

# 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. Luisella Vai

## Relazione sulla stabilità degli imbocchi di galleria

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

Codice commessa: 1295

Codifica documento: 1295-A-GD-R-03-0



## INDICE

1. INTRODUZIONE .....	1
2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI.....	2
2.1 Imbocco della galleria idraulica.....	2
2.2 Imbocco del cunicolo sbarre .....	3
2.3 Imbocco della galleria di accesso alla centrale in caverna .....	4
2.4 Imbocco della galleria di accesso al pozzo piezometrico .....	5
2.5 Materiali.....	7
3. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA .....	8
3.1 Imbocco della galleria idraulica.....	8
3.2 Imbocco del cunicolo sbarre .....	10
3.3 Imbocco della galleria di accesso alla centrale in caverna .....	11
3.4 Imbocco della galleria di accesso al pozzo piezometrico .....	12
4. CRITERI DI PROGETTO E VERIFICA IMPIEGATI .....	15
4.1 Normativa di riferimento.....	15
4.2 Codici di calcolo utilizzati .....	15
4.2.1 Affidabilità del codice di calcolo .....	15
4.3 Criteri di progettazione e verifica agli stati limite .....	15
4.3.1 Approcci di verifica e coefficienti parziali secondo normativa .....	16
4.3.2 Criteri di verifica per lo sfilamento degli ancoraggi .....	18
4.3.3 Criteri di verifica per le travi di ripartizione dei tiranti .....	20
4.4 Analisi dei carichi e combinazioni di carico .....	22
4.4.1 Peso Proprio elementi strutturali .....	22
4.4.2 Spinta del terreno .....	22
4.4.3 Azione sismica di progetto .....	22
4.4.4 Combinazioni di carico.....	24
5. IMBOCCO DELLA GALLERIA IDRAULICA .....	25
5.1 Condizioni stratigrafiche e geometria di analisi .....	25
5.2 Verifiche SLU di tipo geotecnico (SLU-GEO).....	25
5.2.1 Verifiche di stabilità globale .....	26
5.2.2 Stabilità dell'opera (resistenza del terreno a valle).....	28
5.2.3 Sfilamento di uno o più ancoraggi.....	29
5.3 Verifiche SLU di tipo strutturale (SLU-STR) .....	30
5.3.1 Verifica della resistenza strutturale della paratia .....	30
5.3.2 Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi .....	33
5.3.3 Verifica della resistenza strutturale delle travi di ripartizione .....	34

5.4	Verifiche SLE.....	35
5.4.1	Controllo degli spostamenti della paratia .....	35
6.	IMBOCCO DEL CUNICOLO DELLE SBARRE .....	37
6.1	Condizioni stratigrafiche e geometria di analisi .....	37
6.2	Verifiche SLU di tipo geotecnico (SLU-GEO).....	37
6.2.1	Verifiche di stabilità globale .....	38
6.2.2	Stabilità dell'opera (resistenza del terreno a valle).....	39
6.2.3	Sfilamento di uno o più ancoraggi.....	40
6.3	Verifiche SLU di tipo strutturale (SLU-STR) .....	41
6.3.1	Verifica della resistenza strutturale della paratia .....	41
6.3.2	Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi .....	44
6.3.3	Verifica della resistenza strutturale delle travi di ripartizione .....	45
6.4	Verifiche SLE.....	46
6.4.1	Controllo degli spostamenti della paratia .....	46
7.	IMBOCCO DELLA GALLERIA DI ACCESSO ALLA CENTRALE IN CAVERNA .....	48
7.1	Condizioni stratigrafiche e geometria di analisi .....	48
7.2	Verifiche SLU di tipo geotecnico (SLU-GEO).....	48
7.2.1	Verifiche di stabilità globale .....	49
7.2.2	Stabilità dell'opera (resistenza del terreno a valle).....	50
7.2.3	Sfilamento di uno o più ancoraggi.....	51
7.3	Verifiche SLU di tipo strutturale (SLU-STR) .....	52
7.3.1	Verifica della resistenza strutturale della paratia .....	52
7.3.2	Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi .....	56
7.3.3	Verifica della resistenza strutturale delle travi di ripartizione .....	57
7.4	Verifiche SLE.....	58
7.4.1	Controllo degli spostamenti della paratia .....	58
8.	IMBOCCO DELLA GALLERIA DI ACCESSO AL POZZO PIEZOMETRICO .....	60
8.1	Condizioni stratigrafiche e geometria di analisi .....	60
8.2	Verifiche SLU di tipo geotecnico (SLU-GEO).....	61
8.2.1	Verifiche di stabilità globale .....	61
8.2.2	Stabilità dell'opera (resistenza del terreno a valle).....	62
8.2.3	Sfilamento di uno o più ancoraggi.....	64
8.3	Verifiche SLU di tipo strutturale (SLU-STR) .....	65
8.3.1	Verifica della resistenza strutturale della paratia .....	65
8.3.2	Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi .....	68
8.3.3	Verifica della resistenza strutturale delle travi di ripartizione .....	69
8.4	Verifiche SLE.....	70
8.4.1	Controllo degli spostamenti della paratia .....	70

9. APPENDICE: CERTIFICAZIONE DELL’AFFIDABILITÀ DEL SOFTWARE PARATIEPLUS.....	72
--	----

## TABELLE

Tabella 4.1 – Coefficienti parziali sulle azioni (A1 ed A2)	
Tabella 4.2 – Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2)	
Tabella 4.3 – Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2)	
Tabella 4.4 – Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3)	
Tabella 4.5 – Tabella proposta da Bustamante e Doix per la scelta del coefficiente $\alpha$	
Tabella 5.1 – Imbocco galleria idraulica: Valori dei fattori di sicurezza minimi alla stabilità globale	
Tabella 5.2 – Imbocco galleria idraulica: Riepilogo delle spinte passive mobilitate	
Tabella 5.3 – Imbocco galleria idraulica: Resistenze e azioni di sfilamento dei tiranti	
Tabella 5.4 – Imbocco galleria idraulica: resistenze e azioni di trazione dei tiranti	
Tabella 5.5 – Imbocco galleria idraulica: travi di ripartizione della paratia - Verifiche strutturali	
Tabella 5.6 – Imbocco galleria idraulica: verifica di deformazione della paratia	
Tabella 6.1 – Imbocco cunicolo sbarre: Valori dei fattori di sicurezza minimi alla stabilità globale	
Tabella 6.2 – Imbocco cunicolo sbarre: Riepilogo delle spinte passive mobilitate	
Tabella 6.3 – Imbocco cunicolo sbarre: Resistenze e azioni di sfilamento dei tiranti	
Tabella 6.4 – Imbocco cunicolo sbarre: resistenze e azioni di trazione dei tiranti	
Tabella 6.5 – Imbocco cunicolo sbarre: travi di ripartizione della paratia - Verifiche strutturali	
Tabella 6.6 – Imbocco cunicolo sbarre: verifica di deformazione della paratia	
Tabella 7.1 – Imbocco accesso alla centrale: Valori dei fattori di sicurezza minimi alla stabilità globale	
Tabella 7.2 – Imbocco accesso alla centrale: Riepilogo delle spinte passive mobilitate	
Tabella 7.3 – Imbocco accesso alla centrale: Resistenze e azioni di sfilamento dei tiranti	
Tabella 7.4 – Imbocco accesso alla centrale: resistenze e azioni di trazione dei tiranti	
Tabella 7.5 – Imbocco accesso alla centrale: travi di ripartizione della paratia - Verifiche strutturali	
Tabella 7.6 – Imbocco accesso alla centrale: verifica di deformazione della paratia	
Tabella 8.1 – Imbocco accesso al pozzo: Valori dei fattori di sicurezza minimi alla stabilità globale	
Tabella 8.2 – Imbocco accesso al pozzo: Riepilogo delle spinte passive mobilitate	
Tabella 8.3 – Imbocco accesso al pozzo: Resistenze e azioni di sfilamento dei tiranti	
Tabella 8.4 – Imbocco accesso al pozzo: resistenze e azioni di trazione dei tiranti	

Tabella 8.5 – Imbocco accesso al pozzo: travi di ripartizione della paratia - Verifiche strutturali

Tabella 8.6 – Imbocco accesso al pozzo: verifica di deformazione della paratia

## FIGURE

Figura 2.1 – Planimetria di progetto del piazzale di imbocco della galleria idraulica

Figura 2.2 – Sezione tipologica di progetto della paratia a sostegno degli scavi in corrispondenza dell'imbocco della galleria idraulica

Figura 2.3 – Planimetria di progetto del piazzale di imbocco del cunicolo delle sbarre

Figura 2.4 – Sezione tipologica di progetto della paratia a sostegno degli scavi in corrispondenza dell'imbocco del cunicolo delle sbarre

Figura 2.5 – Planimetria di progetto del piazzale di imbocco della galleria di accesso alla centrale in caverna

Figura 2.6 – Sezione tipologica di progetto della paratia a sostegno degli scavi in corrispondenza dell'imbocco della galleria di accesso alla centrale in caverna

Figura 2.7 – Planimetria di progetto del piazzale di imbocco della galleria di accesso al pozzo piezometrico

Figura 2.8 – Sezione tipologica di progetto della paratia a sostegno degli scavi in corrispondenza dell'imbocco della galleria di accesso al pozzo piezometrico

Figura 3.1 – Carta geologica con l'indicazione delle principali opere in progetto

Figura 3.2 – Sezione geologica in asse alla galleria in corrispondenza della zona di imbocco della galleria idraulica

Figura 3.3 – Sezione geologica in asse alla galleria in corrispondenza della zona di imbocco del cunicolo delle sbarre

Figura 3.4 – Sezione geologica in asse alla galleria in corrispondenza della zona di imbocco della galleria di accesso alla centrale in caverna

Figura 3.5 – Sezione geologica in asse alla galleria in corrispondenza della zona di imbocco della galleria di accesso al pozzo piezometrico

Figura 4.1 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di qs per sabbie e ghiaie

Figura 4.2 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di qs per argille e limi e per le marne e calcari teneri

Figura 4.3 – Trave di ripartizione - Schema statico adottato

Figura 4.4 – Formulazioni per il calcolo dei momenti sollecitanti sulla trave con Paratie Plus

Figura 5.1 – Imbocco galleria idraulica: modello numerico della paratia all'ultimo step di analisi

Figura 5.2 – Imbocco galleria idraulica: verifica di stabilità globale in campo statico

Figura 5.3 – Imbocco galleria idraulica: verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (+kv)

- Figura 5.4 – Imbocco galleria idraulica: verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (-kv)
- Figura 5.5 – Imbocco galleria idraulica: riepilogo spinte agenti e resistenti (condizione statica)
- Figura 5.6 – Imbocco galleria idraulica: riepilogo spinte agenti e resistenti (condizione pseudo-statica)
- Figura 5.7 – Imbocco galleria idraulica: involucro del momento flettente (condizioni statiche - A1+M1+R1) - M massimo = 45.71 kNm/m
- Figura 5.8 – Imbocco galleria idraulica: involucro del momento flettente (condizioni statiche – A2+M2+R1) - M massimo = 34.93 kNm/m
- Figura 5.9 – Imbocco galleria idraulica: involucro del momento flettente (condizioni sismiche) - M massimo = 87.40 kNm/m
- Figura 5.10 – Imbocco galleria idraulica: involucro del taglio agente (condizioni statiche - A1+M1+R1) - V massimo = 100.93 kN/m
- Figura 5.11 – Imbocco galleria idraulica: involucro del taglio agente (condizioni statiche - A2+M2+R1) - V massimo = 79.06 kN/m
- Figura 5.12 – Imbocco galleria idraulica: involucro del taglio agente (condizioni sismiche) - V massimo = 83.29 kN/m
- Figura 5.13 – Imbocco galleria idraulica: diagramma degli spostamenti in esercizio lungo la paratia
- Figura 6.1 – Imbocco cunicolo delle sbarre: modello numerico della paratia all'ultimo step di analisi
- Figura 6.2 – Imbocco cunicolo sbarre: verifica di stabilità globale in campo statico
- Figura 6.3 – Imbocco cunicolo sbarre: verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (+kv)
- Figura 6.4 – Imbocco cunicolo sbarre: verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (-kv)
- Figura 6.5 – Imbocco cunicolo sbarre: riepilogo spinte agenti e resistenti (condizione statica)
- Figura 6.6 – Imbocco cunicolo sbarre: riepilogo spinte agenti e resistenti (condizione pseudo-statica)
- Figura 6.7 – Imbocco cunicolo sbarre: involucro del momento flettente (condizioni statiche - A1+M1+R1) - M massimo = 48.07 kNm/m
- Figura 6.8 – Imbocco cunicolo sbarre: involucro del momento flettente (condizioni statiche – A2+M2+R1) - M massimo = 39.541 kNm/m
- Figura 6.9 – Imbocco cunicolo sbarre: involucro del momento flettente (condizioni sismiche) - M massimo = 35.18 kNm/m
- Figura 6.10 – Imbocco cunicolo sbarre: involucro del taglio agente (condizioni statiche - A1+M1+R1) - V massimo = 75.352 kN/m
- Figura 6.11 – Imbocco cunicolo sbarre: involucro del taglio agente (condizioni statiche - A2+M2+R1) - V massimo = 70.94 kN/m

Figura 6.12 – Imbocco cunicolo sbarre: involuppo del taglio agente (condizioni sismiche) -  $V$  massimo = 57.54 kN/m

Figura 6.13 – Imbocco cunicolo sbarre: diagramma degli spostamenti in esercizio lungo la paratia

Figura 7.1 – Imbocco accesso alla centrale: modello numerico della paratia all'ultimo step di analisi

Figura 7.2 – Imbocco accesso alla centrale: verifica di stabilità globale in campo statico

Figura 7.3 – Imbocco accesso alla centrale: verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (+kv)

Figura 7.4 – Imbocco accesso alla centrale: verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (-kv)

Figura 7.5 – Imbocco accesso alla centrale: riepilogo spinte agenti e resistenti (condizione statica)

Figura 7.6 – Imbocco accesso alla centrale: riepilogo spinte agenti e resistenti (condizione pseudo-statica)

Figura 7.7 – Imbocco accesso alla centrale: involuppo del momento flettente (condizioni statiche - A1+M1+R1) -  $M$  massimo = 62.33 kNm/m

Figura 7.8 – Imbocco accesso alla centrale: involuppo del momento flettente (condizioni statiche – A2+M2+R1) -  $M$  massimo = 88.46 kNm/m

Figura 7.9 – Imbocco accesso alla centrale: involuppo del momento flettente (condizioni sismiche) -  $M$  massimo = 61.35 kNm/m

Figura 7.10 – Imbocco accesso alla centrale: involuppo del taglio agente (condizioni statiche - A1+M1+R1) -  $V$  massimo = 95.64 kN/m

Figura 7.11 – Imbocco accesso alla centrale: involuppo del taglio agente (condizioni statiche - A2+M2+R1) -  $V$  massimo = 122.12 kN/m

Figura 7.12 – Imbocco accesso alla centrale: involuppo del taglio agente (condizioni sismiche) -  $V$  massimo = 124.9 kN/m

Figura 7.13 – Imbocco accesso alla centrale: diagramma degli spostamenti in esercizio lungo la paratia

Figura 8.1 – Imbocco accesso al pozzo: modello numerico della paratia all'ultimo step di analisi

Figura 8.2 – Imbocco accesso al pozzo: verifica di stabilità globale in campo statico

Figura 8.3 – Imbocco accesso al pozzo: verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (+kv)

Figura 8.4 – Imbocco accesso al pozzo: verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (-kv)

Figura 8.5 – Imbocco accesso al pozzo: riepilogo spinte agenti e resistenti (condizione statica)

Figura 8.6 – Imbocco accesso al pozzo: riepilogo spinte agenti e resistenti (condizione pseudo-statica)

Figura 8.7 – Imbocco accesso al pozzo: involucro del momento flettente (condizioni statiche - A1+M1+R1) - M massimo = 61.12 kNm/m

Figura 8.8 – Imbocco accesso al pozzo: involucro del momento flettente (condizioni statiche – A2+M2+R1) - M massimo = 65.96 kNm/m

Figura 8.9 – Imbocco accesso al pozzo: involucro del momento flettente (condizioni sismiche) - M massimo = 60.46 kNm/m

Figura 8.10 – Imbocco accesso al pozzo: involucro del taglio agente (condizioni statiche - A1+M1+R1) - V massimo = 105.15 kN/m

Figura 8.11 – Imbocco accesso al pozzo: involucro del taglio agente (condizioni statiche - A2+M2+R1) - V massimo = 90.05 kN/m

Figura 8.12 – Imbocco accesso al pozzo: involucro del taglio agente (condizioni sismiche) - V massimo = 121.85 kN/m

Figura 8.13 – Imbocco accesso al pozzo: diagramma degli spostamenti in esercizio lungo la paratia

## 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 opere di sostegno previste in corrispondenza degli imbocchi delle diverse gallerie. Il Capitolo 2 riporta una breve descrizione degli interventi in progetto e dei materiali da costruzione previsti. Il Capitolo 3 richiama la caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni presenti in corrispondenza di ciascun imbocco, redatta sulla base dei dati della campagna di indagini effettuata nel corso del 2020. Nel Capitolo 4 vengono invece richiamati i criteri di progetto e verifica adottati, mentre nei capitoli 5, 6, 7 e 8 sono esposti i risultati delle analisi numeriche di progetto e delle verifiche previste dalla normativa vigente condotte per ciascuna sezione di analisi.

## 2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

Nel presente capitolo vengono brevemente descritte le opere di sostegno in progetto da realizzare in corrispondenza dei quattro imbocchi delle diverse opere in sotterraneo.

### 2.1 Imbocco della galleria idraulica

Gli scavi necessari al raggiungimento della quota del piazzale antistante l'imbocco della galleria idraulica saranno sorretti da una paratia di micropali. Si riporta in Figura 2.1 la planimetria di progetto del piazzale, in cui viene indicata la posizione della paratia di sostegno.

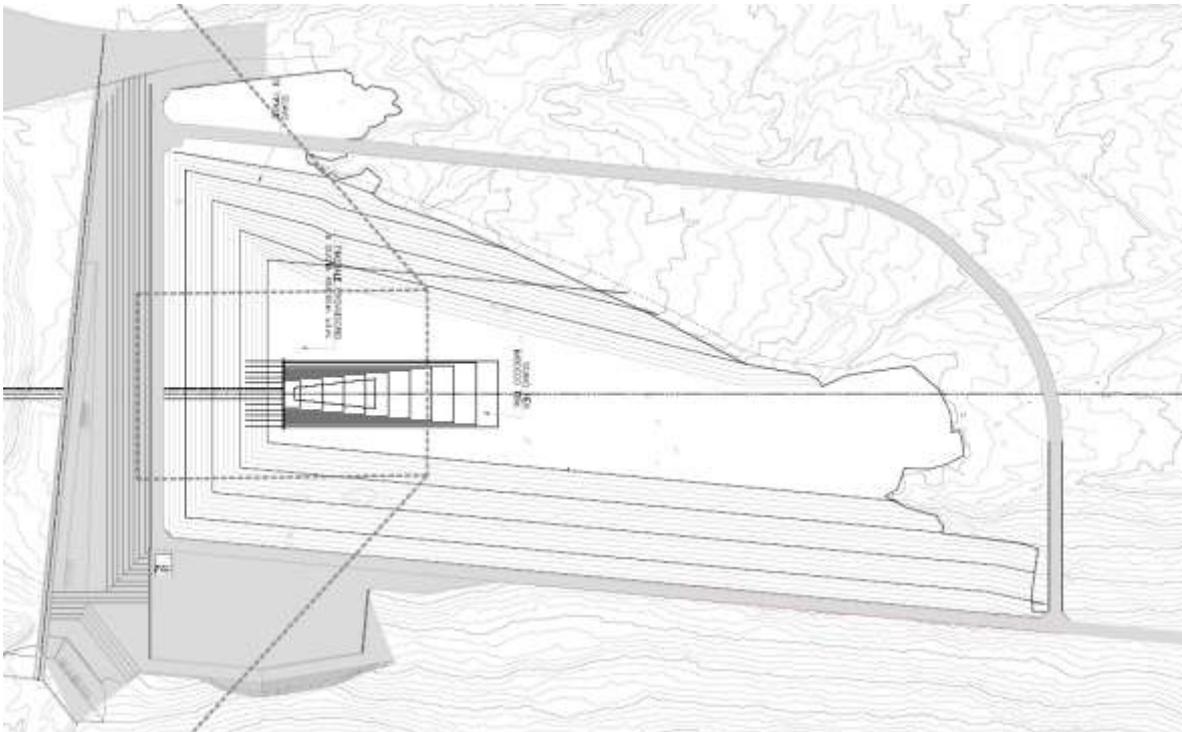


Figura 2.1 – Planimetria di progetto del piazzale di imbocco della galleria idraulica

L'opera di sostegno ha uno sviluppo in pianta di 32.20 m ed un'altezza massima di 10.50 m.

La sezione di analisi impiegata per il dimensionamento dell'opera coincide con la sezione in asse alla galleria. In tale sezione (Figura 2.2) l'opera di sostegno ha un'altezza libera di 10.50 m e risulta costituita dagli elementi strutturali mostrati in figura.

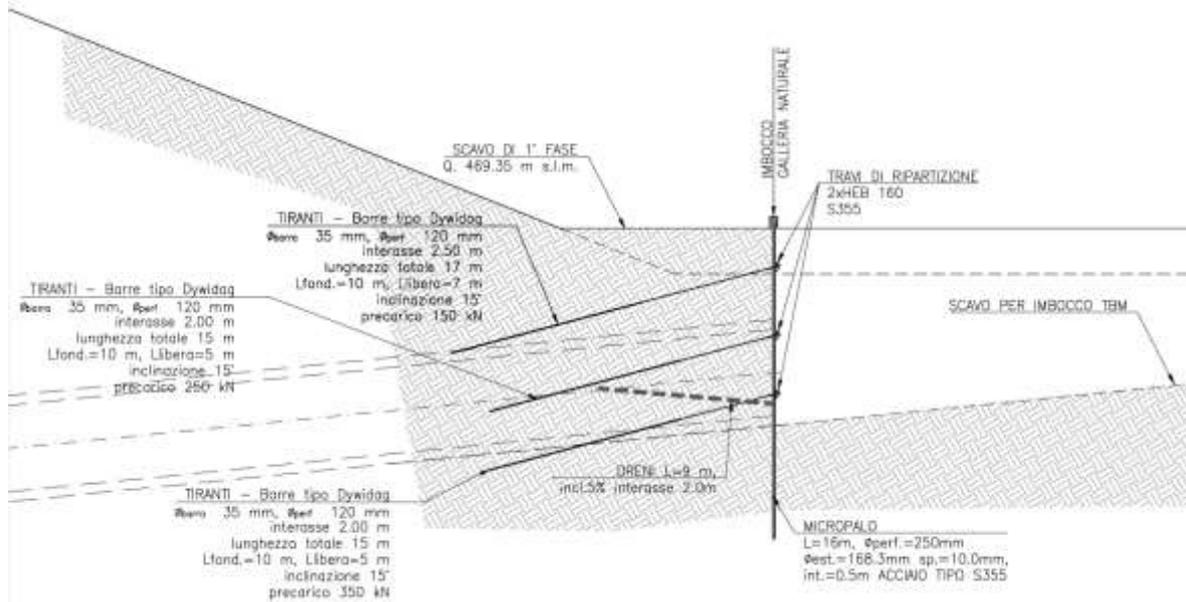


Figura 2.2 – Sezione tipologica di progetto della paratia a sostegno degli scavi in corrispondenza dell'imbocco della galleria idraulica

## 2.2 Imbocco del cunicolo sbarre

Gli scavi necessari al raggiungimento della quota del piazzale antistante l'imbocco del cunicolo delle sbarre saranno sorretti da una paratia di micropali. Si riporta in Figura 2.3 la planimetria di progetto del piazzale, in cui viene indicata la posizione della paratia di sostegno.

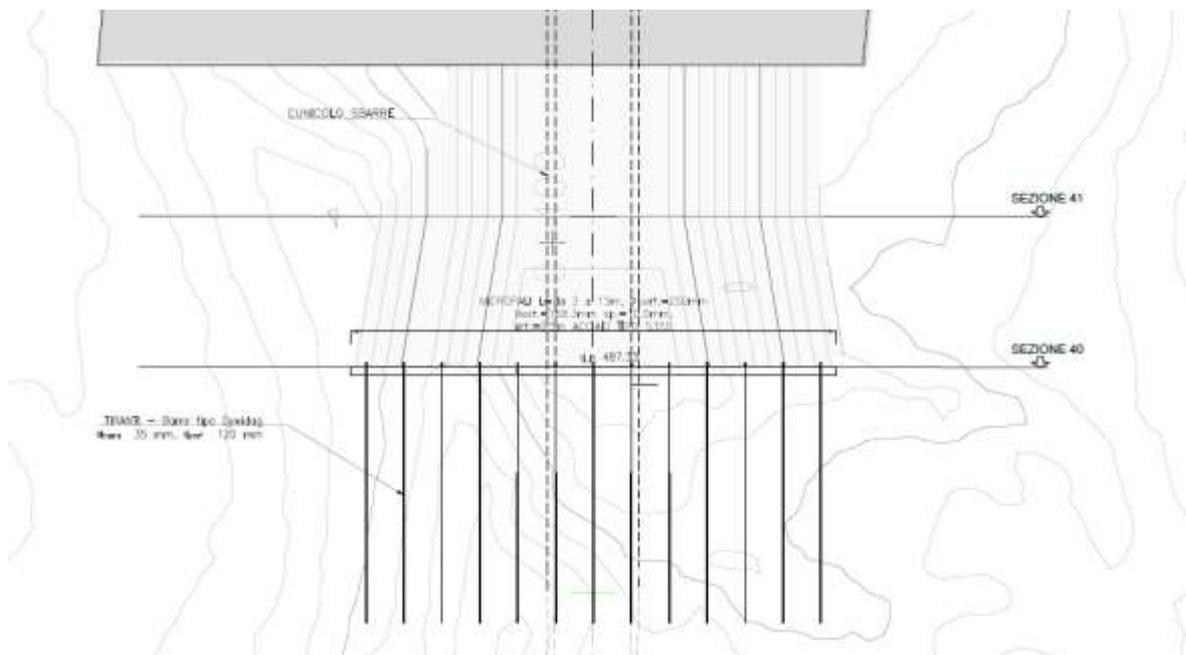


Figura 2.3 – Planimetria di progetto del piazzale di imbocco del cunicolo delle sbarre

L'opera di sostegno ha uno sviluppo in pianta di 31.30 m ed un'altezza libera massima di 11.45 m.

La sezione di analisi impiegata per il dimensionamento dell'opera coincide con la sezione in asse alla galleria. In tale sezione (Figura 2.4) l'opera di sostegno ha un'altezza libera di 10.20 m e risulta costituita dagli elementi strutturali mostrati in figura.

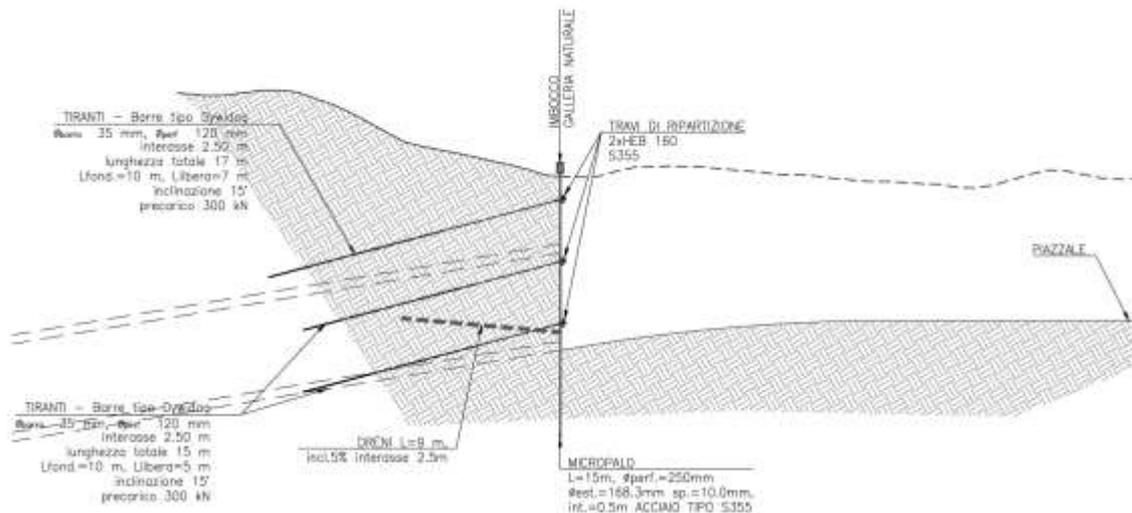


Figura 2.4 – Sezione tipologica di progetto della paratia a sostegno degli scavi in corrispondenza dell'imbocco del cunicolo delle sbarre

### 2.3 Imbocco della galleria di accesso alla centrale in caverna

Gli scavi necessari al raggiungimento della quota del piazzale antistante l'imbocco della galleria di accesso alla centrale in caverna saranno sorretti da una paratia di micropali. Si riporta in Figura 2.5 la planimetria di progetto del piazzale, in cui viene indicata la posizione della paratia di sostegno.

L'opera di sostegno ha uno sviluppo in pianta di 99.70 m ed un'altezza libera che varia tra un minimo di 2.70 m ed un massimo di 15.90 m.

La sezione di analisi impiegata per il dimensionamento dell'opera coincide con la sezione in asse alla galleria. In tale sezione (Figura 2.6) l'opera di sostegno ha un'altezza libera di 13.60 m e risulta costituita dagli elementi strutturali mostrati in figura.

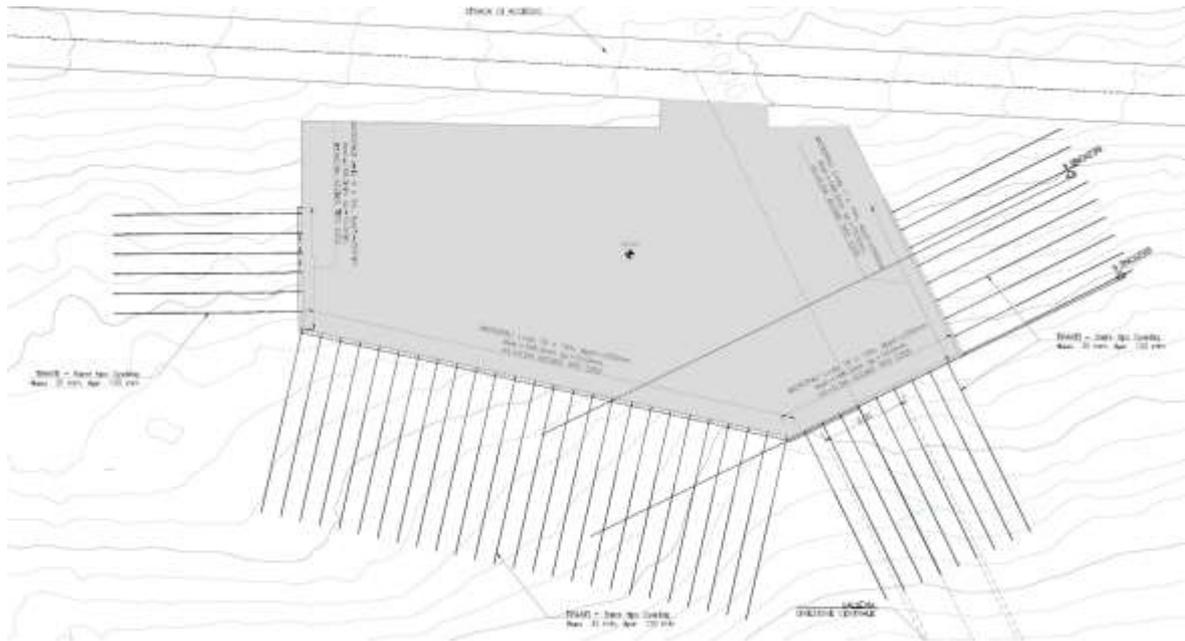


Figura 2.5 – Planimetria di progetto del piazzale di imbocco della galleria di accesso alla centrale in caverna

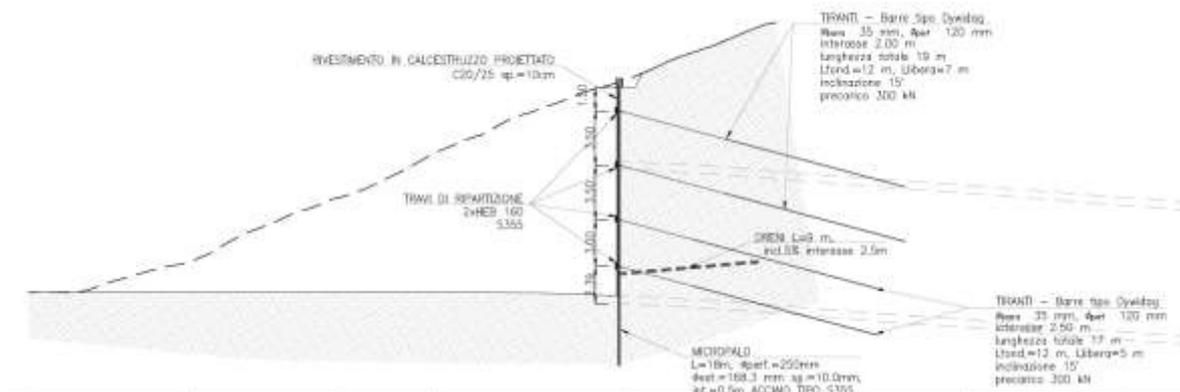


Figura 2.6 – Sezione tipologica di progetto della paratia a sostegno degli scavi in corrispondenza dell'imbocco della galleria di accesso alla centrale in caverna

## 2.4 Imbocco della galleria di accesso al pozzo piezometrico

Gli scavi necessari al raggiungimento della quota del piazzale antistante l'imbocco della galleria di accesso al pozzo piezometrico saranno sorretti da una paratia di micropali. Si riporta in Figura 2.7 la planimetria di progetto del piazzale, in cui viene indicata la posizione della paratia di sostegno.

L'opera di sostegno ha uno sviluppo in pianta di 148.60 m ed un'altezza libera che varia tra un minimo di 2.80 m ed un massimo di 16.70 m.

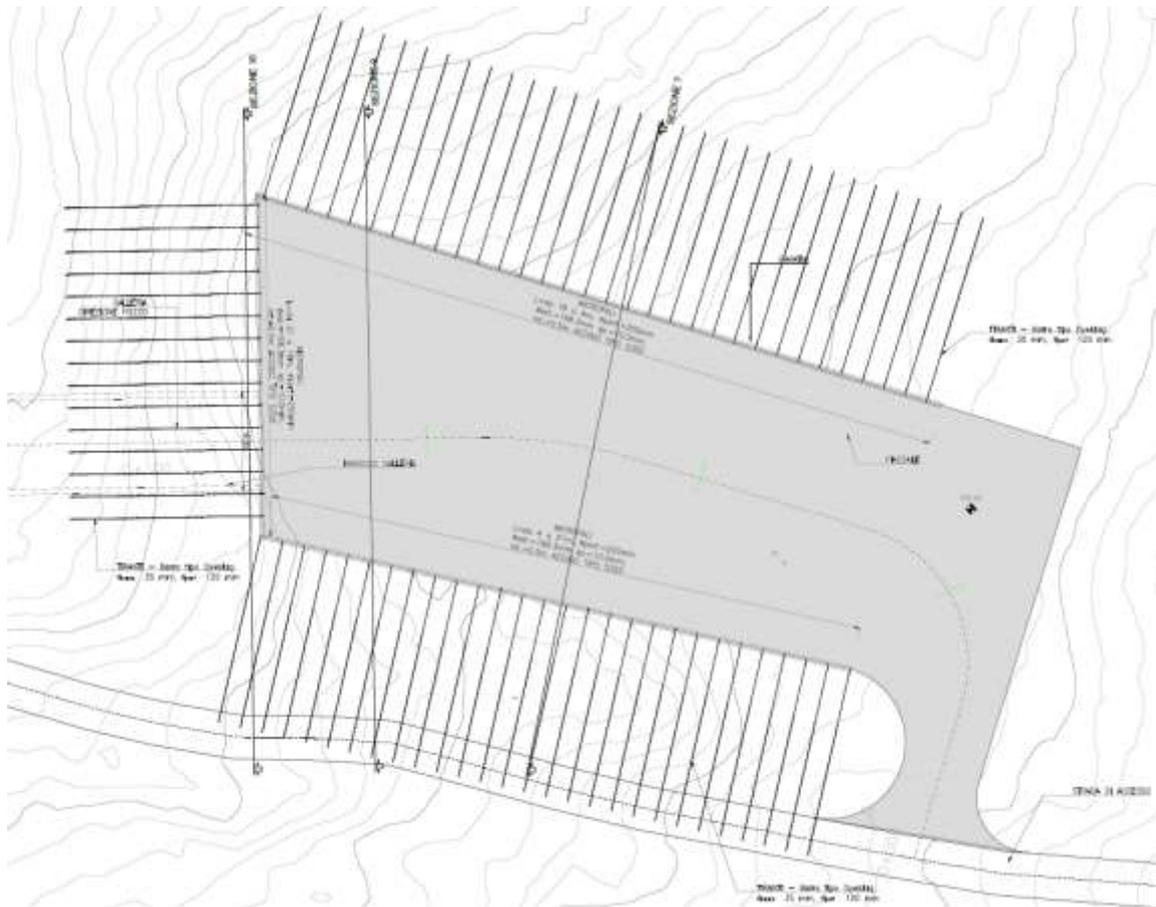


Figura 2.7 – Planimetria di progetto del piazzale di imbocco della galleria di accesso al pozzo piezometrico

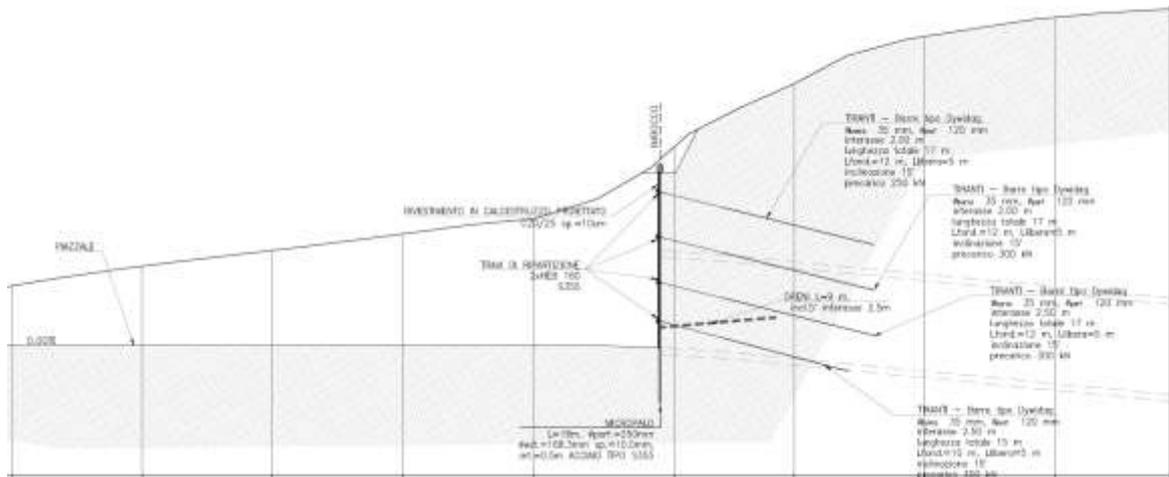


Figura 2.8 – Sezione tipologica di progetto della paratia a sostegno degli scavi in corrispondenza dell'imbocco della galleria di accesso al pozzo piezometrico

La sezione di analisi impiegata per il dimensionamento dell'opera coincide con la sezione in asse alla galleria. In tale sezione (Figura 2.8) l'opera di sostegno ha un'altezza libera di 13.70 m e risulta costituita dagli elementi strutturali mostrati in figura.

## 2.5 Materiali

I materiali che costituiscono le opere di sostegno, di cui sono state eseguite le verifiche, sono i seguenti:

### Calcestruzzo per micropali:

- Classe di resistenza minima C28/35
- $f_{cd} \geq 15.86 \text{ MPa}$
- Classe di esposizione XC2

### Calcestruzzo per cordolo di testa micropali:

- Classe di resistenza minima C32/40
- $f_{cd} \geq 18.81 \text{ MPa}$
- Classe di esposizione XC4

### Acciaio per armature ordinarie:

- barre nervate tipo B450C
- tensione caratteristica a snervamento  $f_{yk} > 450 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} > 540 \text{ MPa}$ .

### Acciaio strutturale

- acciaio S355JRH.

### Tiranti a barre

- tiranti di tipo permanente a barre tipo GEWI® Plus S670/800 Threadbar
- tensione caratteristica di rottura  $f_{ptk} \geq 800 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento  $f_{p0.2k} \geq 670 \text{ N/mm}^2$ .

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Il presente capitolo riporta un breve inquadramento dal punto di vista geologico e geotecnico relativamente alle sole zone di imbocco interessate dalla realizzazione delle opere di sostegno in superficie. 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 3.1 si riporta una carta geologica dell'area di interesse con l'indicazione delle principali opere che costituiscono l'impianto in progetto.

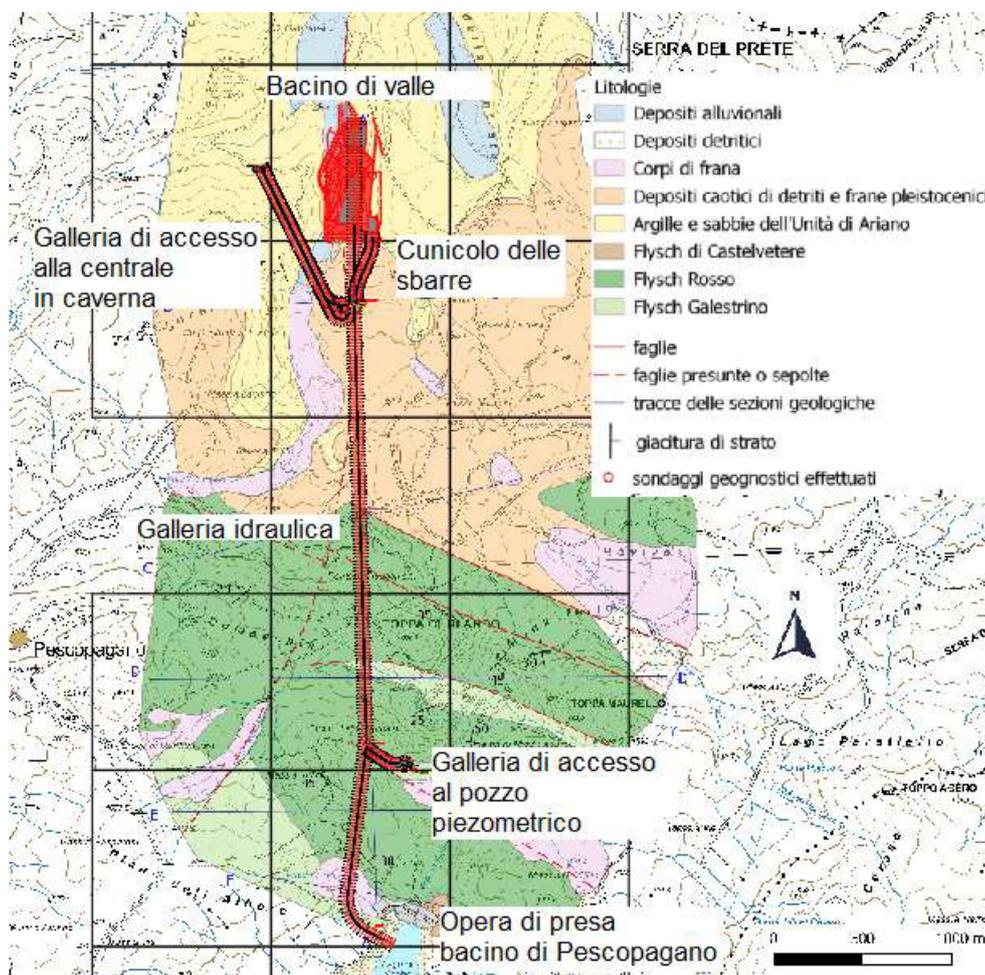


Figura 3.1 – Carta geologica con l'indicazione delle principali opere in progetto

#### 3.1 Imbocco della galleria idraulica

In Figura 3.2 si riporta una sezione geologica in asse alla galleria relativa alla zona di imbocco della galleria idraulica.

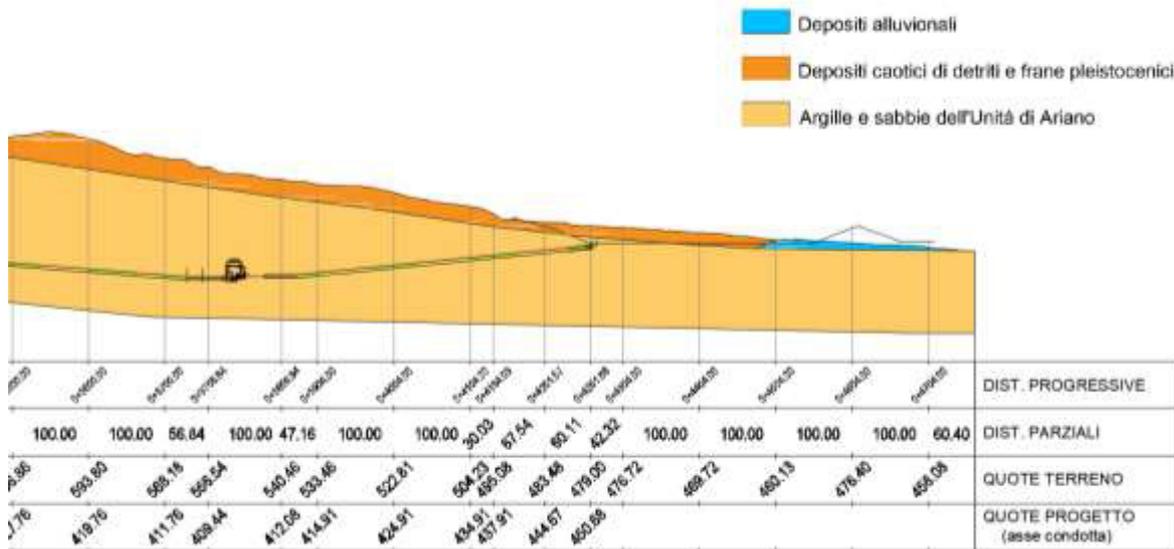


Figura 3.2 – Sezione geologica in asse alla galleria in corrispondenza della zona di imbocco della galleria idraulica

Come si può osservare dalla figura precedente l'imbocco della galleria idraulica risulta ubicato in corrispondenza del bacino di valle, ad una quota leggermente inferiore rispetto a quest'ultimo.

La paratia posta a sostegno degli scavi interesserà principalmente l'unità geologica delle Argille e sabbie dell'unità di Ariano. Attualmente, in prossimità della zona di imbocco della galleria idraulica si dispone di un unico sondaggio (S2) dal quale si è potuta appurare la stratigrafia, 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. Si evidenzia però che allo stato attuale non sono state effettuate indagini volte a caratterizzare i parametri di resistenza meccanica dei depositi superficiali pertanto le loro proprietà di interesse sono state supposte sulla base di dati di letteratura. 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 sono riassunte nel seguito:

- Argille e sabbie dell'unità di Ariano:
  - $\gamma$  = 24 kN/m<sup>3</sup>, peso di volume
  - $\phi'$  = 35°, angolo di attrito;
  - $c'_p$  = 60 kPa, coesione;
  - $E_{vc}$  = 188 MPa, modulo di deformabilità compressione vergine
  - $E_{UR}$  = 565 MPa, modulo di deformabilità scarico-ricarico..

- Depositi caotici di detriti e frane pleistocenici:
  - $\gamma$  = 20 kN/m<sup>3</sup>, peso di volume
  - $\phi'$  = 28°, angolo di attrito;
  - $c'_p$  = 15 kPa, coesione;
  - $E_{vc}$  = 40 MPa, modulo di deformabilità compressione vergine
  - $E_{UR}$  = 120 MPa, modulo di deformabilità scarico-ricarico.

### 3.2 Imbocco del cunicolo sbarre

In Figura 3.3 si riporta una sezione geologica in asse alla galleria relativa alla zona di imbocco del cunicolo delle sbarre.

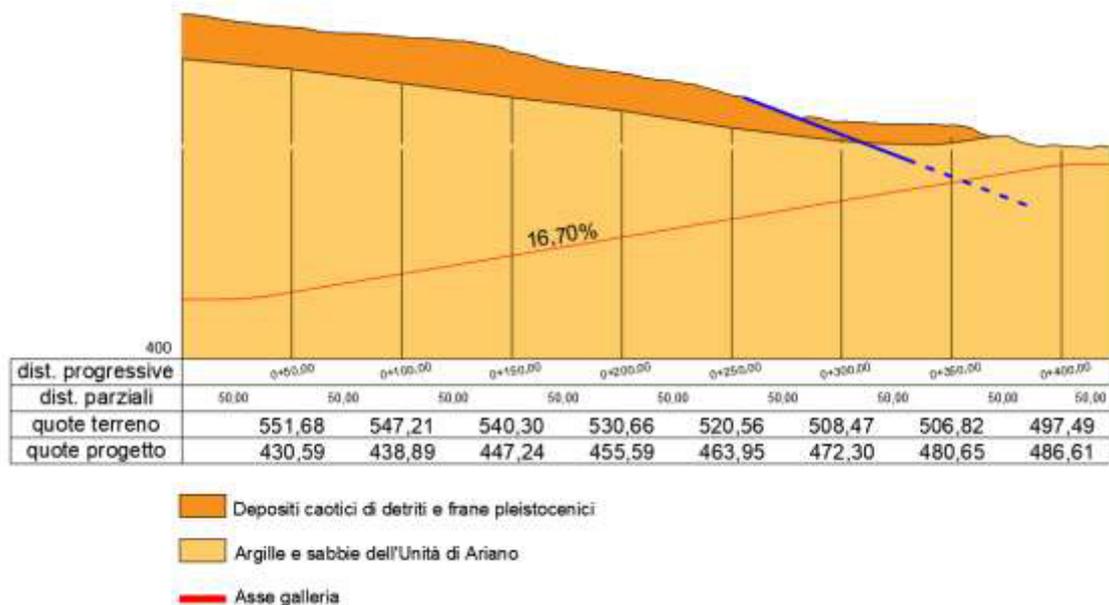


Figura 3.3 – Sezione geologica in asse alla galleria in corrispondenza della zona di imbocco del cunicolo delle sbarre

Come si può osservare dalla figura precedente la paratia posta a sostegno degli scavi interesserà unicamente l'unità geologica delle Argille e sabbie dell'unità di Ariano.

Attualmente non si dispone di sondaggi effettuati in corrispondenza dell'imbocco del cunicolo delle sbarre, pertanto per la caratterizzazione geotecnica si sono mantenuti i valori derivanti dal sondaggio S2. In assenza di una caratterizzazione specifica degli strati più superficiali si è ipotizzata, cautelativamente, la presenza di uno strato superficiale dello spessore di 5 m in cui il terreno risulta detensionato e con caratteristiche meccaniche più scadenti rispetto a quelle riscontrate a profondità maggiori.

Le proprietà geotecniche assunte in sede di progetto sono riassunte nel seguito:

- Argille e sabbie dell'unità di Ariano:
  - $\gamma$  = 24 kN/m<sup>3</sup>, peso di volume
  - $\phi'$  = 35°, angolo di attrito;
  - $c'_p$  = 60 kPa, coesione;
  - $E_{vc}$  = 188 MPa, modulo di deformabilità compressione vergine
  - $E_{UR}$  = 565 MPa, modulo di deformabilità scarico-ricarico.
- Argille e sabbie dell'unità di Ariano (detensionate):
  - $\gamma$  = 24 kN/m<sup>3</sup>, peso di volume
  - $\phi'$  = 30°, angolo di attrito;
  - $c'_p$  = 20 kPa, coesione;
  - $E_{vc}$  = 50 MPa, modulo di deformabilità compressione vergine
  - $E_{UR}$  = 150 MPa, modulo di deformabilità scarico-ricarico.

### 3.3 Imbocco della galleria di accesso alla centrale in caverna

In Figura 3.4 si riporta una sezione geologica in asse alla galleria relativa alla zona di imbocco della galleria di accesso alla centrale in caverna.

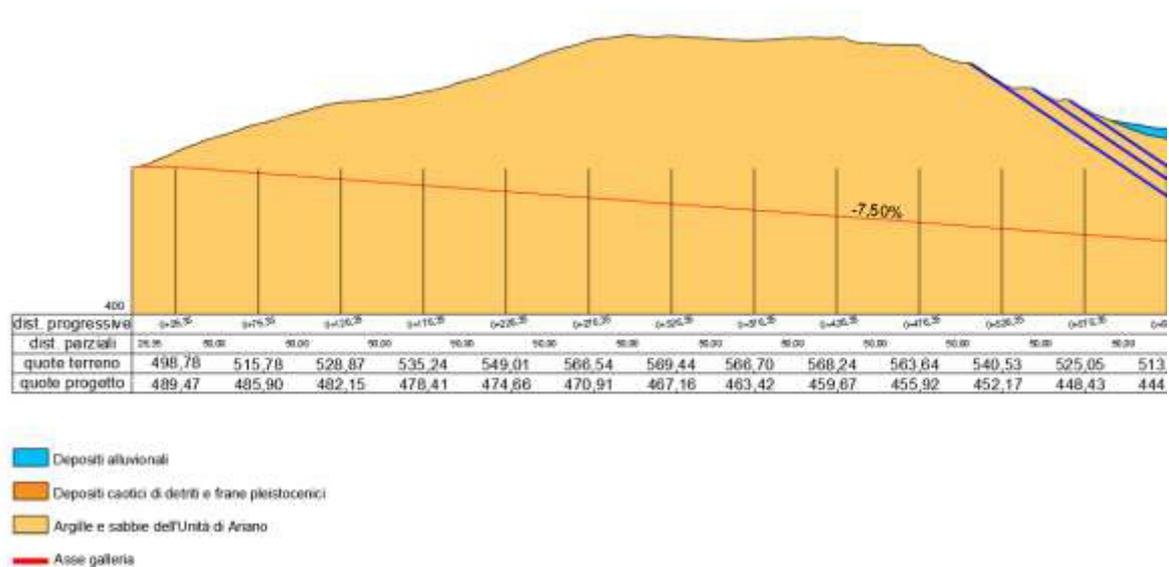


Figura 3.4 – Sezione geologica in asse alla galleria in corrispondenza della zona di imbocco della galleria di accesso alla centrale in caverna

Come si può osservare dalla figura precedente la paratia posta a sostegno degli scavi interesserà unicamente l'unità geologica delle Argille e sabbie dell'unità di Ariano.

Attualmente, analogamente al caso precedente, non si dispone di sondaggi effettuati in corrispondenza dell'imbocco della galleria di accesso alla centrale, pertanto per la ca-

ratterizzazione geotecnica si sono mantenuti i valori derivanti dal sondaggio S2. In assenza di una caratterizzazione specifica degli strati più superficiali si è ipotizzata, cautelativamente, la presenza di uno strato superficiale dello spessore di 5 m in cui il terreno risulta detensionato e con caratteristiche meccaniche più scadenti rispetto a quelle riscontrate a profondità maggiori.

Le proprietà geotecniche assunte in sede di progetto sono riassunte nel seguito:

- Argille e sabbie dell'unità di Ariano:
  - $\gamma$  = 24 kN/m<sup>3</sup>, peso di volume
  - $\phi'$  = 35°, angolo di attrito;
  - $c'_p$  = 60 kPa, coesione;
  - $E_{vc}$  = 188 MPa, modulo di deformabilità compressione vergine
  - $E_{UR}$  = 565 MPa, modulo di deformabilità scarico-ricarico.
- Argille e sabbie dell'unità di Ariano (detensionate):
  - $\gamma$  = 24 kN/m<sup>3</sup>, peso di volume
  - $\phi'$  = 30°, angolo di attrito;
  - $c'_p$  = 20 kPa, coesione;
  - $E_{vc}$  = 50 MPa, modulo di deformabilità compressione vergine
  - $E_{UR}$  = 150 MPa, modulo di deformabilità scarico-ricarico.

### 3.4 Imbocco della galleria di accesso al pozzo piezometrico

In Figura 3.5 si riporta una sezione geologica in asse alla galleria relativa alla zona di imbocco della galleria di accesso al pozzo piezometrico.

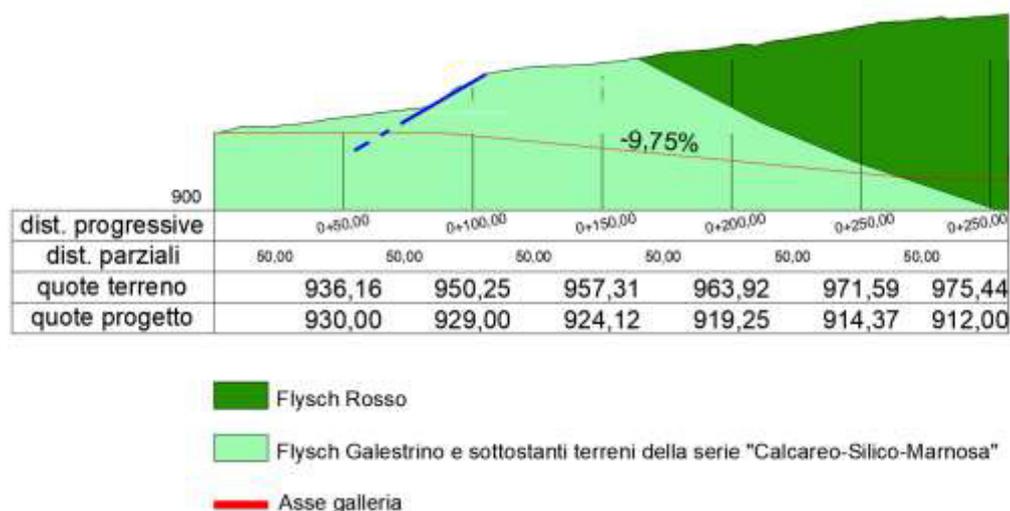


Figura 3.5 – Sezione geologica in asse alla galleria in corrispondenza della zona di imbocco della galleria di accesso al pozzo piezometrico

Come si può osservare dalla figura precedente la paratia posta a sostegno degli scavi interesserà unicamente l'unità geologica del Flysch Galestrino e sottostanti terreni della serie "Calcareao-Silico-Marnosa".

Attualmente, non si dispone di sondaggi effettuati in corrispondenza dell'imbocco della galleria di accesso al pozzo piezometrico. In prossimità della zona di imbocco della galleria si dispone unicamente del sondaggio S1, il quale però risulta ubicato in corrispondenza di una zona interpretata geologicamente come Flysch Rosso. Tuttavia, in considerazione della mancanza di prove di caratterizzazione effettuate in corrispondenza dell'imbocco della galleria si sono assunte, cautelativamente, la medesima stratigrafia e le medesime proprietà geotecniche derivanti dal sondaggio S1. Tale assunzione risulta cautelativa in quanto il Flysch Rosso ha, rispetto al Flysch Galestrino, un maggiore contenuto di argille e verosimilmente delle caratteristiche geotecniche più scadenti.

A partire dal sondaggio S1 si è potuta dunque definire la stratigrafia di analisi, 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 le unità costituenti il Flysch Galestrino. Si evidenzia però che allo stato attuale non sono state effettuate indagini volte a caratterizzare i parametri di resistenza meccanica dei depositi superficiali pertanto le loro proprietà di interesse sono state supposte sulla base di dati di letteratura. 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 sono riassunte nel seguito:

- Depositi superficiali costituiti da limi, sabbie e argille:
  - $\gamma$  = 20 kN/m<sup>3</sup>, peso di volume
  - $\phi'$  = 30°, angolo di attrito;
  - $c'_p$  = 20 kPa, coesione;
  - $E_{vc}$  = 50 MPa, modulo di deformabilità compressione vergine
  - $E_{UR}$  = 150 MPa, modulo di deformabilità scarico-ricarico.
- Argillite siltosa:
  - $\gamma$  = 24 kN/m<sup>3</sup>, peso di volume
  - $\phi'$  = 35°, angolo di attrito;
  - $c'_p$  = 100 kPa, coesione;
  - $E_{vc}$  = 133 MPa, modulo di deformabilità compressione vergine
  - $E_{UR}$  = 400 MPa, modulo di deformabilità scarico-ricarico.
- Calcari e calcilutiti:
  - $\gamma$  = 26 kN/m<sup>3</sup>, peso di volume

- $\phi'$  = 48°, angolo di attrito;
- $c'_p$  = 200 kPa, coesione;
- $E_{vc}$  = 893 MPa, modulo di deformabilità compressione vergine
- $E_{UR}$  = 2800 MPa, modulo di deformabilità scarico-ricarico.

## 4. CRITERI DI PROGETTO E VERIFICA IMPIEGATI

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

### 4.1 Normativa di riferimento

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

### 4.2 Codici di calcolo utilizzati

- HarpaCeAs - ParatiePlus 2020.0.5

#### 4.2.1 Affidabilità del codice di calcolo

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto.

Inoltre si riporta in Appendice la seguente certificazione: *Dichiarazione Affidabilità PARATIEPLUS*, fornita dalla società CEAS s.r.l., sviluppatrice del codice di calcolo.

### 4.3 Criteri di progettazione e verifica agli stati limite

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

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Per le paratie la normativa (par. 6.5.3.1.2 delle NTC-18) prevede che debbano essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
  - Stabilità globale dell'insieme terreno-opera;
  - Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
  - Collasso per carico limite verticale;
  - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
  - Stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate.
- SLU di tipo idraulico (UPL e HYD), relative a condizioni di:
  - Stabilità del fondo scavo per sollevamento;
  - Sifonamento del fondo scavo.
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
  - Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
  - Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
  - Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

#### 4.3.1 Approcci di verifica e coefficienti parziali secondo normativa

Le NTC-18 indicano due approcci progettuali distinti e alternativi, che vengono utilizzati a seconda del tipo di opera esaminato e della situazione che si intende verificare.

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno deve essere svolta secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2:

$$A2 + M2 + R2$$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 4.1÷4.4. Tale verifica si ritiene soddisfatta verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni  $E_d$  e delle resistenze  $R_d$ .

Ciò viene svolto determinando la condizione di minimo per il rapporto  $R_d/E_d$ , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche, ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici. Il coefficiente riduttivo R2, definito in Tabella 4.3 va applicato sulla resistenza globale del sistema.

Tutte le rimanenti verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando entrambe le combinazioni dell'Approccio 1:

- Combinazione 1: A1 + M1 + R1
- Combinazione 2: A2 + M2 + R1

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 4.1÷4.4.

Tabella 4.1 – Coefficienti parziali sulle azioni (A1 ed A2)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma F$ (o $\gamma E$ )	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

Tabella 4.2 – Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2)

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{Cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.0	1.0

Tabella 4.3 – Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2)

Coefficiente parziale	(R2)
$\gamma_{R\_statico}$	1.1
$\gamma_{R\_sismico}$	1.2

Tabella 4.4 – Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3)

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R$	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	$\gamma_R$	1.0	1.0	1.1
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R$	1.0	1.0	1.4

#### 4.3.2 Criteri di verifica per lo sfilamento degli ancoraggi

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

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

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

dove:

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

dove  $D_d$  è il diametro di perforazione per la realizzazione del tirante e  $\alpha$  è un coefficiente moltiplicativo del diametro (Tabella 4.5), il cui valore dipende dal tipo di terreno in cui viene effettuata l'iniezione cementizia per realizzare il bulbo di fondazione.

$L_b$  = lunghezza attiva del tirante

$q_s$  = tensione limite di aderenza all'interfaccia tra roccia e bulbo di fondazione e/o barra,

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

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

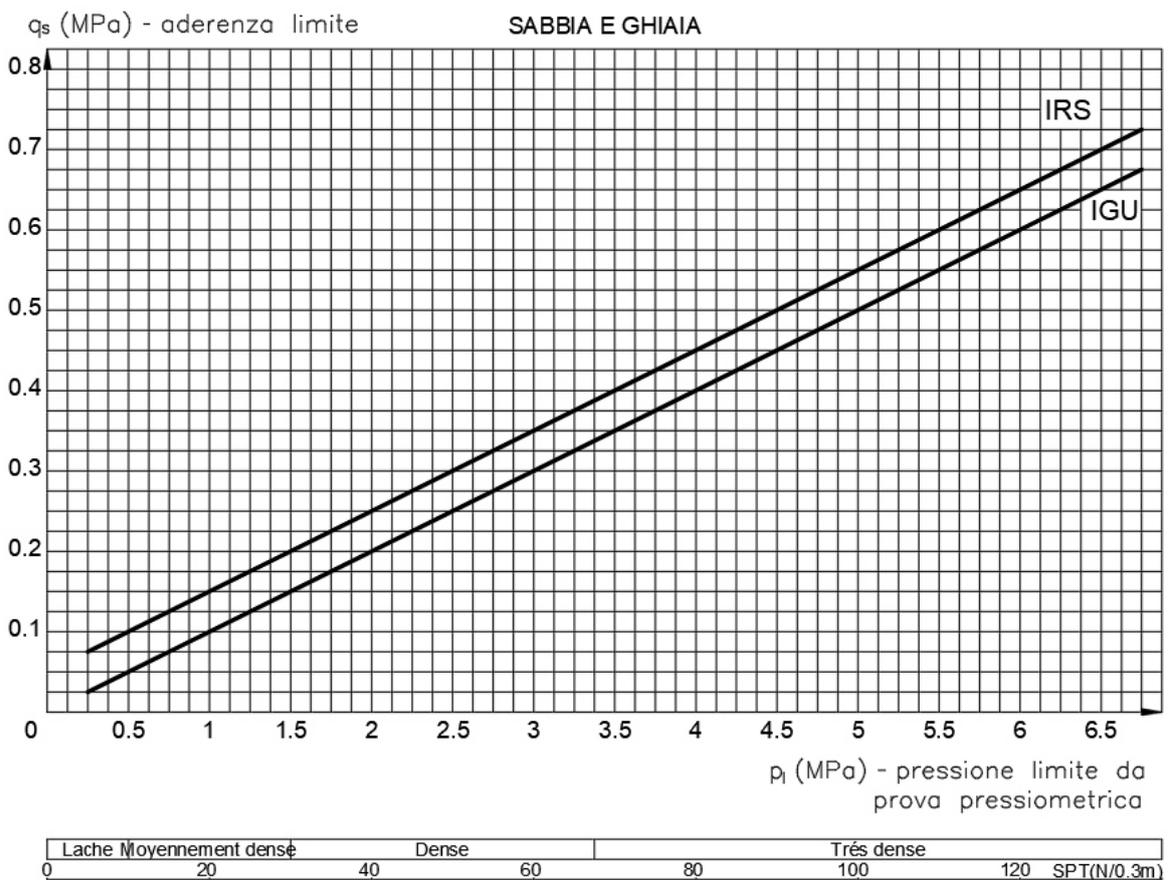
dove:

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

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

Tabella 4.5 – Tabella proposta da Bustamante e Doix per la scelta del coefficiente  $\alpha$ 

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

Figura 4.1 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di  $q_s$  per sabbie e ghiaie

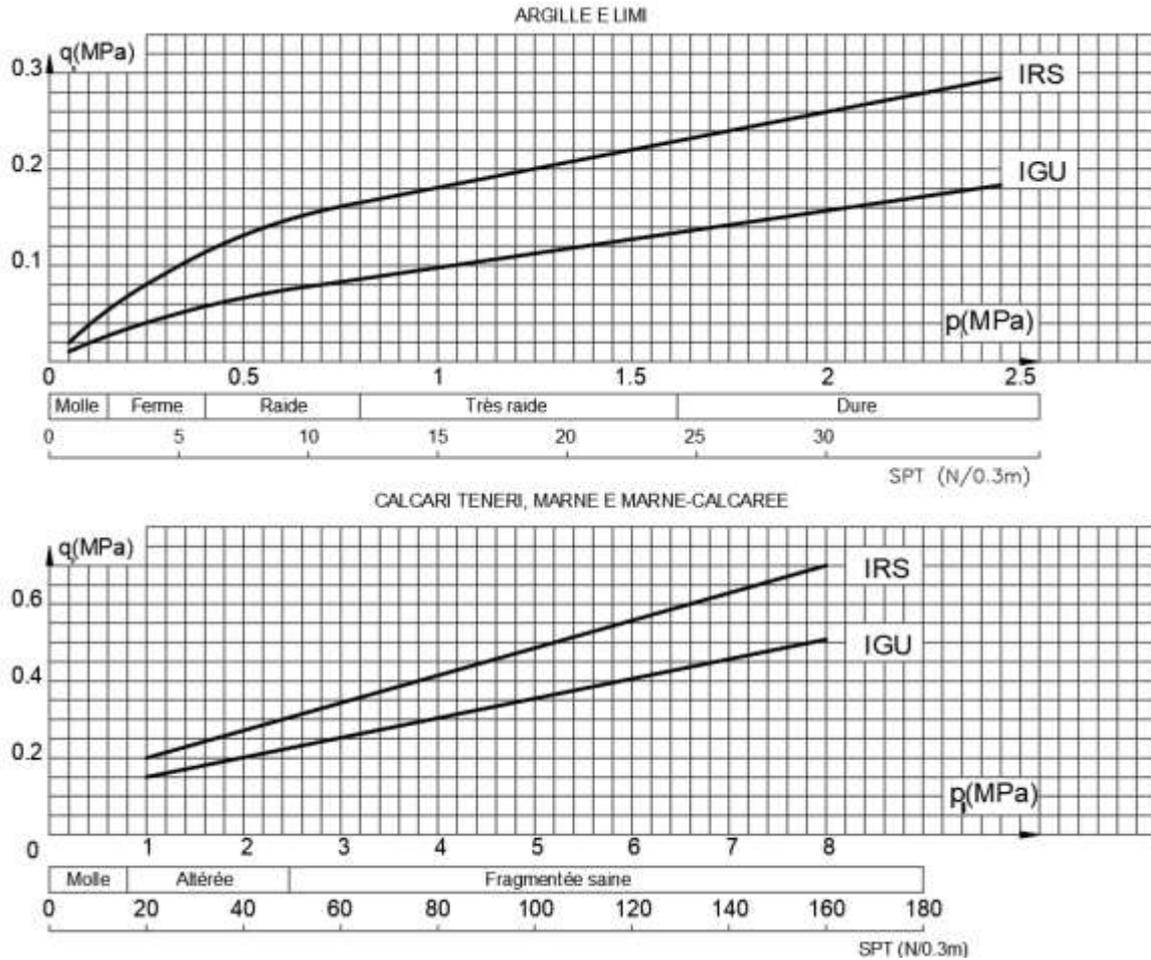


Figura 4.2 – Abaco proposto da Bustamante e Doix per la scelta di  $q_s$  per argille e limi e per le marne e calcari teneri

#### 4.3.3 Criteri di verifica per le travi di ripartizione dei tiranti

La verifica delle travi di ripartizione viene condotta dal utilizzando lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, corrispondente all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi (Figura 4.3).

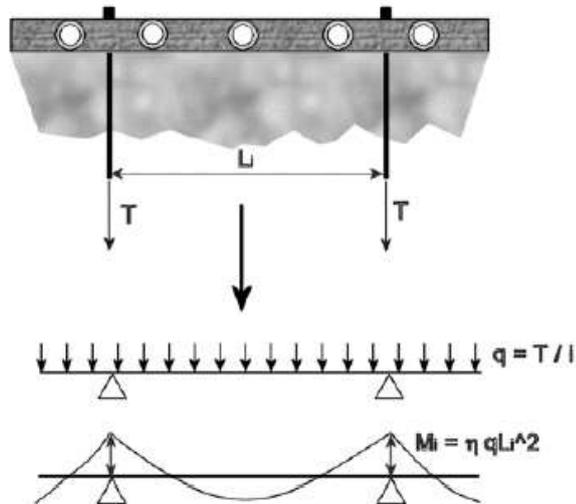


Figura 4.3 – Trave di ripartizione - Schema statico adottato

Per soddisfare le verifiche, dovranno essere verificate le disuguaglianze riportate di seguito:

$$\begin{aligned} \text{Verifica a flessione:} & \quad \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \\ \text{Verifica a taglio:} & \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \end{aligned}$$

Il valore del momento sollecitante per la trave di ripartizione viene calcolato secondo le formulazioni illustrate nello schema seguente (Figura 4.4):

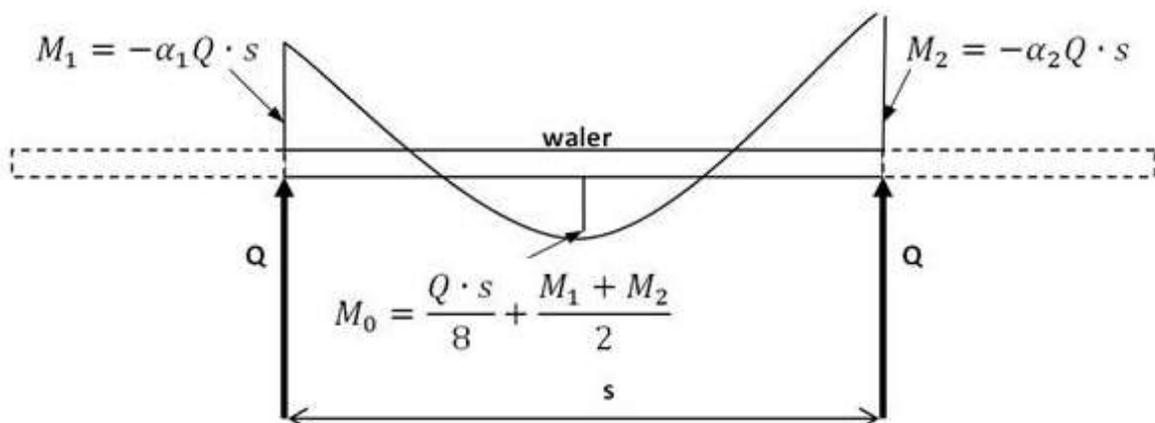


Figura 4.4 – Formulazioni per il calcolo dei momenti sollecitanti sulla trave con Paratie Plus

I valori dei coefficienti  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$  dipendono dallo schema statico impiegato ed in questo caso assumono entrambi il valore di 0.083 (pari a 1/12).

Nella verifica a taglio il valore della forza sollecitante  $V_{Ed}$  viene assunta uguale alla metà della sollecitazione del tirante nella relativa combinazione di carico.

#### 4.4 Analisi dei carichi e combinazioni di carico

Nelle analisi sono stati considerati i seguenti tipi di carico:

##### 4.4.1 *Peso Proprio elementi strutturali*

Nei calcoli di progetto è verifica sono stati assunti i seguenti pesi propri per i diversi elementi strutturali:

- elementi in calcestruzzo armato: 25 kN/m<sup>3</sup>
- elementi in acciaio: 77 kN/m<sup>3</sup>

##### 4.4.2 *Spinta del terreno*

L'effetto delle spinte del terreno agenti sull'opera di sostegno viene valutato dal programma di calcolo in funzione delle caratteristiche dei materiali, della geometria dell'opera e dei sovraccarichi considerati.

##### 4.4.3 *Azione sismica di progetto*

Si riportano di seguito i principali parametri impiegati per la caratterizzazione sismica del sito differenziati per i diversi imbocchi.

##### Galleria idraulica, cunicolo delle sbarre

- 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
- categoria di sottosuolo: Cat. B
- categoria topografica: Cat T2 (Pendii inclinazione media  $i > 15^\circ$ )
- coefficiente di amplificazione stratigrafica:  $S_S = 1$
- coefficiente di amplificazione topografica:  $S_T = 1.2$
- coefficiente amplificazione stratigrafica combinato con il coefficiente di amplificazione topografica:  $S = S_S * S_T = 1 * 1.2 = 1.2$
- $F_0 = 2.3519$ ;  $T_C^* = 0.4342s$  (SLV)
- accelerazione massima orizzontale attesa (SLV):  $a_g = 0.4516 g$

- accelerazione massima orizzontale attesa su sito riferimento (S.L.V.):  
 $a_{max} = S * a_g = 1.2 * 0.4516g = 0.54192g$
- coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (opere flessibili):  $\beta_m = 0.6152$  (derivato considerando  $U_s=0.05m$  e  $\alpha=1$ )
- coefficiente sismico orizzontale  $K_h = \beta_m * a_{max}/g = 0.3334$
- coefficiente sismico verticale  $K_v = K_h * 0.5 = 0.1667$
- metodo di calcolo della spinta pseudo-statica: Mononobe-Okabe.

#### Galleria di accesso alla centrale

- 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
- categoria di sottosuolo: Cat. B
- categoria topografica: Cat T2 (Pendii inclinazione media  $i > 15^\circ$ )
- coefficiente di amplificazione stratigrafica:  $S_S = 1$
- coefficiente di amplificazione topografica:  $S_T = 1.2$
- coefficiente amplificazione stratigrafica combinato con il coefficiente di amplificazione topografica:  $S = S_S * S_T = 1 * 1.2 = 1.2$
- $F_0 = 2.3519$ ;  $T_C^* = 0.4342s$  (SLV)
- accelerazione massima orizzontale attesa (SLV):  $a_g = 0.4516g$
- accelerazione massima orizzontale attesa su sito riferimento (S.L.V.):  
 $a_{max} = S * a_g = 1.2 * 0.4516g = 0.54192g$
- coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (opere flessibili):  $\beta_m = 0.5776$  (derivato considerando  $U_s=0.068m$  e  $\alpha=1$ )
- coefficiente sismico orizzontale  $K_h = \beta_m * a_{max}/g = 0.313$
- coefficiente sismico verticale  $K_v = K_h * 0.5 = 0.1565$
- metodo di calcolo della spinta pseudo-statica: Mononobe-Okabe.

#### Galleria di accesso al pozzo

- 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
- categoria di sottosuolo: Cat. B
- categoria topografica: Cat T2 (Pendii inclinazione media  $i > 15^\circ$ )
- coefficiente di amplificazione stratigrafica:  $S_S = 1$
- coefficiente di amplificazione topografica:  $S_T = 1.2$
- coefficiente amplificazione stratigrafica combinato con il coefficiente di amplificazione topografica:  $S = S_S * S_T = 1 * 1.2 = 1.2$
- $F_0 = 2.3471$ ;  $T_C^* = 0.4298s$  (SLV)
- accelerazione massima orizzontale attesa (SLV):  $a_g = 0.4541g$

- accelerazione massima orizzontale attesa su sito riferimento (S.L.V.):  
 $a_{max} = S \cdot a_g = 1.2 \cdot 0.4541g = 0.54492 g$
- coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (opere flessibili):  $\beta_m = 0.5776$  (derivato considerando  $U_s=0.068$  m e  $\alpha=1$ )
- coefficiente sismico orizzontale  $K_h = \beta_m \cdot a_{max}/g=0.3147$
- coefficiente sismico verticale  $K_v = K_h \cdot 0.5=0.15735$
- metodo di calcolo della spinta pseudo-statica: Mononobe-Okabe.

#### 4.4.4 *Combinazioni di carico*

I carichi elementari sopra elencati sono stati combinati in funzione dei diversi Approcci di verifica, utilizzando i relativi coefficienti di combinazione, secondo quanto indicato al Paragrafo 4.3.

## 5. IMBOCCO DELLA GALLERIA IDRAULICA

Per il dimensionamento della paratia posta a sostegno degli scavi necessari alla realizzazione dell'imbocco della galleria idraulica è stata scelta, quale sezione rappresentativa, la sezione longitudinale in asse alla galleria.

### 5.1 Condizioni stratigrafiche e geometria di analisi

La successione stratigrafica assunta nei calcoli è stata derivata a partire dalle indicazioni riportate al Capitolo 3 della presente relazione. In particolare, lungo la verticale di calcolo, si è considerata la presenza di un unico strato di terreno costituito dalle argille e sabbie dell'unità di Ariano. A monte dell'opera di sostegno è invece presente uno strato superficiale costituito dai depositi caotici.

Lo schema tipo di intervento simulato numericamente per la sezione di analisi viene mostrato di seguito in Figura 5.1.

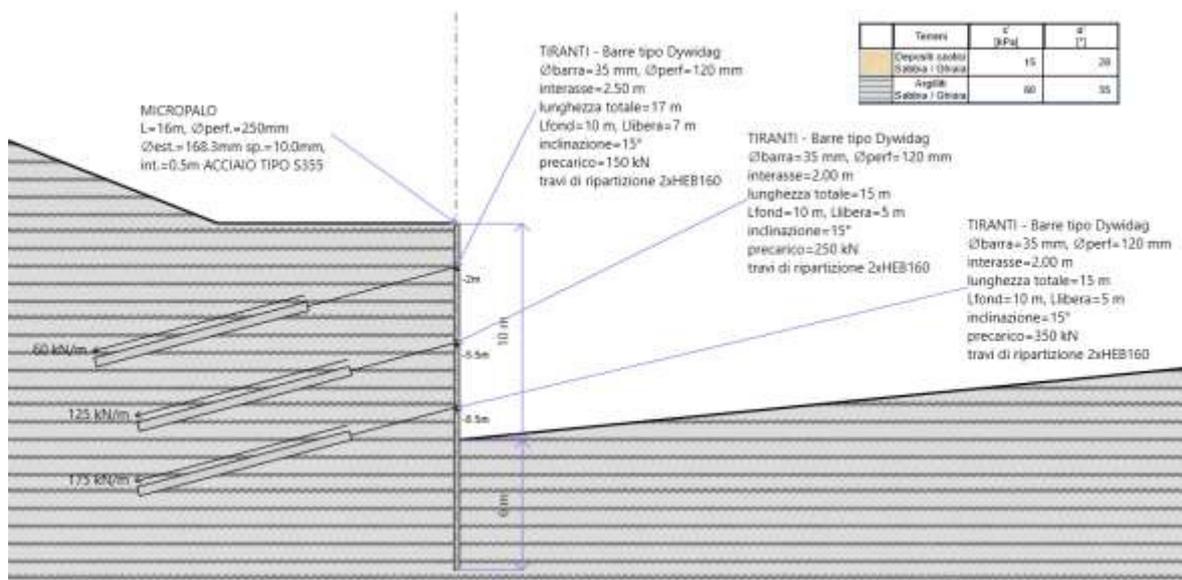


Figura 5.1 – Imbocco galleria idraulica: modello numerico della paratia all'ultimo step di analisi

### 5.2 Verifiche SLU di tipo geotecnico (SLU-GEO)

Le verifiche di sicurezza di tipo geotecnico considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- stabilità globale dell'insieme terreno-opera (Par. 5.2.1)
- stabilità dell'opera (collasso per rotazione intorno ad un punto fisso) (Par. 5.2.2)
- sfilamento di uno o più ancoraggi (Par. 5.2.3).

### 5.2.1 Verifiche di stabilità globale

Sulla sezione di calcolo sono state eseguite le analisi di stabilità globale del complesso paratia-terreno con il Metodo dell'Equilibrio Limite tramite il codice di calcolo Paratie Plus 2020. Tra i metodi di calcolo possibili si è scelto di utilizzare il metodo di Janbu.

La stabilità globale dell'insieme opera-terreno deve essere verificata secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 4.1÷4.4.

Il calcolo è stato eseguito nella condizione relativa all'ultimo step di analisi. Le analisi sono state eseguite sia in campo statico sia in campo pseudo-statico (in quest'ultimo caso è stato impiegato un coefficiente di riduzione  $\beta=0.38$ , come richiesto dalla normativa). I risultati ottenuti dalle analisi sono riportati nelle Figure 5.2÷5.4 ed in Tabella 5.1 in termini di Fattore di Sicurezza (FS) minimo secondo Janbu.

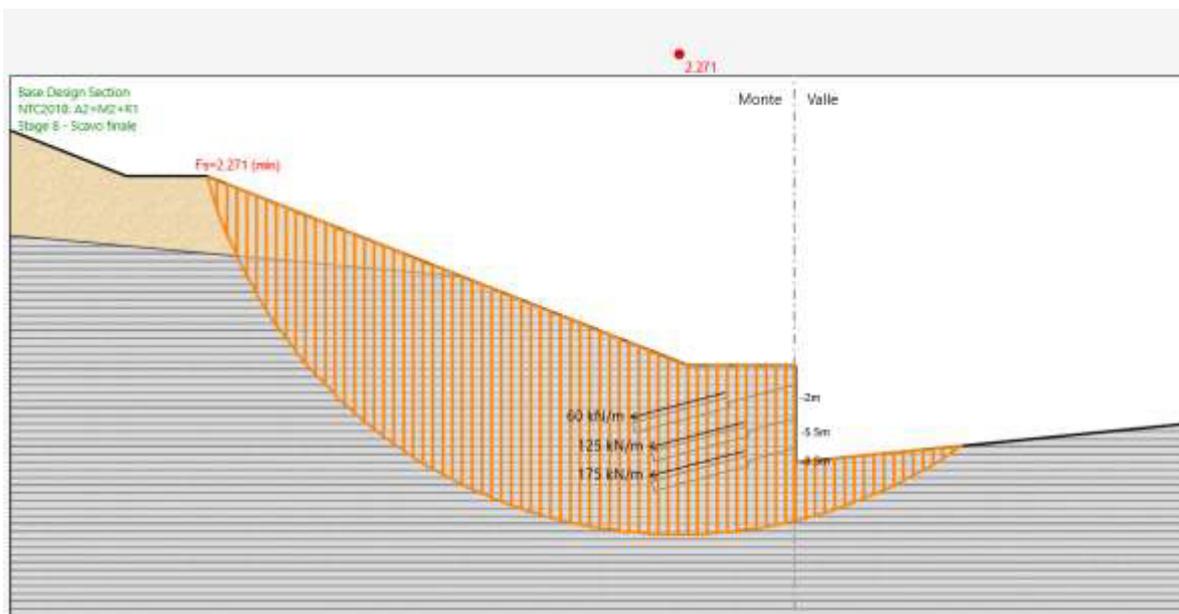


Figura 5.2 – Imboccatura galleria idraulica: verifica di stabilità globale in campo statico

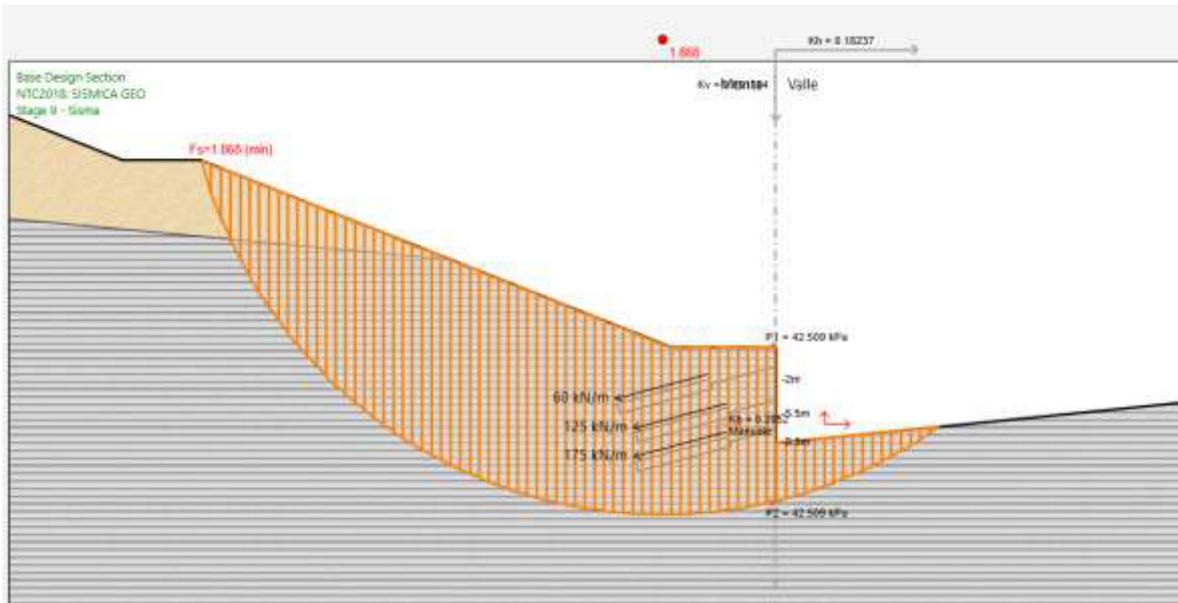


Figura 5.3 – Imbocco galleria idraulica: verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (+kv)

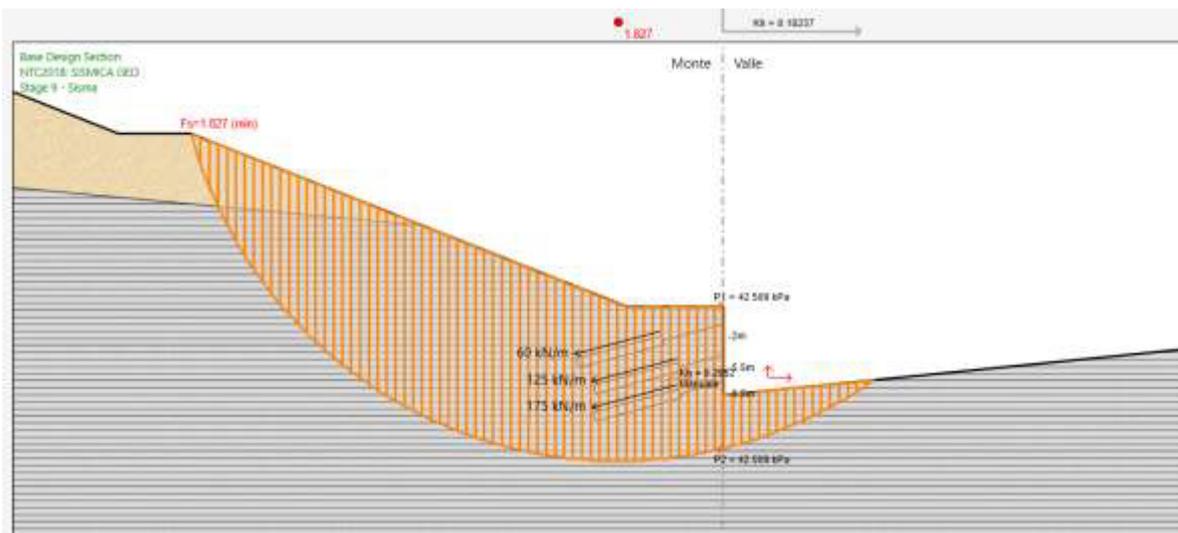


Figura 5.4 – Imbocco galleria idraulica: verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (-kv)

Tabella 5.1 – Imbocco galleria idraulica: Valori dei fattori di sicurezza minimi alla stabilità globale

Condizioni	Fattore di sicurezza	
	Valore ottenuto	Valore richiesto
statiche	2.271	1.1
pseudo-statiche (+kv)	1.868	1.2
pseudo-statiche (-kv)	1.827	1.2

### 5.2.2 Stabilità dell'opera (resistenza del terreno a valle)

La stabilità dell'opera deve essere verificata, con riferimento alla normativa italiana, secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R1) e secondo la combinazione SISM-GEO tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 4.1÷4.4.

In Tabella 5.2 si riporta il riepilogo delle spinte, calcolate dal software Paratie (Figure 5.5 e 5.6), relativamente all'ultimo stage di calcolo, al quale corrisponde la massima altezza libera. Come si può osservare la percentuale massima di spinta passiva mobilitata a valle dell'opera è sempre inferiore all'unità e pertanto la verifica risulta soddisfatta positivamente per tutte le analisi.

Tabella 5.2 – Imbocco galleria idraulica: Riepilogo delle spinte passive mobilitate

Condizione	STAT GEO	SISM GEO
Spinta agente (kN/m)	657	737
Massima spinta ammissibile (kN/m)	3332	3785
Rapporto di sfruttamento	0.20	0.20

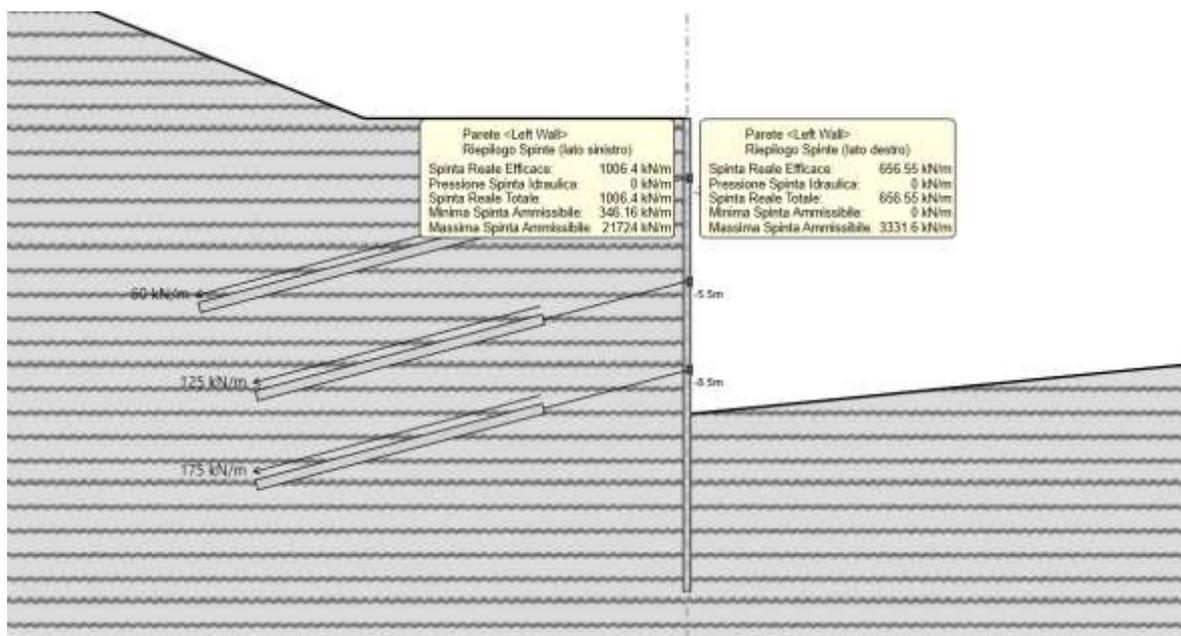


Figura 5.5 – Imbocco galleria idraulica: riepilogo spinte agenti e resistenti (condizione statica)

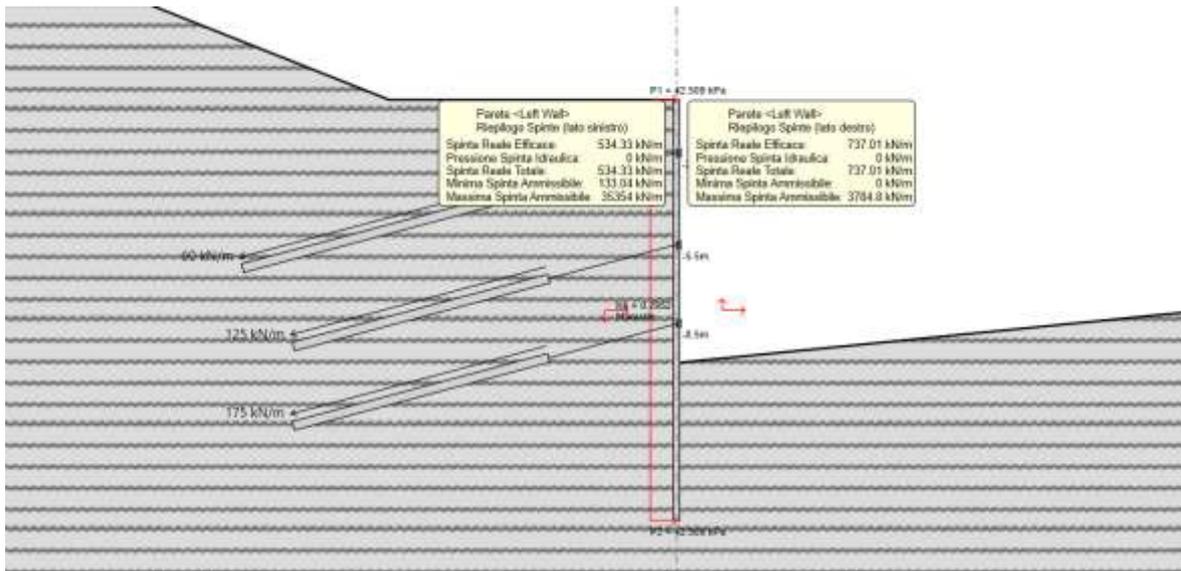


Figura 5.6 – Imbocco galleria idraulica: riepilogo spinte agenti e resistenti (condizione pseudo-statica)

### 5.2.3 Sfilamento di uno o più ancoraggi

La verifica di sfilamento del bulbo di fondazione degli ancoraggi è stata condotta attraverso il software Paratie il quale adotta i criteri illustrati al Paragrafo 4.3.2 della presente relazione. In particolare per la definizione della resistenza a sfilamento si sono stimate le seguenti proprietà relative allo strato di argille e sabbie dell'unità di Ariano in cui risultano immorsati i tiranti di ancoraggio:

- Coefficiente di sbulbamento  $\alpha = 1.1$
- tensione di aderenza  $q_s = 250 \text{ kPa}$ .

Il valore effettivo della resistenza allo sfilamento dovrà essere confermato tramite opportune prove di sfilamento.

Tabella 5.3 – Imbocco galleria idraulica: Resistenze e azioni di sfilamento dei tiranti

Ordine di ancoraggio	Combinazione	$E_d$ [kN]	$R_{ad,s}$ [kN]	Sfruttamento GEO	Verifica
1° ordine	A1+M1+R3	195.42	479.97	0.407	SI
	A2+M2+R1	150.41		0.313	SI
	SISMICA	438.64		0.914	SI
2° ordine	A1+M1+R3	327.19	479.97	0.682	SI
	A2+M2+R1	252.02		0.525	SI
	SISMICA	297.05		0.619	SI
3° ordine	A1+M1+R3	457.13	479.97	0.952	SI
	A2+M2+R1	352.04		0.733	SI
	SISMICA	358.4		0.747	SI

In Tabella 5.3 si riportano, sia per lo scenario STAT-GEO sia per lo scenario SISM-GEO, la sollecitazione massima di progetto  $E_d$ , la resistenza di progetto allo sfilamento  $R_{ad,s}$ , lo sfruttamento dell'elemento (inteso come rapporto tra azione sollecitante e resistenza di calcolo, un valore inferiore ad 1 indica il superamento della verifica) ed infine l'esito della verifica condotta, la quale, come si può osservare, risulta sempre soddisfatta.

### 5.3 Verifiche SLU di tipo strutturale (SLU-STR)

Le verifiche di sicurezza di tipo strutturale considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- verifica della resistenza strutturale della paratia (Par. 5.3.1)
- verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi (Par. 5.3.2)
- verifica della resistenza strutturale delle travi di ripartizione (Par. 5.3.3).

#### 5.3.1 Verifica della resistenza strutturale della paratia

La verifica della sezione degli elementi strutturali è stata condotta in accordo alle NTC-18. L'acciaio utilizzato per i tubi della paratia è del tipo S355. La sezione resistente deve avere un momento plastico resistente  $M_{pl,Rd}$  tale che sia soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$M_{Ed} < M_{pl}$$

dove:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_d$$

con:

$M_{pl,Rd}$  = momento flettente resistente plastico di calcolo

$M_{Ed}$  = momento flettente di calcolo agente

$W_{pl}$  = modulo resistente plastico della sezione, pari a 251 cm<sup>3</sup>

$f_d$  = resistenza a trazione di calcolo dell'acciaio.

Analogamente, per la verifica a taglio si deve disporre di uno sforzo di taglio resistente tale per cui:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = A_V \cdot \frac{f_d}{\sqrt{3}}$$

con:

$V_{c,Rd}$  = sforzo di taglio plastico resistente di calcolo

$V_{Ed}$  = sforzo di taglio di calcolo agente.

I valori del momento resistente di calcolo  $M_{pl,Rd}$  e dello sforzo di taglio resistente di calcolo  $V_{c,Rd}$  risultano pari a:

$$M_{pl,Rd} = 169.67 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$V_{c,Rd} = 1236 \text{ kN/m.}$$

Nelle Figure 5.7÷5.12 seguenti si riportano gli andamenti degli involuppi delle sollecitazioni di progetto di momento flettente e taglio lungo la paratia per le verifiche STAT-STR e i diagrammi di momento flettente e taglio lungo la paratia, relativi all'ultimo stage di calcolo, per le verifiche SISM-STR. I diagrammi riportano inoltre la resistenza di progetto (linea azzurra) della paratia. Come si può osservare l'azione sollecitante risulta sempre inferiore alla resistenza disponibile e, pertanto, tutte le verifiche risultano soddisfatte positivamente.

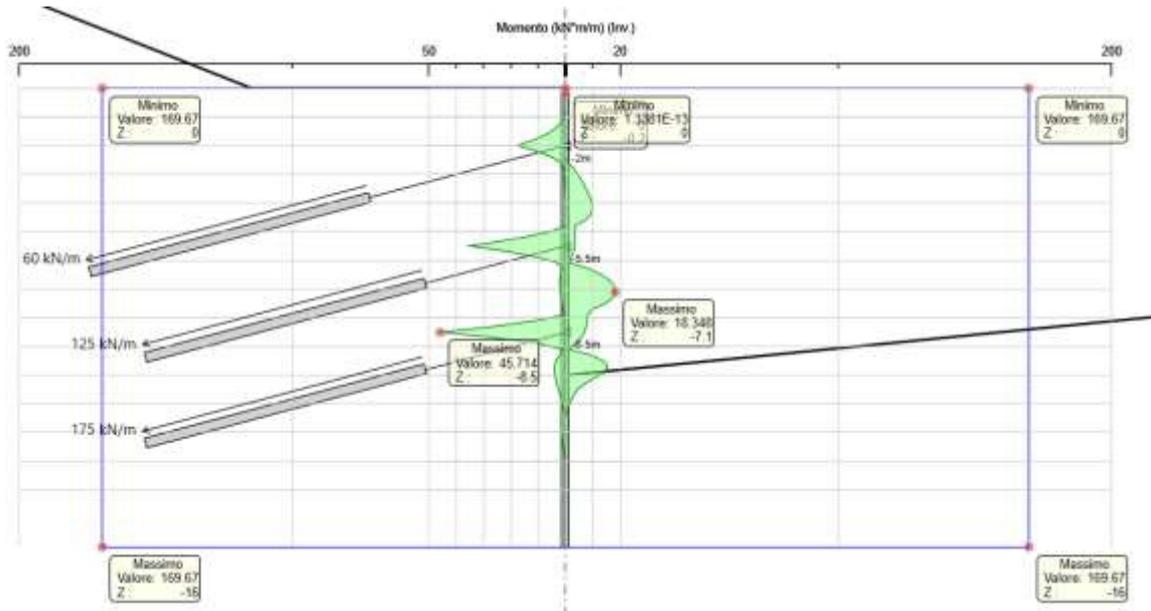


Figura 5.7 – Imbocco galleria idraulica: involucro del momento flettente (condizioni statiche - A1+M1+R1) - M massimo = 45.71 kNm/m

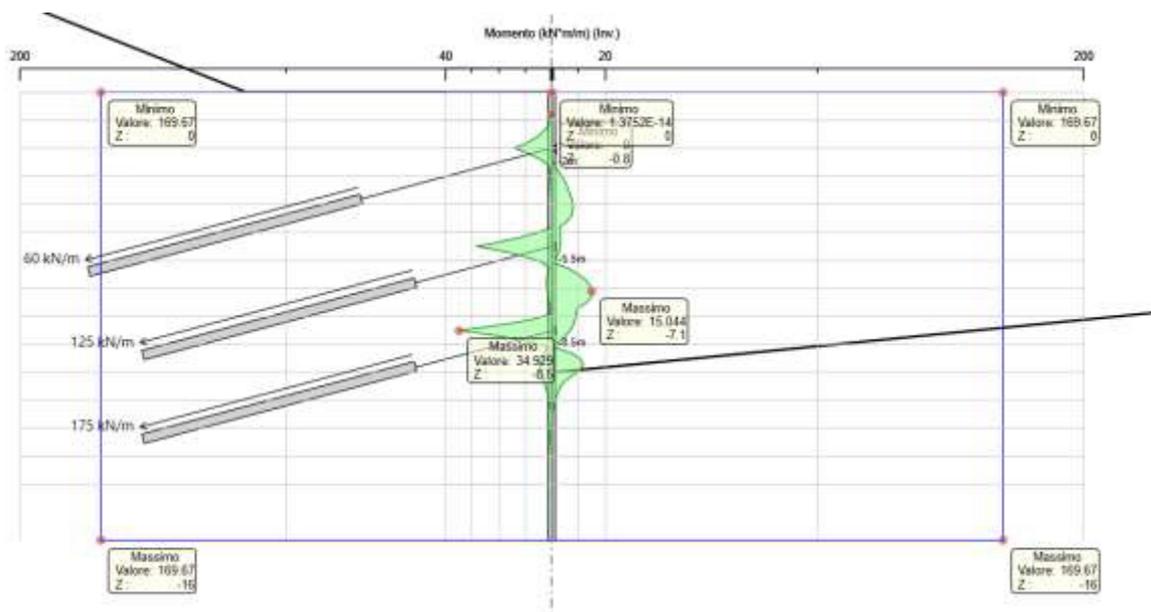


Figura 5.8 – Imbocco galleria idraulica: involucro del momento flettente (condizioni statiche - A2+M2+R1) - M massimo = 34.93 kNm/m

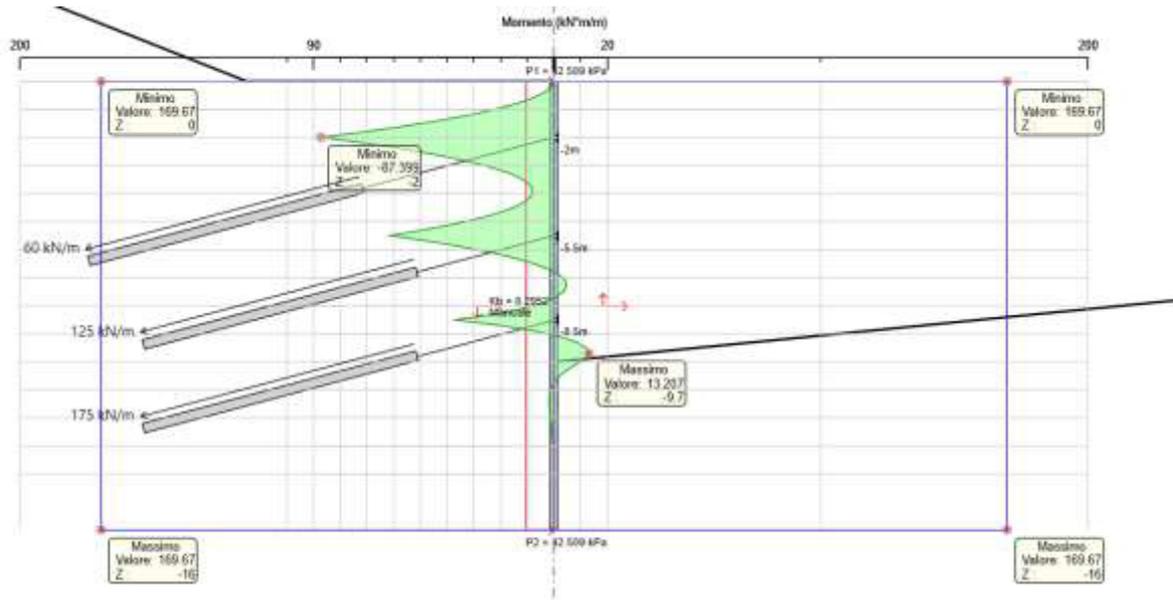


Figura 5.9 – Imbocco galleria idraulica: involucro del momento flettente (condizioni sismiche) - M massimo = 87.40 kNm/m

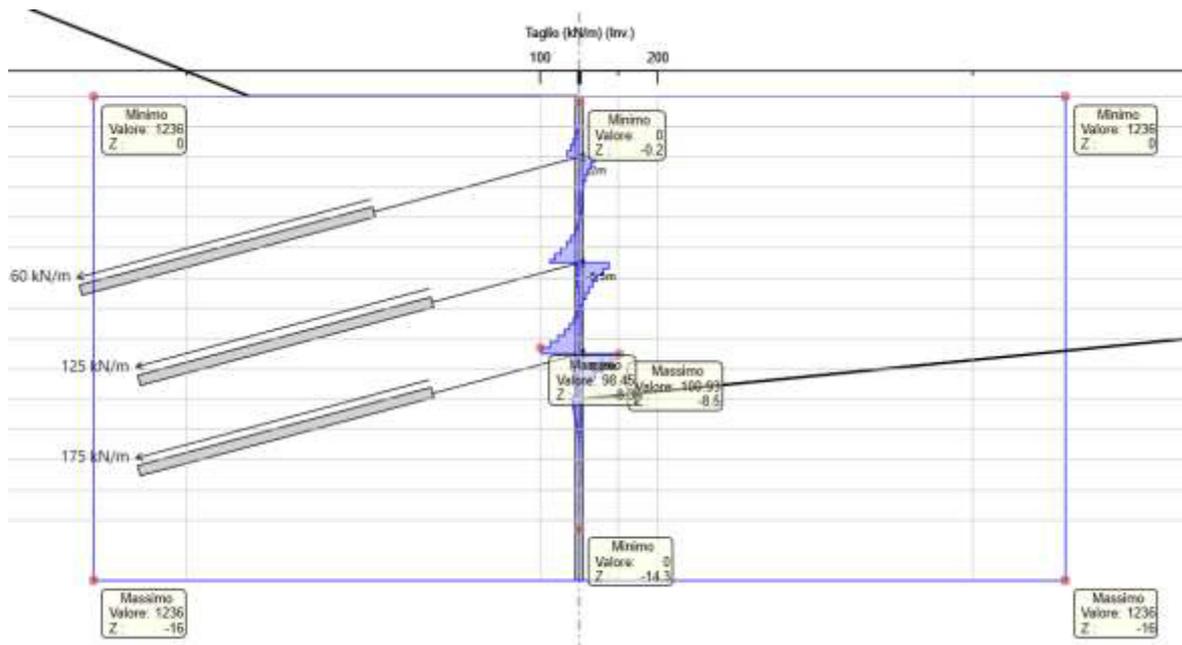


Figura 5.10 – Imbocco galleria idraulica: involucro del taglio agente (condizioni statiche - A1+M1+R1) - V massimo = 100.93 kN/m

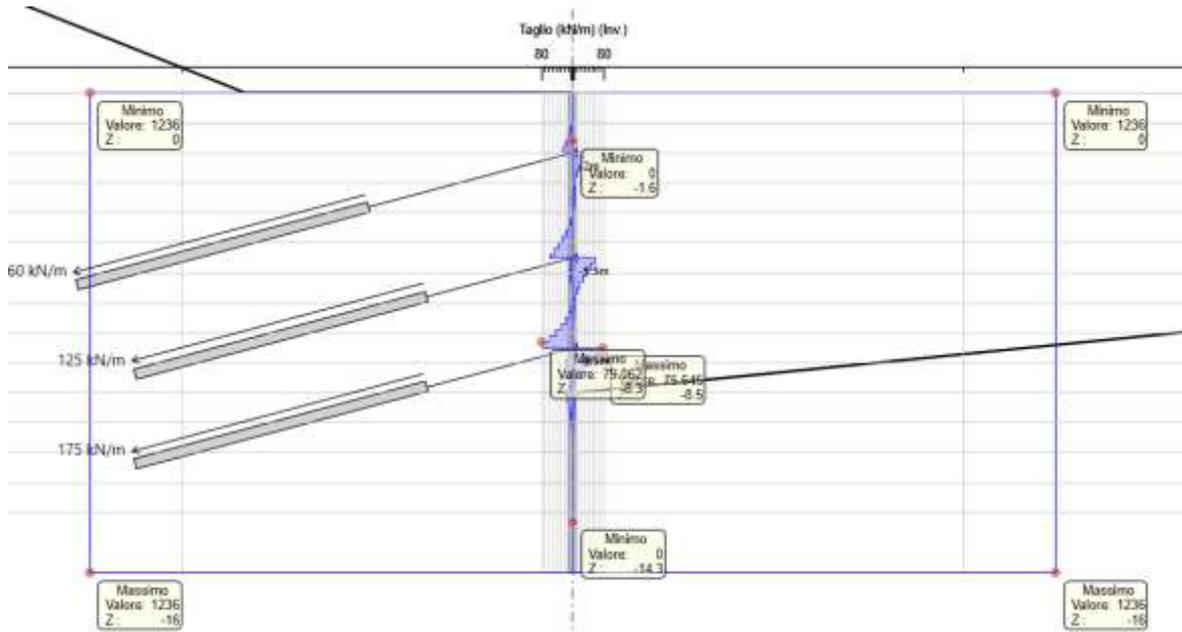


Figura 5.11 – Imbroccato idraulico: inviluppo del taglio agente (condizioni statiche - A2+M2+R1) - V massimo = 79.06 kN/m

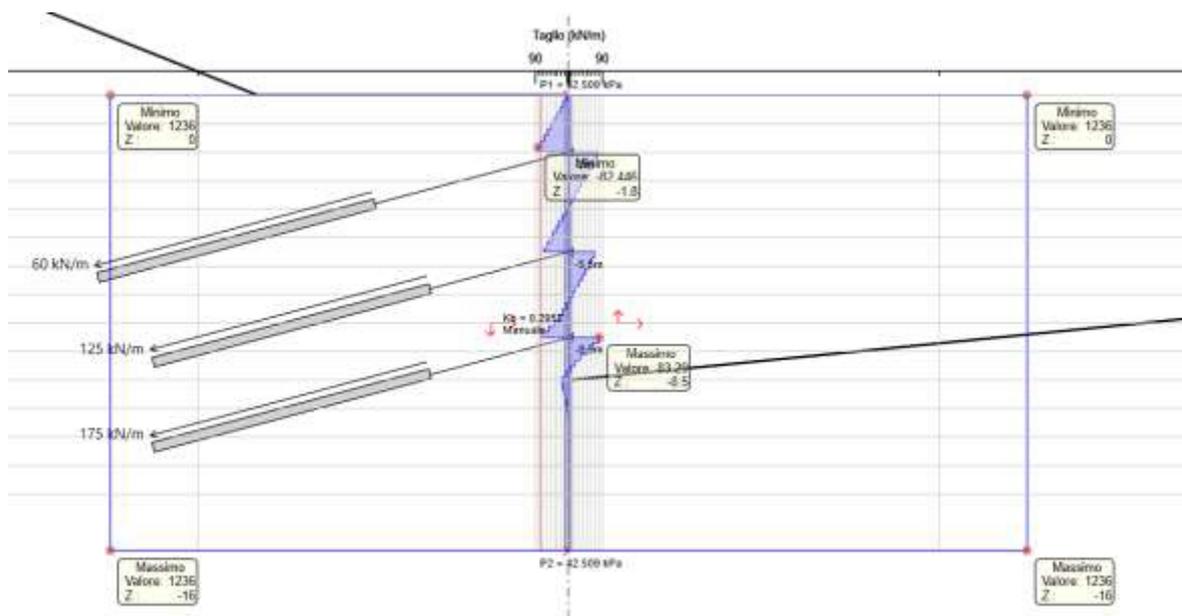


Figura 5.12 – Imbroccato idraulico: inviluppo del taglio agente (condizioni sismiche) - V massimo = 83.29 kN/m

### 5.3.2 Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi

La normativa richiede che per i tiranti di ancoraggio sia verificato che la resistenza allo snervamento sia sempre maggiore dell'azione sollecitante calcolata.

Per i tiranti a barre impiegati la tensione di snervamento caratteristica vale  $f_{p(0.2)k} = 670 \text{ N/mm}^2$ .

Il valore della resistenza a snervamento caratteristica  $R_{p(1)k}$  si ottiene mediante la seguente formula:

$$R_{p,k} = A_{\text{tirante}} \cdot f_{p,k}$$

mentre il valore di progetto si ottiene dividendo il valore caratteristico per il fattore di sicurezza previsto dalla normativa per l'acciaio ( $\gamma_s = 1.15$ ):

$$R_{p,d} = R_{p,k} / 1.15$$

In questo caso, come mostra la Tabella 5.4, la verifica risulta sempre soddisfatta.

Tabella 5.4 – Imbocco galleria idraulica: resistenze e azioni di trazione dei tiranti

Ordine di ancoraggio	Combinazione	$E_d$ [kN]	$R_{ad,s}$ [kN]	Sfruttamento STR	Verifica
1° ordine	A1+M1+R3	195.42	560.47	0.349	SI
	A2+M2+R1	150.41		0.268	SI
	SISMICA	438.64		0.783	SI
2° ordine	A1+M1+R3	327.19	560.47	0.584	SI
	A2+M2+R1	252.02		0.450	SI
	SISMICA	297.05		0.530	SI
3° ordine	A1+M1+R3	457.13	560.47	0.816	SI
	A2+M2+R1	352.04		0.628	SI
	SISMICA	358.4		0.639	SI

### 5.3.3 Verifica della resistenza strutturale delle travi di ripartizione

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da profilati del tipo HEB160 accoppiati, realizzati in acciaio S355.

La verifica delle travi di ripartizione è stata eseguita secondo i criteri illustrati nel Paragrafo 4.3.3 della presente relazione. Nella Tabella 5.5 si riportano le verifiche a flessione e taglio delle travi di ripartizione per i tre ordini di tiranti previsti dal progetto. In tabella sono riportati i coefficienti di sfruttamento a momento e taglio della sezione resistente (intesi come rapporto tra l'azione sollecitante e la resistenza di progetto), un valore inferiore all'unità di tali coefficienti indica il superamento della verifica. Come si può osservare le verifiche risultano sempre ampiamente soddisfatte.

Tabella 5.5 – Imbocco galleria idraulica: travi di ripartizione della paratia - Verifiche strutturali

Ordine di tiranti	Combinazione	Carico distribuito [kN/m]	Sfruttamento momento	Sfruttamento taglio
1° ordine	A1+M1+R3	78.2	0.203	0.195
	A2+M2+R1	60.2	0.156	0.150
	SISMICA	175.5	0.455	0.437
2° ordine	A1+M1+R3	163.6	0.272	0.326
	A2+M2+R1	126.0	0.209	0.251
	SISMICA	148.5	0.247	0.296
3° ordine	A1+M1+R3	228.6	0.379	0.455
	A2+M2+R1	176.0	0.292	0.350
	SISMICA	179.2	0.297	0.357

## 5.4 Verifiche SLE

Le verifiche di esercizio considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- controllo degli spostamenti della paratia (Par. 5.4.1)

### 5.4.1 Controllo degli spostamenti della paratia

Al fine di valutare la compatibilità degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante è stata condotta l'analisi secondo gli Stati Limite d'Esercizio, in cui sono stati posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali. Sono stati considerati ammissibili spostamenti pari allo 0.5% dell'altezza libera.

Nella Tabella 5.6 si riportano i valori degli spostamenti ammissibili e degli spostamenti massimi calcolati, come riportato in Figura 5.13.

Tabella 5.6 – Imbocco galleria idraulica: verifica di deformazione della paratia

Altezza di scavo (m)	Spostamenti ammissibili (mm)	Spostamenti calcolati (mm)
10.00	50	0.6

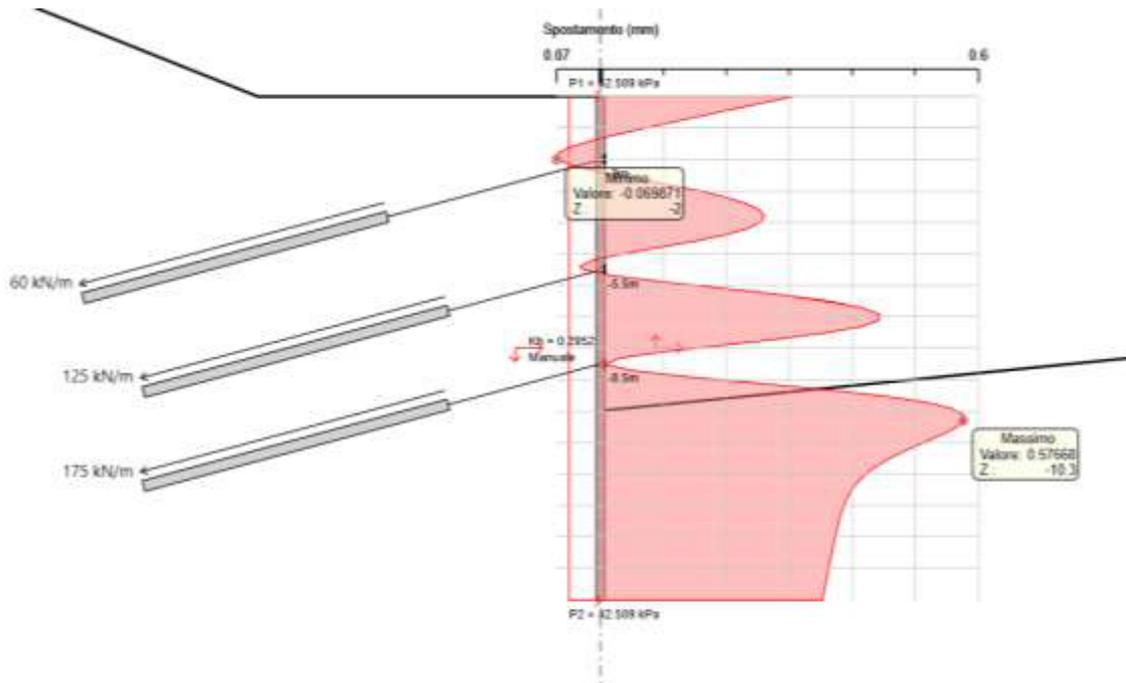


Figura 5.13 – Imbocco galleria idraulica: diagramma degli spostamenti in esercizio lungo la paratia

## 6. IMBOCCO DEL CUNICOLO DELLE SBARRE

Per il dimensionamento della paratia posta a sostegno degli scavi necessari alla realizzazione dell'imbocco del cunicolo delle sbarre è stata scelta, quale sezione rappresentativa, la sezione longitudinale in asse alla galleria.

### 6.1 Condizioni stratigrafiche e geometria di analisi

La successione stratigrafica assunta nei calcoli è stata derivata a partire dalle indicazioni riportate al Capitolo 3 della presente relazione. Per la sezione in esame il profilo geologico riporta un'unica unità geologica costituita dalle argille e sabbie dell'unità di Ariano. Tuttavia, in considerazione della mancanza di prove di caratterizzazione effettuate sugli strati più superficiali si è ipotizzata, cautelativamente, la presenza di uno strato superficiale dello spessore di 5 m in cui il terreno risulta detensionato e con caratteristiche meccaniche più scadenti rispetto a quelle riscontrate a profondità maggiori. In particolare, lungo la verticale di calcolo, si è considerata la seguente stratigrafia di analisi:

- da 0 a -5.0 m: argille e sabbie dell'unità di Ariano "detensionate"
- sotto i -5.0 m: argille e sabbie dell'unità di Ariano

Lo schema tipo di intervento simulato numericamente per la sezione di analisi viene mostrato di seguito in Figura 6.1.

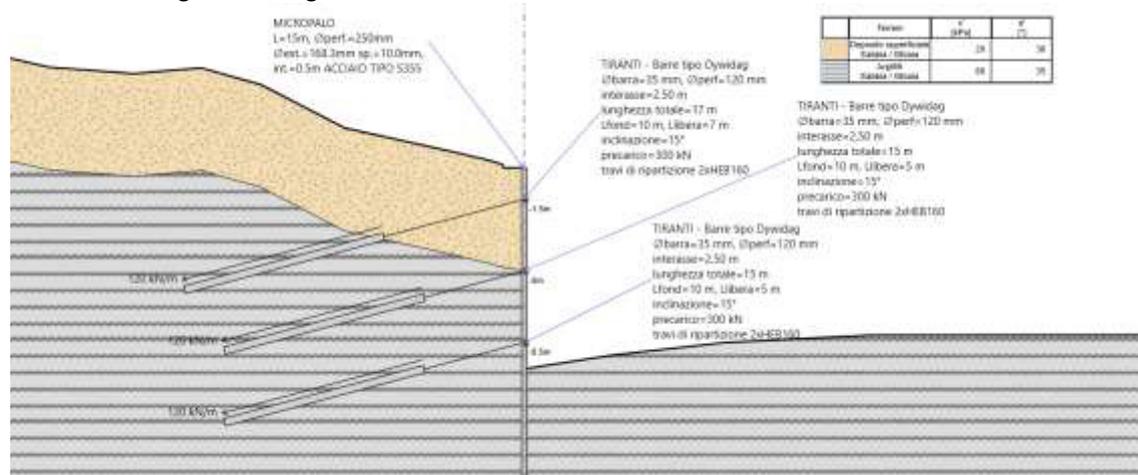


Figura 6.1 – Imbocco cunicolo delle sbarre: modello numerico della paratia all'ultimo step di analisi

### 6.2 Verifiche SLU di tipo geotecnico (SLU-GEO)

Le verifiche di sicurezza di tipo geotecnico considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- stabilità globale dell'insieme terreno-opera (Par. 6.2.1)
- stabilità dell'opera (collasso per rotazione intorno ad un punto fisso) (Par. 6.2.2)
- sfilamento di uno o più ancoraggi (Par. 6.2.3).





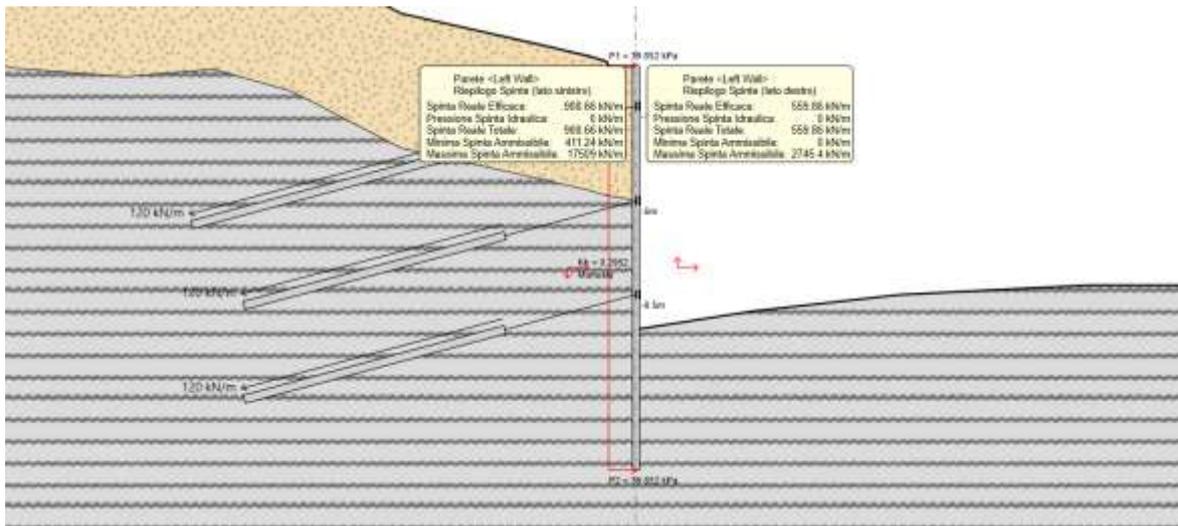


Figura 6.5 – Imbrocco cunicolo sbarre: riepilogo spinte agenti e resistenti (condizione statica)

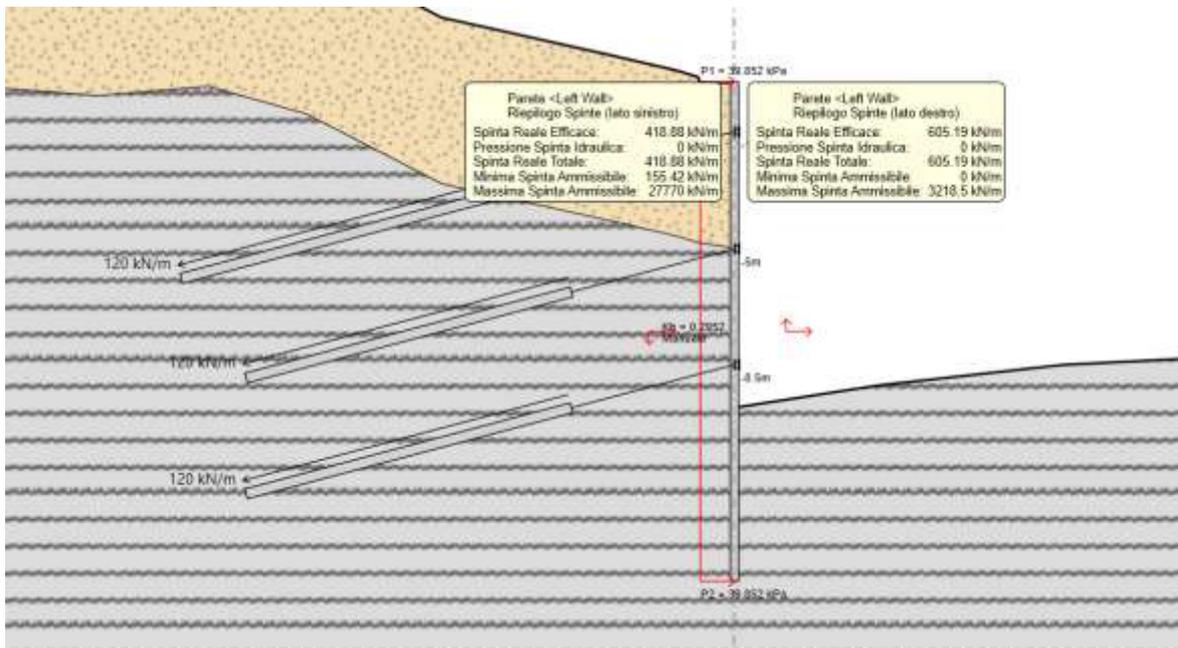


Figura 6.6 – Imbrocco cunicolo sbarre: riepilogo spinte agenti e resistenti (condizione pseudo-statica)

### 6.2.3 Sfilamento di uno o più ancoraggi

La verifica di sfilamento del bulbo di fondazione degli ancoraggi è stata condotta attraverso il software Paratie il quale adotta i criteri illustrati al Paragrafo 4.3.2 della presente relazione. In particolare per la definizione della resistenza a sfilamento si sono stimate le seguenti proprietà relative allo strato di argille e sabbie dell'unità di Ariano in cui risultano immersi i tiranti di ancoraggio:

- Coefficiente di sbulbamento  $\alpha = 1.1$
- tensione di aderenza  $q_s = 250 \text{ kPa}$ .

Il valore effettivo della resistenza allo sfilamento dovrà essere confermato tramite opportune prove di sfilamento.

Tabella 6.3 – Imbocco cunicolo sbarre: Resistenze e azioni di sfilamento dei tiranti

Ordine di ancoraggio	Combinazione	$E_d$ [kN]	$R_{ad,s}$ [kN]	Sfruttamento GEO	Verifica
1° ordine	A1+M1+R3	390.57	477.69	0.818	SI
	A2+M2+R1	300.64		0.629	SI
	SISMICA	364.28		0.763	SI
2° ordine	A1+M1+R3	390.53	479.97	0.814	SI
	A2+M2+R1	302.13		0.629	SI
	SISMICA	395.18		0.823	SI
3° ordine	A1+M1+R3	390.00	479.97	0.813	SI
	A2+M2+R1	300.00		0.625	SI
	SISMICA	326.07		0.679	SI

In Tabella 6.3 si riportano, sia per lo scenario STAT-GEO sia per lo scenario SISM-GEO, la sollecitazione massima di progetto  $E_d$ , la resistenza di progetto allo sfilamento  $R_{ad,s}$ , lo sfruttamento dell'elemento (inteso come rapporto tra azione sollecitante e resistenza di calcolo, un valore inferiore ad 1 indica il superamento della verifica) ed infine l'esito della verifica condotta, la quale, come si può osservare, risulta sempre soddisfatta.

### 6.3 Verifiche SLU di tipo strutturale (SLU-STR)

Le verifiche di sicurezza di tipo strutturale considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- verifica della resistenza strutturale della paratia (Par. 6.3.1)
- verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi (Par. 6.3.2)
- verifica della resistenza strutturale delle travi di ripartizione (Par. 6.3.3).

#### 6.3.1 Verifica della resistenza strutturale della paratia

La verifica della sezione degli elementi strutturali è stata condotta in accordo alle NTC-18. L'acciaio utilizzato per i tubi della paratia è del tipo S355. La sezione resistente deve avere un momento plastico resistente  $M_{pl,Rd}$  tale che sia soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$M_{Ed} < M_{pl}$$

dove:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_d$$

con:

$M_{pl,Rd}$  = momento flettente resistente plastico di calcolo

$M_{Ed}$  = momento flettente di calcolo agente

$W_{pl}$  = modulo resistente plastico della sezione, pari a 251 cm<sup>3</sup>

$f_d$  = resistenza a trazione di calcolo dell'acciaio.

Analogamente, per la verifica a taglio si deve disporre di uno sforzo di taglio resistente tale per cui:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = A_V \cdot \frac{f_d}{\sqrt{3}}$$

con:

$V_{c,Rd}$  = sforzo di taglio plastico resistente di calcolo

$V_{Ed}$  = sforzo di taglio di calcolo agente.

I valori del momento resistente di calcolo  $M_{pl,Rd}$  e dello sforzo di taglio resistente di calcolo  $V_{c,Rd}$  risultano pari a:

$$M_{pl,Rd} = 169.67 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$V_{c,Rd} = 1236 \text{ kN/m.}$$

Nelle Figure 6.7÷6.12 seguenti si riportano gli andamenti degli involuipi delle sollecitazioni di progetto di momento flettente e taglio lungo la paratia per le verifiche STAT-STR e i diagrammi di momento flettente e taglio lungo la paratia, relativi all'ultimo stage di calcolo, per le verifiche SISM-STR. I diagrammi riportano inoltre la resistenza di progetto (linea azzurra) della paratia. Come si può osservare l'azione sollecitante risulta sempre inferiore alla resistenza disponibile e, pertanto, tutte le verifiche risultano soddisfatte positivamente.

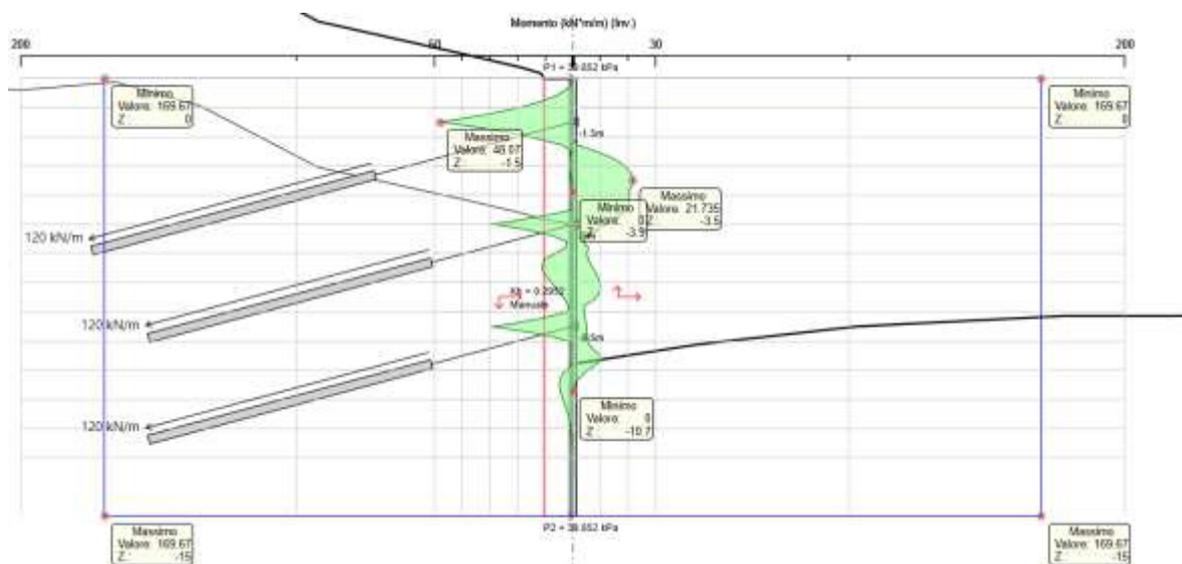


Figura 6.7 – Imbrocco cunicolo sbarre: involuppo del momento flettente (condizioni statiche - A1+M1+R1) - M massimo = 48.07 kNm/m

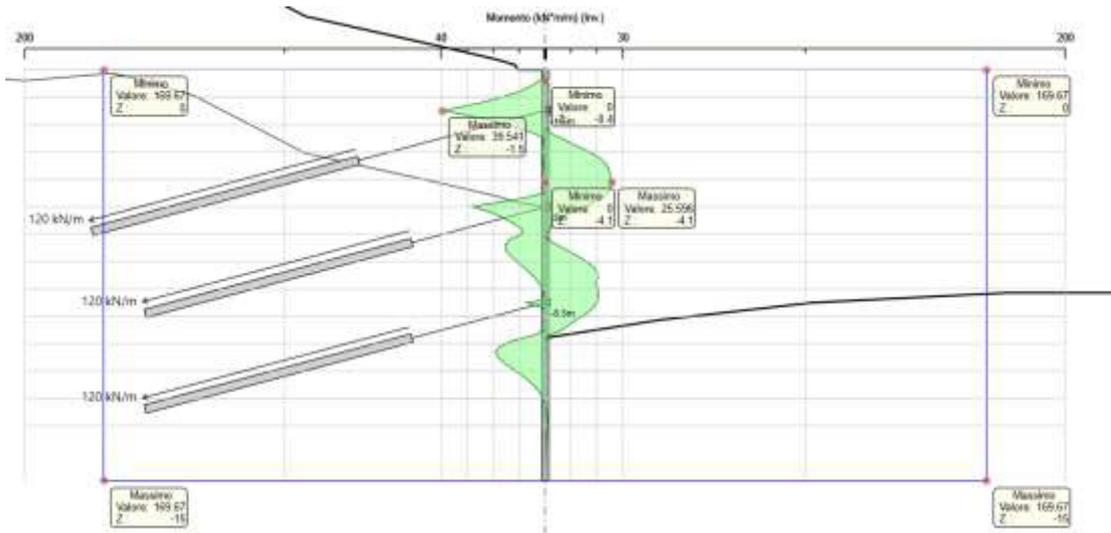


Figura 6.8 – Imbocco cunicolo sbarre: involucro del momento flettente (condizioni statiche – A2+M2+R1) - M massimo = 39.541 kNm/m

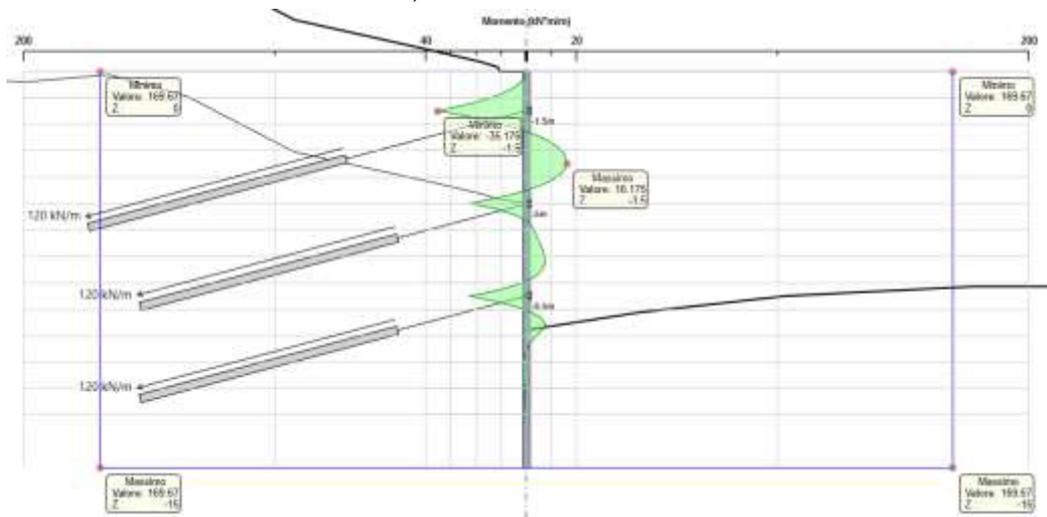


Figura 6.9 – Imbocco cunicolo sbarre: involucro del momento flettente (condizioni sismiche) - M massimo = 35.18 kNm/m

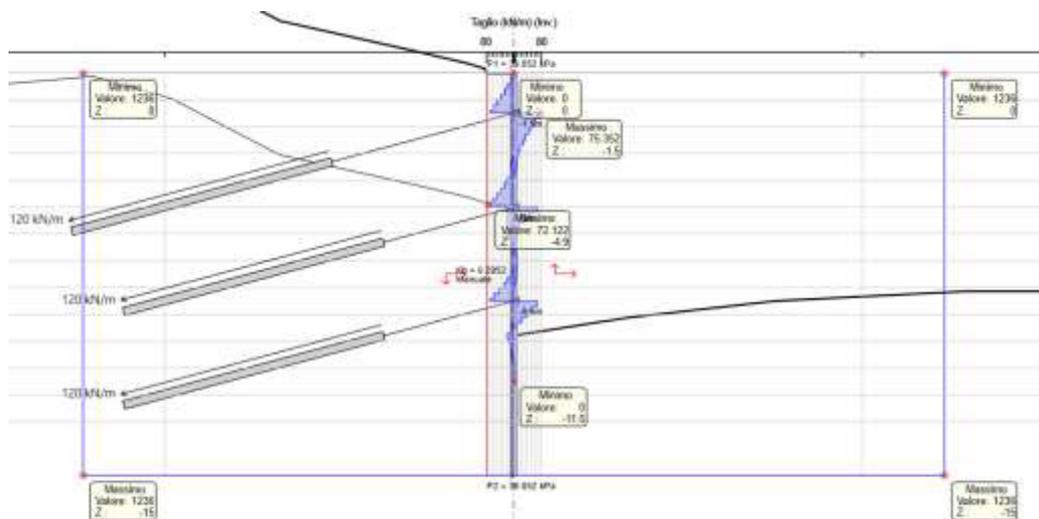


Figura 6.10 – Imbocco cunicolo sbarre: involucro del taglio agente (condizioni statiche - A1+M1+R1) - V massimo = 75.352 kN/m

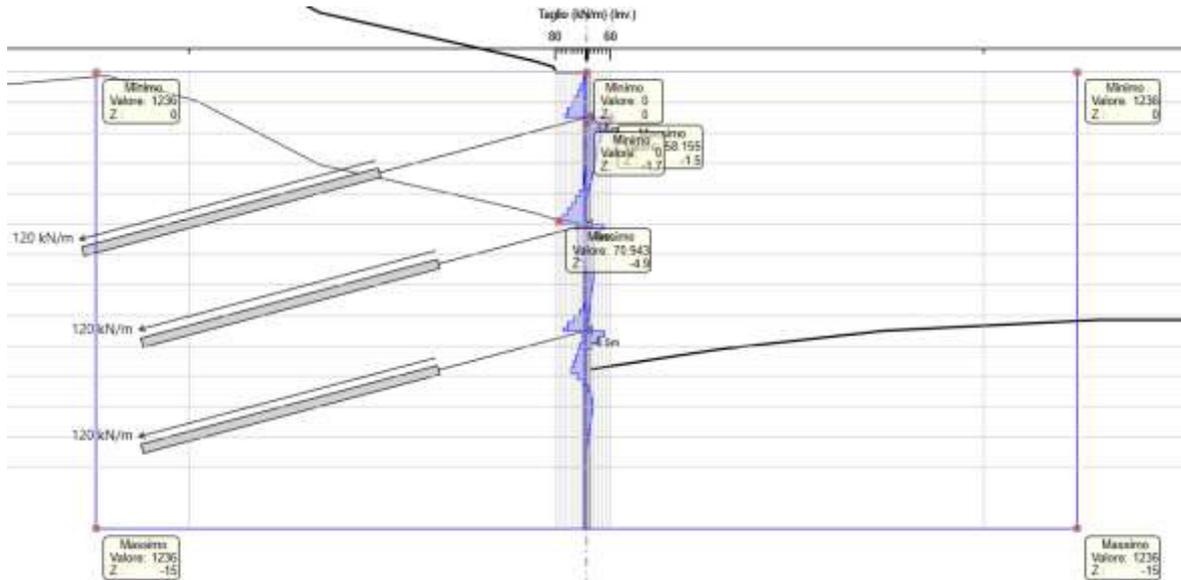


Figura 6.11 – Imbocco cunicolo sbarre: involucro del taglio agente (condizioni statiche - A2+M2+R1) - V massimo = 70.94 kN/m

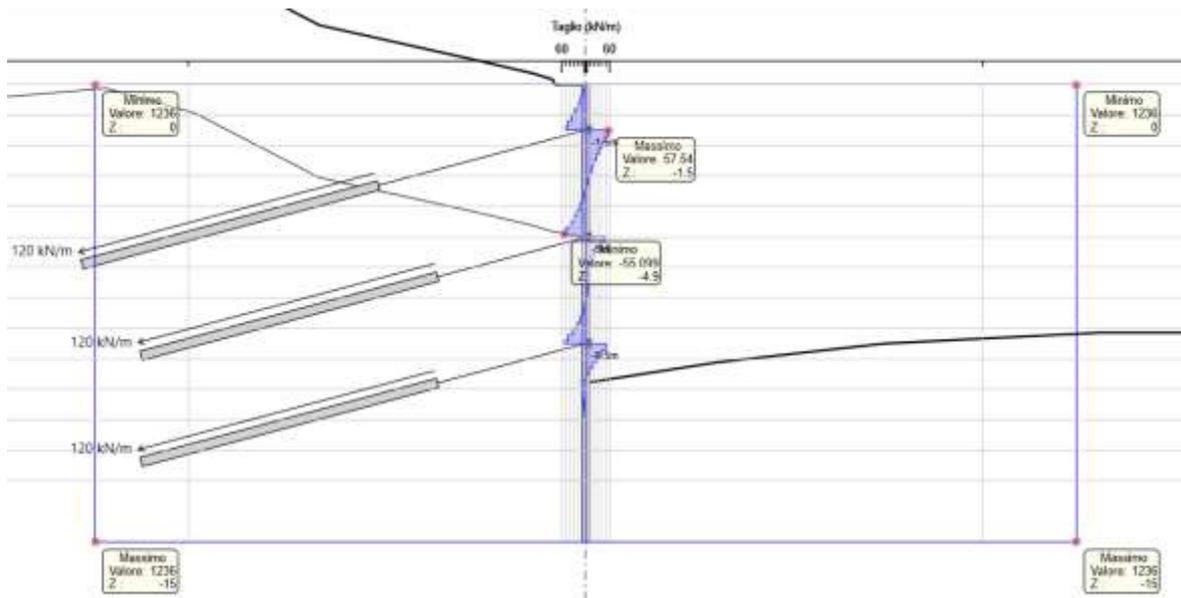


Figura 6.12 – Imbocco cunicolo sbarre: involucro del taglio agente (condizioni sismiche) - V massimo = 57.54 kN/m

### 6.3.2 Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi

La normativa richiede che per i tiranti di ancoraggio sia verificato che la resistenza allo snervamento sia sempre maggiore dell'azione sollecitante calcolata.

Per i tiranti a barre impiegati la tensione di snervamento caratteristica vale  $f_{p(0.2)k}=670 \text{ N/mm}^2$ .

Il valore della resistenza a snervamento caratteristica  $R_{p(1)k}$  si ottiene mediante la seguente formula:

$$R_{p,k} = A_{\text{tirante}} \cdot f_{p,k}$$

mentre il valore di progetto si ottiene dividendo il valore caratteristico per il fattore di sicurezza previsto dalla normativa per l'acciaio ( $\gamma_s = 1.15$ ):

$$R_{p,d} = R_{p,k} / 1.15$$

In questo caso, come mostra la Tabella 6.4, la verifica risulta sempre soddisfatta.

Tabella 6.4 – Imbocco cunicolo sbarre: resistenze e azioni di trazione dei tiranti

Ordine di ancoraggio	Combinazione	$E_d$ [kN]	$R_{ad,s}$ [kN]	Sfruttamento STR	Verifica
1° ordine	A1+M1+R3	390.57	560.47	0.697	SI
	A2+M2+R1	300.64		0.536	SI
	SISMICA	364.28		0.650	SI
2° ordine	A1+M1+R3	390.53	560.47	0.697	SI
	A2+M2+R1	302.13		0.539	SI
	SISMICA	395.18		0.705	SI
3° ordine	A1+M1+R3	390.00	560.47	0.696	SI
	A2+M2+R1	300.00		0.535	SI
	SISMICA	326.07		0.582	SI

### 6.3.3 Verifica della resistenza strutturale delle travi di ripartizione

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da profilati del tipo HEB160 accoppiati, realizzati in acciaio S355.

La verifica delle travi di ripartizione è stata eseguita secondo i criteri illustrati nel Paragrafo 4.3.3 della presente relazione. Nella Tabella 6.5 si riportano le verifiche a flessione e taglio delle travi di ripartizione per i tre ordini di tiranti previsti dal progetto. In tabella sono riportati i coefficienti di sfruttamento a momento e taglio della sezione resistente (intesi come rapporto tra l'azione sollecitante e la resistenza di progetto), un valore inferiore all'unità di tali coefficienti indica il superamento della verifica. Come si può osservare le verifiche risultano sempre ampiamente soddisfatte.

Tabella 6.5 – Imbocco cunicolo sbarre: travi di ripartizione della paratia - Verifiche strutturali

Ordine di tiranti	Combinazione	Carico distribuito [kN/m]	Sfruttamento momento	Sfruttamento taglio
1° ordine	A1+M1+R3	156.23	0.405	0.389
	A2+M2+R1	120.42	0.312	0.300
	SISMICA	145.71	0.378	0.363
2° ordine	A1+M1+R3	156.01	0.405	0.388
	A2+M2+R1	120.85	0.313	0.301
	SISMICA	158.07	0.410	0.393
3° ordine	A1+M1+R3	156.00	0.405	0.388
	A2+M2+R1	120.00	0.311	0.299
	SISMICA	130.43	0.338	0.325

## 6.4 Verifiche SLE

Le verifiche di esercizio considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- controllo degli spostamenti della paratia (Par. 6.4.1)

### 6.4.1 Controllo degli spostamenti della paratia

Al fine di valutare la compatibilità degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante è stata condotta l'analisi secondo gli Stati Limite d'Esercizio, in cui sono stati posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali. Sono stati considerati ammissibili spostamenti pari allo 0.5% dell'altezza libera.

Nella Tabella 6.6 si riportano i valori degli spostamenti ammissibili e degli spostamenti massimi calcolati, come riportato in Figura 6.13.

Tabella 6.6 – Imbocco cunicolo sbarre: verifica di deformazione della paratia

Altezza di scavo (m)	Spostamenti ammissibili (mm)	Spostamenti calcolati (mm)
10.00	50	1.0

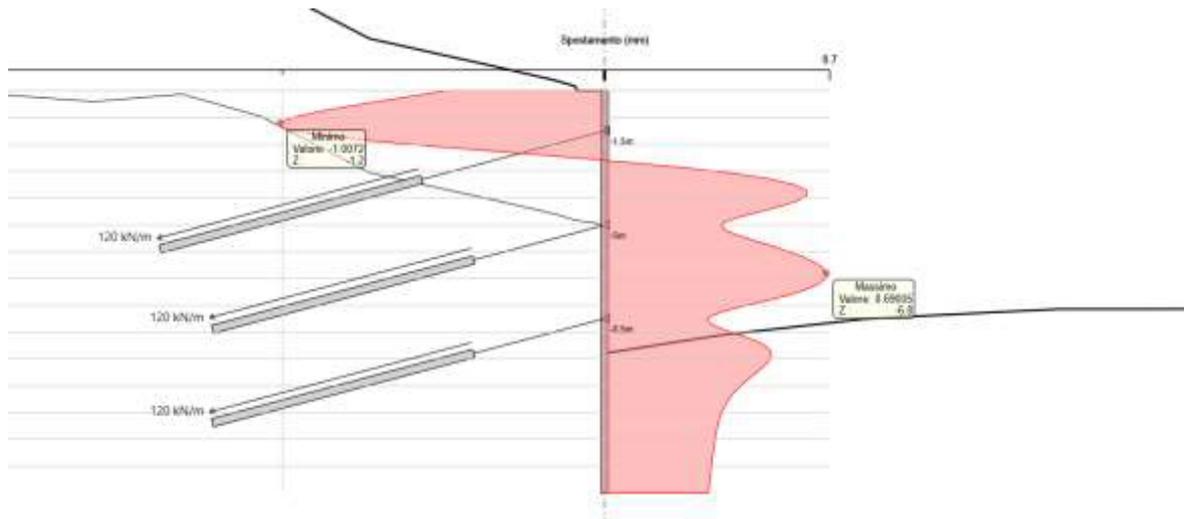


Figura 6.13 – Imbocco cunicolo sbarre: diagramma degli spostamenti in esercizio lungo la paratia

## 7. IMBOCCO DELLA GALLERIA DI ACCESSO ALLA CENTRALE IN CAVERNA

Per il dimensionamento della paratia posta a sostegno degli scavi necessari alla realizzazione dell'imbocco della galleria di accesso alla centrale in caverna è stata scelta, quale sezione rappresentativa, la sezione longitudinale in asse alla galleria.

### 7.1 Condizioni stratigrafiche e geometria di analisi

La successione stratigrafica assunta nei calcoli è stata derivata a partire dalle indicazioni riportate al Capitolo 3 della presente relazione. Per la sezione in esame il profilo geologico riporta un'unica unità geologica costituita dalle argille e sabbie dell'unità di Ariano. Tuttavia, in considerazione della mancanza di prove di caratterizzazione effettuate sugli strati più superficiali si è ipotizzata, cautelativamente, la presenza di uno strato superficiale dello spessore di 5 m in cui il terreno risulta detensionato e con caratteristiche meccaniche più scadenti rispetto a quelle riscontrate a profondità maggiori. In particolare, lungo la verticale di calcolo, si è considerata la seguente stratigrafia di analisi:

- da 0 a -5.0 m: argille e sabbie dell'unità di Ariano "detensionate"
- sotto i -5.0 m: argille e sabbie dell'unità di Ariano

Lo schema tipo di intervento simulato numericamente per la sezione di analisi viene mostrato di seguito in Figura 7.1.

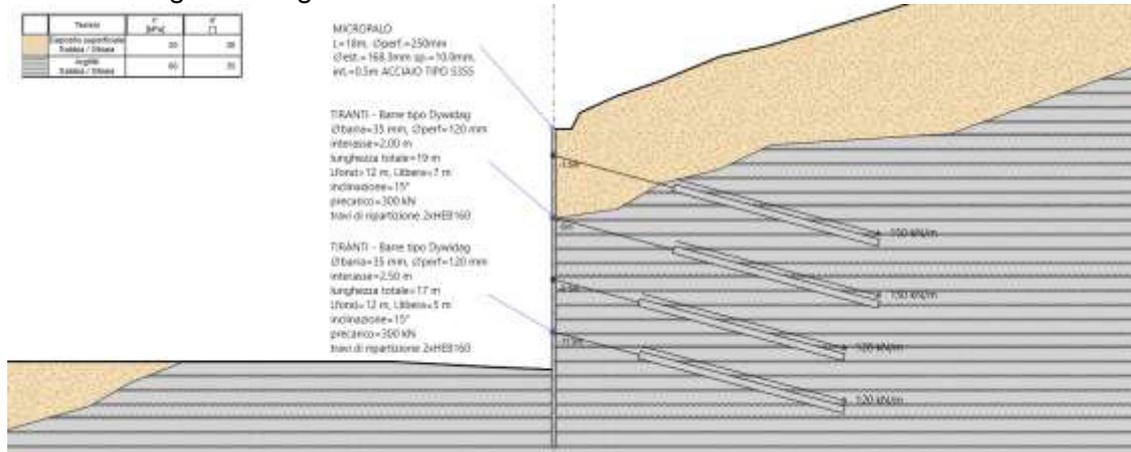


Figura 7.1 – Imbocco accesso alla centrale: modello numerico della paratia all'ultimo step di analisi

### 7.2 Verifiche SLU di tipo geotecnico (SLU-GEO)

Le verifiche di sicurezza di tipo geotecnico considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- stabilità globale dell'insieme terreno-opera (Par. 7.2.1)
- stabilità dell'opera (collasso per rotazione intorno ad un punto fisso) (Par. 7.2.2)
- sfilamento di uno o più ancoraggi (Par. 7.2.3).





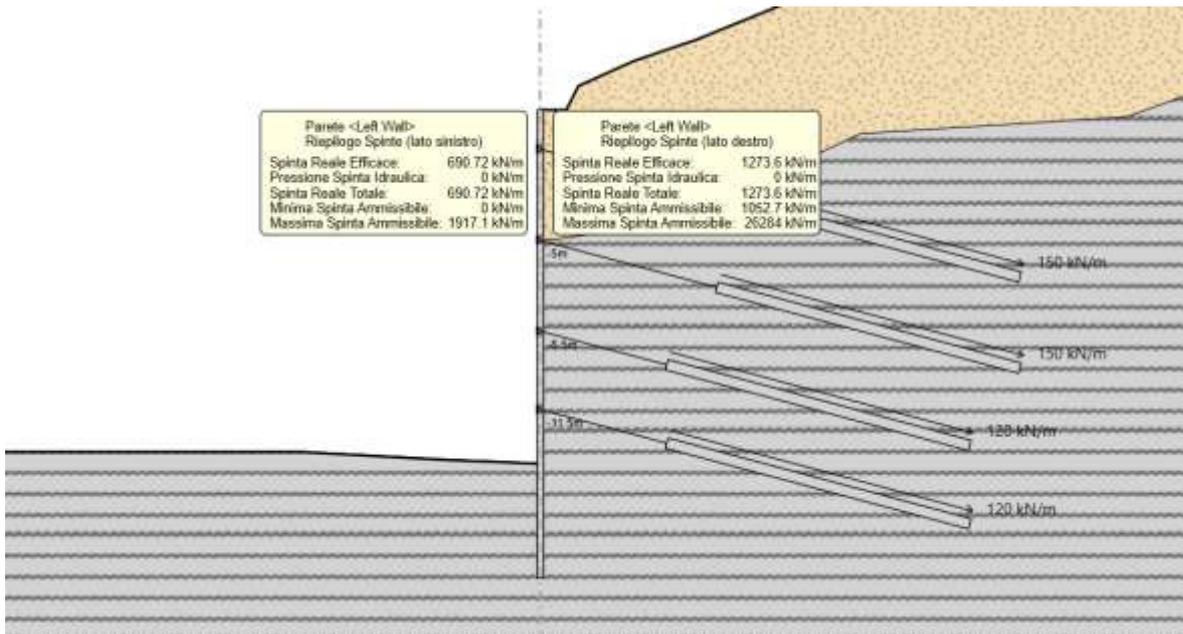


Figura 7.5 – Imbocco accesso alla centrale: riepilogo spinte agenti e resistenti (condizione statica)

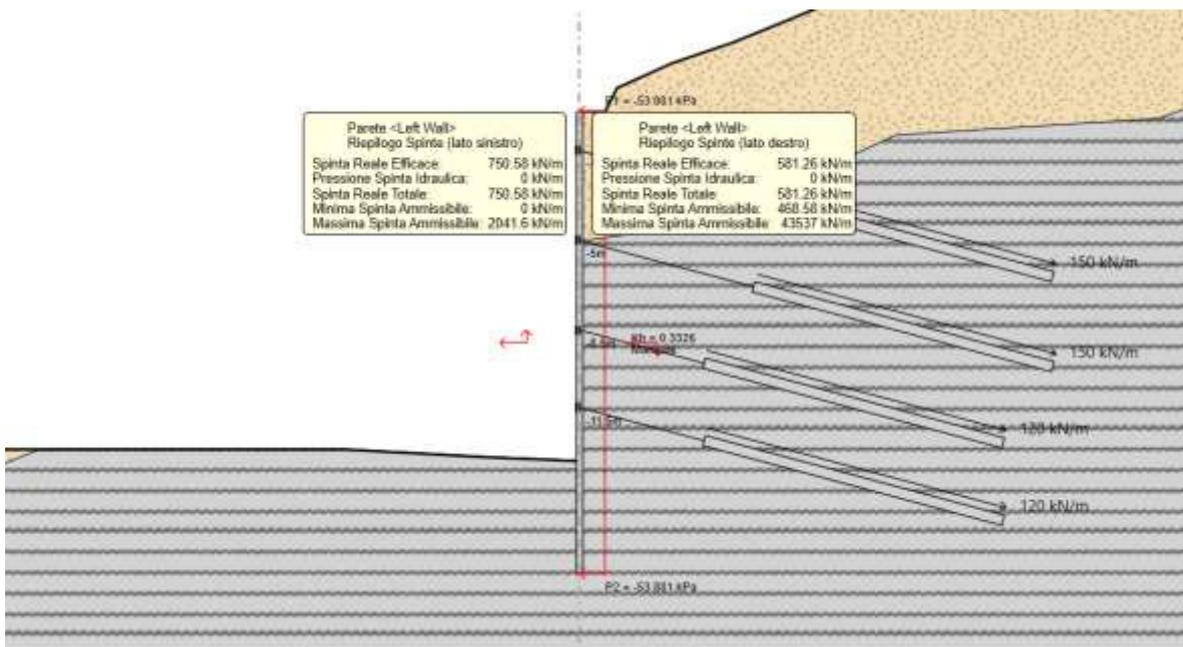


Figura 7.6 – Imbocco accesso alla centrale: riepilogo spinte agenti e resistenti (condizione pseudo-statica)

### 7.2.3 Sfilamento di uno o più ancoraggi

La verifica di sfilamento del bulbo di fondazione degli ancoraggi è stata condotta attraverso il software Paratie il quale adotta i criteri illustrati al Paragrafo 4.3.2 della presente relazione. In particolare per la definizione della resistenza a sfilamento si sono stimate le seguenti proprietà relative allo strato di argille e sabbie dell'unità di Ariano in cui risultano immorsati i tiranti di ancoraggio:

- Coefficiente di sbulbamento  $\alpha=1.1$
- tensione di aderenza  $q_s = 250$  kPa.

Il valore effettivo della resistenza allo sfilamento dovrà essere confermato tramite opportune prove di sfilamento.

Tabella 7.3 – Imbocco accesso alla centrale: Resistenze e azioni di sfilamento dei tiranti

Ordine di ancoraggio	Combinazione	$E_d$ [kN]	$R_{ad,s}$ [kN]	Sfruttamento GEO	Verifica
1° ordine	A1+M1+R3	390.42	575.98	0.678	SI
	A2+M2+R1	311.03		0.540	SI
	SISMICA	395.18		0.686	SI
2° ordine	A1+M1+R3	390.93	575.98	0.679	SI
	A2+M2+R1	309.1		0.537	SI
	SISMICA	464.95		0.807	SI
3° ordine	A1+M1+R3	393.00	575.98	0.682	SI
	A2+M2+R1	392.15		0.681	SI
	SISMICA	534.82		0.929	SI
4° ordine	A1+M1+R3	395.75	575.98	0.687	SI
	A2+M2+R1	349.29		0.606	SI
	SISMICA	489.72		0.850	SI

In Tabella 7.3 si riportano, sia per lo scenario STAT-GEO sia per lo scenario SISM-GEO, la sollecitazione massima di progetto  $E_d$ , la resistenza di progetto allo sfilamento  $R_{ad,s}$ , lo sfruttamento dell'elemento (inteso come rapporto tra azione sollecitante e resistenza di calcolo, un valore inferiore ad 1 indica il superamento della verifica) ed infine l'esito della verifica condotta, la quale, come si può osservare, risulta sempre soddisfatta.

### 7.3 Verifiche SLU di tipo strutturale (SLU-STR)

Le verifiche di sicurezza di tipo strutturale considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- verifica della resistenza strutturale della paratia (Par. 7.3.1)
- verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi (Par. 7.3.2)
- verifica della resistenza strutturale delle travi di ripartizione (Par. 7.3.3).

#### 7.3.1 Verifica della resistenza strutturale della paratia

La verifica della sezione degli elementi strutturali è stata condotta in accordo alle NTC-18. L'acciaio utilizzato per i tubi della paratia è del tipo S355. La sezione resistente deve avere un momento plastico resistente  $M_{pl,Rd}$  tale che sia soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$M_{Ed} < M_{pl}$$

dove:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_d$$

con:

$M_{pl,Rd}$  = momento flettente resistente plastico di calcolo

$M_{Ed}$  = momento flettente di calcolo agente

$W_{pl}$  = modulo resistente plastico della sezione, pari a 251 cm<sup>3</sup>

$f_d$  = resistenza a trazione di calcolo dell'acciaio.

Analogamente, per la verifica a taglio si deve disporre di uno sforzo di taglio resistente tale per cui:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = A_V \cdot \frac{f_d}{\sqrt{3}}$$

con:

$V_{c,Rd}$  = sforzo di taglio plastico resistente di calcolo

$V_{Ed}$  = sforzo di taglio di calcolo agente.

I valori del momento resistente di calcolo  $M_{pl,Rd}$  e dello sforzo di taglio resistente di calcolo  $V_{c,Rd}$  risultano pari a:

$$M_{pl,Rd} = 169.67 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$V_{c,Rd} = 1236 \text{ kN/m.}$$

Nelle Figure 7.7÷7.12 seguenti si riportano gli andamenti degli involucri delle sollecitazioni di progetto di momento flettente e taglio lungo la paratia per le verifiche STAT-STR e i diagrammi di momento flettente e taglio lungo la paratia, relativi all'ultimo stage di calcolo, per le verifiche SISM-STR. I diagrammi riportano inoltre la resistenza di progetto (linea azzurra) della paratia. Come si può osservare l'azione sollecitante risulta sempre inferiore alla resistenza disponibile e, pertanto, tutte le verifiche risultano soddisfatte positivamente.

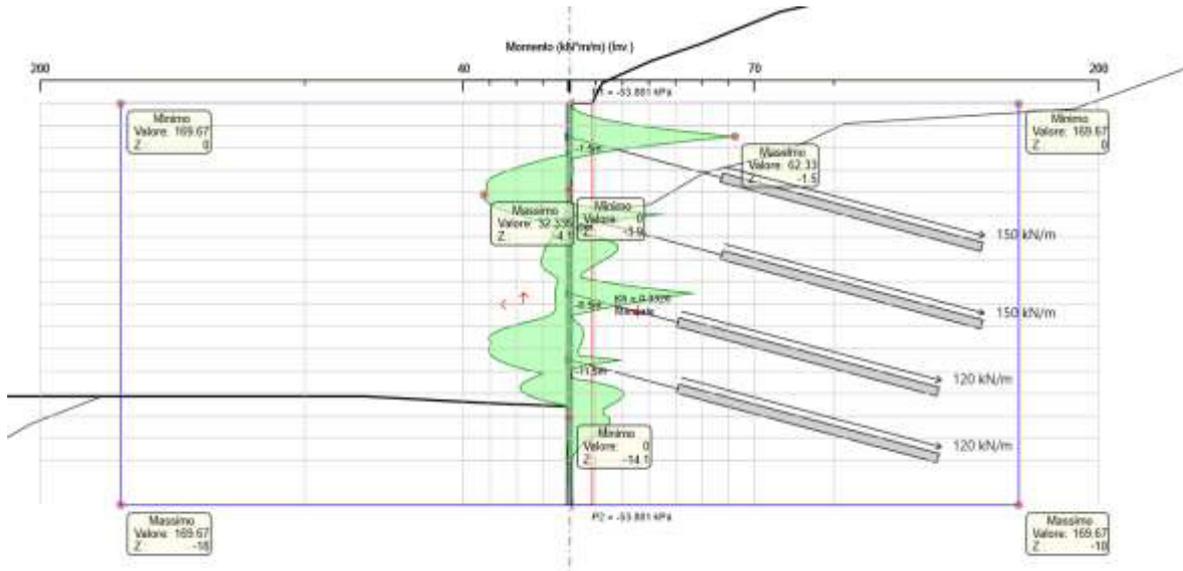


Figura 7.7 – Imbocco accesso alla centrale: involucro del momento flettente (condizioni statiche - A1+M1+R1) - M massimo = 62.33 kNm/m

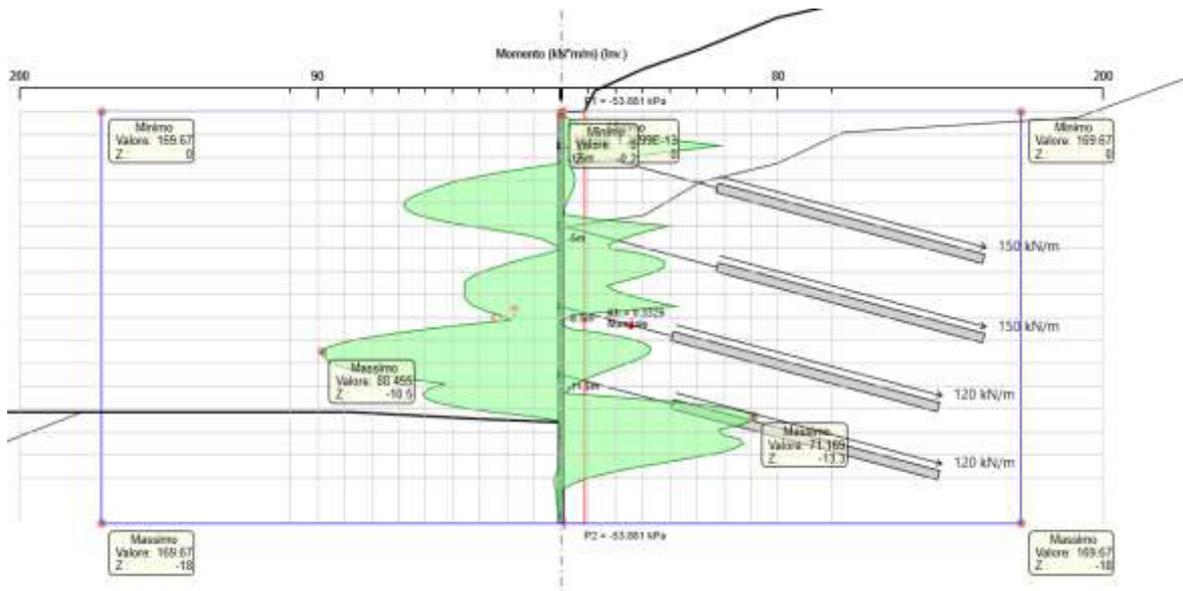


Figura 7.8 – Imbocco accesso alla centrale: involucro del momento flettente (condizioni statiche - A2+M2+R1) - M massimo = 88.46 kNm/m

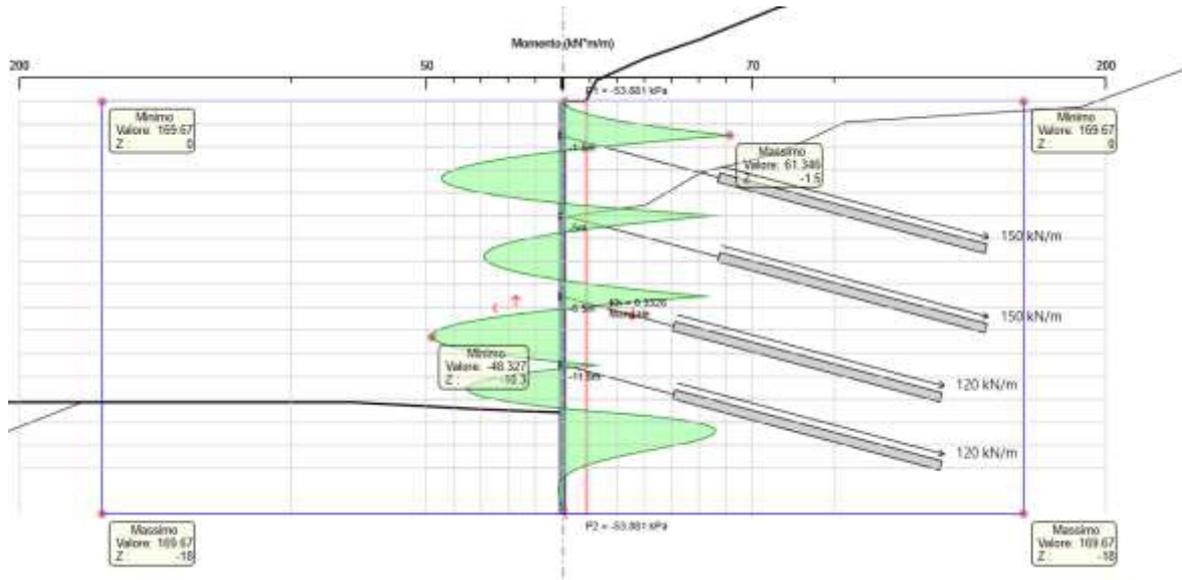


Figura 7.9 – Imbocco accesso alla centrale: involucro del momento flettente (condizioni sismiche) - M massimo = 61.35 kNm/m

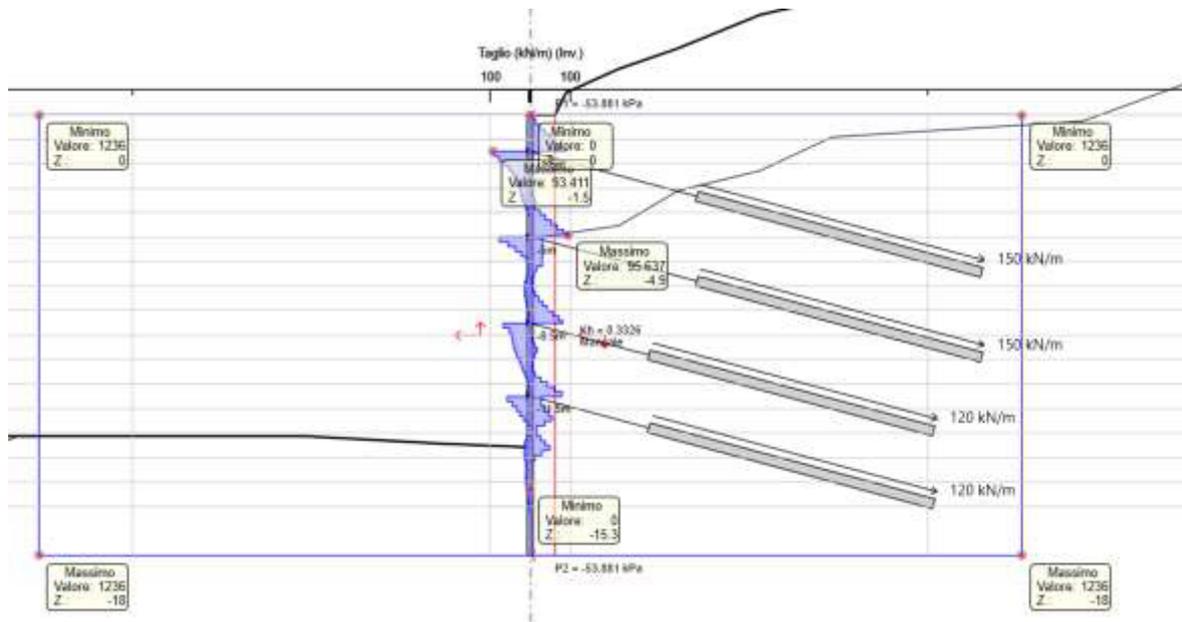


Figura 7.10 – Imbocco accesso alla centrale: involucro del taglio agente (condizioni statiche - A1+M1+R1) - V massimo = 95.64 kN/m

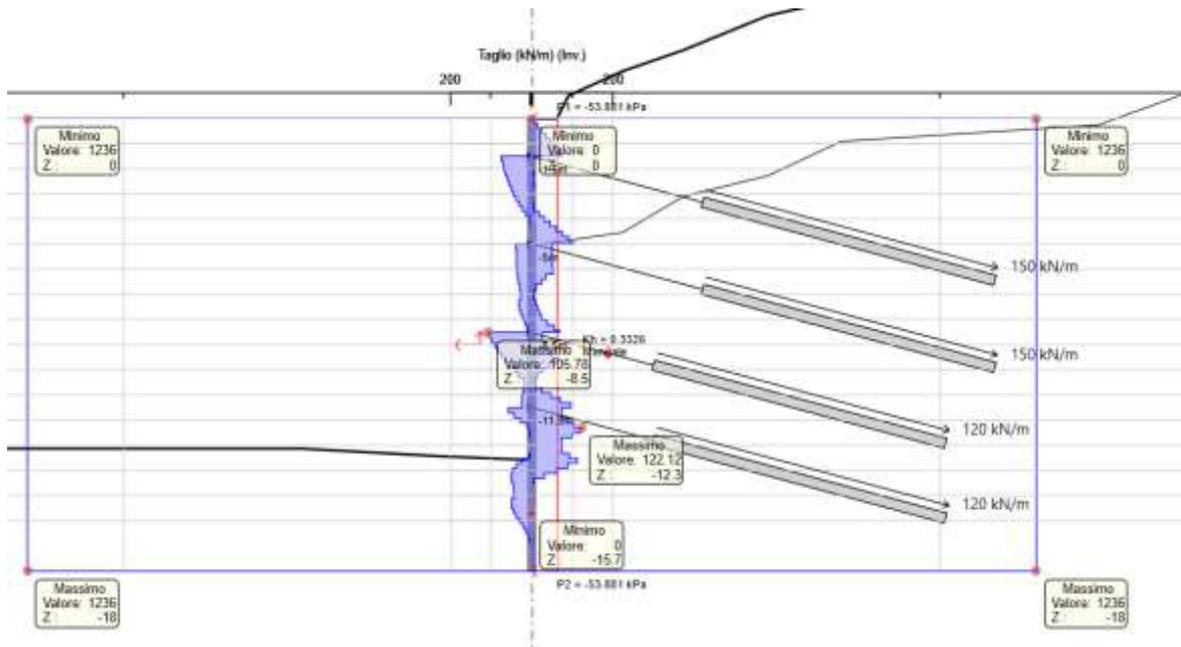


Figura 7.11 – Imbocco accesso alla centrale: involucro del taglio agente (condizioni statiche - A2+M2+R1) - V massimo = 122.12 kN/m

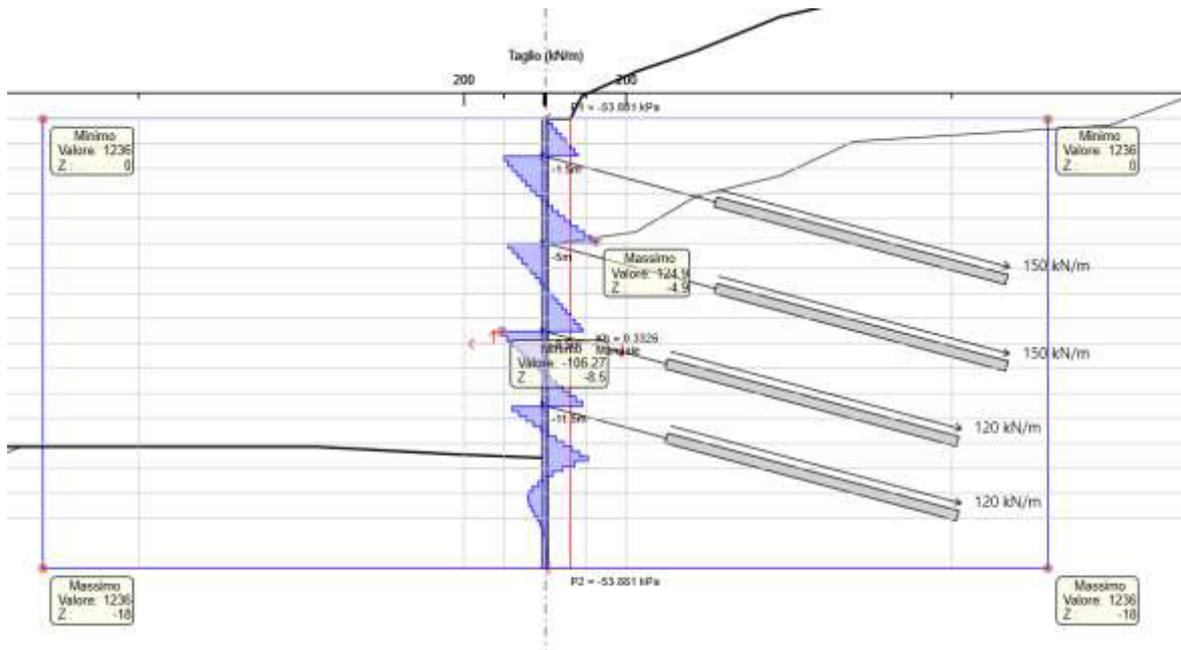


Figura 7.12 – Imbocco accesso alla centrale: involucro del taglio agente (condizioni sismiche) - V massimo = 124.9 kN/m

### 7.3.2 Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi

La normativa richiede che per i tiranti di ancoraggio sia verificato che la resistenza allo snervamento sia sempre maggiore dell'azione sollecitante calcolata.

Per i tiranti a barre impiegati la tensione di snervamento caratteristica vale  $f_{p(0.2)k}=670 \text{ N/mm}^2$ .

Il valore della resistenza a snervamento caratteristica  $R_{p(1)k}$  si ottiene mediante la seguente formula:

$$R_{p,k} = A_{\text{tirante}} \cdot f_{p,k}$$

mentre il valore di progetto si ottiene dividendo il valore caratteristico per il fattore di sicurezza previsto dalla normativa per l'acciaio ( $\gamma_s = 1.15$ ):

$$R_{p,d} = R_{p,k} / 1.15$$

In questo caso, come mostra la Tabella 7.4, la verifica risulta sempre soddisfatta.

Tabella 7.4 – Imbocco accesso alla centrale: resistenze e azioni di trazione dei tiranti

Ordine di ancoraggio	Combinazione	$E_d$ [kN]	$R_{ad,s}$ [kN]	Sfruttamento STR	Verifica
1° ordine	A1+M1+R3	390.42	560.47	0.697	SI
	A2+M2+R1	311.03		0.555	SI
	SISMICA	395.18		0.705	SI
2° ordine	A1+M1+R3	390.93	560.47	0.698	SI
	A2+M2+R1	309.10		0.555	SI
	SISMICA	464.95		0.830	SI
3° ordine	A1+M1+R3	393.00	560.47	0.701	SI
	A2+M2+R1	392.15		0.700	SI
	SISMICA	534.82		0.954	SI
4° ordine	A1+M1+R3	395.75	560.47	0.706	SI
	A2+M2+R1	349.29		0.623	SI
	SISMICA	489.72		0.874	SI

### 7.3.3 Verifica della resistenza strutturale delle travi di ripartizione

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da profilati del tipo HEB160 accoppiati, realizzati in acciaio S355.

La verifica delle travi di ripartizione è stata eseguita secondo i criteri illustrati nel Paragrafo 4.3.3 della presente relazione. Nella Tabella 7.5 si riportano le verifiche a flessione e taglio delle travi di ripartizione per i tre ordini di tiranti previsti dal progetto. In tabella sono riportati i coefficienti di sfruttamento a momento e taglio della sezione resistente (intesi come rapporto tra l'azione sollecitante e la resistenza di progetto), un valore inferiore all'unità di tali coefficienti indica il superamento della verifica. Come si può osservare le verifiche risultano sempre ampiamente soddisfatte.

Tabella 7.5 – Imbocco accesso alla centrale: travi di ripartizione della paratia - Verifiche strutturali

Ordine di tiranti	Combinazione	Carico distribuito [kN/m]	Sfruttamento momento	Sfruttamento taglio
1° ordine	A1+M1+R3	195.23	0.324	0.389
	A2+M2+R1	155.52	0.258	0.310
	SISMICA	197.59	0.328	0.393
2° ordine	A1+M1+R3	195.46	0.324	0.389
	A2+M2+R1	154.55	0.257	0.308
	SISMICA	232.48	0.386	0.463
3° ordine	A1+M1+R3	157.2	0.408	0.391
	A2+M2+R1	156.86	0.407	0.390
	SISMICA	213.93	0.555	0.532
3° ordine	A1+M1+R3	158.3	0.411	0.394
	A2+M2+R1	139.72	0.362	0.348
	SISMICA	195.89	0.508	0.488

## 7.4 Verifiche SLE

Le verifiche di esercizio considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- controllo degli spostamenti della paratia (Par. 7.4.1)

### 7.4.1 Controllo degli spostamenti della paratia

Al fine di valutare la compatibilità degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante è stata condotta l'analisi secondo gli Stati Limite d'Esercizio, in cui sono stati posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali. Sono stati considerati ammissibili spostamenti pari allo 0.5% dell'altezza libera.

Nella Tabella 7.6 si riportano i valori degli spostamenti ammissibili e degli spostamenti massimi calcolati, come riportato in Figura 7.13.

Tabella 7.6 – Imbocco accesso alla centrale: verifica di deformazione della paratia

Altezza di scavo (m)	Spostamenti ammissibili (mm)	Spostamenti calcolati (mm)
13.60	68	2.18

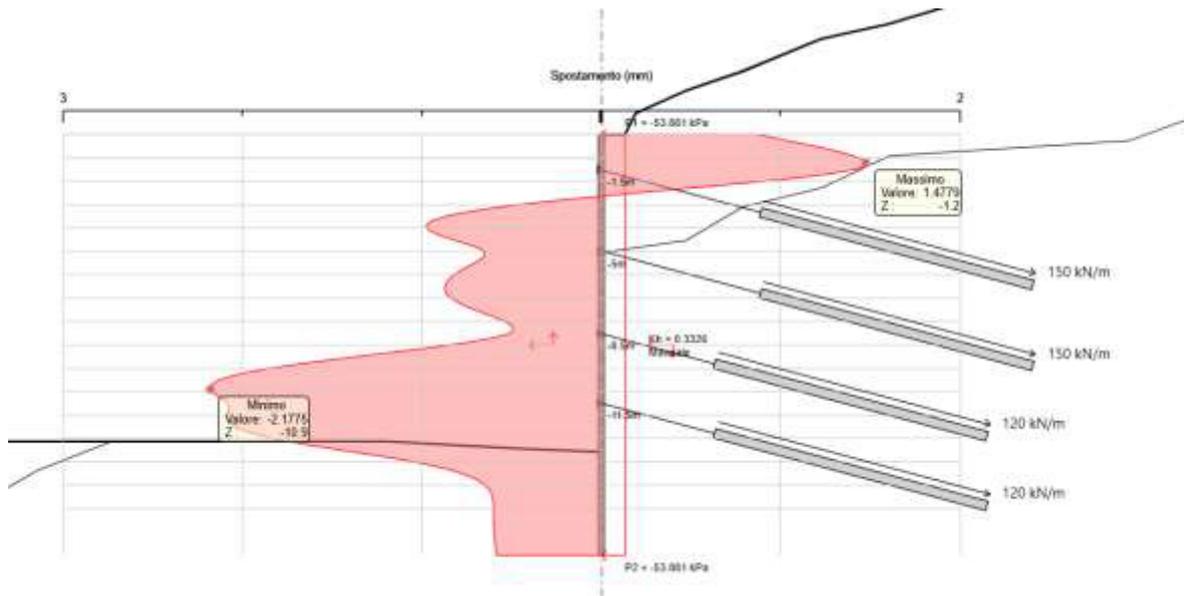


Figura 7.13 – Imbocco accesso alla centrale: diagramma degli spostamenti in esercizio lungo la paratia

## 8. IMBOCCO DELLA GALLERIA DI ACCESSO AL POZZO PIEZOMETRICO

Per il dimensionamento della paratia posta a sostegno degli scavi necessari alla realizzazione dell'imbocco della galleria di accesso al pozzo piezometrico è stata scelta, quale sezione rappresentativa, la sezione longitudinale in asse alla galleria.

### 8.1 Condizioni stratigrafiche e geometria di analisi

La successione stratigrafica assunta nei calcoli è stata derivata a partire dalle indicazioni riportate al Capitolo 3 della presente relazione. Per la sezione in esame il profilo geologico riporta un'unica unità geologica costituita dal Flysch Galestrino e sottostanti terreni della serie "Calcareo-Silico-Marnosa". Tuttavia, in considerazione della mancanza di prove di caratterizzazione effettuate sugli strati più superficiali si è assunta, cautelativamente, la medesima stratigrafia individuata dal sondaggio S1, collocato nelle vicinanze della zona di imbocco. In particolare, lungo la verticale di calcolo, si è considerata la seguente stratigrafia di analisi<sup>1</sup>:

- da 0 a -7.0 m: deposito superficiale costituito da limi, sabbie e argille
- da -7.0 m a -24.0 m: argillite siltosa
- oltre i -24.0 m: calcari e calcilutiti

Lo schema tipo di intervento simulato numericamente per la sezione di analisi viene mostrato di seguito in Figura 8.1.

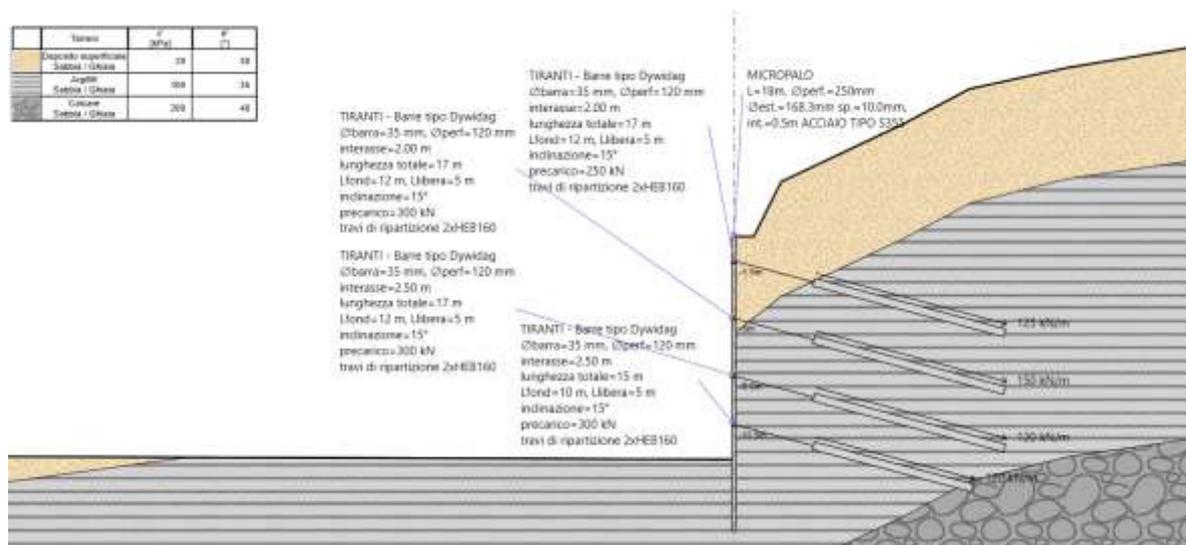


Figura 8.1 – Imbocco accesso al pozzo: modello numerico della paratia all'ultimo step di analisi

<sup>1</sup> Tale stratigrafia risulta cautelativa in quanto il sondaggio S1 ricade all'interno di una zona interpretata geologicamente come Flysch Rosso, il quale ha un maggiore contenuto di argille rispetto al Flysch Galestrino. Tuttavia in considerazione della carenza di dati attualmente disponibili si ritiene ragionevole l'assunzione stratigrafica adottata per il calcolo della paratia.



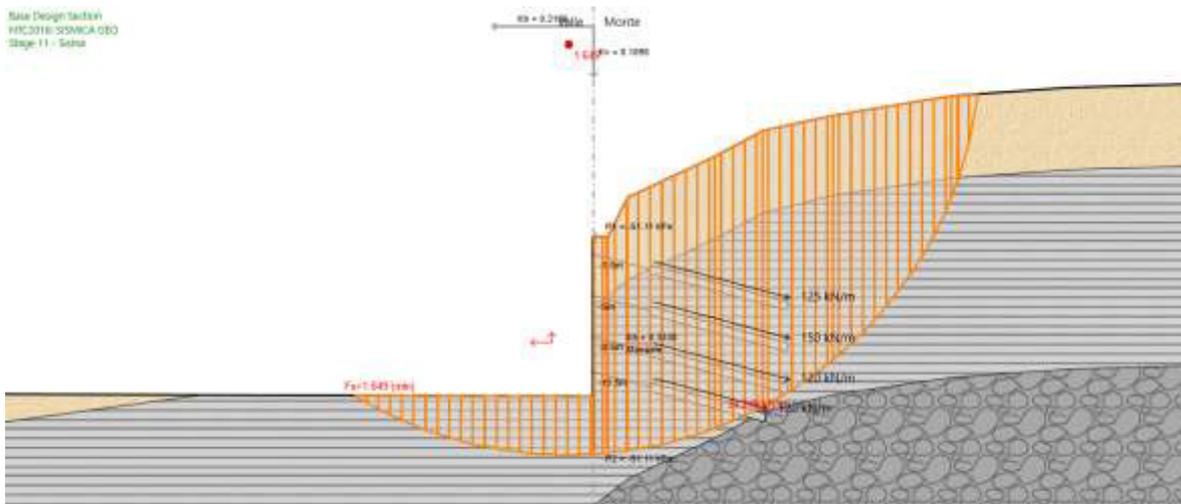


Figura 8.3 – Imbocco accesso al pozzo: verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (+kv)

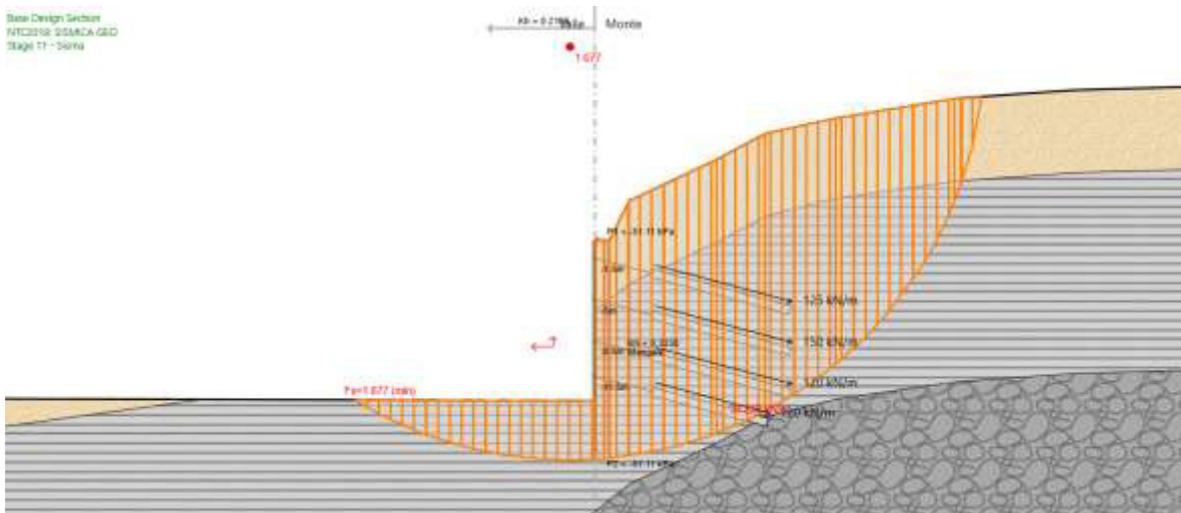


Figura 8.4 – Imbocco accesso al pozzo: verifica di stabilità globale in campo pseudo-statico (-kv)

Tabella 8.1 – Imbocco accesso al pozzo: Valori dei fattori di sicurezza minimi alla stabilità globale

Condizioni	Fattore di sicurezza	
	Valore ottenuto	Valore richiesto
statiche	1.953	1.1
pseudo-statiche (+kv)	1.649	1.2
pseudo-statiche (-kv)	1.677	1.2

### 8.2.2 Stabilità dell'opera (resistenza del terreno a valle)

La stabilità dell'opera deve essere verificata, con riferimento alla normativa italiana, secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R1) e secondo la combinazione SISM-GEO tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 4.1÷4.4.

In Tabella 8.2 si riporta il riepilogo delle spinte, calcolate dal software Paratie (Figure 8.5 e 8.6), relativamente all'ultimo stage di calcolo, al quale corrisponde la massima altezza libera. Come si può osservare la percentuale massima di spinta passiva mobilitata a valle dell'opera è sempre inferiore all'unità e pertanto la verifica risulta soddisfatta positivamente per tutte le analisi.

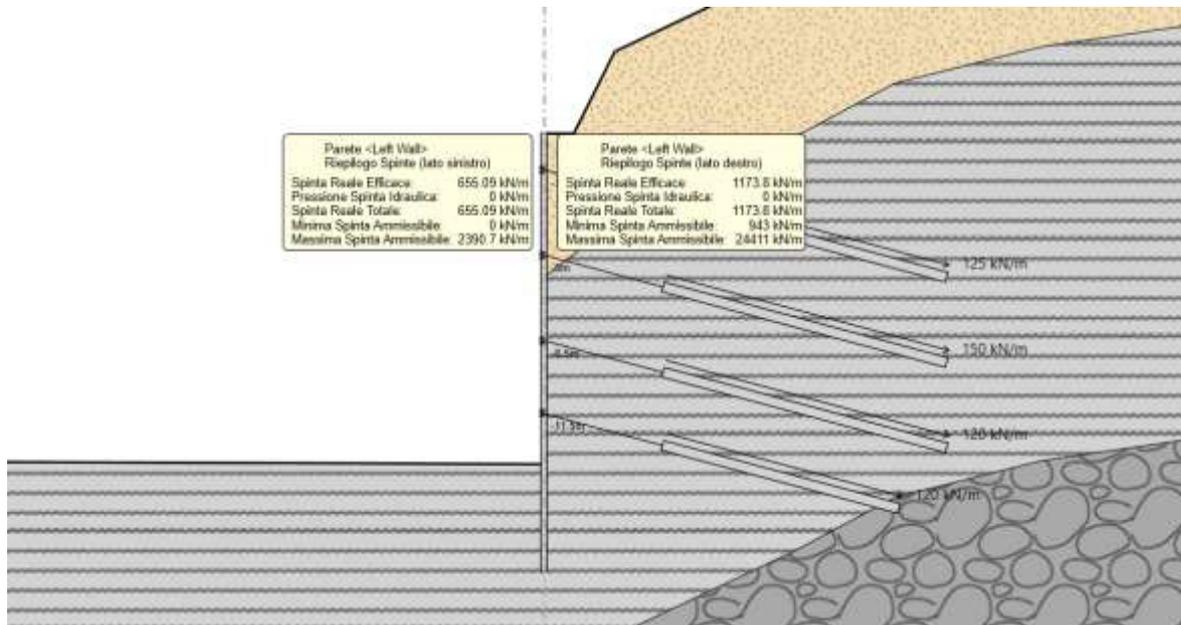


Figura 8.5 – Imbocco accesso al pozzo: riepilogo spinte agenti e resistenti (condizione statica)

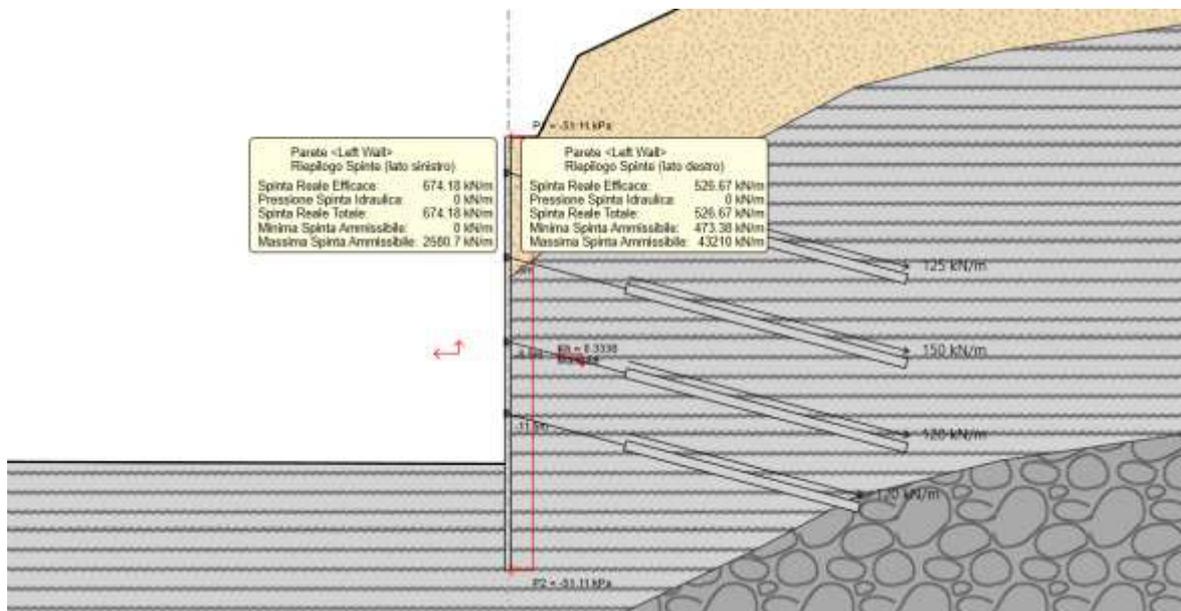


Figura 8.6 – Imbocco accesso al pozzo: riepilogo spinte agenti e resistenti (condizione pseudo-statica)

Tabella 8.2 – Imbocco accesso al pozzo: Riepilogo delle spinte passive mobilitate

Condizione	STAT GEO	SISM GEO
Spinta agente (kN/m)	655	674
Massima spinta ammissibile (kN/m)	2391	2581
Rapporto di sfruttamento	0.27	0.26

### 8.2.3 Sfilamento di uno o più ancoraggi

La verifica di sfilamento del bulbo di fondazione degli ancoraggi è stata condotta attraverso il software Paratie il quale adotta i criteri illustrati al Paragrafo 4.3.2 della presente relazione. In particolare per la definizione della resistenza a sfilamento si sono stimate le seguenti proprietà relative allo strato di argilliti in cui risultano immorsati i tiranti di ancoraggio:

- Coefficiente di sbulbamento  $\alpha=1.1$
- tensione di aderenza  $q_s = 250$  kPa.

Il valore effettivo della resistenza allo sfilamento dovrà essere confermato tramite opportune prove di sfilamento.

Tabella 8.3 – Imbocco accesso al pozzo: Resistenze e azioni di sfilamento dei tiranti

Ordine di ancoraggio	Combinazione	$E_d$ [kN]	$R_{ad,s}$ [kN]	Sfruttamento GEO	Verifica
1° ordine	A1+M1+R3	328.52	575.98	0.570	SI
	A2+M2+R1	255.8		0.444	SI
	SISMICA	392.78		0.682	SI
2° ordine	A1+M1+R3	395.44	575.98	0.687	SI
	A2+M2+R1	310.96		0.540	SI
	SISMICA	521.07		0.905	SI
3° ordine	A1+M1+R3	391.89	575.98	0.680	SI
	A2+M2+R1	313.3		0.544	SI
	SISMICA	472.95		0.821	SI
4° ordine	A1+M1+R3	393.61	499.17	0.789	SI
	A2+M2+R1	322.77		0.647	SI
	SISMICA	412.1		0.826	SI

In Tabella 8.3 si riportano, sia per lo scenario STAT-GEO sia per lo scenario SISM-GEO, la sollecitazione massima di progetto  $E_d$ , la resistenza di progetto allo sfilamento  $R_{ad,s}$ , lo sfruttamento dell'elemento (inteso come rapporto tra azione sollecitante e resistenza di calcolo, un valore inferiore ad 1 indica il superamento della verifica) ed infine l'esito della verifica condotta, la quale, come si può osservare, risulta sempre soddisfatta.

### 8.3 Verifiche SLU di tipo strutturale (SLU-STR)

Le verifiche di sicurezza di tipo strutturale considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- verifica della resistenza strutturale della paratia (Par. 8.3.1)
- verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi (Par. 8.3.2)
- verifica della resistenza strutturale delle travi di ripartizione (Par. 8.3.3).

#### 8.3.1 Verifica della resistenza strutturale della paratia

La verifica della sezione degli elementi strutturali è stata condotta in accordo alle NTC-18. L'acciaio utilizzato per i tubi della paratia è del tipo S355. La sezione resistente deve avere un momento plastico resistente  $M_{pl,Rd}$  tale che sia soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$M_{Ed} < M_{pl}$$

dove:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_d$$

con:

$M_{pl,Rd}$  = momento flettente resistente plastico di calcolo

$M_{Ed}$  = momento flettente di calcolo agente

$W_{pl}$  = modulo resistente plastico della sezione, pari a 251 cm<sup>3</sup>

$f_d$  = resistenza a trazione di calcolo dell'acciaio.

Analogamente, per la verifica a taglio si deve disporre di uno sforzo di taglio resistente tale per cui:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = A_V \cdot \frac{f_d}{\sqrt{3}}$$

con:

$V_{c,Rd}$  = sforzo di taglio plastico resistente di calcolo

$V_{Ed}$  = sforzo di taglio di calcolo agente.

I valori del momento resistente di calcolo  $M_{pl,Rd}$  e dello sforzo di taglio resistente di calcolo  $V_{c,Rd}$  risultano pari a:

$$M_{pl,Rd} = 169.67 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$V_{c,Rd} = 1236 \text{ kN/m.}$$

Nelle Figure 8.7÷8.12 seguenti si riportano gli andamenti degli involucri delle sollecitazioni di progetto di momento flettente e taglio lungo la paratia per le verifiche STAT-STR e i diagrammi di momento flettente e taglio lungo la paratia, relativi all'ultimo stage di calcolo, per le verifiche SISM-STR. I diagrammi riportano inoltre la resistenza di progetto (linea azzurra) della paratia. Come si può osservare l'azione sollecitante risulta sempre infe-

riore alla resistenza disponibile e, pertanto, tutte le verifiche risultano soddisfatte positivamente.

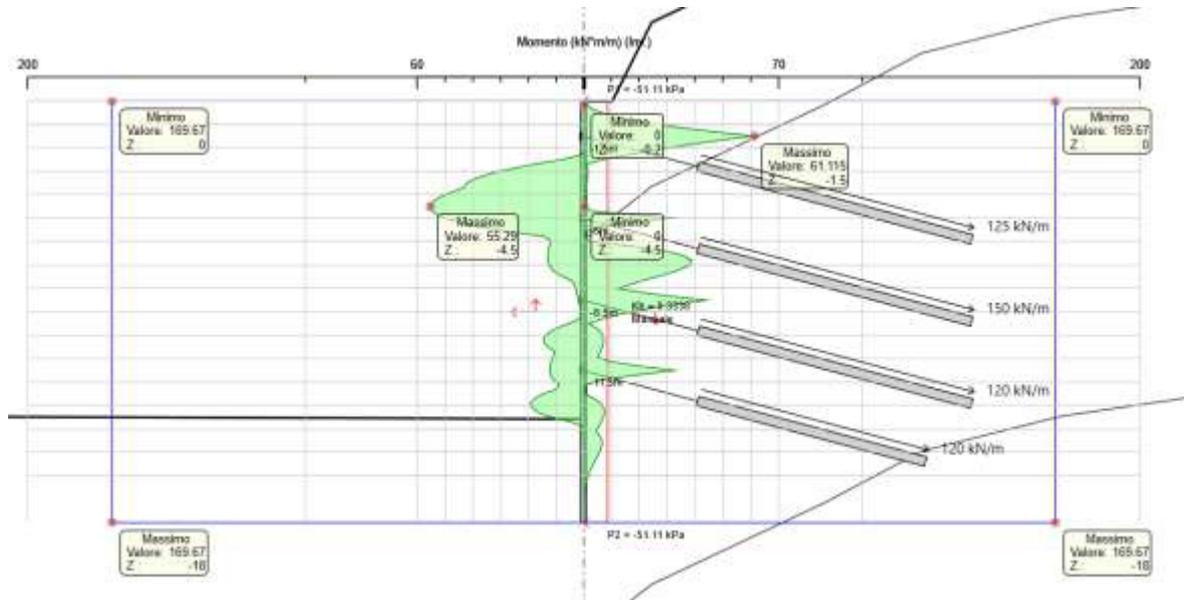


Figura 8.7 – Imbocco accesso al pozzo: involuppo del momento flettente (condizioni statiche - A1+M1+R1) - M massimo = 61.12 kNm/m

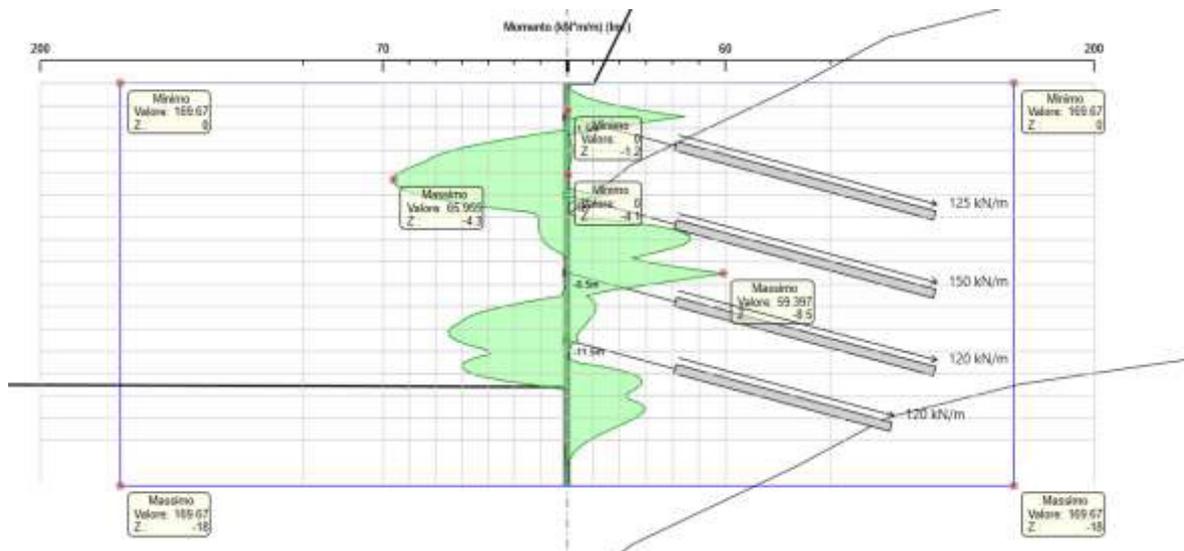


Figura 8.8 – Imbocco accesso al pozzo: involuppo del momento flettente (condizioni statiche - A2+M2+R1) - M massimo = 65.96 kNm/m

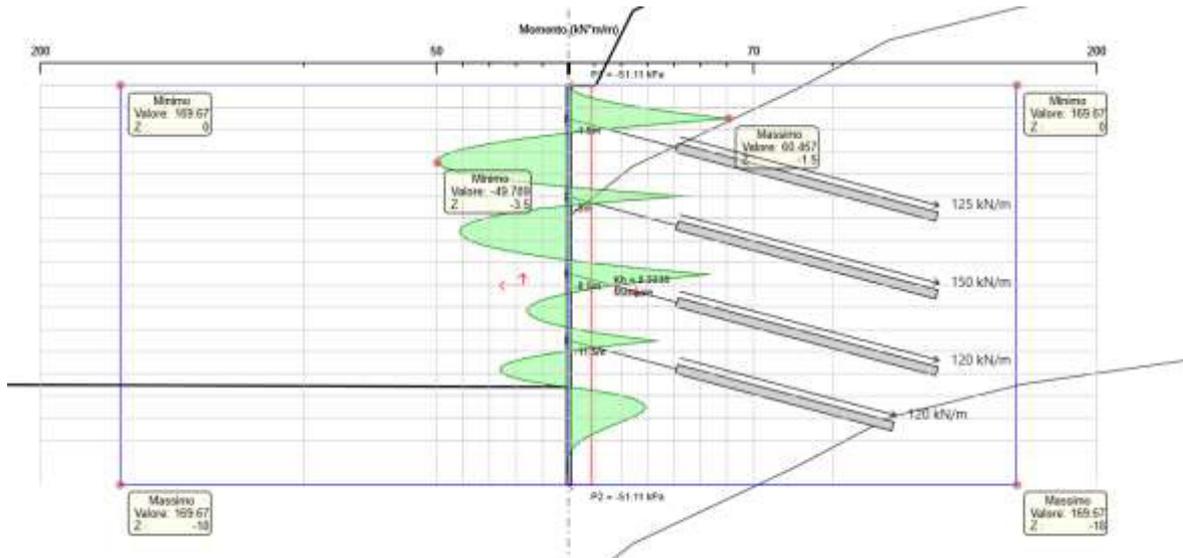


Figura 8.9 – Imbocco accesso al pozzo: involucro del momento flettente (condizioni sismiche) - M massimo = 60.46 kNm/m

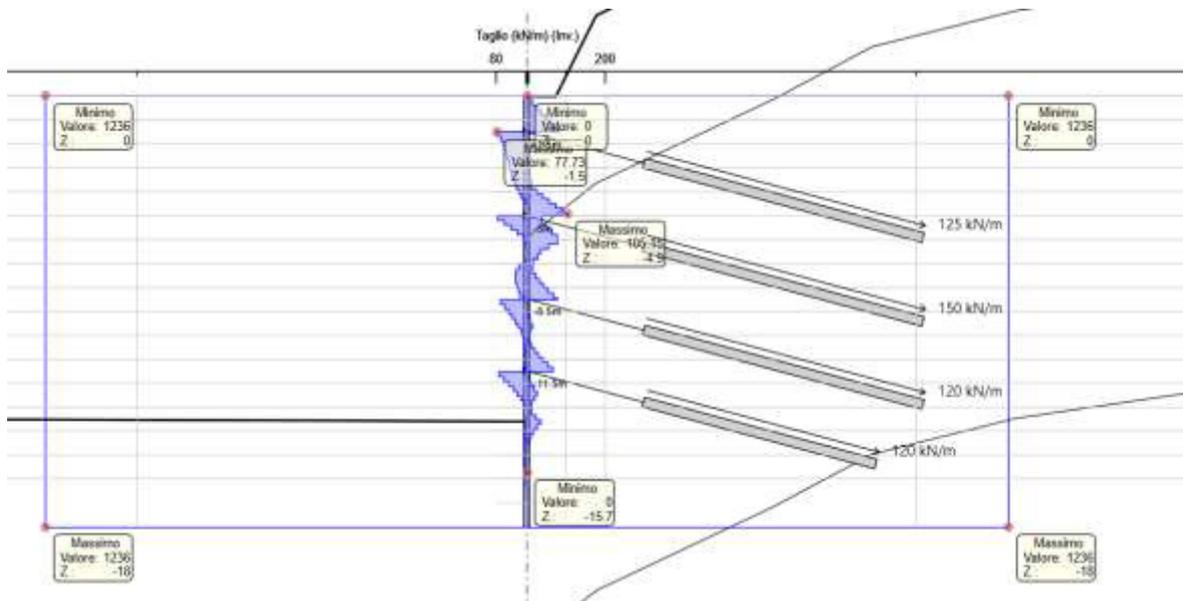


Figura 8.10 – Imbocco accesso al pozzo: involucro del taglio agente (condizioni statiche - A1+M1+R1) - V massimo = 105.15 kN/m

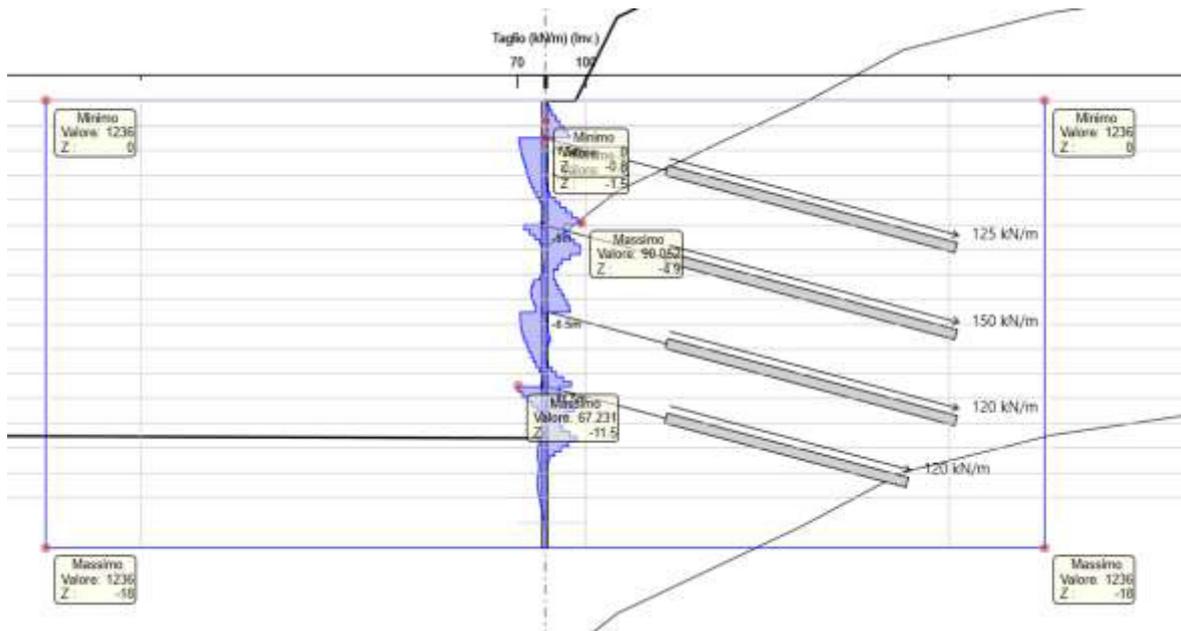


Figura 8.11 – Imbocco accesso al pozzo: involucro del taglio agente (condizioni statiche - A2+M2+R1) - V massimo = 90.05 kN/m

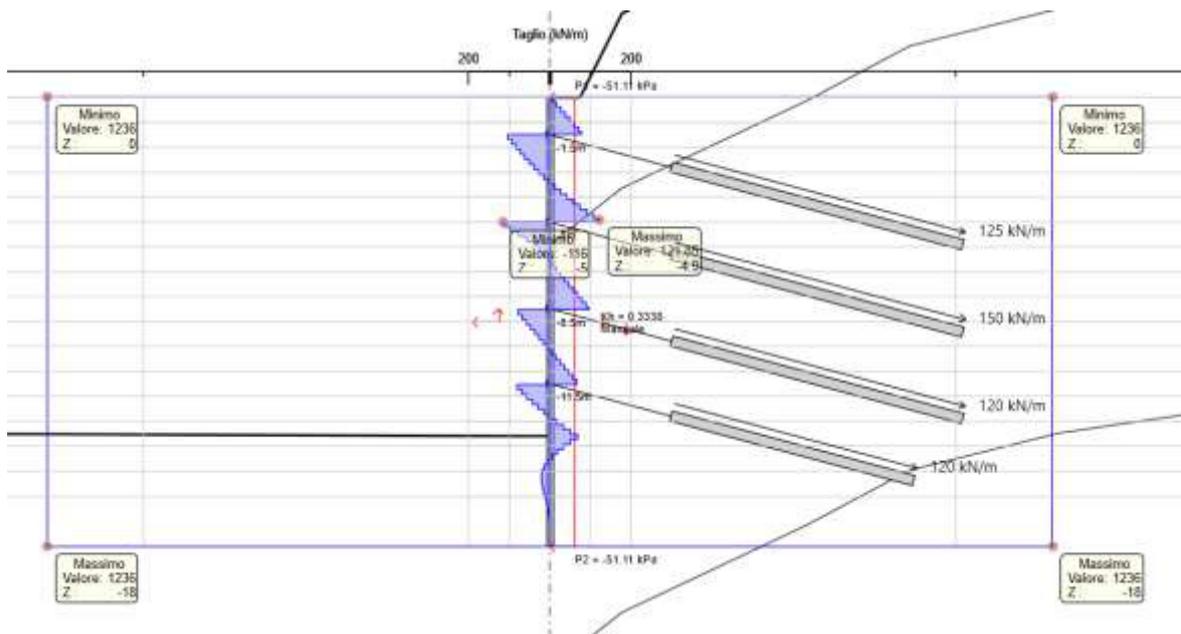


Figura 8.12 – Imbocco accesso al pozzo: involucro del taglio agente (condizioni sismiche) - V massimo = 121.85 kN/m

### 8.3.2 Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi

La normativa richiede che per i tiranti di ancoraggio sia verificato che la resistenza allo snervamento sia sempre maggiore dell'azione sollecitante calcolata.

Per i tiranti a barre impiegati la tensione di snervamento caratteristica vale  $f_{p(0.2)k}=670 \text{ N/mm}^2$ .

Il valore della resistenza a snervamento caratteristica  $R_{p(1)k}$  si ottiene mediante la seguente formula:

$$R_{p,k} = A_{\text{tirante}} \cdot f_{p,k}$$

mentre il valore di progetto si ottiene dividendo il valore caratteristico per il fattore di sicurezza previsto dalla normativa per l'acciaio ( $\gamma_s = 1.15$ ):

$$R_{p,d} = R_{p,k} / 1.15$$

In questo caso, come mostra la Tabella 8.4, la verifica risulta sempre soddisfatta.

Tabella 8.4 – Imbocco accesso al pozzo: resistenze e azioni di trazione dei tiranti

Ordine di ancoraggio	Combinazione	$E_d$ [kN]	$R_{ad,s}$ [kN]	Sfruttamento STR	Verifica
1° ordine	A1+M1+R3	328.52	560.47	0.586	SI
	A2+M2+R1	255.84		0.456	SI
	SISMICA	392.78		0.701	SI
2° ordine	A1+M1+R3	395.44	560.47	0.706	SI
	A2+M2+R1	310.96		0.555	SI
	SISMICA	521.07		0.930	SI
3° ordine	A1+M1+R3	391.89	560.47	0.699	SI
	A2+M2+R1	313.30		0.559	SI
	SISMICA	472.95		0.844	SI
4° ordine	A1+M1+R3	393.61	560.47	0.702	SI
	A2+M2+R1	322.77		0.576	SI
	SISMICA	412.10		0.735	SI

### 8.3.3 Verifica della resistenza strutturale delle travi di ripartizione

Le travi per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio sono costituite da profilati del tipo HEB160 accoppiati, realizzati in acciaio S355.

La verifica delle travi di ripartizione è stata eseguita secondo i criteri illustrati nel Paragrafo 4.3.3 della presente relazione. Nella Tabella 8.5 si riportano le verifiche a flessione e taglio delle travi di ripartizione per i tre ordini di tiranti previsti dal progetto. In tabella sono riportati i coefficienti di sfruttamento a momento e taglio della sezione resistente (intesi come rapporto tra l'azione sollecitante e la resistenza di progetto), un valore inferiore all'unità di tali coefficienti indica il superamento della verifica. Come si può osservare le verifiche risultano sempre ampiamente soddisfatte.

Tabella 8.5 – Imbocco accesso al pozzo: travi di ripartizione della paratia - Verifiche strutturali

Ordine di tiranti	Combinazione	Carico distribuito [kN/m]	Sfruttamento momento	Sfruttamento taglio
1° ordine	A1+M1+R3	164.29	0.273	0.327
	A2+M2+R1	128.58	0.213	0.256
	SISMICA	196.39	0.326	0.391
2° ordine	A1+M1+R3	197.72	0.328	0.394
	A2+M2+R1	155.13	0.258	0.309
	SISMICA	260.53	0.433	0.519
3° ordine	A1+M1+R3	156.75	0.407	0.390
	A2+M2+R1	125.32	0.324	0.311
	SISMICA	189.18	0.491	0.471
3° ordine	A1+M1+R3	157.45	0.408	0.392
	A2+M2+R1	129.11	0.335	0.321
	SISMICA	164.84	0.428	0.410

## 8.4 Verifiche SLE

Le verifiche di esercizio considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- controllo degli spostamenti della paratia (Par. 8.4.1)

### 8.4.1 Controllo degli spostamenti della paratia

Al fine di valutare la compatibilità degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante è stata condotta l'analisi secondo gli Stati Limite d'Esercizio, in cui sono stati posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali. Sono stati considerati ammissibili spostamenti pari allo 0.5% dell'altezza libera.

Nella Tabella 8.6 si riportano i valori degli spostamenti ammissibili e degli spostamenti massimi calcolati, come riportato in Figura 8.13.

Tabella 8.6 – Imbocco accesso al pozzo: verifica di deformazione della paratia

Altezza di scavo (m)	Spostamenti ammissibili (mm)	Spostamenti calcolati (mm)
13.60	68	2.60

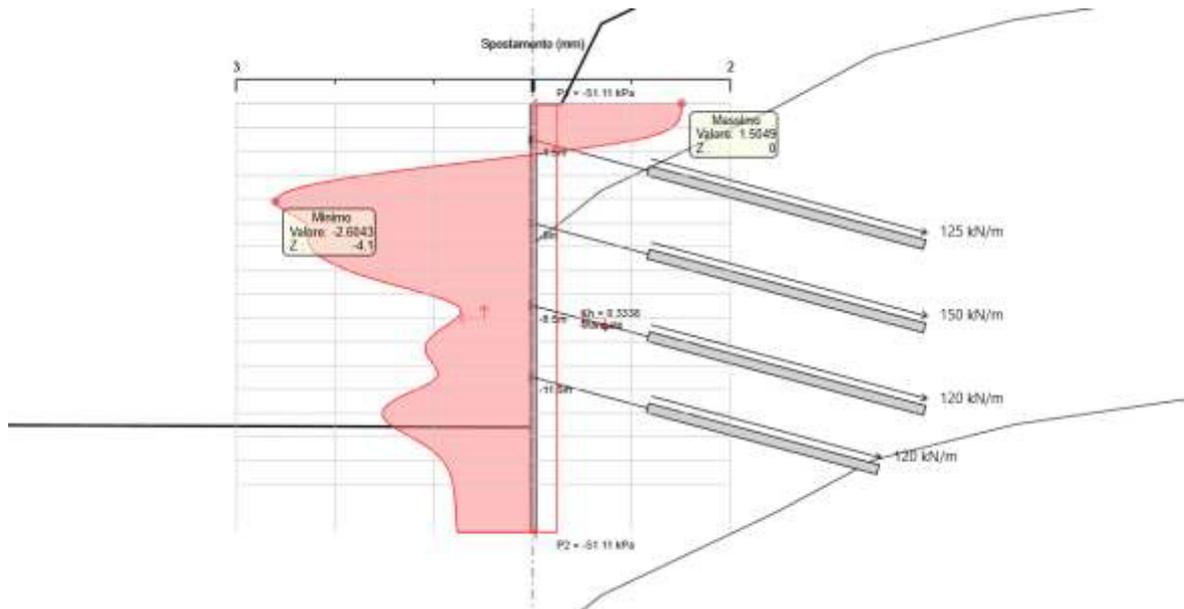


Figura 8.13 – Imbocco accesso al pozzo: diagramma degli spostamenti in esercizio lungo la paratia

## 9. APPENDICE: CERTIFICAZIONE DELL’AFFIDABILITÀ DEL SOFTWARE PARATIEPLUS

CEAS

MILANO, 2 MAGGIO 2019  
 PROT.  
 N.PG/FOGLI 1

OGGETTO

PG 1

DICHIARAZIONE AFFIDABILITÀ PARATIEPLUS

### Affidabilità del codice di calcolo ParatiePlus

Facendo seguito a quanto previsto nel paragrafo "Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo" delle "Norme tecniche per le Costruzioni", si precisa che la documentazione a corredo del software richiesta dalla norma citata è contenuta nei seguenti documenti in formato PDF compresi nell'installazione di PARATE PLUS:

Guida Utente	Contiene una descrizione delle basi teoriche generali e delle procedure di progetto generali implementate, con particolare riferimento alle varie Normative tecniche adottate. Inoltre, contiene una serie di esempi tipici, per i quali vengono descritte, in modo dettagliato, le diverse fasi operative ed relativi comandi del programmi. Sono contenuti inoltre commenti sui criteri di modellazione che si rendono via via necessari; infine sono discussi i risultati. Tutti i file di input dei casi risolti sono compresi nell'installazione del programma.
Teoria - Paratie Plus	Descrive in modo approfondito gli algoritmi numerici alla base della simulazione di un'opera di sostegno tramite il metodo delle molle non lineari.
advanced-modelling	Per tutti gli algoritmi e le diverse opzioni di modellazione implementate, sono riportati casi prova commentati con il confronto tra i risultati forniti dal programma ed i valori di riferimento, disponibili in genere da esempi teorici risolvibili con altri metodi o tramite il confronto con valori in letteratura. Tutti i file di input dei casi prova sono compresi nell'installazione del programma.
Stima Parametri	Contiene una guida per la determinazione dei principali parametri geomeccanici di input, alla luce delle tecnologie sperimentali più diffuse, e secondo raccomandazioni accreditate in letteratura e da standard internazionali
Verifiche strutturali	Descrive le assunzioni ingegneristiche alla base delle procedure di verifica degli elementi strutturali, quali pareti, tiranti, puntoni, elementi di ripartizione ecc.
Interfaccia con DXF	Descrive le ipotesi alla base dell'importazione della geometria a partire da un modello cad.
Relazione di Calcolo	

CEAS SRL

Ing. Bruno Becci

