

# “FAVAZZINA”

Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio  
ad alta flessibilità

Comune di Scilla (RC)

COMMITTENTE



COORDINAMENTO / MANDANTE

STRATEGIES FOR WATER



Progettisti: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

PROGETTAZIONE GEOTECNICA /  
MANDATARIA



Progettista: Ing. Luisella Vai

## Relazione descrittiva e di calcolo dei pozzi verticali



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

Codice commessa: 1422    Codifica documento: 1422-A-GD-R-05-0

## INDICE

1. INTRODUZIONE .....	1
2. CRITERI DI PROGETTO E VERIFICA IMPIEGATI .....	2
2.1 Normativa di riferimento.....	2
2.2 Criteri di progetto e verifica agli stati limite.....	2
2.2.1 Verifiche di sfilamento delle bullonature.....	3
3. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI .....	6
4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA .....	7
4.1 Caratterizzazione geologica.....	7
4.2 Caratterizzazione geotecnica.....	8
5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI.....	11
5.1 Pozzo delle sbarre.....	11
5.1.1 Sezione tipo P_Sb1 .....	12
5.1.2 Sezione tipo P_Sb2 .....	13
5.1.3 Sezione tipo P_Sb3 .....	13
5.1.4 Sezione tipo P_Sb4 .....	15
5.1.5 Sezione tipo P_Sb5 .....	16
5.1.6 Sezione tipo P_Sb5c .....	17
5.2 Opera di presa al bacino di monte .....	18
5.2.1 Sezione tipo P_Pre1 .....	19
5.2.2 Sezione tipo P_Pre2 .....	21
5.2.3 Sezione tipo P_Pre3.....	22
5.2.4 Sezione tipo P_Pre4.....	23
5.2.5 Sezione tipo P_Pre5.....	24
5.3 Pozzo Piezometrico .....	25
5.3.1 Sezione tipo P_Piez1.....	26
5.3.2 Sezioni tipo P_Piez2 e P_Piez3.....	26
5.3.3 Caverna del Pozzo Piezometrico .....	27
5.4 Pozzo Paratoie .....	29
5.5 Materiali.....	30
6. ANALISI NUMERICHE: STRATEGIE DI CALCOLO IMPIEGATE .....	33
7. POZZO DELLE SBARRE .....	35
7.1 Sezione tipo P-Sb1: analisi e verifiche.....	36
7.1.1 Analisi dei risultati.....	36

7.1.2	Verifiche strutturali .....	39
7.2	Sezione tipo P-Sb2: analisi e verifiche .....	39
7.2.1	Analisi dei risultati .....	39
7.2.2	Verifiche strutturali .....	42
7.3	Sezione tipo P-Sb3: analisi e verifiche .....	43
7.3.1	Analisi dei risultati .....	43
7.3.2	Verifiche strutturali .....	48
7.4	Sezione tipo P-Sb4: analisi e verifiche .....	49
7.4.1	Analisi dei risultati .....	49
7.4.2	Verifiche strutturali .....	54
7.5	Sezione tipo P-Sb5: analisi e verifiche .....	55
7.5.1	Analisi dei risultati .....	55
7.5.2	Verifiche strutturali .....	59
7.6	Sezione tipo P-Sb5c: analisi e verifiche .....	60
7.6.1	Analisi dei risultati .....	60
7.6.2	Verifiche strutturali .....	63

## TABELLE

Tabella 2-1	– Coefficienti parziali delle azioni (Tabella 6.2.I NTC2018)
Tabella 2-2	– Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (Tabella 6.2.II NTC2018)
Tabella 2-3	– Tabella proposta da Bustamante e Doix per la scelta del coefficiente $\alpha$
Tabella 4-1	– Terreni di copertura: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità
Tabella 4-2	– Unità (Go): parametri fisici, di resistenza e di deformabilità
Tabella 4-3	– Unità (Sb): parametri fisici, di resistenza e di deformabilità
Tabella 4-4	– Faglia (Go e Sb): parametri fisici, di resistenza e di deformabilità
Tabella 7-1	– Sezione tipo P-Sb2: condizioni di analisi
Tabella 7-2	– Sezione tipo P-Sb3: condizioni di analisi
Tabella 7-3	– Sezione tipo P-Sb4: condizioni di analisi
Tabella 7-4	– Sezione tipo P-Sb5: condizioni di analisi
Tabella 7-5	– Sezione tipo P-Sb5c: condizioni di analisi

## FIGURE

Figura 2-1	– Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di $q_s$
Figura 4-1	– Carta geologica di progetto
Figura 4-2	– Profilo geologico in asse alla via d'acqua
Figura 5-1	– Profilo in asse alla via d'acqua
Figura 5-2	– Sezione tipo P_Sb1
Figura 5-3	– Sezione tipo P_Sb2
Figura 5-4	– Sezione tipo P_Sb3

- Figura 5-5 – Sezione tipo P\_Sb4
- Figura 5-6 – Sezione tipo P\_Sb5
- Figura 5-7 – Sezione tipo P\_Sb5c
- Figura 5-8 – Scavo con Raise Boring: fasi realizzative
- Figura 5-9 – Sezione tipo P\_Pre1
- Figura 5-10 – Sezione tipo P\_Pre2
- Figura 5-11 – Sezione tipo P\_Pre3
- Figura 5-12 – Sezione tipo P\_Pre4
- Figura 5-13 – Sezione tipo P\_Pre5
- Figura 5-14 – Pozzo Piezometrico
- Figura 5-15 – Sezioni tipo P\_Piez1
- Figura 5-16 – Sezioni tipo P\_Piez2 e P-Piez3
- Figura 5-17 – Caverna del Pozzo Piezometrico
- Figura 5-18 – Due diverse tipologie di giunti a scorrimento controllato impiegati nelle gallerie in condizioni spingenti
- Figura 5-19 – Pozzo Paratoie: planimetria e sezioni
- Figura 7-1 – Pozzo delle sbarre: Geometrie del modello assialsimmetrico e del modello piano relative all'ultimo step della simulazione
- Figura 7-2 – Pozzo delle sbarre (parte sommitale): Geometria del modello numerico per le analisi assialsimmetriche relativa all'ultimo step della simulazione
- Figura 7-3 – Pozzo delle sbarre (parte sommitale): estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi
- Figura 7-4 – Pozzo delle sbarre (parte sommitale): spostamenti orizzontali (a sinistra) e sforzo normale circonferenziale (a destra) all'ultimo step di analisi
- Figura 7-5 – Sezione tipo P-Sb2: curva caratteristica del cavo non sostenuto per le condizioni di analisi 1 e 2
- Figura 7-6 – Pozzo delle sbarre (Analisi 1): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 6
- Figura 7-7 – Pozzo delle sbarre (Analisi 1): sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase allo step 4 ( $N_{max}=370$  kN/m) e sul definitivo allo step 6 ( $N_{max}=220$  kN/m)
- Figura 7-8 – Sezione tipo P-Sb3: curva caratteristica del cavo non sostenuto per le condizioni di analisi 3,4 e 5
- Figura 7-9 – Pozzo delle sbarre (Analisi 3): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 7
- Figura 7-10 – Pozzo delle sbarre (Analisi 3): sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase ( $N_{max}=1565$  kN/m) e sulle chiodature ( $N_{max}=215$  kN) allo step 5
- Figura 7-11 – Pozzo delle sbarre (Analisi 3): sforzo normale agente sul rivestimento definitivo ( $N_{max}=1443$  kN/m) allo step 7
- Figura 7-12 – Pozzo delle sbarre (Analisi 4): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 7

- Figura 7-13 – Pozzo delle sbarre (Analisi 4): sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase ( $N_{max}=1293$  kN/m) e sulle chiodature ( $N_{max}=156$  kN) allo step 5
- Figura 7-14 – Pozzo delle sbarre (Analisi 3): sforzo normale agente sul rivestimento definitivo ( $N_{max}=816$  kN/m) allo step 7
- Figura 7-15 – Sezione tipo P-Sb4: curva caratteristica del cavo non sostenuto per le condizioni di analisi 6 e 7
- Figura 7-16 – Pozzo delle sbarre (Analisi 6): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 7
- Figura 7-17 – Pozzo delle sbarre (Analisi 6): sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase ( $N_{max}=2100$  kN/m) e sulle chiodature ( $N_{max}=143$  kN) allo step 5
- Figura 7-18 – Pozzo delle sbarre (Analisi 6): sforzo normale agente sul rivestimento definitivo ( $N_{max}=2153$  kN/m) allo step 7
- Figura 7-19 – Pozzo delle sbarre (Analisi 7): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 7
- Figura 7-20 – Pozzo delle sbarre (Analisi 7): sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase ( $N_{max}=3098$  kN/m) e sulle chiodature ( $N_{max}=290$  kN) allo step 5
- Figura 7-21 – Pozzo delle sbarre (Analisi 7): sforzo normale agente sul rivestimento definitivo ( $N_{max}=3083$  kN/m) allo step 7
- Figura 7-22 – Sezione tipo P-Sb5: curva caratteristica del cavo non sostenuto per le condizioni di analisi 8 e 9
- Figura 7-23 – Pozzo delle sbarre (Analisi 8): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 6
- Figura 7-24 – Pozzo delle sbarre (Analisi 8): sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase allo step 4 ( $N_{max}=2762$  kN/m) e sul definitivo allo step 6 ( $N_{max}=2692$  kN/m)
- Figura 7-25 – Pozzo delle sbarre (Analisi 9): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 6
- Figura 7-26 – Pozzo delle sbarre (Analisi 9): sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase allo step 4 ( $N_{max}=5300$  kN/m) e sul definitivo allo step 6 ( $N_{max}=5140$  kN/m)
- Figura 7-27 – Pozzo delle sbarre - Verifiche di pressoflessione del rivestimento di prima fase (analisi 9)
- Figura 7-28 – Sezione tipo P-Sb5: curva caratteristica del cavo non sostenuto per le condizioni di analisi 8 e 9
- Figura 7-29 – Pozzo delle sbarre (Analisi 10): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 7
- Figura 7-30 – Pozzo delle sbarre (Analisi 8): sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase allo step 4 ( $N_{max}=5260$  kN/m) e sul definitivo allo step 6 ( $N_{max}=5030$  kN/m)
- Figura 7-31 – Pozzo delle sbarre - Verifiche di pressoflessione del rivestimento di prima fase (analisi 10)

## 1. INTRODUZIONE

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

In particolare, la presente relazione ha per oggetto le analisi di progetto e verifica delle sezioni tipologiche definite per i diversi pozzi verticali previsti dal layout di progetto.

Dopo un breve cenno sui riferimenti normativi e sui codici di calcolo impiegati, si richiamano, al Capitolo 4, la caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica delle unità geotecniche previste in corrispondenza delle diverse opere, ottenuta sulla base dei dati della campagna geologico-geotecnica effettuata nei mesi compresi tra novembre 2021 e febbraio 2022. Il Capitolo 5 riporta una breve descrizione degli interventi in progetto e dei materiali da costruzione previsti, mentre nei Capitoli 6 e 7 sono esposti i risultati delle analisi numeriche di progetto e delle verifiche previste dalla normativa vigente condotte per le sezioni di analisi.

## 2. CRITERI DI PROGETTO E VERIFICA IMPIEGATI

Nel presente capitolo vengono brevemente richiamati i principali criteri di progetto e verifica impiegati.

### 2.1 Normativa di riferimento

- “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 Gennaio 2018 (di seguito indicate come NTC-18)
- “Circolare esplicativa” del 11 febbraio 2019 n° 7/C.S.LL.PP.

### 2.2 Criteri di progetto e verifica agli stati limite

In accordo con le NTC-18, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) devono rispettare la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  il valore di progetto della resistenza dell'elemento strutturale.

Il valore di progetto dell'azione  $E_d$  è funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , delle resistenze dei materiali di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ , secondo la seguente espressione:

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

essendo  $\gamma_F$  e  $\gamma_M$  coefficienti di sicurezza parziali, rispettivamente sulle azioni e sulle resistenze dei materiali di progetto.

L'effetto delle azioni  $E_d$  viene espresso dalla seguente funzione:

$$E_d = \gamma_E E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

dove  $\gamma_E = \gamma_F$ . L'effetto delle azioni può essere anche valutato direttamente come prodotto delle azioni caratteristiche per il fattore di sicurezza parziale sulle azioni:  $E_d = \gamma_E E_k$ .

La resistenza di progetto del sistema geotecnico  $R_d$  è data dalla seguente espressione:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

dove  $\gamma_R$  è un coefficiente di sicurezza che opera direttamente sulla resistenza del sistema R, espressa sempre in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , delle resistenze dei materiali di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ , con  $\gamma_F$  e  $\gamma_M$  coefficienti di sicurezza parziali, rispettivamente sulle azioni e sulle resistenze dei materiali di progetto.

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

Approccio 1 - Combinazione 1: A1+M1+R1

in quanto è la combinazione più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno. I coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_F$  utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.I delle NTC 2018, qui riportata (Tabella 2-1).

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno  $\gamma_M$  utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.II delle NTC 2018, qui riportata (Tabella 2-2).

Tabella 2-1 – Coefficienti parziali delle azioni (Tabella 6.2.I NTC2018)

Carichi	Effetto	Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali $G_2$ (1)	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Per i carichi permanenti $G_2$ si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti $\gamma_{G1}$					

Tabella 2-2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (Tabella 6.2.II NTC2018)

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

### 2.2.1 Verifiche di sfilamento delle bullonature

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



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

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

dove:

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

dove  $D_d$  è il diametro di perforazione (0.12 m) per la realizzazione del tirante e  $\alpha$  è un coefficiente moltiplicativo del diametro (Tabella 2-3), il cui valore dipende dal tipo di terreno in cui viene effettuata l'iniezione cementizia per realizzare il bulbo di fondazione ed è stato assunto pari ad 1.1

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

$q_s$  = tensione limite di aderenza all'interfaccia tra roccia e bulbo di fondazione e/o barra, assunta cautelativamente pari a 600 kPa, corrispondente a una pressione limite di 5.6 MPa (Figura 2-1).

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

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

dove:

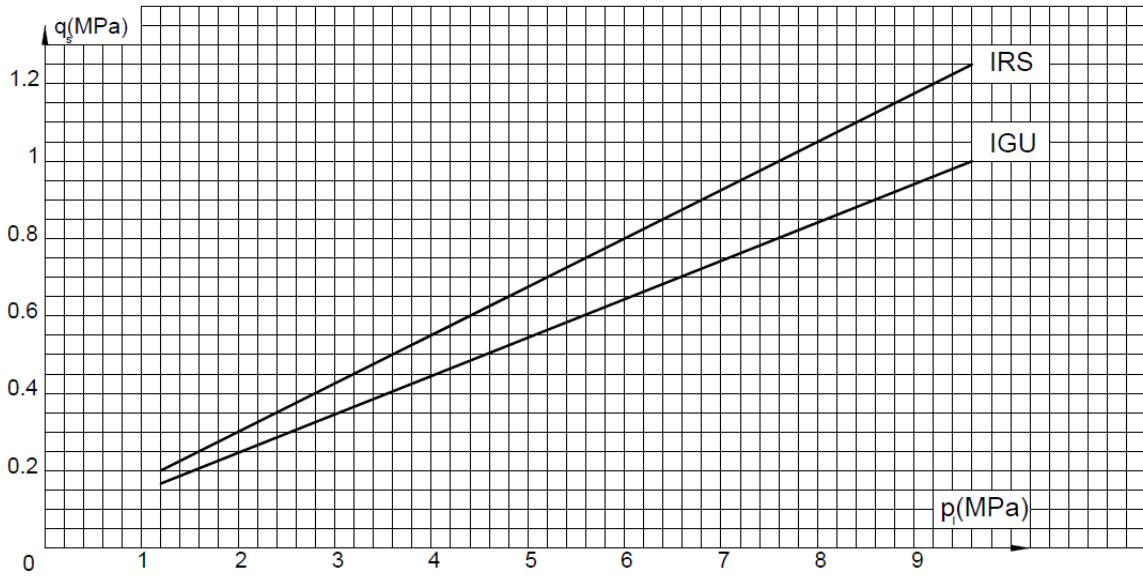
$\xi_{a4}$  = 1.80 fattore di correlazione

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

Tabella 2-3 – Tabella proposta da Bustamante e Doix per la scelta del coefficiente  $\alpha$

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

Figura 2-1 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di  $q_s$   
AMMASSO ROCCIOSO FRATTURATO E ALTERATO



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

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

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

Tutti i codici di calcolo utilizzati sono largamente impiegati a livello nazionale ed internazionale e di comprovata validità nella progettazione geotecnica e strutturale.



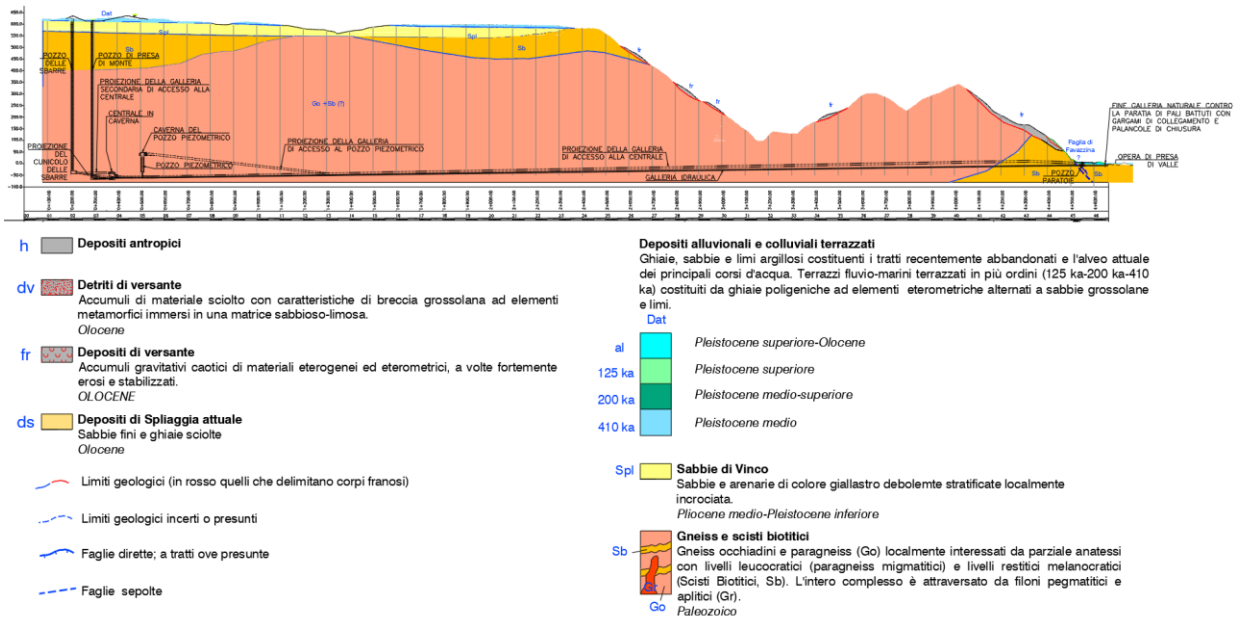


Figura 4-2 – Profilo geologico in asse alla via d'acqua

Dalle figure precedenti è possibile osservare che:

- Il pozzo delle sbarre ed il pozzo dell'opera di presa di monte interesseranno nel tratto sommitale per una profondità compresa tra 0 e 10 m lo strato di copertura costituito dai Depositi alluvionali e colluviali terrazzati (Dat), successivamente attraverseranno le Sabbie di Vinco (Spl) per uno spessore pari a circa 48 m, a seguire attraverseranno gli Scisti Biotitici (Sb) per uno spessore pari a circa 165 m, infine entrambe le opere risultano intestate negli Gneiss Occhiadini e Paragneiss (Go) i quali risultano localmente interessati da parziale anatessi con livelli leucocratici (paragneiss migmatitici) e livelli restitici melanocratici (Scisti Biotitici, Sb). L'intero complesso è attraversato da filoni pegmatitici e aptitici (Gr)
- il pozzo piezometrico e la caverna del pozzo piezometrico interesseranno unicamente gli Gneiss Occhiadini e Paragneiss (Go) i quali, come si è detto, risultano localmente interessati da parziale anatessi con livelli leucocratici (paragneiss migmatitici) e livelli restitici melanocratici (Scisti Biotitici, Sb). L'intero complesso è attraversato da filoni pegmatitici e aptitici (Gr)
- il pozzo paratoie interesserà unicamente gli Scisti Biotitici (Sb).

## 4.2 Caratterizzazione geotecnica

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

La caratterizzazione delle diverse unità geotecniche è stata effettuata basandosi sia su dati disponibili in letteratura relativi a materiali analoghi a quelli presenti in sito sia sui dati finora raccolti durante la campagne di indagini svolte tra febbraio e marzo 2023. Tali dati hanno consentito di effettuare una prima caratterizzazione di massima delle unità geotecniche in oggetto. Per maggiori approfondimenti circa i dati raccolti durante la campagna indagini e la determinazione dei parametri geotecnici si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale* (1422-A-GD-R-01) ed alla *Relazione indagine geofisica multimetodologica* (1422-A-GE-R-01).

I parametri geotecnici assunti in sede di progetto, per ciascuna unità, sono riassunti nelle tabelle riportate di seguito (da Tabella 4-1 a Tabella 4-4), ovviamente tali parametri dovranno essere confermati nelle successive fasi di progettazione da ulteriori indagini volte a caratterizzare in maniera più rigorosa i terreni e gli ammassi rocciosi presenti in sito.

Tabella 4-1 – Terreni di copertura: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	$\phi$ (°)	$\nu$	E <sub>d</sub> (MPa)
Dat	19	5	34	0.30	10
Spl	20	10	38	0.3	120

Tabella 4-2 – Unità (Go): parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

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

Tabella 4-3 – Unità (Sb): parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

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

Tabella 4-4 – Faglia (Go e Sb): parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

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

Come si può osservare dalle tabelle precedenti, in considerazione della notevole estensione del Pozzo delle sbarre e del Pozzo dell'opera di presa di monte, ed in assenza

di informazioni specifiche relative alla qualità attesa dell'ammasso roccioso atteso, sono state sviluppate in tal senso delle ipotesi di calcolo conservative basate anche sull'ausilio di dati pregressi circa la natura geotecnica dei terreni naturali presenti in sito. Si prospettano quindi tre diversi set di parametri per ciascuna tipologia di ammasso roccioso (Go e Sb), riferiti alle seguenti possibili condizioni:

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

## 5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

Nel presente capitolo si riporta, per ciascun pozzo verticale, una breve descrizione delle sezioni tipologiche previste per garantire un adeguato sostegno del cavo sia in fase di esecuzione che in fase di utilizzo.

In Figura 5-1 si riporta il profilo in asse alla galleria idraulica su cui sono indicate le principali opere strutturali in sotterraneo. Ulteriori dettagli sono riportati sugli elaborati grafici di progetto richiamati in ciascun paragrafo.

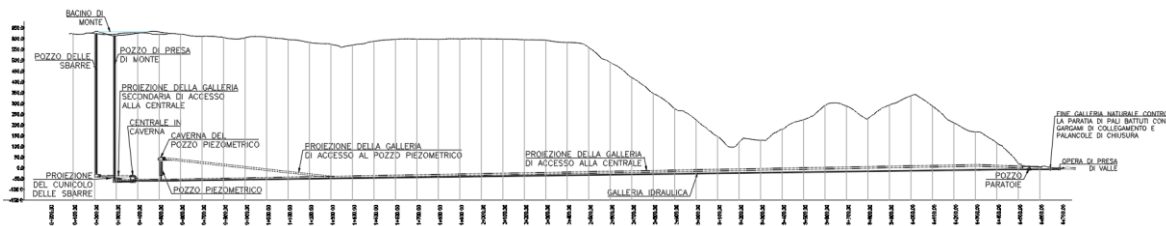


Figura 5-1 – Profilo in asse alla via d'acqua

### 5.1 Pozzo delle sbarre

Il Pozzo delle Sbarre (Elaborati 1422-I-GD-D-01/02/03) risulta ubicato in corrispondenza della sottostazione elettrica posta in prossimità del bacino di monte; l'opera si presenta con le seguenti geometrie:

- profondità :  $\approx 655.00$  m
- diametro utile netto: 7.00 m
- spessore rivestimento definitivo: 0.50 m
- spessore rivestimento prima fase: var. 0.15 ÷ 0.30 m
- diametro esterno: var. 8.30 ÷ 8.60 m

Come si è visto nel capitolo precedente, il pozzo attraverserà nell'ordine le seguenti unità stratigrafiche:

- Depositi alluvionali e colluviali terrazzati (unità Dat) per i primi 10 m circa,
- Sabbie di Vinco (unità Spl) tra i 10 m e circa 55 m da testa pozzo,
- Scisti biotitici (unità Sb) tra circa 55 m circa 225 m da testa pozzo,
- Gneiss Occhiadini e Paragneiss (unità Go) e Scisti Biotitici (unità Sb) a partire da una profondità di circa 225 m fino a fondo pozzo.

In considerazione delle unità stratigrafiche presenti in sito ed in funzione delle condizioni attese per l'ammasso roccioso lungo la verticale sono state dimensionate sei sezioni tipologiche di rivestimento al fine di garantire la stabilità del cavo durante l'avanzamento e nella successiva fase di esercizio.





### 5.1.2 Sezione tipo P\_Sb2

La sezione tipo P\_Sb2 (Figura 5-2) è prevista fino ad una profondità massima di circa 350 m nei tratti in cui l'ammasso roccioso si presenta più integro e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni medie dell'ammasso.

I materiali attraversati mostrano parametri di resistenza e deformabilità mediamente elevati, con limitata fratturazione. Inoltre, data la profondità non eccessiva, il livello tensionale atteso sulle strutture di rivestimento risulta limitato.

Il rivestimento di tale sezione tipo sarà dunque costituito da uno strato di 15 cm di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata e da chiodature localizzate, il cui scopo è quello di sostenere eventuali cunei instabili che potrebbero originarsi durante lo scavo. A completamento della sezione si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 50 cm

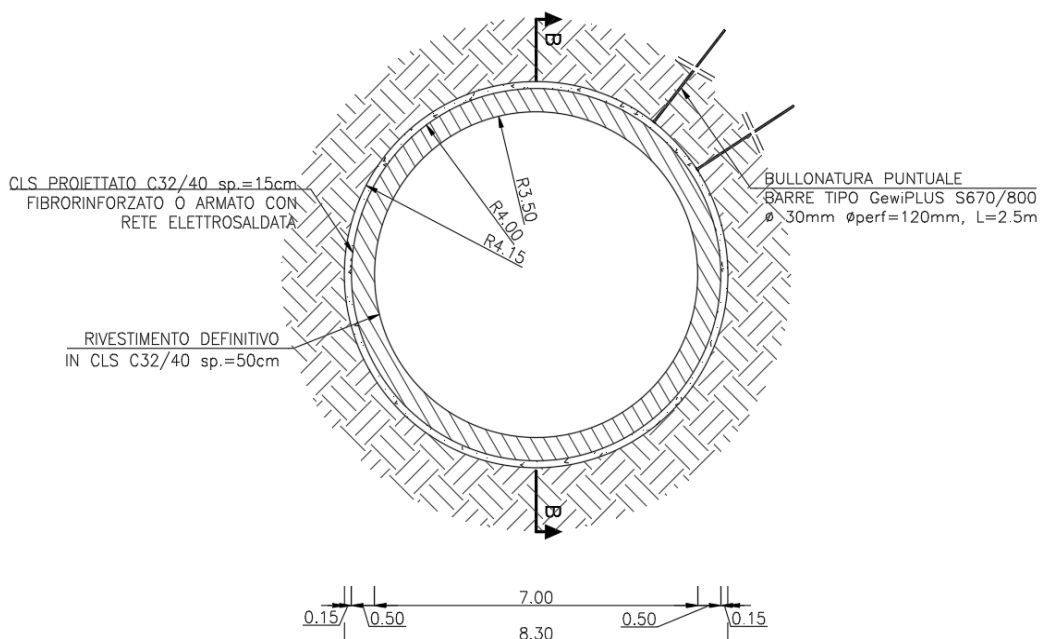


Figura 5-3 – Sezione tipo P\_Sb2

### 5.1.3 Sezione tipo P\_Sb3

La sezione tipo P\_Sb3 (Figura 5-4) è prevista nei seguenti casi:

- fino ad una profondità massima di circa 350 m nei tratti in cui l'ammasso roccioso si presenta più fratturato e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni minime dell'unità Go

- oltre i 350 m di profondità nei tratti in cui l'ammasso roccioso si presenta più integro e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni medie dell'ammasso.

Tale sezione risulta quella che si prevede di impiegare maggiormente lungo la verticale di avanzamento.

I materiali attraversati mostrano le seguenti combinazioni:

- parametri di resistenza e deformabilità mediamente bassi, con livelli di fratturazione variabili lungo l'avanzamento ma, data la profondità non eccessiva, il livello tensionale atteso sulle strutture di rivestimento risulta limitato.
- parametri di resistenza e deformabilità mediamente elevati, con modesti livelli di fratturazione ma, data l'elevata profondità raggiunta, il livello tensionale atteso sulle strutture di rivestimento risulta moderatamente alto.

Il rivestimento di tale sezione tipo sarà dunque costituito dai seguenti elementi strutturali:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 armato con rete elettrosaldata avente spessore di 15 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da 13 barre di tipo GewiPLUS S670/800,  $\phi=30$  mm, L= 2.5 m, collocate con passo 2 m
- A completamento della sezione si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 50 cm



Figura 5-4 – Sezione tipo P\_Sb3

#### 5.1.4 Sezione tipo P\_Sb4

La sezione tipo P\_Sb4 (Figura 5-5) è prevista nei seguenti casi:

- fino ad una profondità massima di circa 350 m nei tratti in cui l'ammasso roccioso si presenta più fratturato e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni minime dell'unità Sb
- oltre i 350 m di profondità nei tratti in cui l'ammasso roccioso si presenta più fratturato e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni minime dell'unità Go

I materiali attraversati mostrano parametri di resistenza e deformabilità bassi, con livelli di fratturazione elevati. Inoltre, data l'elevata profondità raggiunta, il livello tensionale atteso sulle strutture di rivestimento potrebbe risultare elevato.

Il rivestimento di tale sezione tipo sarà dunque costituito dai seguenti elementi strutturali:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 armato con rete elettrosaldata avente spessore di 30 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da 13 barre di tipo GewiPLUS S670/800,  $\phi=30$  mm, L= 4.5 m, collocate con passo 1 m
- A completamento della sezione si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 50 cm

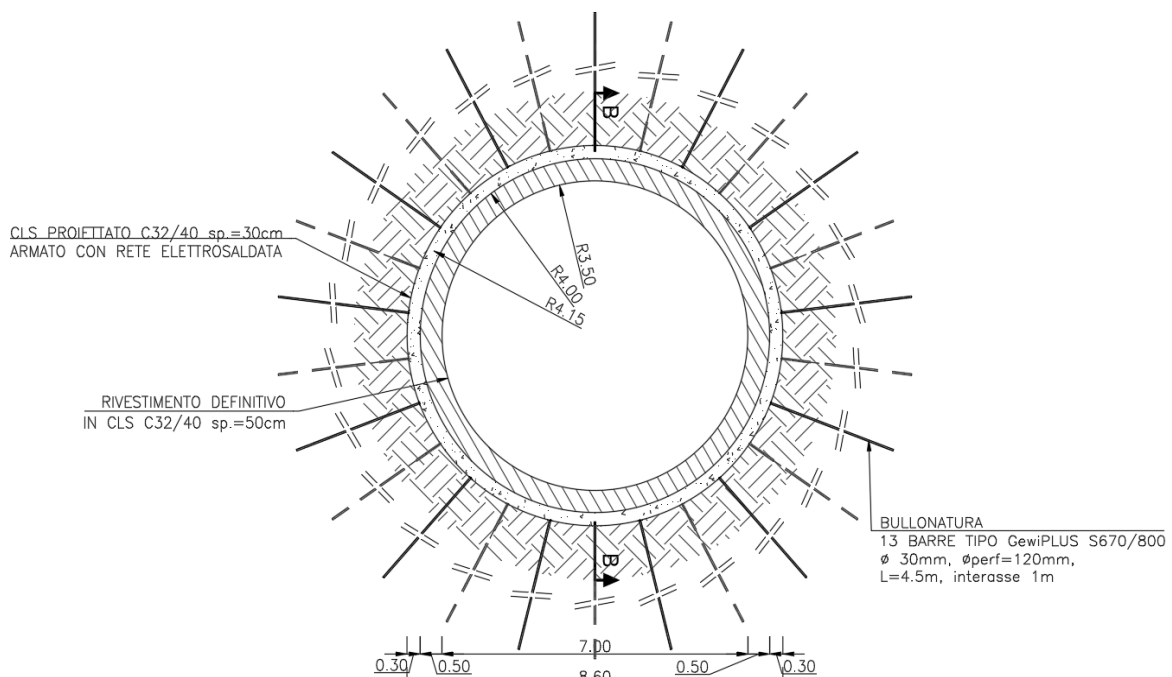


Figura 5-5 – Sezione tipo P\_Sb4

### 5.1.5 Sezione tipo P\_Sb5

La sezione tipo P\_Sb5 (Figura 5-6) è prevista nei seguenti casi:

- fino ad una profondità massima di circa 350 m nei tratti in cui l'ammasso roccioso risulta particolarmente fratturato o attraversato da zone di disturbo tettonico per le quali si hanno parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni di faglia.
- oltre i 350 m di profondità nei tratti in cui l'ammasso roccioso si presenta più fratturato e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni minime dell'unità Sb

I materiali attraversati mostrano parametri di resistenza e deformabilità scadenti, con livelli di fratturazione anche molto elevati. Inoltre, data l'elevata profondità raggiunta, il livello tensionale atteso sulle strutture di rivestimento potrebbe risultare molto elevato.

Il rivestimento di tale sezione tipo sarà dunque costituito dai seguenti elementi strutturali:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata avente spessore di 30 cm
- centine accoppiate del tipo HEB 200 in acciaio S275 e con interasse longitudinale pari ad 1.00 m
- A completamento della sezione si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 50 cm

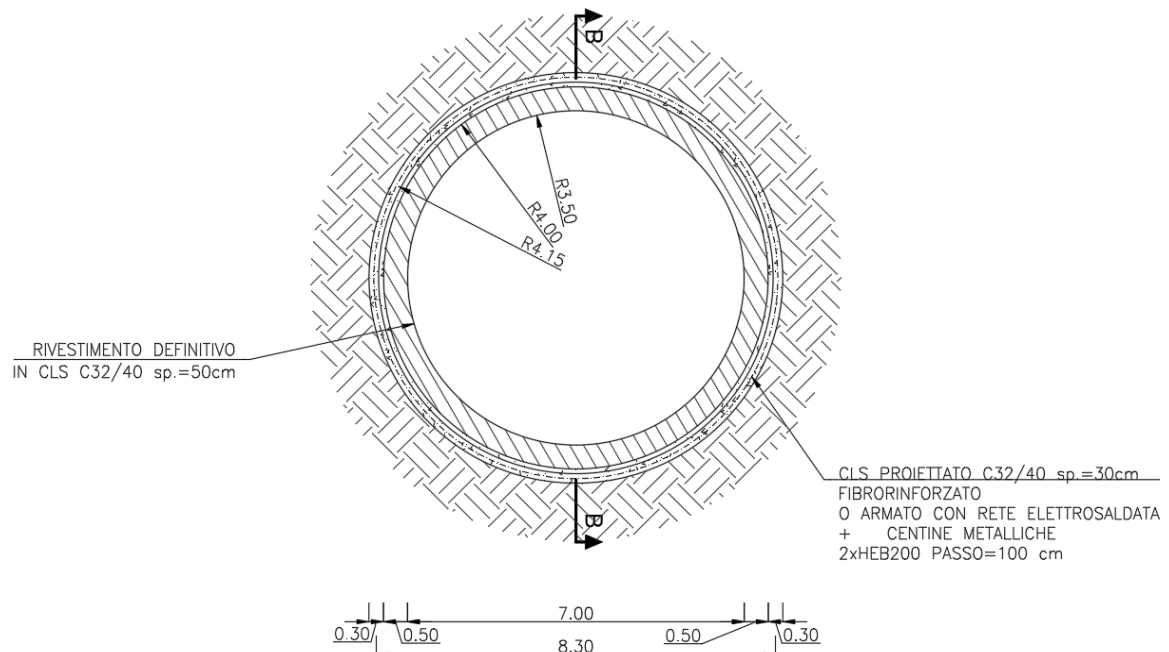


Figura 5-6 – Sezione tipo P\_Sb5

### 5.1.6 Sezione tipo P\_Sb5c

La sezione tipo P\_Sb5c (Figura 5-7) è prevista nei tratti in cui l'ammasso roccioso risulta particolarmente fratturato o attraversato da zone di disturbo tettonico per le quali si hanno parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni di faglia e per le quali non risultasse idoneo l'impiego della sezione tipo P\_Sb5.

I materiali attraversati mostrano parametri di resistenza e deformabilità particolarmente scadenti, con livelli di fratturazione anche molto elevati e tratti in cui l'ammasso potrebbe presentarsi anche cataclasato. Inoltre, data l'elevata profondità raggiunta, il livello tensionale atteso sulle strutture di rivestimento potrebbe risultare molto elevato.

Il rivestimento di tale sezione tipo sarà dunque costituito dai seguenti elementi strutturali:

- Un consolidamento al contorno costituito da 30 barre VTR con interasse pari ad 1 m iniettate con miscela cementizia
- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 fibrinforzato o armato con rete elettrosaldata avente spessore di 30 cm
- centine accoppiate del tipo HEB 200 in acciaio S275 e con interasse longitudinale pari ad 1.00 m
- A completamento della sezione si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 50 cm

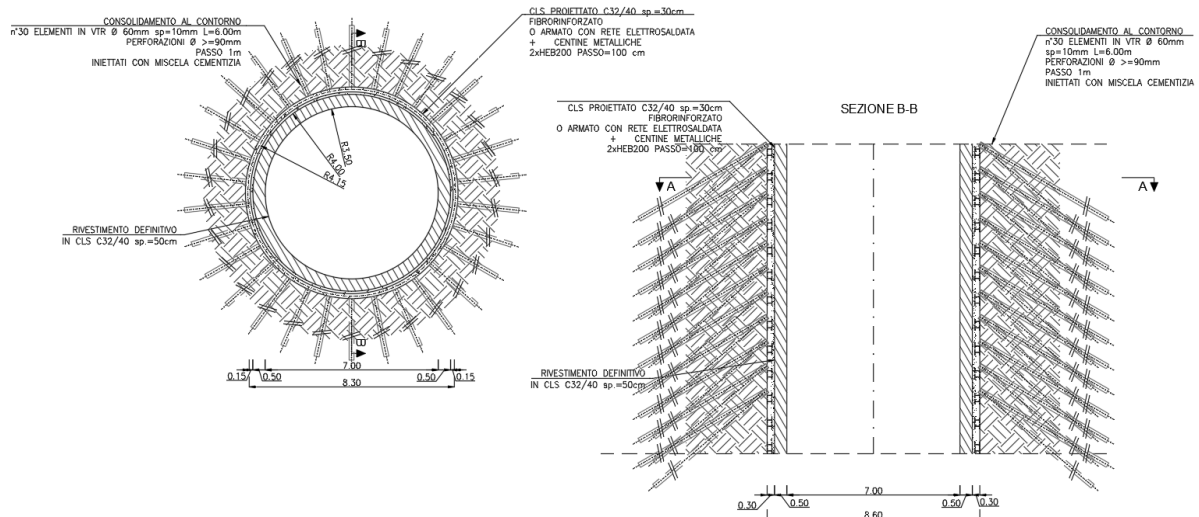


Figura 5-7 – Sezione tipo P\_Sb5c

## 5.2 Opera di presa al bacino di monte

La galleria idraulica, come mostrato in Figura 5-1, risulta connessa con il bacino di monte per mezzo di un pozzo verticale che costituisce l'opera di presa di monte dell'impianto. L'opera si presenta con le seguenti geometrie:

- profondità :  $\approx$  665.00 m
- diametro virole metalliche: 4200 mm
- spessore calcestruzzo per l'inghisaggio delle virole metalliche: 0.20 m
- spessore rivestimento prima fase: 0.20 m
- diametro esterno: 5.00 m

Come si è visto nel capitolo precedente, il pozzo attraverserà nell'ordine le seguenti unità stratigrafiche:

- Sabbie di Vinco (unità Spl) per i primi 50 m circa,
- Scisti biotitici (unità Sb) tra circa 50 m e circa 210 m da testa pozzo,
- Gneiss Occhiadini e Paragneiss (unità Go) e Scisti Biotitici (unità Sb) a partire da una profondità di circa 210 m fino a fondo pozzo.

Per quanto riguarda le modalità realizzative del pozzo dell'opera di presa di monte sono state previste due possibili alternative:

1. Scavo con raise boring e successivo alesaggio del foro fino al diametro finale (Figura 5-8), nel caso in cui l'ammasso roccioso mostrasse proprietà meccaniche idonee all'impiego di tale tecnica. In linea generale, infatti, per poter realizzare l'opera tramite un rise borer l'ammasso dovrebbe mostrare un valore di RMR maggiore di 60, o comunque delle proprietà meccaniche tali per cui il foro, una volta alesato, sia in grado di auto-sostenersi fino alla successiva posa degli interventi di sostegno i quali consentiranno poi di effettuare in sicurezza le successive operazioni di posa ed inghisaggio della condotta. I paragrafi successivi riportano la descrizione dettagliata degli interventi di sostegno del foro previsti in funzione delle condizioni di scavo attese.
2. Nel caso in cui l'ammasso roccioso non mostrasse proprietà meccaniche idonee allo scavo con rise borer si procederà allo scavo con il metodo tradizionale, realizzando dunque il pozzo a fondo cieco.

L'impiego della tecnica del raise boring, nel caso in cui questa risultasse fattibile, consentirebbe di realizzare il pozzo in tempi molto più rapidi rispetto ad uno scavo a fondo cieco. Lo scavo con raise borer presuppone però che l'opera possa essere realizzata solamente dopo aver completato la caverna posta alla base del pozzo stesso, la quale risulterà accessibile solo dopo aver completato lo scavo della caverna della centrale, la quale, a sua volta verrà realizzata successivamente al pozzo delle sbarre.

Alla luce delle considerazioni sopra riportate, nell'attuale fase di progetto si è ipotizzato di poter realizzare lo scavo del pozzo forzato mediante Raise Boring. La fattibilità dell'opera tramite questa tecnica dovrà essere confermata nelle successive fasi di progettazione.

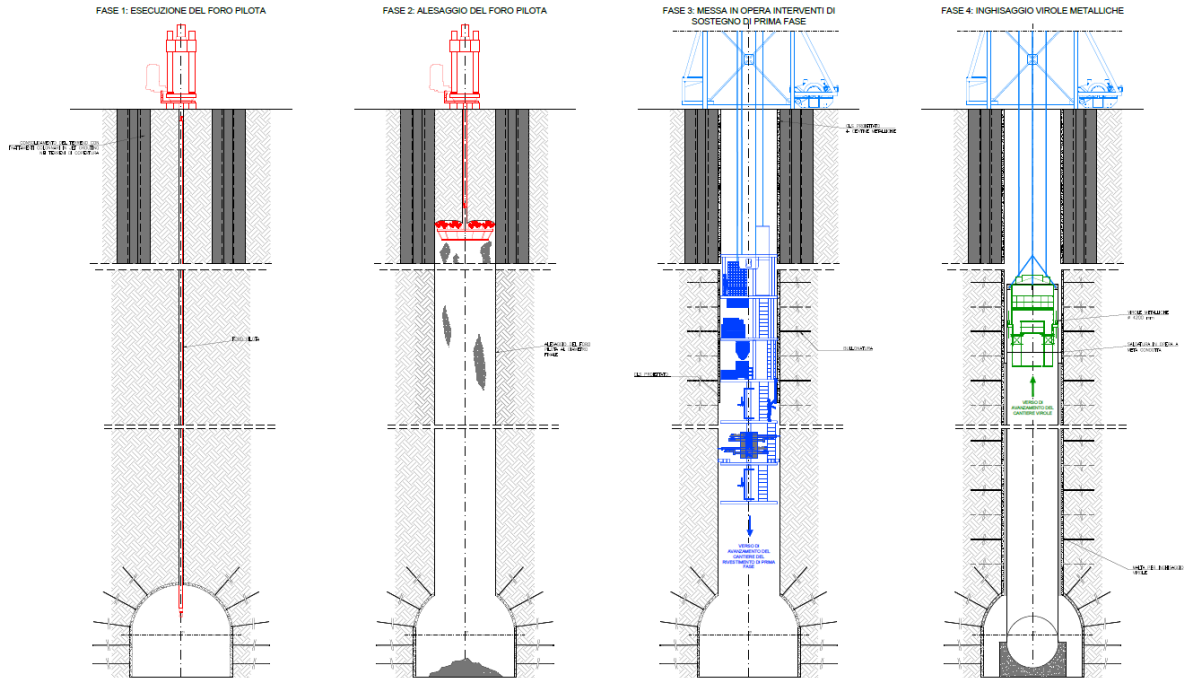


Figura 5-8 – Scavo con Raise Boring: fasi realizzative

In considerazione delle tipologie di materiale naturale presente in sito ed in funzione delle condizioni attese per l'ammasso roccioso lungo la verticale sono state dimensionate cinque sezioni tipologiche di rivestimento che si potranno adottare sia nel caso di scavo con raise-borer, sia di scavo in tradizionale, al fine di garantire la stabilità del cavo le successive fasi realizzative.

Per i materiali lapidei nei quali risulta immerso il pozzo dell'opera di presa di monte è ragionevole ipotizzare, in assenza di dati specifici, una permeabilità molto bassa dell'ammasso roccioso e pertanto si possono ritenere trascurabili, in linea di massima, le possibili venute d'acqua durante la fase realizzativa, con possibili lievi incrementi in corrispondenza delle zone maggiormente fratturate dell'ammasso. In caso si riscontrassero venute d'acqua più intense si procederà con delle iniezioni di impermeabilizzazione localizzate durante la fase di posa dei rivestimenti.

### 5.2.1 Sezione tipo P\_Pre1

La sezione tipo P\_Pre1 (Figura 5-9) è prevista nei primi 50 m circa di avanzamento del pozzo costituente l'opera di presa di monte e dunque in corrispondenza dell'unità Spl.



I materiali di copertura attraversati negli strati superficiali sono stati caratterizzati in questa fase come terreni sciolti, non si esclude però che con l'aumentare della profondità l'unità Spl mostri una maggiore cementazione e delle caratteristiche migliori rispetto a quelle attese, le quali potrebbero consentire di ridurre il campo di applicazione della sezione tipo P\_Pre1 a favore di sezioni più leggere.

Il rivestimento della sezione P\_Pre1 sarà costituito dai seguenti elementi strutturali:

- una coronella di terreno consolidato in grado di garantire, durante le fasi di scavo e fino alla posa dei sostegni successivi, la stabilità del foro alesato fino al diametro finale. Il consolidamento del terreno verrà realizzato mediante 99 trattamenti colonnari in jet grouting  $\varnothing 1000$  mm, maglia  $80 \times 80$  cm e lunghezza pari a 5 m disposti come indicato nella figura seguente.
- uno strato di 20 cm di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 fibrorinforzato e armato con centine metalliche 2xHEB180 passo 5m
- Si prevede infine uno strato dello spessore di 20 cm di malta per l'inghisaggio della condotta metallica

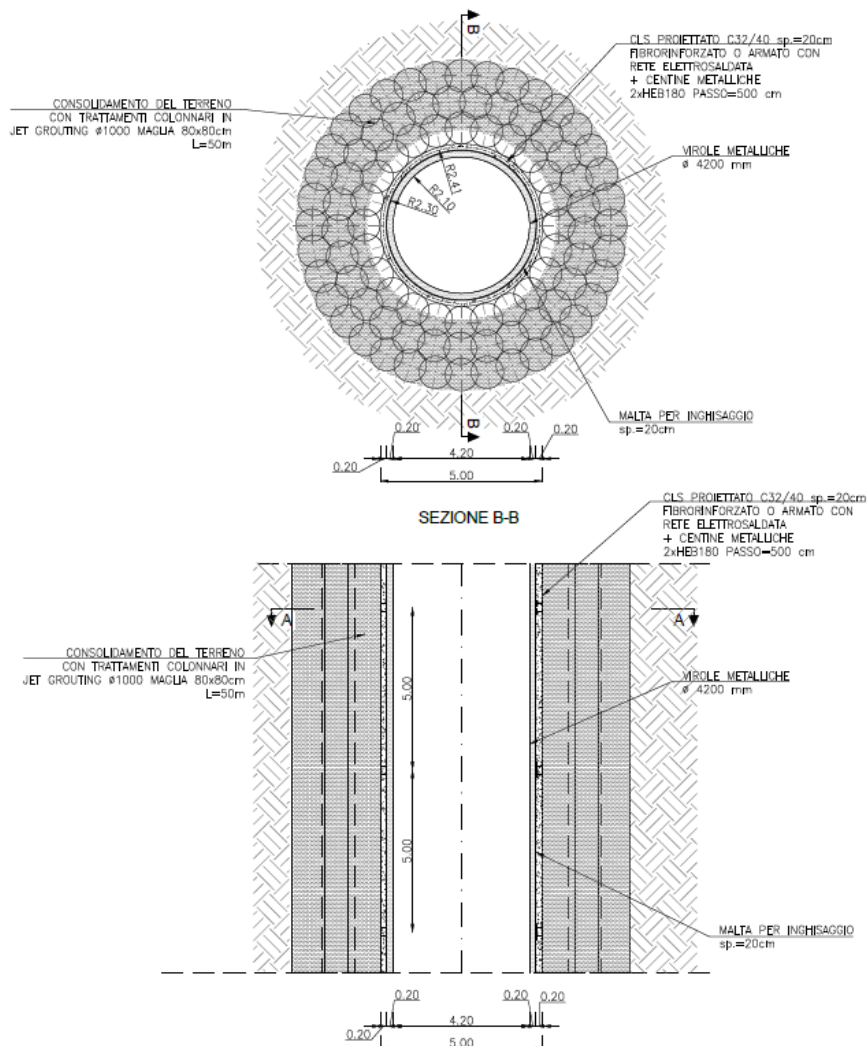


Figura 5-9 – Sezione tipo P\_Pre1

### 5.2.2 Sezione tipo P\_Pre2

La sezione tipo P\_Pre2 (Figura 5-10) è prevista a qualunque profondità nei tratti in cui l'ammasso roccioso si presenta più integro e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni medie dell'ammasso.

I materiali attraversati mostrano parametri di resistenza e deformabilità mediamente elevati, con limitata fratturazione.

Il rivestimento di tale sezione tipo sarà dunque costituito da uno strato di 20 cm di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata e da chiodature localizzate, il cui scopo è quello di sostenere eventuali cunei instabili che potrebbero originarsi durante lo scavo. Si prevede infine uno strato dello spessore di 20 cm di malta per l'inghisaggio della condotta metallica

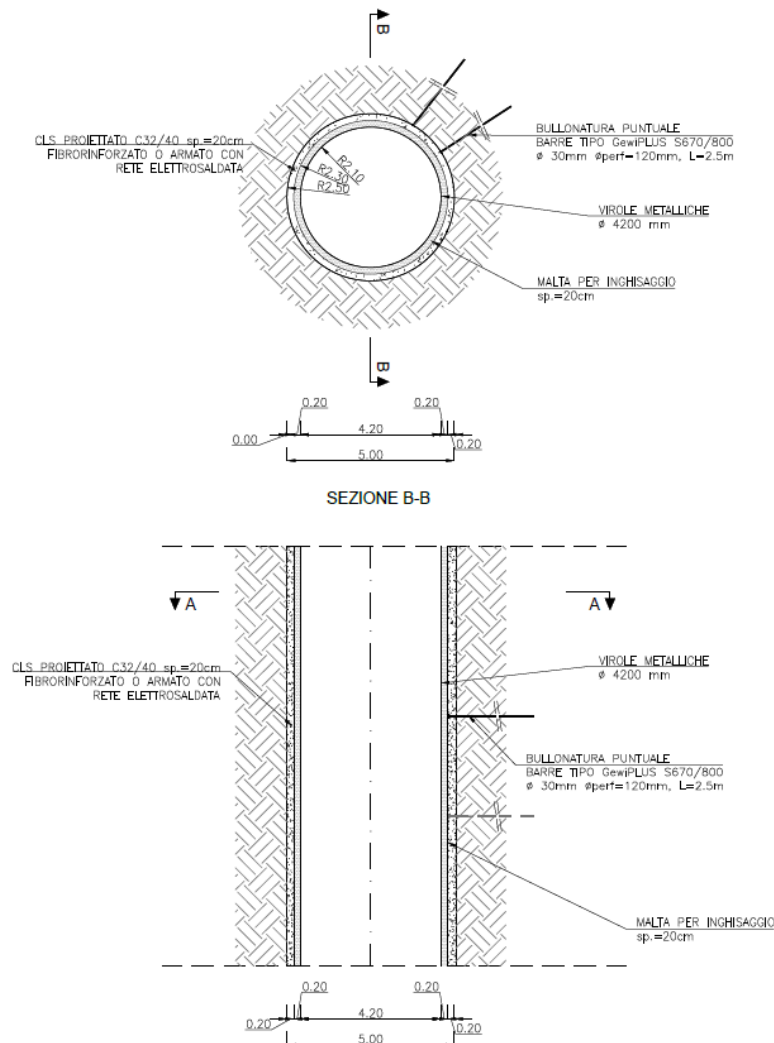


Figura 5-10 – Sezione tipo P\_Pre2

### 5.2.3 Sezione tipo P\_Pre3

La sezione tipo P\_Pre3 (Figura 5-11) è prevista nei tratti in cui l'ammasso roccioso si presenta più fratturato e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni minime dell'unità Go.

I materiali attraversati mostrano parametri di resistenza e deformabilità mediamente bassi, con livelli di fratturazione variabili lungo l'avanzamento.

Il rivestimento di tale sezione tipo sarà dunque costituito dai seguenti elementi strutturali:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 armato con rete elettrosaldata avente spessore di 20 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da 9 barre di tipo Gewi-PLUS S670/800,  $\phi=30$  mm,  $L=2.5$  m, collocate con passo 2 m
- Si prevede infine uno strato dello spessore di 20 cm di malta per l'inghisaggio della condotta metallica

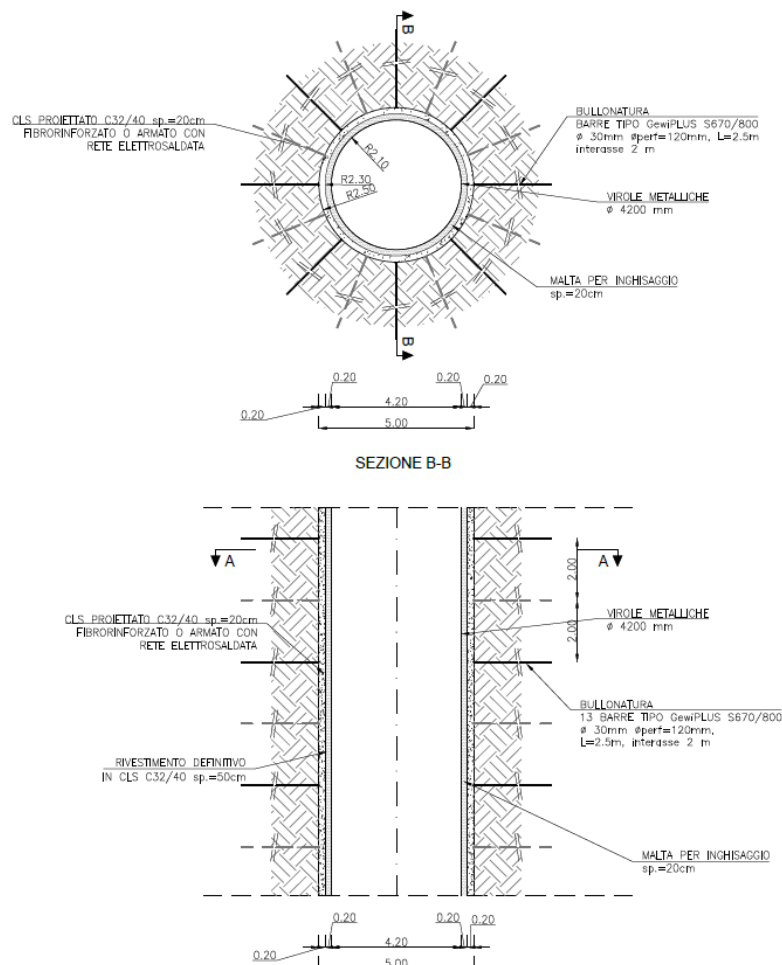


Figura 5-11 – Sezione tipo P\_Pre3

### 5.2.4 Sezione tipo P\_Pre4

La sezione tipo P\_Pre4 (Figura 5-12) è prevista nei tratti in cui l'ammasso roccioso si presenta più fratturato e con parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni minime dell'unità Sb.

I materiali attraversati mostrano parametri di resistenza e deformabilità bassi, con livelli di fratturazione variabili lungo l'avanzamento.

Il rivestimento di tale sezione tipo sarà dunque costituito dai seguenti elementi strutturali:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 armato con rete elettrosaldata avente spessore di 20 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da 9 barre di tipo Gewi-PLUS S670/800,  $\phi=30$  mm, L= 4.5 m, collocate con passo 1 m
- Si prevede infine uno strato dello spessore di 20 cm di malta per l'inghisaggio della condotta metallica

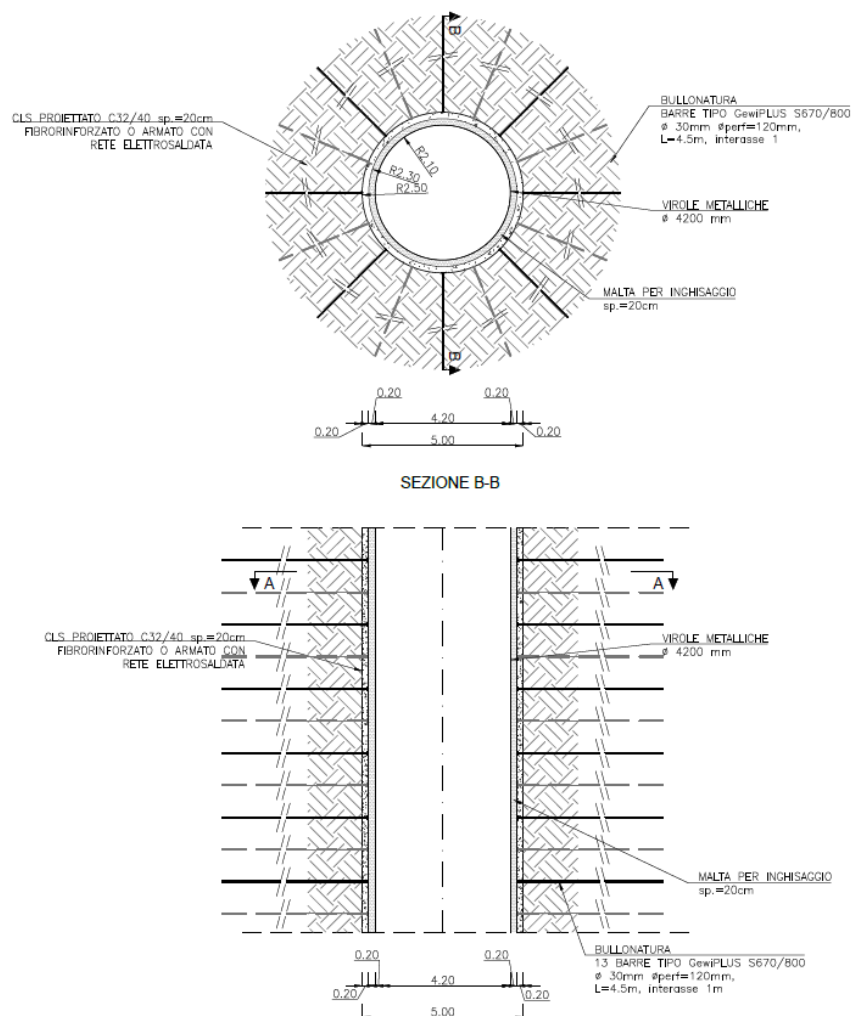


Figura 5-12 – Sezione tipo P\_Pre4

### 5.2.5 Sezione tipo P\_Pre5

La sezione tipo P\_Pre5 (Figura 5-6) è prevista nei tratti in cui l'ammasso roccioso risulta particolarmente fratturato o attraversato da zone di disturbo tettonico per le quali si hanno parametri riconducibili a quelli ipotizzati per le condizioni di faglia.

I materiali attraversati mostrano parametri di resistenza e deformabilità scadenti, con livelli di fratturazione anche molto elevati.

Il rivestimento di tale sezione tipo sarà dunque costituito dai seguenti elementi strutturali:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata avente spessore di 20 cm
- centine accoppiate del tipo HEB 180 in acciaio S275 e con interasse longitudinale pari ad 1.00 m
- Si prevede infine uno strato dello spessore di 20 cm di malta per l'inghisaggio della condotta metallica

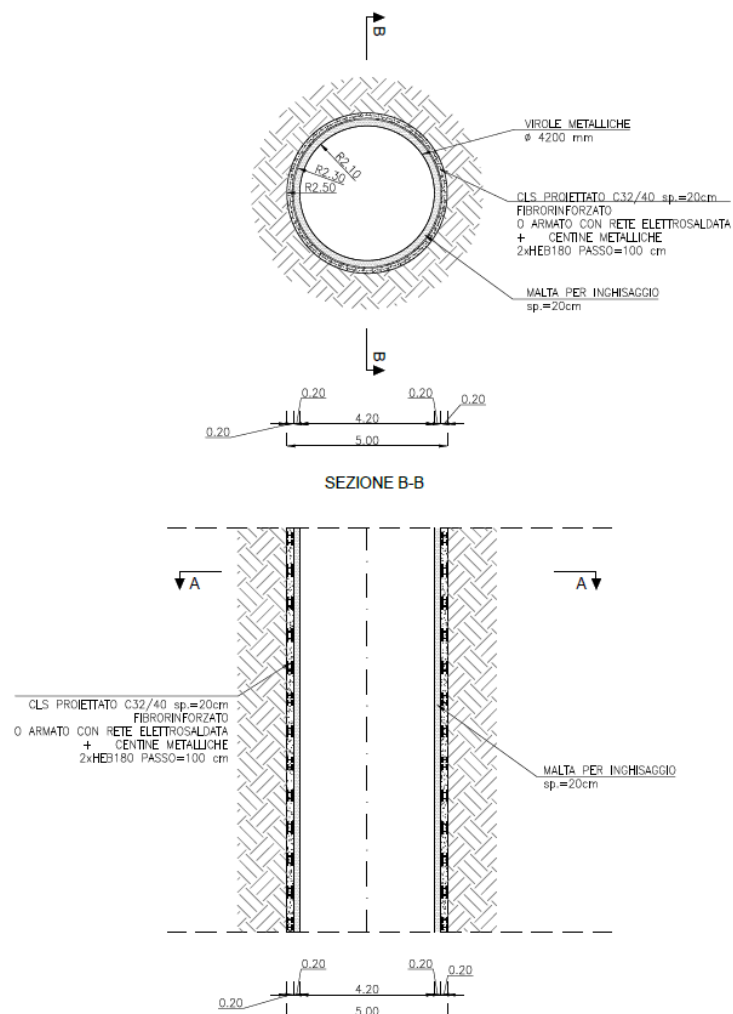


Figura 5-13 – Sezione tipo P\_Pre5

### 5.3 Pozzo Piezometrico

Il Pozzo Piezometrico (Figura 5-14), come mostrato in Figura 5-1, si trova immediatamente a valle della centrale in caverna.

L'opera ha un'altezza complessiva di circa 93 m e risulta composta da due tratti con caratteristiche geometriche differenti, come dettagliato nel seguito.

#### Tratto superiore del Pozzo Piezometrico:

- altezza: 71.5 m
- diametro interno: 10.00 m
- spessore rivestimento definitivo: 0.60 m
- Spessore rivestimento di prima fase: 0.30 m
- diametro esterno: 11.80 m

#### Tratto inferiore del Pozzo Piezometrico:

- altezza:  $\approx$  21.50 m
- diametro virole metalliche: 1.80 m
- spessore calcestruzzo per l'inghisaggio delle virole metalliche: 0.25 m
- diametro esterno: 2.30 m

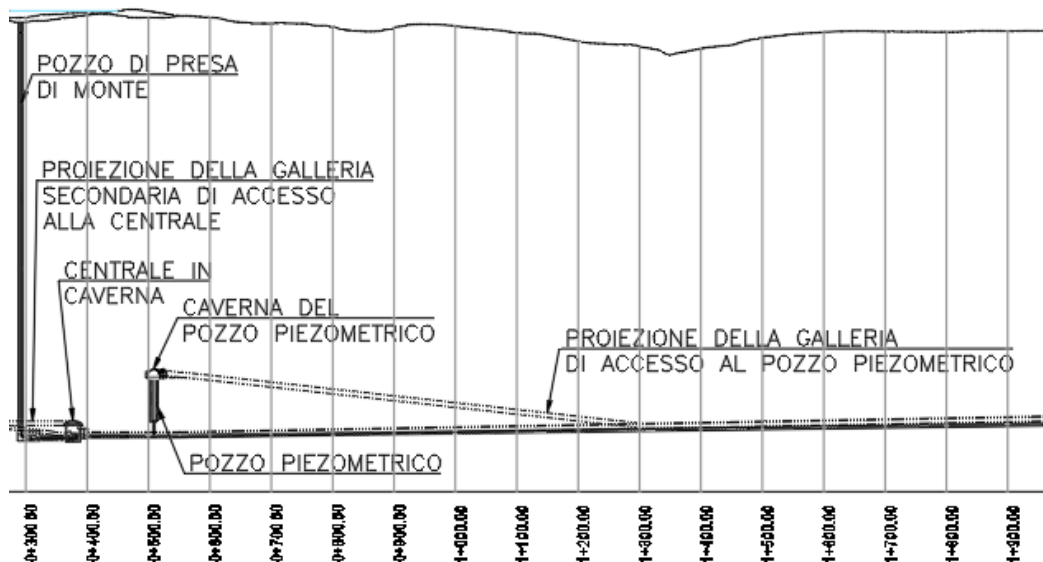


Figura 5-14 – Pozzo Piezometrico

Come si è visto nel capitolo precedente, il pozzo interesserà unicamente le unità geotecniche degli Gneiss Occhiadini e Paragneiss (unità Go) e degli Scisti Biotitici (unità Sb).

Si prevede di realizzare l'opera in due fasi distinte. Dapprima verrà realizzato lo scavo del pozzo, sull'intera altezza, mediante la tecnica del raise boring raggiungendo il diametro di perforazione previsto per il tratto inferiore del Pozzo Piezometrico. Successivamente si procederà con l'alesaggio del foro nel tratto superiore fino a raggiungere il diametro finale di scavo previsto dal progetto.

### 5.3.1 Sezione tipo P\_Piez1

Per il tratto inferiore del Pozzo Piezometrico (Figura 5-15) non è prevista la posa di alcun intervento di rivestimento se non uno strato di malta dello spessore di 25 cm necessaria per l'inghisaggio delle virole metalliche.

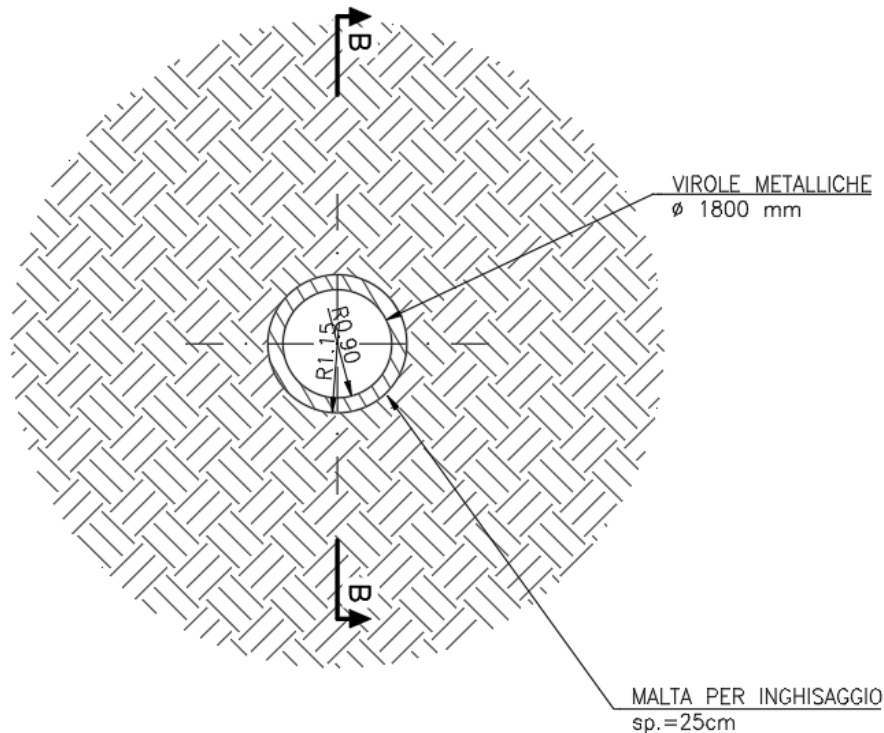


Figura 5-15 – Sezioni tipo P\_Piez1

### 5.3.2 Sezioni tipo P\_Piez2 e P\_Piez3

Per il tratto superiore del Pozzo Piezometrico (Figura 5-16) il rivestimento sarà costituito dai seguenti elementi strutturali:

- per le condizioni medie dell'ammasso roccioso (sezione tipo P\_Piez2) si prevede la posa di uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 armato con rete elettrosaldata e di 15 chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo GewiPLUS S670/800,  $\varphi=30\text{mm}$ ,  $L=6\text{ m}$ , collocate con interasse di 2.0 m;

- per le condizioni minime dell'ammasso roccioso (sezione tipo P\_Piez3) si prevede la posa di uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata e di centine accoppiate del tipo HEB 200 con interasse longitudinale pari ad 1.00 m;
- A completamento dell'opera si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore di 60 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C40/50.

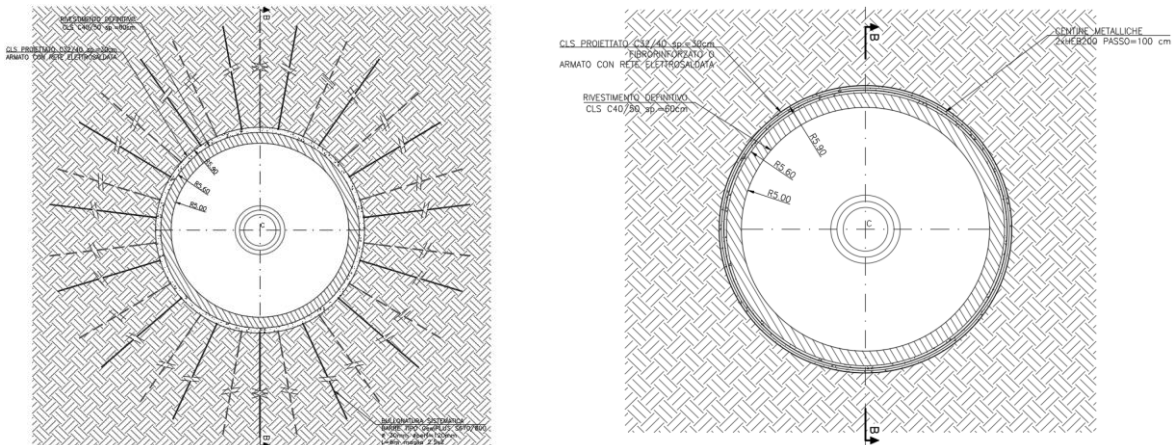


Figura 5-16 – Sezioni tipo P\_Piez2 e P\_Piez3

### 5.3.3 Caverna del Pozzo Piezometrico

In cima al Pozzo Piezometrico è ubicata la caverna del Pozzo Piezometrico (Figura 5-17) avente dimensioni in pianta pari a 26.5 m x 17.5 m, un'altezza massima pari a circa 13 m e una copertura pari a circa 575 m. Il progetto della caverna prevede un rivestimento costituito da:

- per le condizioni medie dell'ammasso roccioso si prevede la posa di uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 armato con rete elettrosaldata e di chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800,  $\varphi=30$  mm,  $L = \text{var. } 6 \text{ m} \div 9 \text{ m}$ , collocate con maglia 2.0 m x 1.5 m;
- per le condizioni minime dell'ammasso roccioso si prevede la posa di uno strato di 30 cm di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata e di centine accoppiate del tipo HEB 200 con interasse longitudinale pari ad 1.00 m dotate di giunti di scorrimento a deformazione controllata (Figura 5-18). Tali elementi vengono usualmente impiegati nella realizzazione di gallerie in condizioni particolarmente difficili quali la presenza di rocce o terreni con comportamento spingente (usualmente dovuto a fenomeni di squeezing o swelling) e consentono dapprima una deformazione controllata del rivestimento (l'entità della deformazione e la forza di contrasto ad essa dipendono dalle caratteristiche del giunto stesso) fino ad una soglia limite oltre la quale il rivestimento si oppone alle deformazioni con la sua completa rigidità. Durante la fase di deformazione controllata si ha un importante rilascio tensio-



nale da parte dell'ammasso roccioso che evita l'insorgenza di carichi eccessivi sul rivestimento durante la fase successiva.

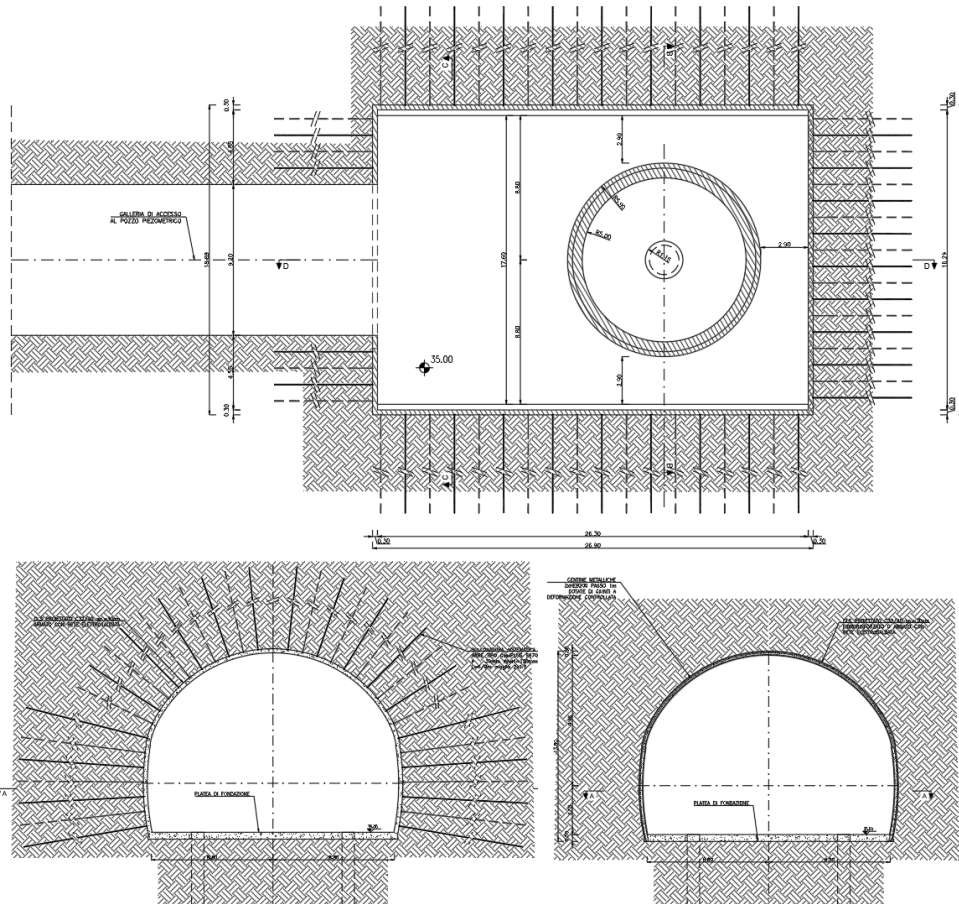


Figura 5-17 – Caverna del Pozzo Piezometrico



Figura 5-18 – Due diverse tipologie di giunti a scorrimento controllato impiegati nelle gallerie in condizioni spingenti

## 5.4 Pozzo Paratoie

Il Pozzo Paratoie (Figura 5-19), come mostrato in Figura 5-1, si trova in prossimità dell'opera di presa di valle.

Tale opera svolge una duplice funzione in quanto inizialmente verrà impiegata come punto di accesso per l'attacco dello scavo della galleria idraulica. Si hanno dunque le seguenti fasi realizzative del Pozzo Paratoie:

- **Struttura Provvisoria** - il Pozzo Paratoie, nella sua configurazione iniziale, costituisce il punto di attacco per lo scavo della via d'acqua che, nel tratto iniziale, verrà realizzata tramite scavo di tipo tradizionale. All'interno del tratto di galleria scavata in tradizionale verrà poi collocata la TBM per avviare lo scavo meccanizzato del tunnel. Pertanto il Pozzo Paratoie inizialmente dovrà essere realizzato con pianta rettangolare di dimensioni nette pari a circa 20 m x 8 m al fine di consentire di calare le componenti della TBM all'interno del tratto della via d'acqua realizzato con scavo tradizionale.
- **Struttura Definitiva** - una volta completato lo scavo della via d'acqua potrà essere realizzata la struttura definitiva del Pozzo Paratoie. Gli scavi in esubero necessari per la messa in stazione della TBM verranno ritombati al fine di rinaturalizzare la porzione del piazzale adiacente al Pozzo Paratoie.

Come si è visto nel capitolo precedente, il pozzo interesserà nella porzione più superficiale i depositi di copertura (unità Dat) per uno spessore di circa 5 m, per poi intestarsi nell'unità degli Scisti Biotitici (Sb).

Gli scavi necessari al raggiungimento della quota di fondo del Pozzo Paratoie, da cui sarà avviato lo scavo della galleria idraulica, saranno sorretti da una paratia di micropali. L'opera di sostegno avrà uno sviluppo in pianta di circa 59 m ed un'altezza di scavo di 18 m.

La paratia sarà costituita da micropali aventi diametro 30 cm e spaziatura 50 cm, di lunghezza 25 m. Saranno realizzati con calcestruzzo classe C 25/30 e armati con tubi in acciaio S355 di diametro 193.7 mm e spessore 12.5 mm. La paratia sarà sostenuta da quattro ordini di tiranti a barre in acciaio S670/800 aventi diametro pari a 35 mm (diametro di perforazione pari a 120 mm), inclinati di 15°. Il primo ordine sarà posto a 2.0 m dalla base del cordolo della paratia, i seguenti ordini saranno realizzati con interasse in direzione verticale pari a 3.5 m. Le caratteristiche geometriche previste per i tiranti saranno le medesime per tutti gli ordini: la lunghezza libera sarà pari a 5 m, la lunghezza del bulbo sarà di 10 m, il passo sarà di 2 m ed il precarico sarà pari a 200 kN. I tiranti collocati su ciascun ordine saranno collegati a travi di ripartizione in acciaio S275 con profilo HEB140.

In considerazione della vicinanza alla costa, ed in considerazione che il fondo scavo si troverà ad una quota inferiore al livello del mare, si prevede di realizzare un tampone di fondo (in jet grouting o tramite iniezioni in funzione delle caratteristiche del terreno effettivamente riscontrato in sito) al fine di impedire l'afflusso di acqua dal fondo scavo.

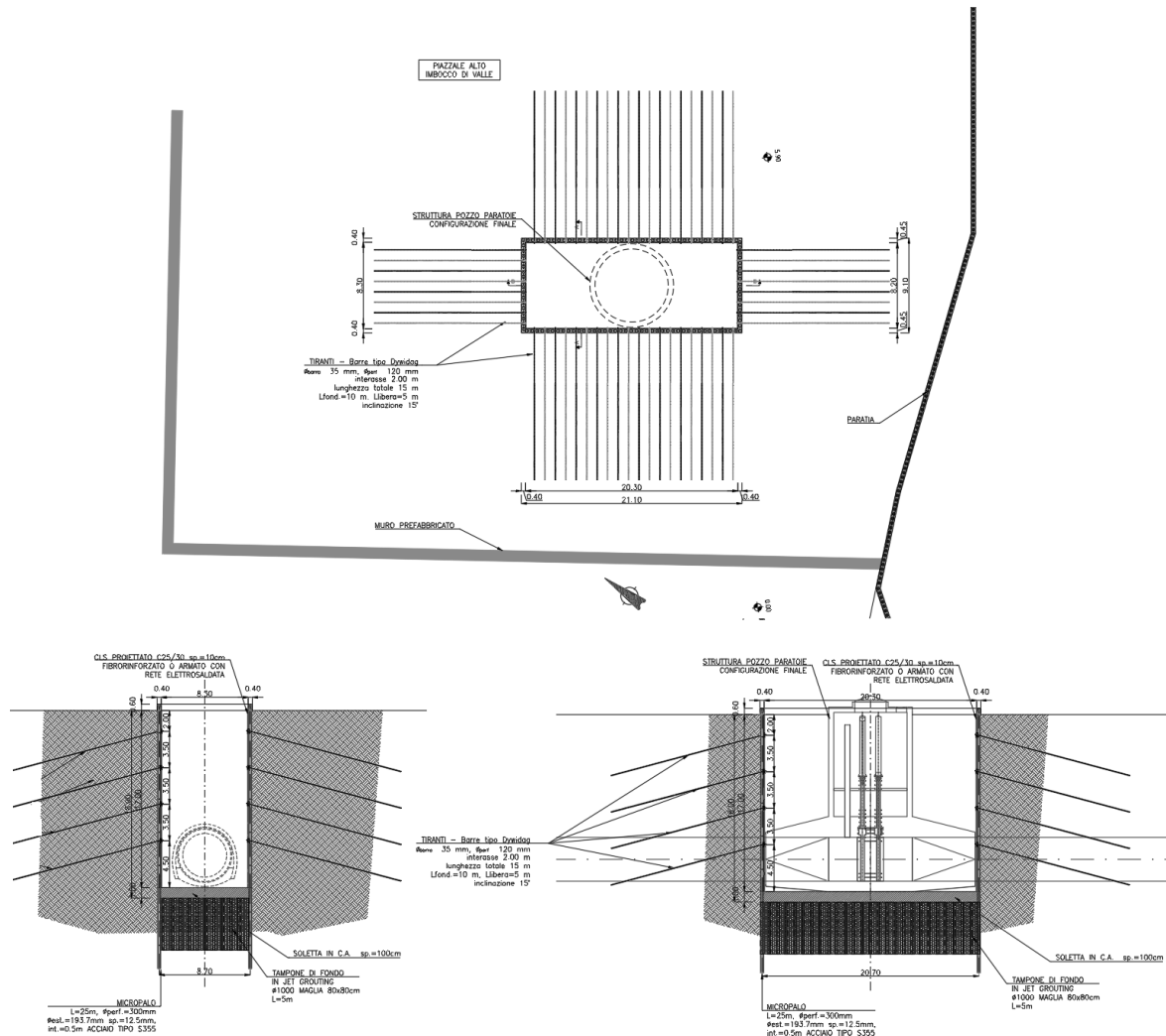


Figura 5-19 – Pozzo Paratoie: planimetria e sezioni

## 5.5 Materiali

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

### Calcestruzzo proiettato fibrorinforzato

classe di resistenza

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

modulo elastico

dosaggio fibre

C 32/40

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

E = 33000 MPa

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

Calcestruzzo per rivestimento definitivo gettato in opera

getti in sotterraneo non a contatto diretto con acqua di mare

classe di resistenza	C 32/40
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} \geq 18.13 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 33000 \text{ MPa}$

Rivestimento del Pozzo Piezometrico

classe di resistenza	C 40/50
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} \geq 22.66 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 35220 \text{ MPa}$
Classe di esposizione	XS2-XS3

Pali di grosso diametro

classe di resistenza	C 25/30
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} \geq 14.16 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 30000 \text{ MPa}$

Cordolo di testa paratia Pozzo delle Paratoie

classe di resistenza	C 32/40
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} \geq 18.13 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 33000 \text{ MPa}$

Acciaio per armature in barre o reti elettrosaldate

Acciaio B450C

modulo elastico	$E = 210 \text{ GPa}$
-----------------	-----------------------

Acciaio per centine

tipo di acciaio	S275
tensione di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
tensione di calcolo	$f_{yd} = 261.9 \text{ N/mm}^2$
tensione di rottura	$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 210 \text{ GPa}$

Bulloni e tiranti di ancoraggio

chiodi a barre tipo GEWI® Plus S670/800 Threadbar

tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} \geq 800 \text{ N/mm}^2$
tensione caratteristica di snervamento	$f_{p0.2k} \geq 670 \text{ N/mm}^2$

Elementi strutturali in VTR

Densità	$\geq 1.7 \text{ t/m}^3$
---------	--------------------------

Resistenza a trazione	≥ 400 MPa (UNI 5819)
Allungamento a rottura	≥ 2%
Resistenza a flessione	≥ 350 MPa (UNI 4219)
Resistenza a taglio	≥ 85 MPa (ASTM D732)
Modulo elastico	E ≥ 15000 MPa
Contenuto in vetro in peso	≥ 55%

Malta di iniezione per micropali

classe	C25/30
--------	--------

Malta di iniezione del bulbo di ancoraggio (tiranti e bulloni)

classe	C25/30
--------	--------

Acciaio per armatura micropali

tipologia del materiale	S355
tensione di snervamento	$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	E = 210 GPa

Acciaio per travi di ripartizione

tipologia del materiale	S275
sezione	HEB 140
tensione di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	E = 210 GPa

## 6. ANALISI NUMERICHE: STRATEGIE DI CALCOLO IMPIEGATE

Nel presente capitolo vengono dapprima descritte le strategie di analisi impiegate per le simulazioni numeriche e le caratteristiche generali dei modelli realizzati. I risultati delle simulazioni numeriche e delle verifiche strutturali e geotecniche condotte su ciascuna sezione di calcolo sono riportati nel capitolo seguente.

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

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

Lo stato tensionale iniziale è stato supposto di tipo geostatico; le tensioni principali massime e minime sono state assegnate mediante una prima fase di inizializzazione (Step 0), in cui agli elementi del modello, a partire da uno stato tensionale nullo, vengono applicate le forze di volume costituite dal peso proprio attribuito ai diversi materiali. In assenza di informazioni specifiche a riguardo si è supposto un coefficiente di spinta a riposo  $k_0$  pari a  $(1 - \sin\phi)$  per i materiali sciolti pari a 0.8 per i materiali rocciosi.

In primo luogo, per ciascuna sezione di analisi in condizioni di deformazione piana, è stato sviluppato un modello numerico volto a definire la curva caratteristica dell'opera alla profondità considerata. In tale simulazione lo scavo è rappresentato come una graduale riduzione della pressione applicata alle pareti del cavo ( $p_i$ ), volta a simulare il progressivo deconfinamento dell'ammasso roccioso all'avvicinarsi del fronte di scavo alla sezione di calcolo e al successivo avanzamento del fronte stesso, cui corrisponde uno spostamento radiale ( $ur$ ) crescente in funzione delle caratteristiche dell'ammasso roccioso. Il metodo impiegato consente di ricavare la pressione che agisce sulle eventuali strutture di sostegno e lo spostamento radiale sul perimetro di scavo nella situazione finale di equilibrio, a distanza  $x$  dal fronte di scavo. Al contempo tale metodo fornisce una prima indicazione sul comportamento tensio-deformativo dell'ammasso roccioso al progredire dello scavo dell'opera.

La simulazione delle diverse fasi di scavo e costruzione è stata condotta successivamente "attivando", nel corso della sequenza delle analisi, le caratteristiche degli elementi che nel modello rappresentano le strutture di sostegno e di rivestimento. Al tempo stesso, in accordo alle modalità esecutive seguite, lo scavo è stato riprodotto mediante

l'usuale procedimento che consiste nel "disattivare elementi scavati" ed applicare sul contorno dello scavo delle forze nodali che portino su di esso, in modo graduale, a componenti di sollecitazione (normale e di taglio) nulle.

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

L'effetto di contenimento del cavo, dovuto al fronte di avanzamento, è introdotto nelle analisi graduando, sulla base del modello precedentemente sviluppato, il sistema di forze equivalenti applicate sulla superficie dello scavo, in accordo con i procedimenti costruttivi previsti. La percentuale delle forze di scavo da applicare è valutabile, in funzione della distanza del fronte di avanzamento dalla sezione di calcolo, del comportamento del terreno (elastico; elasto-plastico) e della eventuale presenza di eventuali interventi di contenimento sul nucleo di scavo.

In relazione a quanto sopra, il metodo comporta:

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

I modelli numerici sono stati sufficientemente estesi nelle due direzioni per permettere di ritenere trascurabili le condizioni di vincolo introdotte sui bordi dei modelli stessi.

Le strutture costituenti il rivestimento delle opere sono state discretizzate con elementi monodimensionali di tipo "liner" con comportamento elastico e caratteristiche meccaniche ed inerziali equivalenti a quelle delle strutture simulate. I chiodi di ancoraggio sono stati simulati con elementi monodimensionali di tipo "bolt" aventi caratteristiche meccaniche e di resistenza equivalenti a quelle degli elementi simulati.

In considerazione della tipologia di opere, della geometria delle stesse e delle elevate profondità si è ritenuta trascurabile la forzante di tipo sismico nel dimensionamento dei rivestimenti dei pozzi verticali.

Quale studio della situazione più complessa e onerosa fra tutti i pozzi verticali in progetto, si presenta il Pozzo delle sbarre, i cui risultati di calcolo e verifica sono illustrati nel capitolo seguente.

## 7. POZZO DELLE SBARRE

Come si è visto al Paragrafo 5.1 della presente relazione il pozzo delle sbarre ha uno sviluppo pari a circa 655 m ed attraversa nell'ordine i seguenti materiali naturali:

- Depositi alluvionali e colluviali terrazzati (unità Dat) per i primi 10 m circa,
- Sabbie di Vinco (unità Spl) tra i 10 m e circa 55 m da testa pozzo,
- Scisti biotitici (unità Sb) tra circa 55 m circa 225 m da testa pozzo,
- Gneiss Occhiadini e Paragneiss (unità Go) e Scisti Biotitici (unità Sb) a partire da una profondità di circa 225 m fino a fondo pozzo.

Al fine di effettuare un predimensionamento delle strutture di rivestimento necessarie a garantire la stabilità dell'opera, sia in fase esecutiva sia in fase di esercizio, sono state effettuate una serie di analisi numeriche volte a definire le sollecitazioni di progetto attese sui rivestimenti. Le analisi numeriche (Figura 7-1) sono state sviluppate secondo i criteri illustrati nel precedente capitolo.

Il modello ad elementi finiti impiegato per la prima parte del pozzo all'opera di presa è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato, in condizioni di assial simmetria. Per la rimanente parte del pozzo sono stati sviluppati una serie di modelli bidimensionali, in condizioni di deformazione piana, su più sezioni orizzontali poste a due diverse profondità: -350 m (corrispondente circa alla profondità media del pozzo) e -655 m (corrispondente alla profondità massima raggiunta dal pozzo). Per ciascuna profondità di analisi sono state simulate tutte le possibili condizioni attese per l'ammasso roccioso, al fine di verificare l'adeguatezza delle diverse sezioni tipo in progetto. I modelli piani risultano tra loro pressoché identici e differiscono solamente per le tensioni geostatiche imposte come condizione al contorno, per le proprietà geotecniche dei diversi materiali attraversati dall'opera e per gli interventi di sostegno simulati.

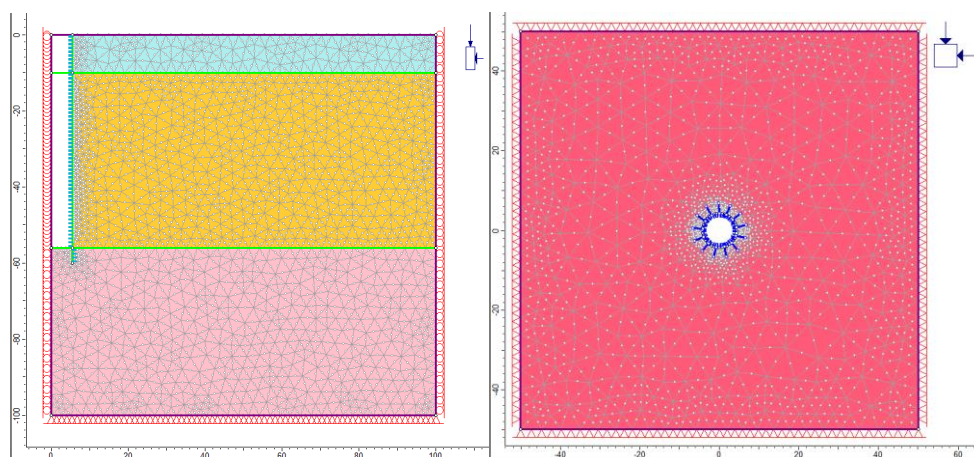


Figura 7-1 – Pozzo delle sbarre: Geometrie del modello assialsimmetrico e del modello piano relative all'ultimo step della simulazione



Nei paragrafi successivi si riportano, per ciascuna sezione di analisi, una breve sintesi dei principali risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche effettuate e delle verifiche strutturali condotte sulle strutture di rivestimento.

## 7.1 Sezione tipo P-Sb1: analisi e verifiche

Come si è detto per i primi 60 m circa del pozzo il rivestimento è costituito da una cortina di pali compenetrati. Il predimensionamento delle strutture di sostegno in questa porzione del pozzo è stato effettuato tramite una simulazione su un modello ad elementi finiti del comportamento della struttura e della sua interazione con in terreno circostante.

### 7.1.1 Analisi dei risultati

Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 7-2) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato in condizioni di assialsimmetria. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere sul bordo inferiore e da carrelli verticali sui bordi laterali.

La stratigrafia di analisi riproduce quanto illustrato al paragrafo precedente.

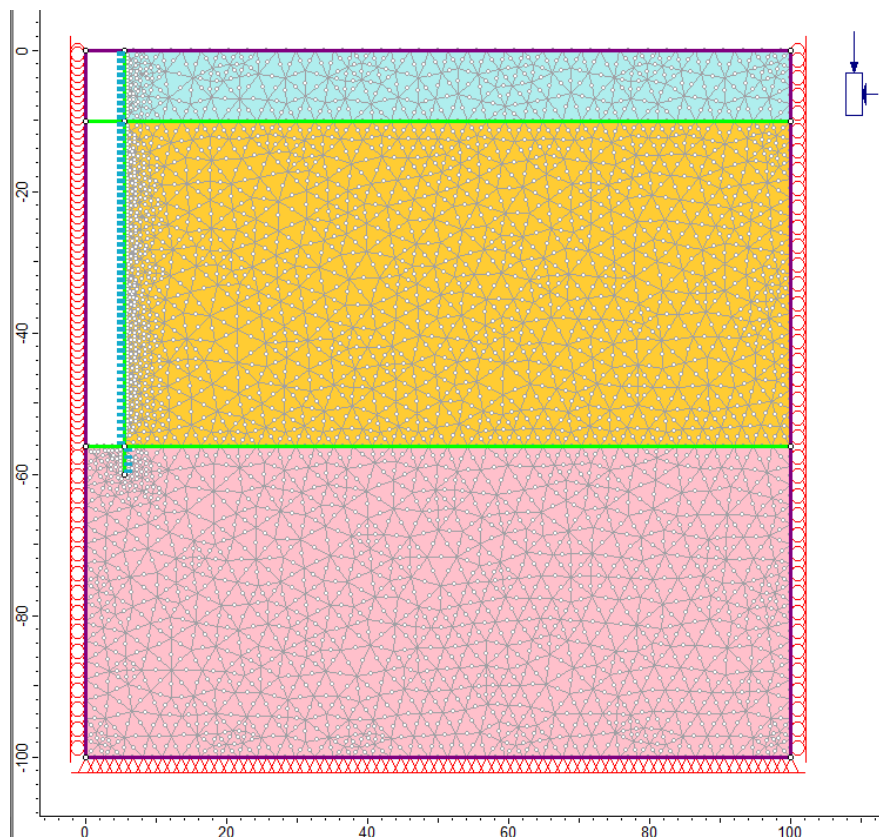


Figura 7-2 – Pozzo delle sbarre (parte sommitale): Geometria del modello numerico per le analisi assialsimmetriche relative all'ultimo step della simulazione

Le diverse fasi di analisi considerate sono:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Posa in opera dei pali costituenti il rivestimento esterno del pozzo
- STEP5 - Scavo del pozzo in un'unica fase

I risultati dell'analisi numerica sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati per l'ultimo step di calcolo:

- l'estensione della fascia plastica (Figura 7-3)
- l'andamento dello spostamento orizzontale del terreno nell'intorno del pozzo (Figura 7-4)
- i diagrammi dello sforzo normale circonferenziale e del momento flettente circonferenziale agenti negli elementi di rivestimento (Figura 7-4).

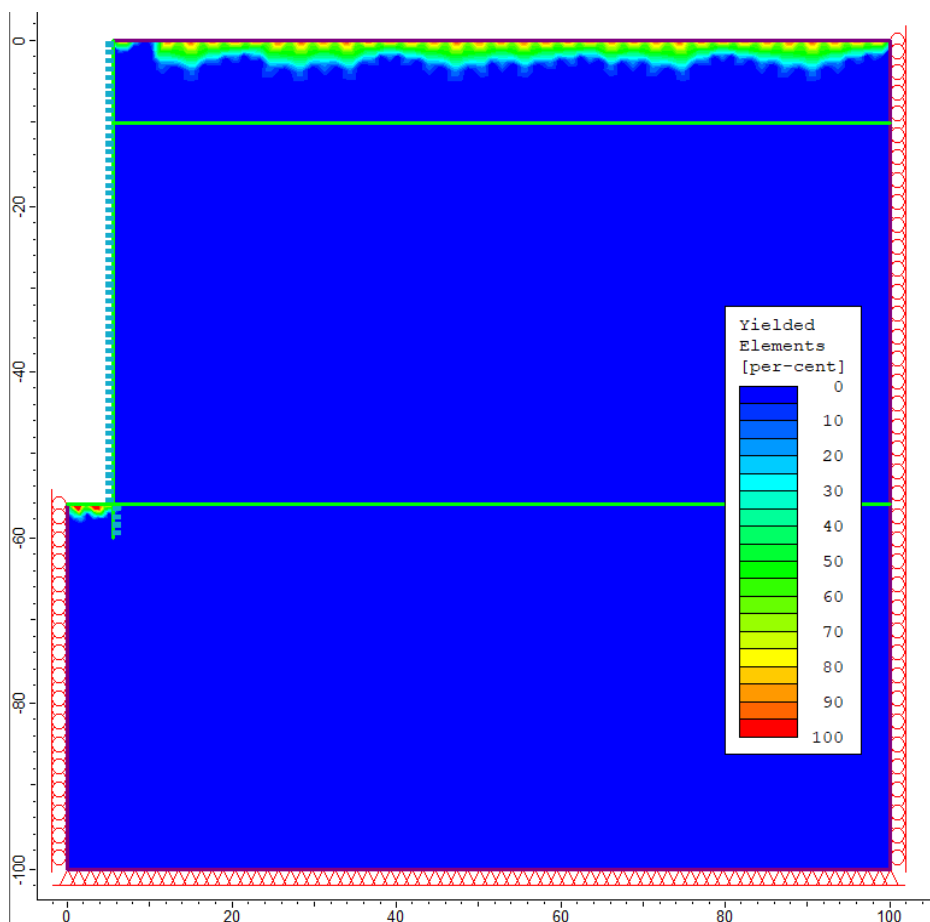


Figura 7-3 – Pozzo delle sbarre (parte sommitale): estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

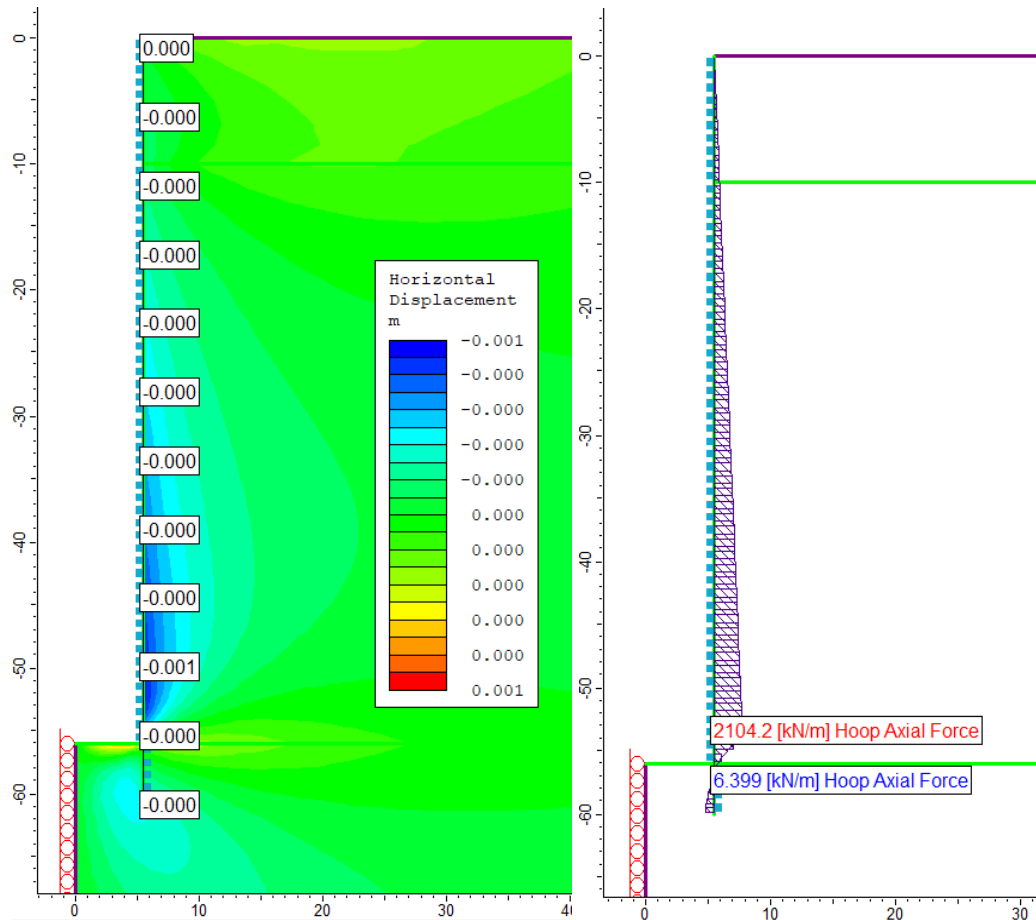


Figura 7-4 – Pozzo delle sbarre (parte sommitale): spostamenti orizzontali (a sinistra) e sforzo normale circonferenziale (a destra) all'ultimo step di analisi

Le immagini precedenti mostrano chiaramente come, nelle condizioni simulate, non si generino nel terreno delle zone plastiche rilevanti, le uniche zone plasticizzate risultano infatti localizzate in prossimità del piano campagna e possono essere ricondotte ad effetti di bordo della simulazione.

Gli spostamenti massimi orizzontali calcolati in corrispondenza della parete del pozzo valgono circa 1 mm.

L'andamento dello sforzo normale circonferenziale evidenzia un picco pari a circa 2.1 MN, localizzato a circa 3 m di distanza dal fondo dello scavo. Raggiunto tale valore si osserva un decremento dello sforzo normale circonferenziale; tale decremento è correlato ad un effetto di contrasto offerto dal terreno presente a valle della parete in corrispondenza del fondo foro. Il momento flettente circonferenziale risulta pressoché nullo lungo le pareti del pozzo.

### 7.1.2 Verifiche strutturali

Come si è visto al Capitolo 5 della presente relazione per il tratto sommitale del pozzo si prevede di impiegare la sezione tipo P\_Sb1, la quale presenta un rivestimento costituito da pali compenetrati del diametro di 1.20 m ed aventi interasse pari a 1.0 m in modo da realizzare uno spessore efficace del rivestimento pari a 0.60 m. In questa fase viene cautelativamente trascurato il contributo alla resistenza offerto dal calcestruzzo proiettato e dagli anelli di contrasto.

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il rivestimento risulta soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione, mentre il momento flettente ed il taglio risultano pressoché trascurabili. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti:

$$N_k = 2.1 \text{ MN}$$

$$N_d = 2.73 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.60 m ed il calcestruzzo di classe C25/30 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 4.55 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 14.16 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 4.55 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd}$  che per un calcestruzzo di classe C25/30 vale 14.16 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

## 7.2 Sezione tipo P-Sb2: analisi e verifiche

Le simulazioni numeriche della sezione tipo P-Sb2 sono state condotte assumendo le condizioni riportate nella tabella seguente.

Tabella 7-1 – Sezione tipo P-Sb2: condizioni di analisi

Analisi	Copertura	Litotipo
1	350 m	Scisti biotici (Sb) medi
2		Gneiss occhiadini (Go) medi

### 7.2.1 Analisi dei risultati

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

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

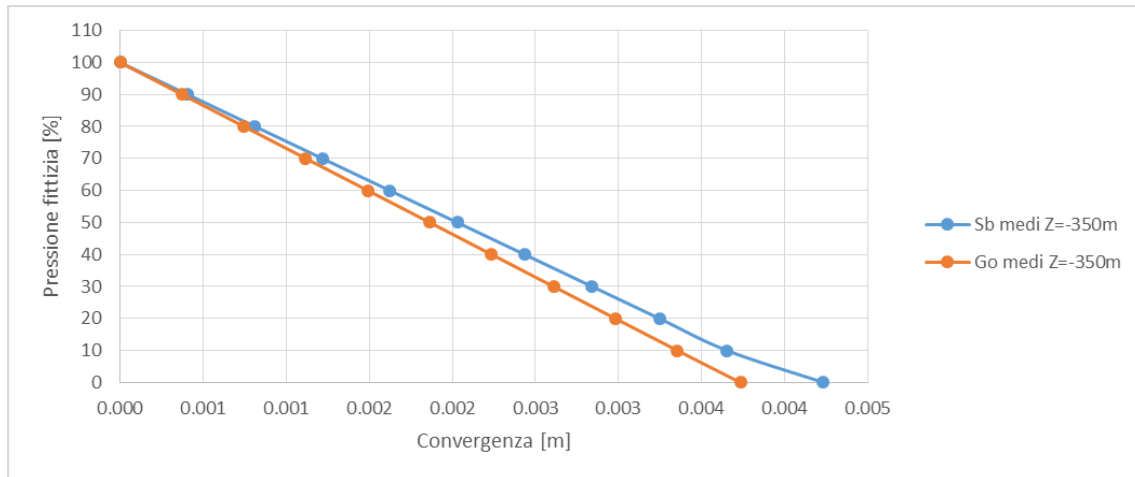


Figura 7-5 – Sezione tipo P-Sb2: curva caratteristica del cavo non sostenuto per le condizioni di analisi 1 e 2

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso in entrambi i casi mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio pressoché totale. Si evidenzia la formazione di limitate zone plastiche solamente nel caso degli Sb\_medi per scarichi maggiori del 90%. Si registrano, in entrambi i casi, valori di convergenza nell'ordine dei 4 mm.

Nelle immagini seguenti vengono riportati i risultati di calcolo correlati alla condizione di analisi 1 considerata dimensionante per la sezione tipo in esame.

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

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 80% delle forze agenti
- STEP4 - Posa del rivestimento di prima fase con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP5 - Posa del rivestimento definitivo
- STEP6 - Degradamento del rivestimento di prima fase (condizione di lunghissimo termine)

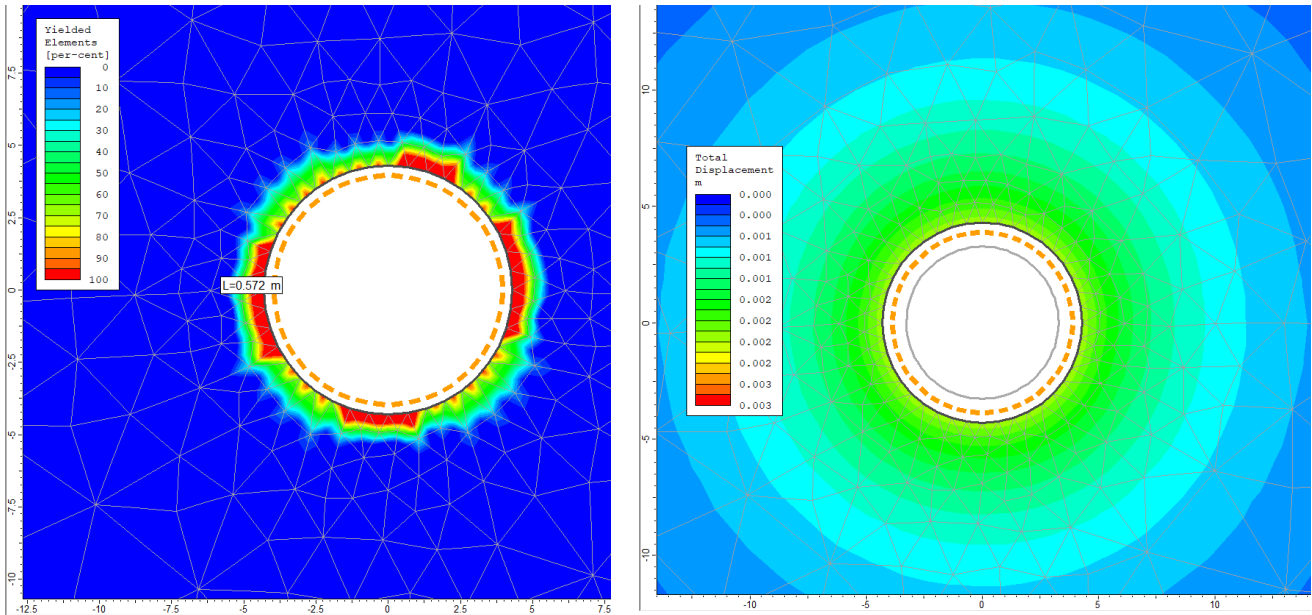


Figura 7-6 – Pozzo delle sbarre (Analisi 1): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 6

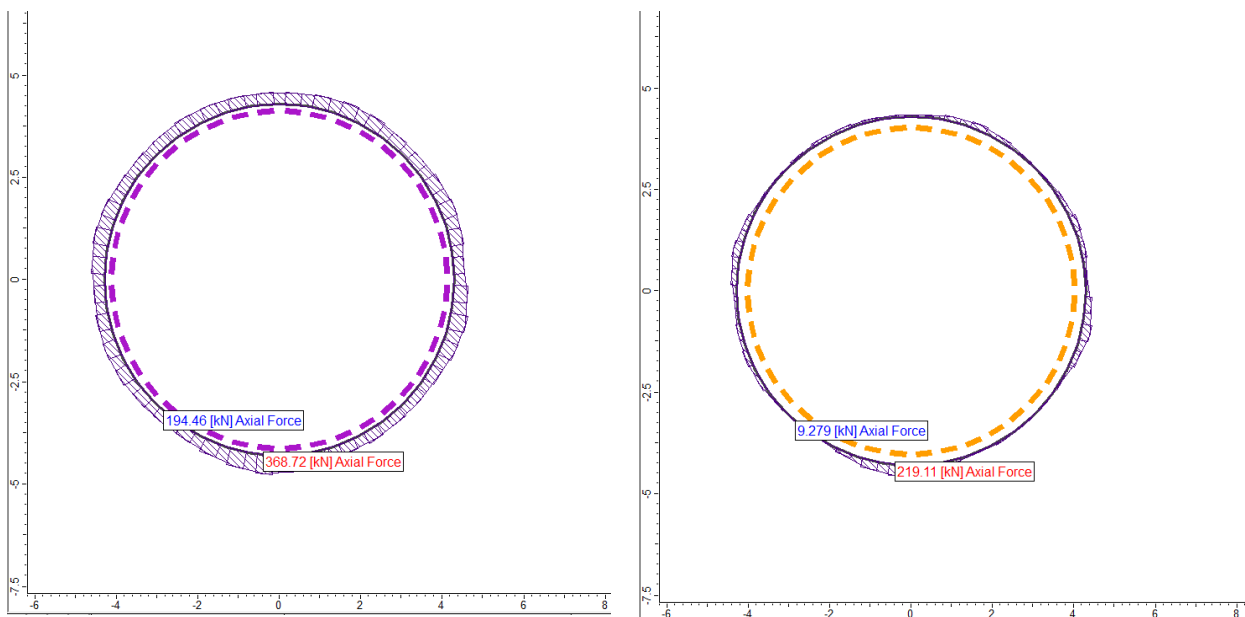


Figura 7-7 – Pozzo delle sbarre (Analisi 1): sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase allo step 4 ( $N_{max}=370$  kN/m) e sul definitivo allo step 6 ( $N_{max}=220$  kN/m)

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- l'ammasso roccioso mantiene un comportamento sostanzialmente elastico in tutte le fasi di analisi
- gli spostamenti massimi calcolati allo step 6 valgono circa 2 mm in corrispondenza del contorno di scavo e pertanto risultano assolutamente trascurabili
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori contenuti ed inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

### 7.2.2 Verifiche strutturali

Come si è visto al Capitolo 5 della presente relazione la sezione tipo P\_Sb2 presenta un rivestimento costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C32/40 con spessore 15 cm fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata
- eventuali chiodature localizzate, il cui scopo è quello di sostenere eventuali cunei instabili che potrebbero originarsi durante lo scavo
- A completamento della sezione si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 50 cm

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il rivestimento risulta soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione, mentre il momento flettente ed il taglio risultano pressoché trascurabili. Si riportano di seguito le verifiche allo Stato Limite Ultimo di compressione eseguite sul rivestimento di prima fase e sul rivestimento definitivo:

Azioni sollecitanti sul rivestimento di prima fase:

$$N_k = 370 \text{ kN}$$

$$N_d = 481 \text{ kN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento di prima fase pari ad 0.15 m ed il calcestruzzo di classe C32/40 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 3.21 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 18.13 \text{ MPa.}$$

Azioni sollecitanti sul rivestimento definitivo:

$$N_k = 220 \text{ kN}$$

$$N_d = 286 \text{ kN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento definitivo pari ad 0.5 m ed il calcestruzzo di classe C32/40 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 18.13 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare, in entrambi i casi, la massima tensione di compressione risulta inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd}$  e pertanto la verifica risulta superata.

### 7.3 Sezione tipo P-Sb3: analisi e verifiche

Le simulazioni numeriche della sezione tipo P-Sb3 sono state condotte assumendo le condizioni riportate nella tabella seguente.

Tabella 7-2 – Sezione tipo P-Sb3: condizioni di analisi

Analisi	Copertura	Litotipo
3	350 m	Gneiss occhiadini (Go) minimi
4	655 m	Scisti biotici (Sb) medi
5		Gneiss occhiadini (Go) medi

#### 7.3.1 Analisi dei risultati

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

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

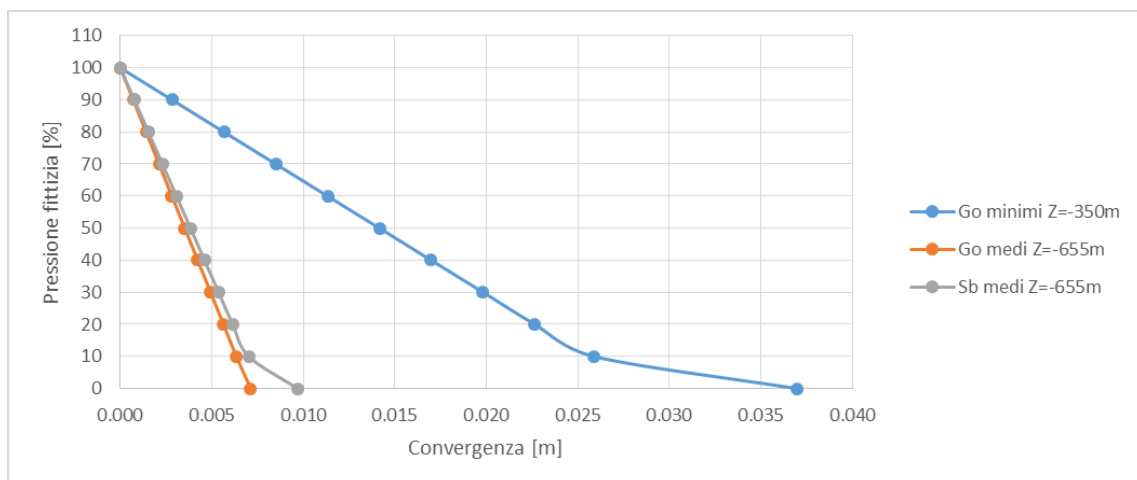


Figura 7-8 – Sezione tipo P-Sb3: curva caratteristica del cavo non sostenuto per le condizioni di analisi 3,4 e 5

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento forniscono le seguenti indicazioni:

- le analisi 4 e 5 svolte alla massima profondità e con le proprietà medie dell'ammasso mostrano come questo, in entrambi i casi, mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio pressoché totale. Si evidenzia la formazione di limitate zone plastiche solamente nel caso degli Sb\_medi per scarichi



maggiori del 90%. Si registrano, in entrambi i casi, valori di convergenza nell'ordine dei inferiori al centimetro;

- l'analisi 3, svolta ad una profondità intermedia ma con le proprietà minime per l'unità Go, evidenzia anch'essa un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio libero dell'ordine del 90%, ma con delle convergenze decisamente maggiori rispetto ai casi precedenti, che raggiungono circa i 4 cm. Tale aspetto è correlato alla maggiore deformabilità del materiale.

Nelle immagini seguenti vengono riportati i risultati di calcolo correlati alle condizioni di analisi 3 e 4 considerate dimensionanti per la sezione tipo in esame.

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

#### Analisi 3:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 90% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera delle chiodature e del rivestimento di prima fase (fresco) con rilascio tensionale delle forze agenti fino al 92%
- STEP5 – Maturazione del rivestimento di prima fase con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP6 - Posa del rivestimento definitivo
- STEP7 - Degradamento del rivestimento di prima fase (condizione di lunghissimo termine)

#### Analisi 4:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 80% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera delle chiodature e del rivestimento di prima fase (fresco) con rilascio tensionale delle forze agenti fino al 90%
- STEP5 – Maturazione del rivestimento di prima fase con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP6 - Posa del rivestimento definitivo
- STEP7 - Degradamento del rivestimento di prima fase (condizione di lunghissimo termine)

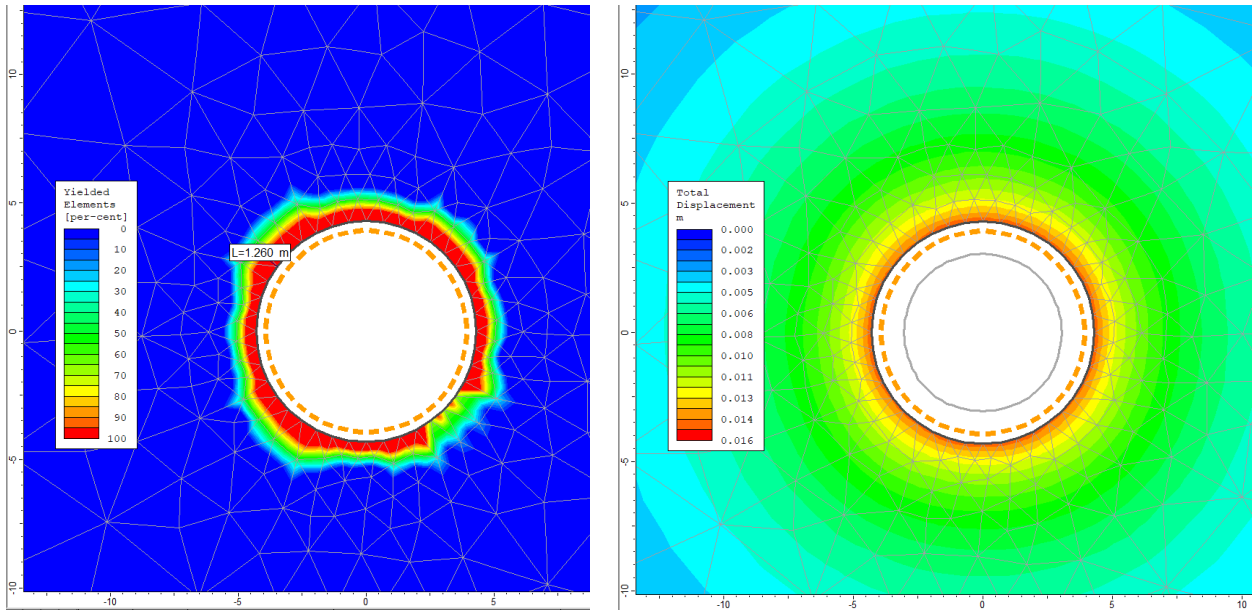


Figura 7-9 – Pozzo delle sbarre (Analisi 3): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 7

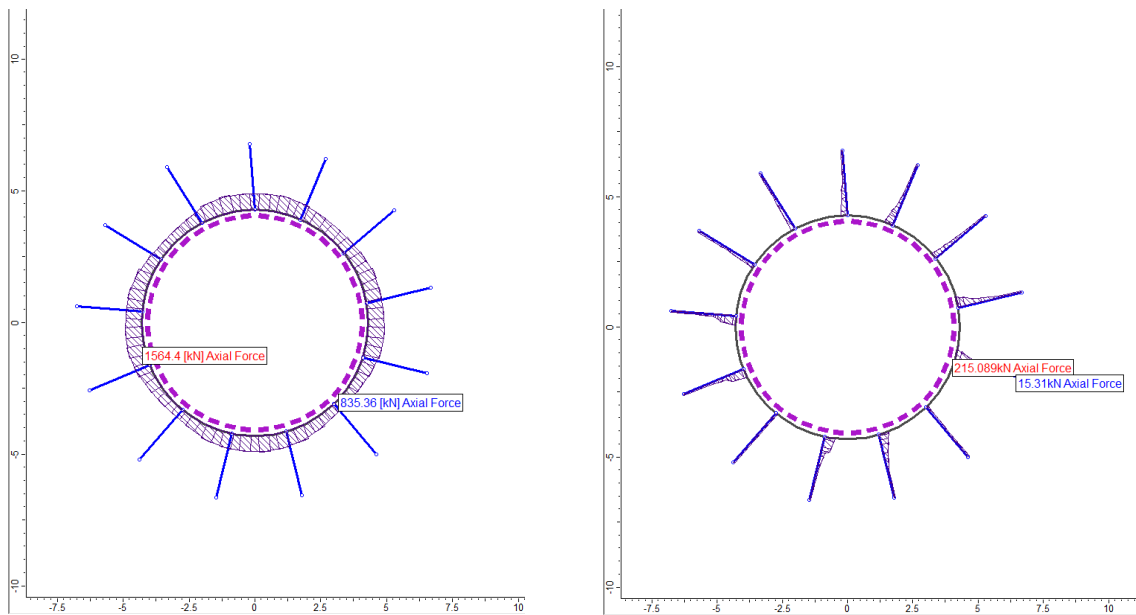


Figura 7-10 – Pozzo delle sbarre (Analisi 3): sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase ( $N_{max}=1565$  kN/m) e sulle chiodature ( $N_{max}=215$  kN) allo step 5

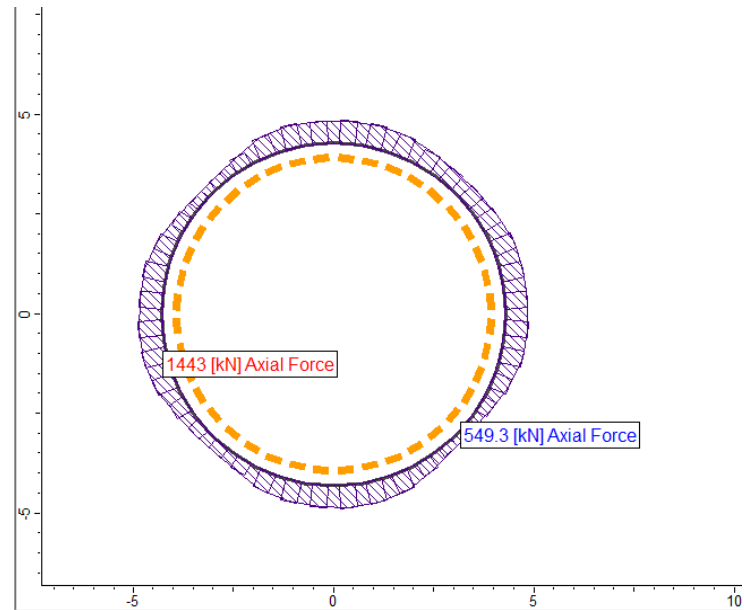


Figura 7-11 – Pozzo delle sbarre (Analisi 3): sforzo normale agente sul rivestimento definitivo ( $N_{max}=1443$  kN/m) allo step 7

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- La fascia plastica all'ultimo step di analisi risulta modesta (circa 85 cm)
- gli spostamenti massimi calcolati allo step 7 valgono circa 15 mm in corrispondenza del contorno di scavo
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori contenuti ed inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

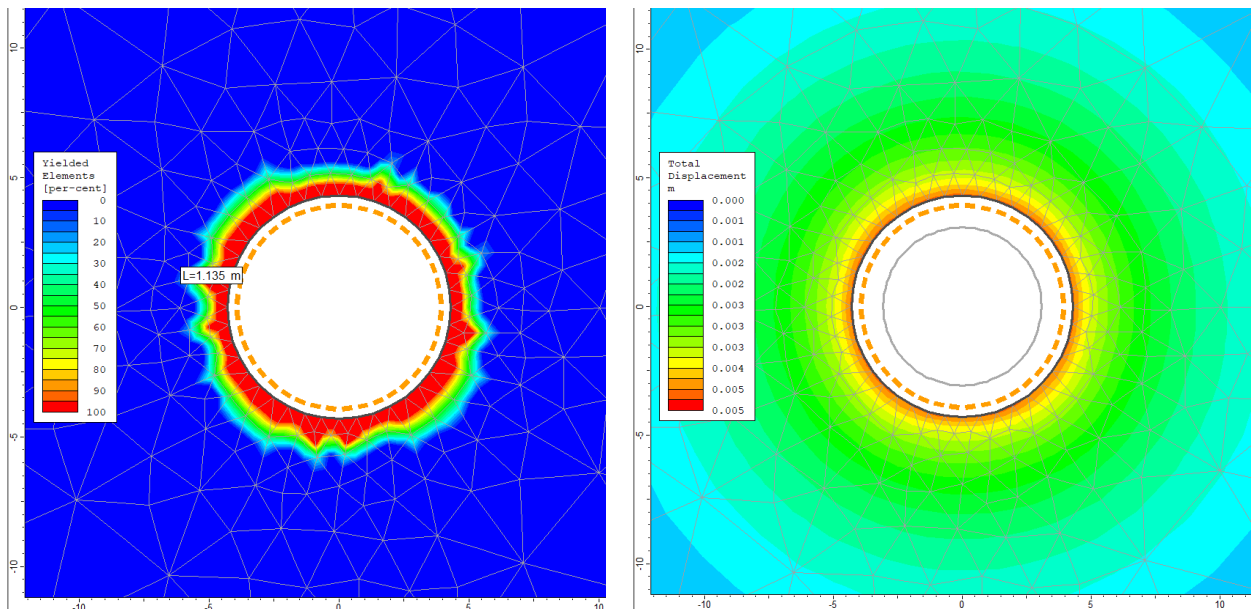


Figura 7-12 – Pozzo delle sbarre (Analisi 4): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 7

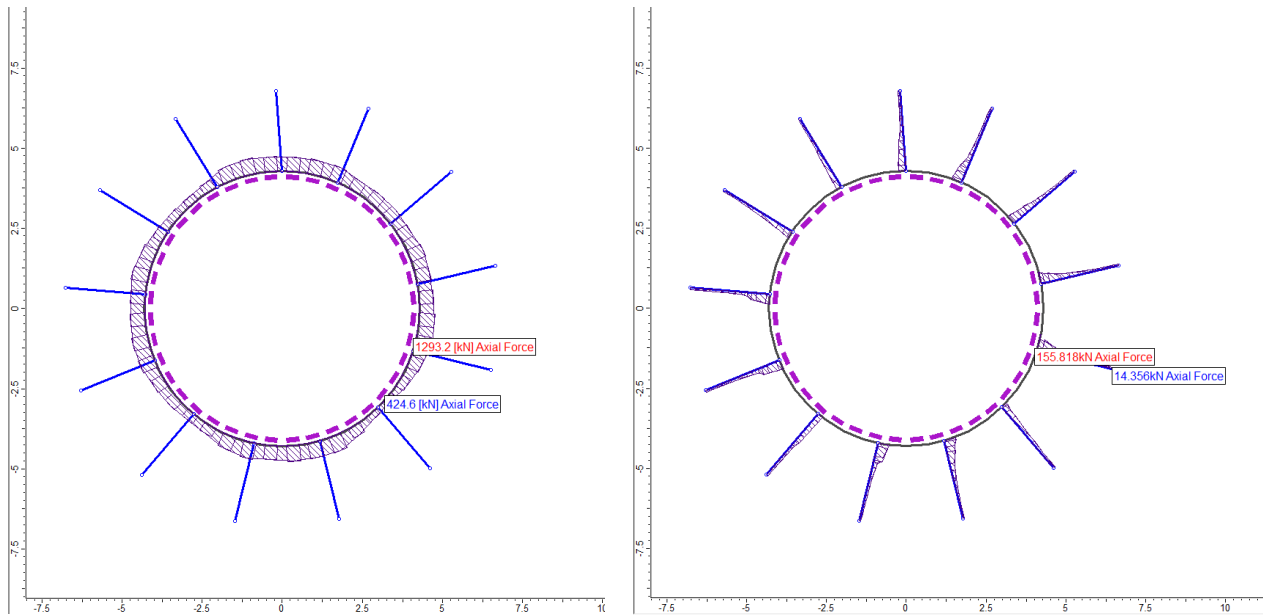


Figura 7-13 – Pozzo delle sbarre (Analisi 4): sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase ( $N_{max}=1293$  kN/m) e sulle chiodature ( $N_{max}=156$  kN) allo step 5

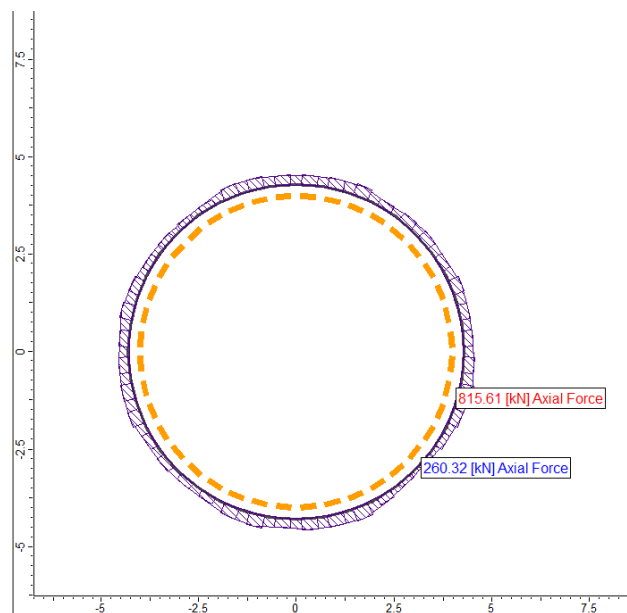


Figura 7-14 – Pozzo delle sbarre (Analisi 3): sforzo normale agente sul rivestimento definitivo ( $N_{max}=816$  kN/m) allo step 7

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- La fascia plastica all'ultimo step di analisi risulta modesta (circa un metro)
- gli spostamenti massimi calcolati allo step 7 valgono circa 5 mm in corrispondenza del contorno di scavo
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori contenuti ed inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

### 7.3.2 Verifiche strutturali

Come si è visto al Capitolo 5 della presente relazione la sezione tipo P\_Sb3 presenta un rivestimento costituito da:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 armato con rete elettrosaldata avente spessore di 15 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da 13 barre di tipo Gewi-PLUS S670/800,  $\phi=30$  mm, L= 2.5 m, collocate con passo 2 m
- A completamento della sezione si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 50 cm

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il rivestimento risulta soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione, mentre il momento flettente ed il taglio risultano pressoché trascurabili. Si riportano di seguito le verifiche allo Stato Limite Ultimo di compressione eseguite sul rivestimento di prima fase, sulle chiodature e sul rivestimento definitivo:

Azioni sollecitanti sul rivestimento di prima fase:

Analisi 3	Analisi 4
$N_k = 1565$ kN	$N_k = 1293$ kN
$N_d = 2035$ kN	$N_d = 1681$ kN

Considerando lo spessore del rivestimento di prima fase pari ad 0.15 m ed il calcestruzzo di classe C32/40 si ha:

$$\sigma_{c,d,max} = 13.56 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 18.13 \text{ MPa.}$$

Azioni sollecitanti sul rivestimento definitivo:

Analisi 3	Analisi 4
$N_k = 1443$ kN	$N_k = 816$ kN
$N_d = 1876$ kN	$N_d = 1061$ kN

Considerando lo spessore del rivestimento definitivo pari ad 0.5 m ed il calcestruzzo di classe C32/40 si ha:

$$\sigma_{c,d,max} = 3.75 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 18.13 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare, in tutti i casi, la massima tensione di compressione risulta inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd}$  e pertanto la verifica risulta superata.

Le bullonature risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

Analisi 3	Analisi 4
$N_k = 215 \text{ kN}$	$N_k = 156 \text{ kN}$
$N_d = 280 \text{ kN}$	$N_d = 203 \text{ kN}$

La resistenza allo sfilamento di progetto della barra può essere calcolata mediante la formula di Bustamante e Doix, adottando le geometrie di progetto ed i parametri di resistenza indicati al Paragrafo 2.2.1 della presente relazione corrisponde a:

$$R_{ac,min} = \pi \cdot 1.1 \cdot 0.12 \cdot 600 \cdot 2.5 / 1.8 \cdot 1.2 = 290 \text{ kN}$$

mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a:

$$T_d = 474 / 1.15 = 412 \text{ kN}$$

pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

#### 7.4 Sezione tipo P-Sb4: analisi e verifiche

Le simulazioni numeriche della sezione tipo P-Sb4 sono state condotte assumendo le condizioni riportate nella tabella seguente.

Tabella 7-3 – Sezione tipo P-Sb4: condizioni di analisi

Analisi	Copertura	Litotipo
6	350 m	Scisti biotici (Sb) minimi
7	655 m	Gneiss occhiadini (Go) minimi

##### 7.4.1 Analisi dei risultati

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

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

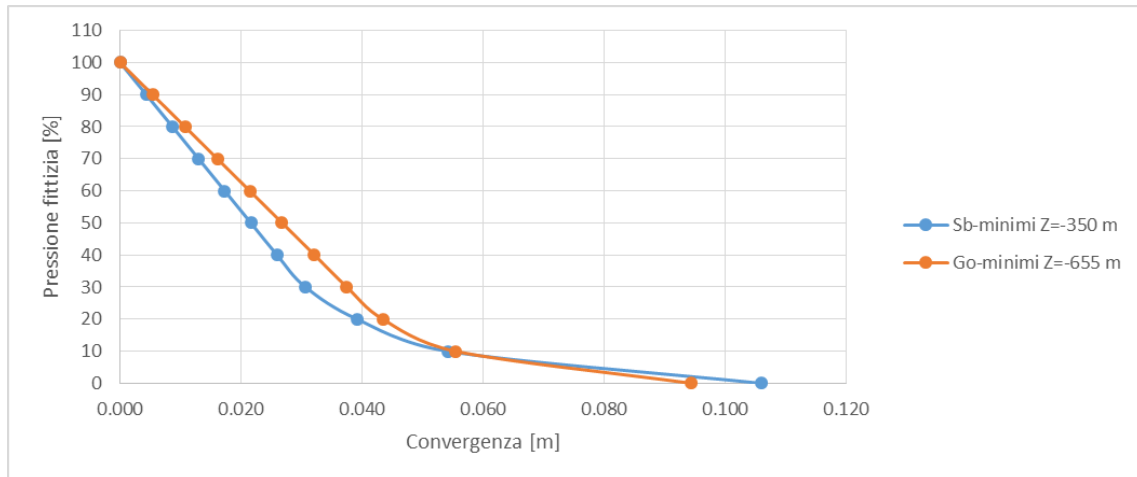


Figura 7-15 – Sezione tipo P-Sb4: curva caratteristica del cavo non sostenuto per le condizioni di analisi 6 e 7

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio libero del 70% per l'analisi 6 e dell'80% per l'analisi 7. Si evidenzia la formazione di discrete zone plastiche che allo scarico totale raggiungono i 3.5 m per l'analisi 6 e 1.5 m per l'analisi 7.

Nelle immagini seguenti vengono riportati i risultati di calcolo correlati alle condizioni di analisi 6 e 7.

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

#### Analisi 6:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 90% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera delle chiodature e del rivestimento di prima fase (fresco) con rilascio tensionale delle forze agenti fino al 92%
- STEP5 – Maturazione del rivestimento di prima fase con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP6 - Posa del rivestimento definitivo
- STEP7 - Degradamento del rivestimento di prima fase (condizione di lunghissimo termine)

#### Analisi 7:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)

- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 90% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera delle chiodature e del rivestimento di prima fase (fresco) con rilascio tensionale delle forze agenti fino al 93%
- STEP5 – Maturazione del rivestimento di prima fase con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP6 - Posa del rivestimento definitivo
- STEP7 - Degrado del rivestimento di prima fase (condizione di lunghissimo termine)

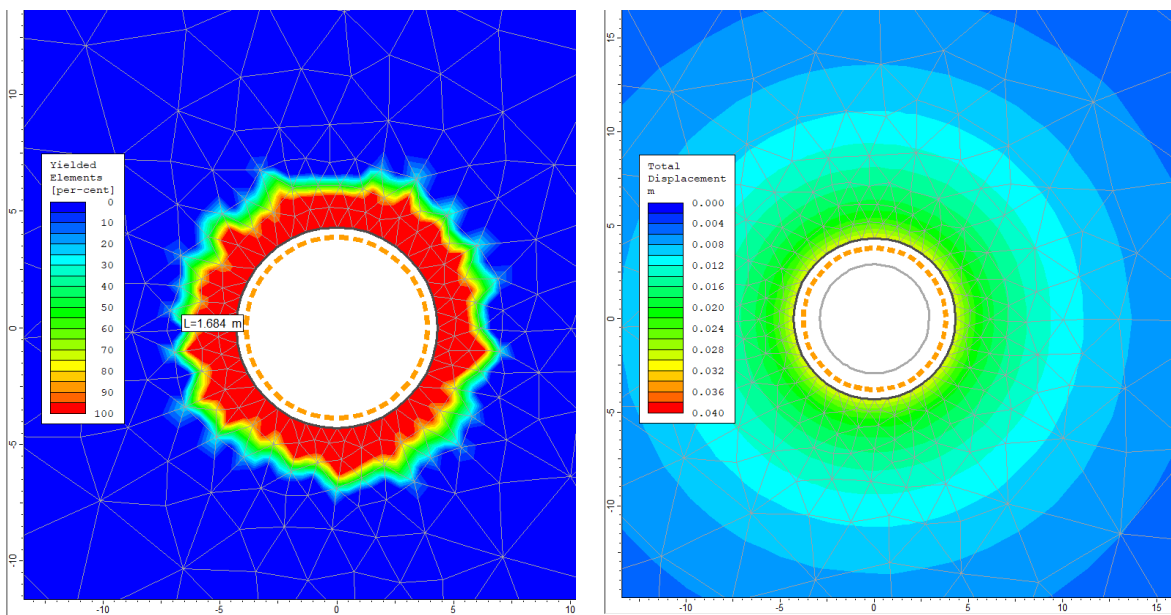


Figura 7-16 – Pozzo delle sbarre (Analisi 6): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 7

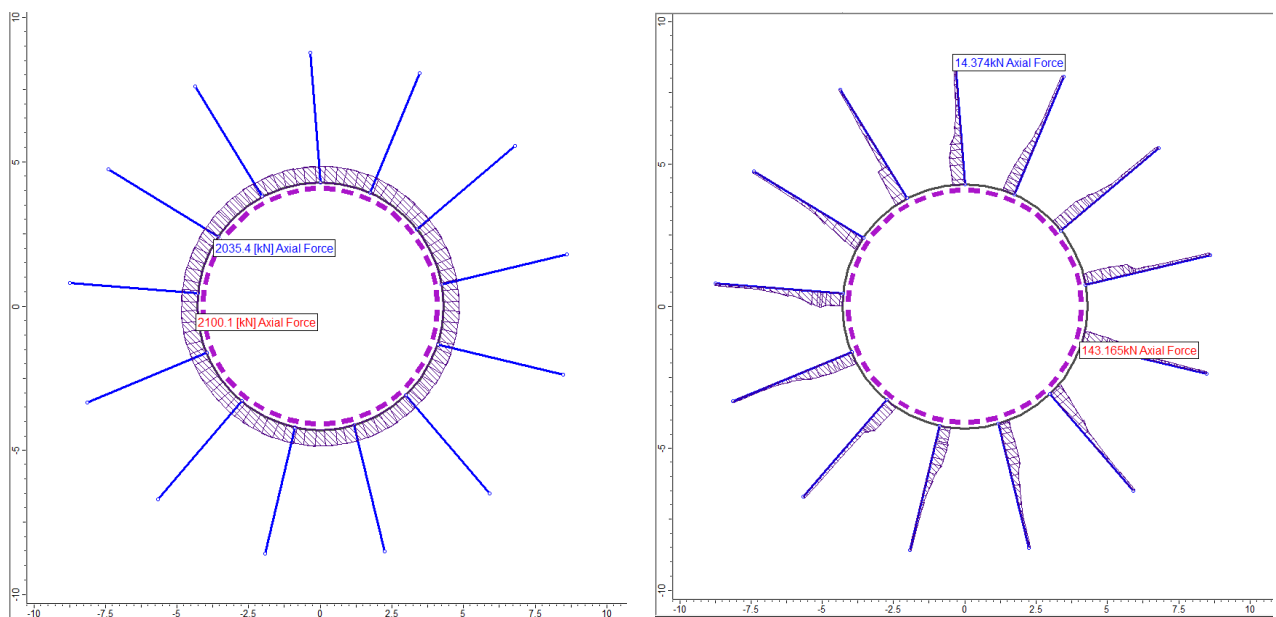


Figura 7-17 – Pozzo delle sbarre (Analisi 6): sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase ( $N_{max}=2100$  kN/m) e sulle chiodature ( $N_{max}=143$  kN) allo step 5



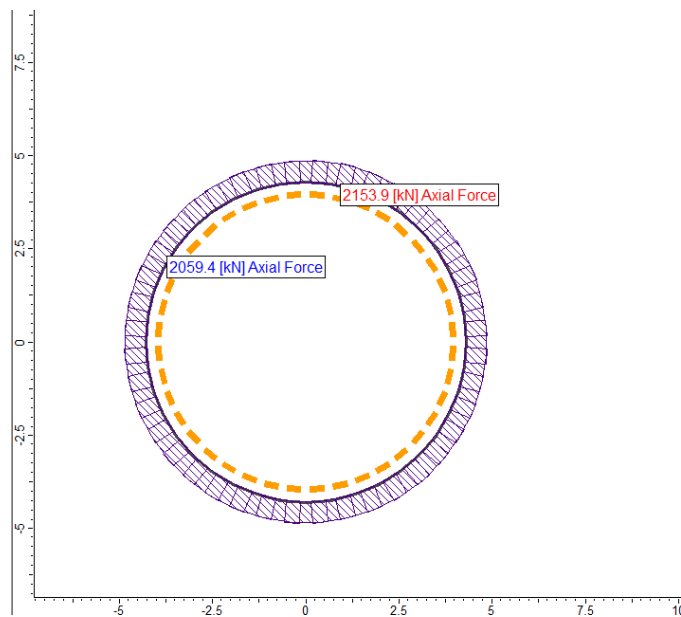


Figura 7-18 – Pozzo delle sbarre (Analisi 6): sforzo normale agente sul rivestimento definitivo ( $N_{max}=2153$  kN/m) allo step 7

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- La fascia plastica all'ultimo step di analisi risulta moderata (circa 170 cm)
- gli spostamenti massimi calcolati allo step 7 valgono circa 30 mm in corrispondenza del contorno di scavo
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori contenuti ed inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

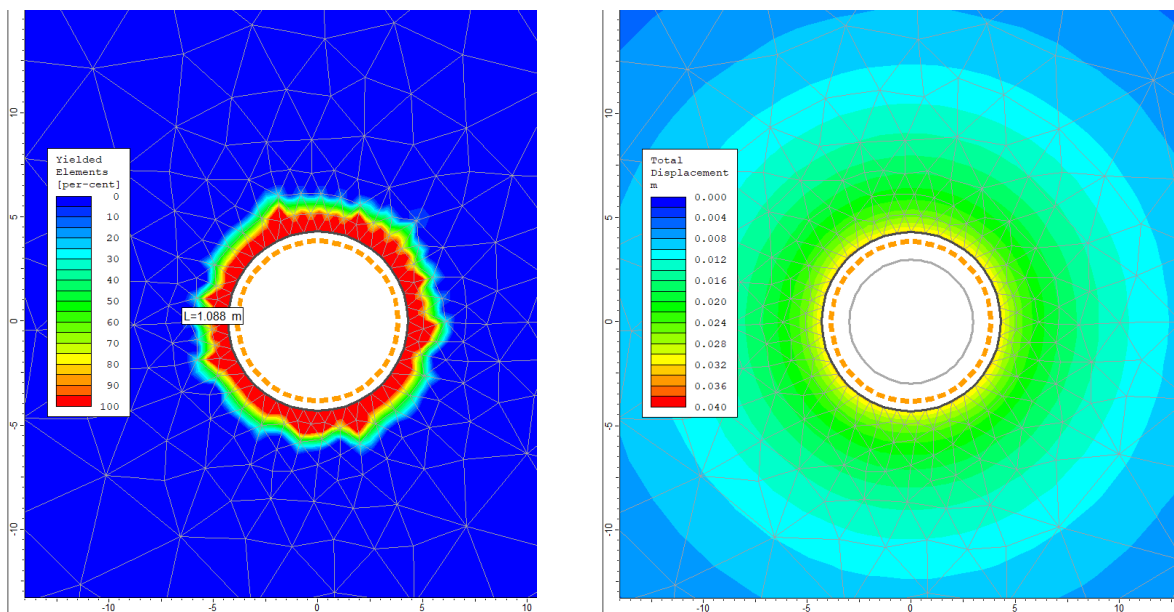


Figura 7-19 – Pozzo delle sbarre (Analisi 7): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 7

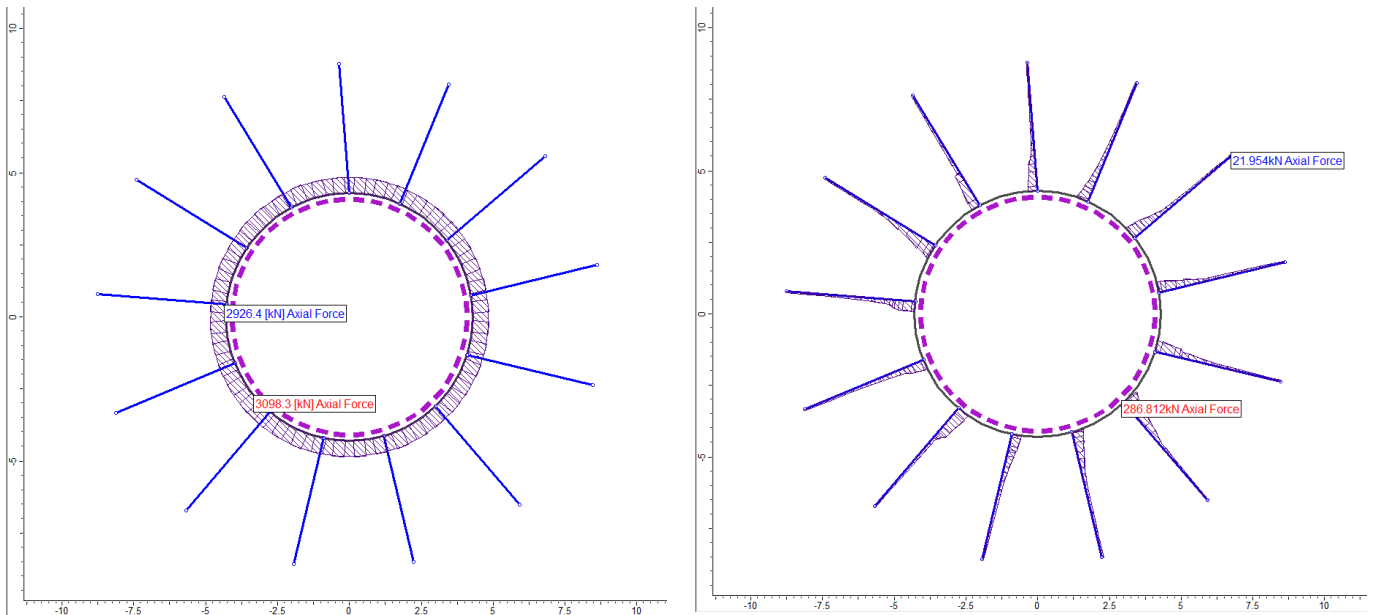


Figura 7-20 – Pozzo delle sbarre (Analisi 7): sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase ( $N_{max}=3098$  kN/m) e sulle chiodature ( $N_{max}=290$  kN) allo step 5

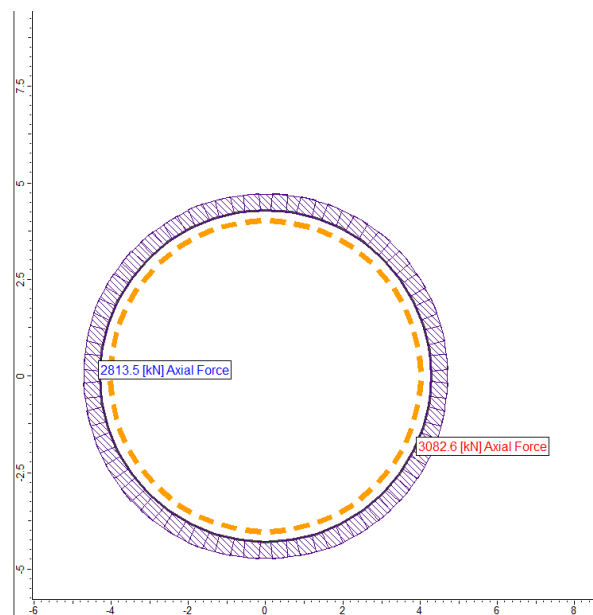


Figura 7-21 – Pozzo delle sbarre (Analisi 7): sforzo normale agente sul rivestimento definitivo ( $N_{max}=3083$  kN/m) allo step 7

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- La fascia plastica all'ultimo step di analisi risulta modesta (circa un metro)
- gli spostamenti massimi calcolati allo step 7 valgono circa 30 mm in corrispondenza del contorno di scavo
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori elevati ma inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

### 7.4.2 Verifiche strutturali

Come si è visto al Capitolo 5 della presente relazione la sezione tipo P\_Sb4 presenta un rivestimento costituito da:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 armato con rete elettrosaldata avente spessore di 30 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da 13 barre di tipo Gewi-PLUS S670/800,  $\phi=30$  mm,  $L=4.5$  m, collocate con passo 1 m
- A completamento della sezione si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 50 cm

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il rivestimento risulta soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione, mentre il momento flettente ed il taglio risultano pressoché trascurabili. Si riportano di seguito le verifiche allo Stato Limite Ultimo di compressione eseguite sul rivestimento di prima fase, sulle chiodature e sul rivestimento definitivo:

Azioni sollecitanti sul rivestimento di prima fase:

Analisi 6	Analisi 7
$N_k = 2100$ kN	$N_k = 3100$ kN
$N_d = 2730$ kN	$N_d = 4030$ kN

Considerando lo spessore del rivestimento di prima fase pari ad 0.30 m ed il calcestruzzo di classe C32/40 si ha:

$$\sigma_{c,d,max} = 13.43 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 18.13 \text{ MPa.}$$

Azioni sollecitanti sul rivestimento definitivo:

Analisi 6	Analisi 7
$N_k = 2153$ kN	$N_k = 3083$ kN
$N_d = 2800$ kN	$N_d = 4010$ kN

Considerando lo spessore del rivestimento definitivo pari ad 0.5 m ed il calcestruzzo di classe C32/40 si ha:

$$\sigma_{c,d,max} = 8.02 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 18.13 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare, in tutti i casi, la massima tensione di compressione risulta inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd}$  e pertanto la verifica risulta superata.

Le bullonature risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

Analisi 6	Analisi 7
$N_k = 143 \text{ kN}$	$N_k = 290 \text{ kN}$
$N_d = 186 \text{ kN}$	$N_d = 377 \text{ kN}$

La resistenza allo sfilamento di progetto della barra può essere calcolata mediante la formula di Bustamante e Doix, adottando le geometrie di progetto ed i parametri di resistenza indicati al Paragrafo 2.2.1 della presente relazione corrisponde a:

$$R_{ac,min} = \pi \cdot 1.1 \cdot 0.12 \cdot 600 \cdot 4.5 / 1.8 \cdot 1.2 = 518 \text{ kN}$$

mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a:

$$T_d = 474 / 1.15 = 412 \text{ kN}$$

pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

## 7.5 Sezione tipo P-Sb5: analisi e verifiche

Le simulazioni numeriche della sezione tipo P-Sb5 sono state condotte assumendo le condizioni riportate nella tabella seguente.

Tabella 7-4 – Sezione tipo P-Sb5: condizioni di analisi

Analisi	Copertura	Litotipo
8	350 m	Faglia
9	655 m	Scisti biotici (Sb) minimi

### 7.5.1 Analisi dei risultati

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

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

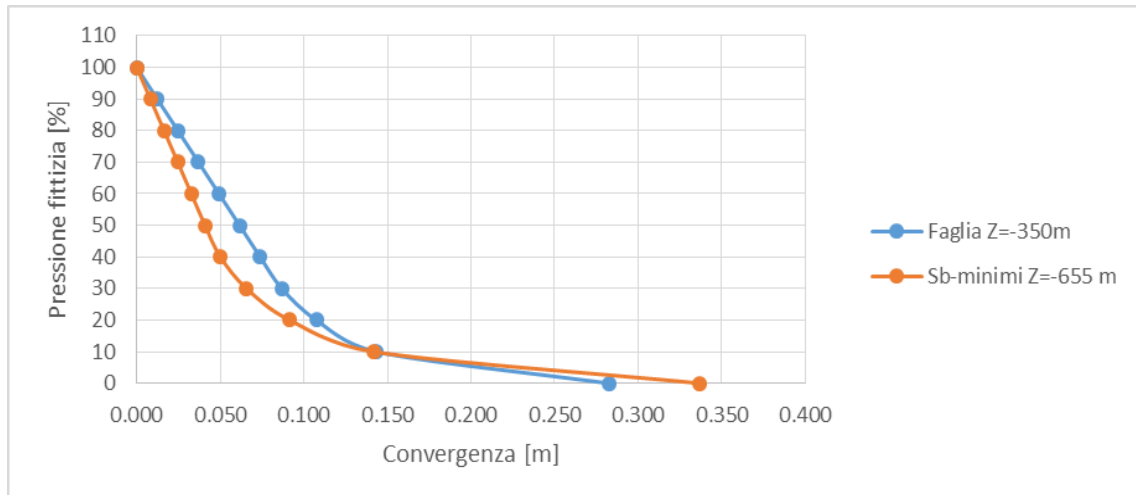


Figura 7-22 – Sezione tipo P-Sb5: curva caratteristica del cavo non sostenuto per le condizioni di analisi 8 e 9

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio libero del 70% per l'analisi 8 e del 60% per l'analisi 9. Si evidenzia la formazione di importanti zone plastiche che allo scarico totale raggiungono i 4.0 m per l'analisi 8 e 6.0 m per l'analisi 9.

Nelle immagini seguenti vengono riportati i risultati di calcolo correlati alle condizioni di analisi 8 e 9.

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

#### Analisi 8:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 90% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera del rivestimento di prima fase con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP5 - Posa del rivestimento definitivo
- STEP6 - Degrado del rivestimento di prima fase (condizione di lunghissimo termine)

#### Analisi 9:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 90% delle forze agenti

- STEP4 - Posa in opera del rivestimento di prima fase con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP5 - Posa del rivestimento definitivo
- STEP6 - Degrado del rivestimento di prima fase (condizione di lunghissimo termine)

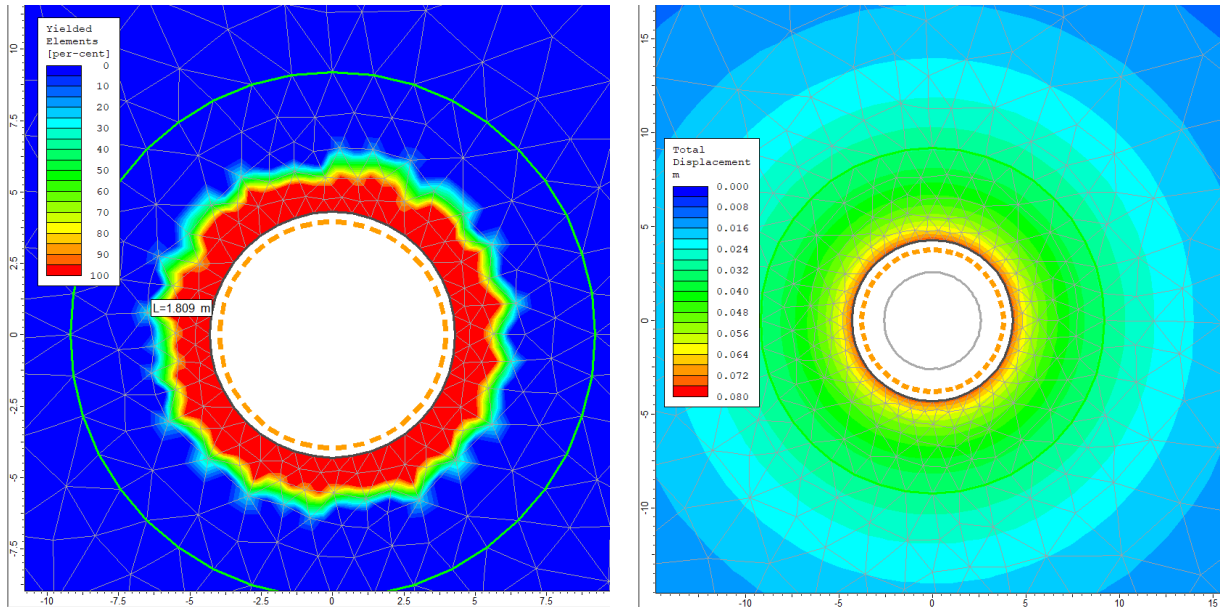


Figura 7-23 – Pozzo delle sbarre (Analisi 8): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 6

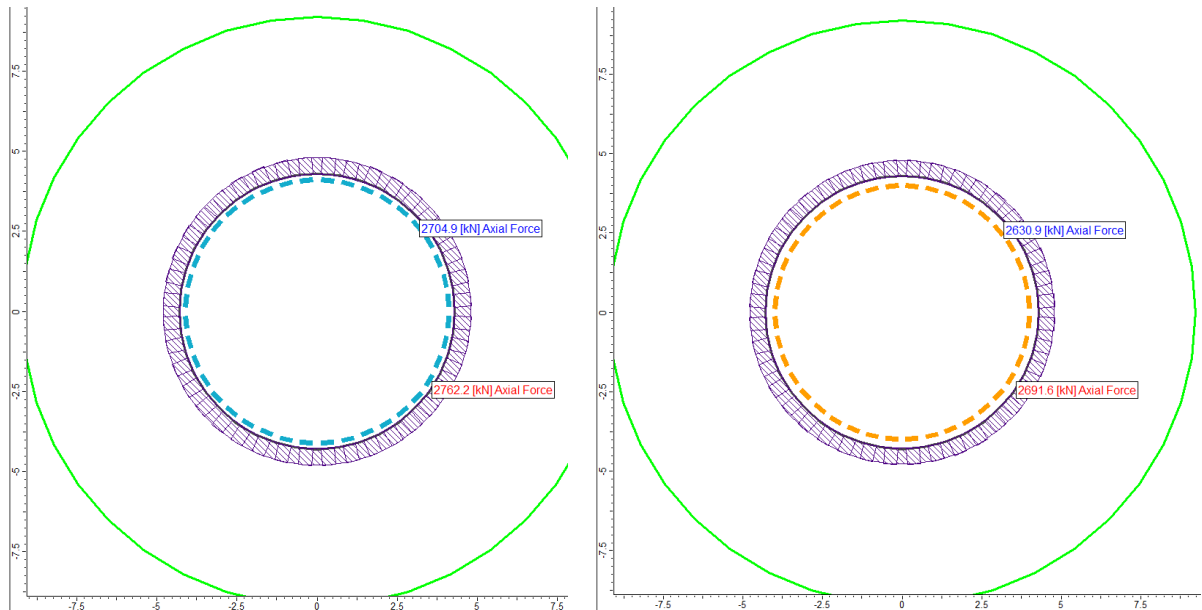


Figura 7-24 – Pozzo delle sbarre (Analisi 8): sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase allo step 4 ( $N_{\max}=2762$  kN/m) e sul definitivo allo step 6 ( $N_{\max}=2692$  kN/m)

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- La fascia plastica all'ultimo step di analisi risulta moderata (circa 180 cm)

- gli spostamenti massimi calcolati allo step 6 valgono circa 75 mm in corrispondenza del contorno di scavo
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori elevati ma inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

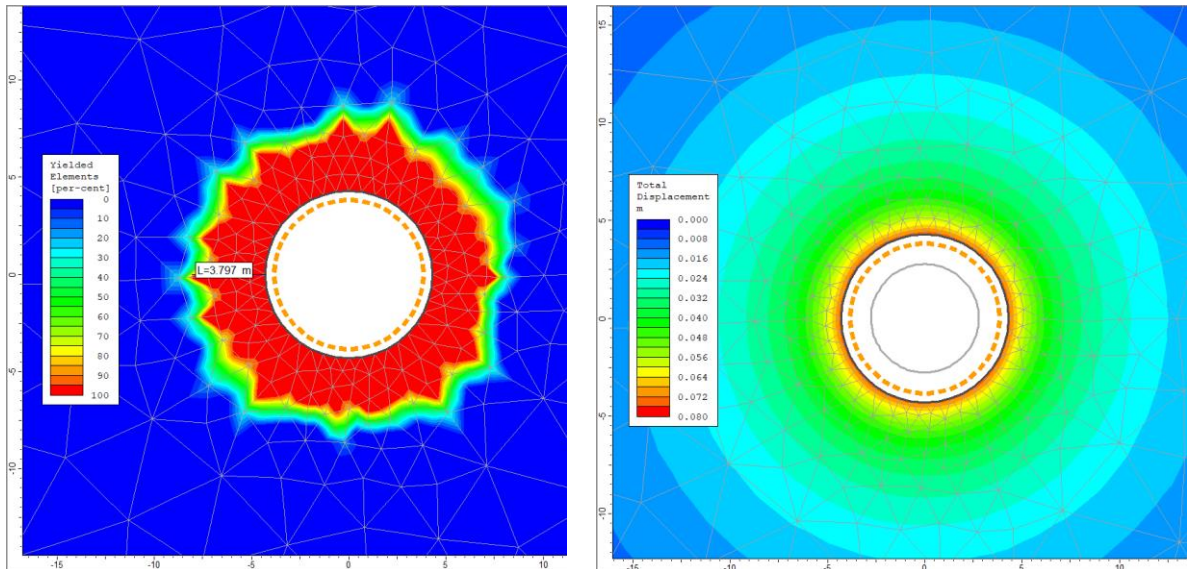


Figura 7-25 – Pozzo delle sbarre (Analisi 9): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 6

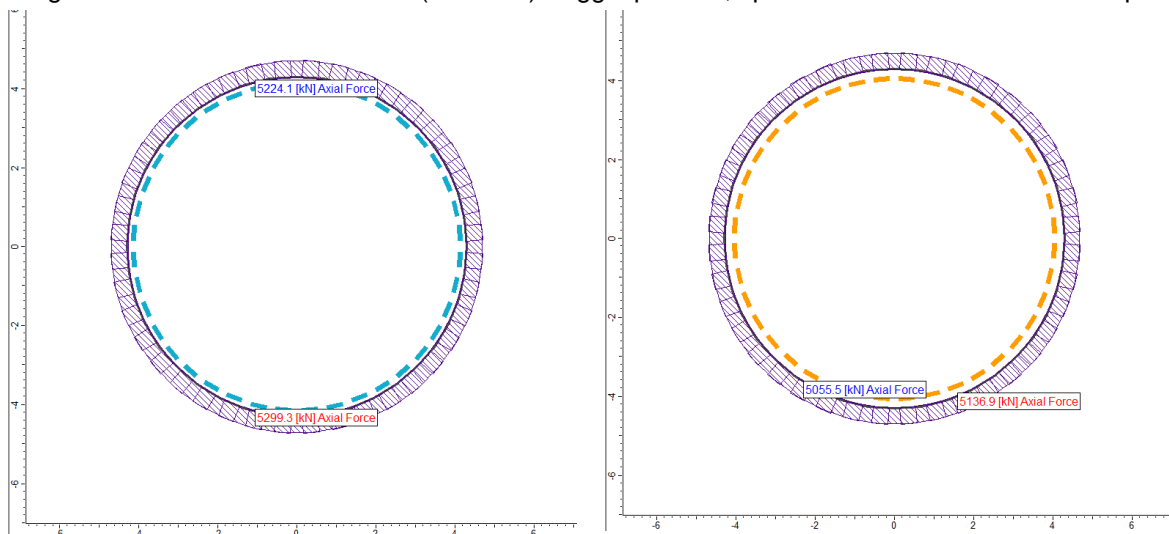


Figura 7-26 – Pozzo delle sbarre (Analisi 9): sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase allo step 4 ( $N_{max}=5300$  kN/m) e sul definitivo allo step 6 ( $N_{max}=5140$  kN/m)

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- La fascia plastica all'ultimo step di analisi risulta rilevante (circa un 3.8 m)
- gli spostamenti massimi calcolati allo step 6 valgono circa 75 mm in corrispondenza del contorno di scavo
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori elevati ma inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

### 7.5.2 Verifiche strutturali

Come si è visto al Capitolo 5 della presente relazione la sezione tipo P\_Sb5 presenta un rivestimento costituito da:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata avente spessore di 30 cm
- centine accoppiate del tipo HEB 200 in acciaio S275 e con interasse longitudinale pari ad 1.00 m
- A completamento della sezione si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 50 cm

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il rivestimento risulta soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione, mentre il momento flettente ed il taglio risultano pressoché trascurabili. Si riportano di seguito le verifiche allo Stato Limite Ultimo di compressione eseguite sul rivestimento di prima fase, sulle chiodature e sul rivestimento definitivo:

Azioni sollecitanti sul rivestimento di prima fase:

Analisi 8

$N_k = 2762 \text{ kN}$

$N_d = 3590 \text{ kN}$

Analisi 9

$N_k = 5300 \text{ kN}$

$N_d = 6890 \text{ kN}$

La verifica del rivestimento di prima fase, costituito da centine in acciaio e calcestruzzo proiettato, è stata svolta secondo il metodo di Carranza-Torres. Si riporta di seguito la verifica condotta per l'analisi 9, dimensionante ai fini delle verifiche strutturali; come si può osservare dalla figura seguente, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

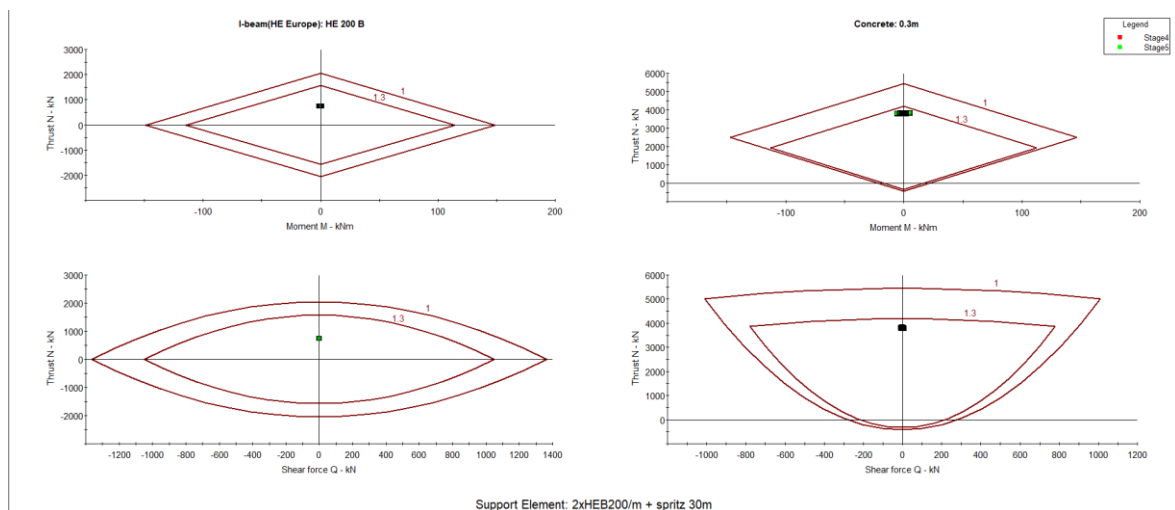


Figura 7-27 – Pozzo delle sbarre - Verifiche di pressoflessione del rivestimento di prima fase (analisi 9)



Azioni sollecitanti sul rivestimento definitivo:

Analisi 8	Analisi 9
$N_k = 2692 \text{ kN}$	$N_k = 5140 \text{ kN}$
$N_d = 3500 \text{ kN}$	$N_d = 6682 \text{ kN}$

Considerando lo spessore del rivestimento definitivo pari ad 0.5 m ed il calcestruzzo di classe C32/40 si ha:

$$\sigma_{c,d_{max}} = 13.36 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 18.13 \text{ MPa.}$$

## 7.6 Sezione tipo P-Sb5c: analisi e verifiche

Tabella 7-5 – Sezione tipo P-Sb5c: condizioni di analisi

Analisi	Copertura	Litotipo
10	655 m	Faglia

### 7.6.1 Analisi dei risultati

Come si è detto al Paragrafo 5.1.6 la sezione tipo P-Sb5c prevede la posa in opera di un consolidamento al contorno costituito da 30 barre VTR con interasse pari ad 1 m iniettate con miscela cementizia. La coronella consolidata, in accordo con Hoek (2000), è stata modellata come una zona di materiale con proprietà migliorate che circoscrive il pozzo in progetto. In accordo con quanto definito dall'autore è possibile calcolare le proprietà equivalenti come media ponderata rispetto all'area con proprietà migliorate a mezzo delle seguenti formule:

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

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

dove:

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

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

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

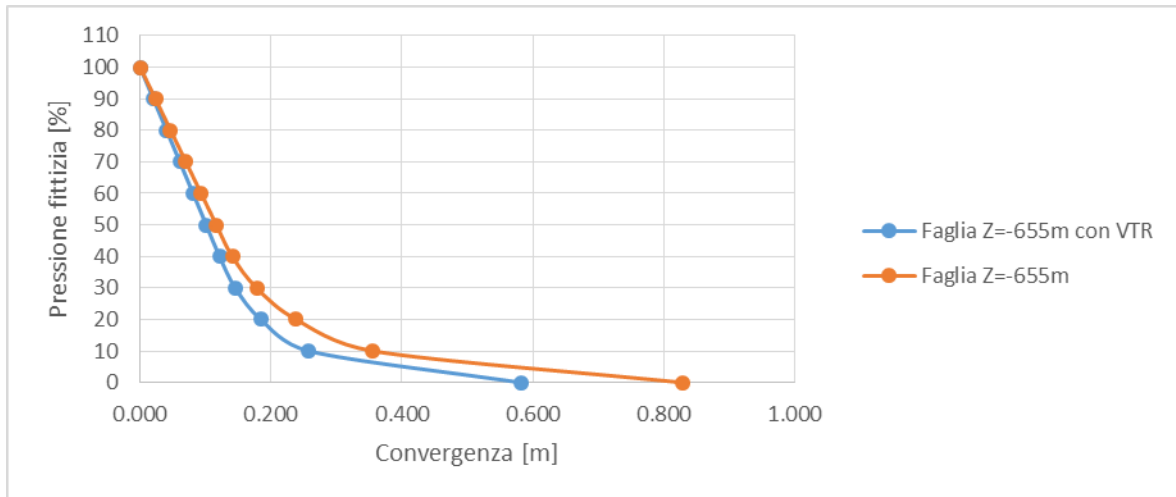


Figura 7-28 – Sezione tipo P-Sb5: curva caratteristica del cavo non sostenuto per le condizioni di analisi 8 e 9

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio libero del 70% in presenza di interventi di consolidamento al contorno e del 60% se non si considera il contributo offerto dalla coronella. Si evidenzia la formazione di importanti zone plastiche che allo scarico totale raggiungono i 4.9 m in presenza di interventi di consolidamento al contorno e 6.7 m se non si considera il contributo offerto dalla coronella.

Nelle immagini seguenti vengono riportati i risultati di calcolo correlati alle condizioni di analisi 10.

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

#### Analisi 10:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Posa in opera della coronella consolidata

- STEP4 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 90% delle forze agenti
- STEP5 - Posa in opera del rivestimento di prima fase con rilascio tensionale completo delle forze agenti
- STEP6 - Posa del rivestimento definitivo
- STEP7 - Degrado del rivestimento di prima fase (condizione di lunghissimo termine)

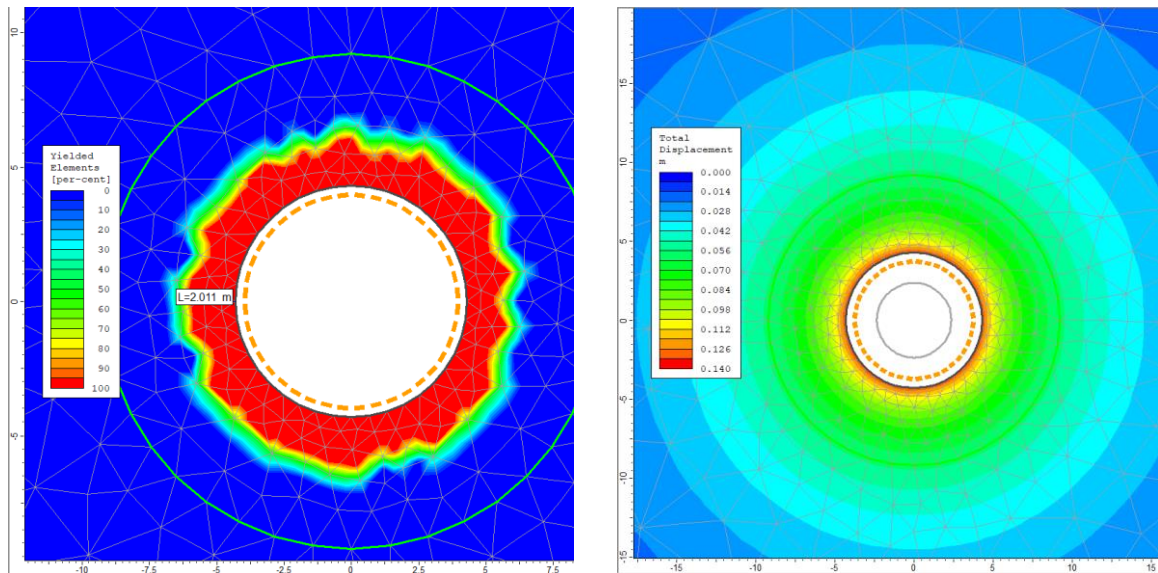


Figura 7-29 – Pozzo delle sbarre (Analisi 10): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 7

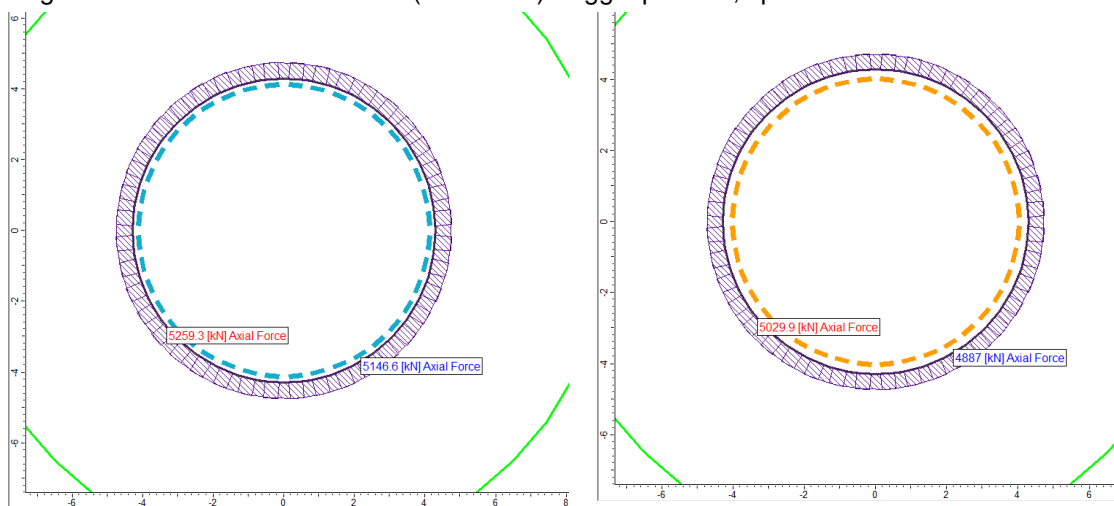


Figura 7-30 – Pozzo delle sbarre (Analisi 8): sforzo normale agente sul rivestimento di prima fase allo step 4 ( $N_{\max}=5260$  kN/m) e sul definitivo allo step 6 ( $N_{\max}=5030$  kN/m)

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- La fascia plastica all'ultimo step di analisi risulta rilevante (circa 2 m)
- gli spostamenti massimi calcolati allo step 6 valgono circa 130 mm in corrispondenza del contorno di scavo
- le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori elevati ma inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

### 7.6.2 Verifiche strutturali

Come si è visto al Capitolo 5 della presente relazione la sezione tipo P\_Sb5c presenta un rivestimento costituito da:

- Un consolidamento al contorno costituito da 30 barre VTR con interasse pari ad 1 m iniettate con miscela cementizia
- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata avente spessore di 30 cm
- centine accoppiate del tipo HEB 200 in acciaio S275 e con interasse longitudinale pari ad 1.00 m
- A completamento della sezione si procederà con il getto del rivestimento definitivo avente spessore pari a 50 cm

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il rivestimento risulta soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione, mentre il momento flettente ed il taglio risultano pressoché trascurabili. Si riportano di seguito le verifiche allo Stato Limite Ultimo di compressione eseguite sul rivestimento di prima fase, sulle chiodature e sul rivestimento definitivo:

Azioni sollecitanti sul rivestimento di prima fase:

Analisi 10

$N_k = 5260 \text{ kN}$

$N_d = 6838 \text{ kN}$

La verifica del rivestimento di prima fase, costituito da centine in acciaio e calcestruzzo proiettato, è stata svolta secondo il metodo di Carranza-Torres. Come si può osservare dalla figura seguente, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

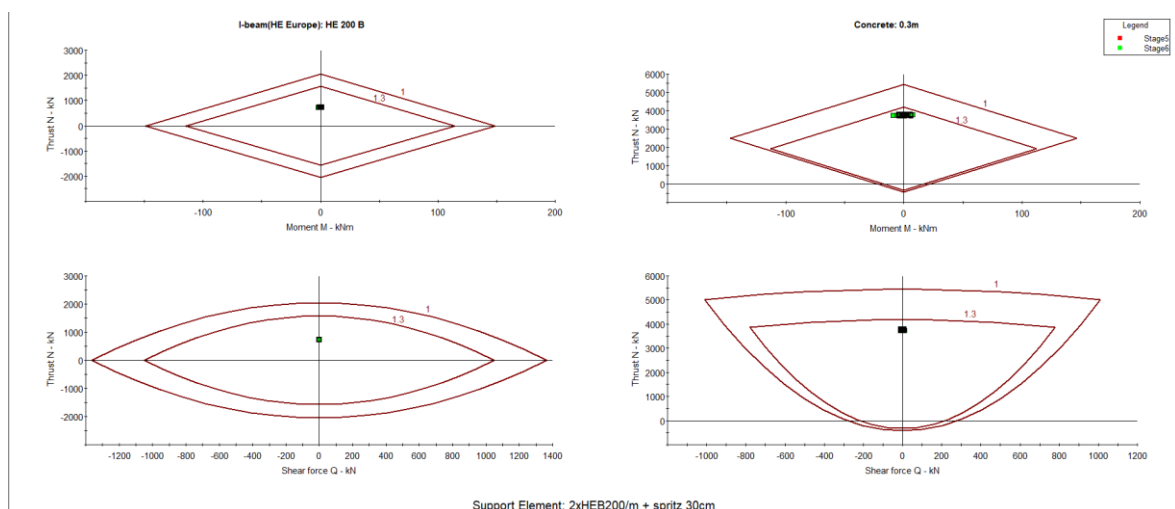


Figura 7-31 – Pozzo delle sbarre - Verifiche di pressoflessione del rivestimento di prima fase (analisi 10)

Azioni sollecitanti sul rivestimento definitivo:

Analisi 10

$N_k = 5030 \text{ kN}$

$N_d = 6540 \text{ kN}$

Considerando lo spessore del rivestimento definitivo pari ad 0.5 m ed il calcestruzzo di classe C32/40 si ha:

$\sigma_{c,d_{max}} = 13.08 \text{ MPa}$

$f_{c,d} = 18.13 \text{ MPa}$ .