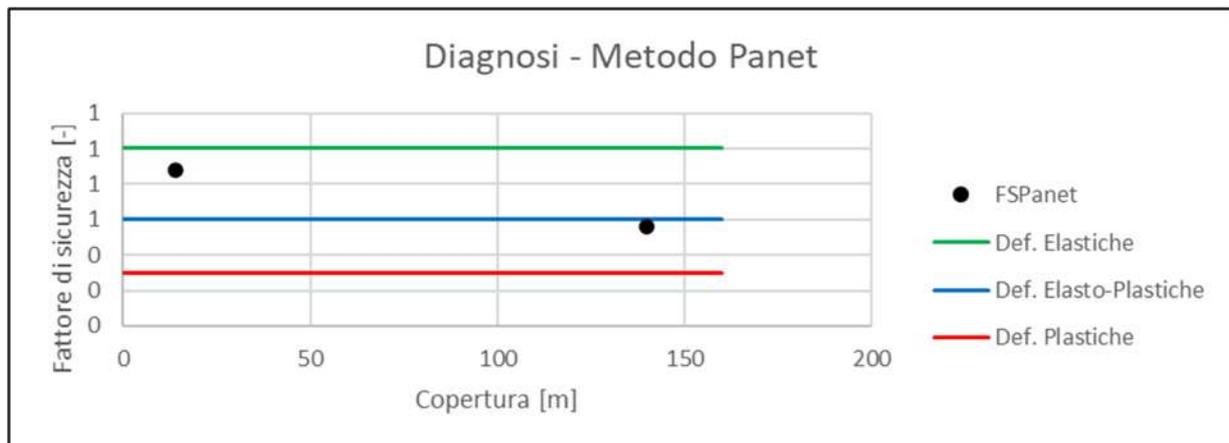
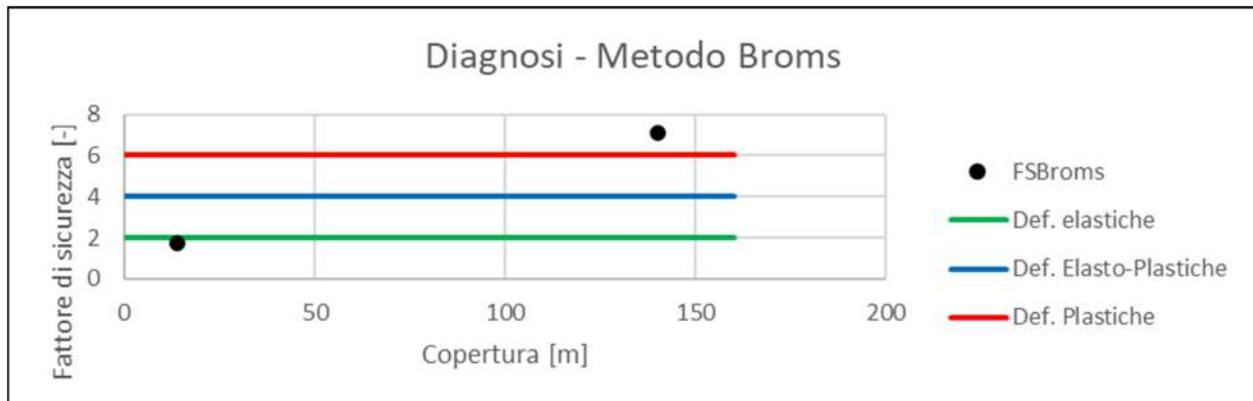
Sono state condotte analisi di stabilità del fronte di scavo con una copertura minima di 14m e copertura massima di 140m per la sezione tipo *Medium* considerando la stratigrafia riportata nel capitolo dell'inquadramento geotecnico.

Nel seguito sono riepilogati i risultati ottenuti in termini di fattore di sicurezza per i tre metodi considerati.

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo								
Analisi	Formazione	Copertura [m]	$D_{eq}$ [m]	$\gamma_{medio}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\varphi$ [°]	SF	Comportamento
Sez. Medium	UMS+MAI	14	5.6	25.0	82	46	1.441	B
Sez. Medium	MAI	140	5.6	25.0	290	29	1.636	B



ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Broms e Panet									
Analisi	Formazione	Copertura [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	GSI [-]	$\sigma_{ci}$ [MPa]	$m_i$	Stability Ratio	$\lambda_e$	Comportamento
Sez. Medium	UMS+MAI	14	25.0	35	38.8	8	1.72	0.88	A
Sez. Medium	MAI	140	25.0	35	38.8	8	7.11	0.56	C



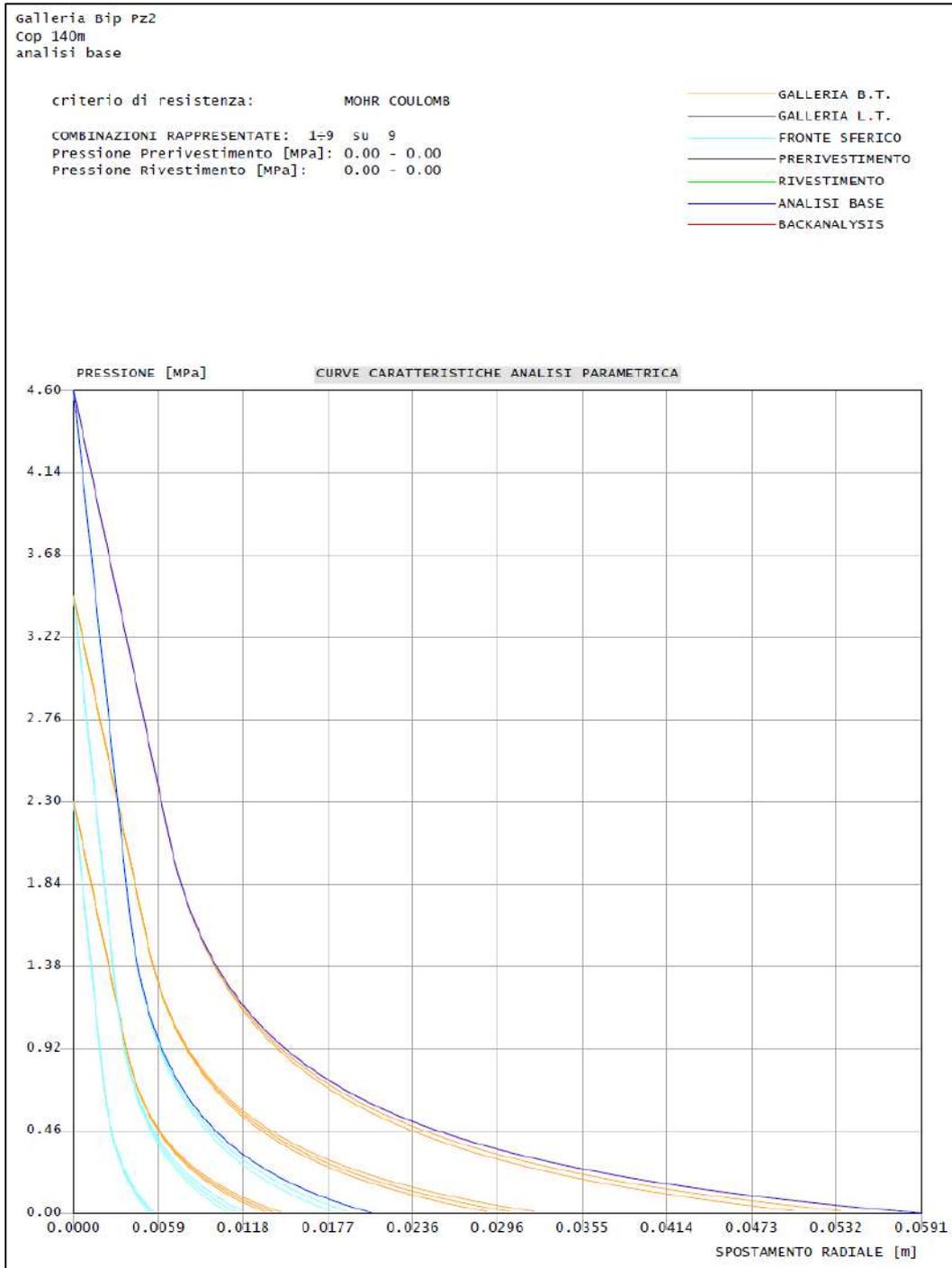
Come si nota dai grafici riportati, il metodo di Tamez mostra un comportamento del fronte di tipo instabile mentre quelli Panet e Broms (utilizzato con i dati derivanti dall’unità MAI) segnalano la presenza di tipo elasto-plastico/plastico.

#### 8.4.2 Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche

Si sono costruite le linee caratteristiche relative alle situazioni a diverso comportamento geomeccanico. Il loro andamento, calcolato sulla base dei parametri geomeccanici caratteristici dei materiali attraversati, è riportato nelle figure seguenti.

Nel seguito si presentano le analisi condotte considerando le caratteristiche della Formazione MAI presente lungo l'intera tratta della galleria. In particolare, è stata eseguita un'analisi parametrica facendo variare il valore di  $K_0$  (0.5-1.5) e della dilatanza ( $0^\circ$ - $5^\circ$ ).

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI DIAGNOSI																		
Sezione	C [m]	Formazione Geologica	$R_m$ [m]	H/D	$U_{rad}$ [cm]	$R_{pl}$ [m]	$R_{pl}/R_m$	$U_{Fronte}$ [cm]	$U_{Fronte}/R_m$	$R_{pl,Fronte}$ [m]	$R_{pl,Fronte}/R_m$	$S_0$ [Mpa]	$\varphi$ [°]	c [Mpa]	$\sigma_c$ [MPa]	$p_c$ [Mpa]	$\sigma_c / p_c$	Comportamento
Medium	140	MAI	2.8	25.0	5.9	6.6	2.36	2.10	0.75%	4.13	1.48	4.30	29.0	0.29	0.98	1.62	0.6	B



**Figura 8.16 – Metodo delle curve caratteristiche - analisi parametrica – copertura  
140m.**

### *8.4.3 Considerazioni Conclusive*

Ai fini dello studio del comportamento dell’ammasso in fase di diagnosi si sono svolte analisi per un’altezza di copertura pari a 14m (zona di transizione tra comportamento di tipo profondo) e 140m nella formazione di MAI. Alla luce delle analisi di stabilità si denota:

- Considerando il caso di galleria superficiale (Copertura=14m) il comportamento risulta essere stabile a breve termine con il metodo di Tamez & Cornejo e stabile con i metodi proposti da Broms & Bennermark e Panet.
- Per alte coperture (Copertura=140m) il comportamento risulta essere stabile a breve termine con i metodi di Tamez & Cornejo e con il metodo Convergenza/Confinamento, stabile con il metodo di Panet ed instabile con il metodo Broms & Bennermark.

Da quanto discusso (e considerando il fatto che il metodo di Broms & Bennermark è stato sviluppato per terreni argillosi piuttosto che per ammassi rocciosi) si ritiene opportuno operare un confinamento delle pareti di scavo contrastando i fenomeni deformativi del cavo mediante l’utilizzo di sistemi di prerivestimento di adeguata rigidità mediante l’utilizzo di una sezione tipo “*Medium*”.

## **8.5 Fase di terapia - Descrizione delle sezioni tipo**

Sulla base delle analisi condotte nella fase di diagnosi, si presentano gli aspetti che hanno guidato la definizione degli interventi, allo scopo di garantire condizioni di stabilità del fronte e del cavo. Si descrivono le sezioni tipo di avanzamento e i criteri di applicazioni delle sezioni.

### *8.5.1 Tipologie di intervento in fase costruttiva*

Nei capitoli precedenti sono stati definiti tre tipi di comportamento d'ammasso allo scavo che prevedono l'impiego di opportuni interventi scelti in base alle caratteristiche geotecniche/geomeccaniche dei terreni interessati dagli scavi, determinando così la scelta delle sezioni tipo più adatte.

**CASO A) fronte stabile – Sezione Light**

**CASO B) fronte stabile a breve termine – Sezione Medium**

**CASO C) fronte instabile – Sezione Hard e Hard 2 a/b**

### 8.5.2 Sezione tipo d’avanzamento

Come anticipato per il collegamento tra Pozzo PZ2 e Manufatto Bipartitore si ritiene opportuno operare un adeguato confinamento delle pareti dello scavo e contrastare i fenomeni deformativi del cavo mediante l’utilizzo di sistemi di prerivestimento di adeguata rigidità mediante sezioni tipo “Medium”.

Di seguito è riportato un quadro sinottico degli interventi previsti:

#### Sez. Medium 1 (Copertura < 100m)

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cmSB,28gg}$ [Mpa]
HEA160	1.5	1.5	25	25

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco\ Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C32/40	60	50

CONSOLIDAMENTI CALOTTA		
Tipo [-]	I [m]	L [m]
SWELLEX MN24	1.25x1.5	3

Sez. Medium 2 (Copertura > 100m)

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cmSB,28gg}$ [Mpa]
HEA160	0.5	1.5	25	25

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco\ Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C32/40	60	50

CONSOLIDAMENTI CALOTTA		
Tipo [-]	I [m]	L [m]
SWELLEX MN24	1.25x1.5	6

## **8.6 Individuazione delle sezioni di calcolo e verifica delle sezioni tipo di scavo**

### *8.6.1 Premessa*

Nei seguenti paragrafi sono riportati i risultati delle analisi numeriche che hanno permesso di investigare il regime tenso-deformativo nei rivestimenti strutturali previsti in progetto.

Questo è stato raggiunto tramite tre approcci differenti:

1. Stabilità del fronte
2. Metodo delle Linee Caratteristiche
3. Analisi agli elementi finiti

Le analisi di stabilità del fronte hanno consentito di cogliere le caratteristiche deformative del fronte in funzione della copertura e del materiale di scavo e quindi di predimensionare, qualora le analisi ne avessero evidenziato la necessità, gli interventi di preconsolidamento del fronte.

Il Metodo delle Linee Caratteristiche ha permesso di cogliere approssimativamente l’entità delle sollecitazioni e delle convergenze nel pririvestimento e nel rivestimento definitivo, rappresentando una fase di predimensionamento degli interventi di sostegno e di guidare le scelte circa le sezioni di galleria da sottoporre ad analisi più accurate.

L’analisi agli elementi finiti, che verrà presentata nel capitolo successivo, ha permesso invece di indagare più dettagliatamente per le condizioni più rappresentative il regime tensionale e deformativo nelle strutture e nell’ammasso circostante, nelle principali fasi esecutive fino alla completa realizzazione dell’opera, consentendo quindi di valutare l’evoluzione del comportamento dell’opera nel breve, medio e lungo termine.

### 8.6.2 Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici

Nelle successive tabelle sono riportati i principali dati di input ed i risultati ottenuti per quanto riguarda le analisi di stabilità del fronte di scavo, effettuate in base alle formazioni incontrate lungo il tracciato della galleria alle differenti coperture in cui tali condizioni si presentano. Le analisi di terapia sono state svolte nei medesimi contesti geomeccanici utilizzati in fase di diagnosi.

#### Sez. Medium Copertura=14m

##### **METODO DI TAMEZ E CORNEJO**

SEZ: PZ2-Bip C=14m

##### TIPO DI GALLERIA

Galleria Superficiale 3D<Z

Tipo Terreno Terreno

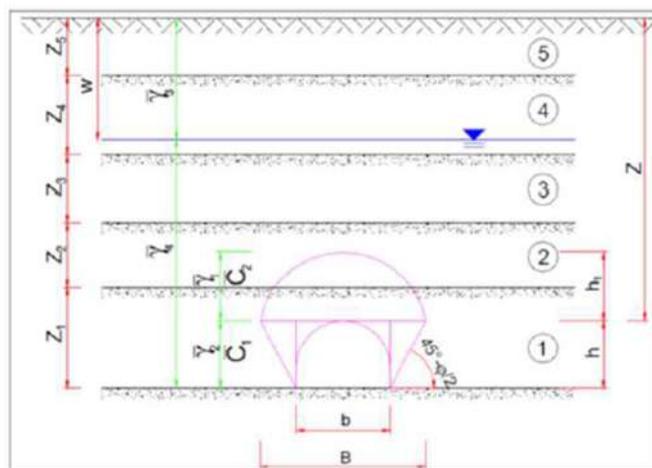
Presenza Falda SI

$\gamma_w$  [kN/m<sup>3</sup>] 10

W [m] 9

##### DATI GEOMETRICI

Z [m]	14.0	Copertura sulla calotta
W [m]	9.0	Profondità sup. Piezometrica
h [m]	4.5	Altezza galleria
b [m]	5.5	Larghezza galleria
a [m]	1.5	Distanza fronte scavo rivestimento
S [m <sup>2</sup> ]	24.75	Area galleria al fronte
D <sub>eq</sub> [m]	5.61	Diametro equivalente
S <sub>NS</sub> [m <sup>2</sup> ]	13.2	Fascia di galleria non sostenuta
q [kPa]	0.0	Sovraccarico al P.C.

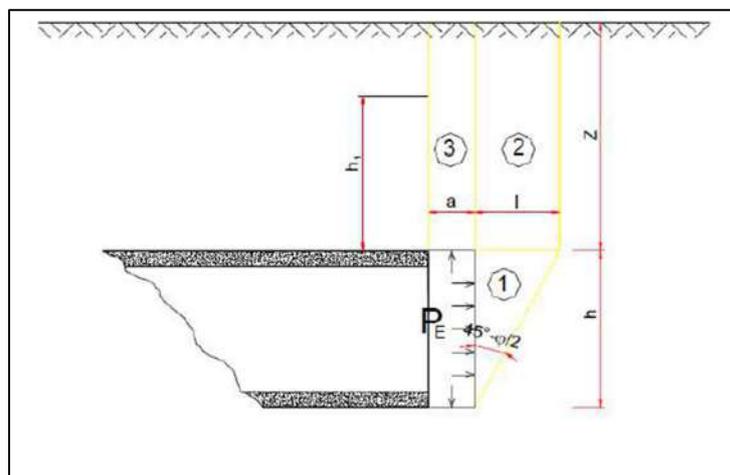


**DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI**

$\gamma_1$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la calotta (su h l)
$\gamma_2$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno da scavare (su h)
$\gamma_3$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra falda
$\gamma_4$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sotto falda
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	10	Peso dell'unità di volume d'acqua
$C_1$ [kPa]	82.0	Valore medio della coesione al fronte (su h)
$C_2$ [kPa]	82.0	Valore medio della coesione dalla calotta ad h l
$C_{2m}$ [kPa]	82.0	Valore medio della coesione dalla calotta a piano campagna
$\varphi_m$ [°]	46	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna
$\varphi$ [°]	46	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h l

**DATI GEOTECNICI DI PROGETTO**

$\gamma_M$ [-]	1	Coefficiente parziale di riduzione del materiale
$\varphi_{m,d}$ [°]	46	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna di progetto
$\varphi_d$ [°]	46	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h l di progetto
$C_{1,d}$ [kPa]	82	Valore medio della coesione al fronte (su h) di progetto
$C_{2,d}$ [kPa]	82	Valore medio della coesione dalla calotta ad h l di progetto
$k_0$ [-]	0.28	Coefficiente di spinta a riposo (0.75 per gallerie profonde)
$k_a$ [-]	0.16	Coefficiente di spinta attiva (compreso tra 0.5 e 1)
$k_p$ [-]	6.13	Coefficiente di spinta passiva (secondo Rankine)
$P_w$ [kPa]	50	Pressioni interstiziali in calotta



DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE

$\sigma_c$ [kPa]	405.91	Resistenza compressione monoassiale
f	1.238	
l [m]	1.82	
B [m]	9.14	
$h_1$ [m]	3.69	
$\tau_{m2}$ [kPa]	174.10	Tensione media tangenziale per il cuneo 2
$\tau_{m3}$ [kPa]	82.00	Tensione media tangenziale per il cuneo 3

**VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

FSF [-]	1.44	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
FSF <sub>3</sub> [-]	1.47	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
FSF <sub>min</sub> [-]	1.44	Fattore di sicurezza al fronte minimo

**Verifica Non Soddisfatta**

$P_{stab}$ [kPa]	97.82	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	93.18	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,max}$ [kPa]	<b>97.82</b>	Pressione equivalente da raggiungere per avere il fronte stabile
$a_{max}$ [m]	0.73	Massima lunghezza non sostenibile

**$V_{a_{max}}$  [-] Massima distanza non sostenuta non sufficiente**

PARAMETRI DEL CONSOLIDAMENTO

Tipo intervento **VTR/A** Può Essere VTR/A o JET

**CHIODATURE AL FRONTE ED AL CAVO IN VTR O ACCIAIO**

Metodo I

	Fronte	Corona	
Tipo	VTR	Acciaio	Può Essere Acciaio o VTR
$n_{barre}$	0	7	Numero di barre
$d_{perf}$ [mm]	127	43	Diametro della perforazione
$d_{barra}$ [mm]	40	37	Diametro della barra
$A_{Barra}$ [m <sup>2</sup> ]	0.0013	0.0011	Area trasversale della barra
$A_{inf}$ [m <sup>2</sup> /m]	2.25	3.75	Area influenza delle barre
$L_{eff}$ [m]	12	2.5	Lunghezza attiva
$L_{tot}$ [m]	14.00	3.0	Lunghezza totale
$\sigma_{adm,k}$ [MPa]	760	180	Tensione caratteristica a snervamento barra
$\gamma_{barra}$ [-]	1.05	1.05	Coefficiente di riduzione della resistenza della barra
$\sigma_{adm,d}$ [MPa]	723.8	171.4	Tensione di progetto a snervamento barra
$\tau_{adm1}$ [kPa]	85	-	Tensione tangenziale limite malta-terreno
$\tau_{adm2}$ [kPa]	400	-	Tensione tangenziale limite guaina-barra
$F_{si}$ [-]	0.67	0.67	Efficienza della lunghezza attiva
$P_{E1}$ [kPa]	0.0	102.4	Pressione equivalente dovuta alla resistenza a trazione della barra
$P_{E2}$ [kPa]	0.0	#VALORE!	Pressione equivalente dovuta allo sfilamento malta-terreno
$P_{E3}$ [kPa]	0.0	#VALORE!	Pressione equivalente dovuta allo sfilamento guaina-barra
$P_{MIN}$ [kPa]	0.0	102.4	Pressione equivalente di calcolo
$P_{stab}$ [kPa]		102.4	Pressione equivalente di calcolo complessiva (Fronte+Calotta)
Tipo Metodo	<b>I</b>		Può essere metodo I o 2
OMBRELLATURA	<b>NO</b>		Può essere metodo SI o NO
$P_{stabVTR/A}$ [kPa]		102.4	Pressione equivalente del trattamento VTR/A

**VERIFICA CON INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

$P_{stab,max}$ [kPa]	97.82	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	93.18	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,int}$ [kPa]	102.43	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab3,int}$ [kPa]	102.43	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3

**Entrambe le Verifiche Soddisfatte**

Sez. Medium Copertura=140m

**METODO DI TAMEZ E CORNEJO**

SEZ: Galleria PZ2-Bip C=140m (Copertura Massima)

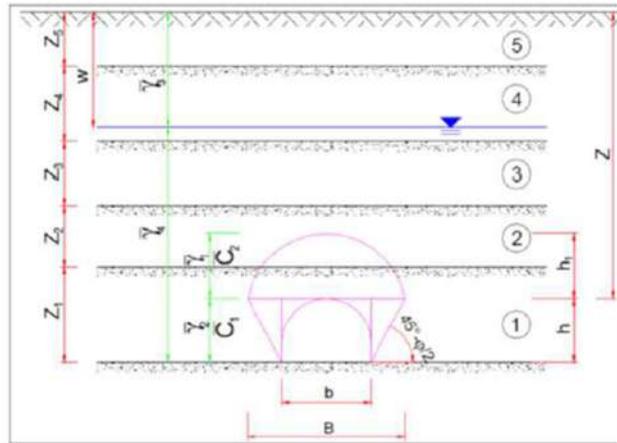
TIPO DI GALLERIA

Galleria Profonda 3D>Z

Tipo Terreno	Terreno
Presenza Falda	SI
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	10
W [m]	130

DATI GEOMETRICI

Z [m]	140.0	Copertura sulla calotta
W [m]	130.0	Profondità sup. Piezometrica
h [m]	4.5	Altezza galleria
b [m]	5.5	Larghezza galleria
a [m]	1.0	Distanza fronte scavo rivestimento
S [m <sup>2</sup> ]	24.75	Area galleria al fronte
D <sub>eq</sub> [m]	5.61	Diametro equivalente
S <sub>NS</sub> [m <sup>2</sup> ]	8.8	Fascia di galleria non sostenuta
q [kPa]	0.0	Sovraccarico al P.C.

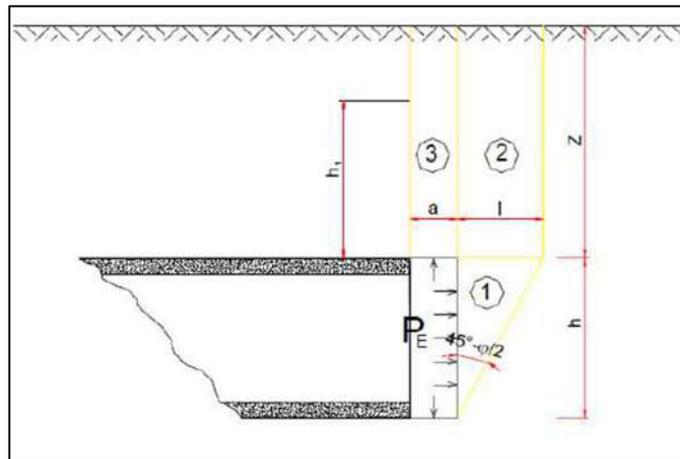


DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI

$\gamma_1$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la calotta (su h1)
$\gamma_2$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno da scavare (su h)
$\gamma_3$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra falda
$\gamma_4$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sotto falda
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	10	Peso dell'unità di volume d'acqua
C <sub>1</sub> [kPa]	290.0	Valore medio della coesione al fronte (su h)
C <sub>2</sub> [kPa]	290.0	Valore medio della coesione dalla calotta ad h1
C <sub>2m</sub> [kPa]	290.0	Valore medio della coesione dalla calotta a piano campagna
$\phi_m$ [°]	29	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna
$\phi$ [°]	29	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h1

DATI GEOTECNICI DI PROGETTO

$\gamma_{m1}$ [-]	1	Coefficiente parziale di riduzione del materiale
$\phi_{m,d}$ [°]	29	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna di progetto
$\phi_d$ [°]	29	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h1 di progetto
C <sub>1,d</sub> [kPa]	290	Valore medio della coesione al fronte (su h) di progetto
C <sub>2,d</sub> [kPa]	290	Valore medio della coesione dalla calotta ad h1 di progetto
k <sub>0</sub> [-]	0.75	Coefficiente di spinta a riposo (0.75 per gallerie profonde)
k <sub>a</sub> [-]	0.35	Coefficiente di spinta attiva (compreso tra 0.5 e 1)
k <sub>p</sub> [-]	2.88	Coefficiente di spinta passiva (secondo Rankine)
Pw [kPa]	100	Pressioni interstiziali in calotta



DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE

$\sigma_c$ [kPa]	984.64	Resistenza compressione monoassiale
$f$	0.849	
$l$ [m]	2.65	
$B$ [m]	10.80	
$h_1$ [m]	6.36	
$\tau_{m2}$ [kPa]	2144.27	Tensione media tangenziale per il cuneo 2
$\tau_{m3}$ [kPa]	692.51	Tensione media tangenziale per il cuneo 3

**VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

FSF [-]	1.88	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
FSF <sub>3</sub> [-]	2.98	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
FSF <sub>min</sub> [-]	1.88	Fattore di sicurezza al fronte minimo

**Verifica Non Soddisfatta**

$P_{stab}$ [kPa]	202.62	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	-1707.19	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,max}$ [kPa]	<b>202.62</b>	Pressione equivalente da raggiungere per avere il fronte stabile
$a_{max}$ [m]	1.21	Massima lunghezza non sostenibile

**V<sub>a</sub>max [-] Massima distanza non sostenuta sufficiente**

PARAMETRI DEL CONSOLIDAMENTO

Tipo intervento **VTR/A** Può Essere VTR/A o JET

**CHIODATURE AL FRONTE ED AL CAVO IN VTR O ACCIAIO**

Metodo I

	Fronte	Corona	
Tipo	VTR	Acciaio	Può Essere Acciaio o VTR
$n_{barre}$	16	7	Numero di barre
$d_{perf}$ [mm]	127	43	Diametro della perforazione
$d_{barra}$ [mm]	40	37	Diametro della barra
$A_{Barra}$ [m <sup>2</sup> ]	0.0013	0.0011	Area trasversale della barra
$A_{inf}$ [m <sup>2</sup> /m]	2.25	3.75	Area influenza delle barre
$L_{eff}$ [m]	12	5.0	Lunghezza attiva
$L_{tot}$ [m]	15.00	6.0	Lunghezza totale
$\sigma_{adm,k}$ [MPa]	760	220	Tensione caratteristica a snervamento barra
$\gamma_{Barra}$ [-]	1.05	1.05	Coefficiente di riduzione della resistenza della barra
$\sigma_{adm,d}$ [MPa]	723.8	209.5	Tensione di progetto a snervamento barra
$\tau_{adm1}$ [kPa]	150	-	Tensione tangenziale limite malta-terreno
$\tau_{adm2}$ [kPa]	400	-	Tensione tangenziale limite guaina-barra
$F_{sl}$ [-]	0.67	0.67	Efficienza della lunghezza attiva
$P_{E1}$ [kPa]	617.4	187.8	Pressione equivalente dovuta alla resistenza a trazione della barra
$P_{E2}$ [kPa]	311.1	#VALORE!	Pressione equivalente dovuta allo sfilamento malta-terreno
$P_{E3}$ [kPa]	4677.8	#VALORE!	Pressione equivalente dovuta allo sfilamento guaina-barra
$P_{MIN}$ [kPa]	311.1	187.8	Pressione equivalente di calcolo
$P_{stab}$ [kPa]	498.8		Pressione equivalente di calcolo complessiva (Fronte+Calotta)
Tipo Metodo	I		Può essere metodo 1 o 2
OMBRELLATURA	NO		Può essere metodo SI o NO
$P_{stabVTR/A}$ [kPa]	498.8		Pressione equivalente del trattamento VTR/A

**VERIFICA CON INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

$P_{stab,max}$ [kPa]	202.62	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	-1707.19	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,int}$ [kPa]	498.84	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab3,int}$ [kPa]	498.84	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3

**Entrambe le Verifiche Soddisfatte**

### 8.6.3 Verifica con il metodo delle curve caratteristiche

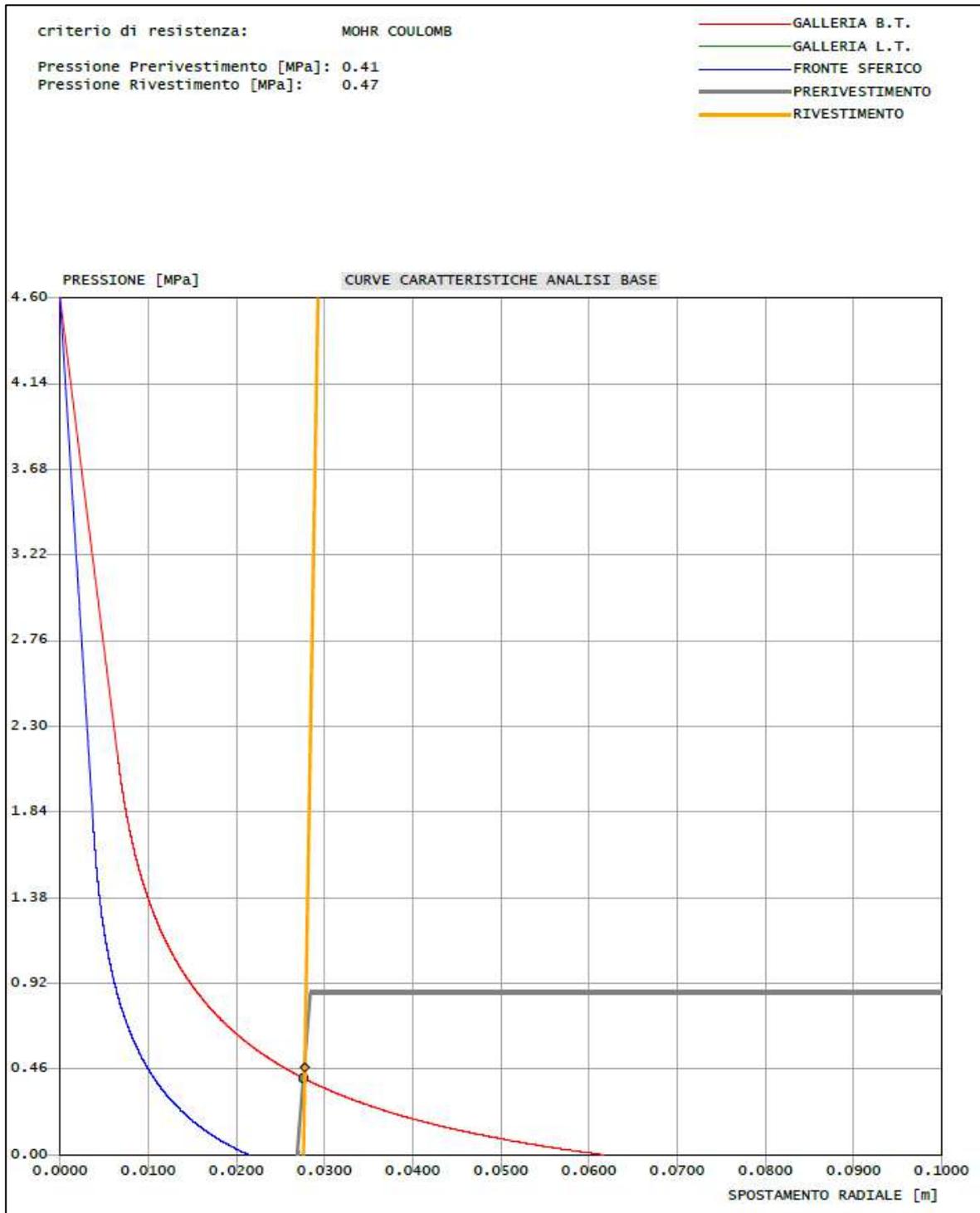
Nel seguito sono presentati i risultati ottenuti con il metodo delle linee caratteristiche considerando come rivestimento di prima e finale fase quelli descritti nel paragrafo precedente.

È necessario specificare che l’utilizzo del metodo “transfer-matrix” riporta valori di convergenze e spostamenti al fronte e in galleria generalmente più bassi rispetto ai risultati calcolati con le classiche soluzioni in forma chiusa di letteratura e anche rispetto ai valori evidenziati da scavi in materiali simili. In ogni caso, comunque, questa differenza è percentualmente contenuta e non influenza la classificazione del comportamento dell’ammasso. Le verifiche in fase di terapia pertanto sono state condotte tutte con il metodo “transfer-matrix” per coerenza numerica, nel tentativo di evidenziare l’effetto degli interventi, rimandando per una valutazione più realistica degli effetti deformativi di fronte e scavo alle analisi numeriche.

Sezione	RISULTATI ANALISI LC - FASE DI TERAPIA						Prerivestimenti				Rivestimento definitivo		
	C [m]	Formazione Geologica	R <sub>m</sub> [m]	U <sub>Fronte</sub> [cm]	R <sub>pl,Fronte</sub> [m]	R <sub>pl,Fronte</sub> /R <sub>m</sub>	U <sub>messa opera</sub> [cm]	σ <sub>SPRITZ</sub> [MPa]	σ <sub>CENT</sub> [MPa]	Conv <sub>rad,preriv</sub> [cm]	U <sub>equi</sub> [cm]	R <sub>pl,equi</sub> [m]	σ <sub>CLS</sub> [MPa]
Cop. Media	140	UMS	2.8	2.1	4.1	1.5	2.6	2.87	51.01	0.1	2.7	4.9	2.7

Dove:

- R<sub>m</sub>= raggio medio di scavo
- ν=coefficiente di Poisson
- U<sub>fronte</sub>=spostamento al fronte
- U<sub>messa in opera</sub>=spostamento alla messa in opera del prerivestimento
- U<sub>eq</sub>=spostamento all’equilibrio (rivestimenti definitivi)
- R<sub>pl fronte</sub>=raggio plastico al fronte
- R<sub>eq</sub>=raggio plastico all’equilibrio (rivestimenti definitivi)
- σ<sub>spritz</sub>=tensione nello spritz beton
- σ<sub>cent</sub>=tensione nelle centine metalliche
- σ<sub>cls</sub>=tensione nei rivestimenti definitivi



#### *8.6.4 Considerazioni conclusive*

Le analisi di terapia condotte mostrano buoni fattori di sicurezza con la messa in opera degli interventi di progetto nel contesto geomeccanico di riferimento.

Si sottolinea che, viste le coperture prese in considerazione, andrà sempre previsto un adeguato sistema di controllo e monitoraggio dei priverestimenti al fine di valutare i tassi di lavoro effettivi ed il mantenimento degli adeguati margini di sicurezza richiesti delle caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati oltre che un campo prove per valutare l’efficacia degli interventi di consolidazione del terreno.

## **8.7 Verifiche con metodi numerici agli elementi finiti**

Nei seguenti paragrafi verranno descritti i modelli di calcolo impiegati per il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivo. In particolare, si svolgerà una sola analisi numerica che simulerà lo scavo.

Al fine di definire le condizioni di carico sui rivestimenti (di prima fase e definitivi), è stato fatto ricorso alla modellazione numerica bidimensionale, condotta impiegando il codice di calcolo *Midas GTS Nx*. In particolare, le modellazioni numeriche effettuate hanno permesso di simulare in maniera approfondita la complessità dell’interazione terreno-struttura. La simulazione dello scavo nelle sue fasi, cercando di rappresentare in maniera più fedele possibile la progressione, permette la definizione del comportamento dell’ammasso e dei carichi sui rivestimenti di prima fase e della distanza di applicazione dal fronte. Il rivestimento definitivo viene posto in opera alla distanza di progetto, gravandosi del carico residuo di sua competenza e del carico che risultava gravante sul sostegno di prima fase, considerato cautelativamente non più resistente nel lungo termine. Di seguito è riportato un quadro sinottico delle sezioni analizzate:

Analisi	Sezione	Formazione	Cop [m]
1	Medium	MAI	14
2	Medium	MAI	140

### *8.7.1 Condizioni idrogeologiche*

I profili idrogeologici indicano che nella zona in esame l’acqua di falda si intesta a circa 10m dal fondo della galleria.

### 8.7.2 Modellazione dell’ammasso, dei terreni e degli elementi strutturali

Il modello adottato per l’ammasso e per i terreni è quello di Mohr-Coulomb (linearizzato agli intervalli di interesse); nel seguito verranno riportati i parametri di calcolo adottati.

Stratigrafia di calcolo		C	$\gamma$	$c'_k$	$\varphi'_k$	$Cu_k$	E'	$k_0$
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
MAI	>0	14	25	82	42	-	1262	0.5-1.0-1.5
MAI	>0	140	25	290	29	-	1262	0.5-1.0-1.5

Per l’unità (MAI) è stata effettuata un’analisi parametrica considerando  $K_0=0.5 -1.0 -1.5$ .

#### **Modellazione rivestimenti preliminari e definitivi**

Il rivestimento definitivo è stato modellato come un materiale elastico lineare. Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell’elasticità isotropa lineare e richiede due parametri di rigidezza elastici, che sono il modulo di Young E, ed il coefficiente di Poisson  $\nu$ , pari a  $E=30$  GPa e  $\nu=0.2$ .

Per quanto riguarda i rivestimenti di prima fase si è provveduto ad omogenizzare le centine e lo spritz – beton secondo la formulazione proposta nei paragrafi precedenti.

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle caratteristiche dei rivestimenti per le diverse sezioni analizzate ( $Cop=14m$  e  $Cop=140m$ ):

Sezione	CLS Spritz Beton	$E_{SPRITZ}$ [GPa]	$S_{SPRITZ}$ [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	$N_{CEN}$	$E_{CEN}$ [GPa]	$E_{omog}$ [GPa]	$s_{omog}$ [cm]
Medium	25/30	10.4	25	HEA160	S355	1.5	I	210	12.6	25

Sezione	CLS Spritz Beton	$E_{SPRITZ}$ [GPa]	$S_{SPRITZ}$ [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	$N_{CEN}$	$E_{CEN}$ [GPa]	$E_{omog}$ [GPa]	$s_{omog}$ [cm]
Medium	25/30	10.4	25	HEA160	S355	0.5	I	210	17.1	24

## Modellazione delle chiodature

Per tener conto delle chiodature in calotta si sono modellati degli elementi tipo "Truss". Di seguito è riportato il predimensionamento delle chiodature secondo le indicazioni fornite da *Osgui & Unal [2009]*:

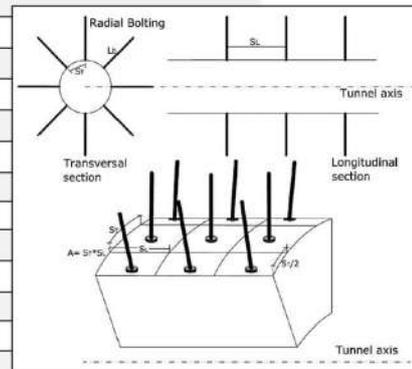
DATI			
Cop	14.0	m	Copertura
A	25.0	m <sup>2</sup>	Area della sezione da scavare
r <sub>eq</sub>	2.8	m	Raggio equivalente della sezione
γ	25.0	kN/m <sup>3</sup>	Peso per unità di volume dell'ammasso roccioso
σ <sub>ci</sub>	44.8	MPa	Resistenza a compressione uniaassiale materiale roccioso
σ <sub>cm</sub>	0.410	MPa	Resistenza a compressione uniaassiale ammasso roccioso
GSI	35	-	Geological Strength Index
φ	46	°	Angolo di resistenza a taglio Ammasso Roccioso
k <sub>p</sub>	6.1	-	Inclinazione del criterio di resistenza sul piano principale delle tensioni
k <sub>0</sub>	1	-	Coefficiente di spinta a riposo
D	0.7	-	Fattore di disturbo dovuto alla tecnica di scavo
C <sub>s</sub>	1.1	-	Fattore di correlazione delle tensioni
P <sub>0</sub>	421	kPa	Pressione isotropa in situ
σ <sub>cm</sub> / P <sub>0</sub>	0.975	-	Rapporto resistenza stato tensionale in situ
S <sub>q</sub>	1	-	Fattore correttivo per rocce spingenti
S <sub>r</sub>	0.8	-	Fattore di caduta di resistenza
σ <sub>cr</sub>	35.8	MPa	Resistenza a compressione uniaassiale materiale roccioso di post-picco

DATI CHIODATURE			
d	38.0	mm	Diametro della chiodatura
C <sub>b</sub>	220.0	kN	Carico di snervamento del chiodo
λ	0.6	-	Coefficiente di attrito laterale Malta/Terreno

RISULTATI			
k <sub>p</sub> <sup>*</sup>	6.9	-	Inclinazione del criterio di resistenza sul piano principale delle tensioni modificato per effetto della chiodatura
C <sub>0</sub> <sup>*</sup>	0.460	kPa	Resistenza a compressione uniaassiale materiale roccioso modificata per effetto della chiodatura
φ <sup>*</sup>	48.3	°	Angolo di resistenza a taglio Ammasso Roccioso modificato per effetto della chiodatura
h	5.4	m	Altezza blocco instabile
P	0.13	MPa	Pressione del blocco instabile
β	0.12	-	Coefficiente di densità dei chiodi
S <sub>s</sub>	1.28	m	Spaziatura minima dei chiodi
S <sub>L</sub>	1.25	m	Spaziatura Longitudinale
S <sub>T</sub>	1.50	m	Spaziatura Trasversale
r <sub>PB</sub> <sup>*</sup>	3.20	m	Raggio plastico derivante dall'analisi Convezgenza/Confinamento con i parametri di resistenza modificati
a	0.50	-	Compreso tra 0.5 e 0.75
L <sub>B</sub>	0.8	m	Lunghezza minima dei chiodi
L <sub>B</sub>	3.0	m	Lunghezza dei chiodi adottata

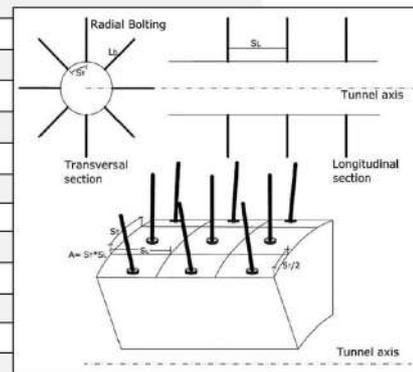


**Figura 8.17 – Predimensionamento chiodatura radiale C=14m**

Si è scelto di utilizzare delle chiodature di tipo “Swellex MN24” con passo trasversale di 1.25m, passo longitudinale di 1.5m di lunghezza 3m per i tratti a bassa copertura.

**DATI**

Cop	140.0	m	Copertura
A	25.0	m <sup>2</sup>	Area della sezione da scavare
r <sub>eq</sub>	2.8	m	Raggio equivalente della sezione
γ	25.0	kN/m <sup>3</sup>	Peso per unità di volume dell'ammasso roccioso
σ <sub>ci</sub>	44.8	MPa	Resistenza a compressione uniaxiale materiale roccioso
σ <sub>cm</sub>	0.980	MPa	Resistenza a compressione uniaxiale ammasso roccioso
GSI	35	-	Geological Strength Index
φ	29	°	Angolo di resistenza a taglio Ammasso Roccioso
k <sub>p</sub>	2.9	-	Inclinazione del criterio di resistenza sul piano principale delle tensioni
k <sub>0</sub>	1	-	Coefficiente di spinta a riposo
D	0.7	-	Fattore di disturbo dovuto alla tecnica di scavo
C <sub>s</sub>	1.4	-	Fattore di correlazione delle tensioni
P <sub>0</sub>	3571	kPa	Pressione isotropa in situ
σ <sub>cm</sub> / P <sub>0</sub>	0.274	-	Rapporto resistenza stato tensionale in situ
S <sub>q</sub>	0.8	-	Fattore correttivo per rocce spingenti
S <sub>r</sub>	0.8	-	Fattore di caduta di resistenza
σ <sub>cr</sub>	35.8	MPa	Resistenza a compressione uniaxiale materiale roccioso di post-picco



**DATI CHIODATURE**

d	38.0	mm	Diametro della chiodatura
C <sub>b</sub>	220.0	kN	Carico di snervamento del chiodo
λ	0.6	-	Coefficiente di attrito laterale Malta/Terreno

**RISULTATI**

k <sub>p</sub> <sup>*</sup>	3.2	-	Inclinazione del criterio di resistenza sul piano principale delle tensioni modificato per effetto della chiodatura
C <sub>0</sub> <sup>*</sup>	1.103	kPa	Resistenza a compressione uniaxiale materiale roccioso modificata per effetto della chiodatura
φ <sup>*</sup>	31.9	°	Angolo di resistenza a taglio Ammasso Roccioso modificato per effetto della chiodatura
h	5.5	m	Altezza blocco instabile
P	0.14	MPa	Pressione del blocco instabile
β	0.13	-	Coefficiente di densità dei chiodi
S <sub>s</sub>	1.27	m	Spaziatura minima dei chiodi
S <sub>L</sub>	1.25	m	Spaziatura Longitudinale
S <sub>T</sub>	1.50	m	Spaziatura Trasversale
r <sub>PB</sub> <sup>*</sup>	5.60	m	Raggio plastico derivante dall'analisi Convergenza/Confinamento con i parametri di resistenza modificati
a	0.50	-	Compreso tra 0.5 e 0.75
L <sub>B</sub>	5.6	m	Lunghezza minima dei chiodi
L <sub>3</sub>	6.0	m	Lunghezza dei chiodi adottata

**Figura 8.18 – Predimensionamento chiodatura radiale C=140m**

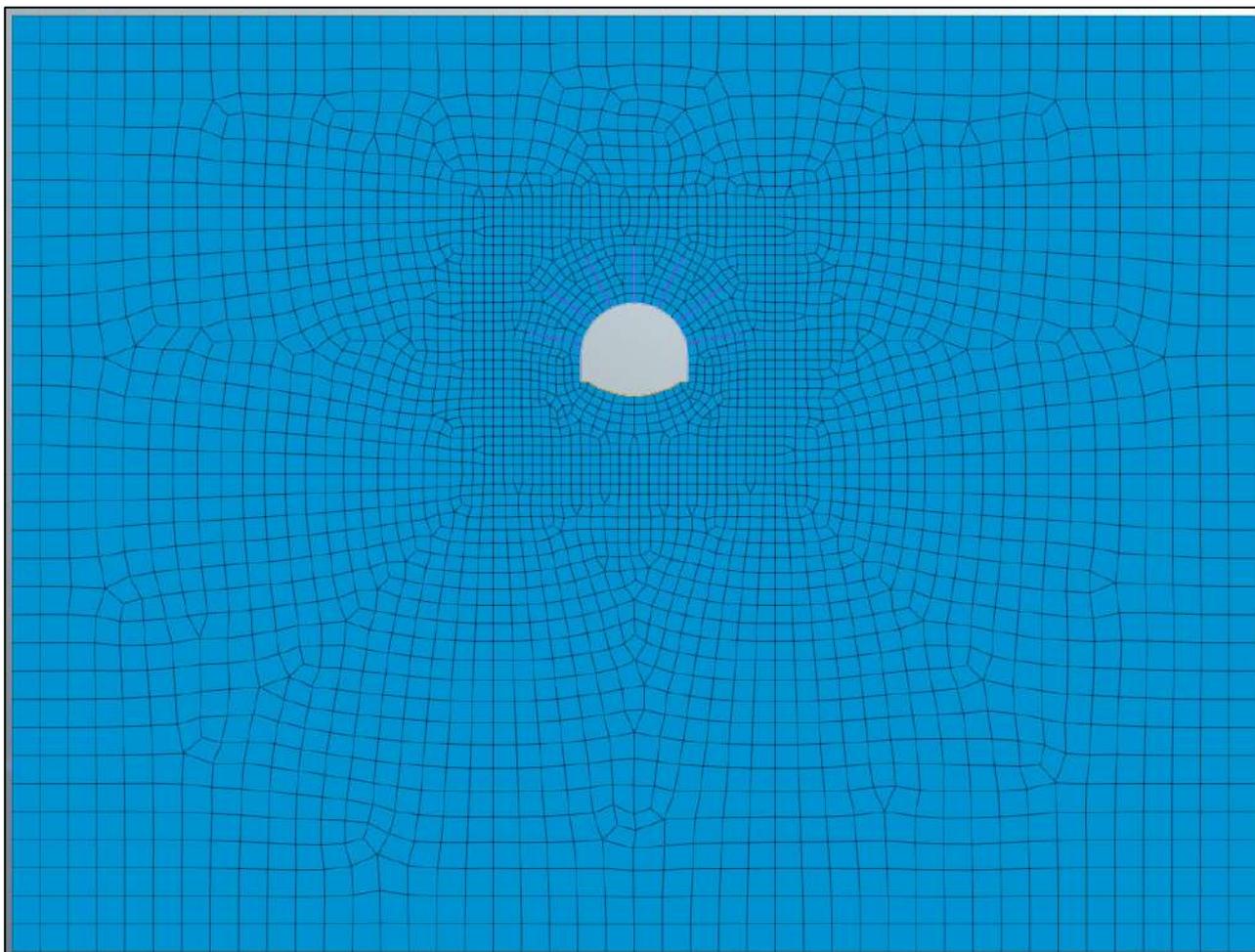
Si è scelto di utilizzare delle chiodature di tipo “Swellex MN24” con passo trasversale di 1.25m, passo longitudinale di 1.5m di lunghezza 6m per i tratti a bassa copertura.

### 8.7.3 Modelli di calcolo

#### 8.7.3.1 Sezione tipo Medium (C=14m)

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione.

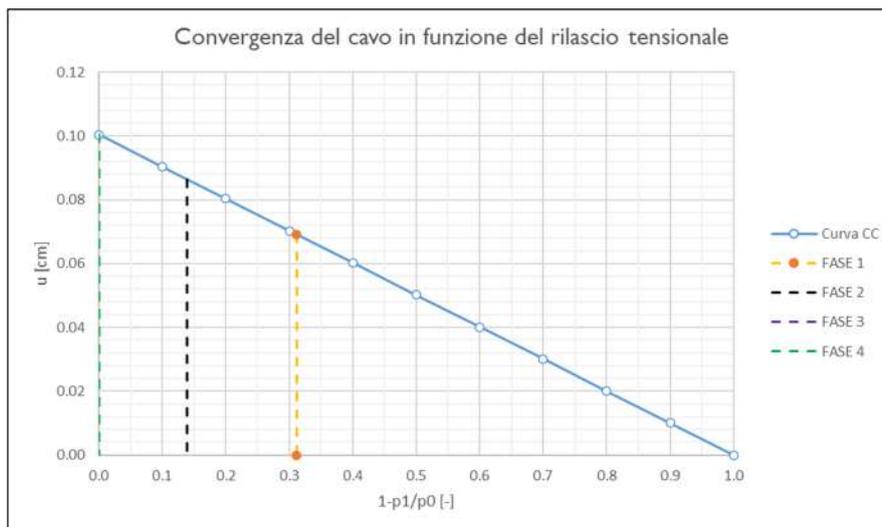
Stratigrafia di calcolo		C	$\gamma$	$c'_k$	$\varphi'_k$	$Cu_k$	E'	$k_0$
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
MAI	>0	14	25	82	42	-	1262	0.5-1.0-1.5



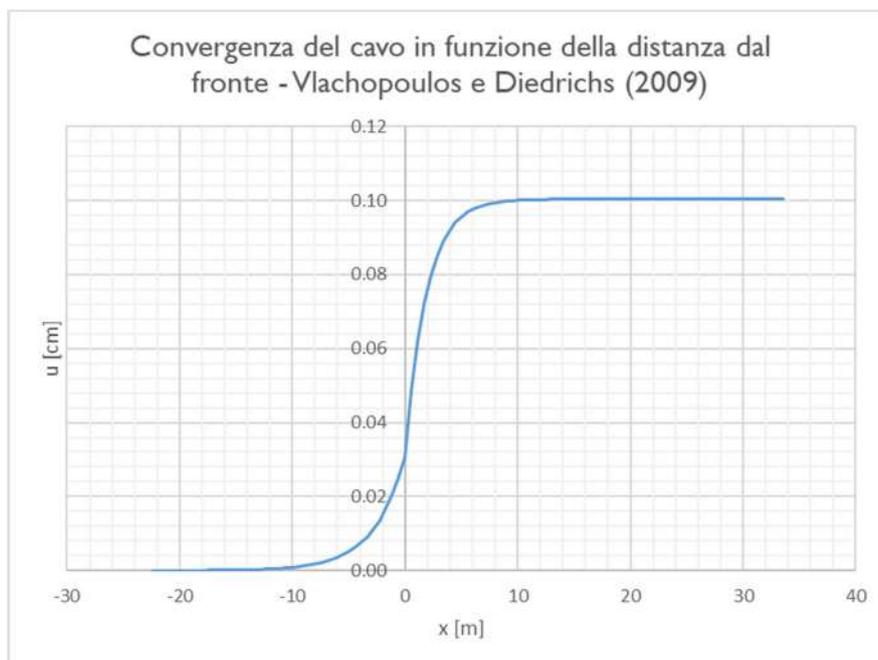
**Figura 8.19 – Mesh di calcolo**

**Fasi e percentuali di rilascio**

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica.



**Figura 8.20 – Curva caratteristica di convergenza numerica**



**Figura 8.21 – Spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte**

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

<b>TABELLA DELLE FASI</b>					
<b>FASE</b>	<b>INTERVENTO</b>	<b>Distanza di installazione dal fronte [m]</b>	<b><math>u_{conv}</math> [cm]</b>	<b><math>\lambda</math> [-]</b>	<b>Rilascio [%]</b>
FASE 1	Installazione Chiodature	1.5	0.07	0.311	69%
FASE 2	Installazione rivestimento di prima fase	3	0.09	0.139	86%
FASE 3	Installazione arco rovescio	15	0.10	0.000	100%
FASE 4	Installazione murette più calotta	15	0.10	0.000	100%
FASE 5	Lungo Termine	-	-	0.000	100%
FASE 6	Condizioni sismiche	-	-	0.000	100%

### ***Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico***

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a  $VR = VN \times Cu = 200.0$  anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T^*_c$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

- $a_g$  è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- $S_s$  è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici  $F_0$  e  $a_g/g$  (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);

- $S_T$  è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2008).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere sono riassunti nella seguente tabella:

Azione Sismica

Lat.	42.25527	°	
Long.	12.73321	°	
Cat. Topografica	-		
Cat. Sottosuolo	-		
$C_u$	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$V_N$	100	anni	Vita nominale
$a_{g0}$	0.207	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	2.76	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$a_{max}$	0.571	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un’analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti di seguito riportata.

Anche se la galleria ricade tutta all’interno dell’unità MAI in corrispondenza delle basse coperture (Zona Bipartitore) si è ipotizzato di collocare l’opera poco al di sopra del contatto stratigrafico tra UMS e MAI. I valori di accelerazione al bedrock e al P.C. sono stati desunti dall’analisi di RSL (Vedere relazione geologica).

**Dati Geometria**

D	5.6	m	Diametro galleria
R	14	m	Ricoprimento

**Dati Rivestimento definitivo**

t	0.7	m	Spessore rivestimento
R <sub>ck,k</sub>	30	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo

**Dati Terreno**

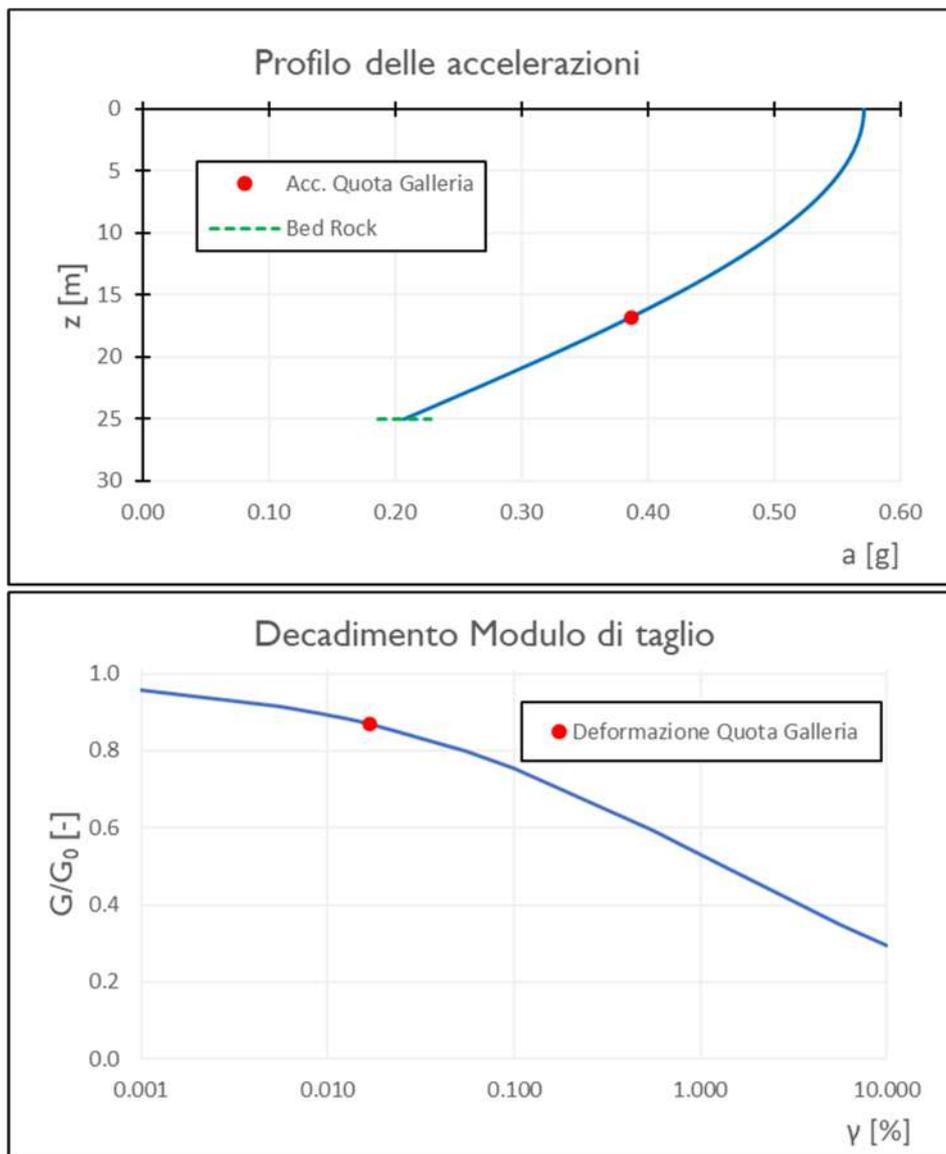
Tipo Terreno	<b>Roccia</b>		Model Sigmodal 3, a=1 b=-1 x=0.12 [Schnabel (1973)]
$\rho_b$	480	kg/m <sup>3</sup>	Densità media del banco
H <sub>b</sub>	25	m	Altezza del banco
V <sub>s,b</sub>	758.4	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco

**Azione Sismica**

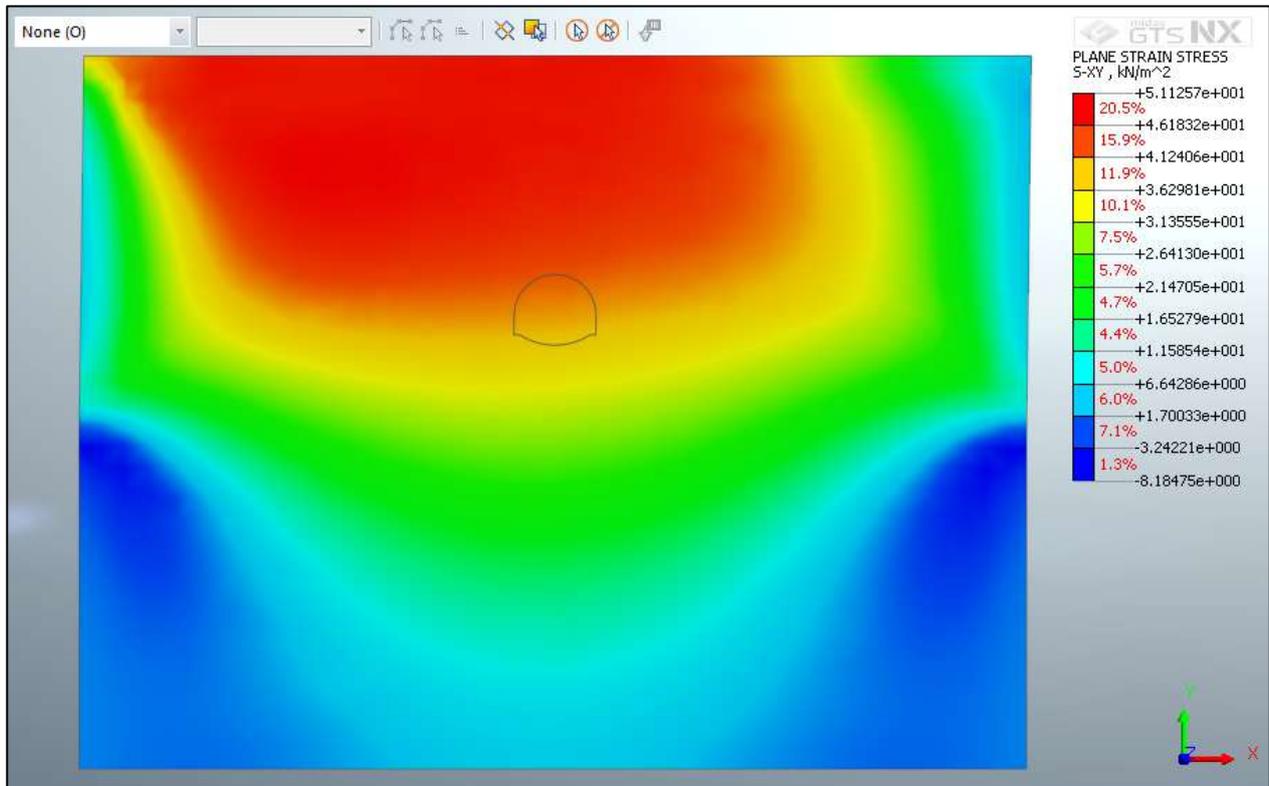
Lat.	42.25527	°	
Long.	12.73321	°	
Cat. Topografica	-		
Cat. Sottosuolo	-		
C <sub>u</sub>	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
V <sub>N</sub>	100	anni	Vita nominale
a <sub>g0</sub>	0.207	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	2.76	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
a <sub>max</sub>	0.571	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

**Risultati**

Metodo Utilizzato	PSI		Profilo delle accelerazioni Sinusoidale con la profondità
a <sub>gall</sub>	0.387	g	Accelerazione quota galleria
$\tau_{gall}$	40.1	kPa	Tensione tangenziale quota galleria
$\gamma_{gall}$	0.017	%	Distorsione quota galleria
G	240.1	MPa	Modulo di taglio abbattuto
E	576.1	MPa	Modulo di Young abbattuto



Partendo dai risultati dell’analisi di RSL semplificata, è stato tarato il modello FEM in assenza di cavo affinché restituisca una tensione tangenziale pari circa a 40.1kPa deformando la *mesh* per taglio puro. In tali analisi sono state assegnate all’ammasso roccioso le caratteristiche elastiche abbattute così come indicato dalla curva di decadimento del modulo di taglio sopra riportata.

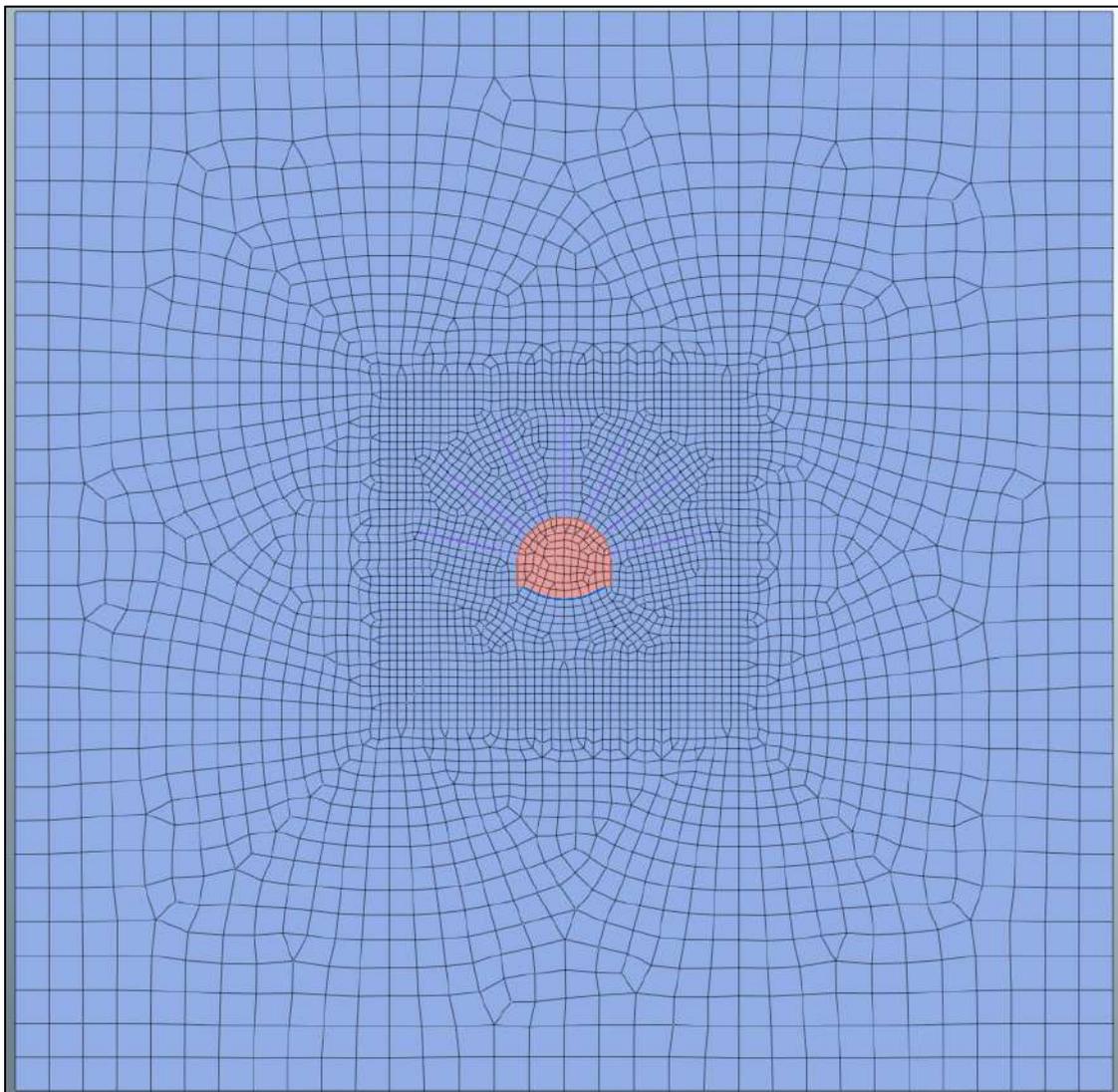


**Figura 8.22 – Taratura del modello di calcolo**

### 8.7.3.2 Sezione tipo Medium (C=140m)

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione.

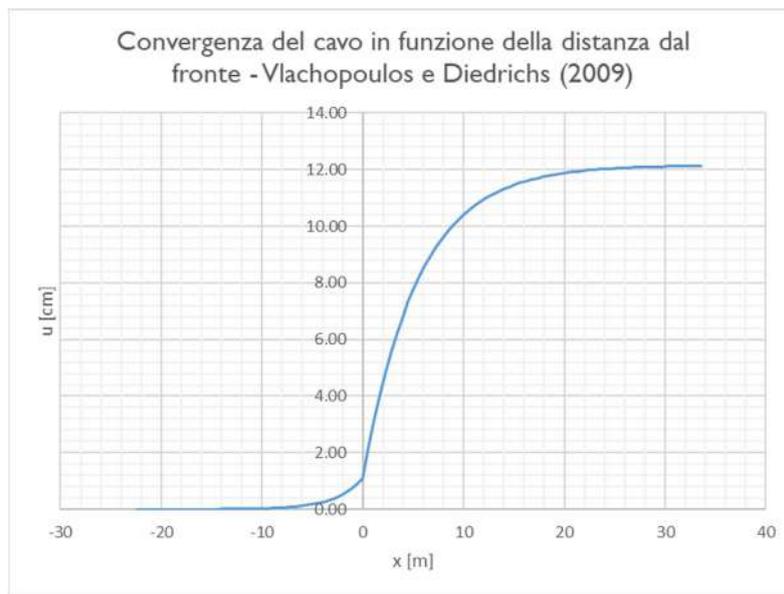
Stratigrafia di calcolo		C	$\gamma$	$c'_k$	$\varphi'_k$	$Cu_k$	E'	$k_0$
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
MAI	>0	140	25	290	29	-	1262	0.5-1.0-1.5



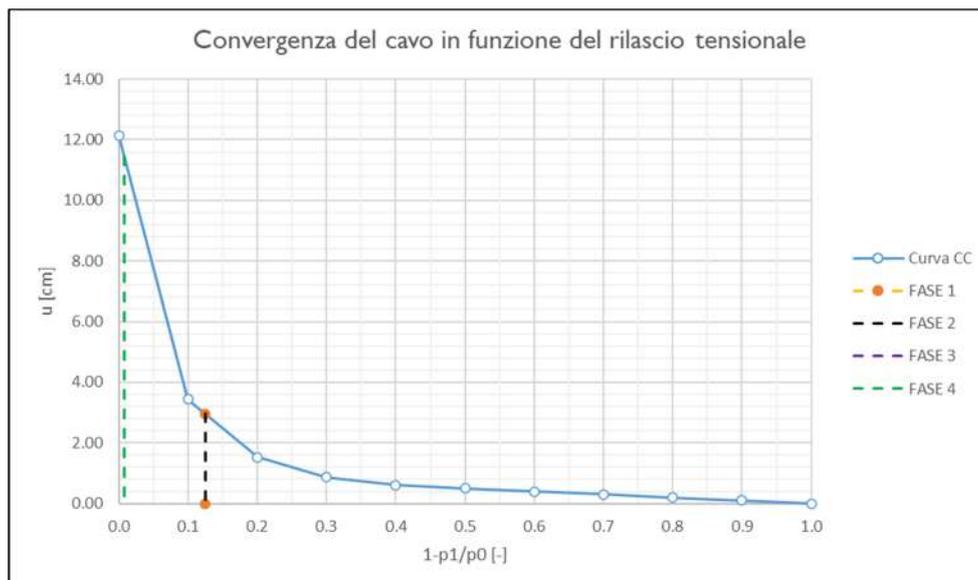
**Figura 8.23 – Mesh di calcolo**

**Fasi e percentuali di rilascio**

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica.



**Figura 8.24 – Curva caratteristica di convergenza numerica**



**Figura 8.25 – Spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte**

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

<b>TABELLA DELLE FASI</b>					
<b>FASE</b>	<b>INTERVENTO</b>	<b>Distanza di installazione dal fronte [m]</b>	<b><math>u_{conv}</math> [cm]</b>	<b><math>\lambda</math> [-]</b>	<b>Rilascio [%]</b>
FASE 1	Installazione Chiodature	1	2.96	0.125	87%
FASE 2	Installazione rivestimento di prima fase	1.5	3.77	0.096	90%
FASE 3	Installazione arco rovescio	15	11.46	0.008	99%
FASE 4	Installazione murette più calotta	15	11.46	0.008	99%
FASE 5	Lungo Termine	-	-	0.000	100%
FASE 6	Condizioni sismiche	-	-	0.000	100%

### ***Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico***

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a VR = VN × Cu = 200.0 anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T^*_C$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

- $a_g$  è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- $S_s$  è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici  $F_0$  e  $a_g/g$  (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);

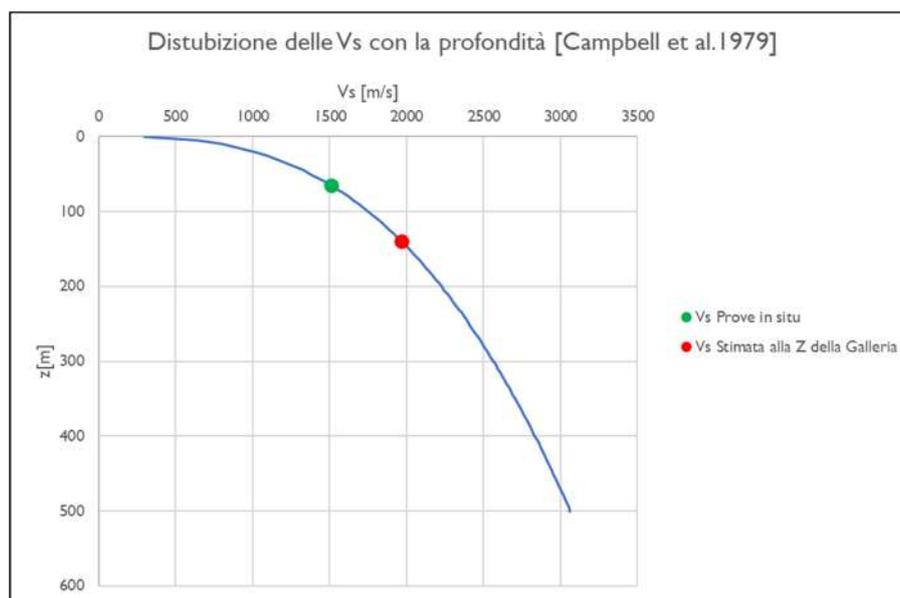
- $S_T$  è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2008).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere sono riassunti nella seguente tabella:

Azione Sismica

Lat.	42.25527	°	
Long.	12.73321	°	
Cat. Topografica	-		
Cat. Sottosuolo	-		
$C_u$	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$V_N$	100	anni	Vita nominale
$a_{g0}$	0.235	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	I	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$a_{max}$	0.235	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

La valutazione della  $V_s$  alla profondità della galleria è stata effettuata tarando il parametro “a” della formulazione proposta da Campbell et Al. [1979] sulla base delle  $V_s$  ricavate a profondità minori dalle prove geofisiche.



La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un’analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti di seguito riportata.

**Dati Geometria**

D	5.6	m	Diametro galleria
R	140	m	Ricoprimento

**Dati Rivestimento definitivo**

t	0.5	m	Spessore rivestimento
R <sub>ck,k</sub>	30	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo

**Dati Terreno**

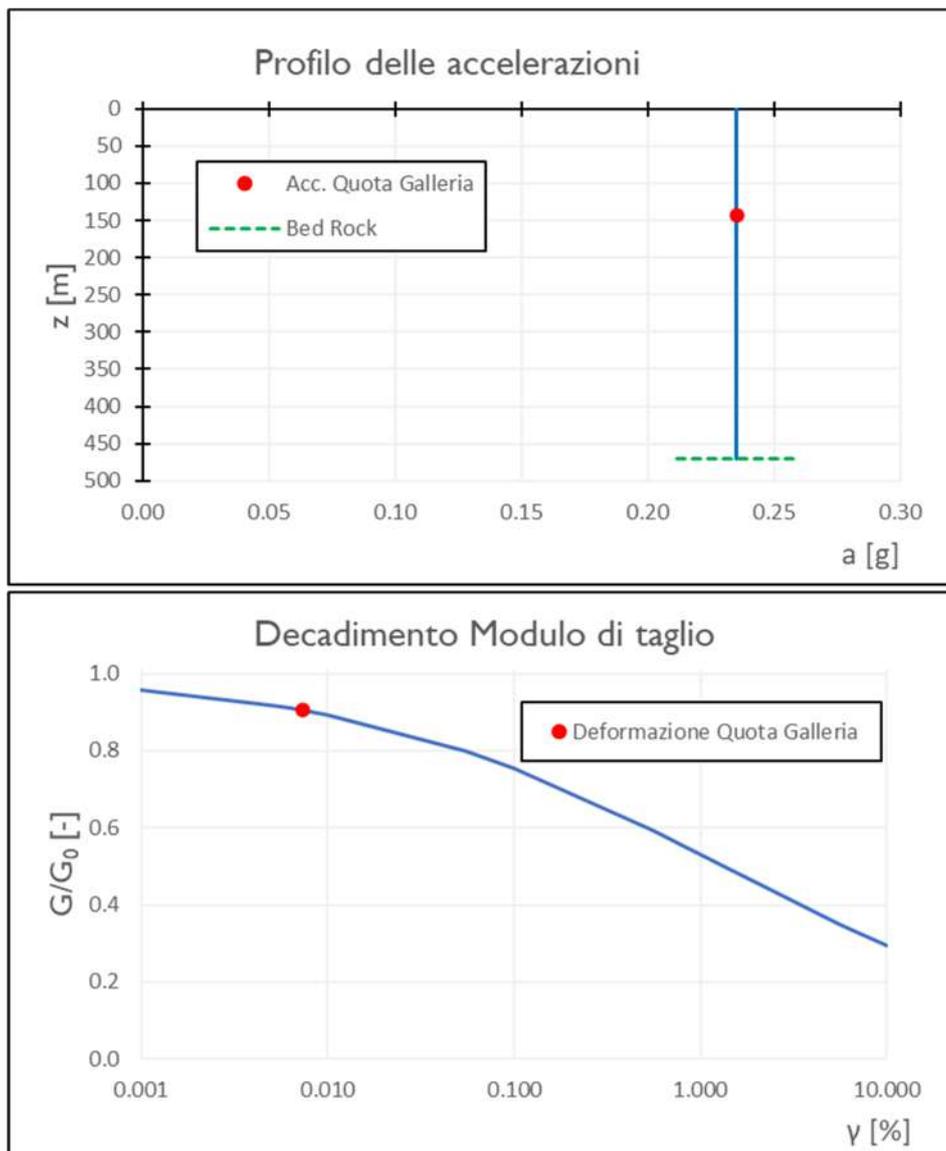
Tipo Terreno	<b>Roccia</b>	Model Sigmodal 3, a=1 b=-1 x=0.12 [Schnabel (1973)]	
ρ <sub>b</sub>	2500	kg/m <sup>3</sup>	Densità media del banco
H <sub>b</sub>	470	m	Altezza del banco
V <sub>s,b</sub>	2225.532	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco

**Azione Sismica**

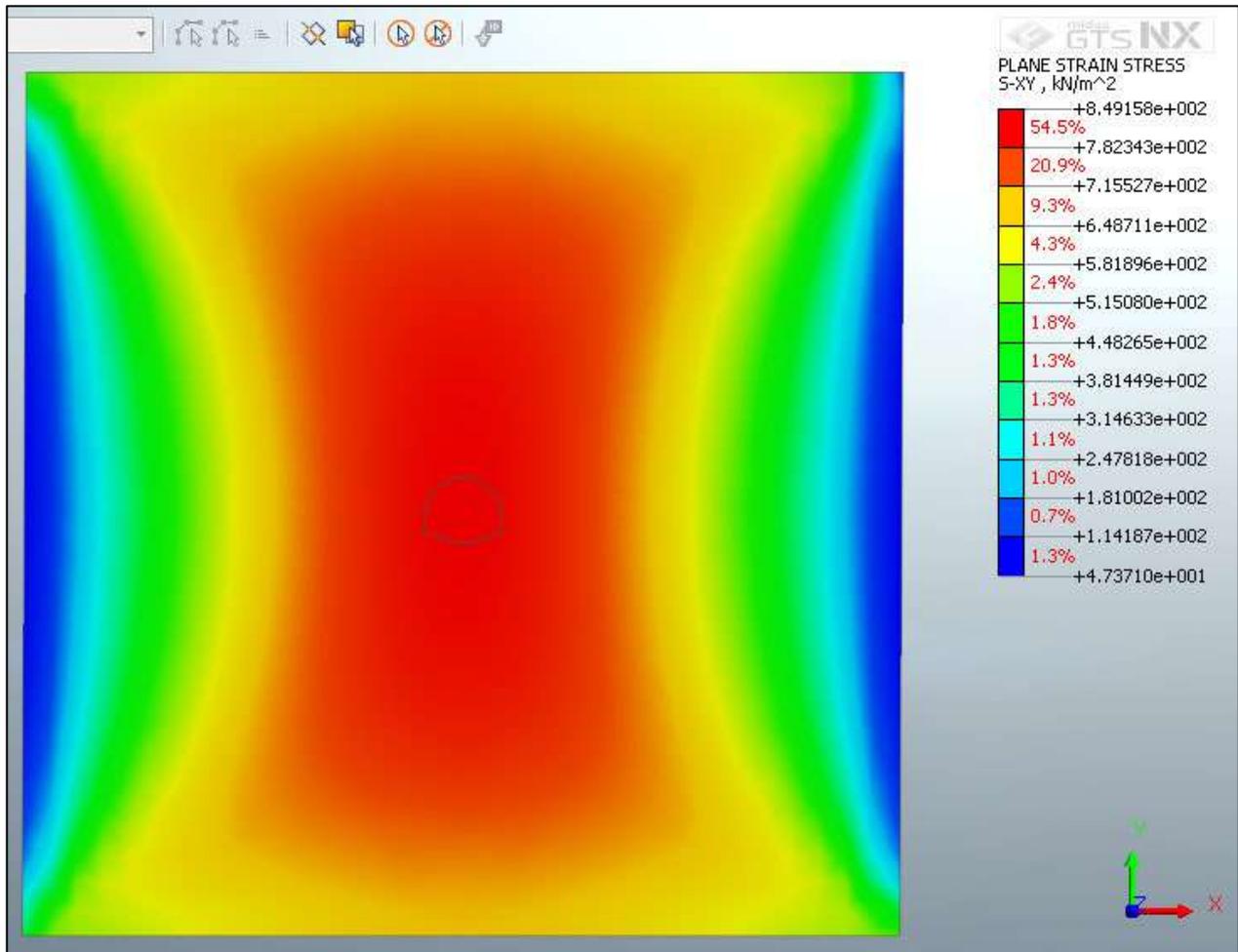
Lat.	42.25527	°	
Long.	12.73321	°	
Cat. Topografica	-		
Cat. Sottosuolo	-		
C <sub>u</sub>	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
V <sub>N</sub>	100	anni	Vita nominale
a <sub>g0</sub>	0.235	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	1	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
a <sub>max</sub>	0.235	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

**Risultati**

Metodo Utilizzato	PSI	Profilo delle accelerazioni Sinusoidale con la profondità	
a <sub>gall</sub>	0.235	g	Accelerazione quota galleria
τ <sub>gall</sub>	823.0	kPa	Tensione tangenziale quota galleria
γ <sub>gall</sub>	0.007	%	Distorsione quota galleria
G	11206.1	MPa	Modulo di taglio abbattuto
E	26894.7	MPa	Modulo di Young abbattuto



Partendo dai risultati dell’analisi di RSL semplificata, è stato tarato il modello FEM in assenza di cavo affinché restituisca una tensione tangenziale pari circa a 823kPa deformando la *mesh* per taglio puro. In tali analisi sono state assegnate all’ammasso roccioso le caratteristiche elastiche abbattute così come indicato dalla curva di decadimento del modulo di taglio sopra riportata.



**Figura 8.26 – Taratura del modello di calcolo**

## 8.8 Risultati delle analisi numeriche e verifiche

Nel presente capitolo sono riportati i risultati delle analisi numeriche in termini deformativi e tensionali, in particolari mostrando le deformazioni del cavo e dei priverivestimenti, e i valori massimi e le verifiche tensionali delle sezioni più sollecitate dei rivestimenti provvisori e definitivi. Le metodologie di verifica, secondo la normativa adottata, sono riepilogate nei seguenti paragrafi.

### 8.8.1 *Modalità di verifica*

#### 8.8.1.1 Verifiche del rivestimento di prima fase

Per le verifiche tensionali relative ai rivestimenti di prima fase vengono utilizzate le sollecitazioni calcolate durante gli step di calcolo effettuati nei modelli numerici, assumendo un diverso valore di modulo elastico per lo spritz beton a seconda della maturazione dello stesso. Il fattore di omogeneizzazione tra acciaio e spritz beton è stato assunto pari al reale rapporto tra i moduli elastici dei materiali: risulta quindi variabile in funzione della maturazione del calcestruzzo.

In particolare, il diagramma relativo al priverivestimento viene costruito considerando una sezione in calcestruzzo armato di spessore pari allo spessore di spritz beton e un’armatura pari all’area delle ali della centina (AFTES “Recommendations for the Design of sprayed concrete for underground” – 09/11/2000)

Secondo la normativa adottata, le verifiche sono soddisfatte se:

$$\sigma_c \leq \sigma_{amm}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{amm}$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, si assume in via cautelativa che queste devono essere affidate unicamente alle anime delle centine ( $A_{tw}$ ), senza alcun contributo da parte dello spritz-beton.

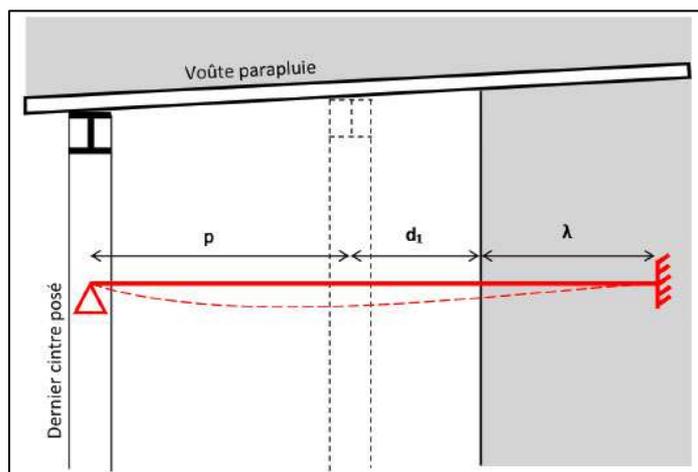
La verifica verrà quindi fatta valutando che la  $\tau$  dovuta all’azione di taglio sia inferiore al valore ammissibile.

$$\tau = T / A_{tw} \leq \tau_{amm}$$

### 8.8.1.2 Verifiche degli infilaggi

In condizioni di scarse coperture l'effetto arco al di sopra della galleria non viene a generarsi in maniera completa, e risulta necessario crearlo artificialmente mediante la realizzazione di interventi di presostegno al contorno. In tale maniera è possibile migliorare le condizioni di stabilità del cavo, in particolare nella fase maggiormente critica al termine dello sfondo, prima della messa in opera delle centine.

Gli schemi di calcolo che meglio approssimano il comportamento degli infilaggi sono mostrati nella figura seguente.



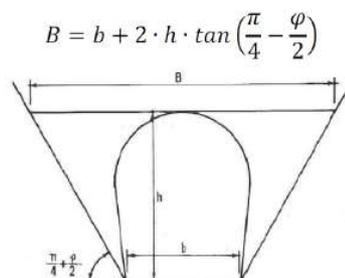
**Figura 8.27 – Schema statico considerato per la verifica degli infilaggi**

Lo schema statico utilizzato per la verifica degli infilaggi prevede vincoli di appoggio ed incastro alle estremità. La luce di calcolo è pari alla somma del passo delle centine, del tratto di galleria non sostenuta  $d_1$  (distanza tra la posizione della centina non ancora collocata ed il fronte di scavo) e di una distanza fittizia  $\lambda$  dell'appoggio oltre il fronte, che tiene in conto del degradamento delle caratteristiche di resistenza del nucleo di scavo in prossimità del fronte, comportando l'arretramento del vincolo di incastro.

Il carico agente sul singolo tubo è stato determinato utilizzando la formula di Terzaghi che permette di determinare la pressione agente sugli infilaggi:

$$p_v = \frac{\gamma b - 2c}{2 \cdot \tan(\varphi)}$$

Dove:



**Figura 8.28 – Schema per il calcolo della pressione**

Il carico da applicare su ogni singolo infilaggio corrisponde al 50% di  $p_v$  (Peila&Oggeri, 2006) moltiplicato per l'interasse tra i tubi di infilaggio.

Le sollecitazioni di progetto sono quindi i valori maggiori derivanti dai due schemi di calcolo:

$$M_{Ek} = \frac{pl^2}{8}$$

$$V_{Ek} = 5 \frac{pl}{8}$$

Determinato il carico e la sollecitazione vengono calcolate le sollecitazioni di flessione e taglio e le tensioni normali e tangenziali. Successivamente sono state condotte le seguenti verifiche:

#### SLU

- Per la verifica a flessione:  $M_{ed} < M_{rd}$

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{MO})} \leq 1,0$$

- Per la verifica a taglio:

#### SLE

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$$

### 8.8.1.3 Verifiche del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato

I rivestimenti definitivi della galleria naturale sono realizzati in calcestruzzo armato ordinario, con conglomerato cementizio di classe  $R_{ck}=30$  MPa e barre di tipo B450 C ad aderenza migliorata. Le verifiche a pressoflessione e a taglio vengono svolte utilizzando le sollecitazioni ricavate dai beam inseriti in corrispondenza della mezzeria della struttura.

#### 4.1.2.3.4.2 *Verifiche di resistenza e duttilità*

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  di cui al § 4.1.2.1.2.

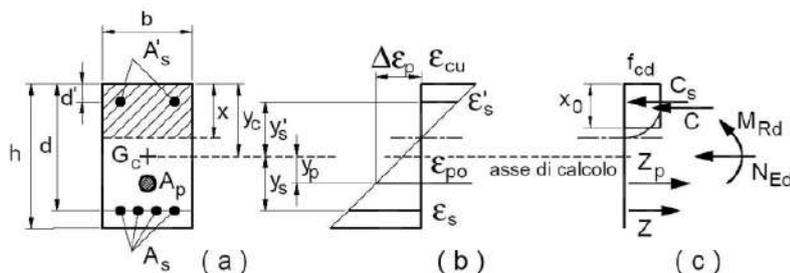


Fig. 4.1.4 – Sezione pressoinflessa

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

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

$N_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

$M_{Ed}$  è il valore di progetto del momento di domanda;

$\mu_{\phi}$  è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$\mu_{Ed}$  è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

**4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un’armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E’ consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all’elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

$f_{ck}$  espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l’altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{bd} + d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$  [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in calcestruzzo armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a  $f_{ctd}$ ) la resistenza di progetto può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad [4.1.24]$$

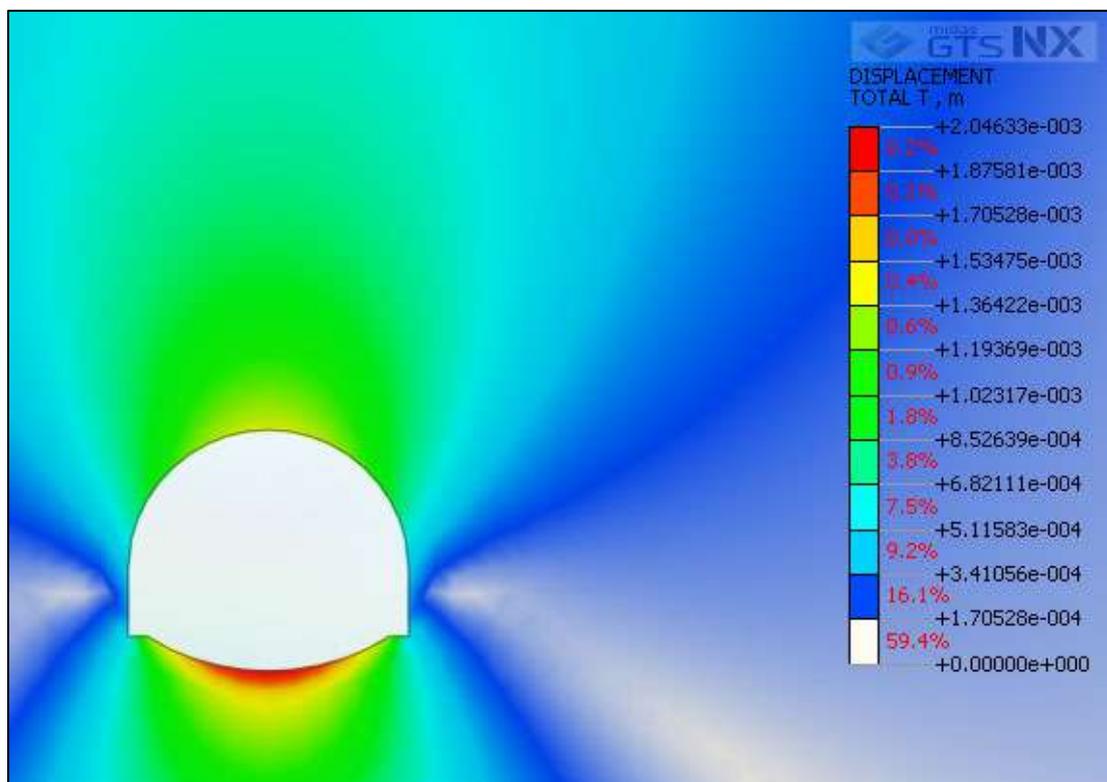
In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all’inclinazione delle fessure rispetto all’asse della trave, inclinazione assunta pari a 45°. In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull’appoggio.

## 8.8.2 Sezione Tipo Medium (Copertura minima 14m)

### 8.8.2.1 Analisi deformativa

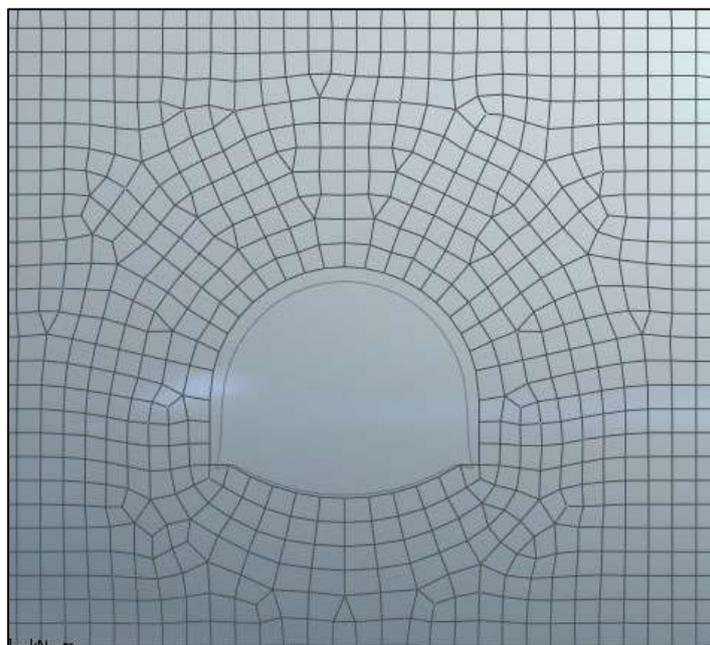
I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 2 mm ( $k_0=0.5$ ).



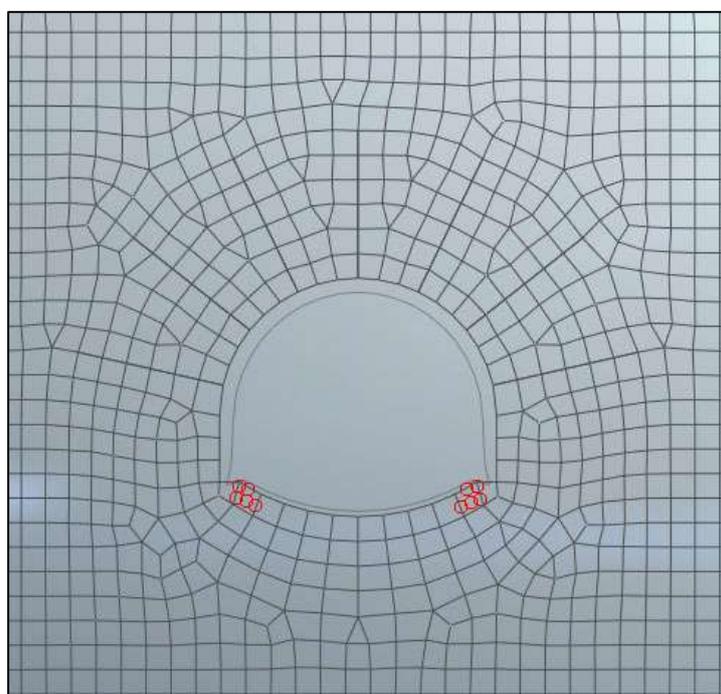
**Figura 8.29 – Deformata Stage Finale Statico ( $k_0=0.5$ )**

Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale prima di realizzare gli interventi di consolidamento di prima fase, i fenomeni di plasticizzazione nel terreno al contorno della cavità sono assenti per effetto della riduzione delle pressioni interstiziali al contorno dello scavo per la presenza dei tubi drenanti al fronte.

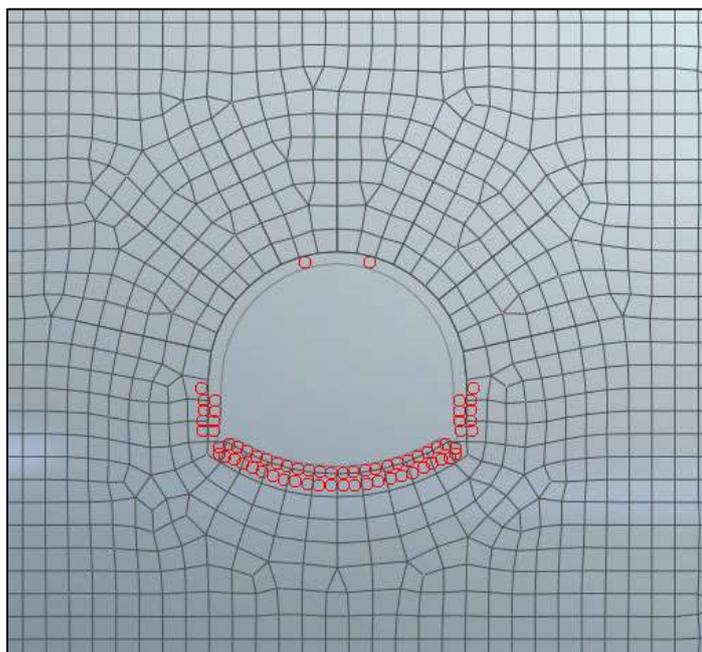
Di seguito sono riportate alcune immagini che mostrano lo stato di plasticizzazione del terreno al passare delle fasi:



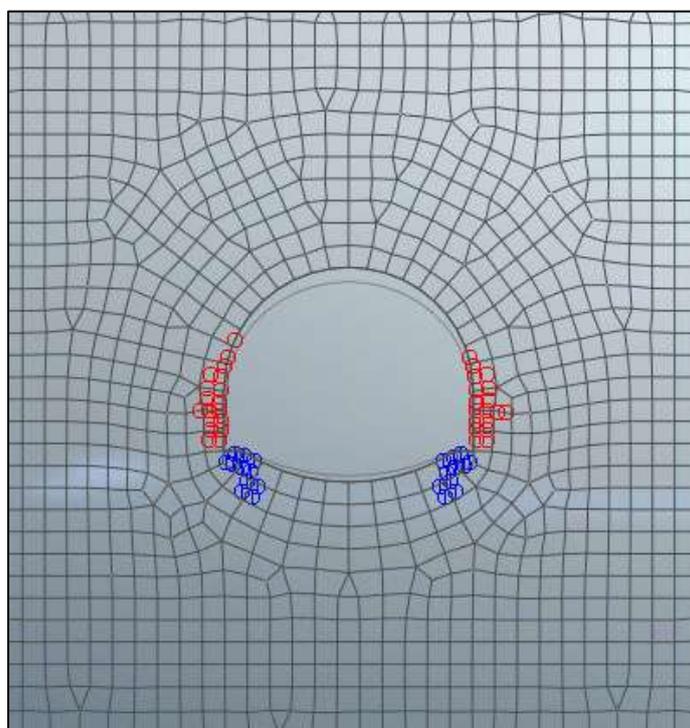
**Figura 8.30 – Zone plasticizzate (Scavo del cavo)**



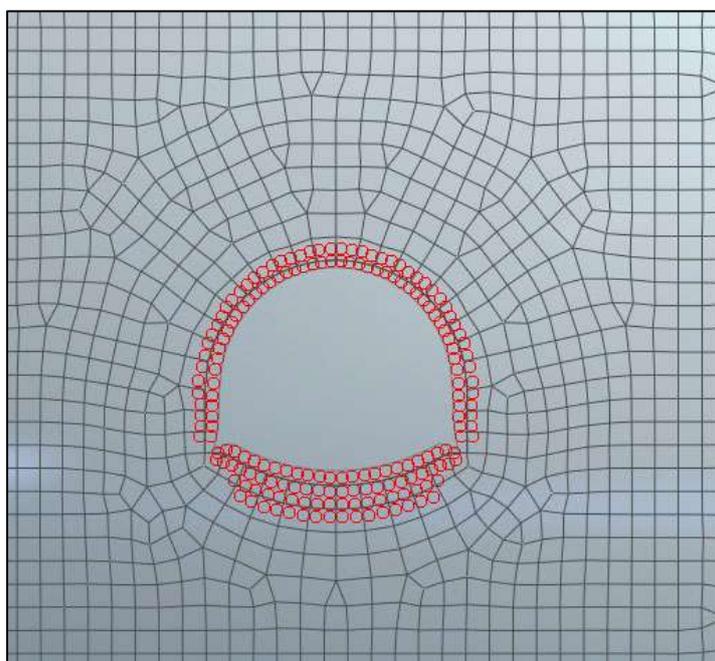
**Figura 8.31 – Zone plasticizzate (Attivazione chiodature)**



**Figura 8.32 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. provvisorio)**



**Figura 8.33 – Zone plasticizzate – Breve termine (Attivazione riv. definitivo)**



**Figura 8.34 – Zone plasticizzate – lungo termine (Attivazione riv. definitivo)**

Per quanto riguarda il prerivestimento, la convergenza totale media rilevata è di circa uno/due millimetri. Anche il rivestimento definitivo è caratterizzato da spostamenti nell’ordine del millimetro.

SEZIONE	u [cm] $k_0=0.5$	u [cm] $k_0=1.0$	u [cm] $k_0=1.5$
Chiave Calotta ( $S_v$ )	0.15	0.11	0.09
Testa Piedritti ( $S_h$ )	0.05	1.2	0.17
Chiave Arco Rov. ( $S_v$ )	0.2	0.17	0.18

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 2 mm.

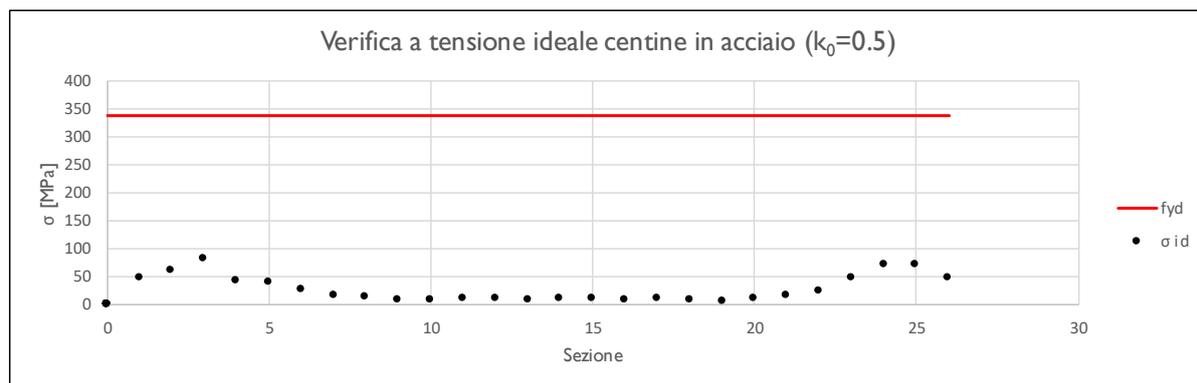
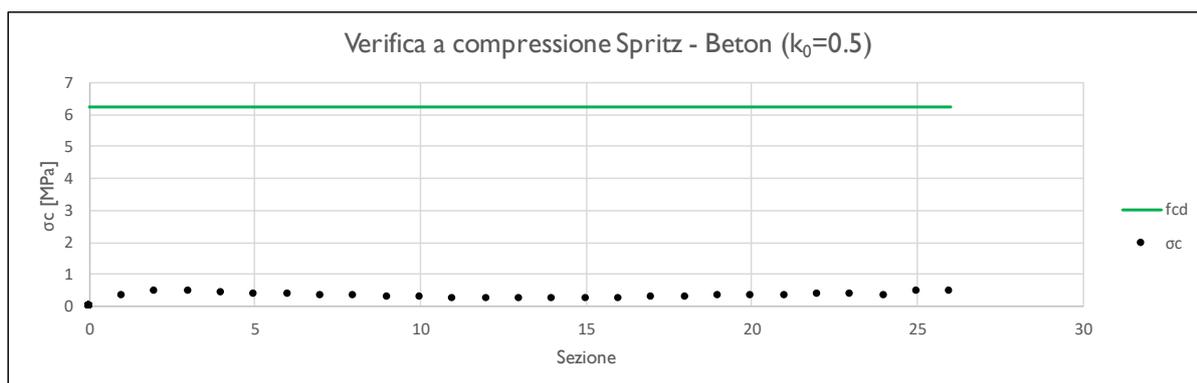
8.8.2.2 Analisi tensionale e delle sollecitazioni

**Rivestimento di Prima Fase**

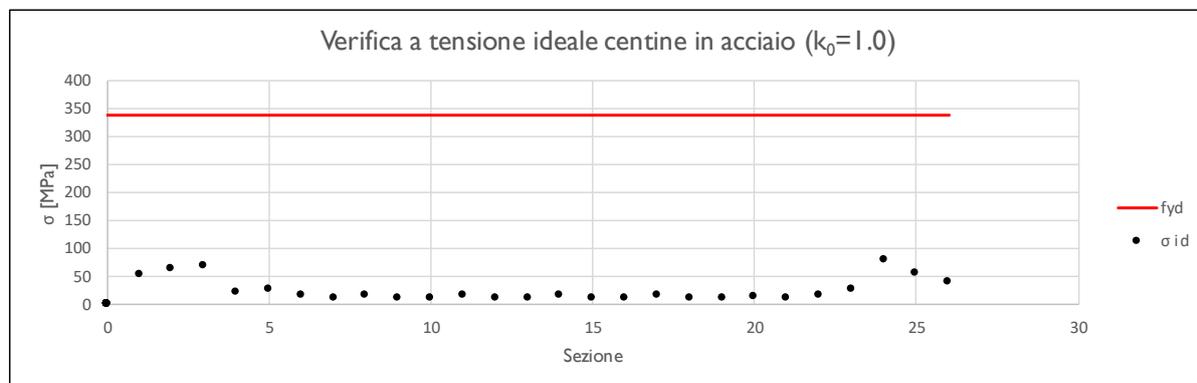
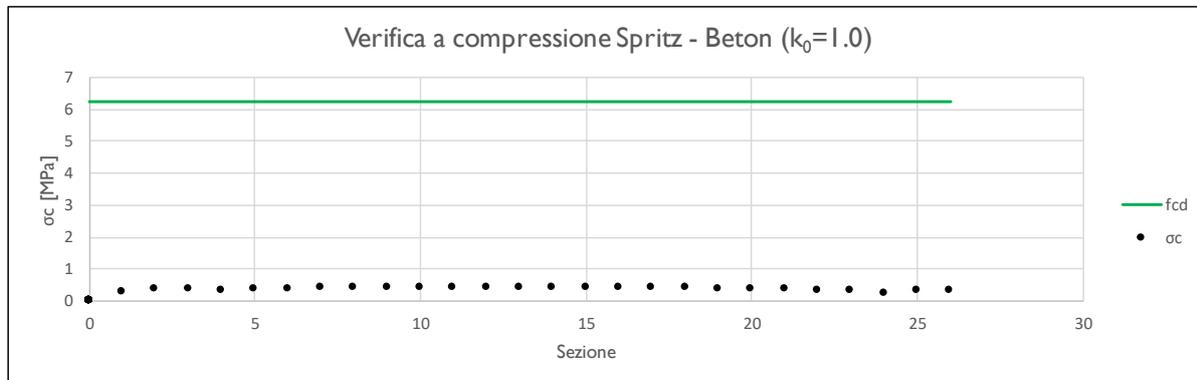
I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella:

Sezione	CLS Spritz Beton	$E_{SPRITZ}$ [GPa]	$s_{SPRITZ}$ [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	$N_{CEN}$	$E_{CEN}$ [GPa]	$W_{CEN}$ [cm <sup>4</sup> ]	$A_{CEN}$ [cm <sup>2</sup> ]
Medium	25/30	10.4	25	HEA160	S355	1.5	I	210	220.1	38.77

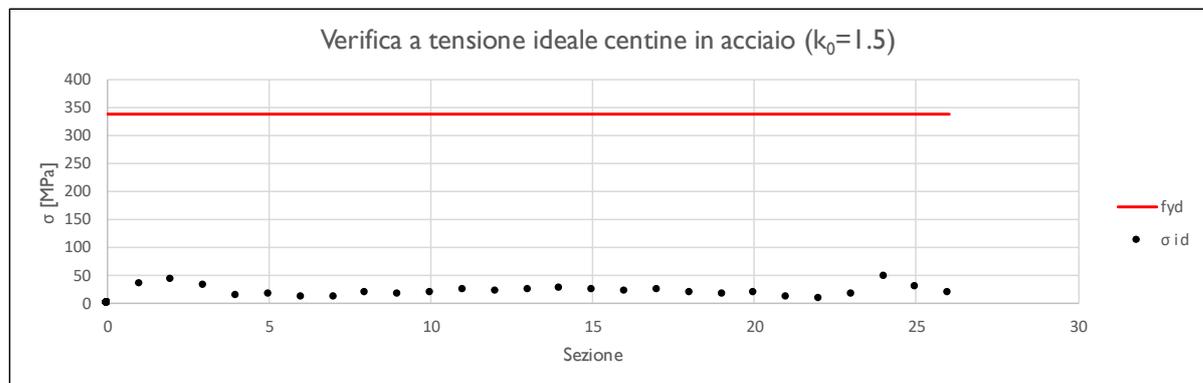
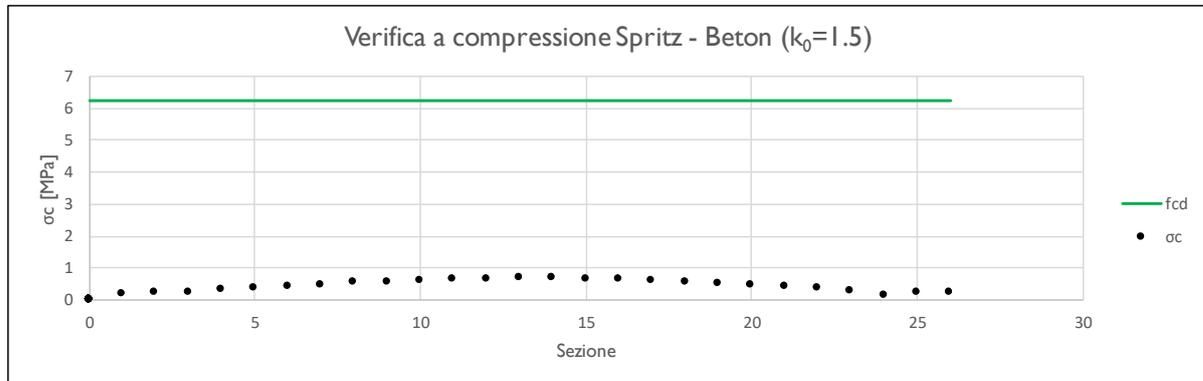
Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine che sullo spritz beton unicamente le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.



$K_0$	$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz\ Beton}$ [MPa]	$\sigma_{d,Centine}$ [MPa]	$\tau_{d,Centine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Centine}$ [MPa]
0.5	-108.7	7.0	10.4	0.5	54.7	17.2	80.9



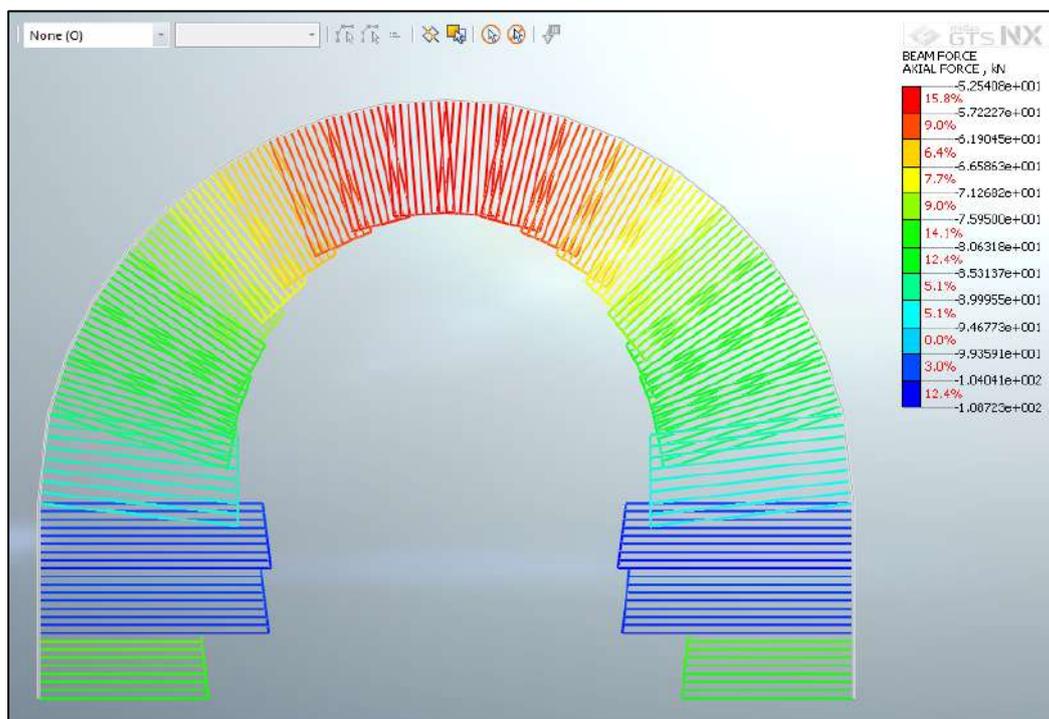
$K_0$	$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz\ Beton}$ [MPa]	$\sigma_{d,Centine}$ [MPa]	$\tau_{d,Centine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Centine}$ [MPa]
1.0	-59.8	6.2	13.8	0.3	46.1	22.6	78.7



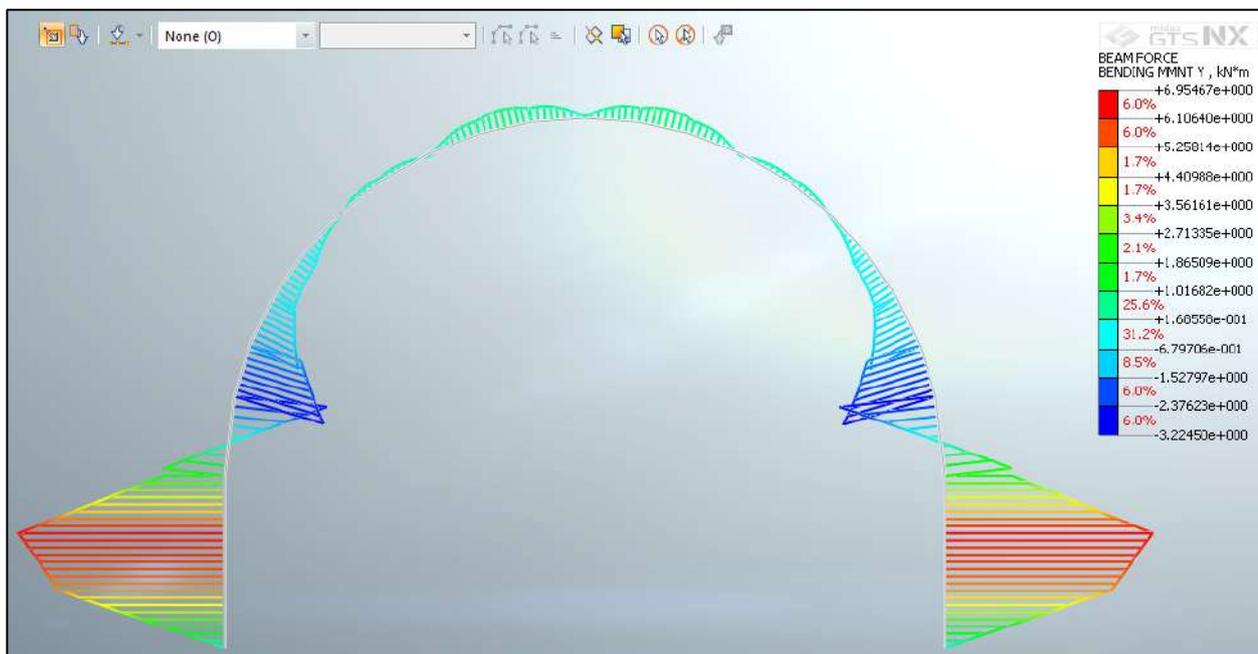
$K_0$	$N_{\text{calcolo}}$ [kN]	$M_{\text{calcolo}}$ [kNm]	$T_{\text{calcolo}}$ [kN]	$\sigma_{d,\text{Spritz Beton}}$ [MPa]	$\sigma_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\tau_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\sigma_{id,\text{Centine}}$ [MPa]
1.5	-34.0	3.8	8.6	0.1	28.5	14.1	48.7

Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 Mpa) e dell’acciaio (338.1 Mpa) risultano superiori a quelle di calcolo.

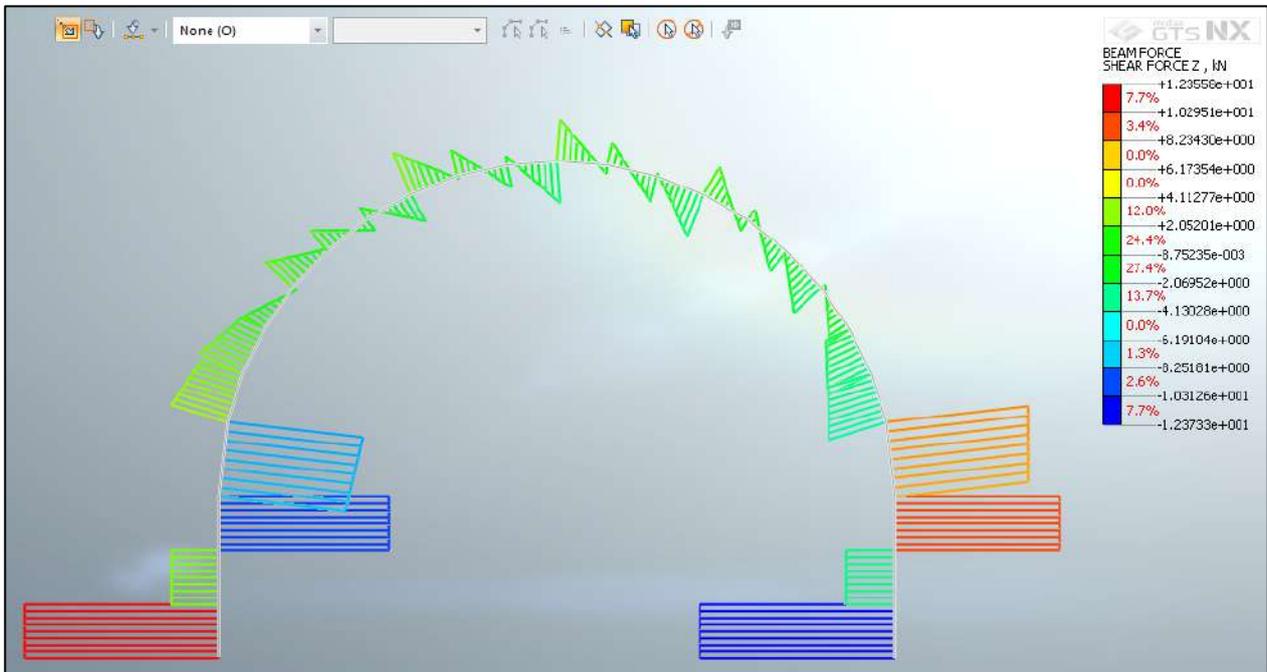
Di seguito è riportata un’immagine per  $k_0=0.5$  delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio derivante dal modello FEM.



**Figura 8.35 – Sforzo assiale**



**Figura 8.36 – Momento Flettente**

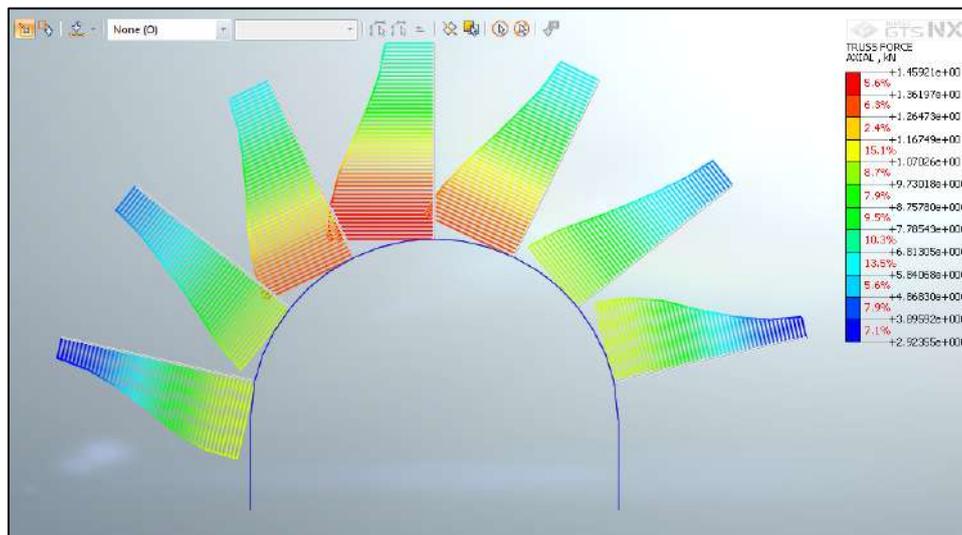


**Figura 8.37 – Sforzo di taglio**

### Chiodatura

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle verifiche svolte secondo le indicazioni dei paragrafi precedenti:

$K_0$	$N$ [kN]
0.5	14.5
1.0	17.9
1.5	23.0



**Figura 8.38 – Sforzo assiale sulle chiodature**

#### DATI CHIODATURE

$d$	<b>38</b>	mm	Diametro della chiodatura
$C_b$	<b>220</b>	kN	Carico di snervamento del chiodo
$S_L$	<b>1.25</b>	m	Spaziatura longitudinale
$S_T$	<b>1.50</b>	m	Spaziatura Trasversale
$L_B$	<b>3.0</b>	m	Lunghezza dei chiodi adottata

#### VERIFICA A TRAZIONE

$N_{cal}$	<b>23.00</b>	kN	Azione assiale di calcolo
$\gamma_G$	<b>1.3</b>	m	Coefficiente Parziale sulle azioni
$N_d$	<b>29.90</b>	kN	Azione assiale di progetto

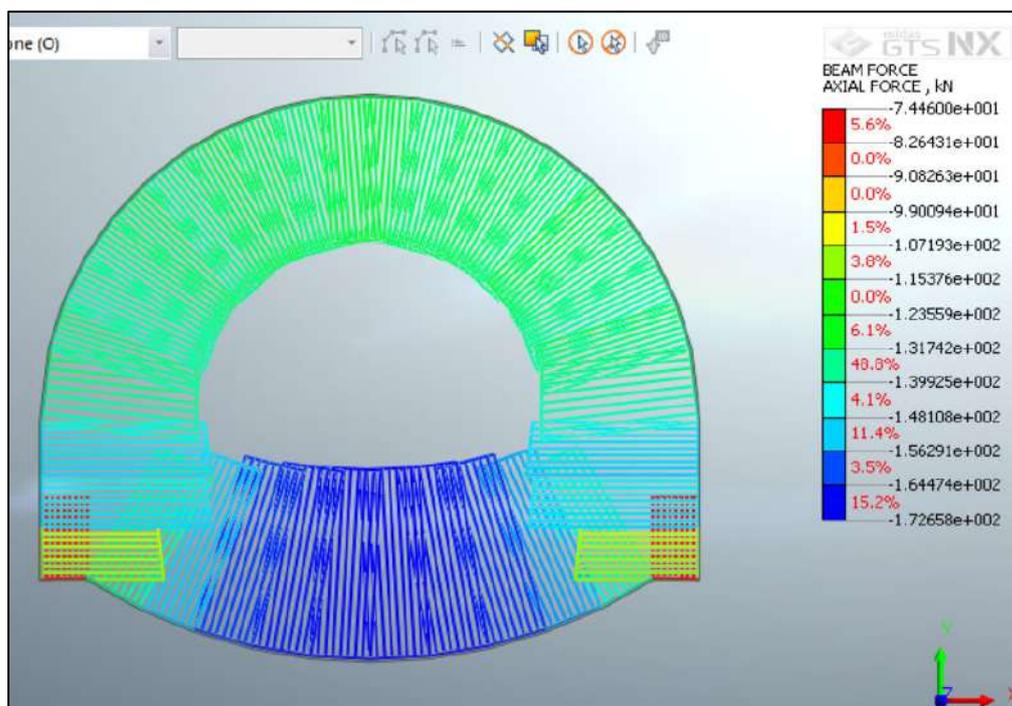
**Stato Verifica** **OK**

**Rivestimento definitivo**

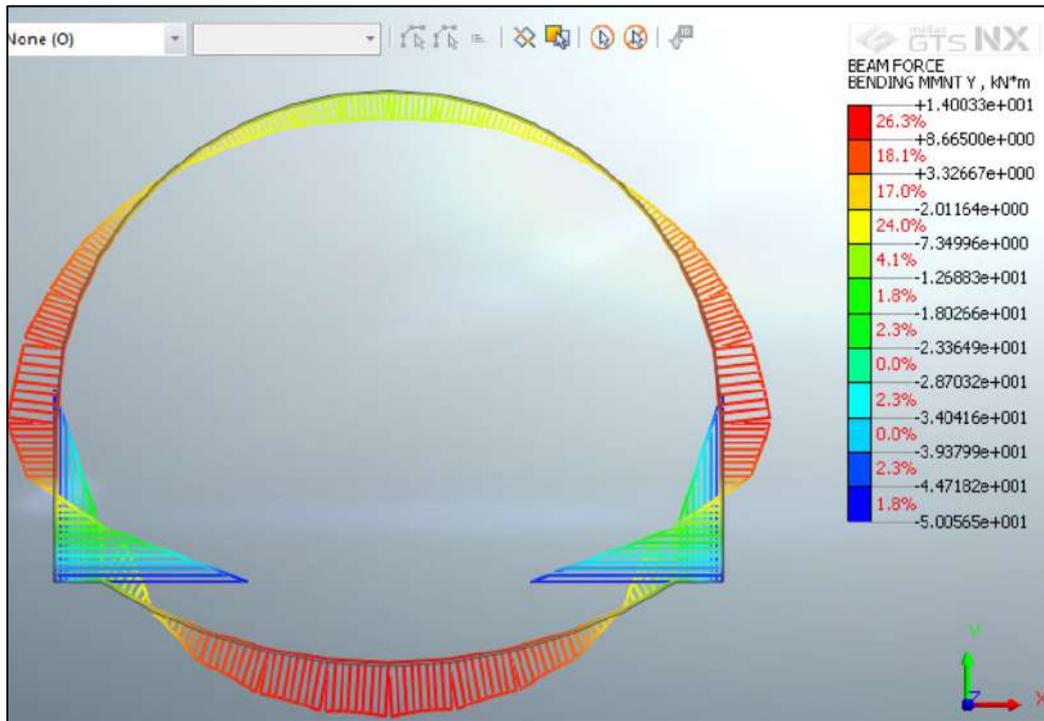
Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM:

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco\ Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C32/40	60	50

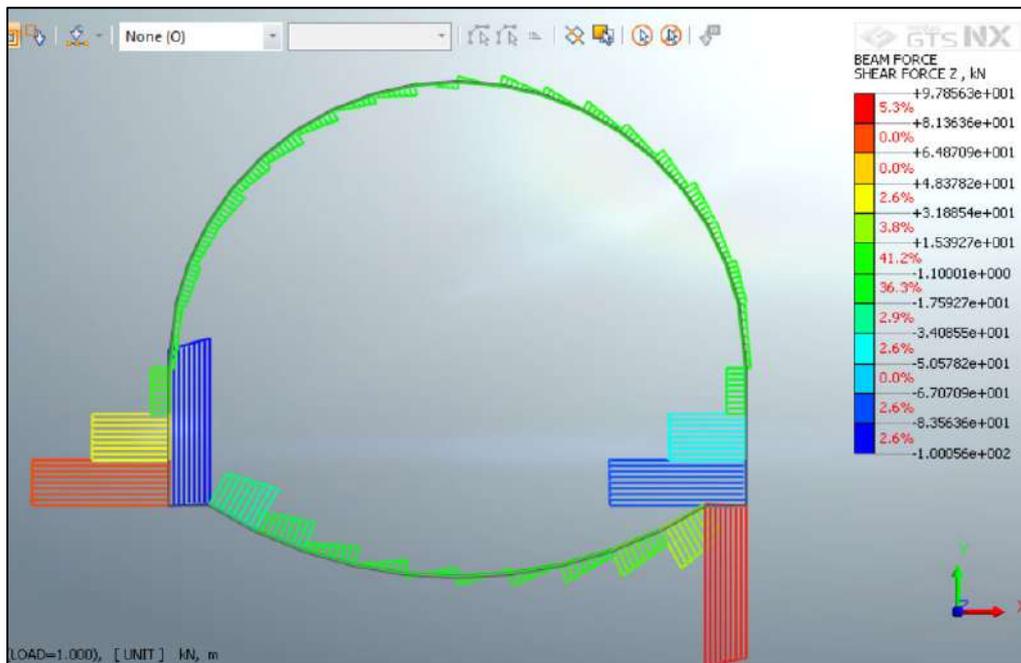
FERRI ARMATURA PRINCIPALE		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$
Calotta	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$



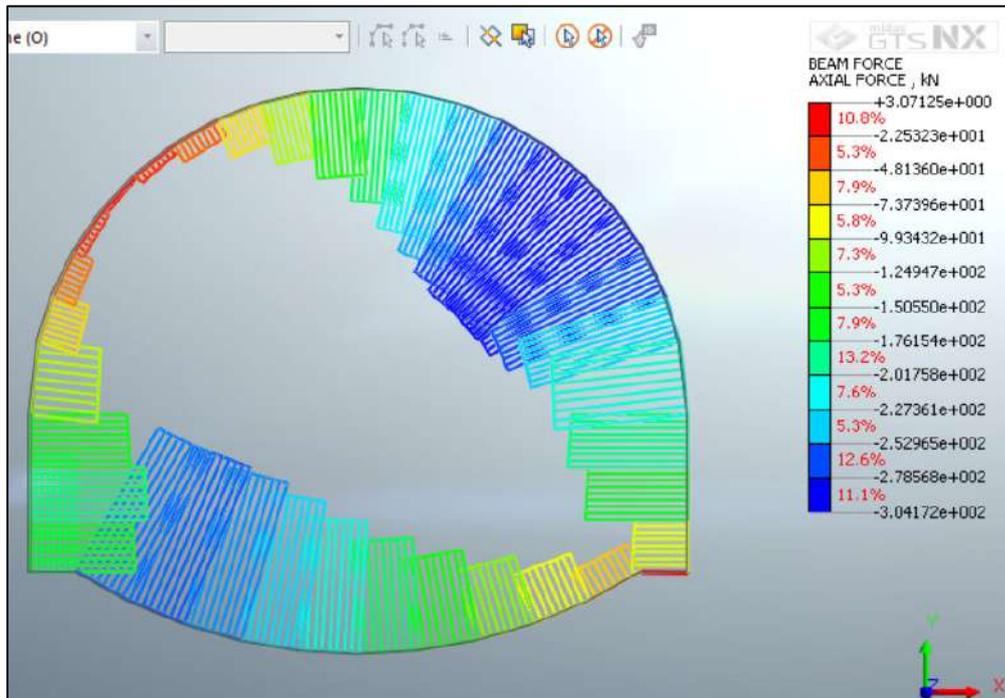
**Figura 8.39 – Sforzo normale – Statica ( $k_0=1.0$ )**



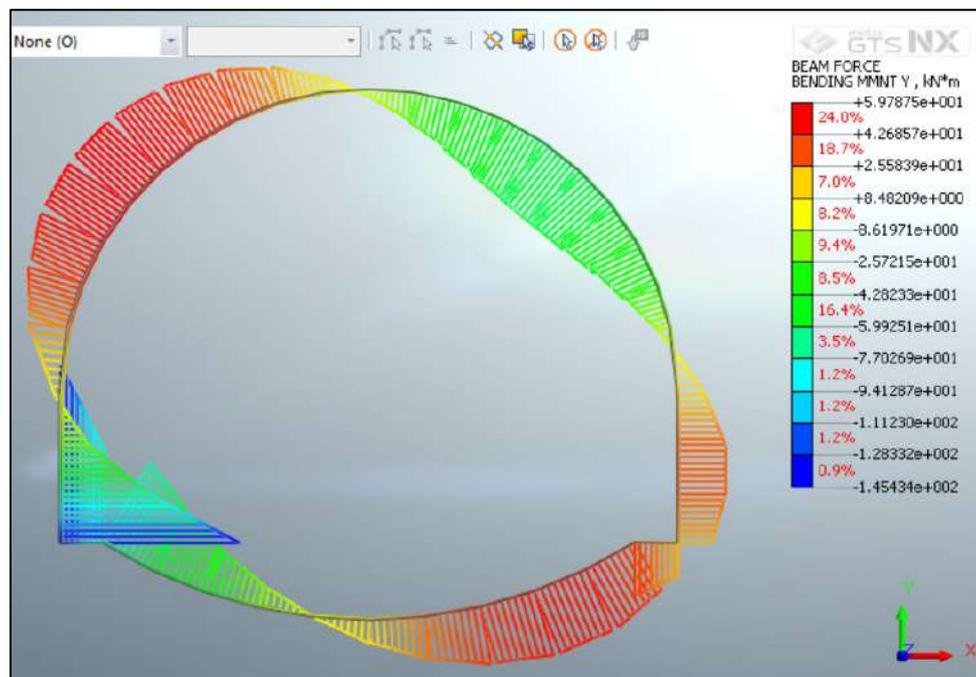
**Figura 8.40 – Momento Flettente – Statica ( $k_0=1.0$ )**



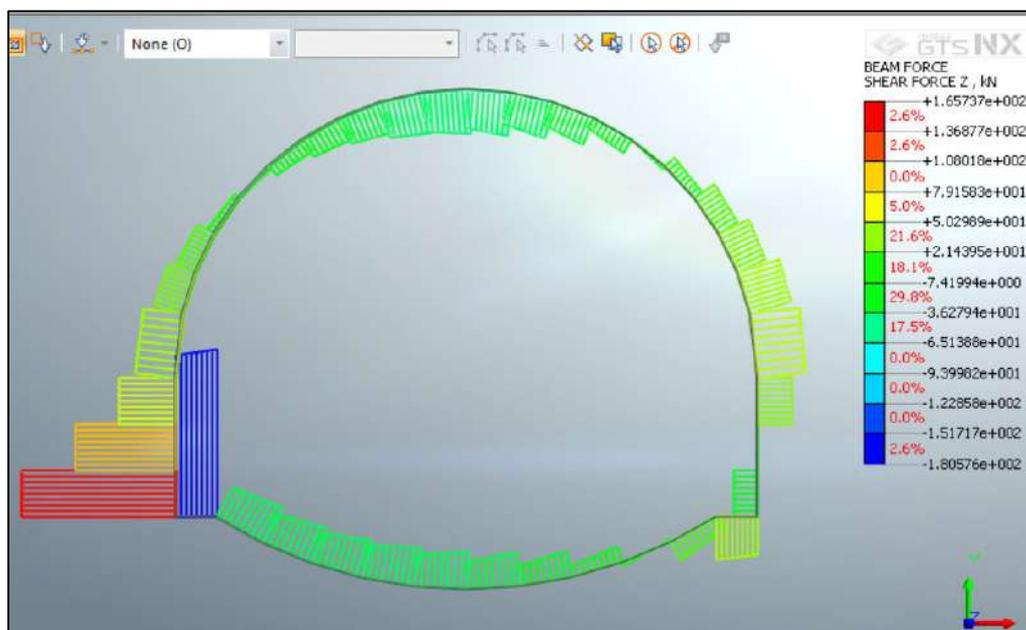
**Figura 8.41 – Sforzo di taglio – Statica ( $k_0=1.0$ )**



**Figura 8.42 – Sforzo normale – Sismica ( $k_0=1.0$ )**



**Figura 8.43 – Momento Flettente – Sismica ( $k_0=1.0$ )**

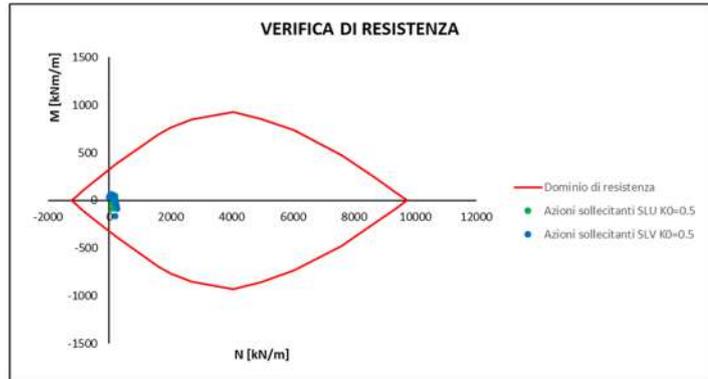


**Figura 8.44 – Sforzo di taglio – Sismica ( $k_0=1.0$ )**

**Arco Rovescio: Verifica a flessione**

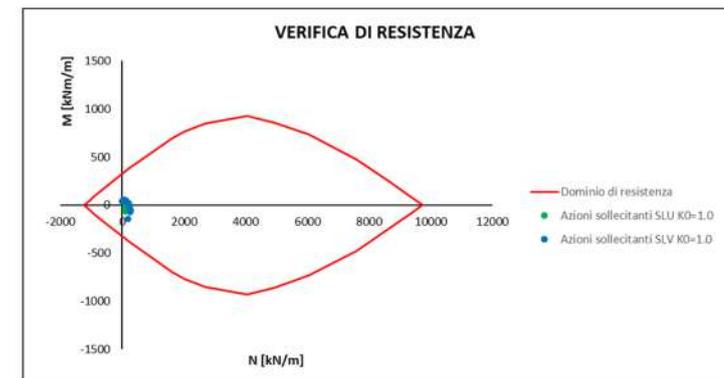
Azioni sollecitanti SLU $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
101.4	-26.9
155.4	-26.2
154.1	1.4
165.1	20.5
175.9	34.3
181.8	43.0
182.4	45.8
177.9	42.7
168.7	33.7
158.3	19.4
161.2	0.4
103.3	-88.5

Azioni sollecitanti SLV $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
1.2	34.6
250.9	-84.1
235.9	-53.6
219.7	-24.7
199.2	2.7
173.0	27.3
142.9	46.9
110.3	59.7
76.6	64.7
46.6	62.1
35.2	53.0
184.6	-165.4



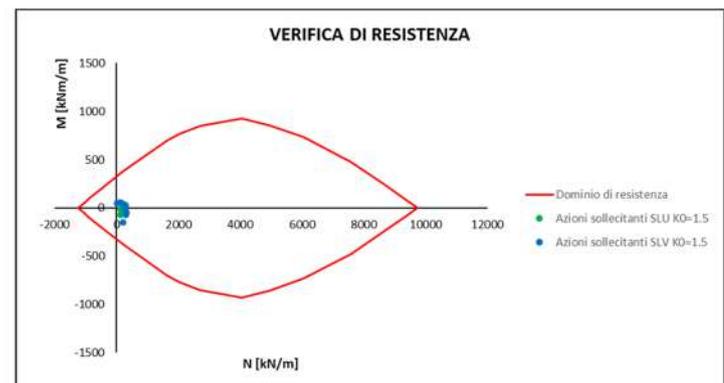
Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
96.8	-15.4
183.8	0.2
207.4	9.3
218.7	14.3
223.1	17.1
224.5	18.2
223.6	17.7
220.3	15.4
213.4	10.6
199.4	1.3
174.9	-14.9
99.1	-65.1

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
-3.1	44.7
52.6	54.6
83.6	55.1
114.3	48.2
146.5	35.9
179.7	19.8
211.9	1.3
240.7	-17.9
260.8	-36.6
269.7	-55.1
264.8	-74.9
183.1	-145.4



Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
128.6	-13.1
232.6	2.2
255.8	12.4
264.6	20.3
281.1	24.4
292.0	25.7
291.1	24.5
279.8	20.6
264.6	13.2
252.4	3.1
221.4	-12.5
129.9	-68.6

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
23.8	46.0
93.8	55.6
130.2	56.3
164.8	50.2
205.7	38.0
242.6	22.2
269.1	4.7
288.4	-12.6
304.2	-30.9
315.1	-50.3
305.9	-71.0
210.2	-148.4



Arco Rovescio: Verifica a taglio

$K_0$	$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
0.5	157.6	201.5	184.6
1.0	127.2	174.6	183.1
1.5	143.2	191.9	210.2

**Caratteristiche della sezione**

<b>GEOMETRIA</b>	H = 60 cm	altezza sezione
	$b_w$ = 100 cm	larghezza sezione
	$h'$ = 5 cm	copriferro
	d = 55 cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>	$\phi$ = 20 mm	diametro armatura
	$n^\circ$ = 10	numero barre
	$A_s$ = 31.4 cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
	$\rho_l$ = 0.0052	rapporto geometrico d'armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ )
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>	$N_{Ed}$ = 0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
	$\sigma_{cp}$ = 0.00 Mpa	tensione media di compressione

**Resistenza senza armatura a taglio**

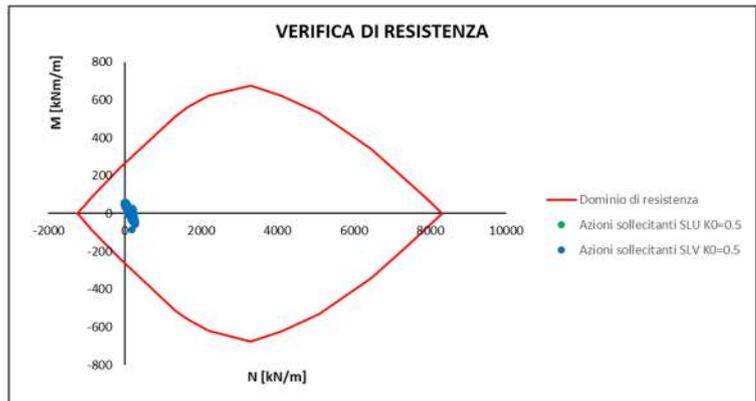
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>	<b><math>V_{Rd} = 249</math> kN</b>
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con	
$V_{Rd} = \max \left[ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right] \quad [4.1.23]$	
con	
$f_{ctk}$ espresso in MPa	
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	
$v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ctk}^{1/2}$	

La verifica risulta soddisfatta in quanto  $V_{Res} = 249 \text{ kN} > V_{Ed,Max} = 201$

**Calotta/Piedritti: Verifica a Flessione**

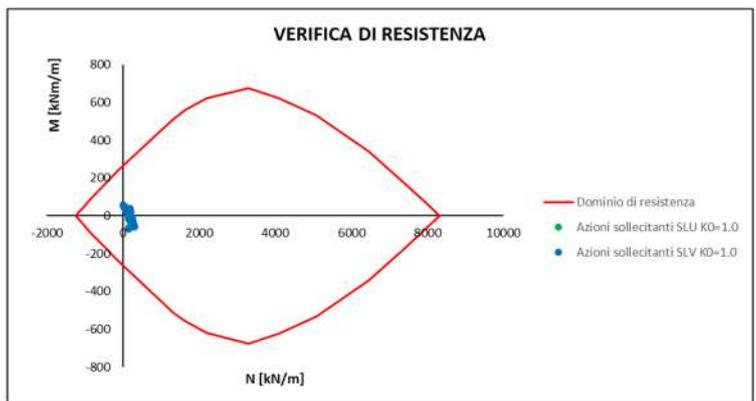
Azioni sollecitanti SLU $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
215.9	10.7
163.4	7.2
177.5	10.7
189.4	12.1
91.8	-7.2
93.3	-7.2
98.5	-5.9
149.2	7.3
135.7	3.4
119.3	-0.2
204.3	13.0
115.0	-3.8
133.1	-0.6
145.3	3.4
100.8	-3.4
94.8	-5.7
92.3	-7.0
194.0	12.9
182.3	12.1
168.2	10.8
232.9	10.6
232.2	-1.2
172.0	-35.5
241.5	-1.2
237.6	-35.2
178.5	-87.9

Azioni sollecitanti SLV $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
235.2	14.7
16.9	59.3
45.9	56.7
80.9	46.9
80.5	3.3
41.2	18.7
8.3	31.5
286.9	-55.0
277.1	-60.2
256.1	-57.4
130.3	31.6
-7.1	41.4
-10.5	50.0
-6.3	56.7
213.4	-46.9
165.8	-31.3
122.4	-14.2
259.9	-14.4
281.5	-31.0
291.8	-44.4
189.1	-0.4
215.0	-32.5
192.3	-87.0
222.1	28.2
197.0	23.8
116.5	8.1



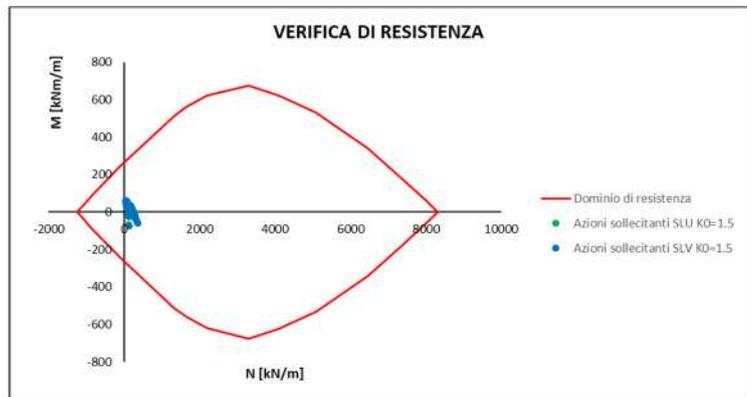
Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
146.0	-64.4
199.3	-16.7
202.0	9.9
185.5	16.4
179.6	13.5
181.8	10.3
179.1	7.5
175.1	3.6
177.9	0.3
175.4	-2.2
174.8	-4.7
175.7	-6.3
170.7	-8.3
170.1	-9.0
173.8	-8.4
171.7	-6.5
170.4	-5.1
174.2	-2.8
171.7	0.5
174.2	3.8
176.5	7.7
174.1	10.4
173.1	13.7
137.3	-17.3
191.3	9.7
191.6	16.1

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
89.4	27.2
164.3	38.7
191.9	38.5
214.3	22.0
249.2	-10.7
279.4	-29.8
298.0	-43.9
304.2	-54.1
302.9	-59.0
284.5	-58.2
257.6	-52.1
224.6	-40.1
181.2	-24.5
139.0	-6.0
100.2	12.9
61.1	30.4
28.3	43.8
11.3	53.6
2.4	59.3
11.1	59.8
31.4	56.1
57.2	46.6
98.3	33.2
163.2	-71.0
180.3	-22.3
152.9	5.5



Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
116.7	-68.5
157.6	-21.8
161.0	3.3
161.2	10.7
179.3	10.5
204.4	9.1
220.7	7.5
238.2	4.7
262.0	2.1
274.6	-0.2
288.8	-2.7
297.8	-4.2
295.4	-6.7
294.8	-7.4
296.1	-6.8
286.0	-4.4
269.2	-3.0
256.8	-0.7
235.8	2.5
215.6	5.0
198.8	7.7
173.3	9.2
149.7	10.6
108.7	-22.1
149.5	3.0
151.5	10.2

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
68.8	22.9
136.7	34.4
169.0	35.2
206.5	21.1
258.8	-9.5
302.6	-28.7
332.3	-44.2
353.8	-54.8
368.5	-59.2
361.5	-58.1
343.9	-52.0
314.5	-40.7
272.5	-25.6
231.0	-6.4
192.4	14.0
148.9	33.5
105.2	48.2
75.1	58.2
49.6	62.9
36.7	61.0
40.3	54.6
49.1	43.2
76.4	28.9
142.8	-74.5
149.2	-27.1
121.9	0.8



Calotta/Piedritti: Verifica a Taglio

$K_0$	$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
0.5	117.9	174.4	192.3
1.0	106.3	165.7	163.2
1.5	104.1	164.5	142.8

**Caratteristiche della sezione**

<b>GEOMETRIA</b>	H = 50 cm	altezza sezione
	$b_w$ = 100 cm	larghezza sezione
	$h'$ = 5 cm	copriferro
	d = 45 cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>	$\phi$ = 20 mm	diametro armatura
	$n^\circ$ = 10	numero barre
	$A_s$ = 31.4 cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
	$\rho_l$ = 0.0063	rapporto geometrico d'armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ )
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>	$N_{Ed}$ = 0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
	$\sigma_{cp}$ = 0.00 Mpa	tensione media di compressione

**Resistenza senza armatura a taglio**

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

**$V_{Rd} = 225$  kN**

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left[ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right] \quad [4.1.23]$$

con

$f_{ck}$  espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

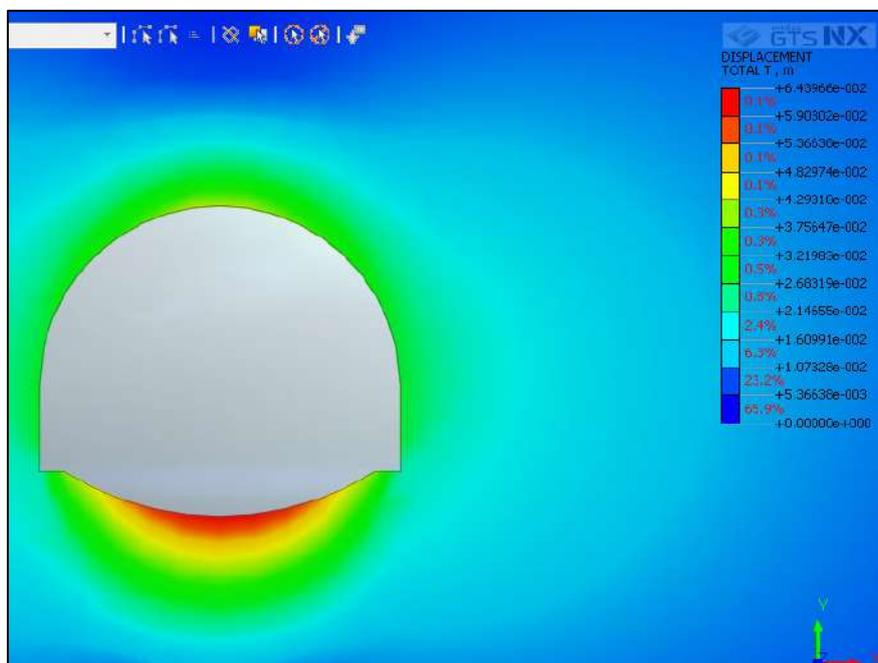
$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto  $V_{Res} = 225 \text{ kN} > V_{Ed,Max} = 174$

### 8.8.3 Sezione Tipo Medium (Copertura massima 140m)

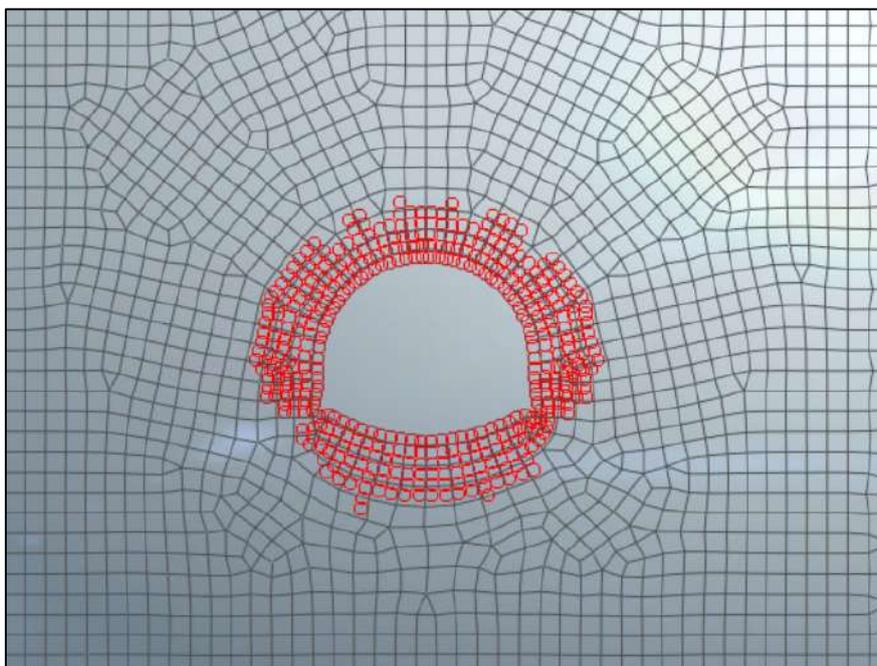
#### 8.8.3.1 Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 6.4 cm ( $k_0=1.5$ ).

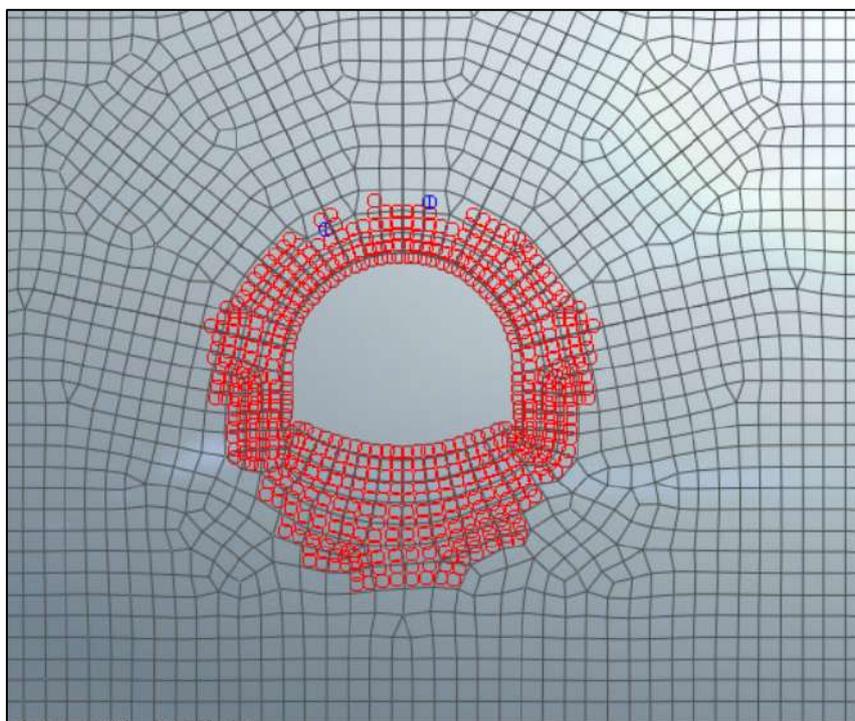


**Figura 8.45 – Deformata Stage Finale Statico ( $k_0=1.5$ )**

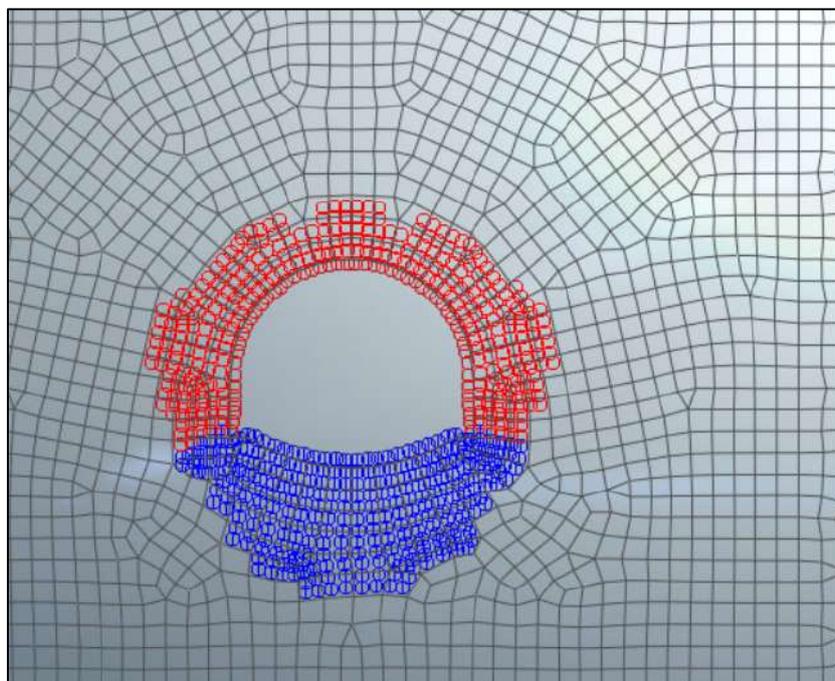
Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale prima di realizzare le chiodature, si osservano fenomeni di plasticizzazione più o meno estesi al contorno. Di seguito sono riportate alcune immagini che mostrano lo stato di plasticizzazione del terreno al passare delle fasi:



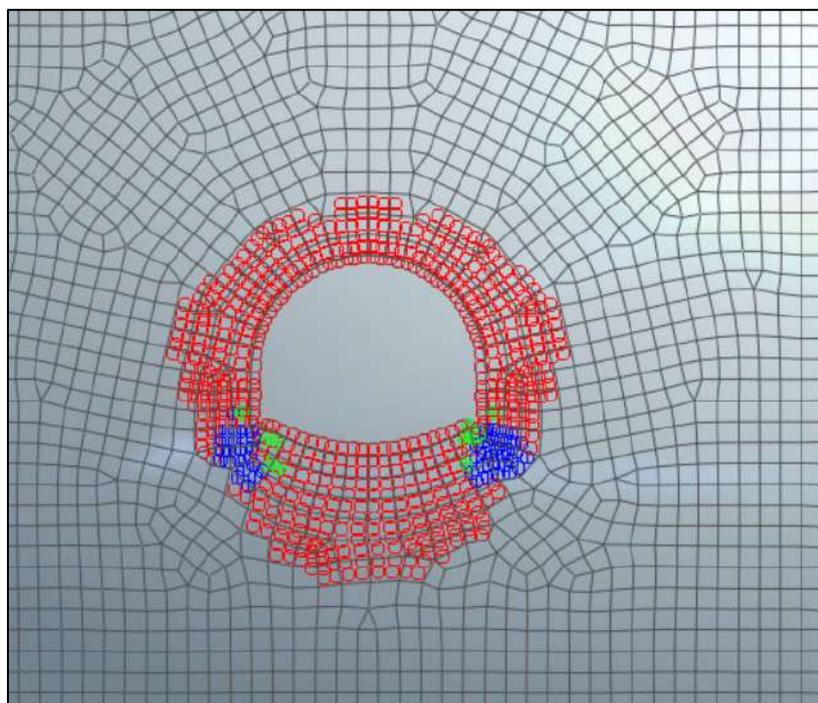
**Figura 8.46 – Zone plasticizzate (Scavo del cavo)**



**Figura 8.47 – Zone plasticizzate (Attivazione chiodature + riv. provvisorio)**



**Figura 8.48 – Zone plasticizzate – Breve termine (Attivazione riv. definitivo)**



**Figura 8.49 – Zone plasticizzate – lungo termine (Attivazione riv. definitivo)**

Per quanto riguarda il prerivestimento, la convergenza totale media rilevata è dell’ordine del millimetro, mentre il rivestimento definitivo è caratterizzato da spostamenti nell’ordine del centimetro.

SEZIONE	u [cm] $k_0=0.5$	u [cm] $k_0=1.0$	u [cm] $k_0=1.5$
Chiave Calotta ( $S_v$ )	1.9	2.1	4.2
Testa Piedritti ( $S_h$ )	2.7	2.4	2.8
Chiave Arco Rov. ( $S_v$ )	1.7	2.9	6.4

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 6 cm.

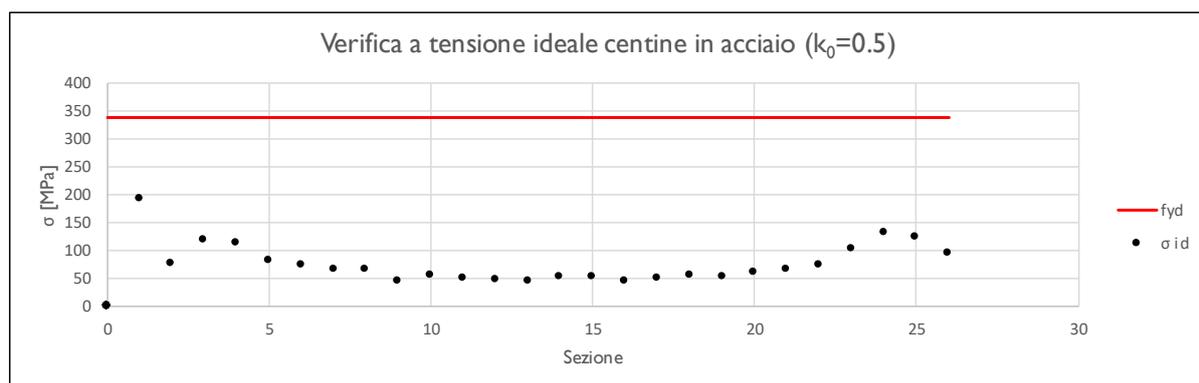
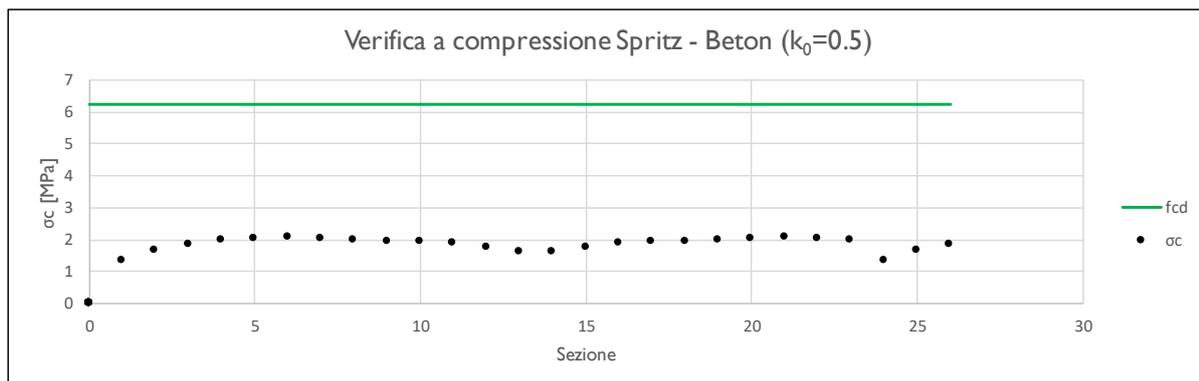
8.8.3.2 Analisi tensionale e delle sollecitazioni

**Rivestimento di Prima Fase**

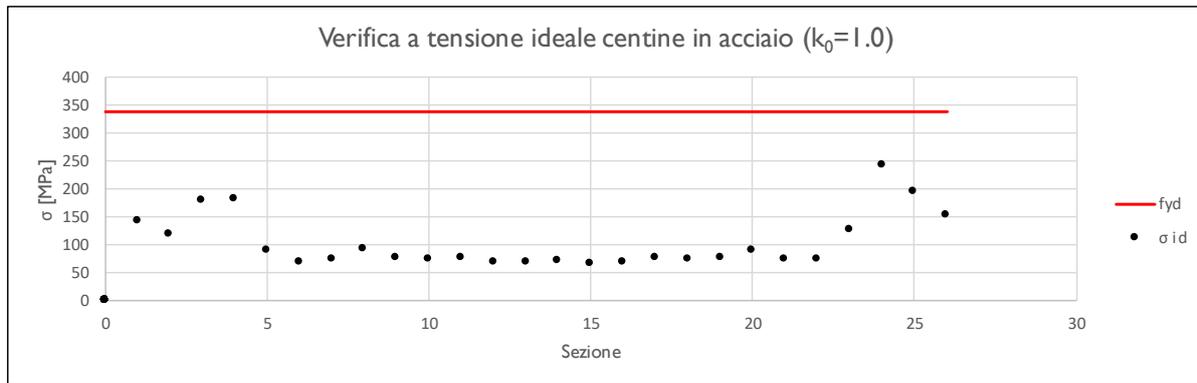
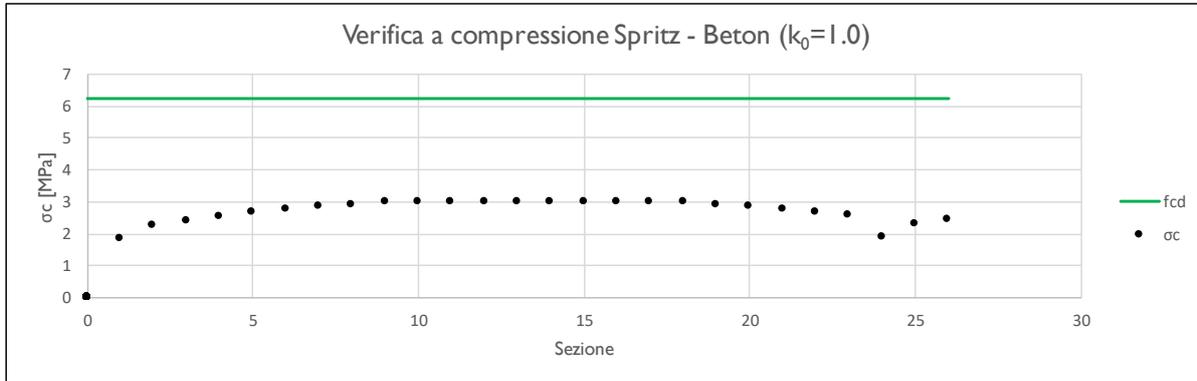
I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella:

Sezione	CLS Spritz Beton	E <sub>SPRITZ</sub> [GPa]	S <sub>SPRITZ</sub> [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	N <sub>CEN</sub>	E <sub>CEN</sub> [GPa]	W <sub>CEN</sub> [cm <sup>4</sup> ]	A <sub>CEN</sub> [cm <sup>2</sup> ]
Medium	25/30	10.4	25	HEA160	S355	0.5	1	210	220.1	38.77

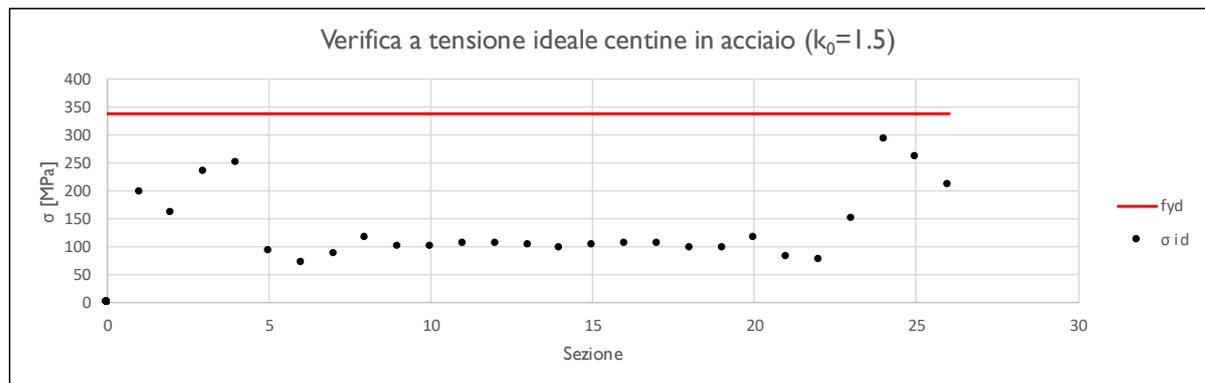
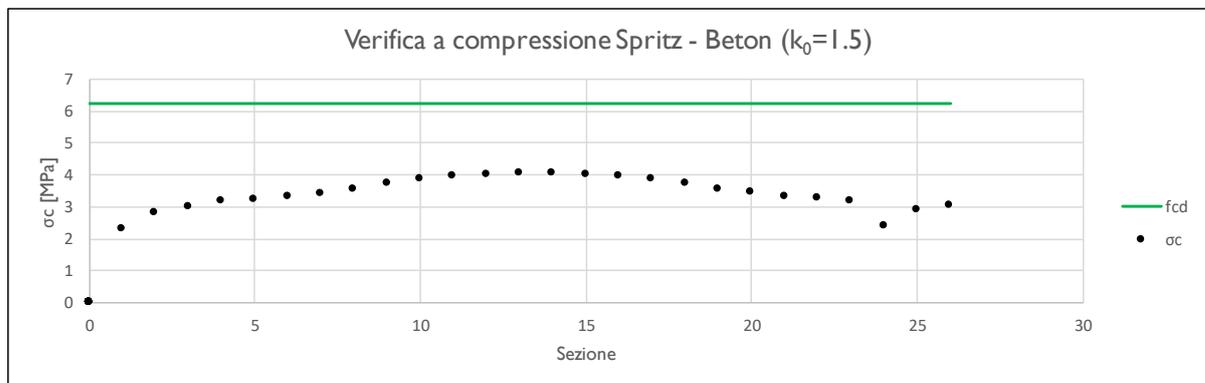
Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine che sullo spritz beton unicamente le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.



K <sub>0</sub>	N <sub>calcolo</sub> [kN]	M <sub>calcolo</sub> [kNm]	T <sub>calcolo</sub> [kN]	σ <sub>d,Spritz Beton</sub> [MPa]	σ <sub>d,Centine</sub> [MPa]	τ <sub>d,Centine</sub> [MPa]	σ <sub>id,Centine</sub> [MPa]
0.5	-417.0	-39.4	-102.3	1.3	110.2	-56.1	190.9



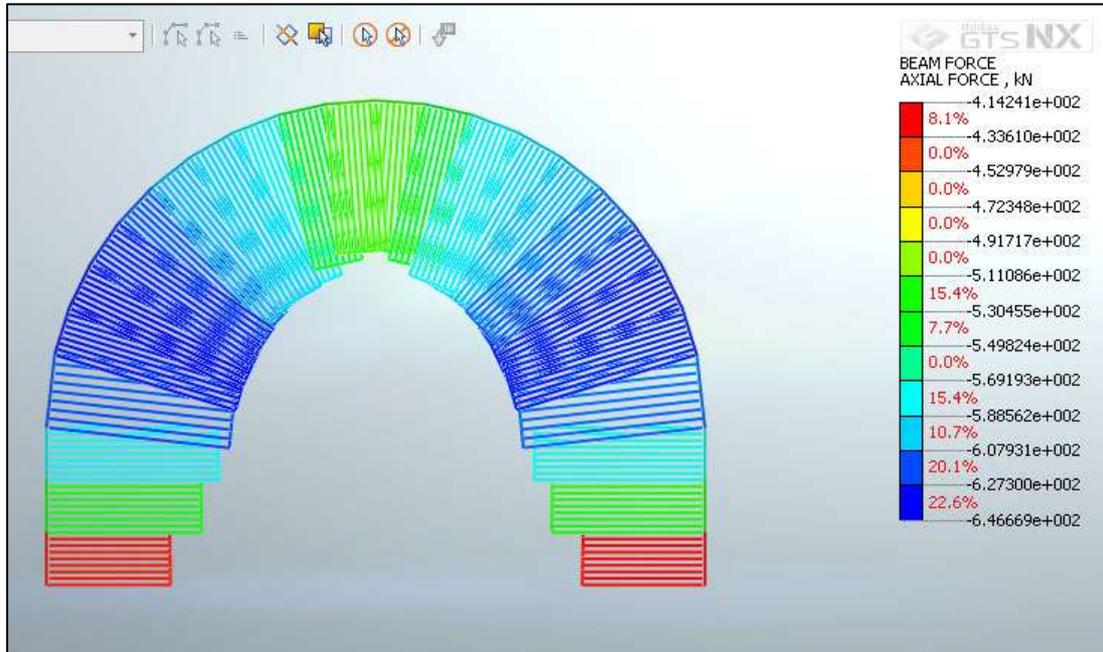
$K_0$	$N_{\text{calcolo}}$ [kN]	$M_{\text{calcolo}}$ [kNm]	$T_{\text{calcolo}}$ [kN]	$\sigma_{d,\text{Spritz Beton}}$ [MPa]	$\sigma_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\tau_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\sigma_{id,\text{Centine}}$ [MPa]
1.0	-588.3	9.2	189.2	1.9	50.2	103.7	242.5



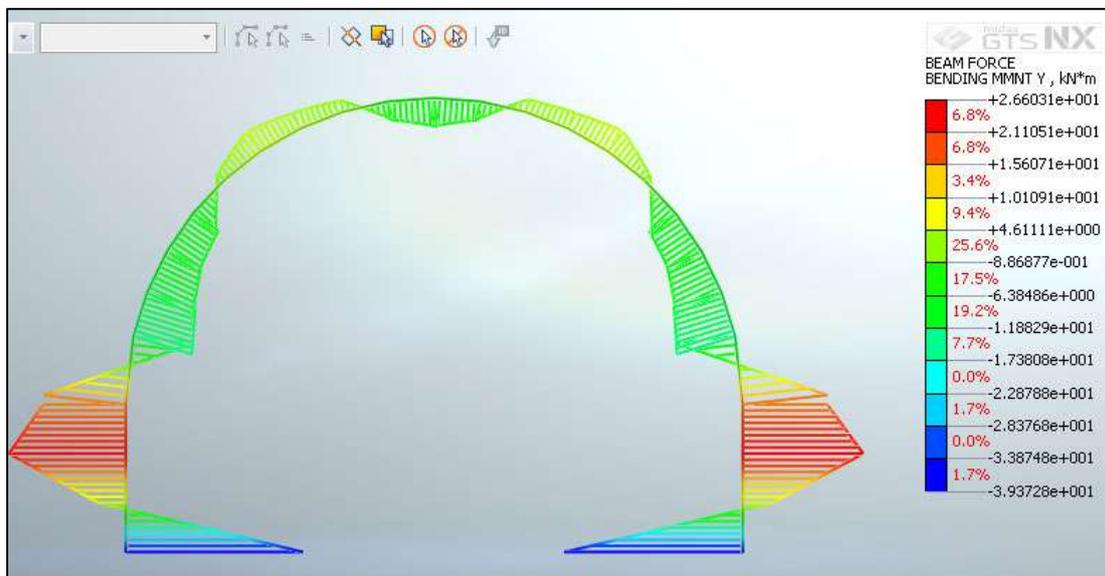
$K_0$	$N_{\text{calcolo}}$ [kN]	$M_{\text{calcolo}}$ [kNm]	$T_{\text{calcolo}}$ [kN]	$\sigma_{d,\text{Spritz Beton}}$ [MPa]	$\sigma_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\tau_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\sigma_{id,\text{Centine}}$ [MPa]
1.5	-754.1	8.7	228.3	2.4	57.2	125.2	291.5

Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 Mpa) e dell’acciaio (338.1 Mpa) risultano superiori a quelle di calcolo.

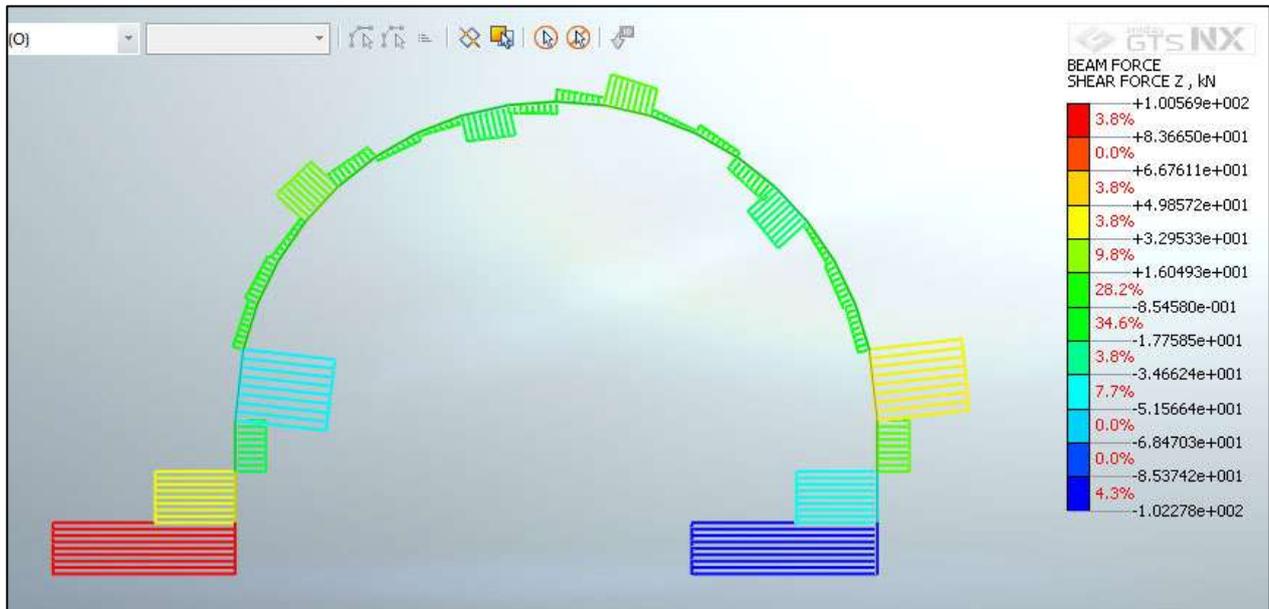
Di seguito è riportata un’immagine per  $k_0=0.5$  delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio derivante dal modello FEM.



**Figura 8.50 – Sforzo assiale**



**Figura 8.51 – Momento Flettente**

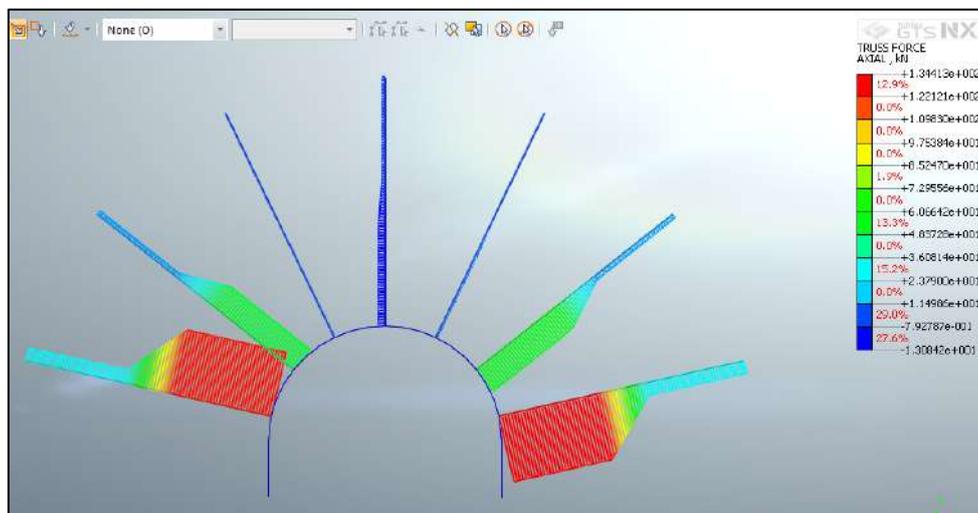


**Figura 8.52 – Sforzo di taglio**

## Chiodatura

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle verifiche svolte secondo le indicazioni dei paragrafi precedenti:

$K_0$	$N$ [kN]
0.5	49.3
1.0	95.1
1.5	134.4



**Figura 8.53 – Sforzo assiale sulle chiodature**

### DATI CHIODATURE

$d$	<b>38</b>	mm	Diametro della chiodatura
$C_b$	<b>220</b>	kN	Carico di snervamento del chiodo
$S_L$	<b>1.25</b>	m	Spaziatura longitudinale
$S_T$	<b>1.50</b>	m	Spaziatura Trasversale
$L_B$	<b>6.0</b>	m	Lunghezza dei chiodi adottata

### VERIFICA A TRAZIONE

$N_{cal}$	<b>134.40</b>	kN	Azione assiale di calcolo
$\gamma_G$	<b>1.3</b>	-	Coefficiente Parziale sulle azioni
$N_d$	<b>218.40</b>	kN	Azione assiale di progetto

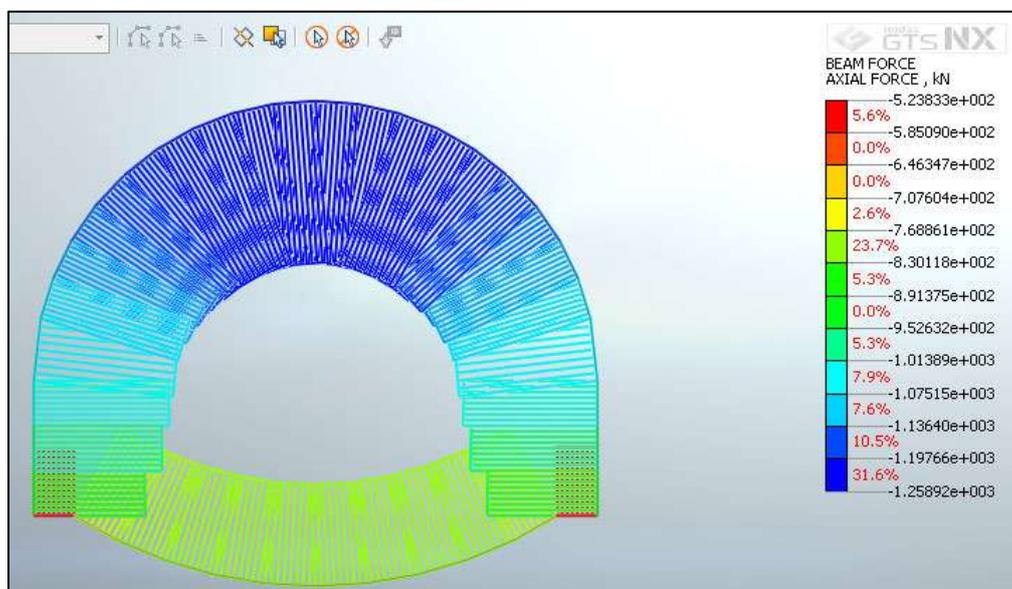
Stato Verifica **OK**

**Rivestimento definitivo**

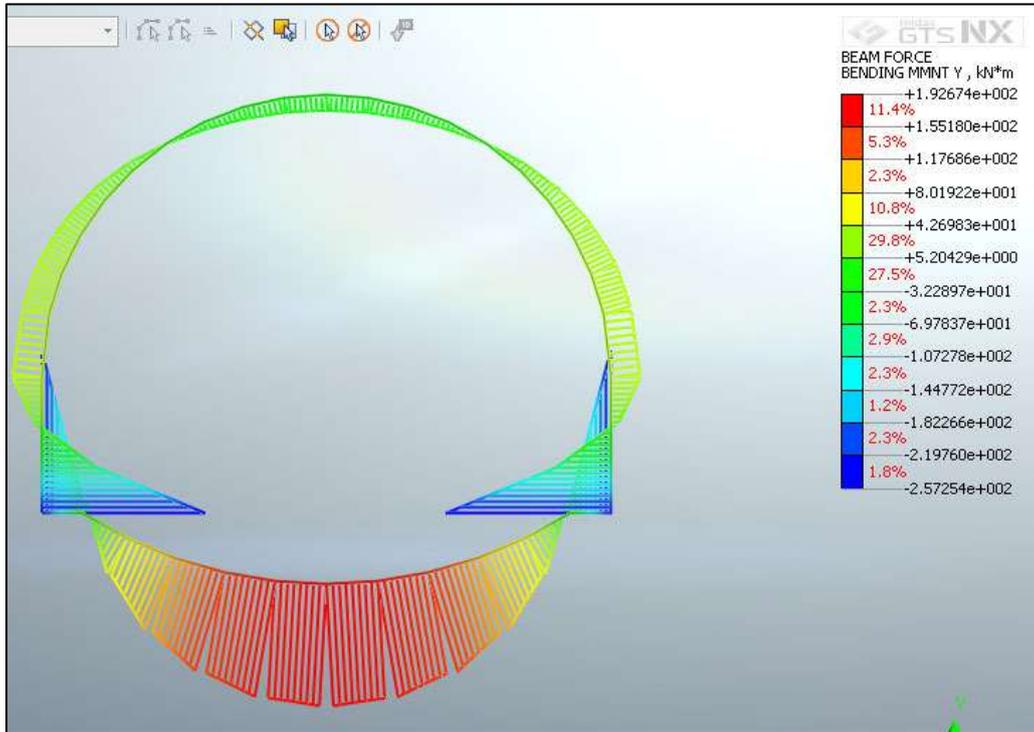
Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM:

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco\ Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C32/40	60	50

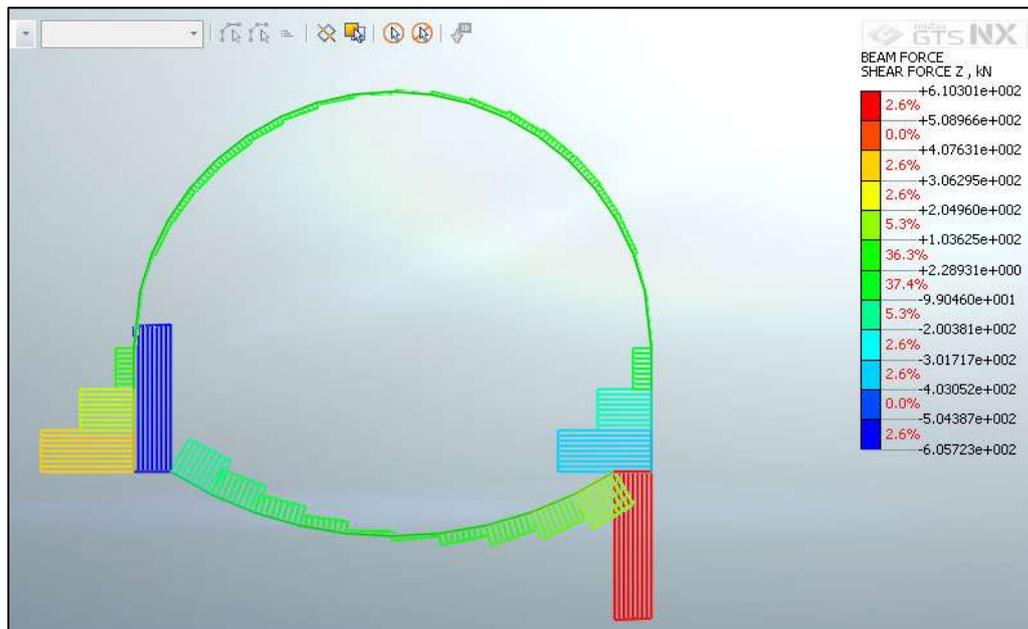
FERRI ARMATURA PRINCIPALE		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$
Calotta	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$



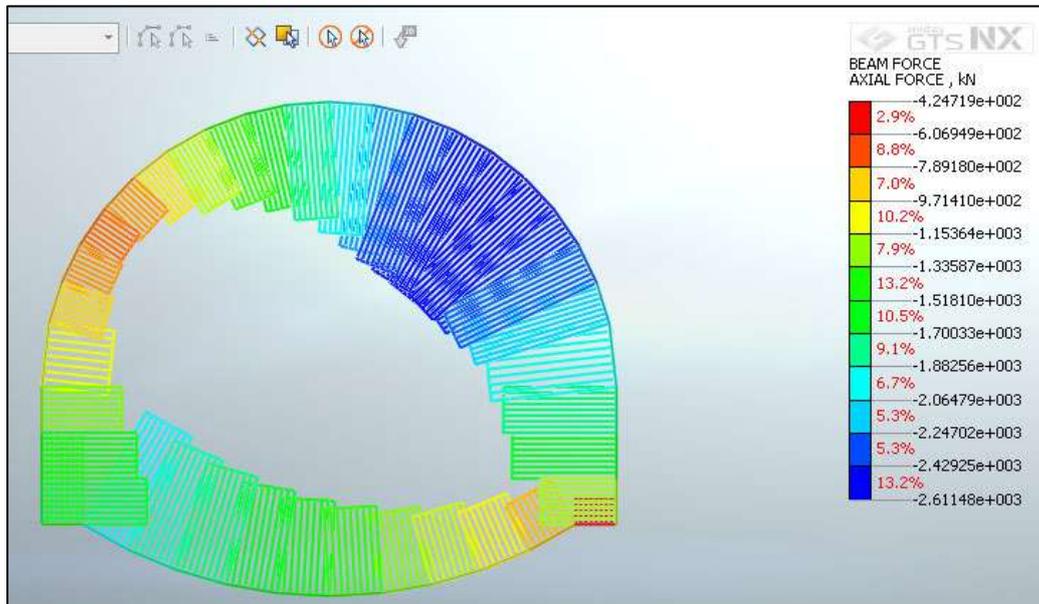
**Figura 8.54 – Sforzo normale – Statica ( $k_0=1.0$ )**



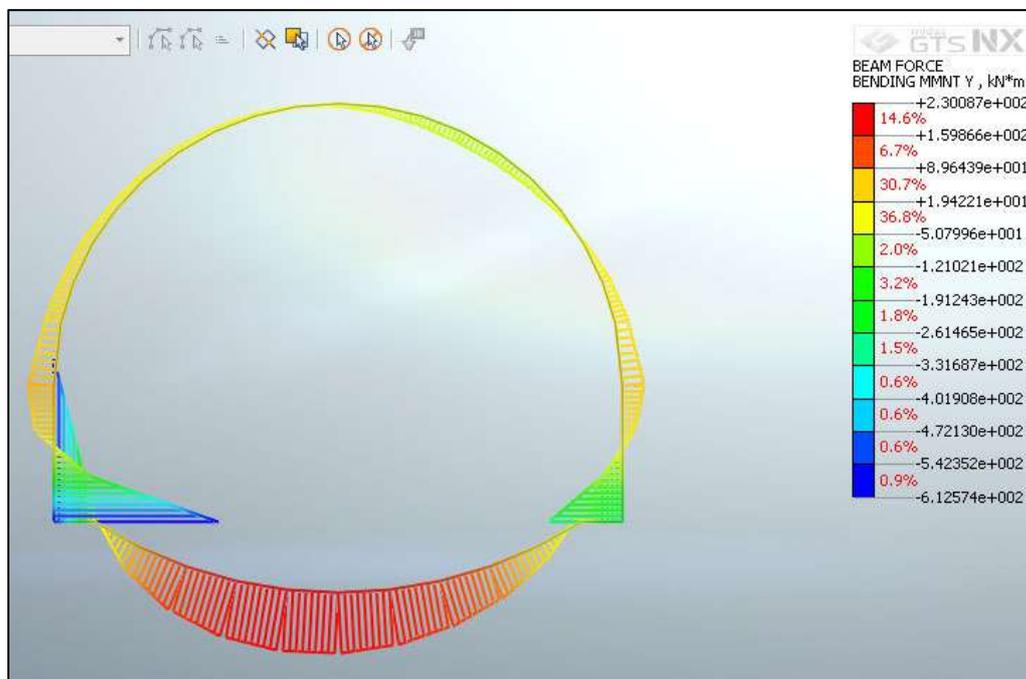
**Figura 8.55 – Momento Flettente – Statica ( $k_0=1.0$ )**



**Figura 8.56 – Sforzo di taglio – Statica ( $k_0=1.0$ )**



**Figura 8.57 – Sforzo normale – Sismica ( $k_0=1.0$ )**



**Figura 8.58 – Momento Flettente – Sismica ( $k_0=1.0$ )**

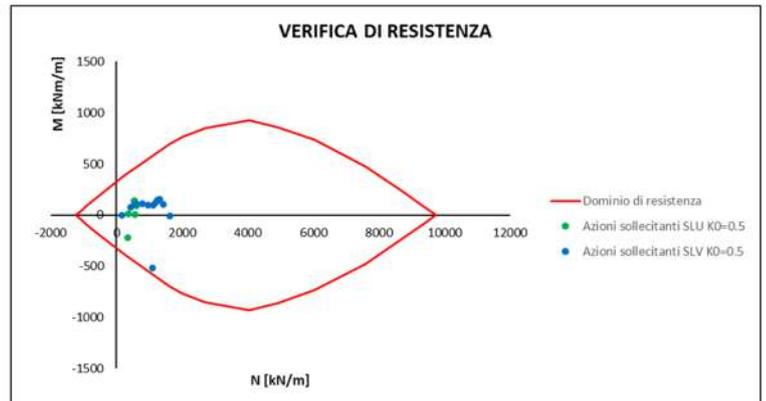


**Figura 8.59 – Sforzo di taglio – Sismica ( $k_0=1.0$ )**

Arco Rovescio: Verifica a flessione

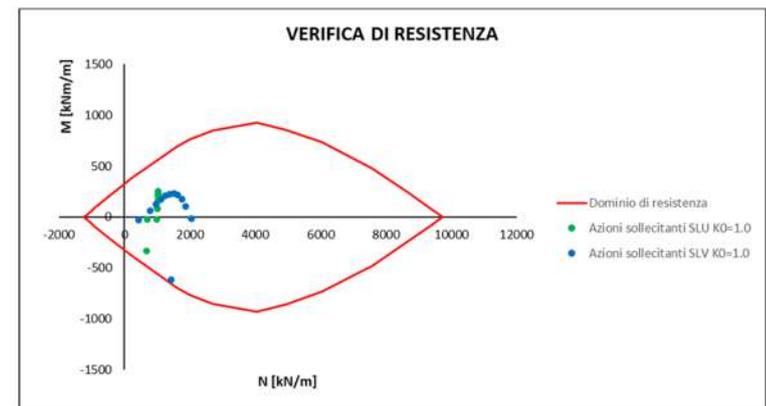
Azioni sollecitanti SLU $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
364.1	11.2
566.9	99.5
547.7	140.6
547.5	135.3
580.5	107.9
618.3	91.6
618.7	106.8
578.1	132.4
546.4	137.6
544.8	96.5
560.2	8.9
346.5	-217.0

Azioni sollecitanti SLV $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
179.8	-2.3
423.9	74.3
596.4	109.6
786.5	108.7
975.0	99.0
1127.8	101.1
1210.4	123.7
1256.9	150.5
1328.3	154.6
1438.5	106.9
1637.4	-5.6
1102.4	-518.9



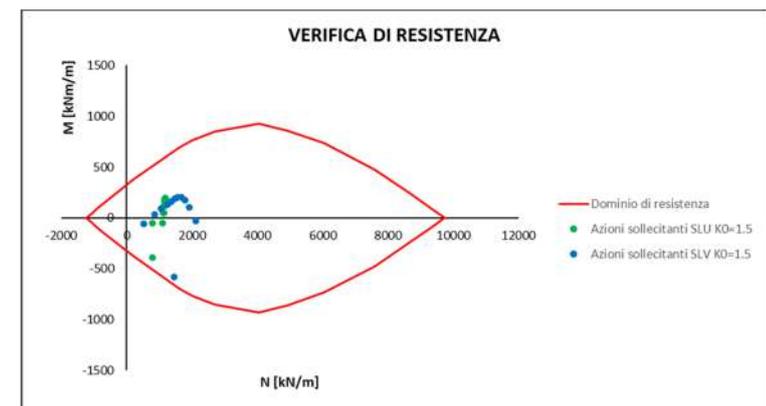
Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
690.6	-20.7
1006.6	83.4
1027.7	159.6
1025.6	211.4
1025.2	241.0
1025.3	250.5
1025.5	240.3
1023.7	209.7
1021.6	158.0
1013.5	82.6
989.1	-20.7
681.0	-332.0

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
424.7	-29.4
791.1	64.4
974.0	128.6
1116.0	176.0
1246.3	209.2
1381.2	227.5
1510.1	230.1
1638.5	215.3
1765.2	175.6
1881.3	102.2
2041.3	-17.3
1428.3	-612.6



Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
791.6	-50.2
1120.6	49.9
1145.2	119.1
1163.8	162.9
1172.4	187.3
1176.1	194.9
1174.2	186.9
1167.7	162.2
1158.5	118.6
1139.9	50.1
1108.1	-50.8
780.7	-390.1

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
515.1	-55.7
861.6	31.8
1055.2	94.0
1245.8	131.7
1368.5	162.3
1475.5	186.3
1571.4	200.5
1679.1	201.4
1792.8	174.9
1918.4	106.3
2117.7	-31.9
1445.8	-576.5



Arco Rovescio: Verifica a taglio

$K_0$	$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$N_{STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
0.5	178.5	566.9	218.8	1637.4
1.0	209.9	1006.6	232.5	2041.3
1.5	201.9	1120.6	269.3	2117.7

**Oggetto : Arco Rovescio**

**Caratteristiche della sezione**

<b>GEOMETRIA</b>	H = 60 cm	altezza sezione
	$b_w$ = 100 cm	larghezza sezione
	$h'$ = 5 cm	copriferro
	d = 55 cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>	$\phi$ = 20 mm	diametro armatura
	$n^\circ$ = 10	numero barre
	$A_s$ = 31.4 cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
	$\rho_l$ = 0.0052	rapporto geometrico d'armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ )
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>	$N_{Ed}$ = 566 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
	$\sigma_{cp}$ = 1.03 Mpa	tensione media di compressione

**Resistenza senza armatura a taglio**

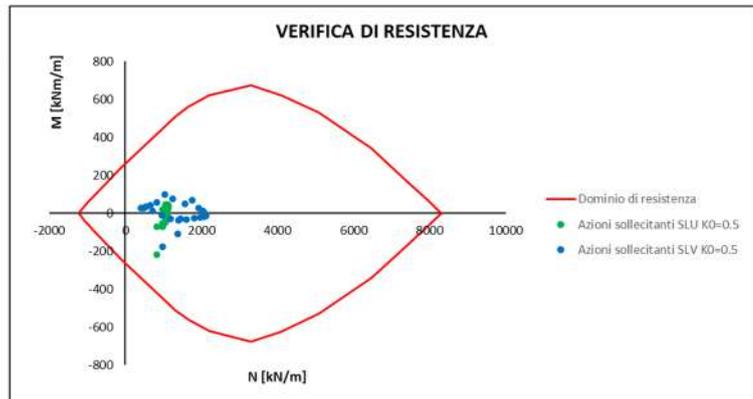
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO  $V_{Rd} = 334$  kN

La verifica risulta soddisfatta in quanto  $V_{Res} = 334 \text{ kN} > V_{Ed,Max} = 269$

**Calotta/Piedritti: Verifica a Flessione**

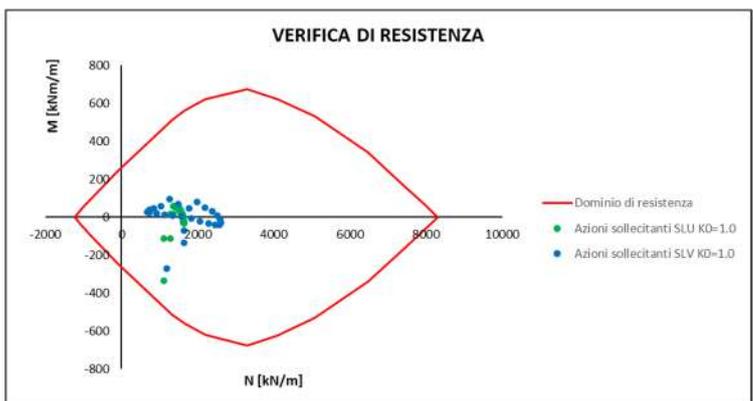
Azioni sollecitanti SLU $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
981.3	-71.9
1059.6	18.5
830.3	-218.5
1106.2	45.9
1120.8	36.9
1123.8	35.2
1115.0	33.9
1109.5	31.2
1106.7	25.7
1117.3	15.3
1119.0	1.3
1054.7	-21.4
987.5	-50.4
987.8	-63.1
1049.6	-50.0
1113.4	-21.4
1114.1	1.5
1101.1	15.2
1107.5	27.0
1114.6	31.9
1121.3	34.4
1116.2	34.8
1098.5	36.5
824.6	-71.6
1055.1	45.7
978.4	18.3

Azioni sollecitanti SLV $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
1443.7	-30.5
1560.6	49.9
972.1	-174.8
1752.9	67.0
1928.1	27.5
2033.0	11.4
2100.4	-1.1
2119.3	-11.0
2112.4	-15.6
2059.4	-18.1
1973.5	-20.9
1815.2	-24.7
1612.6	-31.7
1400.9	-35.9
1196.3	-29.7
966.6	-12.1
708.4	12.9
486.8	25.5
400.4	28.4
431.1	28.3
545.1	35.5
649.8	42.0
820.8	57.1
1385.1	-109.6
1041.4	97.4
1252.6	76.5



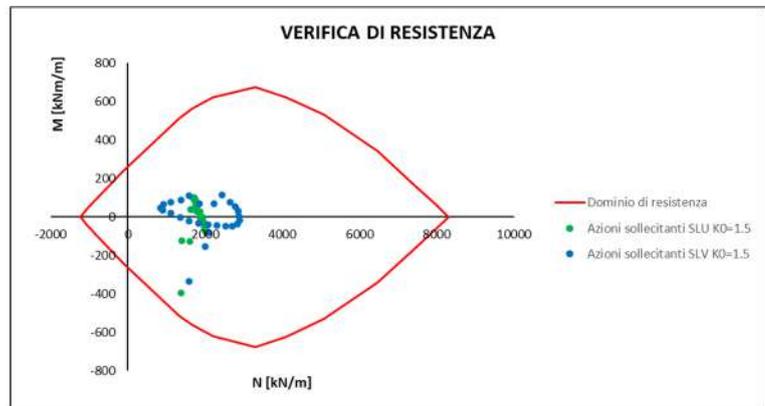
Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
1276.4	-112.1
1349.0	16.1
1109.1	-334.4
1398.0	59.3
1436.6	56.2
1489.6	53.9
1526.8	44.7
1570.8	32.4
1607.4	16.4
1621.5	0.0
1629.8	-14.3
1636.6	-24.1
1636.0	-29.9
1635.4	-32.2
1632.2	-29.5
1624.8	-24.1
1616.3	-14.2
1600.8	-0.1
1564.4	16.7
1525.0	31.7
1486.6	43.8
1434.6	52.3
1396.8	54.8
1111.0	-111.3
1353.5	58.9
1283.4	16.0

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
1643.4	-72.3
1781.1	44.7
1188.2	-272.0
1982.3	80.4
2201.1	48.8
2376.1	30.2
2508.0	7.9
2586.1	-13.0
2611.5	-29.4
2563.8	-39.4
2460.6	-41.7
2291.1	-34.3
2068.1	-21.6
1829.4	-8.1
1575.6	3.0
1345.2	7.9
1134.5	13.9
920.4	20.1
739.1	22.2
676.2	25.9
733.6	37.0
840.2	44.9
1035.4	58.3
1649.0	-135.4
1257.7	93.8
1488.5	69.3



Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
1718.8	93.2
1734.0	78.9
1762.3	54.8
1788.1	28.1
1941.1	-34.5
1872.0	-3.8
1979.1	-57.7
2020.9	-77.4
2006.7	-71.6
1979.4	-32.9
2021.4	-71.0
2009.3	-56.1
1940.5	-2.4
1788.8	55.8
1872.1	28.0
1737.5	94.4
1754.6	79.4
1725.9	100.0
1726.2	99.4
1375.8	-394.3
1670.1	38.4
1602.3	-125.7
1617.8	38.0
1673.1	98.3
1397.7	-124.7
1714.6	98.9

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
1106.3	75.1
929.0	66.8
853.8	46.5
899.3	35.2
1366.3	-3.1
1114.3	18.7
1590.9	-22.4
2073.9	-41.5
1824.7	-33.2
2711.7	-48.7
2304.9	-46.0
2530.6	-49.5
2829.9	-36.4
2882.3	3.5
2892.2	-18.6
2771.9	55.5
2861.4	31.2
2639.7	76.1
2445.0	113.9
1588.2	-335.2
2229.7	70.2
2094.0	-81.7
1843.2	70.6
1594.8	109.0
2002.5	-152.1
1374.6	85.9



Calotta/Piedritti: Verifica a Taglio

$K_0$	$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$N_{STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
0.5	326.4	830.3	414.3	1252.6
1.0	285.3	1276.4	260.3	1643.4
1.5	365.3	1602.3	495.7	1843.2

<b>Caratteristiche della sezione</b>	
<b>GEOMETRIA</b>	
H =	50 cm altezza sezione
$b_w$ =	100 cm larghezza sezione
h' =	5 cm copriferro
d =	45 cm altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>	
$\phi$ =	20 mm diametro armatura
n° =	10 numero barre
$A_s$ =	32.7 cm <sup>2</sup> area dell'armatura tesa
$\rho_l$ =	0.0065 rapporto geometrico d'armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ )
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>	
$N_{Ed}$ =	1253 kN valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
$\sigma_{cp}$ =	2.78 Mpa tensione media di compressione
<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>	
<b>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO <math>V_{Rd} = 416</math> kN</b>	

La verifica risulta soddisfatta in quanto  $V_{Res}=416\text{kN} > V_{Ed,Max}=413$

## **9 NUOVO ATTACCO AL PESCHIERA INFERIORE DESTRO**

L’opera in oggetto rientra nella realizzazione del sorpasso alla centrale di Salisano. Tale galleria, di circa 12m di diametro, ha una lunghezza totale di 25 m e copertura media di 26m.

### **9.1 Inquadramento geologico e geotecnico**

#### *9.1.1 Inquadramento geologico*

Il contesto geologico è caratterizzato da conglomerati clasto-sostenuti costituiti da ciottoli calcarei e arenacei, associati a ghiaie in matrice sabbiosa con subordinate lenti sabbioso-pelitiche. Il grado di cementazione dei corpi conglomeratici è basso per via della natura silicoclastica della matrice. Alcuni intervalli sono costituiti da calcareniti finissime e marne intercalate ad argille con resti vegetali e sabbie silicoclastiche.

L’unità affiora estesamente nel settore nordorientale dell’area investigata, ma alcuni affioramenti di limitata estensione sono presenti fino al limite sudoccidentale dell’area (Salisano).

Lo spessore è molto variabile e può superare i 250 m.



**Figura 9.1 –Conglomerati dell’Unità di Monteleone Sabino affioranti a Maglianello alto.**

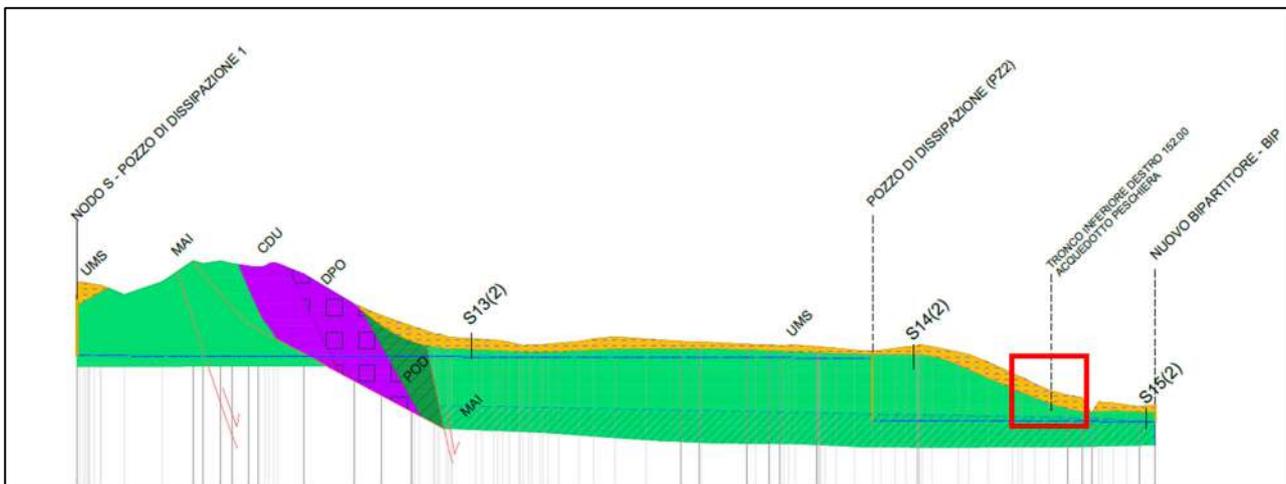
Inoltre, sono presenti calcari micritici di colore bianco organizzati in strati di spessore 10-40 cm con liste e noduli di selce chiara. Sono presenti subordinati calcari finemente detritici di colore bianco. Il contenuto fossilifero è costituito da radiolari e calpionelle. Il tetto della formazione è caratterizzato da calcari grigi bioturbati con selce nera e intercalazioni di livelli pelitici scuri; questo intervallo è spesso interessato da fenomeni di slumping. L’unità affiora estesamente nell’area studiata al tetto del thrust del Tancia, nel settore sudoccidentale dell’area studiata. Affiora inoltre nella dorsale montuosa che separa la valle Ariana dalla valle del torrente Canera-Fosso di Montenero, nei dintorni di San Giovanni Reatino e al nucleo dell’anticlinale di Grotti, nella valle del Salto. Lo spessore è di oltre 300 metri.



**Figura 9.2 – Maiolica affiorante nei pressi di Salisano**

9.1.2 Inquadramento geotecnico

L’opera in oggetto risulta scavata a cavallo tra le unità geotecniche denominate MAI e UMS. Sulla scorta delle indagini svolte, è stato possibile ricostruire il modello geotecnico di riferimento dell’area. Di seguito cui si richiamano brevemente le principali caratteristiche meccaniche di interesse (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica):



**Figura 9.3 – Sezione geotecnica**

DEPOSITI E COPERTURE QUATERNARIE		Valori medi da prove SPT			Valori medi da prove pressiometriche			Modulo E <sub>y</sub> statico da geosismica	Range valori da prove di laboratorio								
Unità litotecnica	Descrizione	n° prove	C <sub>v</sub> (kPa)	Φ' (°)	E <sub>p</sub> (MPa)	n° prove	E <sub>p</sub> (MPa)	Φ' (°)	E <sub>y</sub> (MPa)	n° prove	γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	prova di taglio diretto		prova edometrica		ELL	
												c' (kPa)	Φ' (°)	E <sub>20-20</sub> (MPa)	E <sub>20-20</sub> (MPa)	E <sub>20-20</sub> (MPa)	C <sub>u</sub> (MPa)
ALL (Piana San Vittorino)	limo sabbioso debolmente argilloso (facies operea)	9	51	-	4	-	-	-	-	9	18 - 20	9 - 40	22 - 28	3.6	4.8	7.5	-
ALL (Valle del Salto)	Sabbie a grana medio-fine con ghiaie eterodimensionali (facies granulare)	32	-	31	11	-	-	-	-	7	18 - 21	7 - 11	27 - 38	4.3	6.1	10.4	-
ALL (Valle del Turano)	Ghiaie in matrice sabbioso-argillosa	12	-	31	13	-	-	-	-	12	17 - 21	7 - 9	26 - 36	4.4	4.7	6.5	-
ALL (Valle del Turano)	Sabbie fini limose con clasti arenacei	6	-	33	10	-	-	-	-	8	18 - 21	10 - 12	26 - 28	5.5	4.3	7.0	-
ALL (Fosso di Ariana)	Alternanze ghiaiose in matrice limoso-sabbiosa con livelli sabbioso-limosi	17	-	31	12	-	-	-	-	5	17-19	9 - 39	24 - 30	5.2	4.7	4.6	-
FLG	Argille limosa con intercalazioni sabbiose fini	13	-	33	25	-	-	-	-	4	17 - 19	35 - 65	18 - 19	6.0	6.7	7.1	150 - 300
UGR	Conglomerati fortemente eterometrici, da cementati a molto cementati	/	/	/	/	8	108	42	207	7	18 - 19						
UMS	Conglomerati clastosostenuti, con clasti arenacei, silicei e calcarei	/	/	/	/	1	113	41	102	1	20						
UFC	Conglomerati da moderatamente a scarsamente cementati	12	-	33	25	7	102	41	127	8	17.5 - 20						

UNITÀ MESOZOICHE		Quadro di sintesi del rilevamento geomeccanico effettuato. I valori sono la media dei singoli valori ottenuti dalle stazioni geomeccaniche								
Unità litotecnica	Descrizione	n° stazioni	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	RMR	GSI	$c'$ (MPa)	$\phi'$ (°)	$E_m$ (MPa)
SCZ	Calcarei marnosi e marne calcaree di colore grigio e marrone	6	26.0	82.90	4.61	III (51.16)	45	3.67	27	9421
MAI (+POD)	Calcarei micritici ben stratificati	7	26.0	74.92	4.16	III (51.83)	49	3.59	28	10361
SBI	Calcarei e calcari marnosi di colore bianco	7	25.8	85.10	4.73	III (51.42)	51	3.91	28	9836
SAA	Calcarei micritici, calcari marnosi e marne di colore rosa, arancione e nocciola	3	25.9	75.21	4.18	III (53.33)	48	3.14	27	6015
VAS	Calcarei marnosi, marne e marne argillose dal rosa, al rosso al grigio	2	26.3	105.46 *	5.86 *	III (51.00)	28	3.07	27	1348
FUC	Calcarei, calcari marnosi, marne e marne argillose policrome	1	25.7	101.40 *	5.63 *	III (48.00)	25	2.78	20	1050

**Figura 9.4 – Caratteristiche geotecniche**

La caratterizzazione fisica e meccanica delle unità geotecniche è stata condotta sulla base dei risultati provenienti dalle stazioni geomeccaniche di riferimento a disposizione. Tale caratterizzazione è stata condotta in termini di GSI e  $\sigma_c$  utilizzati per la definizione del criterio proposto da *Hoek-Brown*. In considerazione del livello di affidabilità che in generale si ritiene di aver raggiunto con le indagini a disposizione (vedere gli specifici elaborati di progetto relativi alla geologia), nella stima dei parametri di resistenza e rigidità si è deciso di adottare, per le varie grandezze rilevate, dei valori medio-cautelativi nell’ambito del range misurato.

Alla costante del materiale,  $m_i$ , è stato di volta in volta assegnato un valore in linea con i valori disponibili in letteratura per la tipologia di roccia interessata.

A partire da questi valori, poi, sono stati ricavati il modulo elastico,  $E'$ , ed i parametri di resistenza del criterio di *Mohr-Coulomb*, coesione efficace,  $c'$ , e angolo d’attrito efficace,  $\phi'$ , quest’ultimi due ottenuti linearizzando il criterio di resistenza di *Hoek-Brown* in corrispondenza dello stato tensionale rappresentativo della copertura della galleria considerando un valore del fattore di disturbo nullo (fattore D pari a 0.7 per scavi in tradizionale).

Per l’unità MAI si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche in cui è stato considerato un GSI pari a 35 derivante dalla stazione geomeccanica K01 e un  $\sigma_c$  pari a 38Mpa derivante dalle prove a Compressione monoassiale dei campioni prelevati dal sondaggio S15.

**Dati di input**

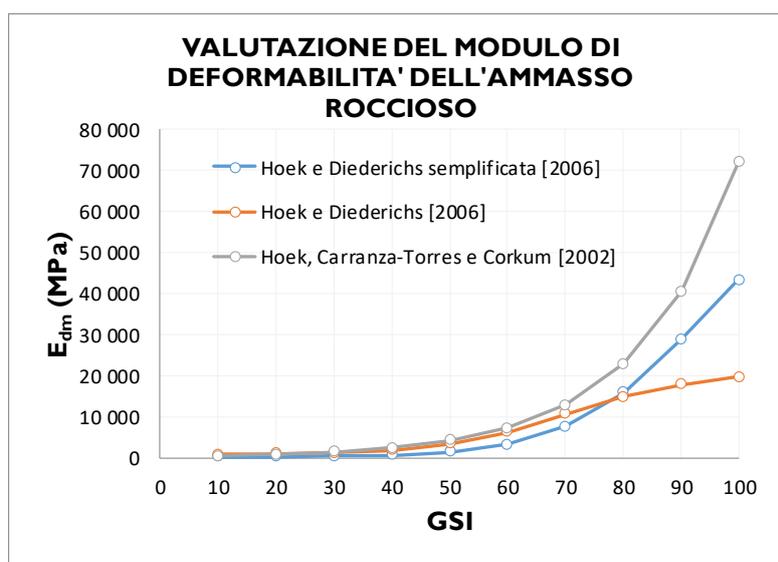
$\gamma$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso unità di volume Ammasso Roccioso
$\sigma_c$	38.8	MPa	Resistenza compressione monoassiale Mat. Roccioso
$m_i$	8.0	-	Costante empirica Mat. Roccioso
GSI	35	-	Geological Strenght index
D	0.7	-	Indice di disturbo
Applicazione <b>Versante</b>			
MR	800	-	Rapporto modulo $E_i/\sigma_c$ Mat. Roccioso
H	26.0	m	Altezza di riferimento

**Determinazione parametri di resistenza equivalenti Ammasso Roccioso**

$m_b$	0.225	-	Costante empirica Amm. Roccioso
s	8.11E-05	-	Costante empirica Amm. Roccioso
a	0.516	-	Costante empirica Amm. Roccioso
$\sigma_{cg}$	2.243	MPa	Resistenza globale Ammasso roccioso
$\sigma_{3max}$	0.523	MPa	Limite superiore della tensione di confinamento per gallerie
$\alpha_{3n}$	1.35E-02	-	Rapporto di tensioni
$\varphi'$	37	°	Angolo di resistenza a taglio equivalente Ammasso Roccioso
$c'$	136	kPa	Coesione efficace equivalente Ammasso Roccioso
$\sigma_t$	14	kPa	Resistenza a trazione Ammasso Roccioso

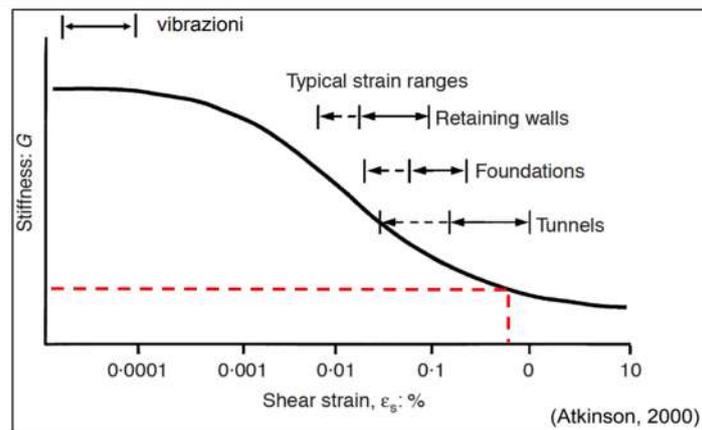
**Determinazione modulo di Young Ammasso Roccioso**

$E_{d1}$	347	MPa	Hoek e Diederichs semplificata [2006]
$E_{d2}$	1391	MPa	Hoek e Diederichs [2006]
$E_{d3}$	1707	MPa	Hoek, Carranza-Torres e Corkum [2002]
$E_{dm}$	1148	MPa	Modulo di Young Medio Ammasso Roccioso



Per l’unità UMS i parametri di resistenza ( $c'$  e  $\phi'$ ) sono stati desunti da prove pressiometriche mentre il modulo di *Young*  $E$  è stato ricavato da prove geofisiche (R9), abbattendo di 15 volte il modulo a piccole deformazioni.

$V_s$	310 m/s	Velocità Onde di taglio
$\rho$	2.0 Mg/m <sup>3</sup>	Densità terreno
$G_0$	196 MPa	Modulo di taglio a piccole deformazioni
$n$	0.3 -	Coefficiente di Poisson
$f_t$	0.07 -	Abbattimento per le deformazioni di progetto
$E$	37.7 Mpa	Modulo di Young di progetto



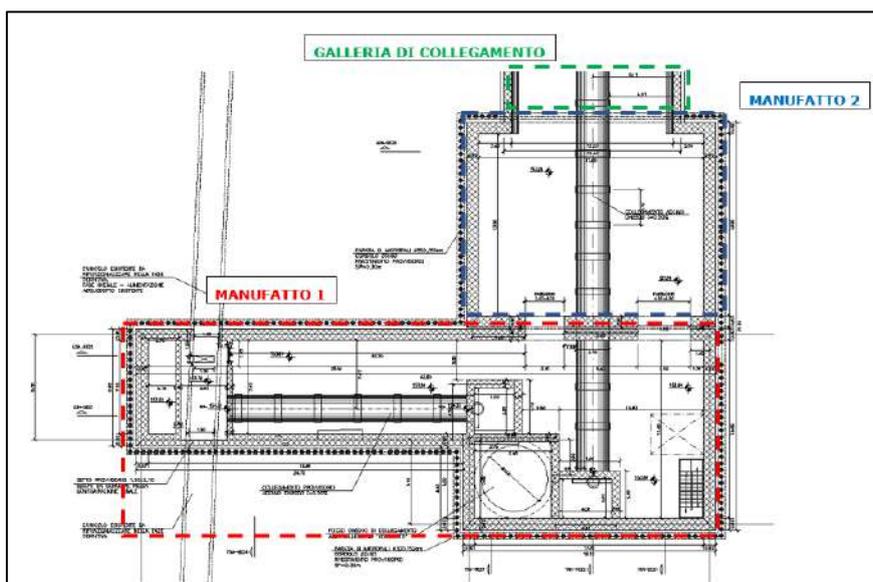
## 9.2 Descrizione degli interventi

Le operazioni di collegamento al Peschiera Inferiore Destro prevedono la realizzazione di 2 manufatti indipendenti.

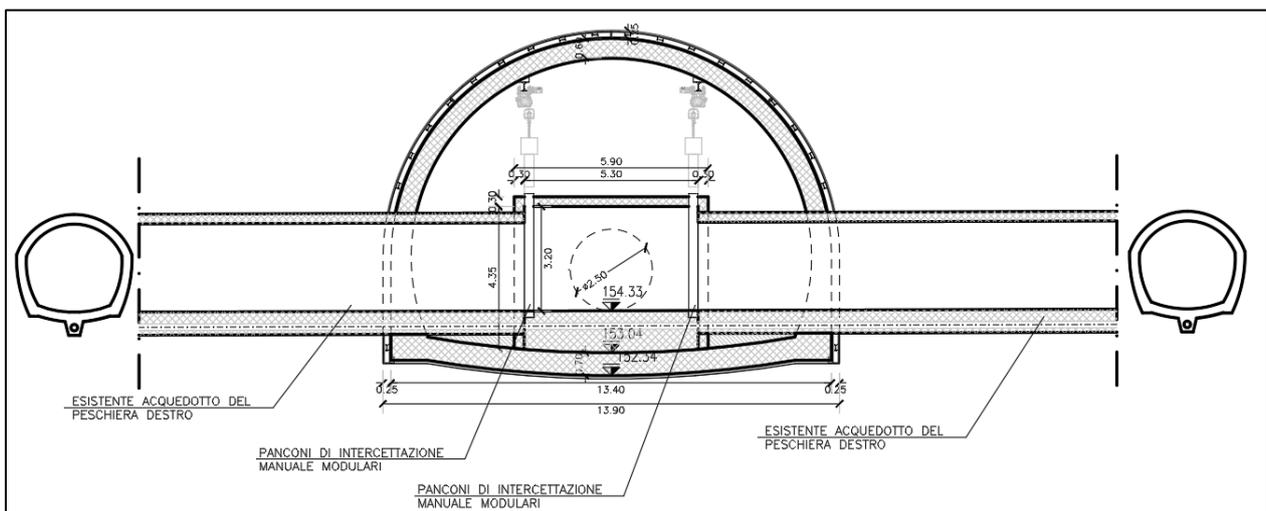
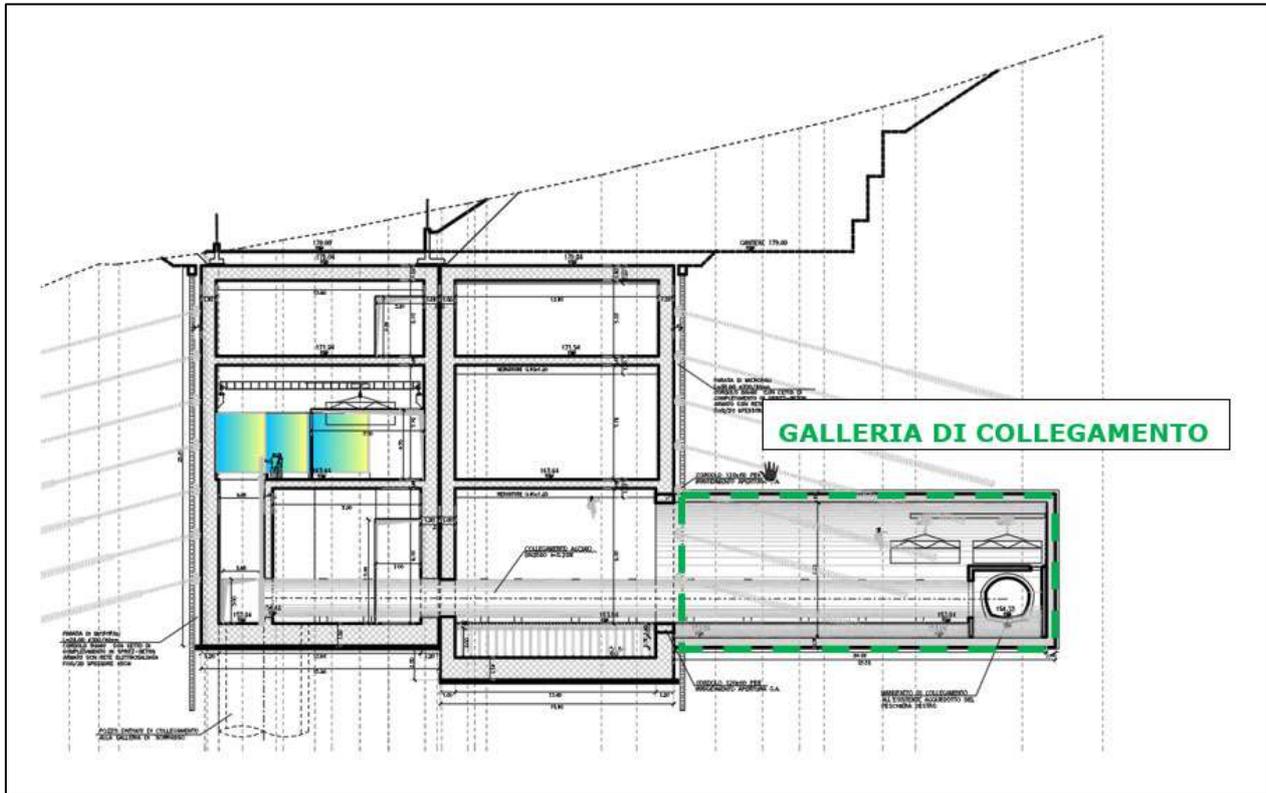
Il manufatto 1 è composto da tre volumi interrati sino al piano di calpestio a quota +179 m slm. di dimensioni esterne pari a 42.9×14.4m, di altezza massima pari a 34.10m, di cui circa 25.30m risultano completamente interrati mentre la restante parte è fuori terra per circa 8.80m.

Il manufatto 2 è composto da tre volumi interrati sino all’orizzontamento più alto a quota +178 m slm. di dimensioni esterne pari a 18.8×15.6m, di altezza massima pari a 27.9m; tutti i volumi risultano completamente interrati.

All’interno del manufatto 2 sarà realizzata la galleria di collegamento al Peschiera inferiore Destro. Il tratto di galleria, di una lunghezza complessiva di 25m che si pone in corrispondenza del contatto stratigrafico tra l’unità geotecnica UMS e MAI, verrà eseguito in tradizionale con un diametro medio interno di 12m circa, prevedendo una sezione di tipologia “Hard”.



**Figura 9-5 – Pianta intervento**

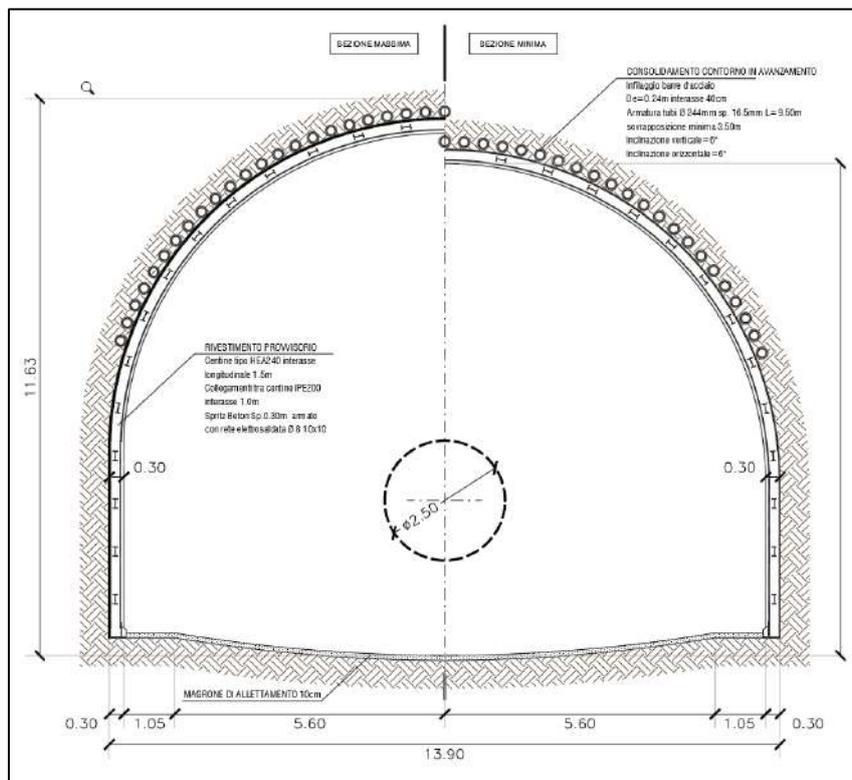


**Figura 9-6 – Sezioni della galleria di collegamento al Peschiera Inferiore Destro**

## *9.2.1 Descrizione delle sezioni tipo*

### 9.2.1.1 Sezione tipo Hard

La sezione tipo Hard è una sezione tronco-conica che prevede interventi di precontenimento del fronte mediante infilaggi con campi di avanzamento da 6 m, con armatura in acciaio S355  $\Phi 244.5/16$  e diametro esterno 0.28m (inclinazione verticale  $6^\circ$ ); non prevede dei consolidamenti in calotta ma prevede l’introduzione di chiodi in VTR40/60 o equivalenti di lunghezza 18m (sovrapposizione minima  $L = 6m$ ) con miscele cementizie e perforazione  $\Phi > 127mm$ , disposti a quinconce ad interasse 1.5m x 1.5m. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA240 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldata  $\Phi 8$  10x10 con spessore 30cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.6m e arco rovescio di 0.7m. L’incidenza media è di  $135 \text{ kg/m}^3$  per la calotta ed i piedritti e di  $115 \text{ kg/m}^3$  per l’arco rovescio. Qualora fosse necessario saranno inseriti dei tubi di drenaggio al fronte per allontanare eventuali venute d’acqua dal fronte scavo.



**Figura 9.7 – Dettaglio relativo alla configurazione dei rivestimenti/consolidamenti provvisori per la sezione “Hard”**

### **9.3 Fase di diagnosi - Previsione sul comportamento degli ammassi nella fase di scavo**

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

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

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

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

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

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

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

#### **Gallerie a fronte stabile (CASO A)**

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

#### **Gallerie a fronte stabile a breve termine (CASO B)**

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera le caratteristiche di resistenza meccanica del materiale al fronte, che assume un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con tale redistribuzione delle tensioni sono più accentuati che nel caso precedente e producono nell'ammasso roccioso al fronte una decompressione che porta ad una riduzione della resistenza interna. Questa decompressione deve essere opportunamente regimata, nel breve termine, mediante adeguati interventi di preconsolidamento al fronte (e talora al contorno del cavo), in grado di contenere l'ammasso e condurlo verso condizioni di

stabilità; diversamente lo stato tenso-deformativo può evolvere verso condizioni di instabilità del cavo. Il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

### **Gallerie a fronte instabile (CASO C)**

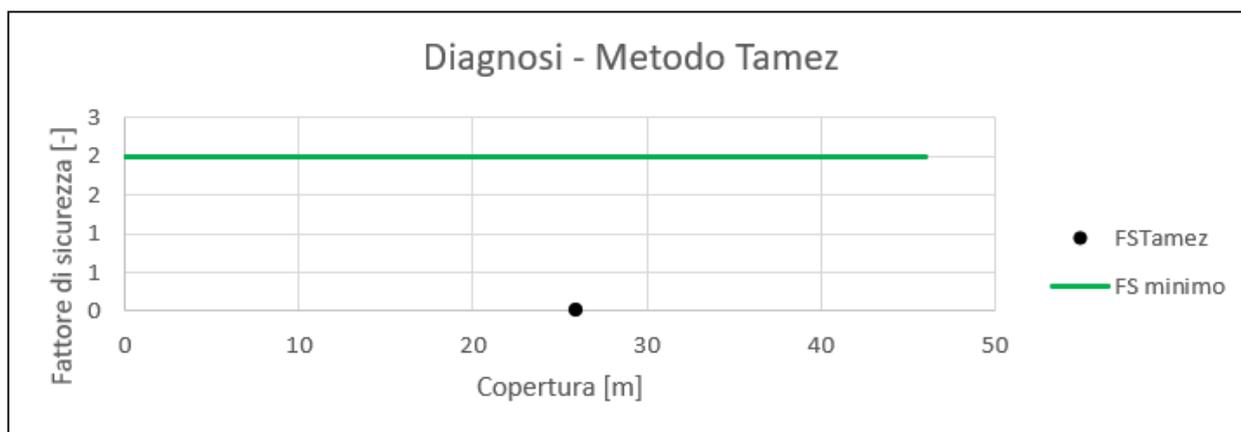
L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad una accentuazione dei fenomeni deformativi nel campo plastico, che risultano immediati, più rilevanti e si manifestano prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Di conseguenza tali deformazioni producono una decompressione più spinta nell'ammasso roccioso al fronte e portano ad un decadimento rapido e progressivo delle caratteristiche meccaniche d'ammasso. Questo tipo di decompressione più accentuata deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento che consentiranno di creare artificialmente quell' effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile nel breve termine e, con l’aggiunta del rivestimento definitivo, anche nel lungo termine.

### 9.3.1 Stabilità del fronte di scavo

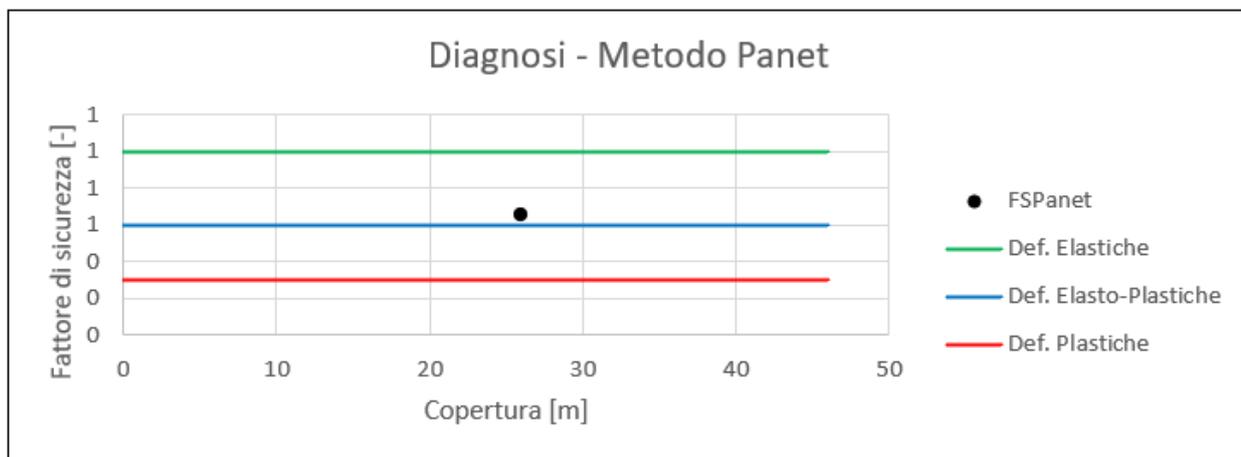
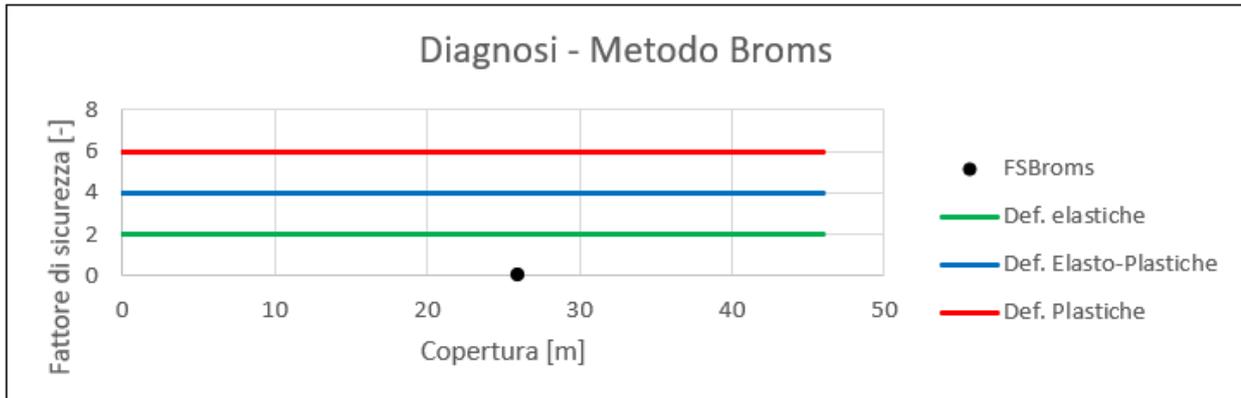
Sono state condotte analisi di stabilità del fronte di scavo con una copertura media di 26m per la sezione tipo *Hard* considerando la stratigrafia riportata nel capitolo dell’inquadramento geotecnico.

Nel seguito sono riepilogati i risultati ottenuti in termini di fattore di sicurezza per i tre metodi considerati.

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo								
Analisi	Formazione	Copertura [m]	$D_{eq}$ [m]	$\gamma_{medio}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\varphi$ [°]	SF	Comportamento
Sez. Hard	UMS+MAI	26	13.3	20.3	0.1	41	0.003	C



ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Broms e Panet									
Analisi	Formazione	Copertura [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	GSI [-]	$\sigma_c$ [MPa]	$m_i$	Stability Ratio	$\lambda_e$	Comportamento
Sez. Hard	UMS+MAI	26	20.0	35	38.8	8	0.03	0.66	A



Come si nota dai grafici riportati, il metodo di Tamez mostra un comportamento del fronte di tipo instabile per le basse coperture mentre quelli Panet e Broms (utilizzato con i dati derivanti dall’unità MAI) segnalano la presenza di un campo al limite elasto-plastico.

### 9.3.2 Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche

Il metodo delle curve caratteristiche non è stato utilizzato in quanto la copertura risulta troppo esigua rispetto al diametro equivalente di scavo ( $C=26\text{m}$   $D=12$ ;  $C/D=2.1 < 3$ ).

### 9.3.3 *Considerazioni Conclusive*

Ai fini dello studio del comportamento dell’ammasso in fase di diagnosi si sono svolte analisi per un’altezza di copertura pari a 26m nella formazione UMS (Conglomerati) e MAI (Maioliche).

Alla luce delle analisi di stabilità si denota:

- Per basse coperture 26m secondo la formulazione di Tamez & Cornejo si ha un comportamento del fronte di scavo di tipo instabile mentre le analisi condotte secondo la formulazione di Broms & Bennermark e di Panet evidenziano deformazioni del cavo al limite elastico.

Da quanto discusso si ritiene opportuno operare un adeguato confinamento delle pareti dello scavo e contrastare i fenomeni deformativi del cavo mediante l’utilizzo di sistemi di pririvestimento di adeguata rigidità mediante una sezione tipo “Hard”.

## **9.4 Fase di terapia - Descrizione delle sezioni tipo**

Sulla base delle analisi condotte nella fase di diagnosi, si presentano gli aspetti che hanno guidato la definizione degli interventi, allo scopo di garantire condizioni di stabilità del fronte e del cavo. Si descrivono le sezioni tipo di avanzamento e i criteri di applicazioni delle sezioni.

### *9.4.1 Tipologie di intervento in fase costruttiva*

Nei capitoli precedenti sono stati definiti tre tipi di comportamento d'ammasso allo scavo che prevedono l'impiego di opportuni interventi scelti in base alle caratteristiche geotecniche/geomeccaniche dei terreni interessati dagli scavi, determinando così la scelta delle sezioni tipo più adatte.

**CASO A) fronte stabile – Sezione Light**

**CASO B) fronte stabile a breve termine – Sezione Medium**

**CASO C) fronte instabile – Sezione Hard e Hard 2 a/b**

### 9.4.2 Sezione tipo d’avanzamento

Come anticipato per il collegamento al Peschiera inferiore Destro si ritiene opportuno operare un adeguato confinamento delle pareti dello scavo e contrastare i fenomeni deformativi del cavo mediante l’utilizzo di sistemi di prerivestimento di adeguata rigidità mediante una sezione tipo “Hard”.

Di seguito è riportato un quadro sinottico degli interventi previsti:

#### Sez. Hard

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cmSB.28gg}$ [Mpa]
HEA240	1.5	1.5	30	25

CONSOLIDAMENTI AL FRONTE			
Tipo [-]	l [m]	L [m]	$L_{Sovrapposizione}$ [m]
VTR 40/60	1.5x1.5	18	12

CONSOLIDAMENTI CALOTTA			
Tipo [-]	l [cm]	L [m]	$L_{Sovrapposizione}$ [m]
Tubolari Acciaio	40	9.5	3.5

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C25/30	70	60/120

## **9.5 Individuazione delle sezioni di calcolo e verifica delle sezioni tipo di scavo**

### *9.5.1 Premessa*

Nei seguenti paragrafi sono riportati i risultati delle analisi numeriche che hanno permesso di investigare il regime tenso-deformativo nei rivestimenti strutturali previsti in progetto.

Questo è stato raggiunto tramite tre approcci differenti:

1. Stabilità del fronte
2. Metodo delle Linee Caratteristiche
3. Analisi agli elementi finiti

Le analisi di stabilità del fronte hanno consentito di cogliere le caratteristiche deformative del fronte in funzione della copertura e del materiale di scavo e quindi di predimensionare, qualora le analisi ne avessero evidenziato la necessità, gli interventi di preconsolidamento del fronte.

Il Metodo delle Linee Caratteristiche ha permesso di cogliere approssimativamente l’entità delle sollecitazioni e delle convergenze nel pririvestimento e nel rivestimento definitivo, rappresentando una fase di predimensionamento degli interventi di sostegno e di guidare le scelte circa le sezioni di galleria da sottoporre ad analisi più accurate.

L’analisi agli elementi finiti, che verrà presentata nel capitolo successivo, ha permesso invece di indagare più dettagliatamente per le condizioni più rappresentative il regime tensionale e deformativo nelle strutture e nell’ammasso circostante, nelle principali fasi esecutive fino alla completa realizzazione dell’opera, consentendo quindi di valutare l’evoluzione del comportamento dell’opera nel breve, medio e lungo termine.

### 9.5.2 Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici

Nelle successive tabelle sono riportati i principali dati di input ed i risultati ottenuti per quanto riguarda le analisi di stabilità del fronte di scavo, effettuate in base alle formazioni incontrate lungo il tracciato della galleria alle differenti coperture in cui tali condizioni si presentano. Le analisi di terapia sono state svolte nei medesimi contesti geomeccanici utilizzati in fase di diagnosi.

#### Sez. Hard

#### **METODO DI TAMEZ E CORNEJO**

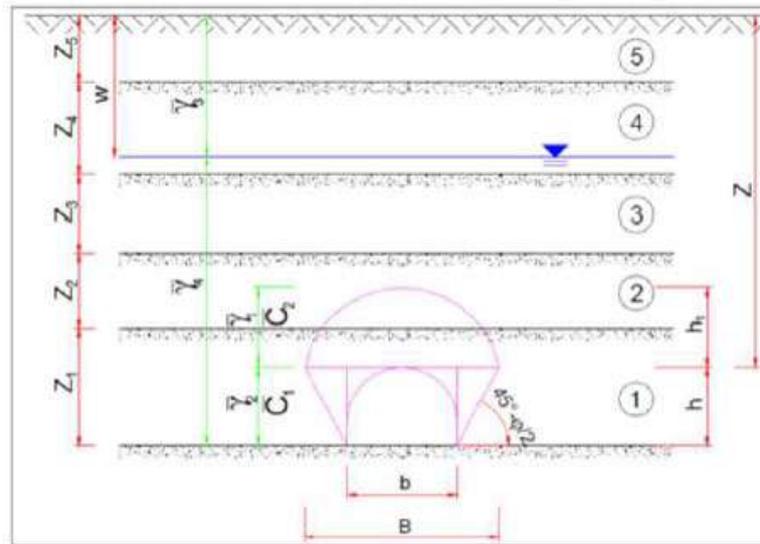
**SEZ:** Attacco al Dx

#### TIPO DI GALLERIA

**Galleria Superficiale 3D<Z**

#### DATI GEOMETRICI

Z [m]	26	Copertura sulla calotta
W [m]	100	Profondità sup. Piezometrica
h [m]	10.3	Altezza galleria
b [m]	13.4	Larghezza galleria
a [m]	1.5	Distanza fronte scavo rivestimento
S [m <sup>2</sup> ]	138.02	Area galleria al fronte
D <sub>eq</sub> [m]	13.26	Diametro equivalente
S <sub>NS</sub> [m <sup>2</sup> ]	31.2	Fascia di galleria non sostenuta
q [kPa]	0.0	Sovraccarico al P.C.

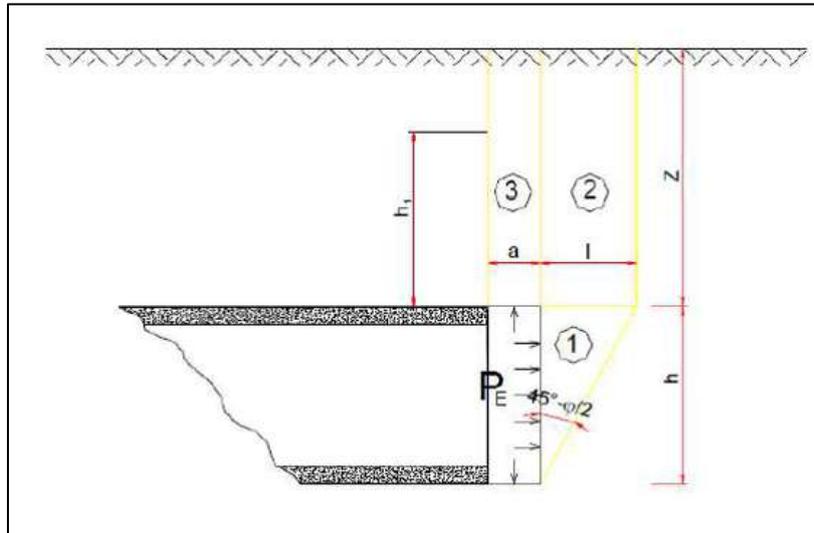


**DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI**

$\gamma_1$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la calotta (su h l)
$\gamma_2$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	Peso medio dell'unità di volume del terreno da scavare (su h)
$\gamma_3$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra falda
$\gamma_4$ [kN/m <sup>3</sup> ]	21	Peso medio dell'unità di volume del terreno sotto falda
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	10	Peso dell'unità di volume d'acqua
$C_1$ [kPa]	136	Valore medio della coesione al fronte (su h)
$C_2$ [kPa]	0.0	Valore medio della coesione dalla calotta ad h l
$C_{2m}$ [kPa]	0.0	Valore medio della coesione dalla calotta a piano campagna
$\varphi_m$ [°]	41	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna
$\varphi$ [°]	41	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h l

**DATI GEOTECNICI DI PROGETTO**

$\gamma_M$ [-]	1	Coefficiente parziale di riduzione del materiale
$\varphi_{m,d}$ [°]	41	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna di progetto
$\varphi_d$ [°]	41	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h l di progetto
$C_{1,d}$ [kPa]	136	Valore medio della coesione al fronte (su h) di progetto
$C_{2,d}$ [kPa]	0.01	Valore medio della coesione dalla calotta ad h l di progetto
$k_0$ [-]	0.34	Coefficiente di spinta a riposo (0.75 per gallerie profonde)
$k_s$ [-]	0.21	Coefficiente di spinta attiva (compreso tra 0.5 e 1)
$k_p$ [-]	4.81	Coefficiente di spinta passiva (secondo Rankine)
$P_w$ [kPa]	0	Pressioni interstiziali in calotta



**DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE**

$\sigma_c$ [kPa]	0.04	Resistenza compressione monoassiale
$f$	1.097	
$l$ [m]	4.69	
$B$ [m]	22.79	
$h_1$ [m]	10.39	
$\tau_{m2}$ [kPa]	238.13	Tensione media tangenziale per il cuneo 2
$\tau_{m3}$ [kPa]	0.01	Tensione media tangenziale per il cuneo 3

**VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

FSF [-]	1.33	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
FSF <sub>3</sub> [-]	0.00	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
FSF <sub>min</sub> [-]	0.00	Fattore di sicurezza al fronte minimo

**Verifica Non Soddisfatta**

$P_{stab}$ [kPa]	174.97	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	519.92	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,max}$ [kPa]	<b>519.92</b>	Pressione equivalente da raggiungere per avere il fronte stabile
$a_{max}$ [m]	0.00	Massima lunghezza non sostenibile

**$V_{a,max}$  [-] Massima distanza non sostenuta non sufficiente**

**Metodo 2 (Solo Fronte)**

Fronte		
Tipo	VTR	
$n_{barra}$	61	Numero di barre
$d_{perfor}$ [mm]	127	Diametro della perforazione
$d_{barra}$ [mm]	40	Diametro della barra
$p_r$ [mm]	399.0	Diametro della perforazione
$A_{barra}$ [m <sup>2</sup> ]	0.0013	Area trasversale della barra
$A_{infl}$ [m <sup>2</sup> /m]	2.25	Area influenza delle barre
$L_{eff}$ [m]	12.5	Lunghezza attiva
$L_{tot}$ [m]	18.00	Lunghezza totale
$\sigma_{adm,k}$ [MPa]	760	Tensione caratteristica a snervamento barra
$\gamma_{barra}$ [-]	1.05	Coefficiente di riduzione della resistenza della barra
$\sigma_{adm,d}$ [MPa]	723.8	Tensione di progetto a snervamento barra
$\tau_{adm,l}$ [kPa]	85	Tensione tangenziale limite malta-terreno
$F_{el}$ [-]	0.5	Efficienza della lunghezza attiva
$\sigma_{VTR,A}$ [kPa]	94.2	Pressione equivalente dovuta allo sfilamento malta-terreno
$\sigma_{VTR,B}$ [kPa]	404.3	Pressione equivalente dovuta alla resistenza a trazione della barra
$P_{MIN}$ [kPa]	94.2	Pressione equivalente di calcolo
$\Delta c_{VTR}$ [kPa]	103.4	Incremento di coesione al fronte per effetto del trattamento

**Ombrello di pali in acciaio**

Corona		
$n_{pali}$	41	Numero Pali
$i_{pali}$ [m]	0.4	Interasse Pali
$D_{pali}$ [mm]	244.5	Diametro Pali
$L_{pali}$ [m]	9.5	Lunghezza Pali
$D_{Tratt}$ [mm]	280	Diametro Trattamento
$\alpha_{Tratt}$ [°]	6	Inclinazione Trattamento
$\theta_{Tratt}$ [°]	130	Angolo (in sezione del trattamento)
$S$ [m]	1.27	Spessore trattamento
$A_{pali}$ [m <sup>2</sup> ]	1.925	Area occupata dai micropali
$f_{yk}$ [MPa]	355	Tensione caratteristica a snervamento micropalo
$\gamma_{barra}$ [-]	1.05	Coefficiente di riduzione della resistenza del palo
$f_{yd}$ [MPa]	338.1	Tensione di progetto a snervamento micropalo
$A_{Terreno}$ [m <sup>2</sup> ]	19.06	Area occupata dal terreno
$\Delta c_{c3}$ [kPa]	15508.4	Incremento di coesione equivalente del trattamento
$\tau_{m2}$ [kPa]	51152.15	Tensione media tangenziale per il cuneo 2 con trattamento micropali
$\tau_{m3}$ [kPa]	15508.36	Tensione media tangenziale per il cuneo 3 con trattamento micropali
$P_{stab,OMB}$ [kPa]	520.00	Pressione equivalente del trattamento micropali per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,OMB}$ [kPa]	516.07	Pressione equivalente del trattamento micropali per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3

Tipo Metodo	2	Può essere metodo 1 o 2
OMBRELLATURA	SI	Può essere metodo SI o NO
$P_{stab,VTR/A}$ [kPa]	610.3	Pressione equivalente del trattamento VTR/A

**VERIFICA CON INTERVENTI DI CONTENIMENTO**

$P_{stab,max}$ [kPa]	174.97	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	519.92	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,int}$ [kPa]	610.27	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab3,int}$ [kPa]	610.27	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3

**Entrambe le Verifiche Soddisfatte**

Le analisi mostrano come gli interventi previsti assicurino un buon margine di sicurezza rispetto al valore limite fissato pari a 2.

### *9.5.3 Verifica con il metodo delle curve caratteristiche*

Il metodo delle curve caratteristiche non è stato utilizzato in quanto la copertura risulta troppo esigua rispetto al diametro equivalente di scavo ( $C=26\text{m}$   $D=12$ ;  $C/D=2.1 < 3$ ).

#### *9.5.4 Considerazioni conclusive*

Le analisi di terapia condotte mostrano buoni fattori di sicurezza con la messa in opera degli interventi di progetto nel contesto geomeccanico di riferimento.

Si sottolinea che, viste le coperture prese in considerazione, andrà sempre previsto un adeguato sistema di controllo e monitoraggio dei priverimenti al fine di valutare i tassi di lavoro effettivi ed il mantenimento degli adeguati margini di sicurezza richiesti delle caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati oltre che un campo prove per valutare l’efficacia degli interventi di consolidazione del terreno.

## **9.6 Verifiche con metodi numerici agli elementi finiti**

Nei seguenti paragrafi verranno descritti i modelli di calcolo impiegati per il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivo. In particolare, si svolgerà una sola analisi numerica che simulerà lo scavo.

Al fine di definire le condizioni di carico sui rivestimenti (di prima fase e definitivi), è stato fatto ricorso alla modellazione numerica bidimensionale, condotta impiegando il codice di calcolo *Midas GTS Nx*. In particolare, le modellazioni numeriche effettuate hanno permesso di simulare in maniera approfondita la complessità dell’interazione terreno-struttura. La simulazione dello scavo nelle sue fasi, cercando di rappresentare in maniera più fedele possibile la progressione, permette la definizione del comportamento dell’ammasso e dei carichi sui rivestimenti di prima fase e della distanza di applicazione dal fronte. Il rivestimento definitivo viene posto in opera alla distanza di progetto, gravandosi del carico residuo di sua competenza e del carico che risultava gravante sul sostegno di prima fase, considerato cautelativamente non più resistente nel lungo termine. Di seguito è riportato un quadro sinottico delle sezioni analizzate:

Analisi	Sezione	Formazione	Cop [m]
I	Hard	UMS+MAI	26

### *9.6.1 Condizioni idrogeologiche*

La relazione geologica indica che nella zona in esame l’opera non interferisce con la falda sotterranea.

### 9.6.2 Modellazione dell’ammasso, dei terreni e degli elementi strutturali

#### **Parametri geotecnici dell’ammasso e del terreno**

Il modello adottato per l’ammasso e per i terreni è quello di Mohr-Coulomb (linearizzato agli intervalli di interesse); nel seguito verranno riportati i parametri di calcolo adottati.

Stratigrafia di calcolo		C	$\gamma$	$c'_k$	$\varphi'_k$	$Cu_k$	E'	$k_0$
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
UMS	0 - 26	26	20	0	41	-	37	0.344
MAI	26		25	136	37	-	1148	0.5-1.0-1.5

Il valore del coefficiente di spinta a riposo è stato posto pari a  $(1-\text{sen}\varphi)$  per l’unità (UMS) mentre per l’unità (MAI) è stata effettuata un’analisi parametrica considerando  $K_0=0.5 - 1.0 - 1.5$ . Il valore del modulo di Young per l’unità UMS è stato ricavato dalle risultanze della prova Down-Hole eseguita presso il sondaggio S15(2).

#### **Modellazione rivestimenti preliminari e definitivi**

Il rivestimento definitivo è stato modellato come un materiale elastico lineare. Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell’elasticità isotropa lineare e richiede due parametri di rigidità elastici, che sono il modulo di Young E, ed il coefficiente di Poisson  $\nu$ , pari a  $E=30$  GPa e  $\nu=0.2$ .

Per quanto riguarda i rivestimenti di prima fase si è provveduto ad omogenizzare le centine e lo spritz – beton secondo la formulazione proposta nei paragrafi precedenti.

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle caratteristiche dei rivestimenti per le diverse sezioni analizzate:

Sezione	CLS Spritz Beton	$E_{\text{SPRITZ}}$ [GPa]	$S_{\text{SPRITZ}}$ [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	$N_{\text{CEN}}$	$E_{\text{CEN}}$ [GPa]	$E_{\text{omog}}$ [GPa]	$S_{\text{omog}}$ [cm]
Hard	25/30	10.4	30	HEA240	S355	1.5	1	210	13.2	31

### **Modellazione delle ombrellature**

Come descritto nei paragrafi precedenti per tener conto delle ombrellature in calotta si è modellato uno strato di terreno migliorato in calotta. Di seguito è riportato il calcolo delle caratteristiche meccaniche del terreno migliorato:

#### **DATI**

$D_G$	<b>12</b>	m	Diametro galleria
$D_p$	<b>244.5</b>	mm	Diametro pali ombrellatura
$S_p$	<b>16.5</b>	mm	Spessore pali ombrellatura
$i_p$	<b>0.4</b>	m	Interasse pali
$L_p$	<b>9.5</b>	m	Lunghezza pali
$D_{tratt}$	<b>280</b>	mm	Diametro del trattamento
$\alpha_{tratt}$	<b>6</b>	°	Inclinazione longitudinale del trattamento
$\theta_{tratt}$	<b>130</b>	°	Apertura angolare (in sezione) del trattamento
Tipo	<b>S355</b>		Tipo di acciaio
$E_{acc}$	<b>210</b>	GPa	Modulo elastico acciaio
$f_{yd}$	<b>355</b>	MPa	Tensione a snervamento caratteristica dell'acciaio
$\gamma_{acc}$	<b>1</b>	-	Coefficiente parziale per il materiale acciaio
$f_{yd}$	<b>355</b>	MPa	Tensione a snervamento di progetto dell'acciaio
$E_{terr}$	<b>37</b>	MPa	Modulo elastico del terreno
$c_{terr}$	<b>0</b>	kPa	Coesione del terreno
$n_p$	<b>34</b>	-	Numero di pali
$A_p$	<b>0.40</b>	m <sup>2</sup>	Area dei pali
$A_{TOT}$	<b>19.17</b>	m <sup>2</sup>	Area totale
$A_{terr}$	<b>18.77</b>	m <sup>2</sup>	Area terreno non trattato

#### **RISULTATI**

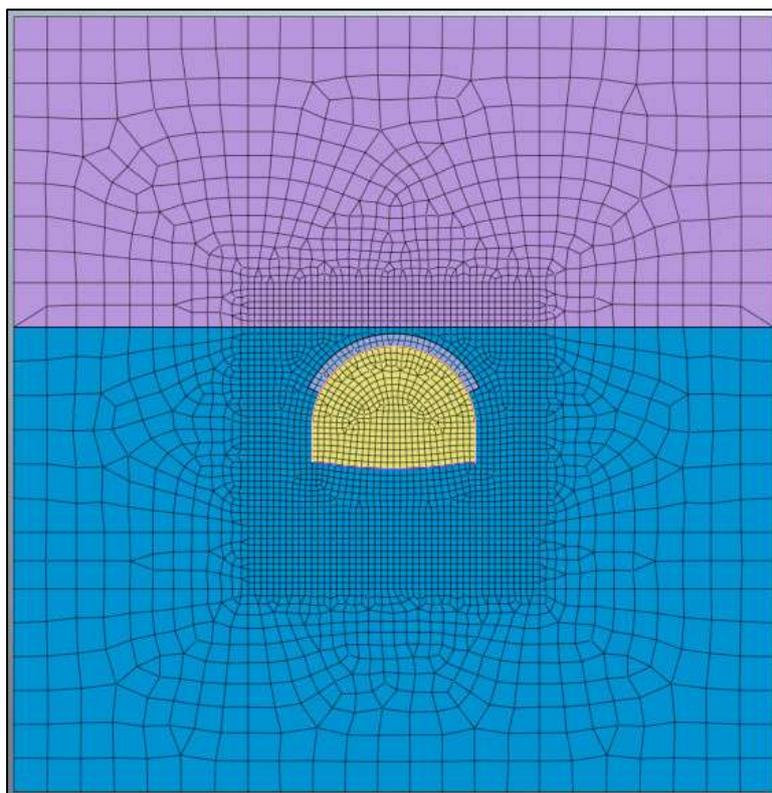
$S_{tratt}$	<b>1.3</b>	<b>m</b>	<b>Spessore del trattamento</b>
$c_{eq}$	<b>3721</b>	<b>kPa</b>	<b>Coesione Equivalente</b>
$E_{eq}$	<b>4.44</b>	<b>GPa</b>	<b>Modulo Elastico Equivalente</b>

### 9.6.3 Modelli di calcolo

#### 9.6.3.1 Sezione tipo Hard 2A

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione.

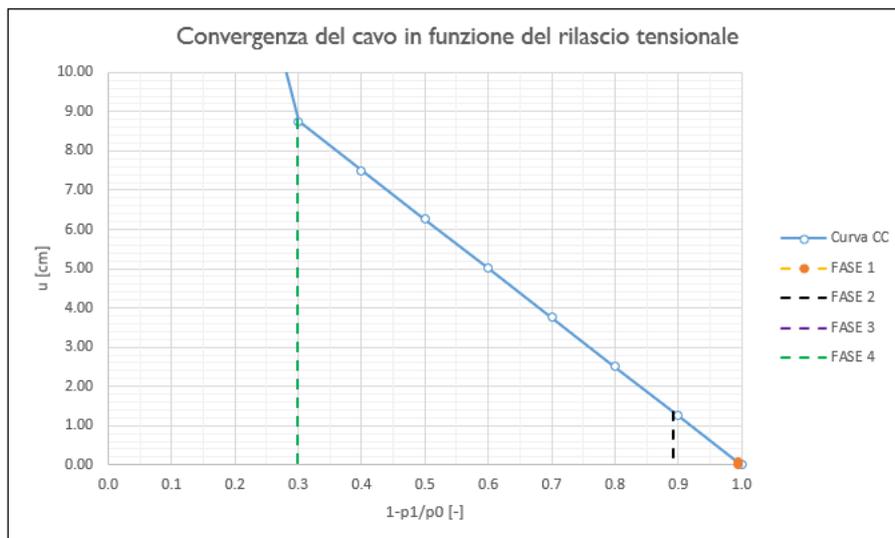
Stratigrafia di calcolo		C	$\gamma$	$c'_k$	$\varphi'_k$	$Cu_k$	E'	$k_0$
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
UMS	0 - 26	26	20	0	41	-	37	0.344
MAI	26		25	136	37	-	1148	0.5-1.0-1.5



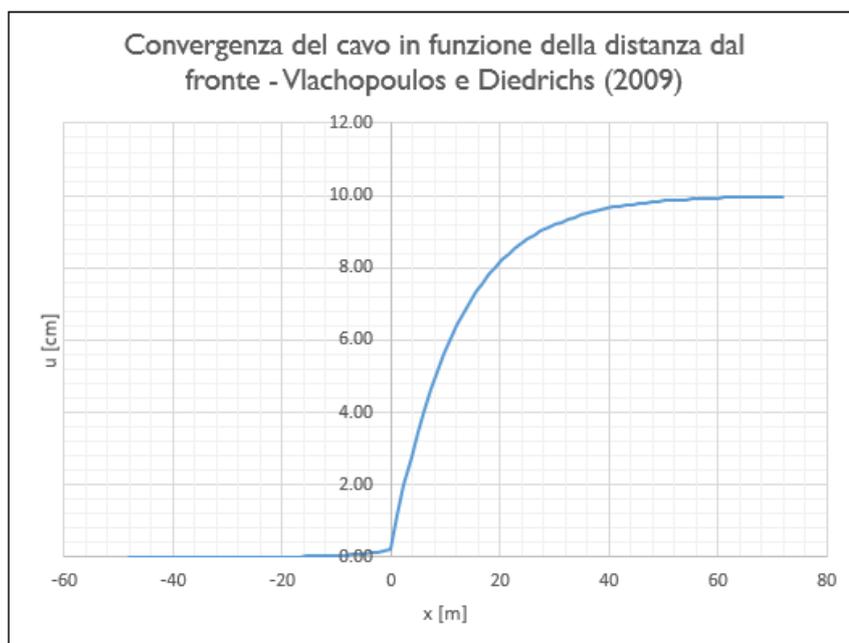
**Figura 9.8 – Mesh di calcolo**

**Fasi e percentuali di rilascio**

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica.



**Figura 9.9 – Curva caratteristica di convergenza numerica**



**Figura 9.10 – Spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte**

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

<b>TABELLA DELLE FASI</b>					
<b>FASE</b>	<b>INTERVENTO</b>	<b>Distanza di installazione dal fronte [m]</b>	<b><math>u_{conv}</math> [cm]</b>	<b><math>\lambda</math> [-]</b>	<b>Rilascio [%]</b>
FASE 1	Realizzazione Ombrellature	-6	0.08	0.994	1%
FASE 2	Installazione rivestimento di prima fase	1.5	1.36	0.891	11%
FASE 3	Installazione arco rovescio	25	8.78	0.300	70%
FASE 4	Installazione murette più calotta	25	8.78	0.300	70%
FASE 5	Lungo Termine	-	-	0.000	100%
FASE 6	Condizioni sismiche	-	-	0.000	100%

### ***Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico***

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a  $VR = VN \times Cu = 200.0$  anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T^*_c$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

- $a_g$  è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- $S_s$  è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici  $F_0$  e  $a_g/g$  (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);

- $S_T$  è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2008).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere sono riassunti nella seguente tabella:

Azione Sismica

Lat.	42.25527	°	
Long.	12.73321	°	
Cat. Topografica	-		
Cat. Sottosuolo	-		
$C_u$	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$V_N$	100	anni	Vita nominale
$a_{g0}$	0.207	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	2.76	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$a_{max}$	0.571	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un’analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti di seguito riportata.

Anche se la galleria ricade tutta all’interno dell’unità MAI in corrispondenza delle basse coperture (Zona Bipartitore) si è ipotizzato di collocare l’opera poco al di sopra del contatto stratigrafico tra UMS e MAI. I valori di accelerazione al bedrock e al P.C. sono stati desunti dall’analisi di RSL (Vedere relazione geologica).

Dati Geometria

D	13.2	m	Diametro galleria
R	16	m	Ricoprimento

Dati Rivestimento definitivo

t	0.7	m	Spessore rivestimento
R <sub>ck,k</sub>	30	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo

Dati Terreno

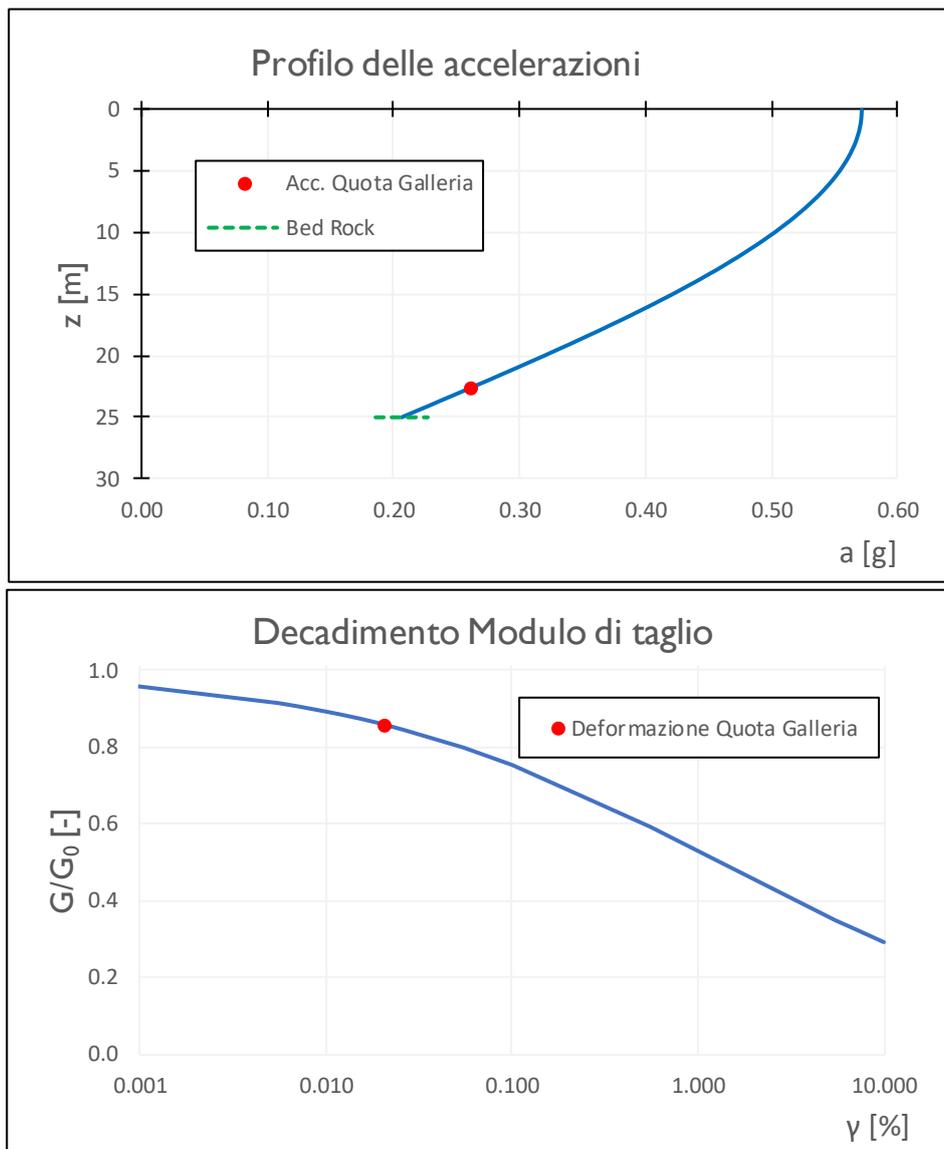
Tipo Terreno	<b>Roccia</b>		Model Sigmodal 3, a=1 b=-1 x=0.12 [Schnabel (1973)]
$\rho_b$	480	kg/m <sup>3</sup>	Densità media del banco
H <sub>b</sub>	25	m	Altezza del banco
V <sub>s,b</sub>	758.4	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco

Azione Sismica

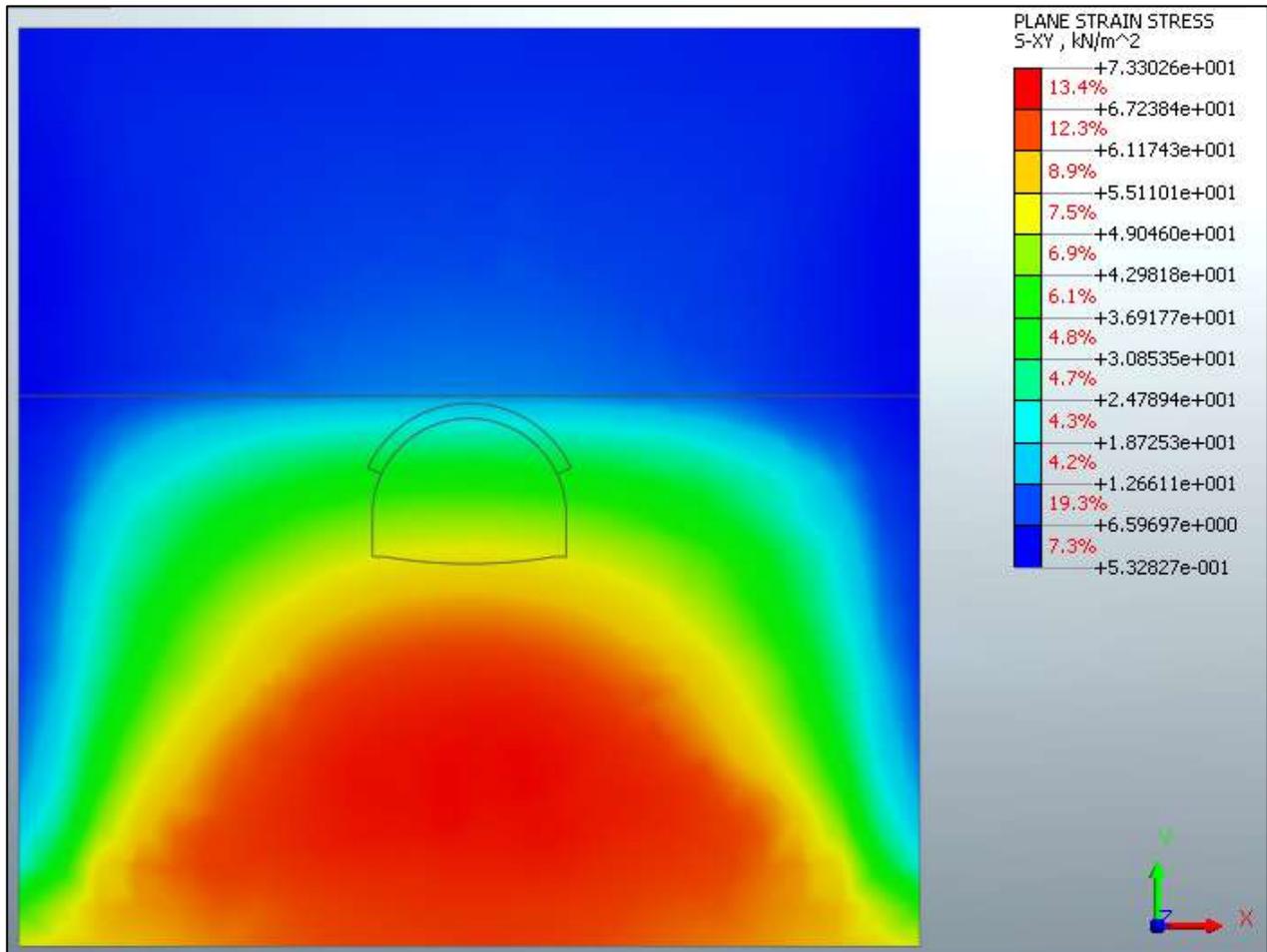
Lat.	42.25527	°	
Long.	12.73321	°	
Cat. Topografica	-		
Cat. Sottosuolo	-		
C <sub>u</sub>	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
V <sub>N</sub>	100	anni	Vita nominale
a <sub>g0</sub>	0.207	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	2.76	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
a <sub>max</sub>	0.571	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

Risultati

Metodo Utilizzato	PSI		Profilo delle accelerazioni Sinusoidale con la profondità
a <sub>gall</sub>	0.262	g	Accelerazione quota galleria
$\tau_{gall}$	49.0	kPa	Tensione tangenziale quota galleria
V <sub>gall</sub>	0.021	%	Distorsione quota galleria
G	237.1	MPa	Modulo di taglio abbattuto
E	569.0	MPa	Modulo di Young abbattuto



Partendo dai risultati dell’analisi di RSL semplificata, è stato tarato il modello FEM in assenza di cavo affinché restituisca una tensione tangenziale pari circa a 49kPa deformando la *mesh* per taglio puro. In tali analisi sono state assegnate all’ammasso roccioso le caratteristiche elastiche abbattute così come indicato dalla curva di decadimento del modulo di taglio sopra riportata.



**Figura 9.11 – Taratura del modello di calcolo**

## 9.7 Risultati delle analisi numeriche e verifiche

Nel presente capitolo sono riportati i risultati delle analisi numeriche in termini deformativi e tensionali, in particolari mostrando le deformazioni del cavo e dei priverivestimenti, e i valori massimi e le verifiche tensionali delle sezioni più sollecitate dei rivestimenti provvisori e definitivi. Le metodologie di verifica, secondo la normativa adottata, sono riepilogate nei seguenti paragrafi.

### 9.7.1 *Modalità di verifica*

#### 9.7.1.1 Verifiche del rivestimento di prima fase

Per le verifiche tensionali relative ai rivestimenti di prima fase vengono utilizzate le sollecitazioni calcolate durante gli step di calcolo effettuati nei modelli numerici, assumendo un diverso valore di modulo elastico per lo spritz beton a seconda della maturazione dello stesso. Il fattore di omogeneizzazione tra acciaio e spritz beton è stato assunto pari al reale rapporto tra i moduli elastici dei materiali: risulta quindi variabile in funzione della maturazione del calcestruzzo.

In particolare, il diagramma relativo al priverivestimento viene costruito considerando una sezione in calcestruzzo armato di spessore pari allo spessore di spritz beton e un’armatura pari all’area delle ali della centina (AFTES “Recommendations for the Design of sprayed concrete for underground” – 09/11/2000)

Secondo la normativa adottata, le verifiche sono soddisfatte se:

$$\sigma_c \leq \sigma_{amm}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{amm}$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, si assume in via cautelativa che queste devono essere affidate unicamente alle anime delle centine ( $A_{tw}$ ), senza alcun contributo da parte dello spritz-beton.

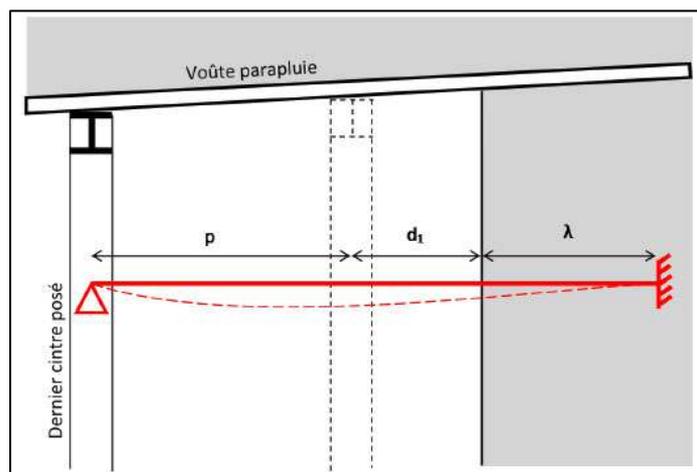
La verifica verrà quindi fatta valutando che la  $\tau$  dovuta all’azione di taglio sia inferiore al valore ammissibile.

$$\tau = T / A_{tw} \leq \tau_{amm}$$

### 9.7.1.2 Verifiche degli infilaggi

In condizioni di scarse coperture l'effetto arco al di sopra della galleria non viene a generarsi in maniera completa, e risulta necessario crearlo artificialmente mediante la realizzazione di interventi di presostegno al contorno. In tale maniera è possibile migliorare le condizioni di stabilità del cavo, in particolare nella fase maggiormente critica al termine dello sfondo, prima della messa in opera delle centine.

Gli schemi di calcolo che meglio approssimano il comportamento degli infilaggi sono mostrati nella figura seguente.



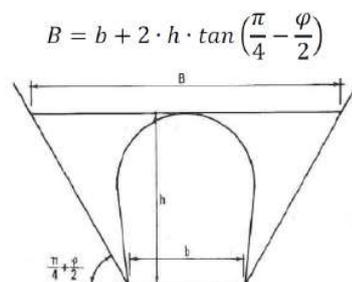
**Figura 9.12 – Schema statico considerato per la verifica degli infilaggi**

Lo schema statico utilizzato per la verifica degli infilaggi prevede vincoli di appoggio ed incastro alle estremità. La luce di calcolo è pari alla somma del passo delle centine, del tratto di galleria non sostenuta  $d_1$  (distanza tra la posizione della centina non ancora collocata ed il fronte di scavo) e di una distanza fittizia  $\lambda$  dell'appoggio oltre il fronte, che tiene in conto del degradamento delle caratteristiche di resistenza del nucleo di scavo in prossimità del fronte, comportando l'arretramento del vincolo di incastro.

Il carico agente sul singolo tubo è stato determinato utilizzando la formula di Terzaghi che permette di determinare la pressione agente sugli infilaggi:

$$p_v = \frac{\gamma b - 2c}{2 \cdot \tan(\varphi)}$$

Dove:



**Figura 9.13 – Schema per il calcolo della pressione**

Il carico da applicare su ogni singolo infilaggio corrisponde al 50% di  $p_v$  (Peila&Oggeri, 2006) moltiplicato per l'interasse tra i tubi di infilaggio.

Le sollecitazioni di progetto sono quindi i valori maggiori derivanti dai due schemi di calcolo:

$$M_{Ek} = \frac{pl^2}{8}$$

$$V_{Ek} = 5 \frac{pl}{8}$$

Determinato il carico e la sollecitazione vengono calcolate le sollecitazioni di flessione e taglio e le tensioni normali e tangenziali. Successivamente sono state condotte le seguenti verifiche:

#### SLU

- Per la verifica a flessione:  $M_{ed} < M_{rd}$

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0$$

- Per la verifica a taglio:

#### SLE

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$$

### 9.7.1.3 Verifiche del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato

I rivestimenti definitivi della galleria naturale sono realizzati in calcestruzzo armato ordinario, con conglomerato cementizio di classe  $R_{ck}=30$  MPa e barre di tipo B450 C ad aderenza migliorata. Le verifiche a pressoflessione e a taglio vengono svolte utilizzando le sollecitazioni ricavate dai beam inseriti in corrispondenza della mezzeria della struttura.

#### 4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  di cui al § 4.1.2.1.2.

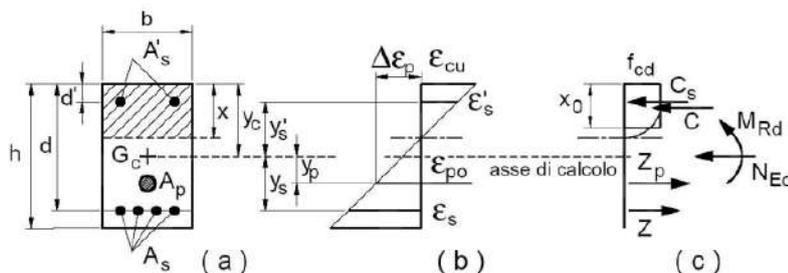


Fig. 4.1.4 – Sezione pressoinflessa

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

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

$N_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

$M_{Ed}$  è il valore di progetto del momento di domanda;

$\mu_{\phi}$  è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$\mu_{Ed}$  è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

**4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un’armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E’ consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all’elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

$f_{ck}$  espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l’altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{bd} + d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$  [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in calcestruzzo armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a  $f_{ctd}$ ) la resistenza di progetto può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad [4.1.24]$$

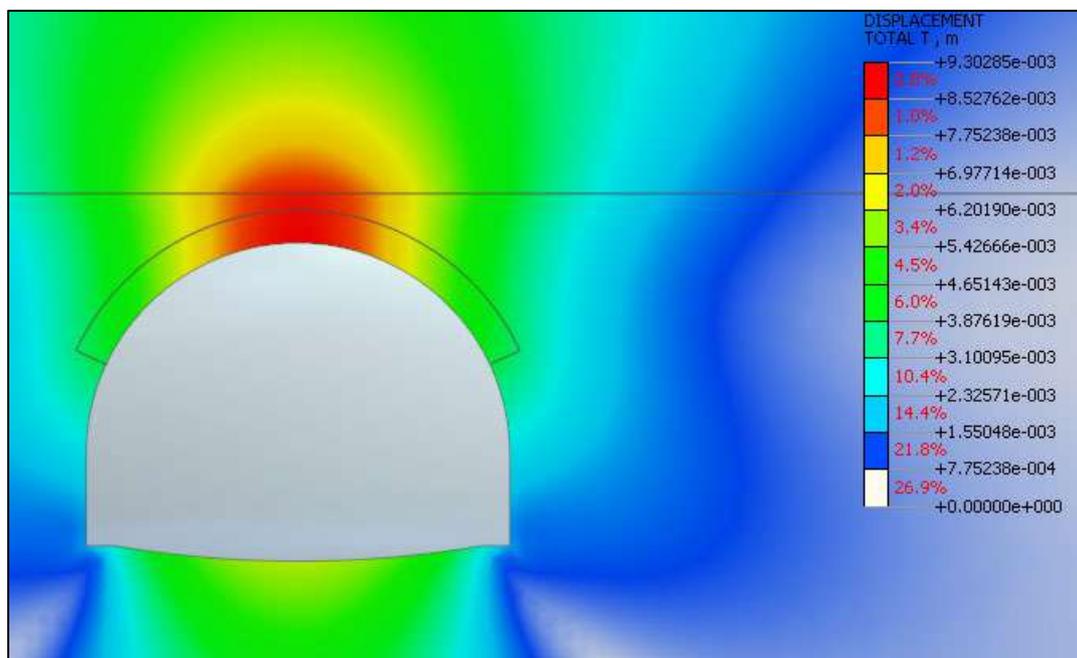
In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all’inclinazione delle fessure rispetto all’asse della trave, inclinazione assunta pari a 45°. In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull’appoggio.

## 9.7.2 Sezione Tipo Hard (Copertura 26m)

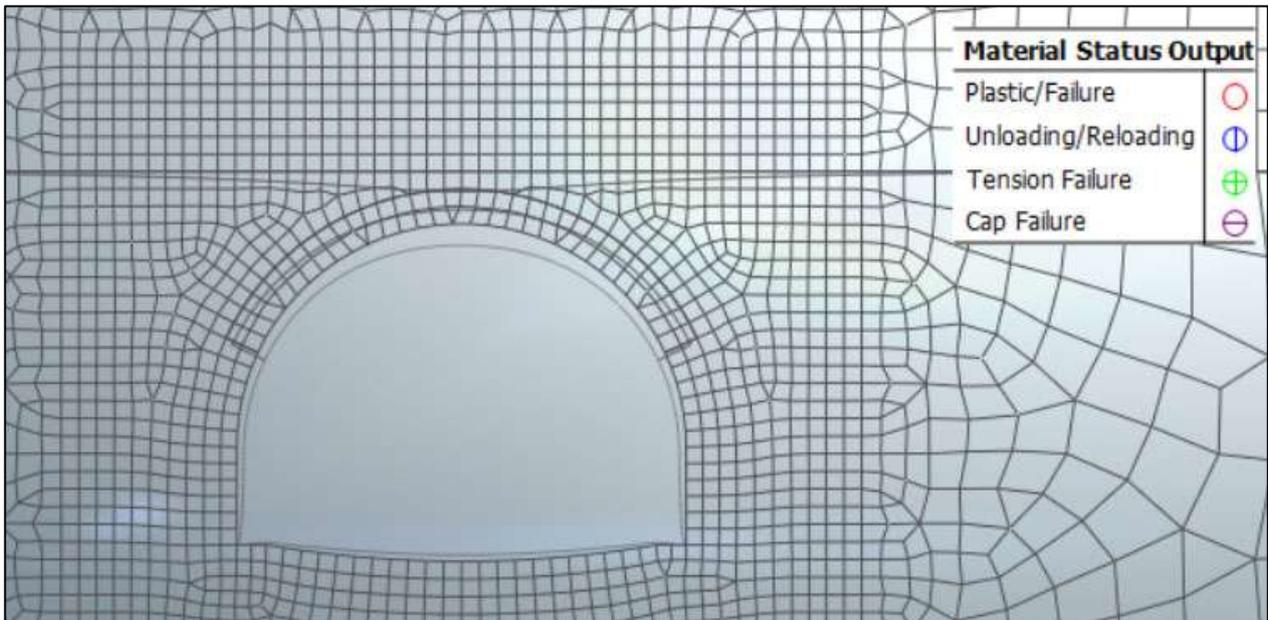
### 9.7.2.1 Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 0.9 cm ( $k_0=0.5$ ).

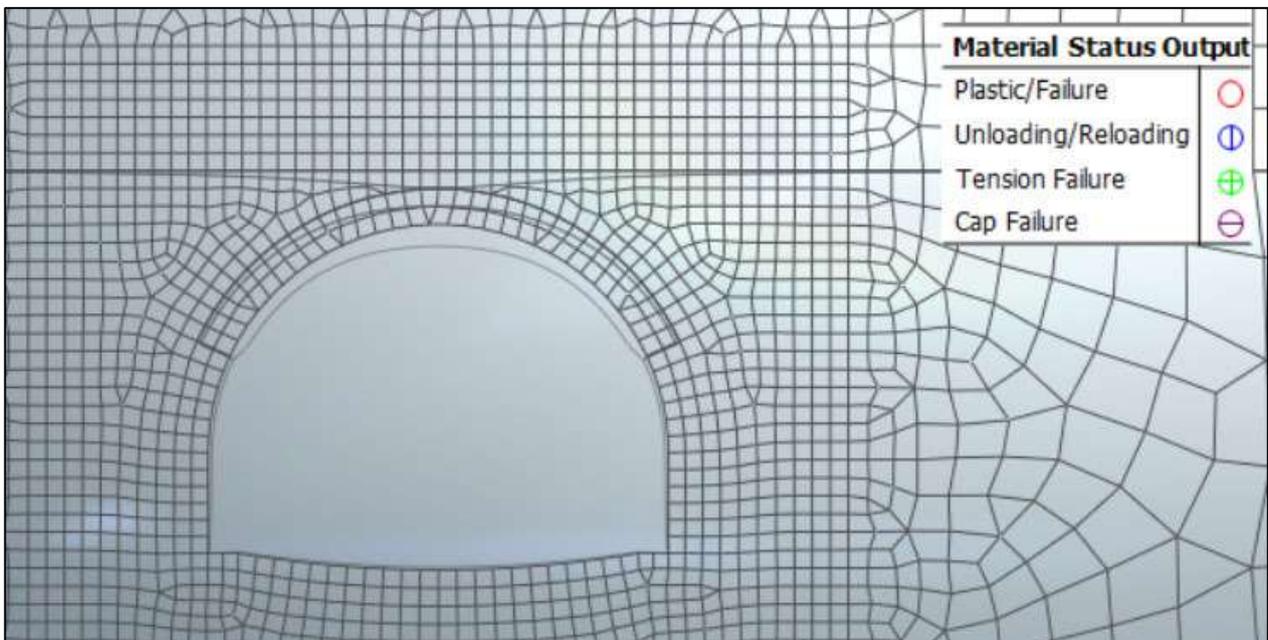


**Figura 9.14 – Deformata Stage Finale Statico ( $k_0=1.5$ )**

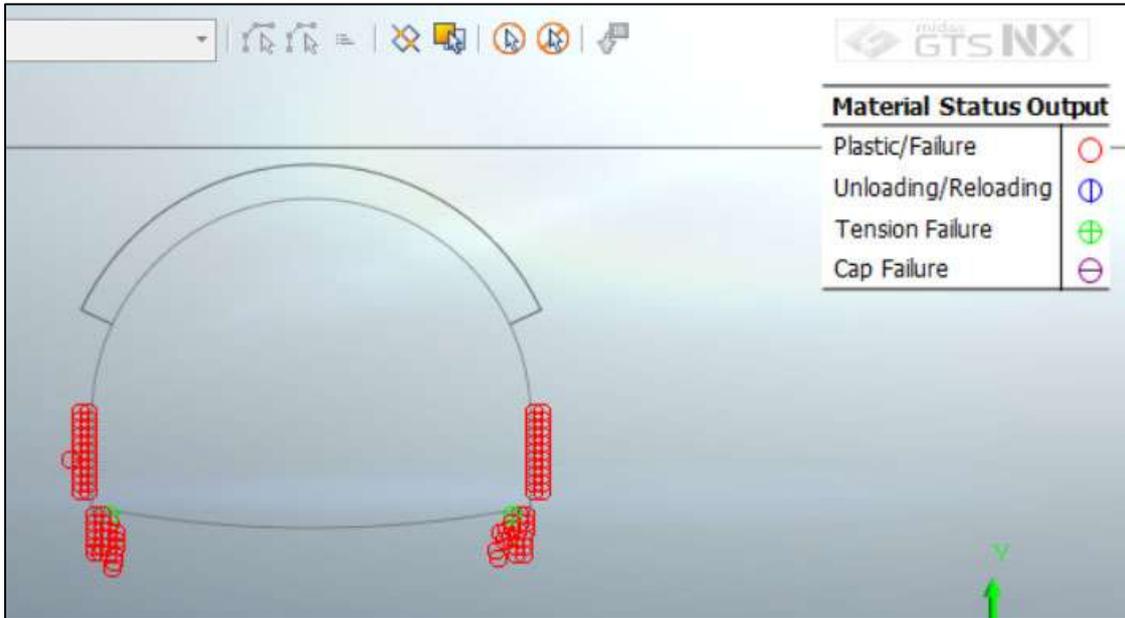
Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale prima di realizzare gli infilaggi, i fenomeni di plasticizzazione nel terreno al contorno della cavità sono assenti. Di seguito sono riportate alcune immagini che mostrano lo stato di plasticizzazione del terreno al passare delle fasi:



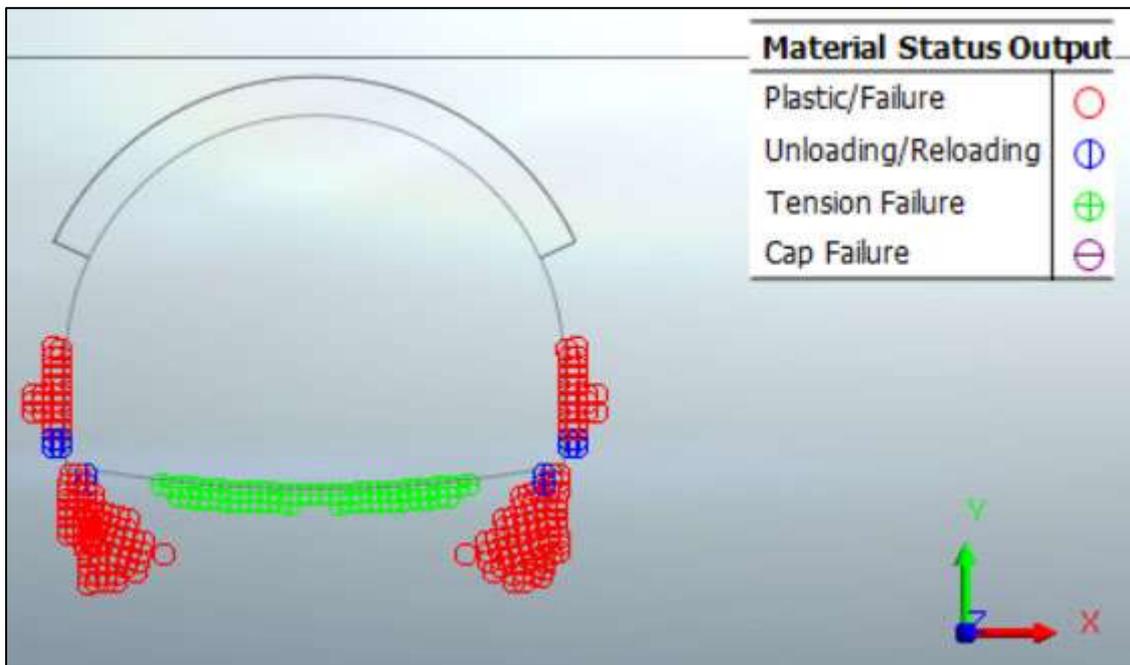
**Figura 9.15 – Zone plasticizzate (Scavo per installazione infilaggi)**



**Figura 9.16 – Zone plasticizzate (Attivazione infilaggi)**



**Figura 9.17 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. provvisorio)**



**Figura 9.18 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. definitivo)**

Per quanto riguarda il prriverstimento, la convergenza totale media rilevata è dell’ordine del millimetro. Il rivestimento definitivo è caratterizzato invece da spostamenti nell’ordine del centimetro (dovuto all’abbattimento delle caratteristiche meccaniche dell’ombrellatura).

SEZIONE	u [cm] $k_0=0.5$	u [cm] $k_0=1.0$	u [cm] $k_0=1.5$
Chiave Calotta ( $S_v$ )	0.9	0.8	0.5
Testa Piedritti ( $S_h$ )	0.2	0.3	0.5
Chiave Arco Rov. ( $S_v$ )	0.6	0.6	0.8

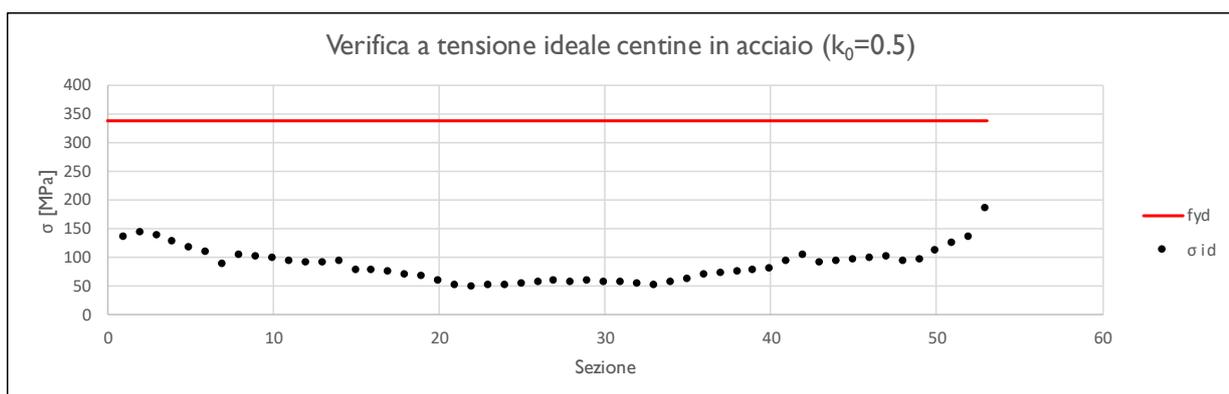
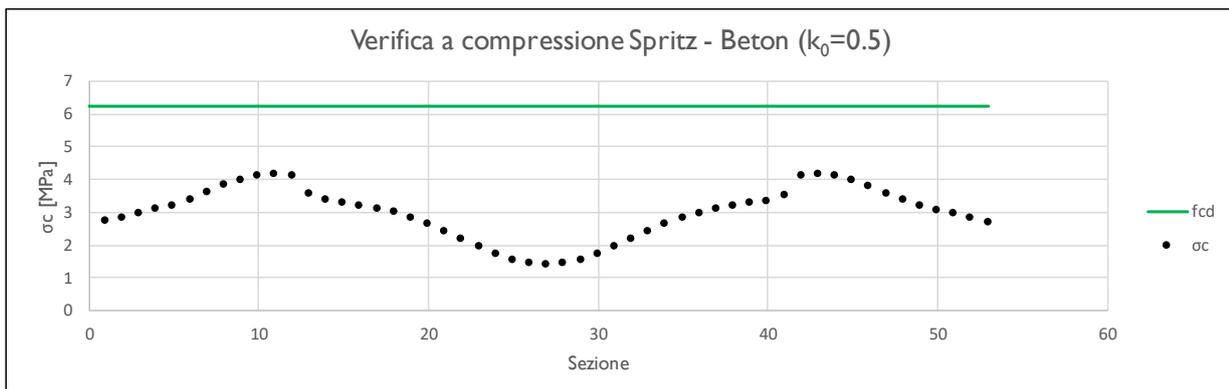
9.7.2.2 Analisi tensionale e delle sollecitazioni

**Rivestimento di Prima Fase**

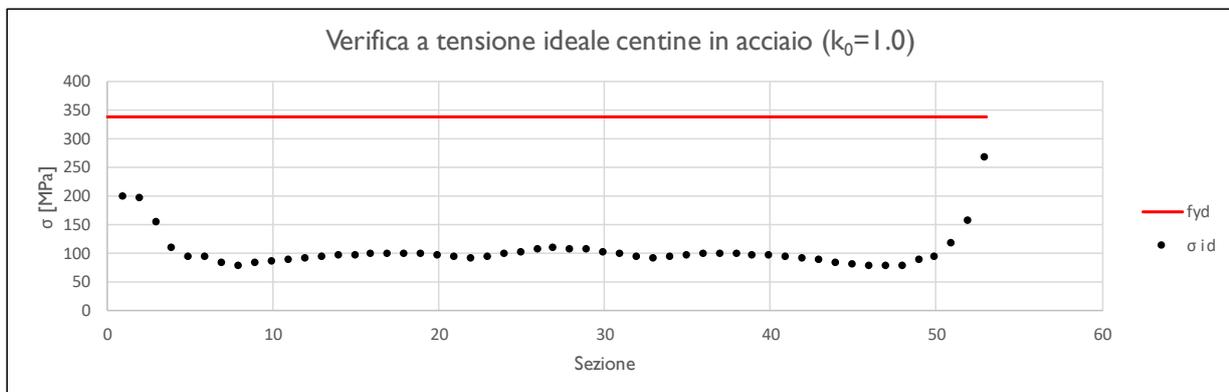
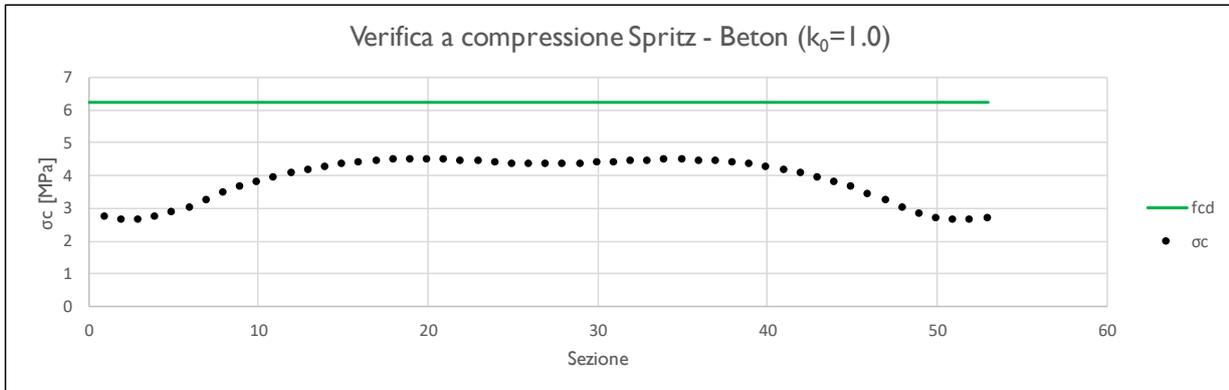
I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella:

Sezione	CLS Spritz Beton	$E_{SPRITZ}$ [GPa]	$S_{SPRITZ}$ [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	$N_{CEN}$	$E_{CEN}$ [GPa]	$E_{omog}$ [GPa]	$S_{omog}$ [cm]
Hard	25/30	10.4	30	HEA240	S355	1.5	I	210	13.2	31

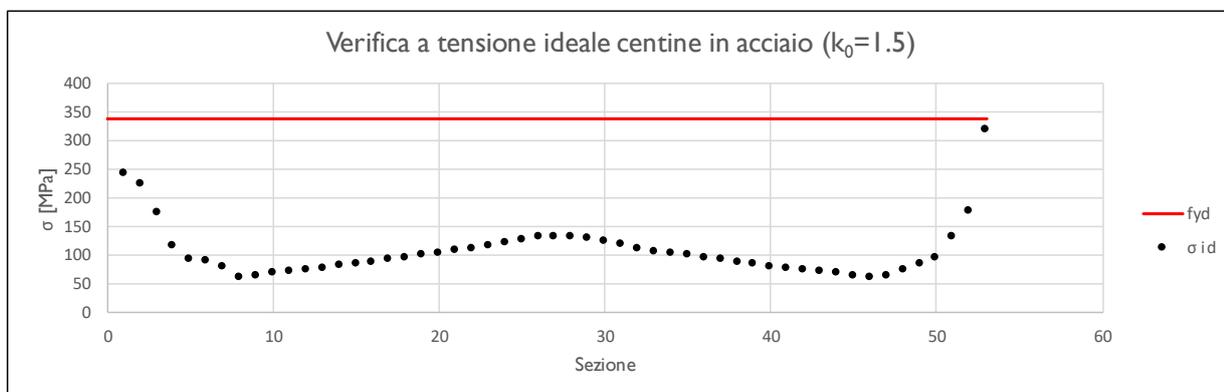
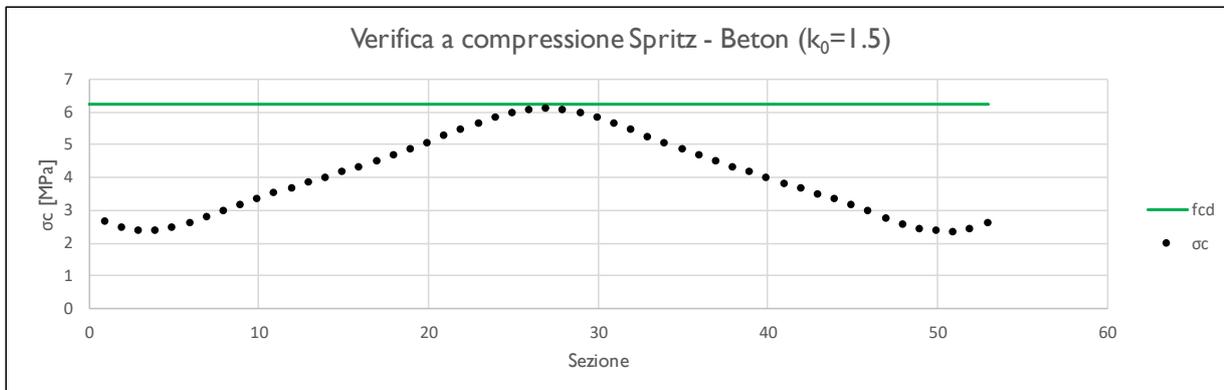
Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine che sullo spritz beton unicamente le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.



$K_0$	$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz\ Beton}$ [MPa]	$\sigma_{d,Centine}$ [MPa]	$\tau_{d,Centine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Centine}$ [MPa]
0.5	-831.9	29.2	62.4	2.7	106.6	54.3	184.8



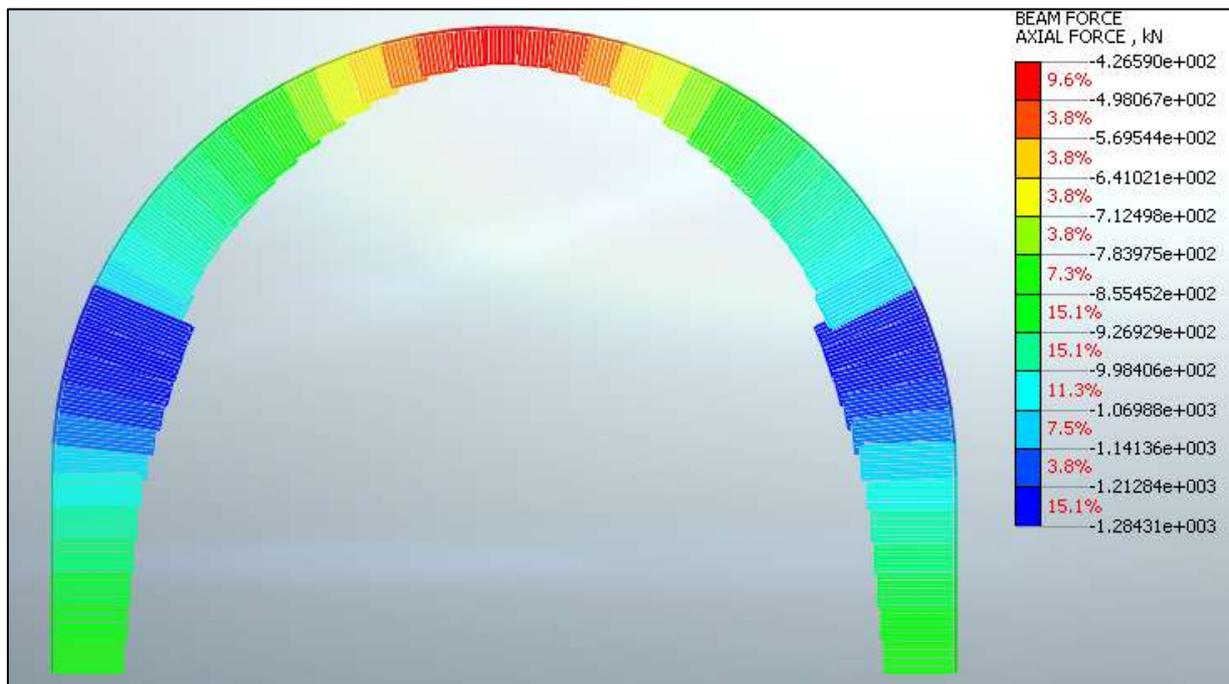
$K_0$	$N_{\text{calcolo}}$ [kN]	$M_{\text{calcolo}}$ [kNm]	$T_{\text{calcolo}}$ [kN]	$\sigma_{d,\text{Spritz Beton}}$ [MPa]	$\sigma_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\tau_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\sigma_{id,\text{Centine}}$ [MPa]
1.0	-829.4	45.5	97.1	2.7	142.6	84.5	265.6



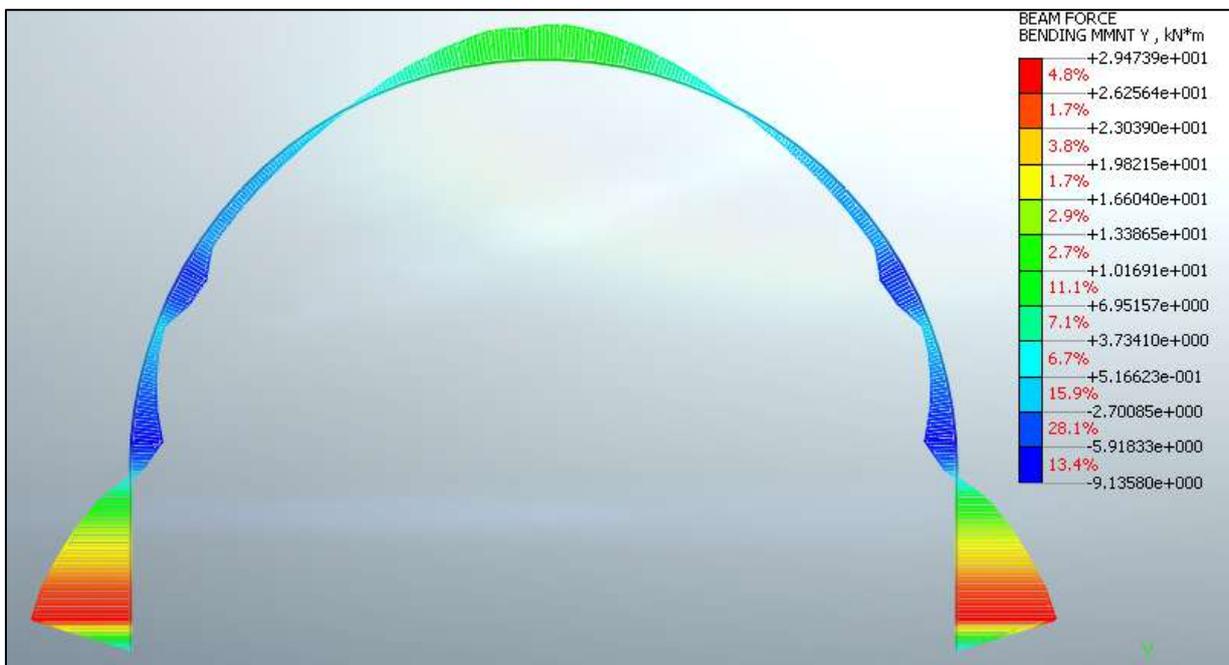
$K_0$	$N_{\text{calcolo}}$ [kN]	$M_{\text{calcolo}}$ [kNm]	$T_{\text{calcolo}}$ [kN]	$\sigma_{d,\text{Spritz Beton}}$ [MPa]	$\sigma_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\tau_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\sigma_{id,\text{Centine}}$ [MPa]
1.5	-806.5	56.3	120.2	2.6	165.5	104.5	318.8

Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 Mpa) e dell’acciaio (338.1 Mpa) risultano superiori a quelle di calcolo.

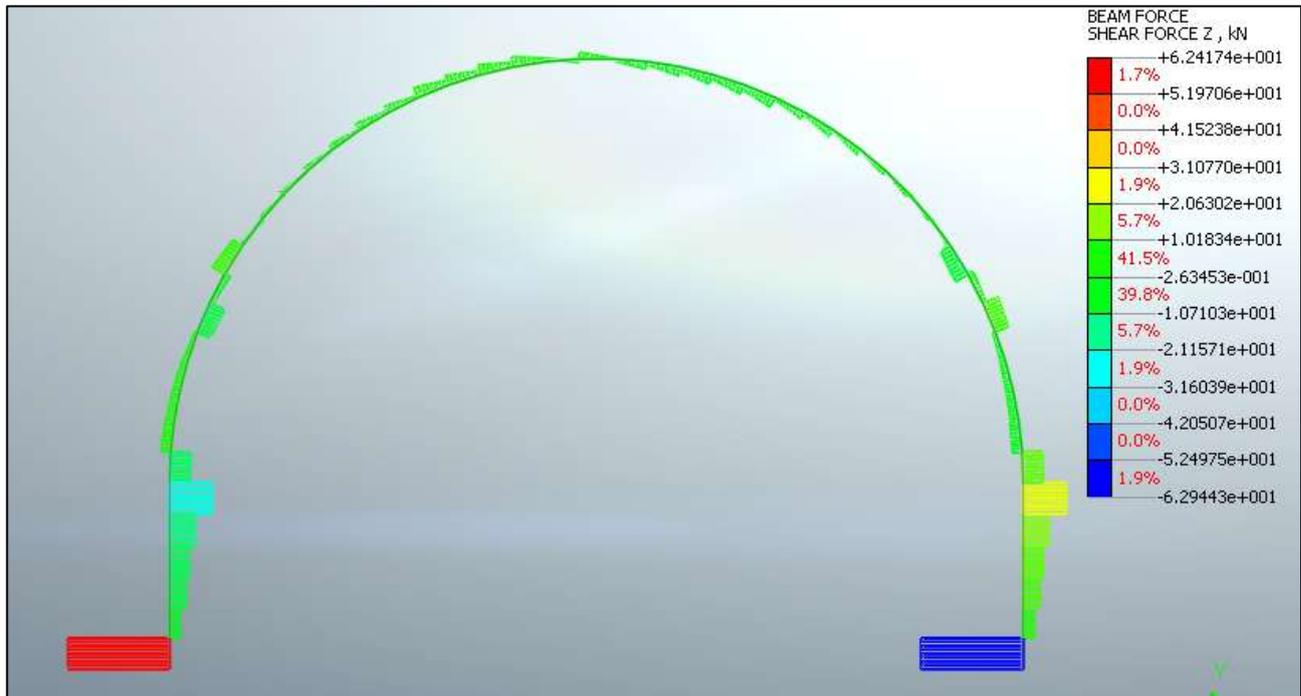
Di seguito è riportata un’immagine per  $k_0=0.5$  delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio derivante dal modello FEM.



**Figura 9.19 – Sforzo assiale ( $k_0=0.5$ )**



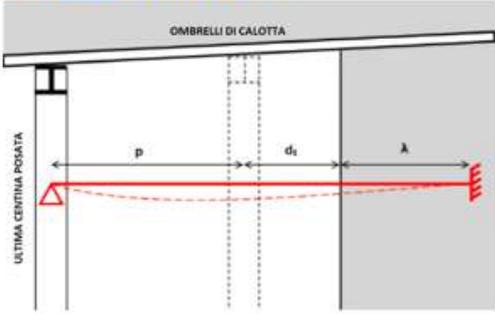
**Figura 9.20 – Momento Flettente ( $k_0=0.5$ )**



**Figura 9.21 – Sforzo di taglio ( $k_0=0.5$ )**

**Infilaggi**

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle verifiche svolte secondo le indicazioni dei paragrafi precedenti:

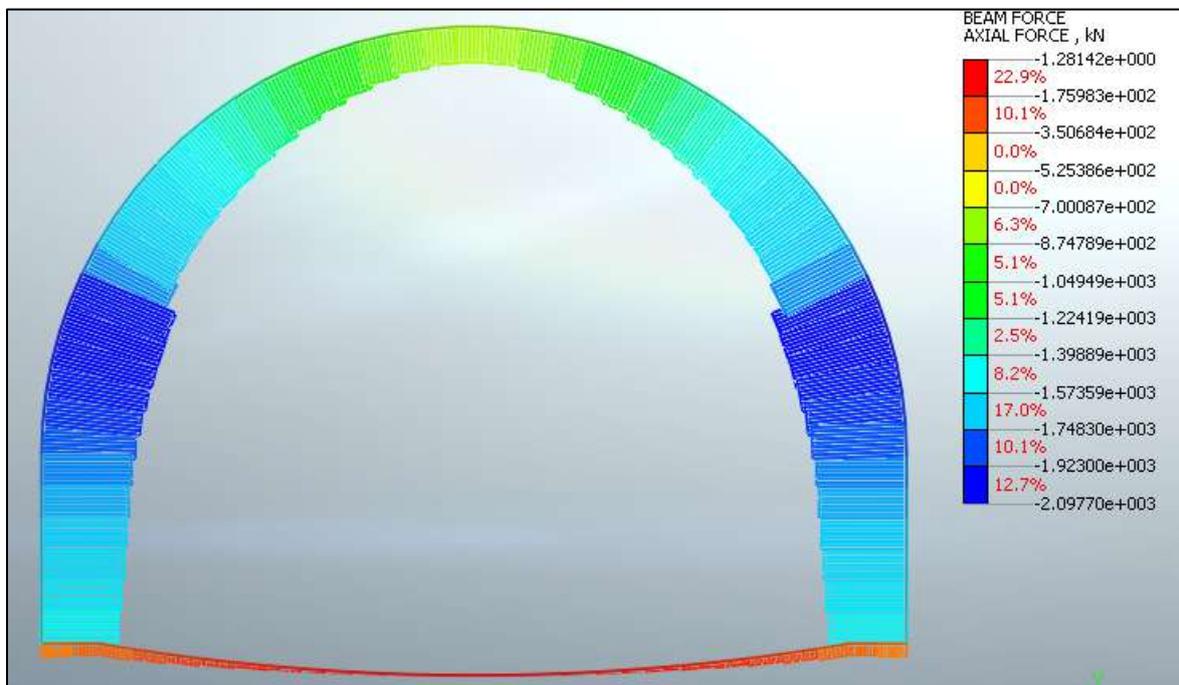
 <b>Calcolo e verifica di ombrellature di sostegno di gallerie scavate con metodo tradizionale costituite da tubolari in acciaio</b>	
<p><b>DATI</b></p> <p>Carico Verticale <math>p_v = 394.9</math> kPa            Passo centine <math>p = 1.5</math> m            Scostamento fronte/centina <math>d_f = 1.5</math> m            Lunghezza d'ammorsamento <math>\lambda = 0.5</math> m            Interasse tubolari <math>e = 0.4</math> m            Diametro esterno tubolari <math>D_e = 244.5</math> mm            Spessore tubolari <math>s = 16</math> mm            Tensione a snervamento caratteristica <math>f_{yt} = 355</math> MPa            Tensione a snervamento di progetto <math>f_{yd} = 338.1</math> MPa</p>	<p><b>MODELLO UTILIZZATO</b></p> 
<p><b>RISULTATI</b></p> <p>Lunghezza di calcolo <math>L = 3.5</math> m</p> <p>Modulo resistente del tubolare <math>W = 492893</math> mm<sup>3</sup>            Carico sul tubo <math>q = 79.0</math> kN/m            Momento flettente agente allo SLU <math>M_{ed} = 157.2</math> kNm            Momento flettente resistente <math>M_{rd} = 166.6</math> kNm            Sforzo di taglio agente allo SLU <math>V_{ed} = 224.6</math> kN</p> <p>Tensione tangenziale agente allo SLU <math>\tau_{ed} = 30.7</math> MPa            Tensione massima agente allo SLE <math>\sigma_s = 245.4</math> MPa</p>	<p><b>Verifica momento allo SLU:</b>  <math>M_{ed} &lt; M_{rd} ?</math> <b>OK</b></p> <p><b>Verifica sforzo tangenziale allo SLU:</b>  <math>\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0</math> <b>OK</b></p> <p><b>Verifica tensione massima allo SLE:</b>  <math>\sigma_s &lt; 0.8 f_{yk} ?</math> <b>OK</b></p>

**Rivestimento definitivo**

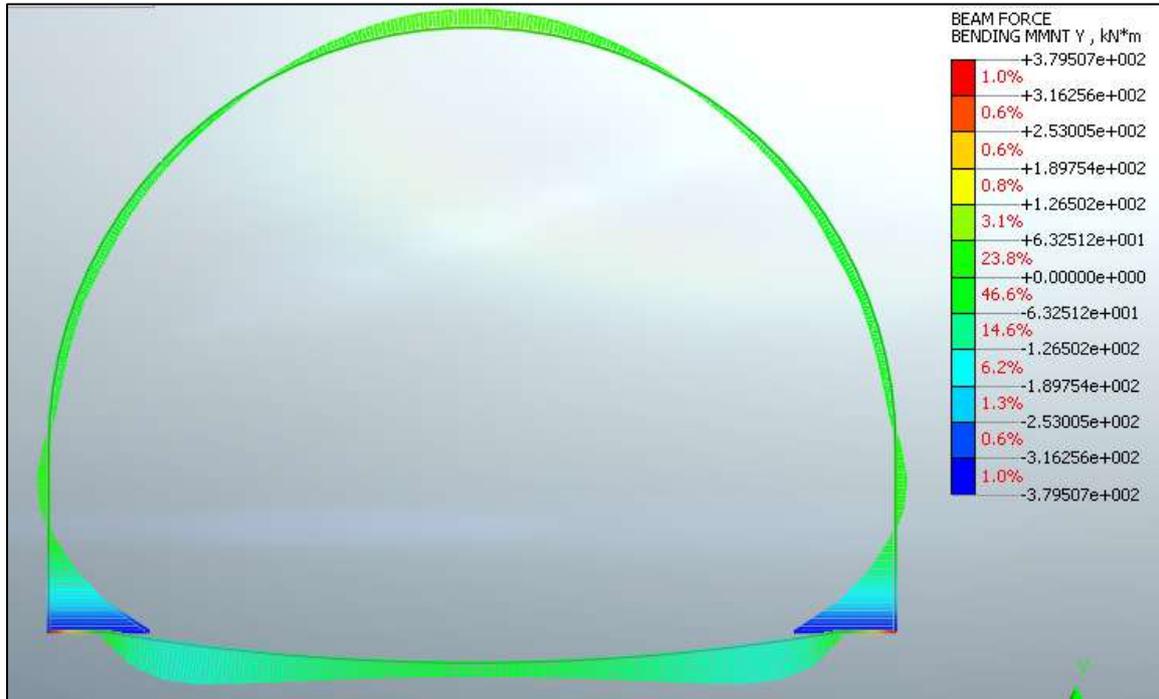
Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM:

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	S <sub>Arco Rovescio</sub> [cm]	S <sub>Calotta</sub> [cm]
C25/30	70	60/120

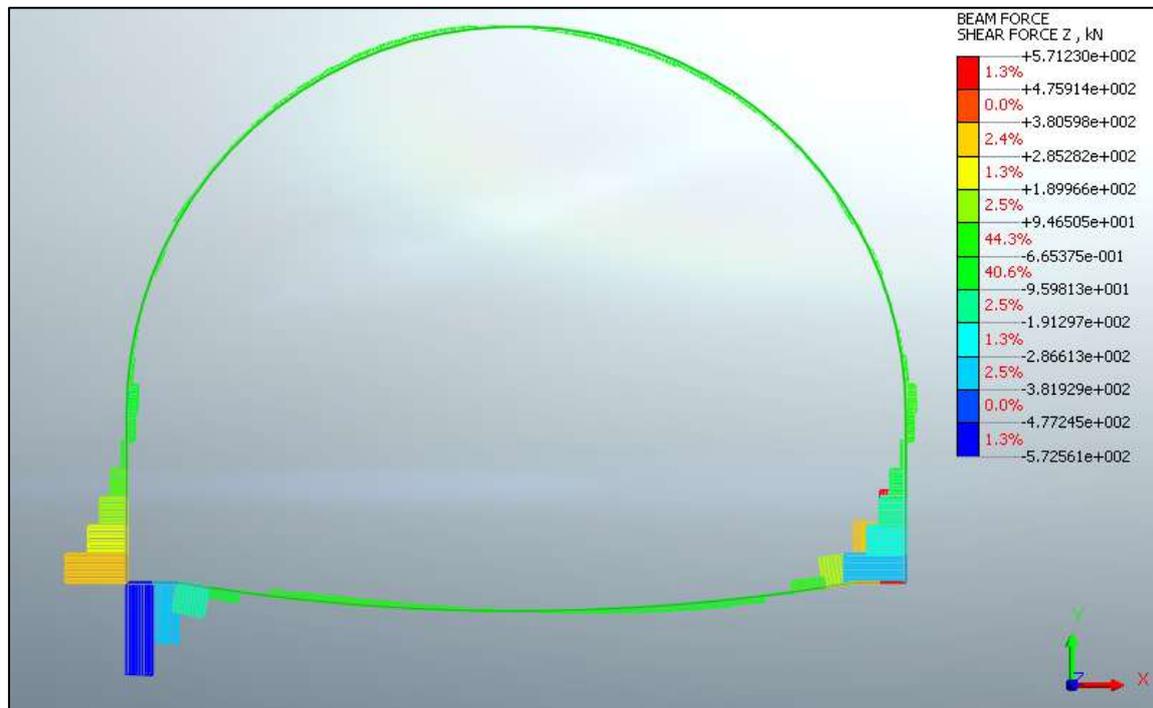
FERRI ARMATURA PRINCIPALE		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	φ20/10	φ20/10
Calotta	φ20/10	φ20/10



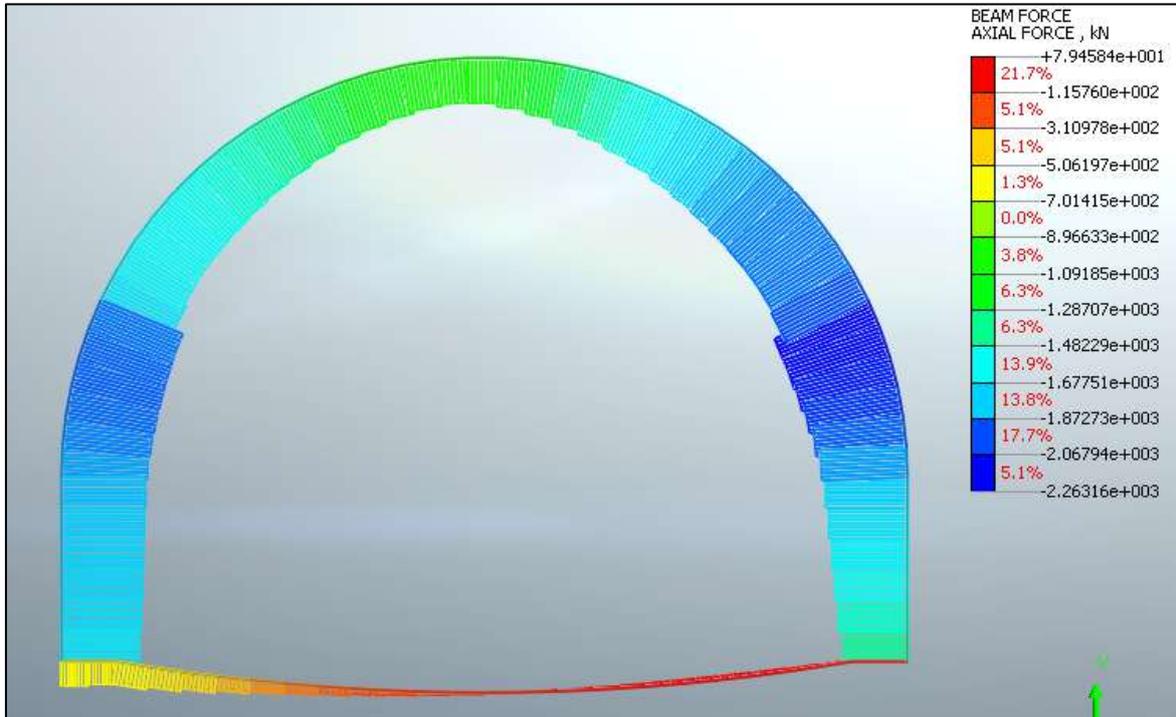
**Figura 9.22 – Sforzo normale - Statica (k<sub>0</sub>=0.5)**



**Figura 9.23 – Momento Flettente - Statica ( $k_0=0.5$ )**



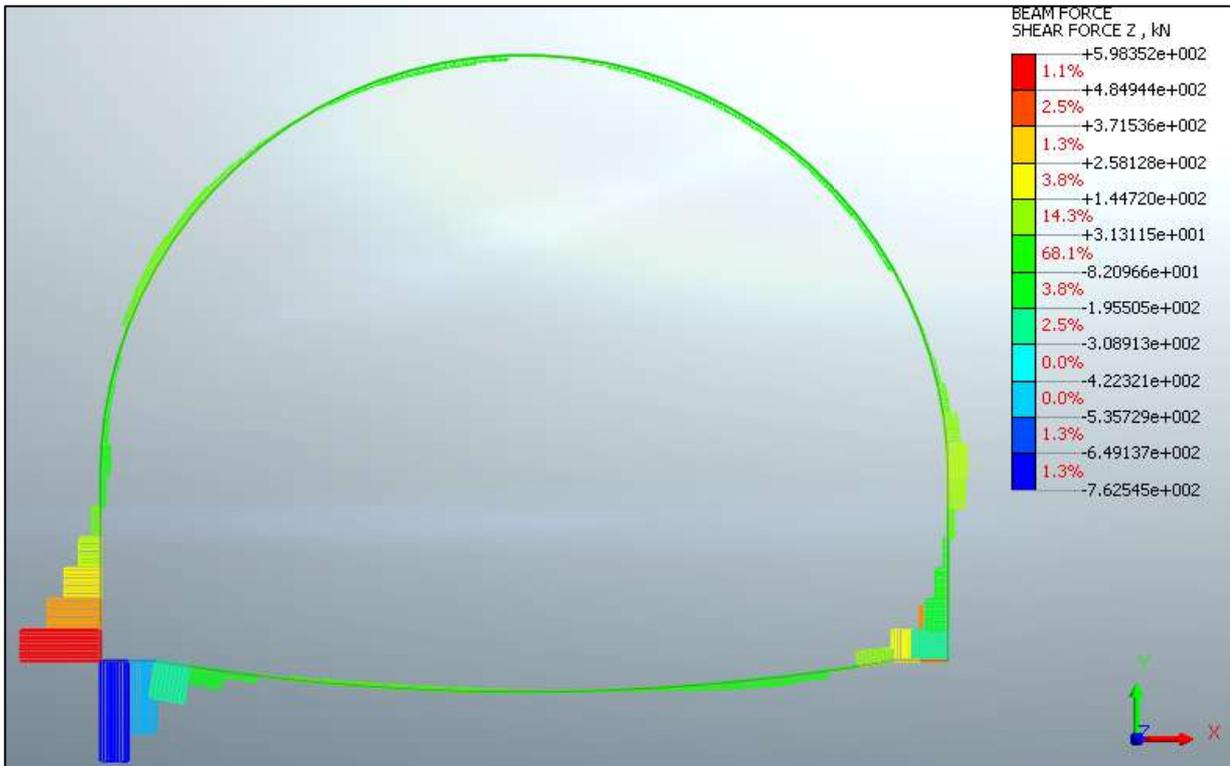
**Figura 9.24 – Sforzo di taglio - Statica ( $k_0=0.5$ )**



**Figura 9.25 – Sforzo normale - Sismica ( $k_0=0.5$ )**



**Figura 9.26 – Momento Flettente - Sismica ( $k_0=0.5$ )**

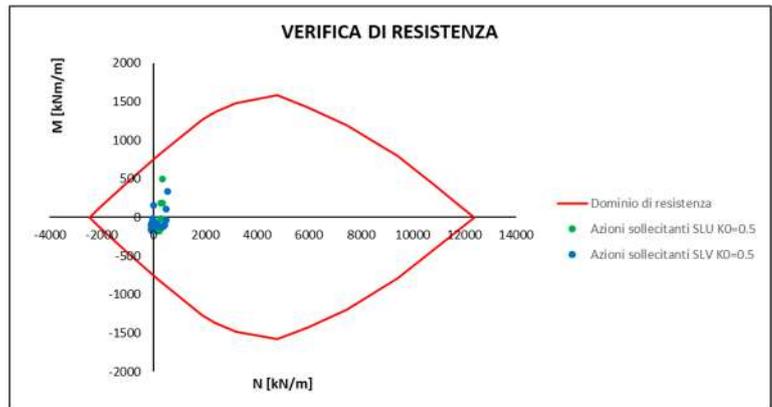


**Figura 9.27 – Sforzo di taglio - Sismica ( $k_0=0.5$ )**

Arco Rovescio: Verifica a flessione

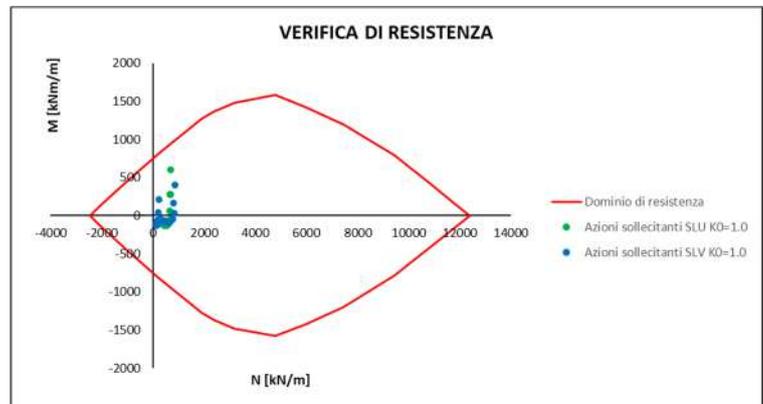
Azioni sollecitanti SLU $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
336.4	492.5
293.2	182.7
289.0	-20.1
232.8	-139.1
182.0	-179.2
136.4	-176.2
95.7	-156.0
64.9	-133.2
42.3	-111.8
25.6	-93.3
13.7	-78.5
5.8	-67.7
1.7	-61.1
1.7	-58.9
6.0	-61.1
14.0	-67.7
26.0	-78.5
42.6	-93.5
65.1	-112.2
95.7	-134.0
135.6	-157.4
179.1	-178.2
232.2	-180.7
288.3	-140.2
290.1	-20.5
338.1	182.8

Azioni sollecitanti SLV $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
10.8	157.9
-14.4	-15.8
-27.4	-111.7
-52.2	-163.2
-68.7	-165.0
-77.6	-143.1
-79.5	-115.2
-70.7	-91.3
-57.7	-74.5
-43.0	-64.6
-27.3	-59.3
-10.0	-57.6
9.2	-59.0
30.8	-63.0
55.3	-69.4
83.0	-77.4
114.3	-86.6
149.8	-96.6
190.8	-106.8
239.4	-116.4
299.4	-123.5
367.3	-123.6
437.4	-102.9
504.3	-36.7
499.3	105.0
541.5	332.7



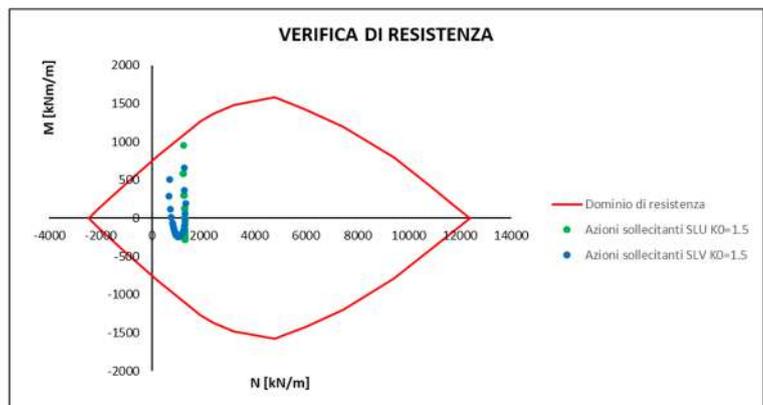
Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
702.8	602.7
656.1	280.3
659.3	58.8
600.9	-60.1
539.0	-113.2
484.4	-130.6
439.5	-129.2
403.7	-118.9
375.9	-105.9
355.1	-93.3
340.4	-83.0
331.0	-75.4
326.3	-70.9
326.3	-69.4
330.9	-71.0
340.3	-75.6
355.0	-83.2
375.8	-93.7
403.4	-106.3
439.1	-119.4
483.8	-129.5
538.0	-130.5
600.6	-112.0
664.5	-57.3
657.2	61.0
704.1	280.9

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
249.8	215.4
214.2	43.5
204.5	-61.9
178.6	-114.1
154.0	-127.1
138.7	-122.0
133.2	-109.3
136.4	-94.6
147.1	-81.0
164.0	-69.8
186.1	-61.6
212.7	-56.2
243.3	-53.6
277.5	-53.5
315.1	-55.7
356.4	-60.0
401.3	-66.3
450.3	-73.8
503.9	-81.6
562.4	-87.5
626.2	-87.6
694.7	-75.6
766.2	-41.4
833.6	30.6
814.8	164.2
848.7	403.3



Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
1234.7	955.2
1215.7	582.1
1271.3	299.2
1277.0	126.7
1290.6	4.2
1295.3	-84.5
1294.5	-148.9
1290.8	-195.4
1286.1	-228.6
1282.1	-252.1
1279.7	-268.2
1278.9	-278.4
1278.5	-284.0
1278.6	-285.8
1279.1	-284.0
1280.2	-278.5
1282.7	-268.3
1286.8	-252.3
1291.6	-228.9
1295.6	-195.8
1295.4	-149.6
1287.0	-85.1
1270.9	4.5
1270.9	129.2
1219.4	299.2
1238.9	581.8

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
678.7	511.1
673.8	292.7
724.7	120.6
756.2	13.4
796.2	-59.9
829.4	-111.7
857.2	-148.9
882.1	-176.5
906.0	-197.4
930.5	-213.3
956.2	-225.2
982.3	-233.6
1008.7	-238.9
1035.9	-241.4
1064.1	-240.8
1093.6	-236.6
1125.4	-227.6
1159.9	-212.6
1195.8	-189.5
1230.4	-154.8
1260.5	-105.2
1283.0	-35.7
1296.7	60.6
1316.6	192.2
1263.3	368.4
1275.4	657.0



Arco Rovescio: Verifica a taglio

$K_0$	$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
0.5	744	763	541
1.0	769.9	789.5	848.7
1.5	894.9	886.1	1275.4

Caratteristiche della sezione		
<b>GEOMETRIA</b>		
H =	70 cm	altezza sezione
$b_w$ =	100 cm	larghezza sezione
$h'$ =	5 cm	copriferro
d =	65 cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>		
$\phi$ =	20 mm	diametro armatura
$n^\circ$ =	10	numero barre
$A_s$ =	31.4 cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
$\rho_l$ =	0.0045	rapporto geometrico d'armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ )
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>		
$N_{Ed}$ =	0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
$\sigma_{cp}$ =	0.00 Mpa	tensione media di compressione

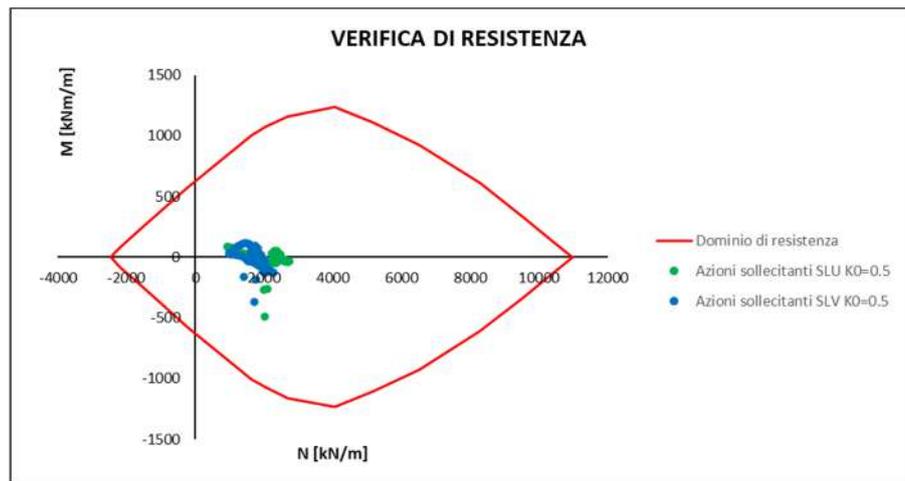
Caratteristiche della sezione armata a taglio		
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>		
$\phi$ =	14 mm	diametro staffe
$n^\circ$ =	4	numero bracci
$A_{sw}$ =	6.2 cm <sup>2</sup>	area dell'armatura trasversale
s =	10 cm	passo delle staffe
$\alpha$ =	90°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
$\vartheta$ =	45°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave ( $22^\circ + 45^\circ$ )
$\alpha_c$ =	1.00	coefficiente maggiorativo pari a:
		1 per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$
		1.25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$
$v f_{cd}$ =	7.06 Mpa	resistenza a compressione ridotta ( $v f_{cd} = 0,5 f_{cd}$ )
<b>Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio</b>		
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$ =	1409 kN

La verifica risulta soddisfatta in quanto  $V_{Res}=1409kN > V_{Ed,Max}=886kN$

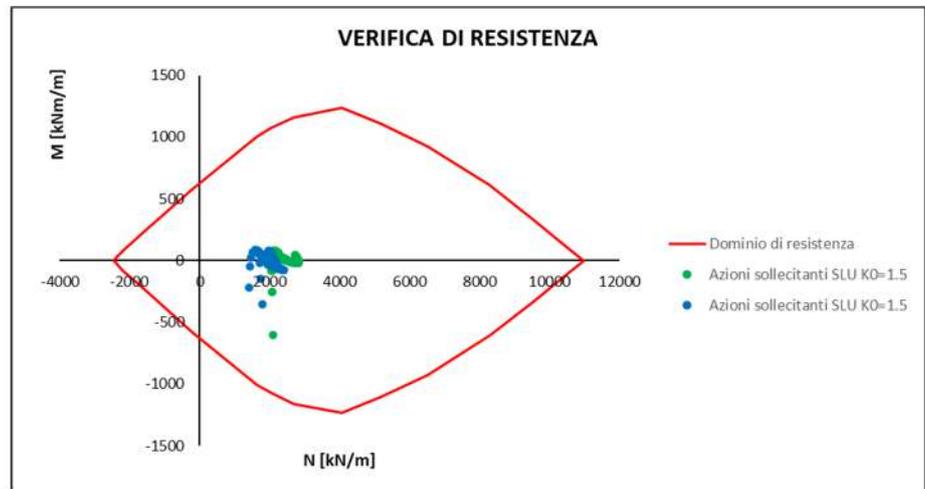
Calotta/Piedritti: Verifica a Flessione

A favore di sicurezza è stato utilizzato lo spessore minore per il calcolo della resistenza a flessione (60cm).

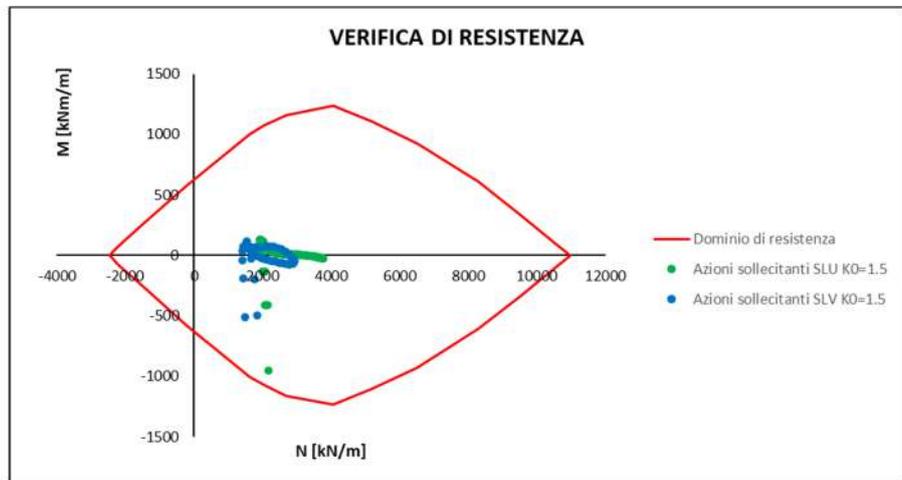
Azioni sollecitanti SLU $K_{\gamma}=0.5$		Azioni sollecitanti SLV $K_{\gamma}=0.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]	N [kNm]	M [kNm/m]
2018.3	-492.5	1420.6	-157.9
2105.1	-264.6	1532.0	-35.4
2176.5	-121.3	1608.5	41.2
2239.5	-23.6	1674.6	83.3
2300.7	33.2	1746.9	95.6
2372.6	49.3	1825.5	75.6
2469.0	20.9	1917.2	18.2
2573.9	-17.0	2018.2	-49.2
2657.6	-29.8	2115.0	-93.8
2710.5	-34.5	2196.3	-115.1
2727.0	-35.5	2247.9	-122.9
2695.0	-35.4	2263.2	-125.6
2362.5	-42.6	2050.5	-124.1
2241.7	-46.4	1994.0	-125.1
2179.9	-38.0	1977.0	-114.0
2122.4	-34.6	1971.7	-103.7
2050.1	-30.8	1946.1	-90.3
1960.6	-25.9	1902.6	-78.4
1853.0	-19.1	1843.8	-67.2
1725.8	-9.7	1769.8	-54.1
1583.4	2.5	1675.7	-39.7
1433.6	16.4	1572.7	-25.6
1283.8	33.7	1462.6	-8.8
1147.0	50.6	1339.2	6.7
1036.7	66.4	1211.2	18.7
965.2	78.6	1094.5	25.0
936.8	85.8	1011.4	26.7
959.7	83.6	989.1	31.4
1033.7	79.0	1027.0	45.3
1144.0	66.4	1101.1	64.7
1280.3	50.6	1185.1	83.2
1429.3	33.8	1265.8	97.8
1578.4	16.4	1353.0	107.2
1720.4	2.6	1431.9	113.8
1847.0	-9.6	1496.0	114.1
1954.6	-19.0	1551.0	109.3
2043.9	-25.9	1596.0	100.1
2116.2	-30.7	1625.3	84.8
2171.2	-34.6	1636.2	62.0
2233.1	-38.0	1671.4	39.2
2353.7	-46.4	1742.9	10.1
2686.7	-42.6	1978.1	-16.0
2718.3	-35.4	2004.4	-34.6
2701.4	-35.5	2010.8	-33.9
2648.0	-34.5	1993.8	-26.7
2563.9	-29.8	1957.4	-16.8
2458.6	-17.1	1907.6	-3.2
2362.1	20.8	1865.5	25.7
2289.5	49.2	1841.2	41.5
2227.6	32.9	1824.7	13.2
2164.0	-24.0	1805.6	-60.6
2091.2	-122.0	1776.0	-185.5
2002.3	-265.9	1727.1	-371.1



Azioni sollecitanti SLU $K_1=1.5$		Azioni sollecitanti SLU $K_1=1.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]	N [kNm]	M [kNm/m]
2084.8	-602.7	1422.7	-215.4
2070.2	-253.4	1441.5	-47.9
2053.5	-80.8	1471.3	24.4
2062.3	16.1	1519.5	70.0
2098.2	67.4	1576.7	88.9
2163.9	83.8	1646.9	79.8
2256.3	63.6	1739.6	39.4
2356.0	32.8	1847.6	-7.8
2444.2	15.2	1951.3	-35.1
2521.4	3.6	2044.9	-49.0
2589.0	-4.6	2126.6	-57.2
2646.9	-10.5	2196.4	-62.4
2697.5	-14.5	2256.5	-66.0
2741.0	-17.3	2307.1	-68.9
2774.8	-18.7	2345.4	-71.4
2799.1	-19.4	2371.9	-73.9
2815.5	-18.4	2387.6	-76.1
2823.8	-16.5	2392.6	-78.0
2825.2	-13.2	2387.6	-78.8
2820.2	-8.2	2372.8	-77.7
2810.3	-1.7	2349.1	-73.9
2795.7	5.8	2316.4	-66.6
2779.7	15.3	2277.5	-54.6
2763.8	24.7	2234.1	-38.6
2750.2	33.5	2188.8	-19.1
2741.5	40.3	2144.8	2.5
2737.1	44.1	2102.9	24.3
2739.8	43.2	2065.7	43.3
2748.4	40.3	2035.1	60.0
2761.4	33.5	2010.3	71.1
2776.6	24.8	1990.9	77.1
2791.6	15.4	1975.9	78.6
2805.8	5.9	1965.4	75.9
2815.1	-1.7	1956.6	71.6
2819.6	-8.2	1949.1	65.3
2817.9	-13.1	1941.9	58.6
2809.2	-16.5	1934.0	52.4
2792.4	-18.4	1924.2	47.1
2767.1	-19.4	1912.7	42.7
2733.1	-18.7	1899.0	40.4
2689.4	-17.3	1882.5	38.8
2639.0	-14.6	1864.8	38.3
2580.8	-10.5	1844.6	39.0
2512.9	-4.6	1821.0	40.9
2435.3	3.6	1793.8	44.1
2346.6	15.2	1761.2	49.1
2246.6	32.9	1722.3	57.5
2153.8	63.7	1688.6	74.2
2087.7	84.1	1674.1	79.4
2051.4	67.8	1682.2	49.0
2041.8	16.5	1709.5	-21.3
2057.4	-80.3	1753.0	-145.6
2071.0	-252.9	1787.8	-354.6



Azioni sollecitanti SLU $K_D=1.5$		Azioni sollecitanti SLV $K_D=1.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]	N [kNm]	M [kNm/m]
2162.6	-955.2	1488.2	-511.1
2073.9	-412.7	1443.6	-189.8
1990.0	-132.4	1409.3	-39.0
1941.9	23.2	1405.4	39.1
1929.6	103.0	1430.0	75.5
1954.6	130.3	1483.5	82.2
2013.3	113.8	1564.2	61.4
2089.4	82.4	1658.6	31.5
2167.1	61.2	1752.0	10.6
2245.7	45.4	1843.2	-5.1
2325.7	33.4	1931.9	-17.4
2405.7	24.3	2016.9	-27.1
2489.6	18.0	2101.4	-34.5
2578.2	13.5	2185.7	-40.8
2668.2	10.8	2266.6	-45.8
2757.8	8.5	2342.7	-50.8
2854.4	8.2	2419.5	-54.8
2955.2	7.5	2495.2	-59.2
3061.4	6.6	2570.4	-63.7
3174.1	5.1	2645.4	-67.7
3291.1	2.6	2718.9	-70.8
3407.1	-2.0	2786.1	-72.7
3520.0	-6.6	2845.8	-71.4
3620.6	-12.3	2891.5	-66.9
3700.9	-17.9	2918.0	-58.2
3753.1	-22.4	2920.4	-45.1
3770.8	-25.0	2895.4	-28.1
3752.6	-25.1	2841.8	-8.4
3699.5	-22.4	2763.8	12.6
3618.5	-17.9	2666.7	32.4
3517.1	-12.3	2557.7	49.5
3403.1	-6.5	2443.6	62.5
3286.7	-2.0	2332.9	70.4
3169.2	2.6	2226.9	75.3
3056.0	5.1	2129.2	75.9
2949.4	6.6	2041.6	74.0
2848.4	7.5	1963.0	71.0
2751.2	8.2	1891.7	67.8
2660.8	8.5	1830.3	64.4
2570.8	10.8	1773.9	63.3
2481.8	13.5	1722.8	62.7
2398.1	18.0	1679.8	63.7
2317.7	24.3	1642.9	66.2
2237.4	33.4	1610.3	70.6
2158.4	45.4	1582.3	76.7
2080.4	61.2	1558.5	84.7
2003.9	82.5	1538.2	95.4
1944.8	113.9	1531.0	111.9
1919.4	130.4	1548.2	113.1
1931.2	103.1	1593.5	72.3
1978.5	23.3	1664.6	-22.6
2061.2	-132.3	1759.2	-196.3
2148.7	-412.8	1849.6	-493.5



Calotta/Piedritti: Verifica a Taglio

A favore di sicurezza è stato utilizzato lo spessore minore per il calcolo della resistenza a taglio (60cm).

$K_0$	$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
0.5	486.7	598.4	1727.1
1.0	746.1	808.4	1787.8
1.5	1158.5	1140.0	1849.6

Caratteristiche della sezione			
<b>GEOMETRIA</b>			
H =	60	cm	altezza sezione
b <sub>w</sub> =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	55	cm	altezza utile
<b>ARMATURA TESA</b>			
φ =	20	mm	diametro armatura
n° =	10		numero barre
A <sub>s</sub> =	31.4	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura tesa
ρ <sub>l</sub> =	0.0052		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<b>AZIONI DI COMPRESSIONE</b>			
N <sub>Ed</sub> =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ <sub>cp</sub> =	0.00	Mpa	tensione media di compressione

Caratteristiche della sezione armata a taglio			
<b>ARMATURA A TAGLIO</b>			
φ =	14	mm	diametro staffe
n° =	4		numero bracci
A <sub>sw</sub> =	6.2	cm <sup>2</sup>	area dell'armatura trasversale
s =	10	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
ψ =	45	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°+ 45°)
α <sub>c</sub> =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrane non compresse
			1 + σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> per 0 ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,25 f <sub>cd</sub>
			1.25 per 0,25 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ 0,5 f <sub>cd</sub>
			2,5(1 - σ <sub>cp</sub> /f <sub>cd</sub> ) per 0,5 f <sub>cd</sub> ≤ σ <sub>cp</sub> ≤ f <sub>cd</sub>
v <sub>fcd</sub> =	7.06	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v <sub>fcd</sub> = 0,5 f <sub>cd</sub> )
<b>Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio</b>			
<b>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</b>			
V <sub>Rsd</sub> =	1192	kN	

La verifica risulta soddisfatta in quanto V<sub>Res</sub>=1192kN>V<sub>Ed,Max</sub>=1140kN

## **10 POZZI DI DISSIPAZIONE PZ1 E PZ2**

Il seguente capitolo è finalizzato ad approfondire e sviluppare gli aspetti geotecnici inerenti alla realizzazione dei pozzi di dissipazione verticali, scavati con metodo tradizionale per successivi ribassi.

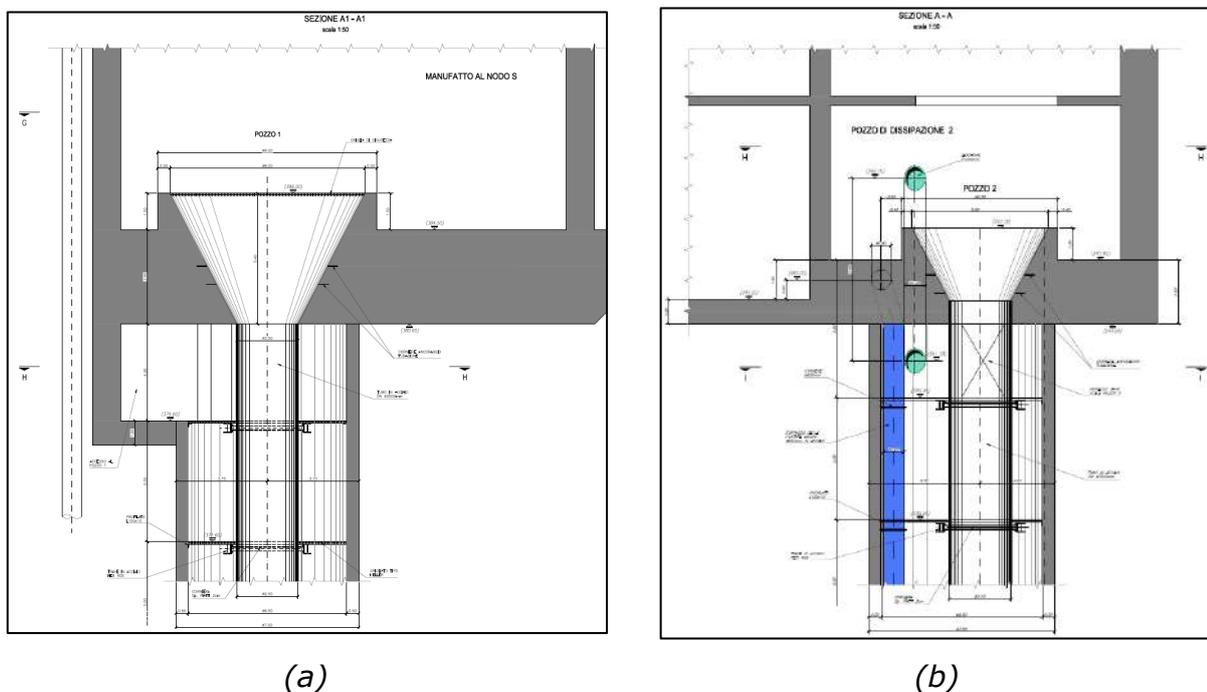
Nello specifico, le opere oggetto di dimensionamento nel seguente documento sono:

- Pozzo di dissipazione 1;
- Pozzo di dissipazione 2.

Inoltre, i dimensionamenti possono considerarsi validi anche per i pozzi di risalita di allaccio al Peschiera Inferiore Destro e al Peschiera Inferiore Sinistro, in quanto, pur avendo profondità e diametri inferiori attraversando gli stessi ammassi rocciosi, sono comunque state previste le stesse modalità di scavo, trattamento e rivestimento provvisorio e definitivo.

## 10.1 Descrizione delle opere in progetto

Nel tratto di sorpasso della centrale di Salisano, vista la necessità di dissipare il carico della portata fluente nel caso di bypass delle turbine esistenti, è necessaria la realizzazione di due pozzi di dissipazione verticali di circa 150m. Il pozzo di dissipazione 1, di lunghezza pari a circa 150m, si sviluppa a partire dalla quota di fondazione del manufatto Nodo S fino a raggiungere il punto di raccordo con la galleria di sorpasso a profondità notevole.



**Figura 10.1 – Calice di imbocco al pozzo di dissipazione 1 (a) e 2 (b)**

Il pozzo di dissipazione 2, invece, presenta una lunghezza di circa 105m e si sviluppa a partire dalla quota di fondazione del manufatto sovrastante, fino a raggiungere il punto di raccordo con la galleria di sorpasso, verso il Bipartitore.

All’interno di entrambi i pozzi sarà alloggiata una tubazione di acciaio di diametro DN2500 che risulterà fissata per mezzo di travature metalliche, agli interpiani posti ogni 5 m e realizzati in carpenteria metallica. Oltre alla tubazione descritta, saranno

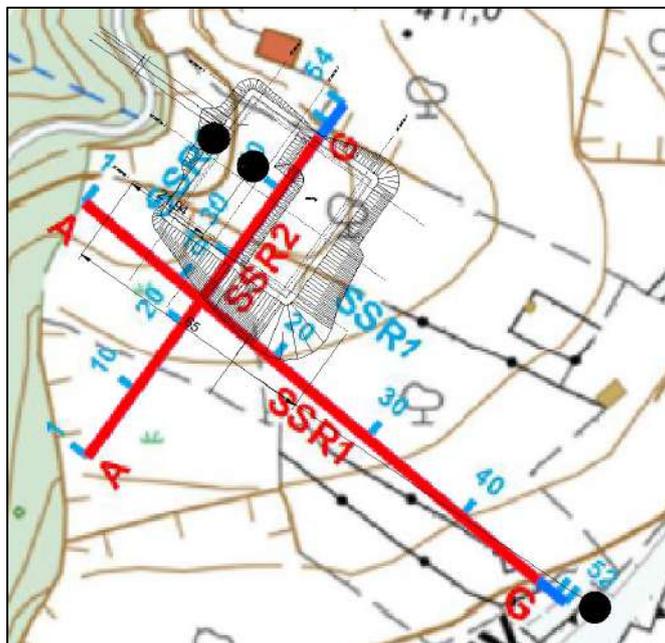
alloggiate due tubazioni di acciaio DN800/DN1000 per convogliare le portate minori e come aeroforo.

Il diametro esterno di scavo sarà di 7.50m; lo scavo sarà eseguito con scavo a foro cieco per ribassi successivi. Durante le fasi di discesa sarà poi interposto il rivestimento provvisorio per uno spessore di 20 cm e, in seguito, nelle fasi di risalita, sarà gettato il rivestimento definitivo con spessore di 30cm e assemblate per conci, mediante saldature, le tubazioni.

## 10.2 Inquadramento geotecnico

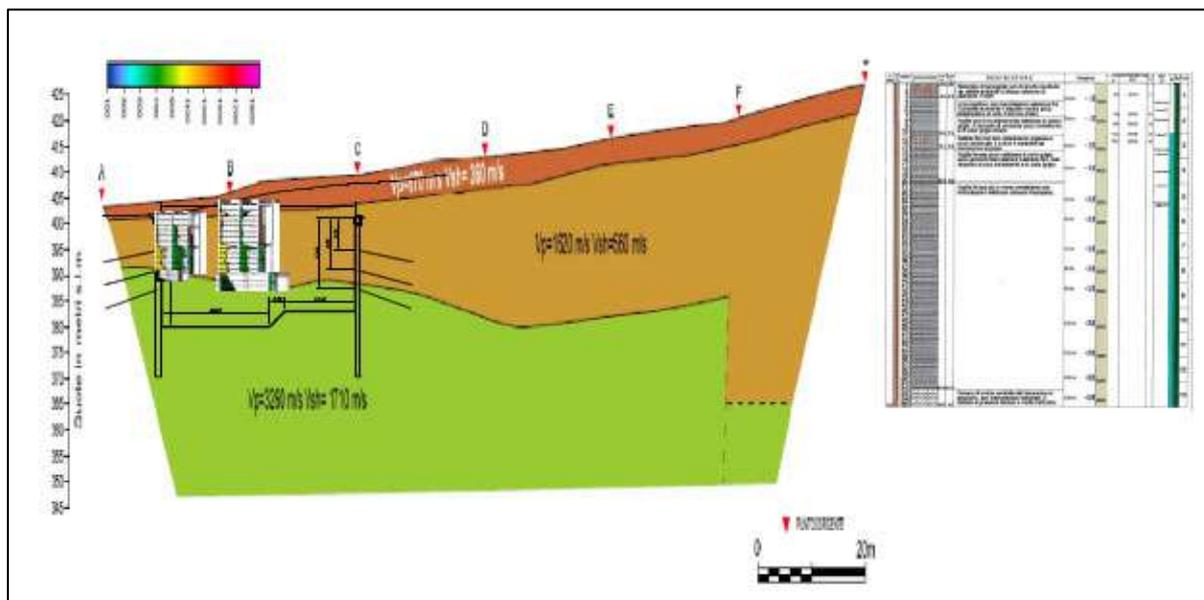
Lo studio e l’individuazione delle caratteristiche meccaniche delle unità litologiche è stato eseguito a valle di un piano di caratterizzazione dell’area, costituito da:

- Sondaggio S16(2) sino la profondità di 65m dal p.c.;
- Sondaggio S14(2) sino la profondità di 65m dal p.c.;
- Prelievo di campioni indisturbati;
- Prove S.P.T. eseguite nel foro dei sondaggi S16(2) e S14(2);
- N.1 prova Down – Hole eseguita nel foro S16(2) fino la profondità di 35m dal p.c.;
- N.5 pressiometriche eseguite in foro;
- Monitoraggio tramite data instruments del tratto 40.00m – 65.00m dal p.c.;
- N.2 CPTu;
- N.2 DPSH;
- N.2 stese sismiche a rifrazione SSR1 e SSR2.



**Figura 10.2– Inquadramento area d’interesse, con relative indagini geologico – tecniche eseguite**

Sulla scorta delle indagini svolte, è stato possibile ricostruire il modello geotecnico di riferimento dell’area. Il versante sul quale è prevista la realizzazione del manufatto Nodo S presenta dei terreni argillosi per i primi 15-20m, al di sotto dei quali è stata rinvenuto calcare molto fratturato, nei primi metri di interfaccia stratigrafica.

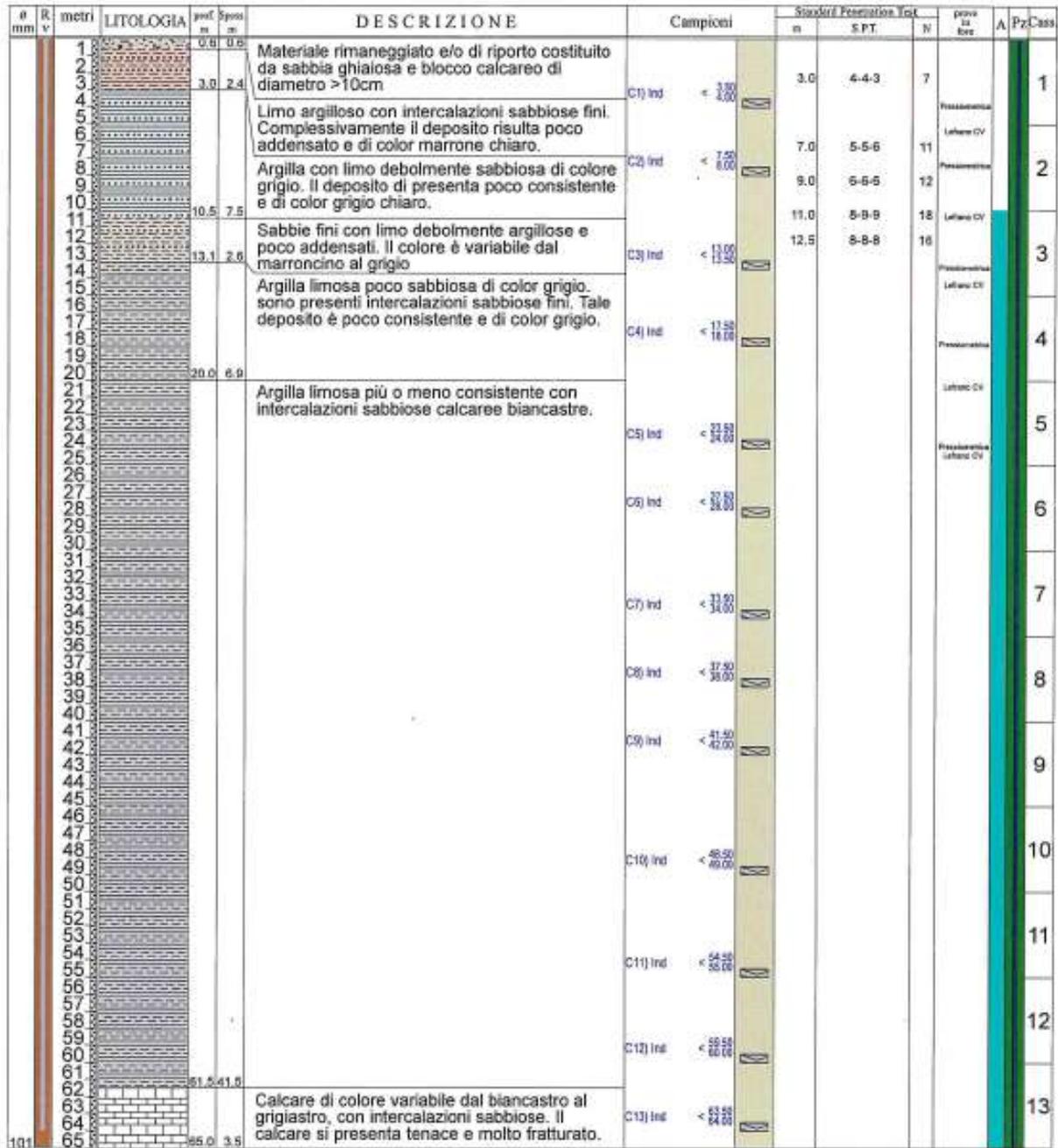


**Figura 10.3– Sezione trasversale 1: è riportato il profilo sismico a rifrazione e la posizione dei sondaggi e delle prove CPTu/DPSH.**

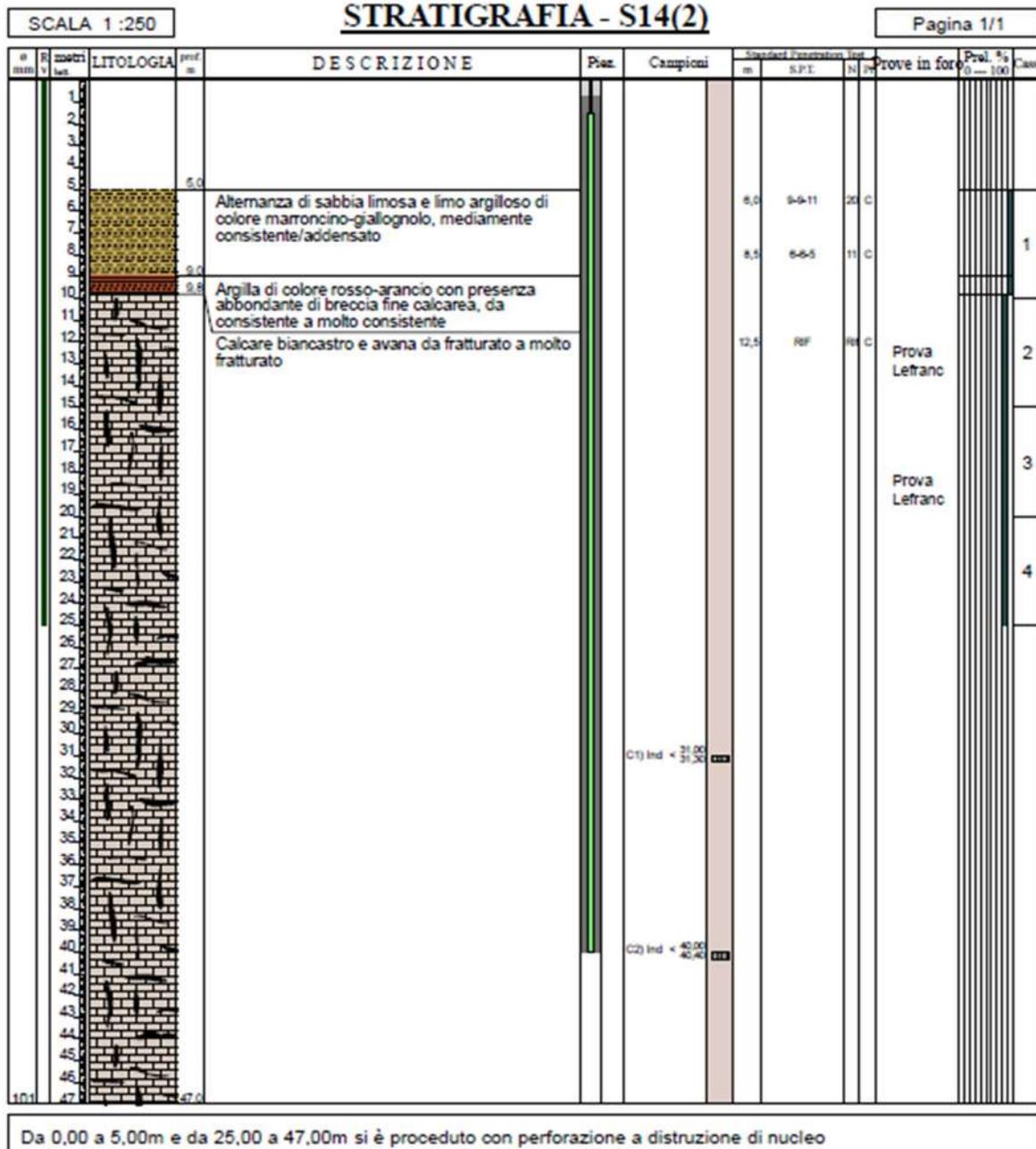
Dalla ricostruzione del modello geotecnico, appare quindi chiaro che il fondo dello scavo delle opere di sostegno del Nodo S, quindi di conseguenza l’intero sviluppo del pozzo di dissipazione 1, si troverà all’interno dell’ammasso roccioso della maiolica.

Le caratteristiche fisico meccaniche dell’ammasso sono le seguenti.

$\gamma$	26,5	kN/m <sup>3</sup>	Peso unità di volume Ammasso Roccioso
$\sigma_c$	75	MPa	Resistenza compressione monoassiale Mat. Roccioso
$m_i$	8,0	-	Costante empirica Mat. Roccioso
GSI	50	-	Geological Strenght index
D	0,7	-	Indice di disturbo
MR	800	-	Rapporto modulo $E_i / \sigma_c$ Mat. Roccioso

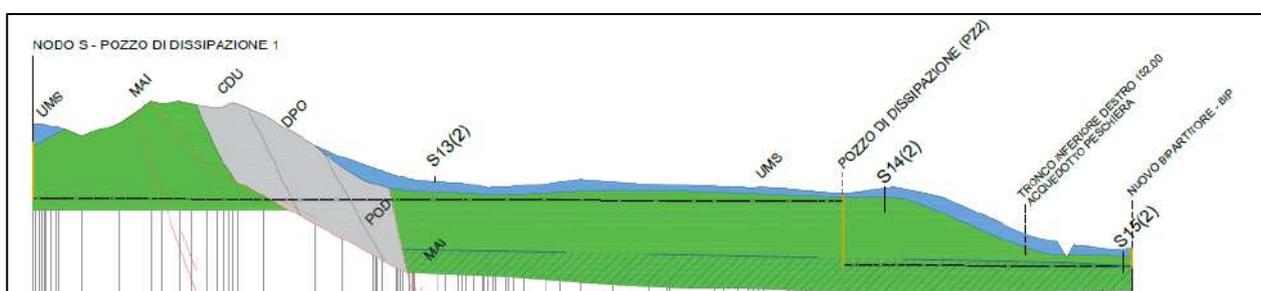


**Figura 10.4 – Log stratigrafico Sondaggio S16 (2)**



**Figura 10.5 – Log stratigrafico Sondaggio S14 (2)**

Analogamente per il pozzo di dissipazione 2, con riferimento al sondaggio S14(2) e al piano di posa del sovrastante manufatto, l’intero sviluppo del pozzo ricade all’interno dell’ammasso roccioso della maiolica. Inoltre, come riportato nell’elaborato “A194PD G020 – Sezioni idrogeologiche 4/4”, la falda non risulta interagente con il pozzo 1 mentre risulta a +15m circa dal fondo del pozzo 2.



**Figura 10.6– Sezione idrogeologica relativa al tratto di sorpasso in oggetto.**

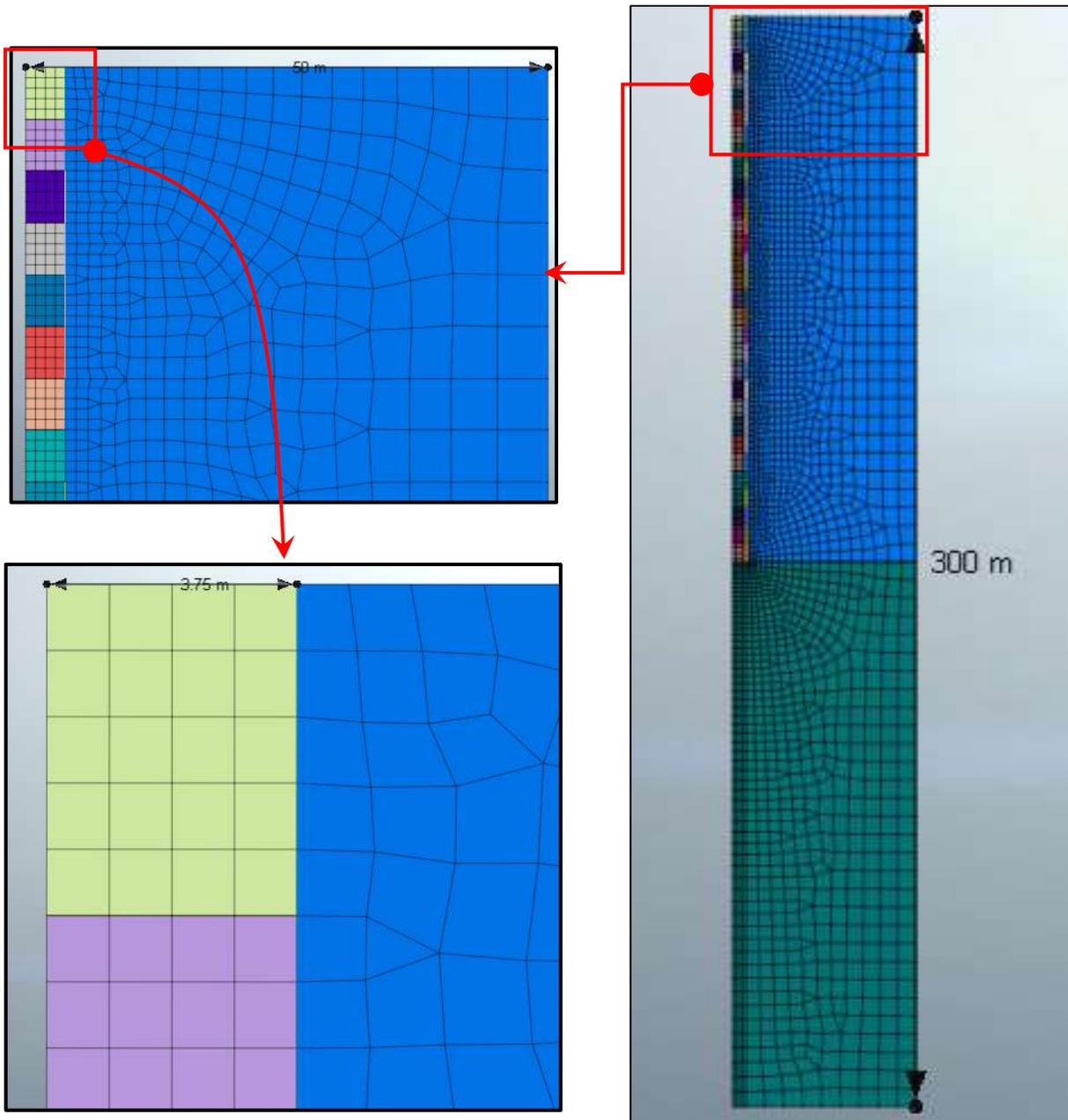
### **10.3 Fase di diagnosi – Previsione sul comportamento degli ammassi nella fase di scavo**

Per analizzare il comportamento atteso durante la fase di scavo, è stato studiato un modello FEM semplificato, con geometria assialsimmetrica, in cui il mezzo è modellato mediante un legame costitutivo alla Hoek & Brown.

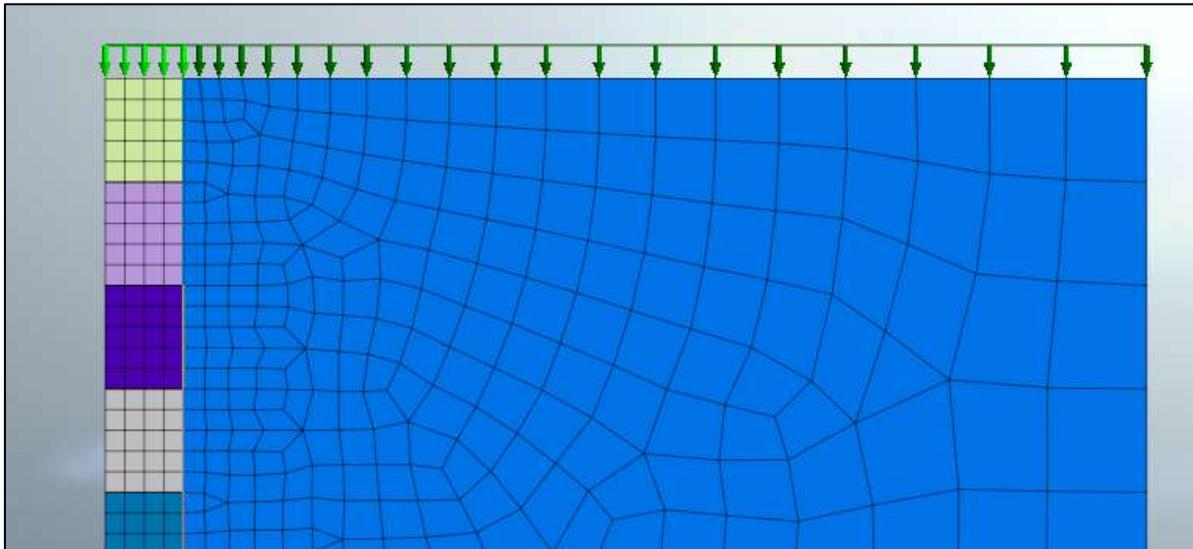
Il modello di calcolo proposto prevede un dominio di 300m x 50m, raggio dello scavo di 3.75m e sfondi in avanzamento di 5.00m, fino al raggiungimento di 150m (105m) di scavo del pozzo di dissipazione 1 (2).

Sul limite superiore del dominio è stato posto un carico pari a quello litostatico, determinato a partire dalla profondità relativa all’inizio del pozzo e dal peso medio di terreno posto tra il piano di campagna e la quota iniziale del modello implementato.

Le analisi sono state condotte parametricamente in funzione del valore del coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ , assumendolo variabile tra i valori di  $k_0=0.5$ ,  $k_0=1.0$  e  $k_0=1.5$ .



**Figura 10.7– Dominio del problema e dimensioni**



**Figura 10.8– Carico litostatico al bordo superiore (400 kN/mq per il pozzo 1, 415 kN/mq per il pozzo 2)**

Model Type	Hoek Brown	Stru	Model Type	Hoek Brown	Stru	Model Type	Hoek Brown	Stru						
General	Porous	Non-Linear	Thermal	Time Dependent	General	Porous	Non-Linear	Thermal	Time Dependent	General	Porous	Non-Linear	Thermal	Time Dependent
Elastic Modulus(E)	3800000	kN/m <sup>2</sup>	Elastic Modulus(E)	3800000	kN/m <sup>2</sup>	Elastic Modulus(E)	3800000	kN/m <sup>2</sup>	Inc. of Elastic Modulus	0	kN/m <sup>3</sup>	Inc. of Elastic Modulus	0	kN/m <sup>3</sup>
Inc. of Elastic Modulus	0	kN/m <sup>3</sup>	Inc. of Elastic Modulus	0	kN/m <sup>3</sup>	Inc. of Elastic Modulus	0	kN/m <sup>3</sup>	Inc. of Elastic Modulus Ref. Height	0	m	Inc. of Elastic Modulus Ref. Height	0	m
Inc. of Elastic Modulus Ref. Height	0	m	Poisson's Ratio( $\nu$ )	0.2										
Poisson's Ratio( $\nu$ )	0.2		Unit Weight( $\gamma$ )	26.5	kN/m <sup>3</sup>	Unit Weight( $\gamma$ )	26.5	kN/m <sup>3</sup>	Unit Weight( $\gamma$ )	26.5	kN/m <sup>3</sup>	Unit Weight( $\gamma$ )	26.5	kN/m <sup>3</sup>
Unit Weight( $\gamma$ )	26.5	kN/m <sup>3</sup>	Initial Stress Parameters			Initial Stress Parameters			Ko Determination	0.5		Ko Determination	1.5	
Initial Stress Parameters			Ko Determination	0.5		Ko Determination	1		Automatic	<input type="radio"/>		Automatic	<input type="radio"/>	
Automatic	<input type="radio"/>		Automatic	<input type="radio"/>		Automatic	<input type="radio"/>		Manual	<input checked="" type="radio"/>		Manual	<input checked="" type="radio"/>	
Manual	<input checked="" type="radio"/>		Manual	<input checked="" type="radio"/>		Manual	<input checked="" type="radio"/>		Anisotropy	<input type="checkbox"/>		Anisotropy	<input type="checkbox"/>	
Anisotropy	<input type="checkbox"/>		Anisotropy	<input type="checkbox"/>		Anisotropy	<input type="checkbox"/>		Initial m	8		Initial m	8	
Initial m	8		Initial m	8		Initial m	8		Initial s	0.000513		Initial s	0.000513	
Initial s	0.000513		Initial s	0.000513		Initial s	0.000513		Residual m	8		Residual m	8	
Residual m	8		Residual m	8		Residual m	8		Residual s	0.000513		Residual s	0.000513	
Residual s	0.000513		Residual s	0.000513		Residual s	0.000513		Uniaxial Comp. Strength( $\sigma_c$ )	75000	kN/m <sup>2</sup>	Uniaxial Comp. Strength( $\sigma_c$ )	75000	kN/m <sup>2</sup>
Uniaxial Comp. Strength( $\sigma_c$ )	75000	kN/m <sup>2</sup>	Uniaxial Comp. Strength( $\sigma_c$ )	75000	kN/m <sup>2</sup>	Uniaxial Comp. Strength( $\sigma_c$ )	75000	kN/m <sup>2</sup>						
$K_0 = 0.5$			$K_0 = 1.0$			$K_0 = 1.5$								

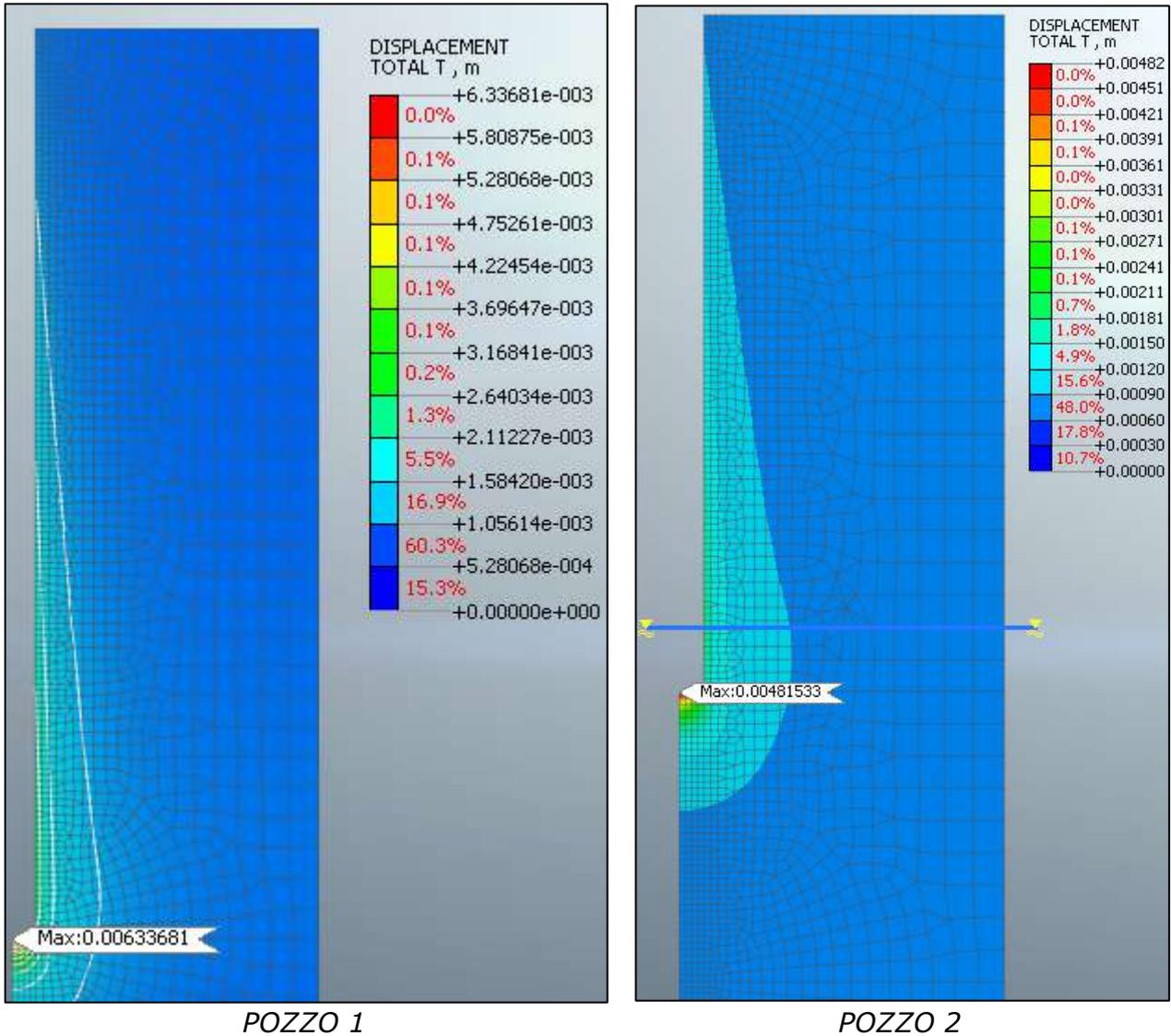
**Figura 10.9– Caratteristiche fisico-meccaniche ammasso roccioso MAI**

L’analisi è stata svolta tramite “Construction Stage” in cui sono state simulate le seguenti fasi:

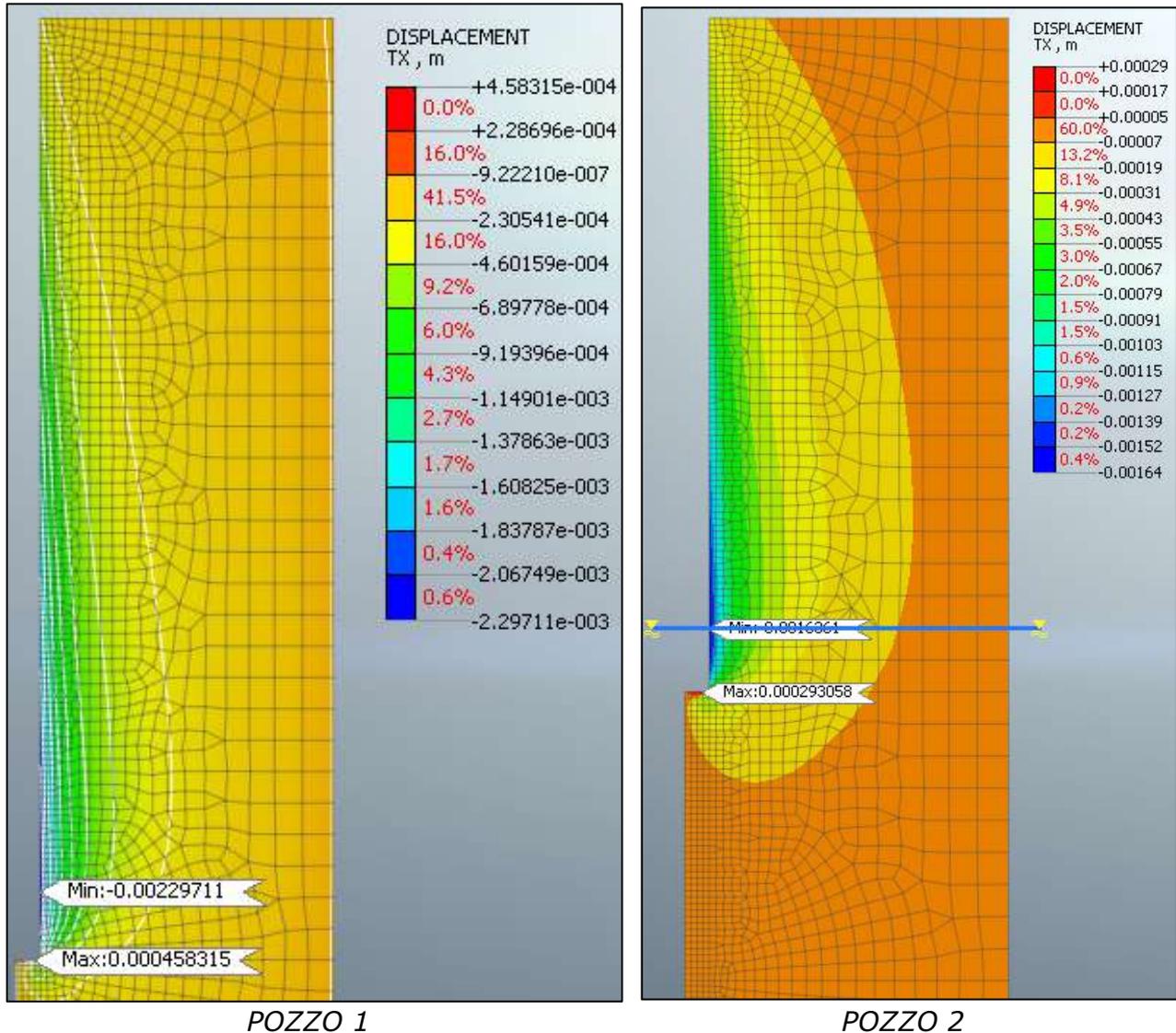
1. “*Inizializzazione del modello*”, inserimento della forza di gravità, dei carichi esterni e dei vincoli;
2. “*Clear all*”, con rimozione degli spostamenti subiti per effetto del carico litostatico;
3. “*Scavo paratia*”, annullamento del carico litostatico nella zona del pozzo;
4. “*Scavo 1*” scavo di ribasso del pozzo per 5.00m;
5. ...
6. “*Scavo 30*” scavo di ribasso per 5.00m nel pozzo 1 (“*Scavo 21*” scavo di ribasso per 5.00m nel pozzo 2).

Per il solo pozzo di dissipazione 2, inoltre, è stata considerata la presenza della falda posta a 10m circa dal fondo dello scavo.

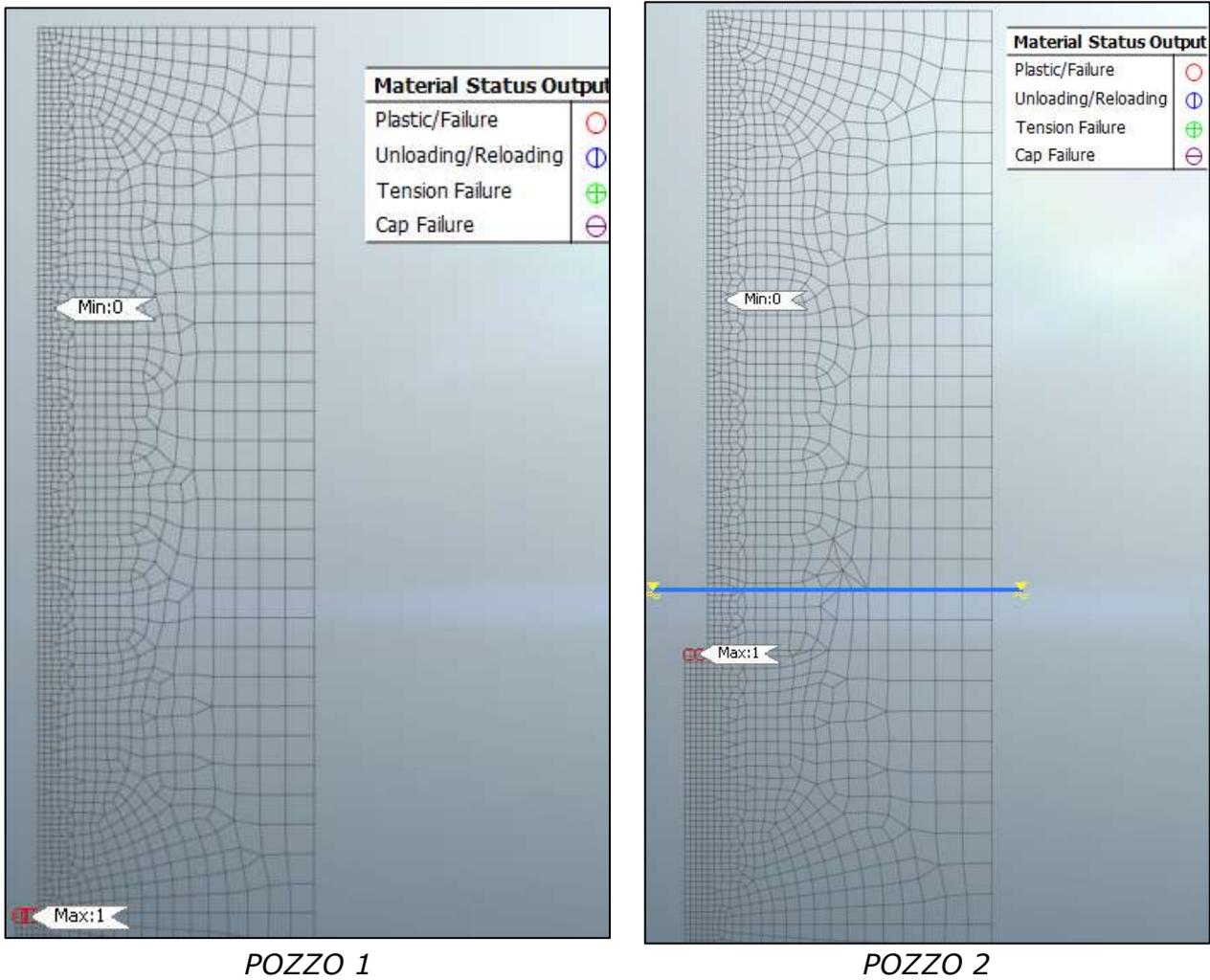
A valle dell’analisi per valutare la risposta dell’ammasso all’intera fase di scavo sarà valutata estrapolando la curva *LDP Longitudinal Displacement Profile* relativa e valutate le eventuali zone di plasticizzazione del modello.



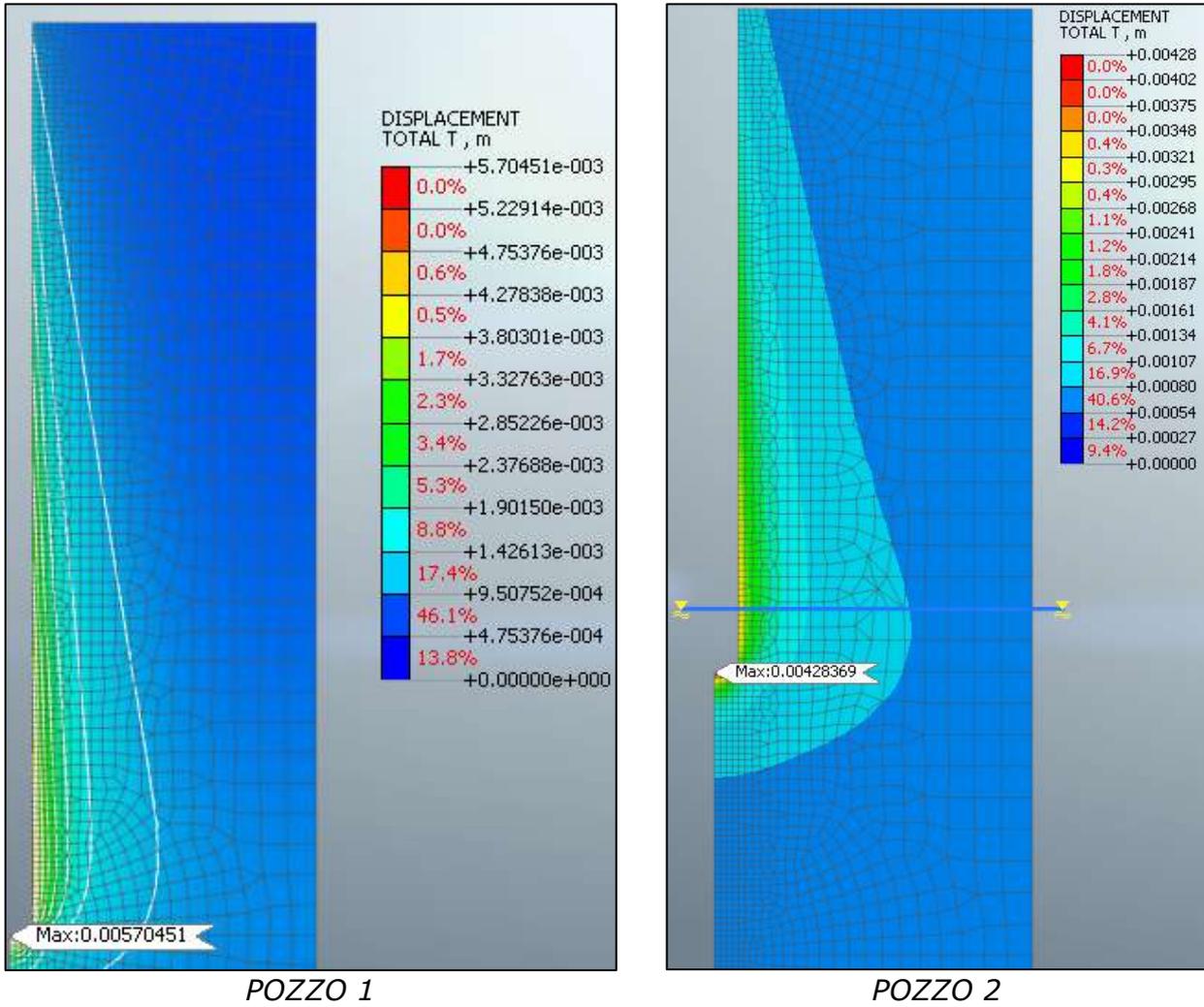
**Figura 10.10 – Spostamenti totali  $T_{tot}$  al termine delle fasi di scavo ( $k_0=0.5$ )**



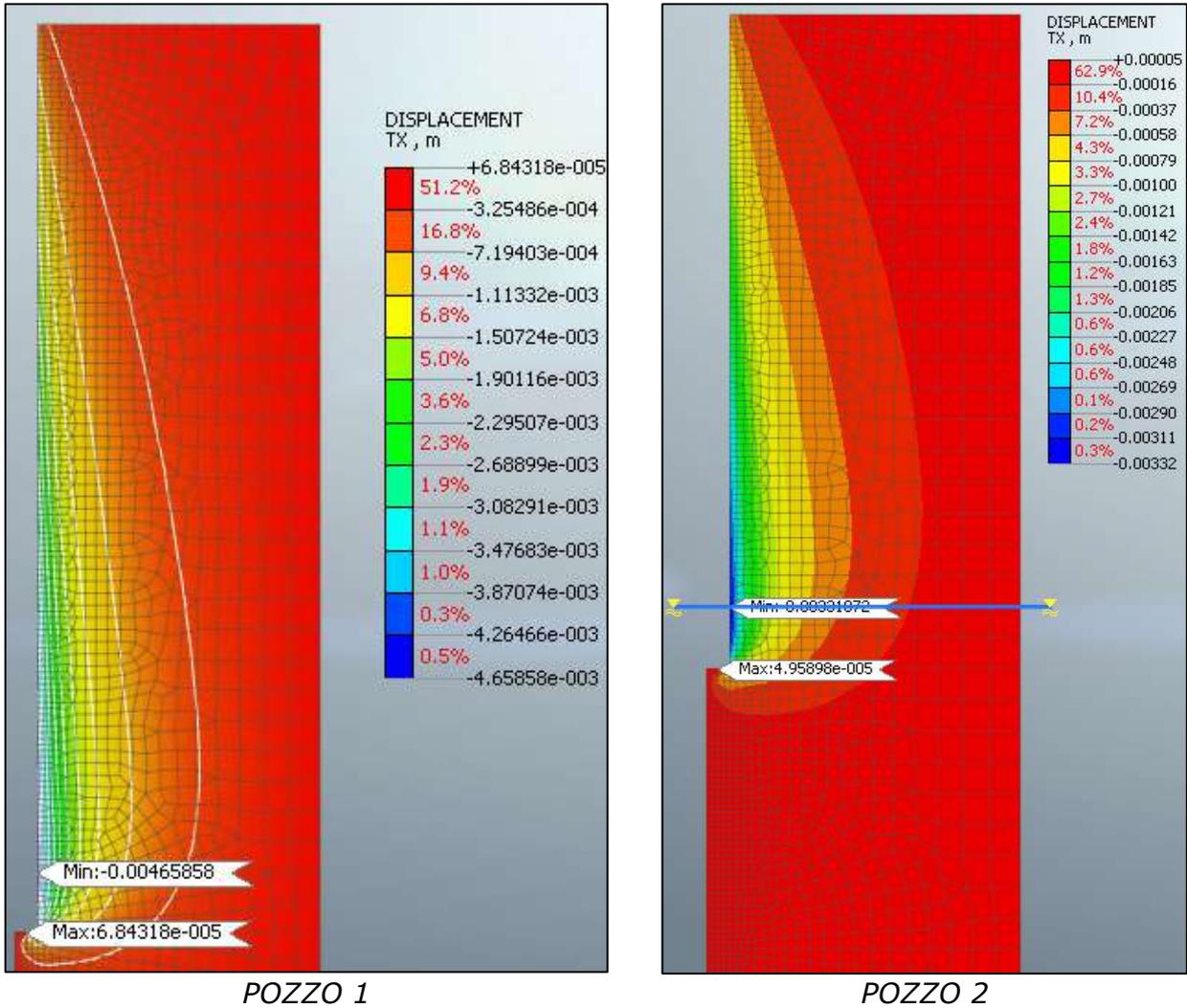
**Figura 10.11 – Spostamenti orizzontali  $T_x$  al termine delle fasi di scavo ( $k_0=0.5$ )**



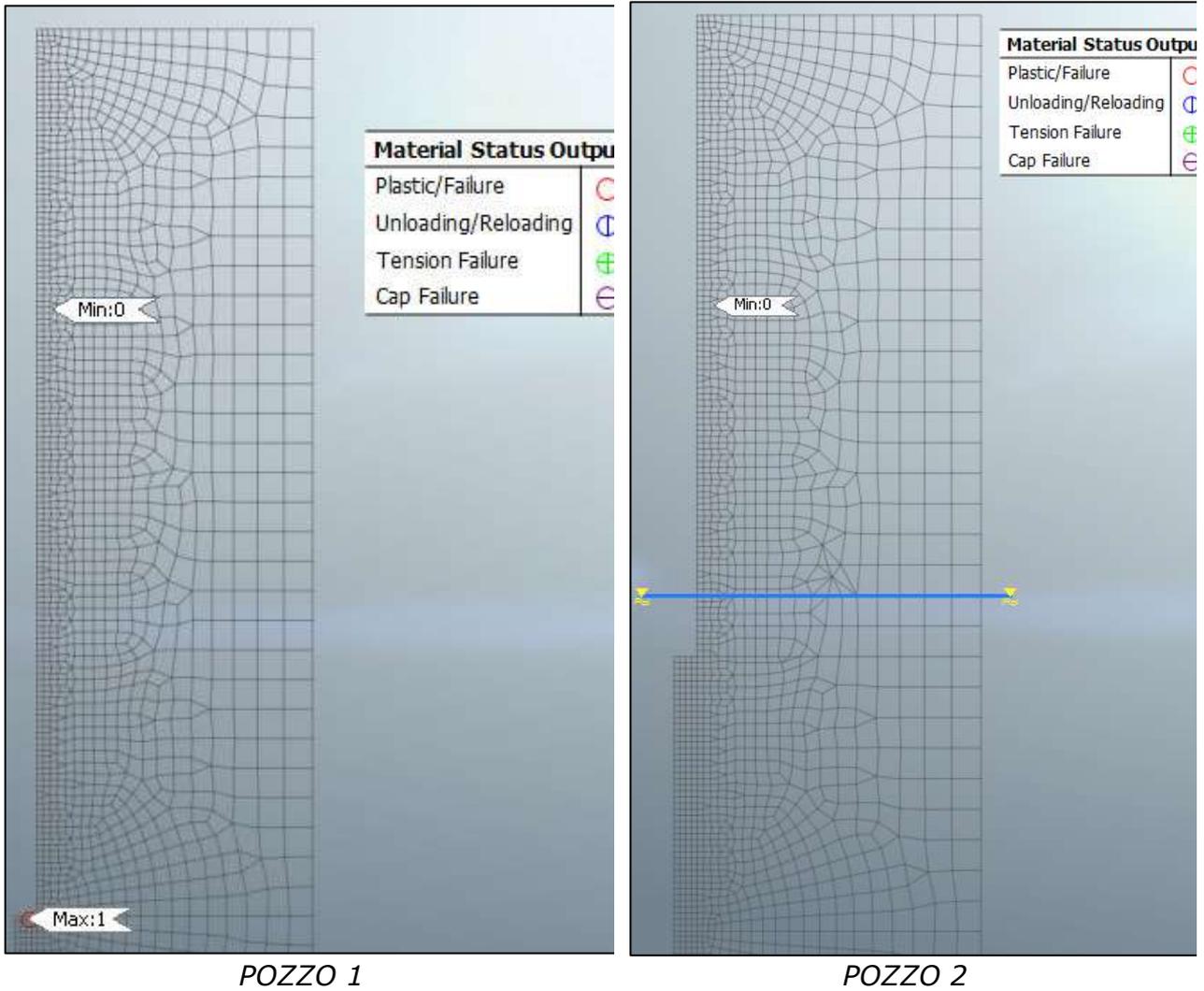
**Figura 10.12 – Plasticizzazioni dell’ammasso nell’intorno dello scavo ( $k_0=0.5$ )**



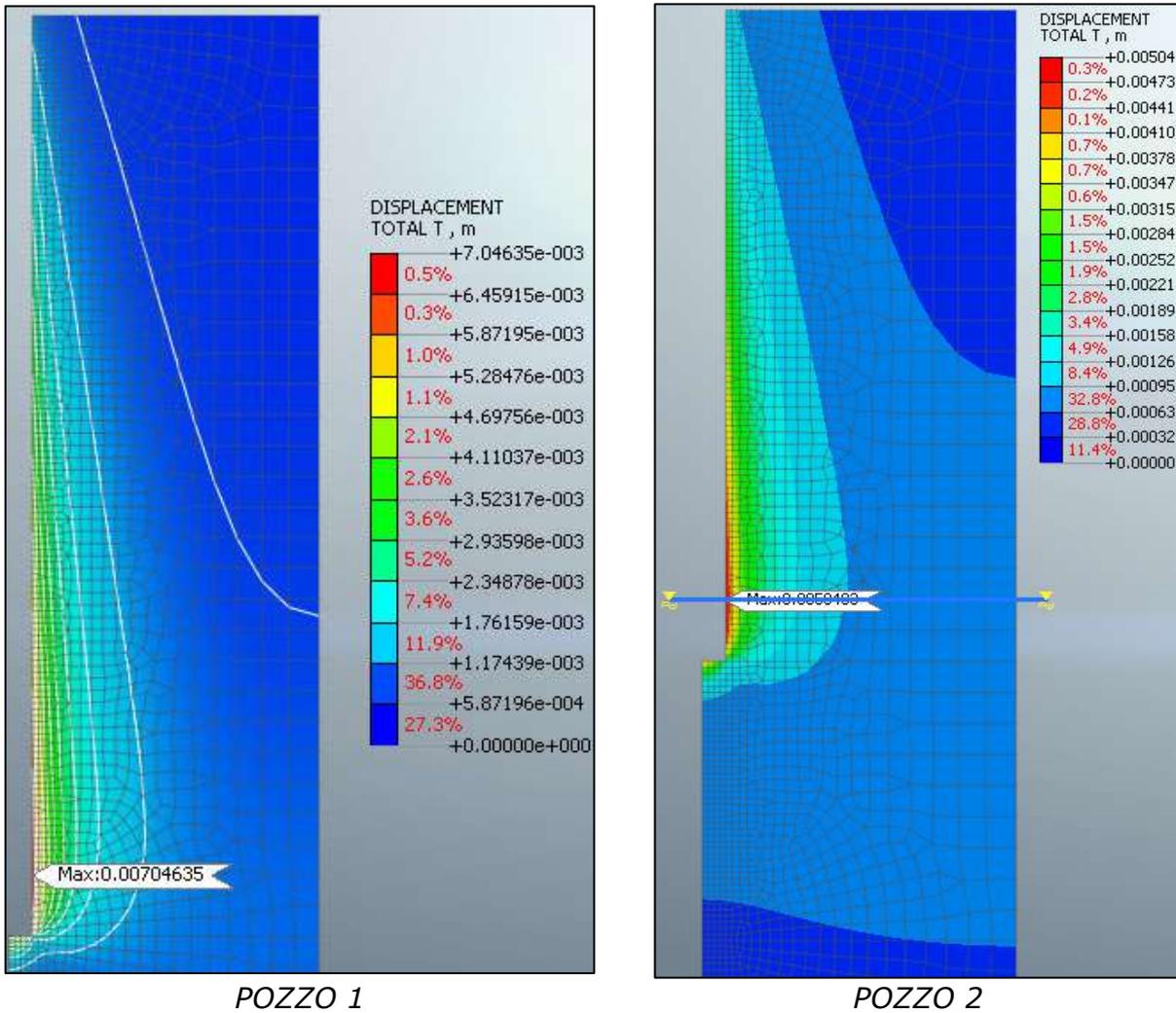
**Figura 10.13 – Spostamenti totali  $T_{tot}$  al termine delle fasi di scavo ( $k_0=1.0$ )**



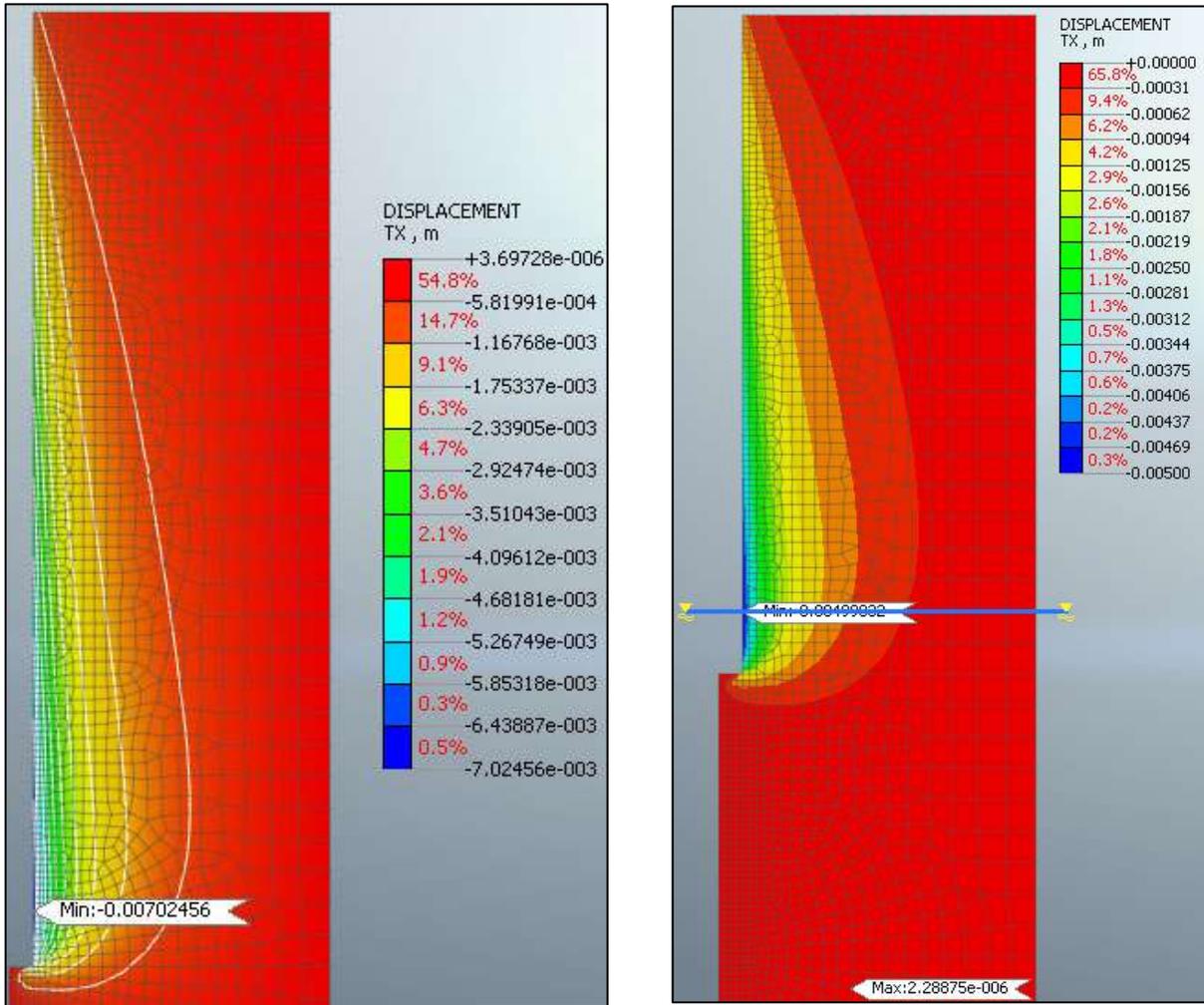
**Figura 10.14 – Spostamenti orizzontali  $T_x$  al termine delle fasi di scavo ( $k_0=1.0$ )**



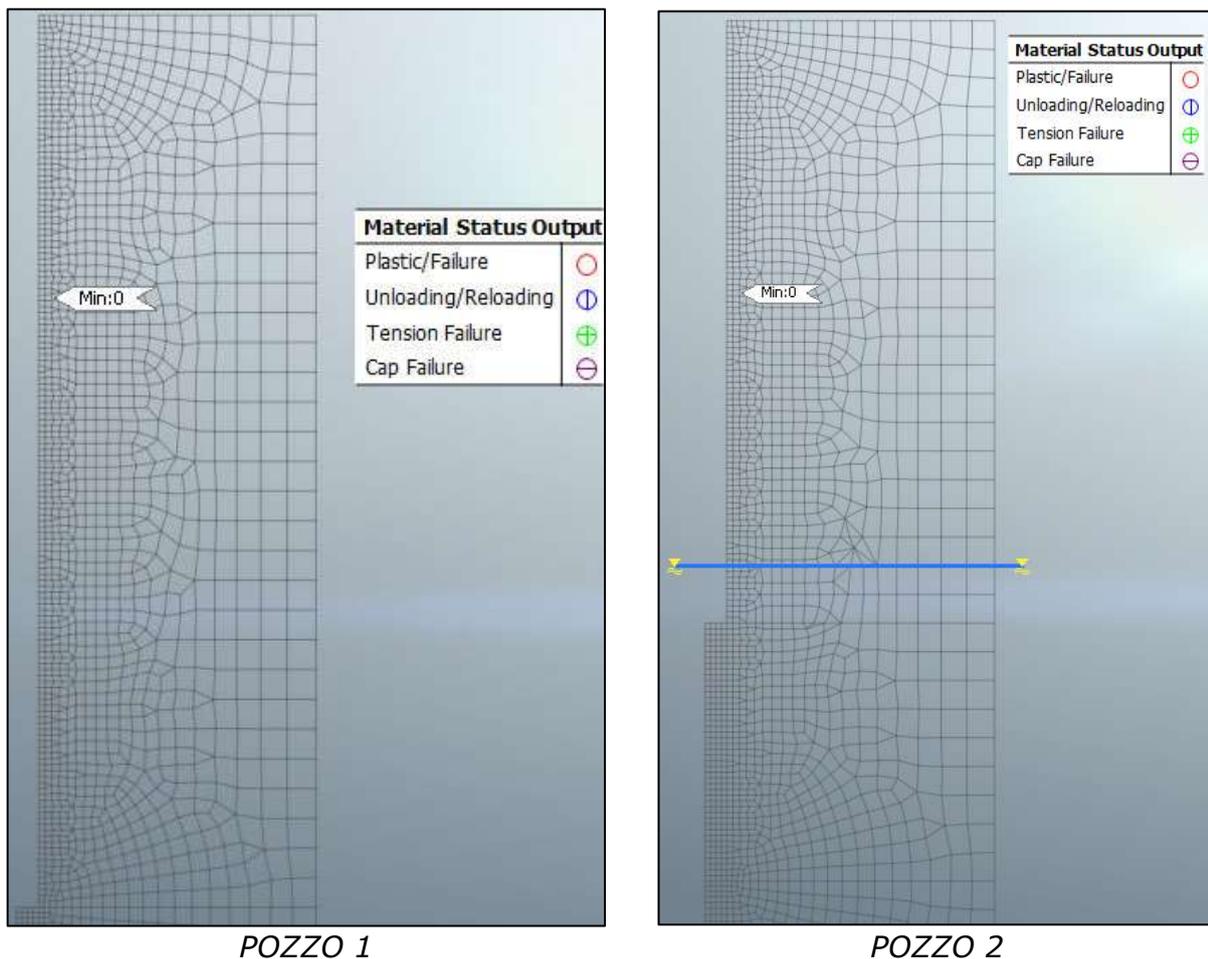
**Figura 10.15 – Plasticizzazioni dell’ammasso nell’intorno dello scavo ( $k_0=1.0$ )**



**Figura 10.16 – Spostamenti totali  $T_{tot}$  al termine delle fasi di scavo ( $k_0=1.5$ )**

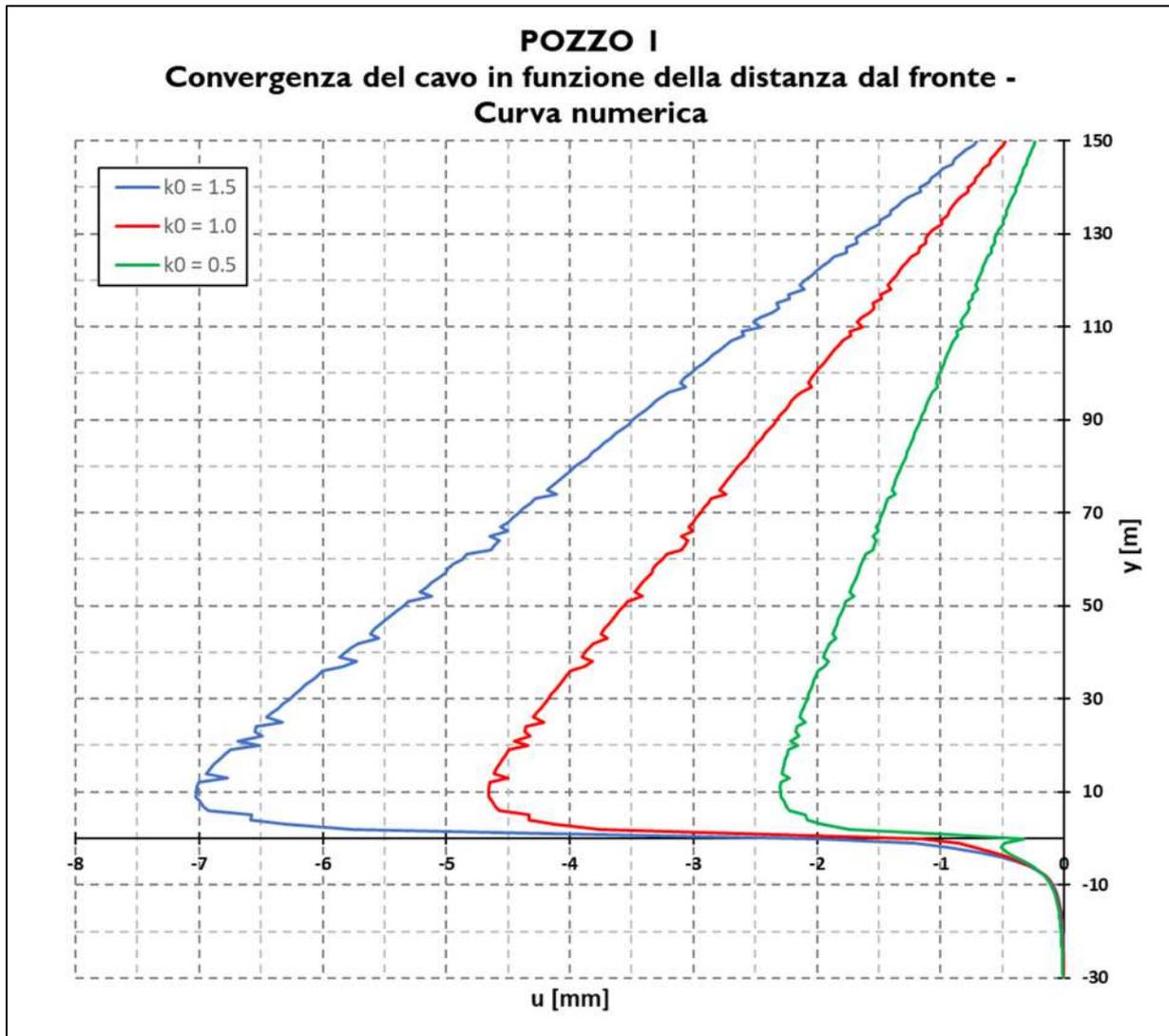


**Figura 10.17 – Spostamenti orizzontali  $T_x$  al termine delle fasi di scavo ( $k_0=1.5$ )**

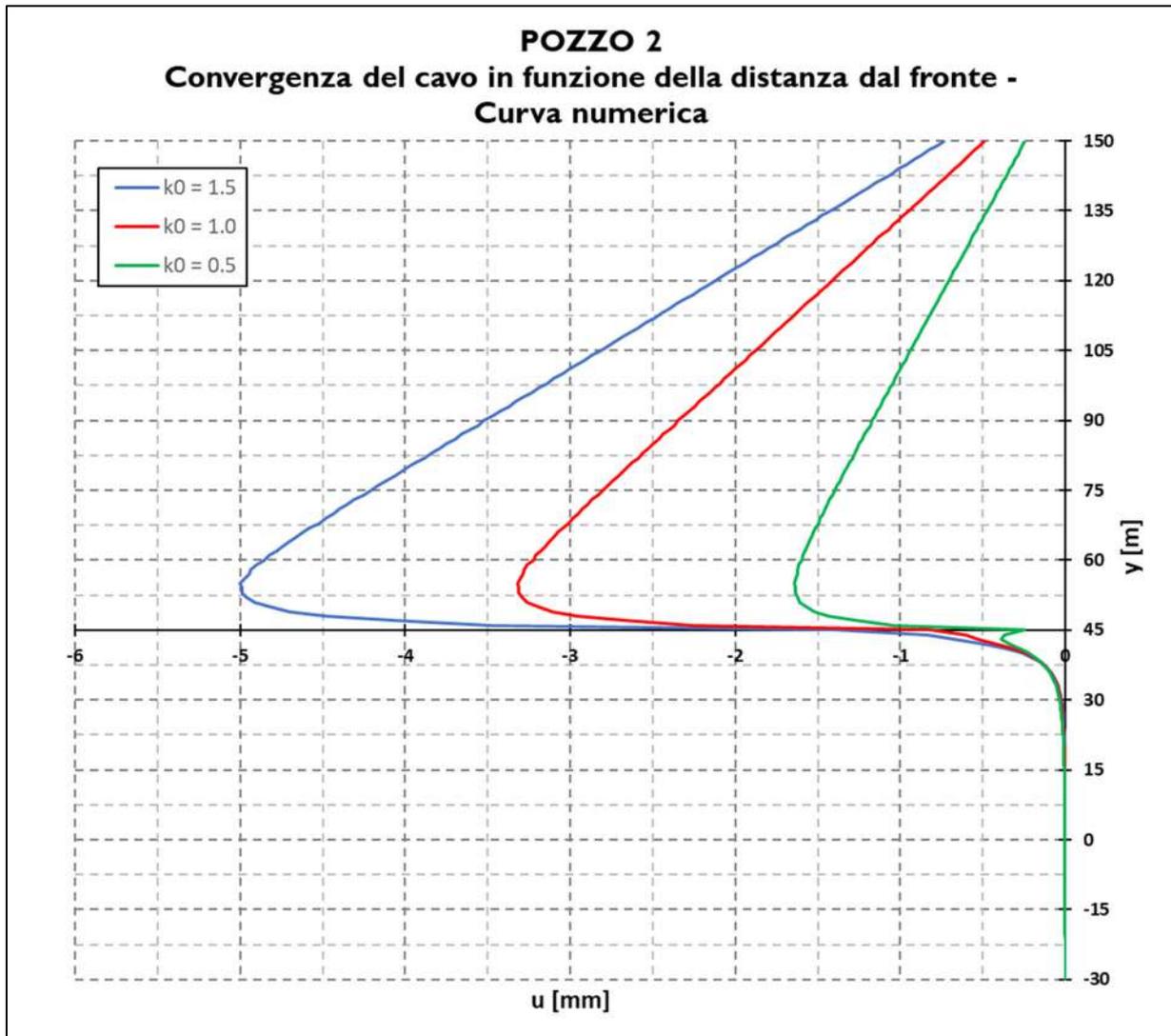


**Figura 10.18 – Plasticizzazioni dell’ammasso nell’intorno dello scavo ( $k_0=1.5$ )**

Dai risultati se ne deduce che il comportamento dell’ammasso in ogni punto (ad esclusione del fronte) rimane elastico. I valori di spostamento orizzontale calcolati crescono con la profondità, in virtù della variazione crescente di carico tensionale agente. I valori di spostamento radiale del cavo sono stati poi riportati in funzione della distanza dal fronte, per ricostruire per via numerica la LDP. Il fondo dello scavo è posto a  $y=0\text{m}$  nel pozzo 1 e a  $y=45\text{m}$  nel pozzo 2.



**Figura 10.19 – Pozzo di dissipazione 1: curve di convergenza del cavo in fase di diagnosi per valori del coefficiente di spinta pari a  $k_0=0.5$ ,  $k_0=1.0$  e  $k_0=1.5$ .**



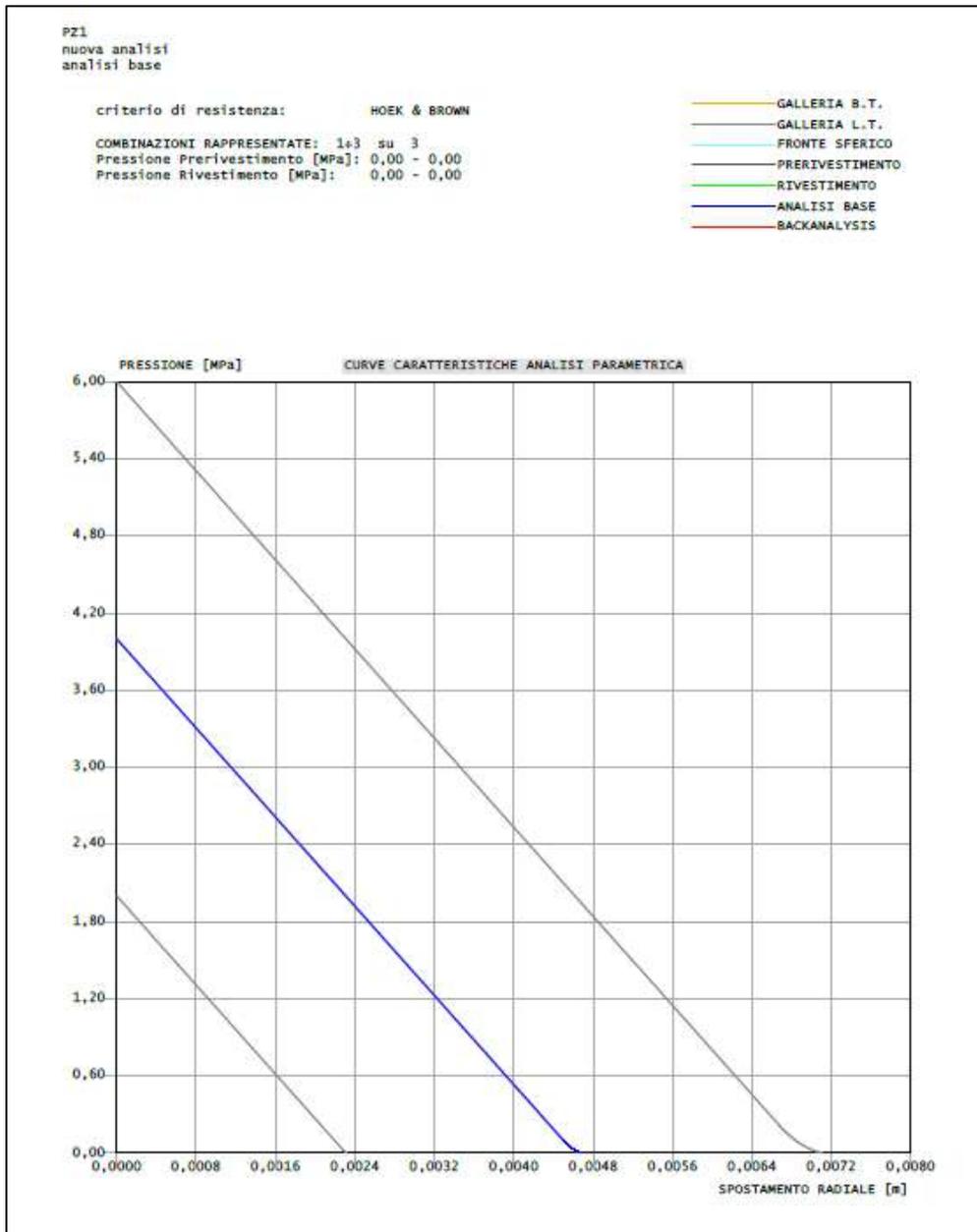
**Figura 10.20 – Pozzo di dissipazione 2: curve di convergenza del cavo in fase di diagnosi per valori del coefficiente di spinta pari a  $k_0=0.5$ ,  $k_0=1.0$  e  $k_0=1.5$ .**

Dal riesame critico dei risultati è possibile osservare che:

- Per il pozzo 1 la distribuzione degli spostamenti assume valore massimo per una sezione posta a circa 10m dalla quota di fondo scavo. In valore assoluto, lo spostamento massimo atteso si verifica nel caso di coefficiente di spinta  $k_0=1.5$  e vale 7 mm.
- Per il pozzo 2 la distribuzione degli spostamenti assume valore massimo per una sezione posta a circa 10m dal fronte finale del pozzo, in prossimità della quota di falda. In valore assoluto, lo spostamento massimo atteso si verifica nel caso di coefficiente di spinta  $k_0=1.5$  e vale 5 mm.

Pertanto, la sezione su cui sarà condotto il dimensionamento è quella relativa al pozzo di dissipazione 1, posta a circa 10 m da fondo scavo, che presenta una convergenza maggiore. Il valore della tensione orizzontale agente  $\sigma_0$ , alla sezione indicata, è pari a circa 2 MPa, 4MPa e 6MPa, rispettivamente per i valori di coefficiente di spinta  $k_0 = 0.5$ ,  $k_0=1.0$  e  $k_0 = 1.5$ . I risultati ottenuti possono essere estesi anche al pozzo di dissipazione 2.

La diagnosi è condotta per vari livelli tensionali ( $k_0 = 0.5$ ,  $k_0 = 1.0$  e  $k_0 = 1.5$ ) utilizzando per coerenza un legame costitutivo alla Hoek & Brown; si osserva che, in tutti e tre i casi, il comportamento esibito dall’ammasso per effetto del detensionamento risulta lineare per quasi l’intero scarico. La curva di convergenza del cavo presenta il ramo a comportamento plastico per valori dello scarico tensionale prossimo al 100% (ossia per valori del coefficiente di rilascio tensionale prossimo allo zero).



**Figura 10.21– Curve di convergenza del cavo in fase di diagnosi per valori del coefficiente di spinta pari a  $k_0 = 0.5$ ,  $k_0=1.0$  e  $k_0 = 1.5$ .**

Per la sezione calcolata si valuta il comportamento atteso.

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI DIAGNOSI																		
Sezione	C [m]	Formazione Geologica	R <sub>m</sub> [m]	H/D	U <sub>rad</sub> [cm]	R <sub>pl</sub> [m]	R <sub>pl</sub> /R <sub>m</sub>	U <sub>Fronte</sub> [cm]	U <sub>Fronte</sub> /R <sub>m</sub>	R <sub>pl,Fronte</sub> [m]	R <sub>pl,Fronte</sub> /R <sub>m</sub>	S <sub>0</sub> [Mpa]	φ [°]	c [Mpa]	σ <sub>c</sub> [MPa]	p <sub>c</sub> [Mpa]	σ <sub>c</sub> / p <sub>c</sub>	Comportamento
H=140m	140	MAI	3,75	18,7	0,7	3,82	1,02	0,13	0,03%	3,77	1,01	6,00	40,0	0,60	2,57	1,26	2,0	A

Pertanto, per la sezione considerata maggiormente sfavorevole e rappresentativa dell’opera in progetto, si attende una risposta allo scavo di tipo A.

## 10.4 Fase di terapia

Sulla base delle analisi condotte nella fase di diagnosi, si presentano gli aspetti che hanno guidato la definizione degli interventi, allo scopo di garantire condizioni di stabilità delle pareti del cavo. Si descrivono le sezioni tipo di avanzamento e i criteri di applicazioni delle sezioni.

### 10.4.1 Tipologia di intervento in fase costruttiva

Anche a fronte di una risposta attesa dall’ammasso di tipo A, viste le profondità di scavo e i potenziali pericoli di locali instabilità del cavo e per ridurre la probabilità di venute d’acqua, si prevede la realizzazione di interventi di consolidamento con iniezioni cementizie del contorno del cavo attraverso il trattamento di una corona di ammasso di spessore pari a 3 metri, che saranno realizzate subito a valle di ciascuno sfondo. Le iniezioni saranno effettuate a partire da perforazioni radiale ad interasse planimetrico ed altimetrico di 2.00 m. Nel caso in cui le iniezioni cementizie non riescano a limitare completamente le venute d’acqua (previste nella zona terminale dello scavo del pozzo PZ2), all’interno dello scavo si predisporrà l’utilizzo di pompe di aggettamento per la gestione delle portate al fine di mantenere all’asciutto lo scavo stesso. Per quanto riguarda la stima preliminare della portata attesa all’interno dello scavo, tenendo in considerazione dei tratti iniettati con miscela cementizie durante le fasi di ribasso del fondo ed il massico carico idraulico atteso pari a 10 m, si determinano i seguenti valori per le portate di picco e stazionarie.

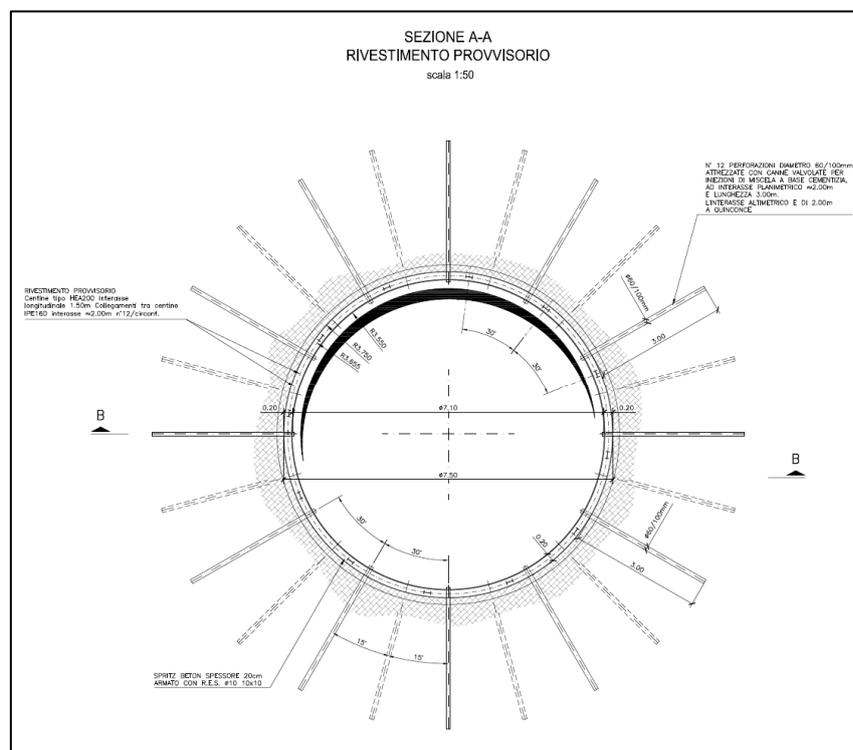
Le portate calcolate saranno gestite durante lo scavo ed allontanate.

**VALUTAZIONE DELLA PORTATA IN INGRESSO PER GALLERIE SOTTO FALDA (Goodman et al. 1965)**

D	7.5	m	Diametro Pozzo
C	120	m	Copertura
H	10	m	Carico piezometrico massimo
L	2	m	Lunghezza tratto
$k_e$	1.00E-03	cm/s	Permeabilità equivalente
$R_e$	75	m	Raggio d'estinzione del flusso idraulico
$F_{S2}$	2.1	-	Indice per la determinazione flusso stazionario (metodo analitico)
$Q_{S2}$	0.4	l/s	Portata stazionaria flusso stazionario (metodo analitico)
$Q_{h2}$	1.5	l/s	Portata transitoria (metodo analitico)

**Figura 10.22– Stima delle portate attese durante lo scavo del pozzo di dissipazione PZ2.**

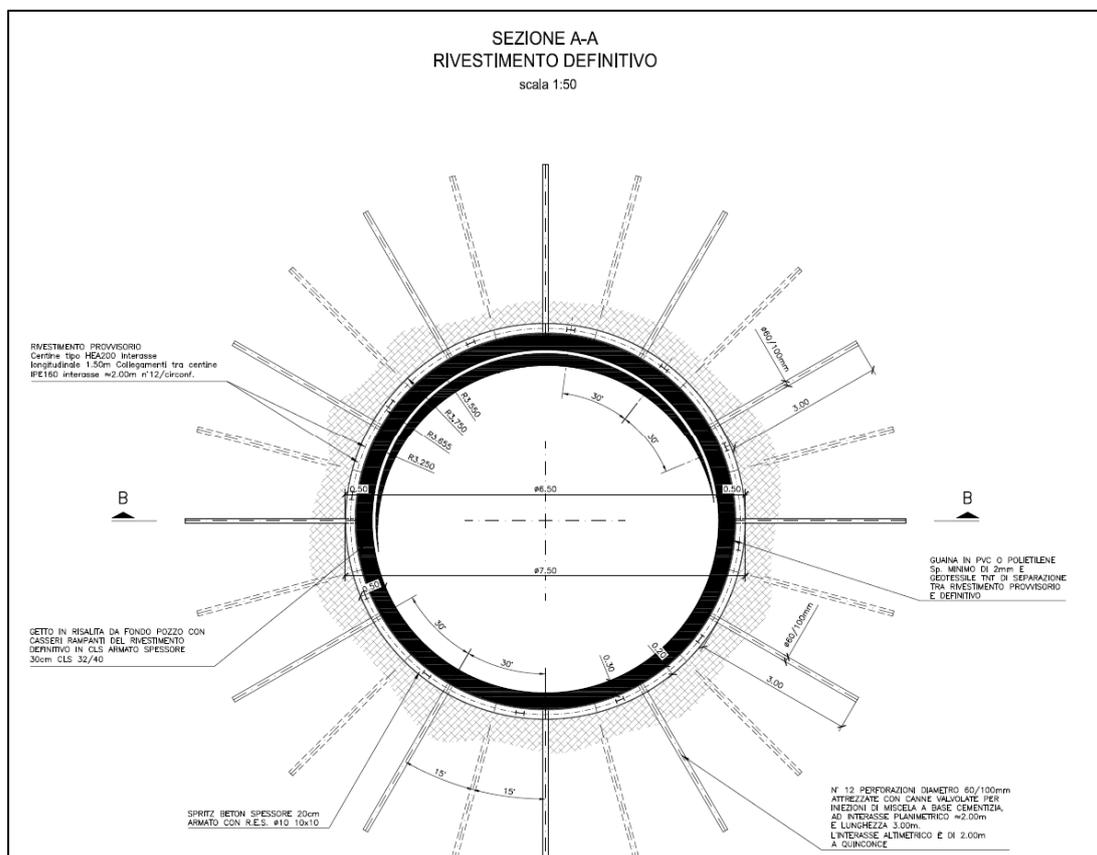
A valle del trattamento radiale del cavo, sarà possibile l'installazione del rivestimento provvisorio a 1.50m dal fondo scavo, composto da travi anulari HEA200 e spritz-beton spessore 20 cm armato con doppia r.e.s.  $\Phi 10$  10x10.



**Figura 10.23– Interventi di consolidamento radiale del cavo e rivestimento provvisorio**

Il rivestimento definitivo, dello spessore di 30cm sarà realizzato in risalita con l’ausilio di casseri rampanti. Durante il getto di risalita saranno inoltre alloggiati in posizione le tubazioni interne ed inghisati gli interpiani in carpenteria metallica.

Gli interventi sono riportati negli elaborati grafici corrispondenti, in cui sono esplicitate anche le fasi realizzative ipotizzate. Ai fini dei calcoli svolti, a favore di sicurezza, si è trascurato il miglioramento meccanico dell’ammasso nelle zone di corona trattata con iniezioni.



**Figura 10.24– Rivestimento definitivo del cavo di spessore 30 cm.**

### 10.4.2 Verifica con il metodo delle curve caratteristiche

Viste le fasi costruttive, che prevedono la realizzazione in risalita del rivestimento definitivo, si dimensiona il rivestimento provvisorio per assorbire l’intero scarico tensionale residuo dell’ammasso.

Di seguito si riportano le caratteristiche di resistenza del rivestimento provvisorio e i valori di modulo elastico e spessore omogeneizzato utilizzato per il calcolo.

#### **DATI SPRITZ-BETON**

Sezione	<b>PZ1</b>		
S <sub>SB</sub>	<b>20</b>	cm	Spessore Spritz-Beton
CLS	<b>25/30</b>	-	Classe resistenza calcestruzzo proiettato
R <sub>ck</sub>	<b>30</b>	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo proiettato a 28 giorni
f <sub>ck</sub>	<b>24,9</b>	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo proiettato a 28 giorni
R <sub>ck,rid</sub>	<b>12</b>	MPa	Resistenza cubica ridotta caratteristica a compressione del calcestruzzo proiettato rispetto al valore a 28 giorni
f <sub>ck,rid</sub>	<b>9,96</b>	MPa	Resistenza cilindrica ridotta caratteristica a compressione del calcestruzzo proiettato rispetto al valore a 28 giorni
γ <sub>CLS</sub>	<b>1,6</b>	-	Coefficiente parziale materiali
f <sub>cd,rid</sub>	<b>6,2</b>	MPa	Resistenza cilindrica di progetto a compressione del calcestruzzo proiettato rispetto al valore a 28 giorni
f <sub>cm</sub>	<b>32,9</b>	MPa	Resistenza a compressione cilindrica media
E <sub>SB,28</sub>	<b>31,4</b>	GPa	Modulo elastico del calcestruzzo proiettato a 28 giorni
E <sub>SB,Ayan</sub>	<b>10,8</b>	GPa	Modulo elastico del calcestruzzo proiettato in funzione del tempo della messa in opera [Ayan et Al.] 1 giorno
E <sub>SB,Sezaky</sub>	<b>10,4</b>	GPa	Modulo elastico del calcestruzzo proiettato in funzione del tempo della messa in opera [Sezaky et Al.] 1 giorno
E <sub>SB,Pottler</sub>	<b>18,9</b>	GPa	Modulo elastico del calcestruzzo proiettato in funzione del tempo della messa in opera [Pottler et Al.] 1 giorno
E <sub>SB,rid</sub>	<b>10,4</b>	GPa	Modulo elastico calcestruzzo proiettato di calcolo

#### **DATI CENTINE**

Profilo	<b>HEA200</b>		Profilo della centina
Tipo	<b>S275</b>		Tipo di acciaio
E <sub>acc</sub>	<b>210</b>	GPa	Modulo elastico acciaio
γ <sub>acc</sub>	<b>1,05</b>	-	
n	<b>1</b>		Numero centine accoppiate
d	<b>1,5</b>	m	Passo delle centine
I	<b>3692</b>	cm <sup>3</sup>	Inerzia singola centina
A	<b>53,83</b>	cm <sup>2</sup>	Area singola centina
I <sub>cen</sub>	<b>2461,3</b>	cm <sup>3</sup> /m	Inerzia delle centine al metro
A <sub>cen</sub>	<b>35,9</b>	cm <sup>2</sup> /m	Area delle centine al metro

#### **RISULTATI**

S <sub>eq</sub>	<b>22,6</b>	cm	Spessore Equivalente
E <sub>eq</sub>	<b>12,4</b>	GPa	Modulo Elastico Equivalente

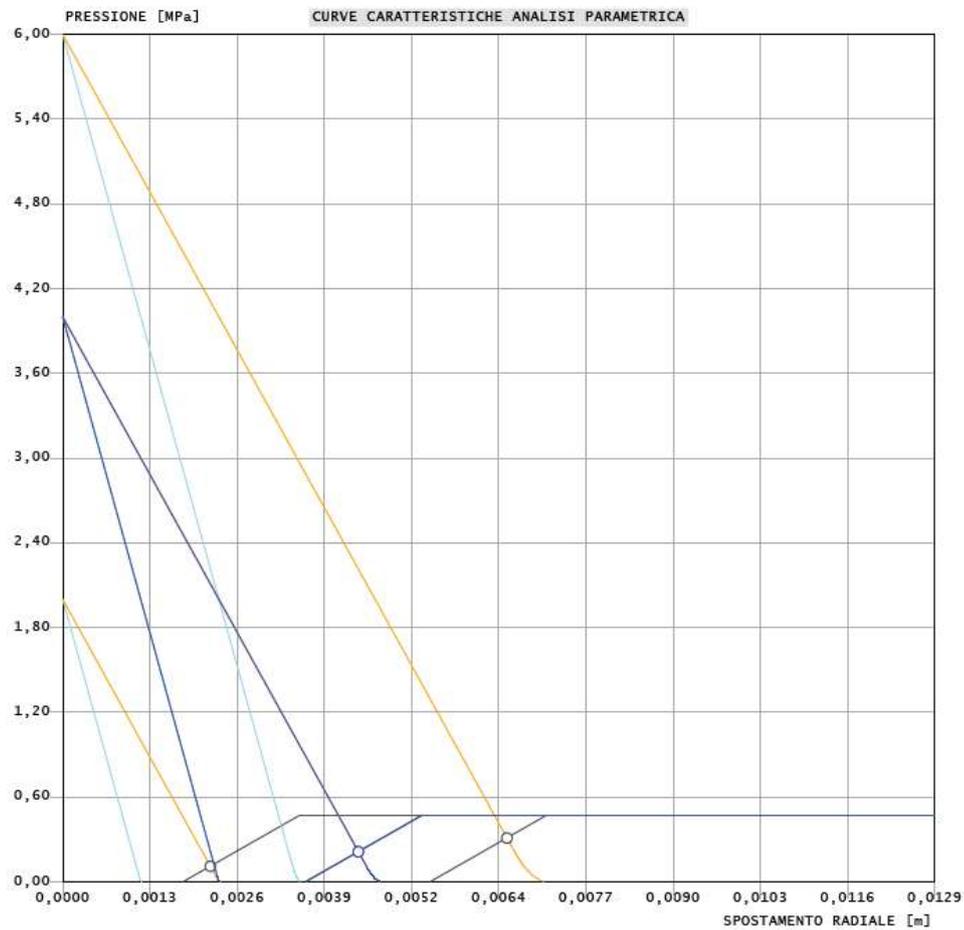
I risultati proposti sono valutati per valori di  $k_0 = 0.5$ ,  $k_0=1.0$ ,  $k_0 = 1.5$ .

PZ1  
nuova analisi  
analisi base

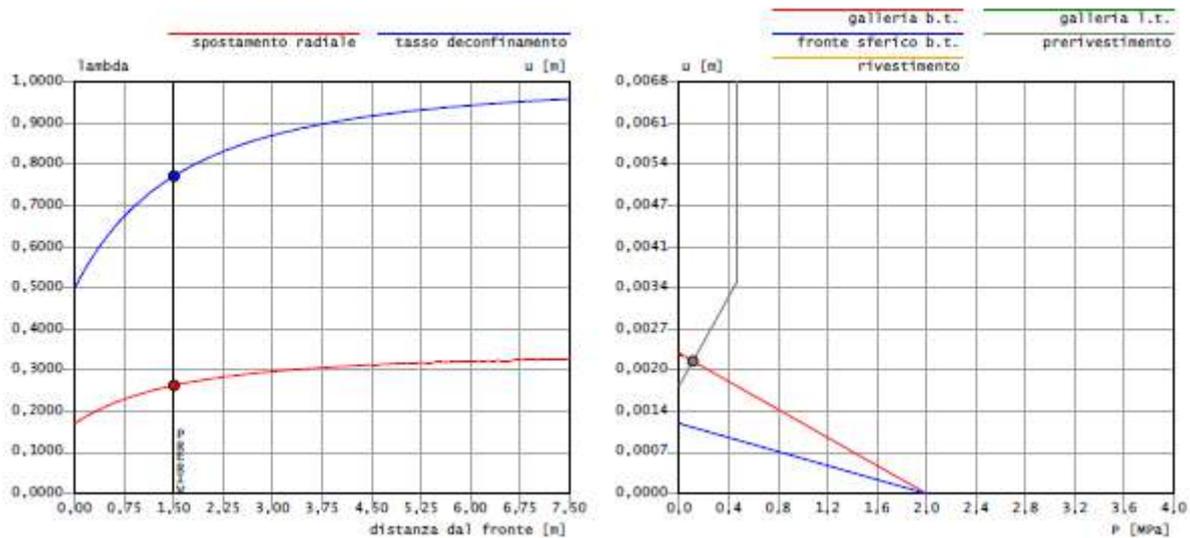
criterio di resistenza: HOEK & BROWN

COMBINAZIONI RAPPRESENTATE: 1÷3 su 3  
Pressione Prerivestimento [MPa]: 0,11 - 0,31  
Pressione Rivestimento [MPa]: 0,00 - 0,00

— GALLERIA B.T.  
— GALLERIA L.T.  
— FRONTE SFERICO  
— PRERIVESTIMENTO  
— RIVESTIMENTO  
— ANALISI BASE  
— BACKANALYSIS



**Figura 10.25– Curve convergenza-confinamento al variare di  $k_0$**



PZ1  
nuova analisi  
analisi base

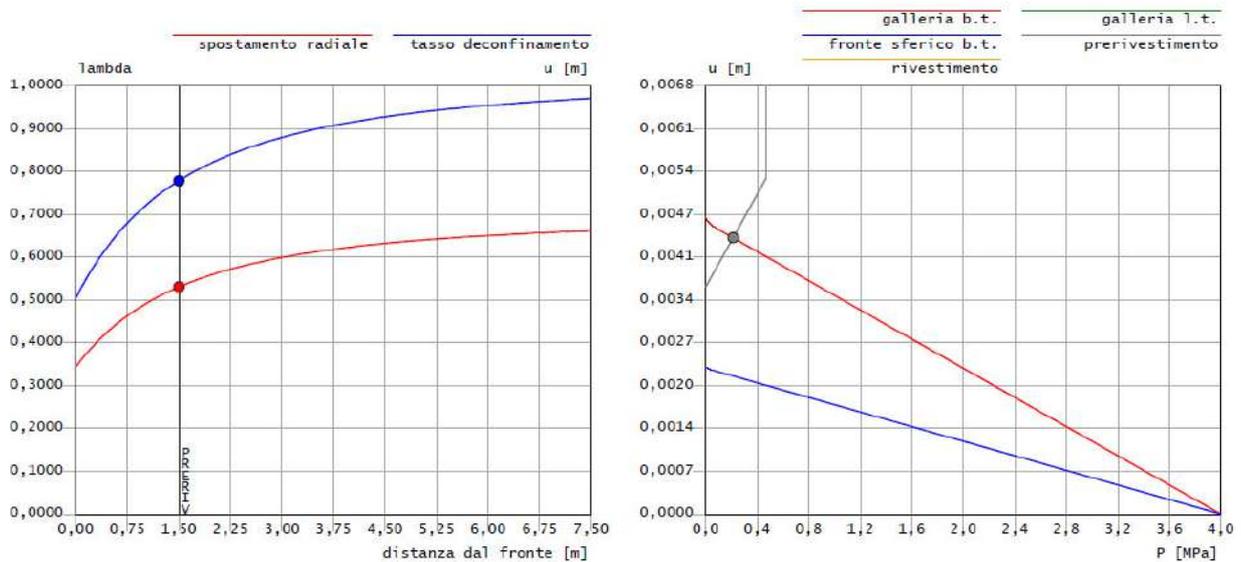
tipo di analisi: CALCOLO ACCOPPIATO FRONTE-GALLERIA: Panet-Guenot  
calcolo curve caratteristiche: SOLUZIONI CHIUSE  
sagoma prerivestimento: ANELLO CHIUSO  
diametro della galleria [m]: 7,5

PARAMETRI ROCCIA  
E: 3900 MPa NI: 0.2 GAMMA: 0 kN/m<sup>3</sup> SIGMAD: 2 MPa  
Tipo di criterio di resistenza: HOEK E BROWN

RESISTENZA A BREVE TERMINE  
m picco: 8  
s picco [MPa]: 0.000513  
m residuo [°]: 8  
s residuo [MPa]: 0.000513  
signaci [MPa]: 75  
PSI/PHI: 0

PRERIVESTIMENTO  
Spritz Beton spessore 0.225 m resistenza 6.2 MPa centine sezione 0.006424 m<sup>2</sup> passo 1.5 m resistenza 239 MPa  
Spostamento radiale prerivestimento circolare chiuso: 0,00040  
Tensioni prerivestimento circolare chiuso: spritz-beton 1,4 MPa centine 22,4 MPa

**Figura 10.26– Focus curve convergenza-confinamento per  $k_0 = 0.5$**



PZ1

nuova analisi  
analisi base

tipo di analisi: CALCOLO ACCOPPIATO FRONTE-GALLERIA: Panet-Guenot  
calcolo curve caratteristiche: SOLUZIONI CHIUSE  
sagoma prerivestimento: ANELLO CHIUSO  
diametro della galleria [m]: 7,5

PARAMETRI ROCCIA

E: 3900 MPa NI: 0.2 GAMMA: 0 kN/m3 SIGMA0: 4 MPa

Tipo di criterio di resistenza: HOEK E BROWN

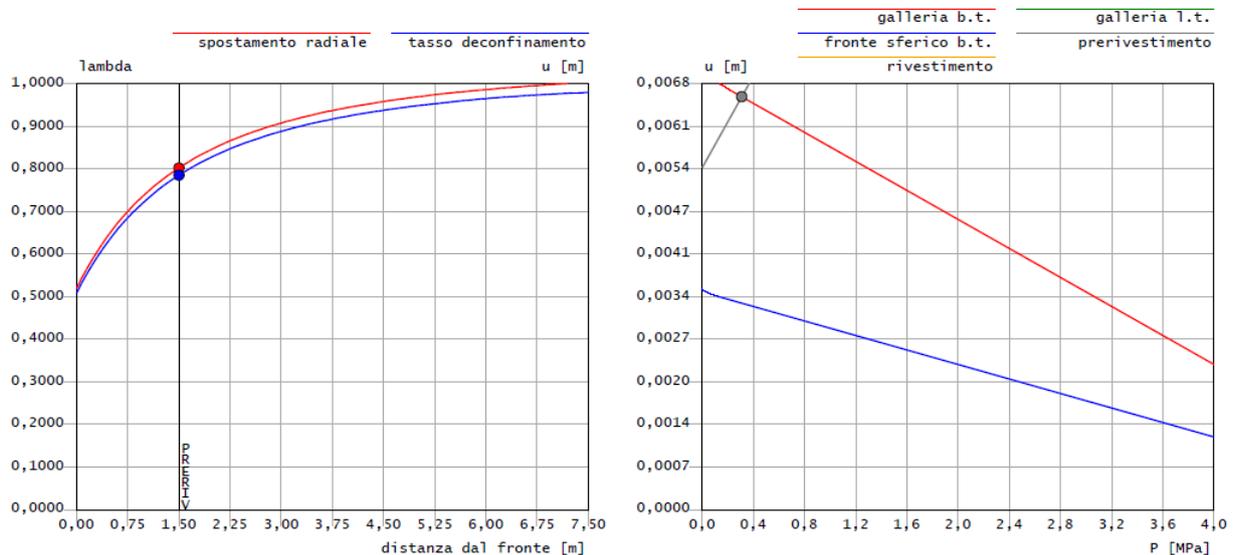
RESISTENZA A BREVE TERMINE

m picco: 8  
s picco [MPa]: 0.000513  
m residuo [°]: 8  
s residuo [MPa]: 0.000513  
sigmaci [MPa]: 75  
PSI/PHI: 0

PRERIVESTIMENTO

Spritz Beton spessore 0.225 m resistenza 6.2 MPa centine sezione 0.006424 m2 passo 1.5 m resistenza 239 MPa  
Spostamento radiale prerivestimento circolare chiuso: 0,00078  
Tensioni prerivestimento circolare chiuso: spritz-beton 2,8 MPa centine 43,6 MPa

**Figura 10.27– Focus curve convergenza-confinamento per  $k_0 = 1.0$**



PZ1  
nuova analisi  
analisi base

tipo di analisi: CALCOLO ACCOPPIATO FRONTE-GALLERIA: Panet-Guenot  
calcolo curve caratteristiche: SOLUZIONI CHIUSE  
sagoma prerivestimento: ANELLO CHIUSO  
diametro della galleria [m]: 7,5

PARAMETRI ROCCIA

E: 3900 MPa NI: 0.2 GAMMA: 0 kN/m<sup>3</sup> SIGMA0: 6 MPa

Tipo di criterio di resistenza: HOEK E BROWN

RESISTENZA A BREVE TERMINE

m picco: 8  
s picco [MPa]: 0.000513  
m residuo [°]: 8  
s residuo [MPa]: 0.000513  
sigmaci [MPa]: 75  
PSI/PHI: 0

PRERIVESTIMENTO

Spritz Beton spessore 0.225 m resistenza 6.2 MPa centine sezione 0.006424 m<sup>2</sup> passo 1.5 m resistenza 239 MPa  
Spostamento radiale prerivestimento circolare chiuso: 0,00113  
Tensioni prerivestimento circolare chiuso: spritz-beton 4,1 MPa centine 63,5 MPa

**Figura 10.28– Focus curve convergenza-confinamento per  $k_0 = 1.5$**

## **10.5 Verifica con metodi numerici agli elementi finiti**

Nei seguenti paragrafi verranno descritti i modelli di calcolo impiegati per il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivo. In particolare, si svolgerà una sola analisi numerica che simulerà lo scavo.

### *10.5.1 Definizione delle sezioni di calcolo*

La sezione di calcolo analizzata è quella posta a circa 10 m da fondo scavo, sottoposta alla maggiore convergenza.

### *10.5.2 Modelli di calcolo*

Nei seguenti paragrafi verranno descritti i modelli di calcolo impiegati per il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivo. In particolare, è stata svolta la sola analisi numerica per la sezione posta a 10 m dal fondo scavo, con valore del coefficiente di spinta  $k_0$  variabile tra 0.5, 1 e 1.5.

Al fine di definire le condizioni di carico sui rivestimenti (di prima fase e definitivi), è stato fatto ricorso alla modellazione numerica bidimensionale, condotta impiegando il codice di calcolo Midas GTS Nx. In particolare, le modellazioni numeriche effettuate hanno permesso di simulare in maniera approfondita la complessità dell’interazione terreno-struttura. La simulazione dello scavo nelle sue fasi, cercando di rappresentare in maniera più fedele possibile la progressione, permette la definizione del comportamento dell’ammasso e dei carichi sui rivestimenti di prima fase e della distanza di applicazione dal fronte. Il rivestimento definitivo viene posto in opera alla distanza di progetto, gravandosi del carico residuo di sua competenza e del carico che risultava gravante sul sostegno di prima fase, considerato cautelativamente non più resistente nel lungo termine.

Condizioni idrogeologiche

La relazione geologica indica che nella zona in esame l’opera non interferisce con la falda sotterranea.

Parametri geotecnici dell’ammasso e del terreno

Il modello adottato per l’ammasso e per i terreni è quello di Hoek & Brown; nel seguito verranno riportati i parametri di calcolo adottati.

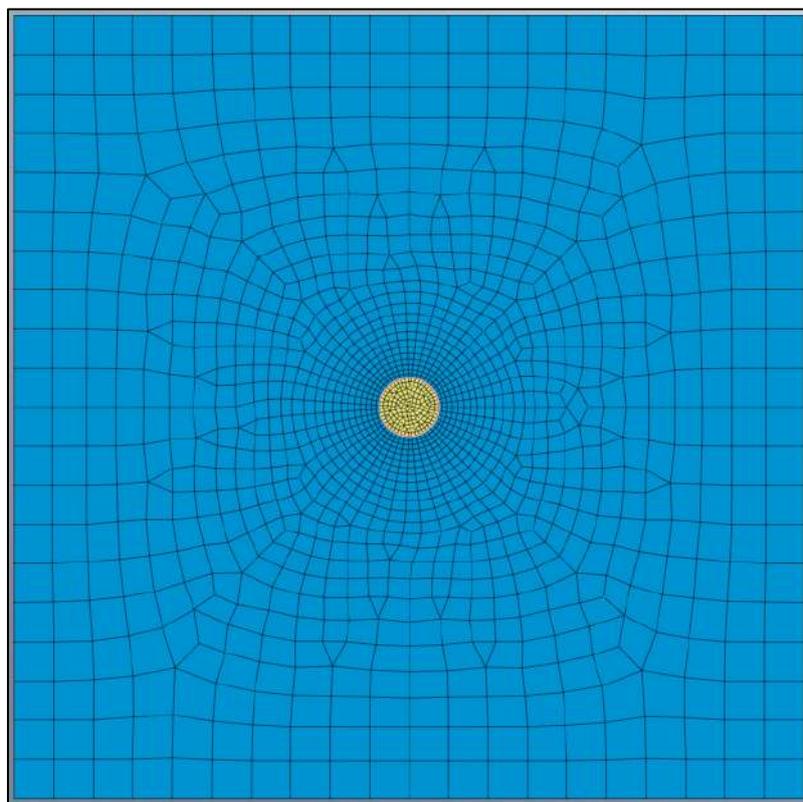
$\gamma$	26,5	kN/m <sup>3</sup>	Peso unità di volume Ammasso Roccioso
$\sigma_c$	75	MPa	Resistenza compressione monoassiale Mat. Roccioso
$m_i$	8,0	-	Costante empirica Mat. Roccioso
GSI	50	-	Geological Strenght index
D	0,7	-	Indice di disturbo
MR	800	-	Rapporto modulo $E_i/\sigma_c$ Mat. Roccioso

Modellazione rivestimenti preliminari e definitivi

Il rivestimento definitivo è stato modellato come un materiale elastico lineare. Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell’elasticità isotropa lineare e richiede due parametri di rigidezza elastici, che sono il modulo di Young E, ed il coefficiente di Poisson  $\nu$ , pari a  $E=30000$  MPa e  $\nu=0.2$ .

Per quanto riguarda i rivestimenti di prima fase si è provveduto ad omogenizzare le centine e lo spritz – beton secondo la formulazione proposta nei paragrafi precedenti. Di seguito è riportato un quadro sinottico delle caratteristiche dei rivestimenti per le diverse sezioni analizzate.

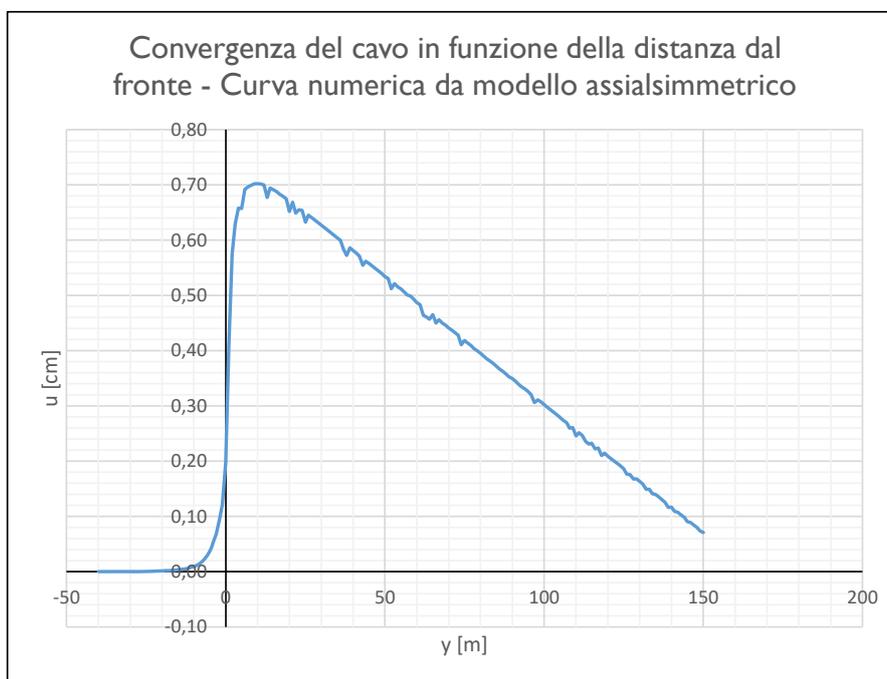
Sezione	CLS Spritz Beton	$E_{SPRITZ}$ [GPa]	$S_{SPRITZ}$ [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	$N_{CEN}$	$E_{CEN}$ [GPa]	$E_{omog}$ [GPa]	$S_{omog}$ [cm]
PZI	25/30	10,4	20	HEA200	S275	1,5	1	210	12,4	23



**Figura 10.29 – Mesh di calcolo 2D**

Fasi e percentuali di rilascio

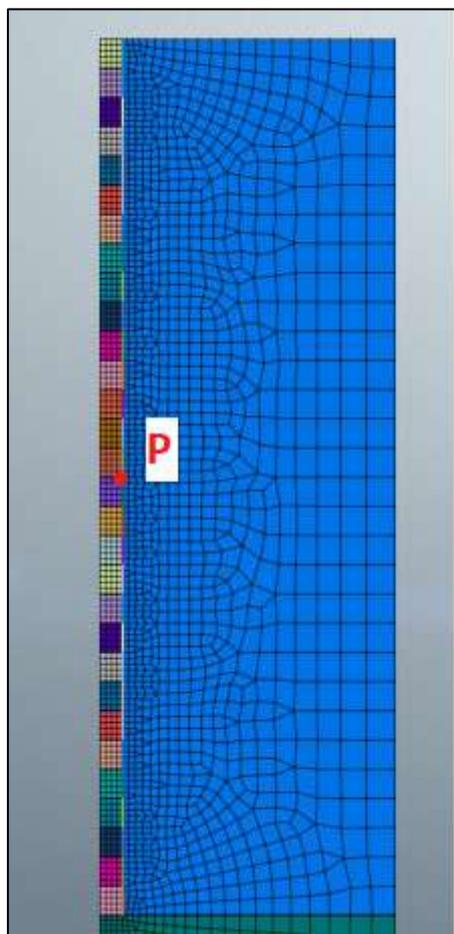
I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi FEM con geometria assialsimmetrica (utilizzando la curva spostamento/distanza fronte ricavata per via numerica) in funzione della distanza, rispetto al fronte di scavo, di installazione del rivestimento provvisorio e definitivo. L’asse  $y$  ha origine alla quota di fondo scavo.



**Figura 10-30 – Curva caratteristica da modello assialsimmetrico ( $k_0=1.5$ )**

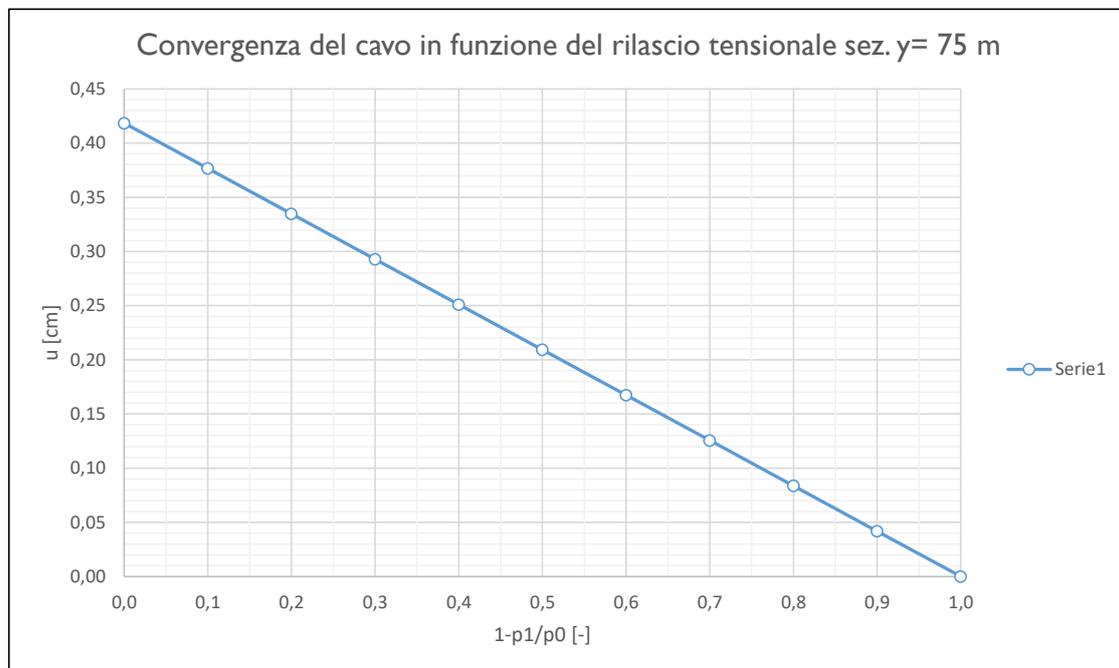
Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo (per  $k_0=1.5$ ) nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

Per la determinazione delle percentuali di rilascio tensionale alla distanza di applicazione dal fronte del rivestimento provvisorio, si provvede alla ricostruzione per via numerica della curva spostamento- rilascio tensionale, per un punto di controllo posto dal fondo scavo del modello ( $y=75m$ ).



**Figura 10.31 – Punto di controllo per la costruzione della curva spostamento-  
rilascio tensionale**

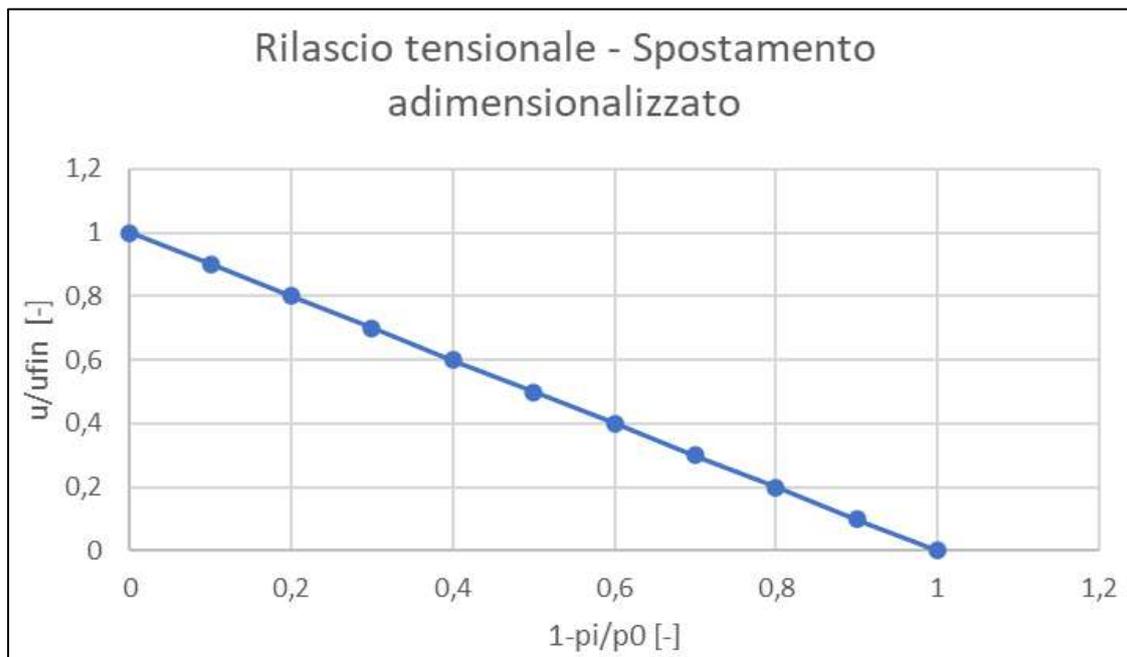
Dato che la curva LDP degli spostamenti longitudinali dello scavo non tende ad un valore asintotico per via del differente stato tensionale cui è sottoposta ciascuna sezione trasversale all’aumentare della profondità, il valore dello spostamento massimo ricavato per rilascio tensionale pari al 100% è inferiore a quello della sezione considerata per il dimensionamento, posta a 10m dal fondo scavo.



**Figura 10-32 – Spostamento del cavo in funzione del rilascio tensionale sez. y=75m**

Si noti infatti, che a rilascio tensionale totale avvenuto, il valore di spostamento ricavato è il medesimo rispetto a quanto riportato per la LDP per la sezione y=75m.

Tuttavia, occorre notare che la risposta dell’ammasso nell’intorno dello scavo esibisce ovunque un comportamento che rimane elastico; pertanto, adimensionalizzando la curva sopra riportata, è possibile ricavare la forma della distribuzione dello spostamento per ogni sezione di scavo.

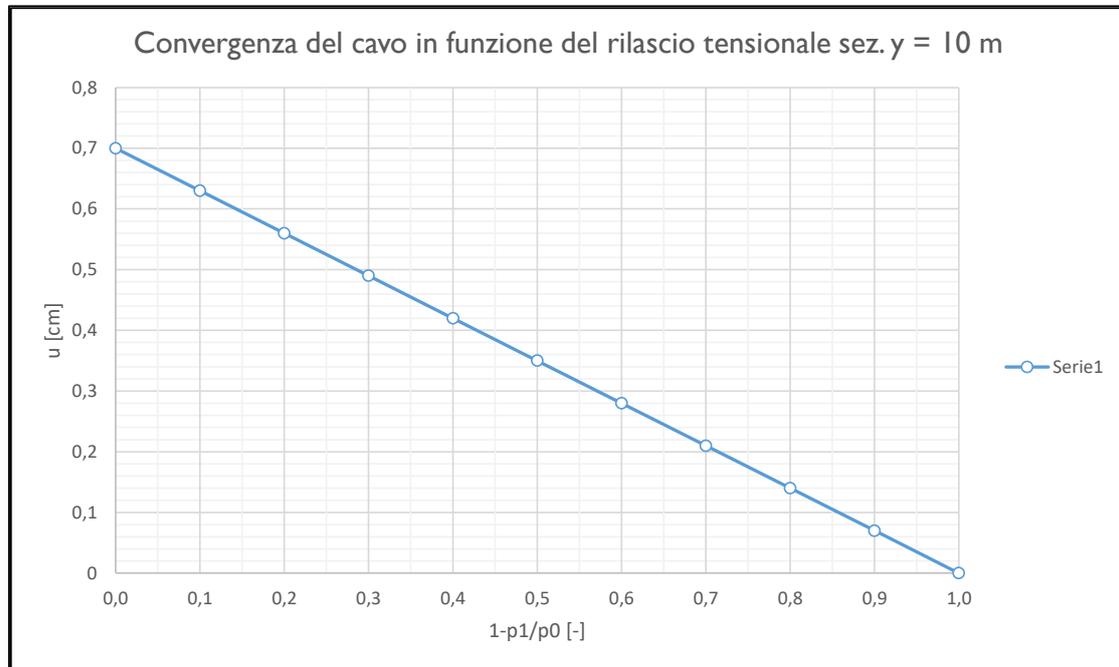


**Figura 10.33 – Curva adimensionalizzata**

Il valore dello spostamento, per  $y=75\text{m}$  (da fondo scavo), nel caso in cui il fronte si trovi 10m avanti rispetto alla sezione di controllo ( $y_{\text{fronte}}=65\text{m}$  da fondo scavo) è pari a 4.08mm che rapportato allo spostamento finale (fronte distante) fornisce un valore del rilascio tensionale pari a ( $u_{\text{fronte}=85\text{m}}/u_{\text{fin}}=4.08\text{mm}/4.18\text{mm}\approx 0.98$ ).

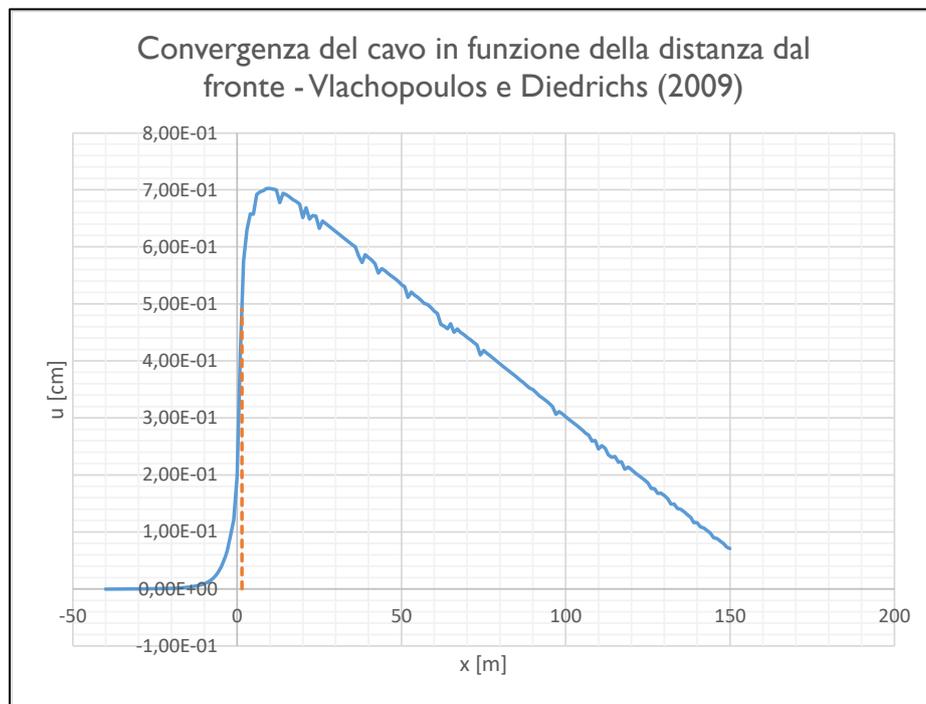
Il valore del rapporto tra gli spostamenti è molto prossimo all’unità, si può quindi assumere che il valore assoluto di spostamento ricavato dalla curva LDP alla quota della sezione di interesse ( $y=10\text{m}$  da fondo scavo) sia già quello massimo.

Il valore massimo esibito dalla LDP per la sezione di analisi è di 7 mm; la curva spostamento – rilascio tensionale è la seguente.

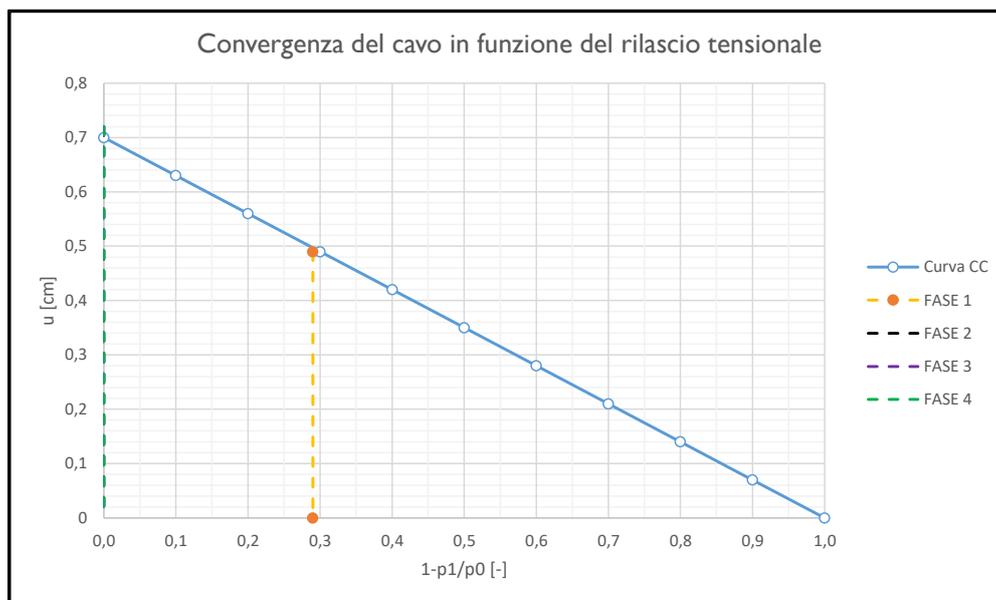


**Figura 10.34 – Convergenza del cavo in funzione del rilascio tensionale sez.  
y=10m**

Considerando una distanza di installazione del rivestimento provvisorio pari a 1.5m dal fronte, si determina il relativo spostamento sulla LDP, cui corrisponde il coefficiente di rilascio tensionale.



**Figura 10.35 – Spostamento orizzontale del cavo valutato sulla LDP per la sez. y=10m**



**Figura 10.36 – Spostamento orizzontale del cavo in funzione del rilascio tensionale sez. y=10m**

<b>TABELLA DELLE FASI</b>					
<b>FASE</b>	<b>INTERVENTO</b>	<b>Distanza di installazione dal fronte [m]</b>	<b><math>u_{conv}</math> [cm]</b>	<b><math>\lambda</math> [-]</b>	<b>Rilascio [%]</b>
FASE 1	Installazione rivestimento di prima	1,5	0,49	0,290	71%
FASE 2	Installazione rivestimento definitivo	-	0,72	0,000	100%
FASE 3	Lungo Termine	-	0,72	0,000	100%
FASE 4	Condizioni sismiche	-	0,72	0,000	100%

**Figura 10.37 – Fasi simulate e relativo rilascio tensionale applicato nel modello 2D al fine di simulare le fasi di scavo sez.  $y=10m$**

Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico

Per effetto della propagazione di onde  $S_h$  verso la superficie topografica, per una sezione trasversale del pozzo, le accelerazioni indotte ad una determinata quota possono assumersi costanti. Pertanto, al modello di calcolo 2D in fase definitiva, per simulare l’azione sismica, sarà applicata una accelerazione orizzontale costante e cautelativamente pari al valore assunto secondo NTC2018 su affioramento roccioso (cat. A) a piano di campagna.

Coord. Geografiche	Long. 12.746632 Lat. 42.261025
Stato Limite	SLV
$T_R$	1898 Anni
$a_g/g$	0,239
$F_0$	2,502
Cat. Sotto Suolo	A
$S_s$	I
Cat. Topografica	TI
$S_T$	I
$a_{Max}/g$	0,239

La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un’analisi pseudostatica applicando delle forze d’inerzia pari al rapporto  $kh=a_{Max}/g$  all’intero modello FEM.

### *10.5.3 Verifiche*

Tenute presenti le modalità di costruzione del pozzo, si dimensiona il rivestimento provvisorio per resistere alle azioni statiche e il rivestimento definitivo per resistere alle azioni sismiche e di lungo periodo.

#### Verifiche del rivestimento di prima fase

Per le verifiche tensionali relative ai rivestimenti di prima fase vengono utilizzate le sollecitazioni calcolate durante gli step di calcolo effettuati nei modelli numerici, assumendo un diverso valore di modulo elastico per lo spritz beton a seconda della maturazione dello stesso. Il fattore di omogeneizzazione tra acciaio e spritz beton è stato assunto pari al reale rapporto tra i moduli elastici dei materiali: risulta quindi variabile in funzione della maturazione del calcestruzzo.

In particolare, il diagramma relativo al prerinvestimento viene costruito considerando una sezione in calcestruzzo armato di spessore pari allo spessore di spritz beton e un’armatura pari all’area delle ali della centina (AFTES “Recommendations for the Design of sprayed concrete for underground” – 09/11/2000).

Secondo la normativa adottata, le verifiche sono soddisfatte se:

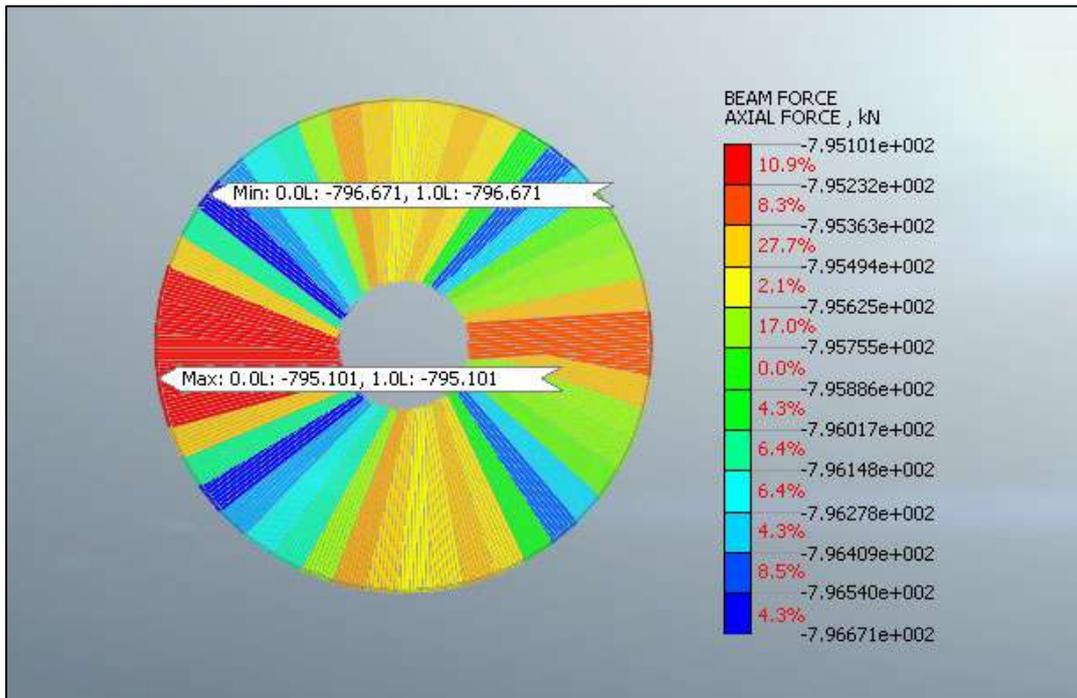
$$\sigma_c \leq \sigma_{amm}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{amm}$$

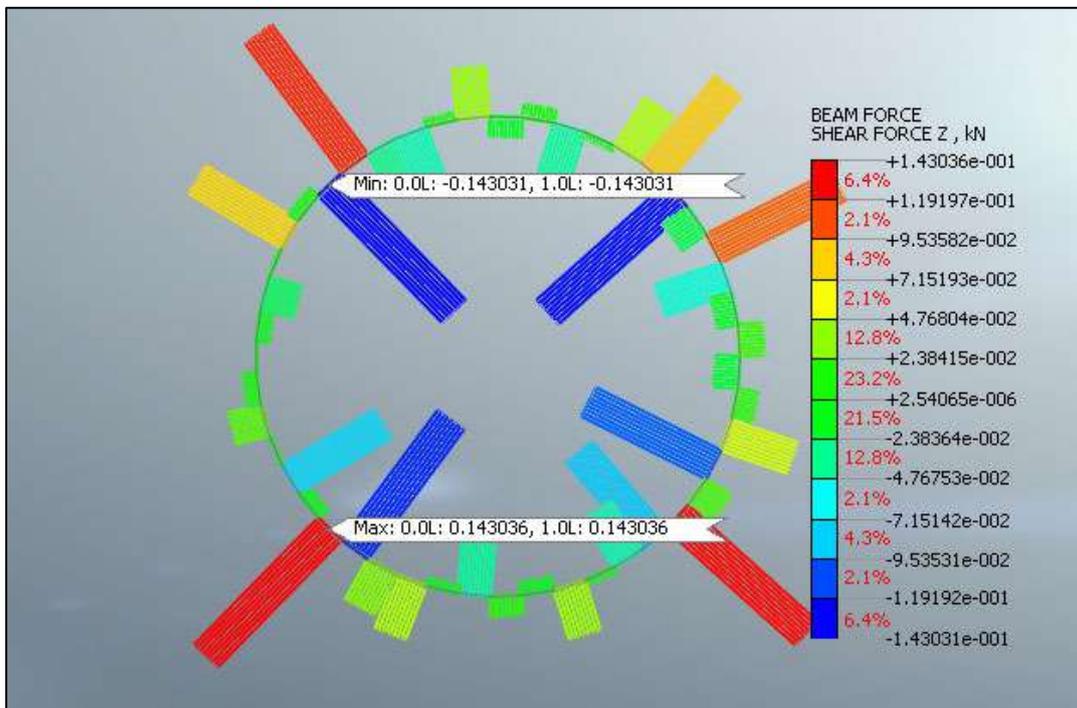
Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, si assume in via cautelativa che queste devono essere affidate unicamente alle anime delle centine ( $A_{tw}$ ), senza alcun contributo da parte dello spritz-beton.

La verifica verrà quindi fatta valutando che la  $\tau$  dovuta all’azione di taglio sia inferiore al valore ammissibile.

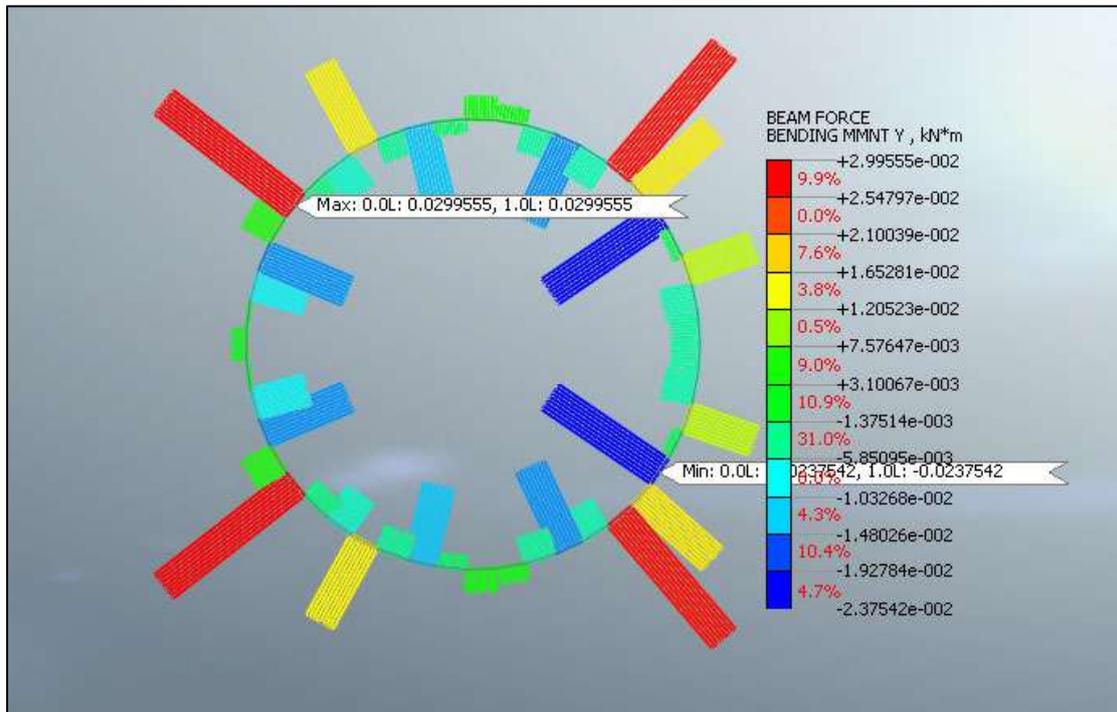
$$\tau = T / A_{tw} \leq \tau_{amm}$$



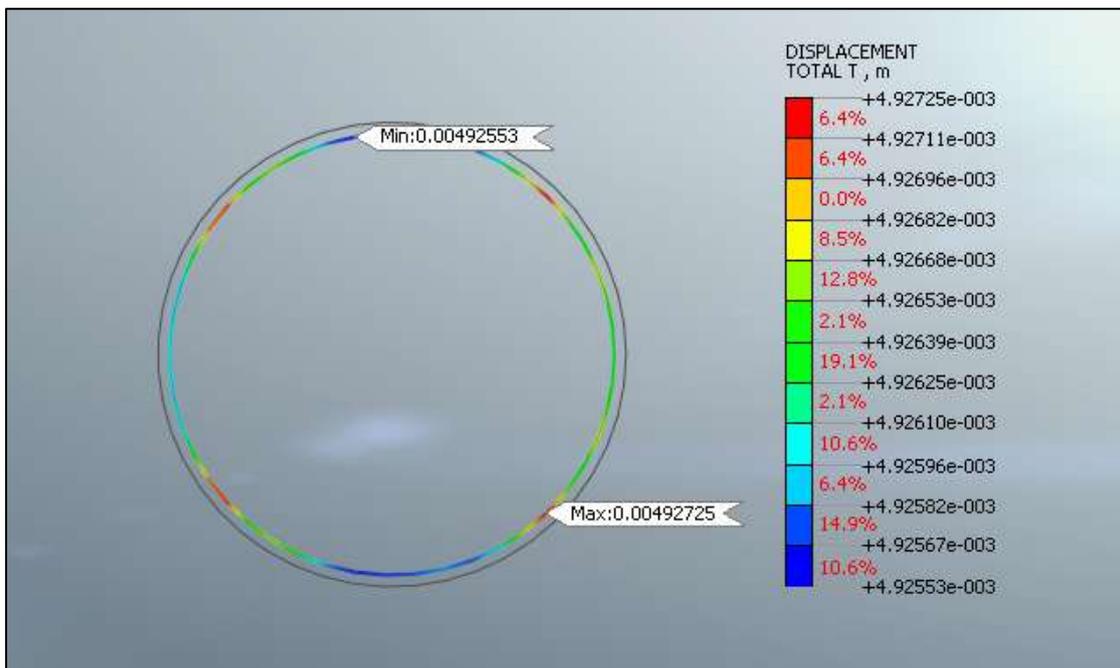
**Figura 10.38 – Sforzo assiale - Statica ( $k_0=1.5$ )**



**Figura 10.39 – Sforzo di taglio – Statica ( $k_0=1.5$ )**



**Figura 10.40 – Momento flettente – Statica ( $k_0=1.5$ )**

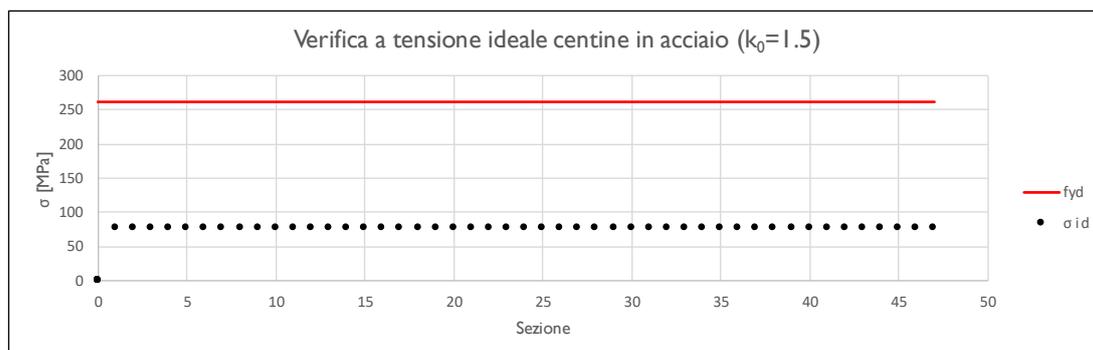
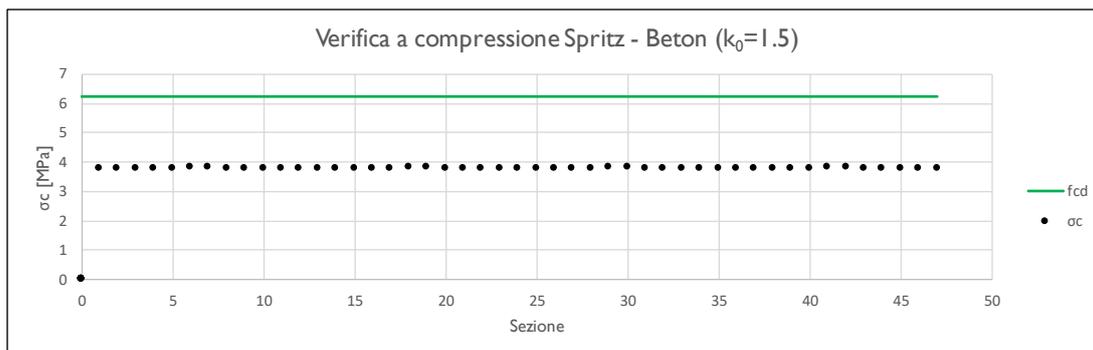


**Figura 10.41 – Deformata - Statica ( $k_0=1.5$ )**

Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine che sullo spritz beton unicamente le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.

Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 MPa) e dell’acciaio (261.1 MPa) risultano superiori a quelle di calcolo.

Sezione	CLS Spritz Beton	$E_{SPRITZ}$ [GPa]	$s_{SPRITZ}$ [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	$N_{CEN}$	$E_{CEN}$ [GPa]	$W_{CEN}$ [cm <sup>4</sup> ]	$A_{CEN}$ [cm <sup>2</sup> ]
Medium	25/30	10,4	20	HEA200	S275	1,5	1	210	388,6	53,83

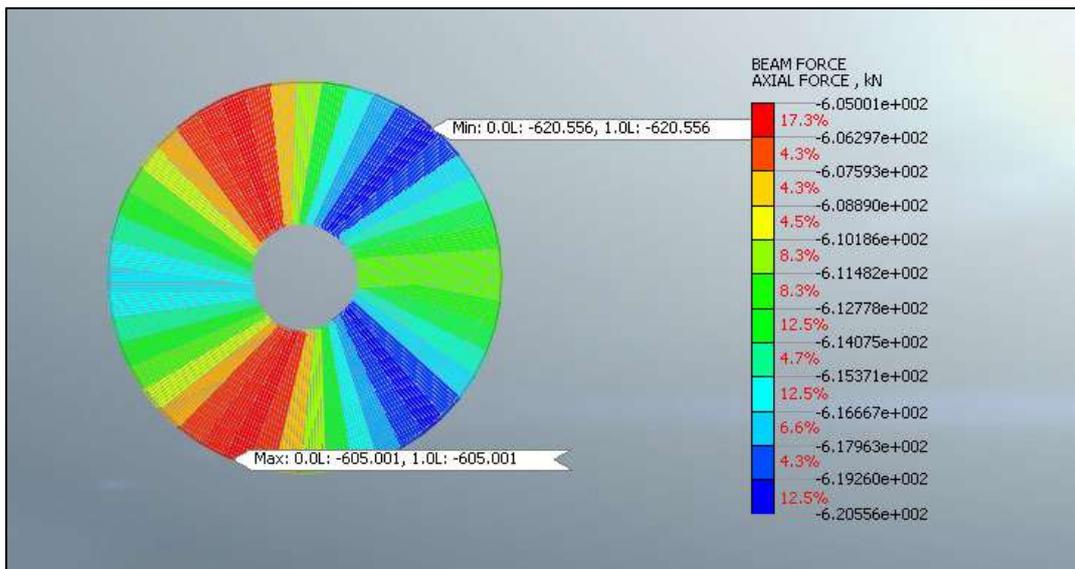


$K_0$	$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz\ Beton}$ [MPa]	$\sigma_{d,Centine}$ [MPa]	$\tau_{d,Centine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Centine}$ [MPa]
1,5	-796,7	0,0	0,0	3,8	59,3	0,0	77,0

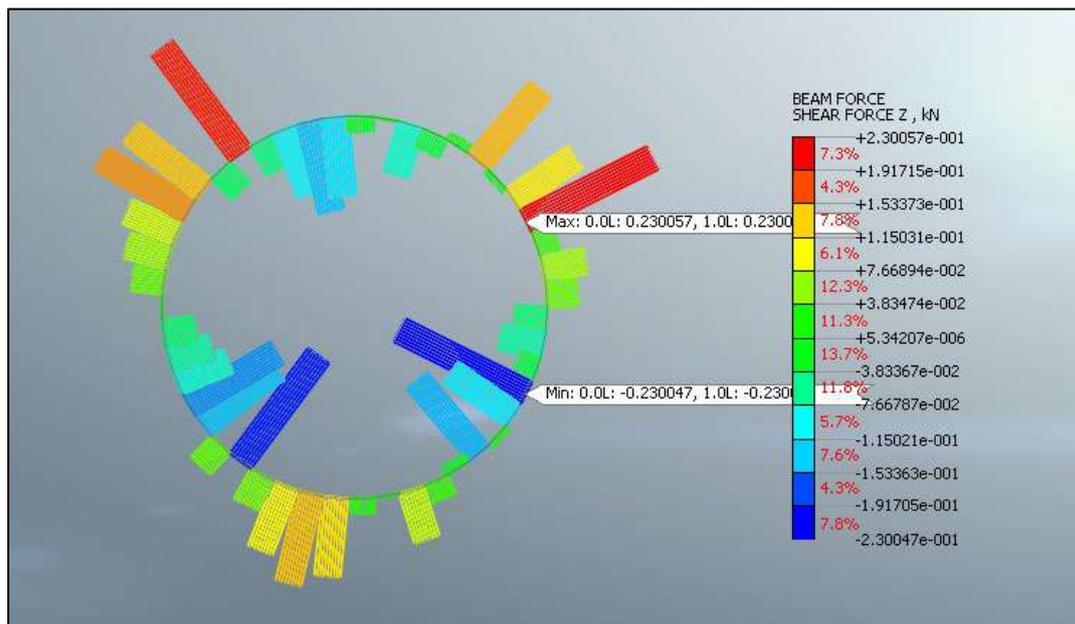
**Figura 10.42 – Verifiche nei rivestimenti provvisori**

Verifiche del rivestimento definitivo

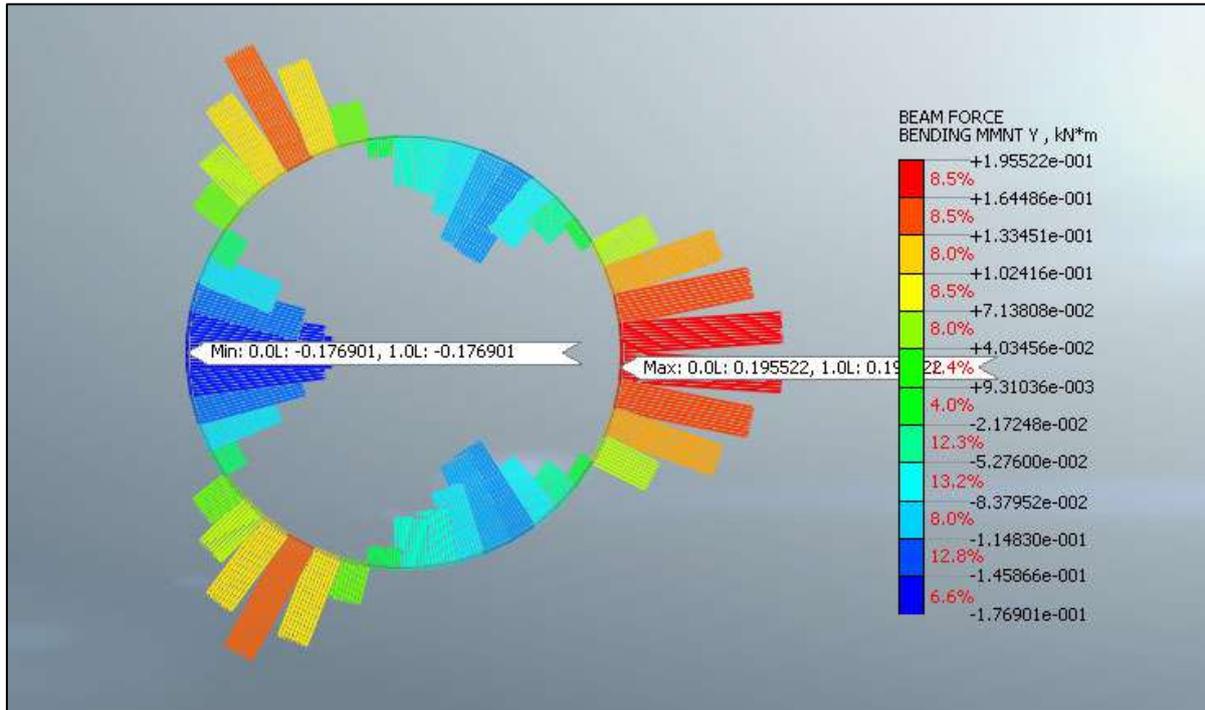
Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM.



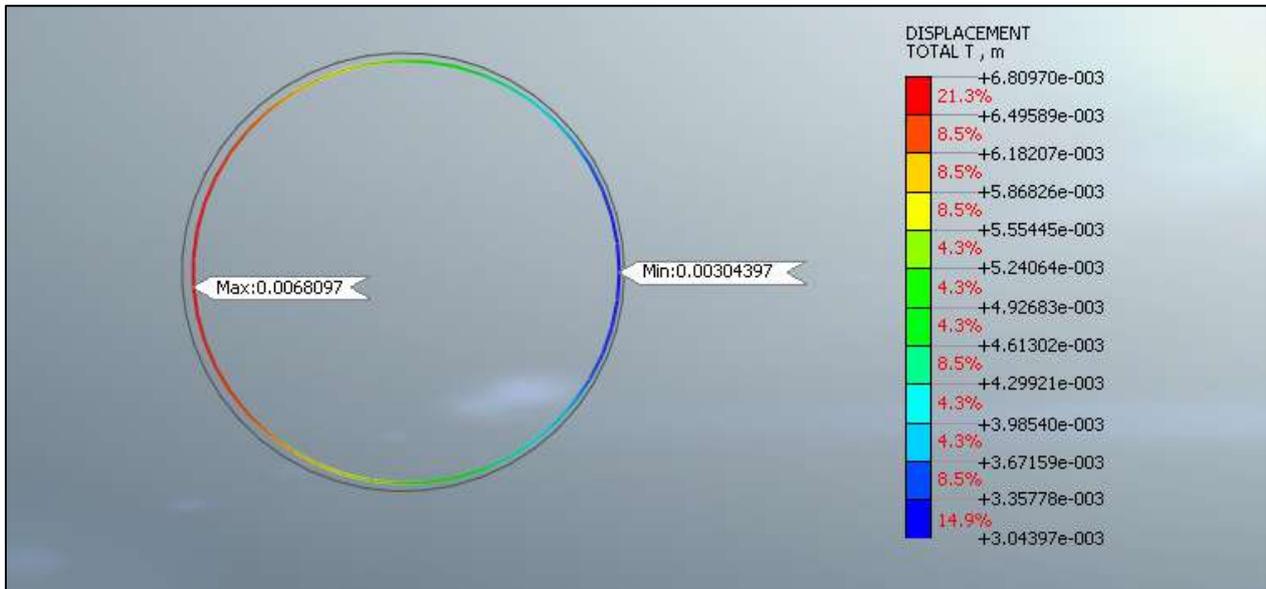
**Figura 10.43 – Sforzo assiale - Sismica ( $k_0=1.5$ )**



**Figura 10.44 – Sforzo di taglio - sismica ( $k_0=1.5$ )**



**Figura 10.45 – Momento flettente - sismica ( $k_0=1.5$ )**



**Figura 10.46 – Deformata - sismica ( $k_0=1.5$ )**

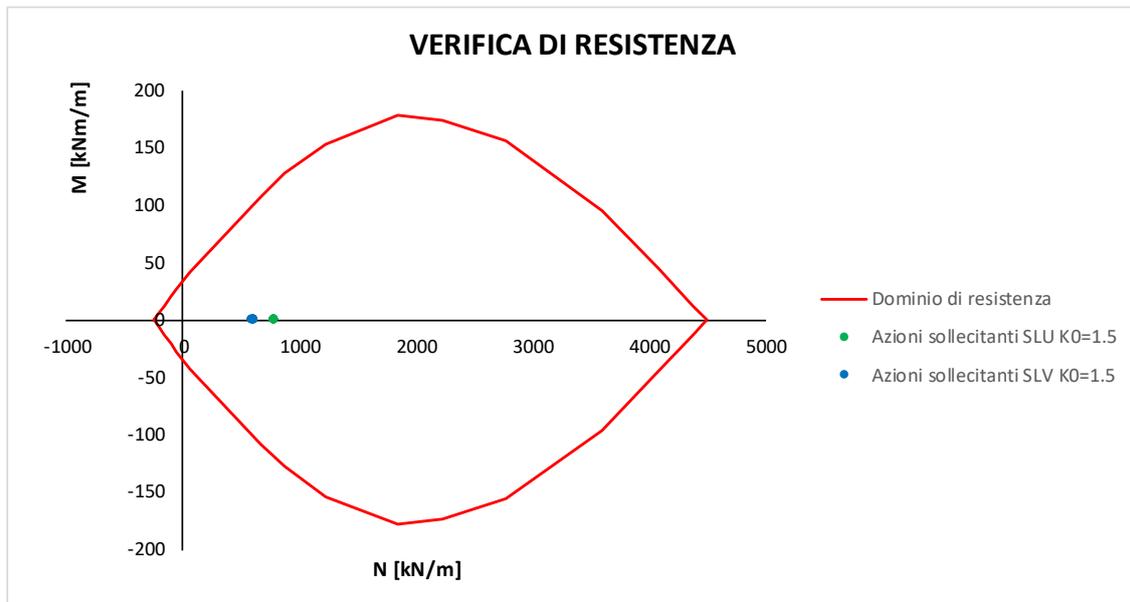
La sezione resistente ha spessore 30cm ed armatura riportata in tabella. Si riportano le verifiche a pressoflessione e a taglio del rivestimento definitivo.

RIVESTIMENTO DEFINITIVO	
Classe CLS [-]	S <sub>Arco Rovescio</sub> [cm]
C25/30	30

FERRI ARMATURA PRINCIPALE		
	Intradosso	Estradosso
PZI	φ10/25	φ10/25

Azioni sollecitanti SLV K <sub>0</sub> =1.5	
N [kNm]	M [kNm/m]
611,3	0,2
612,2	0,2
614,0	0,1
615,6	0,1
617,2	0,0
619,5	0,0
620,6	-0,1
619,7	-0,1
618,1	-0,1
616,2	-0,1
613,6	-0,1
610,5	-0,1
607,7	0,0
605,7	0,0
605,0	0,1
605,4	0,2
605,9	0,1
607,5	0,1
609,9	0,0
611,5	0,0
613,1	-0,1
614,9	-0,1
616,3	-0,2
616,9	-0,2
616,3	-0,2
614,9	-0,1

Dominio di resistenza	
N [kNm]	M [kNm/m]
-245,7	0,0
-245,7	0,0
-245,7	0,0
-245,7	0,0
-216,8	4,3
-159,8	12,6
-103,0	20,7
-51,3	27,8
61,1	42,6
659,5	107,7
877,7	127,7
1218,9	153,3
1839,6	177,8
2230,6	173,9
2773,5	156,0
3600,9	95,4
4080,3	44,2
4379,9	12,3
4496,7	0,0
4496,7	0,0
4379,9	-12,3
4080,3	-44,2
3600,9	-95,4
2773,5	-156,0
2230,6	-173,9
1839,6	-177,8
1218,9	-153,3
877,7	-127,7
659,5	-107,7
61,1	-42,6
-51,3	-27,8
-103,0	-20,7
-159,8	-12,6
-216,8	-4,3
-245,7	0,0
-245,7	0,0
-245,7	0,0
-245,7	0,0

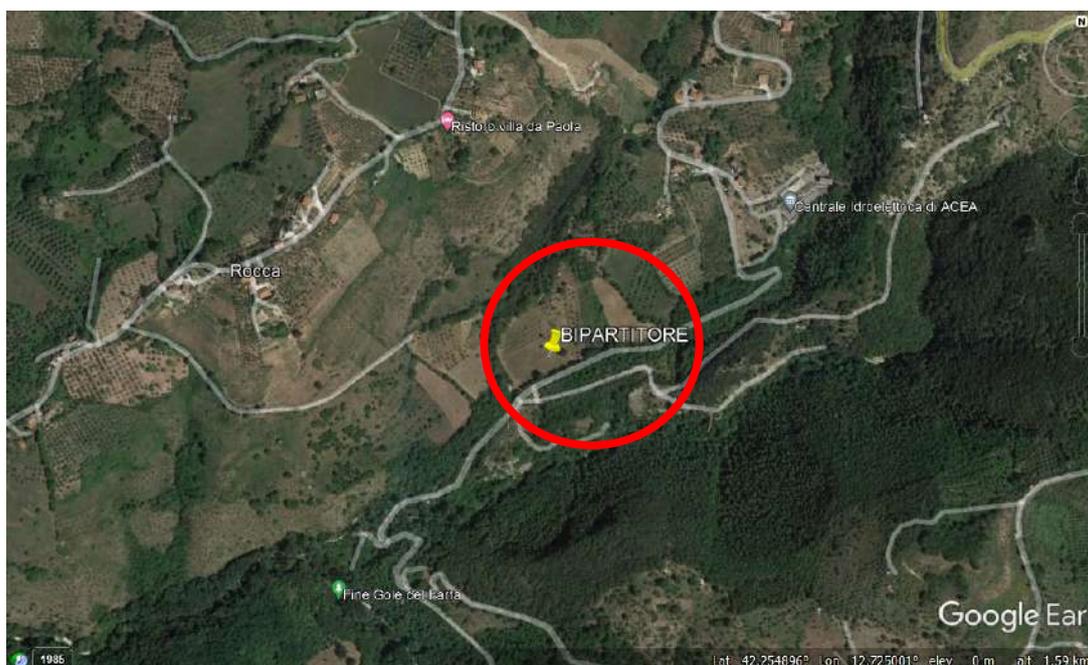


$T_{MAX\_STATICA}$ [kN/m]	$T_{MAX\_SISMA}$ [kN/m]	$N_{SISMA}$ [kN/m]
0,2	0,2	615,6

## **11 POZZI ELLITTICI NUOVO MANUFATTO BIPARTITORE**

### **11.1 Premessa**

Nel presente capitolo si riporta il dimensionamento del rivestimento di prima fase da realizzare durante le fasi di scavo dei due pozzi ellittici (“ingresso e uscita 3” e “uscita 1 e uscita 2”) posti all’interno del nuovo manufatto Bipartitore. L’area di studio della nuova opera ricade nel territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Salisano.



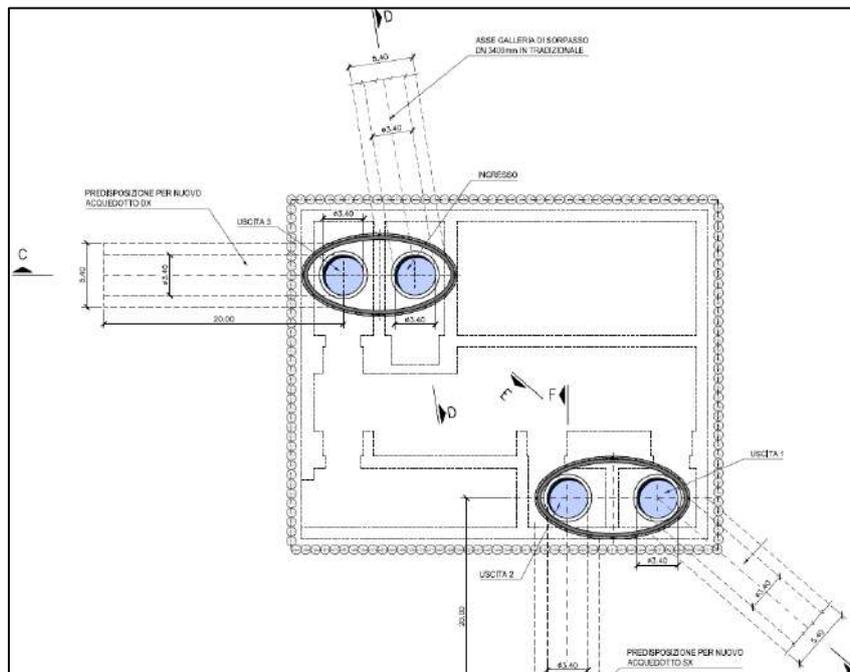
**Figura 11.1 – Ubicazione del Manufatto Bipartitore**

In linea generale, per simulare le operazioni di scavo del pozzo, ci si è avvalsi di una modellazione FEM, con lo scopo di controllare le convergenze e simulare per ogni fase di scavo le varie condizioni alle quali sarà sottoposto il rivestimento di prima fase al fine di determinare le sollecitazioni massime di progetto. Per consentire quindi di dimensionare e verificare il rivestimento di prima fase del pozzo si è eseguita un’analisi

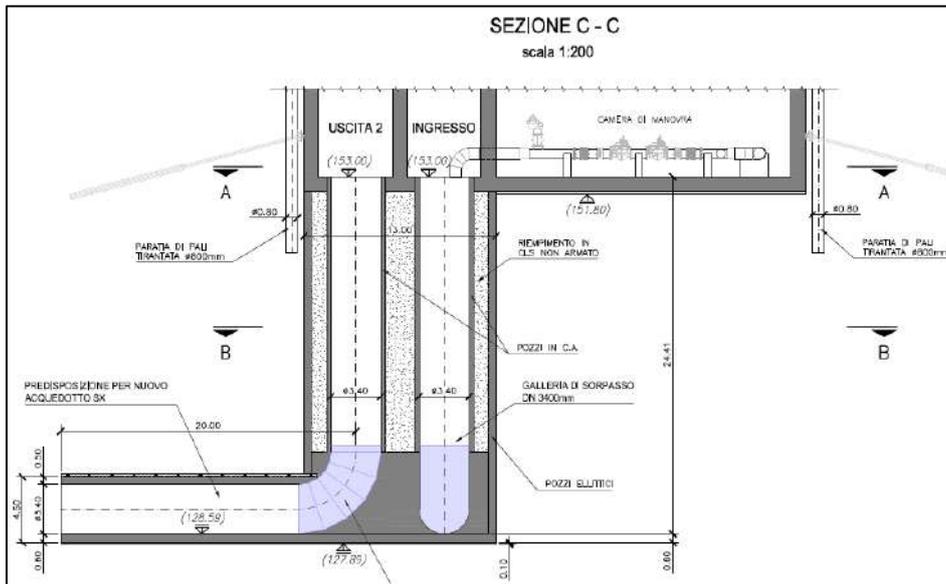
FEM 3D, in cui l’ammasso è stato modellato come un continuo equivalente omogeneo avente le caratteristiche geotecniche riportate ai paragrafi successivi.

## 11.2 Descrizione delle opere

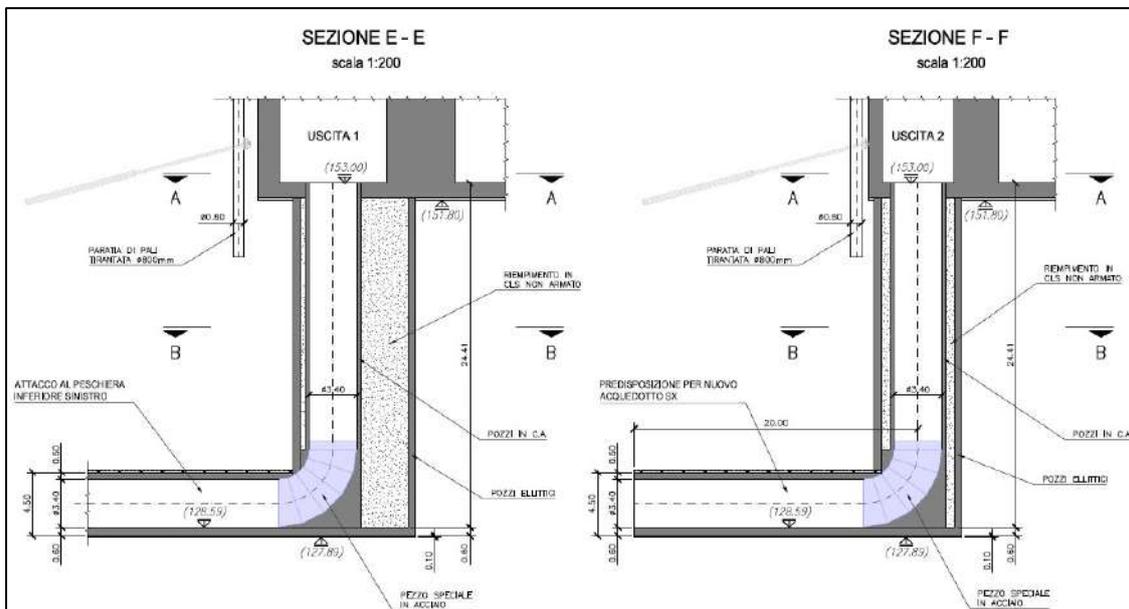
Il manufatto del bipartitore prevede la realizzazione di due pozzi ellittici (diametri 7m e 13 m) nell’ammasso roccioso della Maiolica (MAI); lo scavo parte da quota 151.80 (piano di posa del bipartitore) fino a quota 128.59, per una profondità totale di circa 24 m.



**Figura 11.2 – Nuovo Bipartitore, pianta a qt 153.00; in evidenza i 2 pozzi ellittici**



**Figura 11.3 – Nuovo Bipartitore e Pozzi Ellittici, sezione CC**



**Figura 11.4 – Nuovo Bipartitore e Pozzi Ellittici, sezioni EE e FF**

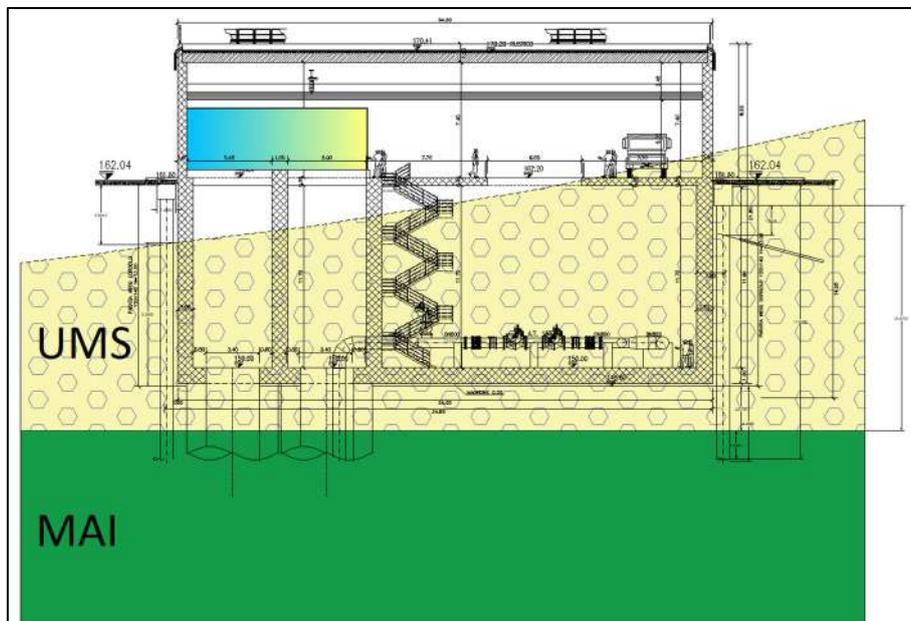
Di seguito si riporta un riassunto degli elementi strutturali previsti per la realizzazione dell’opera; per quanto riguarda le fasi di realizzazione del pozzo si può far riferimento ai relativi elaborati grafici delle fasi.

- Rivestimento Provvisorio
- Spritz-Beton C25/30 (spessore minimo 20 cm) armato con 1+1 r.e.s.  $\phi 8$  15/15;
- Cantine HEB180, acciaio S275, disposte a interasse verticale 1m;
- Rivestimento Definitivo
- Pozzo circolare in C.A. DN 3400mm, in risalita, con cassero rampante;
- Riempimento nell'intorno del pozzo con CLS non armato.

### **11.3 Modello geotecnico: definizione delle proprietà dell’ammasso roccioso**

I risultati delle indagini geognostiche e geofisiche, unitamente ai rilievi geomeccanici e geostrutturali di campo, alle prove di laboratorio ed ai dati geologici pregressi e disponibili circa l’assetto litostratigrafico delle aree di indagine, hanno consentito la definizione dei parametri geotecnici delle unità incontrate. Si riporta di seguito la sezione stratigrafica utilizzata e successivamente i parametri geomeccanici di riferimento per il calcolo delle azioni del terreno sul manufatto e sulle paratie perimetrali.

In merito alla falda, come evidenziato nella relazione geologica non è stata rilevata alle quote di interferenza con le opere.



**Figura 11.5 – Inserimento opera nella stratigrafia geologica di riferimento**

La caratterizzazione fisica e meccanica delle unità geotecniche è stata condotta sulla base dei risultati provenienti dalle stazioni geomeccaniche di riferimento a disposizione. Tale caratterizzazione è stata condotta in termini di GSI e  $\sigma_c$  utilizzati per la definizione del criterio proposto da *Hoek-Brown*. In considerazione del livello di affidabilità che in generale si ritiene di aver raggiunto con le indagini a disposizione, nella stima dei parametri di resistenza e rigidità si è deciso di adottare, per le varie grandezze rilevate, dei valori medio-cautelativi nell’ambito del range misurato.

Alla costante del materiale,  $m_i$ , è stato di volta in volta assegnato un valore in linea con i valori disponibili in letteratura per la tipologia di roccia interessata.

A partire da questi valori, poi, sono stati ricavati il modulo elastico,  $E'$ , ed i parametri di resistenza del criterio di *Mohr-Coulomb*, coesione efficace,  $c'$ , e angolo d’attrito efficace,  $\phi'$ , quest’ultimi due ottenuti linearizzando il criterio di resistenza di *Hoek-Brown* in corrispondenza dello stato tensionale rappresentativo della copertura della galleria considerando un valore del fattore di disturbo nullo (fattore D pari a 0.7 per scavi in tradizionale).

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche in cui è stato considerato un GSI pari a 35 derivante dalla stazione geomeccanica K01 e un  $\sigma_c$  pari a 44.8 MPa derivante dalle prove a Compressione monoassiale dei campioni prelevati dai sondaggi S14 e S15.

**Dati di input**

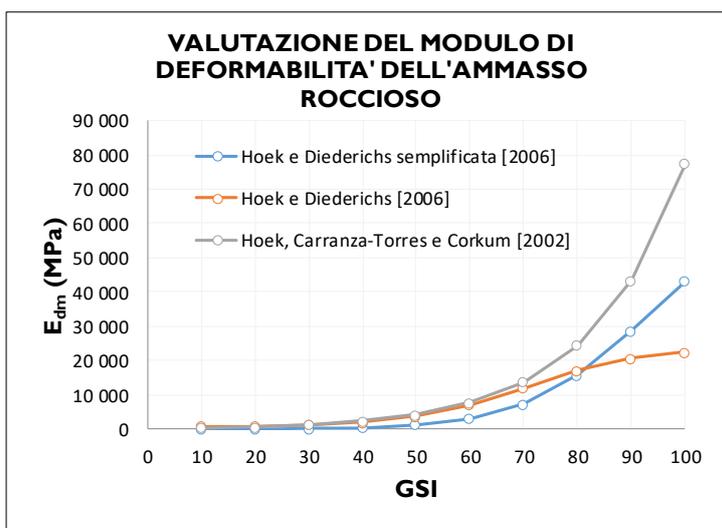
$\gamma$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso unità di volume Ammasso Roccioso
$\sigma_c$	44.8	MPa	Resistenza compressione monoassiale Mat. Roccioso
$m_i$	8.0	-	Costante empirica Mat. Roccioso
GSI	35	-	Geological Strenght index
D	0.7	-	Indice di disturbo
<b>Applicazione Galleria</b>			
MR	800	-	Rapporto modulo $E_i/\sigma_c$ Mat. Roccioso
H	140.0	m	Altezza di riferimento

**Determinazione parametri di resistenza equivalenti Ammasso Roccioso**

$m_b$	0.225	-	Costante empirica Amm. Roccioso
s	8.11E-05	-	Costante empirica Amm. Roccioso
a	0.516	-	Costante empirica Amm. Roccioso
$\sigma_{cg}$	2.589	MPa	Resistenza globale Ammasso roccioso
$\sigma_{3max}$	1.616	MPa	Limite superiore della tensione di confinamento per gallerie
$\sigma_{3n}$	3.61E-02	-	Rapporto di tensioni
$\varphi'$	29	°	Angolo di resistenza a taglio equivalente Ammasso Roccioso
$c'$	290	kPa	Coesione efficace equivalente Ammasso Roccioso
$\sigma_t$	16	kPa	Resistenza a trazione Ammasso Roccioso
$\sigma_{cm}$	0.98	MPa	Resistenza a compressione Ammasso Roccioso Linearizzata
$\sigma_{cm}$	0.35	MPa	Resistenza a compressione Ammasso Roccioso Non Linearizzata

**Determinazione modulo di Young Ammasso Roccioso**

$E_{d1}$	347	MPa	Hoek e Diederichs semplificata [2006]
$E_{d2}$	1606	MPa	Hoek e Diederichs [2006]
$E_{d3}$	1835	MPa	Hoek, Carranza-Torres e Corkum [2002]
$E_{dm}$	1262	MPa	Modulo di Young Medio Ammasso Roccioso



**Figura 11.6 – Caratteristiche geotecniche**

Per la determinazione del coefficiente di spinta orizzontale  $K = \sigma_h / \sigma_v$ , si fa riferimento a metodi analitici preliminari riportati in letteratura tecnica:

- Tsuchya [1984]: il valore è valido per gallerie con coperture superiori a 50m in condizioni geologico strutturali non particolarmente disturbate. In questi casi il coefficiente K può essere posto pari all’unità (gallerie profonde), mentre per gallerie con coperture inferiori a 50m gli autori propongono la relazione

$$K = 0.015H + 0.25$$

Nel caso in esame, considerando una profondità media  $H = 12 \text{ m}$ , si ottiene un valore medio  $K = 0.43$ .

- Jaky [1944]: il valore proposto dall’autore, utilizzato correntemente per terreni, è definito dalla seguente relazione

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\varphi) = 1 - \text{sen}(29^\circ) = 0.52$$

Visti i valori calcolati si assumerà pertanto nelle analisi un valore pari a  $K = 0.50$

**Figura 11-7 – Caratteristiche geotecniche di progetto**

## **11.4 Definizione delle proprietà del rivestimento provvisorio**

Il pre-consolidamento del pozzo prevede l’esecuzione di un rivestimento di prima fase realizzato con getto di calcestruzzo proiettato C25/30 di spessore 20cm armato con doppia rete elettrosaldata Ø8/15x15cm e centine metalliche HE180B, passo 1m verticale.

Il rivestimento (centine + spritz beton) è stato modellato, per l’analisi delle sollecitazioni, mediante un materiale elastico lineare caratterizzato da uno spessore *equivalente*, modulo elastico *equivalente*, modulo di Poisson e peso specifico.

Omogenizzando la sezione, risulta:

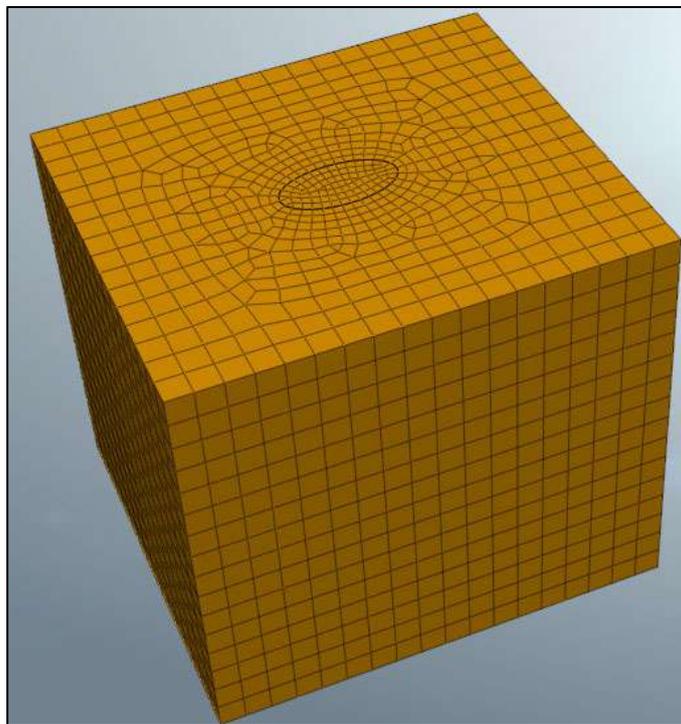
- Modulo di Young equivalente:  $E = 23'850 \text{ MPa}$
- Modulo di Poisson:  $\nu = 0.30$
- $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$
- spessore equivalente,  $s = 23 \text{ cm}$

ID	2	Name	spritz-beton	Color	
Model Type	Elastic			<input checked="" type="checkbox"/> Structure	
General   Thermal   Time Dependent   Temperature Dependent					
Elastic Modulus (E)	23850000	kN/m <sup>2</sup>	...		
Inc. of Elastic Modulus	0	kN/m <sup>3</sup>			
Inc. of Elastic Modulus Ref. Height	0	m			
Poisson's Ratio (ν)	0.3				
Unit Weight (γ)	25	kN/m <sup>3</sup>			

**Figura 11.8 – Caratteristiche meccaniche rivestimento provvisorio**

## **11.5 Definizione del modello FEM**

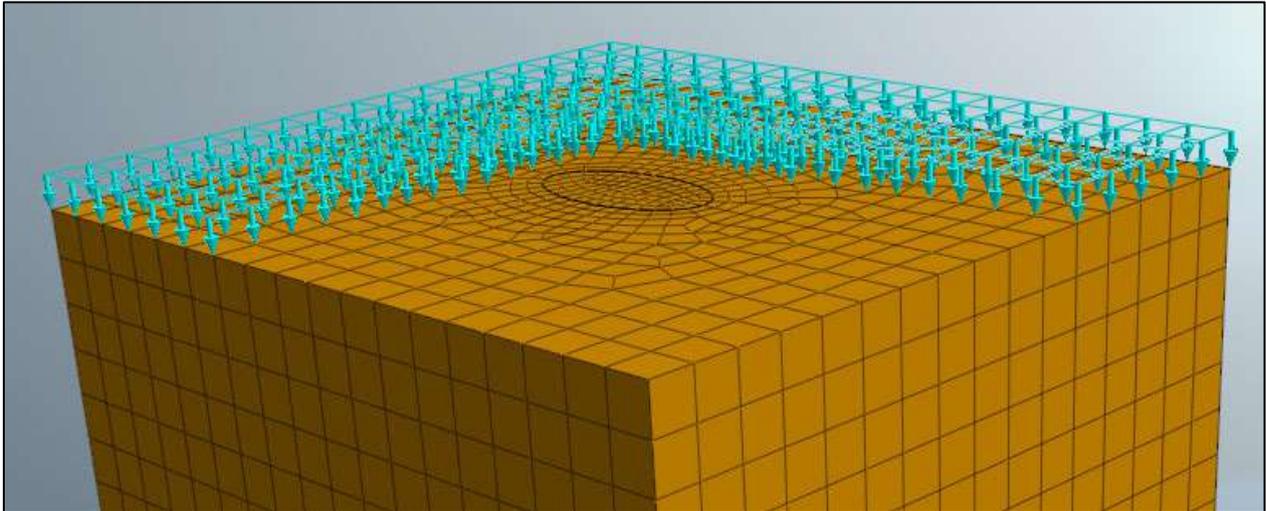
Per il calcolo e la verifica del rivestimento di prima fase del pozzo è stata condotta un’analisi FEM 3D, in cui l’ammasso è stato modellato come un continuo equivalente omogeneo. Di seguito si riporta la vista del modello.



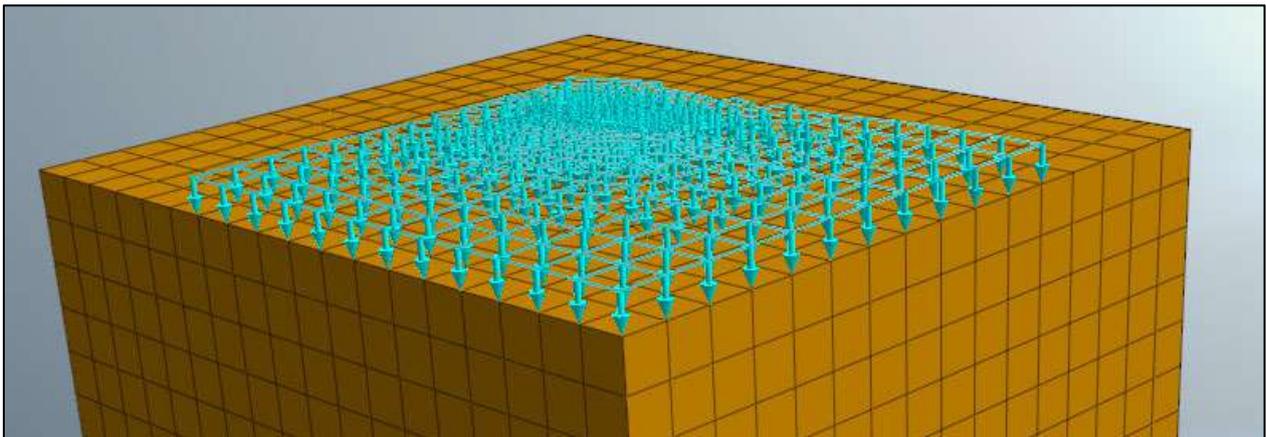
**Figura 11.9 – modello 3d completo**

Sul limite superiore del dominio è stato posto un carico pari a quello litostatico, determinato a partire dalla profondità relativa all’inizio del pozzo e dal peso medio di terreno posto tra il piano di campagna e la quota iniziale del modello. Tale carico, pari a 185 kPa, è stato applicato su due aree del modello, come di seguito illustrato:

- A monte delle paratie che delimitano lo scavo del bipartitore
- All’interno dell’area di scavo del bipartitore



**Figura 11.10 - Carico litostatico (185 kPa) a monte delle paratie**



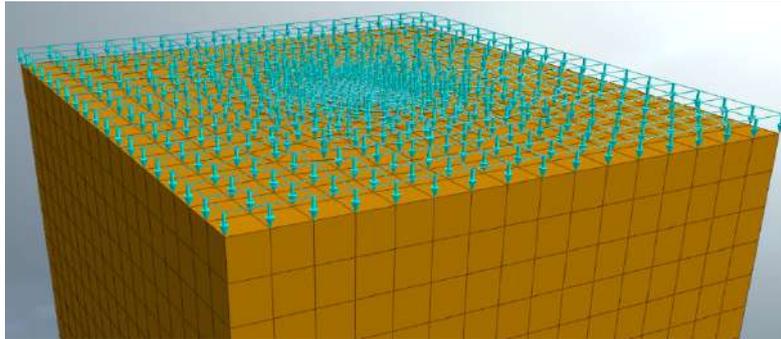
**Figura 11.11 - Carico litostatico (185 kPa) all’interno dello scavo del bipartitore**

Le condizioni al contorno, infine, prevedono:

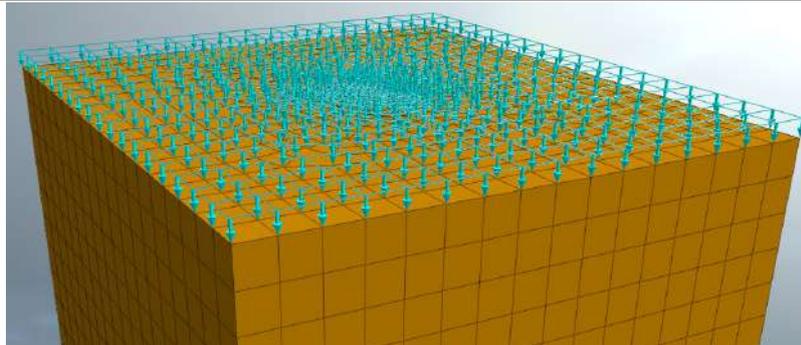
- Spostamenti orizzontali vincolati mediante carrelli sulle pareti verticali, poste a sufficiente distanza dal pozzo
- Spostamenti orizzontali e verticali vincolati mediante cerniere poste sulla superficie orizzontale inferiore.

### *11.5.1 Simulazione delle fasi di costruzione del pozzo*

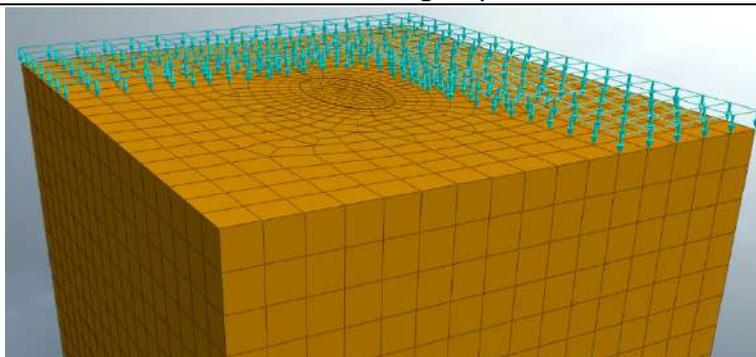
Si riportano di seguito le fasi di scavo implementate nel software:



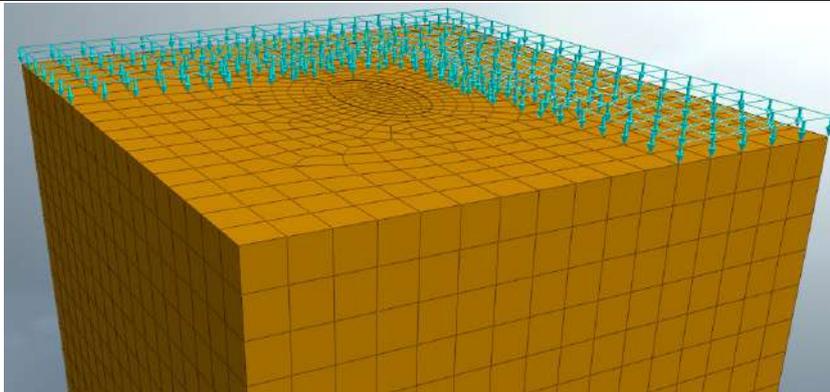
*1 - Definizione stato tensionale geostatico iniziale*



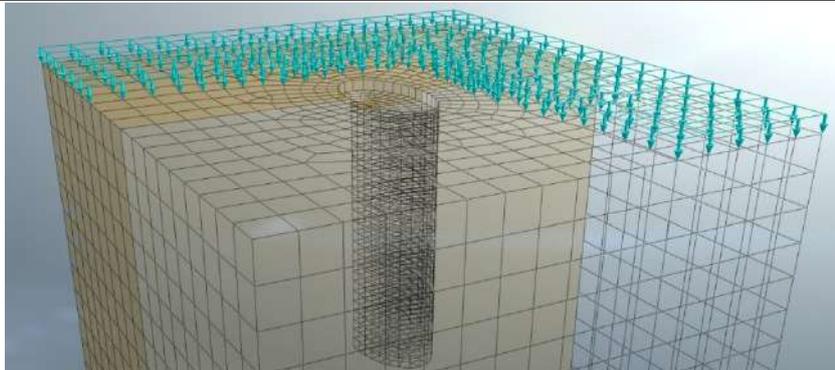
*2 - Azzeramento degli spostamenti*



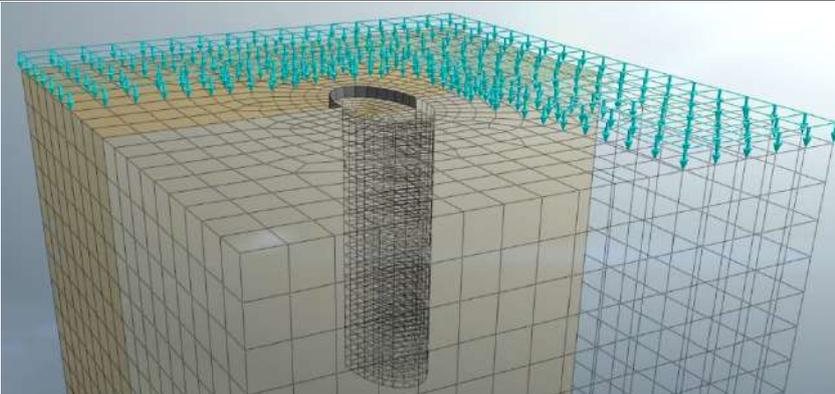
*3 - Scavo del bipartitore (rimozione del carico litostatico all’interno dello scavo)*



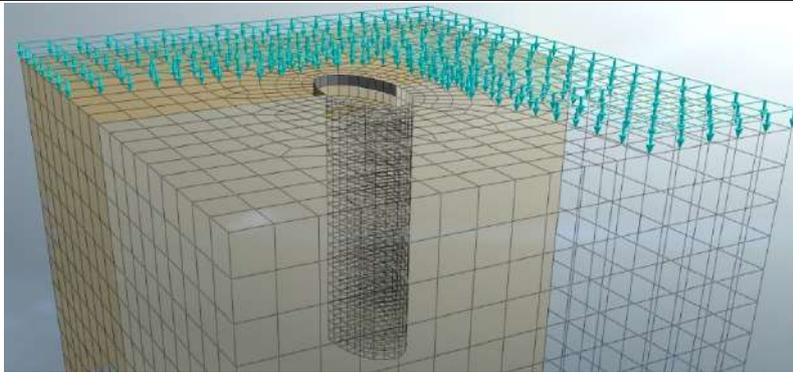
*4 - Azzeramento degli spostamenti*



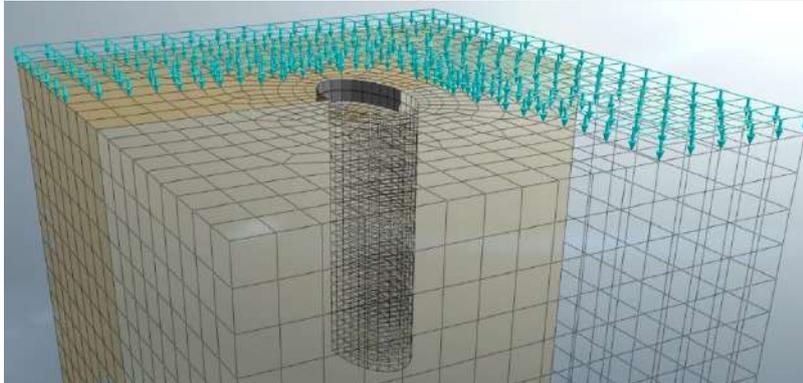
*5 - Disattivazione del volume di scavo 1 (2m di profondità)*



*6 - Attivazione del rivestimento per la 1° fase di scavo (2m di profondità)*

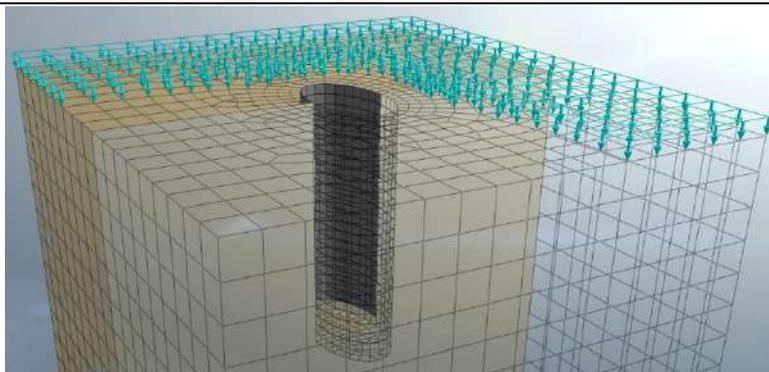


*7 - Disattivazione del volume di scavo 2 (4m di profondità)*

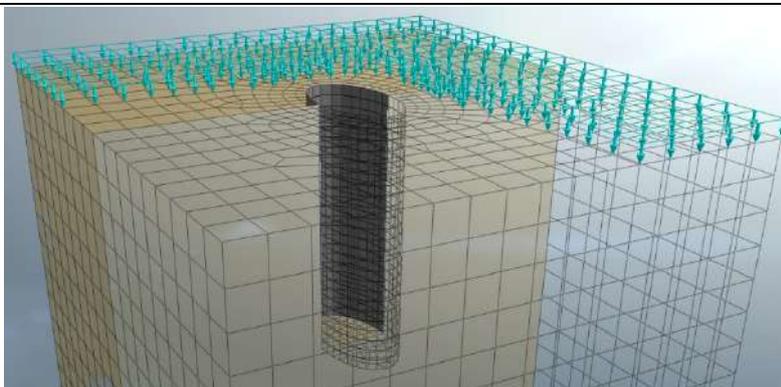


*8 - Attivazione del rivestimento per la 2° fase di scavo (4m di profondità)*

⋮



*27 - Disattivazione del volume di scavo 12 (24m di profondità)*

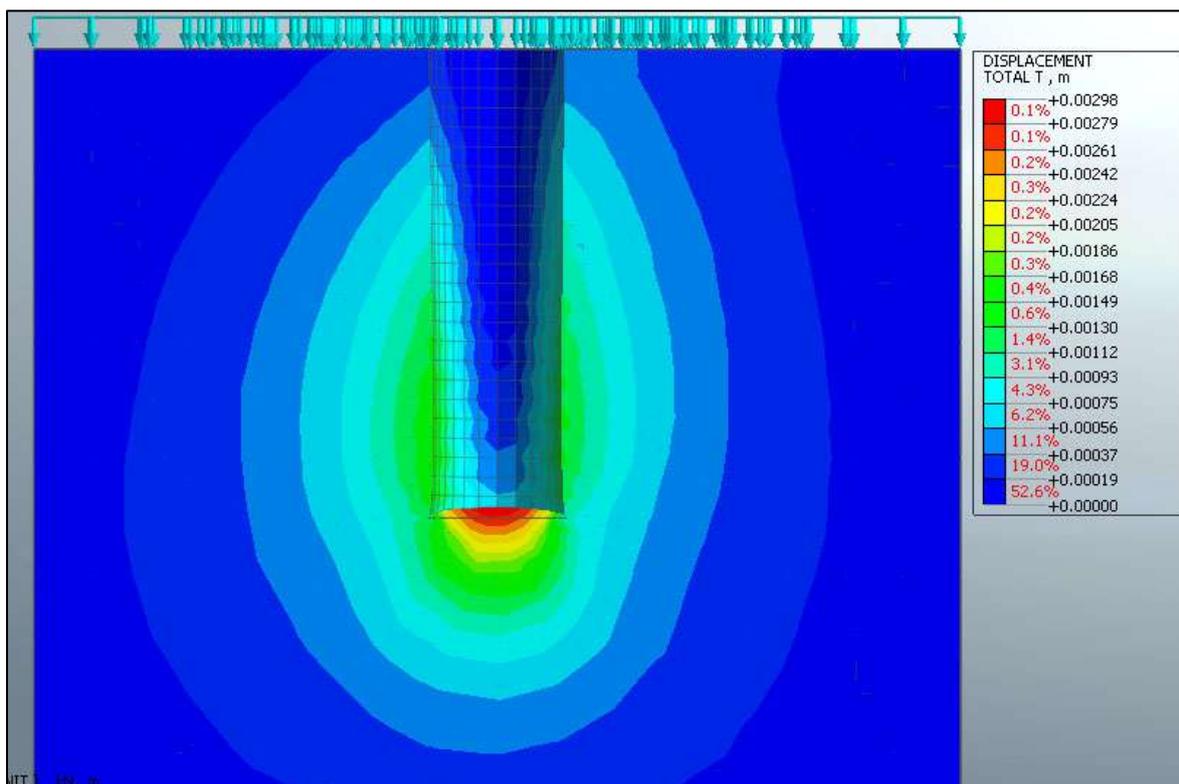


*28 - Attivazione del rivestimento per la 12° fase di scavo (24m di profondità)*

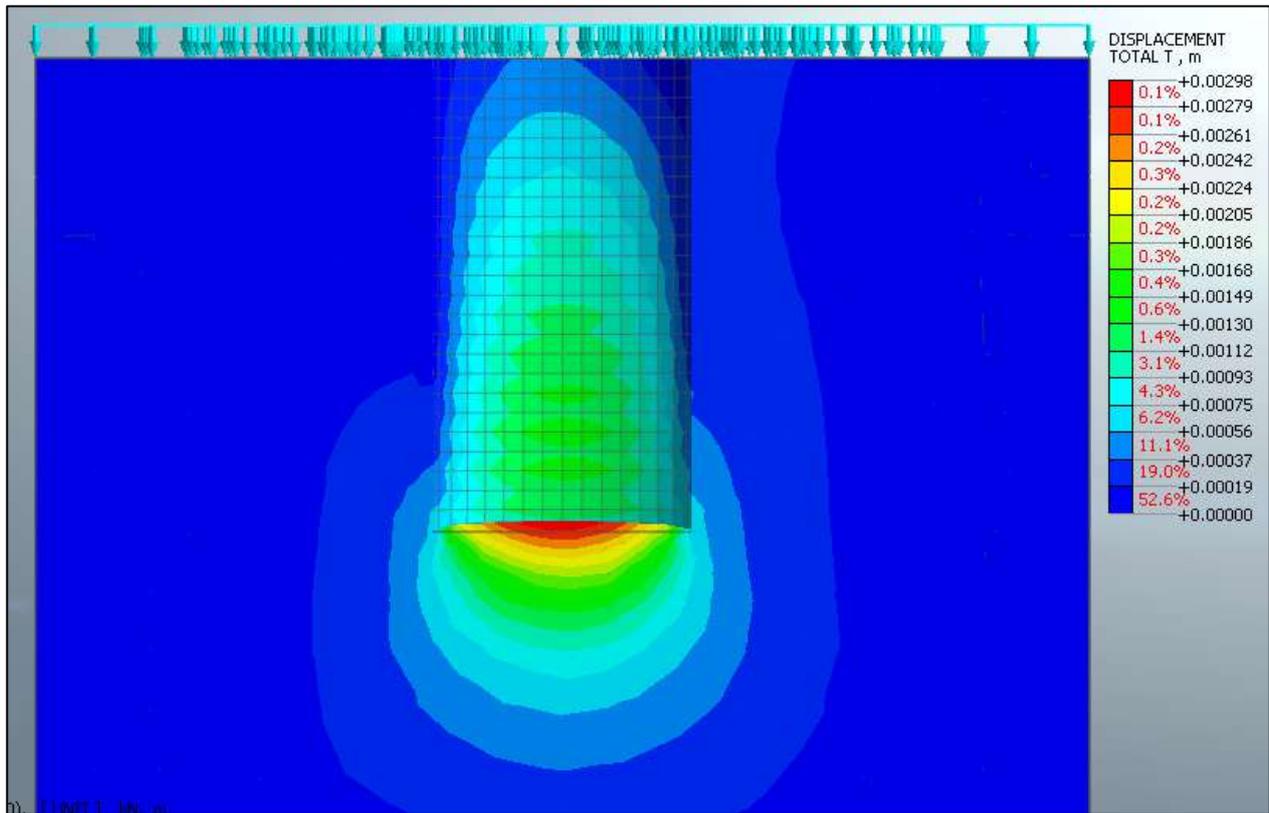
## 11.6 Analisi dei risultati e verifiche

### 11.6.1 Risultati

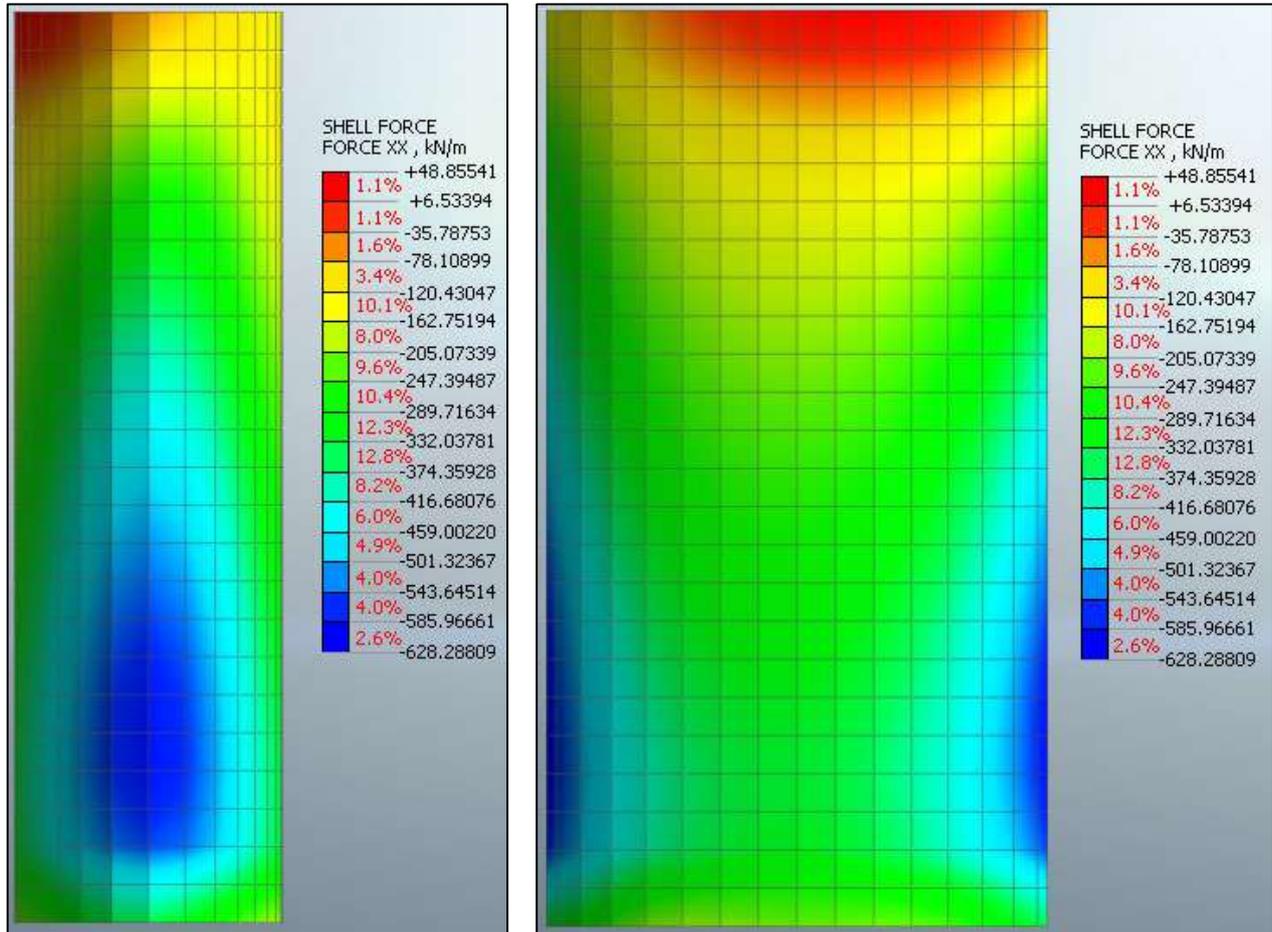
Di seguito si riportano i risultati della modellazione FEM condotta. Si evidenzia che per il rivestimento del pozzo gli sforzi assiali negativi sono di compressione. I valori di spostamento indicati sono intesi come valori totali cumulati, ovvero i cedimenti che l’ammasso ha esibito dal momento in cui inizia ad essere disturbato per via delle operazioni di scavo sino ad un tempo infinito, ovvero quando la cavità si è stabilizzata.



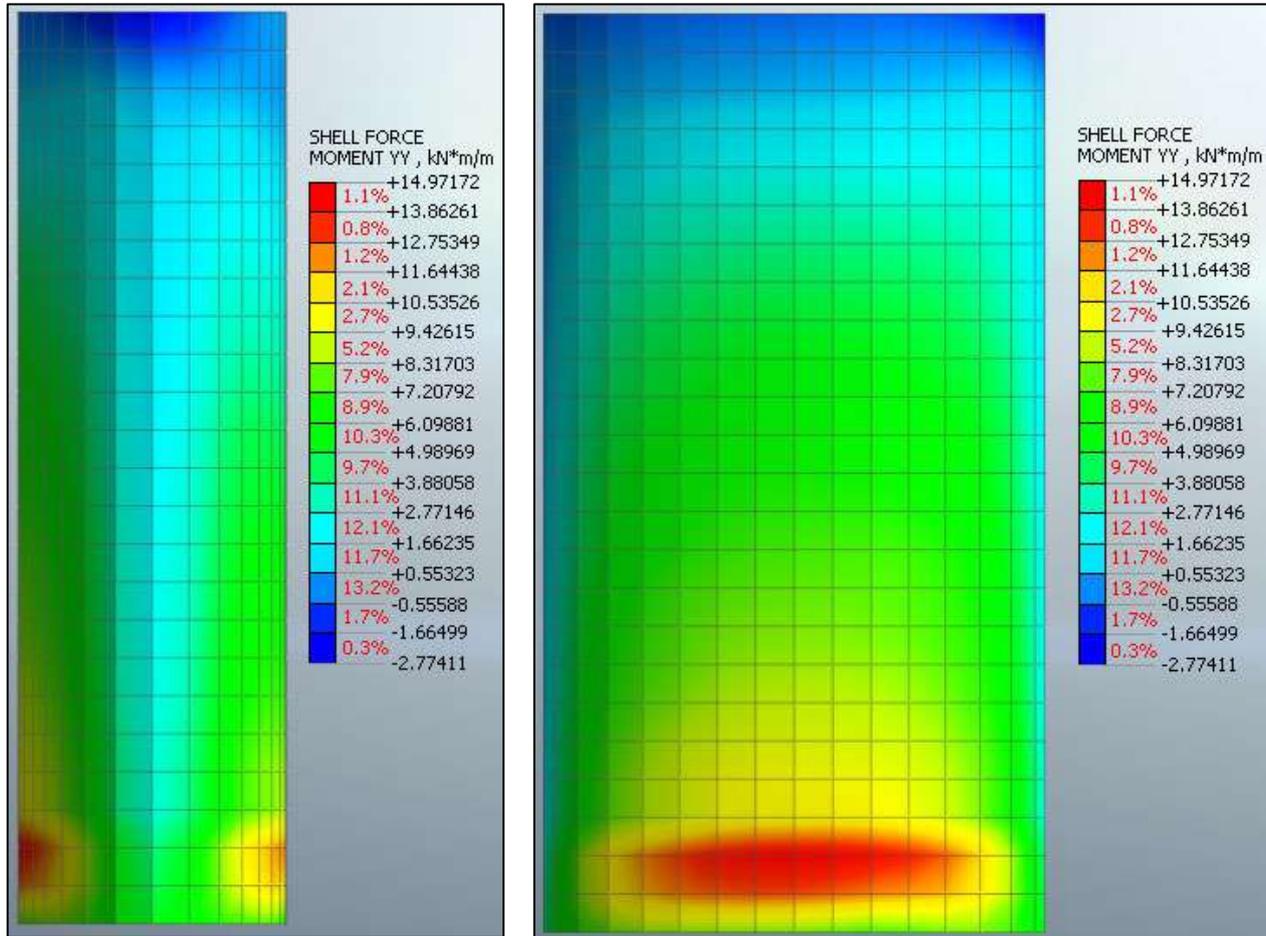
**Figura 11.12 – Spostamenti totali [m] in fase finale (sezione parallela al diametro minore)**



**Figura 11.13 – Spostamenti totali [m] in fase finale (sezione parallela al diametro maggiore)**



**Figura 11.14 – Sforzo normale [kN/m] in direzione circonferenziale**



**Figura 11.15 – Momento flettente [kNm/m] in direzione circonferenziale**

### 11.6.2 Verifiche

Le verifiche sono eseguite con riferimento alla pressoflessione circonferenziale, che risulta essere lo stato di sollecitazione più significativo nel rivestimento provvisorio.

Le verifiche sono state condotte su 24 sezioni ellittiche ad interasse 1m; per ogni sezione sono stati individuati gli stati di sollecitazione in 32 punti del perimetro dell’ellisse:

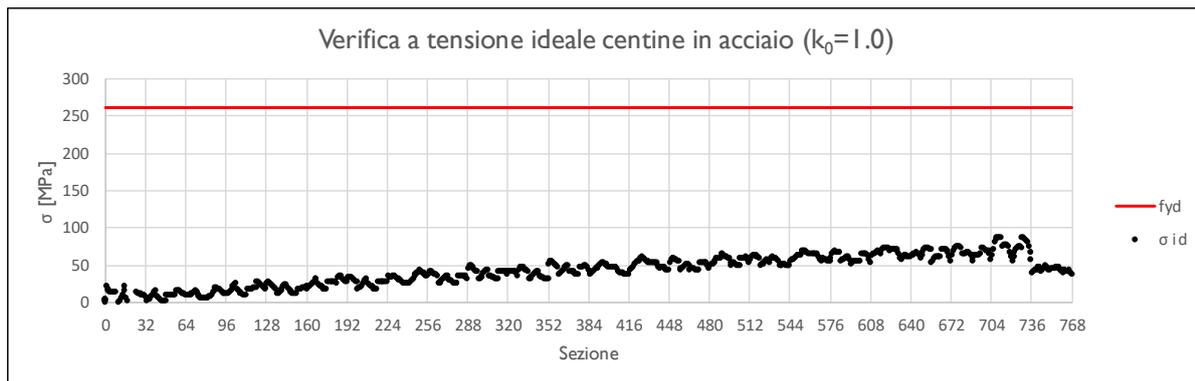
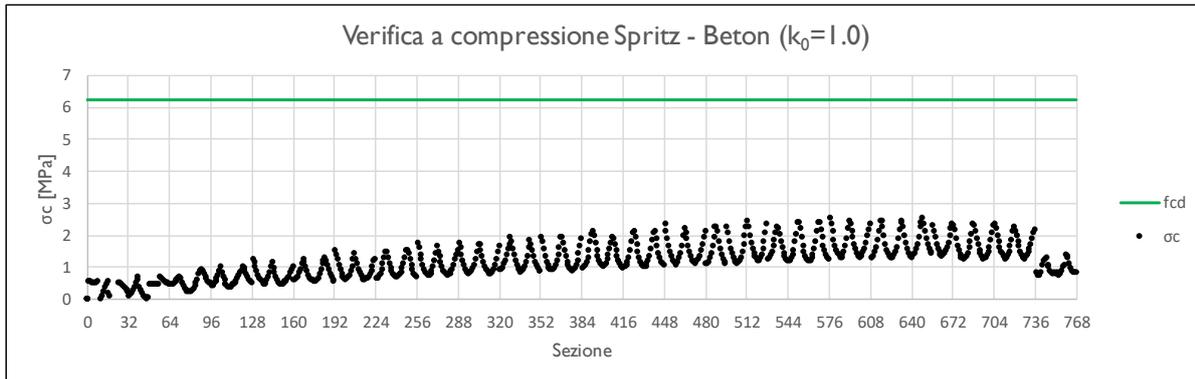
- dal pt. 1 al pt 32 →  $z=1$  m,
- dal pt 32 al pt 64 →  $z=2$  m,
- ⋮
- dal pt 736 al pt 768 →  $z=24$  m

Sono stati quindi ricavati i valori delle tensioni di compressione nello stato di spritz beton e le tensioni ideali nelle centine metalliche e sono state confrontate con i valori resistenti. Si assume:

- spessore dello spritz beton: **20 cm minimo**;
- classe di resistenza del calcestruzzo proiettato: **C25/30**;
- sezione delle centine: **HEB180**;
- acciaio: **S275**;
- interasse verticale delle centine: **1.0 m**.

Come risulta evidente dai grafici seguenti, le verifiche risultano soddisfatte con adeguato margine di sicurezza. I risultati delle analisi e le relative verifiche valgono, indifferentemente, per entrambi i pozzi ellittici.

CLS Spritz Beton	$E_{SPRITZ}$ [GPa]	$s_{SPRITZ}$ [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	$N_{CEN}$	$E_{CEN}$ [GPa]	$W_{CEN}$ [cm <sup>4</sup> ]	$A_{CEN}$ [cm <sup>2</sup> ]
25/30	10.4	20	HEB180	S275	1	1	210	425.7	65.25



$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz\ Beton}$ [MPa]	$\sigma_{d,Centine}$ [MPa]	$\tau_{d,Centine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Centine}$ [MPa]
-360.2	18.1	-15.1	1.4	64.6	9.9	86.8

**Figura 11-16 – Verifiche del rivestimento**

## **12 EFFETTI INDOTTI DALLO SCAVO IN TRADIZIONALE**

Nel presente capitolo sono descritte le ipotesi e le metodologie adottate per la valutazione dei cedimenti e, più in generale, degli effetti indotti dallo scavo delle gallerie scavate con metodo tradizionale. Sono inoltre illustrati i risultati delle analisi condotte al fine di valutare l’eventuale necessità degli interventi di rinforzo per la messa in sicurezza delle strutture e/o infrastrutture esistenti.

### **12.1 Analisi preliminare: Zona di interferenza geotecnica (Z.I.G.)**

L’analisi di prima fase o valutazione della zona di interferenza geotecnica (Z.I.G.) ha l’obiettivo di individuare in via preliminare, sulla base di ipotesi cautelative, le opere/infrastrutture esistenti interferenti con l’opera in progetto che saranno oggetto di un successivo studio di secondo livello mirato alla valutazione del danno atteso per effetto dell’esecuzione della galleria.

### *12.1.1 Cenni teorici*

#### 12.1.1.1 Definizione del volume perso

Il parametro che influenza maggiormente i cedimenti indotti in superficie dallo scavo è il volume perso  $V_L$  [%] effetto del processo di scavo di una galleria dovuto alla convergenza del cavo verso l’interno. Infatti, durante le operazioni di scavo, vi è sempre una porzione di terreno che viene scavata in eccesso e prende il nome di volume perso. Questo dipende da vari fattori quali il tipo di terreno nel quale si effettua lo scavo e la metodologia di scavo (tradizionale oppure automatizzato tramite l’impiego di TBM). Se lo scavo avviene in tradizionale si ha un’unica componente di volume perso, se invece avviene tramite TBM il volume perso totale è dato da tre componenti differenti: il volume perso alla faccia della TBM  $V_f$ , il volume perso allo scudo  $V_s$  e il volume perso alla coda  $V_t$  (Loganathan 2011). L’entità del volume perso dipende anche dalla tipologia di TMB impiegata e dalla pressione applicata dalla macchina.

### 12.1.1.2 Entità dei cedimenti

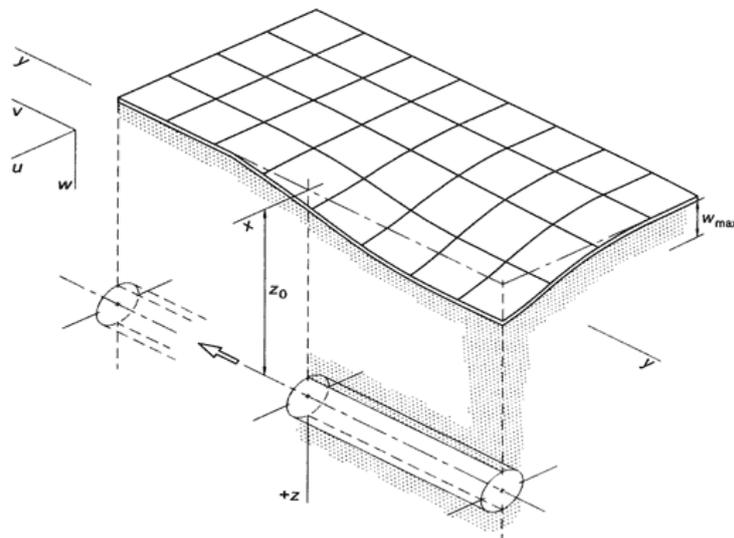
La curva dei cedimenti indotti in senso trasversale all'asse della galleria in condizioni "green field" è schematizzabile con buona approssimazione con una Gaussiana:

$$S_v = \frac{0.313 \cdot V_p \cdot D^2}{k \cdot z_0} \cdot e^{\frac{-x^2}{2 \cdot i^2}}$$

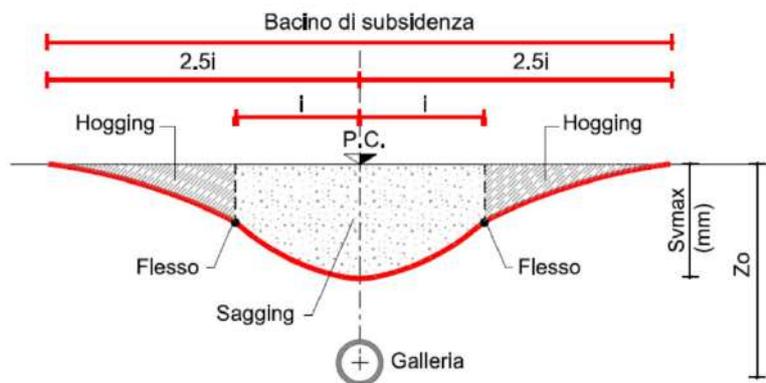
dove:

- $S_v$  = cedimento verticale nel punto posto alla distanza  $x$  dall'asse della galleria;
- $V_p$  = volume perso in superficie, durante lo scavo, per unità di lunghezza; è espresso come percentuale nominale del volume teorico di scavo. Rappresenta l'area sottesa tra la curva dei cedimenti del piano campagna e la sua superficie indeformata;
- $D$  = diametro della galleria;
- $k$  = coefficiente adimensionale dipendente dalla natura dei terreni attraversati;
- $z_0$  = profondità dell'asse longitudinale della galleria da p.c.;
- $x$  = coordinata del punto misurata rispetto all'asse della galleria;
- $i = k \cdot z_0$  distanza fra il punto di flesso della curva e l'asse della galleria.

La curva dei cedimenti indotti in senso longitudinale all'asse della galleria in condizioni di "green field" è schematizzabile con buona approssimazione con la curva integrale della funzione Gaussiana utilizzata per la definizione dei cedimenti trasversali. La curva è caratterizzata da un parametro "i" uguale a quello adottato per la sezione trasversale, e con valore di cedimento in corrispondenza del fronte della galleria pari al 50% del valore massimo di subsidenza trasversale (Attewell et al. 1986)



**Figura 12-1 – Conca di subsidenza e sistema di riferimento per gli spostamenti del terreno**



**Figura 12-2 – Curva di subsidenza in direzione trasversale all’asse della galleria e valori caratteristici dell’inclinazione e della curvatura**

Per individuare i limiti del bacino di subsidenza, oltre i quali gli spostamenti verticali sono nulli, in letteratura è riportata la convenzione di considerare nulli gli spostamenti verticali quando questi sono inferiori ad una frazione dello spostamento massimo:

$$\text{se } S_v \leq 0.044 S_{\text{max}} \rightarrow S_v = 0$$

Il limite del bacino di subsidenza si ottiene quindi laddove  $S_v = 0.044 S_{max}$  (Mair, Taylor, Burland, 1996). Per le proprietà della curva Gaussiana, questa condizione si realizza in  $x = \pm 2.5 \cdot i$ .

Per la caratterizzazione delle distribuzioni dei cedimenti superficiali è necessaria la definizione del parametro  $V_p$  [%] e del coefficiente  $k$  [-]. I valori impiegati nelle analisi svolte sono riportati nella tabella seguente:

Condizione	$V_p$ [%]
Condizione limite di normale esercizio associata allo scavo in tradizionale	1.0
Raggiungimento della soglia di attenzione	1.5
Raggiungimento della soglia di allarme	2.0
Analisi estremamente cautelativa i cui risultati permettono di evidenziare il livello di rischio in caso di conduzione dello scavo in modalità non corretta e/o fenomeni non prevedibili	3.0

**Tabella 12-1 - Parametri per la stima dei cedimenti: volume perso**

Condizione	$k$ [-]
Zone di faglia o terreni di comportamento non coesivo	0.35
Terreni a comportamento prevalentemente coesivo	0.5
Formazioni rocciose	0.7

**Tabella 12-2 - Parametri per la stima dei cedimenti: coefficiente  $k$**

### *12.1.2 Effetti indotti*

#### 12.1.2.1 Stima del danno sulle strutture interferenti

Il sistema di classificazione del danno indotto sulle strutture è quello proposto da Burland (1997), basato sulla “facilità di riparazione”, prendendo in considerazione alcuni aspetti quali l’apertura delle fessure, l’inclinazione, i danni ai servizi.

A tale sistema di classificazione, composto da sei classi di danno (da 0 a 5), altri autori, tra cui Rankine (1988) e Boscardin e Cording (1989) fanno corrispondere dei parametri di controllo ovvero dei valori limite di cedimento, distorsione angolare, e deformazione a trazione, i quali possono essere stimati in via preventiva.

<i>Category of risk of damage</i>	<i>Degree of severity</i>	<i>Description of typical damage</i>	<i>Crack width [mm]</i>	<i>Control parameter (tensile strain) <math>\epsilon_{tm}</math> [%]</i>
0 aesthetic	Negligible	Hairline cracks	<0.1	0–0.05
1 aesthetic	Very slight	Fine cracks which are easily treated during normal decoration. Damage generally restricted to internal wall finishes. Close inspection may reveal some cracks in external brickwork or masonry.	<1.0	0.05–0.075
2 aesthetic	Slight	Cracks easily filled. Redecoration probably required. Recurrent cracks can be masked by suitable linings. Cracks can be visible externally and some repointing may be required to ensure watertightness. Doors and windows may stick slightly.	<5.0	0.075–0.15
3 aesthetic/ functional	Moderate	The cracks require some opening up and can be patched by a mason. Repointing of external brickwork and possibly a small amount of brickwork to be replaced. Doors and windows sticking. Service pipes may fracture. Watertightness often impaired.	5–15 (many crack with width >3 mm)	0.15– 0.3
4 functional/ serviceability	Severe	Extensive repair work involving breaking-out and replacing sections of walls, especially over doors and windows. Windows and door frames distorted, floor sloping noticeably. Walls leaning or bulging noticeably, some loss of bearing in beams. Service pipes disrupted.	15–25 (but depend on the number of cracks)	>0.3
5 structural	Very severe	Major repair job involving partial or complete rebuilding. Beams lose bearing, walls lean badly and require shoring. Windows broken with distortion. Danger of instability.	>25 (but depend on the number of cracks)	

**Figura 12-3 – classificazione del danno Burland, 1977 (da “Mechanized tunnelling in urban areas design methodology and construction control”, V. Guglielmetti)**

Category of risk of damage	Degree of severity	Description of typical damage	Control parameters	
			$\beta_{max}$	$S_{max}$ [mm]
1 Aesthetic	Negligible	Superficial damage unlikely.	<1/500	<10
2 Aesthetic	Slight	Possible superficial damage which is unlikely to have structural significance.	1/500–1/200	10–50
3 Functional	Moderate	Expected superficial damage to buildings and expected damage to rigid pipelines.	1/200–1/50	50–75
4 Service-ability and structural	High	Expected structural damage to buildings and damage to rigid pipelines; possible damage to other pipelines.	>1/50	>75

**Figura 12-4 – classificazione del danno Rankine, 1988 (da “Mechanized tunnelling in urban areas design methodology and construction control”, V. Guglielmetti)**

Una volta selezionata la classificazione del danno di riferimento, si introduce la vulnerabilità intrinseca delle strutture (indice di vulnerabilità –  $I_v$ ) per regolare il limite accettabile del “parametro di controllo” associato alla categoria di danno accettabile per il progetto. Le informazioni edilizie rilevanti devono essere sistematicamente schedate e raggruppate in “macrofamiglie” (funzionalità, servizio, qualità estetica, struttura portante e caratteristiche dei difetti) che sintetizzano i principali aspetti che influenzano la sensibilità dell'edificio verso assestamenti differenziali e deformazioni.

Category of damage	Vulnerability index $I_v$ of the building									
	Negligible		Low		Slight		Medium		High	
	$0 < I_v < 20$		$20 < I_v < 40$		$40 < I_v < 60$		$60 < I_v < 80$		$80 < I_v < 100$	
	Reduction factor $F_R$									
	$F_R = 1.0$		$F_R = 1.25$		$F_R = 1.50$		$F_R = 1.75$		$F_R = 2.0$	
	Control parameter									
	$\epsilon_{lim}$ [%]		$\epsilon_{lim}$ [%]		$\epsilon_{lim}$ [%]		$\epsilon_{lim}$ [%]		$\epsilon_{lim}$ [%]	
	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.
0	0,000	0,050	0,000	0,040	0,000	0,033	0,000	0,029	0,000	0,025
1	0,050	0,075	0,040	0,060	0,033	0,050	0,029	0,043	0,025	0,038
2	0,075	0,150	0,060	0,120	0,050	0,100	0,043	0,860	0,038	0,075
3	0,150	0,300	0,120	0,240	0,100	0,200	0,860	0,171	0,075	0,150
4 to 5	>0,300		>0,240		>0,200		>0,171		>0,150	

(a)

Vulnerability index $I_v$ of the building										
Category of damage	Negligible		Low		Slight		Medium		High	
	$0 < I_v < 20$		$20 < I_v < 40$		$40 < I_v < 60$		$60 < I_v < 80$		$80 < I_v < 100$	
	Reduction factor $F_R$		Reduction factor $F_R$		Reduction factor $F_R$		Reduction factor $F_R$		Reduction factor $F_R$	
	$F_R = 1.0$		$F_R = 1.25$		$F_R = 1.50$		$F_R = 1.75$		$F_R = 2.0$	
Control parameter										
	$S_{max}$ [mm]	$\beta_{max}$								
1	<10	<1/500	<8	<1/625	<6,7	<1/750	<5,7	<1/875	<5	<1/1000
2	10–50	1/500– 1/200	8–40	1/625– 1/250	6,7–33	1/750– 1/300	5,7–28,5	1/875– 1/350	5–25	1/1000– 1/400
3	50–75	1/200– 1/50	40–60	1/250– 1/63	33–50	1/300– 1/75	28,5–43	1/350– 1/88	25–37,5	1/400– 1/100
4	>75	>1/50	>60	>1/63	>50	>1/75	>43	>1/88	>37,5	>1/100

(b)

**Figura 12-5 – Rapporto categoria di danno/indice di vulnerabilità/parametri di controllo secondo la classificazione di Burland (a) e Rankine (b)**

In assenza di un censimento preciso sullo stato dell’arte delle strutture esistenti, si sceglie di limitare la categoria di danno al livello di danno architettonico quindi si ammette che nessuna struttura possa entrare in una classe di danno superiore a 2. Inoltre, in vista delle coperture elevate del progetto, **le strutture che non raggiungono i limiti indicati per la classe 1 (cedimento massimo pari a 5.7 mm), sono considerate strutture fuori dalla zona di influenza geotecnica (Z.I.G.).**

#### 12.1.2.2 Stima del danno sulle infrastrutture stradali/ferroviarie interferenti

Nel caso di sottoattraversamento di ferrovie o strade si impiegano tipicamente altri criteri definiti dai concessionari. In particolare, nel caso delle ferrovie, devono essere adeguatamente analizzati i valori indicanti la qualità del binario, come il *livello longitudinale*, lo *sghembo*, e il *difetto di sopraelevazione*: le definizioni di tali parametri sono riportate nell’Istruzione Tecnica RFI (RFI TCAR ST AR 01 001 B).

Viste le profondità del tracciato nei punti di passaggio sotto le ferrovie e le strade, è stato applicato un criterio semplificato conservativo, funzione del cedimento assoluto:

- Limite di cedimento ammissibile per la rete ferroviaria: **3.5 mm**.
- Limite di cedimento ammissibile per la rete stradale: **10 mm**.

### 12.1.3 Mappatura delle strutture sottoattraversate

Si riporta di seguito l’elenco delle più significative strutture sottoattraversate dalle gallerie di progetto: si osserva che non risultano interessate infrastrutture ferroviarie.

Interferenza	Tipologia	Descrizione	Galleria	Vertici	Immagine
ST_E1	Edificio	Fabbricato	Sorpasso	84	
ST_E2	Edificio	Fabbricato	Sorpasso	86	
ST_SI	Strada	Viabilità locale (Via Rocca)	Sorpasso	78-84	
ST_GP	Opera interrata	Galleria esistente “Acquedotto Peschiera, tronco inferiore destro”	Sorpasso	95	
SAL_E1	Edificio	Fabbricato	Salisano	555	

SAL_E2	Edificio	Fabbricato	Salisano	556	
SAL_E3	Edificio	Fabbricato	Salisano	555	
SAL_E4	Edificio	Fabbricato	Salisano	556	
SAL_SI	Strada	Viabilità locale (via 4 Novembre)	Salisano	550-554	
SAL_GP	Opera interrata	Galleria esistente “Acquedotto Peschiera, tronco inferiore destro”	Salisano	548-560	

*12.1.4 Risultati delle analisi*

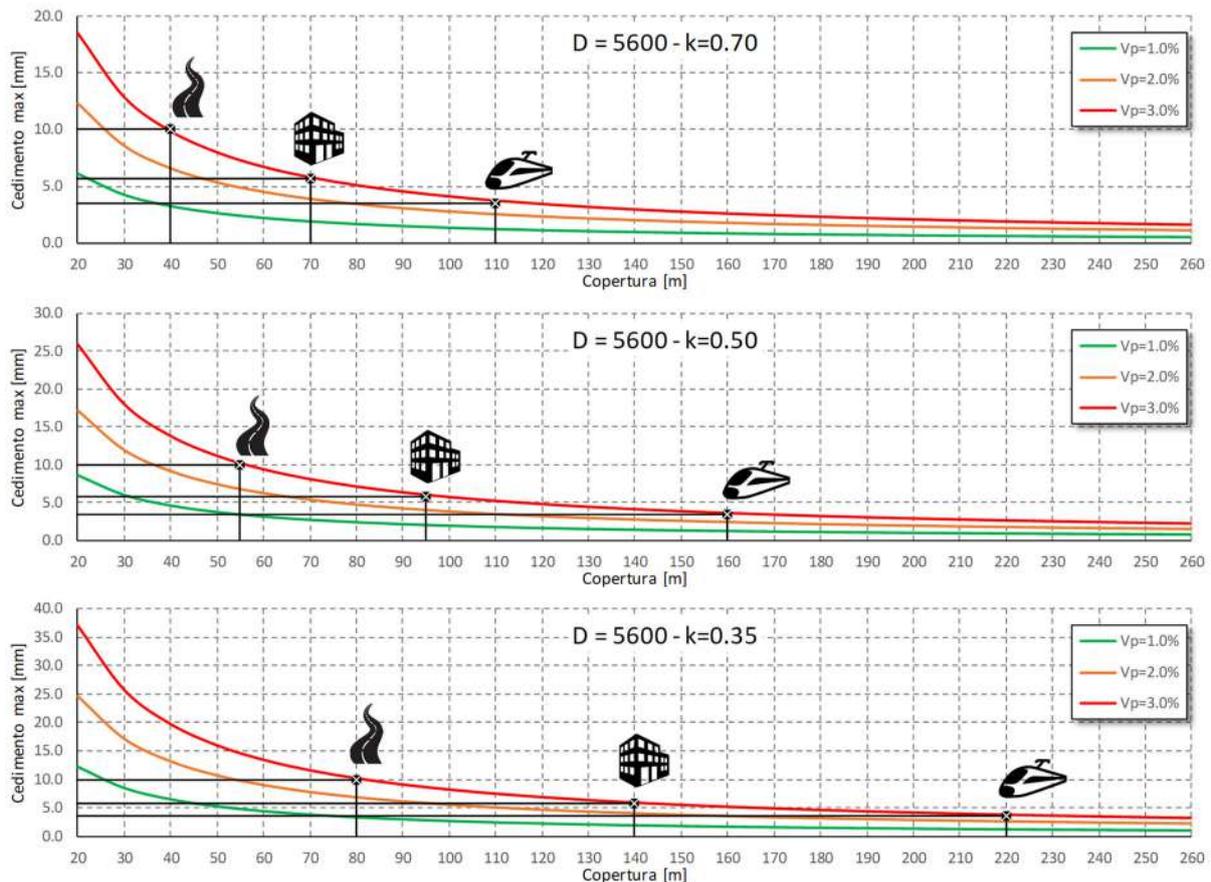
Per trovare le strutture/infrastrutture interferenti con lo scavo è necessario verificare che la posizione di esse, rispetto all’asse verticale ed orizzontale della galleria, ricada nella Zona di Influenza Geotecnica (Z.I.G.).

Al fine di ritracciare la zona di influenza geotecnica verticale (Z.I.G.), e trovare la profondità limite per cui gli esistenti non risentono l’influenza dello scavo, è stata condotta un’analisi preliminare dei cedimenti: è stato calcolato il cedimento massimo, al variare della profondità, sotto diverse ipotesi di volume perso ( $V_p$ ) e coefficiente caratteristico della natura dei terreni attraversati ( $k$ ).

A valle di tale analisi è stato possibile valutare il limite di profondità oltre la quale l’analisi degli effetti indotti può essere omessa. Le tabelle e le figure seguenti sintetizzano i risultati ottenuti:

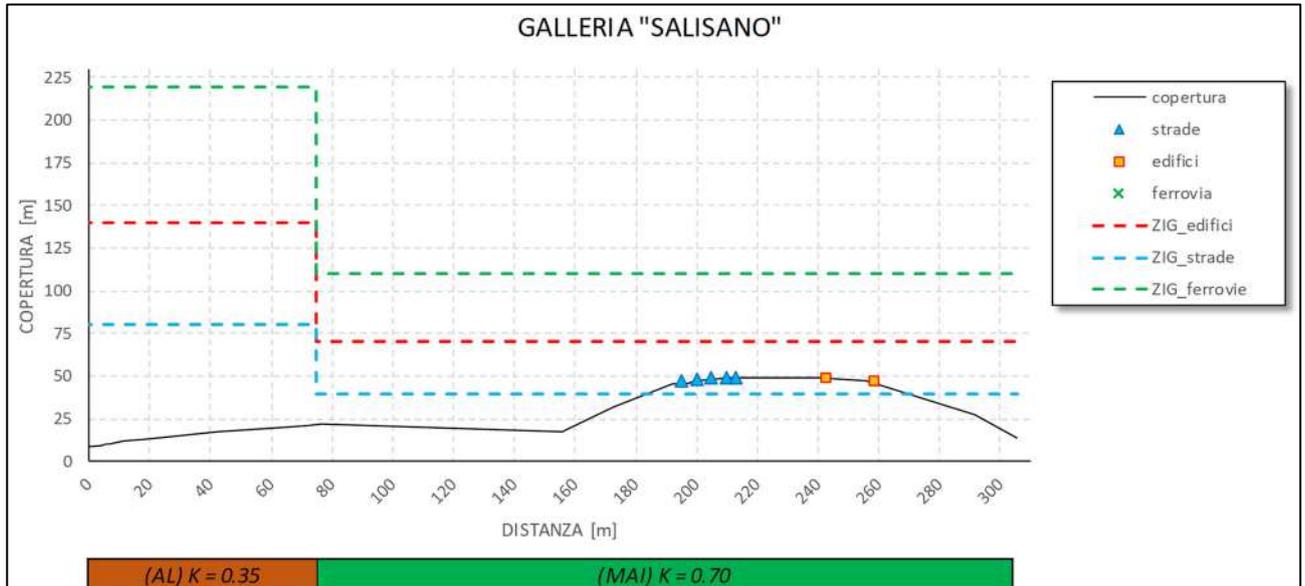
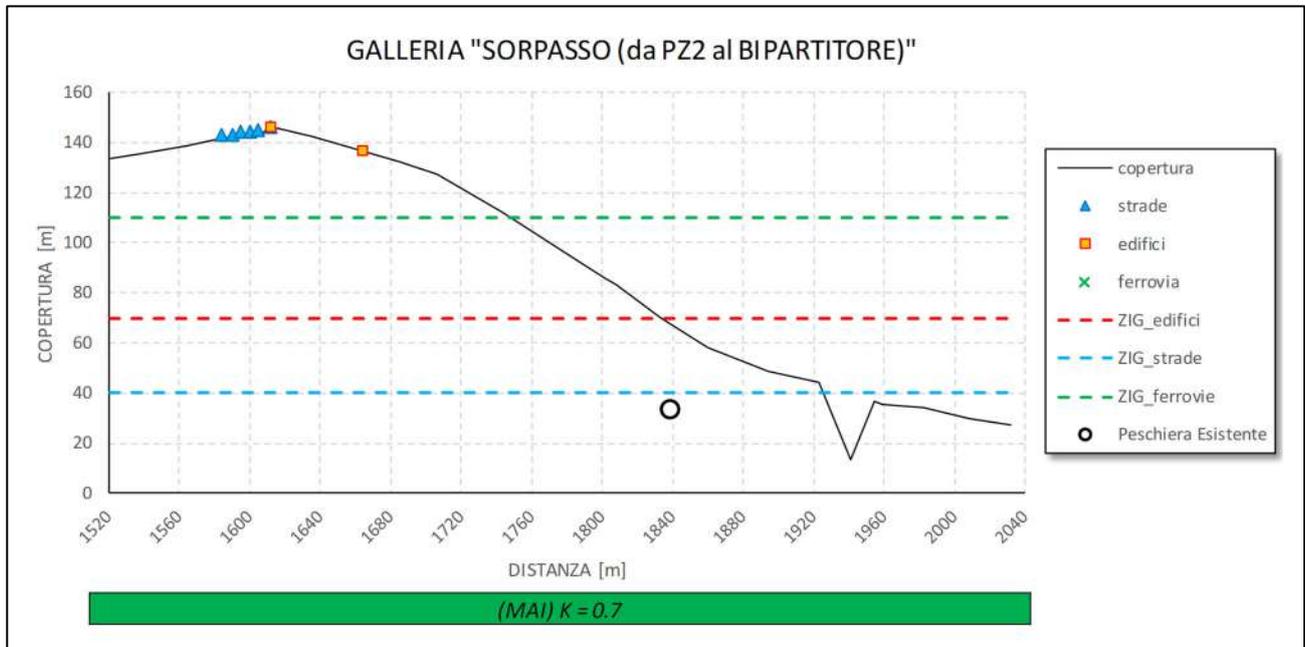
<b>D = 5600mm</b>			
<b>K</b>	<b>strade</b>	<b>edifici</b>	<b>ferrovie</b>
0.70	40	70	110
0.50	55	95	160
0.35	80	140	220

**Tabella 12-3 - Zona di Influenza Geotecnica (Z.I.G.) al variare della natura dei terreni (coefficiente  $k$ ) e del tipo di struttura sottoattraversata**



**Figura 12-6- Variazione dei cedimenti in funzione della copertura, al variare di K e del volume perso (D=5.60 m)**

Come mostrano le figure seguenti, in rapporto all’ubicazione delle strutture/infrastrutture esistenti è possibile definire la Z.I.G. e identificare le strutture/infrastrutture interferenti.



Dal riesame critico dei risultati è possibile concludere che 4 strutture/infrastrutture sottoattraversate su 10 non presentano criticità poiché la profondità della galleria è tale che gli effetti indotti sono di fatto trascurabili (Copertura > Z.I.G.).

Le rimanenti 6 interferenze, sintetizzate nella tabella sottostante, presentano coperture di bassa entità (Copertura  $\leq$  Z.I.G.) e sono state oggetto di una specifica valutazione

degli effetti indotti dallo scavo. In questa casistica rientrano anche le interferenze con le gallerie dell’acquedotto esistente.

#	Interferenza	Tipologia	Galleria	Note
1	ST_GP	Opera interrata	Sorpasso	Sottopasso Galleria Esistente
2	SAL_E1	edificio	Salisano	
3	SAL_E2	edificio	Salisano	
4	SAL_E3	edificio	Salisano	
5	SAL_E4	edificio	Salisano	
6	SAL_GP	Opera interrata	Salisano	Affiancamento Galleria Esistente
7	MV_SI	Viabilità	Monte Vecchio	Sotto Passaggio SS4

**Tabella 12-4 – Interferenze con coperture minori delle Z.I.G.**

## **12.2 Analisi di dettaglio: Analisi delle subsidenze e valutazione del danno indotto**

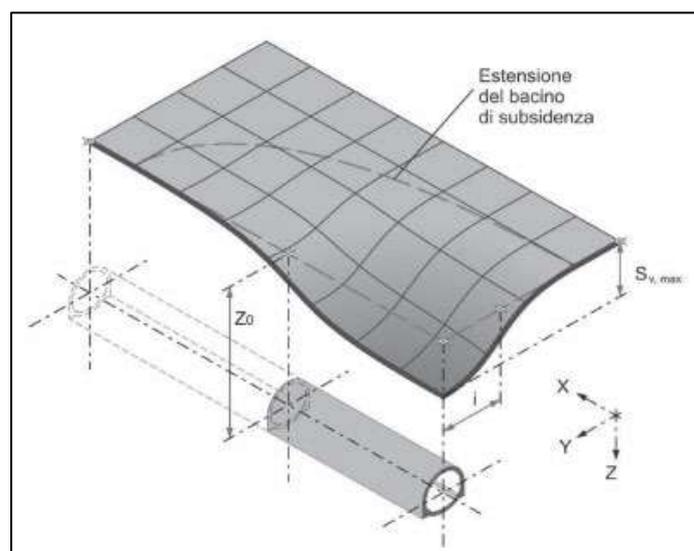
L’analisi di seconda fase o valutazione del danno indotto sulle opere/infrastrutture esistenti ha l’obiettivo di calcolare i cedimenti provocati dal passaggio dell’infrastruttura in progetto ed individuare su appositi abachi il grado dell’eventuale danno provocato.

### *12.2.1 Richiami teorici*

#### 12.2.1.1 Spostamenti verticali

La definizione del bacino di subsidenza indotto dallo scavo di una galleria si basa sullo studio condotto inizialmente da Peck [1969], basato sulle seguenti ipotesi:

- superficie “greenfield” ovvero orizzontale ed in assenza di edifici;
- terreno omogeneo ed isotropo;
- cedimento calcolato per una sezione distante dal fronte in condizione 2D ovvero con detensionamento completato fino al 100%;
- deformazioni del terreno a volume costante.



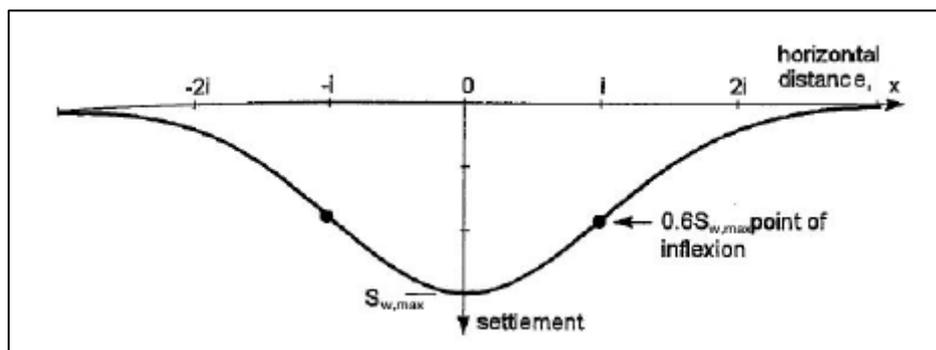
**Figura 12-7 - Bacino di subsidenza indotto dall'avanzamento dello scavo di una galleria.**

Ne deriva che la distribuzione dei cedimenti verticali alla superficie in una sezione trasversale all'asse della galleria è di tipo gaussiano, con il massimo cedimento verticale  $S_{v,max}$  in asse galleria ed assume la seguente formulazione:

$$S_V(x) = S_{V,max} e^{\frac{-x^2}{2i^2}}$$

Dove:

- $S_V(x)$  è il cedimento di un generico punto al piano campagna posto a distanza  $x$  dall'asse della galleria;
- $S_{V,max}$  è lo spostamento verticale massimo che si verifica in corrispondenza dell'asse della galleria;
- $x$  è la distanza orizzontale dall'asse della galleria;
- $i$  è la deviazione standard della curva gaussiana, ossia la distanza tra l'asse della galleria e il punto di flesso della distribuzione gaussiana.
- Il cedimento in corrispondenza del punto di flesso vale circa  $0,6 S_{V,max}$  e risulta trascurabile per  $x=2,5i$ .



**Figura 12-8 - Cedimenti in superficie di una sezione trasversale all'asse della galleria**

Il punto di flesso  $i$  rappresenta la separazione tra la porzione concava centrale del bacino detta di “sagging” dalle due laterali convesse dette di “hogging”. La porzione centrale è caratterizzata da deformazioni essenzialmente di compressione, mentre quelle laterali da deformazioni di trazione.

Tale formulazione è stata scelta fra le numerose proposte presenti in letteratura sia analitiche sia semiempiriche [si veda per esempio Sagaseta e Oteo, 1974; Sagaseta, 1987; Verruijt-Booker, 1996] per la semplicità della formulazione, dipendente da due soli parametri, e dal buon accordo ai dati acquisiti dal monitoraggio di casi reali.

Al fine di prevedere le caratteristiche geometriche del bacino di subsidenza, sono state assunte le seguenti ipotesi:

- il volume del bacino di subsidenza è eguale alla perdita di volume durante lo scavo della galleria, ottenendo la seguente relazione:

$$S_{V,max} = \frac{V_p A_g}{\sqrt{2\pi} i}$$

Dove  $V_p$  è la percentuale di perdita di volume durante lo scavo della galleria e  $A_g$  è l’area della sezione della galleria;

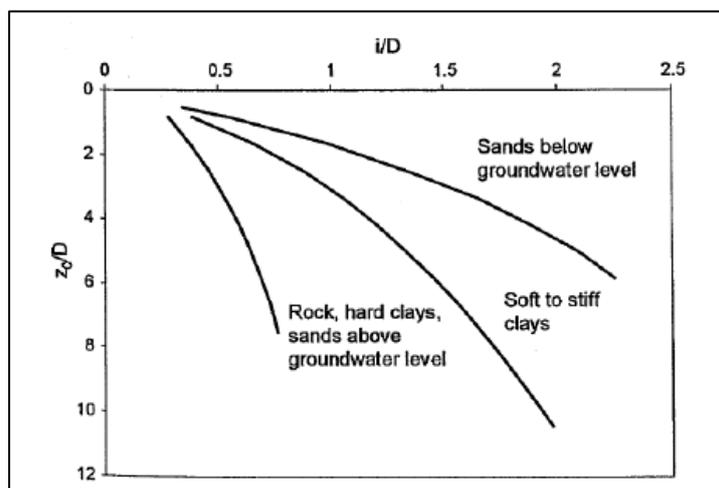
- La distanza del punto di inflessione dall’asse della galleria può essere stimata avvalendosi di varie formulazioni empiriche e semi-empiriche fornite da vari autori:
  - per [O’Reilly e New, 1982] varia linearmente con la profondità dell’asse della galleria  $z_0$ :

$$i = k z_0$$

In cui  $K=0,5$  per scavi in argilla e  $K=0,25$  in sabbia. La validità della formulazione è stata confermata da diversi autori tra cui [Rankine, 1988] che propone un intervallo di variabilità del parametro  $K$  per argille tra 0,4 e 0,6, con valor medio  $K=0,5$ , e per sabbie tra 0,25 e 0,45, con valor medio  $K=0,35$ . I dati in sabbia si riferiscono a gallerie superficiali con  $z_0 \cong 6-10\text{m}$ .

[Mair e Taylor, 1997] propongono valori di K compresi 0,2 e 0,45 per sabbie e ghiaie, tra 0,4 e 0,6 per argille consistenti e tra 0,6 e 0,75 per argille tenere.

- o [Peck, 1969] suggerisce una correlazione con la profondità dell'asse della galleria  $z_0$ , in forma adimensionale rispetto al diametro della galleria  $D$ , proponendo relazioni diverse in base al tipo di terreno.



**Figura 12-9 - Relazione tra il parametro di deviazione standard  $i$  e la profondità della galleria  $z_0$  per diversi tipi di terreno [Peck, 1969]**

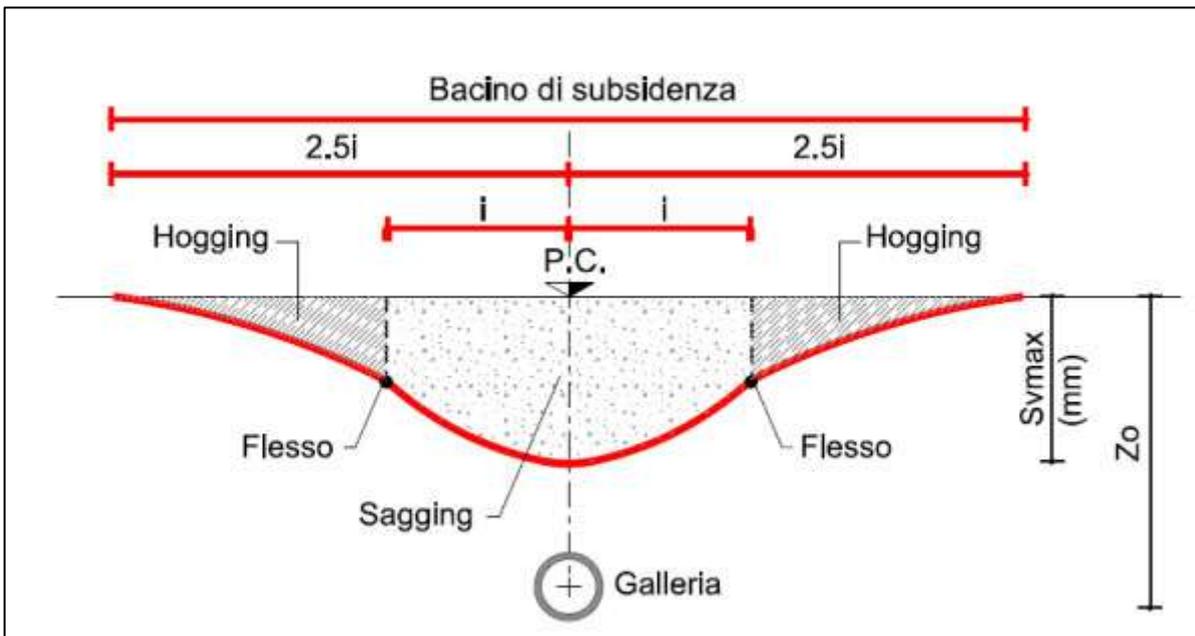
La relazione che ben interpola le curve in figura è stata proposta successivamente da [Schmidt, 1974] ed è la seguente:

$$\frac{2i}{D} = \left(\frac{z_0}{D}\right)^{0.8+1}$$

I soli parametri da stimare per definire la curva di subsidenza sono pertanto rappresentati da  $V_p$ , che dipende sia dalle caratteristiche geotecniche del terreno attraversato, sia dal metodo di scavo, e  $k$ , parametro che dipende principalmente dalle caratteristiche geotecniche dei terreni.

Si osservi che, sulla base di tale formulazione, si può affermare che per  $y > 3i$  il rapporto  $s/s_{\max}$  risulta trascurabile (inferiore all'1%); pertanto, si può convenzionalmente

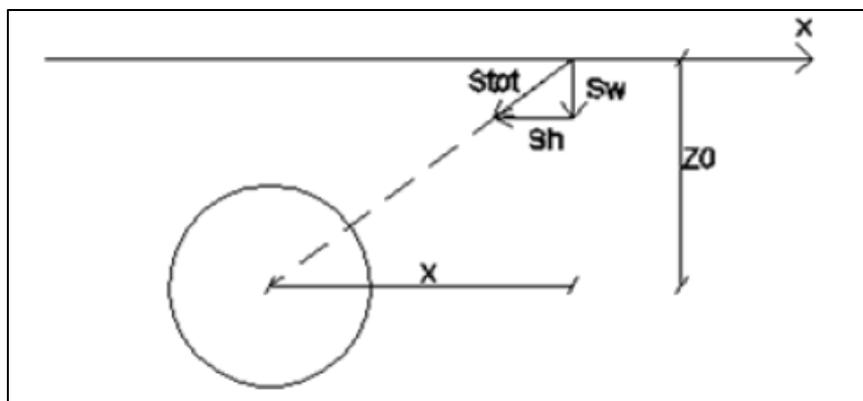
assumere quale ampiezza del bacino di subsidenza una fascia di larghezza pari a  $6i$  ( $3i$  per lato rispetto all’asse galleria). La maggior parte del cedimento ( $95\%$  di  $S_{v,max}$ ) si sviluppa peraltro all’interno di una fascia di ampiezza  $5i$  ( $2.5i$  per lato rispetto all’asse galleria) [Mair & Taylor, 1997].



**Figura 12-10 - Bacino di subsidenza bidimensionale**

### 12.2.1.2 Spostamenti orizzontali

Dai risultati di numerose prove in centrifuga, [Attewell, 1978] e [O'Reilly e New, 1982] propongono per gallerie scavate in argilla che in un piano trasversale all'asse della galleria, per ciascun punto al piano campagna, il vettore degli spostamenti sia diretto verso il centro della galleria, assunto il parametro K costante con la profondità.



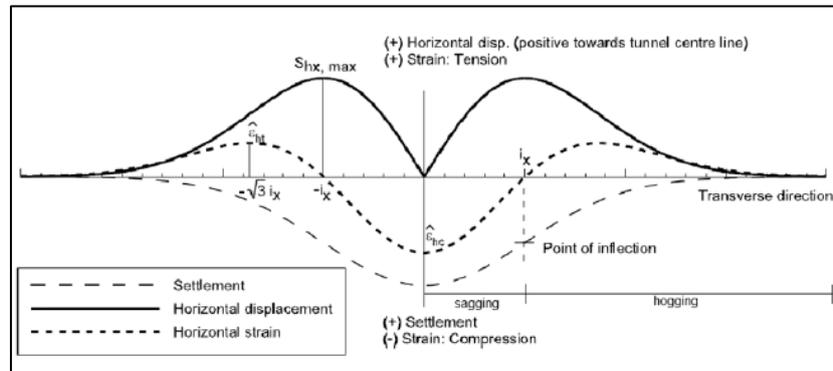
**Figura 12-11 - Direzione del vettore spostamento**

Detti:

- $S_{tot}$  il vettore spostamento;
- $S_v$  la componente verticale del vettore spostamento;
- $S_h$  la componente orizzontale del vettore spostamento;

dall'ipotesi che lo spostamento totale di un generico punto al piano campagna sia diretto lungo la congiungente col centro della galleria, ricorrendo ad una semplice proporzione ( $S_v/z_0=S_h/x$ ), si ricava la componente orizzontale dello spostamento in direzione trasversale all'asse della galleria:

$$S_h(x) = -\frac{x}{z_0} S_v(x)$$



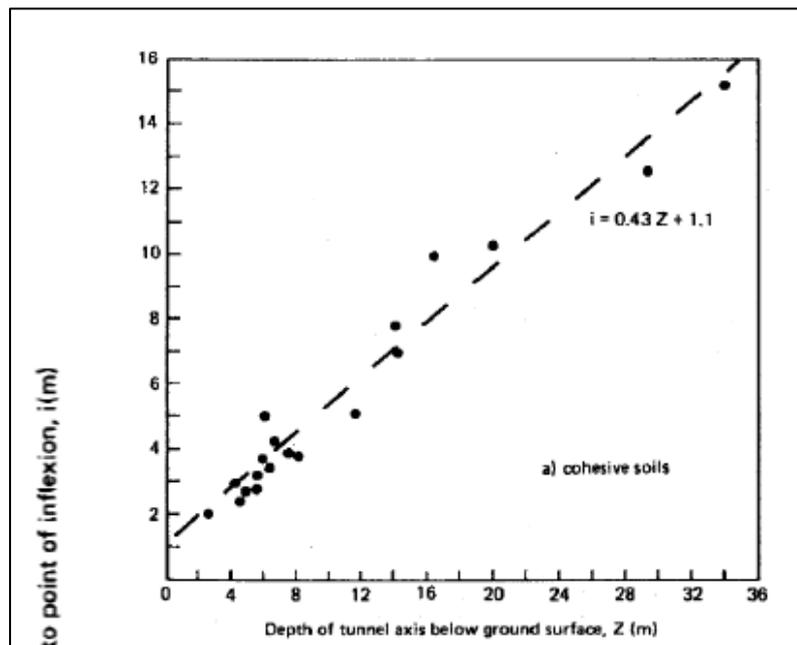
**Figura 12-12 - Andamento degli spostamenti e delle deformazioni orizzontali in superficie in direzione trasversale alla galleria [Burland, 1997]**

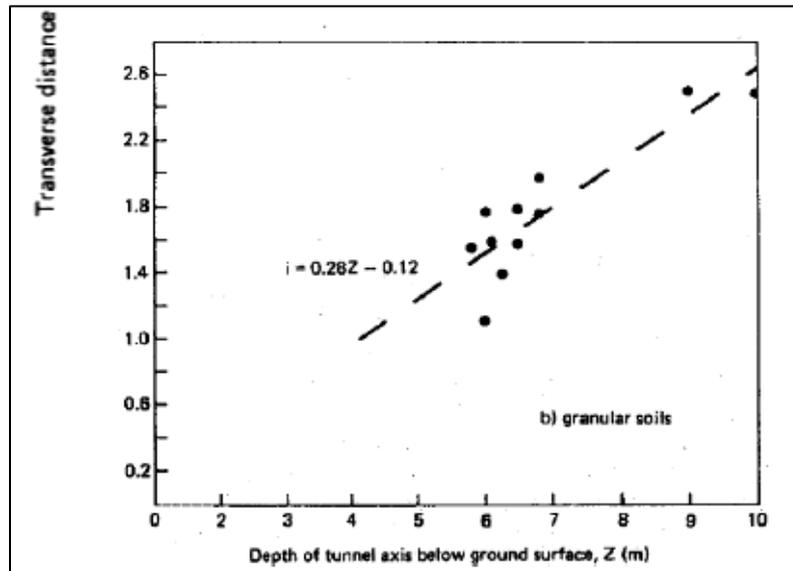
### 12.2.1.3 Movimenti in profondità

Anche i cedimenti in profondità, al di sopra dell'asse della galleria, seguono l'andamento di una distribuzione di probabilità gaussiana con asse di simmetria nel centro dello scavo, per la quale però la deviazione standard vale  $i=i_z$  (il pedice -z indica che la gaussiana si riferisce agli spostamenti in profondità). Analisi di regressione lineare sono state condotte sulla base di scavi di gallerie in diversi terreni (21 casi di terreni coesivi e 16 di terreni granulari) da [O'Reilly e New, 1982] ed hanno portato ad individuare una dipendenza lineare con la profondità della deviazione standard della gaussiana  $i_z$ :

$$i_z=0,43 z_0+1,1 \text{ per terreni coesivi}$$

$$i_z=0,28 z_0+0,12 \text{ per terreni granulari}$$





**Figura 12-13 - Dipendenza lineare con la profondità della deviazione standard della gaussiana  $i=i_z$  [O’Reilly & New, 1982]**

#### 12.2.1.4 Interazione terreno struttura

Il metodo, sviluppato da Potts e Addenbrooke (1997), considera la rigidità assiale e flessionale dell’edificio, assunto di lunghezza infinita in direzione parallela all’asse galleria ovvero in condizione 2D.

La rigidità degli edifici riduce i cedimenti verticali e orizzontali calcolati in condizioni “greenfield”; pertanto, porta ad una riduzione della categoria di rischio.

Si procede quindi a valutare per ciascuna parte dell’edificio in “hogging” / “sagging” la rigidità assiale  $\alpha^*$  e la rigidità flessionale  $\rho^*$  secondo le correlazioni.

$$\alpha^* = \frac{EA}{E_s \left(\frac{B}{2}\right)}$$

$$\rho^* = \frac{EI}{E_s \left(\frac{B}{2}\right)^4}$$

- B: estensione edificio zona “hogging” / “sagging”
- $E_s$ : modulo di deformazione del terreno (corrispondente ad una deformazione assiale pari a 0.01% in una prova triassiale)
- EA: rigidità assiale degli elementi strutturali che compongono l’edificio
- EI: rigidità flessionale degli elementi strutturali che compongono l’edificio

La rigidità dell’edificio dipende se è in muratura o in cemento armato e di quanti piani si compone. I valori proposti dagli Autori sono illustrati nella figura seguente.

Building	Bending stiffness, $EI$ : $\text{kNm}^2/\text{m}$	Axial stiffness, $EA$ : $\text{kN/m}$
Slab	$6.47 \times 10^3$	$3.45 \times 10^6$
One-storey	$2.00 \times 10^7$	$6.90 \times 10^6$
Three-storey	$2.00 \times 10^8$	$1.38 \times 10^7$
Five-storey	$6.96 \times 10^8$	$2.07 \times 10^7$
Ten-storey	$4.39 \times 10^9$	$3.80 \times 10^7$

Poisson's ratio  $\nu = 0.15$ .

Table 2. Stiffness of buildings (per unit length). An  $m$ -storey building consists of  $m + 1$  slabs

**Figura 12-14 - Rigidezze assiali e flessionali degli edifici in funzione del numero di piani (da Potts e Addenbrooke,1997)**

Una volta definiti i valori della rigidezza assiale  $\alpha^*$  e di quella flessionale  $\rho^*$ , si fa uso di appositi grafici che permettono di valutare i fattori di riduzione  $M$  del rapporto di inflessione  $D/R$  e della deformazione orizzontale massima  $\varepsilon_h$  con i quali si andrà a ridefinire la categoria di rischio di danno degli edifici.

I fattori di riduzione sono per le parti di "hogging"/"sagging" espressi nel modo seguente:

$$M_{hog}^{DR} = \frac{DR_{hog}(\text{edificio})}{DR_{hog}(\text{greenfield})}$$

$$M_{sag}^{DR} = \frac{DR_{sag}(\text{edificio})}{DR_{sag}(\text{greenfield})}$$

$$M_{cx}^{shmax} = \frac{\varepsilon_{hmaxcx}(\text{edificio})}{\varepsilon_{hmaxcx}(\text{greenfield})}$$

$$M_{tx}^{shmax} = \frac{\varepsilon_{hmaxtx}(\text{edificio})}{\varepsilon_{hmaxtx}(\text{greenfield})}$$

Il metodo è stato di recente ulteriormente migliorato da Franzius (2006) che propone una modifica al calcolo di  $\alpha^*$  e di  $\rho^*$  per tenere conto della tridimensionalità degli edifici:

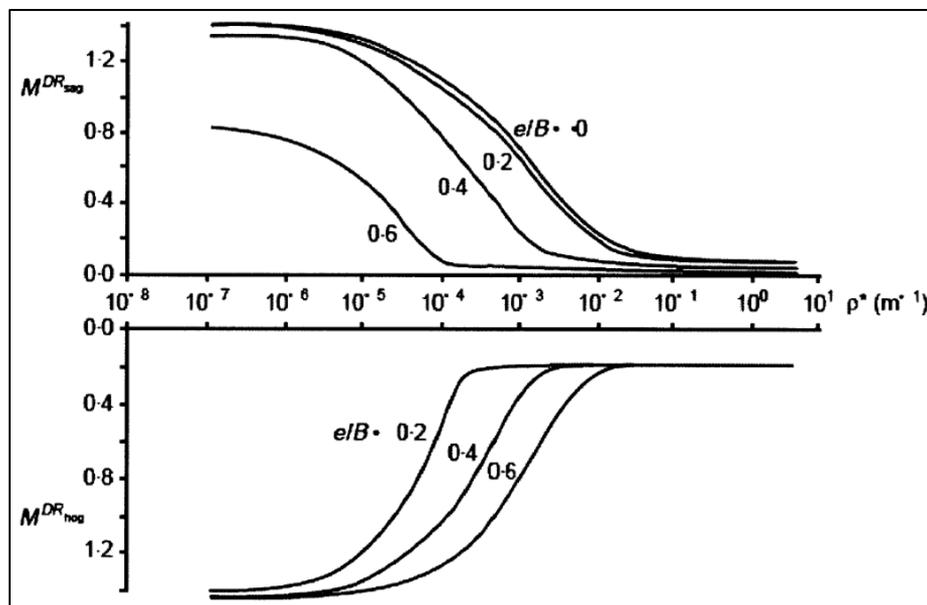
$$\rho^{*mod} = \frac{EI}{E_s z_0 B^2 L}$$

$$\alpha^{*mod} = \frac{EA}{E_s BL}$$

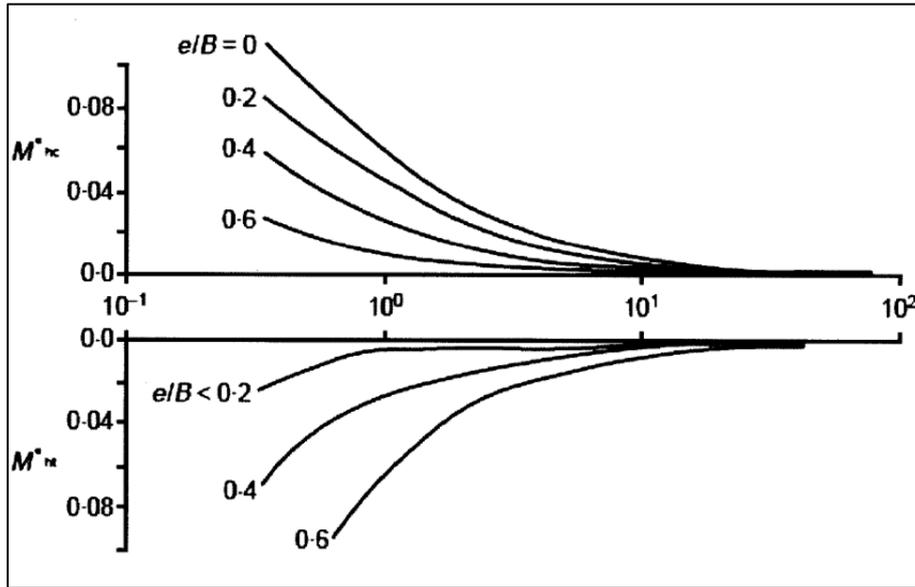
con L la lunghezza dell’edificio lungo l’asse della galleria.

I nuovi valori di  $\alpha^*$  e di  $\rho^*$  sono quindi utilizzati per entrare negli abachi al fine di stabilire i valori dei fattori di riduzione M del rapporto di inflessione e della deformazione orizzontale.

Le categorie di rischio, indicate da Burland (1977), sono quindi ridefinite con i nuovi valori della deformazione massima  $\varepsilon_{lim}$  che tiene conto dei valori corretti del rapporto di inflessione e della deformazione orizzontale.



**Figura 12-15 - Abaco per calcolo del fattore di riduzione  $M^{DR}$  (Franzius, 2006)**

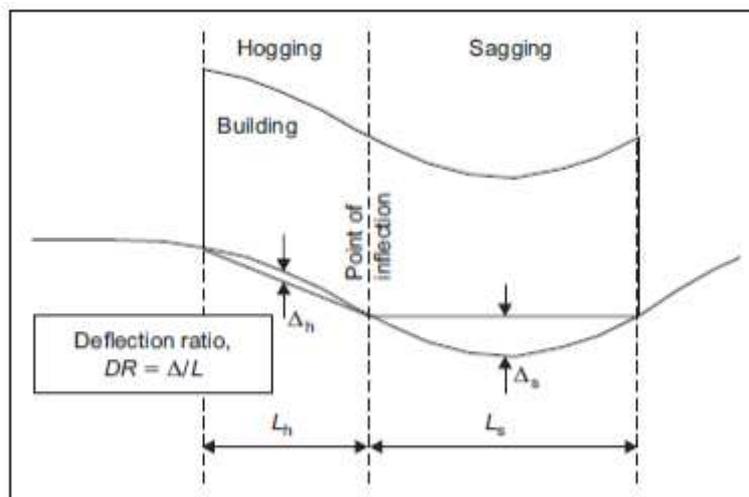


**Figura 12-16 - Abaco per calcolo del fattore di riduzione  $M^{sh}$  (Franzius, 2006)**

12.2.1.5 Valutazione della classe di danno degli edifici

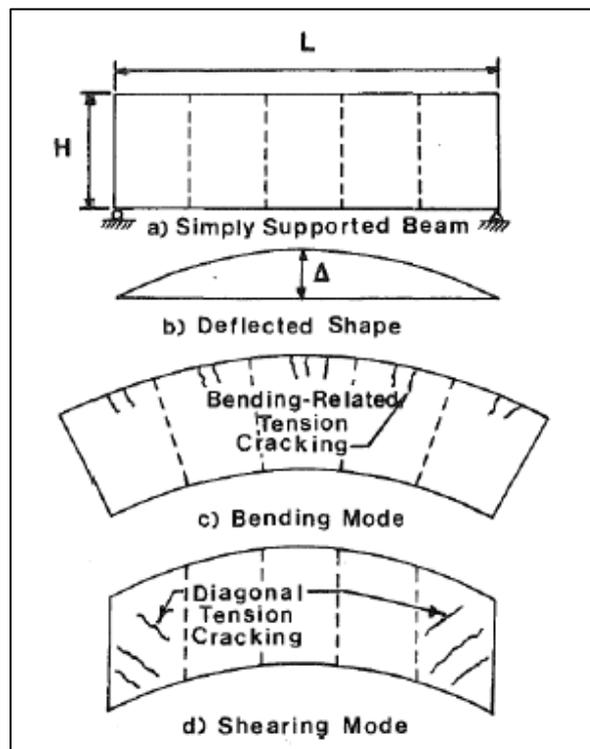
Il metodo risulta essere conservativo in quanto fa riferimento ai cedimenti “greenfield” ovvero si trascura la riduzione degli spostamenti del terreno e quindi delle deformazioni associate dell’edificio a causa della rigidità degli edifici stessi.

Ne deriva che si assume che gli edifici si adeguino alla deformata del terreno in condizioni “greenfield”, come schematizzato in figura.



**Figura 12-17 - Definizione del rapporto di inflessione**

I fabbricati sono schematizzati come semplici travi elastiche alla Timoshenko prive di peso, di profondità unitaria, altezza H e lunghezza L (che rappresentano le dimensioni totali dell'edificio), con comportamento elastico-lineare e isotropo, caratterizzate da un punto di vista geometrico dalla loro altezza ed estensione nel bacino di subsidenza lungo una sezione trasversale all’asse della galleria.



**Figura 12-18 - Modello trave equivalente [Boscarding e Cording, 1989]**

Un edificio viene suddiviso nelle sue parti ricadenti all’interno della zona di “sagging” e di “hogging” del bacino di subsidenza, che vengono analizzate in modo indipendente.

Ciascuna porzione di edificio è quindi schematizzata come una trave di lunghezza  $L$  che si deforma nel punto centrale per la massima inflessione del terreno  $\Delta$ . Il rapporto  $\Delta/L$  è noto come rapporto di inflessione e viene utilizzato per calcolare le deformazioni flessionali  $\varepsilon_b$  e di taglio  $\varepsilon_d$  degli edifici in funzione delle caratteristiche geometriche e di rigidità degli stessi.

La deformazione flessionali  $\varepsilon_b$  è data da:

$$\varepsilon_b = \frac{\Delta}{L} \frac{1}{\frac{1}{12t} + \frac{3I}{2tLH} \frac{G}{E}}$$

mentre la deformazione di taglio  $\varepsilon_d$  è data da

$$\varepsilon_d = \frac{\Delta}{L} \frac{1}{1 + \frac{HL^2 G}{18I E}}$$

- $\Delta/L$ : rapporto di inflessione;
- L: estensione edificio area “sagging”/”hogging”;
- H: altezza edificio;
- I: inerzia edificio;
- E: modulo elastico edificio;
- G: modulo di taglio edificio.

Il rapporto E/G vale 2.6 per edifici in muratura e 12.5 per edifici in cemento armato.

Le suddette deformazioni sono associate agli spostamenti verticali del terreno; pertanto, è necessario definire anche le deformazioni dovute agli spostamenti orizzontali del terreno.

È quindi definito un valore medio della deformazione orizzontale, per ciascuna porzione in cui è stato suddiviso l’edificio, pari a

$$\bar{\varepsilon}_h = \frac{S_{h1} - S_{h2}}{L_t}$$

Infine, si combinano le deformazioni  $\varepsilon_b$  e  $\varepsilon_d$  con  $\bar{\varepsilon}_h$  al fine di ottenere le deformazioni totali, derivanti sia dai cedimenti verticali che da quelli orizzontali, nel seguente modo

$$\varepsilon_{bt} = \bar{\varepsilon}_h + \varepsilon_b \quad \text{deformazione totale flessionale}$$

$$\varepsilon_{dt} = \frac{(1-\nu)}{2} \bar{\varepsilon}_h + \left[ \left( \frac{(1-\nu)}{2} \bar{\varepsilon}_h \right)^2 + \varepsilon_d^2 \right] \quad \text{deformazione totale di taglio}$$

L’analisi prevede quindi di definire la classe di danno in funzione del massimo valore tra  $\varepsilon_{bt}$  e  $\varepsilon_{dt}$  che è chiamato  $\varepsilon_{lim}$ .

La distribuzione delle deformazioni nel bacino di subsidenza è la seguente: la zona di sagging è caratterizzata da deformazioni di compressione e di trazione, la zona di hogging invece presenta solo deformazioni di trazione, che generalmente risultano

essere superiori a quelle della zona di sagging, definendo la zona di hogging come la più critica in rapporto ai danni prodotti agli edifici.

Queste considerazioni sono dovute al fatto che le deformazioni indotte dagli spostamenti verticali risultano essere di compressione e di trazione per la zona di sagging e solo di trazione per la zona di hogging, mentre le deformazioni dovute agli spostamenti orizzontali sono solo di trazione per entrambi i settori.

Ne deriva che componendo le due aliquote si ha che le deformazioni di trazione sono superiori nella zona di hogging rispetto a quella di sagging.

Una volta stabilito il valore  $\epsilon_{lim}$  è possibile definire la classe di danno degli edifici.

È importante sottolineare che la classe di danno in realtà è una categoria di rischio ovvero rappresenta un possibile livello di danno in quanto quello reale sarà certamente inferiore a causa della rigidità degli edifici, che riduce gli spostamenti orizzontali del terreno, diminuendo così le deformazioni indotte alle strutture.

Le categorie di rischio sono cinque e sono state definite non in funzione dell’apertura delle fessure ( $\epsilon_{lim}$ ) quanto in rapporto alla facilità ed all’entità dei lavori necessari per un loro recupero.

Categoria di rischio	Grado di danneggiamento	$\epsilon_{lim}$ (%)
0	trascurabile	0 ÷ 0,05
1	molto leggero	0,05 ÷ 0,075
2	leggero	0,075 ÷ 0,15
3	moderato	0,15 ÷ 0,3
4 - 5	da grave a molto grave	> 0,3

Categoria di rischio	Grado di danneggiamento	Descrizione del danno
0	trascurabile	Fessure "capello d'angelo" di apertura dell'ordine di un decimo di millimetro.
1	molto leggero	Sottili fessure facilmente nascondibili con lavori di rifinitura. Danni generalmente ristretti alle finiture dei tramezzi. Fessure ampie fino ad 1 mm, visibili nei blocchi delle murature esterne ad attento esame ravvicinato.
2	leggero	Fessure facilmente riempibili. Probabile richiesta re – intonacatura o verniciatura, o rivestimento di piastrelle ex – novo. Le fessure sono visibili anche nelle pareti esterne, potendo essere anche necessario riempirne qualcuna per mantenere la protezione dagli agenti atmosferici. Porte e finestre possono leggermente incastrarsi. Lo spessore delle fessure può arrivare a 5 mm.
3	moderato	Le fessurazioni richiedono l'intervento di un muratore, per rattoppare le breccie createsi. Una parte di fessure possono essere riempite con malta, in alcuni casi occorre sostituire alcuni elementi della muratura. Porte e finestre si incastrano, si possono avere rotture delle tubature di servizio e spesso viene indebolita la tenuta atmosferica. Valori delle fessure da 5 a 15 mm, o un numero maggiore di ampiezza minore ( $\approx 3$ mm).
4	grave	Intere sezioni di muratura deve essere demolita e sostituita, con lavori estesi specialmente a porte e finestre. Si fa sentire l'inclinazione del pavimento, stipiti ed architravi di porte e finestre sono visibilmente (con differenze di pendenza maggiori di 1/100) distorti; si notano anche inclinazione e rigonfiamenti delle pareti, perdite di carico delle travi. Tubazioni distrutte. L'ampiezza delle fessure giunge a 15 + 25 mm, dipendendo dalla frequenza.
5	molto grave	A questo livello occorrono parziali o totali ricostruzioni del fabbricato. Le travi non portano più il loro carico, l'inclinazione delle pareti è tale da rendere necessario il puntellamento, le finestre si rompono con la distorsione: c'è pericolo di instabilità. La distribuzione delle fessure può portare ad ampiezze delle stesse superiori a 25 mm.

**Figura 12-19 - Categoria di rischio danno [Burland 1977, Boscardin M.D., Cording E.J. 1989]**

Da notare che il campo di valori di  $\epsilon_{lim}$  per la definizione del danno atteso varia in funzione dell'indice  $I_v$  (Indice di vulnerabilità della costruzione) scelto.

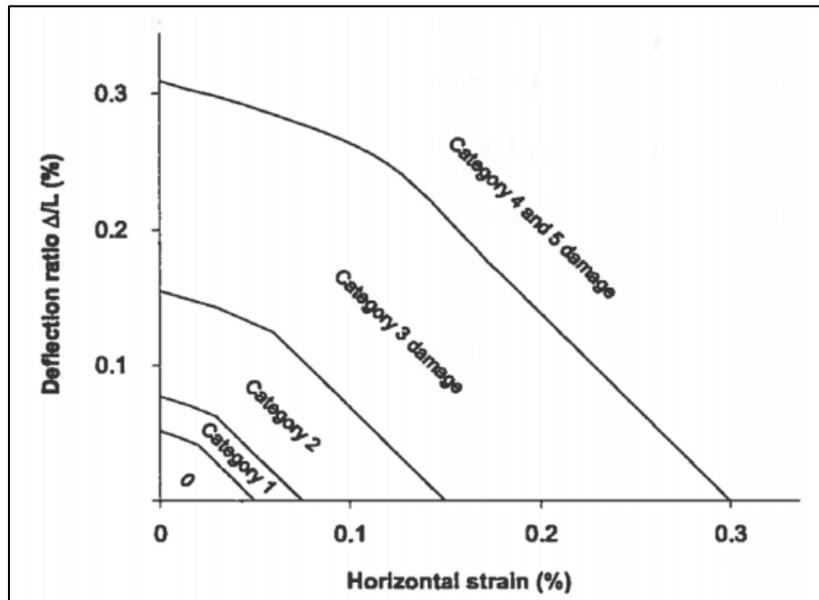
In particolare, le categorie comprese tra 0 e 2 sono associate a danni estetici facilmente riparabili, mentre le categorie 3 e 4 indicano danni strutturali con ingenti lavori di risanamento. La classe 5 rappresenta lesioni strutturali profonde con problemi di stabilità degli edifici, che necessitano la parziale o totale ricostruzione degli stessi.

Ne deriva che è di particolare importanza il passaggio dalla categoria 2 alla 3, infatti i danni associati alle categorie dalla 0 alla 2 sono presenti in molti edifici a causa di fenomeni di ritiro, effetti termici, normali cedimenti del terreno, pertanto sono considerati come accettabili. Se l’analisi che non considera l’interazione terreno – struttura indica una categoria di danno compresa tra 0 – 2 allora si considera che gli edifici non subiranno danni a causa delle assunzioni conservative del metodo.

Invece nel caso in cui l’analisi definisca una classe di danno pari o superiore a 3, si dovrà procedere a considerare l’interazione terreno – struttura. In questo caso se la classe di danno, sarà al massimo pari a 2 si terminerà l’analisi, mentre se risulterà essere ancora pari o superiore a 3 si dovranno applicare delle misure di prevenzione a protezione degli edifici.

I risultati della suddetta analisi possono essere verificati tramite il confronto con grafici semplificati, proposti da Burland (1995), che definiscono la classe di danno in funzione dei valori del rapporto di inflessione  $\Delta/L$  e del valore medio della deformazione orizzontale  $\bar{\epsilon}_h$ . Tali diagrammi, validi solo per il settore di hogging della gaussiana, sono stati specificati in funzione di diversi valori del rapporto L/H con L lunghezza dell’edificio e H altezza dell’edificio.

La Figura seguente riporta un esempio di grafico per il rapporto L/H pari a 1.



**Figura 12-20 - Categoria di rischio danno con grafici semplificati [Burland, 1995]**

### 12.2.2 *Stima del volume perso*

Il volume perso in galleria  $V_L$  a seguito del detensionamento del terreno attorno al cavo è il parametro di riferimento per il calcolo dei cedimenti alla superficie.

In mancanza di dati specifici sul valore del volume perso si è deciso di effettuare uno studio parametrico basandosi sui dati già riportati nel capitolo precedente e di seguito brevemente richiamati:

<b>Condizione</b>	<b><math>V_p</math> [%]</b>
Condizione limite di normale esercizio associata allo scavo in tradizionale	1.0
Raggiungimento della soglia di attenzione	1.5
Raggiungimento della soglia di allarme	2.0
Analisi estremamente cautelativa i cui risultati permettono di evidenziare il livello di rischio in caso di conduzione dello scavo in modalità non corretta e/o fenomeni non prevedibili	3.0

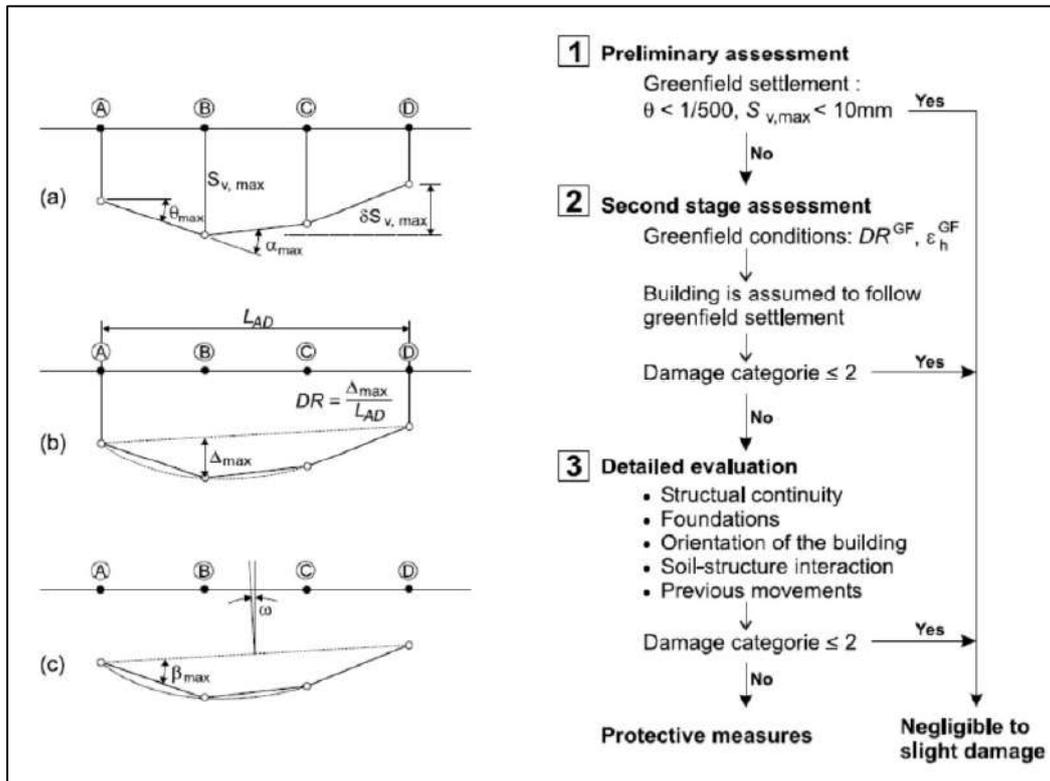
A favore di sicurezza non sono stati svolti i calcoli per i quali  $V_L=1.0\%$ .

### 12.2.3 Individuazione degli edifici interferiti

Il calcolo della estensione del bacino è avvenuto considerando in terreni di scavo a comportamento roccioso utilizzando un valore di  $k$  pari a 0.70 ed assumendo (in mancanza di dati specifici) che la quota di imposta  $z$  delle fondazioni degli edifici sia ad una profondità di circa 1.5 m dal piano campagna. Per la scelta degli edifici, ricadenti all’interno della Z.I.G., soggetti alla valutazione del danno si è fatto riferimento alla distanza tra asse galleria ed edificio, minor copertura e classe d’uso; analogamente per le viabilità si è scelto di effettuare la valutazione del cedimento massimo verticale per le sole strade comunali/provinciali asfaltate. Di seguito è riportato un quadro sinottico delle interferenze soggette a valutazione del danno (evidenziate in verde):

#	Interferenza	Tipologia	Galleria	Note
1	ST_GP	Opera interrata	Sorpasso	Sottopasso Galleria Esistente
2	SAL_E1	edificio	Salisano	Civile abitazione
3	SAL_E2	edificio	Salisano	Civile abitazione
4	SAL_E3	edificio	Salisano	Civile abitazione
5	SAL_E4	edificio	Salisano	Civile abitazione
6	SAL_GP	Opera interrata	Salisano	Affiancamento Galleria Esistente

Per ogni edificio è stata effettuata la valutazione del danno nelle condizioni di *green-field*; nel caso in cui il danno associato sia di tipo “Moderato” o superiore, si è effettuata un’analisi di interazione terreno struttura.



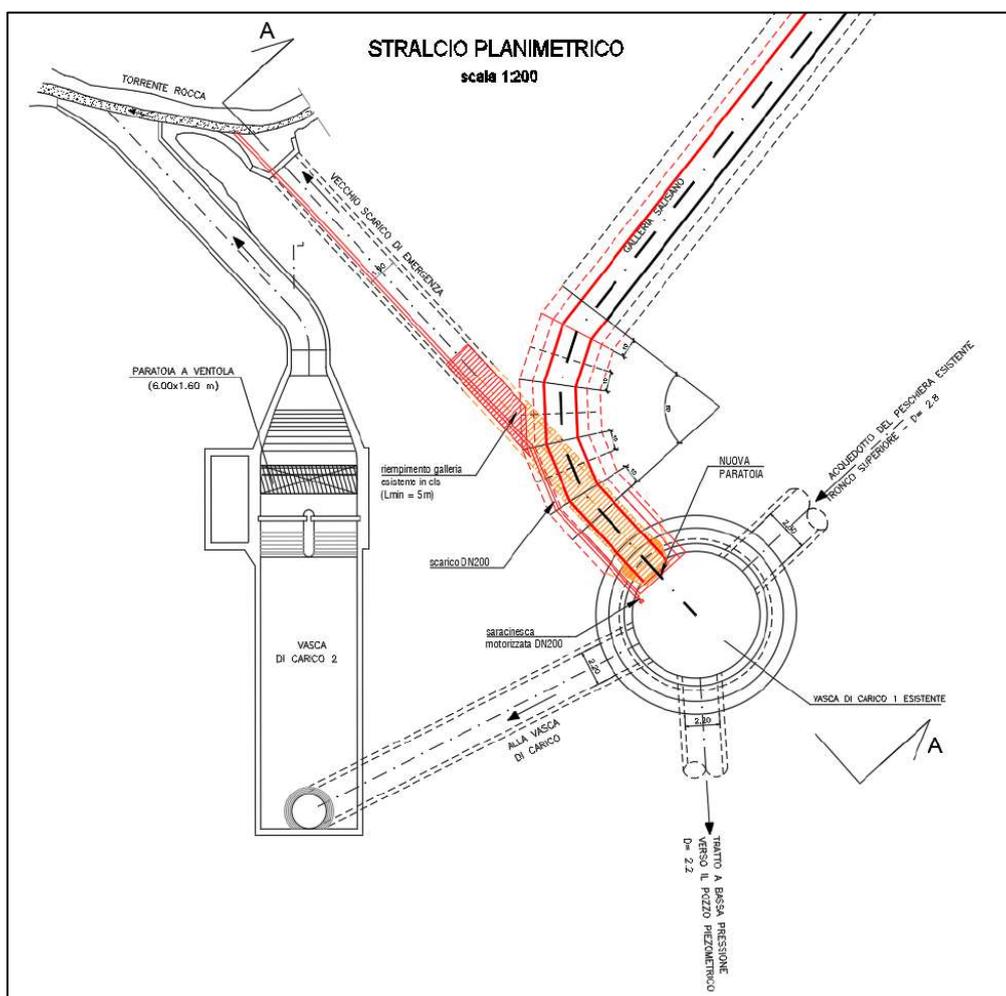
**Figura 12-21 - Albero logico per la valutazione del danno**

La seguente tabella riporta per ciascuna sezione il valore massimo del cedimento verticale in funzione del volume perso e la classe di danno associata; ai fini della valutazione del danno si è assunto cautelativamente per la determinazione del campo di valori di  $\epsilon_{lim}$  un valore dell’indice  $I_v$  (indice di vulnerabilità della costruzione) compreso tra 60 e 80.

<b>EDIFICI - GALLERIA SALISANO</b>					
<b>Interferenza</b>	<b>Allineamento</b>	<b>V<sub>L</sub></b>	<b>S<sub>vMax</sub> [mm]</b>	<b>S<sub>hMax</sub> [mm]</b>	<b>Danno</b>
SAL_E1	1 - Green Field	0.50%	4.3	-0.6	Trascurabile
		1.00%	5.7	-0.8	Trascurabile
		1.50%	8.5	-1.2	Trascurabile
	2 - Green Field	0.50%	4.3	-1.6	Trascurabile
		1.00%	5.7	-2.1	Trascurabile
		1.50%	8.5	-3.2	Trascurabile
SAL_E2	1 - Green Field	0.50%	4.6	-0.3	Trascurabile
		1.00%	6.1	-0.4	Trascurabile
		1.50%	9.1	-0.6	Trascurabile
	2 - Green Field	0.50%	4.6	-0.4	Trascurabile
		1.00%	6.1	-0.5	Trascurabile
		1.50%	9.1	-0.8	Trascurabile

*12.2.4 Interferenza tra galleria Salisano e Condotta esistente del tronco superiore del Peschiera*

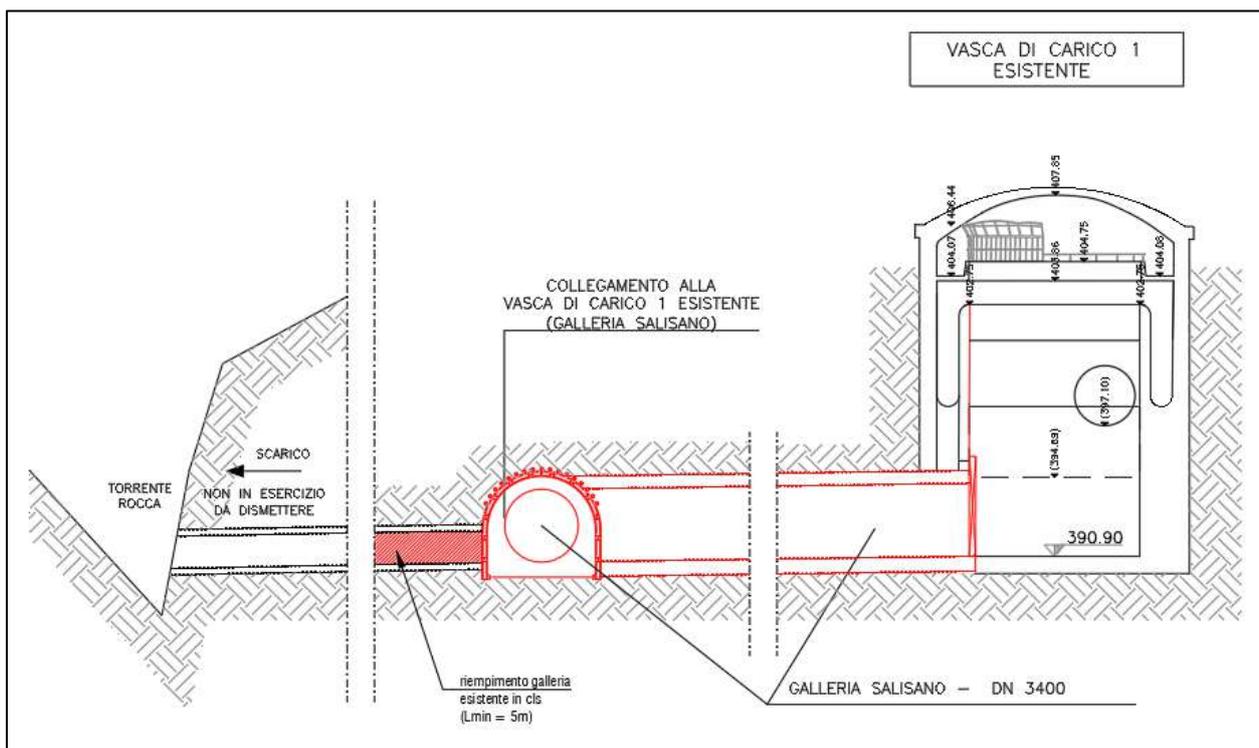
In corrispondenza dell’attacco alla vasca di carico esistente la condotta in progetto risulta affiancata per una lunghezza minima di 17m, al tronco superiore dell’acquedotto del Peschiera esistente. Di seguito si riporta uno stralcio planimetrico:



**Figura 12-22 – Inquadramento planimetrico collegamento alla vasca di carico**

Per la determinazione della distanza altimetrica tra baricentro della galleria in progetto ed estradosso della base della condotta esistente, si è fatto riferimento, alla differenza

di quota in corrispondenza dell’attacco con la vasca di carico esiste ove il dislivello è minimo e pari a circa 4.5m.



**Figura 12-23 – Inquadramento altimetrico collegamento alla vasca di carico**

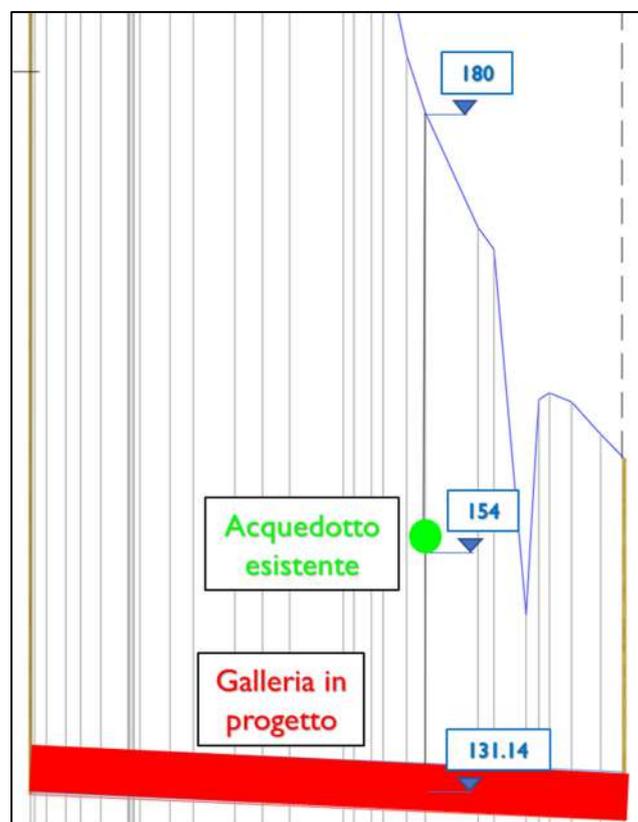
A partire dal valore della copertura si è determinato il valore della lunghezza di influenza oltre il quale i cedimenti sono trascurabili:

$$L_{inf} = 2.5 \cdot i = 2.5 \cdot k \cdot C = 2.5 \cdot 0.7 \cdot 4.5 = 7.9m$$

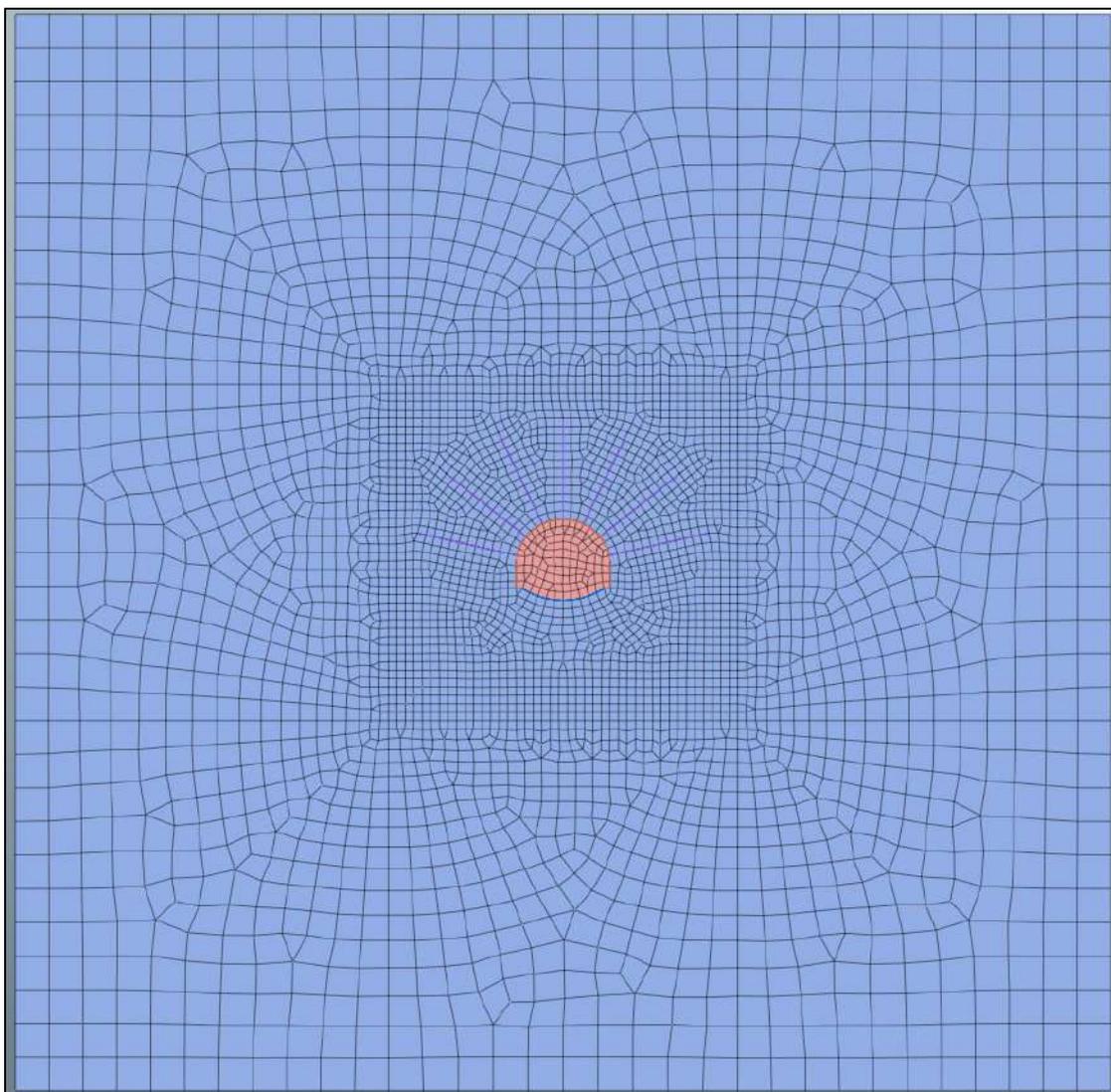
La lunghezza di influenza risulta più bassa rispetto alla distanza tra galleria in progetto e condotta esistente, pari a 17m; pertanto, il disturbo arrecato all’infrastruttura esistente dalle operazioni di scavo può ritenersi trascurabile.

*12.2.5 Interferenza tra galleria Pz2-Bip e Condotta esistente del tronco inferiore destro del Peschiera*

In corrispondenza della Pk 1+883 km della galleria tra Pz2 e Bipartitore l’opera in progetto sottopassa la galleria esistente del Peschiera inferiore Destro. Differentemente da quanto fatto per gli edifici l’analisi parametrica al variare del volume perso ( $V_L$ ) è stata fatta a partire dai valori di spostamento ricavati con l’ausilio di una modellazione FEM 2D; per quest’ultima è stato fatto variare il valore di  $K_0$  (0.5/1.0/1.5) utilizzando l’effettiva copertura in corrispondenza del sottoattraversamento. Di seguito è riportato un quadro sinottico delle caratteristiche meccaniche utilizzate nel modello FEM (linearizzazione del criterio di rottura di *Hoek-Brown*), l’inquadratura del modello FEM ed i risultati in termini di spostamento alla fine delle lavorazioni così come indicato nel capitolo 8.



**Figura 12.24 – Profilo longitudinale di inquadramento**



**Figura 12.25 – Mesh di calcolo**

**Dati di input**

$\gamma$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso unità di volume Ammasso Roccioso
$\sigma_c$	44.8	MPa	Resistenza compressione monoassiale Mat. Roccioso
$m_i$	8.0	-	Costante empirica Mat. Roccioso
GSI	35	-	Geological Strenght index
D	0.7	-	Indice di disturbo
Applicazione	<b>Galleria</b>		
MR	800	-	Rapporto modulo $E_i/\sigma_c$ Mat. Roccioso
H	56.0	m	Altezza di riferimento

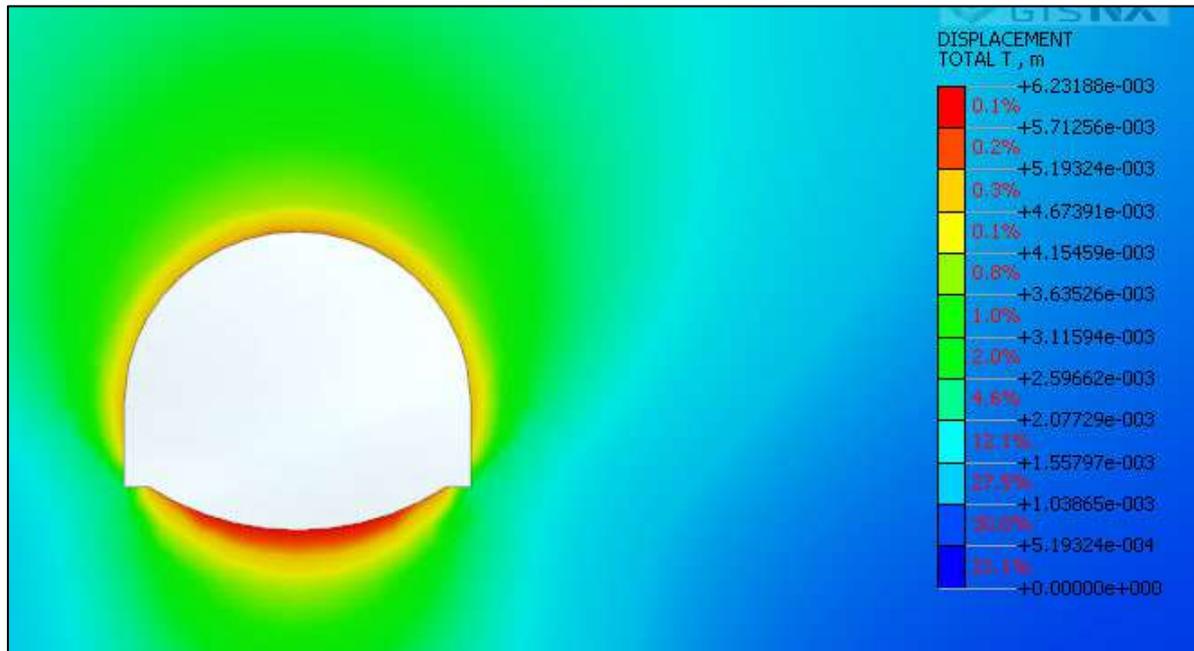
**Determinazione parametri di resistenza equivalenti Ammasso Roccioso**

$m_b$	0.225	-	Costante empirica Amm. Roccioso
s	8.11E-05	-	Costante empirica Amm. Roccioso
a	0.516	-	Costante empirica Amm. Roccioso
$\sigma_{cg}$	2.589	MPa	Resistenza globale Ammasso roccioso
$\sigma_{3max}$	0.683	MPa	Limite superiore della tensione di confinamento per gallerie
$\sigma_{3n}$	1.52E-02	-	Rapporto di tensioni
$\varphi'$	<b>36</b>	°	<b>Angolo di resistenza a taglio equivalente Ammasso Roccioso</b>
$c'$	<b>169</b>	<b>kPa</b>	<b>Coesione efficace equivalente Ammasso Roccioso</b>
$\sigma_t$	<b>16</b>	<b>kPa</b>	<b>Resistenza a trazione Ammasso Roccioso</b>
$\sigma_{cm}$	<b>0.66</b>	<b>MPa</b>	<b>Resistenza a compressione Ammasso Roccioso Linearizzata</b>
$\sigma_{cm}$	<b>0.35</b>	<b>MPa</b>	<b>Resistenza a compressione Ammasso Roccioso Non Linearizzata</b>

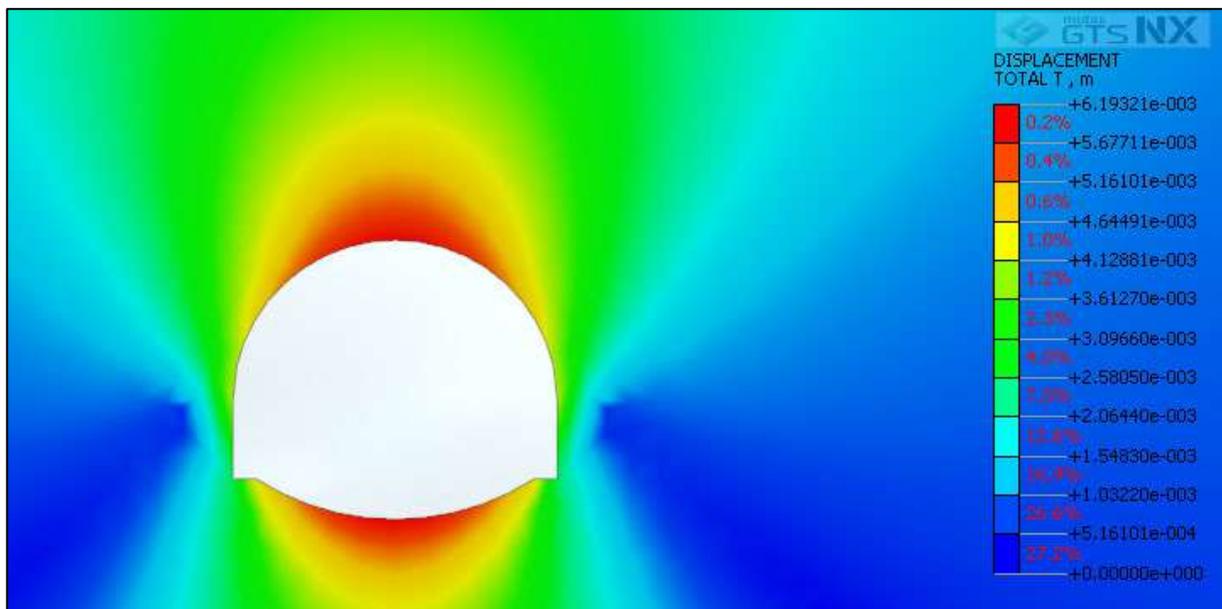
**Determinazione modulo di Young Ammasso Roccioso**

$E_{d1}$	347	MPa	Hoek e Diederichs semplificata [2006]
$E_{d2}$	1606	MPa	Hoek e Diederichs [2006]
$E_{d3}$	1835	MPa	Hoek, Carranza-Torres e Corkum [2002]
$E_{dm}$	<b>1262</b>	<b>MPa</b>	<b>Modulo di Young Medio Ammasso Roccioso</b>

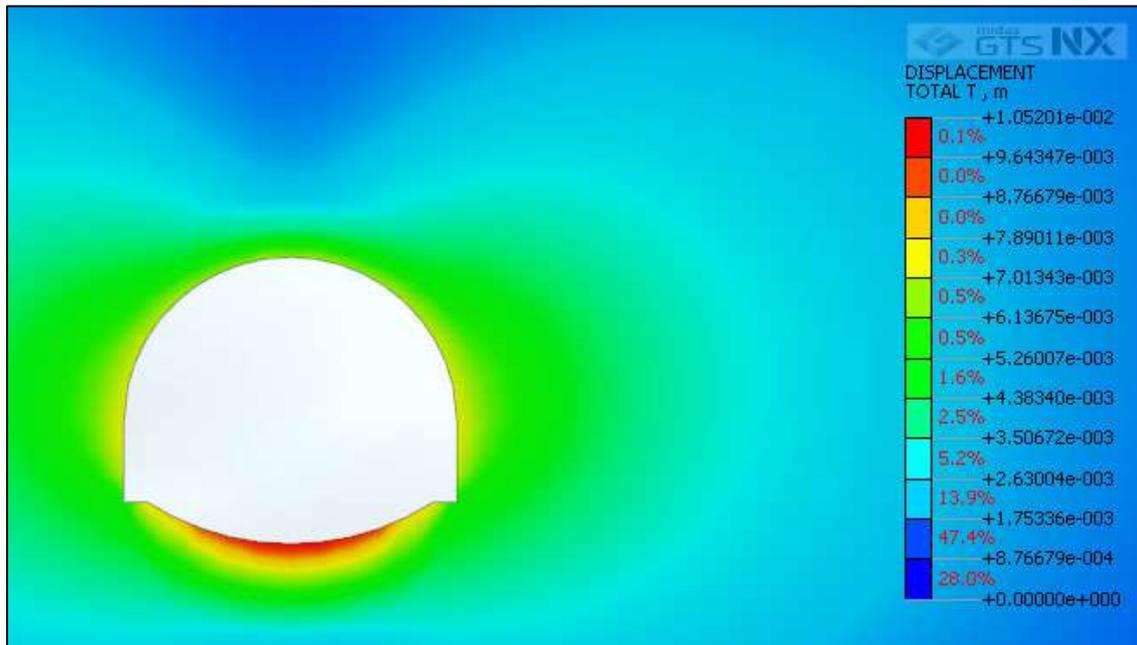
**Figura 12.26 – Caratteristiche meccaniche dell’ammasso**



**Figura 12.27 – Convergenza cavo ( $k_0=1.0$ )**



**Figura 12.28 – Convergenza cavo ( $k_0=0.5$ )**



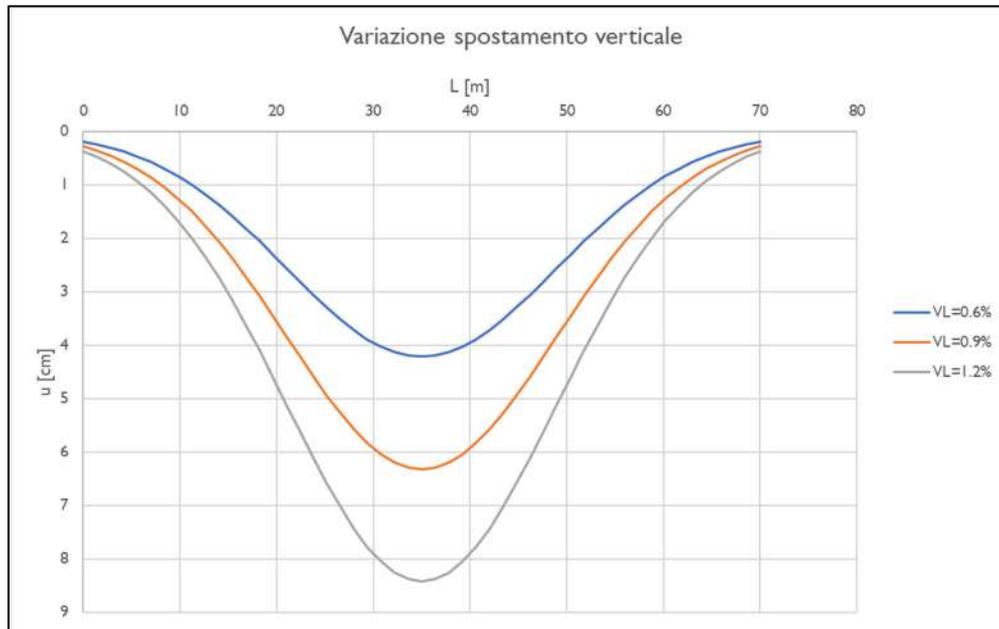
**Figura 12.29 – Convergenza cavo ( $k_0=1.5$ )**

A partire dai valori della convergenza si è determinato il valore del volume perso effettivo che risulta pari a:

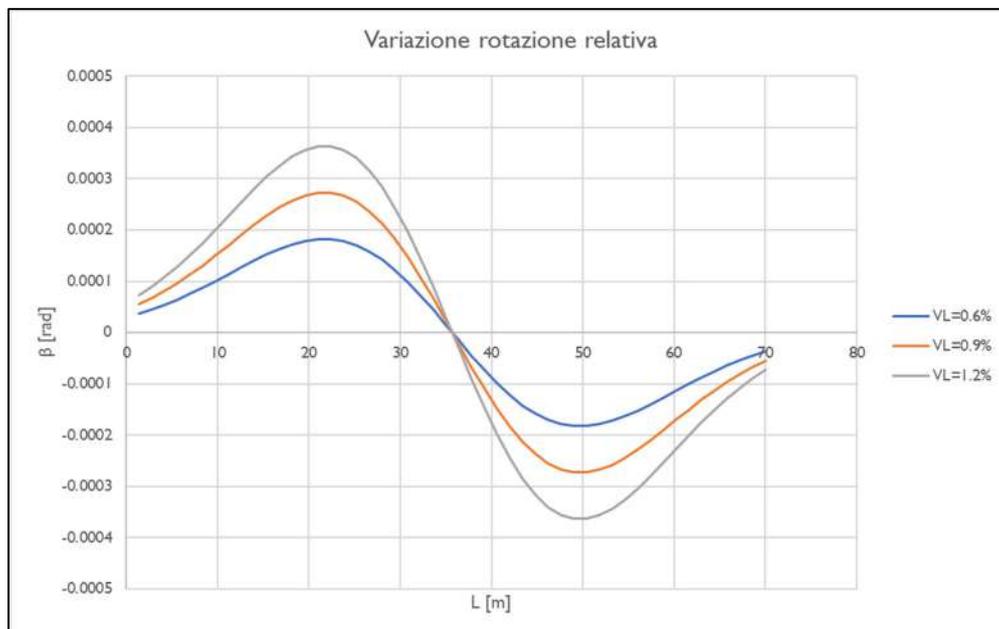
$K_0$	$A_{INI}$ [ $m^2/m$ ]	$A_{DEF}$ [ $m^2/m$ ]	$V_L$
0.5	22.04	21.96	0.3%
1	22.04	21.95	0.4%
1.5	22.04	21.91	0.6%

Per la determinazione degli spostamenti indotti dallo scavo, a favore sicurezza, è stata eseguita un’analisi parametrica facendo variare il valore del volume perso da 0.6% a 1.2% (2 volte il volume perso del caso peggiore ricavato con modellazione FEM).

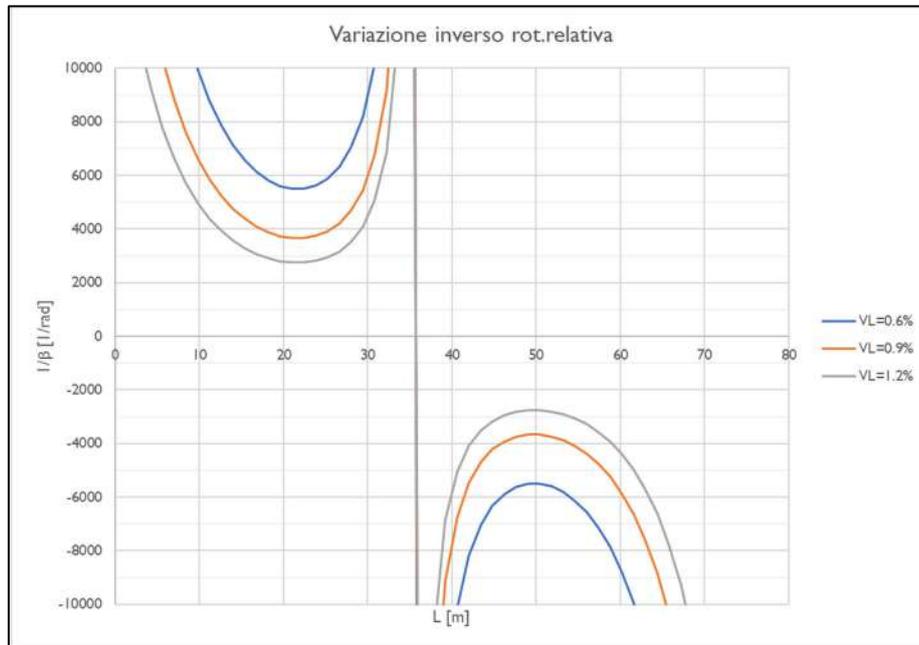
Di seguito si riporta l’andamento degli spostamenti verticali e delle rotazioni in corrispondenza dell’estradosso della condotta esistente.



**Figura 12.30 – Spostamenti verticali estradosso galleria esistente**



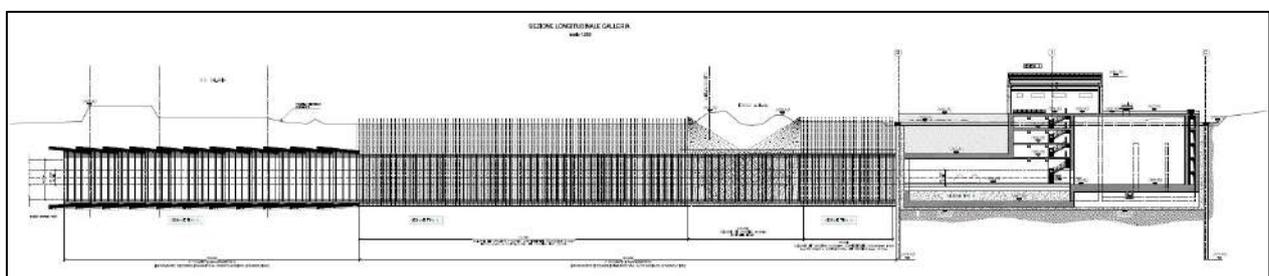
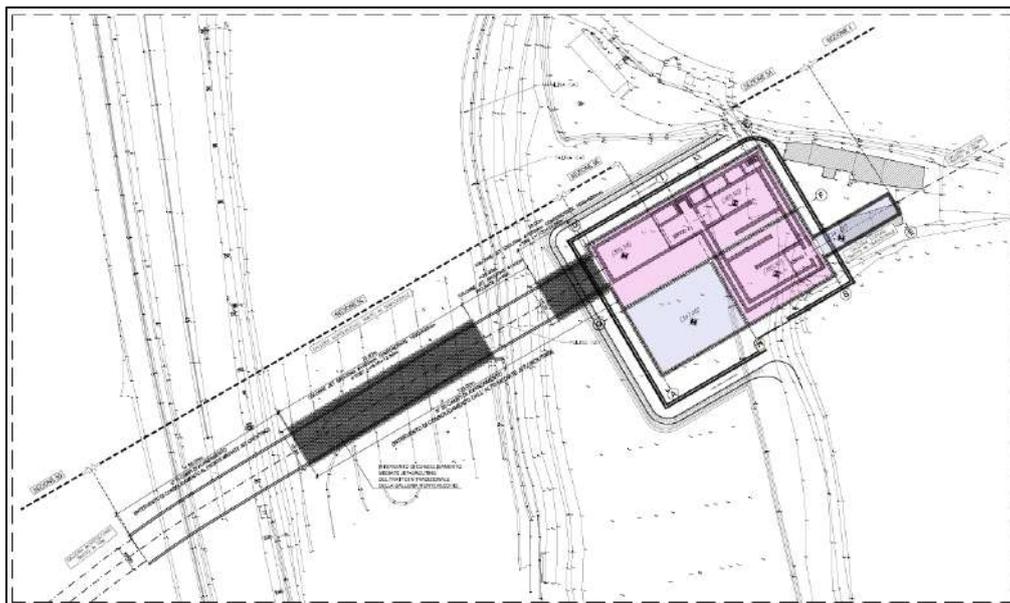
**Figura 12.31 – rotazioni relative estradosso galleria esistente**



**Figura 12.32 – rotazioni relative estradosso galleria esistente**

### 12.2.6 *Interferenza tra imbocco galleria Montevecchio e la SS4*

In corrispondenza dell’imbocco della galleria Montevecchio la sezione di scavo è caratterizzata da interventi di consolidamento, realizzati con la tecnologia del jet grouting che permette di ottenere ottimi risultati nei terreni costituenti le alluvioni del fosso Ariana; essi sono realizzati dall’alto fino ad una copertura di circa 6/8 m, mentre nella parte restante dell’opera, in corrispondenza del sottoattraversamento della SS4 sono eseguiti in avanzamento dal fronte di scavo.

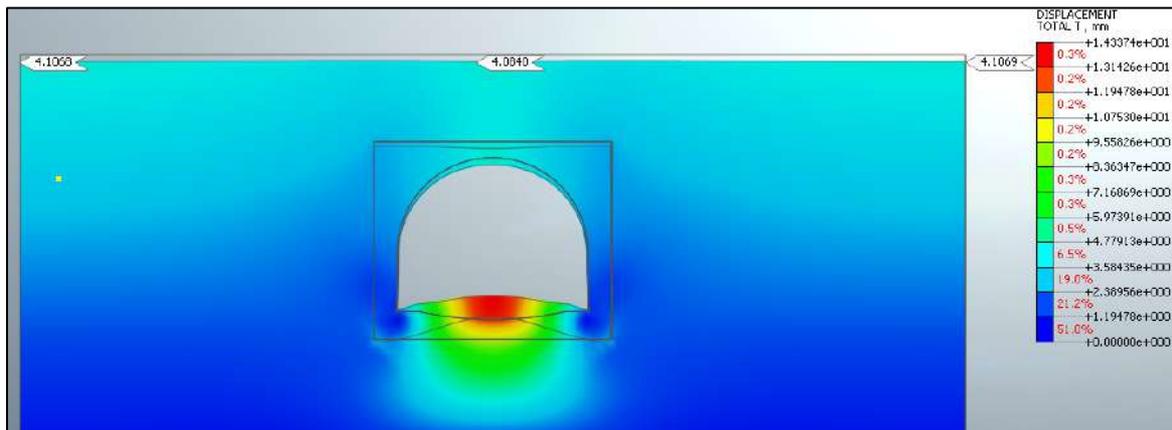


**Figura 12.33 – Planimetria e sezione imbocco galleria Montevecchio**

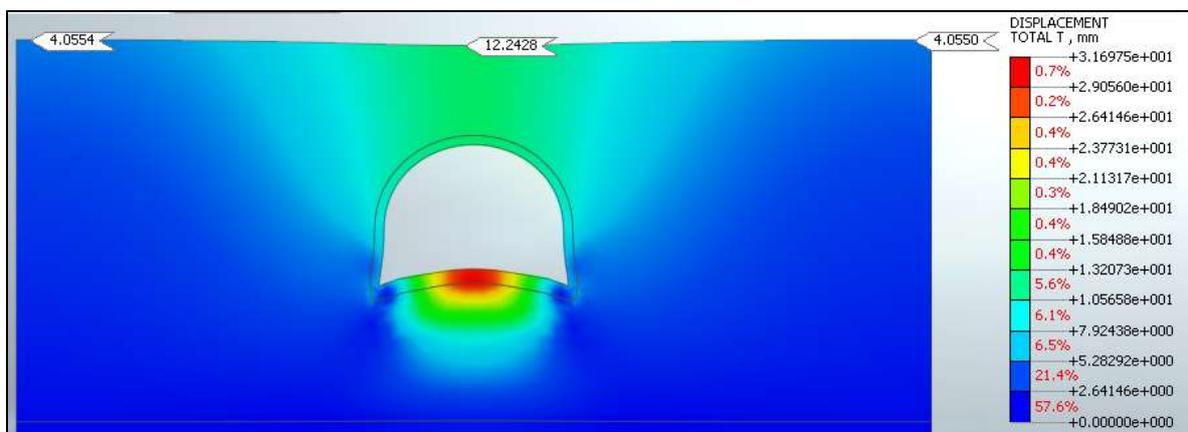
Lo scavo della galleria avverrà a piena sezione. In relazione alle ridotte coperture presenti ed alla natura del deposito oggetto di scavo, l’avanzamento in galleria richiede

una sezione in grado di garantire la stabilità del fronte e del cavo, limitando il detensionamento. La sezione progettata raggiunge proprio lo scopo di mantenere l’ammasso detritico, con i trattamenti previsti, pressoché in campo elastico e di limitare l’estensione della zona plastica. Questo fatto è essenziale per evitare convergenze rilevanti e scongiurare fenomeni di instabilità. Come già descritto nei capitoli precedenti il sottopassaggio della SS4 prevede l’adozione di una sezione tipo “Hard 2A e 2B”.

Di seguito sono riportati i risultati dei cedimenti ottenuti mediante la modellazione FEM 2D delle due Sezioni analizzate in cui sono evidenziati i cedimenti massimi.



**Figura 12.34 – Cedimenti in corrispondenza della sez. “Hard2A”**



**Figura 12.35 – Cedimenti in corrispondenza della sez. “Hard2B”**

### *12.2.7 Conclusioni*

Come riportato nella tabella al paragrafo precedente i danni attesi per gli edifici interferiti dalla realizzazione delle gallerie con il metodo tradizionale producono effetti, nelle condizioni di Green Field e nell’ipotesi cautelativa di errato pilotaggio, trascurabili per tutti gli edifici.

Le valutazioni condotte in prossimità della vasca di carico hanno mostrato che non c’è interferenza tra la realizzazione della galleria in progetto e l’acquedotto esistente.

Per il sottopassaggio dell’acquedotto del Peschiera inferiore Destro sono state svolte delle analisi di subsidenza supportate da modellazioni FEM per la valutazione del volume perso, i calcoli hanno mostrato come, seppure in presenza di un setto limitato di materiale fra le nuove opere e la galleria esistente, le metodologie di scavo adottate ed i consolidamenti previsti possono consentire il mantenimento di livelli deformativi indotti entro limiti accettabili, con valori di deformazione angolari inferiori al rapporto 1/2500 e spostamenti verticali assoluti inferiori al centimetro.

Il valore massimo del cedimento riscontrato per l’interferenza di tipo “viabilità” è di circa 1.2cm che risulta del tutto compatibile con la funzionalità dell’opera.

Per la progettazione esecutiva dovrà essere definito in dettaglio lo stato della galleria esistente, attraverso un opportuno rilievo dello stato e della consistenza del rivestimento, consentendo quindi l’affinamento progettuale.

In generale si può quindi affermare che non sussistono particolari criticità per gli edifici/viabilità/condotte esistenti che si trovano nelle immediate vicinanze dell’infrastruttura; sarà comunque previsto un apposito piano di monitoraggio atto alla valutazione degli spostamenti indotti dallo scavo per segnalare eventuali scostamenti dalle previsioni progettuali.

In allegato si riportano le schede di valutazione del danno atteso.

## **ALLEGATO 1: SCHEDE DI VALUTAZIONE DEL DANNO**

Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza SAL\_E1 All\_1"

**Dati Edificio**

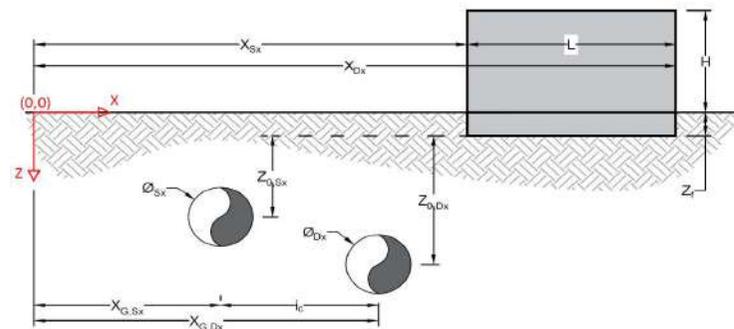
L [m]	9.4	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	46.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	46.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	112.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	116.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	10.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	18.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	5.6	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	5.6	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.7	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.7	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	-100.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	100.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	200.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	2.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p3</sub> [%]	3.0%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	32.2	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	32.2	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.3	5.7	8.5
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	4.3	5.7	8.5

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.3	5.7	8.5
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	4.3	5.7	8.5

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

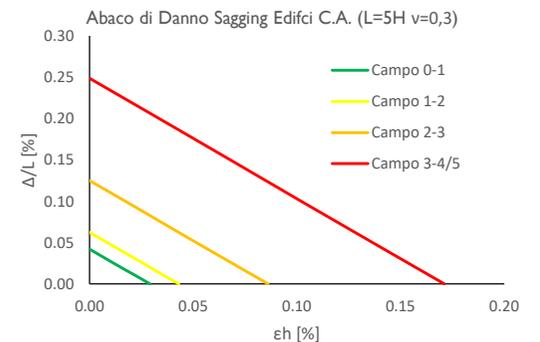
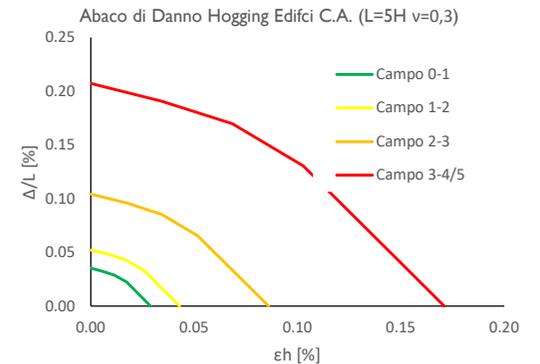
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.0	5.4	8.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	4.0	5.4	8.0

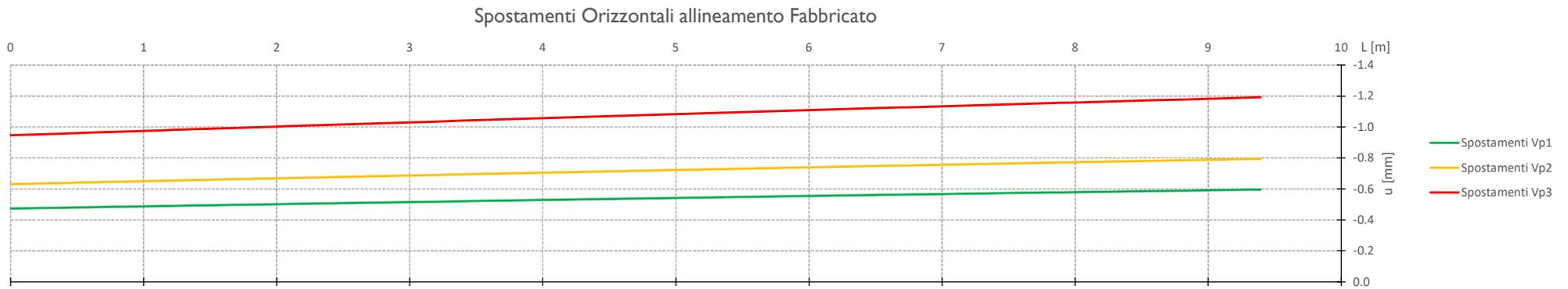
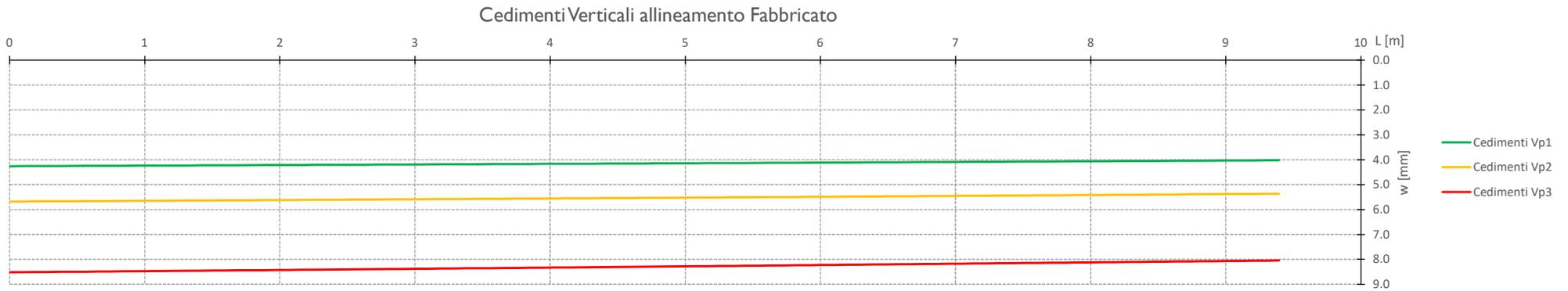
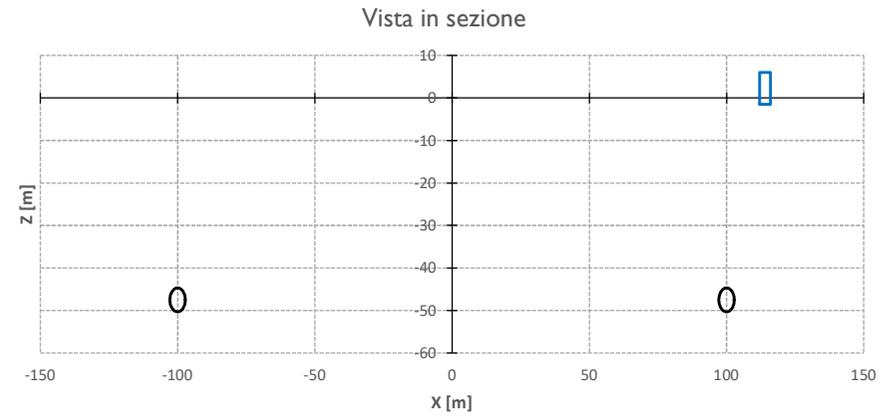
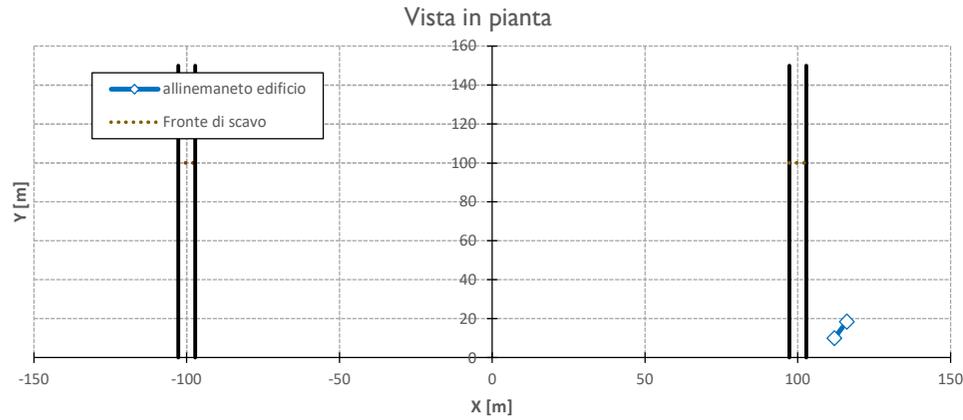
**Tipo di Danno**

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	-	-	-
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

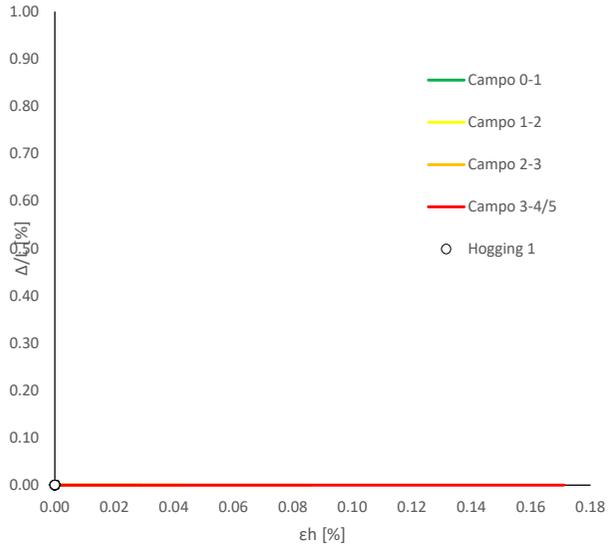
**Lunghezze calcolo [m]**

Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	0.0	0.0	0.0
Sagging 1	9.4	9.4	9.4
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0

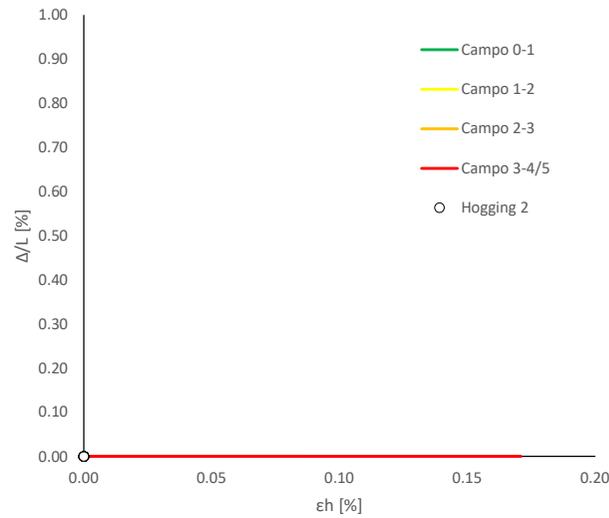




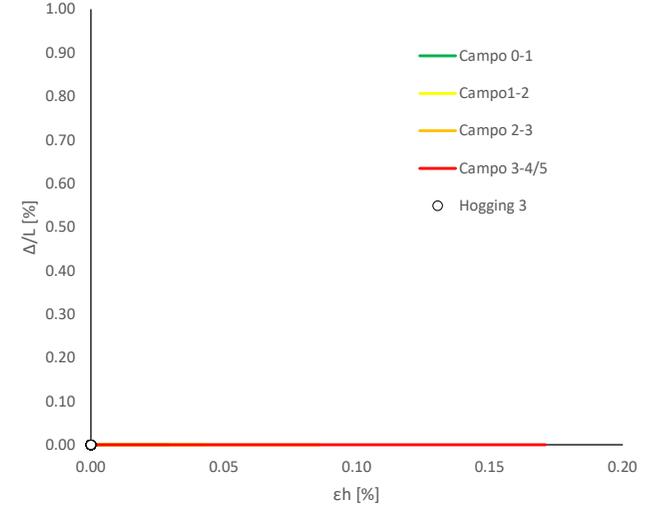
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



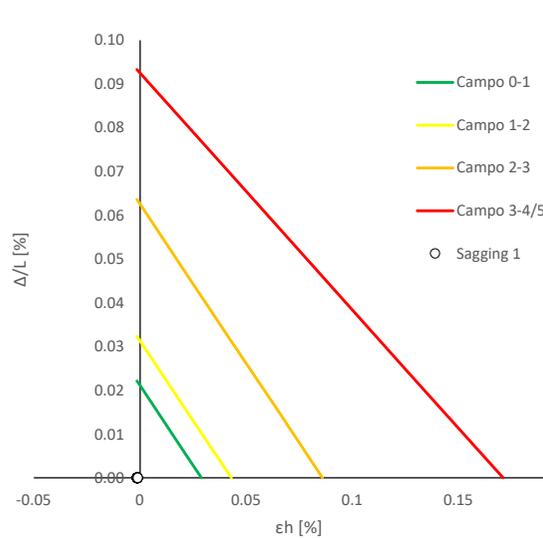
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



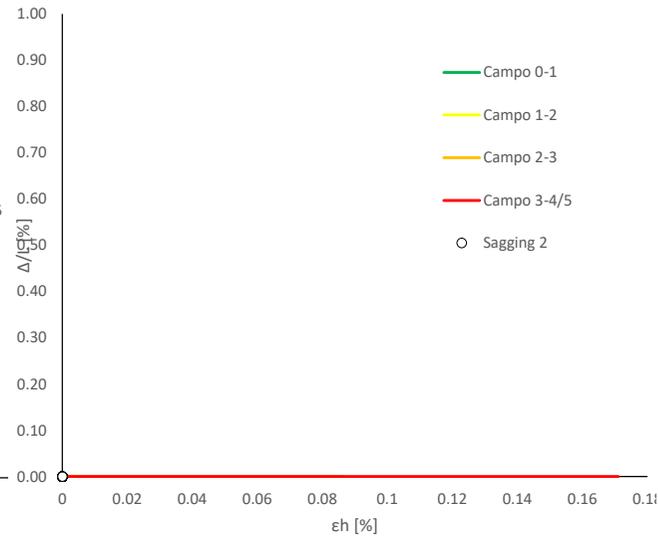
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



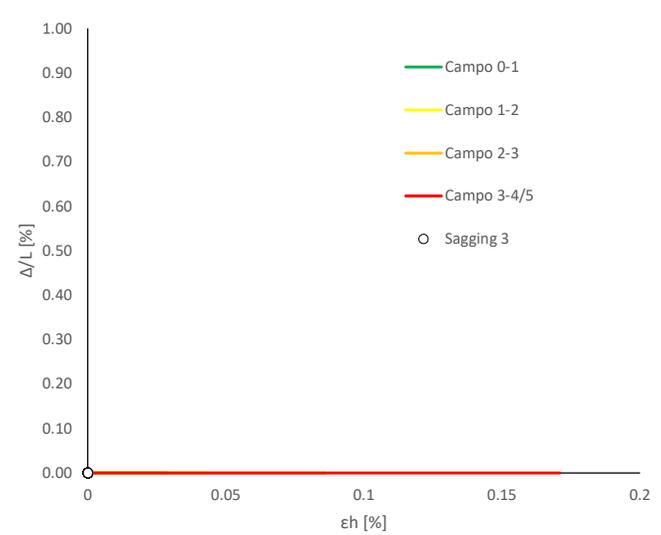
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



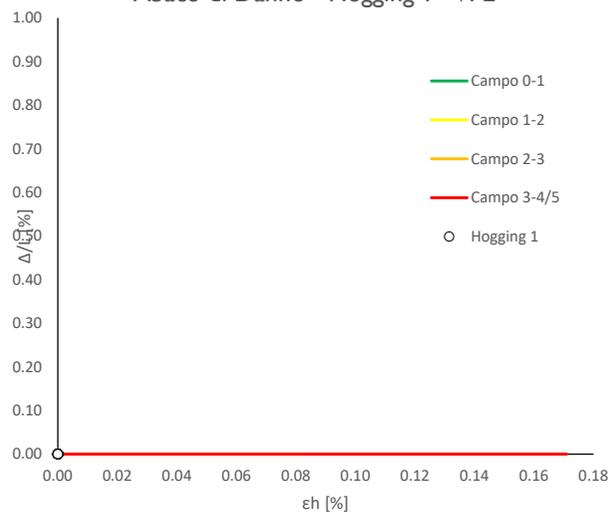
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



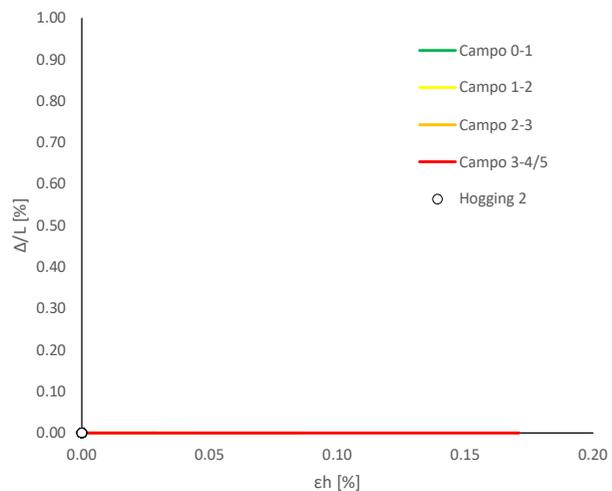
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



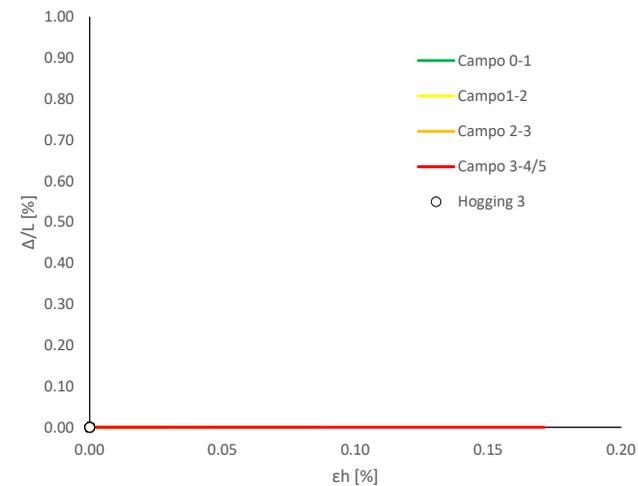
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



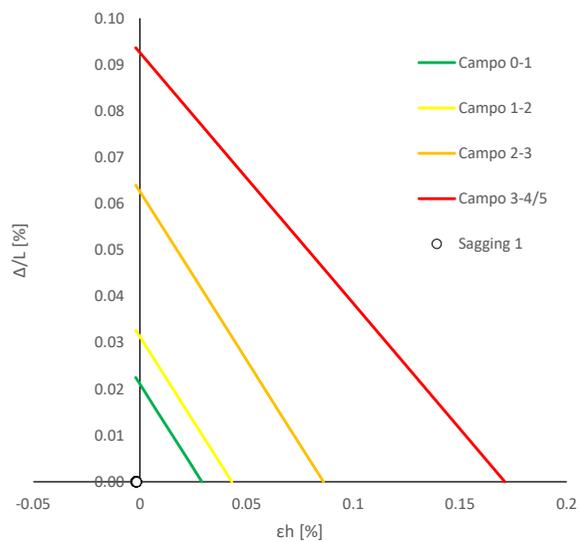
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



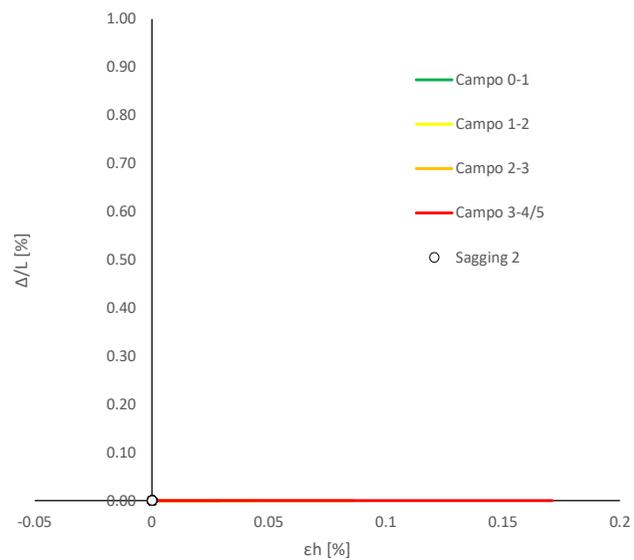
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



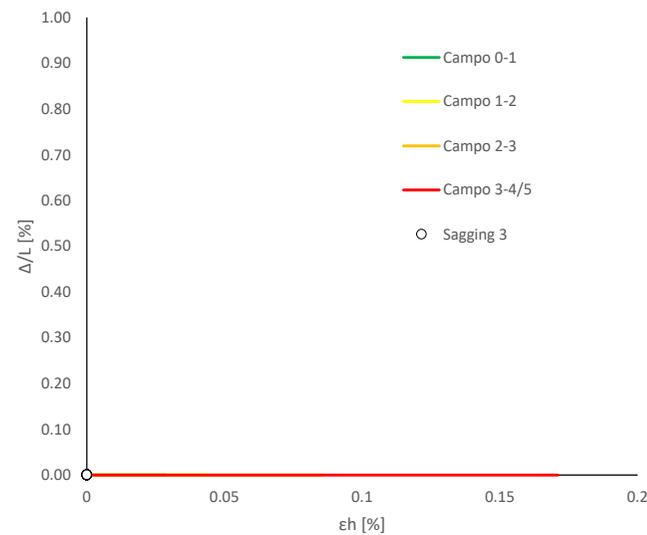
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



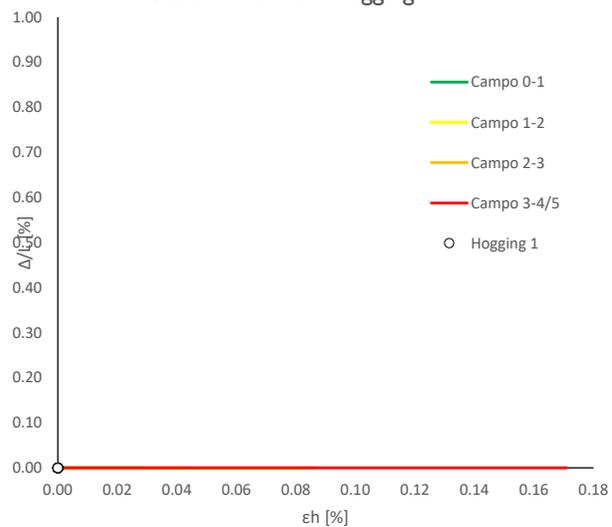
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



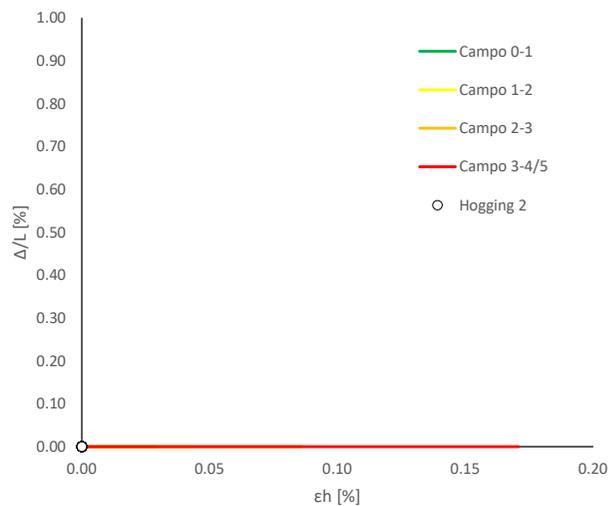
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



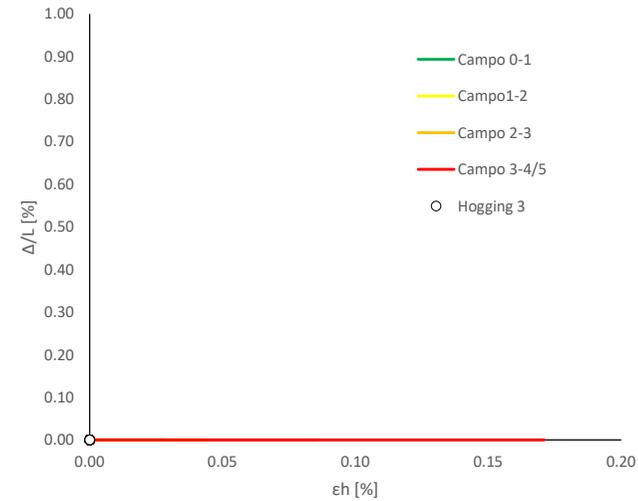
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



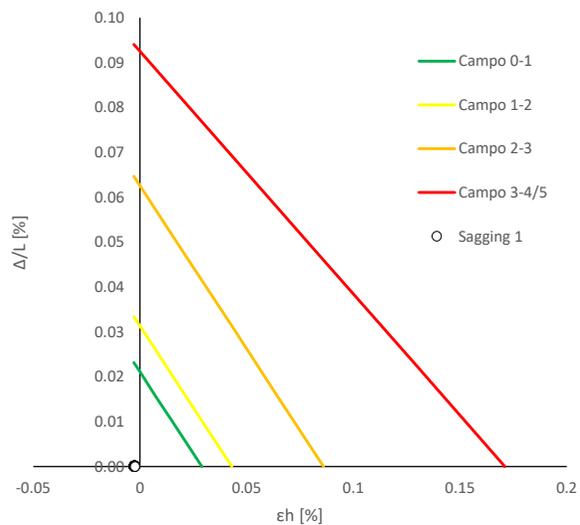
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



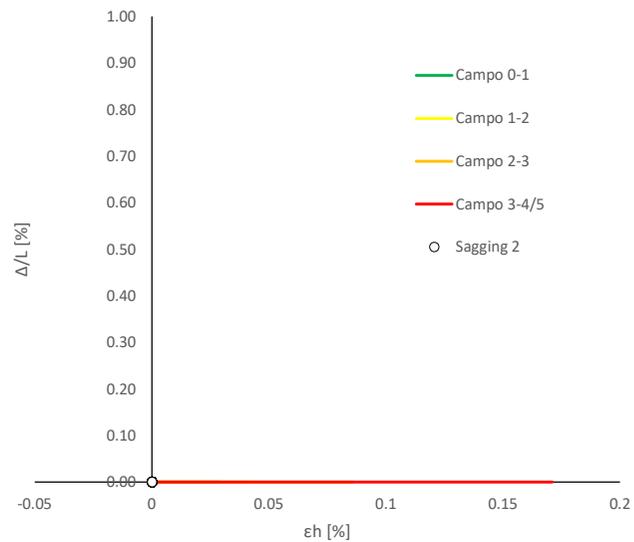
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



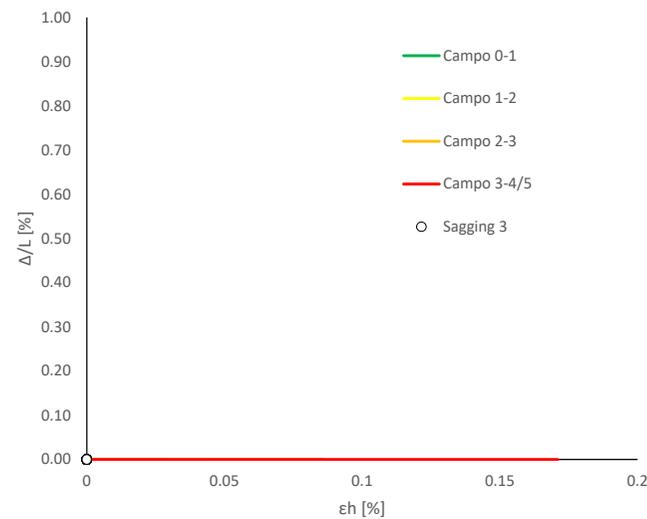
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza SAL\_E1 All\_2"

**Dati Edificio**

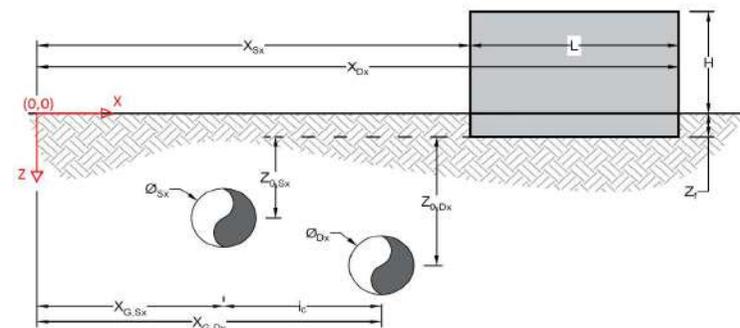
L [m]	11.6	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	46.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	46.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	112.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	122.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	10.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	5.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

∅ <sub>Sx</sub> [m]	5.6	Diametro Galleria Sx
∅ <sub>Dx</sub> [m]	5.6	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.7	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.7	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	-100.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	100.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	200.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	2.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p3</sub> [%]	3.0%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	32.2	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	32.2	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.3	5.7	8.5
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	4.3	5.7	8.5

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.3	5.7	8.5
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	4.3	5.7	8.5

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

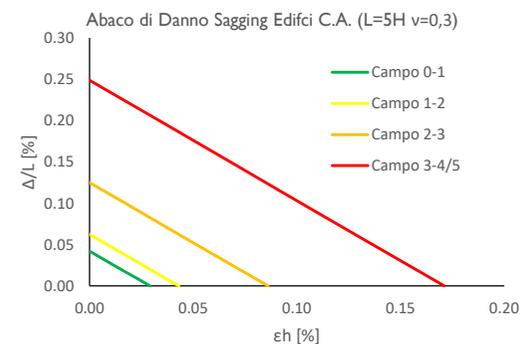
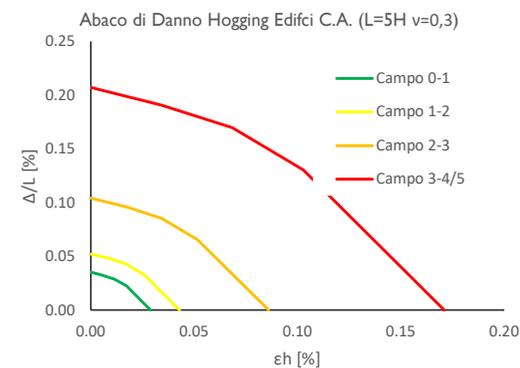
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	3.6	4.8	7.2
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	3.6	4.8	7.2

**Tipo di Danno**

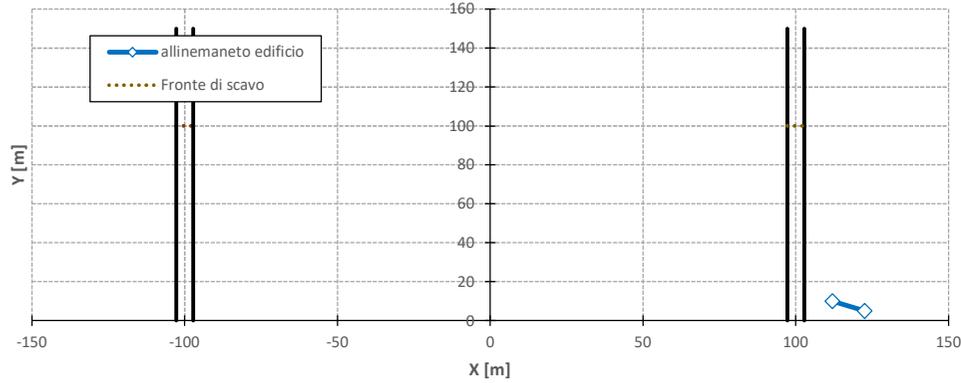
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	-	-	-
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

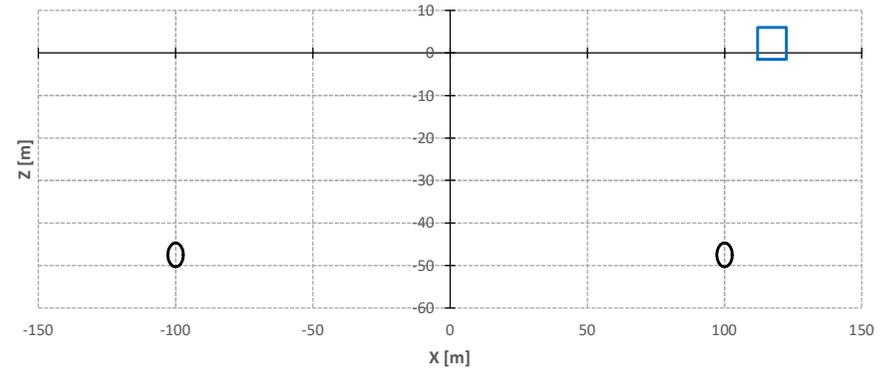
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	0.0	0.0	0.0
Sagging 1	11.6	11.6	11.6
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



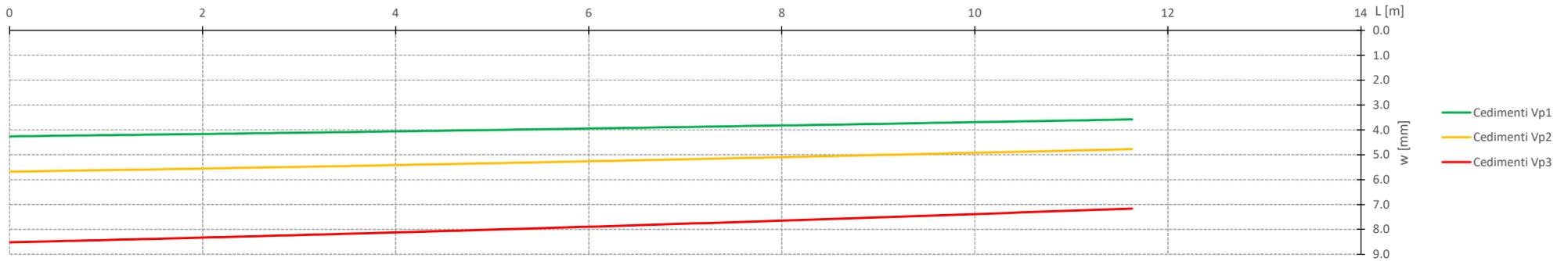
Vista in pianta



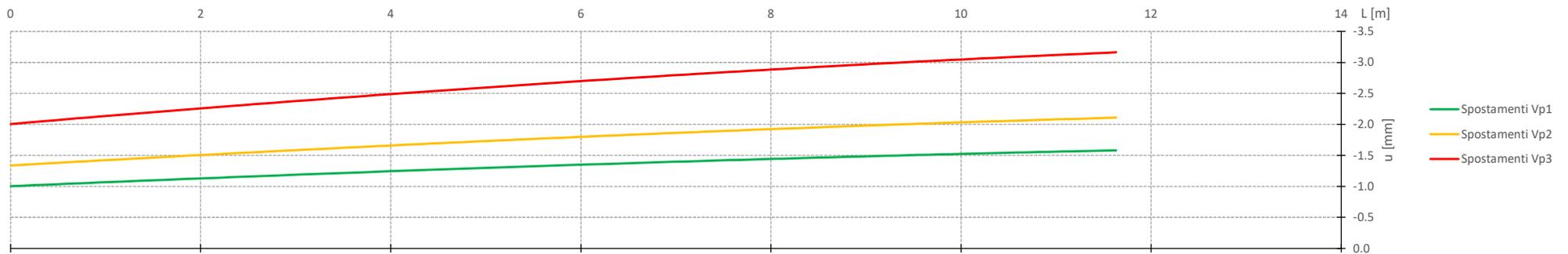
Vista in sezione



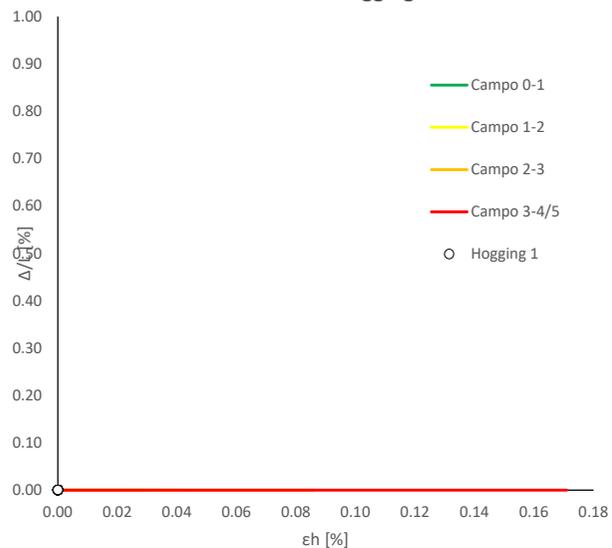
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



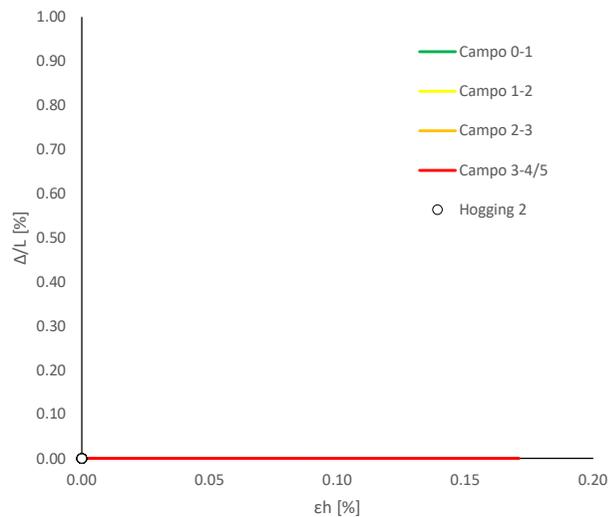
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



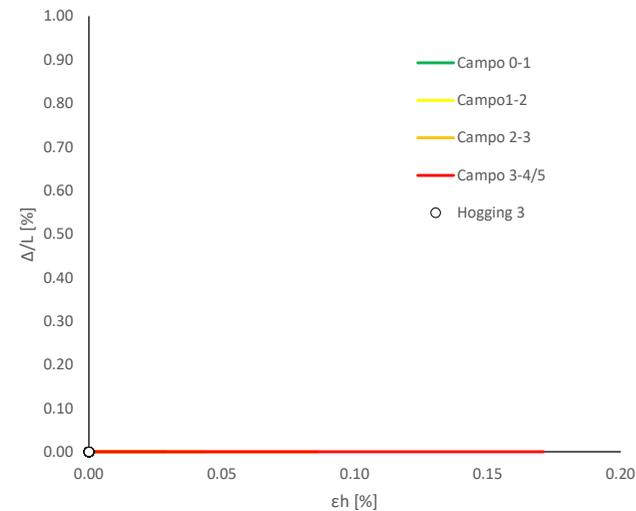
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



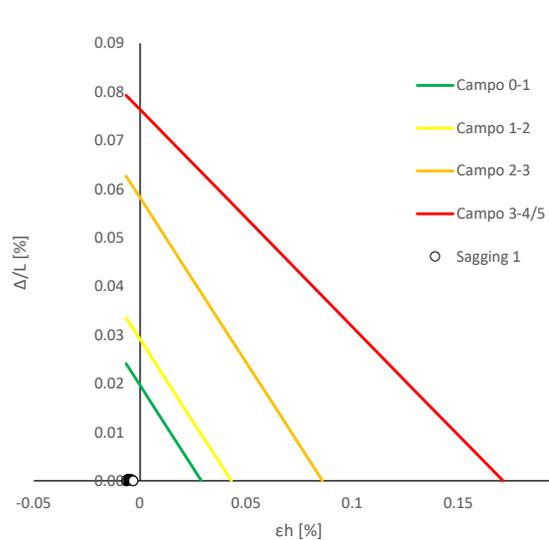
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



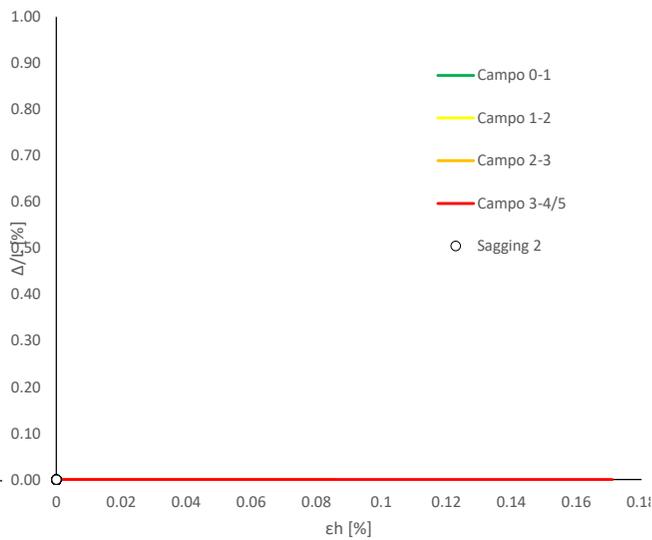
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



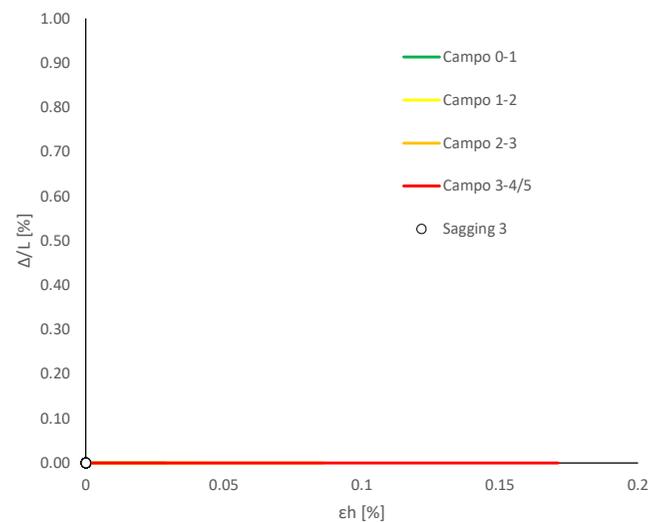
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



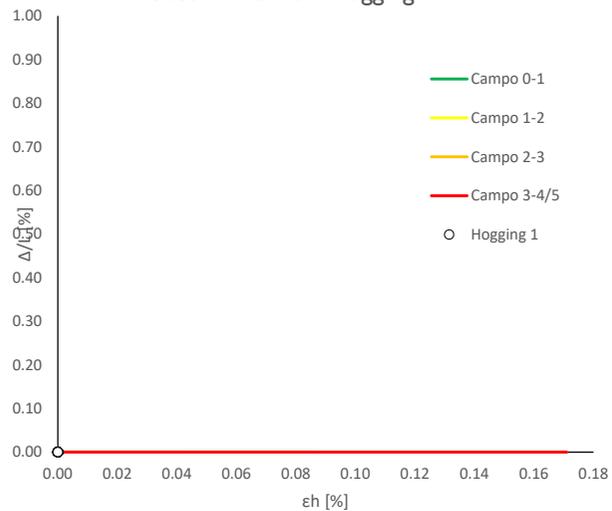
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



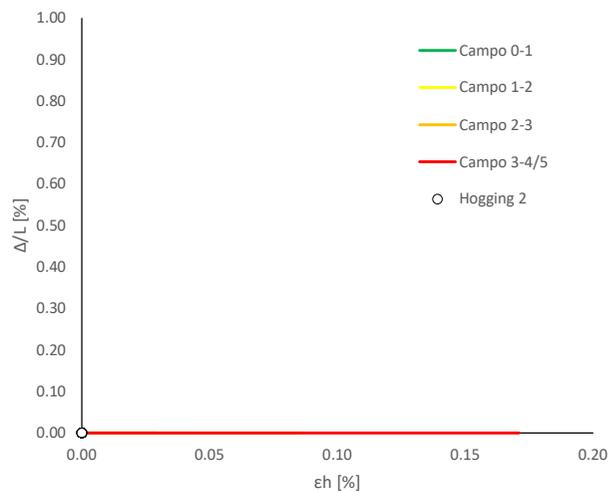
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



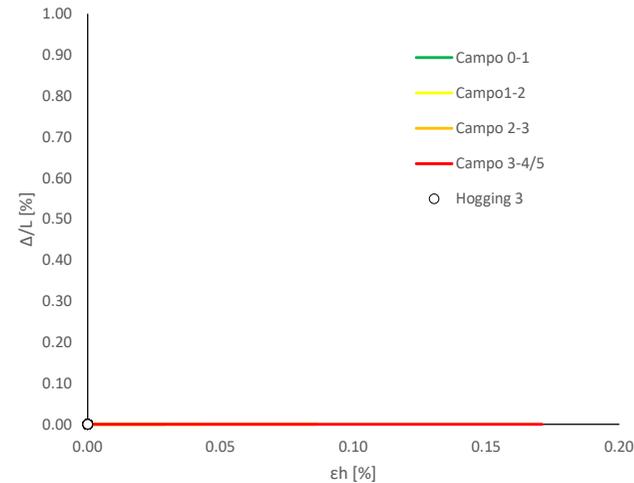
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



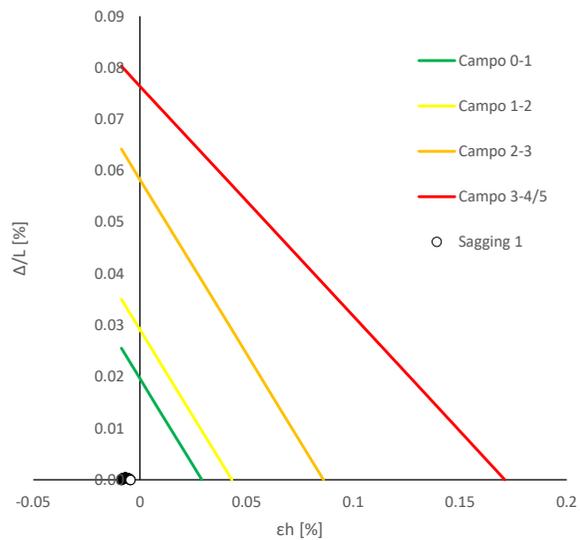
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



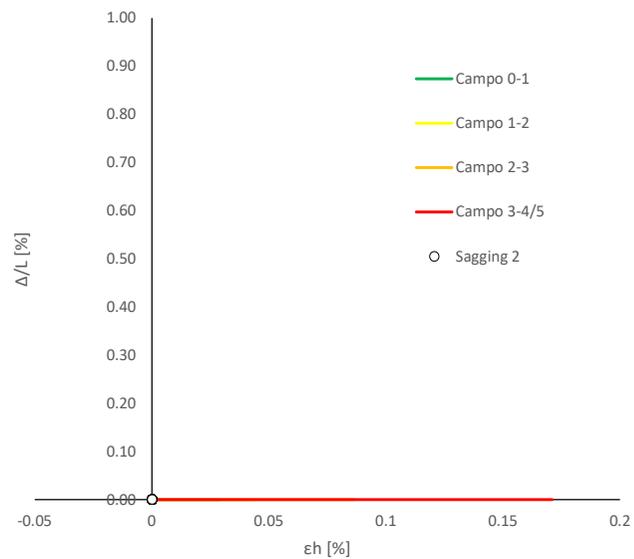
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



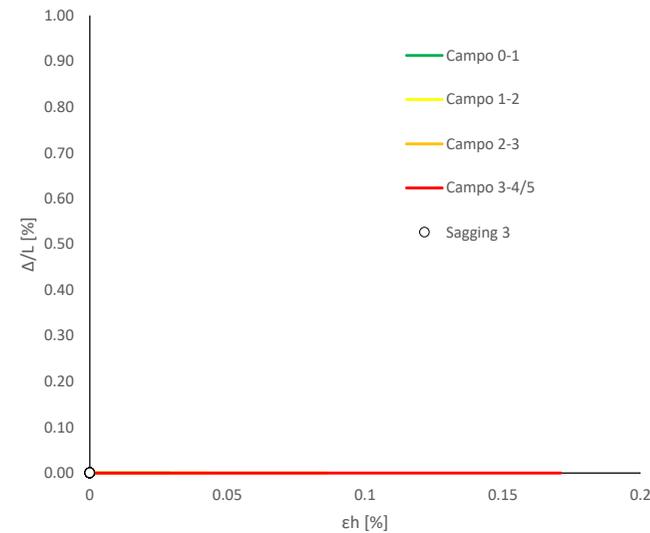
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



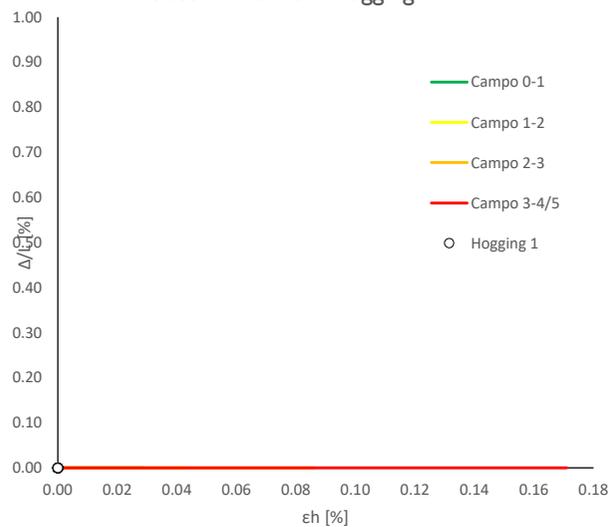
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



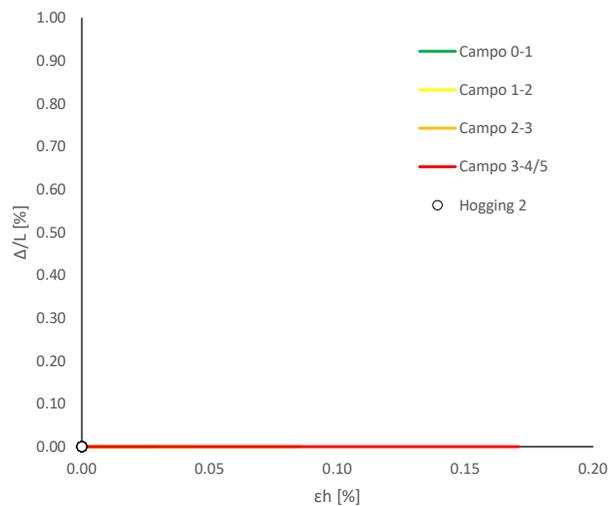
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



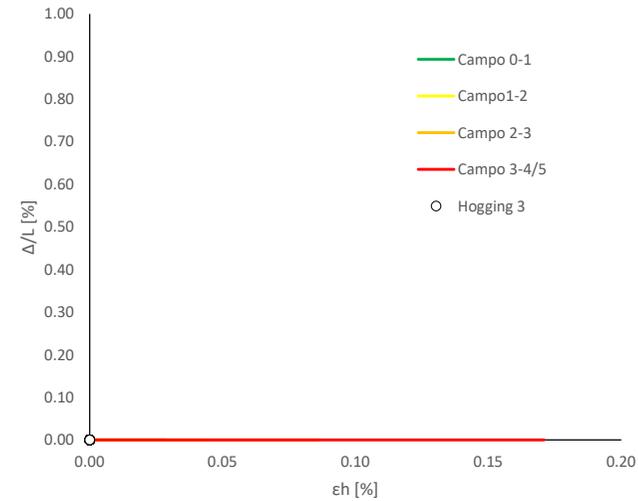
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



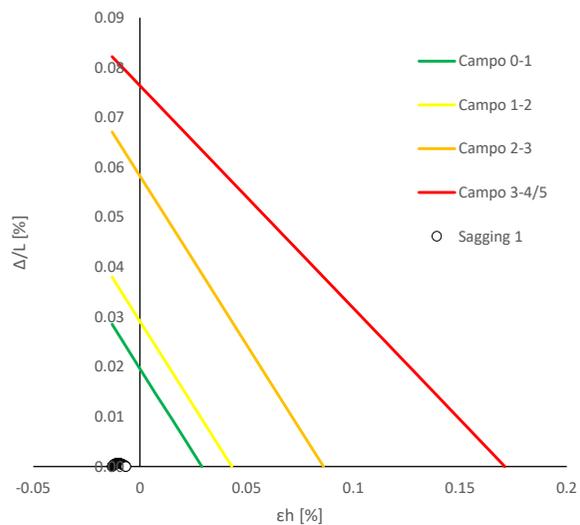
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



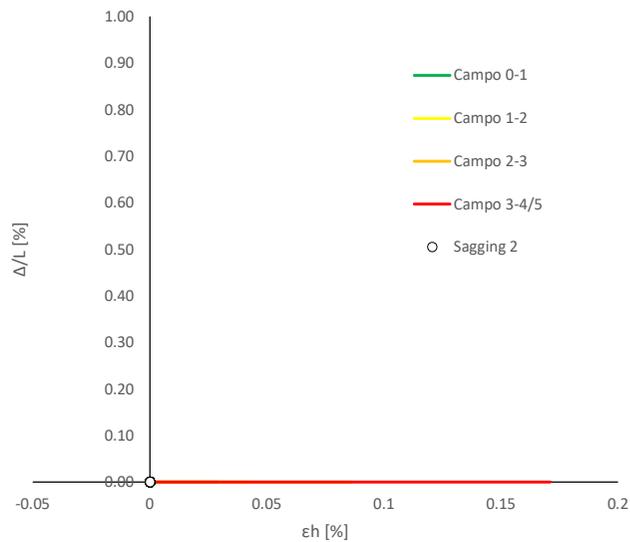
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



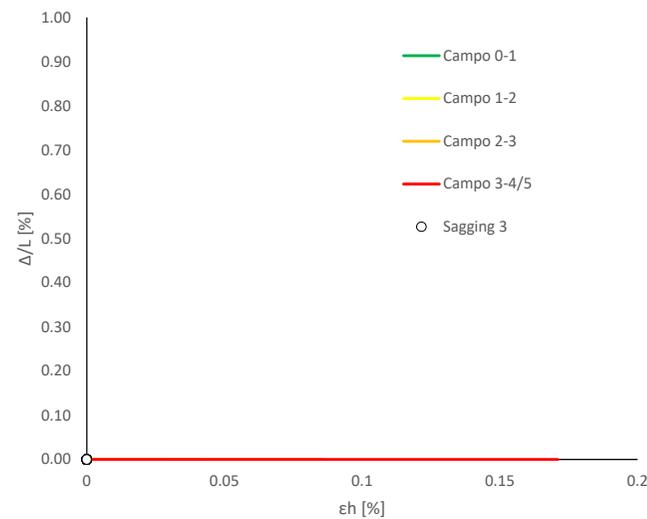
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza SAL\_E2 All\_1"

**Dati Edificio**

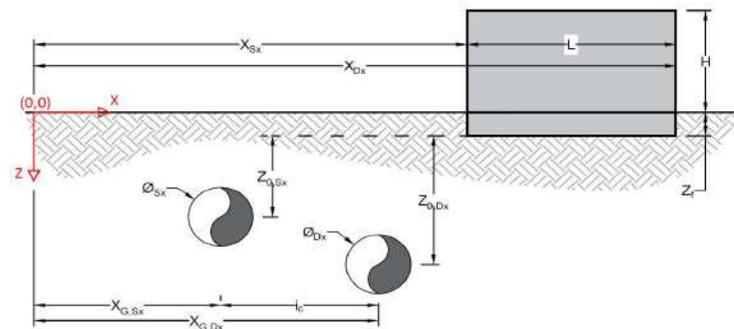
L [m]	15.7	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	46.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	46.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	101.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	93.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	10.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	23.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

∅ <sub>Sx</sub> [m]	5.6	Diametro Galleria Sx
∅ <sub>Dx</sub> [m]	5.6	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.7	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.7	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	-100.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	100.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	200.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	2.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	3.0%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	32.2	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	32.2	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.6	6.1	9.1
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	4.6	6.1	9.1

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.6	6.1	9.1
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	4.6	6.1	9.1

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.4	5.9	8.9
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	4.4	5.9	8.9

**Tipo di Danno**

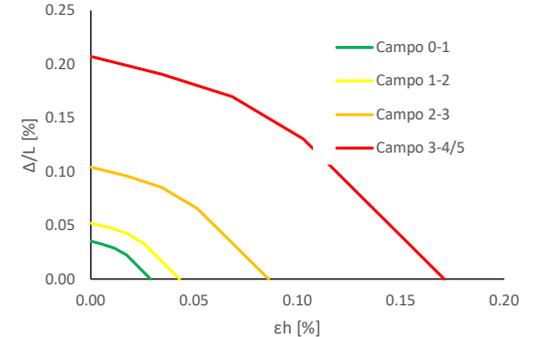
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	-	-	-
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

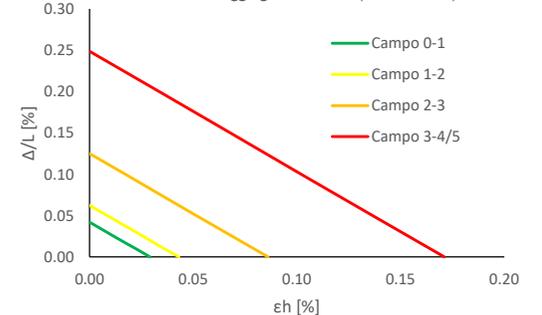
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	0.0	0.0	0.0
Sagging 1	15.7	15.7	15.7
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



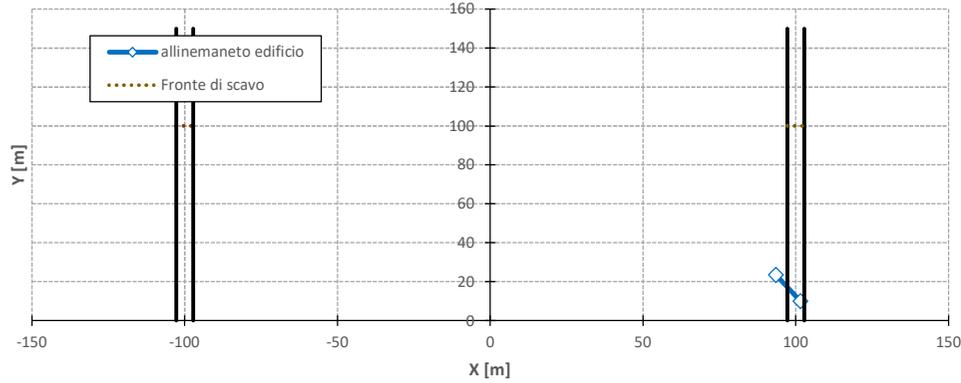
Abaco di Danno Hogging Edifici C.A. (L=5H v=0,3)



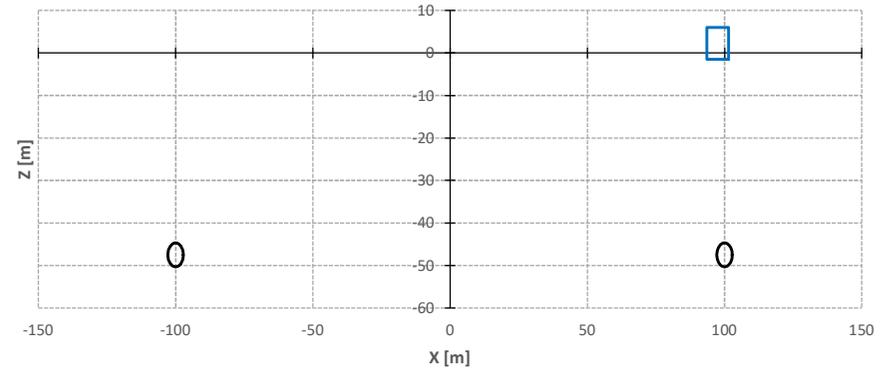
Abaco di Danno Sagging Edifici C.A. (L=5H v=0,3)



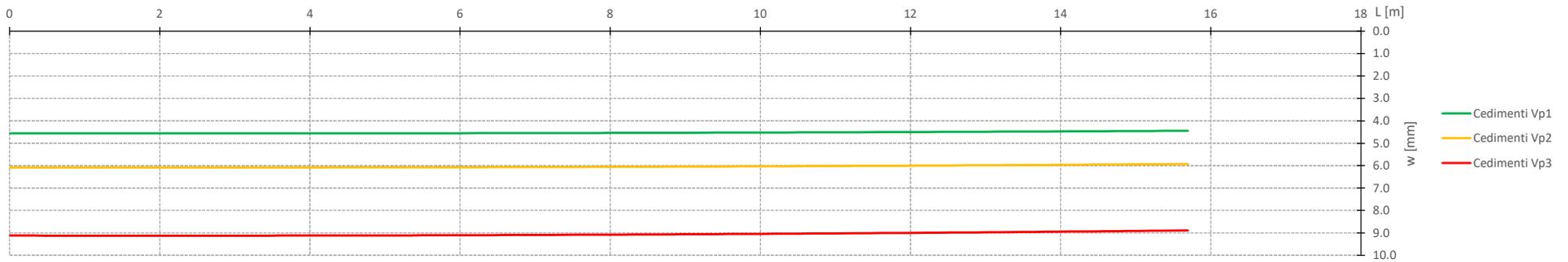
Vista in pianta



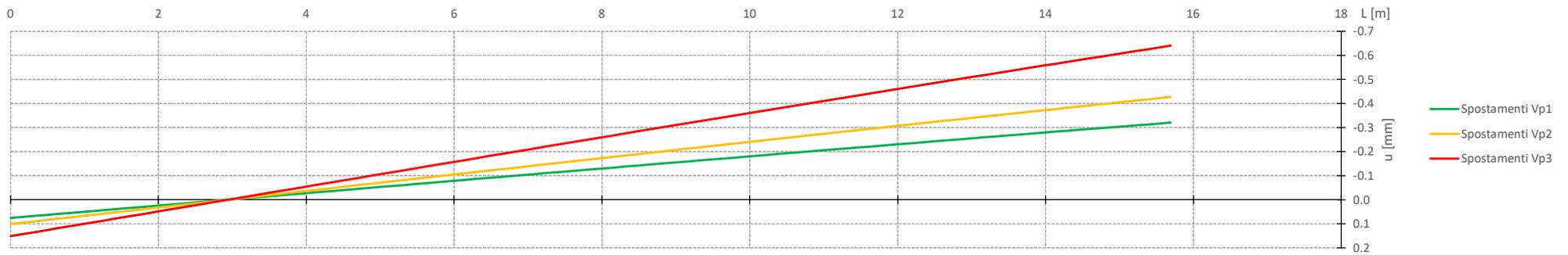
Vista in sezione



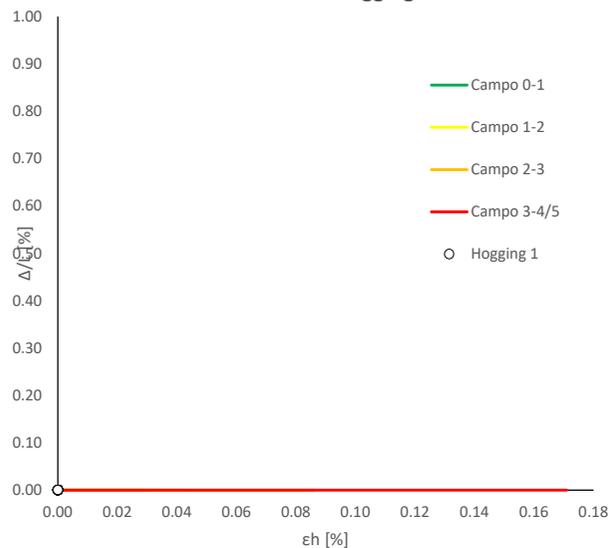
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



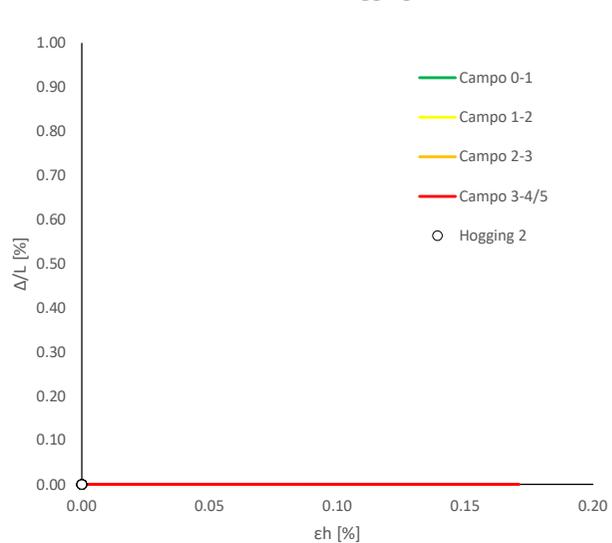
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



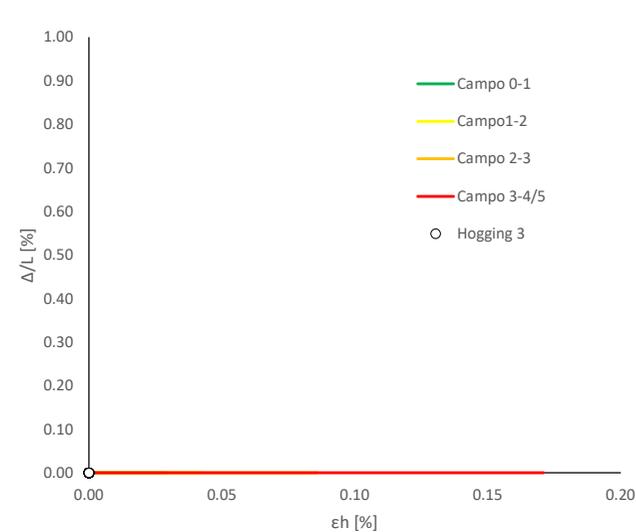
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



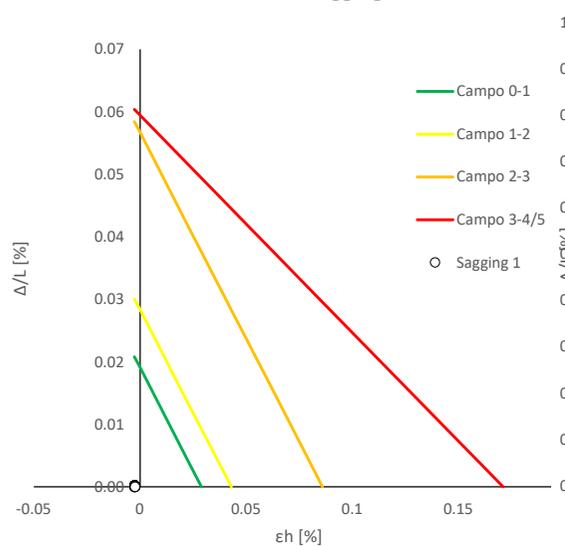
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



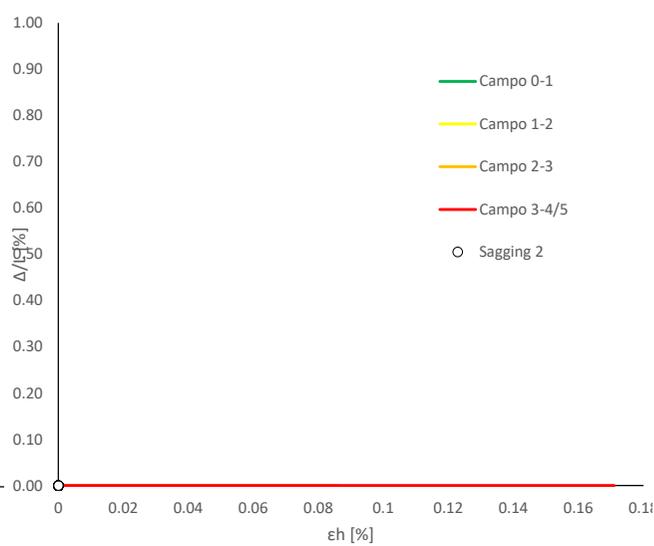
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



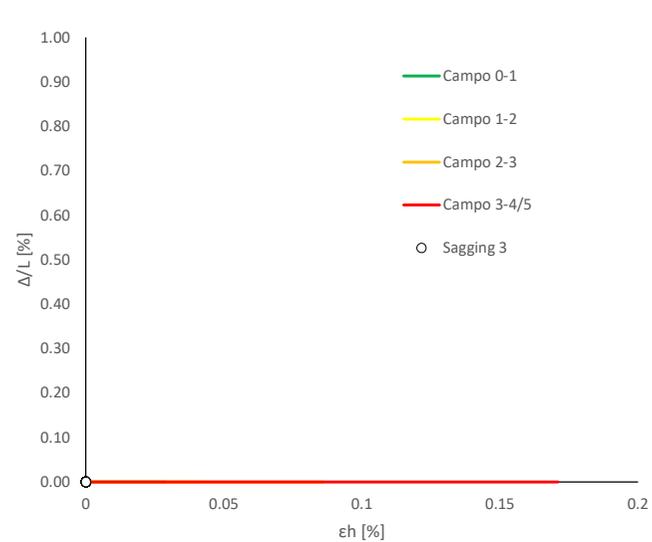
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



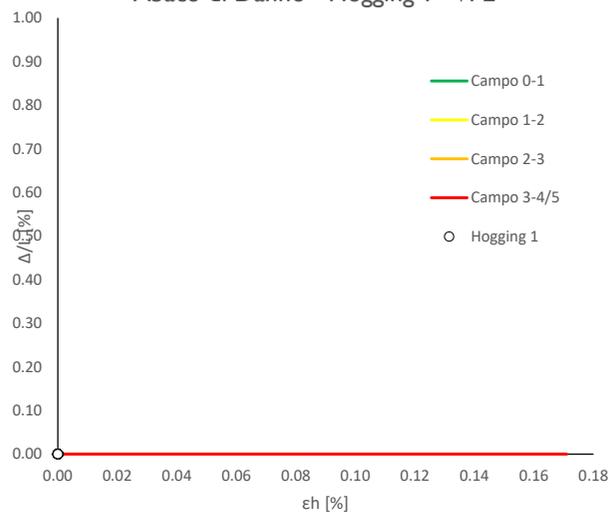
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



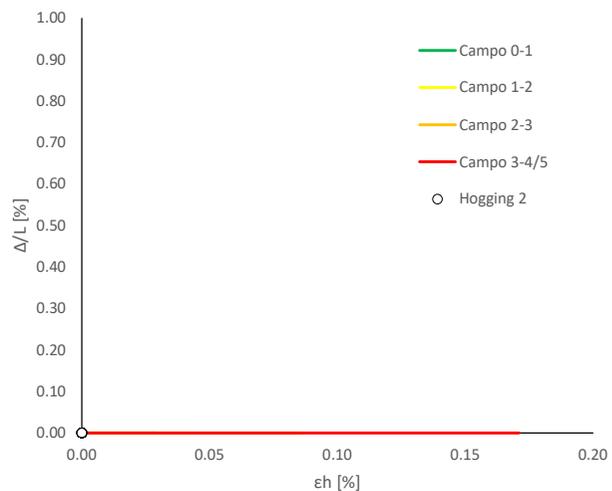
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



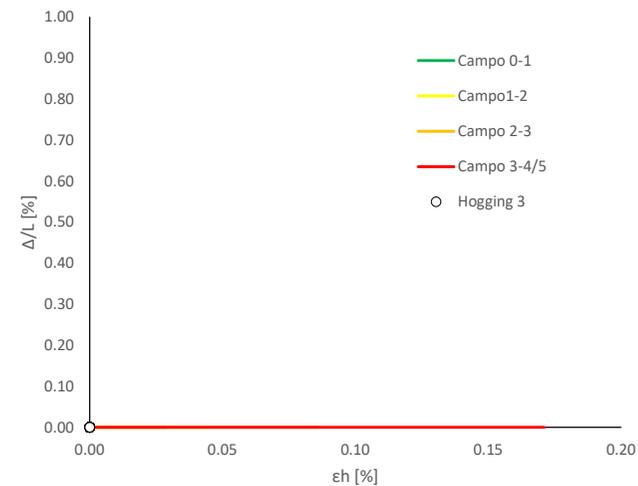
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



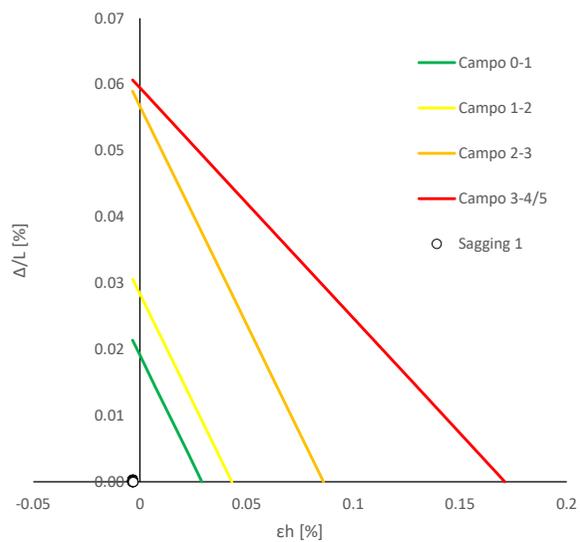
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



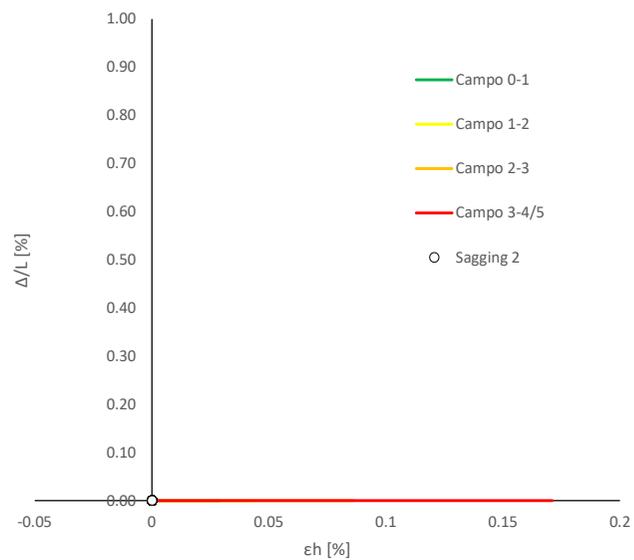
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



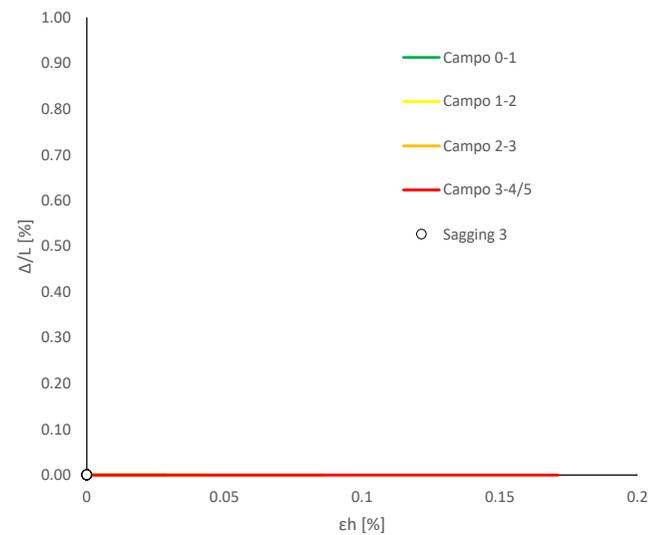
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



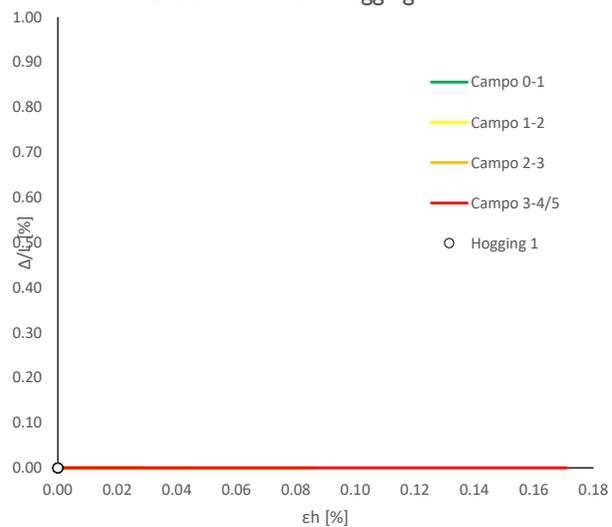
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



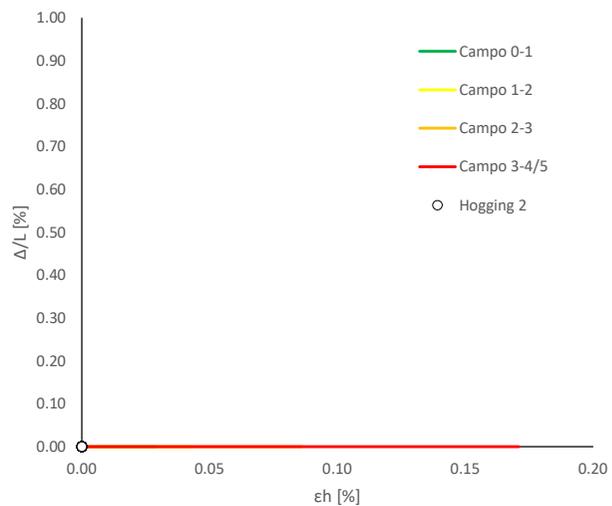
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



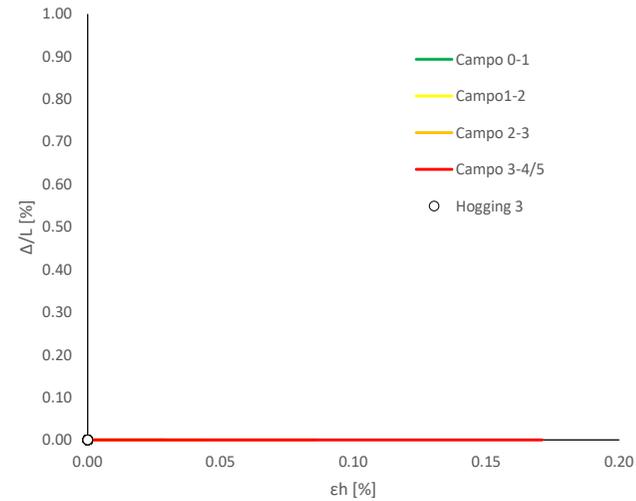
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



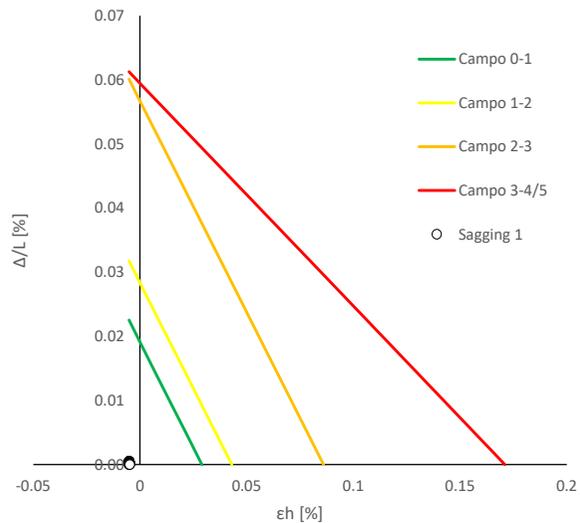
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



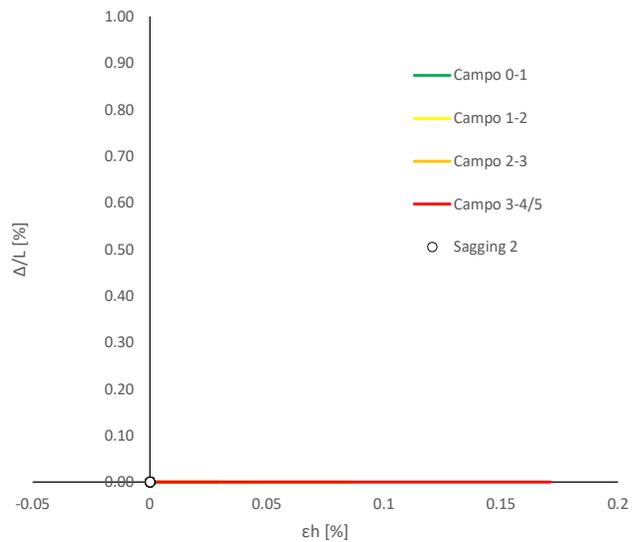
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



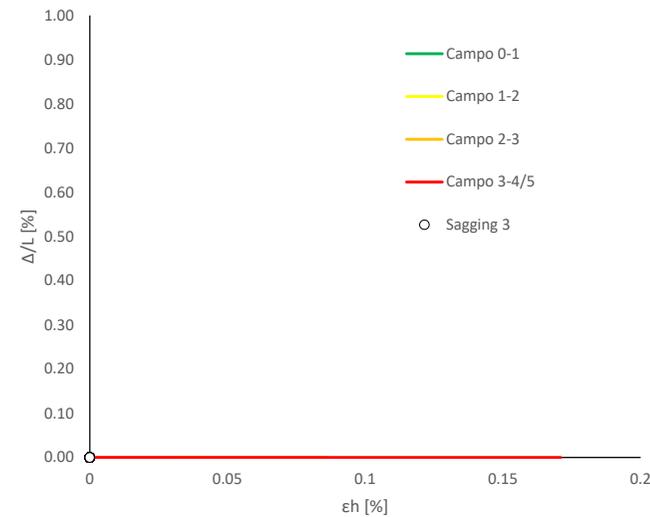
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza SAL\_E2 All\_2"

**Dati Edificio**

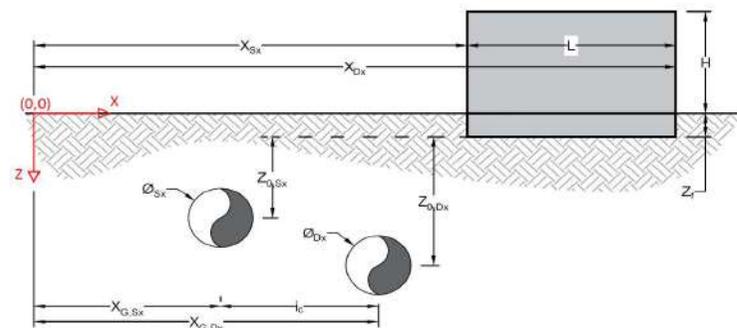
L [m]	6.7	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	46.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	46.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	101.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	95.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	10.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	7.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	5.6	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	5.6	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.7	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.7	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	-100.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	100.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	200.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	2.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	3.0%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	32.2	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	32.2	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.6	6.1	9.1
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	4.6	6.1	9.1

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.6	6.1	9.1
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	4.6	6.1	9.1

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

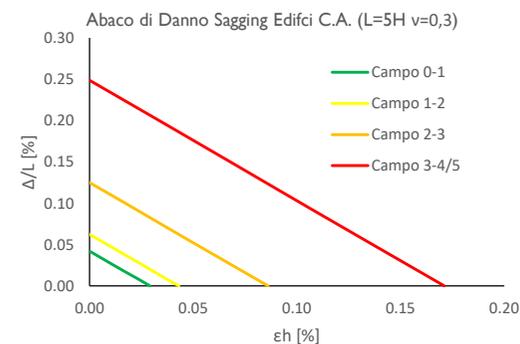
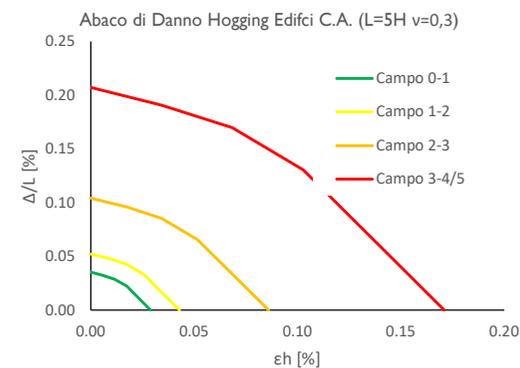
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.5	6.0	9.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	4.5	6.0	9.0

**Tipo di Danno**

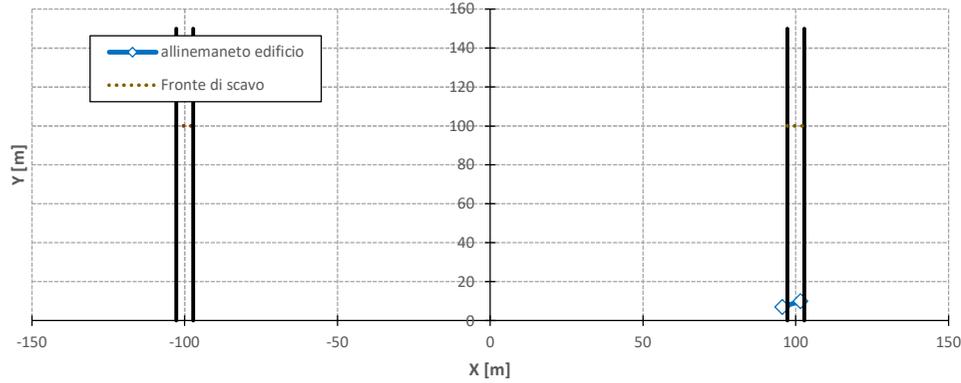
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	-	-	-
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

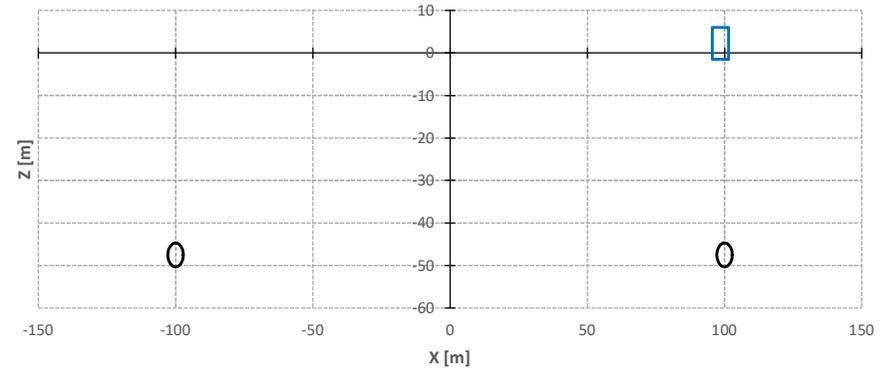
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	0.0	0.0	0.0
Sagging 1	6.7	6.7	6.7
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



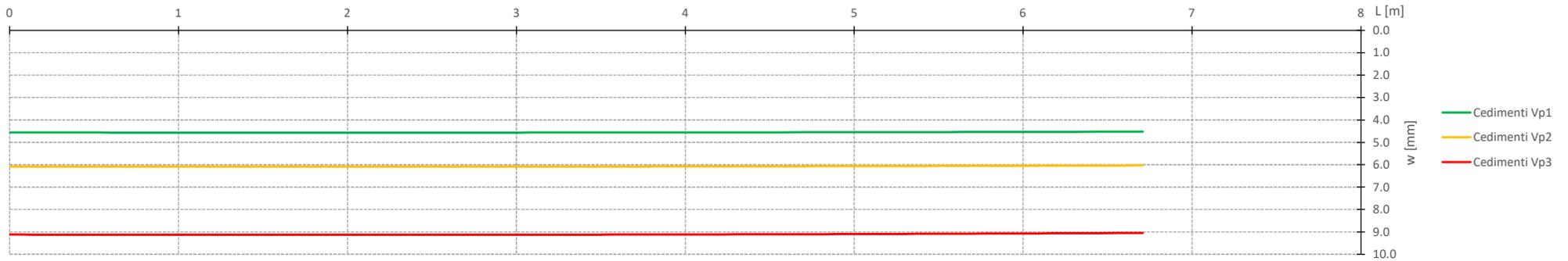
Vista in pianta



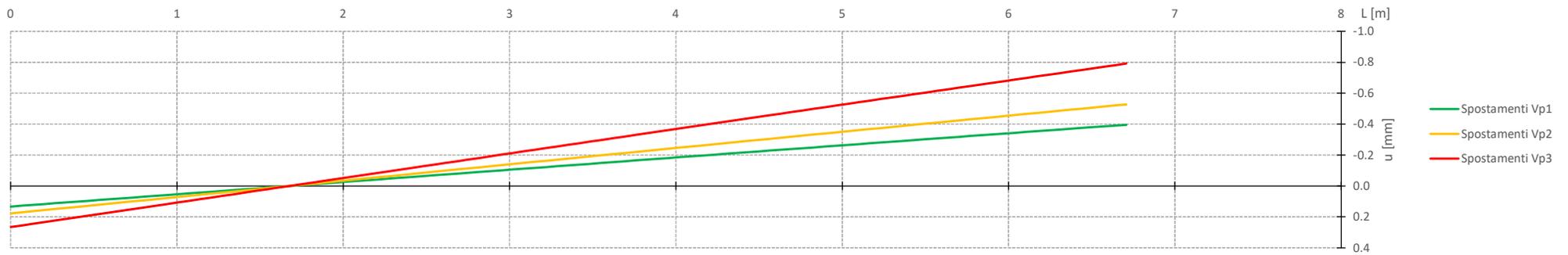
Vista in sezione



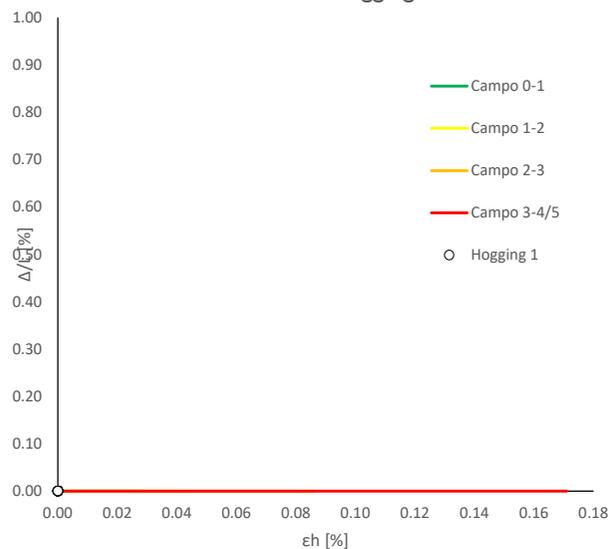
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



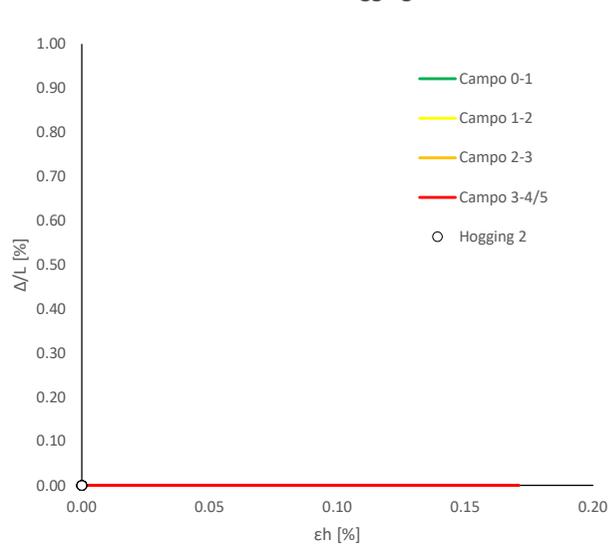
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



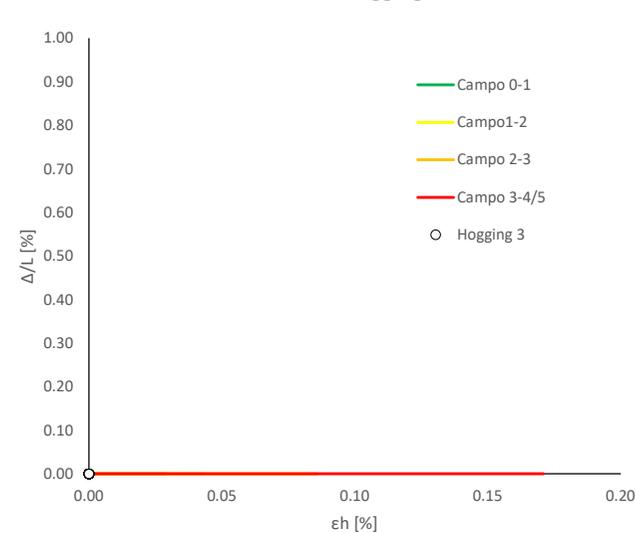
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



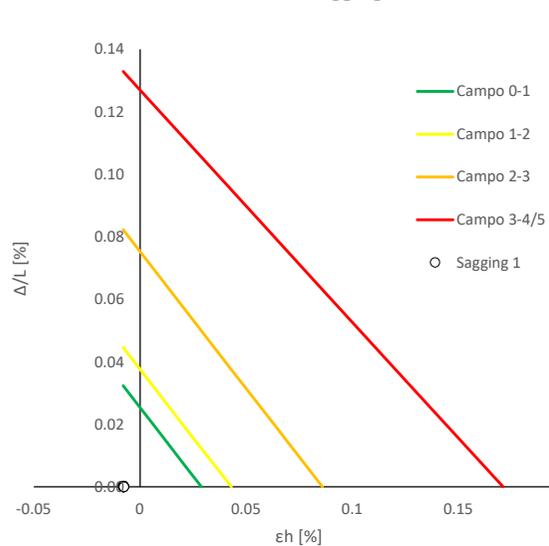
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



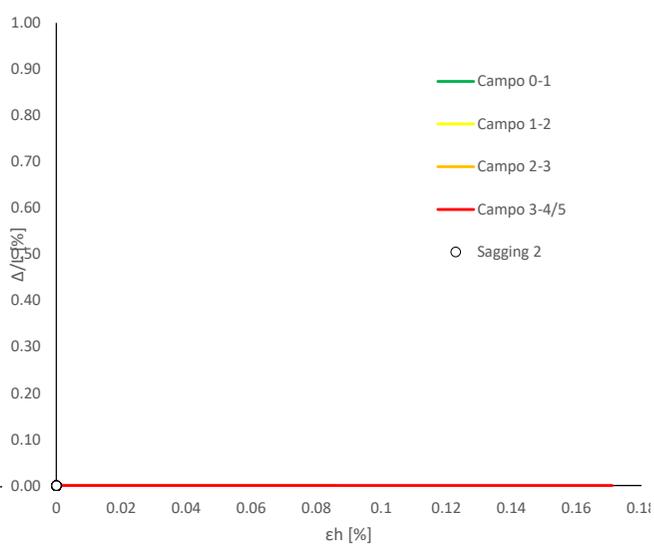
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



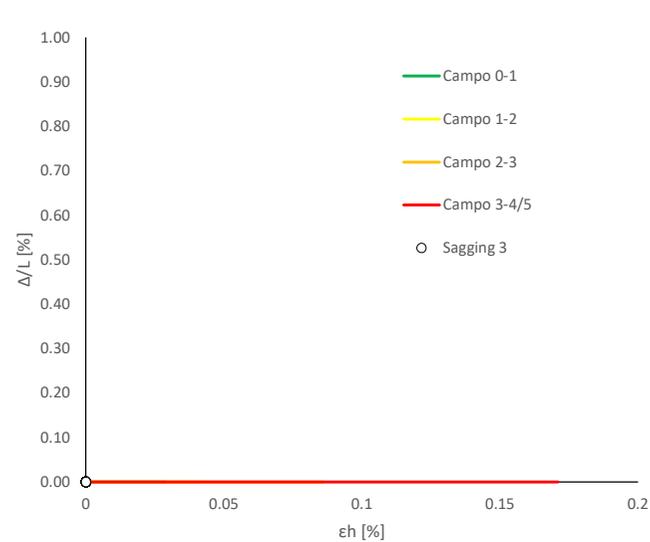
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



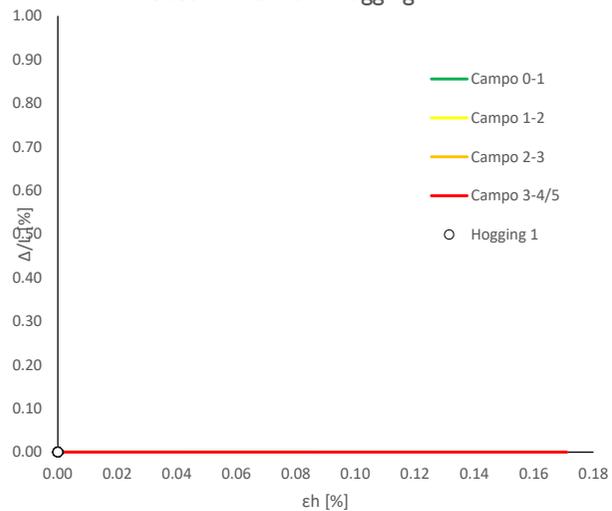
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



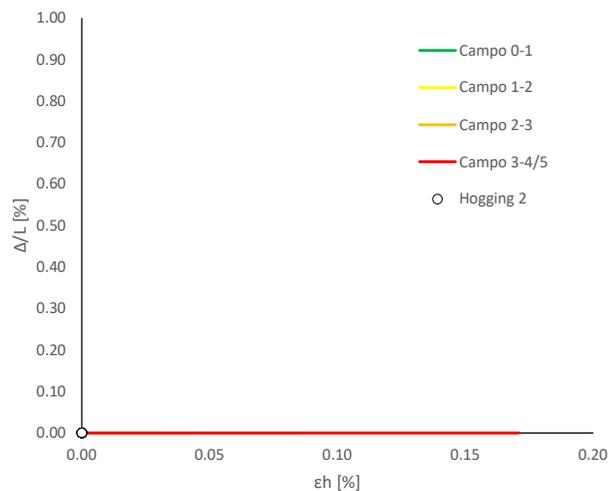
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



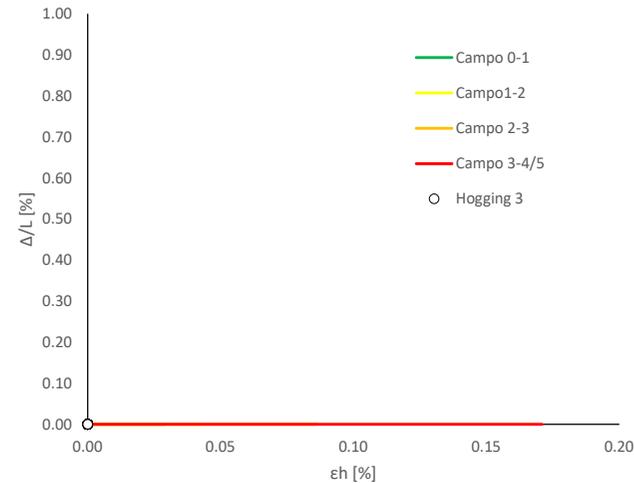
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



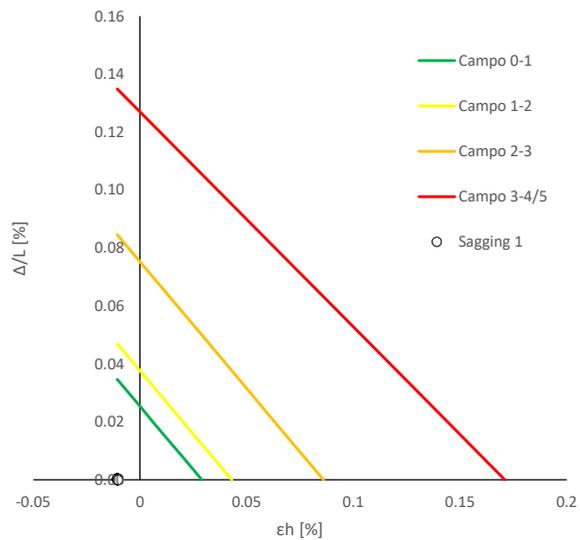
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



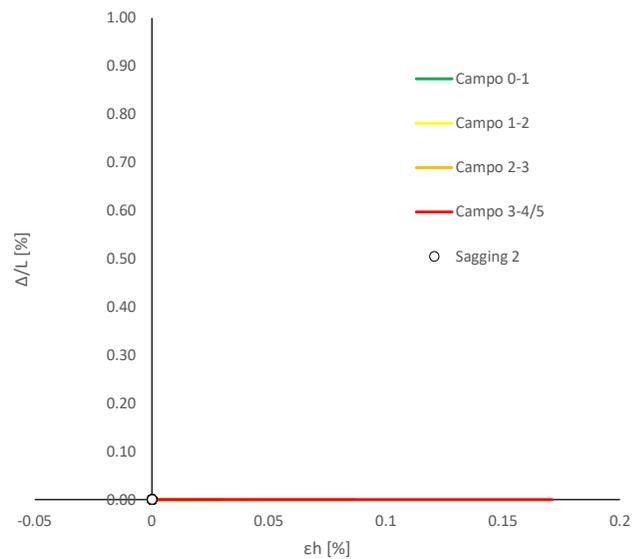
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



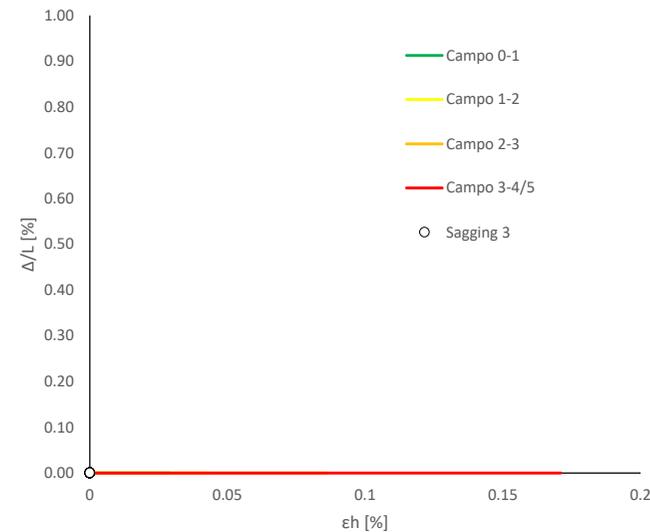
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



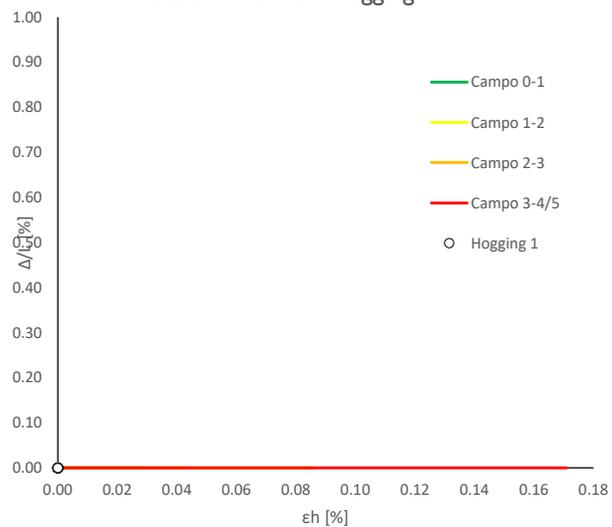
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



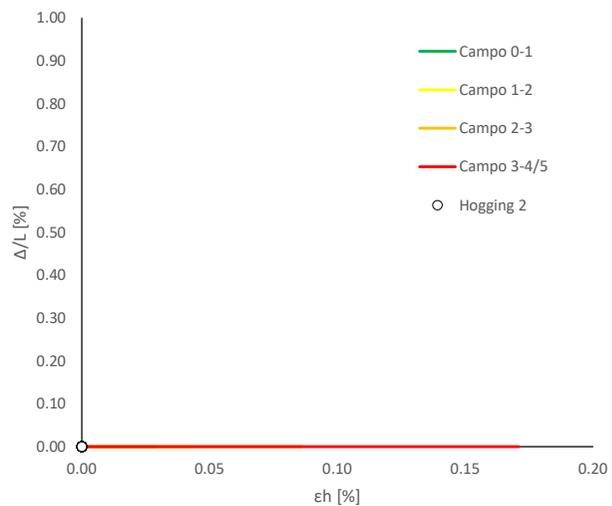
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



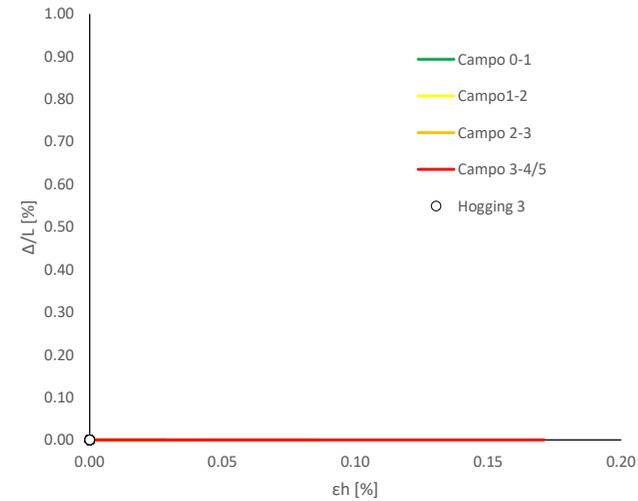
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



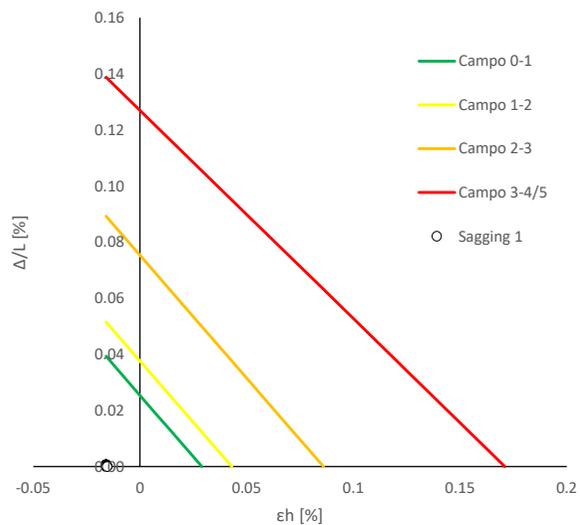
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



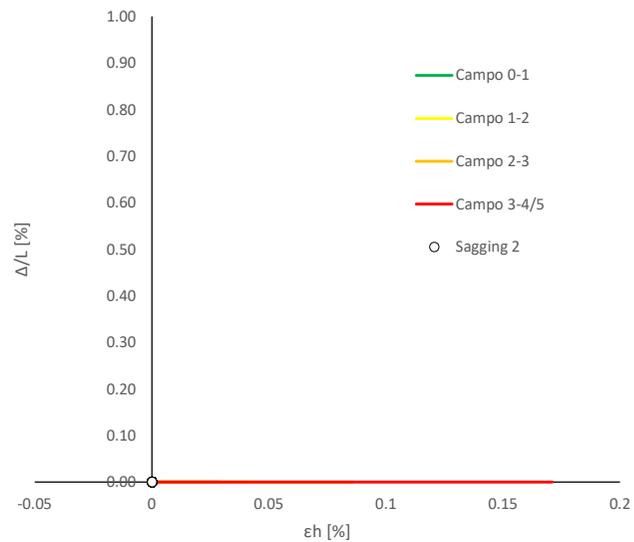
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



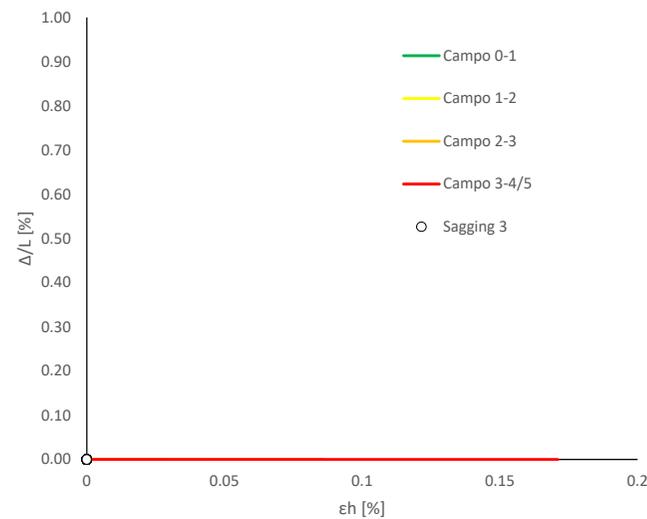
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza ST\_GP"

**Dati Edificio**

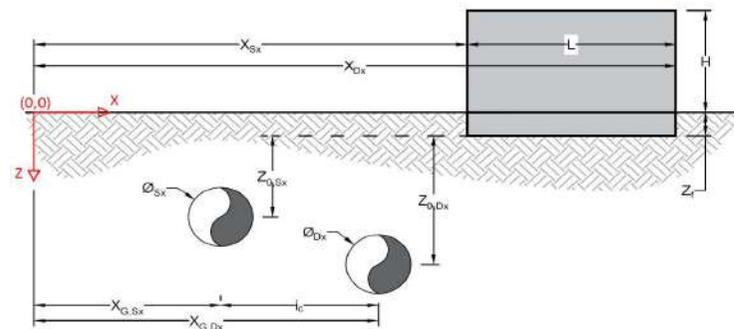
L [m]	70.0	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	36.0	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	20.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	20.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	65.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	135.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	5.6	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	5.6	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.7	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.7	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	-100.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	100.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	200.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.6%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	0.9%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.2%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	14	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	14	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.2	6.3	8.4
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	4.2	6.3	8.4

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.2	0.3	0.4
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.2	0.3	0.4

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.2	0.3	0.4
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.2	0.3	0.4

**Tipo di Danno**

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	20.3	20.3	20.3
Sagging 1	29.4	29.4	29.4
Hogging 2	20.3	20.3	20.3
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0

