

Impianto "PESCOPAGANO"

Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio ad alta flessibilità

Comune di Pescopagano (PZ)

COMMITTENTE



COORDINAMENTO / MANDANTE



Progettista: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

PROGETTAZIONE GEOTECNICA / MANDATARIA



Progettista: Ing. Luiseila Vai

Centrale in Caverna - Relazione tecnica particolareggiata e di predimensionamento

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	PROGETTO PRELIMINARE	04/06/2021	S.PIANA	L.VAI	

Codice commessa: 1295

Codifica documento: 1295-F-GD-R-02-0

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 e geotecnica.....	4
4.2 Caratterizzazione sismica	6
5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI.....	8
5.1 Interventi previsti	10
5.2 Fasi di scavo della caverna.....	12
5.3 Materiali	13
6. ANALISI NUMERICHE	15
6.1 Generalità.....	15
6.2 Descrizione del modello numerico	17
6.3 Risultati e osservazioni	19
7. VERIFICHE STRUTTURALI DEI SOSTEGNI	34
7.1 Approcci di calcolo.....	34
7.2 Verifica a pressoflessione del rivestimento	35
7.3 Verifica a taglio del rivestimento	36
7.4 Verifica dei tiranti di ancoraggio.....	37
7.4.1 Verifica dei tiranti a barre.....	37
7.4.2 Verifica dei tiranti a trefoli.....	38

TABELLE

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 – Verifica a taglio del rivestimento

FIGURE

Figura 4.1 – Carta geologica con l'indicazione delle principali opere in progetto

- Figura 4.2 – Sezione geologica in corrispondenza della Centrale in caverna
- 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 – Planimetria della galleria di accesso alla caverna nel tratto di arrivo
- Figura 5.5 – Due diverse tipologie di giunti a scorrimento controllato impiegati nelle gallerie in condizioni spingenti
- Figura 5.6 – Fasi di scavo della 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: Geometria del modello numerico relativa all'ultimo step della simulazione, particolare in cui si distinguono gli elementi costituenti il rivestimento in calcestruzzo proiettato e centine (in azzurro), i giunti a deformazione controllata (in arancione) ed i tiranti di ancoraggio.
- Figura 6.4 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 4
- Figura 6.5 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 6
- Figura 6.6 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 10
- Figura 6.7 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 14
- Figura 6.8 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 15
- Figura 6.9 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 4
- Figura 6.10 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 6
- Figura 6.11 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 10
- Figura 6.12 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 14
- Figura 6.13 – 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 6.14 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 4
- Figura 6.15 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 4
- Figura 6.16 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 4
- Figura 6.17 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 6
- Figura 6.18 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 6
- Figura 6.19 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 6
- Figura 6.20 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 10

- Figura 6.21 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 10
- Figura 6.22 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 10
- Figura 6.23 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 14
- Figura 6.24 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 14
- Figura 6.25 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 14
- Figura 6.26 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 15
- Figura 6.27 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 15
- Figura 6.28 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 15
- Figura 6.29 – Centrale in caverna: Sforzo normale agente sui tiranti allo step 14
- Figura 6.30 – Centrale in caverna: Sforzo normale agente sui tiranti allo step 15
- Figura 7.1 – Centrale in caverna: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento su piedritti e calotta

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo è stata redatta per conto di EDISON S.p.A. nell'ambito della Progettazione Preliminare di un impianto di pompaggio puro nel comune di Pescopagano (PZ), realizzando un bacino artificiale a valle dell'esistente invaso di Saetta, nel medesimo comune, in località Convento di San Lorenzo.

In particolare la presente relazione ha per oggetto le analisi di progetto e verifica condotte sulle caverna che ospiterà la centrale in sotterraneo. Dopo un breve cenno sui riferimenti normativi e sui codici di calcolo impiegati, si richiamano, al Capitolo 4, la caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica dei terreni presenti in corrispondenza della centrale, redatta sulla base dei dati della campagna geologico-geotecnica integrativa, effettuata nel corso del 2020, unitamente ai dati già disponibili delle precedenti campagne di indagine. 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 la sezione di analisi.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

3. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

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

- Rocscience Inc. – Phase2 Versione 8.024
- Midas Information Technology – MidasGen 2020.

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

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:

- 1295-A-GE-R-01 - Relazione geologica generale;
- 1295-A-GD-R-01 - Relazione geotecnica generale.

In Figura 4.1 si riporta una carta geologica dell'area di interesse con l'indicazione delle principali opere che costituiscono l'impianto in progetto.

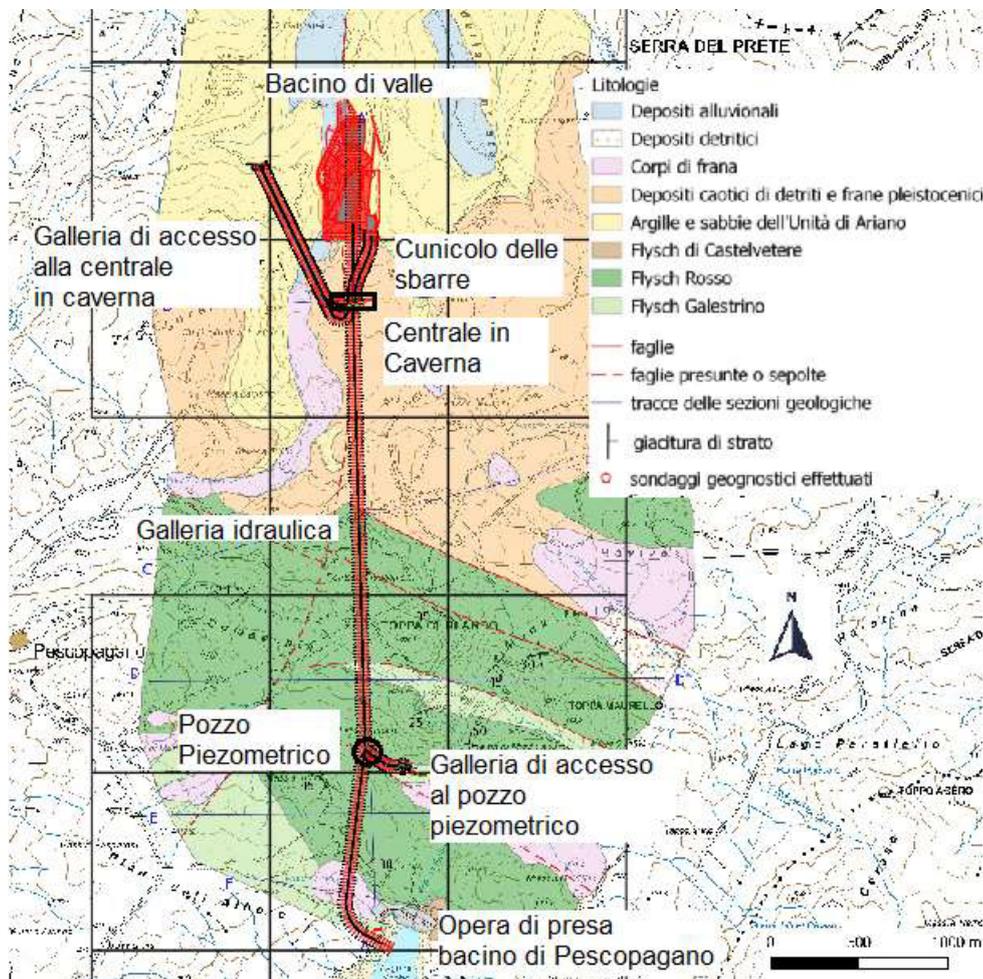


Figura 4.1 – Carta geologica con l'indicazione delle principali opere in progetto

4.1 Caratterizzazione geologica e geotecnica

In Figura 4.2 si riporta una sezione geologica in corrispondenza della verticale della Centrale in caverna.

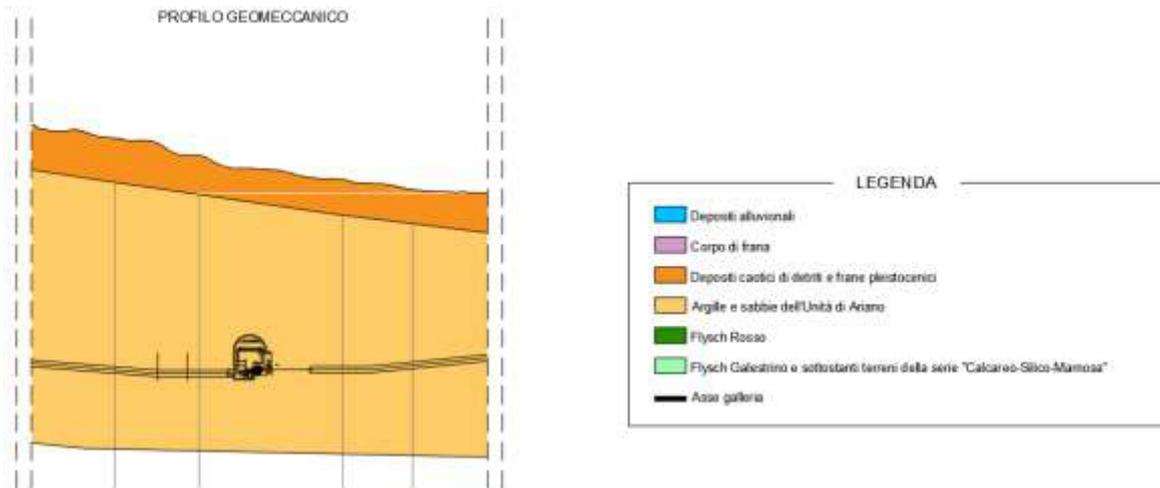


Figura 4.2 – Sezione geologica in corrispondenza della Centrale in caverna

Come si può osservare dalla figura precedente la caverna che ospiterà la centrale risulta totalmente ubicata in corrispondenza delle Argille e sabbie dell'Unità di Ariano.

Allo stato attuale non si dispone di sondaggi o prove di caratterizzazione effettuati esattamente in corrispondenza della centrale o di una sua verticale. Pertanto la caratterizzazione geotecnica è stata effettuata basandosi principalmente sui dati di letteratura e sulle rilevazioni ottenute dal sondaggio S2, collocato in prossimità della zona di imbocco della galleria idraulica ed in terreni che, allo stato attuale di conoscenza, possono essere ritenuti geologicamente simili a quelli circostanti la caverna. A partire dal sondaggio S2 dunque si è potuta appurare la stratigrafia del terreno fino ad una profondità di 60 m, sono stati prelevati alcuni campioni indisturbati per sottoporli a prove di laboratorio e si sono condotte delle prove in sito di tipo dilatometrico.

A valle delle indagini effettuate è stato possibile ricavare una prima caratterizzazione geomeccanica per l'unità delle Argille e sabbie dell'unità di Ariano, per la quale sono stati considerati, cautelativamente, solamente ai dati più scadenti ottenuti dalle prove effettuate sul sondaggio S2. Ovviamente tali parametri dovranno essere confermati da ulteriori indagini volte a caratterizzare in maniera più rigorosa i terreni presenti in sito.

Le proprietà geotecniche assunte in sede di progetto per le Argille e sabbie dell'unità di Ariano (valori minimi) sono riassunte nel seguito:

- γ = 24 kN/m³, peso di volume
- E = 565 MPa, modulo di deformabilità
- N = 0.4, coefficiente di Poisson
- Criterio di resistenza: Hoek & Brown generalizzato
- σ_{ci} = 4 MPa, resistenza a compressione monoassiale
- m_b = 4.898
- s = 0.3292

- a = 0.5

4.2 Caratterizzazione sismica

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

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

Come illustrato nella Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo, 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.

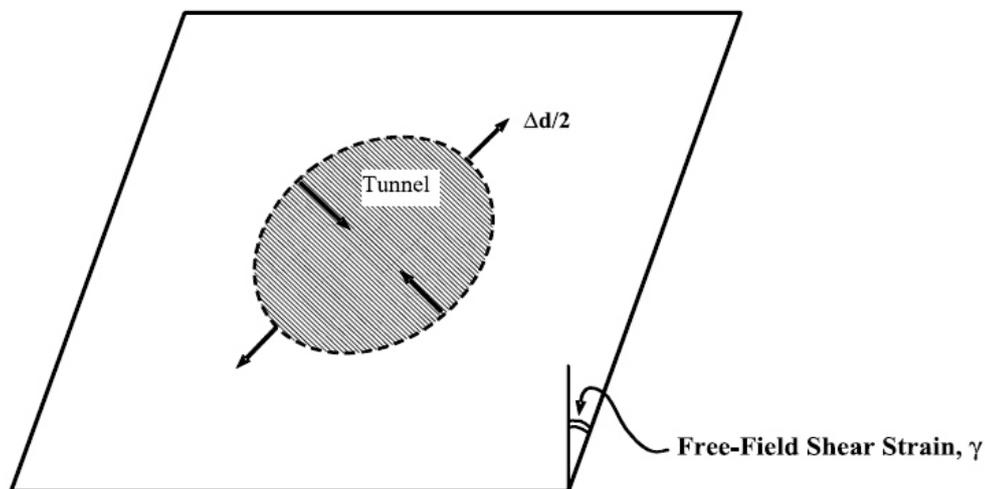


Figura 4.3 – Applicazione delle deformazioni di taglio sui bordi del modello per l'applicazione del Metodo delle deformazioni di taglio puro in campo libero

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 del sito, mentre per un approfondimento circa la loro definizione si rimanda alla Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo

Centrale in caverna

- 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: 6.5
- Distanza dalla sorgente prevista: < 10 km
- accelerazione massima orizzontale attesa (SLV): $a_g = 0.4516$ g
- coefficiente amplificativo per la categoria di sottosuolo: $S=1.2$
- copertura caverna = 100 m
- Coefficiente riduttivo dell'accelerazione del terreno con la profondità del tunnel: $C = 0.7$
- accelerazione di picco riferita alla profondità del manufatto: $a_{z,max} = S*C*a_g = 1.2*0.7*0.4516g = 0.3793$ g
- rapporto tra velocità di picco ed accelerazione di picco: $k=94$ s
- velocità di picco al suolo: $V_s = 0.357$ m/s
- velocità apparente di propagazione delle onde S: $C_s = 750$ m/s
- massima deformazione di taglio: $\gamma_{max} = 0.0005$ m
- dimensioni lato scatola di taglio del modello: $h_{mod} = 120$ m
- spostamento massimo da applicare al modello: $\Delta x = 0.0285$ m

Le formule applicate sono di seguito riepilogate:

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

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

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

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

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

5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

La centrale in caverna riveste un ruolo di primo piano per l'impianto in progetto in quanto al suo interno verranno alloggiate 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 109.0 m x 22.0 m, un'altezza massima pari a 30.5 m ed una copertura pari a circa 100 m.

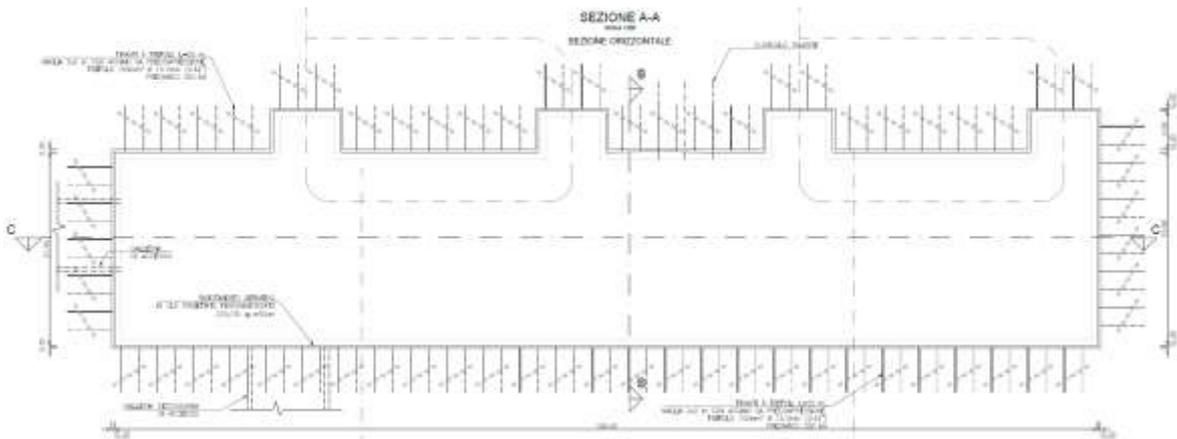


Figura 5.1 – Centrale in caverna, planimetria

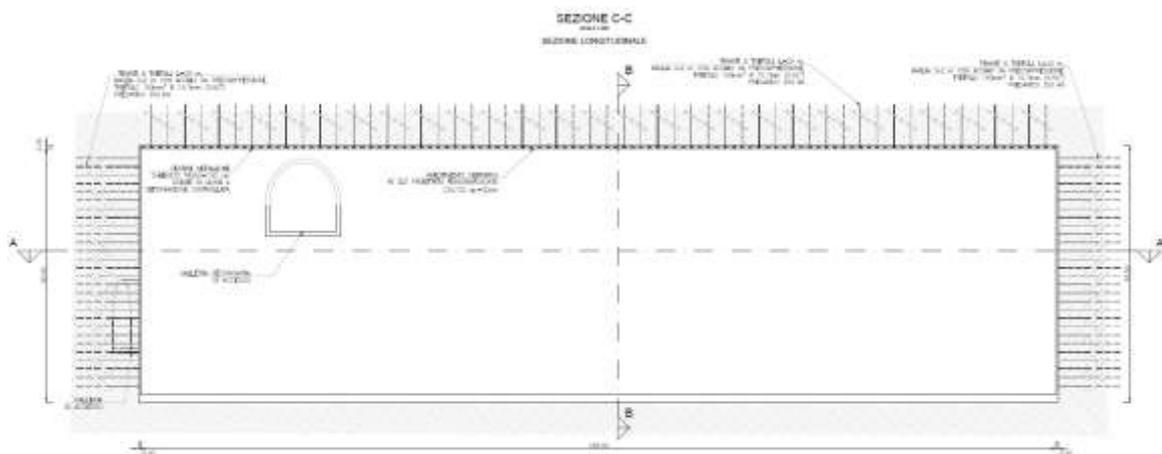


Figura 5.2 – Centrale in caverna, sezione longitudinale

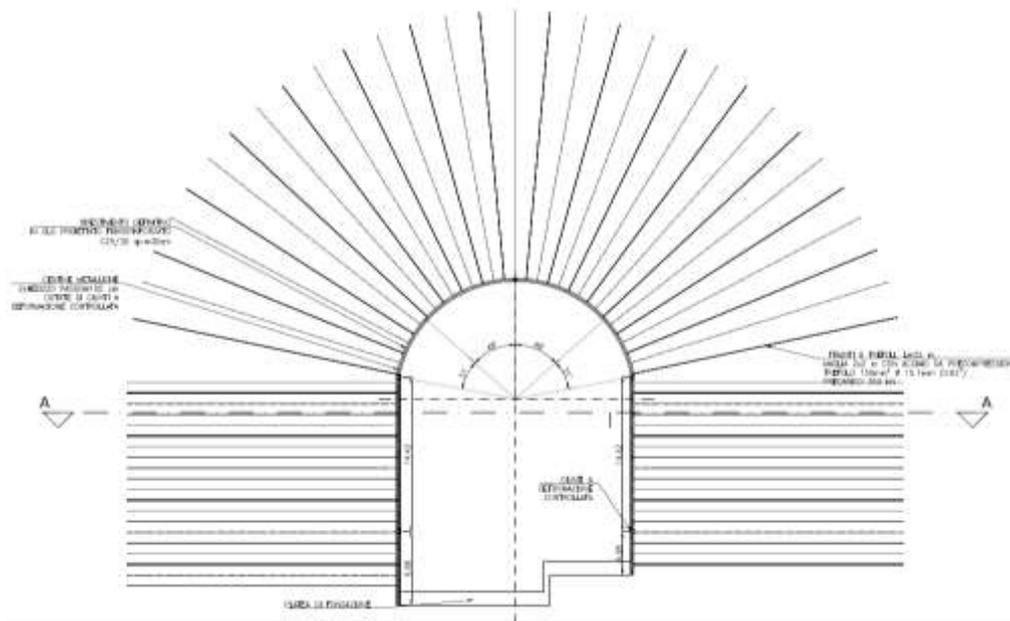


Figura 5.3 – Centrale in caverna, sezione trasversale

Alla caverna centrale si accede mediante un'apposita galleria di accesso (Figura 5.4) avente una larghezza netta interna di 8.0 m ed un'altezza massima pari a 8.15 m. La galleria di accesso, in prossimità della progressiva 0+850 km ha una biforcazione:

- il ramo principale della galleria di accesso raggiunge la caverna alla quota 422.4 m e costituirà la principale via di accesso alla caverna;
- il ramo secondario della galleria di accesso raggiunge la caverna alla quota 436.3 m (0.55 m al di sopra del piano dei centri) e consentirà l'attacco per lo scavo della caverna stessa.

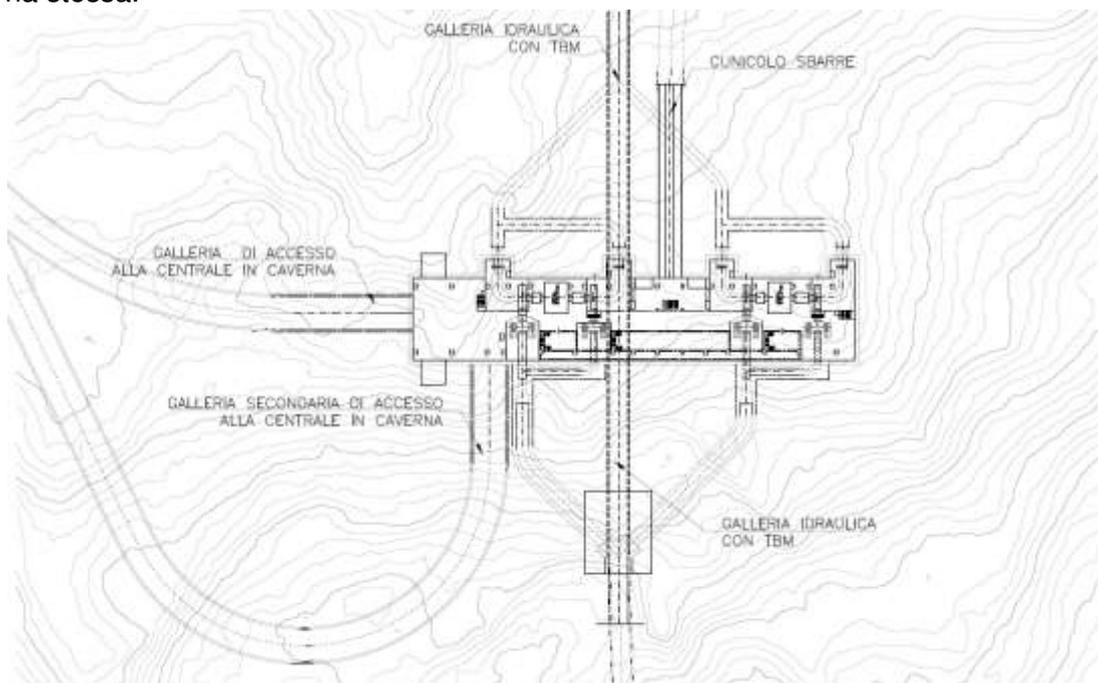


Figura 5.4 – Planimetria della galleria di accesso alla caverna nel tratto di arrivo

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) e dal cunicolo delle sbarre, le cui posizioni sono illustrate in Figura 5.4.

Quest'opera rappresenta un elemento singolare e particolarmente complesso nell'ambito della progettazione e realizzazione dell'impianto di Pescopagano, per tutta una serie di fattori legati ai seguenti aspetti:

- le notevoli dimensioni della caverna;
- la complessità delle fasi di scavo necessarie alla sua costruzione;
- la presenza delle opere complementari di ingresso ed uscita delle acque;
- le difficili condizioni geotecniche dei terreni in cui si prevede di realizzare la caverna stessa.

Nel presente capitolo vengono brevemente descritti gli interventi di sostegno del cavo e le fasi realizzative previste per la realizzazione della centrale in caverna.

5.1 Interventi previsti

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

La realizzazione della caverna destinata ad ospitare la centrale è caratterizzata da due problematiche, che la rendono un'opera molto impegnativa:

1. la presenza di terreni con caratteristiche geotecniche molto scadenti appartenenti alle formazioni delle Argille e sabbie dell'Unità di Ariano. In corrispondenza della centrale ci si aspetta di trovare un ammasso roccioso costituito prevalentemente da marne ed argilliti che, allo stato attuale delle conoscenze, è caratterizzato da scarse proprietà di resistenza e da una elevata deformabilità:
 - a. le prove di compressione monoassiale effettuate sui campioni indisturbati prelevati dal sondaggio S02 hanno restituito valori compresi tra 3.84 MPa e 13.39 MPa, con un valore medio pari a 7.74 MPa;
 - b. le prove di dilatometriche in foro effettuate nel sondaggio S02 hanno restituito valori del modulo di deformabilità compresi tra 282 MPa e 850 MPa, con un valore medio pari a 526 MPa;
 - c. dall'analisi dei testi effettuati in sito ed in laboratorio non si è riscontrato alcun trend dei parametri che suggerisca un miglioramento degli stessi con l'aumentare della profondità.
2. lo stato di sforzo in sito è governato dalla notevole copertura, di circa 100m, che porta lo stato litostatico ad un ordine di grandezza di 2.5 MPa.

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, a causa del modulo elastico non elevato, a sua volta comporta convergenze piuttosto elevate (decimetriche). Tali convergenze 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 centine metalliche nelle quali vengono collocati dei particolari giunti di scorrimento a deformazione controllata, del tipo mostrato in Figura 5.5.



Figura 5.5 – Due diverse tipologie di giunti a scorrimento controllato impiegati nelle gallerie in condizioni spingenti

Tali giunti vengono usualmente impiegati nella realizzazione di gallerie in condizioni particolarmente difficili quali la presenza di rocce o terreni con comportamento spingente (usualmente dovuto a fenomeni di squeezing o swellig) e consentono dapprima una deformazione controllata del rivestimento (l'entità della deformazione e la forza di contrasto ad essa dipendono dalle caratteristiche del giunto stesso) fino ad una soglia limite oltre la quale il rivestimento si oppone alle deformazioni con la sua completa rigidità. Durante la fase di deformazione controllata si ha un importante rilascio tensionale da parte

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

Sulla base degli elementi raccolti nella fase di indagine e delle problematiche sopra riportate si è definita una sezione tipologica per la realizzazione della caverna sulla quale sono state svolte le analisi numeriche finalizzate al predimensionamento degli elementi di sostegno che, nella configurazione finale della caverna, risultano costituiti da:

- un rivestimento su calotta e piedritti costituito da uno strato di 30 cm di spessore di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato e due centine accoppiate HEB 220 con interasse longitudinale di 1.0 m dotate di giunti a deformazione controllata;
- tiranti di ancoraggio attivi sul contorno di piedritti e calotta costituiti da 6 trefoli da 0.62", aventi lunghezza pari a 25 m e disposti a quinconce con maglia di 2x2 m, tesati con un precarico pari a 350 kN

5.2 Fasi di scavo della caverna

Viste le scadenti caratteristiche dei terreni e le notevoli dimensioni della sezione di scavo quest'ultimo dovrà necessariamente avvenire su una sezione parzializzata ponendo in opera, di volta in volta, gli opportuni 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 5.6) della caverna che ospiterà la centrale, 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 della centrale in caverna sono precedute dallo scavo della galleria di accesso alla centrale;
- FASE 1 - lo scavo della caverna viene realizzato a partire dal ramo superiore della galleria di accesso 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, centine e tiranti attivi;
 - 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.

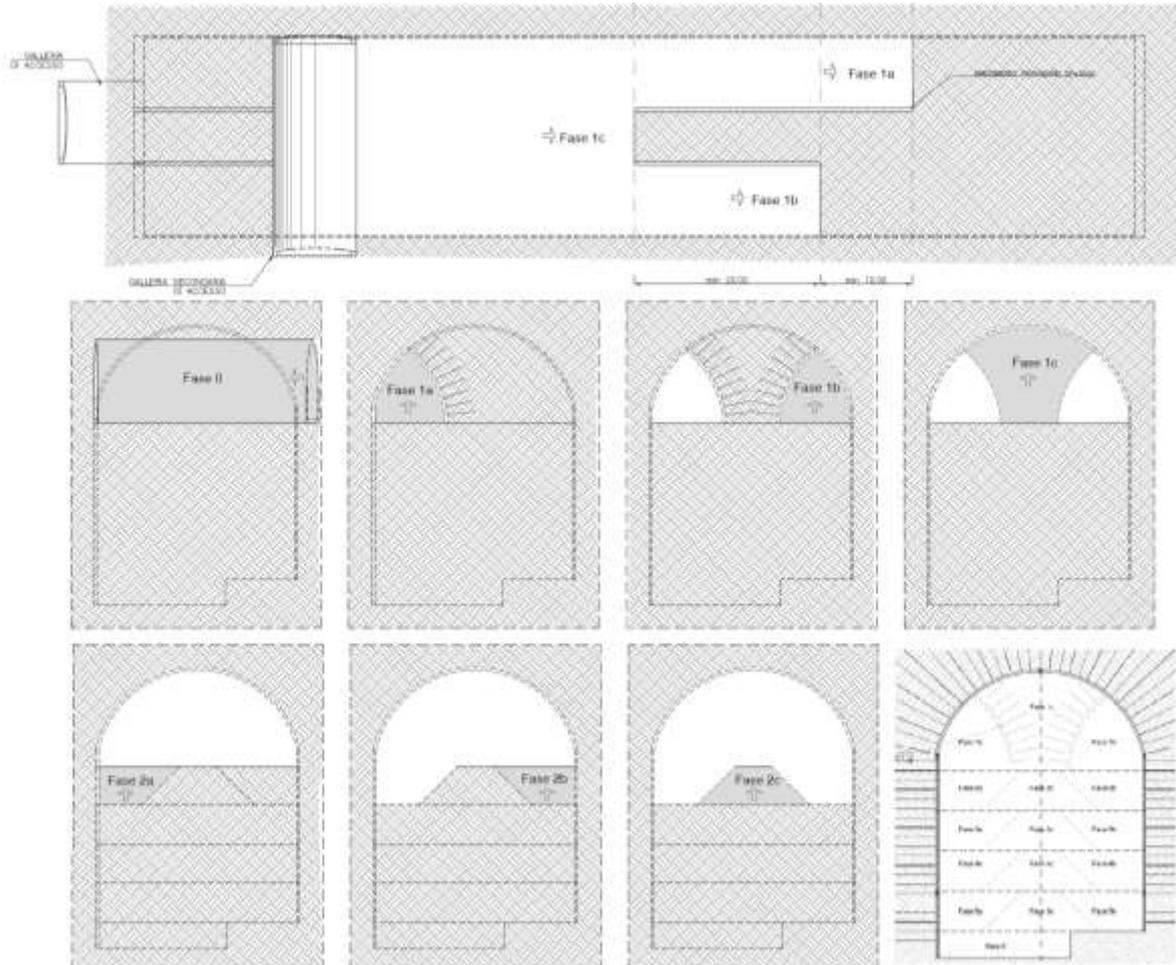


Figura 5.6 – Fasi di scavo della caverna, planimetria e sezione trasversale

5.3 Materiali

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

Calcestruzzo proiettato fibrorinforzato

classe di resistenza

C 25/30

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

$f_{cd} \geq 14.16 \text{ N/mm}^2$

modulo elastico

$E = 28500 \text{ MPa}$

dosaggio fibre

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

Acciaio per centine galleria

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

Tiranti a barre

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

Tiranti a trefoli

tiranti permanenti a 6 trefoli da 0.62" in acciaio da precompressione

tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} \geq 1770 \text{ N/mm}^2$
tensione caratteristica di snervamento	$f_{p0.2k} \geq 1560 \text{ N/mm}^2$

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.

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 preliminare, in cui si è effettuato solamente un predimensionamento 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.

Infine, per prendere in considerazione il fatto che l'avanzamento non avviene in un'unica fase per una lunghezza indefinita ma per un campo limitato ad alcuni metri, durante le sole fasi di "sottoescavazione" sono state collocate delle molle verticali al di sotto del rivestimento posato al livello superiore. Le molle vengono rimosse contestualmente alla posa in opera del rivestimento del livello interessato dallo 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. Le condizioni di vincolo imposte prevedono:

- spostamenti orizzontali impediti lungo i due bordi laterali (carrello)
- spostamenti orizzontali e verticali impediti lungo il bordo orizzontale di base (cerniera)
- bordo superiore libero.

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 e 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 tiranti 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

Per la simulazione della caverna sono state considerate le condizioni geometriche relative ad una sezione “standard” della centrale, in cui 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 110 m. La stratigrafia di analisi riproduce quanto illustrato nelle sezioni geologiche e geomeccaniche e può essere così sintetizzata:

- da 0 a -20.00 m: Depositi caotici di detriti e frane pleistocenici
- da -20.00 m fino al fondo del modello: Argille e sabbie dell'Unità di Ariano

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).

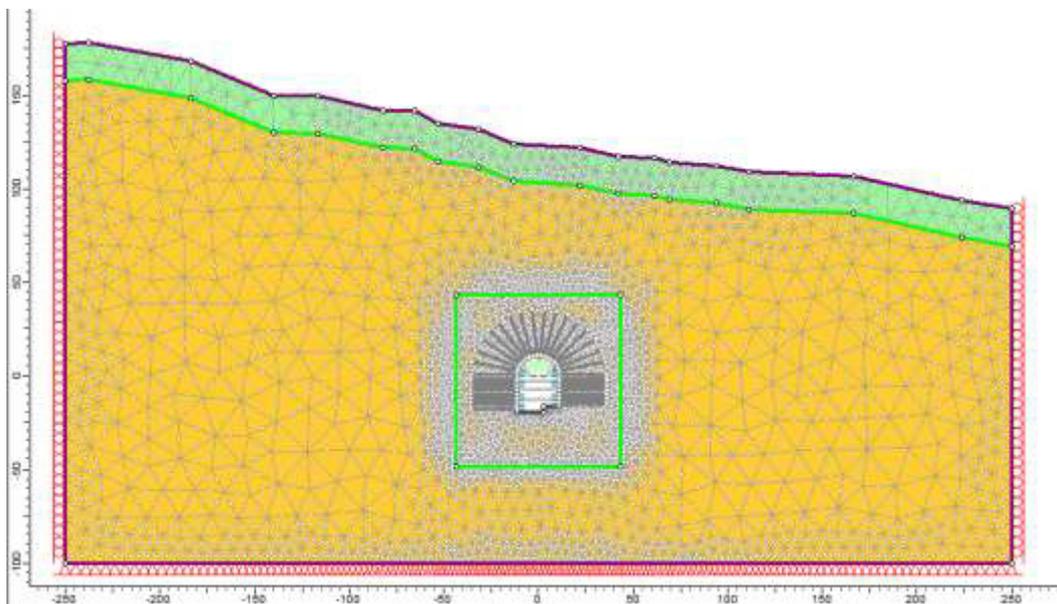


Figura 6.1 – Centrale in caverna: Geometria del modello numerico per le analisi statiche relativa all'ultimo step della simulazione

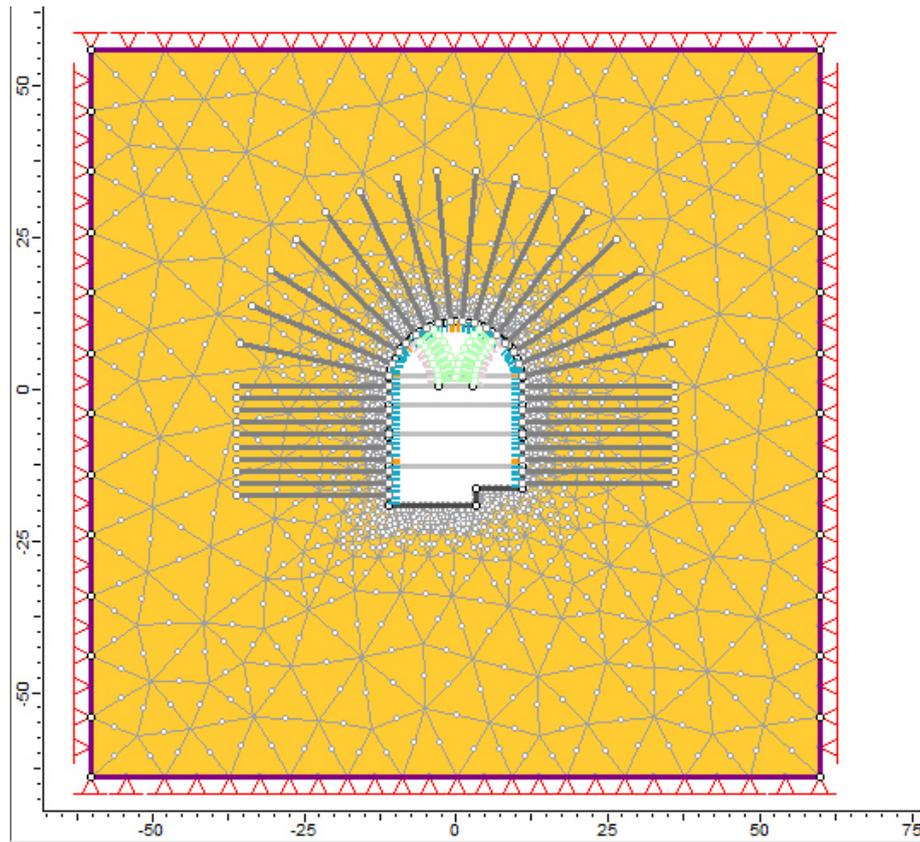


Figura 6.2 – Centrale in caverna: Geometria del modello numerico per le analisi sismiche relativa all'ultimo step della simulazione

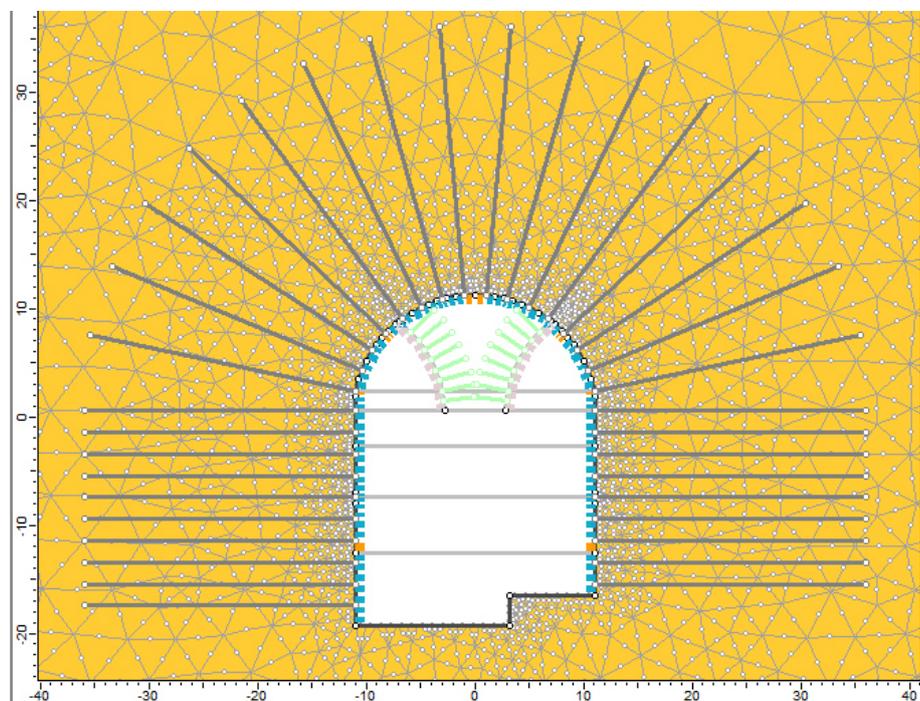


Figura 6.3 – Centrale in caverna: Geometria del modello numerico relativa all'ultimo step della simulazione, particolare in cui si distinguono gli elementi costituenti il rivestimento in calcestruzzo proiettato e centine (in azzurro), i giunti a deformazione controllata (in arancione) ed i tiranti di ancoraggio.

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 dei cunicoli laterali (fasi 1a e 1b) con rilascio parziale del 90% sul perimetro di scavo
- STEP4 - Posa del rivestimento sul contorno dei cunicoli (centine, spritzbeton e tiranti sui lati esterni; spritzbeton e chiodature sui lati interni) e rilascio tensionale completo sul perimetro di scavo
- STEP5 - Scavo del nucleo centrale (fase 1c) con rilascio parziale del 90% sul perimetro di scavo
- STEP6 - Completamento del rivestimento sulla calotta (centine, spritzbeton e tiranti) e rilascio tensionale completo sul perimetro di scavo
- STEP da 7 a 14 - il completamento dello scavo e della posa del rivestimento è stato simulato attraverso 8 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 6, uno scavo per “fette orizzontali” in cui vengono accorpate le fasi Xa, Xb e Xc in una unica fase di scavo con contestuale rilascio parziale del 90% sul perimetro dello scavo. In alternanza alle fasi di scavo si hanno le fasi di posa del rivestimento sui piedritti (centine, spritzbeton e tiranti) 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 galleria
- i diagrammi del momento flettente, della forza normale, della forza di taglio e degli spostamenti negli elementi di rivestimento.

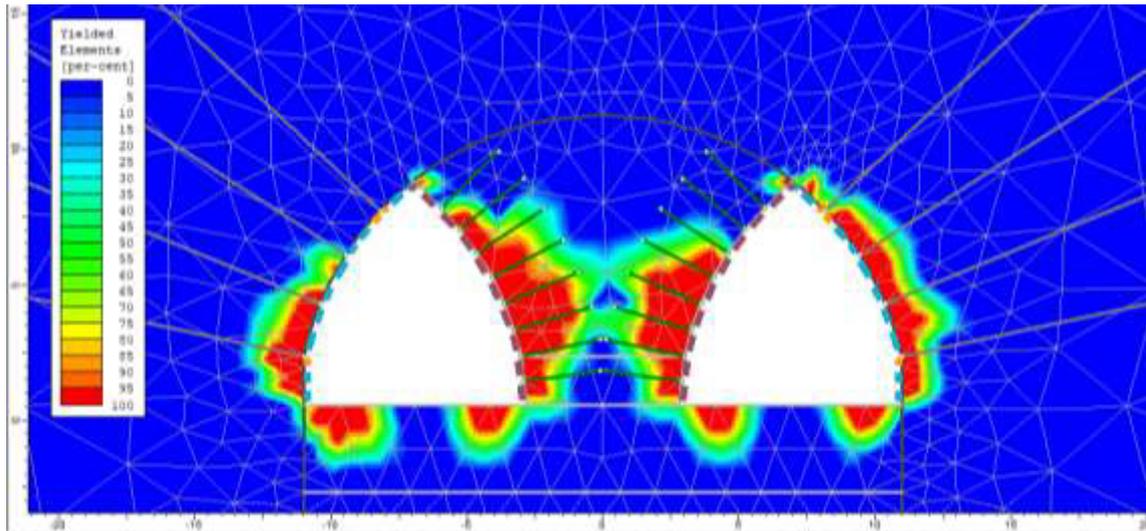


Figura 6.4 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 4

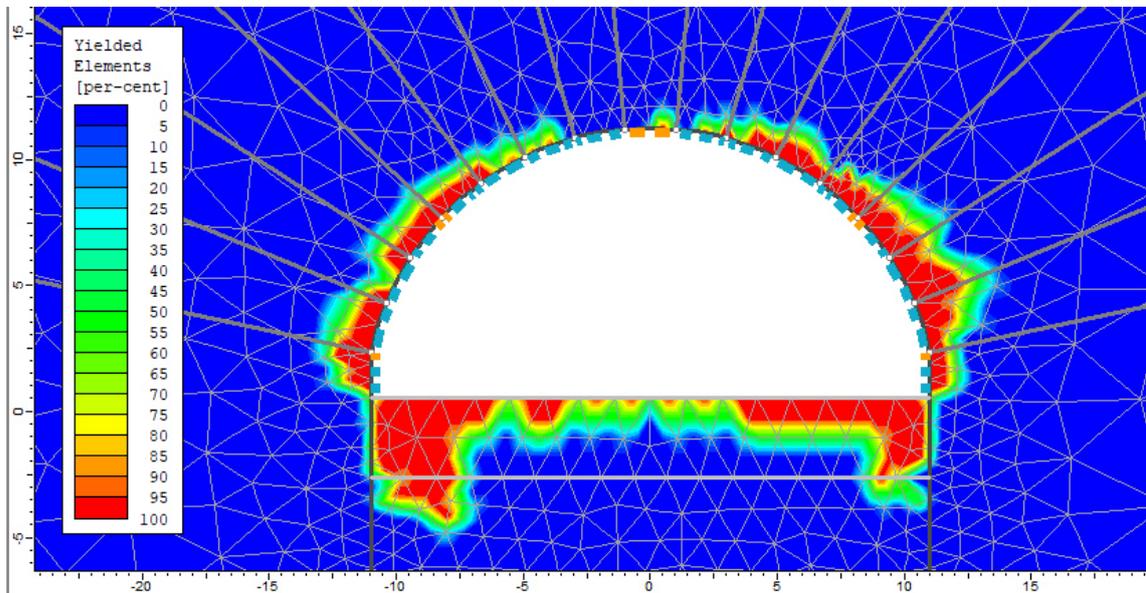


Figura 6.5 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 6

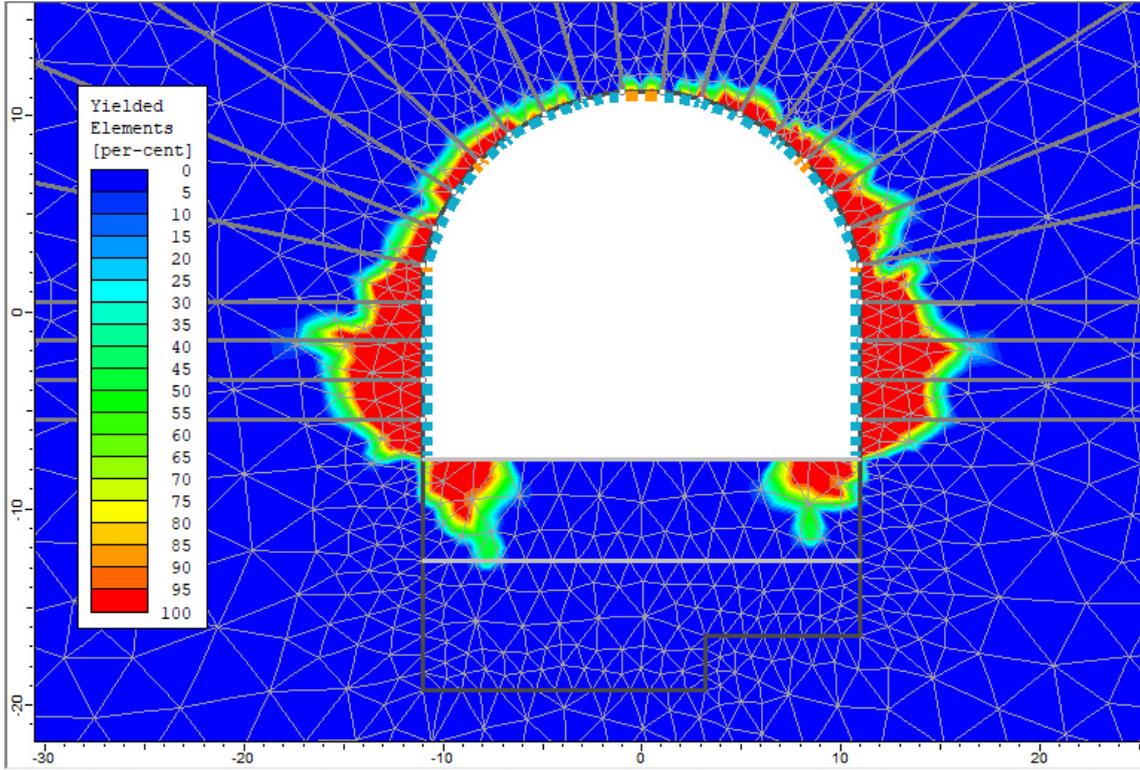


Figura 6.6 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 10

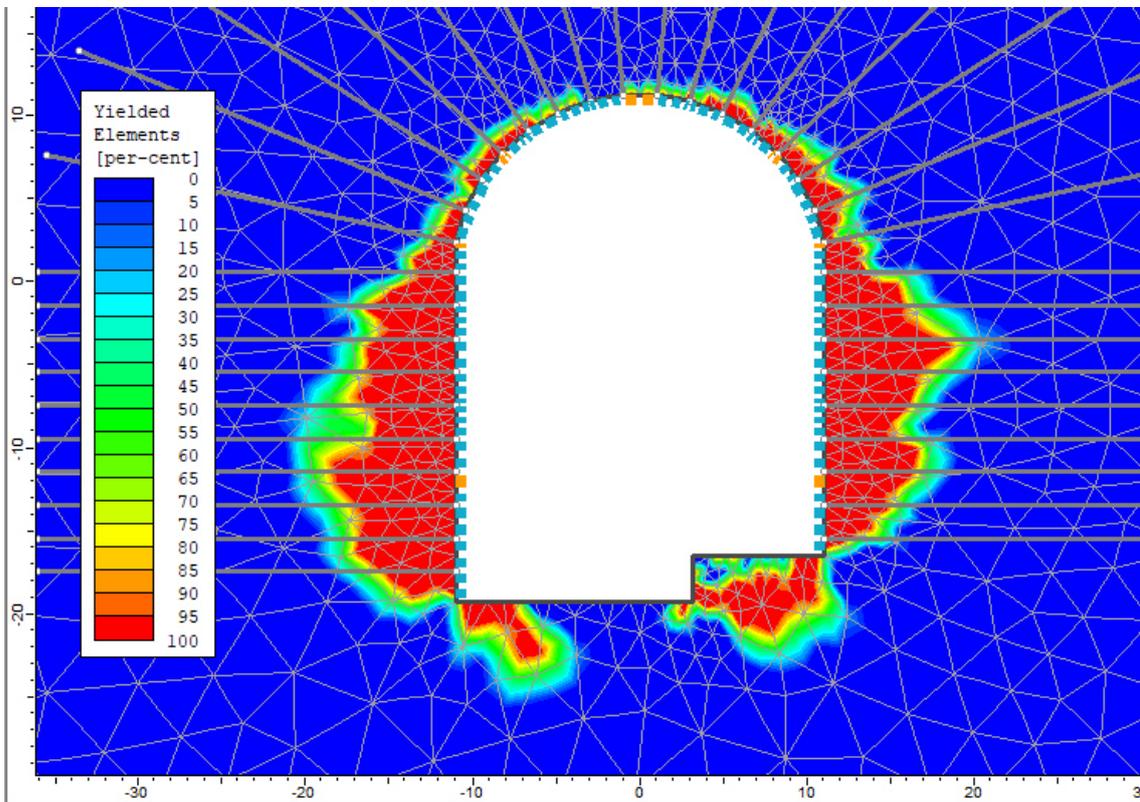


Figura 6.7 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 14

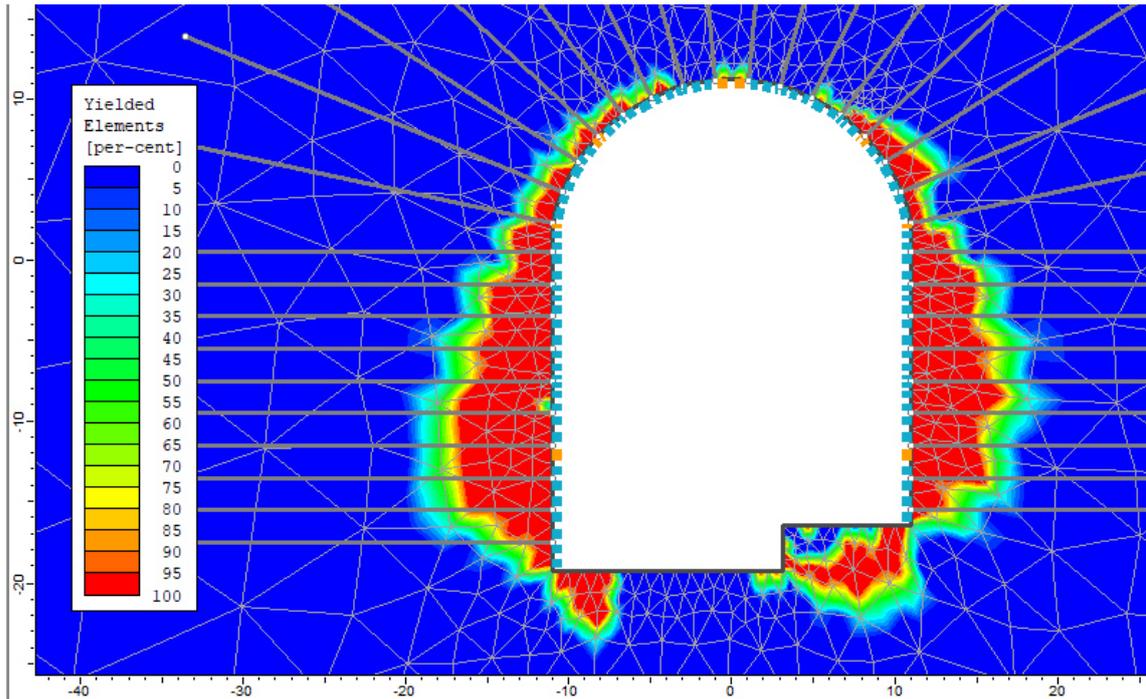


Figura 6.8 – Centrale in caverna: estensione della fascia plastica allo step 15

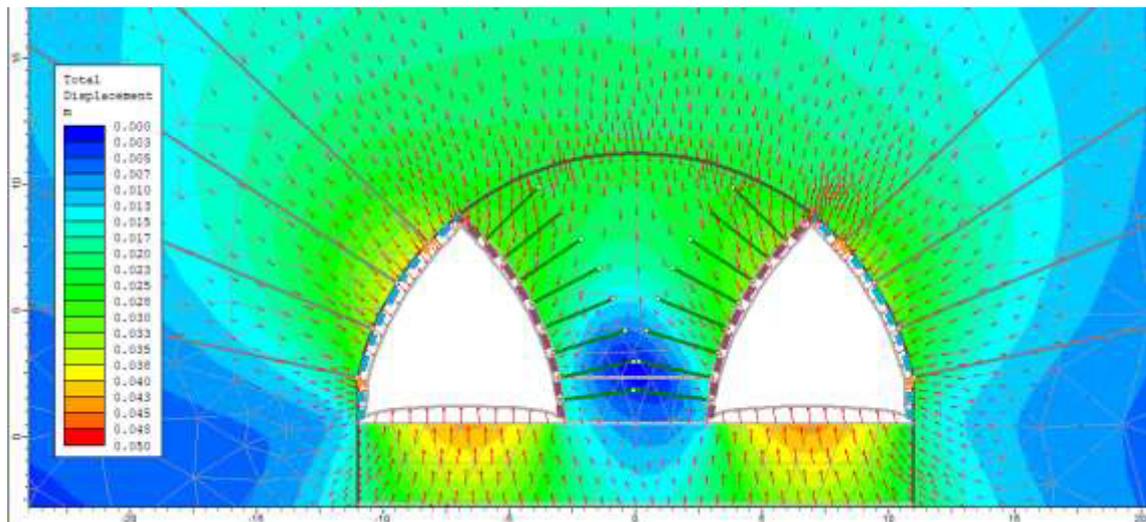


Figura 6.9 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 4

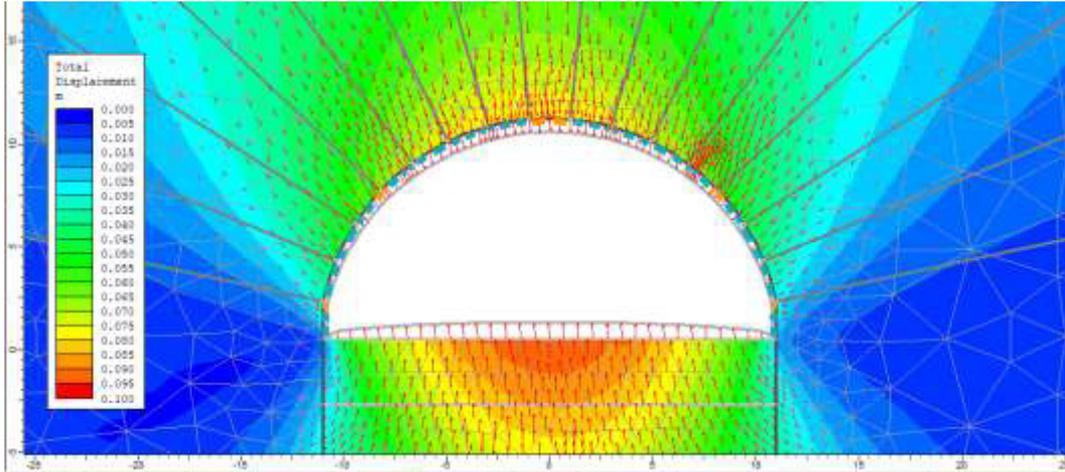


Figura 6.10 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 6

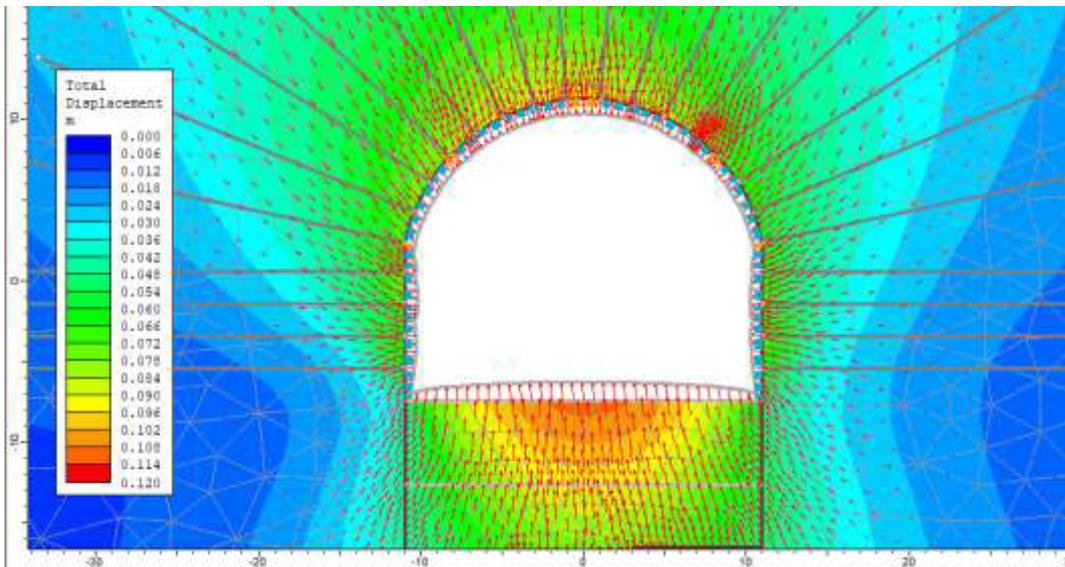


Figura 6.11 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 10

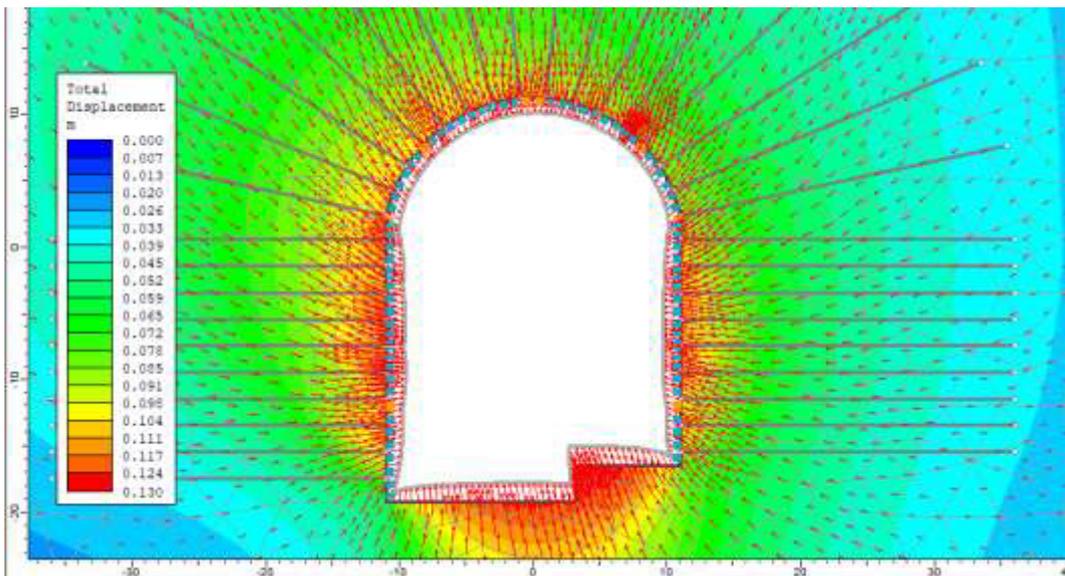


Figura 6.12 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'intorno del cavo allo step 14

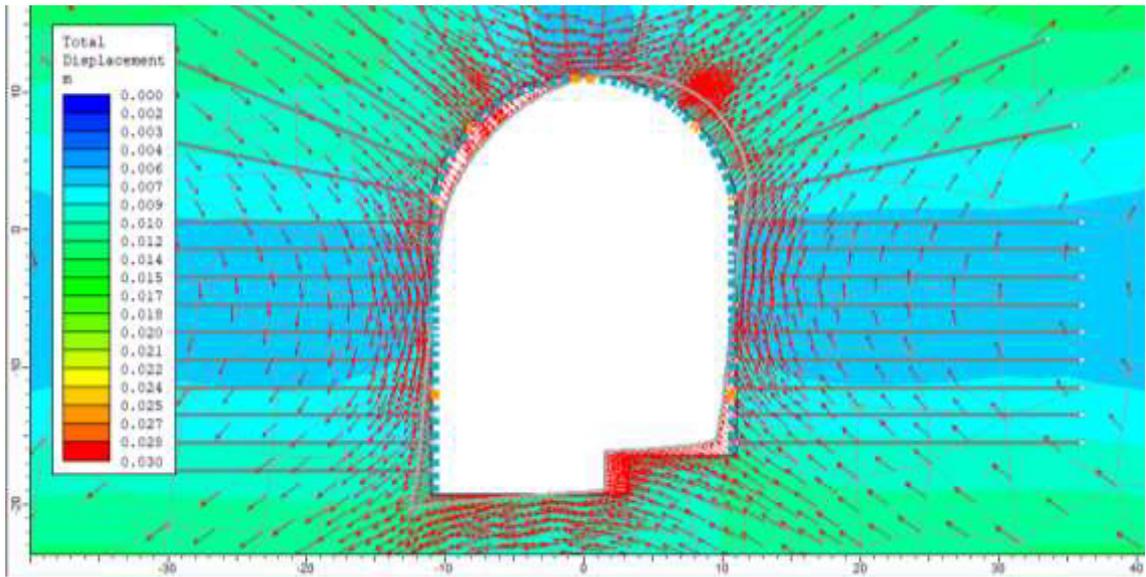


Figura 6.13 – Centrale in caverna: deformata e spostamenti nell'interno del cavo allo step 15 (gli spostamenti mostrati in figura sono riferiti allo step 14 e pertanto raffigurano l'incremento di deformazione agente sulla struttura dovuto esclusivamente all'effetto del sisma)

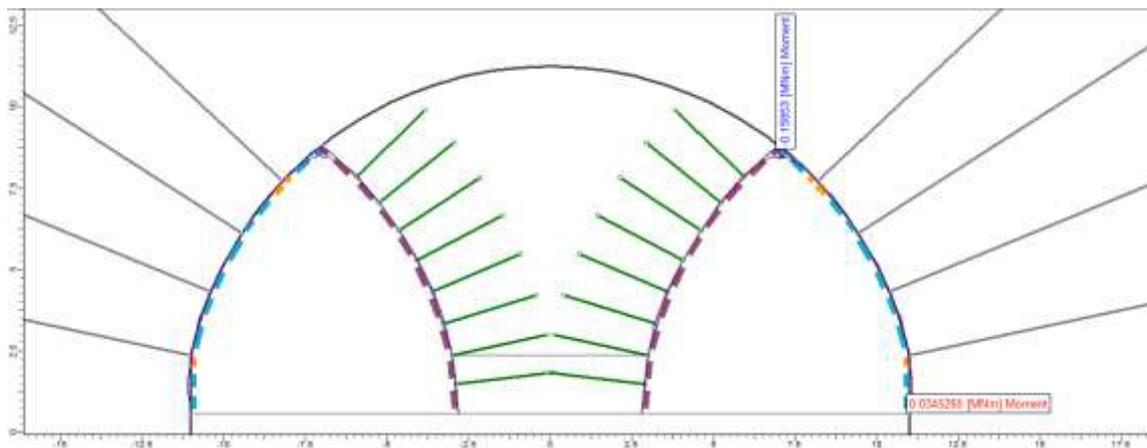


Figura 6.14 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 4

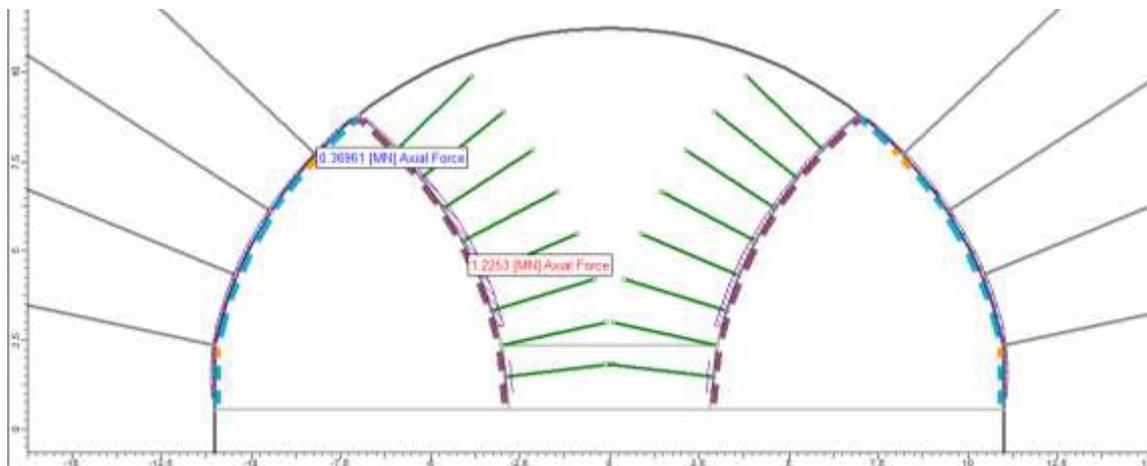


Figura 6.15 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 4

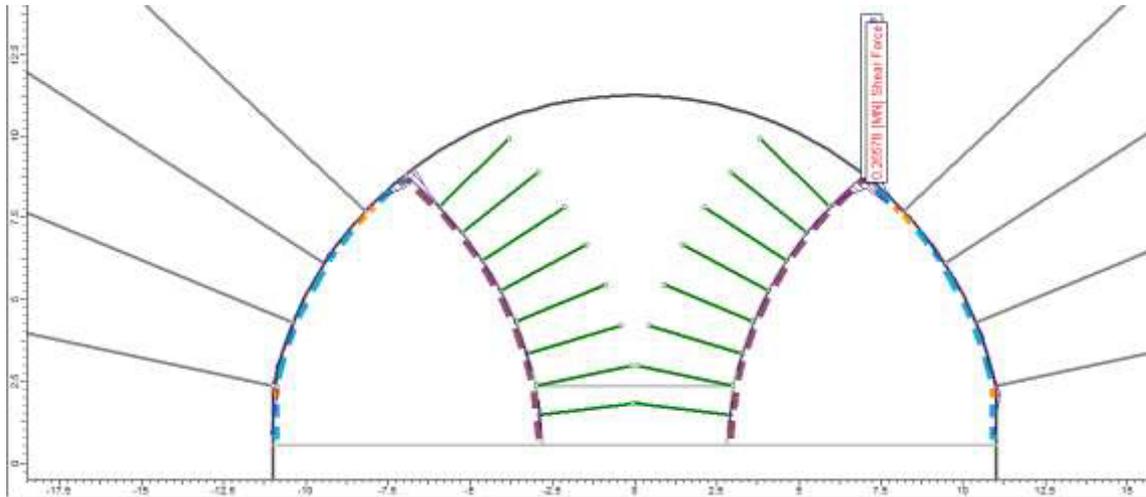


Figura 6.16 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 4

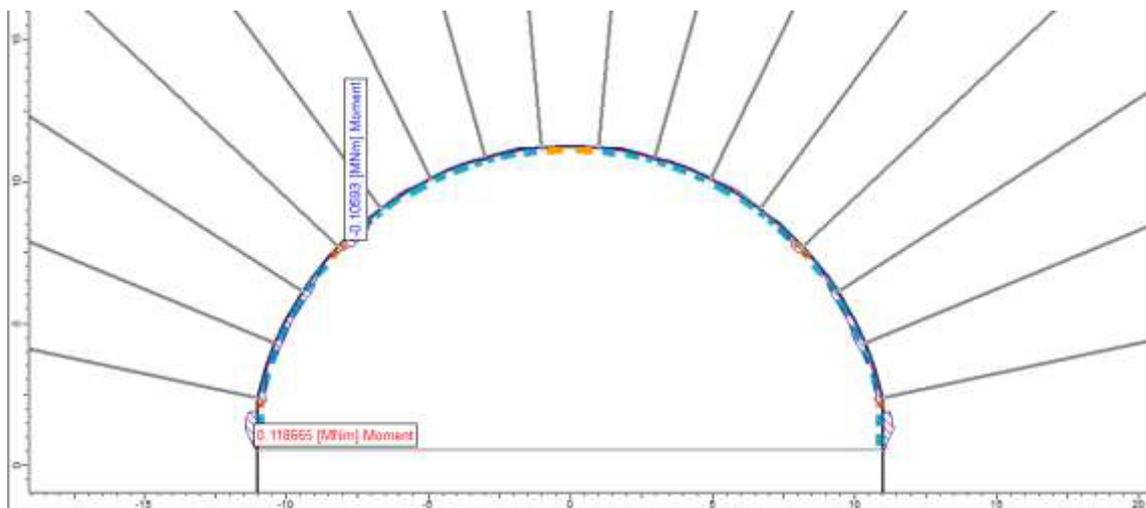


Figura 6.17 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 6

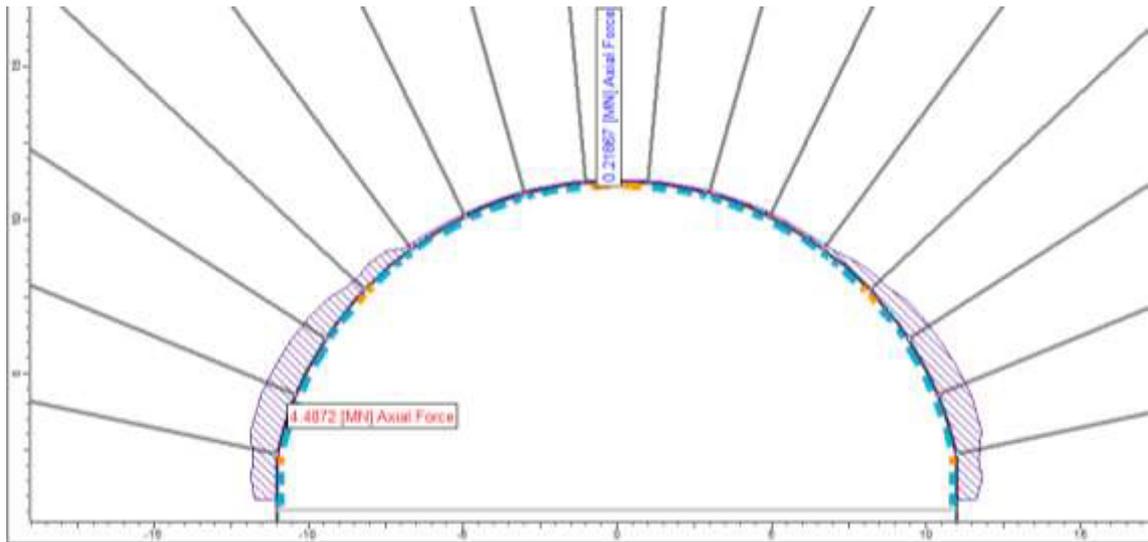


Figura 6.18 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 6

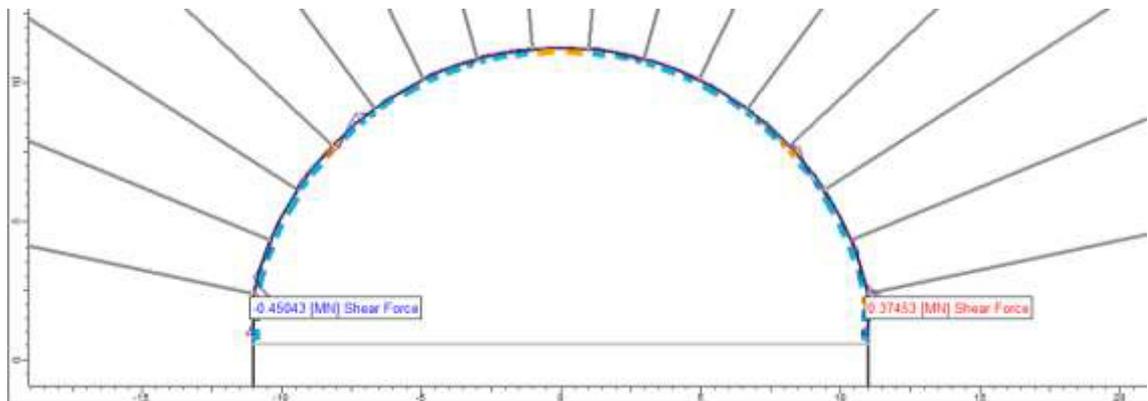


Figura 6.19 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 6

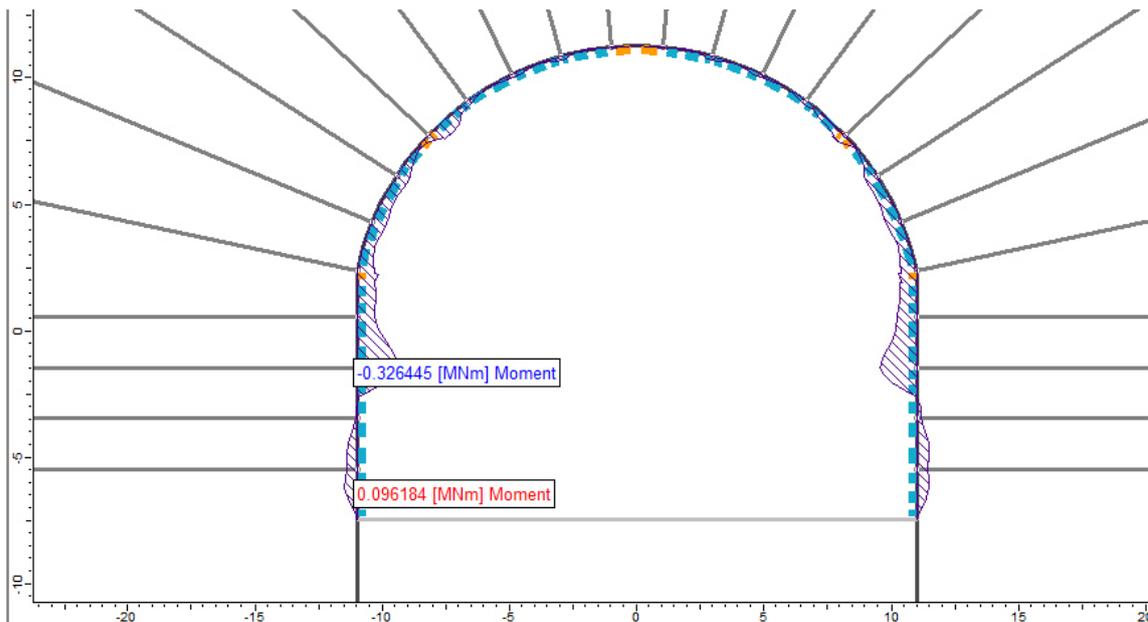


Figura 6.20 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 10

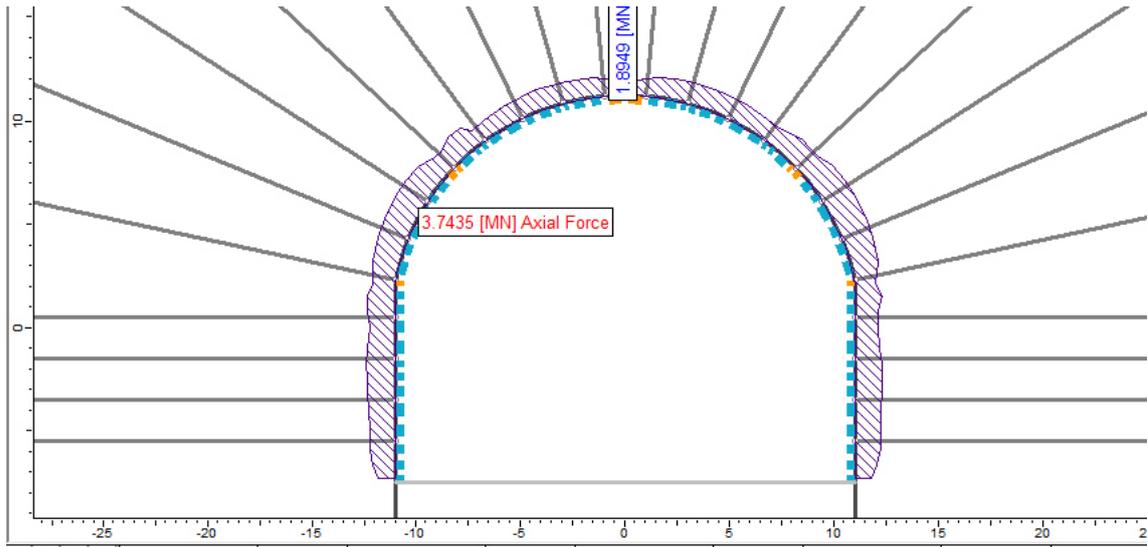


Figura 6.21 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 10

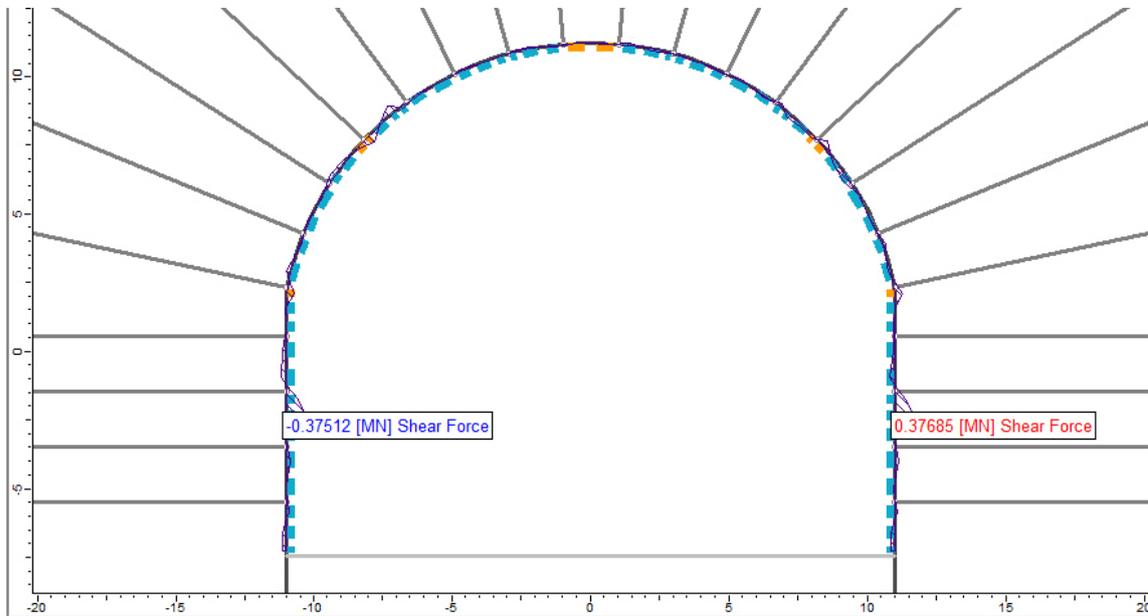


Figura 6.22 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 10

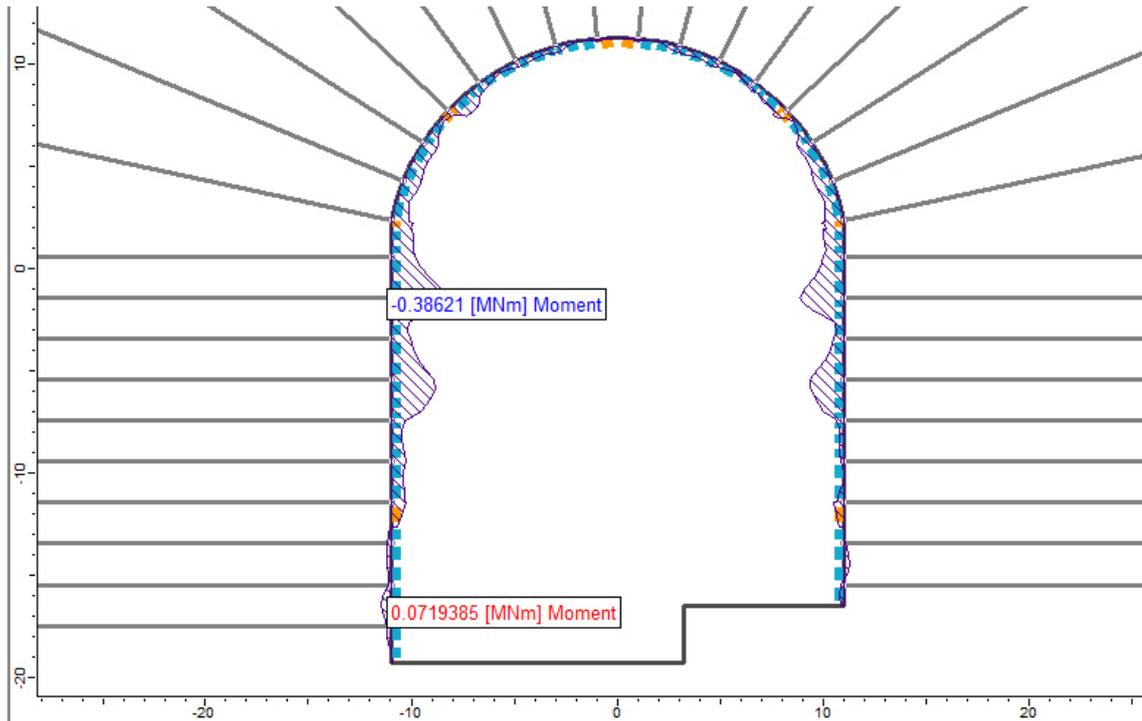


Figura 6.23 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 14

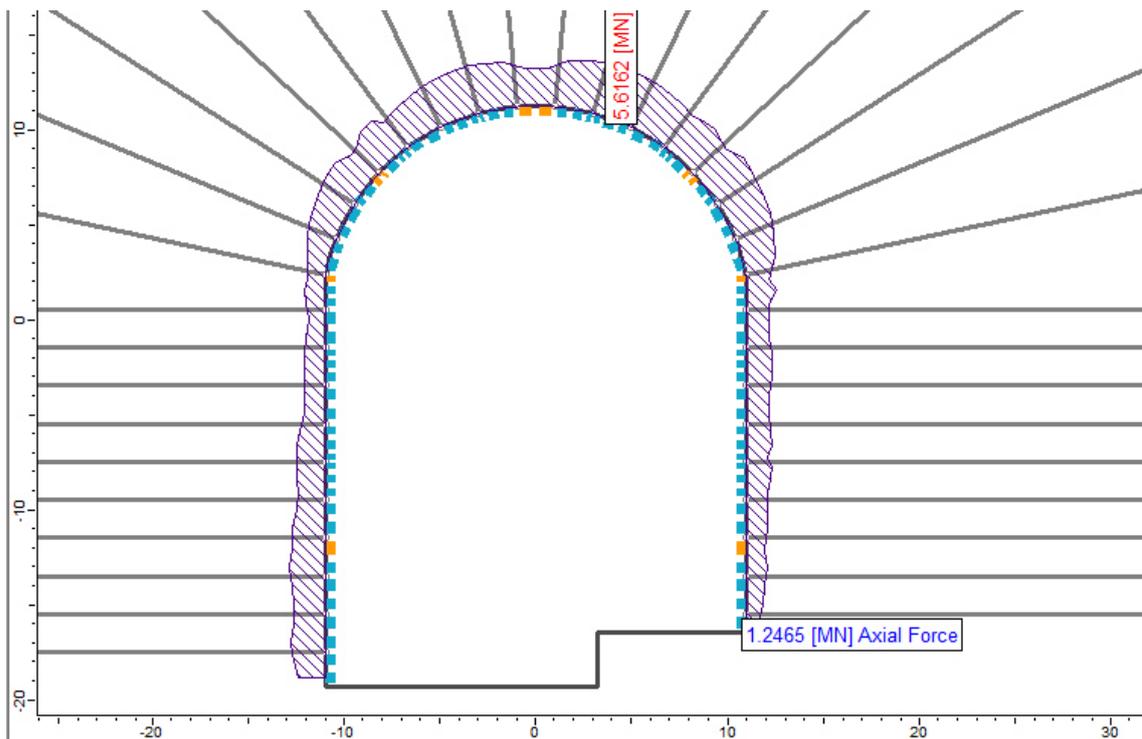


Figura 6.24 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 14

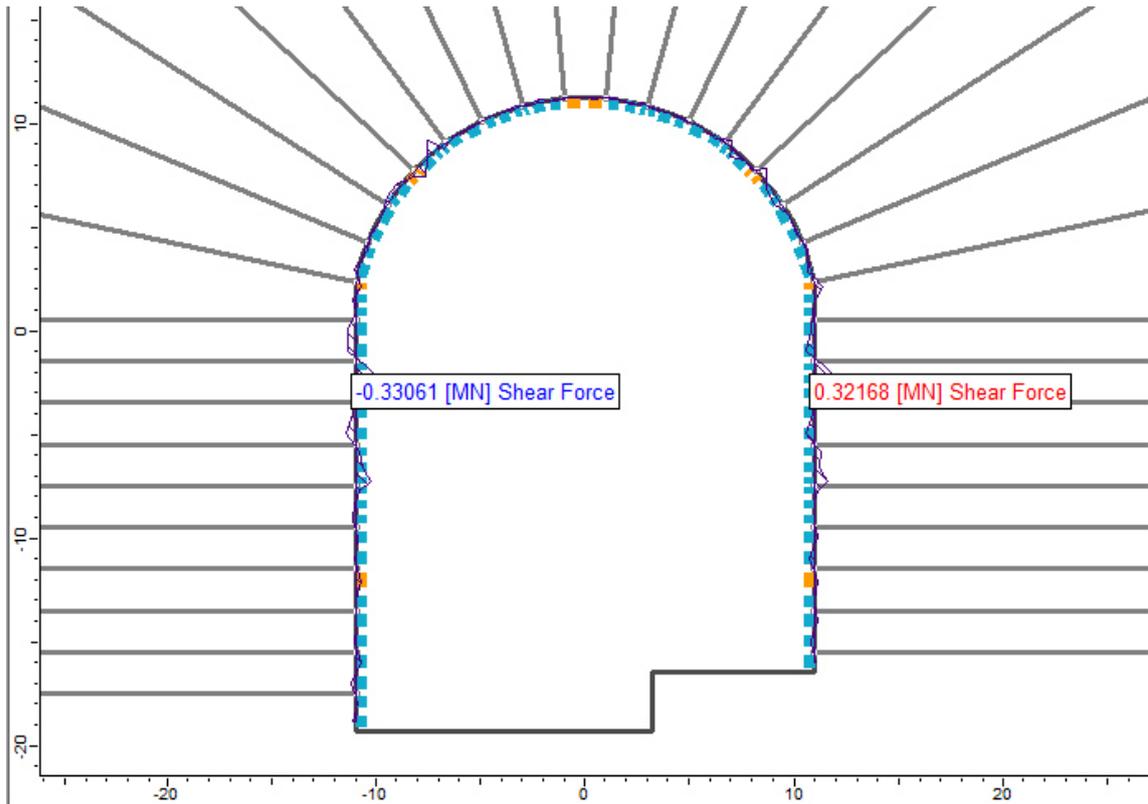


Figura 6.25 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 14

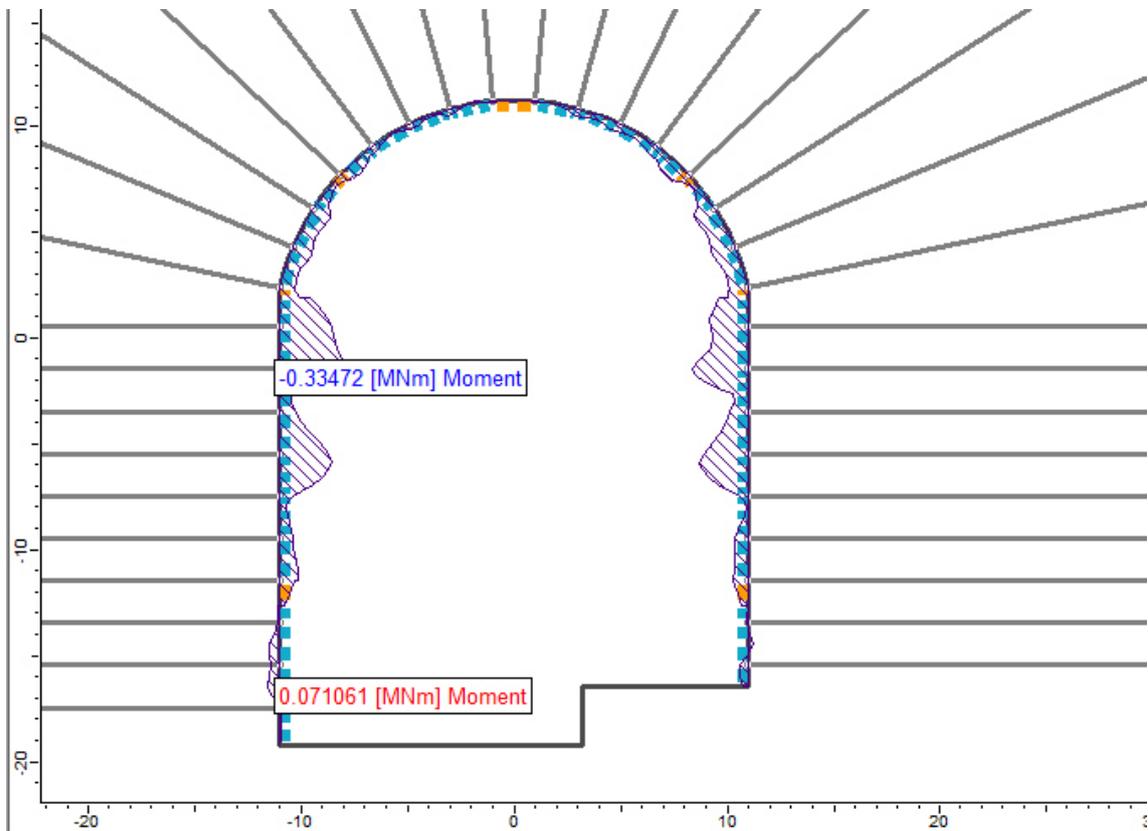


Figura 6.26 – Centrale in caverna: Diagramma di momento allo step 15

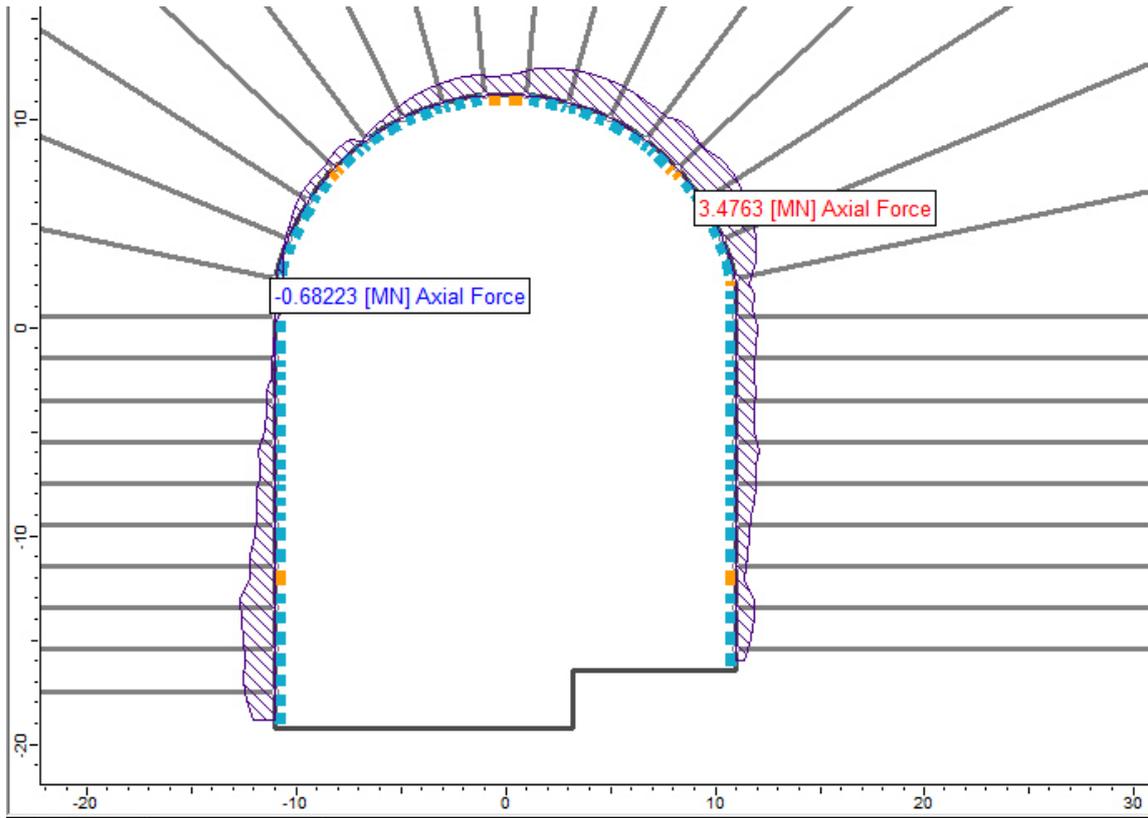


Figura 6.27 – Centrale in caverna: Diagramma di sforzo normale allo step 15

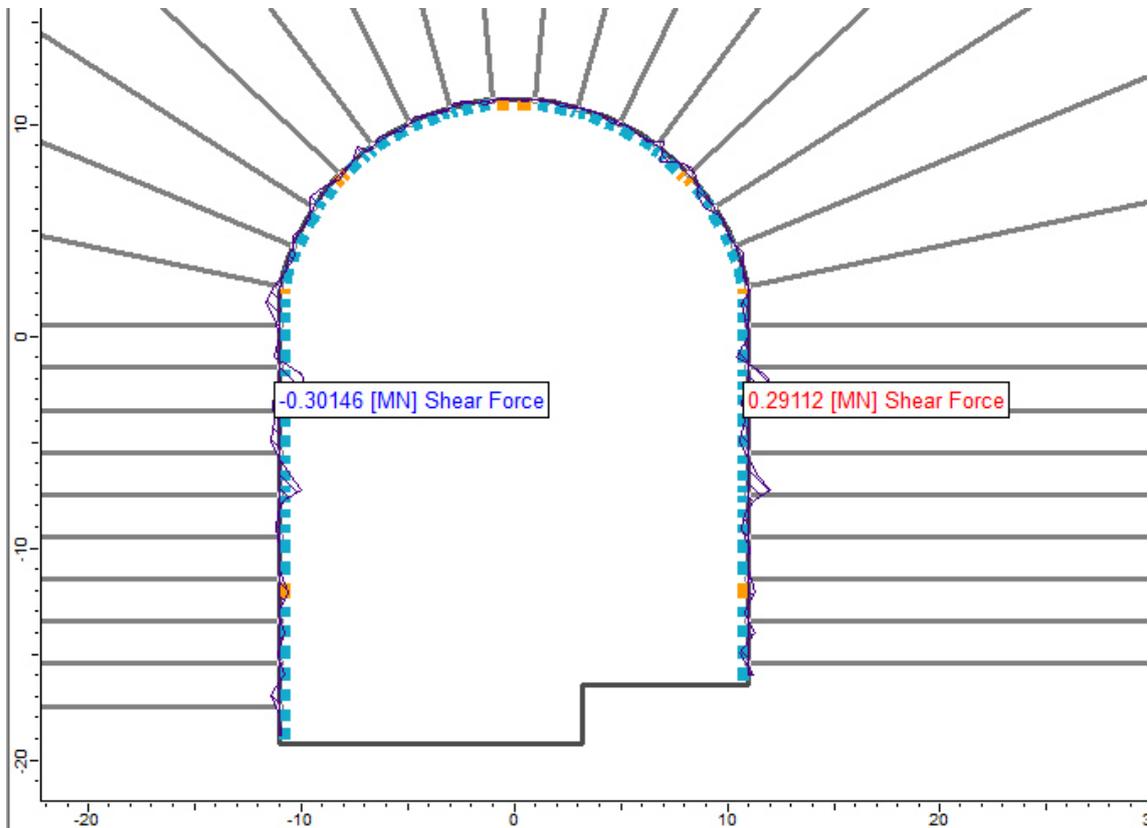


Figura 6.28 – Centrale in caverna: Diagramma di taglio allo step 15

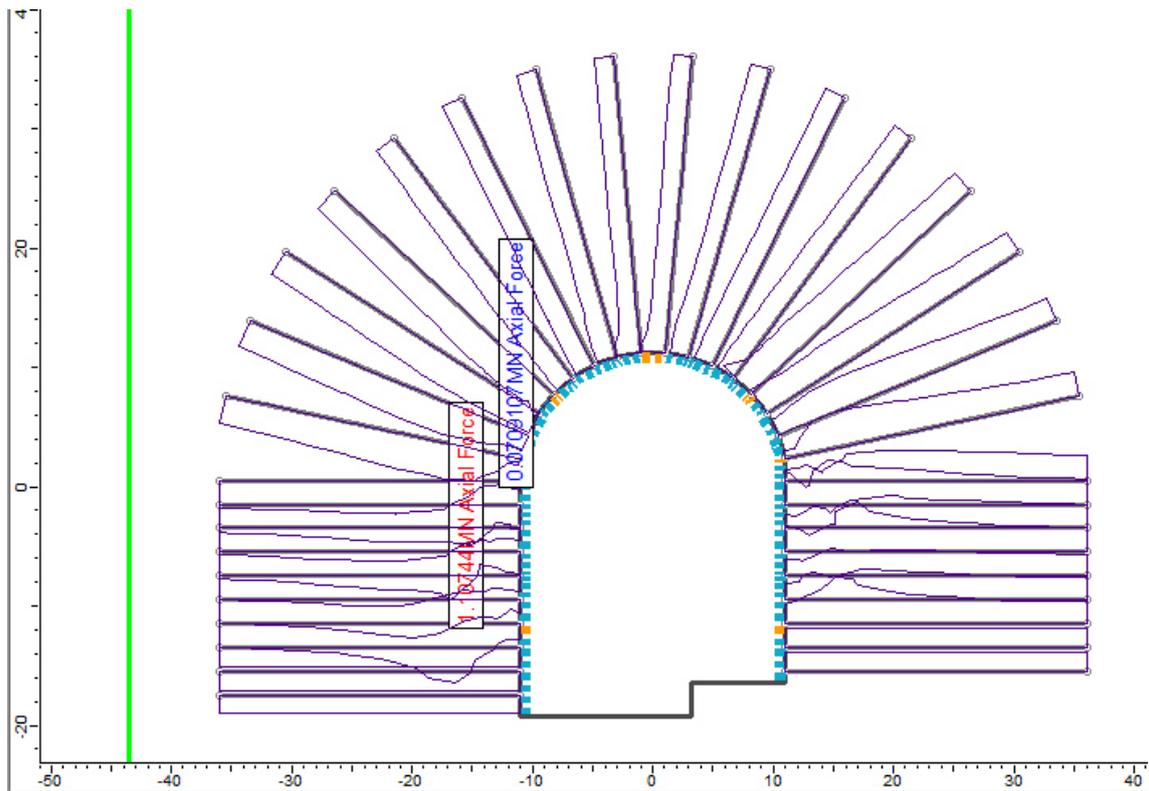


Figura 6.29 – Centrale in caverna: Sforzo normale agente sui tiranti allo step 14

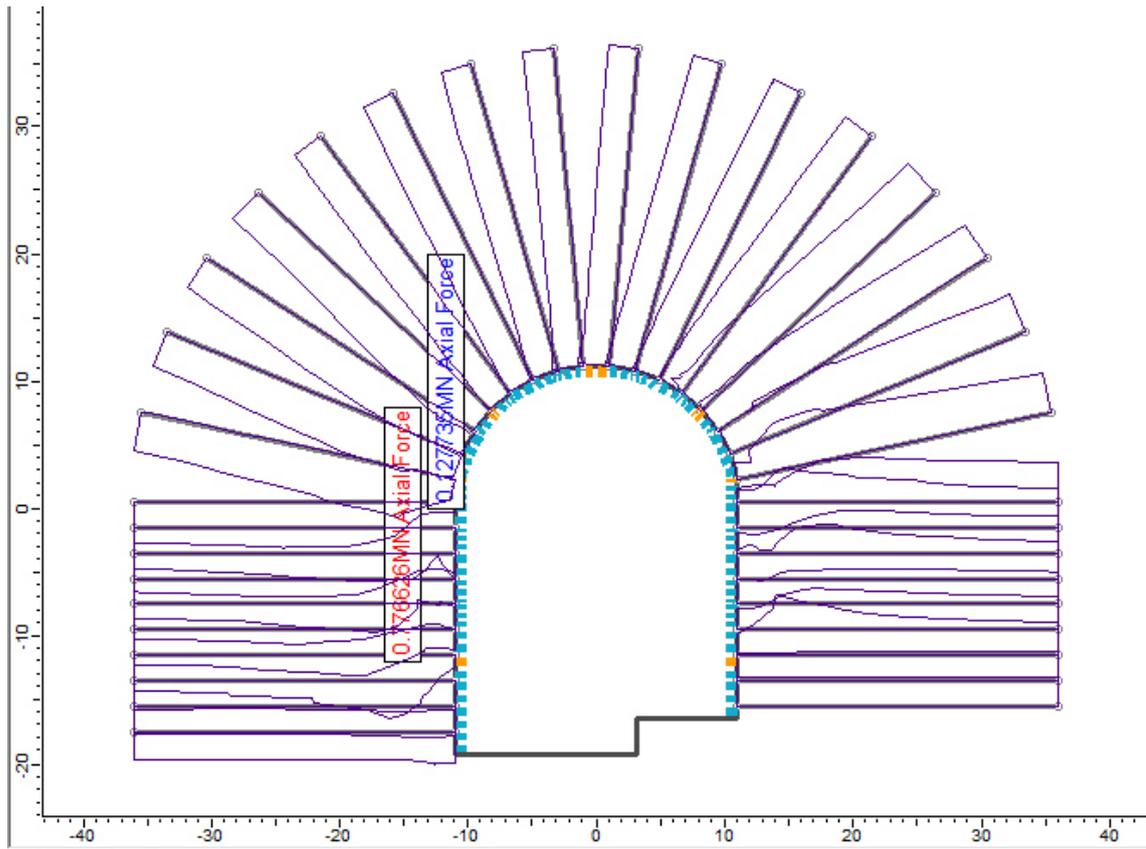


Figura 6.30 – Centrale in caverna: Sforzo normale agente sui tiranti allo step 15

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 dei cunicoli laterali (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 3.0 m in corrispondenza dei piedritti dei cunicoli. 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 40 mm.
- con l'allontanamento del fronte di scavo, dopo la posa in opera del rivestimento su calotta e piedritti dei cunicoli (step 4), 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 - 4 mm. Le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori elevati di sforzo normale sui lati interni dei cunicoli, mentre restano ridotte sui lati esterni.

- con lo scavo del nucleo centrale della calotta (step 5) si ha una ulteriore lieve estensione delle zone plastiche nel terreno in corrispondenza delle reni. Gli spostamenti indotti sul rivestimento esterno dei cunicoli dallo scavo del nucleo centrale evidenziano un incremento considerevole in questo step rispetto al precedente, pari a circa 15 -20 mm. Lo spostamento in calotta è invece pari a circa 75 mm. Le sollecitazioni agenti sul rivestimento esterno dei cunicoli mostrano un notevole incremento dovuto alla deformazione subita per via dello scavo del nucleo centrale.
- con l'allontanamento del fronte di scavo e la chiusura del rivestimento sulla calotta (step 6), si osserva nuovamente una lieve estensione delle zone plastiche nel terreno ed un lieve incremento degli spostamenti calcolati in questo step rispetto al precedente, pari a circa 3 - 4 mm. Le sollecitazioni agenti sul rivestimento mostrano valori elevati di sforzo normale sulle reni (in corrispondenza degli elementi che costituivano i piedritti dei cunicoli di avanzamento), mentre le sollecitazioni di taglio e momento agente restano limitate.
- 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, come mostrato nelle figure 6.4 – 6.30. 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. Ciò comporta un notevole incremento delle sollecitazioni agenti sugli elementi di rivestimento già posti in opera nei livelli superiori, per tale ragione risulta necessario disporre degli elementi quali i giunti di scorrimento a deformazione controllata che consentono al rivestimento di accettare delle deformazioni considerevoli senza sviluppare livelli tensioni altrimenti non accettabili per il rivestimento stesso.
- un ulteriore aspetto critico, legato anch'esso alla notevole deformabilità del terreno, 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 30 m di distanza dai piedritti si osservano spostamenti dell'ordine dei 35 mm. Ciò implica la necessità di impiegare tiranti di una lunghezza considerevole (pari a 25 m) per fornire un sostegno adeguato agli elementi costituenti il rivestimento.
- infine, il modello impiegato per l'analisi sismica, mostra allo step 15 un incremento minimo delle zone plastiche nel terreno. Sebbene il campo di spostamenti valutati sul rivestimento abbia, in quest'ultima fase, un incremento relativamente ridotto, pari a circa 7 - 10 mm, 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 un incremento 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 centine.

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 G₂ 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

Le resistenze di calcolo adottate nelle verifiche per i materiali sono rispettivamente:

- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot (0.83R_{ck}) / \gamma_c = 0.85 \cdot (0.83 \cdot 30) / 1.5 = 14.11$ MPa
- $f_{yd} = 275 / 1.05 = 261.90$ MPa.

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:

- centine accoppiate HEB 220 passo 1 m in acciaio S275
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C25/30 con spessore 30 cm su calotta e piedritti

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 resistenza¹ della sezione composta acciaio-calcestruzzo per una trave di larghezza pari a 1 m. Nella verifica viene cautelativamente trascurato il contributo delle fibre presenti nel calcestruzzo proiettato. Come si può osservare dalla figura seguente, tutte le coppie di sollecitazione ricadono internamente al dominio di interazione e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

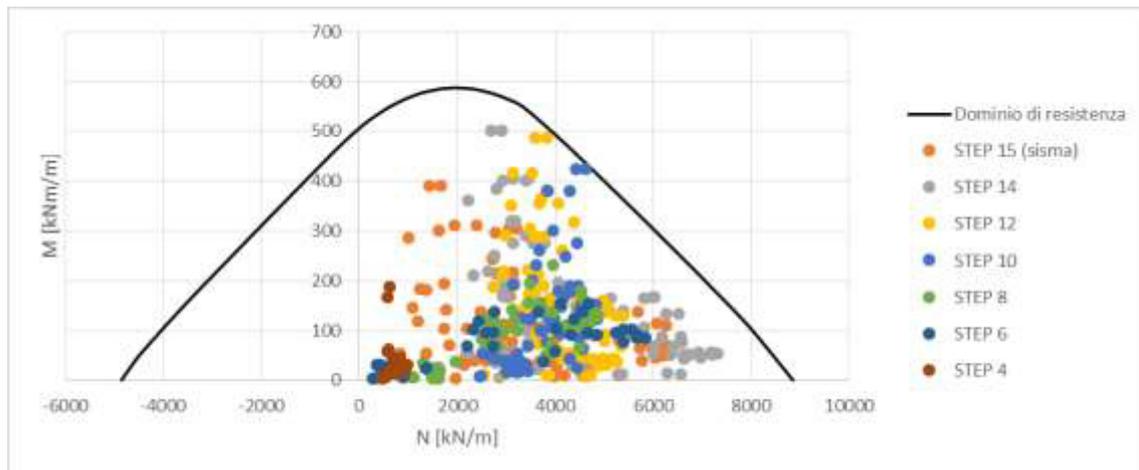


Figura 7.1 - Centrale in caverna: Verifiche di pressoflessione per il rivestimento su piedritti e calotta

7.3 Verifica a taglio del rivestimento

La verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio viene effettuata considerando solamente la resistenza delle centine e trascurando cautelativamente il contributo del calcestruzzo proiettato.

La verifica a taglio viene considerata soddisfatta quando:

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

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

Sostituendo nelle formule sopra riportate si ha per le centine impiegate:

$$A_v = 2 \cdot (9100 - 2 \cdot 220 \cdot 16 + (9.5 + 2 \cdot 18) \cdot 16) = 5576 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{5576 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} \cdot 10^{-3} = 843 \text{ kN}$$

Nella tabella seguente viene riportato il massimo taglio agente per ciascuno step di analisi e come si può osservare la verifica risulta superata.

¹ Il diagramma di resistenza della sezione composta acciaio-calcestruzzo è stato ottenuto mediante l'ausilio del software MidasGen 2020.

Tabella 7.3 – Verifica a taglio del rivestimento

Step di analisi	Massimo taglio agente [kN]	Taglio resistente [kN]	Verifica superata
STEP 4	347	843	SI
STEP 6	586		SI
STEP 8	309		SI
STEP 10	490		SI
STEP 12	435		SI
STEP 14	434		SI
STEP 15	333		SI

7.4 Verifica dei tiranti di ancoraggio

Per il sostegno della caverna vengono impiegate due tipologie differenti di ancoraggi:

- tiranti a barre, impiegati per il sostegno provvisorio del lato interno dei cunicoli laterali durante lo step 4
- tiranti a trefoli, impiegati in modo permanente per il sostegno della rivestimento della caverna

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 Verifica dei tiranti a barre

Gli ancoraggi provvisori in progetto sono realizzati con barre tipo GEWI® Plus S670/800, aventi diametro nominale pari a 25 mm e lunghezza pari a 3 m, per le quali si ha un carico di snervamento caratteristico T_{yk} di 330 kN, pertanto **il carico di snervamento di progetto T_{yd} è pari a $330 / 1.15 = 287$ 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 (1985). Secondo tale metodo la resistenza caratteristica all'estrazione dell'elemento (R_{ak}) può essere calcolata mediante la relazione:

$$R_{ak} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s / \xi_{a4} = 175 \text{ kN}$$

dove:

D_s diametro medio del bulbo di iniezione, calcolabile come $\alpha \cdot D_d$ con D_d diametro della perforazione (120 mm) e α coefficiente moltiplicativo del diametro, il cui valore

dipende dalla tipologia di suolo/roccia nel quale si effettua l'iniezione (nel caso in esame $\alpha=1.1$)

- L_b lunghezza di immersione dell'ancoraggio, pari a 3.00 m
- q_s tensione limite di aderenza all'interfaccia tra il suolo ed il bulbo di iniezione della barra, che secondo una stima cautelativa si assume uguale a 250 kPa
- ξ_{a4} fattore di correzione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine; si assume cautelativamente $\xi_{a4}=1.80$.

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 temporanei corrisponde a 1.1. Pertanto si ha:

$$R_{ad} = 175/1.1 = 160 \text{ kN.}$$

Dalle analisi condotte il massimo carico agente sui tiranti provvisori corrisponde a 105 kN. Pertanto il carico con cui viene effettuata la verifica corrisponde a:

$$T_d = 1.3 \cdot 105 = 137 \text{ kN}$$

tale carico risulta inferiore sia al carico di snervamento che a quello di sfilamento del bullone e pertanto la verifica delle bullonature risulta positiva.

7.4.2 Verifica dei tiranti a trefoli

Gli ancoraggi permanenti in progetto sono realizzati con tiranti a 6 trefoli da 0.62" in acciaio da precompressione e lunghezza pari a 25 m, per i quali si ha un carico di snervamento caratteristico T_{yk} di 1404 kN, pertanto **il carico di snervamento di progetto T_{yd} è pari a $1404 / 1.15 = 1220 \text{ kN}$.**

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 (1985). Secondo tale metodo la resistenza caratteristica all'estrazione dell'elemento (R_{ak}) può essere calcolata mediante la relazione:

$$R_{ak} = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s / \xi_{a4} = 1440 \text{ kN}$$

dove:

- D_s diametro medio del bulbo di iniezione, calcolabile come $\alpha \cdot D_d$ con D_d diametro della perforazione (150 mm) e α coefficiente moltiplicativo del diametro, il cui valore dipende dalla tipologia di suolo/roccia nel quale si effettua l'iniezione (nel caso in esame $\alpha=1.1$)

- L_b lunghezza di immersione dell'ancoraggio, pari a 20.00 m
- q_s tensione limite di aderenza all'interfaccia tra il suolo ed il bulbo di iniezione della barra, che secondo una stima cautelativa si assume uguale a 250 kPa
- ξ_{a4} fattore di correzione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine; si assume cautelativamente $\xi_{a4}=1.80$.

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 temporanei corrisponde a 1.2. Pertanto si ha:

$$R_{ad} = 1920/1.2 = 1200 \text{ kN.}$$

Dalle analisi condotte il massimo carico agente sui tiranti permanenti corrisponde a 785 kN. Pertanto il carico con cui viene effettuata la verifica corrisponde a:

$$T_d = 1.3 \cdot 785 = 1020 \text{ kN}$$

tale carico risulta inferiore sia al carico di snervamento che a quello di sfilamento del bullone e pertanto la verifica degli ancoraggi risulta positiva.