

# “VILLAROSA”

## Progetto di impianto di accumulo idroelettrico

Comuni di Calascibetta, Enna e Villarosa (EN)

### COMMITTENTE



#### COORDINAMENTO / MANDANTE



Progettisti: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

#### PROGETTAZIONE GEOTECNICA / MANDATARIA



### Relazione descrittiva e di calcolo dei Pozzi Verticali

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	PRIMA EMISSIONE	Luglio 22	SP	LV	PAC

Codice commessa: 1388    Codifica documento: 1388-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, GEOTECNICA E SISMICA.....	7
4.1 Caratterizzazione geologica.....	7
4.2 Caratterizzazione geotecnica.....	8
4.3 Caratterizzazione sismica.....	9
5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI.....	12
5.1 Opera di presa al bacino di monte .....	12
5.1.1 Sezione tipo P_Pre1 .....	13
5.1.2 Sezione tipo P_Pre2 .....	14
5.1.3 Sezione tipo P_Pre3.....	15
5.2 Pozzo Paratoie .....	15
5.2.1 Sezione tipo P_Par .....	16
5.3 Pozzo Piezometrico .....	17
5.3.1 Sezione tipo P_Piez1.....	18
5.3.2 Sezioni tipo P_Piez2 e P_Piez3.....	19
5.3.3 Caverna del Pozzo Piezometrico .....	20
5.4 Materiali.....	21
6. ANALISI NUMERICHE: STRATEGIE DI CALCOLO IMPIEGATE .....	22
7. OPERA DI PRESA AL BACINO DI MONTE .....	24
7.1 Porzione superiore del pozzo: analisi dei risultati.....	25
7.1.1 Verifiche strutturali .....	28
7.2 Profondità di analisi: -235 m .....	29
7.2.1 Analisi dei risultati.....	29
7.2.2 Verifiche strutturali .....	31
7.3 Profondità di analisi: -290 m .....	32
7.3.1 Analisi dei risultati.....	32
7.3.2 Verifiche strutturali .....	34

8.	POZZO PARATOIE .....	35
8.1	Analisi dei risultati .....	36
8.2	Verifiche strutturali .....	39
9.	POZZO PIEZOMETRICO .....	40
9.1	Profondità di analisi: -295 m .....	41
9.1.1	Analisi dei risultati .....	41
9.1.2	Verifiche strutturali .....	43
9.2	Profondità di analisi: -265 m .....	44
9.2.1	Analisi dei risultati .....	45
9.2.2	Verifiche strutturali .....	46
9.3	Profondità di analisi: -255 m .....	47
9.3.1	Analisi dei risultati .....	48
9.3.2	Verifiche strutturali .....	50
9.4	Profondità di analisi: -235 m .....	51
9.4.1	Analisi dei risultati .....	51
9.4.2	Verifiche strutturali .....	53
10.	CAVERNA DEL POZZO PIEZOMETRICO .....	54
10.1	Analisi dei risultati .....	55
10.2	Verifiche strutturali .....	58

## 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 – Unità LAC: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Mohr-Coulomb

Tabella 4.2 – Unità ENNb: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Mohr-Coulomb

Tabella 4.3 – ENNa: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Hoek-Brown

Tabella 4.4 – Unità GTL2: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Hoek-Brown

Tabella 4.5 – Unità TRB: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Hoek-Brown

Tabella 4.6 – Unità TRVa: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Mohr-Coulomb

Tabella 4.6 – Unità AV: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Mohr-Coulomb

## FIGURE

Figura 2.1 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di qs

Figura 4.1 – Sezioni geologiche in corrispondenza del bacino di monte e del bacino di valle

Figura 4.2 – Applicazione delle deformazioni di taglio sui bordi del modello per l'applicazione del Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero

Figura 5.1 – Profilo in asse alla via d'acqua

Figura 5.2 – Opera di presa al bacino di monte

Figura 5.3 – Sezione tipo P\_Pre1

Figura 5.4 – Sezione tipo P\_Pre2

Figura 5.5 – Sezione tipo P\_Pre3

Figura 5.6 – Pozzo Paratoie

Figura 5.7 – Sezione tipo P\_Par

Figura 5.8 – Pozzo Piezometrico

Figura 5.9 – Sezioni tipo P\_Piez1

Figura 5.10 – Sezioni tipo P\_Piez2 e P-Piez3

Figura 5.11 – Caverna del Pozzo Piezometrico

Figura 7.1 – Pozzo opera di presa: Geometrie del modello assialsimmetrico e del modello piano relative all'ultimo step della simulazione

Figura 7.2 – Pozzo opera di presa (parte sommitale): Geometria del modello numerico per le analisi assialsimmetriche relativa all'ultimo step della simulazione

Figura 7.3 – Pozzo opera di presa (parte sommitale): estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

Figura 7.4 – Pozzo opera di presa (parte sommitale): spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi

Figura 7.5 – Pozzo opera di presa (parte sommitale): sforzo normale circonferenziale step di analisi

Figura 7.6 – Pozzo opera di presa (Z=-235m): curva caratteristica del cavo non sostenuto

Figura 7.7 – Pozzo opera di presa (Z=-235m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5

Figura 7.8 – Pozzo opera di presa (Z=-235m): sforzo normale agente sul rivestimento  $N_{max}=1$  MN/m e sulle chiodature  $N_{max}=131$  kN

Figura 7.9 – Pozzo opera di presa (Z=-290m): curva caratteristica del cavo non sostenuto

Figura 7.10 – Pozzo opera di presa (Z=-290m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5

Figura 7.11 – Pozzo opera di presa (Z=-200m): sforzo normale agente sul rivestimento  $N_{max}=1$  MN/m e sulle bullonature  $N_{max}=73$  kN

Figura 8.1 – Pozzo Paratoie: Geometria del modello assialsimmetrico all'ultimo step della simulazione

- Figura 8.2 – Pozzo Paratoie: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi
- Figura 8.3 – Pozzo Paratoie: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi
- Figura 8.4 – Pozzo Paratoie: sforzo normale circonferenziale step di analisi
- Figura 9.1 – Pozzo Piezometrico: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione (Sez. tipo P\_Piez2)
- Figura 9.2 – Pozzo Piezometrico (Z=-295m): curva caratteristica del cavo non sostenuto
- Figura 9.3 – Pozzo opera di presa (Z=-290m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5
- Figura 9.4 – Pozzo Piezometrico (Z=-295m): sforzo normale agente sul rivestimento  $N_{max}=0.6$  MN/m e sulle bullonature  $N_{max}=38$  kN
- Figura 9.5 – Pozzo Piezometrico (Z=-265m): curva caratteristica del cavo non sostenuto
- Figura 9.6 – Pozzo opera di presa (Z=-265m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5
- Figura 9.7 – Pozzo Piezometrico (Z=-265m): sforzo normale agente sul rivestimento  $N_{max}=1.34$  MN/m e sulle bullonature  $N_{max}=62$  kN
- Figura 9.8 – Pozzo Piezometrico (Z=-255m): curva caratteristica del cavo non sostenuto
- Figura 9.9 – Pozzo opera di presa (Z=-255m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5
- Figura 9.10 – Pozzo Piezometrico (Z=-255m): sforzo normale agente sul rivestimento  $N_{max}=0.7$  MN/m e sulle bullonature  $N_{max}=32$  kN
- Figura 9.11 – Pozzo Piezometrico (Z=-235m): curva caratteristica del cavo non sostenuto
- Figura 9.12 – Pozzo opera di presa (Z=-235m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5
- Figura 9.13 – Pozzo Piezometrico (Z=-235m): sforzo normale agente sul rivestimento  $N_{max}=1.81$  MN/m e sulle bullonature  $N_{max}=91$  kN
- Figura 10.1 – Caverna del Pozzo Piezometrico: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione (Sez. tipo C\_Piez)
- Figura 10.2 – Caverna del Pozzo Piezometrico: curva caratteristica del cavo non sostenuto
- Figura 10.3 – Caverna del Pozzo Piezometrico: raggio plastico, spostamenti e deformata all'ultimo step dell'analisi statica
- Figura 11.4 – Caverna del Pozzo Piezometrico: incremento delle plasticizzazioni e degli spostamento durante la fase sismica
- Figura 11.5 – Caverna del Pozzo Piezometrico: sollecitazioni sul rivestimento e sui chiodi all'ultimo step dell'analisi statica
- Figura 11.5 – Caverna del Pozzo Piezometrico: sollecitazioni sul rivestimento e sui chiodi all'ultimo step dell'analisi sismica
- Figura 10.7 – Caverna del Pozzo Piezometrico: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione è stata redatta per conto di FROSIO NEXT S.r.l. nell'ambito del progetto per approvazione di un sistema di accumulo idroelettrico situato nel comune di Villarosa (EN). L'impianto in progetto prevede la realizzazione di un bacino artificiale a monte dell'esistente invaso di Villarosa e di un impianto di pompaggio delle acque del lago verso il nuovo bacino.

In particolare, la presente relazione ha per oggetto le analisi di progetto e verifica dei diversi pozzi verticali e delle relative caverne di accesso previste 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 nel giugno 2022. Il Capitolo 5 riporta una breve descrizione degli interventi in progetto e dei materiali da costruzione previsti, il Capitolo 6 illustra le strategie di analisi impiegate ed infine nei Capitoli 7 - 10 sono esposti i risultati delle analisi numeriche di progetto e delle verifiche previste dalla normativa vigente condotte per i pozzi previsti dal progetto.

## 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 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

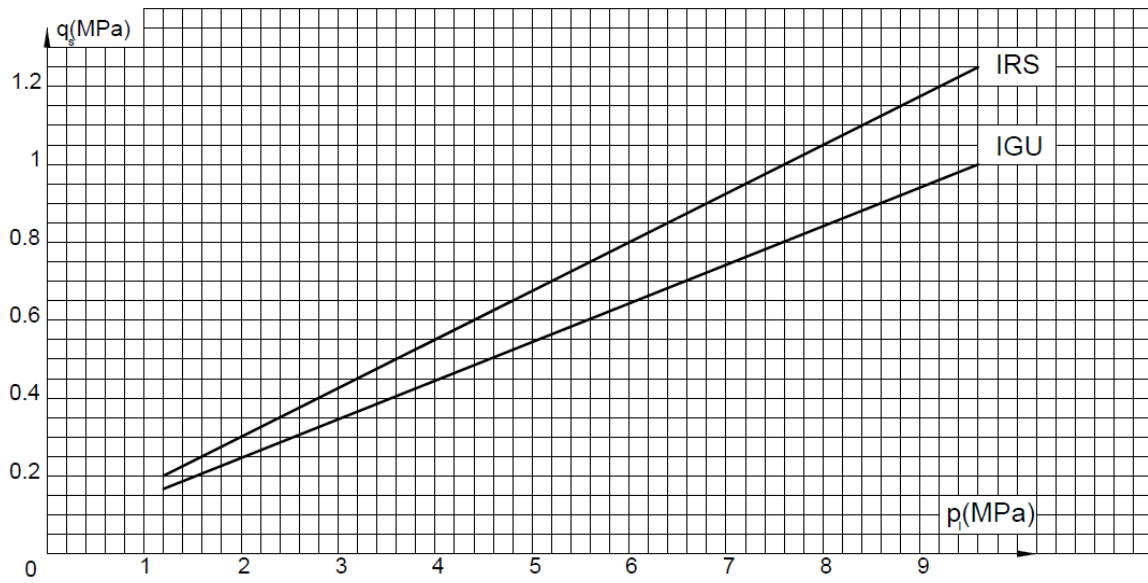
$\gamma_{Ra,p}$  = 1.20 coefficiente parziale per tiranti permanenti = R3.

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**

Le simulazioni numeriche sono state effettuate tramite il codice di calcolo Phase2 Versione 8.024 della Rocscience Inc. Tale software risulta largamente impiegato a livello globale e di comprovata validità nell'ambito della progettazione geotecnica.

## 4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

Il presente capitolo riporta un breve inquadramento dal punto di vista geologico, geotecnico e sismico relativo alla sola zona in cui risulta ubicata la centrale in caverna. Per una trattazione più esaustiva si rimanda ai seguenti elaborati:

- 1388-A-CT-R-01 - Relazione geologica generale
- 1388-A-GD-R-01 - Relazione geotecnica generale
- 1388-A-GD-R-02 - Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo.

### 4.1 Caratterizzazione geologica

Dagli stralci della sezione geologica interpretativa, riportati di seguito, è possibile osservare che:

- il pozzo dell'opera di presa al bacino di monte attraverserà, a partire della sua sommità (situata a circa 10 m di profondità dall'attuale piano campagna), le seguenti unità:
  - depositi lacustri (LAC) per uno spessore massimo pari a circa 10 m
  - calcareniti di Capodarso (ENNb) per uno spessore massimo pari a circa 100 m
  - Marne di Enna (ENNa) per uno spessore massimo pari a circa 120 m
  - Gessi (GTL2) appartenenti alla serie evaporitica, a partire da una profondità di circa 230 m fino a fondo pozzo
- il pozzo piezometrico attraverserà a partire della sua sommità (situata a circa 205 m di profondità dall'attuale piano campagna), le seguenti unità:
  - Marne di Enna (ENNa) per uno spessore massimo pari a circa 30 m
  - Trubi (TRB) per uno spessore massimo pari a circa 20 m
  - Gessi (GTL2) appartenenti alla serie evaporitica, a partire da una profondità di circa 255 m fino a fondo pozzo
- la caverna del pozzo piezometrico, collocata in sommità al pozzo e dalla quale si procederà allo scavo del medesimo, interesserà unicamente l'unità delle Marne di Enna (ENNa)
- il pozzo paratoie, posto in prossimità del lago di Villarosa attraverserà, a partire della sua sommità, le seguenti unità:
  - Formazione di Terravecchia (TRVa) per uno spessore massimo pari a circa 25 m
  - Argille Varicolori (AV) dai 25 m di profondità fino a fondo pozzo.

È bene precisare però come allo stato attuale delle conoscenze esista un margine di incertezza circa gli spessori delle formazioni presenti in profondità. L'assetto geologico-strutturale dell'area su cui sorgerà il bacino di monte e su cui verranno realizzate la condotta forzata verticale e le due caverne è stato calibrato sulla base del sondaggio VLL\_03 spinto alla profondità di 40 m dal p.c. Allo stato attuale delle conoscenze, al di sotto dei 40 m di profondità, gli spessori di ENNa, ENNb e l'occorrenza della Serie Evaporitica, sono

solamente ipotizzati sulla base delle evidenze di superficie dell'area su cui è stato esteso il rilevamento geologico.

Nelle successive fasi di progettazione risulterà comunque essenziale svolgere un'accurata campagna di indagini volta a definire l'effettiva potenza di ciascuna formazione costituente la successione stratigrafica fino alla massima profondità raggiunta dalle opere in progetto.

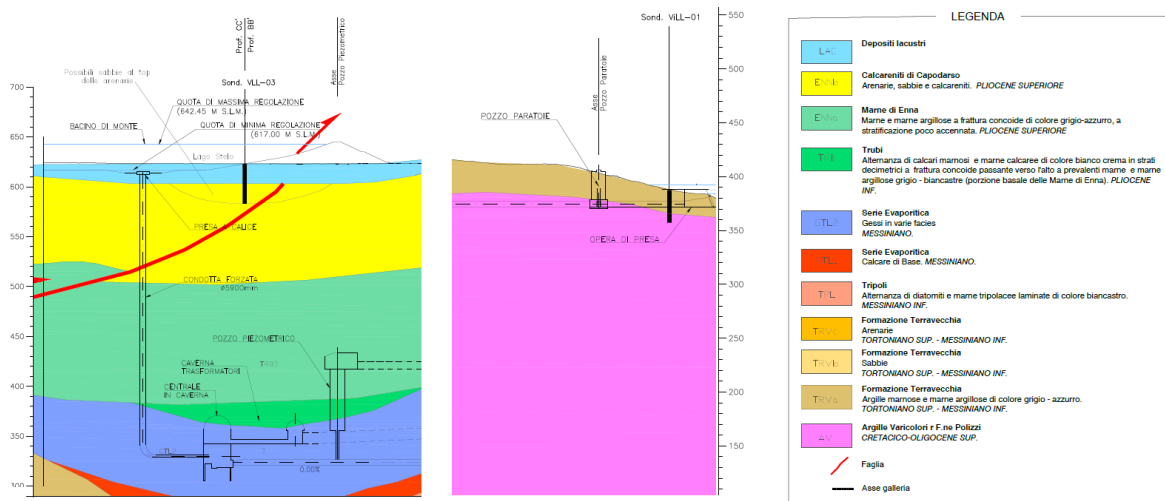


Figura 4.1 – Sezioni geologiche in corrispondenza del bacino di monte e del bacino di valle

## 4.2 Caratterizzazione geotecnica

Le diverse unità geologiche illustrate al paragrafo precedente 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 sui dati finora raccolti durante le campagne di indagini effettuate nel giugno 2022. Come meglio illustrato nella Relazione Geotecnica Generale (1388-A-GD-R-01), cui si rimanda per ulteriori approfondimenti, le indagini finora effettuate hanno permesso di svolgere una prima caratterizzazione geotecnica relativa solamente alle unità effettivamente riscontrate nei sondaggi geognostici. Per le ulteriori unità previste dall'inquadramento geologico, ma non direttamente riscontrate in sito, è stata svolta una caratterizzazione geotecnica basata su dati di letteratura.

I parametri geotecnici assunti in sede di progetto, per ciascuna unità, sono riassunti nella tabella riportata di seguito, ovviamente tali parametri dovranno essere confermati nelle successive fasi di progettazione da ulteriori indagini volte a caratterizzare in maniera più rigorosa i terreni presenti in sito.

Tabella 4.1 – Unità LAC: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Mohr-Coulomb

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E$ (MPa)
18.5	15	30	2.5

Tabella 4.2 – Unità ENNb: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Mohr-Coulomb

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E$ (MPa)
19	9	34	52+0.5*z

Tabella 4.3 – ENNa: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Hoek-Brown

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	$m_b$	$s$	$a$	$\nu$	MR	$E_i$ (MPa)	$E_d$ (MPa)
24	55	20	4	0.802	0.0067	0.504	0.30	250	5000	2041.4

Tabella 4.4 – Unità GTL2: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Hoek-Brown

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	$m_b$	$s$	$a$	$\nu$	MR	$E_i$ (MPa)	$E_d$ (MPa)
21	50	20	8	1.341	0.0039	0.506	0.30	950	19000	5836.5

Tabella 4.5 – Unità TRB: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Hoek-Brown

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	$m_b$	$s$	$a$	$\nu$	MR	$E_i$ (MPa)	$E_d$ (MPa)
24	55	25	7	1.403	0.0067	0.504	0.30	1000	25000	10207

Tabella 4.6 – Unità TRVa: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Mohr-Coulomb

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E$ (MPa)
19 - 21	10 - 100	17- 26	30 - 700

Tabella 4.7 – Unità AV: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità secondo Mohr-Coulomb

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E$ (MPa)
18 - 22	18 - 100	20 - 40	25 - 1485

### 4.3 Caratterizzazione sismica

La zona che ospiterà l'impianto risulta soggetta ad un modesto rischio sismico. Tuttavia, considerata l'importanza dell'opera in progetto, si è valutato di tener conto

dell'azione sismica di progetto per il predimensionamento dei rivestimenti delle principali opere sotterranee quali le caverne.

Come illustrato nella *Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo*, cui rimanda per ulteriori dettagli, gli effetti tensionali e deformativi dovuti all'evento sismico sono stati considerati mediante una analisi semplificata di tipo pseudo-statico in cui si è applicato il *Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero*. Tale metodo consente di simulare gli effetti di ovalizzazione del cavo in direzione trasversale mediante l'applicazione di uno spostamento a farfalla sui bordi del modello, come indicato in Figura 4.2.

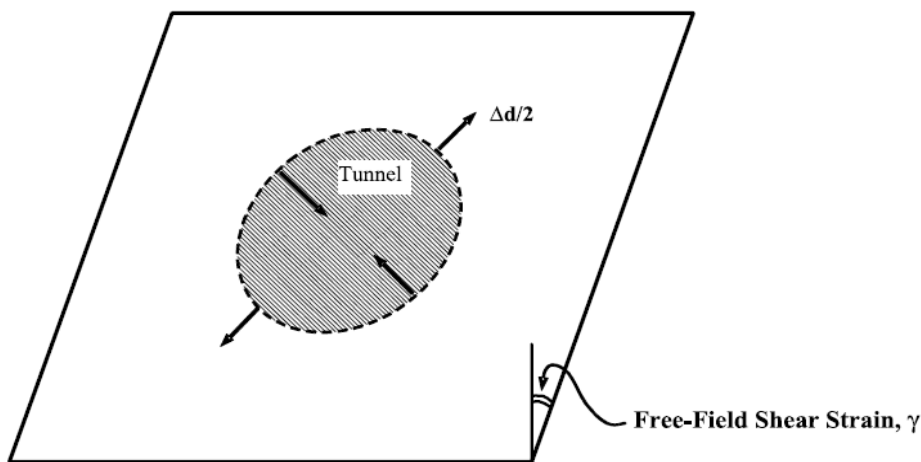


Figura 4.2 – Applicazione delle deformazioni di taglio sui bordi del modello per l'applicazione del Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero

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

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

#### Caverna del Pozzo Piezometrico

- metodo di calcolo dell'azione pseudo-statica: Free-field shear deformation method
- vita nominale:  $V_N = 100$  anni
- classe d'uso: classe IV  $C_U=2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_N * C_U = 100*2.0 = 200$  anni
- Magnitudo prevista: 6.04
- Distanza dalla sorgente prevista: < 48.6 km

- accelerazione massima orizzontale attesa (SLV):  $a_g = 0.135 \text{ g}$
- coefficiente amplificativo per la categoria di sottosuolo:  $S=1.0$
- copertura caverna = 300 m
- Coefficiente riduttivo dell'accelerazione del terreno con la profondità del tunnel:  $C = 0.7$
- accelerazione di picco riferita alla profondità del manufatto:  $a_{z,\max} = S \cdot C \cdot a_g = 1.0 \cdot 0.7 \cdot 0.135 \text{ g} = 0.0945 \text{ g}$
- rapporto tra velocità di picco ed accelerazione di picco:  $k=102 \text{ s}$
- velocità di picco al suolo:  $V_s = 0.096 \text{ m/s}$
- velocità apparente di propagazione delle onde S:  $C_s = 2000 \text{ m/s}$
- massima deformazione di taglio:  $\gamma_{\max} = 0.00005 \text{ m/m}$
- dimensioni lato scatola di taglio del modello:  $h_{\text{mod}} = 96 \text{ m}$
- spostamento massimo da applicare al modello:  $\Delta x = 0.0024 \text{ m}$

Le formule applicate sono riepilogate di seguito:

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

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

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

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

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



## 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.



Figura 5.1 – Profilo in asse alla via d'acqua

### 5.1 Opera di presa al bacino di monte

La galleria idraulica, come mostrato nell'immagine precedente, ha origine al di sotto del bacino di monte ed è collegata con quest'ultimo per mezzo di un pozzo verticale che costituisce l'opera di presa dell'impianto (Figura 5.2).

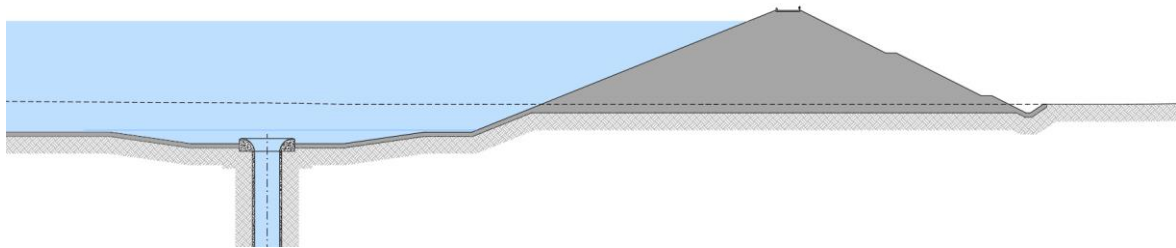


Figura 5.2 – Opera di presa al bacino di monte

Il pozzo ubicato in corrispondenza dell'opera di presa si presenta con le seguenti geometrie:

- Altezza totale:  $\approx 290.00$  m
- diametro virole metalliche: 5.90 m
- spessore calcestruzzo per l'inghisaggio delle virole metalliche: 0.25 m
- tipologia di rivestimento:
  - per i primi 110 m circa, in cui il pozzo attraversa i depositi lacustri (LAC) e le sabbie appartenenti alla formazione ENNb, in considerazione della natura dei materiali interessati dallo scavo e della ipotetica presenza di una fal-

da (non rilevata nei sondaggi eseguiti) risulta imprescindibile realizzare, preventivamente allo scavo, un rivestimento adeguato sia dal punto di vista strutturale sia dal punto di vista idraulico, in modo di garantire lo scavo in sicurezza dell'opera in oggetto. Nel presente progetto si è ipotizzato un rivestimento dello spessore efficace di 0.70 m da realizzare tramite pali compenetrati del diametro di 1.00 m.

- superata tale profondità viene raggiunto il substrato costituito dalle marne di Enna (ENNa) ed infine, negli ultimi 55 m circa, il pozzo risulta immerso nei gessi della serie evaporitica (GTL2). In corrispondenza di tali litologie si è ipotizzato di proseguire lo scavo a fondo cieco realizzando un rivestimento costituito da calcestruzzo proiettato e centine o in alternativa calcestruzzo proiettato e chiodi, in funzione delle condizioni dell'ammasso.

Qualora in corrispondenza degli strati profondi si riscontrassero delle eventuali vene locali di acqua, legate a zone maggiormente fratturate dell'ammasso o a eventuali fenomeni carsici localizzati nell'ammasso gessoso, si interverrà con delle iniezioni di impermeabilizzazione localizzate.

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 tre sezioni tipologiche di rivestimento al fine di garantire la stabilità del cavo durante l'avanzamento ed in esercizio.

#### *5.1.1 Sezione tipo P\_Pre1*

La sezione tipo P\_Pre1 (Figura 5.3) è prevista nei primi 110 m circa di avanzamento del pozzo costituente l'opera di presa di monte e dunque in corrispondenza delle unità LAC e ENNb.

Il rivestimento previsto dal progetto per tale sezione tipo risulta costituito da una serie di pali compenetrati del diametro di 1.00 m ed aventi interasse pari a 0.70 m in modo da realizzare uno spessore efficace del rivestimento pari a 0.70 m.

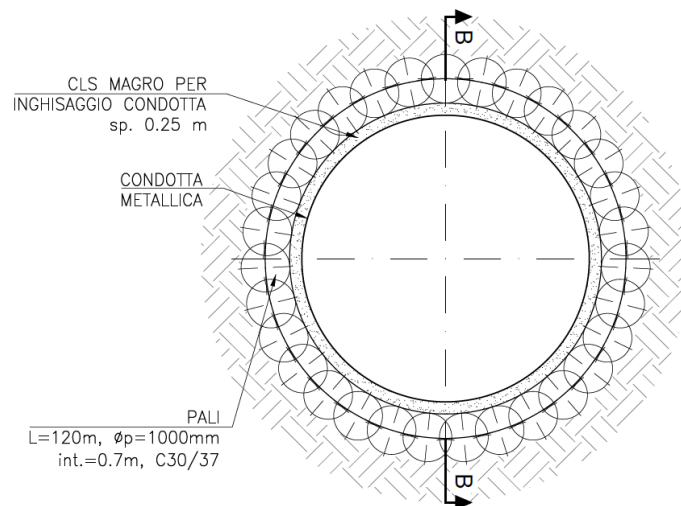


Figura 5.3 – Sezione tipo P\_Pre1

### 5.1.2 Sezione tipo P\_Pre2

La sezione tipo P\_Pre2 (Figura 5.4) è prevista nel tratto di attraversamento delle unità ENNa e GTL2 M.

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

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con rete elettrosaldata avente spessore pari a 20 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo GewiPLUS S670/800,  $\phi=25\text{mm}$ ,  $L= \text{var. } 3 \text{ m} \div 4 \text{ m}$ , collocate con maglia  $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$

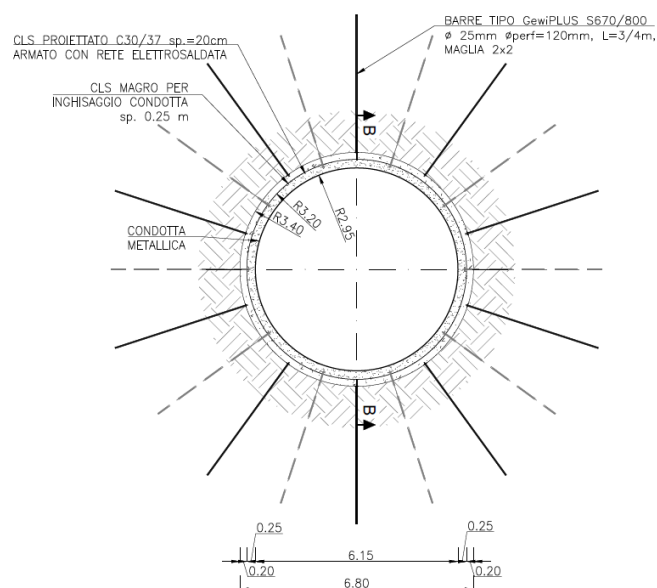


Figura 5.4 – Sezione tipo P\_Pre2

### 5.1.3 Sezione tipo P\_Pre3

La sezione tipo P\_Pre3 (Figura 5.5) è prevista limitatamente ai tratti in cui l'ammasso roccioso risulta notevolmente fratturato o attraversato da zone di disturbo tettonico.

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

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata avente spessore pari a 30 cm
- centine accoppiate del tipo HEB 180 in acciaio S275 e con interasse longitudinale pari ad 1.00 m

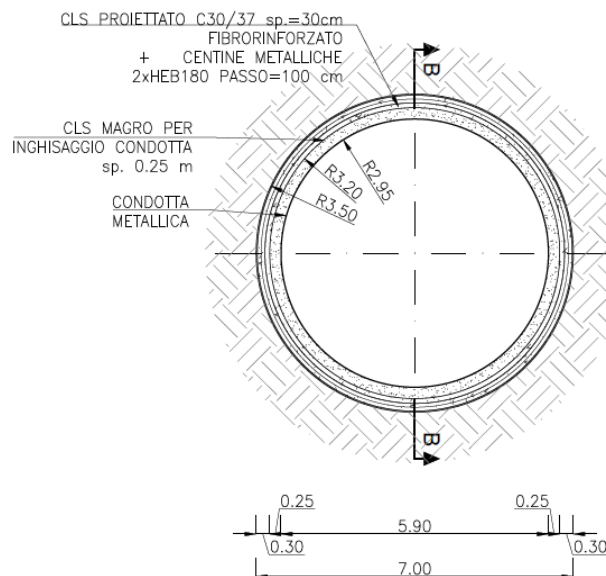


Figura 5.5 – Sezione tipo P\_Pre3

## 5.2 Pozzo Paratoie

Il Pozzo Paratoie (Figura 5.7), come mostrato in Figura 5.1, si trova in prossimità del bacino di valle.

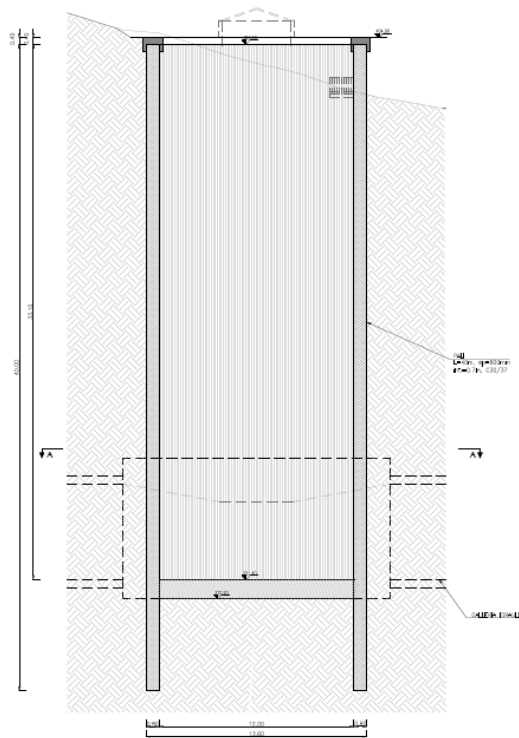


Figura 5.6 – Pozzo Paratoie

L'opera si presenta con le seguenti geometrie:

- altezza:  $\approx 35$  m
- diametro interno: 12.00 m
- tipologia di rivestimento:
  - per i primi 25 m circa il pozzo attraversa l'unità TRVa per poi intestarsi nell'unità AV, in considerazione della natura dei materiali interessati dallo scavo e della ipotetica presenza di una falda (non rilevata nei sondaggi eseguiti) risulta imprescindibile realizzare, preventivamente allo scavo, un rivestimento adeguato sia dal punto di vista strutturale sia dal punto di vista idraulico, in modo di garantire lo scavo in sicurezza dell'opera in oggetto. Nel presente progetto si è ipotizzato un rivestimento dello spessore efficace di 0.50 m da realizzare tramite pali compenetrati del diametro di 0.80 m.

Le indagini condotte non hanno evidenziato la presenza di zone tettonizzate in corrispondenza della posizione in cui si intende ubicare il Pozzo Paratoie.

### 5.2.1 Sezione tipo P\_Par

Per entrambe le litologie attraversate il rivestimento sarà costituito da una serie di pali compenetrati del diametro di 0.80 m ed aventi interasse pari a 0.60 m in modo da realizzare uno spessore efficace del rivestimento pari a 0.50 m.

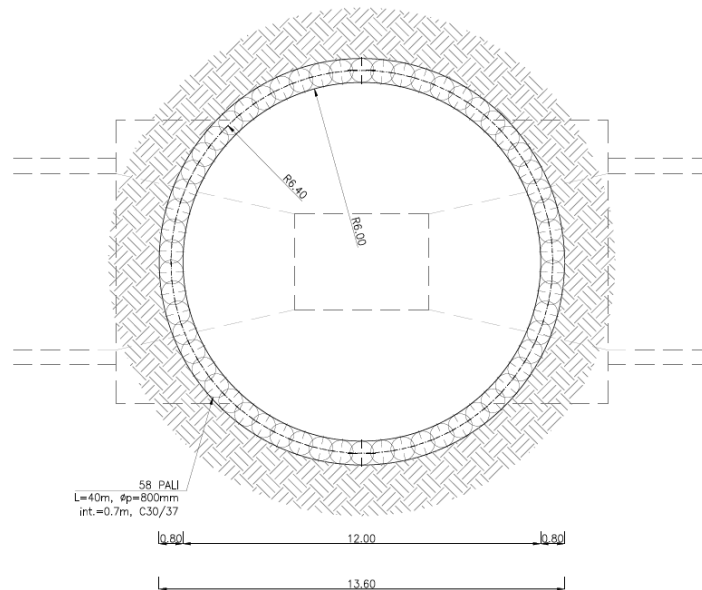


Figura 5.7 – Sezione tipo P\_Par

### 5.3 Pozzo Piezometrico

Il Pozzo Piezometrico (Figura 5.8), come mostrato in Figura 5.1, si trova immediatamente a valle della centrale in caverna e della SSE.

L'opera ha un'altezza complessiva di circa 91 m e risulta composta da due tratti con caratteristiche geometriche differenti, come dettagliato nel seguito.

#### Tratto superiore del Pozzo Piezometrico:

- altezza: 61 m
- diametro interno: 15.00 m
- spessore rivestimento definitivo: 0.50 m
- Spessore rivestimento di prima fase: 0.20 m
- diametro esterno: 16.40 m

#### Tratto inferiore del Pozzo Piezometrico:

- altezza:  $\approx$  30.00 m
- diametro virole metalliche: 2.60 m
- spessore calcestruzzo per l'inghisaggio delle virole metalliche: 0.25 m
- spessore rivestimento: 0.20 m
- diametro esterno: 3.50 m

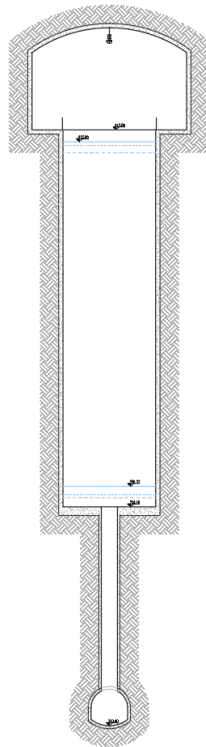


Figura 5.8 – Pozzo Piezometrico

Come si è visto nel capitolo precedente, il pozzo interesserà le unità ENNa, TRB e GTL2. In considerazione della natura di tali unità 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 5.9) il rivestimento sarà costituito dai seguenti elementi strutturali:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con rete elettrosaldata avente spessore pari a 20 cm;
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800,  $\phi=25\text{mm}$ ,  $L=3\text{ m}$  e collocate con maglia  $2\text{ m} \times 2\text{ m}$

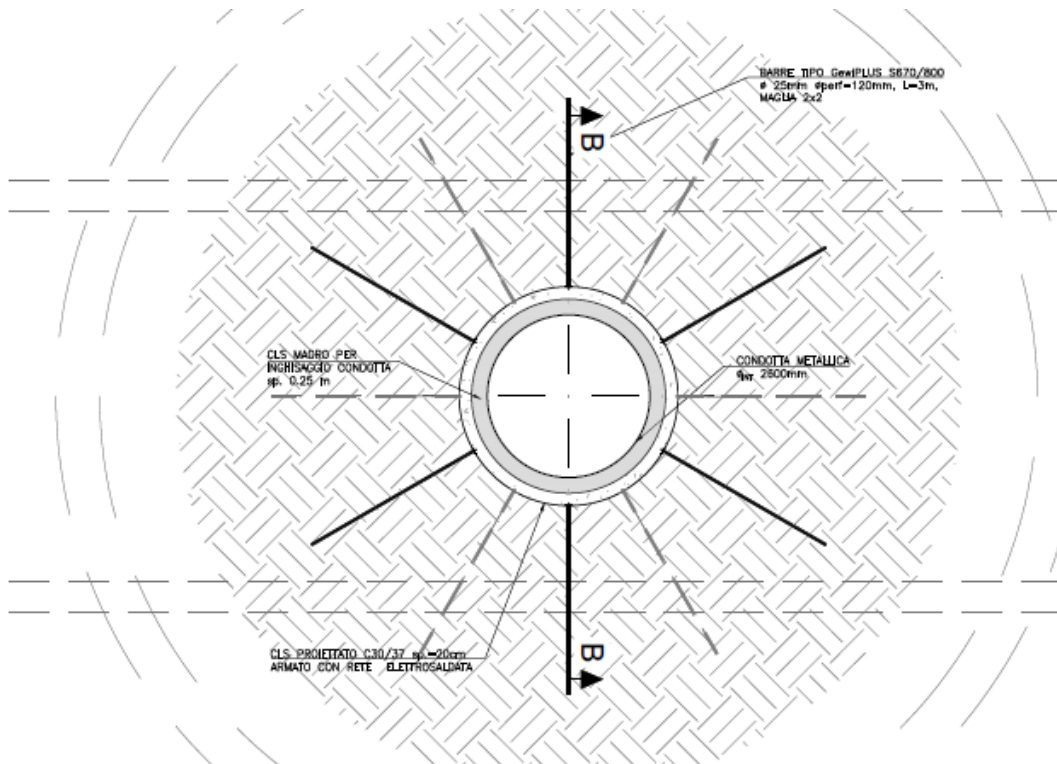


Figura 5.9 – Sezioni tipo P\_Piez1

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

Per il tratto superiore del Pozzo Piezometrico (Figura 5.10) 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 20 cm di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con rete elettrosaldata e di chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo GewiPLUS S670/800,  $\phi=25\text{mm}$ ,  $L= \text{var. } 4 - 6 \text{ m}$ , collocate con maglia 2.0 m x 2.0 m;
- qualora l'ammasso roccioso si presentasse intensamente fratturato o con parametri di resistenza particolarmente scadenti (sezione tipo P\_Piez3) si prevede la posa di uno strato di 20 cm di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata e di centine accoppiate del tipo HEB 180 con interasse longitudinale pari ad 1.00 m;
- A completamento dell'opera si procederà con il getto del rivestimento definitivo dello spessore di 50 cm da realizzarsi con calcestruzzo armato di classe C30/37.



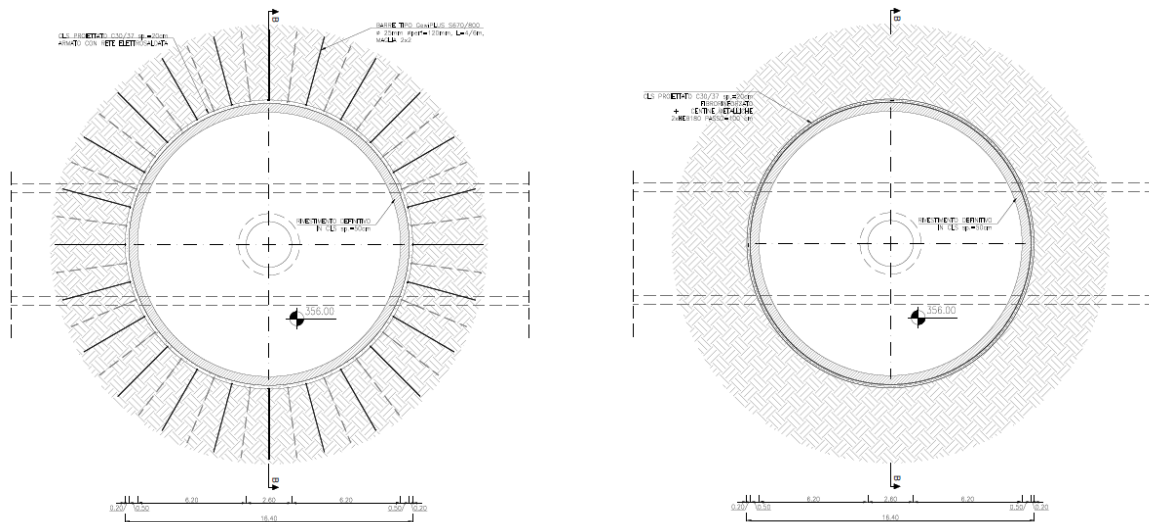


Figura 5.10 – Sezioni tipo P\_Piez2 e P\_Piez3

### 5.3.3 Caverna del Pozzo Piezometrico

In cima al Pozzo Piezometrico è ubicata la caverna del Pozzo Piezometrico (Figura 5.11) avente dimensioni in pianta pari a 33.0 m x 25.0 m, un'altezza massima pari a circa 16.5 m e una copertura pari a circa 190 m. Il progetto della caverna prevede un rivestimento costituito da:

- 30 cm di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con rete elettrosaldata e di chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800,  $\phi=30$  mm, L = var. 10 m ÷ 15 m, collocate con maglia 2.0 m x 2.0 m;

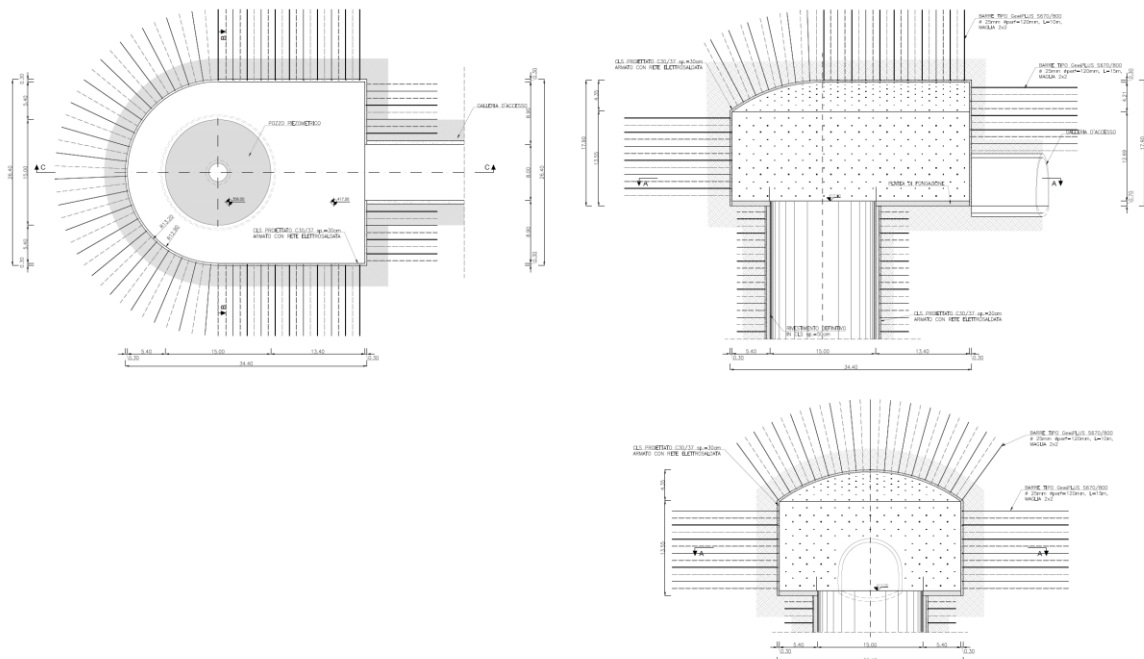


Figura 5.11 – Caverna del Pozzo Piezometrico

## 5.4 Materiali

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

### Calcestruzzo per rivestimento definitivo gettato in opera

classe di resistenza	C 30/37
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} \geq 17.00 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 32800 \text{ MPa}$

### Calcestruzzo proiettato fibrorinforzato

classe di resistenza	C 30/37
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} \geq 17.00 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 30000 \text{ MPa}$
dosaggio fibre	$\geq 30 \text{ kg/m}^3$

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

### Chiodi da roccia

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	$f_{p0.2k} \geq 670 \text{ N/mm}^2$

## 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 nei capitoli seguenti.

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

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

La simulazione delle diverse fasi di scavo e costruzione è stata condotta 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. Nel caso della Caverna del Pozzo Piezometrico, considerata l'elevata copertura della stessa, il modello non è stato esteso fino al piano campagna, ma si è tenuto conto del reale carico geostatico definendo nel software la copertura voluta.

Le strutture costituenti il rivestimento delle opere, realizzato in calcestruzzo proiettato eventualmente armato con centine, 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.

Per quanto concerne l'applicazione delle forzanti di tipo sismico si sono adottati i criteri illustrati di seguito:

- pozzi verticali: in considerazione della modestissima sismicità del sito, della tipologia di opere e della geometria delle stesse si è ritenuta trascurabile la forzante di tipo sismico nel dimensionamento dei rivestimenti
- caverna di accesso al Pozzo Piezometrico: in considerazione della tipologia di opera e della complessa geometria della stessa si è ritenuto di considerare nelle analisi la forzante di tipo sismico, nonostante la modestissima sismicità del sito.

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

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

## 7. OPERA DI PRESA AL BACINO DI MONTE

Come si è visto al Paragrafo 5.1 della presente relazione il pozzo che costituisce l'opera di presa di monte ha uno sviluppo pari a circa 290 m ed attraversa nell'ordine le seguenti unità geotecniche:

- LAC per i primi 10 m circa,
- ENNb tra i 10 m ed i 110 m da testa pozzo,
- ENNa tra i 110 m ed i 230 m da testa pozzo,
- GTL2 a partire da una profondità di circa 230 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 diverse profondità. I modelli posti a diversa profondità risultano tra loro pressoché identici e differiscono solamente per le tensioni geostatiche imposte come condizione al contorno e per le proprietà geotecniche dei diversi materiali attraversati dall'opera.

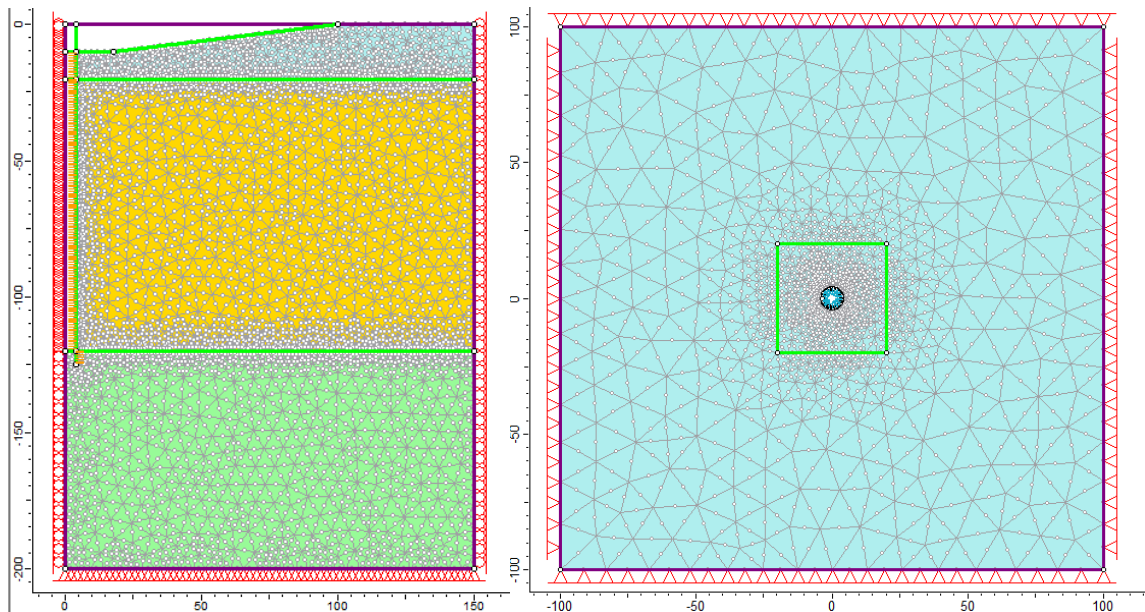


Figura 7.1 – Pozzo opera di presa: Geometrie del modello assialsimmetrico e del modello piano relative all'ultimo step della simulazione

Poiché gli sforzi interni dovuti al carico idraulico vengono completamente assorbiti dalle virole metalliche il rivestimento dell'opera viene dimensionato esclusivamente in fun-

zione dei carichi esterni. 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 Porzione superiore del pozzo: analisi dei risultati

Come si è detto per il primi 110 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.

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 5.1.

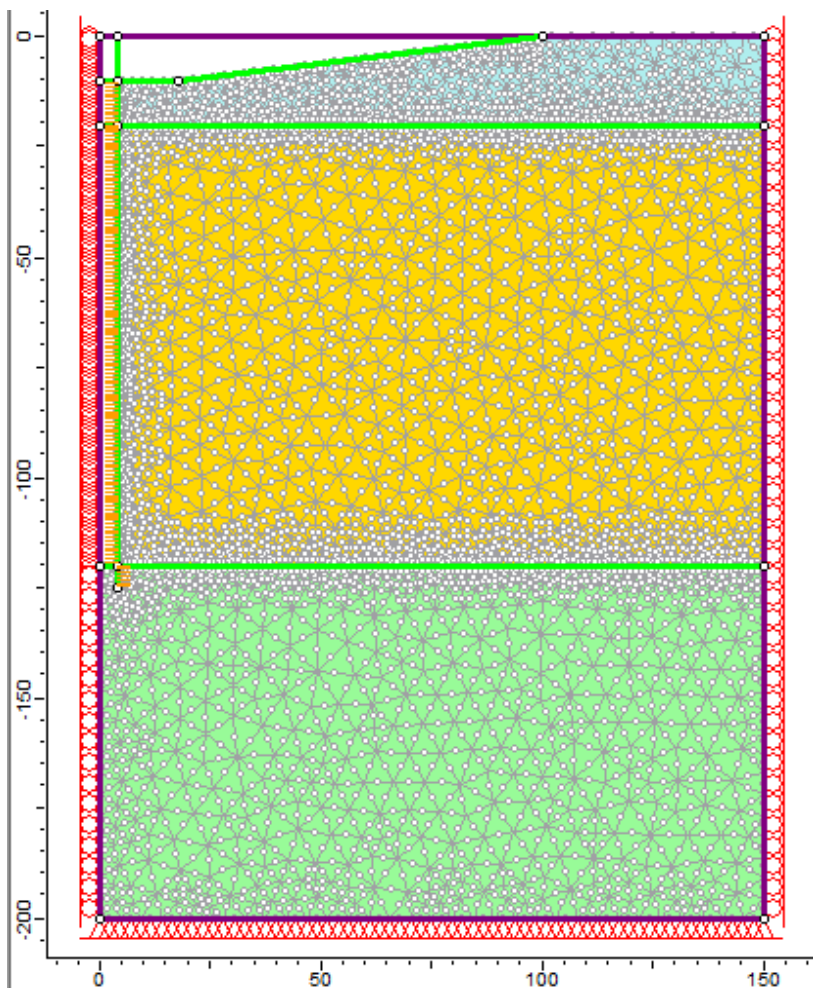


Figura 7.2 – Pozzo opera di presa (parte sommitale): Geometria del modello numerico per le analisi assialsimmetriche relative all'ultimo step della simulazione

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 - Scavo del bacino fino al raggiungimento della quota di testa pozzo
- STEP4 - Posa in opera delle pareti di rivestimento 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 7.5).

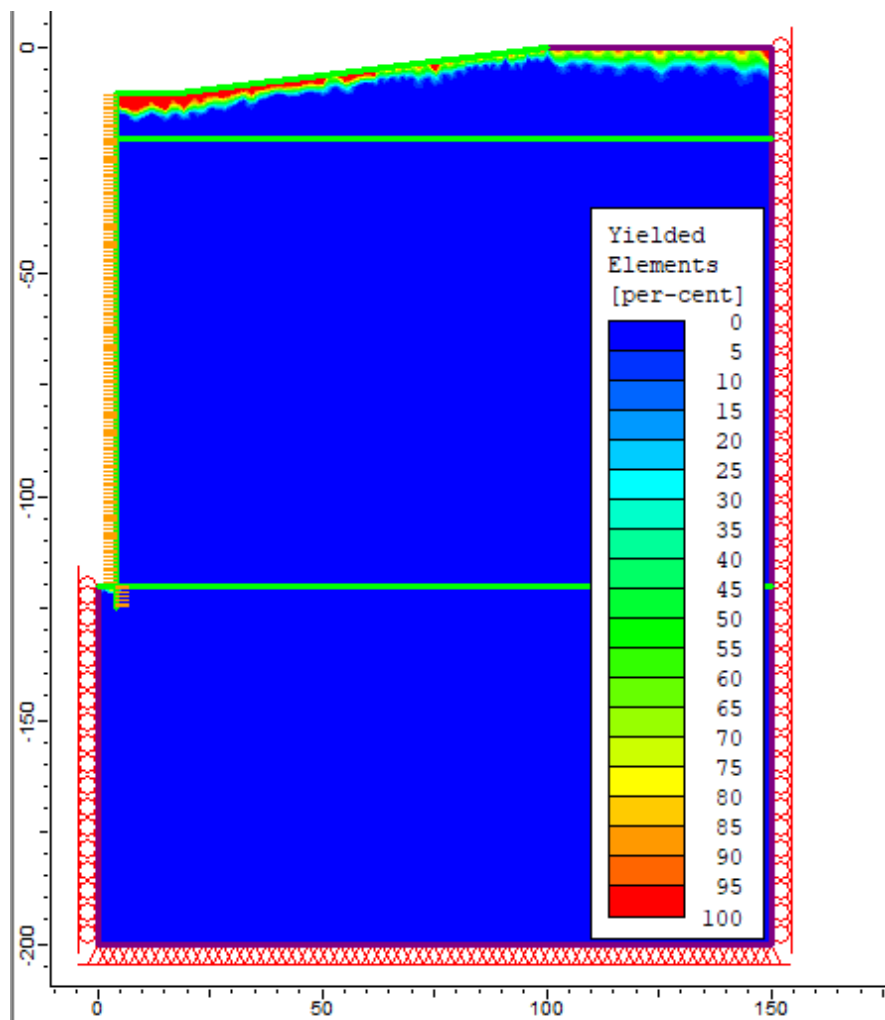


Figura 7.3 – Pozzo opera di presa (parte sommitale): estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

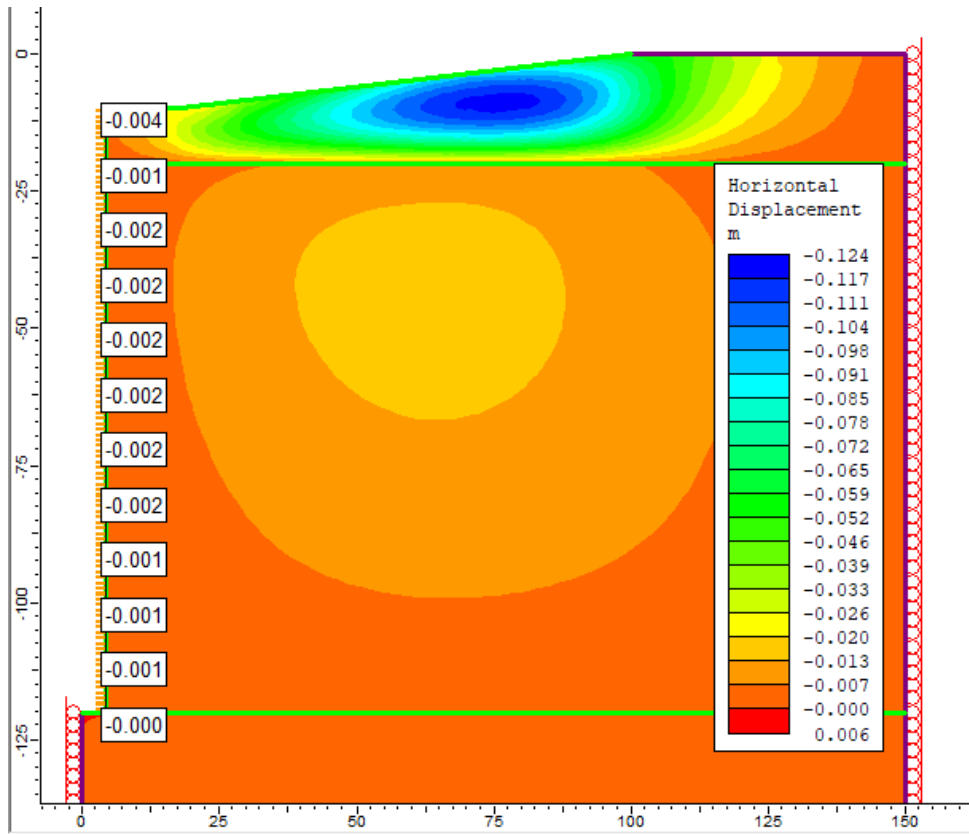


Figura 7.4 – Pozzo opera di presa (parte sommitale): spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi

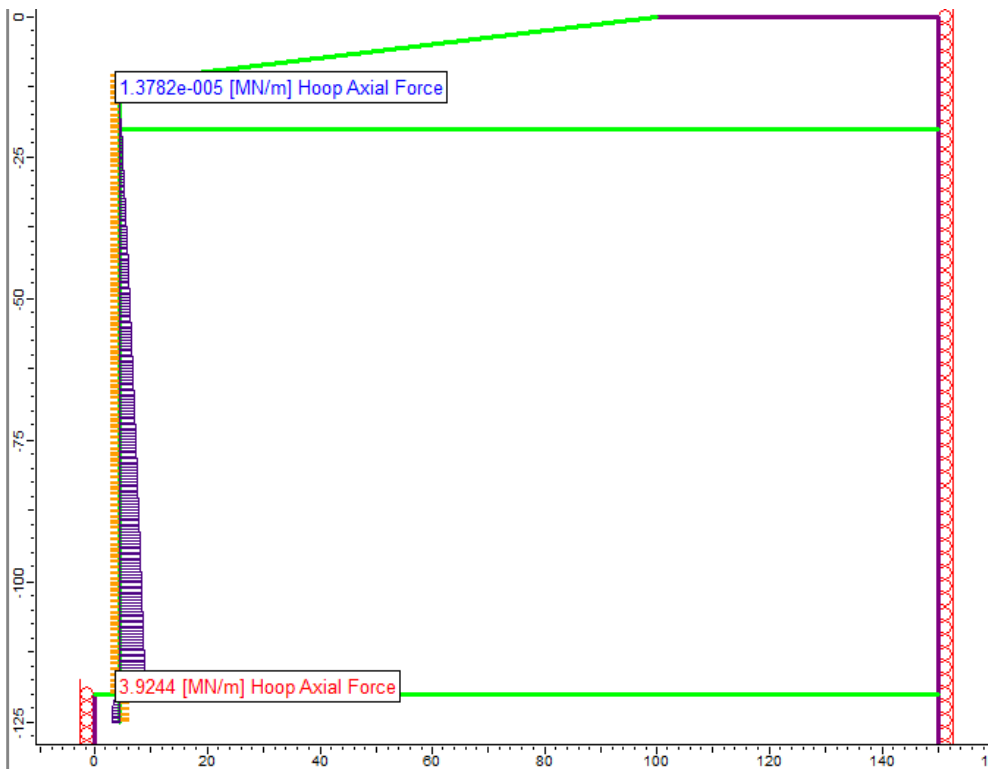


Figura 7.5 – Pozzo opera di presa (parte sommitale): sforzo normale circonferenziale step di analisi



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 del pendio.

Lo spostamento orizzontale calcolato dal modello risente della presenza del pendio, difatti gli spostamenti massimi vengono calcolati in corrispondenza dello stesso. Gli spostamenti massimi orizzontali calcolati in corrispondenza della parete del pozzo valgono circa 2 mm.

L'andamento dello sforzo normale circonferenziale evidenzia un picco pari a circa 3.9 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.

### *7.1.1 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\_Pre1, la quale presenta un rivestimento costituito da pali compenetrati del diametro di 1.00 m ed aventi interasse pari a 0.70 m in modo da realizzare uno spessore efficace del rivestimento pari a 0.70 m.

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:

$$N_k = 3.92 \text{ MN}$$

$$N_d = 5.10 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.70 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 10.19 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 17.00 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 10.19 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd}$  che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

## 7.2 Profondità di analisi: -235 m

Questo modello è rappresentativo delle condizioni di scavo attese nell'unità geotecnica ENNa. Al fine di massimizzare le azioni sollecitanti l'analisi è stata effettuata considerando la profondità massima attesa per tale formazione pari a circa 235 m.

### 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 statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

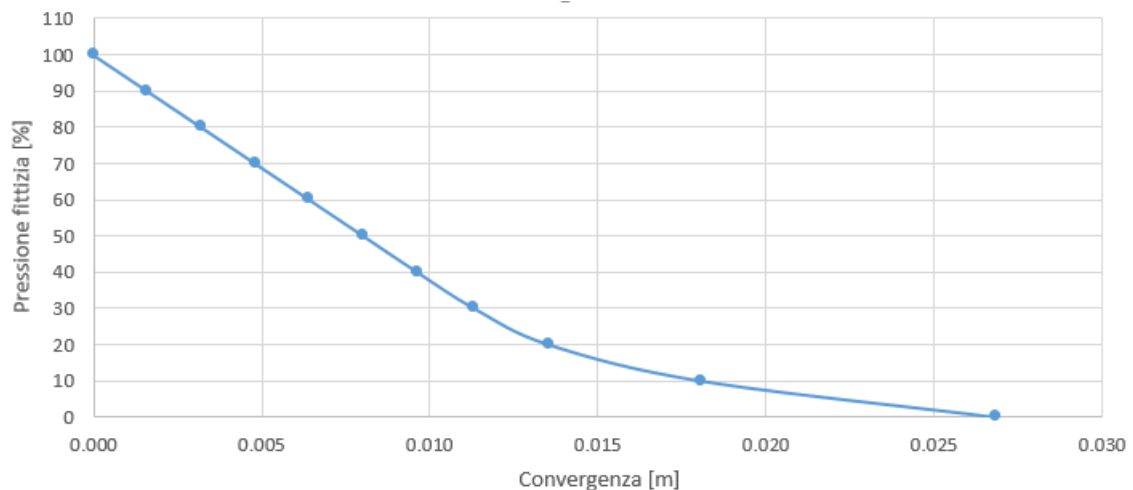


Figura 7.6 – Pozzo opera di presa (Z=-235m): curva caratteristica del cavo non sostenuto

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio pari all'80% delle forze agenti sul perimetro. Si registrano valori di convergenza nell'ordine dei 2.7 cm e la plasticizzazione dell'ammasso roccioso raggiunga i 2.7 m nel caso di scavo non sostenuto.

Sulla base delle analisi precedenti 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 in opera delle chiodature sistematiche sul contorno di scavo con rilascio tensionale parziale fino al 90% delle forze agenti
- STEP5 – Posa in opera del calcestruzzo proiettato con rilascio tensionale completo delle forze agenti

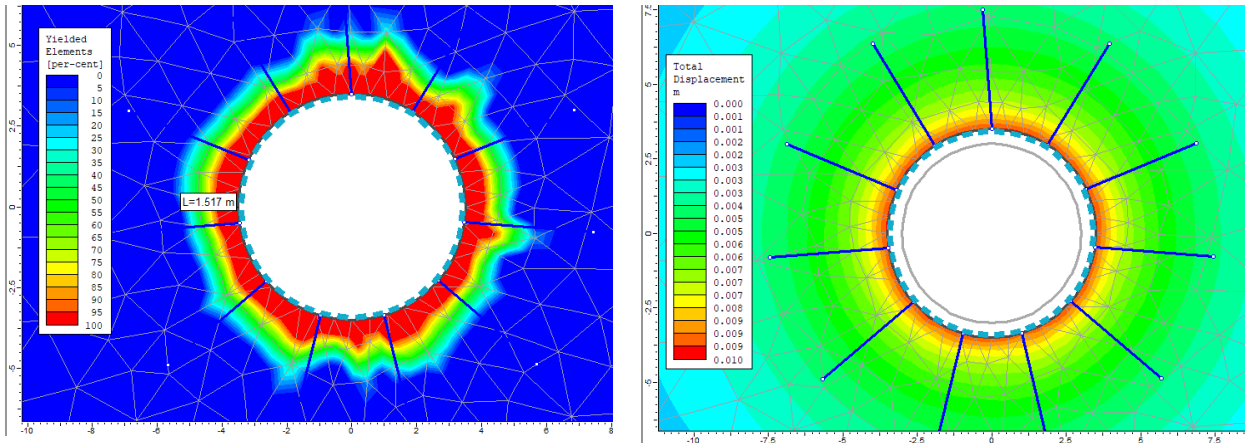


Figura 7.7 – Pozzo opera di presa (Z=-235m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5

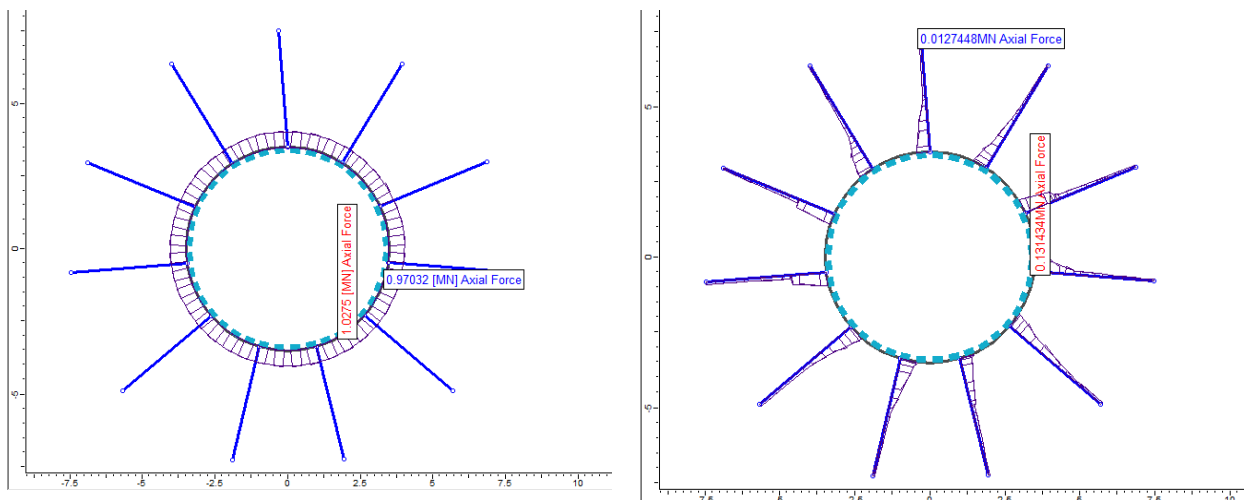


Figura 7.8 – Pozzo opera di presa (Z=-235m): sforzo normale agente sul rivestimento  $N_{max}=1$  MN/m e sulle chiodature  $N_{max}=131$  kN

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Le plasticizzazioni dell'ammasso roccioso appaiono contenute ed il raggio plastico raggiunge all'ultimo step di analisi il valore massimo di circa 1.5 m
- gli spostamenti massimi calcolati all'ultimo step di analisi in corrispondenza del contorno di scavo valgono circa 10 mm
- le sollecitazioni di compressione agenti sul rivestimento mostrano valori moderatamente elevati, mentre le sollecitazioni di trazione agenti sulle bullonature risultano contenute. In entrambi i casi le sollecitazioni risultano inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

### 7.2.2 Verifiche strutturali

Si riportano di seguito le verifiche strutturali effettuate sugli elementi di rivestimento dimensionati per la profondità di -235 m ed in funzione delle caratteristiche assegnate all'ammasso roccioso.

Per il tratto del pozzo in esame si prevede di impiegare la sezione tipo P\_Pre2, la quale presenta, nella sezione considerata, un rivestimento costituito da:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con rete elettrosaldata avente spessore pari a 20 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800,  $\phi=25\text{mm}$ ,  $L=4\text{ m}$ , collocate con maglia  $2\text{ m} \times 2\text{ m}$

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il momento flettente ed il taglio agenti mostrano valori trascurabili nonostante la presenza delle chiodature, pertanto il rivestimento può essere considerato soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti sul rivestimento:

$$N_k = 1.03 \text{ MN}$$

$$N_d = 1.34 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.20 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 6.70 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 17.00 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 6.70 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd}$  che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Le bullonature risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

$$N_k = 131 \text{ kN} \quad N_d = 170 \text{ kN.}$$

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 461 kN, mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 310 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

### 7.3 Profondità di analisi: -290 m

Questo modello è rappresentativo delle condizioni di scavo attese nell'unità geotecnica GTL2. Al fine di massimizzare le azioni sollecitanti l'analisi è stata effettuata considerando la profondità massima attesa per tale formazione pari a circa 290 m.

#### 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 statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

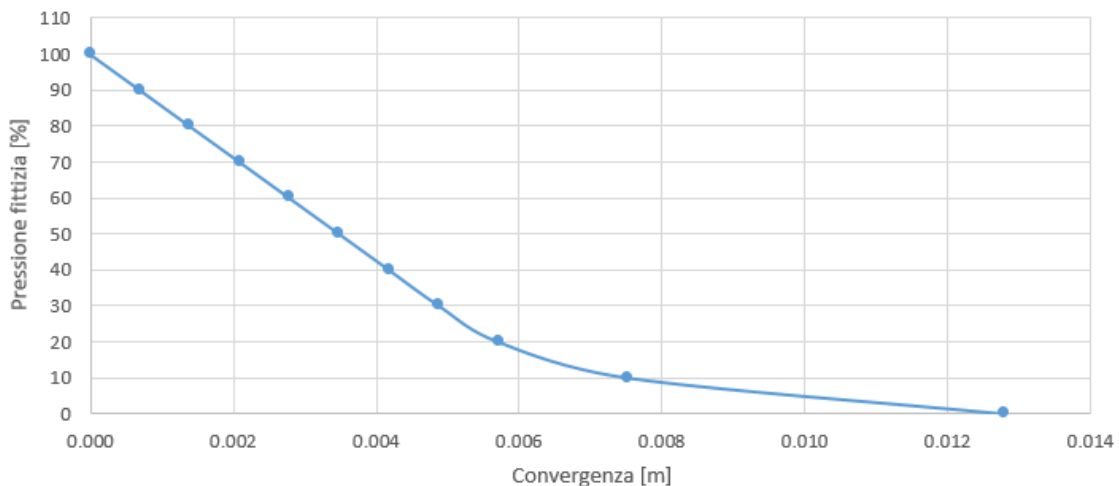


Figura 7.9 – Pozzo opera di presa (Z=-290m): curva caratteristica del cavo non sostenuto

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio pari all'80% delle forze agenti sul perimetro. Si registrano valori di convergenza nell'ordine di 1.3 cm e la plasticizzazione dell'ammasso roccioso raggiunge i 2.5 m nel caso di scavo non sostenuto.

Sulla base delle analisi precedenti 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 in opera delle chiodature sistematiche sul contorno di scavo con rilascio tensionale parziale fino al 90% delle forze agenti
- STEP5 – Posa in opera del calcestruzzo proiettato con rilascio tensionale completo delle forze agenti

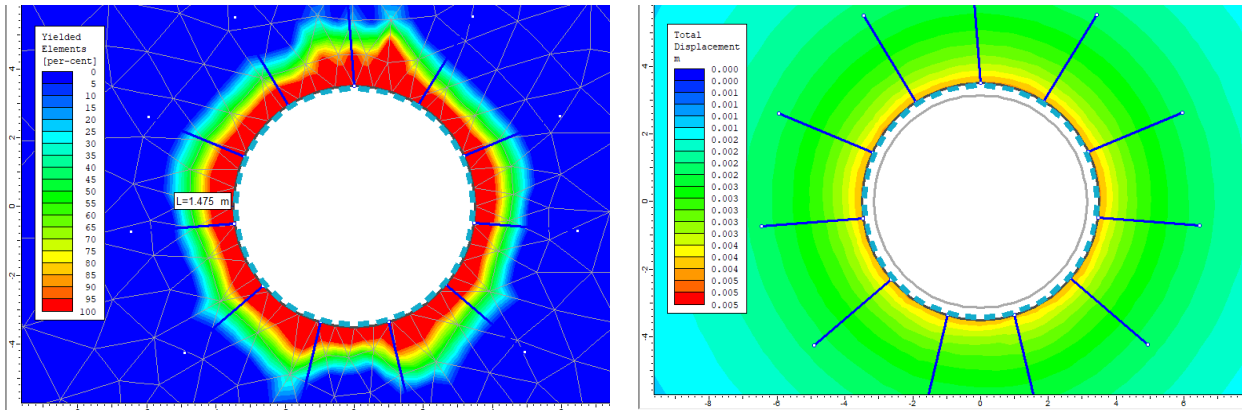


Figura 7.10 – Pozzo opera di presa (Z=-290m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5

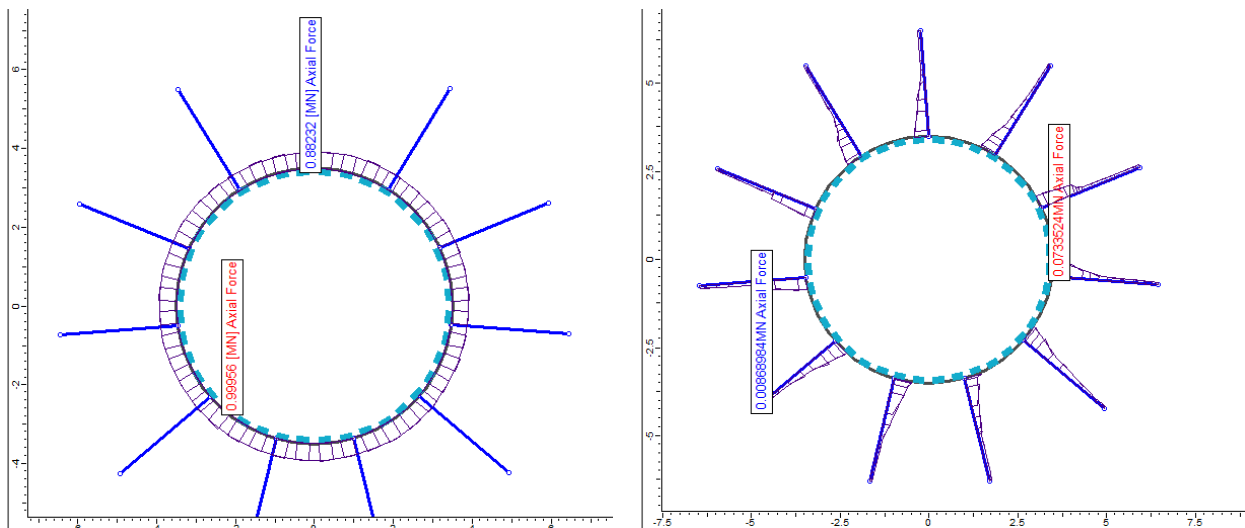


Figura 7.11 – Pozzo opera di presa (Z=-200m): sforzo normale agente sul rivestimento  $N_{max}=1$  MN/m e sulle bullonature  $N_{max}=73$  kN

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Le plasticizzazioni dell'ammasso roccioso appaiono contenute ed il raggio plastico raggiunge allo step 5 il valore massimo di circa 1.5 m
- gli spostamenti massimi calcolati allo step 5 valgono circa 5 mm in corrispondenza del contorno di scavo e pertanto risultano accettabili
- le sollecitazioni di compressione agenti sul rivestimento mostrano valori moderatamente elevati, mentre le sollecitazioni di trazione agenti sulle bullonature risultano contenute. In entrambi i casi le sollecitazioni risultano 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 per il tratto del pozzo in esame, si prevede di impiegare la sezione tipo P\_Pre2, la quale presenta, nella sezione considerata, un rivestimento costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C30/37 con spessore 15 cm armato con rete elettrosaldata  $\phi$  10 mm maglia 20 cm x 20 cm
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800,  $\phi=25\text{mm}$ ,  $L=6\text{ m}$ , collocate con maglia 2 m x 2 m.

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il momento flettente ed il taglio agenti mostrano valori trascurabili nonostante la presenza delle chiodature, pertanto il rivestimento può essere considerato soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti sul rivestimento:

$$N_k = 1.00 \text{ MN}$$

$$N_d = 1.30 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.20 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 6.50 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 17.00 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 6.50 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd}$  che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Le bullonature risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

$$N_k = 73 \text{ kN}$$

$$N_d = 95 \text{ kN.}$$

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 345 kN, mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 310 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

## 8. POZZO PARATOIE

Come si è visto al Paragrafo 5.2 della presente relazione il Pozzo Paratoie ha uno sviluppo pari a circa 35 m ed attraversa nell'ordine le seguenti unità geotecniche:

- TRVa per i primi 25 m circa,
- AV a partire da una profondità di circa 25 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 8.1) sono state sviluppate secondo i criteri illustrati nel Capitolo 6. Il modello ad elementi finiti impiegato il Pozzo Paratoie è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato, in condizioni di assial simmetria.

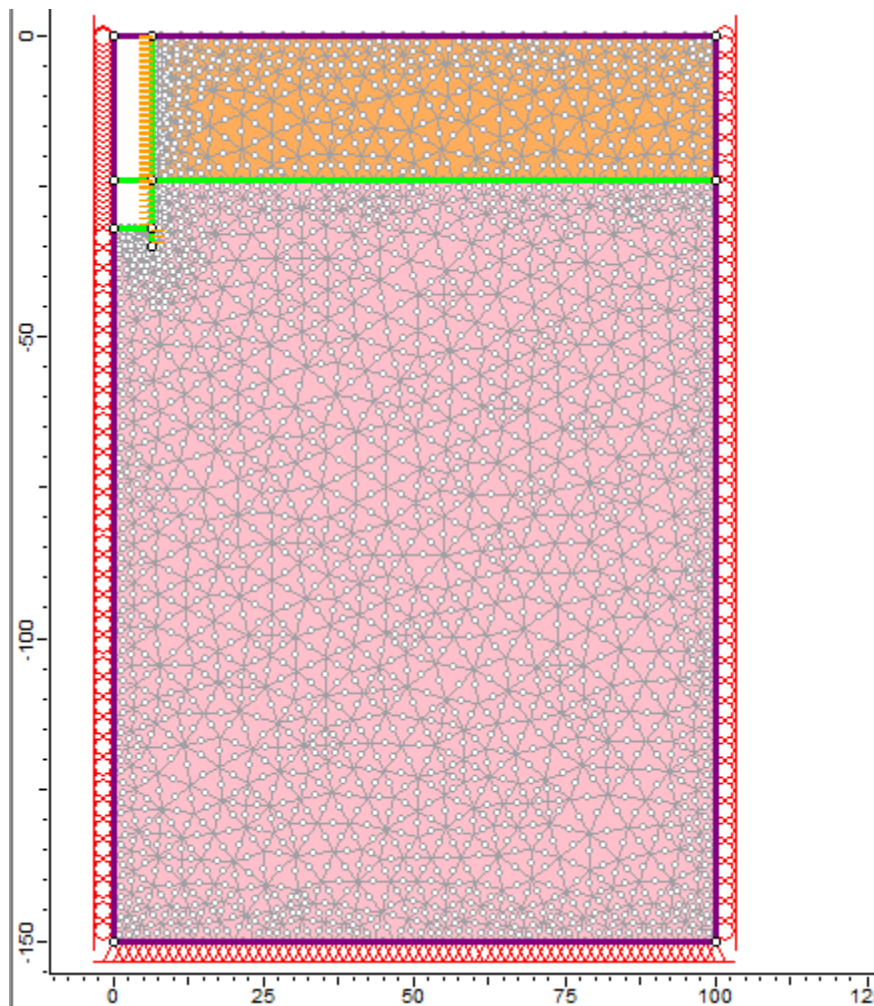


Figura 8.1 – Pozzo Paratoie: Geometria del modello assialsimmetrico all'ultimo step della simulazione



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.

## 8.1 Analisi dei risultati

Come si è detto il rivestimento del Pozzo Paratoie è costituito da una cortina di pali compenetrati. Il predimensionamento delle strutture di sostegno 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.

Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 8.1) 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 5.2.

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 - Scavo del bacino fino al raggiungimento della quota di testa pozzo
- STEP4 - Posa in opera delle pareti di rivestimento 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 8.2)
- l'andamento dello spostamento orizzontale del terreno nell'intorno del pozzo (Figura 8.3)
- i diagrammi dello sforzo normale circonferenziale e del momento flettente circonferenziale agenti negli elementi di rivestimento (Figura 8.4).

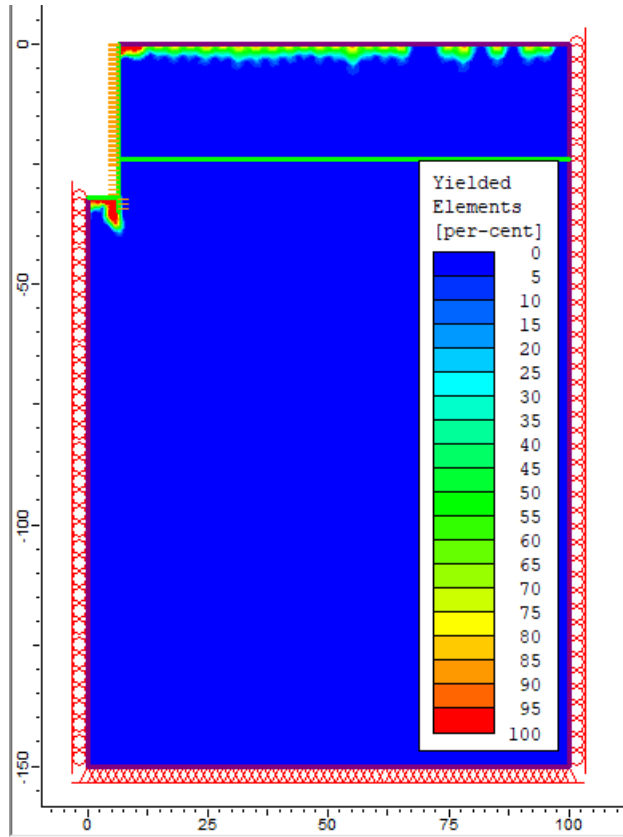


Figura 8.2 – Pozzo Paratoie: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

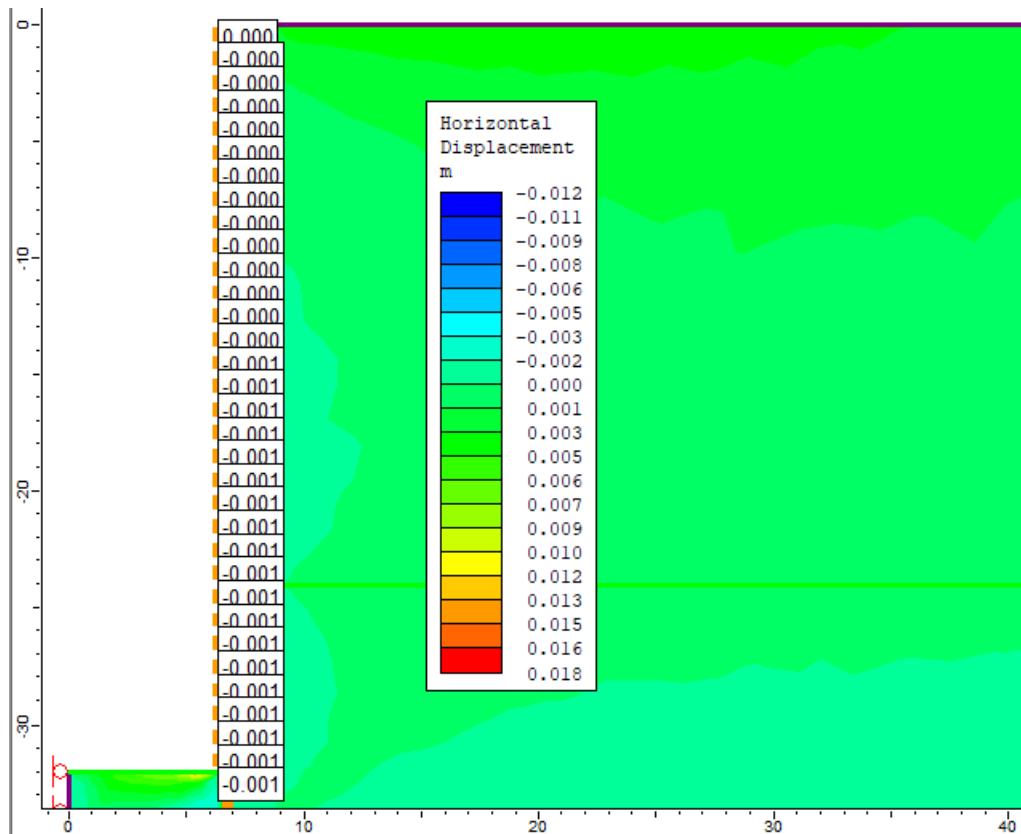


Figura 8.3 – Pozzo Paratoie: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi

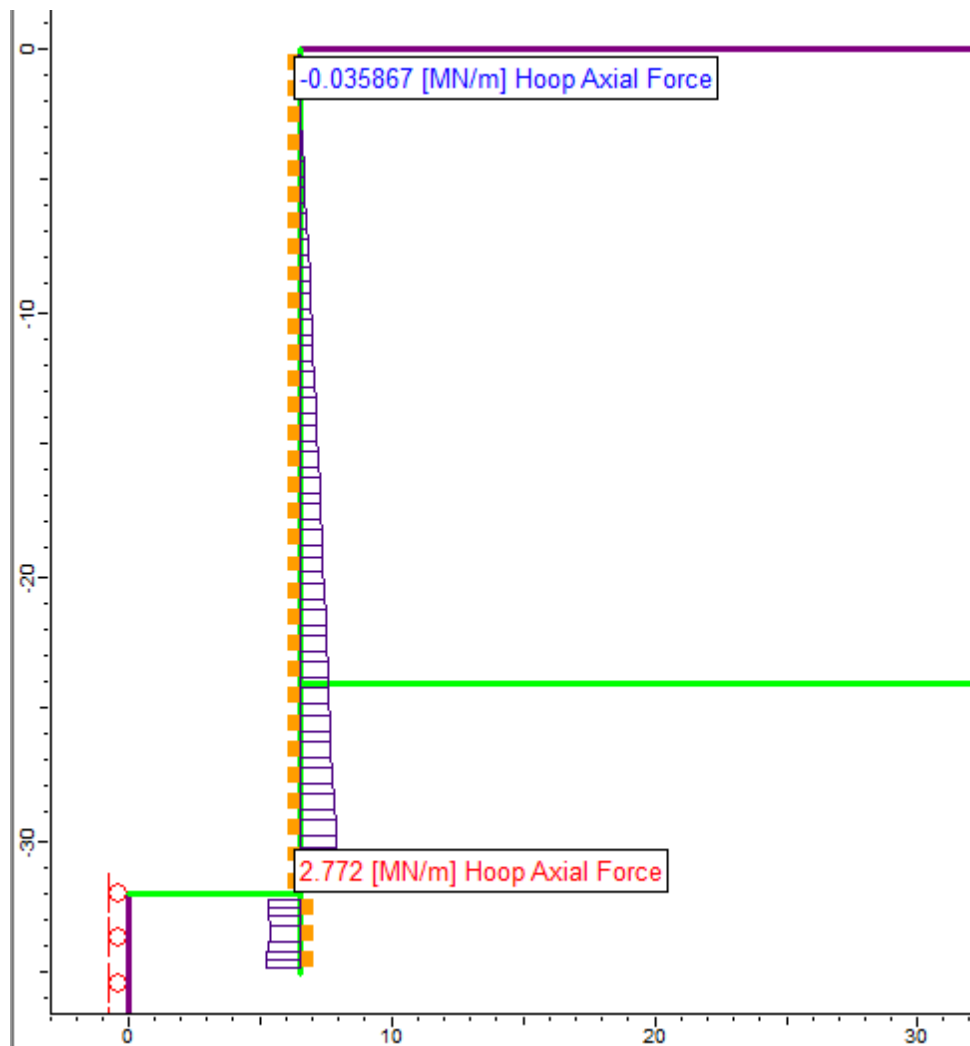


Figura 8.4 – Pozzo Paratoie: sforzo normale circonferenziale step di analisi

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.

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 3.9 MN, localizzato a circa 1.5 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.

## 8.2 Verifiche strutturali

Come si è visto al Capitolo 5 della presente relazione per il Pozzo Paratoie si prevede di impiegare la sezione tipo P\_Par, la quale presenta un rivestimento costituito da pali compenetrati del diametro di 0.80 m ed aventi interasse pari a 0.60 m in modo da realizzare uno spessore efficace del rivestimento pari a 0.50 m.

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:

$$N_k = 2.77 \text{ MN}$$

$$N_d = 3.60 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.50 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 7.20 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 17.00 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 7.20 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd}$  che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

## 9. POZZO PIEZOMETRICO

Come si è visto al Paragrafo 5.3 della presente relazione il Pozzo Piezometrico ha uno sviluppo complessivo di circa 91 m e risulta composto da due tratti con caratteristiche geometriche differenti, come dettagliato nel seguito.

### Tratto superiore del Pozzo Piezometrico:

- altezza: 61 m
- diametro interno: 15.00 m
- spessore rivestimento definitivo: 0.50 m
- Spessore rivestimento di prima fase: 0.20 m
- diametro esterno: 16.40 m

### Tratto inferiore del Pozzo Piezometrico:

- altezza:  $\approx$  30.00 m
- diametro virole metalliche: 2.60 m
- spessore calcestruzzo per l'inghisaggio delle virole metalliche: 0.25 m
- spessore rivestimento: 0.20 m
- diametro esterno: 3.50 m

L'opera interesserà le unità:

- ENNa per circa 29 m
- TRB per circa 20 m
- GTL2 per i rimanenti 12 m.

Le indagini condotte non hanno evidenziato la presenza di zone tettonizzate in corrispondenza della posizione in cui si intende ubicare il Pozzo Piezometrico.

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 sono state sviluppate secondo i criteri illustrati nel Capitolo 6. Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 9.1) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato, in condizioni di deformazione piana, su due diverse sezioni orizzontali poste a diverse profondità. I modelli posti a diversa profondità risultano rappresentativi delle due differenti geometrie dell'opera ed oltre al diametro del pozzo differiscono solamente per le tensioni geostatiche imposte come condizione al contorno. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere applicate su tutti i bordi del modello.

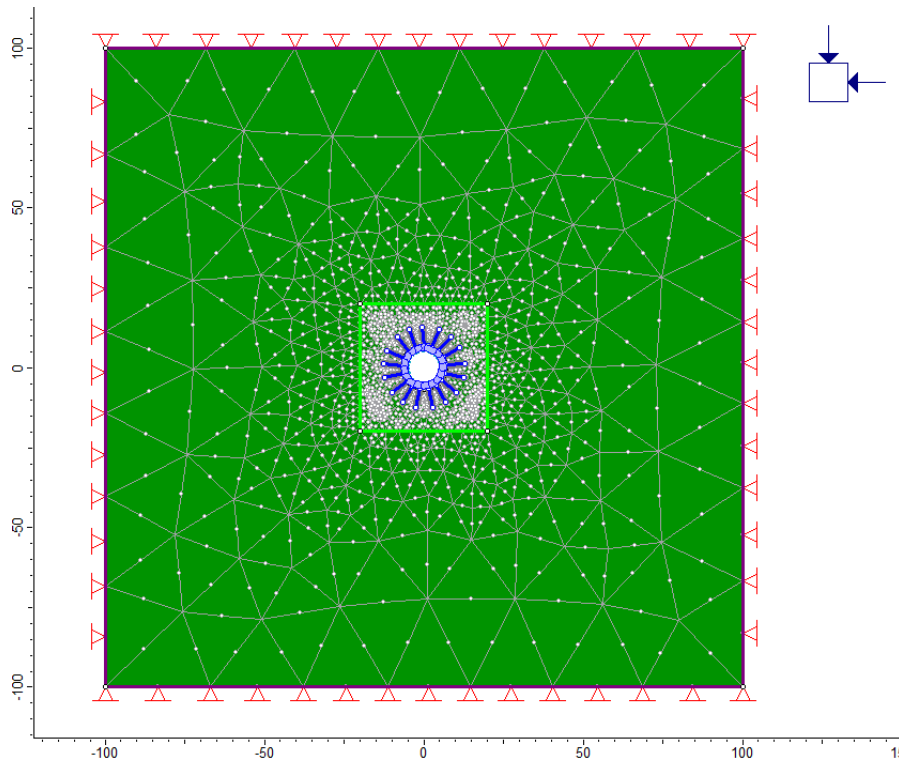


Figura 9.1 – Pozzo Piezometrico: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione (Sez. tipo P\_Piez2)

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.

## 9.1 Profondità di analisi: -295 m

Questo modello è rappresentativo delle condizioni di scavo attese per il tratto inferiore del Pozzo Piezometrico realizzato tramite la tecnica del Raise Boring fino al diametro finale di 3.50 m. L'analisi è stata effettuata simulando le condizioni di carico relative alla massima profondità raggiunta dall'opera, pari a 295 m, ove il pozzo risulta immerso nei gessi (GTL2). Poiché in questa sezione del pozzo gli sforzi interni dovuti al carico idraulico vengono completamente assorbiti dalle virole metalliche il rivestimento dell'opera viene dimensionato esclusivamente in funzione dei carichi esterni.

### 9.1.1 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 statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

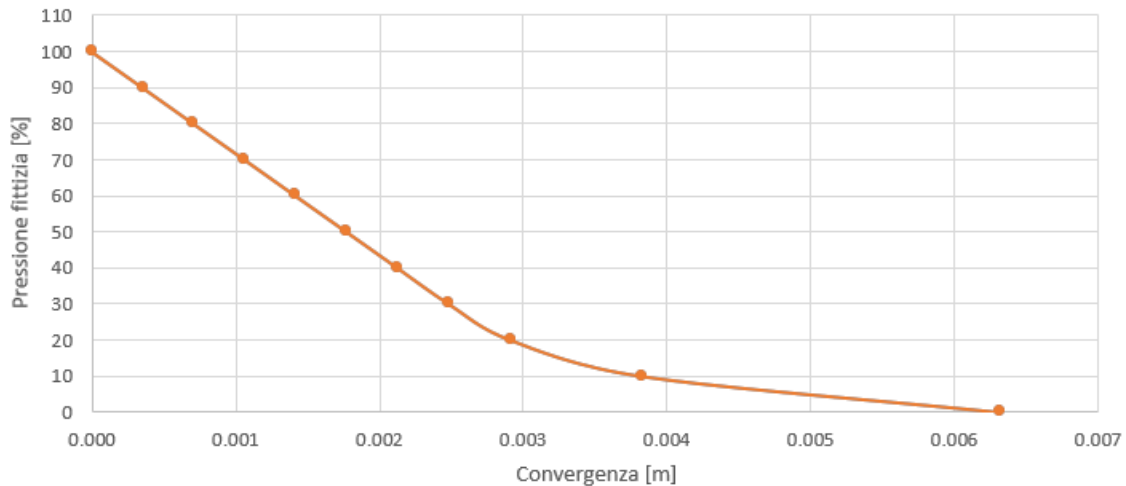


Figura 9.2 – Pozzo Piezometrico (Z=-295m): curva caratteristica del cavo non sostenuto

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio pari all'80% delle forze agenti sul perimetro. Si registrano valori di convergenza nell'ordine di 0.7 cm e la plasticizzazione dell'ammasso roccioso raggiunge valori di circa 1 m nel caso di scavo non sostenuto.

Sulla base delle analisi precedenti 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 in opera delle chiodature sistematiche sul contorno di scavo con rilascio tensionale parziale fino al 90% delle forze agenti
- STEP5 – Posa in opera del calcestruzzo proiettato con rilascio tensionale completo delle forze agenti

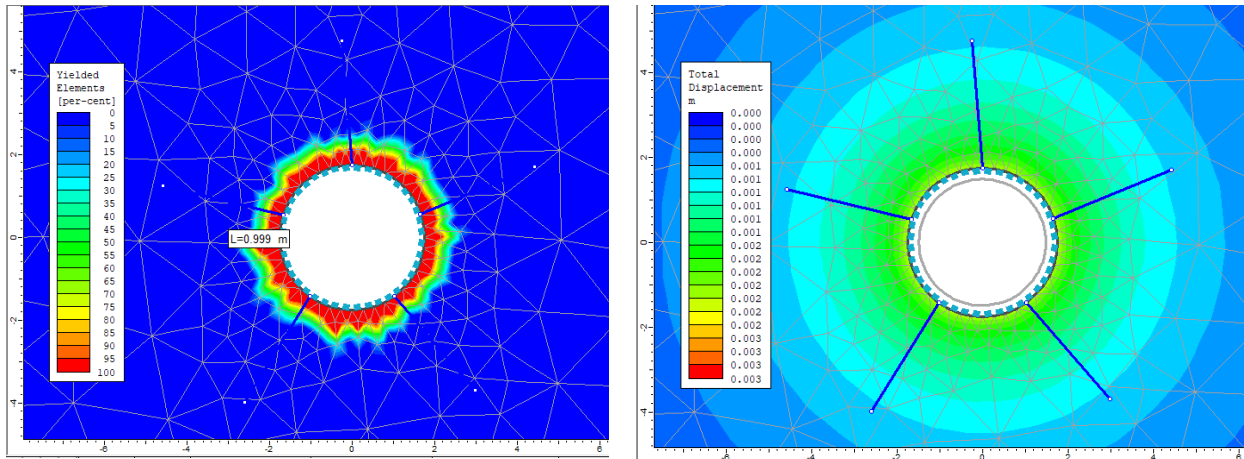


Figura 9.3 – Pozzo opera di presa (Z=-290m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5

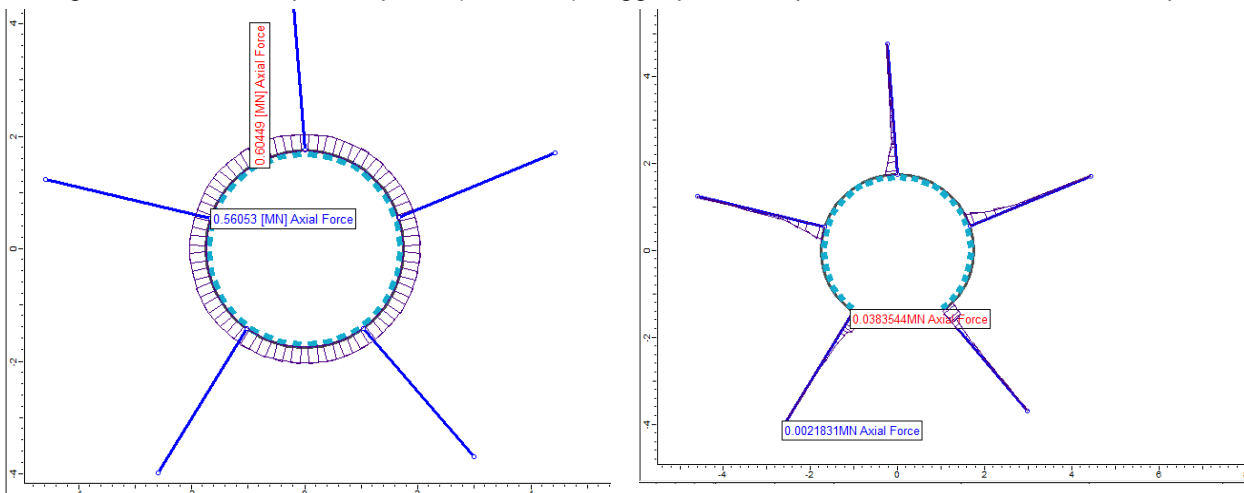


Figura 9.4 – Pozzo Piezometrico (Z=-295m): sforzo normale agente sul rivestimento  $N_{max}=0.6$  MN/m e sulle bullonature  $N_{max}=38$  kN

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Le plasticizzazioni dell'ammasso roccioso appaiono contenute ed il raggio plastico raggiunge allo step 5 il valore massimo di circa 1.0 m
- gli spostamenti massimi calcolati allo step 5 valgono circa 3 mm in corrispondenza del contorno di scavo e pertanto risultano accettabili
- le sollecitazioni di compressione agenti sul rivestimento e le sollecitazioni di trazione agenti sulle bullonature risultano contenute. In entrambi i casi le sollecitazioni risultano inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

### 9.1.2 Verifiche strutturali

Come si è visto al Capitolo 5 della presente relazione per il tratto del pozzo in esame, si prevede di impiegare la sezione tipo P\_Piez1, la quale presenta, nella sezione considerata, un rivestimento costituito da:



- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con rete elettrosaldata avente spessore pari a 20 cm;
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800,  $\phi=25\text{mm}$ ,  $L=3\text{ m}$  e collocate con maglia  $2\text{ m} \times 2\text{ m}$

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il momento flettente ed il taglio agenti mostrano valori trascurabili nonostante la presenza delle chiodature, pertanto il rivestimento può essere considerato soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti sul rivestimento:

$$N_k = 0.60 \text{ MN}$$

$$N_d = 0.78 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.20 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 3.90 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 17.00 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 3.90 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd}$  che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Le bullonature risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

$$N_k = 38 \text{ kN}$$

$$N_d = 50 \text{ kN.}$$

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 345 kN, mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 310 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

## 9.2 Profondità di analisi: -265 m

Questo modello è rappresentativo delle condizioni di scavo attese per il tratto superiore del Pozzo Piezometrico realizzato tramite la tecnica del Raise Boring e poi alesato fino al diametro finale di 16.40 m. L'analisi è stata effettuata simulando le condizioni di carico relative alla massima profondità raggiunta dall'opera in questa sezione, pari a 265 m, ove il pozzo risulta immorsato nei gessi (GTL2). Poiché in questa sezione del pozzo non

sono presenti le virole metalliche gli sforzi interni dovuti al carico idraulico verranno assorbiti da un apposito rivestimento interno in calcestruzzo armato.

### 9.2.1 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 statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

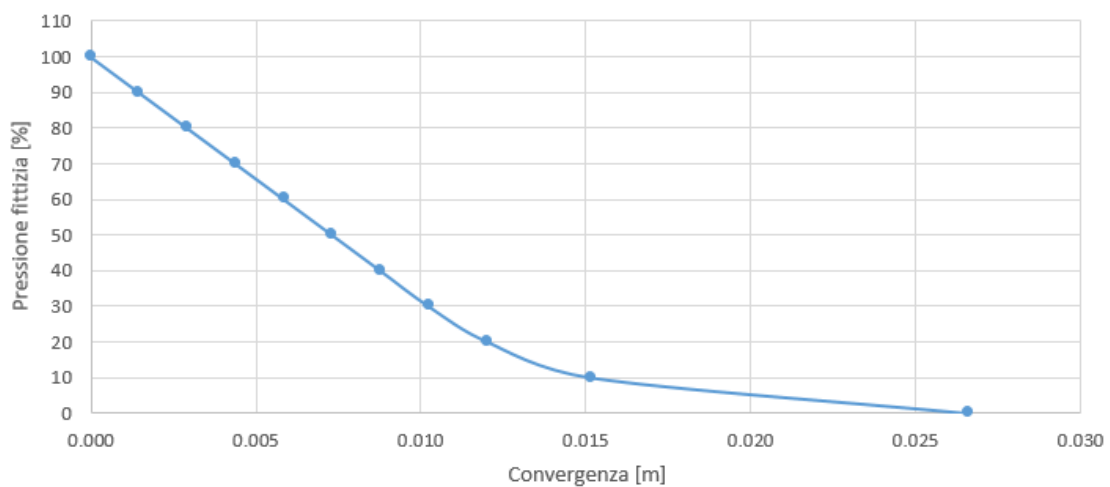


Figura 9.5 – Pozzo Piezometrico (Z=-265m): curva caratteristica del cavo non sostenuto

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio pari all'80% delle forze agenti sul perimetro. Si registrano valori di convergenza nell'ordine di 2.6 cm e la plasticizzazione dell'ammasso roccioso raggiunge valori di circa 4 m nel caso di scavo non sostenuto.

Sulla base delle analisi precedenti 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 in opera delle chiodature sistematiche sul contorno di scavo con rilascio tensionale parziale fino al 90% delle forze agenti
- STEP5 – Posa in opera del calcestruzzo proiettato con rilascio tensionale completo delle forze agenti

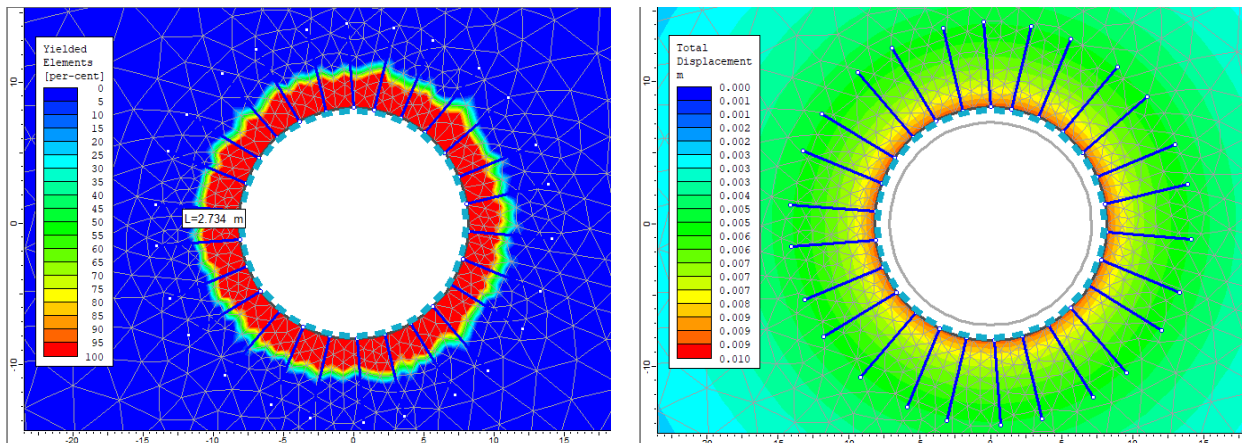


Figura 9.6 – Pozzo opera di presa (Z=-265m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5

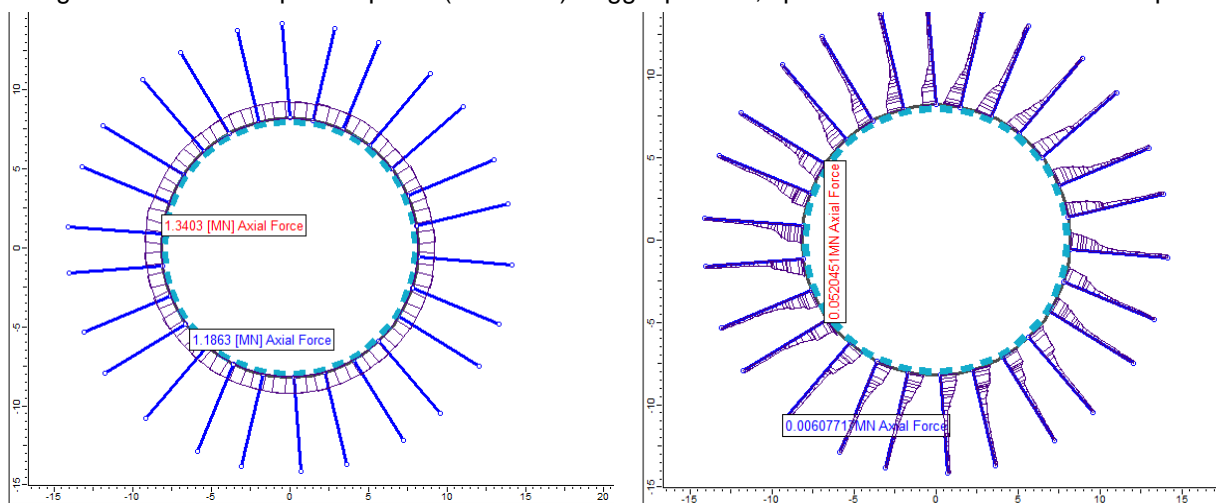


Figura 9.7 – Pozzo Piezometrico (Z=-265m): sforzo normale agente sul rivestimento  $N_{max}=1.34$  MN/m e sulle bullonature  $N_{max}=62$  kN

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Le plasticizzazioni dell'ammasso roccioso appaiono moderate ed il raggio plastico raggiunge allo step 5 il valore massimo di circa 2.7 m
- gli spostamenti massimi calcolati allo step 5 valgono circa 10 mm in corrispondenza del contorno di scavo e pertanto risultano accettabili
- le sollecitazioni di compressione agenti sul rivestimento mostrano valori moderatamente elevati, mentre le sollecitazioni di trazione agenti sulle bullonature risultano contenute. In entrambi i casi le sollecitazioni risultano inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

### 9.2.2 Verifiche strutturali

Come si è visto al Capitolo 5 della presente relazione per il tratto del pozzo in esame si prevede di impiegare la sezione tipo P\_Piez2, la quale presenta, nella sezione considerata, un rivestimento costituito da:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con rete elettrosaldata avente spessore pari a 20 cm;
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800,  $\phi=25\text{mm}$ ,  $L=6\text{ m}$  e collocate con maglia  $2\text{ m} \times 2\text{ m}$

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il momento flettente ed il taglio agenti mostrano valori trascurabili nonostante la presenza delle chiodature, pertanto il rivestimento può essere considerato soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti sul rivestimento:

$$N_k = 1.34 \text{ MN}$$

$$N_d = 1.74 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.20 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 8.71 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 17.00 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 8.71 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd}$  che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Le bullonature risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

$$N_k = 62 \text{ kN}$$

$$N_d = 81 \text{ kN.}$$

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 691 kN, mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 310 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

### 9.3 Profondità di analisi: -255 m

Questo modello è rappresentativo delle condizioni di scavo attese per il tratto superiore del Pozzo Piezometrico realizzato tramite la tecnica del Raise Boring e poi alesato fino al diametro finale di 16.40 m. L'analisi è stata effettuata simulando le condizioni di carico relative alla profondità di 255 m, ove il pozzo risulta immerso nei trubi (TRB). Poiché in questa sezione del pozzo non sono presenti le virole metalliche gli sforzi interni dovuti

al carico idraulico verranno assorbiti da un apposito rivestimento interno in calcestruzzo armato.

### 9.3.1 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 statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

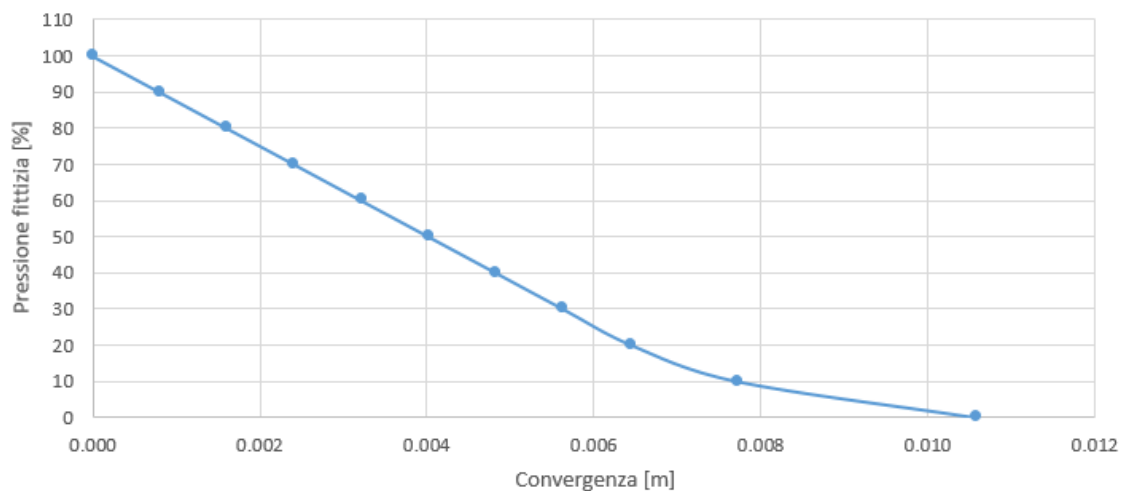


Figura 9.8 – Pozzo Piezometrico (Z=-255m): curva caratteristica del cavo non sostenuto

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio pari all'80% delle forze agenti sul perimetro. Si registrano valori di convergenza nell'ordine di 1.1 cm e la plasticizzazione dell'ammasso roccioso raggiunge valori di circa 2.5 m nel caso di scavo non sostenuto.

Sulla base delle analisi precedenti 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 in opera delle chiodature sistematiche sul contorno di scavo con rilascio tensionale parziale fino al 90% delle forze agenti
- STEP5 – Posa in opera del calcestruzzo proiettato con rilascio tensionale completo delle forze agenti

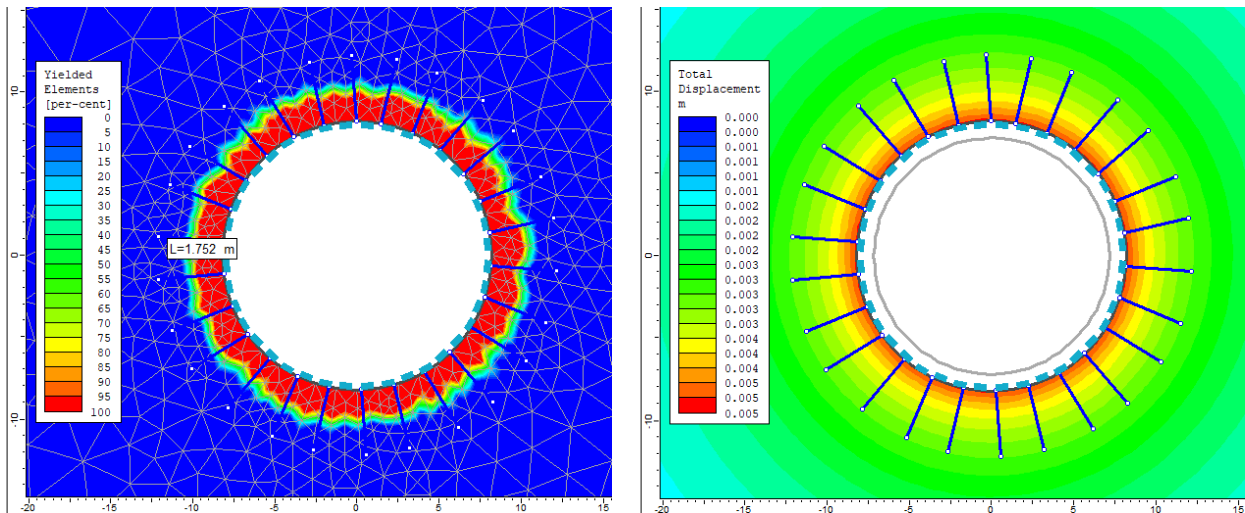


Figura 9.9 – Pozzo opera di presa (Z=-255m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5

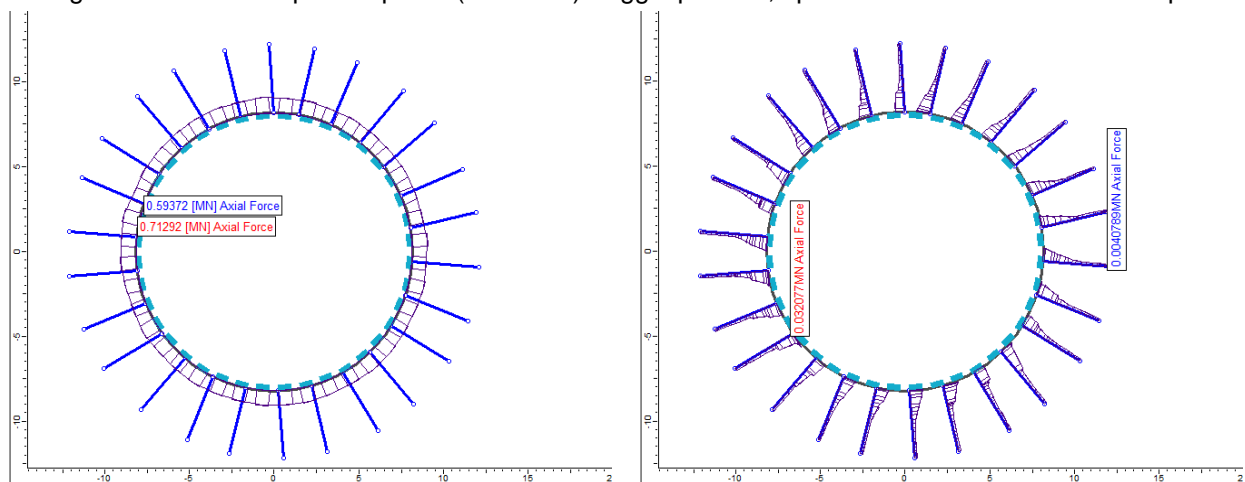


Figura 9.10 – Pozzo Piezometrico (Z=-255m): sforzo normale agente sul rivestimento  $N_{max}=0.7$  MN/m e sulle bullonature  $N_{max}=32$  kN

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Le plasticizzazioni dell'ammasso roccioso appaiono moderate ed il raggio plastico raggiunge allo step 5 il valore massimo di circa 1.7 m
- gli spostamenti massimi calcolati allo step 5 valgono circa 5 mm in corrispondenza del contorno di scavo e pertanto risultano accettabili
- le sollecitazioni di compressione agenti sul rivestimento e le sollecitazioni di trazione agenti sulle bullonature risultano contenute. In entrambi i casi le sollecitazioni risultano inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

### 9.3.2 Verifiche strutturali

Come si è visto al Capitolo 5 della presente relazione per il tratto del pozzo in esame, si prevede di impiegare la sezione tipo P\_Piez2, la quale presenta, nella sezione considerata, un rivestimento costituito da:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con rete elettrosaldata avente spessore pari a 20 cm;
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800,  $\phi=25\text{mm}$ ,  $L=4\text{ m}$  e collocate con maglia  $2\text{ m} \times 2\text{ m}$

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il momento flettente ed il taglio agenti mostrano valori trascurabili nonostante la presenza delle chiodature, pertanto il rivestimento può essere considerato soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti sul rivestimento:

$$N_k = 0.7 \text{ MN}$$

$$N_d = 0.9 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.20 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

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

$$f_{c,d} = 17.00 \text{ MPa.}$$

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 C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Le bullonature risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

$$N_k = 32 \text{ kN}$$

$$N_d = 42 \text{ kN.}$$

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 460 kN, mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 310 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

## 9.4 Profondità di analisi: -235 m

Questo modello è rappresentativo delle condizioni di scavo attese per il tratto superiore del Pozzo Piezometrico realizzato tramite la tecnica del Raise Boring e poi alesato fino al diametro finale di 16.40 m. L'analisi è stata effettuata simulando le condizioni di carico relative alla profondità di 235 m, ove il pozzo risulta immerso nei marne di Enna (ENNa). Poiché in questa sezione del pozzo non sono presenti le virole metalliche gli sforzi interni dovuti al carico idraulico verranno assorbiti da un apposito rivestimento interno in calcestruzzo armato.

### 9.4.1 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 statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

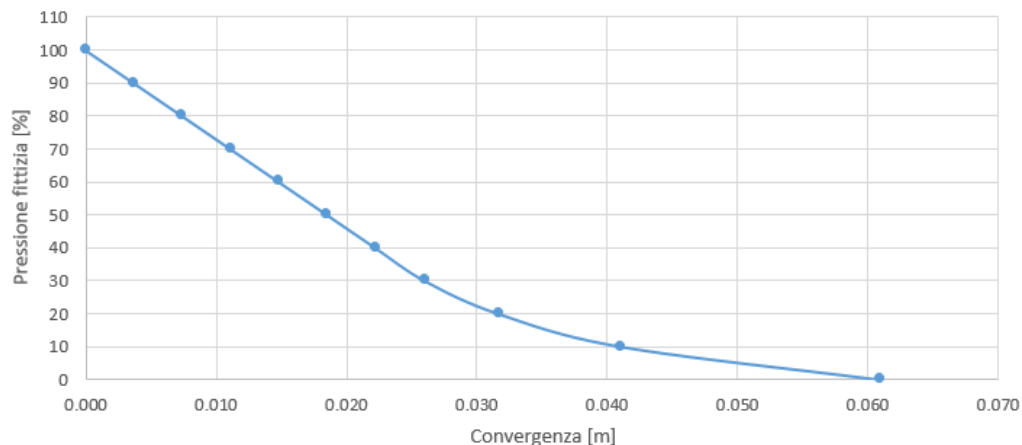


Figura 9.11 – Pozzo Piezometrico (Z=-235m): curva caratteristica del cavo non sostenuto

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio pari al 70% delle forze agenti sul perimetro. Si registrano valori di convergenza nell'ordine di 6.1 cm e la plasticizzazione dell'ammasso roccioso raggiunge valori di circa 4.5 m nel caso di scavo non sostenuto.

Sulla base delle analisi precedenti 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 in opera delle chiodature sistematiche sul contorno di scavo con rilascio tensionale parziale fino al 90% delle forze agenti
- STEP5 – Posa in opera del calcestruzzo proiettato con rilascio tensionale completo delle forze agenti

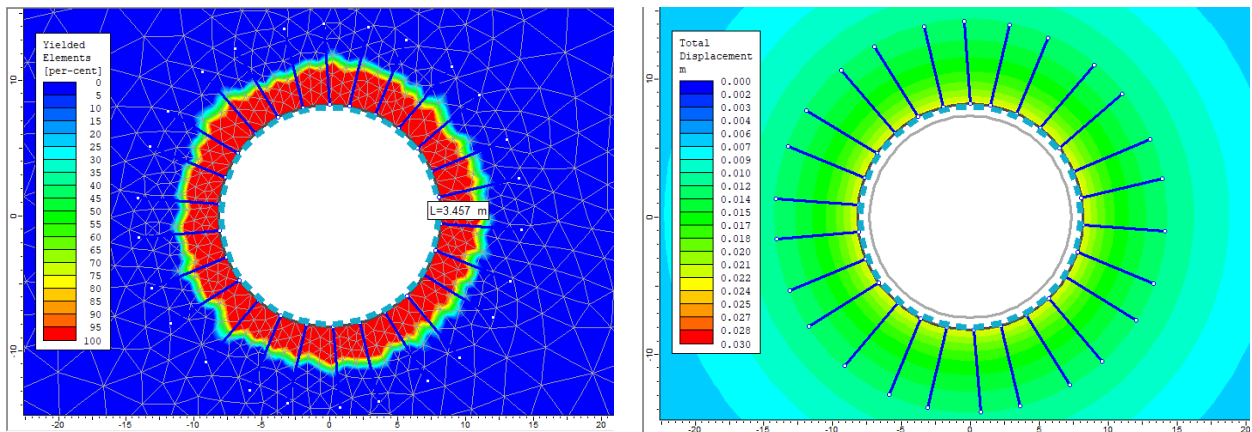


Figura 9.12 – Pozzo opera di presa (Z=-235m): raggio plastico, spostamenti e deformata allo step 5

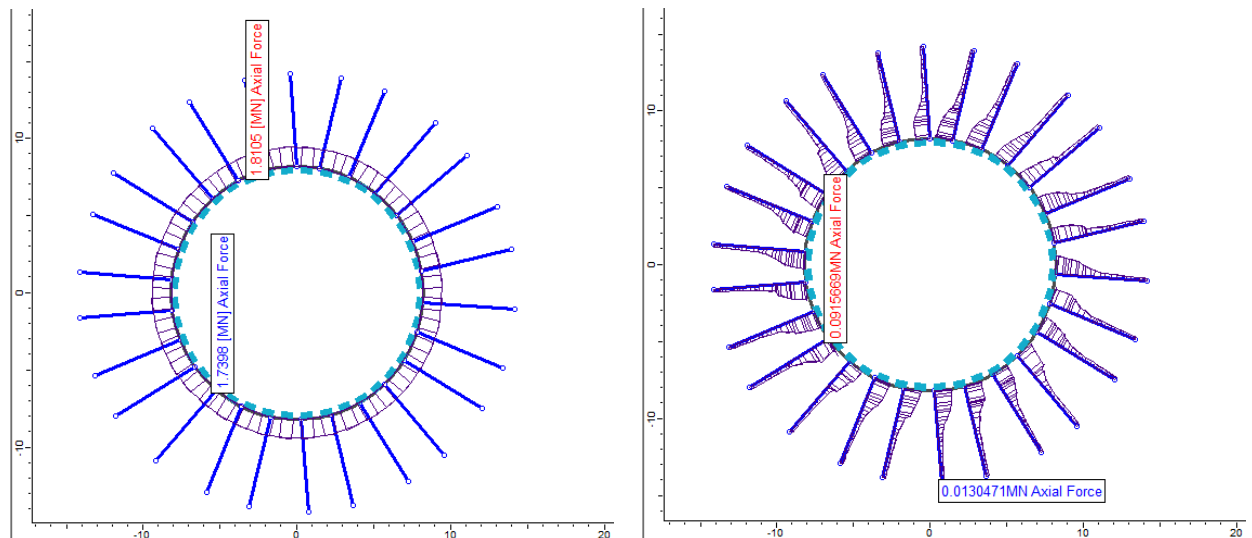


Figura 9.13 – Pozzo Piezometrico (Z=-235m): sforzo normale agente sul rivestimento  $N_{max}=1.81$  MN/m e sulle bullonature  $N_{max}=91$  kN

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- Le plasticizzazioni dell'ammasso roccioso appaiono rilevanti ed il raggio plastico raggiunge allo step 5 il valore massimo di circa 3.5 m
- gli spostamenti massimi calcolati allo step 5 valgono circa 25 mm in corrispondenza del contorno di scavo e pertanto risultano accettabili
- le sollecitazioni di compressione agenti sul rivestimento mostrano valori elevati, mentre le sollecitazioni di trazione agenti sulle bullonature risultano contenute. In entrambi i

casi le sollecitazioni risultano inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.

#### 9.4.2 Verifiche strutturali

Come si è visto al Capitolo 5 della presente relazione per il tratto del pozzo in esame, si prevede di impiegare la sezione tipo P\_Piez2, la quale presenta, nella sezione considerata, un rivestimento costituito da:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con rete elettrosaldata avente spessore pari a 20 cm;
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800,  $\phi=25\text{mm}$ ,  $L=6\text{ m}$  e collocate con maglia  $2\text{ m} \times 2\text{ m}$

Data la geometria circolare e le condizioni di carico simmetriche sul perimetro di scavo il momento flettente ed il taglio agenti mostrano valori trascurabili nonostante la presenza delle chiodature, pertanto il rivestimento può essere considerato soggetto esclusivamente allo sforzo normale di compressione. Si riporta di seguito la verifica di compressione del rivestimento.

Azioni sollecitanti sul rivestimento:

$$N_k = 1.81 \text{ MN}$$

$$N_d = 2.35 \text{ MN.}$$

Considerando lo spessore del rivestimento pari ad 0.20 m ed il calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 11.77 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 17.00 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 11.77 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd}$  che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17.00 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Le bullonature risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

$$N_k = 91 \text{ kN}$$

$$N_d = 118 \text{ kN.}$$

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 691 kN, mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 310 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

## 10. CAVERNA DEL POZZO PIEZOMETRICO

Come si è visto al Paragrafo 5.3 della presente relazione, in corrispondenza della sommità del Pozzo Piezometrico verrà ubicata la caverna di accesso allo stesso.

La caverna ha dimensioni in pianta pari a 33.0 m x 25.0 m, un'altezza massima pari a circa 16.5 m e una copertura pari a circa 190 m. L'opera attraversa unicamente l'unità geotecnica delle marne di Enna (ENNa). Le indagini condotte non hanno evidenziato la presenza di zone tettonizzate in corrispondenza della posizione in cui si intende ubicare il Pozzo Piezometrico e la relativa caverna.

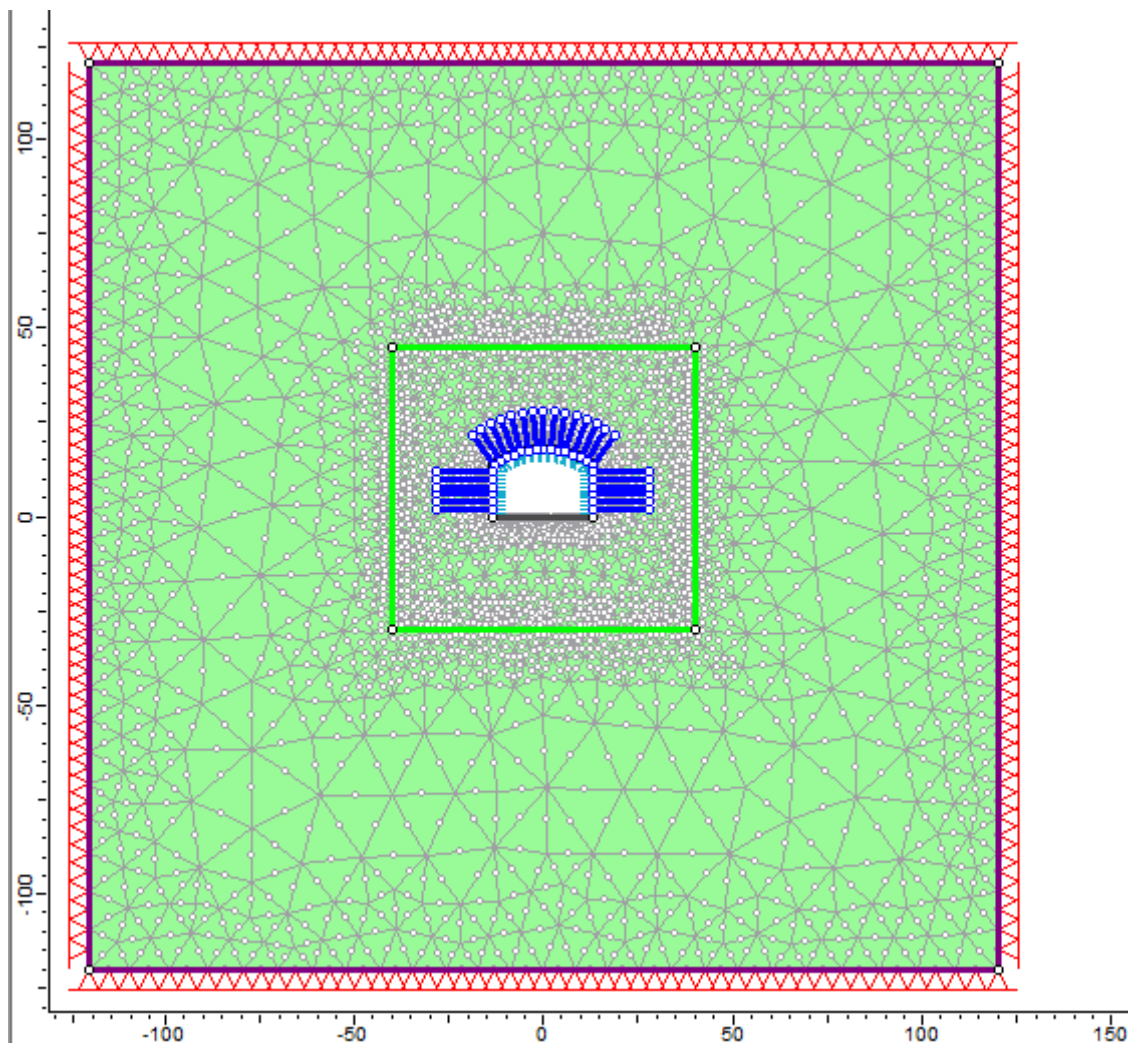


Figura 10.1 – Caverna del Pozzo Piezometrico: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione (Sez. tipo C\_Piez)

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 at-

tese sui rivestimenti. Le analisi numeriche sono state sviluppate secondo i criteri illustrati nel Capitolo 6. Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 10.1) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato, in condizioni di deformazione piana, considerando la copertura media presente sull'opera. In considerazione della copertura elevata il modello non è stato esteso fino al piano campagna; le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere applicate su tutti i bordi del modello.

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

## 10.1 Analisi dei risultati

Per la simulazione della caverna sono state considerate le condizioni geometriche relative ad una sezione "standard", in cui non si è considerata la presenza dei pozzi e della galleria di accesso. La considerazione in maniera puntuale di tali elementi richiederebbe l'impiego di un modello numerico più complesso, di tipo tridimensionale, che esula dagli scopi del predimensionamento della caverna e pertanto viene rinviata alle fasi di progettazione più avanzate.

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 statica
- i diagrammi di sollecitazione attesi sui rivestimenti previsti

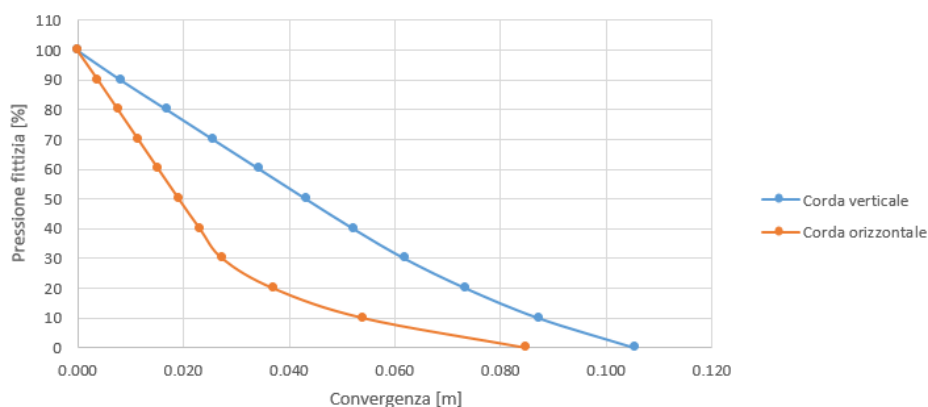


Figura 10.2 – Caverna del Pozzo Piezometrico: curva caratteristica del cavo non sostenuto

Le analisi svolte con il metodo di convergenza confinamento mostrano come l'ammasso roccioso mantenga un comportamento sostanzialmente elastico fino ad un rilascio parziale nell'ordine del 90% in corrispondenza della calotta e del 70% in corrispon-

denza dei piedritti. Superate tali soglie iniziano a formarsi le prime zone di plasticizzazione nell'intorno del cavo che, nel caso di scavo non sostenuto, raggiungono al rilascio totale delle forze agenti il valore massimo di circa 10.2 m in corrispondenza dei piedritti e 6.0 m in corrispondenza della calotta. Le convergenze calcolate per il caso di scavo non sostenuto risultano nell'ordine dei 10 cm.

Sulla base delle analisi precedenti si sono ipotizzate le seguenti fasi di simulazione ed i relativi valori del rilascio tensionale parziale:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo a piena sezione con rilascio tensionale parziale pari al 90% delle forze agenti
- STEP4 - Posa in opera delle chiodature sistematiche sul contorno di scavo con rilascio tensionale parziale fino al 95% delle forze agenti
- STEP5 – Posa in opera del calcestruzzo proiettato con rilascio tensionale completo delle forze agenti

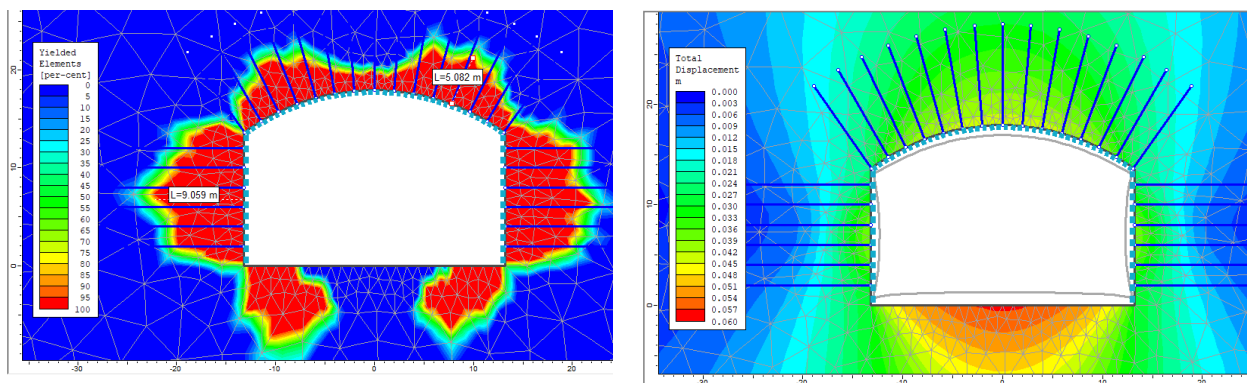


Figura 10.3 – Caverna del Pozzo Piezometrico: raggio plastico, spostamenti e deformata all'ultimo step dell'analisi statica

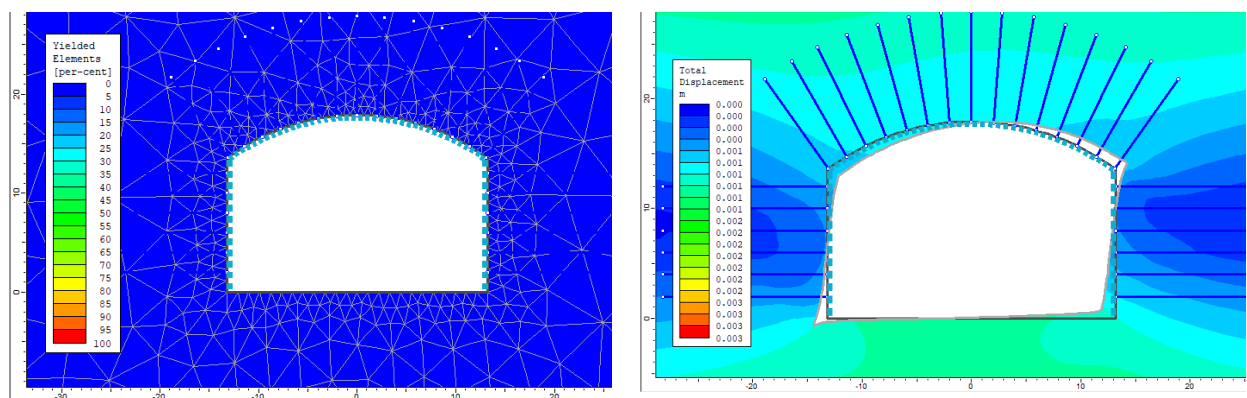


Figura 10.4 – Caverna del Pozzo Piezometrico: incremento delle plasticizzazioni e degli spostamenti durante la fase sismica

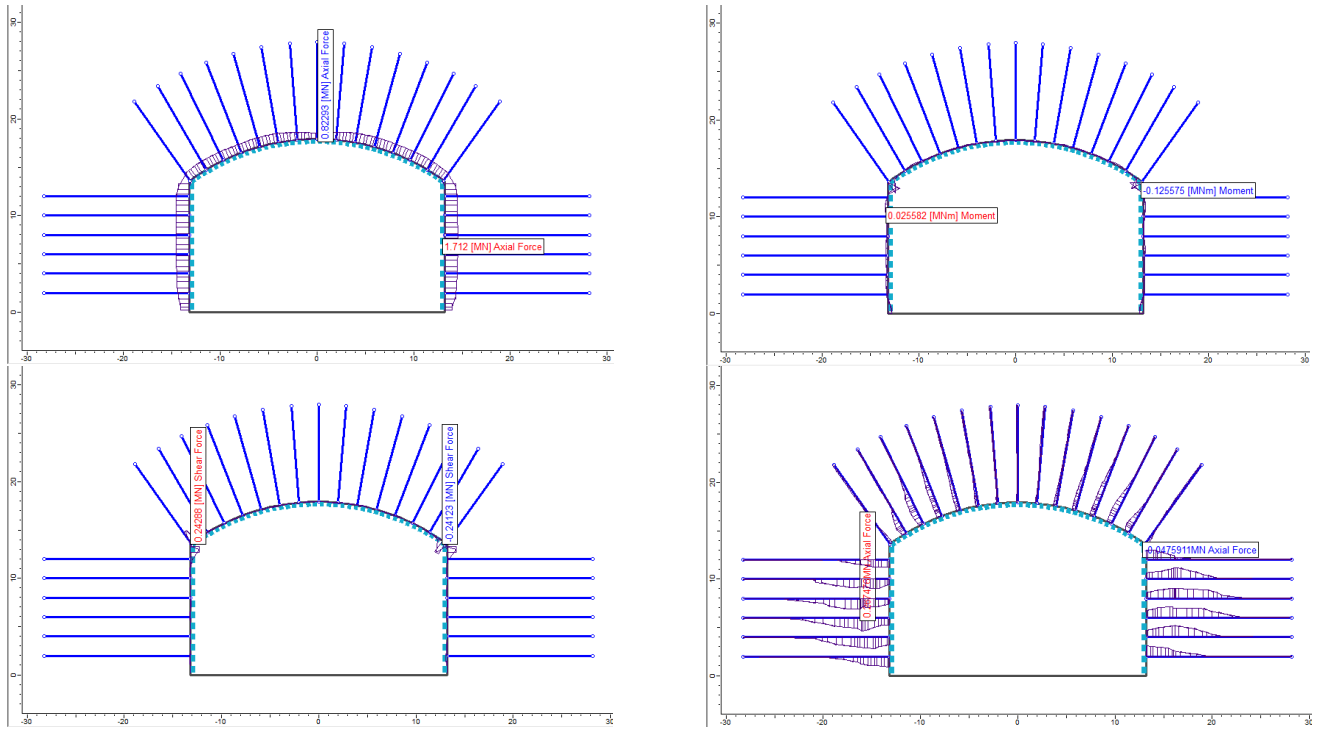


Figura 10.5 – Caverna del Pozzo Piezometrico: sollecitazioni sul rivestimento e sui chiodi all'ultimo step dell'analisi statica

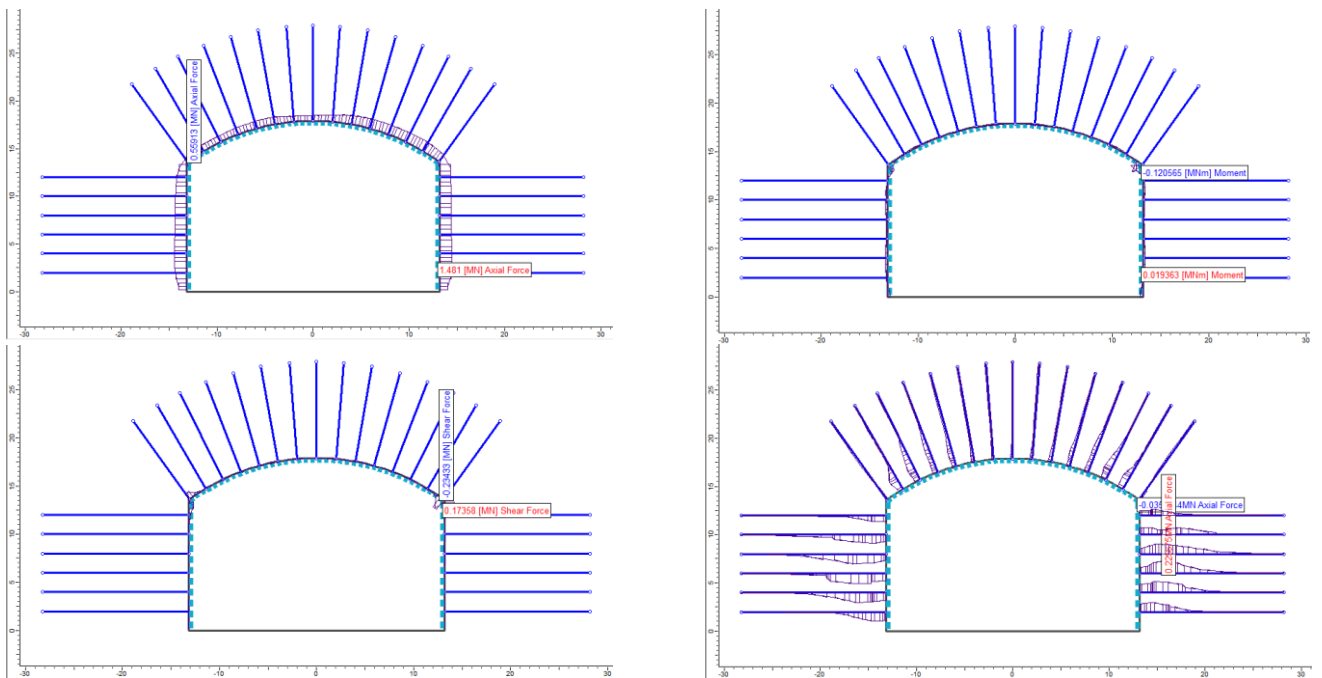


Figura 10.6 – Caverna del Pozzo Piezometrico: sollecitazioni sul rivestimento e sui chiodi all'ultimo step dell'analisi sismica

L'esame delle simulazioni numeriche evidenzia che:

- le plasticizzazioni appaiono rilevanti, si registrano valori massimi del raggio plastico pari a circa 9.0 m in corrispondenza dei piedritti e 5.0 m in corrispondenza della calotta.
- gli spostamenti massimi calcolati all'ultimo step di analisi in corrispondenza del contorno di scavo valgono circa 4 cm in corrispondenza dei piedritti e 4.5 cm in corrispondenza della calotta e pertanto risultano rilevanti ma ancora accettabili
- le sollecitazioni di compressione agenti sul rivestimento mostrano valori rilevanti mentre le sollecitazioni di momento e taglio risultano modeste, con dei valori di picco in corrispondenza dei punti di spigolo della geometria, i quali costituiscono comunque delle singolarità dell'analisi numerica. In tutti i casi le sollecitazioni risultano inferiori ai limiti di resistenza delle strutture previste, come mostrato nel paragrafo successivo.
- l'applicazione delle forzanti sismiche comporta variazioni minimali del campo di deformazione e delle sollecitazioni agenti sul rivestimento.

## 10.2 Verifiche strutturali

Come si è visto al Capitolo 5 della presente relazione per la caverna del Pozzo Piezometrico si prevede di impiegare la sezione tipo C\_Piez, la quale presenta, nella sezione considerata, un rivestimento costituito da:

- uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C30/37 armato con rete elettrosaldata avente spessore pari a 30 cm;
- chiodature sistematiche lungo il perimetro di scavo, costituite da barre di tipo Gewi-PLUS S670/800,  $\phi=30$  mm, L= 10 m in calotta e L= 15 m sui piedritti, collocate con maglia 2 m x 2 m

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

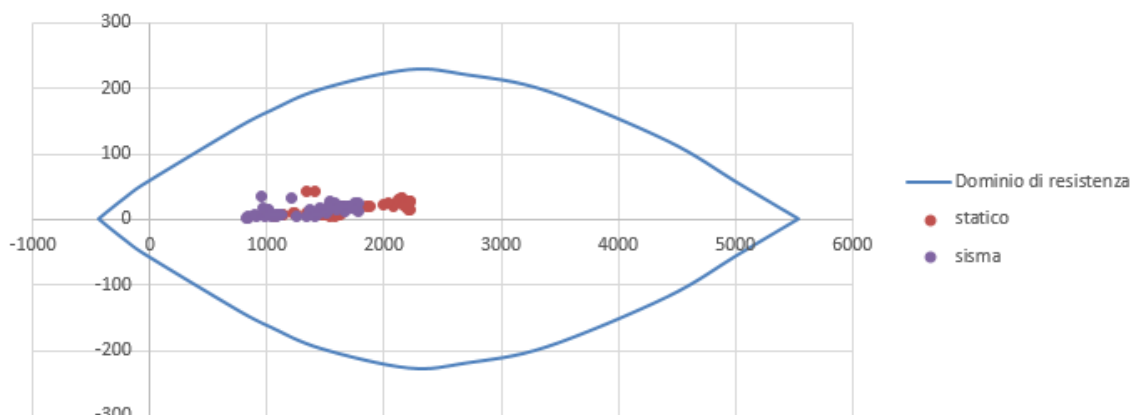


Figura 10.7 – Caverna del Pozzo Piezometrico: Verifiche di presso-flessione per il rivestimento

Il rivestimento presenta una resistenza a taglio pari a 125 kN/m. Escludendo alcuni punti singolari la massima sollecitazione di taglio vale 44 kN/m in campo statico e 35 kN/m in campo sismico, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Le bullonature più sollecitate sono quelle posizionate sui piedritti che risultano soggette alle seguenti sollecitazioni massime:

analisi statica	$N_k = 267 \text{ kN}$	$N_d = 347 \text{ kN}$
analisi sismica	$N_k = 269 \text{ kN}$	

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 1727 kN, mentre il carico di snervamento di progetto delle barre impiegate corrisponde a 412 kN e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.