Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori

# E78 GROSSETO - FANO
# Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45)
# Adeguamento a quattro corsie del tratto
# San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto

## PROGETTO DEFINITIVO

FI 508

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI


IL GEOLOGO

*Dott. Geol. Roberto Salucci*

Ordine dei geologi
della Regione Lazio n. 633

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

*Arch. Santo Salvatore Vermiglio*

Ordine Architetti
Provincia di Reggio Calabria n. 1270

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

*Ing. Francesco Pisani*

VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO

*Arch.Pianif. Marco Colazza*

I PROGETTISTI SPECIALISTICI

*Ing. Ambrogio Signorelli*

Ordine Ingegneri
Provincia di Roma n. A35111

*Ing. Moreno Panfili*

Ordine Ingegneri
Provincia di Perugia n. A2657

*Ing. Matteo Bordugo*

Ordine Ingegneri
Provincia di Pordenone al n. 790A

*Ing. Giuseppe Festa*

Ordine Ingegneri
Provincia di Roma n. 20629

PROGETTAZIONE ATI:
(Mandataria) GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl
(Mandante) cooprogetti
(Mandante) engeko
(Mandante) SAIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna

IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INNTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12) :

*Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI*

Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI
ORDINE INGEGNERI
ROMA
N° 14035


## OPERE D'ARTE MAGGIORI

Asse principale

VI.03 – Viadotto Mari Dir. GROSSETO

Relazione di calcolo opere provvisionali

| CODICE PROGETTO | NOME FILE | REVISIONE | SCALA |
|---|---|---|---|
| PROGETTO: DPFI508 LIV.PROG: D ANNO: 23 | P01VI03GETRE02_B | | |
| | CODICE ELAB.: P01VI03GETRE02 | B | – |

| REV. | DESCRIZIONE | DATA | REDATTO | VERIFICATO | APPROVATO |
|---|---|---|---|---|---|
| D | | | | | |
| C | | | | | |
| B | Revisione a seguito Istruttoria n°U. 0016028.09–01–2024 | Gennaio '24 | Cassarini | Bordugo | Guiducci |
| A | Emissione | Agosto '23 | Cassarini | Bordugo | Guiducci |

# INDICE

1. PREMESSA ..... 3
2. PARATIE ..... 4
2.1. CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO ..... 4
2.2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO ..... 5
2.1. CARATTERISTICHE MATERIALI ..... 5
*2.1.1. MISCELA CEMENTIZIA PER PALI MICROPALI E CORDOLI (C 25/30) ..... 5*
*2.1.2. CALCESTRUZZO MAGRO (C 12/15) ..... 5*
*2.1.3. MISCELE CEMENTIZIE PER INIEZIONI DI SECONDA FASE (TIRANTI) ..... 5*
*2.1.4. ACCIAIO DA CARPENTERIA TRAVI DI RIPARTIZIONE E PIASTRE. (S355 JR) ..... 6*
*2.1.5. ACCIAIO PER TREFOLI ..... 6*
*2.1.6. ACCIAIO D' ARMATURA ..... 6*
*2.1.7. ACCIAIO DA CARPENTERIA TUBI METALLICI (S355 JR) ..... 6*
3. CARATTERIZZAZIONE E CRITERI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA ..... 7
3.1. STRATO DENOMINATO "UNITÀ GEOTECNICA RIPORTI" (STRATO U.G.R. R) ..... 8
3.2. STRATO DENOMINATO "UNITÀ GEOTECNICA FRANE" (STRATO FN) ..... 8
3.3. STRATO DENOMINATO "UNITÀ GEOTECNICA ARENARIA ALTERATA" (STRATO AC ALT) ..... 9
3.4. CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE OPERE ..... 9
*3.4.1. AZIONI ..... 9*
3.5. APPROCCI PROGETTUALI E METODI DI VERIFICA ..... 10
*3.5.1. VERIFICA DEI TIRANTI E BULBI DI FONDAZIONE ..... 11*
*3.5.2. ACCIAIO DI ARMATURA ..... 15*
*3.5.3. VERIFICA DELLE TRAVI DI RIPARTIZIONE ..... 15*
*3.5.4. VERIFICA DEI MICROPALI ..... 15*
4. CARATTERISTICHE DELLA PARATIA ..... 16
4.1. PARATIA IN MICROPALI ..... 16
4.2. TIRANTI DI ANCORAGGIO ..... 16
4.3. TRAVE DI CONTRASTO ..... 18
5. ANALISI DEI CARICHI E DEI SOVRACCARICHI ..... 18

5.1. PRESENZA DI FALDA ..... 18
**6. CODICI DI CALCOLO ..... 18**
**7. CALCOLO DELLA STRUTTURA ..... 19**
7.1. FASI DI LAVORO ..... 19
7.2. COMBINAZIONI DI CARICO ..... 24
**8. RISULTATI OTTENUTI ..... 26**
8.1. VERIFICHE STRUTTURALI PALI ..... 26
*8.1.1. Verifica dell'armatura tubolare ..... 28*
8.2. VERIFICHE TIRANTI ..... 30
*8.2.1. Verifiche geotecniche ..... 32*
*8.2.2. Verifiche strutturali ..... 32*
8.3. VERIFICA TRAVE DI CONTRASTO ..... 34
8.4. VERIFICHE DEL TERRENO INTERAGENTE CON LA PARATIA ..... 36
**9. VERIFICHE DELLA STABILITÀ GLOBALE ..... 37**
**10. DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (PUNTO 10.2) ..... 39**
10.1. TIPO DI ANALISI SVOLTA ..... 39
10.2. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO ..... 39
10.3. AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO ..... 39
10.4. MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI ..... 39
10.5. INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE ..... 39
10.6. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI ..... 40
**11. ALLEGATI DI CALCOLO ..... 41**

## 1. PREMESSA

Il presente documento ha per oggetto la verifica delle opere di sostegno provvisionali, realizzate con paratie in pali o berlinesi in micropali, per il sostegno degli scavi necessari alla realizzazione dei viadotti nell'ambito del Progetto Definitivo dell'intervento relativo alla Strada di Grande Comunicazione S.G.C. E78 "Grosseto Fano" nel tratto "Nodo di Arezzo – Selci Lama" (svincolo con la E45 "Orte Ravenna") per quanto riguarda l'adeguamento a quattro corsie del tratto San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero – Lotto 1

Sulla base del par. 2.4.1 delle NTC'18 e considerando una vita utile massima pari a 6 mesi, per le presenti opere provvisionali si possono omettere le verifiche sismiche (vita inferiore a 2 anni).

In particolare si fa riferimento alla seguente opera :

- Viadotto VI.03

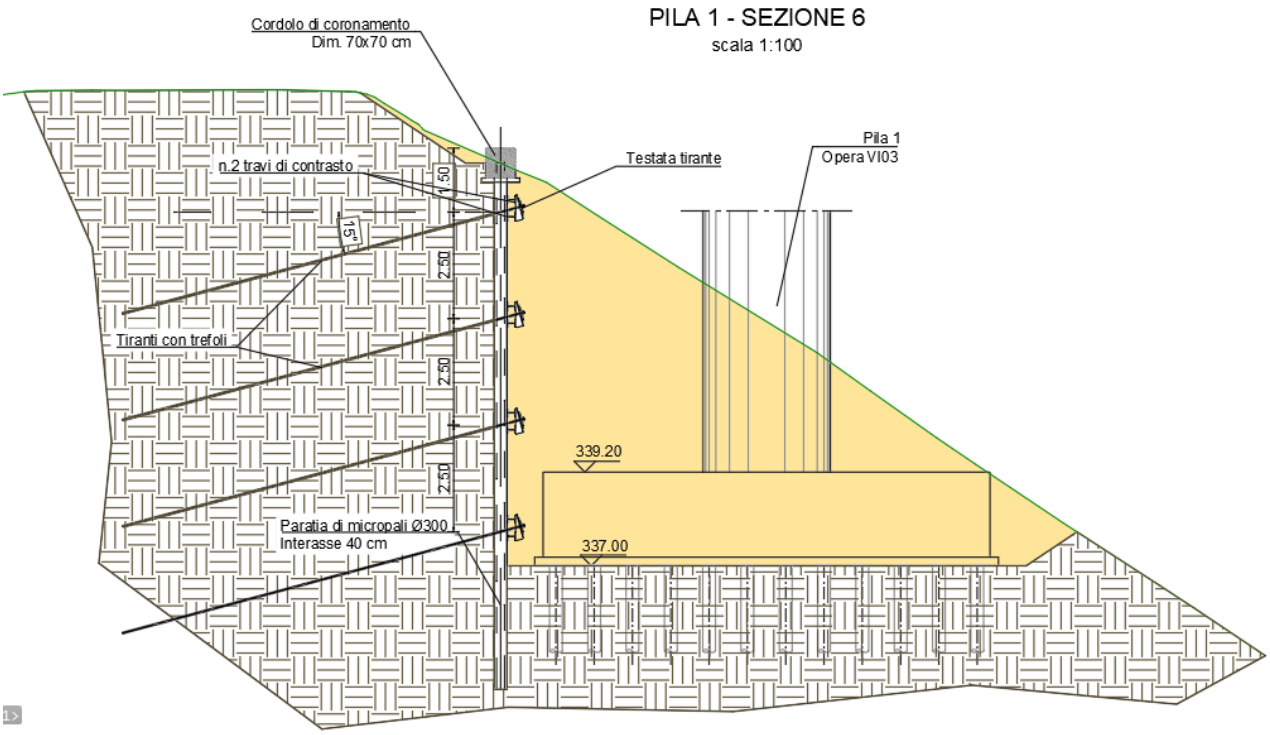
ed in particolare alla pila P1 che presenta gli scavi di altezza maggiore.

Il presente documento riporta in dettaglio le verifiche relative a tali opere, condotte ai sensi della normativa vigente.

Per l'ubicazione e le caratteristiche di dettaglio delle opere in oggetto si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto.

La sesione tipologica assunta nel calcolo, rappresentativa di tutte le paratie provvisionali previste per la realizzazione dell'opera, è quella relativa alla pila P.02 che presenta una altezza di scavo di circa 9.00 metri.

La sezione tipologica dell'opera è la seguente :



# 2. PARATIE

## 2.1. CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

Lo studio dell'interazione dell'opera con il terreno è stato condotto mediante il codice di calcolo PARATIE PLUS 23.0.6. PARATIEPLUS è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da opere flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale. Il problema reale è assimilato ad un problema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria. come mostrato nella figura seguente.

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "trave su suolo elastico": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti tipo trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie a comportamento elastoplastico incrudente caratterizzato da un modulo elastico Evc a compressione vergine ed un modulo Eur in fase di scarico/ricarico. Il criterio di rottura è quello di Mohr-Coulomb. Le condizioni iniziali a riposo sono determinate assegnando il coefficiente di spinta a riposo k0 normalmente consolidato. I tiranti sono simulati attraverso elementi elastici di rigidezza K=E(A/L) ove E è il modulo elastico del materiale, A l'area per unità di larghezza e L la lunghezza dell'elemento, trascurando pertanto ogni contributo flessionale.

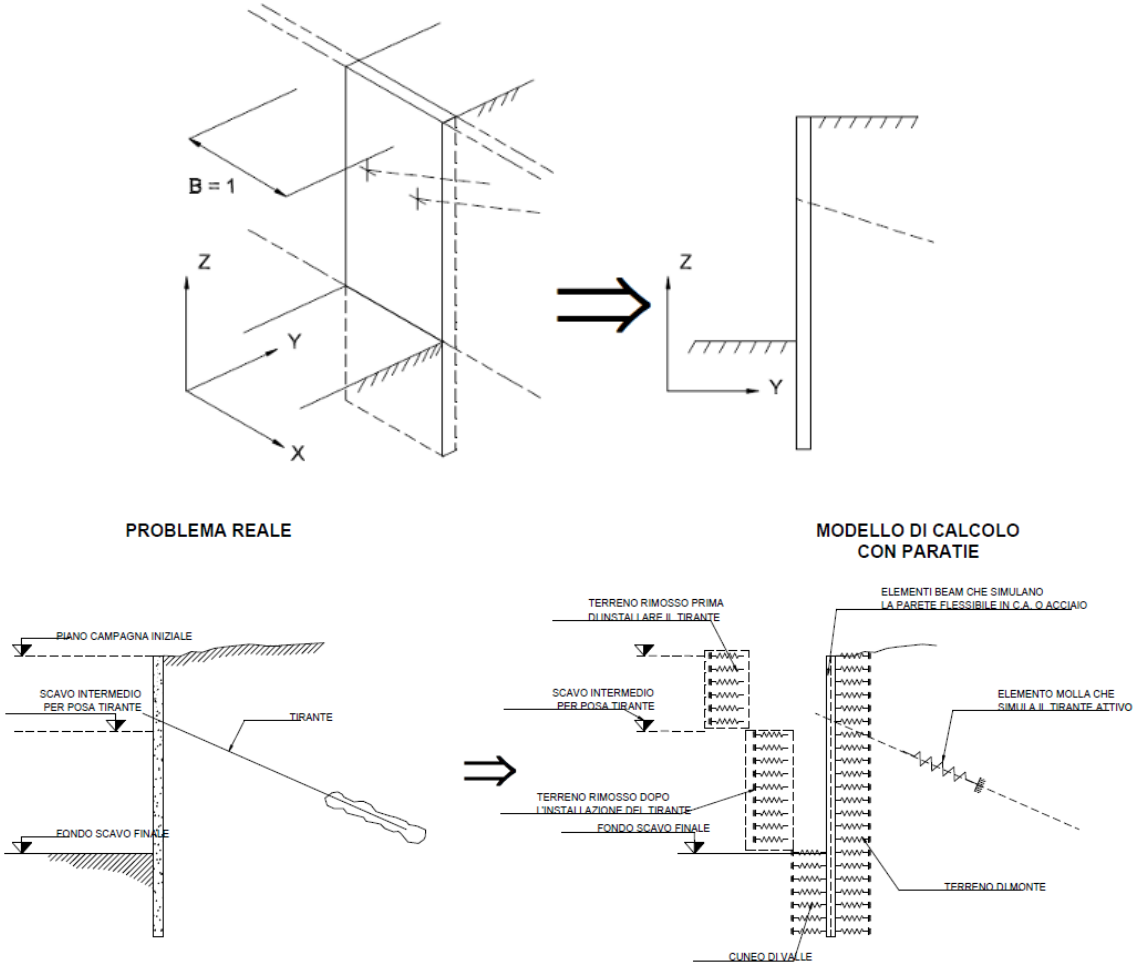



**Figura 2-1 Schema di analisi di PARATIE**

## 2.2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le norme e circolari seguenti :

- D.M. Infrastrutture del 17.01.2018 – Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018";
- UNI EN 1537:2002 – Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Tiranti di ancoraggio.
- UNI EN 206:2016 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1

## 2.1. CARATTERISTICHE MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento :

### 2.1.1. MISCELA CEMENTIZIA PER PALI MICROPALI E CORDOLI (C 25/30)

Sulla base delle analisi chimiche condotte sul terreno si adotta C32/40 XA2: a favore di sicurezza si conducono le verifiche con C25/30.

- Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg : $\mathbf{R_{ck}} = 30\ \mathrm{Mpa}$
- Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg : $\mathbf{f_{ck}} = 25\ \mathrm{MPa}(0.83 * \mathrm{R_{ck}})$
- Resistenza a compressione cilindrica media : $\mathbf{f_{cm}} = 33\ \mathrm{MPa}(\mathrm{f_{ck}} + 8)$
- Classe di Consistenza slump : S4
- Max dimensione aggregato : 30 mm
- Contenuto minimo di cemento : 300 Kg/mc
- Classe di esposizione : xC1
- Copriferro pali : C=60 mm
- Copriferro cordoli : C=50 mm

### 2.1.2. CALCESTRUZZO MAGRO (C 12/15)

- Classe di resistenza : C12/15
- Contenuto min. Cemento : 150 Kg/mc

### 2.1.3. MISCELE CEMENTIZIE PER INIEZIONI DI SECONDA FASE (TIRANTI)

- Rapporto a/c : ≤0.7

- Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 48 h : $R_{ck} \geq 5$ Mpa
- Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28gg : $R_{ck} \geq 25$ Mpa

### 2.1.4. ACCIAIO DA CARPENTERIA TRAVI DI RIPARTIZIONE E PIASTRE. (S355 JR)

- Classe Acciaio : S 355
- Modulo di elasticità : $E_f = 210000 \frac{N}{mm^2}$

### 2.1.5. ACCIAIO PER TREFOLI

Di seguito si riportano le caratteristiche di progetto dell'acciaio previsto per i trefoli di armatura dei Tiranti di Ancoraggio in accordo a quanto indicato nella NTC2018:

- Tensione caratteristica di rottura : $f_{ptk} = 1860\ N/mm^2$
- Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale : $f_{p(1)k} = 1670\ N/mm^2$
- Allungamento sotto carico massimo : $(A_{gt}) = 3.50\ \%$
- Modulo di Elasticità : $E_s = 210000\ N/mm^2$

### 2.1.6. ACCIAIO D' ARMATURA

- Classe Acciaio : Acciaio per cemento armato B450 C saldabile
- Tensione caratteristica di snervamento : $f_{yk}$ =450 MPa
- Tensione caratteristica di rottura : $f_{ptk} = 540\ N/mm^2$

$$\mathbf{f_{yk} \geq f_{ynom}}\ frattile\ 5\%$$
$$\mathbf{f_{tk} \geq f_{ynom}}\ frattile\ 5\%$$
$$\mathbf{1.5} \leq (\mathbf{f_t/f_{y)k}} \leq \mathbf{1.35}\ frattile\ 10\%$$
$$(\mathbf{f_y/f_{ynom}})_{\boldsymbol{k}} \leq \mathbf{1.25}\ frattile\ 10\%$$

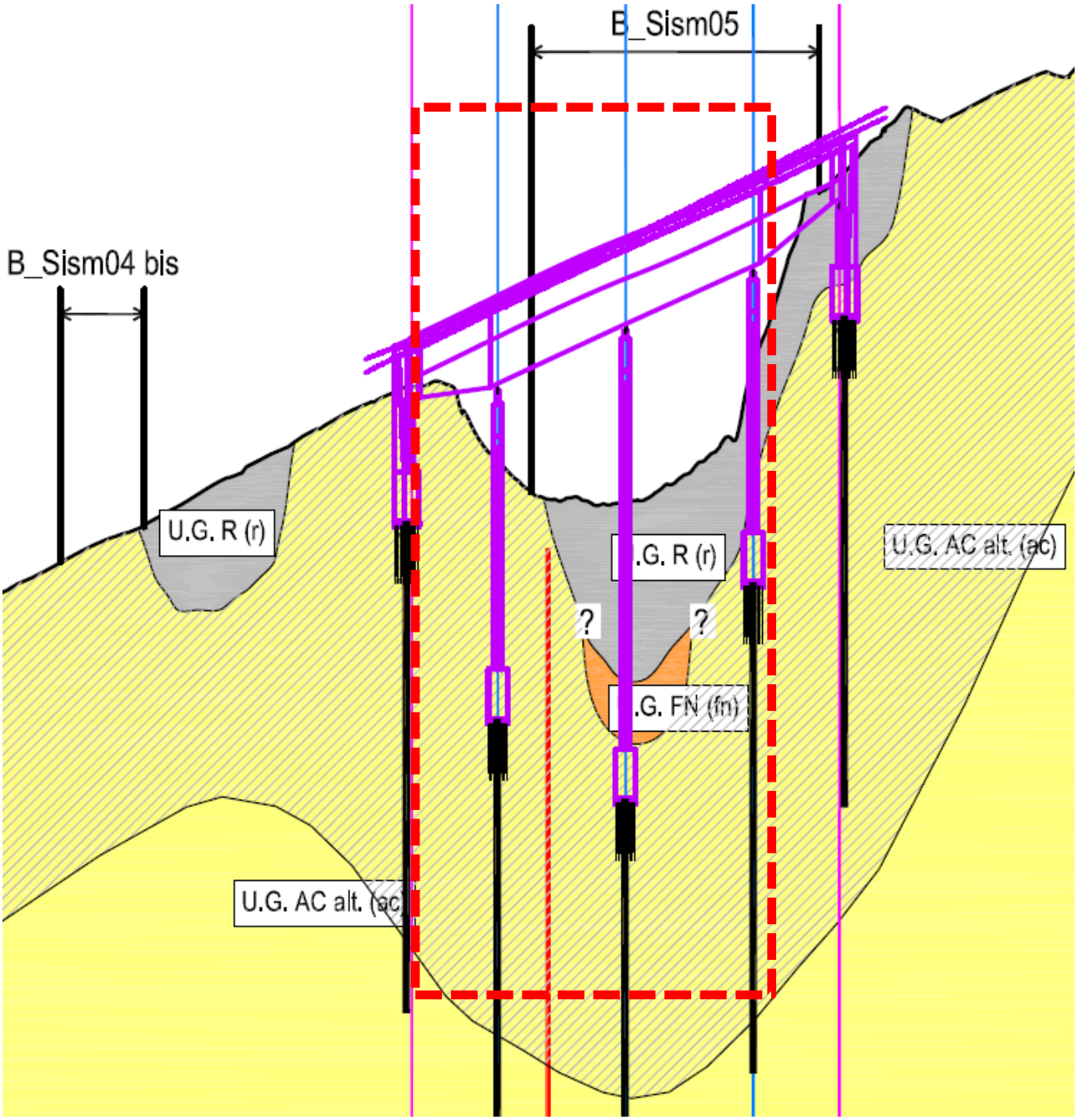
### 2.1.7. ACCIAIO DA CARPENTERIA TUBI METALLICI (S355 JR)

- Classe Acciaio : S 355
- Modulo di elasticità : $E_f = 210000\ N/mm^2$

## 3. CARATTERIZZAZIONE E CRITERI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA

Per la caratterizzazione geotecnica dei materiali interessati dall'intervento si è fatto riferimento alla "Relazione geotecnica generale" ed ai relativi elaborati grafici.

I parametri dei terreni utilizzati per il calcolo sono in accordo con quanto illustrato nelle relazioni geologica e geotecnica, di cui si riporta un estratto contenuto nel profilo geologico :



UNITA' GEOTECNICHE

| | | | |
|---|---|---|---|
| U.G. R | UNITA' GEOTECNICA RIPORTI | U.G. FN | UNITA' GEOTECNICA FRANE |
| U.G. LS | UNITA' GEOTECNICA LIMI SABBIOSI | U.G. GS | UNITA' GEOTECNICA GHIAIE SABBIOSE |
| U.G. MS alt | UNITA' GEOTECNICA MARNA ALTERATA | U.G. MS | UNITA' GEOTECNICA MARNE |
| U.G. AC alt | UNITA' GEOTECNICA ARENARIA ALTERATA | U.G. AC | UNITA' GEOTECNICA ARENARIA |

| Unità geotecnica | Unità geologica | γ/γ' | Valori caratteristici | | | | | | | | | Valori di deformabilità di riferimento | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | φ' | c' | $c_u$ | φ'$_k$ | c'$_k$ | $c_{u\,k}$ | $q_s$ per micropali tipo IGU | $V_s$ | $G_0$ | ν | $M_{fond.}$ Dir. | $M_{fond.}$ Prof. | $E_{fond.}$ Dir. | $E_{fond.}$ Prof. | $E_{substr}$ |
| | | (kN/m$^3$) | (°) | (kPa) | (kPa) | (°) | (kPa) | (kPa) | (kPa) | (m/s) | (MPa) | (-) | (MPa) | (MPa) | (MPa) | (MPa) | (MPa) |
| R | r | 20/10 | 26÷30 | - | - | 28 | - | - | - | 200 | 80 | 0.25 | - | - | 20 | 30 | - |
| FN* | fn | 19.5/9.5 | 24÷30 | 0÷5 | - | 24 | 0 | - | - | 100÷200 | 20÷80 | 0.3 | - | - | 6÷10 | 9÷15 | - |
| LS | at | 19.5/9.5 | 24÷28 | 10÷30 | 40÷60 | 26 | 10 | 50 | - | 200÷400 | 80÷300 | 0.30 | 4÷6 | 8÷12 | 6÷10 | 9÷15 | - |
| GS | at | 19.5/9.5 | 27÷32 | 0 | - | 30 | 0 | - | 100÷150 | 200÷400 | 80÷300 | 0.3 | - | - | 10÷15 | 15÷22 | - |
| MS alt | ms | 19.5/9.5 | 29÷37 | 10÷50 | - | 26 | 30 | - | 200÷400 | 200÷700 | 80÷1000 | 0.2 | - | - | 15÷25 | 22÷38 | - |
| MS | ms | 23/13 | 22÷31 | 70÷200 | - | 28 | 90 | - | 400÷600 | 700÷1000 | 1100÷2300 | 0.2 | - | - | - | - | 3000 |
| AC alt | ac | 19.5/9.6 | 25÷35 | 10÷50 | - | 25 | 30 | - | 200÷400 | 200÷700 | 80÷1000 | 0.2 | - | - | 15÷25 | 22÷38 | - |
| AC | ac | 23/13 | 23÷31 | 80÷210 | - | 27 | 100 | - | 400÷600 | 700÷1000 | 1100÷2300 | 0.2 | - | - | - | - | 2400 |
| *Valori presunti, basati su informazioni limitate | | | | | | | | | | | | | | | | | |

**Figura 2: tabella riassuntiva caratteristiche meccaniche terreni in sito**

Sulla base di tali dati si sono assunti i seguenti parametri inseriti nel codice di calcolo :

### 3.1. STRATO DENOMINATO "UNITÀ GEOTECNICA RIPORTI" (STRATO U.G.R. R)

- Potenza dello strato : circa 5.00 metri
- Angolo di attrito : 28°
- Coesione c' : 0 kPa
- Modulo M : 30.000 kPa

### 3.2. STRATO DENOMINATO "UNITÀ GEOTECNICA FRANE" (STRATO FN)

- Potenza dello strato : circa 2.00 metri
- Angolo di attrito : 24°
- Coesione c' : 0 kPa
- Modulo M : 10.000 kPa

### 3.3. STRATO DENOMINATO "UNITÀ GEOTECNICA ARENARIA ALTERATA" (STRATO AC ALT)

- Potenza dello strato : indefinita (potenza superiore a circa 20.00 metri)
- Angolo di attrito : 25°
- Coesione c' : 30 kPa
- Modulo M : 2.500.000 kPa

Si riporta nel seguito lo schema di calcolo adottato.

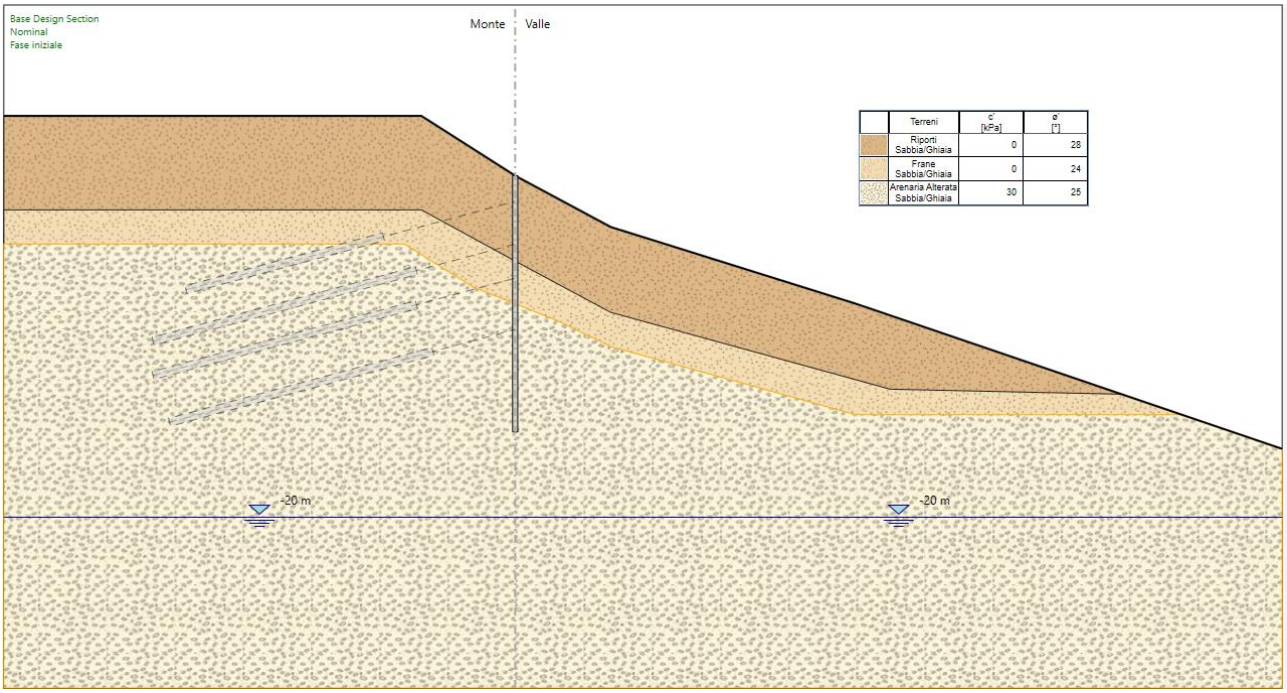



**Figura 3 : schema del modello di calcolo adottato**

### 3.4. CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE OPERE

Le verifiche sono state condotte in accordo con le prescrizioni e le indicazioni del DM 17.01.2018 e della relativa circolare esplicativa.

#### 3.4.1. AZIONI

Le azioni considerate per la verifica delle opere di sostegno sono le seguenti :

- azioni permanenti strutturali: peso proprio degli elementi strutturali, spinta del terreno a monte e a valle dell'opera.
- azioni variabili: non presenti in considerazione della conformazione dei luoghi.
- azione sismica: l'azione è stata omessa in quanto le opere sono provvisionali.

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 17.01.2018, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi e di esercizio in condizioni statiche e in condizioni sismiche:

- combinazione fondamentale (SLU)
- combinazione caratteristica (SLE)

### 3.5. APPROCCI PROGETTUALI E METODI DI VERIFICA

Di seguito viene presentato l'elenco delle diverse analisi effettuate per il dimensionamento e la verifica delle opere, nello spirito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, in accordo alle disposizioni del DM 17.01.2018 e della relativa Circolare esplicativa del 21.01.2019.
Per le analisi relative alle paratie, sono stati presi in considerazione i seguenti stati limite di progetto:

- Stato Limite di Esercizio (**SLE**) – Combinazione caratteristica: le analisi sono condotte considerando i valori caratteristici delle azioni esterne $A_k$ e dei parametri geotecnici $M_k$. Questa modellazione verrà utilizzato per la valutazione degli spostamenti.
- Stato Limite Ultimo (**STR**) – Combinazione A1+M1+R1: le analisi sono condotte considerando i valori di progetto delle azioni esterne $A_1$ (ottenuti amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici, $A_1=\gamma_1 \cdot A_k$), mentre ai parametri geotecnici si assegnano coefficienti parziali unitari ($M_1=M_k$).
- Stato Limite Ultimo (**GEO**): Combinazione A2+M2+R2: le analisi sono condotte considerando le azioni permanenti non strutturali e le azioni variabili (sovraccarichi) incrementate per mezzo dei coefficienti parziali ($\gamma_{G2}$, $\gamma_Q$) del gruppo A2, mentre i parametri geotecnici sono ridotti mediante i coefficienti parziali del gruppo M2 ($M_2=M_k/\gamma_{M2}$).
- Stato Limite Ultimo con sisma – trattandosi di opere provvisionali non si verifica la configurazione sismica in accordo al punto §2.4.1 di NTC2018.

Si sottolinea che per la combinazione A1+M1+R1 (**STR**) i coefficienti parziali sono applicati sugli effetti delle azioni, in accordo a quanto previsto nel § 6.2.4.1 "Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)" del D.M. 2018.

Nelle seguenti tabelle sono riportati i coefficienti parziali prescritti dalla normativa per gli Stati Limite Ultimi.

| CARICHI | EFFETTO | COEFFICIENTE PARZIALE | EQU | (A1) STR | (A2) GEO |
|---|---|---|---|---|---|
| Permanenti $G_1$ | Favorevole | $\gamma_{G1}$ | 0.9 | 1.0 | 1.0 |
| | Sfavorevole | | 1.1 | 1.3 | 1.0 |
| Permanenti non strutturali $G_2$[(1)] | Favorevole | $\gamma_{G2}$ | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| | Sfavorevole | | 1.5 | 1.5 | 1.3 |
| Variabili Q | Favorevole | $\gamma_{Qi}$ | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | Sfavorevole | | 1.5 | 1.5 | 1.3 |

[(1)]Per i carichi permanenti G2 si applica quanto indicato alla tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coeficcienti $\gamma_{G1}$

**Tabella 3-1– Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

| PARAMETRO | GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE | COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$ | (M1) | (M2) |
|---|---|---|---|---|
| Tangente dell'angolo d resistenza al taglio | $\tan\varphi'_k$ | $\gamma_{\varphi'}$ | 1.00 | 1.25 |
| Coesione efficace | $c'_k$ | $\gamma_{c'}$ | 1.00 | 1.25 |
| Resistenza non drenata | $c_{uk}$ | $\gamma_{cu}$ | 1.00 | 1.40 |
| Peso dell'unità di volume | $\gamma$ | $\gamma_\gamma$ | 1.00 | 1.00 |

**Tabella 3-2– Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

| VERIFICA | COEFFICIENTE PARZIALE R1 |
|---|---|
| Coefficiente parziale | $\gamma_R$ =1,00 |

**Tabella 3-3– Coefficienti parziali delle resistenze**

Si riepilogano in tabella le analisi eseguite:

| | | |
|---|---|---|
| 1 | SLE | per calcolo deformazioni |
| 2 | SLU A1+M1+R1 | per verifiche strutturali di pali, micropali e travi di ripartizione |
| 3 | SLU A2+M2+R2 | per verifiche di stabilità globale |
| 4 | SLU A2+M2+R2 | per verifiche geotecniche |
| 5 | SLU A1+M1+R3 | per verifiche tiranti |

**Tabella 3-4– Combinazioni di calcolo utilizzate per le paratie**

### 3.5.1. VERIFICA DEI TIRANTI E BULBI DI FONDAZIONE

La verifica di sfilamento del bulbo dei tiranti viene svolta (§6.6.2 del DM 17.01.2018) con riferimento alla combinazione A1+M1+R3.

La verifica consiste nel soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$T_d \leq R_{ad}$$

dove:

- $T_d$ = azione di calcolo;
- $R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R$ = resistenza di progetto allo sfilamento;
- $R_{ak}$ = resistenza caratteristica allo sfilamento;
- $\gamma_R$ = 1.1 per tiranti provvisori.

L'azione massima di calcolo $T_d$ si ottiene amplificando con i coefficienti parziali $\gamma_F$ relativi alla combinazione A1 la massima trazione valutata con un modello di iterazione terreno/struttura nel quale tutti i coefficienti parziali (azioni e resistenza) sono assunti unitari.

La resistenza caratteristica a sfilamento è pari a:

$$R_{ak} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}}\right\}$$

| Numero di profili di indagine | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥5 |
|---|---|---|---|---|---|
| $\xi_{a3}$ | 1.80 | 1.75 | 1.70 | 1.65 | 1.60 |
| $\xi_{a4}$ | 1.80 | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55 |

con:

- $\xi_{a3}, \xi_{a4}$ = fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili d'indagine, assunto pari a 1.7;
- $(R_{a,c})_{medio}$ = resistenza allo sfilamento del tirante, calcolata seguendo un opportuno metodo analitico.
- La resistenza allo sfilamento del tirante dovrebbe essere valutata sulla base di prove di tiro in sito, in via preliminare essa può essere stimata attraverso la formula proposta da Bustamante e Doix che prevede:

$$(R_{a,c})_{medio} = \pi \cdot \alpha \cdot D \cdot L \cdot q_s$$

con:

- α = coefficiente amplificativo che tiene conto dell'incremento della sezione del bulbo per iniezioni multiple e ripetute (nel caso in esame assunto cautelativamente pari a 1.00;
- D = diametro del foro da cui viene realizzato il bulbo (150 mm);
- L = lunghezza del bulbo di ancoraggio;
- $q_s$ = resistenza disponibile lungo la superficie di contatto tra la fondazione dell'ancoraggio e il terreno, assunta nel caso in esame pari a 150 kPa.

I parametri relativi alla tensione tangenziale media limite $q_s$ e al coefficiente empirico $\alpha$ sono stati assunti nell'ipotesi di realizzare il bulbo di fondazione con iniezioni multiple e ripetute (I.R.S.).

| TERRENO | VALORI DEL COEFFICIENTE $\alpha_d$ | | QUANTITÀ MINIMA DI MISCELA CONSIGLIATA VS | |
|---|---|---|---|---|
| | IRS | IGU | IRS | IGU |
| Ghiaia | 1.8 | 1.3-1.4 | 1.5Vs | 1.5Vs |
| Ghiaia sabbiosa | 1.6-1.8 | 1.2-1.4 | 1.5Vs | 1.5Vs |
| Sabbia ghiaiosa | 1.5-1.6 | 1.2-1.3 | 1.5Vs | 1.5Vs |
| Sabbia grossa | 1.4-1.5 | 1.1.-1.2 | 1.5Vs | 1.5Vs |
| Sabbia media | 1.4-1.5 | 1.1-1.2 | 1.5Vs | 1.5Vs |
| Sabbia fine | 1.4-1.5 | 1.1-1.2 | 1.5Vs | 1.5Vs |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Sabbia limosa | 1.4-1.5 | 1.1-2.0 | (1.5-2)Vs | 1.5Vs |
| Limo | 1.4-1.6 | 1.1-1.2 | 2 Vs | 1.5Vs |
| Argilla | 1.8-2.0 | 1.2 | IRS: (2.5-3)Vs; IGU/1.5-2)Vs | |
| Marna | 1.8 | 1.1-1.2 | (1.5-2)Vs per strati compatti 1.7-2.4 | |
| Calcari marnosi | 1.8 | 1.1-1.2 | (2-6)Vs o più per strati fratturati | |
| Calcari alterati o fratturati | 1.8 | 1.1-1.2 | | |
| Roccia alterata e/o fratturata | 1.2 | 1.1 | (1.1-1.5)Vs o più per stratti poco fratturati 2Vs o più per strati fratturati 1.7-2.4 | |
| – IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta<br>– IGU: inezione a bassa pressione in unica soluzione<br>– p1: Pressione limite dalla prova pressiometrica Menard<br>– pi: pressione di iniezione | | | $Vs = L_f D_s^2/4$<br>$L_f$: Lunghezza della fondazione<br>$D_S$: Diametro reale della fondazione | |
| Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità di volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale(da Bustamante e Doix, 1985) | | | | |

**Tabella 3-5– Valori del coefficiente α per la stima del diametro reale della fondazione dell'ancoraggio**

Nel caso in esame si assume a afvore di sicurezza α =1.00.

In definitiva il valore della tensione tangenziale limite α·qs è pari a:

- $\alpha \cdot q_s$ = 1.0 x 150 kPa = 150 kPa

Tale valore andrà confermato mediante uno specifico campo prove.

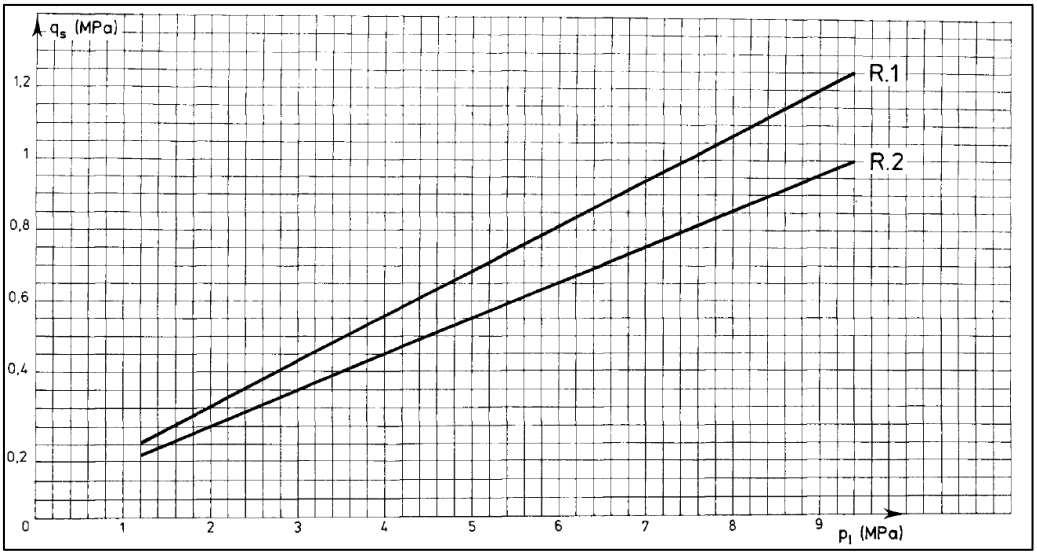



**Figura 3-4 Grafici per il calcolo di qs per rocce alterate e fratturate**

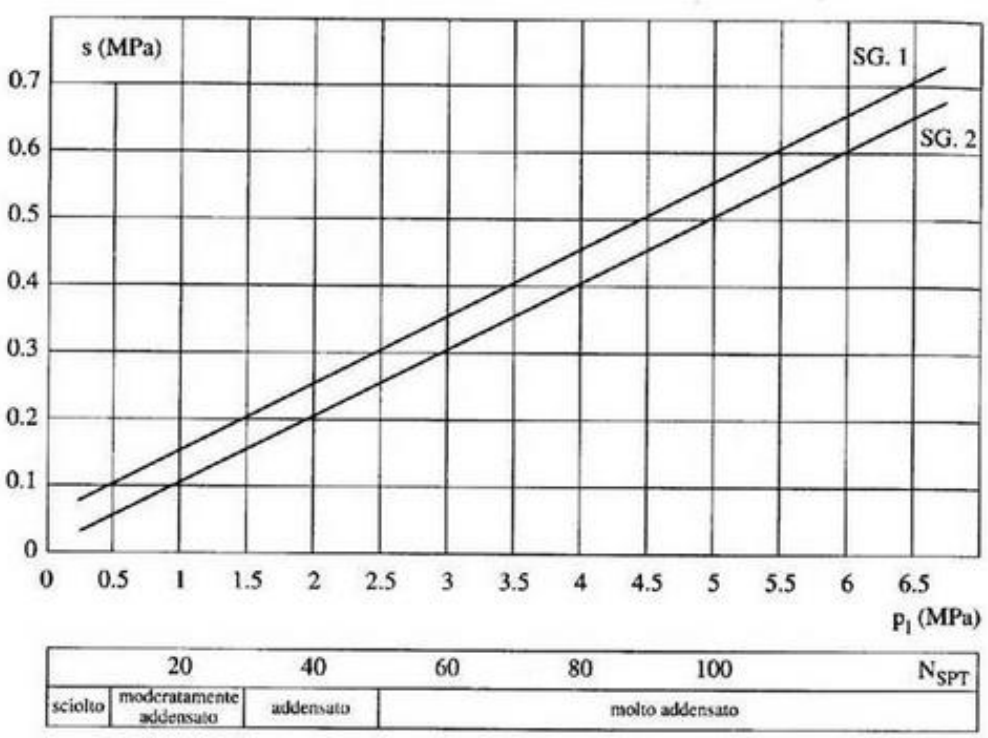



**Figura 3-5 Grafici per il calcolo di qs per sabbie e ghiaie**

La verifica di resistenza del tratto libero dei tiranti viene eseguita confrontando il tiro massimo di calcolo proveniente dall'analisi per ciascun ordine di tiranti con quello allo stato limite ultimo per i trefoli (verifica dell'armatura dei tiranti).

La verifica consiste nel soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$T_d \leq R_{pd}$$

dove:

- $T_d$ = azione di calcolo;
- $R_{pd} = (A_s \times f_{p(1)k}) / (1.15)$ = resistenza ultima di progetto del tirante;
- $A_s$ = area della sezione di armatura = n $A_t$
- $A_t$ = area del singolo trefolo
- n = numero di trefoli
- $f_{p(1)k}$ = è la tensione caratteristica all'1% di deformazione totale (pari a 1670 MPa)

### 3.5.2. ACCIAIO DI ARMATURA

In condizioni ultime, lo sforzo massimo di trazione di calcolo $P_d$ ricavato dall'analisi, deve risultare non maggiore dello sforzo di snervamento di progetto dei tiranti $N_{yd}$ ottenuto moltiplicando l'area totale $A_t$ della sezione resistente per la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio $f_{p(1)k}$, fattorizzata con il coefficiente parziale $\gamma_s$= 1.15, ovvero :

$$FS = \frac{f_{p(1)k} An_{tr}}{1.15. P_d} \geq 1.00$$

dove:

$f_{p(1)k}$ : trazione caratteristica dell'acciaio dei trefoli, all'1% di deformazione totale

$A$ : area di ciascun trefolo

$n_{tr}$ : numero di trefoli per tirante

### 3.5.3. VERIFICA DELLE TRAVI DI RIPARTIZIONE

La verifica delle travi di ripartizione è condotta con riferimento alle massime sollecitazioni di analisi relative alle combinazioni STR.

Ai fini del calcolo, ciascuna trave è caratterizzata da uno schema statico tipico di trave continua su più appoggi, sollecitata da un carico distribuito uniforme pari alla reazione del generico tirante **Nq** diviso il relativo interasse **i**. In considerazione dello schema statico, la verifica dimensionante è quella fatta in prossimità del generico appoggio (tirante), in corrispondenza del quale, i profili costituenti la trave sono sollecitati a taglio e flessione.

A favore di sicurezza si considera la trave semplicemente appoggiata sulla luce di 3.00 metri, pari all'interasse dei tiranti.

### 3.5.4. VERIFICA DEI MICROPALI

La verifica dei micropali è condotta analogamente alla verifica delle travi di ripartizione con riferimento alle massime sollecitazioni di Analisi relative alle combinazioni STR restituite dal programma di calcolo utilizzato.

# 4. CARATTERISTICHE DELLA PARATIA

## 4.1. PARATIA IN MICROPALI

Le caratteristiche della paratia risultano le seguenti:

- micropali con perforazione verticale di diametro pari a ϕ 300;
- lunghezza della palificata pari a metri 15.00 valutata a partire dall'estradosso del terreno di spinta di monte (approssimativamente la quota di estradosso del cordolo di sommità in calcestruzzo)
- interasse dei pali pari a 40 centimetri
- armatura tubolare realizzata con tubo di diametro esterno ϕ 193.70 e spessore 10.00 millimetri
- modalità di riempimento del foro a gravità

A favore di sicurezza si trascura l'effetto della presenza del calcestruzzo ai fini della rigidezza e della resistenza del micropalo.

La maschera rappresentativa dei dati considerati nel calcolo è la seguente:

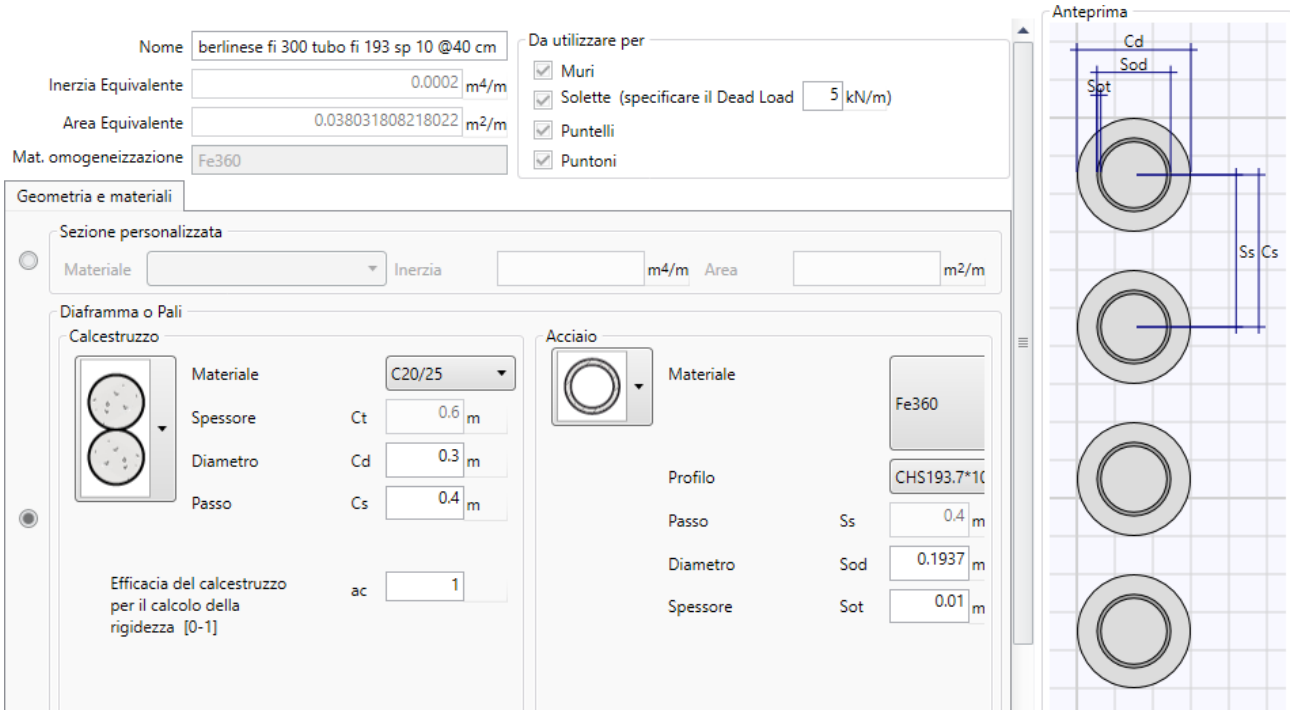



**Figura 6 : caratteristiche della paratia**

## 4.2. TIRANTI DI ANCORAGGIO

Si prevede una duplice fila di tiranti di ancoraggio così costituiti:

Tirante a quota -1.50 :

- tirante a 4 trefoli da 0.60"
- interasse dei tiranti pari a metri 3.00
- quota dell'asse della testa dei tiranti dalla sommità della paratia (quota di estradosso del terreno di monte) pari a metri 1.50
- inclinazione dei tiranti pari a 15° rispetto all'orizzontale
- lunghezza della parte passiva pari a 8.00 metri

- lunghezza della parte attiva pari a metri 12.00
- lunghezza complessiva del tirante pari a 20.00 metri
- tiro iniziale del tirante pari a 360 kN
- diametro della perforazione pari a ϕ 240
- metodo di iniezione ripetuta e selettiva (IRS)

Tirante a quota -4.00 :

- tiranti a 4 trefoli da 0.60”
- interasse dei tiranti pari a metri 3.00
- quota dell’asse della testa dei tiranti dalla sommità della paratia (quota di estradosso del terreno di monte) pari a metri 4.00
- inclinazione dei tiranti pari a 15° rispetto all’orizzontale
- lunghezza della parte passiva pari a 6.00 metri
- lunghezza della parte attiva pari a metri 16.00
- lunghezza complessiva del tirante pari a 22.00 metri
- tiro iniziale del tirante pari a 450 kN
- diametro della perforazione pari a ϕ 240
- metodo di iniezione ripetuta e selettiva (IRS)

Tirante a quota -6.00 :

- tiranti a 4 trefoli da 0.60”
- interasse dei tiranti pari a metri 3.00
- quota dell’asse della testa dei tiranti dalla sommità della paratia (quota di estradosso del terreno di monte) pari a metri 4.00
- inclinazione dei tiranti pari a 15° rispetto all’orizzontale
- lunghezza della parte passiva pari a 6.00 metri
- lunghezza della parte attiva pari a metri 16.00
- lunghezza complessiva del tirante pari a 22.00 metri
- tiro iniziale del tirante pari a 500 kN
- diametro della perforazione pari a ϕ 240
- metodo di iniezione ripetuta e selettiva (IRS)

Tirante a quota -9.00 :

- tiranti a 4 trefoli da 0.60”
- interasse dei tiranti pari a metri 3.00
- quota dell’asse della testa dei tiranti dalla sommità della paratia (quota di estradosso del terreno di monte) pari a metri 4.00
- inclinazione dei tiranti pari a 15° rispetto all’orizzontale
- lunghezza della parte passiva pari a 6.00 metri
- lunghezza della parte attiva pari a metri 16.00
- lunghezza complessiva del tirante pari a 22.00 metri
- tiro iniziale del tirante pari a 500 kN
- diametro della perforazione pari a ϕ 240
- metodo di iniezione ripetuta e selettiva (IRS)

I valori delle lunghezze libere dei tiranti, determinate in fase statica mediante costruzione geometrica al fine di garantire l'ancoraggio al di fuori del cuneo di spinta attivo, sono stati incrementati per tener conto della fase sismica secondo l'espressione:

- Le=Ls (1+1.5amax/g) [NTC2018 par.7.11.6.4]

La maschera rappresentativa dei dati considerati nel calcolo è la seguente :

Input tabellare

Lista tiranti

| Nome | Muro | Z [m] | Sezione | L. Libera [m] | L. Bulbo (Lfix) [m] | Bulbo deformabile [%] | Diametro Perforazione [m] | Angolo [°] | Passo orizz. [m] | Precarico [kN] | Aderenza Personalizzata | Metodo di Iniezione | Al |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| fila tirante 1 | LEFT | -1.50 | tirante 4 trefoli | 8.00 | 12.00 | 50 | 0.24 | 15.00 | 3 | 360 | No | IRS | 1 |
| fila tirante 2 | LEFT | -4.00 | tirante 4 trefoli | 6.00 | 16.00 | 50 | 0.24 | 15.00 | 3 | 450 | No | IRS | 1 |
| fila tirante 3 | LEFT | -6.00 | tirante 4 trefoli | 6.00 | 16.00 | 50 | 0.24 | 15.00 | 3 | 500 | No | IRS | 1 |
| fila tirante 4 | LEFT | -9.00 | tirante 4 trefoli | 6.00 | 16.00 | 50 | 0.24 | 15.00 | 3 | 500 | No | IRS | 1 |

| Alpha | Qskin [kPa] | Vincolo Permanente | Comportamento Plastico | Carico Ultimo [kN] | Connetti a nodo slave | Connetti a trave di ripartizione | Nome Trave di Ripartizione | Sezione Trave di Ripartizione |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 150 | No | No | | No | Si | trave fila 1 | DOUBLE HE 200A MAT. S275 |
| 1 | 150 | No | No | | No | Si | trave fila 2 | DOUBLE HE 200A MAT. S275 |
| 1 | 150 | No | No | | No | Si | trave fila 3 | DOUBLE HE 200A MAT. S275 |
| 1 | 150 | No | No | | No | Si | trave fila 4 | DOUBLE HE 200A MAT. S275 |

**Figura 7 : caratteristiche dei tiranti**

### 4.3. TRAVE DI CONTRASTO

Come trave di contrasto si adotta un profilo in acciaio costituito da nr. 2 travi HEA 200 in acciaio S275 accoppiate, adeguatamente collegate da calastrelli e con piastre dotate di cunei in corrispondenza delle testate per compensare l'inclinazione del tirante.

A favore di sicurezza si è considerato un vincolo di semplice appoggio in corrispondenza delle estremità del campo da 3.00 metri relativo all'interasse dei tiranti.

## 5. ANALISI DEI CARICHI E DEI SOVRACCARICHI

AI fini del calcolo sono state considerate le sollecitazioni dovute alla spinta dei terreni, secondo la formulazione proposta da Paratie in condizioni di comportamento elasto plastico.

### 5.1. PRESENZA DI FALDA

Sulla base di quanto indicato nella descrizione geologica e geotecnica del sito, si considera la falda attestata ad una profondità inferiore al piede della palificata e pertanto non significativa ai fini del calcolo.

## 6. CODICI DI CALCOLO

Il calcolo e la verifica delle delle opere in esame sono stati condotti con l'ausilio del software PARATIE PLUS 22.0.8, distribuito da CeAS s.r.l. di Milano; per le verifiche di stabilità globale si è utilizzato il modulo aggiuntivo "VSP".

# 7. CALCOLO DELLA STRUTTURA

## 7.1. FASI DI LAVORO

Il calcolo viene condotto in condizioni non lineari agli elementi finiti dell'interazione terreno – struttura è stato effettuato passo per passo, considerando la seguente successione di fasi di calcolo (tutte le quote espresse sono relative e riferite alla testa della paratia) :

1. Preparazione del piano di imposta dei pali (quota 0.00 metri) e realizzazione dei pali costituenti la paratia
2. Scavo a quota -2.00 metri dal p.c.
3. Realizzazione del primo ordine di tiranti
4. Scavo a quota -4.00 metri dal p.c.
5. Realizzazione del secondo ordine di tiranti
6. Successivo scavo a quota -6.00 metri dal p.c.
7. Realizzazione del terzo ordine di tiranti
8. Successivo scavo a quota -9.00 metri dal p.c. (quota di fondo scavo in fase operativa) ed applicazione di un sovraccaicio operativo pari a 6 kPa all'estradosso del pendio
9. Realizzazione del quarto ordine di tiranti
10. Approfondimento di scavo pari a circa 0.50 metri rispetto alla quota finita minima di esercizio dell'opera;

Nel seguito si riportano gli schemi utilizzati nel calcolo rappresentativi delle fasi precedentemente descritte :

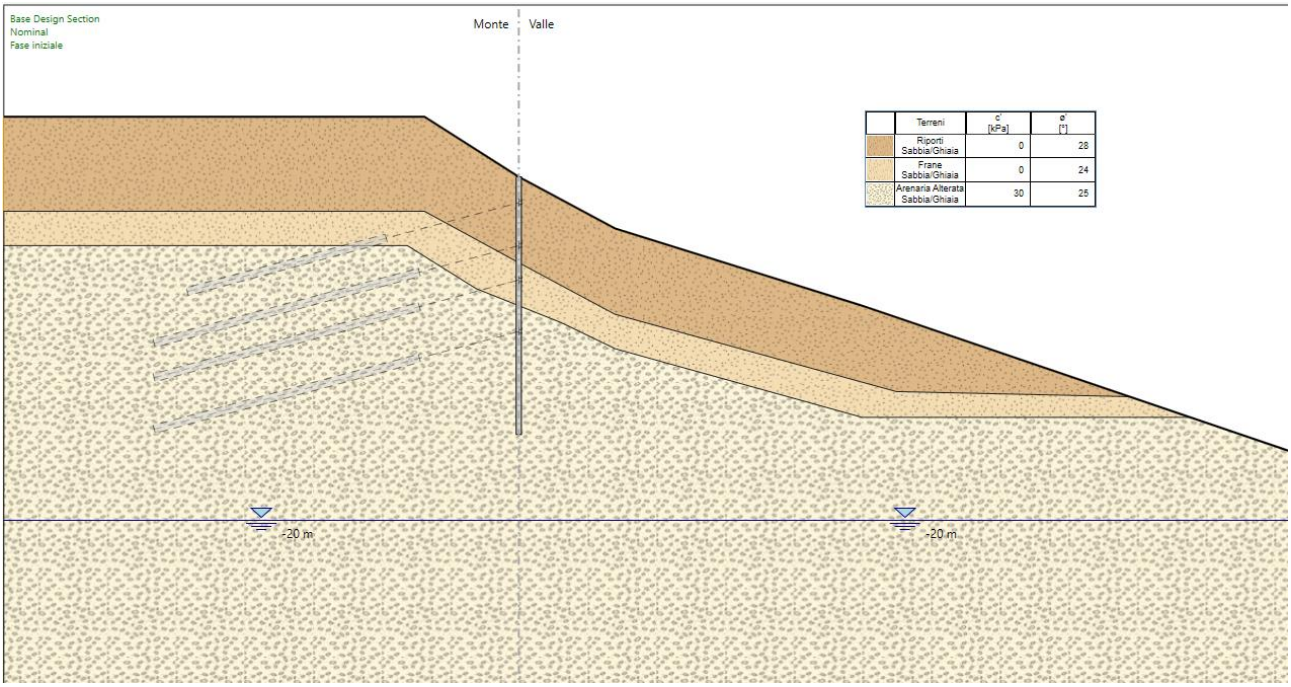



**Figura 8 : fase di calcolo nr. 1**

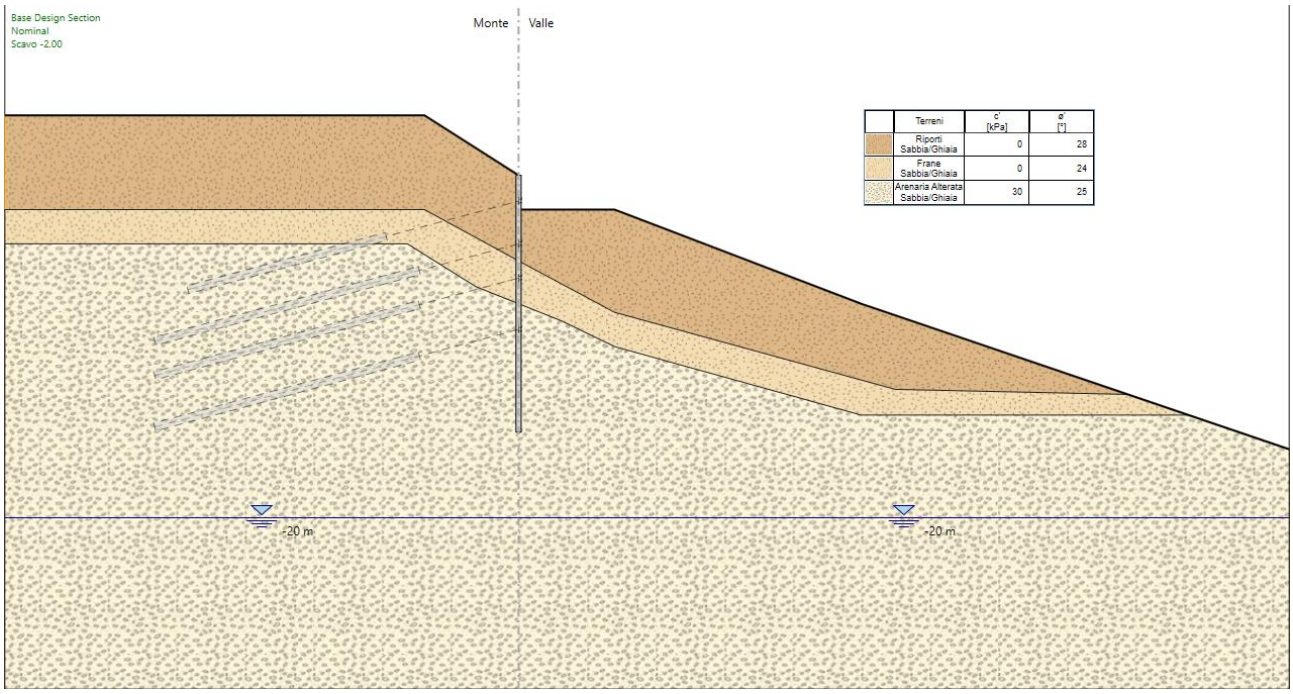



**Figura 9 : fase di calcolo nr. 2**

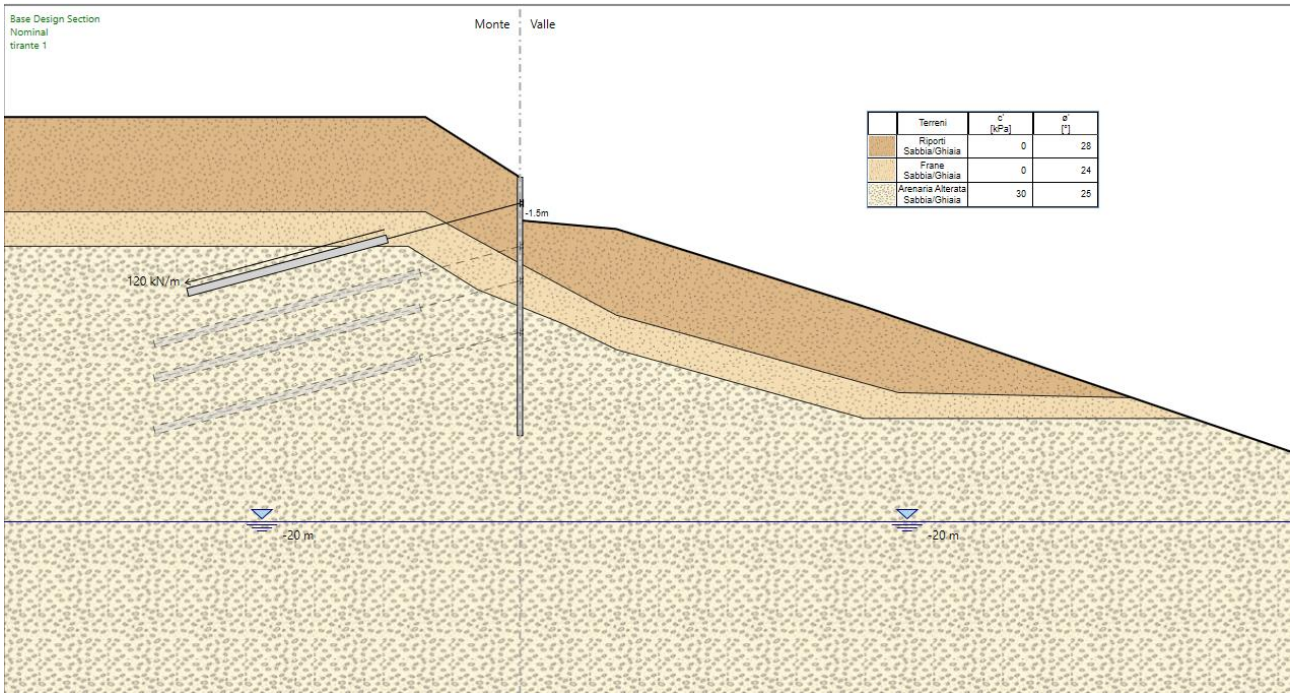



**Figura 10 : fase di calcolo nr. 3**

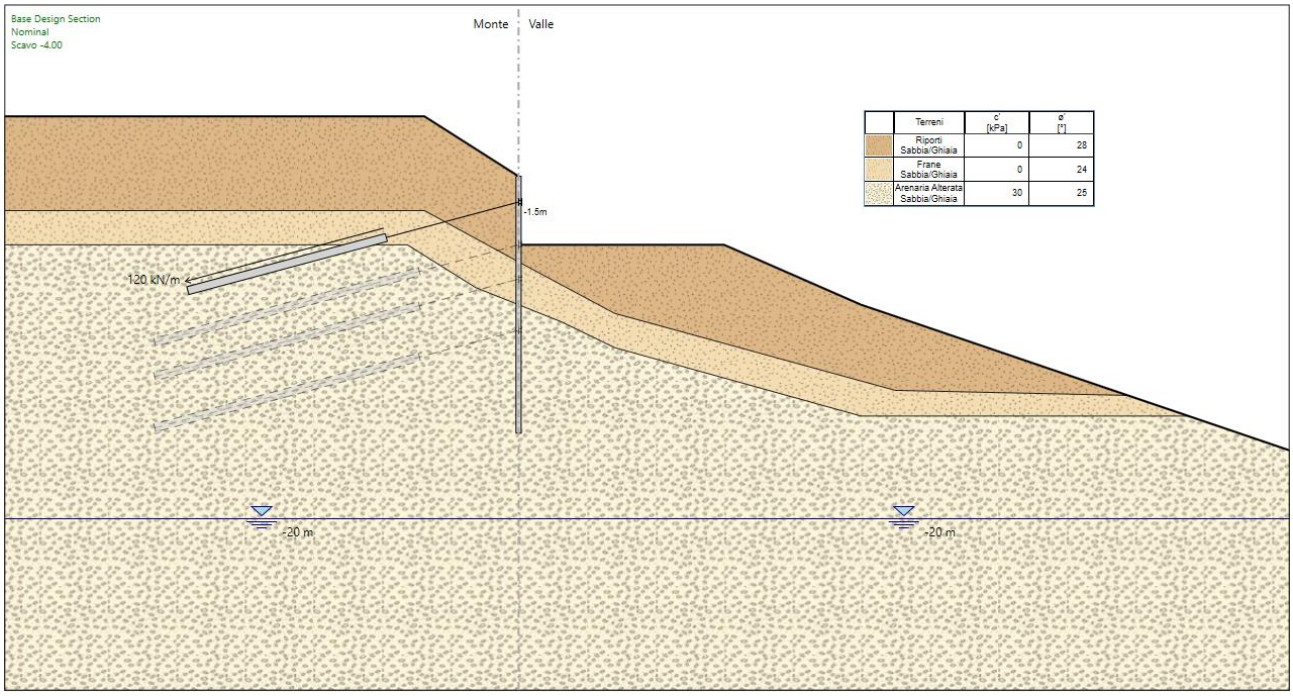



**Figura 11 : fase di calcolo nr. 4**

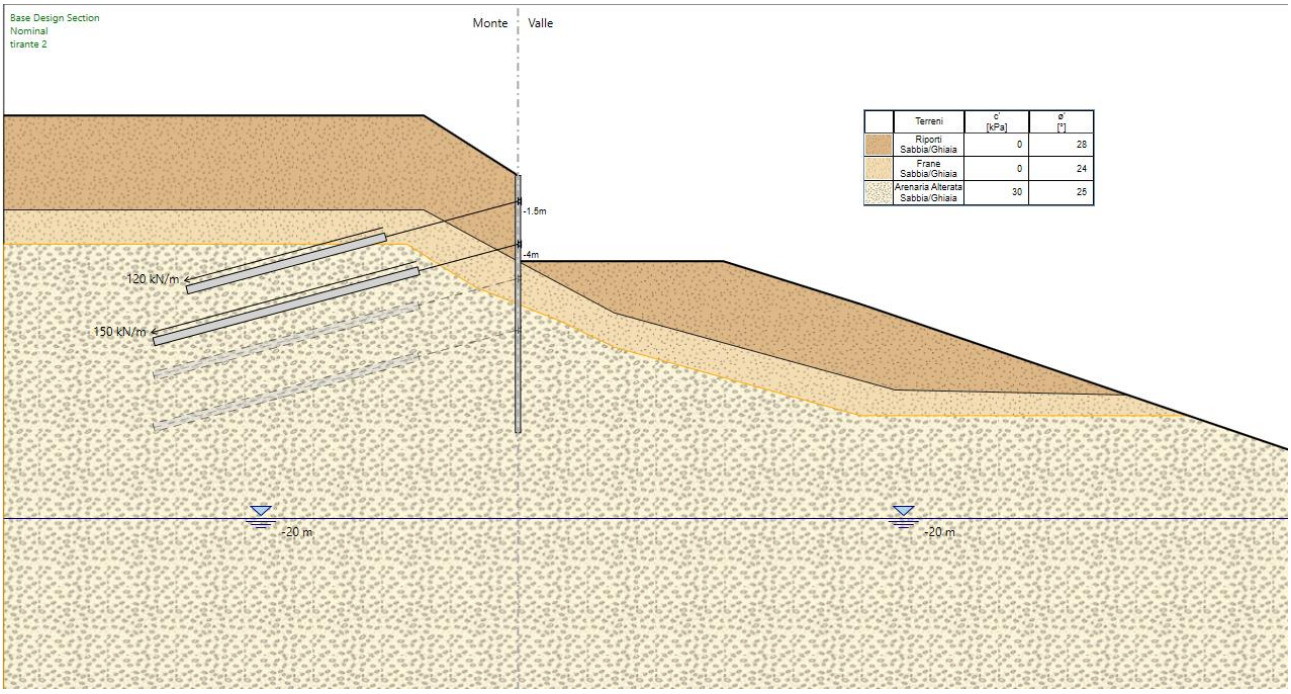



**Figura 12 : fase di calcolo nr. 5**

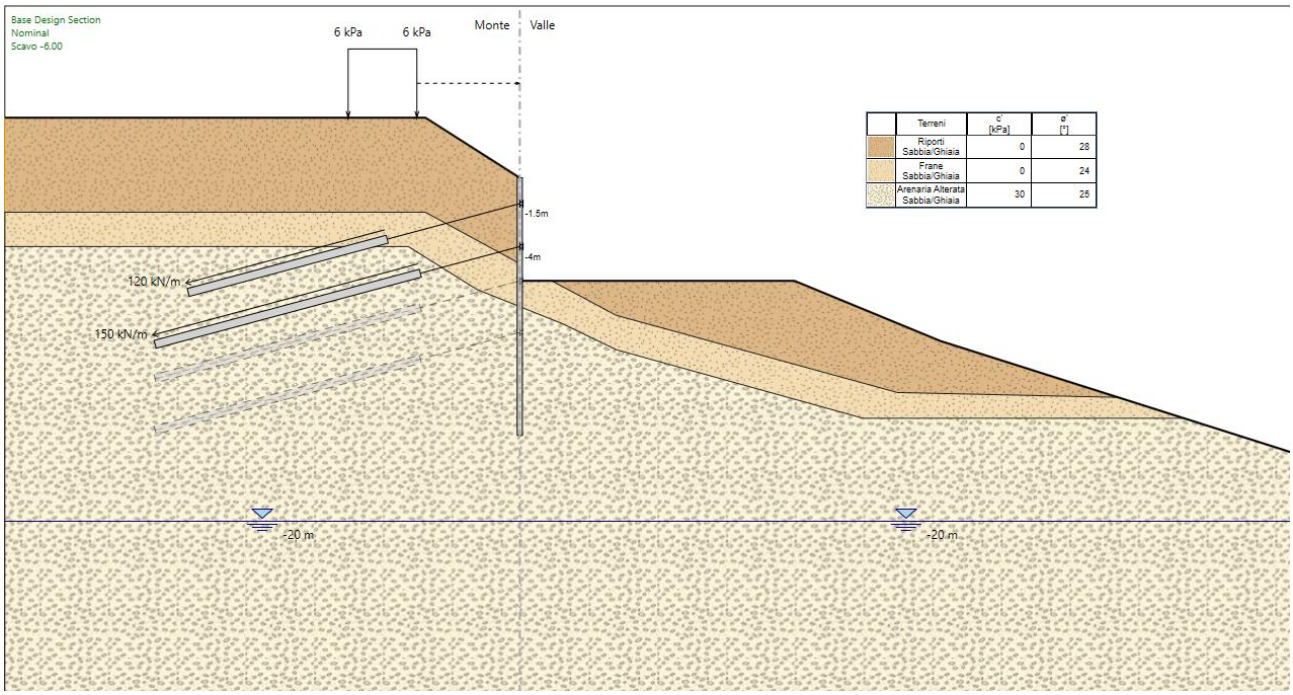



**Figura 13 : fase di calcolo nr. 6**

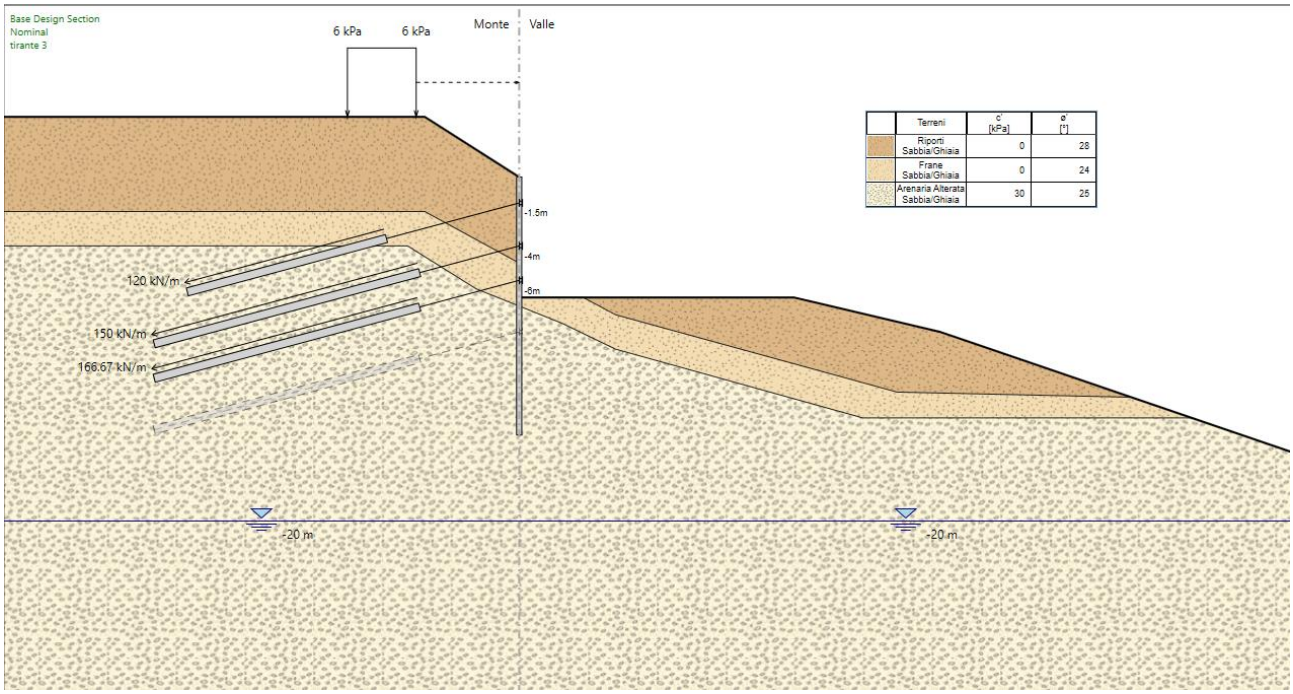



**Figura 14 : fase di calcolo nr. 7**

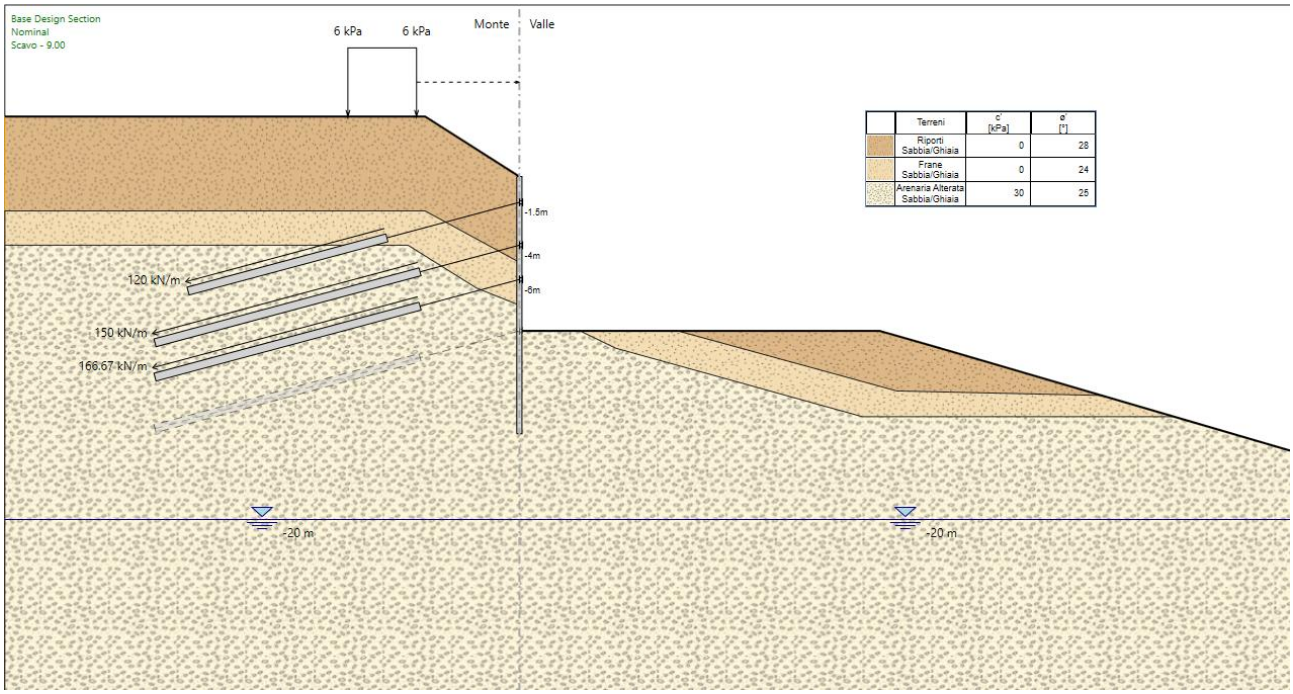



**Figura 15 : fase di calcolo nr. 8**

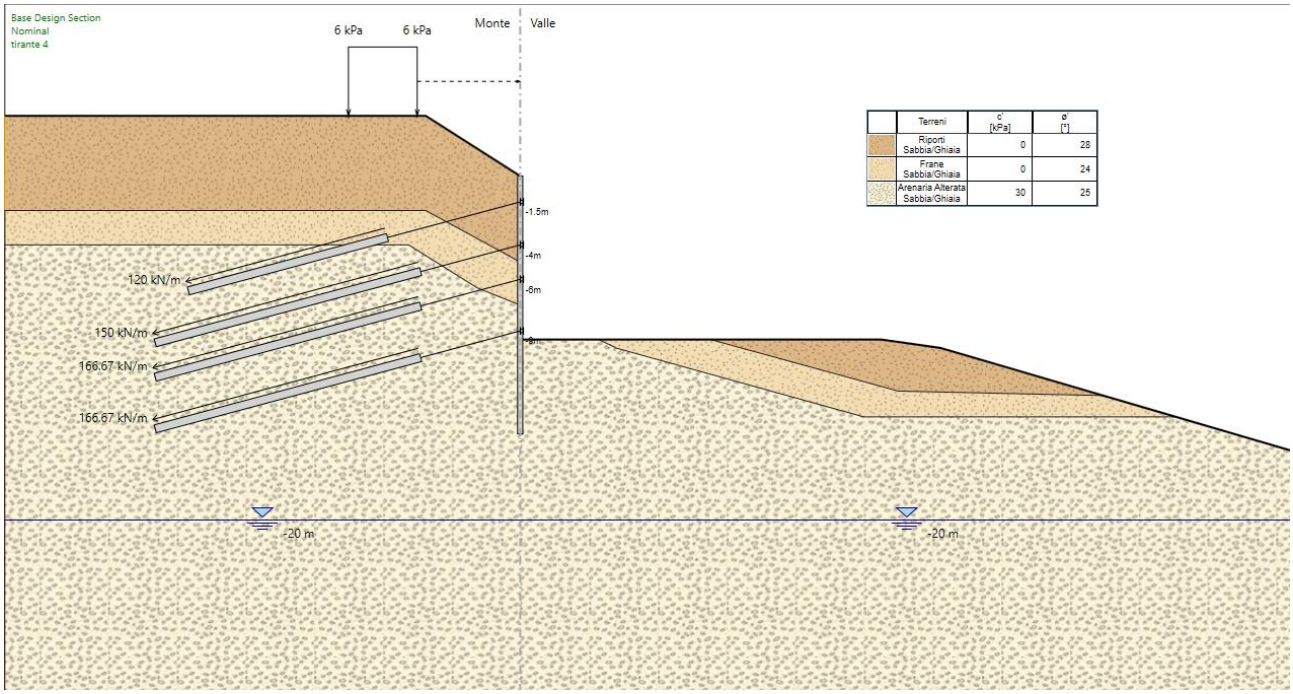



**Figura 16 : fase di calcolo nr. 9**

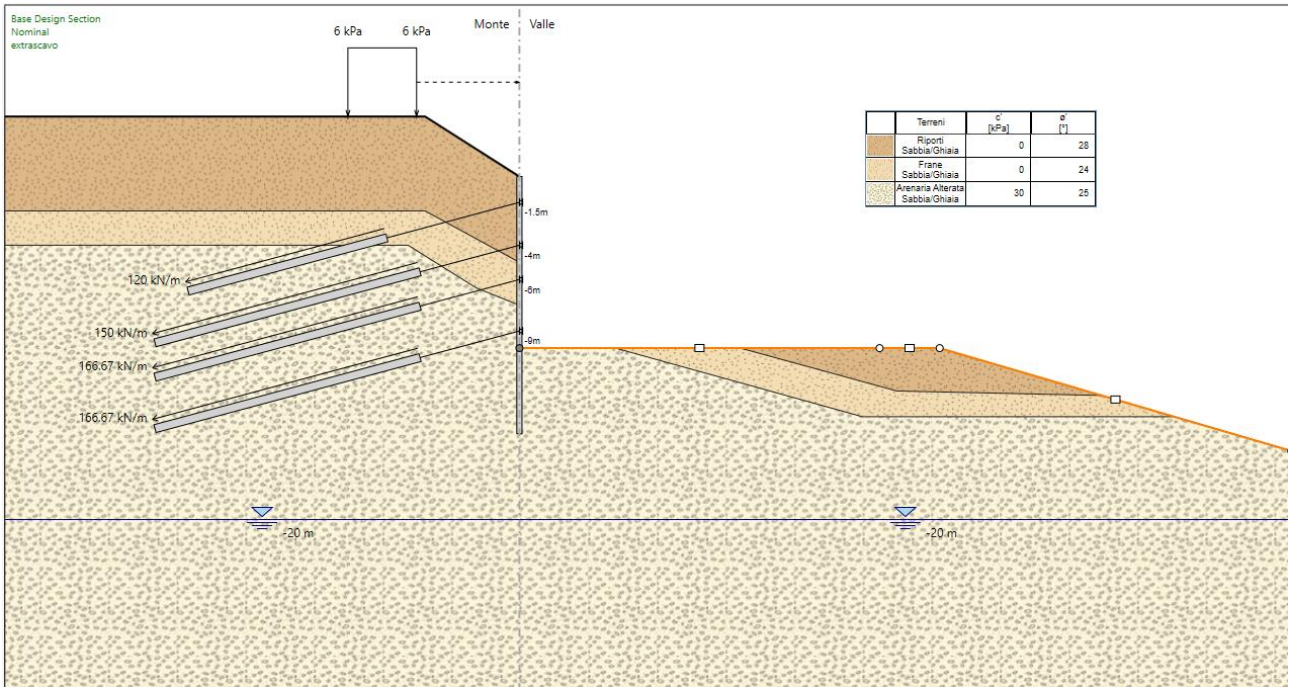



**Figura 17 : fase di calcolo nr. 10**

La condizione di extrascavo, prescritto al punto 6.5.2.2 delle NTC2018 e valutato pari a circa 0.50 metri, supeirore al valore del 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo medio nella palificata, ed è stato considerata compresa all'interno della suddetta assunzione di calcolo (fase 9).

## 7.2. COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche geotecniche e strutturali sono state condotte considerando le seguenti combinazione, di carattere generale ed in accordo con la Norma:

- SLE – RARE (deformazioni);
- SLU – A1 + M1 + R1 (verifiche strutturali);
- SLU – A1 + M1 + R3 (verifica a sfilamento dei tiranti);
- SLU – A2 + M2 + R1 (verifiche geotecniche);
- SLU – A2 + M2 + R2 (verifica di stabilità globale);

Nel seguito si riporta la matrice delle combinazioni assunte :

Coefficienti A

| Nome | Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load_unfavour) | Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_favour) | Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load_unfavour) | Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_favour) | Carico Sismico (F_seism_load) | Pressioni Acqua Lato Monte (F_WaterDR) | Pressioni Acqua Lato Valle (F_WaterRes) | Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_UPL_GDStab) | Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UPL_GStab) | Carichi Variabili Destabilizzanti (F_UPL_QDStab) | Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_GDStab) | Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_HYD_GStab) | Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_QDStab) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Simbolo** | **γG** | **γG** | **γQ** | **γQ** | **γQE** | **γG** | **γG** | **γGdst** | **γGstb** | **γQdst** | **γGdst** | **γGstb** | **γQdst** |
| Nominal | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) | 1.3 | 1 | 1.5 | 1 | 0 | 1.3 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1.3 | 0.9 | 1 |
| NTC2018: A2+M2+R1 | 1 | 1 | 1.3 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1.3 | 0.9 | 1 |
| NTC2018: SISMICA STR | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| NTC2018: SISMICA GEO | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1.3 | 0.9 | 1 |

## Coefficienti M

| Nome | Parziale su tan(ø') (F_Fr) | Parziale su c' (F_eff_cohe) | Parziale su Su (F_Su) | Parziale su qu (F_qu) | Parziale su peso specifico (F_gamma) |
|---|---|---|---|---|---|
| **Simbolo** | **γφ** | **γc** | **γcu** | **Γqu** | **Γγ** |
| Nominal | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| NTC2018: A2+M2+R1 | 1.25 | 1.25 | 1.4 | 1 | 1 |
| NTC2018: SISMICA STR | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| NTC2018: SISMICA GEO | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

## Coefficienti R

| Nome | Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls) | Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P) | Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T) | Parziale elementi strutturali (F_wall) |
|---|---|---|---|---|
| **Simbolo** | **γRe** | **γap** | **Γat** | |
| Nominal | 1 | 1 | 1 | 1 |
| NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) | 1 | 1 | 1 | 1 |
| NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) | 1 | 1.2 | 1.1 | 1 |
| NTC2018: A2+M2+R1 | 1 | 1.2 | 1.1 | 1 |
| NTC2018: SISMICA STR | 1 | 1.2 | 1.1 | 1 |
| NTC2018: SISMICA GEO | 1 | 1.2 | 1.1 | 1 |

## 8. RISULTATI OTTENUTI

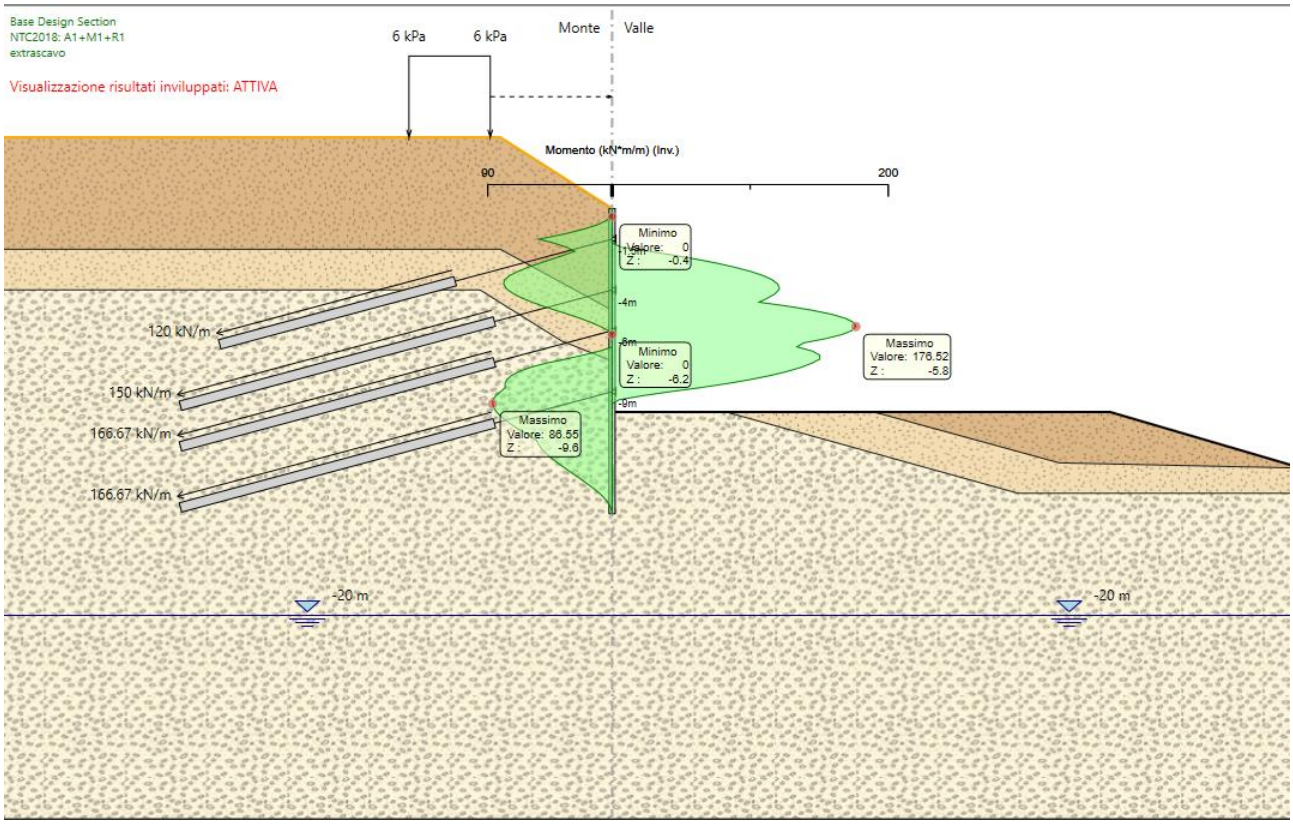
Le fasi operative di analisi precedentemente riportate, sono state calcolate in maniera ripetuta per le diverse combinazioni di carico precedentemente viste.

Si riportano, di seguito, i risultati delle analisi numeriche condotte sulla paratia. I calcoli sono stati effettuati con l'ausilio del programma Paratie Plus 23.0.6 di Ce.A.S s.r.l..

### 8.1. VERIFICHE STRUTTURALI PALI

Si riportano i grafici delle varie sollecitazioni ottenuti dal programma di calcolo per le combinazioni strutturali in condizioni statiche e sismiche.

Si riportano i grafici delle varie sollecitazioni ottenuti dal programma di calcolo per le combinazioni strutturali in condizioni statiche e sismiche.



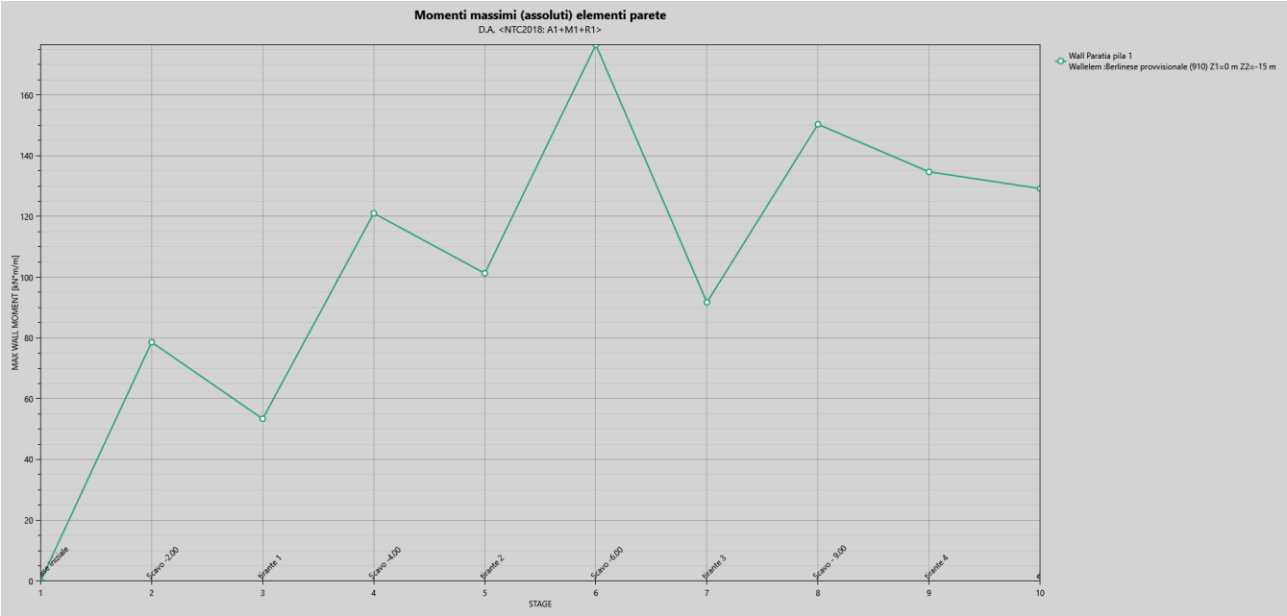



**Figura 18: inviluppo del momento flettente per la combinazione A1+M1+R1 per gli step da 1 a 10 (scavo completato + extrascavo)**

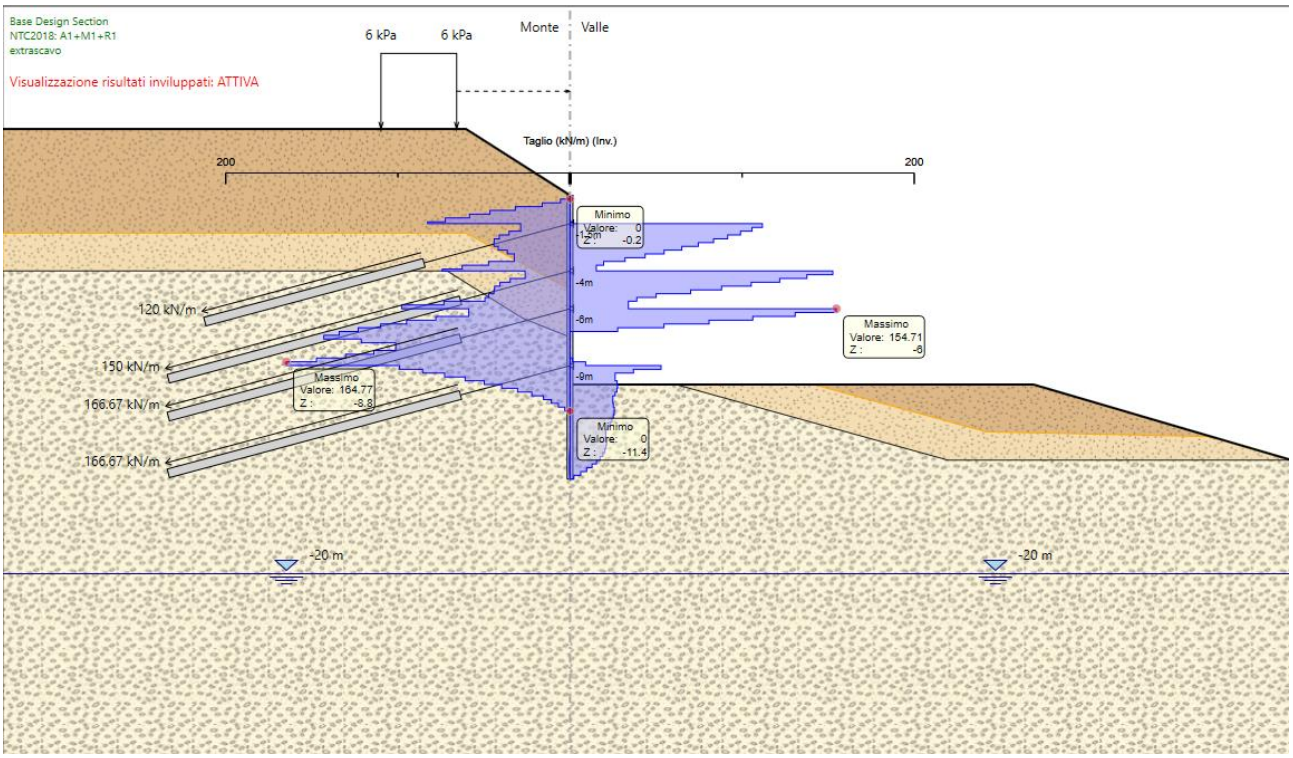



**Figura 19: inviluppo dello sforzo di taglio per la combinazione A1+M1+R1 per gli step da 1 a 10 (scavo completato + extrascavo)**

A metro lineare, le massime sollecitazioni di calcolo sono pari a :

$M_d$ = 176.52 kNm/m (A1+M1+R1– step 6)

$V_d$ = 154.71 kN/m (A1+M1+R1– step 6)

Sul singolo micropalo (interasse 0.40 m):

$M_d$ = 72.62 kNm

$V_d$ = 48.93 kN

### 8.1.1. VERIFICA DELL'ARMATURA TUBOLARE

I micropali sono dotati di una armatura tubolare realizzata con tubo di diametro esterno $\phi$ 193.70 e spessore 10.00 millimetri

Allo stato limite ultimo le sollecitazioni flettenti e di azione tagliante massime ricavato dagli inviluppi delle sollecitazioni risultano:

$M_d$ = 70.61 kNm

$V_d$ = 61.88 kN

A favore di sicurezza tali valori si considerano sincroni sulla medesima sezione trasversale.

I parametri di resistenza risultano i seguenti :

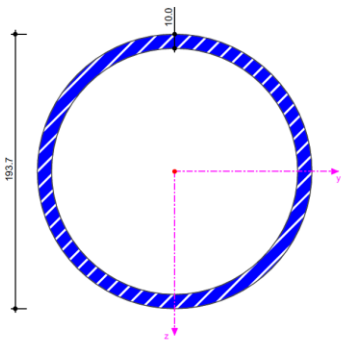
## Proprietà della sezione trasversale

# CHS 193.7x10.0

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Geometria** | | | |
| Diametro | d | 193.7 | mm |
| Spessore | t | 10.0 | mm |
| **Area della sezione** | | | |
| Area della sezione | A | 57.70 | $cm^2$ |
| **Flessione** | | | |
| Area moment of inertia about y-axis | $I_y$ | 2442.00 | $cm^4$ |
| Polar area moment of inertia | $I_p$ | 4884.00 | $cm^4$ |
| Raggio di inerzia intorno all'asse y | $i_y$ | 65.0 | mm |
| Raggio di inerzia polare | $i_p$ | 91.9 | mm |
| Momento statico intorno all'asse y | max $S_y$ | 83.24 | $cm^3$ |
| Modulo di resistenza elastico intorno all'asse y | $W_y$ | 252.00 | $cm^3$ |
| **Taglio** | | | |
| Area di taglio in direzione y | $A_y$ | 29.33 | $cm^2$ |
| **Torsione** | | | |
| Costante torsionale | $I_t$ | 4883.00 | $cm^4$ |
| Costante torsionale (St. Venant) | $I_{t,StVen}$ | 15.62 | $cm^4$ |
| Costante torsionale (Bredt) | $I_{t,Bredt}$ | 4867.38 | $cm^4$ |
| Modulo di resistenza per torsione | $W_t$ | 504.00 | $cm^3$ |
| **Plasticità** | | | |
| Modulo di resistenza plastico intorno all'asse y | $W_{pl,y}$ | 338.00 | $cm^3$ |
| Coeff. di forma plastico intorno all'asse y | $\alpha_{pl,y}$ | 1.341 | -- |
| Area di taglio plastica in direzione y | $A_{pl,y}$ | 36.74 | $cm^2$ |
| Forza normale plastica limite | $N_{pl}$ | 1356.365 | kN |
| Plastic limiting shear force in y-direction | $V_{pl,y}$ | 498.478 | kN |
| Plastic limiting bending moment about y-axis | $M_{pl,y}$ | 79.33 | kNm |
| **Altri** | | | |
| Peso | G | 45.3 | kg/m |
| Area superficie per unità di lunghezza | $A_m$ | 0.609 | $m^2/m$ |
| Volume | V | 5770.00 | $cm^3/m$ |
| Coefficiente della sezione | $A_m/V$ | 105.546 | 1/m |
| Area cella | $A_{cell}$ | 265.04 | $cm^2$ |

CHS 193.7x10.0

- EN 10210-2:2006-04
- --




La tensione dell'acciaio risulta pertanto la seguente :

per azione flessionale :

$$\sigma_{Md} = \frac{70.61x1000}{252.00} = 280.19 \text{ MPa}$$

Per azione di taglio :

$$\tau_{Vd} = 2.00x\frac{61.88}{57.70}x10 = 21.45 \text{ MPa}$$

La tensione ideale risulta:

$$\sigma_{idD} = \sqrt{280.19^2 + 3\,x\,21.45^2} = 282.64 \text{ Mpa} < f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1.05 = 338 \text{ N/mmq (MPa)}$$

La verifica è soddisfatta.

## 8.2. VERIFICHE TIRANTI

Si riporta un prospetto riassuntivo dei tiranti

| *ordine* | *Distanza dalla testa del palo [m]* | *Interasse [m]* | *nr. trefoli* | *α [°]* | *$N_0$ [kN]* | *$N_{ml}$ [kN/m]* | *$N_{max}$ [kN]* | *$L_L$ [m]* | *$L_A$ [m]* | *$L_{tot}$ [m]* | *$\phi_p$ (mm)* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Fila 1 | 1.50 | 3.00 | 4 | 15 | 360 | 120.00 | 507.69 | 8.00 | 12.00 | 20.00 | 240 |
| Fila 2 | 4.00 | 3.00 | 4 | 15 | 450 | 150.00 | 628.67 | 6.00 | 16.00 | 22.00 | 240 |
| Fila 3 | 6.00 | 3.00 | 4 | 15 | 500 | 166.67 | 721.16 | 6.00 | 16.00 | 22.00 | 240 |
| Fila 4 | 9.00 | 3.00 | 4 | 15 | 500 | 166.67 | 668.86 | 6.00 | 16.00 | 22.00 | 240 |

**Figura 20: tabella riassuntiva caratteristiche dei tiranti e sollecitazioni agenti**

dove:

i = interasse della fila di tiranti;

$\alpha$ = angolo di inclinazione rispetto al piano orizzontale;

$N_0$ = pretensione iniziale;

$N_{ml}$ = massima sollecitazione nel tirante a metro lineare;

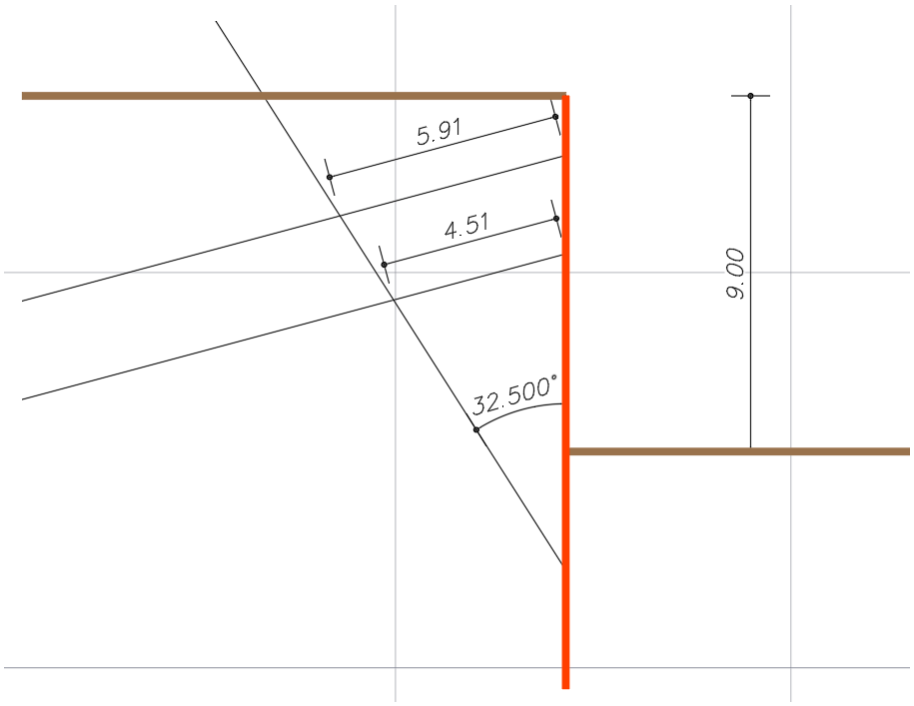
$N_{max}$ = massima sollecitazione nel tirante;

$L_L$ = lunghezza libera;

$L_A$ = lunghezza del bulbo di ancoraggio

$\phi_p$ = diametro di perforazione.

La lunghezza libera di ancoraggio in condizioni sismiche deve risultare almeno pari a quanto si desume dal seguente schema :




Si è verificata quindi la lunghezza libera pari a 8.00 metri per la fila 1 e pari a 6.00 metri per la fila 2.

Le sollecitazioni massime risultano le seguenti :

Inviluppo Verifiche tiranti

| Tirante | Stage | Sollecitazione (kN) | Resistenza GEO (kN) | Resistenza STR (kN) | Sfruttamento GEO | Sfruttamento STR | Resistenza | Design Assumption |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| fila tirante 1 | Scavo -4.00 | 507.69 | 701.23 | 807.41 | 0.724 | 0.629 | ✔ | NTC2018: A1+M1+R3 |
| fila tirante 2 | Scavo -6.00 | 628.77 | 1005.3 | 807.41 | 0.625 | 0.779 | ✔ | NTC2018: A1+M1+R1 |
| fila tirante 3 | Scavo - 9.00 | 721.16 | 1005.3 | 807.41 | 0.717 | 0.893 | ✔ | NTC2018: A1+M1+R1 |
| fila tirante 4 | extrascavo | 668.86 | 1005.3 | 807.41 | 0.665 | 0.828 | ✔ | NTC2018: A1+M1+R1 |

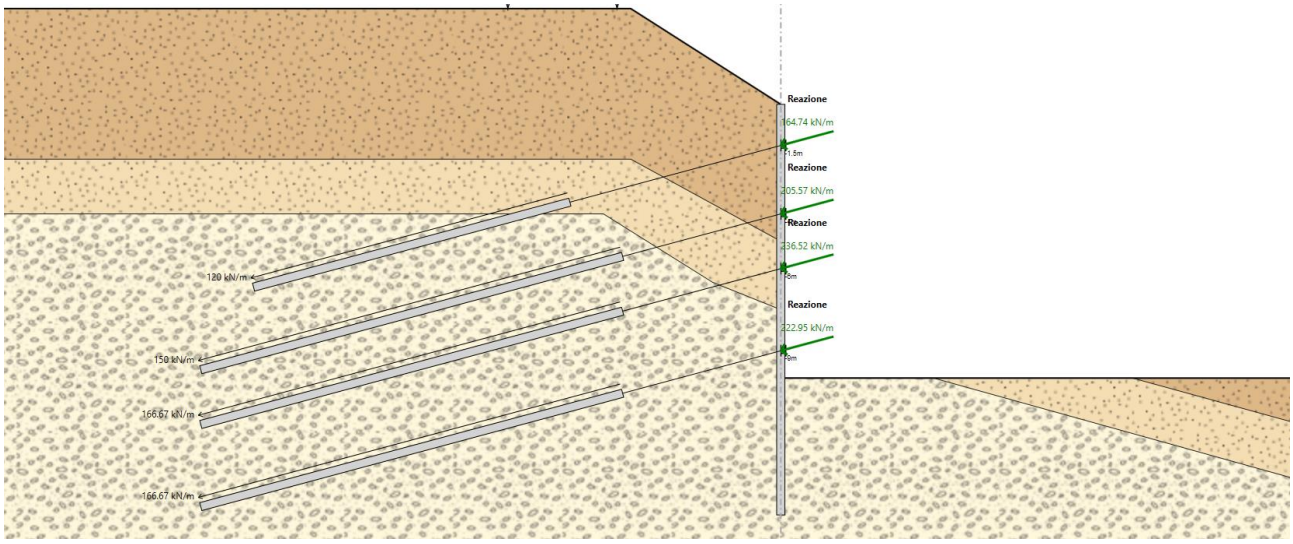



**Figura 21: massimo tiro agente nei tiranti per la combinazione A1+M1+R1 (inviluppo)**

### 8.2.1. VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riportano di seguito le verifiche geotecniche dei tiranti, secondo la combinazione A1 + M1 + R3, considerando i seguenti coefficienti:

- $\xi$ = 1.8
- $\gamma_R$ = 1.2 (tiranti permanenti a favore di sicurezza)

Nei tiranti, la resistenza allo sfilamento dal terreno del bulbo è pari a:

$$L_A \cdot \pi \cdot D_s \cdot s_d = 1.455{,}96 \frac{kN}{tir} = 473{,}32\ kN/m$$

Ammissibile in quanto superiore alla massima sollecitazione agente (pari a 236.52 kN/m) con :

- $D_s$ diametro di calcolo, pari:
  - $\alpha\phi_p$=0.33 m, con $\alpha$ coefficiente moltiplicativo pari a 1.4 (considerato pari al minimo tra i coefficienti delle due stratigrafie in cui il bulbo è iniettato ed un diametro di perforazione $\phi_p$ pari a 0.24 metri a favore di sicurezza)
- $s_d$ tensione unitaria di progetto aderenza malta – terreno, pari a:
  - s/$\xi\gamma_R$= 0.115 MPa, con s=0.250 MPa.

### 8.2.2. VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei tiranti. Si considera la fila . in quanto maggiormente sollecitata.

$$N_{es} = 721.16\ kN \leq \frac{f_{ptk}}{1.15} \cdot n \cdot A_t = 899.27\ kN \quad \text{(UNI EN 1537)}$$

con

- $A_t$=139 mm$^2$, area del singolo trefolo
- *n* numero di trefoli utilizzati, pari a 4
- $f_{ptk} = 1860\ MPa$ tensione caratteristica a rottura dei trefoli

La verifica è soddisfatta.

Si riportano nel seguito le medesime verifiche (espresse quale tasso di sfruttamento) condotte dal programma di calcolo estese a tutte le combinazioni di carico analizzzate.

**Condizioni di esercizio**

Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1

Tiranti | Puntoni | Travi di Ripartizione in Acciaio | Travi di Ripartizione in Calcestruzzo

| Tirante | Stage | Sollecitazione (kN) | Resistenza GEO (kN) | Resistenza STR (kN) | Sfruttamento GEO | Sfruttamento STR | Resistenza |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| fila tirante 1 | tirante 1 | 468 | 771.36 | 807.41 | 0.607 | 0.58 | ✔ |
| fila tirante 1 | Scavo -4.00 | 507.69 | 771.36 | 807.41 | 0.658 | 0.629 | ✔ |
| fila tirante 1 | tirante 2 | 499.16 | 771.36 | 807.41 | 0.647 | 0.618 | ✔ |
| fila tirante 1 | Scavo -6.00 | 499.59 | 771.36 | 807.41 | 0.648 | 0.619 | ✔ |
| fila tirante 1 | tirante 3 | 499.38 | 771.36 | 807.41 | 0.647 | 0.618 | ✔ |
| fila tirante 1 | Scavo - 9.00 | 493.25 | 771.36 | 807.41 | 0.639 | 0.611 | ✔ |
| fila tirante 1 | tirante 4 | 494.83 | 771.36 | 807.41 | 0.642 | 0.613 | ✔ |
| fila tirante 1 | extrascavo | 494.23 | 771.36 | 807.41 | 0.641 | 0.612 | ✔ |
| fila tirante 2 | tirante 2 | 585 | 1005.3 | 807.41 | 0.582 | 0.725 | ✔ |
| fila tirante 2 | Scavo -6.00 | 628.77 | 1005.3 | 807.41 | 0.625 | 0.779 | ✔ |
| fila tirante 2 | tirante 3 | 600.85 | 1005.3 | 807.41 | 0.598 | 0.744 | ✔ |
| fila tirante 2 | Scavo - 9.00 | 619.77 | 1005.3 | 807.41 | 0.616 | 0.768 | ✔ |
| fila tirante 2 | tirante 4 | 616.56 | 1005.3 | 807.41 | 0.613 | 0.764 | ✔ |
| fila tirante 2 | extrascavo | 616.71 | 1005.3 | 807.41 | 0.613 | 0.764 | ✔ |
| fila tirante 3 | tirante 3 | 650.13 | 1005.3 | 807.41 | 0.647 | 0.805 | ✔ |
| fila tirante 3 | Scavo - 9.00 | 721.16 | 1005.3 | 807.41 | 0.717 | 0.893 | ✔ |
| fila tirante 3 | tirante 4 | 705.07 | 1005.3 | 807.41 | 0.701 | 0.873 | ✔ |
| fila tirante 3 | extrascavo | 709.57 | 1005.3 | 807.41 | 0.706 | 0.879 | ✔ |
| fila tirante 4 | tirante 4 | 650.13 | 1005.3 | 807.41 | 0.647 | 0.805 | ✔ |
| fila tirante 4 | extrascavo | 668.86 | 1005.3 | 807.41 | 0.665 | 0.828 | ✔ |

Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R3

Tiranti | Puntoni | Travi di Ripartizione in Acciaio | Travi di Ripartizione in Calcestruzzo

| Tirante | Stage | Sollecitazione (kN) | Resistenza GEO (kN) | Resistenza STR (kN) | Sfruttamento GEO | Sfruttamento STR | Resistenza |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| fila tirante 1 | tirante 1 | 468 | 701.23 | 807.41 | 0.667 | 0.58 | ✔ |
| fila tirante 1 | Scavo -4.00 | 507.69 | 701.23 | 807.41 | 0.724 | 0.629 | ✔ |
| fila tirante 1 | tirante 2 | 499.16 | 701.23 | 807.41 | 0.712 | 0.618 | ✔ |
| fila tirante 1 | Scavo -6.00 | 499.59 | 701.23 | 807.41 | 0.712 | 0.619 | ✔ |
| fila tirante 1 | tirante 3 | 499.38 | 701.23 | 807.41 | 0.712 | 0.618 | ✔ |
| fila tirante 1 | Scavo - 9.00 | 493.25 | 701.23 | 807.41 | 0.703 | 0.611 | ✔ |
| fila tirante 1 | tirante 4 | 494.83 | 701.23 | 807.41 | 0.706 | 0.613 | ✔ |
| fila tirante 1 | extrascavo | 494.23 | 701.23 | 807.41 | 0.705 | 0.612 | ✔ |
| fila tirante 2 | tirante 2 | 585 | 913.92 | 807.41 | 0.64 | 0.725 | ✔ |
| fila tirante 2 | Scavo -6.00 | 628.77 | 913.92 | 807.41 | 0.688 | 0.779 | ✔ |
| fila tirante 2 | tirante 3 | 600.85 | 913.92 | 807.41 | 0.657 | 0.744 | ✔ |
| fila tirante 2 | Scavo - 9.00 | 619.77 | 913.92 | 807.41 | 0.678 | 0.768 | ✔ |
| fila tirante 2 | tirante 4 | 616.56 | 913.92 | 807.41 | 0.675 | 0.764 | ✔ |
| fila tirante 2 | extrascavo | 616.71 | 913.92 | 807.41 | 0.675 | 0.764 | ✔ |
| fila tirante 3 | tirante 3 | 650.13 | 913.92 | 807.41 | 0.711 | 0.805 | ✔ |
| fila tirante 3 | Scavo - 9.00 | 721.16 | 913.92 | 807.41 | 0.789 | 0.893 | ✔ |
| fila tirante 3 | tirante 4 | 705.07 | 913.92 | 807.41 | 0.771 | 0.873 | ✔ |
| fila tirante 3 | extrascavo | 709.57 | 913.92 | 807.41 | 0.776 | 0.879 | ✔ |
| fila tirante 4 | tirante 4 | 650.13 | 913.92 | 807.41 | 0.711 | 0.805 | ✔ |
| fila tirante 4 | extrascavo | 668.86 | 913.92 | 807.41 | 0.732 | 0.828 | ✔ |

Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumption: NTC2018: A2+M2+R1

Tiranti | Puntoni | Travi di Ripartizione in Acciaio | Travi di Ripartizione in Calcestruzzo

| Tirante | Stage | Sollecitazione (kN) | Resistenza GEO (kN) | Resistenza STR (kN) | Sfruttamento GEO | Sfruttamento STR | Resistenza |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| fila tirante 1 | tirante 1 | 360 | 701.23 | 807.41 | 0.513 | 0.446 | ✔ |
| fila tirante 1 | Scavo -4.00 | 401.01 | 701.23 | 807.41 | 0.572 | 0.497 | ✔ |
| fila tirante 1 | tirante 2 | 392.76 | 701.23 | 807.41 | 0.56 | 0.486 | ✔ |
| fila tirante 1 | Scavo -6.00 | 394.11 | 701.23 | 807.41 | 0.562 | 0.488 | ✔ |
| fila tirante 1 | tirante 3 | 393.35 | 701.23 | 807.41 | 0.561 | 0.487 | ✔ |
| fila tirante 1 | Scavo - 9.00 | 377.85 | 701.23 | 807.41 | 0.539 | 0.468 | ✔ |
| fila tirante 1 | tirante 4 | 379.18 | 701.23 | 807.41 | 0.541 | 0.47 | ✔ |
| fila tirante 1 | extrascavo | 377.41 | 701.23 | 807.41 | 0.538 | 0.467 | ✔ |
| fila tirante 2 | tirante 2 | 450 | 913.92 | 807.41 | 0.492 | 0.557 | ✔ |
| fila tirante 2 | Scavo -6.00 | 495.15 | 913.92 | 807.41 | 0.542 | 0.613 | ✔ |
| fila tirante 2 | tirante 3 | 472.82 | 913.92 | 807.41 | 0.517 | 0.586 | ✔ |
| fila tirante 2 | Scavo - 9.00 | 546.56 | 913.92 | 807.41 | 0.598 | 0.677 | ✔ |
| fila tirante 2 | tirante 4 | 543.38 | 913.92 | 807.41 | 0.595 | 0.673 | ✔ |
| fila tirante 2 | extrascavo | 543.68 | 913.92 | 807.41 | 0.595 | 0.673 | ✔ |
| fila tirante 3 | tirante 3 | 500.1 | 913.92 | 807.41 | 0.547 | 0.619 | ✔ |
| fila tirante 3 | Scavo - 9.00 | 683.93 | 913.92 | 807.41 | 0.748 | 0.847 | ✔ |
| fila tirante 3 | tirante 4 | 670.37 | 913.92 | 807.41 | 0.734 | 0.83 | ✔ |
| fila tirante 3 | extrascavo | 682.39 | 913.92 | 807.41 | 0.747 | 0.845 | ✔ |
| fila tirante 4 | tirante 4 | 500.1 | 913.92 | 807.41 | 0.547 | 0.619 | ✔ |
| fila tirante 4 | extrascavo | 552.38 | 913.92 | 807.41 | 0.604 | 0.684 | ✔ |

valori questi che confermano l'accettabilità dei risultati.

## 8.3. VERIFICA TRAVE DI CONTRASTO

Le travi in acciaio (S275) per la ripartizione dell'azione dei tiranti maggiormente sollecitati sono costituiti da n. 2 HEB 200 accoppiati aventi le seguenti caratteristiche :

| Sigla HEB | b mm | h mm | a mm | e mm | r mm | Peso kg/m | Sezione $cm^2$ | Momenti di inerzia Jx $cm^4$ | Momenti di inerzia Jy $cm^4$ | Moduli di resistenza Wx $cm^3$ | Moduli di resistenza Wy $cm^3$ | Raggi di inerzia ix cm | Raggi di inerzia iy cm |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **100** | 100 | 100 | 6,0 | 10,0 | 12 | 20,4 | 26,04 | 449,5 | 167,3 | 89,91 | 33,45 | 4,16 | 2,53 |
| **120** | 120 | 120 | 6,5 | 11,0 | 12 | 26,7 | 34,01 | 864,4 | 317,5 | 144,1 | 52,92 | 5,04 | 3,06 |
| **140** | 140 | 140 | 7,0 | 12,0 | 12 | 33,7 | 42,96 | 1.509 | 549,7 | 215,6 | 78,52 | 5,93 | 3,58 |
| **160** | 160 | 160 | 8,0 | 13,0 | 15 | 42,6 | 54,25 | 2.492 | 889,2 | 311,5 | 111,2 | 6,78 | 4,05 |
| **180** | 180 | 180 | 8,5 | 14,0 | 15 | 51,2 | 65,25 | 3.831 | 1.363 | 425,7 | 151,4 | 7,66 | 4,57 |
| **200** | 200 | 200 | 9,0 | 15,0 | 18 | 61,3 | 78,08 | 5.696 | 2.003 | 569,6 | 200,3 | 8,54 | 5,07 |
| **220** | 220 | 220 | 9,5 | 16,0 | 18 | 71,5 | 91,04 | 8.091 | 2.843 | 735,5 | 258,5 | 9,43 | 5,59 |

La massima sollecitazione di calcolo è pari a:

$$p_d = 170.00 \text{ kN/m}$$

Considerando uno schema statico di trave su tre appoggi, con luce pari a 3.00 m, si ricavano le azioni massime pari a:

$$M_{Ed} = q\, L^2 / 8 = 191.25 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 5\, q\, L / 8 = 318.75 \text{ kN}$$

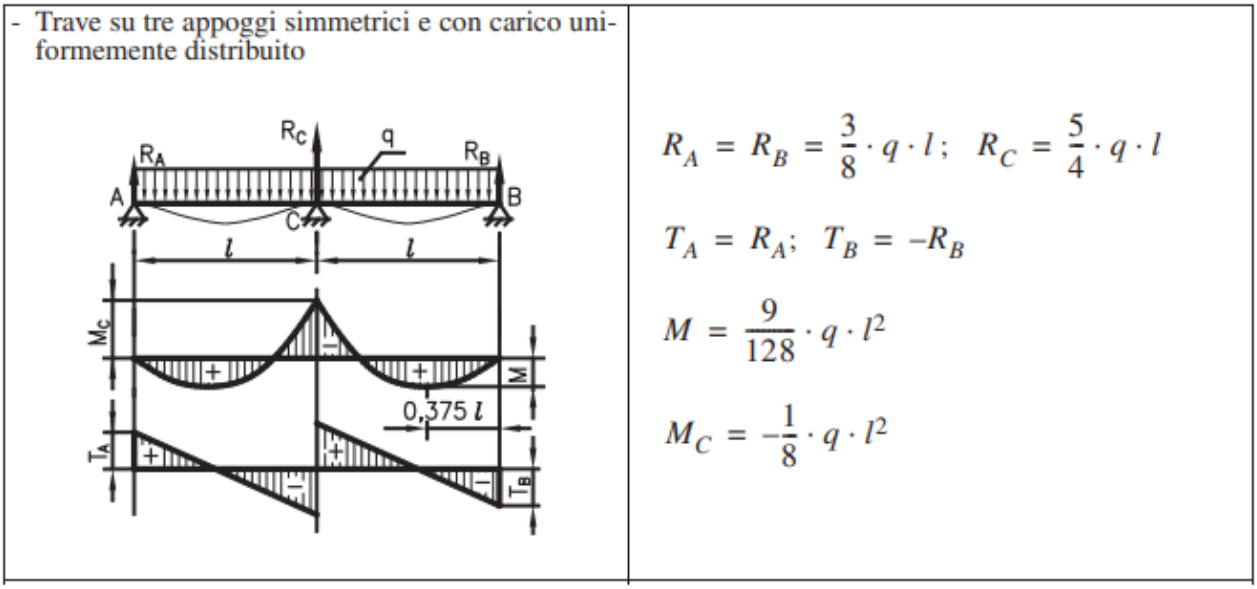



**Figura 22: schema statico considerato per lo studio delle travi di ripartizione**

Verifica a flessione

$M_{pl,Rd} = 2 \times W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0} = 298.36$ kNm

in cui

$W_{pl} = 569.60$ cm$^3$

$f_{yk} = 275$ MPa

$\gamma_{M0} = 1.05$

Risulta: $M_{Ed} / M_{pl,Rd} = 0.64 < 1.00$ → Verifica soddisfatta.

Verifica a taglio

$V_{c,Rd} = 2 \times A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 6324.46$ kN

in cui

$A_v = 16.20$ cm$^2$

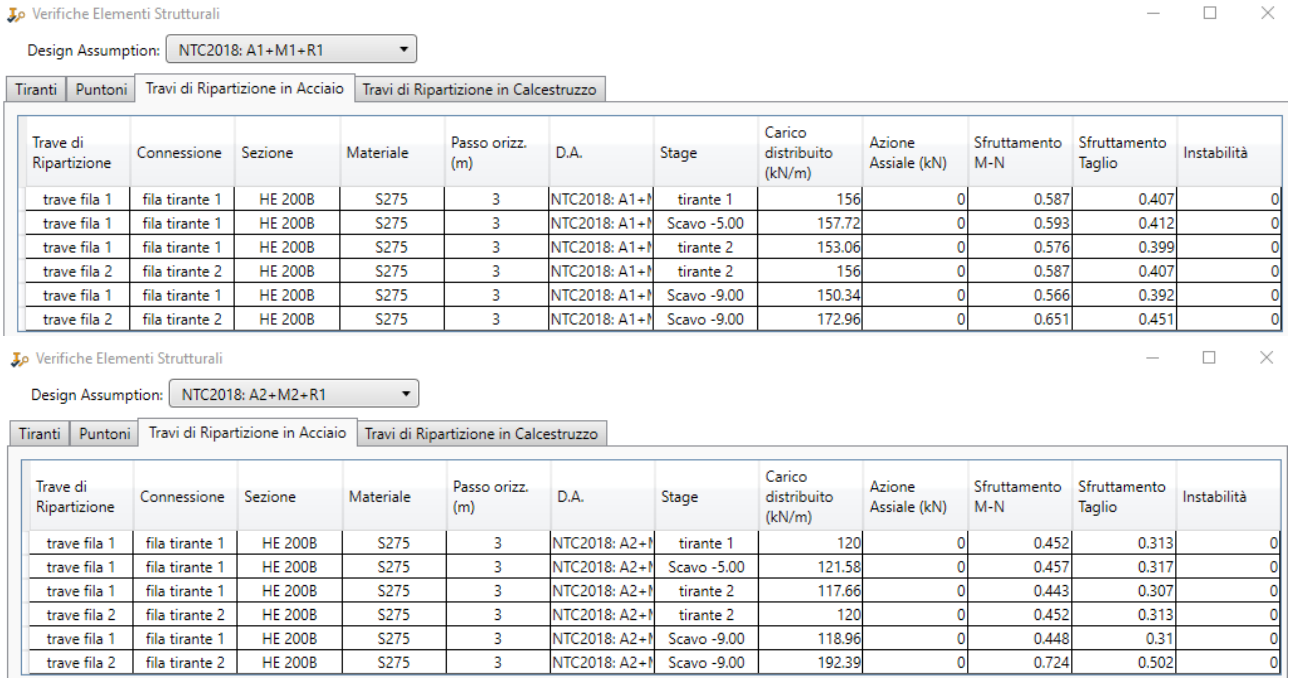
$f_{yk} = 275$ MPa

$\gamma_{M0} = 1.05$

Risulta: $V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.38 < 1.00$ → Verifica soddisfatta.

Si riportano nel seguito le medesime verifiche condotte dal programma di calcolo estese a tutte le combinazioni di carico analizzzate.

**Condizioni di esercizio**


Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1

Tiranti | Puntoni | Travi di Ripartizione in Acciaio | Travi di Ripartizione in Calcestruzzo

| Trave di Ripartizione | Connessione | Sezione | Materiale | Passo orizz. (m) | D.A. | Stage | Carico distribuito (kN/m) | Azione Assiale (kN) | Sfruttamento M-N | Sfruttamento Taglio | Instabilità |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| trave fila 1 | fila tirante 1 | HE 200B | S275 | 3 | NTC2018: A1+M | tirante 1 | 156 | 0 | 0.587 | 0.407 | 0 |
| trave fila 1 | fila tirante 1 | HE 200B | S275 | 3 | NTC2018: A1+M | Scavo -5.00 | 157.72 | 0 | 0.593 | 0.412 | 0 |
| trave fila 1 | fila tirante 1 | HE 200B | S275 | 3 | NTC2018: A1+M | tirante 2 | 153.06 | 0 | 0.576 | 0.399 | 0 |
| trave fila 2 | fila tirante 2 | HE 200B | S275 | 3 | NTC2018: A1+M | tirante 2 | 156 | 0 | 0.587 | 0.407 | 0 |
| trave fila 1 | fila tirante 1 | HE 200B | S275 | 3 | NTC2018: A1+M | Scavo -9.00 | 150.34 | 0 | 0.566 | 0.392 | 0 |
| trave fila 2 | fila tirante 2 | HE 200B | S275 | 3 | NTC2018: A1+M | Scavo -9.00 | 172.96 | 0 | 0.651 | 0.451 | 0 |


Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumption: NTC2018: A2+M2+R1

Tiranti | Puntoni | Travi di Ripartizione in Acciaio | Travi di Ripartizione in Calcestruzzo

| Trave di Ripartizione | Connessione | Sezione | Materiale | Passo orizz. (m) | D.A. | Stage | Carico distribuito (kN/m) | Azione Assiale (kN) | Sfruttamento M-N | Sfruttamento Taglio | Instabilità |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| trave fila 1 | fila tirante 1 | HE 200B | S275 | 3 | NTC2018: A2+M | tirante 1 | 120 | 0 | 0.452 | 0.313 | 0 |
| trave fila 1 | fila tirante 1 | HE 200B | S275 | 3 | NTC2018: A2+M | Scavo -5.00 | 121.58 | 0 | 0.457 | 0.317 | 0 |
| trave fila 1 | fila tirante 1 | HE 200B | S275 | 3 | NTC2018: A2+M | tirante 2 | 117.66 | 0 | 0.443 | 0.307 | 0 |
| trave fila 2 | fila tirante 2 | HE 200B | S275 | 3 | NTC2018: A2+M | tirante 2 | 120 | 0 | 0.452 | 0.313 | 0 |
| trave fila 1 | fila tirante 1 | HE 200B | S275 | 3 | NTC2018: A2+M | Scavo -9.00 | 118.96 | 0 | 0.448 | 0.31 | 0 |
| trave fila 2 | fila tirante 2 | HE 200B | S275 | 3 | NTC2018: A2+M | Scavo -9.00 | 192.39 | 0 | 0.724 | 0.502 | 0 |

valori questi ammissibili anche in considerazione del fatto che non sono stati considerati gli effetti dovuti ai fenomeno torsionali parassiti che si potrebbero generare in fase di tesatura dei tiranti.

## 8.4. VERIFICHE DEL TERRENO INTERAGENTE CON LA PARATIA

Le verifiche geotecniche (GEO) del terreno interagente con la paratia, eseguite secondo il metodo degli Stati Limite, sono state condotte, fase per fase, considerando le seguenti combinazioni:

- SLU : A2 + M2 + R1

L'analisi non lineare del sistema terreno-paratia converge ad una configurazione dei equilibrio per entrambe le combinazioni considerate.

Pertanto tutte le verifiche agli stati ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la paratia, ossia:

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- instabilità del fondo scavo

risultano automaticamente soddisfatte.

Dal calcolo emergono i seguenti diagrammi delle tensioni orizzontali efficaci nel terreno :

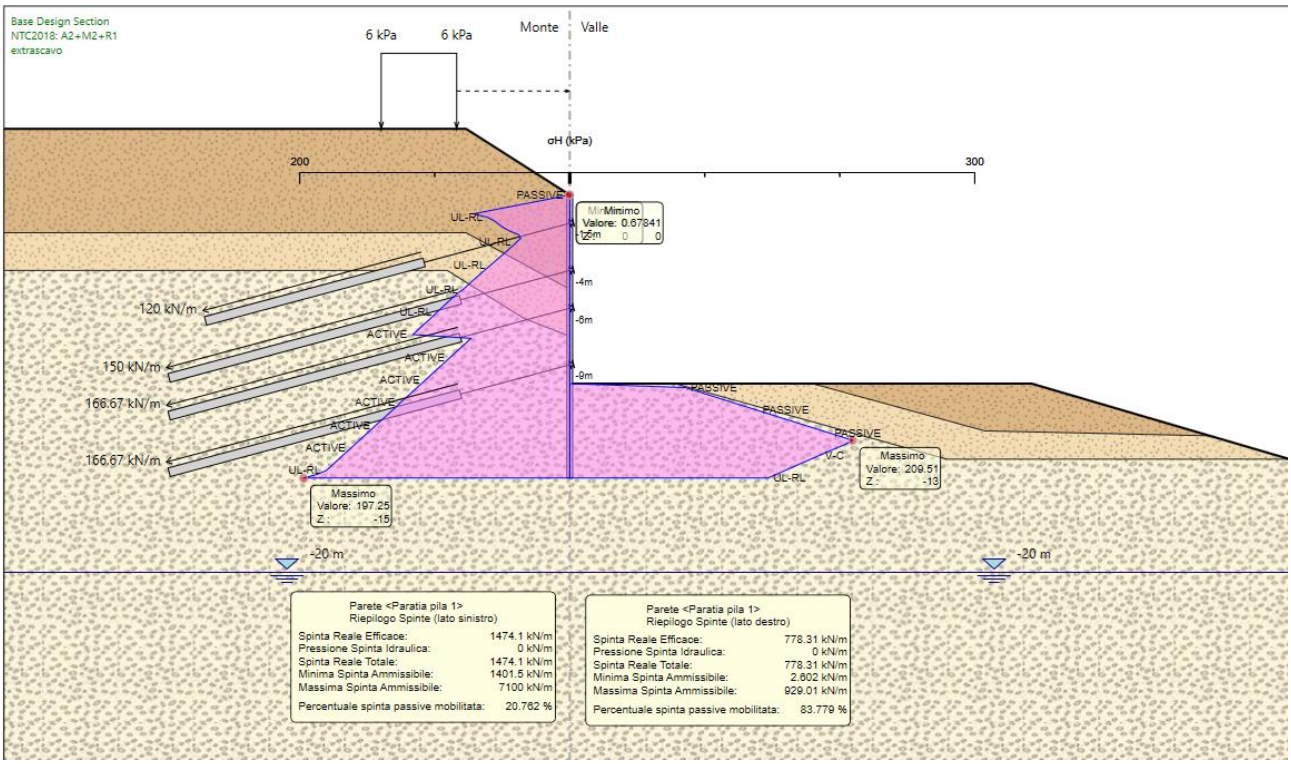



**Figura 23 : $\sigma'_h$ nel diaframma [kN/m] – comb. SLU – A2+M2+R1 – fase di esercizio**

Si riporta di seguito il report delle verifiche dei rapporti tra spinte passive attivate e disponibili, in riferimento alle due combinazioni sopracitate :

## Summary for DA <NTC2018: A2+M2+R1>

### Riepilogo per la DA <NTC2018: A2+M2+R1>

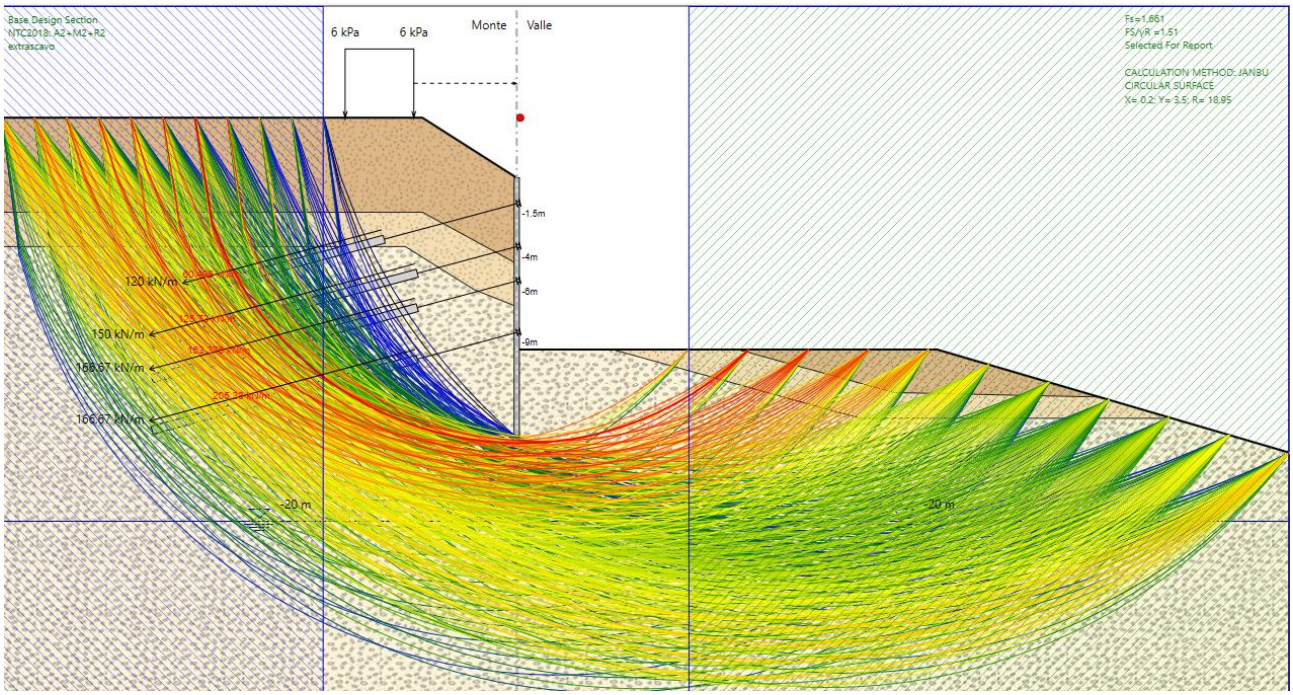
### Parete <Paratia pila 1> *** Attenzione: gli spostamenti relativi alle DA agli Stati Limite Ultimi non sono considerati

```
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)   0.21   D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (tirante 2)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)   0.84   D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Extrascavo)
```

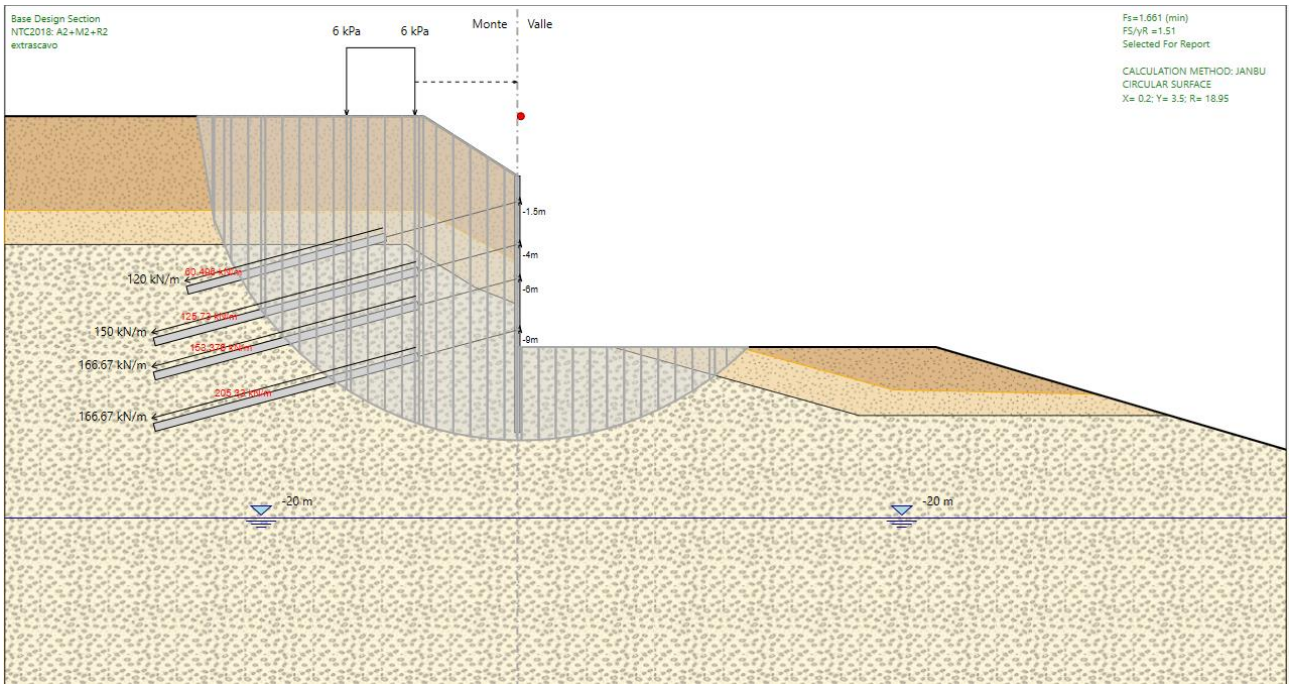
valori questi ammissibili.

## 9. VERIFICHE DELLA STABILITÀ GLOBALE

Si riporta la rappresentazione grafica della superficie di scivolamento critica, emersa dall'analisi della stabilità globale effettuata con il metodo di Janbu sulla configurazione finale dell'opera, rispettivamente per le seguenti combinazioni:




SLU – A2 + M2 + R2




SLU – A2 + M2 + R2 : superficie critica

Nella verifica la presenza dell'opera di sostegno è tenuta in conto esclusivamente come vincolo geometrico.

La verifica di stabilità globale risulta soddisfatta per entrambe le condizioni, con FS=1.67 della superficie maggiormente critica.

## 10. DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (PUNTO 10.2)

Riguardo alle analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo, il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

### 10.1. TIPO DI ANALISI SVOLTA

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo delle paratie viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno;
- Verifiche globali di stabilità complesso opera-terreno;
- Calcolo delle sollecitazioni nelle paratie, nei tiranti e nella trave di contrasto degli stessi;
- Verifiche delle sezioni di paratie, tiranti e travi di contrasto.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

### 10.2. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

| | |
|---|---|
| Titolo | Paratie Plus 2023.0.6 - Analisi e Calcolo Paratie |
| Produttore | CeAs srl, Milano (MI) |

### 10.3. AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice CeAs srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

### 10.4. MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

### 10.5. INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che

tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

## 10.6. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

## 11. ALLEGATI DI CALCOLO