

“TACCU SA PRUNA”

Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio
ad alta flessibilità

Comune di Esterzili (SU)

COMMITTENTE



COORDINAMENTO / MANDANTE



Progettisti: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

PROGETTAZIONE GEOTECNICA /
MANDATARIA

GEODES



Progettista: Ing. Luisella Vai

Relazione descrittiva e di calcolo della Centrale in Caverna e della Caverna della Sottostazione Elettrica

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

Codice commessa: 1351 Codifica documento: 1351-A-GD-R-03-0

INDICE

1. INTRODUZIONE	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	3
4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA.....	4
4.1 Caratterizzazione geologica.....	4
4.2 Caratterizzazione geotecnica.....	5
4.3 Caratterizzazione sismica.....	6
5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI.....	8
5.1 Problematiche attese ed interventi previsti.....	11
5.2 Fasi di scavo delle caverne.....	12
5.3 Materiali.....	14
6. ANALISI NUMERICHE	16
6.1 Generalità.....	16
6.2 Descrizione del modello numerico	17
6.3 Risultati e osservazioni	20
7. VERIFICHE STRUTTURALI DEI SOSTEGNI	31
7.1 Approcci di calcolo.....	31
7.2 Verifica a pressoflessione del rivestimento	32
7.3 Verifica a taglio del rivestimento	33
7.4 Verifica dei chiodi di ancoraggio	35
7.4.1 Criteri di verifica di sfilamento delle bullonature	35
7.4.2 Verifica delle chiodature di ancoraggio	36

TABELLE

Tabella 4.1 – Unità A: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

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

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

Tabella 7.3 – Centrale in caverna: calcolo del taglio resistente del rivestimento

Tabella 7.4 – Centrale in caverna: Verifica a taglio del rivestimento

Tabella 7.5 – Tabella proposta da Bustamante e Doix per la scelta del coefficiente α

Tabella 7.6 – Centrale in caverna: massima sollecitazione di calcolo sulle chiodature

FIGURE

Figura 4.1 – Carta geologica

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

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

Figura 5.1 – Centrale in caverna, planimetria

Figura 5.2 – Centrale in caverna, sezione longitudinale

Figura 5.3 – Centrale in caverna, sezione trasversale

Figura 5.4 – Sottostazione elettrica, planimetria

Figura 5.5 – Sottostazione elettrica, sezione longitudinale

Figura 5.6 – Sottostazione elettrica, sezione trasversale

Figura 5.7 – Planimetria della galleria di accesso alle caverne nel tratto di arrivo

Figura 5.8 – Fasi di scavo della Centrale in Caverna, planimetria e sezione trasversale

Figura 6.1 – Centrale in caverna: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione

Figura 6.2 – Centrale in caverna: Geometria del modello numerico per le analisi sismiche relativa all'ultimo step della simulazione

Figura 6.3 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 5

Figura 6.4 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 8

Figura 6.5 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 11

Figura 6.6 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 14

Figura 6.7 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 15

Figura 6.8 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 5

Figura 6.9 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 8

Figura 6.10 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 10

Figura 6.11 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 14

Figura 6.12 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 15 (gli spostamenti mostrati in figura sono riferiti allo step 14 e pertanto raffigurano l'incremento di deformazione agente sulla struttura dovuto esclusivamente all'effetto del sisma)

Figura 6.13 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 14

Figura 6.14 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 14

Figura 6.15 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 14

Figura 6.16 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 15

Figura 6.17 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 15

Figura 6.18 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 15

Figura 6.19 – Centrale in caverna: Sforzo normale agente sui chiodi allo step 14

Figura 6.20 – Centrale in caverna: Sforzo normale agente sui chiodi allo step 15

Figura 7.1 – Centrale in caverna: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento su piedritti e calotta

Figura 7.2 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di qs

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo 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 Esterzili (SU) nella parte sommitale della provincia Sud Sardegna. L'impianto in progetto prevede la realizzazione di un bacino artificiale a monte dell'esistente invaso di Nuraghe Arrubiu (Flumendosa) 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 condotte sulla caverna che ospiterà la Centrale in sotterraneo e sulla caverna della Sottostazione elettrica.

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 della centrale, ottenuta sulla base dei dati della campagna geologico-geotecnica effettuata nei mesi compresi tra novembre 2021 e febbraio 2022. Il Capitolo 5 riporta una breve descrizione degli interventi in progetto e dei materiali da costruzione previsti, mentre nei capitoli 6 e 7 sono esposti i risultati delle analisi numeriche di progetto e delle verifiche previste dalla normativa vigente condotte per le sezioni di analisi.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

3. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

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:

- 1351-A-OP-R-01 - Relazione geologica generale
- 1351-A-GD-R-01 - Relazione geotecnica generale
- 1351-A-GD-R-02 - Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo.

4.1 Caratterizzazione geologica

Dalla planimetria geologica e dalla sezione geologica interpretativa, riportate di seguito, è possibile osservare che le relative caverne che ospiteranno la centrale e la sottostazione elettrica interesseranno unicamente l'unità geotecnica delle Arenarie (A) appartenenti all'unità geologica delle Arenarie di San Vito

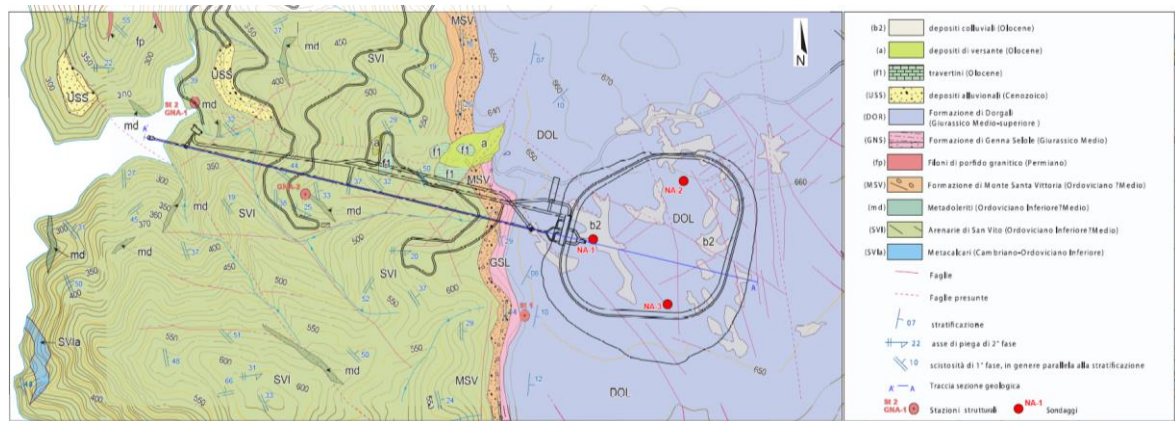


Figura 4.1 – Carta geologica

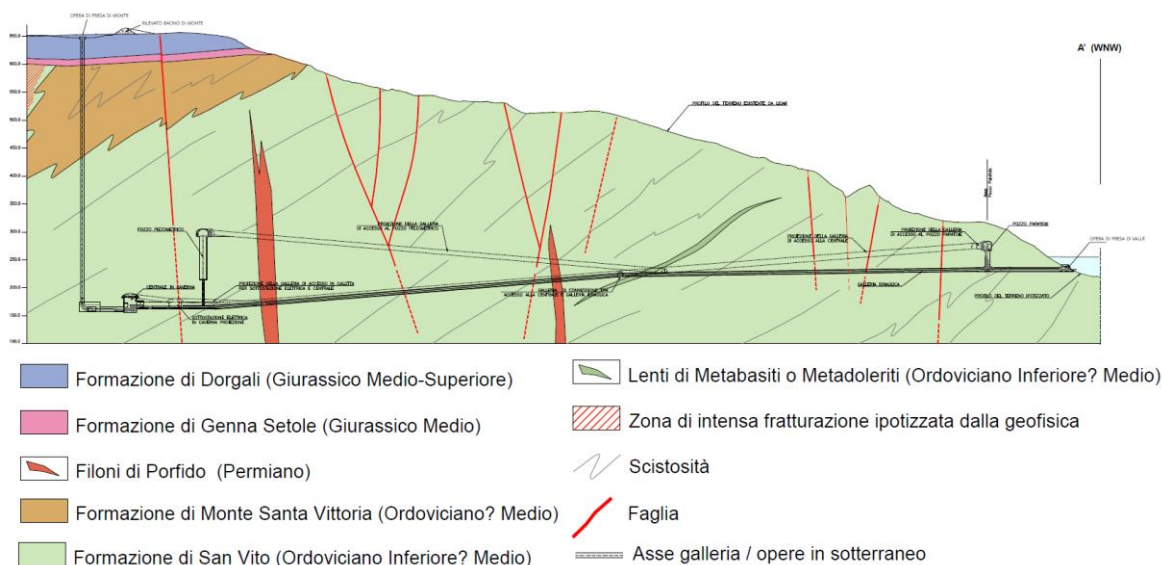


Figura 4.2 – Profilo geologico in asse alla via d'acqua

4.2 Caratterizzazione geotecnica

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

La caratterizzazione delle diverse unità geotecniche è stata effettuata basandosi sui dati finora raccolti durante le campagne di indagini svolte tra novembre 2021 e febbraio 2022. Tali dati hanno consentito di effettuare una prima caratterizzazione delle unità geotecniche in oggetto. La caratterizzazione è stata effettuata basandosi sui sondaggi a carotaggio continuo, sulle prove effettuate in foro, sulle prove effettuate su affioramenti rocciosi e sulle prove di laboratorio condotte sui campioni prelevati in sito. Per maggiori approfondimenti circa i dati raccolti durante la campagna prove e la determinazione dei parametri geotecnici si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale* (1351-A-GD-R-01).

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 A: parametri fisici, di resistenza e di deformabilità

Unità	γ (kN/m ³)	GSI	σ_{ci} (MPa)	m_i	m_b	s	a	v	MR	E_d (GPa)
parametri medi	26	55	70	13	2.606	0.0067	0.504	0.25	275	7.86
parametri minimi	26	40	26	12	1.408	0.0013	0.511	0.30	675	2.80
faglia	26	30	26	12	0.985	0.0004	0.522	0.35	675	1.43

Come si può osservare dalla tabella precedente, in considerazione delle differenti condizioni riscontrate durante la campagna di indagini, si prospettano tre diversi set di parametri per l'unità A, riferiti alle seguenti condizioni:

- arenarie (parametri medi): da impiegarsi nelle condizioni in cui l'ammasso si presenta più integro e meno scistoso
- arenarie (parametri minimi): da impiegarsi nelle condizioni in cui l'ammasso si presenta più fratturato e scistoso
- arenarie (faglia): da impiegarsi nelle condizioni in cui l'ammasso viene attraversato da zone di disturbo tettonico.

In considerazione delle dimensioni considerevoli della caverna che ospiterà la centrale, della sua geometria complessa e della copertura prevista risulta essenziale che tale

opera venga ubicata in una posizione in cui l'ammasso si presenta con le caratteristiche migliori tra quelle riscontrate in sito. Per tale ragione risulterà opportuno, nelle successive fasi di progettazione, svolgere delle indagini mirate a individuare con precisione tutte le possibili zone di disturbo presenti nelle vicinanze delle caverne ed eventualmente apportare delle leggere variazioni al layout di progetto al fine di evitare di interessare le faglie o le zone tettonizzate con lo scavo delle caverne.

Per le ragioni sopra descritte le analisi numeriche della caverna che ospiterà la centrale sono state effettuate prendendo in considerazione unicamente le proprietà medie dell'unità A.

4.3 Caratterizzazione sismica

La zona che ospiterà l'impianto, come è noto, è soggetta ad un rischio sismico estremamente basso. 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 gallerie e 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 4.3.

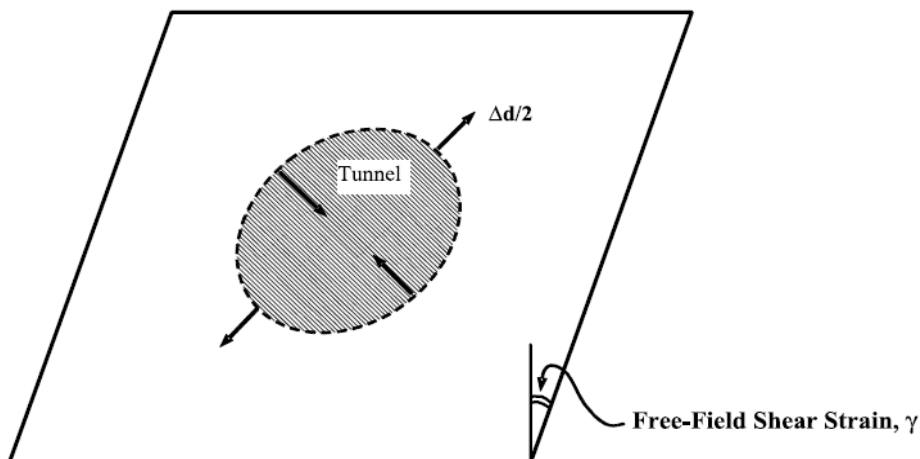


Figura 4.3 – Applicazione delle deformazioni di taglio sui bordi del modello per l'applicazione del Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero

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

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

Centrale in Caverna e Caverna della Sottostazione Elettrica¹

- 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: < 5.5
- Distanza dalla sorgente prevista: 0 - 20 km
- accelerazione massima orizzontale attesa (SLV): $a_g = 0.0716$ g
- coefficiente amplificativo per la categoria di sottosuolo: $S=1$
- copertura caverna = 460 m
- Coefficiente riduttivo dell'accelerazione del terreno con la profondità del tunnel: $C = 0.7$
- accelerazione di picco riferita alla profondità del manufatto: $a_{z,max} = S * C * a_g = 1 * 0.7 * 0.0716 \text{ g} = 0.05$ g
- rapporto tra velocità di picco ed accelerazione di picco: $k=66$ s
- velocità di picco al suolo: $V_s = 0.033$ m/s
- velocità apparente di propagazione delle onde S: $C_s = 2500$ m/s
- massima deformazione di taglio: $\gamma_{max} = 0.00001$ m/m
- dimensioni lato scatola di taglio del modello: $h_{mod} = 140$ m
- spostamento massimo da applicare al modello: $\Delta x = 0.9$ mm

Le formule applicate sono di seguito riepilogate:

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

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

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

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

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

¹ Poiché i dati raccolti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia non sono sufficienti per effettuare uno studio di disaggregazione della pericolosità sismica si sono selezionati, tra quelli presenti in letteratura, i valori di magnitudo e distanza dalla sorgente che minimizzano l'azione sismica.

5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

La Centrale in caverna e la caverna della Sottostazione elettrica rivestono un ruolo di primo piano per l'impianto in progetto in quanto al loro interno verranno alloggiate rispettivamente le turbine, le pompe ed i trasformatori necessari al funzionamento dell'impianto stesso.

La caverna che ospiterà la Centrale (Figure 5.1 – 5.3) ha dimensioni in pianta pari a 119.0 m x 23.1 m, un'altezza massima pari a circa 33.5 m ed una copertura pari a circa 465 m.

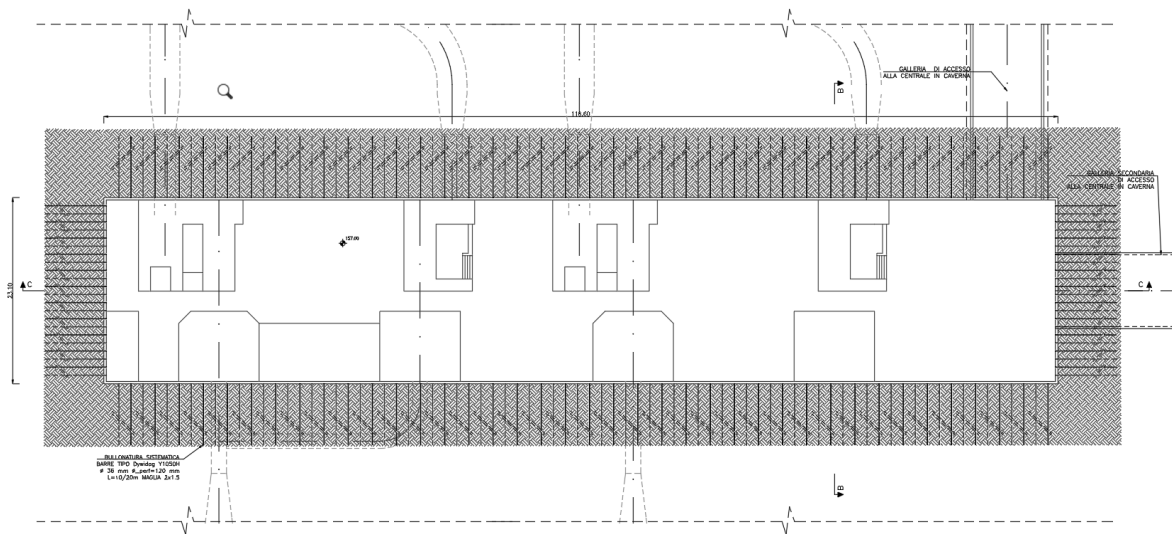


Figura 5.1 – Centrale in caverna, planimetria

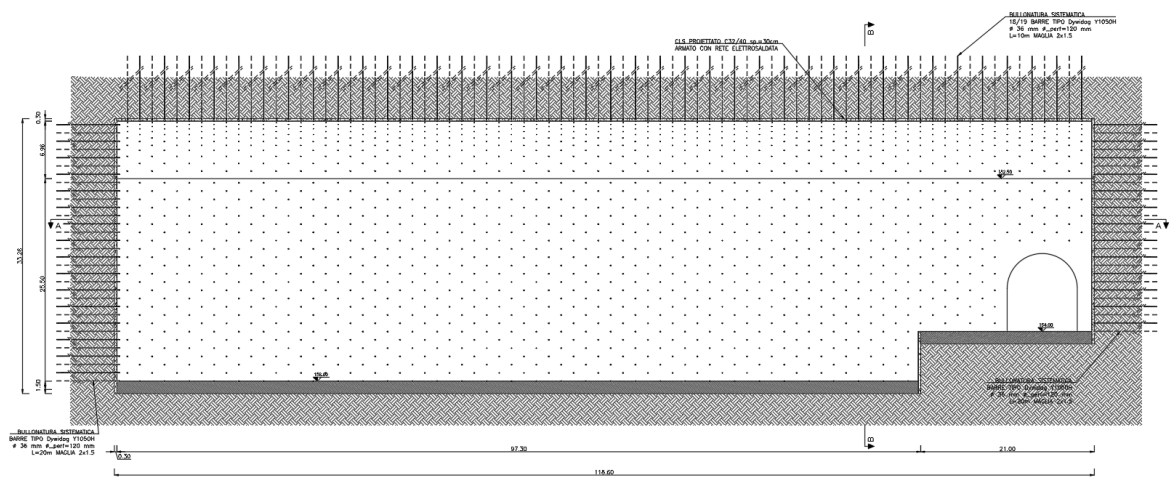


Figura 5.2 – Centrale in caverna, sezione longitudinale

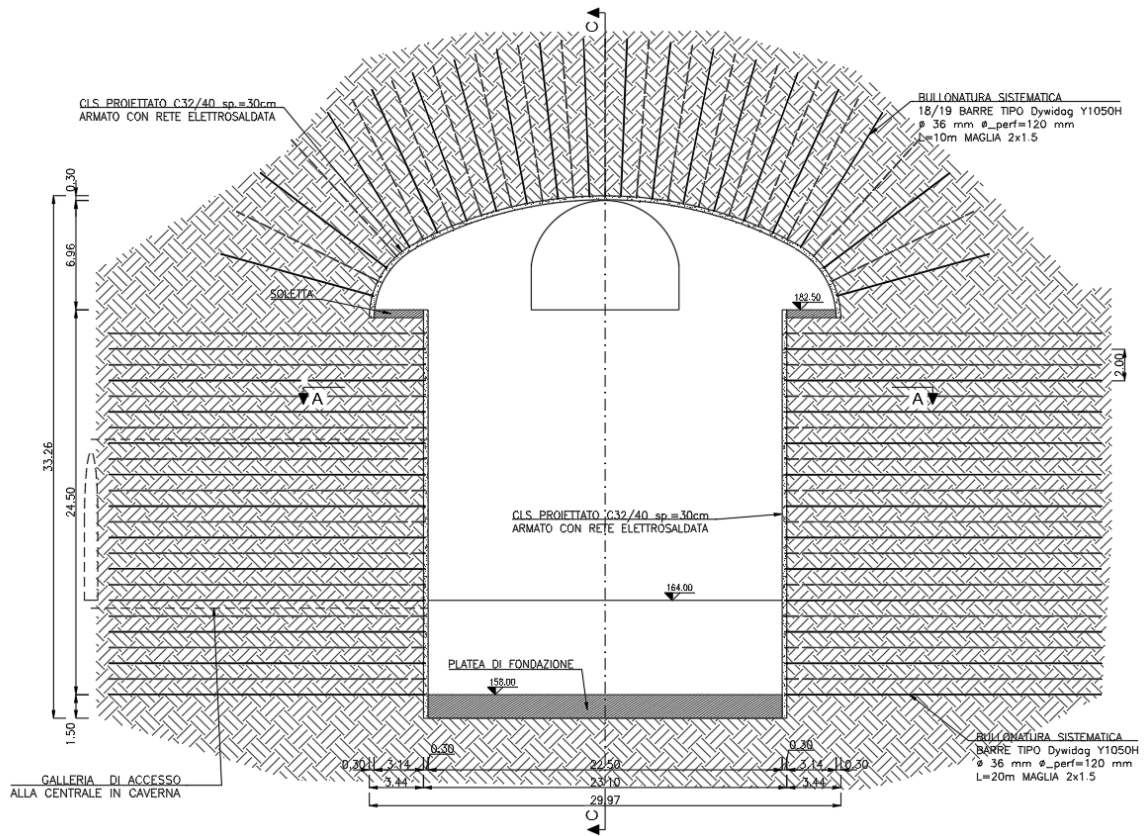


Figura 5.3 – Centrale in caverna, sezione trasversale

La caverna che ospiterà la sottostazione elettrica (Figure 5.4 – 5.6) ha dimensioni in pianta pari a 90.6 m x 23.1 m, un'altezza massima pari a circa 18.7 m ed una copertura pari a circa 465 m.

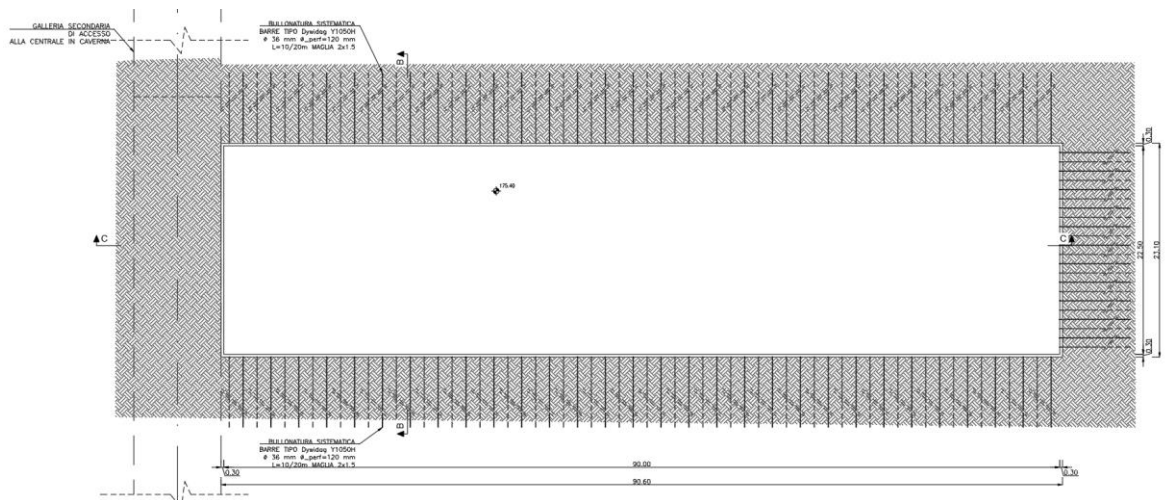


Figura 5.4 – Sottostazione elettrica, planimetria

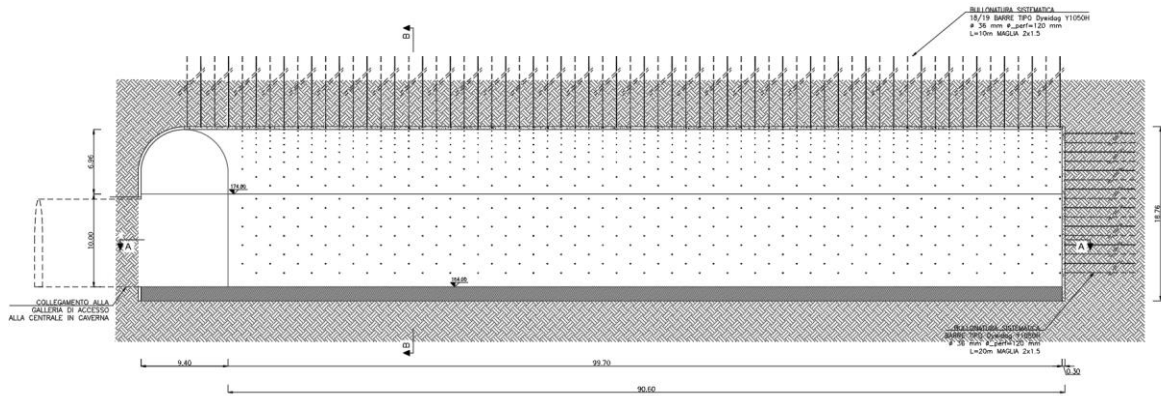


Figura 5.5 – Sottostazione elettrica, sezione longitudinale

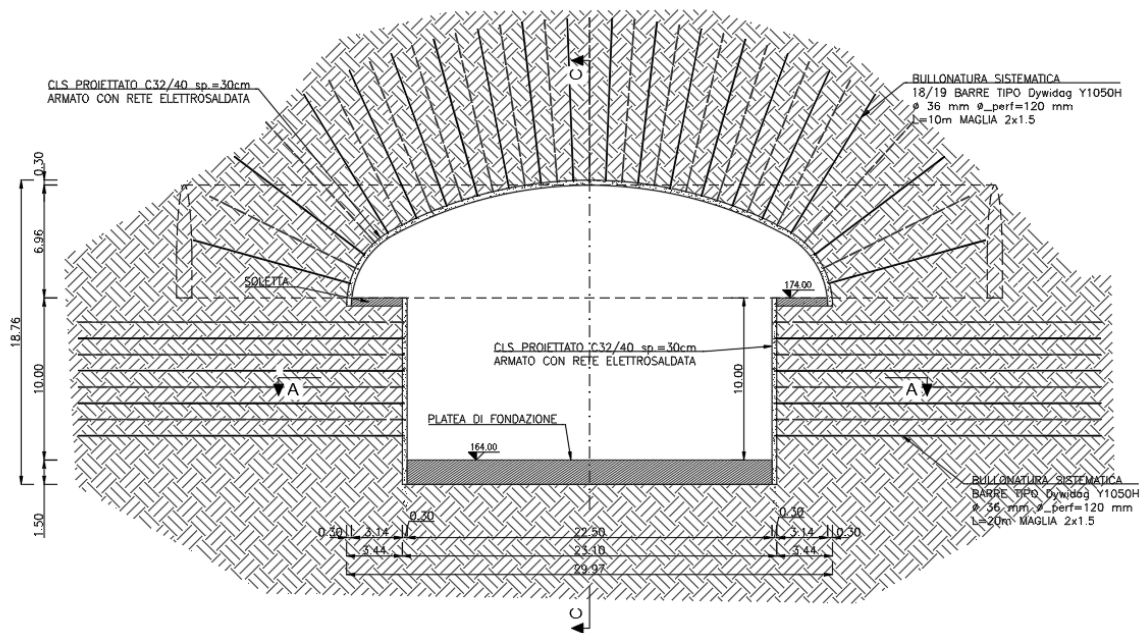


Figura 5.6 – Sottostazione elettrica, sezione trasversale

Alle due caverne si accede mediante un'apposita galleria di accesso (Figura 5.7) avente una larghezza netta interna di 9.0 m ed un'altezza massima pari a 9.45 m compreso il vano superiore dedicato alla ventilazione ed isolato dal resto della galleria. La galleria di accesso, in prossimità della progressiva 1+300 km ha una biforcazione:

- il ramo principale della galleria di accesso raggiunge la caverna alla quota 164 m e costituirà la principale via di accesso alla caverna;
- il ramo secondario della galleria di accesso raggiunge la caverna alla quota 182.5 m e consentirà l'attacco per lo scavo della caverna stessa.

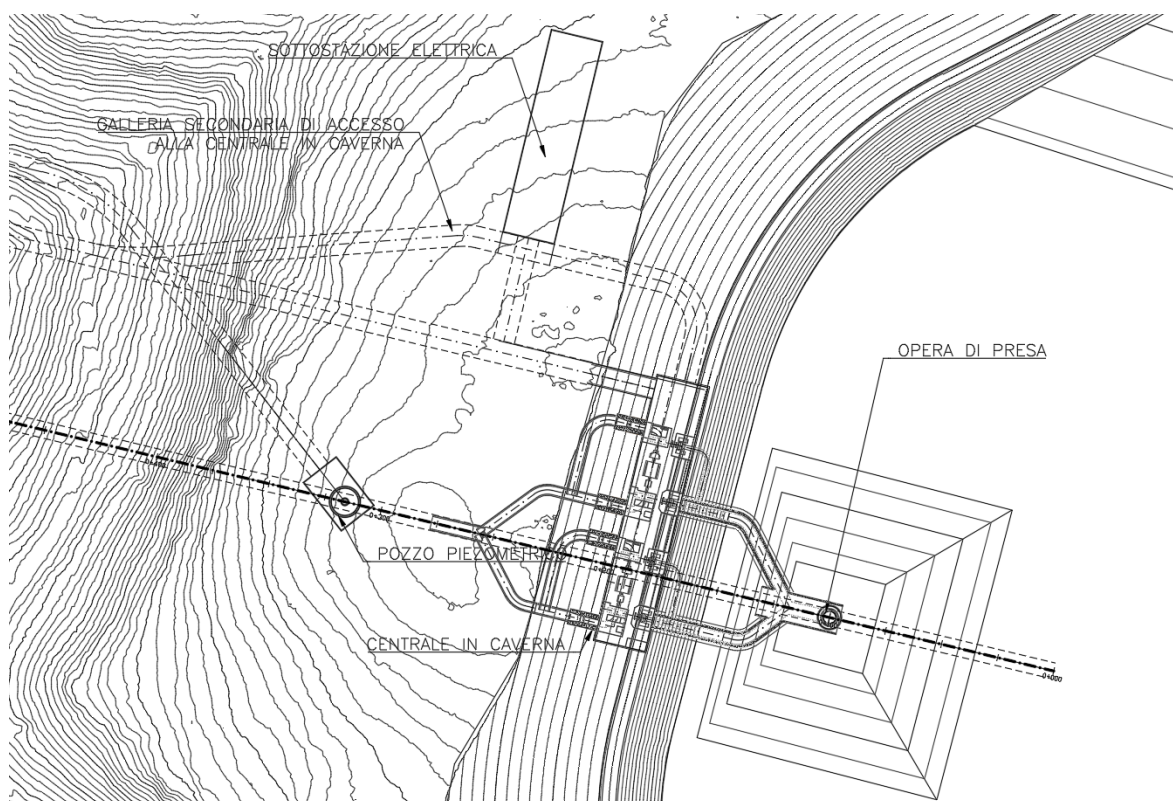


Figura 5.7 – Planimetria della galleria di accesso alle caverne nel tratto di arrivo

La centrale in caverna viene raggiunta, oltre che dalla galleria di accesso, anche dalla galleria idraulica (che in corrispondenza della centrale presenta diverse biforcazioni dirette ad alimentare le turbine e le pompe) le cui posizioni sono illustrate in Figura 5.7.

Queste due opere rappresentano un elemento singolare e particolarmente complesso nell'ambito della progettazione e realizzazione dell'impianto di Taccu Sa Pruna, per tutta una serie di fattori legati ai seguenti aspetti:

- le notevoli dimensioni delle caverne;
- la complessità delle fasi di scavo necessarie alla loro costruzione;
- la presenza delle opere complementari di ingresso ed uscita delle acque;
- le elevate coperture a cui verranno realizzate.

Nel presente capitolo vengono brevemente descritti gli interventi di sostegno del cavo e le fasi realizzative previste per la realizzazione delle due caverne.

5.1 Problematiche attese ed interventi previsti

La sagoma di scavo di ciascuna caverna è dettata, oltre che dalle esigenze funzionali di alloggiamento dei rispettivi macchinari, anche dalla necessità di garantire la stabilità del cavo sia nelle fasi esecutive degli scavi sia a lungo termine.

La realizzazione delle caverne destinate ad ospitare la centrale e la sottostazione elettrica è caratterizzata da due problematiche principali, che le rendono due opere molto impegnative:

1. la presenza un ammasso roccioso con caratteristiche non eccellenti, che potrebbe presentarsi con un grado di fratturazione moderatamente alto lungo i piani di scistosità;
2. lo stato di sforzo in sito è governato dalla notevole copertura, di circa 465 m, che porta lo stato litostatico ad un ordine di grandezza di 12 MPa alla quota della calotta.

Se dunque da un lato è fondamentale la collaborazione della roccia attorno al cavo nel sostenere il carico litostatico, dall'altro questa può attivarsi solo a prezzo di un certo rilassamento il quale però non deve tradursi in una deformazione eccessiva del perimetro di scavo. Le convergenze che si sviluppano durante il progredire delle fasi di scavo infatti vanno a gravare sugli elementi di rivestimento che, di conseguenza, devono necessariamente essere in grado di accettare, in maniera controllata, un certo livello di deformazione. L'impiego di un rivestimento eccessivamente "rigido" comporterebbe infatti, in concomitanza con l'approfondimento delle fasi di scavo, l'insorgenza di carichi eccessivamente elevati sulle strutture costituenti il rivestimento stesso.

Per tale motivo, in fase di predimensionamento, si è optato per un rivestimento sufficientemente deformabile costituito da calcestruzzo proiettato armato con reti elettrosaldate e da bullonature sistematiche collocate sul perimetro di scavo aventi la funzione di creare degli ancoraggi in grado di limitarne la deformazione.

Sulla base degli elementi raccolti nella fase di indagine e delle problematiche sopra riportate si è definita una sezione tipologica (identica per le due caverne le quali differiscono unicamente per l'altezza dei piedritti) per la realizzazione delle caverne sulla quale sono state svolte le analisi numeriche finalizzate al predimensionamento degli elementi di sostegno che, nella configurazione finale, risultano costituiti da:

- un rivestimento su calotta e piedritti costituito da uno strato di 30 cm di spessore di calcestruzzo proiettato di classe C32/40 armato con due strati direte elettrosaldata ϕ 12 mm maglia 20 cm x 20 cm
- bulloni di ancoraggio passivi sul contorno di piedritti e calotta costituiti da barre di tipo Dywidag Y1050H, $\phi=36$ mm, aventi lunghezza pari a 20 m sui piedritti e 10 m in calotta, collocati con maglia 2 m x 1.5 m.

5.2 Fasi di scavo delle caverne

Viste le notevoli dimensioni della sezione di scavo quest'ultimo dovrà necessariamente avvenire su una sezione parzializzata ponendo in opera, di volta in volta, gli oppor-

tuni sistemi di supporto necessari a garantire la stabilità del cavo sia nel breve sia nel lungo termine.

Di seguito vengono illustrate le principali fasi di scavo (Figura 5.8) delle due caverne, ulteriori dettagli relativi alle lunghezze di avanzamento dei singoli campi di scavo ed ai tempi di posa delle strutture di sostegno dovranno essere definiti in sede di progetto esecutivo e confermati in funzione delle caratteristiche dell'ammasso roccioso effettivamente riscontrate in sito:

- FASE 0 - le fasi esecutive di scavo caverna sono precedute dallo scavo della galleria di accesso alla stessa;
- FASE 1 - lo scavo della caverna viene realizzato con sezione parzializzata per avanzamento con cunicoli laterali (fasi 1a e 1b) e successivo scavo del nucleo centrale (fase 1c) secondo le seguenti modalità:
 - I cunicoli laterali sono sostenuti sul lato interno da uno strato di calcestruzzo proiettato e da chiodature passive provvisorie, mentre sul lato esterno sono sostenuti dal rivestimento definitivo costituito da calcestruzzo proiettato e dalle chiodature di ancoraggio;
 - il fronte di scavo della fase 1b dovrà essere arretrato di una distanza minima pari a 10 m rispetto al fronte di scavo della sezione 1a;
 - il fronte di scavo della fase 1c dovrà essere arretrato di una distanza minima pari a 20m rispetto al fronte di scavo della sezione 1b;
 - la realizzazione della fase 1 prosegue fino al completamento dello scavo dell'intero livello della centrale;
- FASI DA 2 A 6 - per ogni livello di scavo vengono ripetute le fasi Xa, Xb e Xc con modalità analoghe a quanto descritto per la fase 1 fino al completamento dello scavo dell'intera caverna.

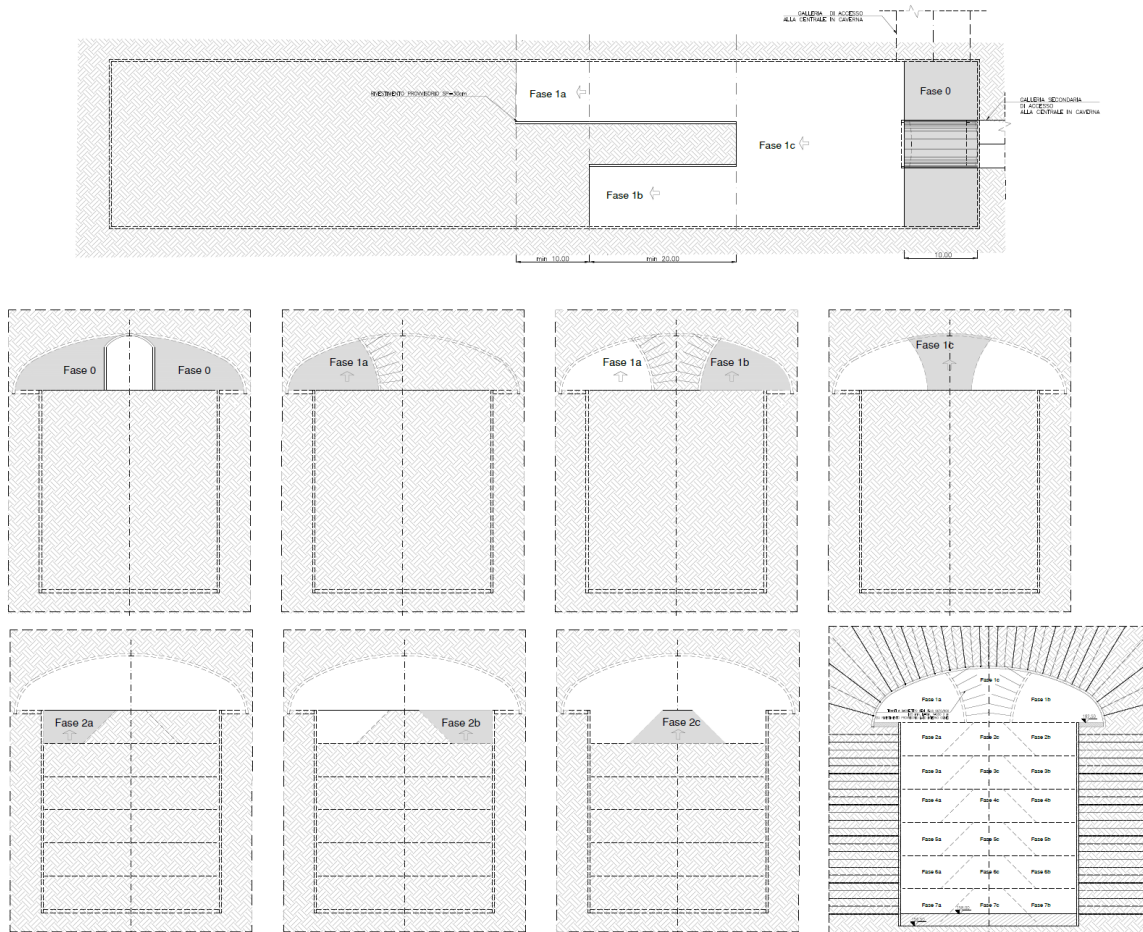


Figura 5.8 – Fasi di scavo della Centrale in Caverna, planimetria e sezione trasversale

5.3 Materiali

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

Calcestruzzo proiettato fibrorinforzato

classe di resistenza

C 32/40

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

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

modulo elastico

$$E = 30000 \text{ MPa}$$

Acciaio per armature in barre o reti elettrosaldate

Acciaio B450C

modulo elastico

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

Chiodi da roccia

chiodi provvisori a barre tipo GEWI® Plus S670/800 Threadbar

tensione caratteristica di rottura

$$f_{ptk} \geq 800 \text{ N/mm}^2$$

tensione caratteristica di snervamento

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

chiodi permanenti a barre in acciaio da precompressione tipo Dywidag Y1050H

tensione caratteristica di rottura

$$f_{ptk} \geq 1050 \text{ N/mm}^2$$

tensione caratteristica di snervamento

$$f_{p0.2k} \geq 950 \text{ N/mm}^2$$

6. ANALISI NUMERICHE

Nel presente capitolo vengono dapprima descritte le strategie di analisi impiegate per le simulazioni numeriche e le caratteristiche del modello stesso; successivamente vengono illustrati i risultati ottenuti dalle simulazioni condotte.

6.1 Generalità

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

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

Lo stato tensionale iniziale è stato supposto di tipo geostatico; le tensioni principali massime e minime sono state assegnate mediante una prima fase di inizializzazione (Step 0), in cui agli elementi del modello, a partire da uno stato tensionale nullo, vengono applicate le forze di volume costituite dal peso proprio attribuito ai diversi materiali. In assenza di informazioni specifiche a riguardo si è supposto un coefficiente di spinta a riposo k_0 pari a 0.75.

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

In considerazione del livello di progettazione, in cui si è effettuato solamente un pre-dimensionamento delle strutture di sostegno, le analisi numeriche sono state svolte secondo delle metodologie semplificate in cui la caverna, come si è detto, viene simulata attraverso un modello numerico bidimensionale in condizioni di deformazione piana. Per simulare gli effetti tensionali indotti dagli scavi, considerando la tridimensionalità del problema, si è adottata una tecnica di simulazione comunemente utilizzata nel calcolo di gallerie: questa consiste nell'applicazione di un sistema di forze equivalenti, con le quali la

superficie lungo cui si opera lo scavo viene liberata dalle tensioni inizialmente presenti nel terreno (Barla e Jarre, 1986).

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

In relazione a quanto sopra, il metodo comporta:

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

Il modello numerico è stato sufficientemente esteso in profondità e lateralmente per permettere di ritenere trascurabili le condizioni di vincolo introdotte. Data la notevole profondità a cui si intende realizzare l'opera il modello numerico non è stato esteso fino al piano campagna, ma si è tenuto conto del reale carico geostatico definendo nel software la copertura voluta.

Il terreno è stato discretizzato mediante elementi bidimensionali di dimensioni crescenti con l'aumentare della distanza dalla cavità.

Le strutture costituenti il rivestimento in calcestruzzo proiettato 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.

6.2 Descrizione del modello numerico

Poiché le due caverne presentano la medesima geometria a meno dell'altezza dei piedritti si è realizzato un unico modello numerico relativo alla Centrale in Caverna (alla quale corrisponde la massima altezza del cavo). Tale modello però risulta rappresentativo anche della caverna che ospiterà la sottostazione elettrica in quanto la geometria finale di

quest'ultima corrisponde ad una delle fasi intermedie di simulazione della Centrale in Caverna.

Per la simulazione della caverna sono state considerate le condizioni geometriche relative alla sezione di massima altezza della caverna, posta in corrispondenza delle turbine ed avente altezza pari a 33.5 m (quota del piano inferiore 158 m).

Nella sezione di analisi non si è considerata la presenza delle nicchie laterali, delle gallerie di accesso e delle opere complementari di ingresso ed uscita delle acque. 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.

Nelle simulazioni numeriche si è tenuto conto di una copertura media sulla caverna pari a circa 465 m. La stratigrafia di analisi riproduce quanto illustrato nelle sezioni geologiche e geomeccaniche e vede la presenza delle sole Arenarie (A) appartenenti alla formazione delle Arenarie di San Vito.

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 (Figura 6.1);
2. Modello in condizioni sismiche (Figura 6.2).

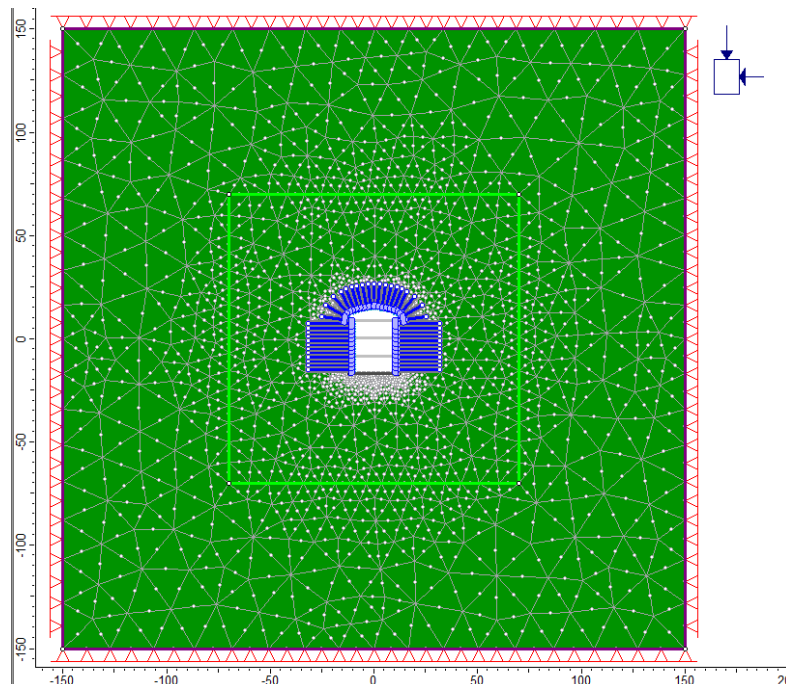


Figura 6.1 – Centrale in caverna: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione

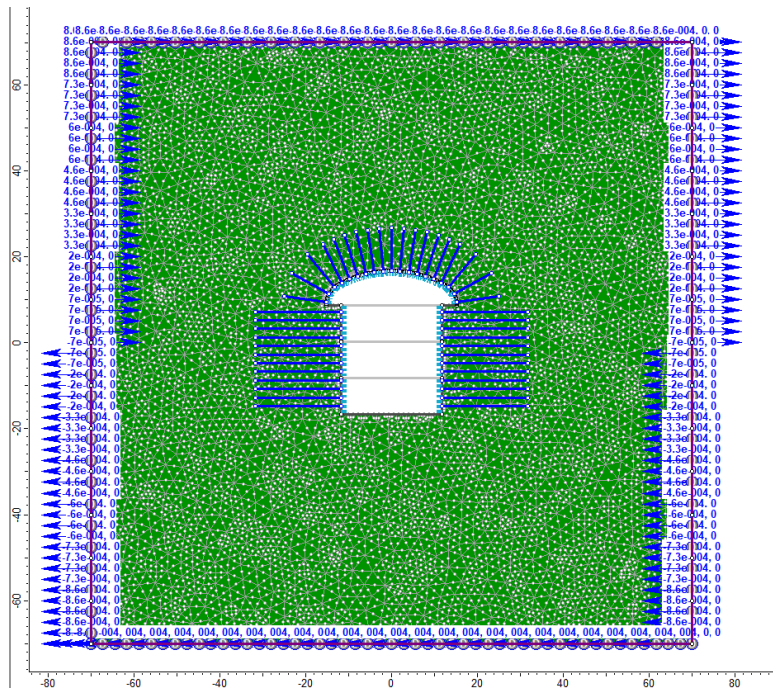


Figura 6.2 – Centrale in caverna: Geometria del modello numerico per le analisi sismiche relativa all'ultimo step della simulazione

Le diverse fasi di scavo e sostegno considerate nelle analisi sono:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo della calotta della centrale (le fasi realizzative 1a, 1b e 1c nella simulazione numerica vengono accorpate in un unico step) con rilascio parziale del 95% sul perimetro di scavo
- STEP4 - Posa in opera delle chiodature sulla calotta e rilascio tensionale completo sul perimetro di scavo
- STEP5 - Posa in opera del calcestruzzo proiettato sulla calotta
- STEP da 6 a 14 - il completamento dello scavo e della posa del rivestimento è stato simulato attraverso 9 step successivi che ripercorrono in via semplificata le fasi costruttive illustrate al Paragrafo 5.2 della presente relazione. In particolare si è simulato, per ognuno dei livelli di scavo dal 2 al 4, uno scavo per “fette orizzontali” di altezza pari a 8.5 m in cui vengono accorpate le fasi Xa, Xb e Xc in una unica fase di scavo con contestuale rilascio parziale del 95% sul perimetro dello scavo. In alternanza alle fasi di scavo si hanno le fasi di posa del rivestimento sui piedritti (chiodature e spritzbeton) e rilascio tensionale completo sul perimetro di scavo
- STEP15 - Solamente sul modello impiegato per le analisi sismiche si è aggiunto un ulteriore step in cui vengono applicati, sul contorno della scatola di taglio, gli spostamenti dovuti al sisma.

6.3 Risultati e osservazioni

I risultati delle analisi sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati per le fasi di calcolo più significative:

- il diagramma con l'estensione della fascia plastica
- il diagramma con i vettori spostamento del terreno nell'intorno della caverna
- i diagrammi delle sollecitazione attese sui rivestimenti e sulle chiodature

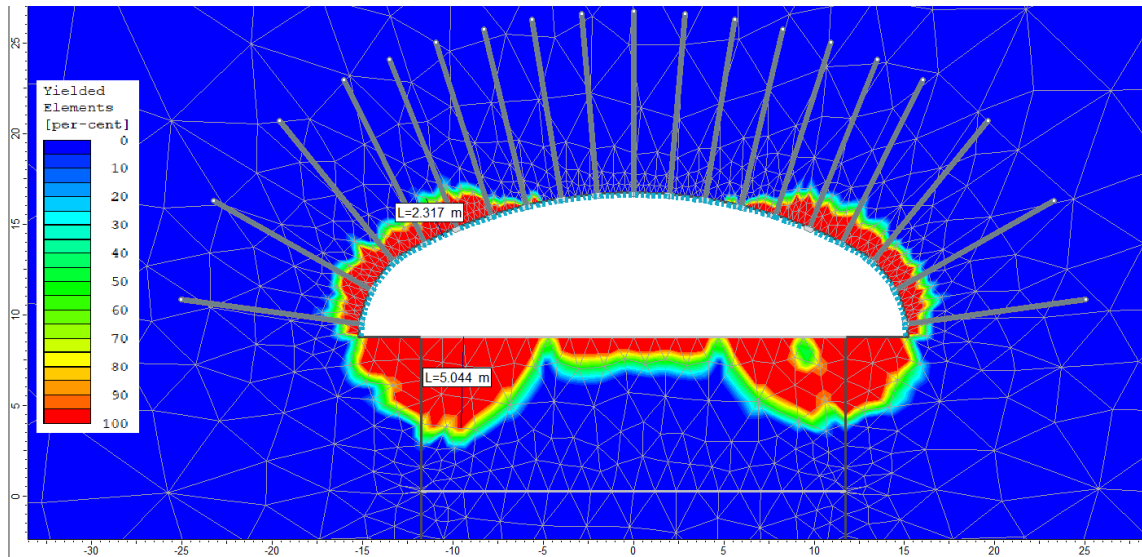


Figura 6.3 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 5

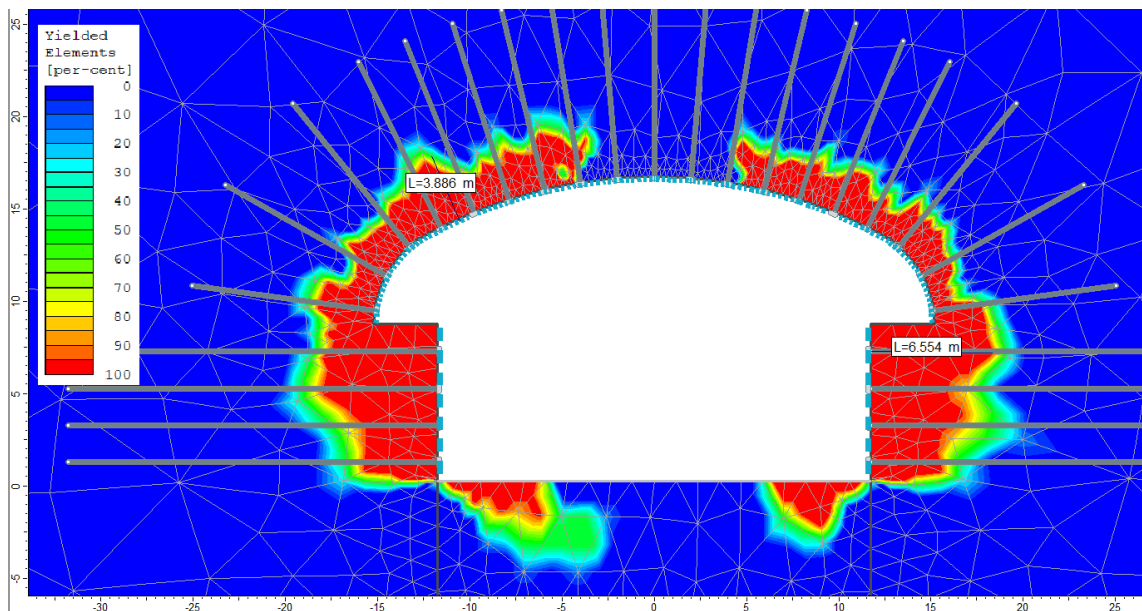


Figura 6.4 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 8

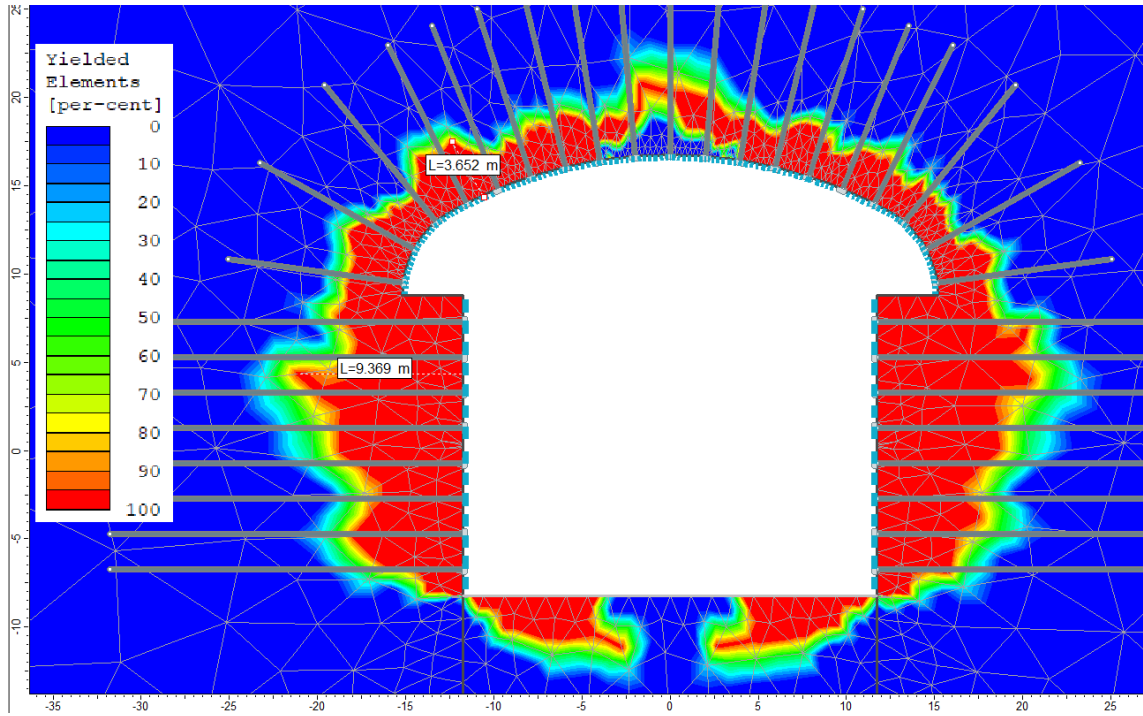


Figura 6.5 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 11

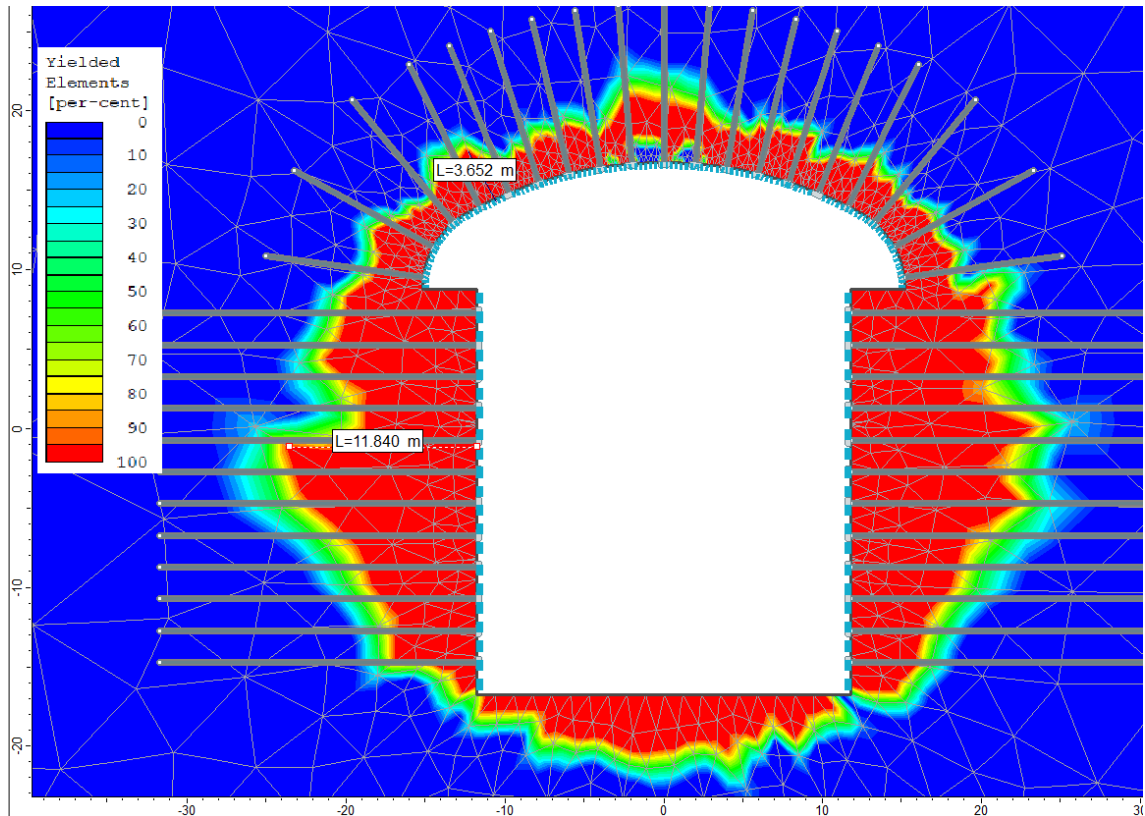


Figura 6.6 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 14

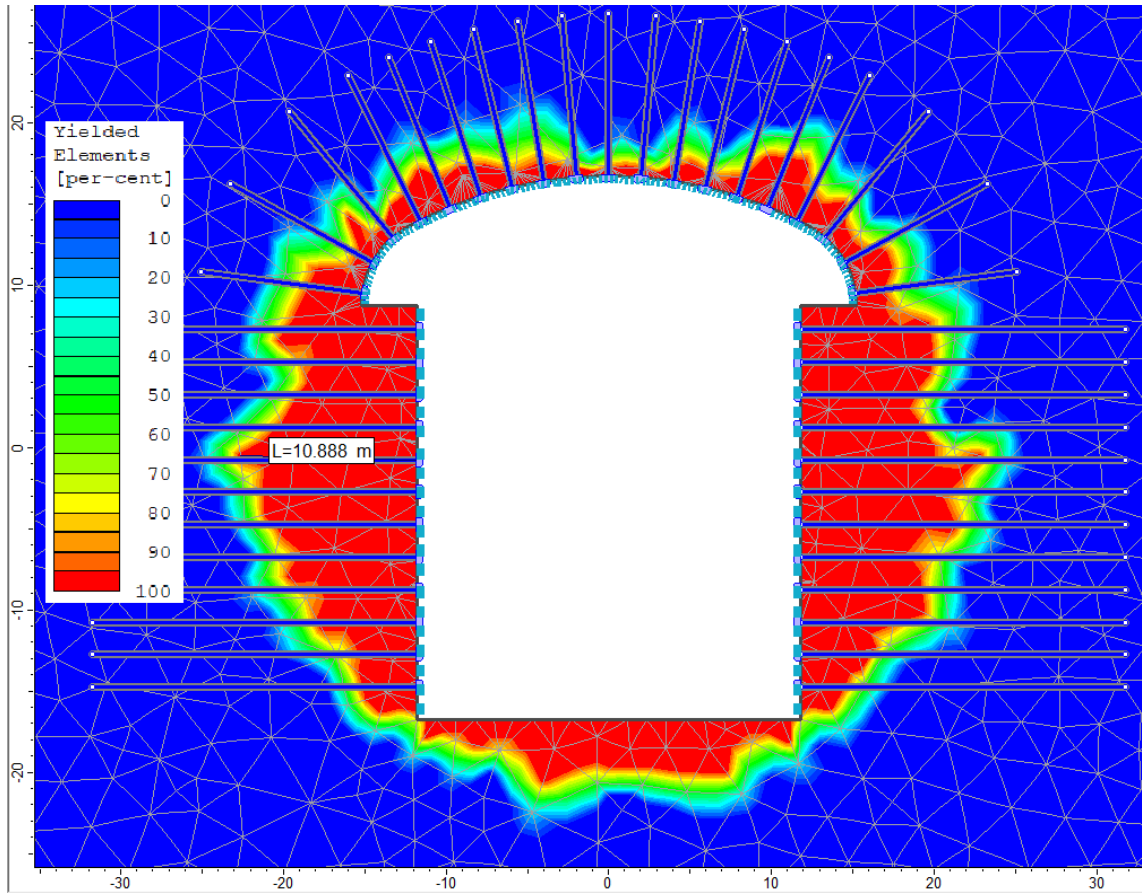


Figura 6.7 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 15

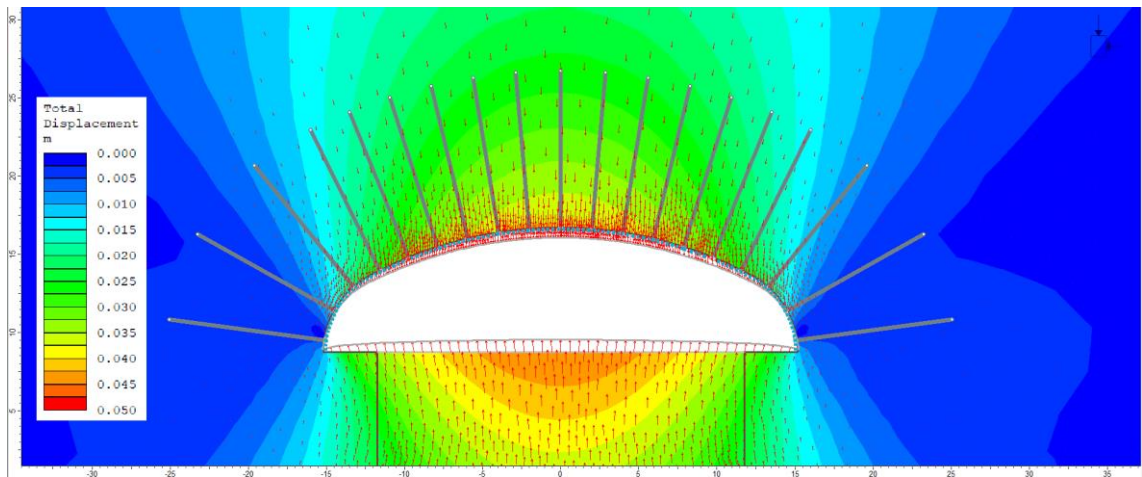


Figura 6.8 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 5

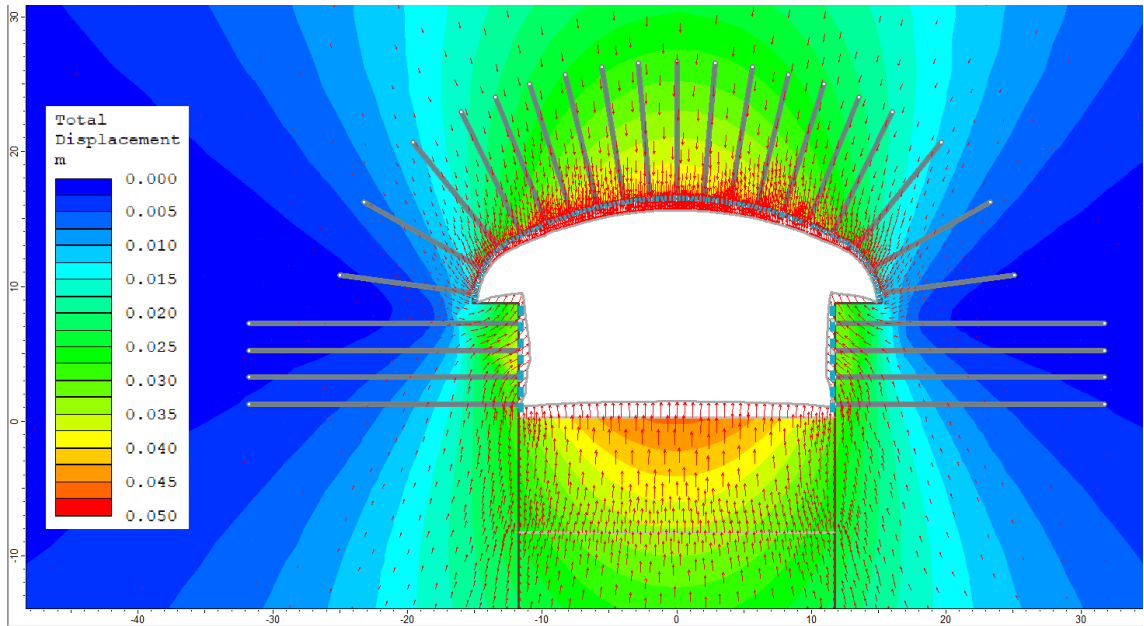


Figura 6.9 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 8

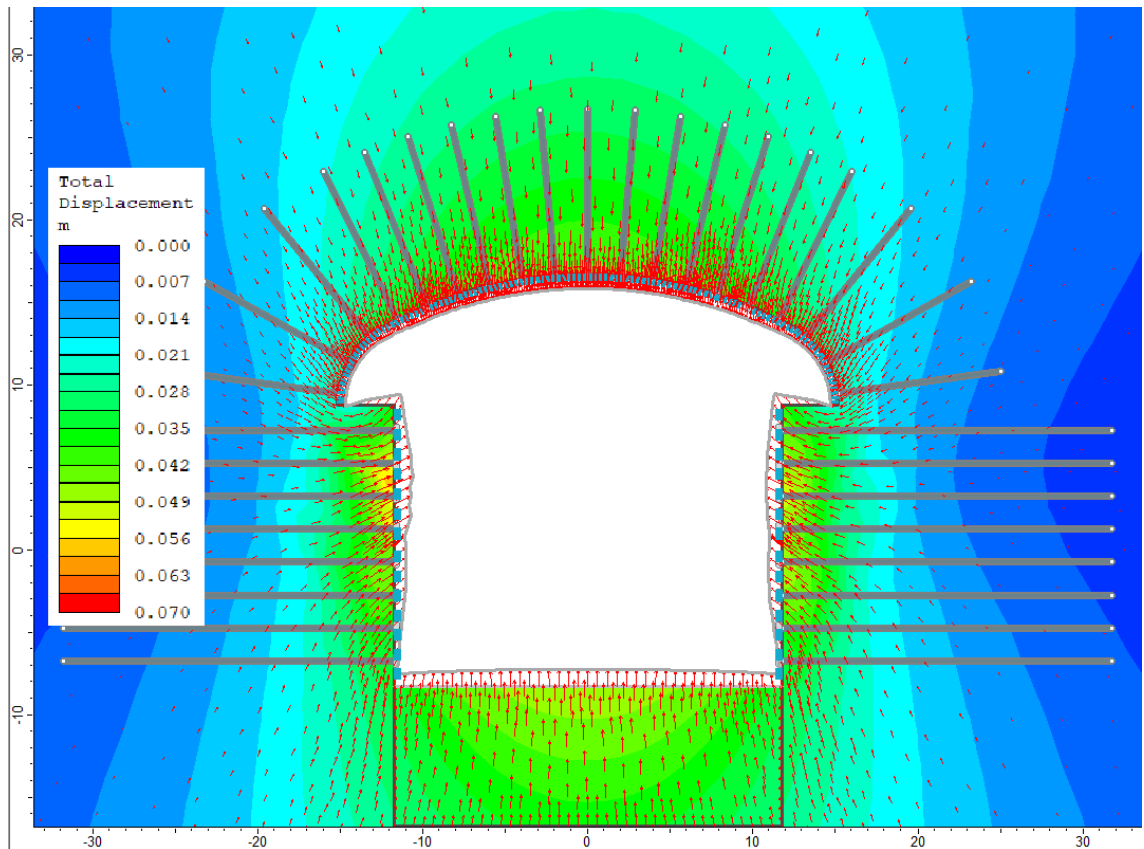


Figura 6.10 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 10

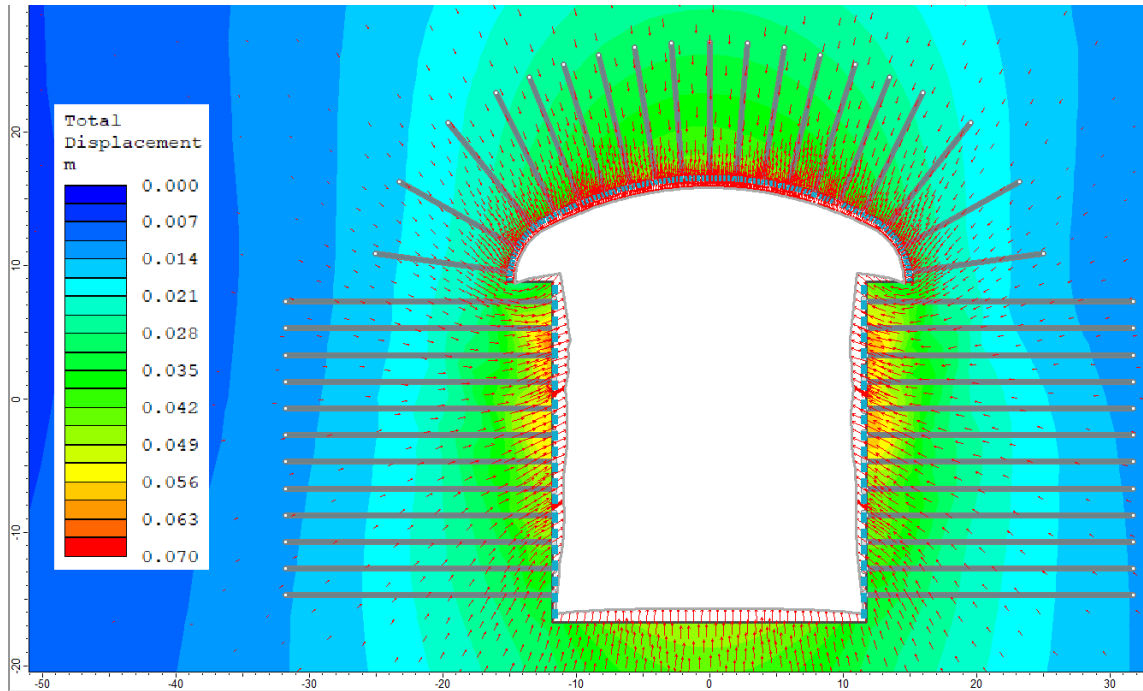


Figura 6.11 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 14

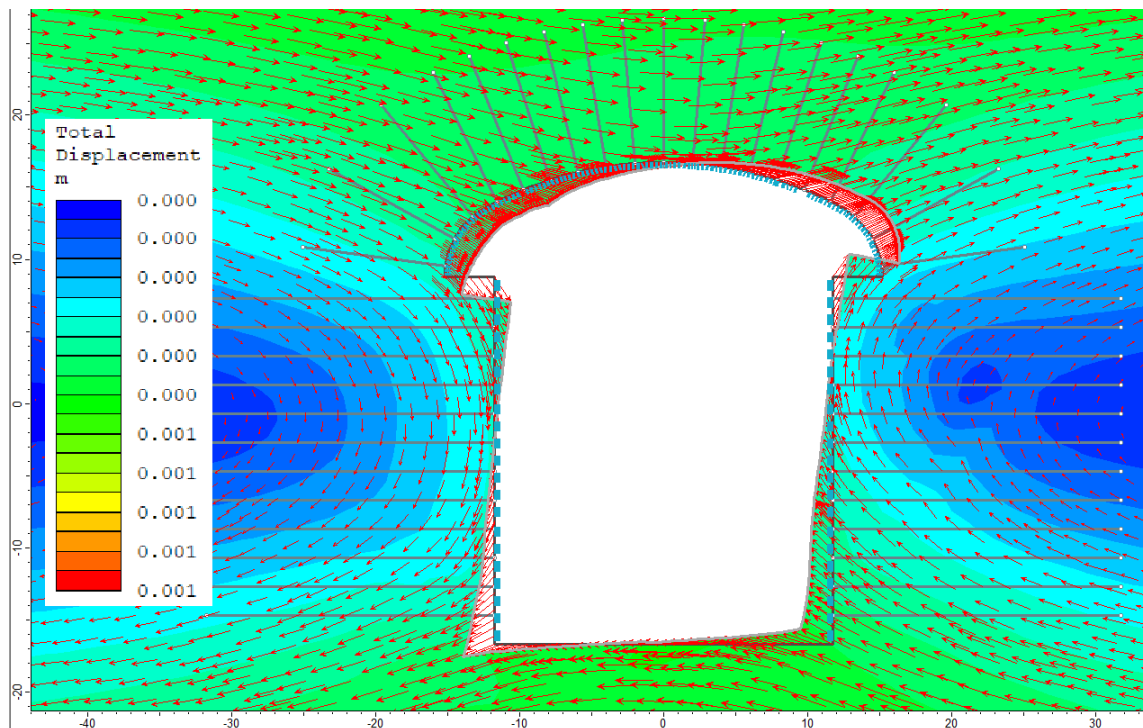


Figura 6.12 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 15 (gli spostamenti mostrati in figura sono riferiti allo step 14 e pertanto raffigurano l'incremento di deformazione agente sulla struttura dovuto esclusivamente all'effetto del sisma)

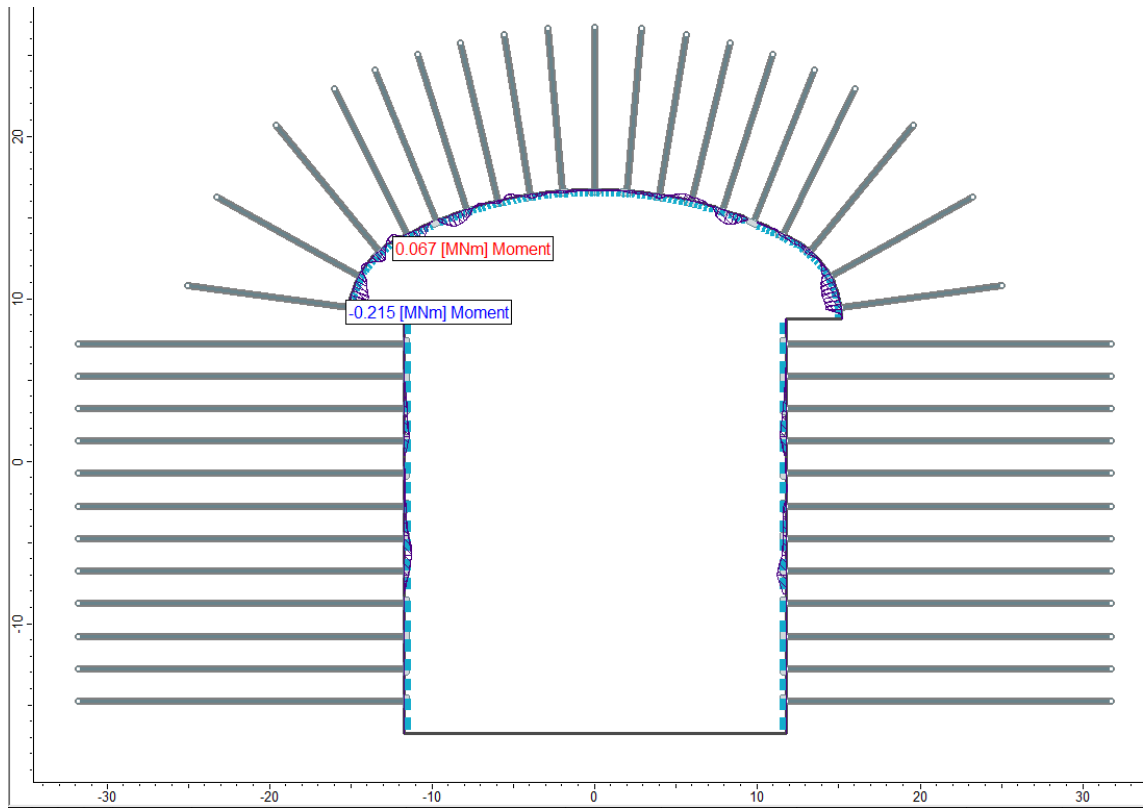


Figura 6.13 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 14

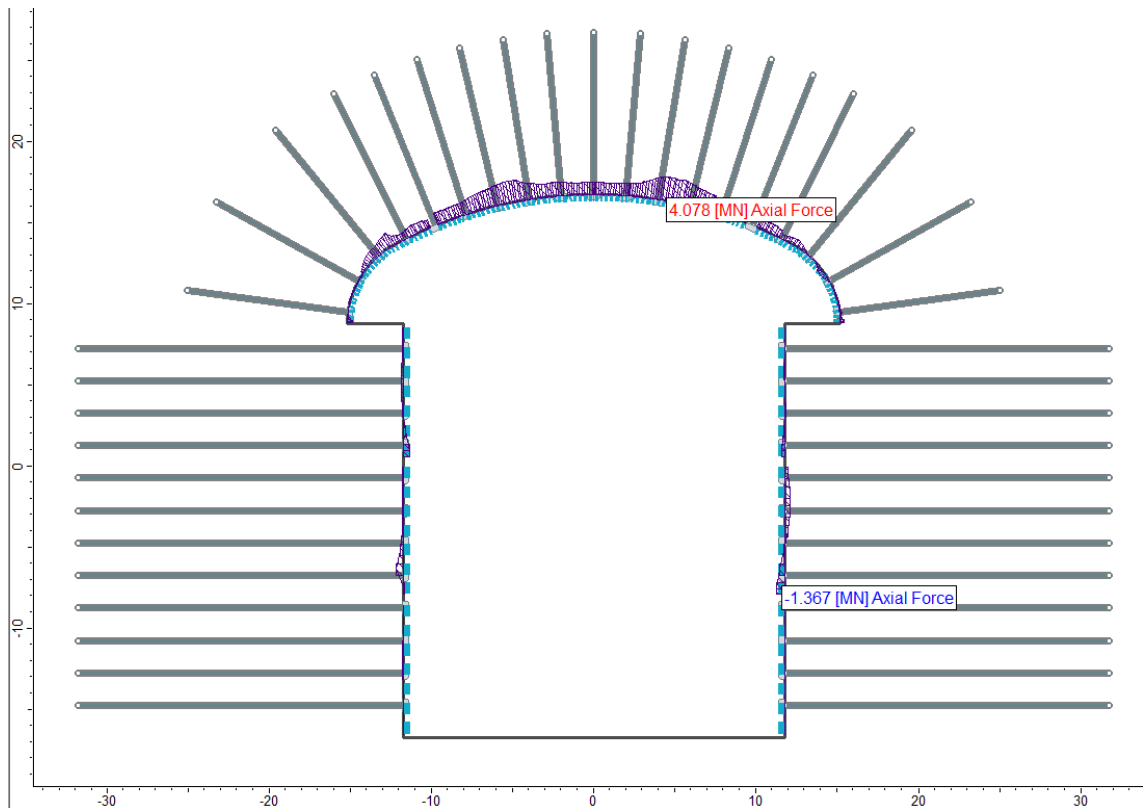


Figura 6.14 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 14

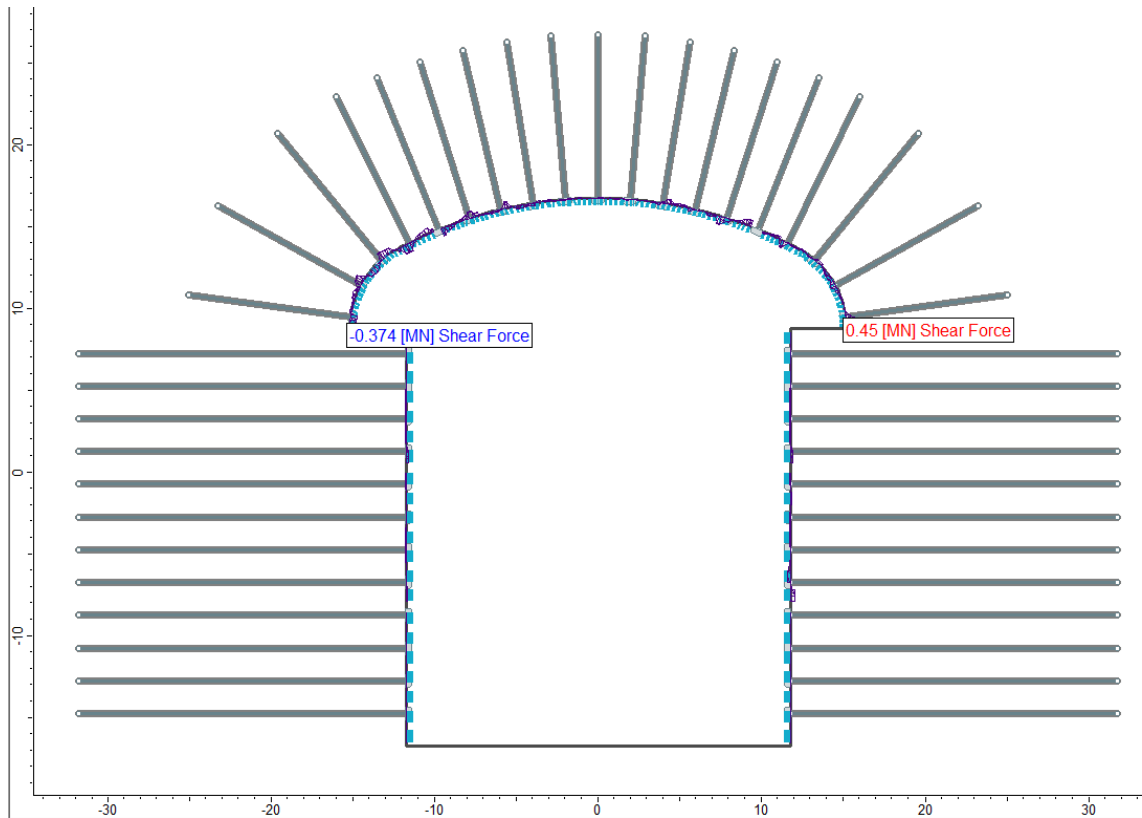


Figura 6.15 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 14

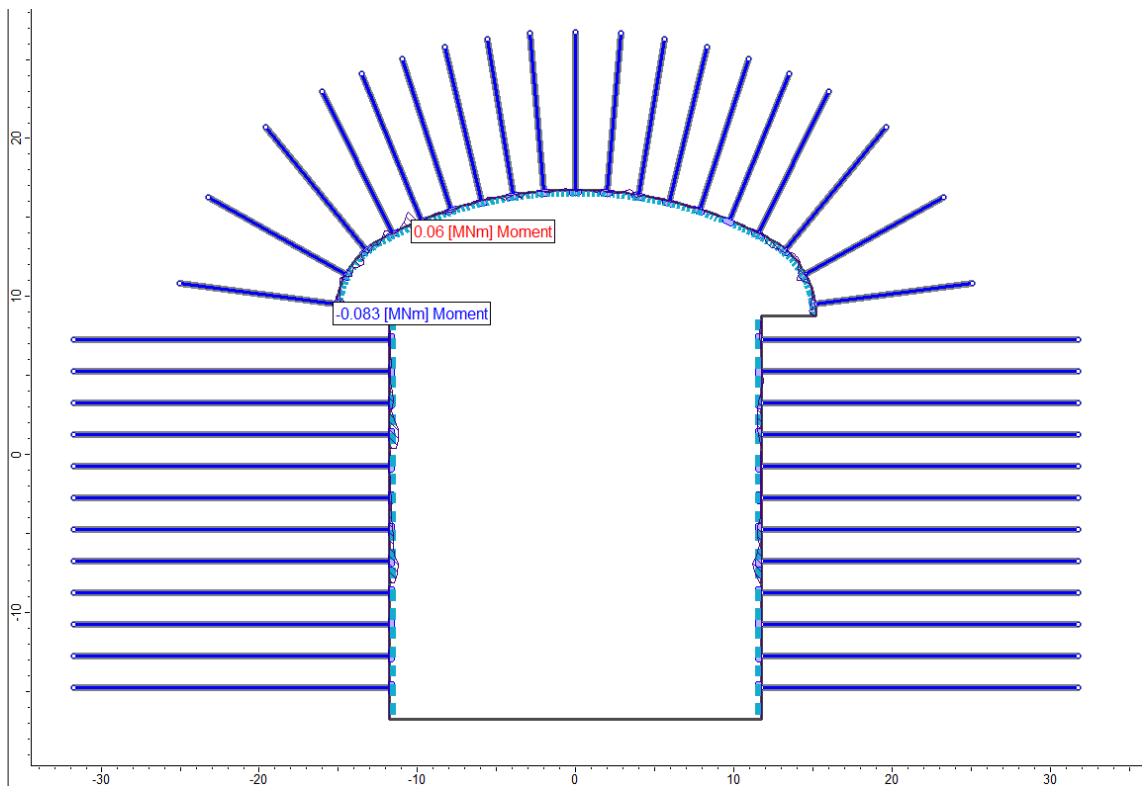


Figura 6.16 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 15

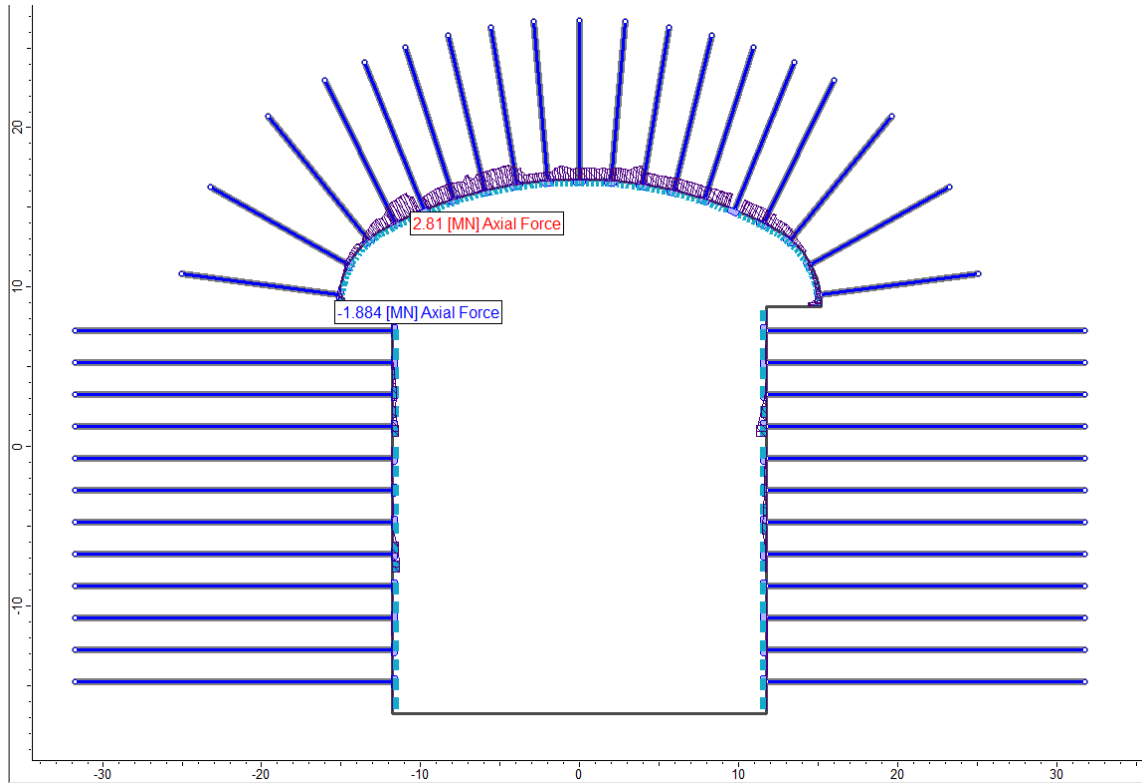


Figura 6.17 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 15

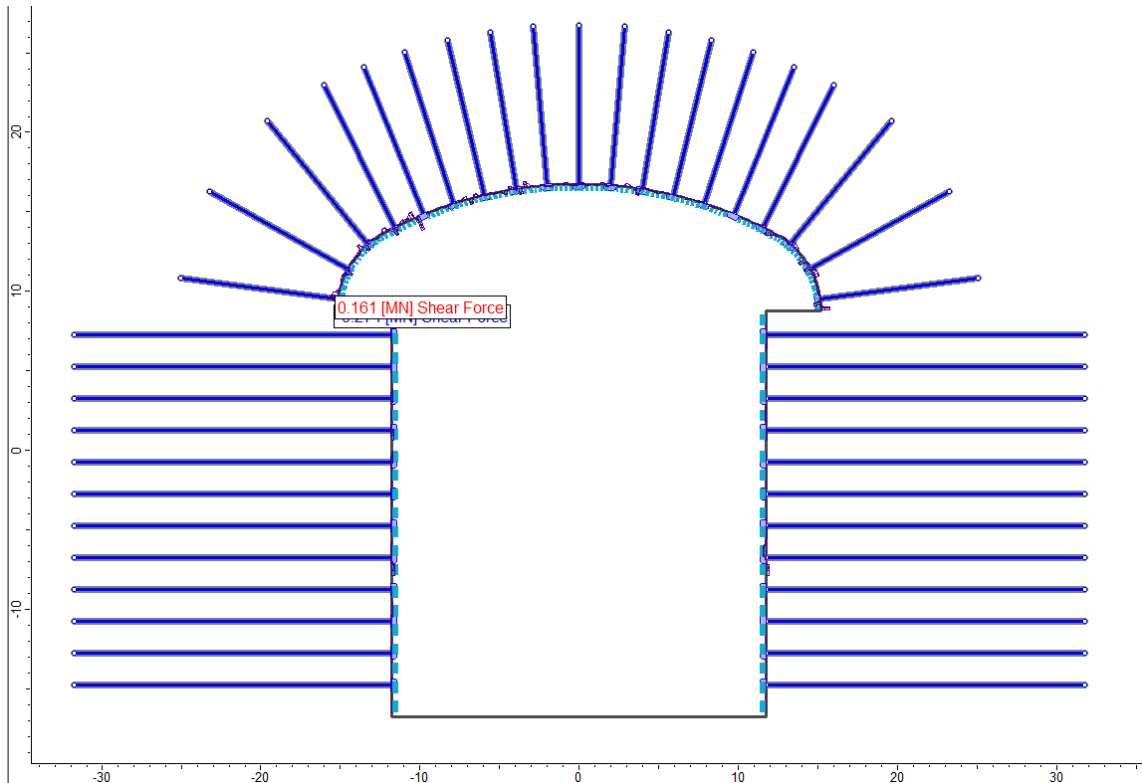


Figura 6.18 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 15

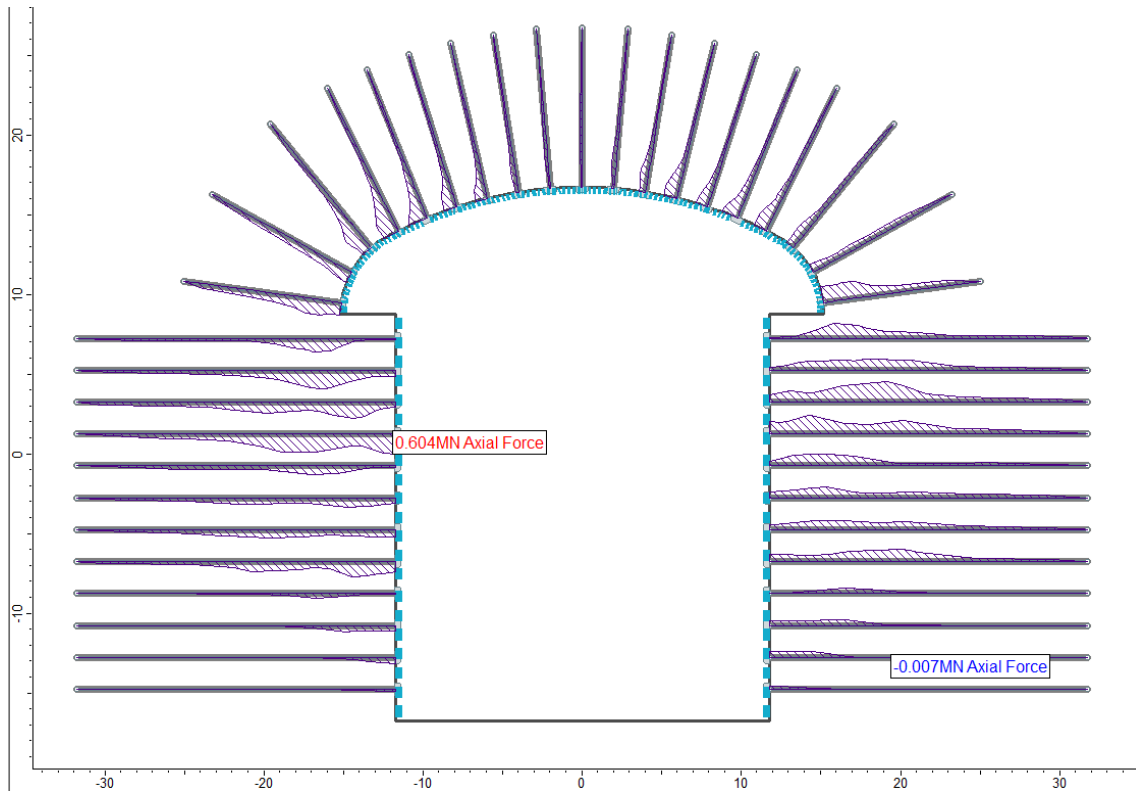


Figura 6.19 – Centrale in caverna: Sforzo normale agente sui chiodi allo step 14

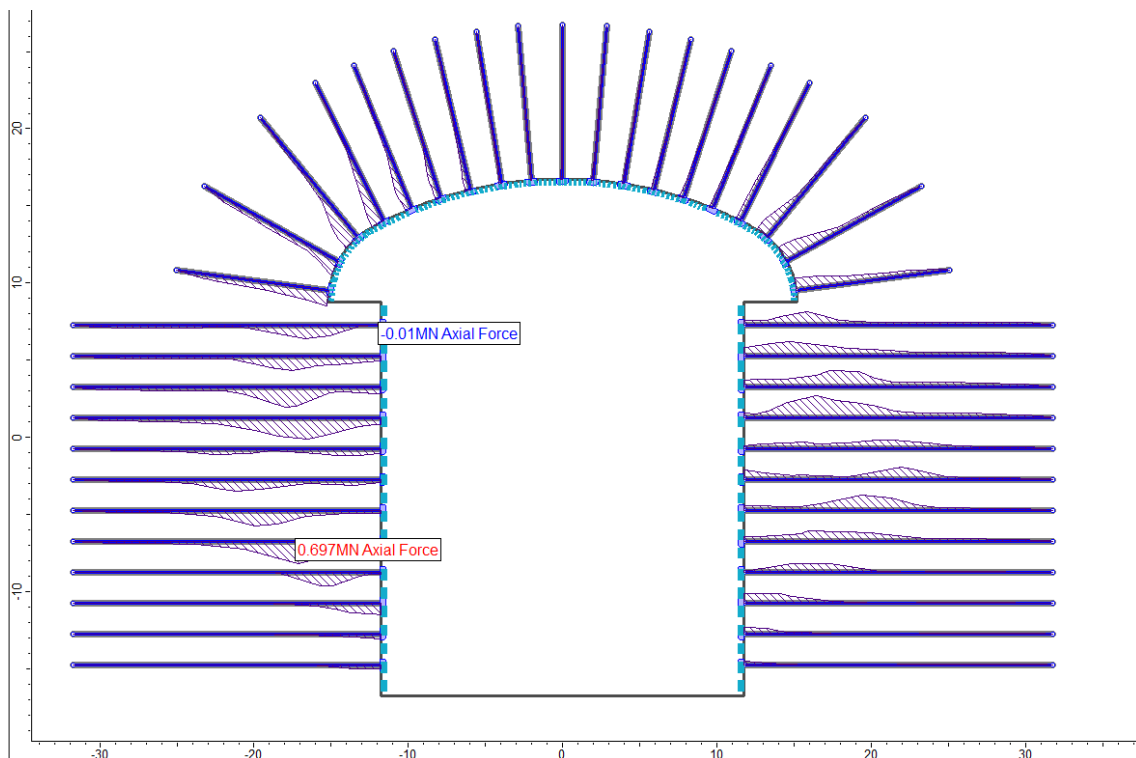


Figura 6.20 – Centrale in caverna: Sforzo normale agente sui chiodi allo step 15

L'esame dei diagrammi riportati evidenzia che:

- durante la fase di inizializzazione elasto-plastica (step 2), non si osserva l'insorgenza di alcuna zona di plasticizzazione. Gli spostamenti misurati in questa fase non risultano particolarmente rilevanti poiché sono dovuti essenzialmente all'assestamento del modello dopo l'applicazione del carico geostatico. La configurazione finale raggiunta al termine dello step 2 rappresenta la situazione "pre-opera" e costituisce il punto di riferimento per l'osservazione dei risultati raggiunti al termine degli step successivi
- durante la fase di scavo libero della calotta (step 3), in prossimità del fronte di scavo, si osserva l'insorgenza di modeste zone plastiche nel terreno naturale con estensione massima pari a circa 1.50 m in corrispondenza delle reni. Gli spostamenti sul contorno dello scavo, di abbassamento in calotta e di sollevamento nella zona dell'arco rovescio, sono pari rispettivamente a circa 35 e 42 mm.
- con l'allontanamento del fronte di scavo, dopo la posa in opera delle chiodature (step 4) ed il rilascio tensionale completo, si ha una lieve estensione delle zone plastiche nel terreno. Gli spostamenti indotti dallo scavo hanno un lieve incremento in questo step rispetto al precedente, pari a circa 3 mm.
- Lo step 5 vede la posa del rivestimento sul contorno di scavo; le sollecitazioni agenti sul rivestimento in questa fase valori pressoché nulli poiché si è ipotizzato un rilascio pressoché totale delle tensioni prima della posa dello spritz;
- le fasi successive di scavo e posa del rivestimento nei livelli inferiori mostrano di volta in volta un incremento, via via crescente, del raggio plastico, degli spostamenti indotti e delle sollecitazioni agenti sul rivestimento. Un aspetto decisamente rilevante è costituito dal fatto che lo scavo di ciascun sottolivello della centrale comporta un incremento della plasticizzazione e degli spostamenti indotti sul contorno dell'intera cavità, compresa la calotta precedentemente realizzata. Ciò comporta un notevole incremento delle sollecitazioni agenti sugli elementi di rivestimento già posti in opera nei livelli superiori
- le simulazioni numeriche mostrano sui piedritti e un valore dello sforzo normale prossimo a 0 ed in certi punti addirittura in trazione. Tale aspetto risulta legato principalmente al fatto che un modello numerico di tipo bidimensionale non risulta capace di cogliere in maniera precisa le complesse fasi realizzative della caverna e pertanto tali valori non risultano affidabili in quanto privi di senso fisico
- un ulteriore aspetto di rilievo è costituito dal fatto che il campo di spostamenti nell'intorno del cavo comprenda una fascia di terreno di spessore considerevole. Nello step 14 (ultima fase di analisi statica) a circa 20 m di distanza dai piedritti si osservano nell'ammasso spostamenti dell'ordine dei 10 mm rispetto alla fase iniziale. Ciò implica la necessità di impiegare bullonature di una lunghezza considerevole (pari appunto 20 m) per fornire un sostegno adeguato in grado di limitare le convergenze del cavo.
- infine, il modello impiegato per l'analisi sismica, mostra allo step 15 delle variazioni minimali delle plasticizzazioni e del campo di spostamenti del terreno. Sebbene il campo di spostamenti valutati sul rivestimento abbia, in quest'ultima fase, un incremento rela-

tivamente ridotto, inferiore al millimetro, è importante osservare come la configurazione di questi spostamenti sia profondamente diversa rispetto agli step precedenti, in quanto dovuta agli effetti di “ovalizzazione” del cavo che comportano una leggera modifica delle sollecitazioni di taglio e momento ed una diversa distribuzione dello sforzo normale agente.

7. VERIFICHE STRUTTURALI DEI SOSTEGNI

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

Le verifiche di predimensionamento delle strutture previste dal progetto sono state condotte relativamente alle strutture di rivestimento costituite da calcestruzzo proiettato e chiodature.

Le verifiche strutturali e geotecniche sono state condotte, oltre che sulla configurazione finale, anche su tutte le principali fasi realizzative e pertanto le verifiche effettuate sulla caverna che ospiterà la centrale risultano valide anche per la caverna della sottostazione elettrica che, come si è visto, è rappresentata da una delle fasi intermedie di realizzazione della Centrale.

7.1 Approcci di calcolo

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

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

Le caratteristiche dei materiali adottati per le strutture di rivestimento sono richiamate al Paragrafo 5.3 della presente relazione.

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

approccio 1 - combinazione 1: A1+M1+R1

in quanto è la combinazione più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno. I coefficienti parziali per le azioni γ_F utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.I delle NTC 2018, qui riportata (Tabella 4).

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

Carichi	Effetto	Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevoli	γ_{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 γ_{G1}					

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno γ_M utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.II delle NTC 2018, qui riportata (Tabella 7.2).

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

Parametro geotecnico		Coefficiente parziale γ_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
γ	Peso di volume	1,00	1,00

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

7.2 Verifica a pressoflessione del rivestimento

La sezione tipo della caverna presenta, su calotta e piedritti, un rivestimento costituito da:

- calcestruzzo proiettato di classe C32/40 con spessore 30 cm armato con due strati di rete elettrosaldata ϕ 12 mm maglia 20 cm x 20 cm
- bulloni di ancoraggio passivi sul contorno di piedritti e calotta costituiti da barre di tipo Dywidag Y1050H, $\phi=36$ mm, aventi lunghezza pari a 20 m sui piedritti e 10 m in calotta, collocati con maglia 2 m x 1.5 m.

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

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

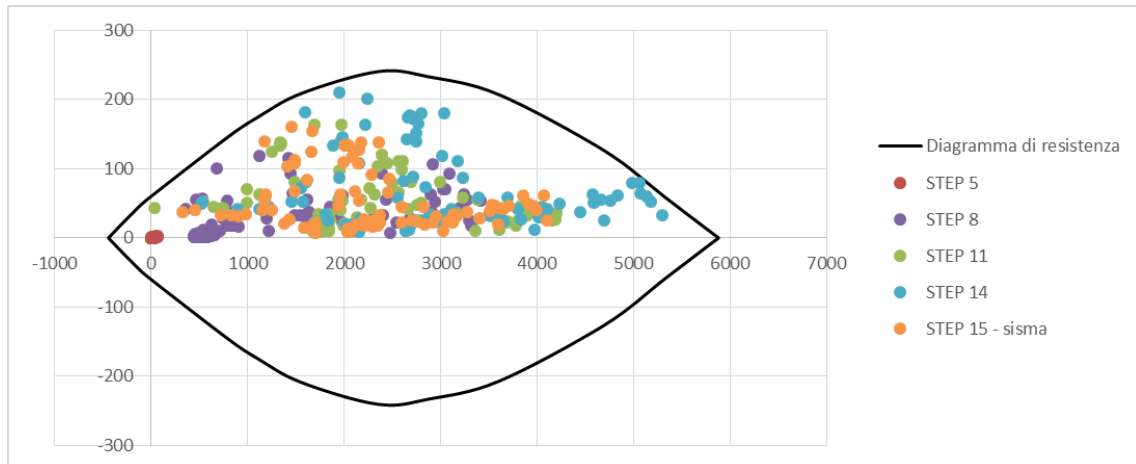


Figura 7.1 – Centrale in caverna: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento su piedritti e calotta

7.3 Verifica a taglio del rivestimento

La verifica allo stato limite ultimo per taglio si esegue andando a verificare che:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Per elementi che non richiedono armatura a taglio, la resistenza a taglio è il minore tra i valori:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cd}] b_w d$$

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

La Tabella 7.3 riporta il calcolo del taglio resistente del rivestimento della caverna.

Tabella 7.3 – Centrale in caverna: calcolo del taglio resistente del rivestimento

Dati generali			
b_w	=	1000	mm
h	=	300	mm
d	=	250	mm
f_{ck}	=	30	N/mm ²
f_{cd}	=	17.00	N/mm ²
A_{sl}	=	565.5	mm ²
A_c	=	300000	mm ²
		1.89	
k	=	1.89442719	
v_{min}	=	0.50	
		0.002	
ρ_l	=	0.00	
		3.40	
EC2 - Elementi che non richiedono armature a taglio			
$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]	TAGLIO RESISTENTE $V_{Rd,c}$ [kN] 125.0	Verifica OK
107.6	125.0		

Le analisi condotte hanno evidenziato dei valori dello sforzo tagliante modesti sul rivestimento con delle concentrazioni anche elevate localizzate in corrispondenza delle chiodature. Tali punti singolari richiedono la posa di opportune piastre in acciaio per la ripartizione delle sollecitazioni che si generano sul rivestimento in modo concentrato in corrispondenza delle teste di ancoraggio. Il dimensionamento di tali piastre costituisce un elemento di dettaglio che esula dagli scopi di predimensionamento dell'attuale fase di progetto e pertanto viene rimandato alle fasi seguenti della progettazione. La verifica a taglio del rivestimento viene quindi condotta escludendo dalla verifica gli elementini adiacenti alle bullonature. Si riportano nella tabella seguente le massime sollecitazioni di taglio valutate sul rivestimento che come si può osservare risultano inferiori al taglio resistente.

Tabella 7.4 – Centrale in caverna: Verifica a taglio del rivestimento

Step di analisi	Massimo taglio agente [kN]	Taglio resistente [kN]	Verifica superata
STEP 5	12	125	SI
STEP 8	120		SI
STEP 11	116		SI
STEP 14	113		SI
STEP 15	114		SI

7.4 Verifica dei chiodi di ancoraggio

Per il sostegno della caverna vengono impiegate due lunghezze differenti di ancoraggio:

- 20 m in corrispondenza dei piedritti
- 10 m in corrispondenza della calotta

Su entrambe le tipologie di ancoraggi è stato verificato che nessun elemento sia soggetto a forze di trazione tali da raggiungere il carico di snervamento di progetto T_{yd} o il carico sfilamento R_{ad} dell'elemento.

7.4.1 Criteri di verifica di sfilamento delle bullonature

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

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

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

dove:

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

dove D_d è il diametro di perforazione per la realizzazione del tirante e α è un coefficiente moltiplicativo del diametro (Tabella 7.5), il cui valore dipende dal tipo di terreno in cui viene effettuata l'iniezione cementizia per realizzare il bulbo di fondazione

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

q_s = tensione limite di aderenza all'interfaccia tra roccia e bulbo di fondazione e/o barra, assunta cautelativamente pari a 600 kPa, corrispondente a una pressione limite di 5.6 MPa (Figura 7.2).

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:

ξ_{a4} = 1.80 fattore di correlazione

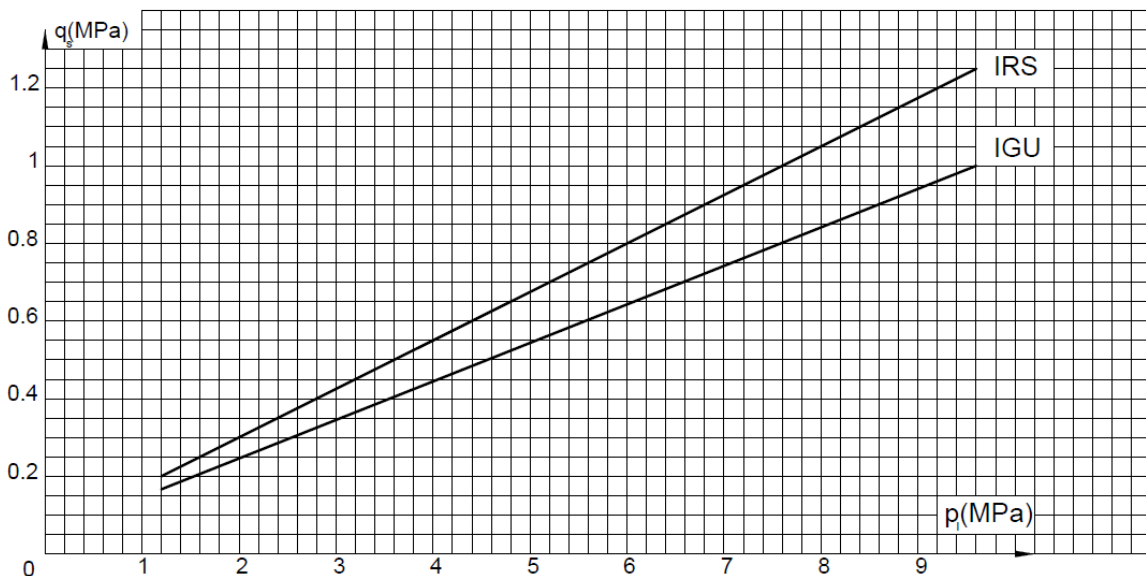
$\gamma_{Ra,p}$ = 1.20 coefficiente parziale per tiranti permanenti = R3.

Tabella 7.5 – Tabella proposta da Bustamante e Doix per la scelta del coefficiente α

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

Figura 7.2 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di q_s

AMMASSO ROCCIOSO FRATTURATO E ALTERATO



7.4.2 Verifica delle chiodature di ancoraggio

Gli ancoraggi in progetto sono realizzati con barre in acciaio da precompressione tipo Dywidag Y1050H, aventi diametro nominale pari a 36 mm, per le quali si ha un carico di snervamento di 960 kN, pertanto **il carico di snervamento di progetto T_{yd} è pari a $960/1.15 = 835$ kN.**

La verifica nei confronti dello sfilamento è stata condotta con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, secondo il metodo analitico proposto da Bustamante e Doix (Paragrafo 7.4.1).

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

$$R_{ak_calotta} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s / \xi_{a4} = 1382 \text{ kN}$$

$$R_{ak_piedritti} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s / \xi_{a4} = 2764 \text{ kN}$$

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

$$R_{ad_calotta} = 1382/1.2 = 1152 \text{ kN.}$$

$$R_{ad_piedritti} = 2764/1.2 = 2304 \text{ kN.}$$

La tabella seguente riporta il massimo carico agente sulle chiodature in corrispondenza della calotta e dei piedritti durante le fasi di analisi statica e sismica.

Tabella 7.6 – Centrale in caverna: massima sollecitazione di calcolo sulle chiodature

Sezione	Massimo carico agente kN] ²	
	SLU-statico	SLU-sisma
Calotta	761	518
Piedritti	785	697

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

² I valori delle azioni sollecitanti riportati in tabella sono stati combinati secondo i fattori amplificativi previsti dalla normativa vigente per le verifiche di Stato Limite Ultimo, pari a 1.3 per il caso statico e 1.0 per il caso sismico.