

Relazione di calcolo paratia

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|---------------|------|---------|
| NTOI | 04 | D 26 CL | CL RI 0205003 | A | 2 di 35 |

INDICE

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 1 | PREMESSA | 3 |
| 2 | DESCRIZIONE DELL'OPERA | 3 |
| 3 | DOCUMENTI DI RIFERIMENTO | 5 |
| 3.1 | Documenti Referenziati | 5 |
| 3.1.1 | <i>Documenti di progetto</i> | 5 |
| 3.1.2 | <i>Normativa e istruzioni</i> | 5 |
| 4 | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI | 6 |
| 4.1 | Calcestruzzo | 6 |
| 4.2 | Acciaio | 8 |
| 5 | STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI | 9 |
| 6 | MODELLO DI CALCOLO | 10 |
| 6.1 | Parametri di spinta del terreno | 11 |
| 6.2 | Parametri di deformabilità del terreno | 12 |
| 7 | ANALISI DEI CARICHI | 13 |
| 8 | CRITERI DI VERIFICA | 15 |
| 8.1 | Coefficienti di combinazione per verifiche strutturali e geotecniche della paratia | 17 |
| 9 | AZIONE SISMICA | 18 |
| 9.1 | Verifiche strutturali | 22 |
| 10 | RISULTATI DELLE ANALISI | 23 |
| 10.1 | Fasi di calcolo | 23 |
| 10.2 | Spostamenti (SLE combinazione tipo Rara) | 24 |
| 10.3 | Sollecitazioni massime (SLU) | 25 |
| 10.4 | Sollecitazioni massime (SLV) | 27 |
| 11 | VERIFICHE | 29 |
| 11.1 | Verifica di stabilità globale | 29 |
| 11.2 | Verifica dell'opera di sostegno | 31 |
| 11.2.1 | <i>Verifica geotecnica della paratia</i> | 31 |
| 11.2.2 | <i>Verifica strutturale della paratia</i> | 32 |
| 12 | CONCLUSIONI | 35 |

1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce alla progettazione definitiva di un'opera definitiva consistente in una paratia di micropali. L'opera si realizza in prossimità della tratta ferroviaria Bussoleno-Avigliana in corrispondenza del sito di Bruzolo, tra le progressive pk 1+600 a pk 1+750. Tale paratia ha il compito di contenere il terreno a monte dello scavo che si effettua per l'inserimento della nuova sovrastruttura ferroviaria realizzata in stretta adiacenza ai binari esistenti del tronchino.

Nella presente relazione si dimensionano e verificano le paratie di micropali.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l'analisi e le verifiche geotecniche e strutturali della paratia di micropali. La paratia è realizzata con micropali dotati di armatura tubolare in acciaio. In testa alla paratia si trova la trave di coronamento in c.a..

Per ulteriori indicazioni si rimanda agli elaborati progettuali. Si riporta di seguito la sezione di studio presa a riferimento per il dimensionamento e la verifica della paratia.

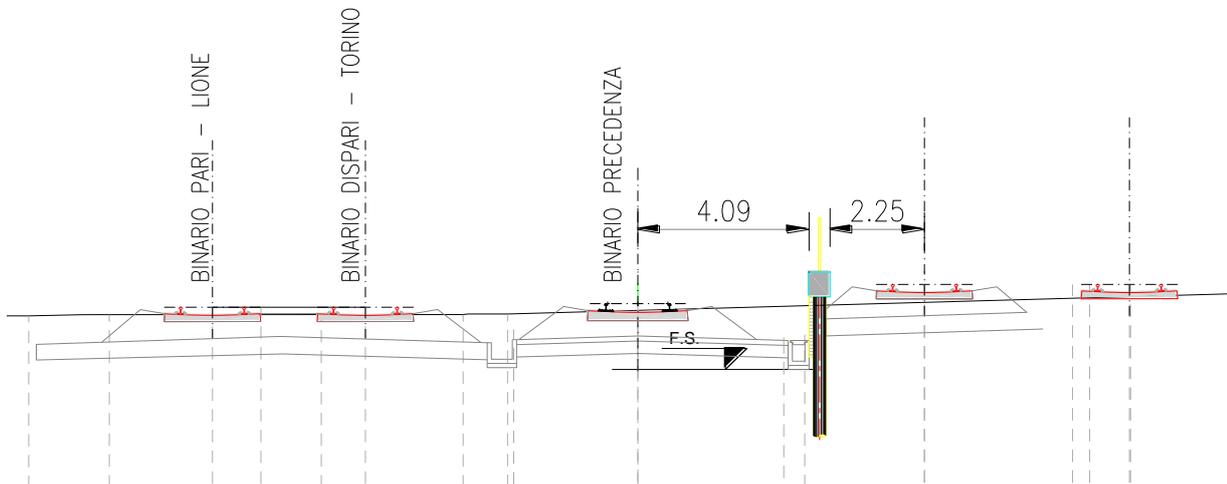


Figura 1: Sezione di studio paratia

Relazione di calcolo paratia

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|---------------|------|---------|
| NTOI | 04 | D 26 CL | CL RI 0205003 | A | 4 di 35 |

Nella tabella a seguire si riportano i parametri di calcolo assunti per l'analisi, le verifiche strutturali e le verifiche geotecniche.

| PARATIA DI MICROPALI | | |
|-----------------------------|-------------|---------|
| Sezione di studio | | - |
| $H_{scavo,max}$ | 1.80 | m |
| $L_{paratia,max}$ | 8.00 | m |
| Micropali (C20/25) | Φ (mm) | 250 |
| Interasse | i (mm) | 400 |
| Tubolare (S275) | D/s (mm) | 178.8/8 |

Nella lunghezza della paratia $L_{paratia,max}$ è escluso lo spessore del cordolo sommitale.



LINEA MODANE TORINO

ADEGUAMENTO LINEA STORICA TRATTA BUSSOLENO-AVIGLIANA

Relazione di calcolo paratia

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|---------------|------|---------|
| NTOI | 04 | D 26 CL | CL RI 0205003 | A | 5 di 35 |

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Documenti Referenziati

I documenti usati come input per il presente documento sono i seguenti:

3.1.1 Documenti di progetto

| TITOLO ELABORATO |
|--|
| Relazione geotecnica – NT0IO4D26GEGE0005001A |
| Profilo Geotecnico 1/2 – NT0IO4D26F6GE0005001A |
| Profilo Geotecnico 2/2 – NT0IO4D26F6GE0005002A |

3.1.2 Normativa e istruzioni

Si riporta nel seguito l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento:

- Legge 5-1-1971 n° 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”;
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D.M. 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni
- D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- Manuale RFI RFI DTC SI MA IFS 001 A;
- RFI DTC SICS SP IFS 001 A Capitolato opere in conglomerato cementizio.

Relazione di calcolo paratia

| | | | | | |
|----------|-------|----------|---------------|------|---------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| NTOI | 04 | D 26 CL | CL RI 0205003 | A | 6 di 35 |

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Per la realizzazione delle opere oggetto della presente relazione sono da impiegare i materiali di seguito elencati.

4.1 Calcestruzzo

| CALCESTRUZZO MICROPALI | | | | | |
|---|------------------------|-------------------------------------|-------------------|--------|---|
| Descrizione | Simbolo | Formula | Unità di misura | Valore | Note |
| Resistenza cubica a compressione | R_{ck} | | N/mm ² | 25.0 | |
| Resistenza cilindrica a compressione | f_{ck} | $0.83 * R_{ck}$ | N/mm ² | 20.8 | |
| Resistenza cilindrica media a compressione | f_{cm} | $f_{ck}+8$ | N/mm ² | 28.8 | |
| Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli | $\alpha_{cc} (t>28gg)$ | | - | 0.9 | |
| Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo | γ_c | | - | 1.5 | Viene ridotto a 1.40 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10% |
| Resistenza di calcolo a compressione | f_{cd} | $(\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_c$ | N/mm ² | 11.8 | |
| Resistenza cilindrica media a trazione | f_{ctm} | $0.3 * (f_{ck})^{2/3}$ | N/mm ² | 2.3 | Per classi ≤ C50/60 |
| Resistenza cilindrica media a trazione | f_{ctk} | $0.7 * f_{ctm}$ | N/mm ² | 1.6 | |
| Resistenza di calcolo a trazione | f_{ctd} | f_{ctk} / γ_c | N/mm ² | 1.1 | |
| Resistenza media a trazione per flessione | f_{ctm} | $1.2 * f_{ctm}$ | N/mm ² | 2.7 | |
| Resistenza cilindrica caratteristica a trazione | f_{ctk} | $0.7 * f_{ctm}$ | N/mm ² | 1.9 | |
| Modulo elastico | E_{cm} | $22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$ | N/mm ² | 30200 | |
| Peso proprio | γ_c | | N/m ³ | 25000 | |
| Coefficiente di Poisson | ν | | - | 0.2 | Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC208, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato). |
| Coefficiente di aderenza | η | | - | 1.0 | Per barre di diametro ≤ 32mm |
| Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza | f_{bk} | $2.25 * \eta * f_{ctk}$ | N/mm ² | 3.6 | |
| Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo | f_{bd} | f_{bk} / γ_c | N/mm ² | 2.4 | |
| Tensioni di progetto del cls allo S.L.E. | | | | | |
| Massima tensione di compressione in combinazione di carico RARA | σ_c | $0.55 * f_{ck}$ | N/mm ² | 11.4 | Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%. |
| Massima tensione di compressione in combinazione di carico PERMANENTE | σ_c | $0.40 * f_{ck}$ | N/mm ² | 8.3 | Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%. |
| | | | | | Calcestruzzo con mix design studiato in modo da eliminare fenomeni di ritiro |

Relazione di calcolo paratia

| | | | | | |
|----------|-------|----------|---------------|------|---------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| NTOI | 04 | D 26 CL | CL RI 0205003 | A | 7 di 35 |

| CALCESTRUZZO CORDOLO | | | | | |
|--|------------------------|-------------------------------------|-------------------|--------|--|
| Descrizione | Simbolo | Formula | Unità di misura | Valore | Note |
| Resistenza cubica a compressione | R_{ck} | | N/mm ² | 30.0 | |
| Resistenza cilindrica a compressione | f_{ck} | $0.83 * R_{ck}$ | N/mm ² | 24.9 | |
| Resistenza cilindrica media a compressione | f_{cm} | $f_{ck}+8$ | N/mm ² | 32.9 | |
| Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli | α_{cc} (t>28gg) | | - | 0.9 | |
| Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo | γ_c | | - | 1.5 | Viene ridotto a 1.40 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%) |
| Resistenza di calcolo a compressione | f_{cd} | $(\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_c$ | N/mm ² | 14.1 | |
| Resistenza cilindrica media a trazione | f_{ctm} | $0.3 * (f_{ck})^{2/3}$ | N/mm ² | 2.6 | Per classi ≤ C50/60 |
| Resistenza cilindrica media a trazione | f_{ctk} | $0.7 * f_{ctm}$ | N/mm ² | 1.8 | |
| Resistenza di calcolo a trazione | f_{ctd} | f_{ctk} / γ_c | N/mm ² | 1.2 | |
| Resistenza media a trazione per flessione | f_{ctm} | $1.2 * f_{ctm}$ | N/mm ² | 3.1 | |
| Resistenza cilindrica caratteristica a trazione | f_{ctk} | $0.7 * f_{ctm}$ | N/mm ² | 2.1 | |
| Modulo elastico | E_{cm} | $22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$ | N/mm ² | 31447 | |
| Peso proprio | γ_c | | N/m ³ | 25000 | |
| Coefficiente di Poisson | ν | | - | 0.2 | Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC208, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato). |
| Coefficiente di aderenza | η | | - | 1.0 | Per barre di diametro ≤ 32mm |
| Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza | f_{bk} | $2.25 * \eta * f_{ctk}$ | N/mm ² | 4.0 | |
| Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo | f_{bd} | f_{bk} / γ_c | N/mm ² | 2.7 | |
| Tensioni di progetto del cls allo S.L.E. | | | | | |
| Massima tensione di compressione in combinazione di carico RARA | σ_c | $0.55 * f_{ck}$ | N/mm ² | 13.7 | Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%. |
| Massima tensione di compressione in combinazione di carico PERMANENTE | σ_c | $0.40 * f_{ck}$ | N/mm ² | 10.0 | Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%. |
| Calcestruzzo con mix design studiato in modo da eliminare fenomeni di ritiro | | | | | |

Relazione di calcolo paratia

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|---------------|------|---------|
| NTOI | 04 | D 26 CL | CL RI 0205003 | A | 8 di 35 |

4.2 Acciaio

| ACCIAIO DA C.A. | | | | | |
|---|--------------|---------------------|-------------------|--------|------|
| Acciaio ad adherenza migliorata B450C | | | | | |
| Descrizione | Simbolo | Formula | Unità di misura | Valore | Note |
| Resistenza caratteristica di rottura | $f_{t, nom}$ | | N/mm ² | 540 | |
| Resistenza caratteristica a snervamento | $f_{y, nom}$ | | N/mm ² | 450 | |
| Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio | γ_s | | - | 1.15 | |
| Resistenza di calcolo | $f_{y,d}$ | f_{yk} / γ_s | N/mm ² | 391.3 | |
| Modulo elastico | E_s | | N/mm ² | 206000 | |
| Tensioni di progetto del cls allo S.L.E. | | | | | |
| Tensione massima di esercizio per l'acciaio | σ_s | $0.75 * f_{yk}$ | N/mm ² | 337.5 | |

| ACCIAIO PER MICROPALI | | | | | |
|--|----------|---------------------|-------------------|----------|--------------------|
| ACCIAIO S275 | | | | | |
| Descrizione | Simbolo | Formula | Unità di misura | Valore | Note |
| Modulo elastico | E | | N/mm ² | 210000 | |
| Coefficiente di Poisson | ν | | - | 0.3 | |
| Modulo di elasticità trasversale | G | $E / [2 * (1+\nu)]$ | N/mm ² | 80769 | |
| Coefficiente di espansione termica lineare | α | | 1/°C | 1.20E-05 | Per T fino a 100°C |
| Densità | ρ | | kg/m ³ | 7850 | |
| Resistenza caratteristica a snervamento | f_{yk} | | N/mm ² | 275 | |
| Resistenza caratteristica a rottura | f_{tk} | | N/mm ² | 430 | |

5 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Nel rispetto dell'elaborato contenente la definizione dei parametri geotecnici, la paratia oggetto della relazione presenta una stratigrafia di progetto come riportata nel seguito.

| Tipologia | z dal PF | γ | c_u | c' | ϕ' | E |
|---------------------------|----------|-------------------|-------|------|---------|-----|
| | m | kN/m ³ | kPa | kPa | ° | MPa |
| Unità A – Sabbie e ghiaie | 0-5.0 | 19.00 | - | 0 | 32 | 20 |
| Unità A – Sabbie e ghiaie | > 5.0 | 19.00 | - | 0 | 36 | 35 |

Tabella 1: Parametri geotecnici della stratigrafia di riferimento

I parametri riportati in tabella rappresentano:

- γ = peso di volume del terreno [kN/m³];
- c_u = coesione non drenata [kPa];
- c' = coesione efficace [kPa];
- ϕ' = angolo d'attrito interno di picco [°];
- E' = modulo elastico operativo del terreno [MPa];

La falda si considera ad una profondità di 3.00 m dal piano campagna.



LINEA MODANE TORINO

ADEGUAMENTO LINEA STORICA TRATTA BUSSOLENO-AVIGLIANA

Relazione di calcolo paratia

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|---------------|------|----------|
| NTOI | 04 | D 26 CL | CL RI 0205003 | A | 10 di 35 |

6 MODELLO DI CALCOLO

Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le varie fasi di lavoro (scavi e/o inserimento degli elementi di contrasto) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

Allo scopo si impiega il programma di calcolo "PARATIE PLUS" Versione 18.1 della HarpaCeas S.r.l. di Milano.

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato con delle molle secondo un modello elasto-plastico. Esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

Con tale metodo, si può quindi seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di contrasto, consentendo di fornire informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.

I parametri che caratterizzano il modello dunque possono essere distinti in due classi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno che compaiono nella definizione della rigidità delle molle.

6.1 Parametri di spinta del terreno

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo e i coefficienti di spinta attiva e passiva.

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$). OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7. Ladd et al. (1977), Jamiolkowski et al. (1979) forniscono valori di m per argille italiane.

Il coefficiente di spinta attiva e passiva sono dati secondo Rankine per una parete liscia, da

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \phi'/2)$$

$$K_P = \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di K_A e K_P si può tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kiserel (1948)

Il valore limite della tensione orizzontale sarà dato da

$$\sigma'_A = K_A \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_A} \quad \text{oppure}$$

$$\sigma'_P = K_P \sigma'_v + 2c' \sqrt{K_P}$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente. c' è la coesione drenata del terreno. Nel caso in cui si voglia tenere conto dell'adesione α tra parete e terreno, i limiti attivo e passivo si modificano come segue.

$$\sigma'_A = K_A \sigma'_v - c' K_{Ac} \quad \text{con } K_{Ac} = 2\sqrt{K_A(1 + \alpha/c')} \leq 2.56\sqrt{K_A}$$

$$\sigma'_P = K_P \sigma'_v + c' K_{Pc} \quad \text{con } K_{Pc} = 2\sqrt{K_P(1 + \alpha/c')} \leq 2.56\sqrt{K_P}$$

Per terreni a pendenza nulla, con angolo di attrito paratia "δ" diverso da zero, i coefficienti di spinta attiva e passiva sono calcolati con la relazione di Lancellotta (2002) e valgono:

$$k_{a,p} = \left[\frac{\cos \delta}{1 \pm \sin \phi'} \left(\cos \delta \mp \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \delta} \right) \right] e^{\mp 2\theta \tan \phi'}$$

$$2\theta_{p,\alpha} = \arcsen \left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi'} \right) \mp \delta$$

Nei calcoli si considera un angolo di attrito paratia-terreno "δ" pari a 1/2 di ϕ' per la spinta passiva e pari a zero per quella attiva.

6.2 Parametri di deformabilità del terreno

Per la definizione del modulo di Young si utilizza il modello elasto-plastico inserendo il valore di E manualmente. Il programma provvede automaticamente a calcolare le costanti di sottofondo per ogni fase di scavo come:

$$K_{monte} = \frac{E_m \cdot \Delta}{B_m} \quad e \quad K_{valle} = \frac{E_v \cdot \Delta}{B_v}$$

Nelle relazioni presentate, Δ è il valore fornito dalla schematizzazione agli elementi finiti e B_m e B_v sono rispettivamente le estensioni laterali del cuneo di spinta attiva e passiva del terreno alla quota del baricentro del cuneo stesso, per ogni fase di scavo:

$$B_m = \frac{2}{3} \cdot \lambda_A \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$B_v = \frac{2}{3} \cdot \lambda_P \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\lambda_A = \min(H_{paratia}; 2H_{scavo})$$

$$\lambda_P = \min(H_{paratia} - H_{scavo}; H_{scavo})$$

Si assume in ogni caso un valore di altezza dello scavo H_{scavo} non minore di 1/10 dell'altezza totale della paratia $H_{paratia}$.

Il modulo elastico in fase incrudente si assume pari a 1.60 volte il modulo elastico di primo carico E_{vc} (ha un valore assunto pari al modulo elastico del terreno):

$$E_{ur} = 1.60 \cdot E_{vc}$$

7 ANALISI DEI CARICHI

I carichi considerati nel modello di calcolo si riferiscono ai carichi permanenti strutturali associati alla spinta del terreno, ai carichi permanenti trasmessi dalla struttura della ferrovia ed i carichi variabili associati al traffico ferroviario, che si considerano come uniformemente distribuiti.

Il carico permanente ferroviario (massciata più armamento) si determina in accordo con il § 5.2.2.1.1 delle NTC 2018. Considerando un peso di volume pari a 18.0 kN/m³ ed uno spessore di ballast più armamento di 0.80 m, il carico permanente caratteristico distribuito vale **14.40 kPa**.

Il carico variabile associato al traffico ferroviario si determina in accordo con il § 5.2.2.2.1 delle NTC 2018, considerando il peggiore tra il carico verticale dovuto al treno LM71 e il carico verticale dovuto al treno SW/2.

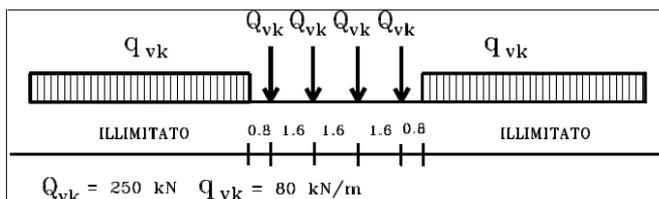
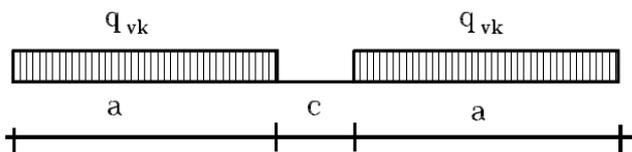


Figura 2 – Treno di carico LM71



| Tipo di Carico | q _{vk} [kN/m] | a [m] | c [m] |
|----------------|------------------------|-------|-------|
| SW/0 | 133 | 15,0 | 5,3 |
| SW/2 | 150 | 25,0 | 7,0 |

Figura 3 – Treno di carico SW

Per il treno di carico LM71, si considera la situazione più gravosa con il carico distribuito trasmesso dai quattro assi, che restituisce un valore pari a 156.25 kN/m:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kN/m}$$

Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m (a 0.70 m dal piano del ferro) secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC2010, punto 6.3.2, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria, pari a 52.08 kN/m².

Relazione di calcolo paratia

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|---------------|------|----------|
| NTOI | 04 | D 26 CL | CL RI 0205003 | A | 14 di 35 |

Per tener conto degli effetti dinamici associati al passaggio del convoglio, a tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella di seguito riportata.

| Tipo di traffico | Valore minimo del fattore alfa (α) |
|------------------|---|
| P1, P2, P3, P4 | 1.00 |
| P5 | 0.91 |
| P6 | 0.83 |
| P1 520 | Punto in sospenso |
| P1 600 | 1.10 |
| F1, F2, F3 | 1.00 |
| F4 | 0.91 |
| F1 520 | Punto in sospenso |
| F1 600 | 1.10 |

La tratta in esame è classificata come categoria P4 per il traffico passeggeri, F2 per il traffico merci per cui alle opere in esame si applicano i relativi carichi equivalenti con il coefficiente α pari a 1.00. Il carico associato al treno di carico LM71 assume un valore pari a **52.08 kN/m²**.

Per il treno di carico SW2, si considera un carico uniforme di 150 kN/m. Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m (a 0.70 m dal piano del ferro) secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC2010, punto 6.3.2, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria, pari a **50.00 kN/m²**. Nei calcoli riportati successivamente sarà considerato il treno di carico LM71, che restituisce una condizione peggiore rispetto al treno di carico SW2.

| | | | | | | |
|---|---|------------------------|--------------------------------|---------------------------------------|----------------------|-------------------------------|
|  | <p>LINEA MODANE TORINO</p> <p>ADEGUAMENTO LINEA STORICA TRATTA BUSSOLENO-AVIGLIANA</p> | | | | | |
| <p>Relazione di calcolo paratia</p> | <p>COMMESSA</p> <p>NTOI</p> | <p>LOTTO</p> <p>04</p> | <p>CODIFICA</p> <p>D 26 CL</p> | <p>DOCUMENTO</p> <p>CL RI 0205003</p> | <p>REV.</p> <p>A</p> | <p>FOGLIO</p> <p>15 di 35</p> |

8 CRITERI DI VERIFICA

Le analisi di verifica della paratia sono state effettuate secondo le NTC 2018 tenendo conto di possibili SLU di tipo geotecnico e di tipo strutturale. Nello specifico sono state effettuate le verifiche dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per raggiungimento della resistenza del terreno con rotazione attorno ad un punto della paratia stessa;
 - instabilità globale dell'insieme terreno-opera.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Le verifiche per il dimensionamento strutturale e geotecnico sono state effettuate con la Combinazione 1 dell'Approccio 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R1).

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera è stata effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Alle verifiche con le azioni statiche si aggiungono quella in condizioni sismiche allo SLU, in particolare si verifica:

- SLV di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per raggiungimento della resistenza del terreno con rotazione attorno ad un punto della paratia stessa;
 - instabilità globale dell'insieme terreno-opera.
- SLV di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Tali verifiche sono state svolte con la Combinazione 1 dell'Approccio 1 (E+M1+R1) e Combinazione 2 dell'Approccio 1 (E+M2+R1).

I coefficienti numerici per A, M ed R sono riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, 6.5.I e 6.8.I delle NTC 2018. Nel caso in esame in cui si ha un intervento ferroviario i coefficienti A1 e A2 delle azioni si determinano in accordo con la Tabella 5.2.V delle NTC 2008.

In condizioni di esercizio sono stati valutati gli spostamenti dell'opera per valutare la compatibilità con la funzionalità della stessa e con la sicurezza e funzionalità di eventuali preesistenze.

Nelle immagini a seguire si riportano le tabelle con i coefficienti di calcolo per le verifiche strutturali e geotecniche dell'opera di sostegno oggetto dello studio.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

| | Effetto | Coefficiente Parziale γ_F (o γ_{F_i}) | EQU | (A1) | (A2) |
|--------------------------------|-------------|---|-----|------|------|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti $G_2^{(1)}$ | Favorevole | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni variabili Q | Favorevole | γ_{Q3} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale γ_M | (M1) | (M2) |
|--|---|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \varphi'_k$ | γ_φ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | γ_c | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | γ_γ | γ_γ | 1,0 | 1,0 |

Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (6.2.II)

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

| Verifica | Coefficiente parziale (R3) |
|------------------------------------|----------------------------|
| Capacità portante della fondazione | $\gamma_R = 1,4$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,1$ |
| Ribaltamento | $\gamma_R = 1,15$ |
| Resistenza del terreno a valle | $\gamma_R = 1,4$ |

Tabella 3: Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di opere di sostegno

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

| COEFFICIENTE | R2 |
|--------------|-----|
| γ_R | 1,1 |

Tabella 4: Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU-SLV di stabilità globale

Relazione di calcolo paratia

| | | | | | |
|----------|-------|----------|---------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| NTOI | 04 | D 26 CL | CL RI 0205003 | A | 17 di 35 |

8.1 Coefficienti di combinazione per verifiche strutturali e geotecniche della paratia

Coefficienti A

| Nome | Carichi Permanenti Sfavorevoli | Carichi Permanenti Favorevoli | Carichi Variabili Sfavorevoli | Carichi Variabili Favorevoli | Carico Sismico | Pressioni Acqua Lato Monte | Pressioni Acqua Lato Valle | Carichi Permanenti Destabilizzanti | Carichi Permanenti Stabilizzanti | Carichi Variabili Destabilizzanti | Carichi Permanenti Destabilizzanti | Carichi Permanenti Stabilizzanti | Carichi Variabili Destabilizzanti |
|------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------------------|----------------|----------------------------|----------------------------|------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| Simbolo | γ_G | γ_G | γ_Q | γ_Q | γ_{QE} | γ_G | γ_G | γ_{Gdst} | γ_{Gstb} | γ_{Qdst} | γ_{Gdst} | γ_{Gstb} | γ_{Qdst} |
| Nominal | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SLE (Rara) | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| A1+M1+R1 | 1.3 | 1 | 1.5 | 1 | 0 | 1.3 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| A2+M2+R1 | 1 | 1 | 1.3 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| A2+M2+R2 | 1 | 1 | 1.3 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

Coefficienti M

| Nome | Parziale su $\tan(\phi')$ | Parziale su c' | Parziale su S_u | Parziale su q_u | Parziale su peso specifico |
|---------------------------|---------------------------|------------------|-------------------|-------------------|----------------------------|
| Simbolo | γ_ϕ | γ_c | γ_{cu} | γ_{qu} | γ_γ |
| Nominal | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SLE (Rara) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| A1+M1+R1 (R3 per tiranti) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| A2+M2+R1 | 1.25 | 1.25 | 1.4 | 1 | 1 |
| A2+M2+R2 | 1.25 | 1.25 | 1.4 | 1 | 1 |

Coefficienti R

| Nome | Parziale resistenza terreno (es. K_p) | Parziale resistenza Tiranti permanenti | Parziale resistenza Tiranti temporanei | Parziale elementi strutturali |
|---------------------------|--|--|--|-------------------------------|
| Simbolo | γ_{Re} | γ_{ap} | γ_{at} | |
| Nominal | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SLE (Rara) | 1 | 1 | 1 | 1 |
| A1+M1+R1 (R3 per tiranti) | 1 | 1.2 | 1.1 | 1 |
| A2+M2+R1 | 1 | 1.2 | 1.1 | 1 |
| A2+M2+R2 | 1 | 1.2 | 1.1 | 1 |

Tabella 5: Coefficienti parziali per le verifiche agli SLE, SLU e sismiche considerati in Paratie Plus

9 AZIONE SISMICA

Il calcolo dell'azione sismica è stato svolto secondo le modalità previste dalle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni DM 17 gennaio 18”. In base alla collocazione geografica del sito, in funzione dei punti caratteristici del reticolo e del periodo di ritorno T_R , si ricavano i parametri caratteristici:

- a_g accelerazione orizzontale massima;
- F_0 fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto costante dello spettro.

Fissata la vita di riferimento V_R , T_R è esprimibile in funzione di P_{V_R} (probabilità di superamento associata ad ogni stato limite) mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

La vita di riferimento è calcolata come:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove V_N è la vita nominale dell'opera e C_U la classe d'uso.

Nota l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido a_g , l'accelerazione di picco

a_{\max} è valutata sulla base della risposta sismica locale:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove S_S è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione stratigrafica, S_T è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione topografica.

Relazione di calcolo paratia

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|---------------|------|----------|
| NTOI | 04 | D 26 CL | CL RI 0205003 | A | 19 di 35 |

Per l'opera in esame, i parametri sopra descritti, risultano:

| SLV | |
|--|---------|
| Vita Nominale V_N | 50 anni |
| Classe d'uso C_U | II |
| Vita di riferimento V_R | 75 anni |
| Categoria di sottosuolo | E |
| Coeff. Stratigrafico S_S | 1.589 |
| Coeff. Topografico S_T | 1,00 |
| Accelerazione orizzontale massima a_g | 0,151g |
| a_{max} | 0,238g |

Tabella 2 - Parametri di pericolosità sismica

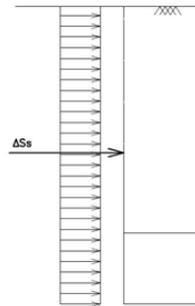
Ai fini dei calcoli in condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica.

La sovraspinta sismica è stata calcolata come segue:

$$\Delta p_E = S_{a,E} - S_a$$

Dove $S_{a,E}$ è la spinta in condizioni sismiche calcolata con la teoria di Monome-Okabe ed S_a è la spinta in condizioni statiche calcolata con la teoria di Muller-Breslau.

Tale sovraspinta risulta in un valore al metro, distribuito uniformemente sull'intera altezza della paratia, da applicare ad una quota pari ad $H/2$.



Il valore della pressione, costante, lungo l'altezza della paratia H, sarà pari a:

$$p_1 = p_2 = \Delta p_E / H$$

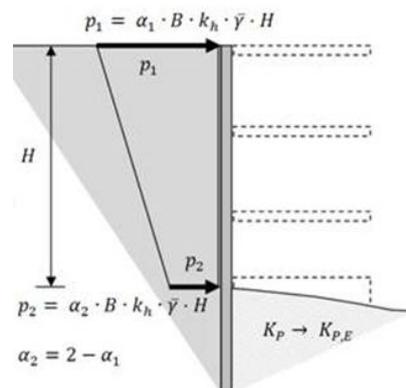
All'interno del programma di calcolo Paratie Plus, il valore della sovraspinta sismica, secondo la teoria di Mononobe-Okabe, viene calcolata con la seguente relazione:

$$\Delta p_{E,M-O} = B \cdot \frac{a}{g} \cdot \gamma \cdot H$$

Con H altezza della parete.

Mentre il valore della pressione è pari a:

$$p_1 = p_2 = B \cdot H \cdot k_h \cdot \gamma$$



Con k_h coefficiente sismico calcolata come previsto al punto 3.10.3.1 del Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 3 – Corpo stradale:

$$k_h = 2 \cdot \beta_m \cdot S_T \cdot S_S \cdot a_{max} / g$$

Con β coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima in sito.

| | |
|-----------|--------------|
| a_{max} | 0,238 g |
| β_m | 0,38 |
| k_h | 0,091 |

Tabella 3 - Calcolo del coefficiente di spinta sismico

9.1 Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali delle membrature in acciaio dei micropali sono state sviluppate nel rispetto delle indicazioni riportate al paragrafo 4.2.4 delle NTC 2018.

Nello specifico per quanto riguarda i micropali sono condotte le verifiche a flessione monoassiale (paragrafo 4.2.4.1.2.3 delle NTC 2018) e taglio (paragrafo 4.2.4.1.2.4 delle NTC 2018). Nelle immagini a seguire si riporteranno i diagrammi delle sollecitazioni agenti e le relative verifiche espresse in termini di fattore di sfruttamento. Le sollecitazioni si riferiscono all'intera paratia estesa longitudinalmente di 1 m. I gradi di sfruttamento si riferiscono alla verifica strutturale del singolo micropalo.

10 RISULTATI DELLE ANALISI

Le analisi eseguite sono state eseguite anche in condizioni sismiche

10.1 Fasi di calcolo

L'analisi si compone complessivamente di 4 fasi di calcolo:

1. Ricostruzione dello stato tensionale;
2. Attivazione della paratia di micropali;
3. Scavo di 1,80 m;
4. Applicazione azione sismica

Nell'immagine a seguire si riporta la condizione assunta dalla paratia una volta concluso lo scavo.

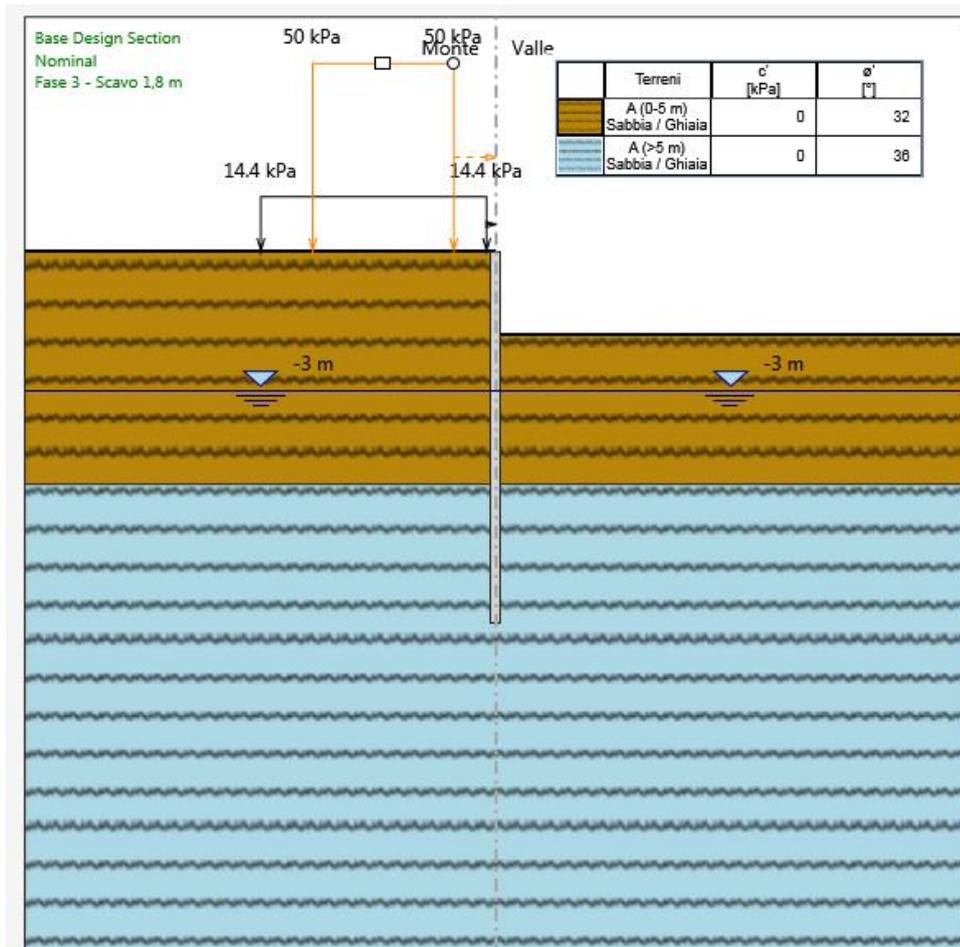


Figura 4 – Configurazione finale sezione di studio Paratia

10.2 Spostamenti (SLE combinazione tipo Rara)

Il massimo spostamento orizzontale che si ottiene per la paratia risulta pari a **8.5 mm**.

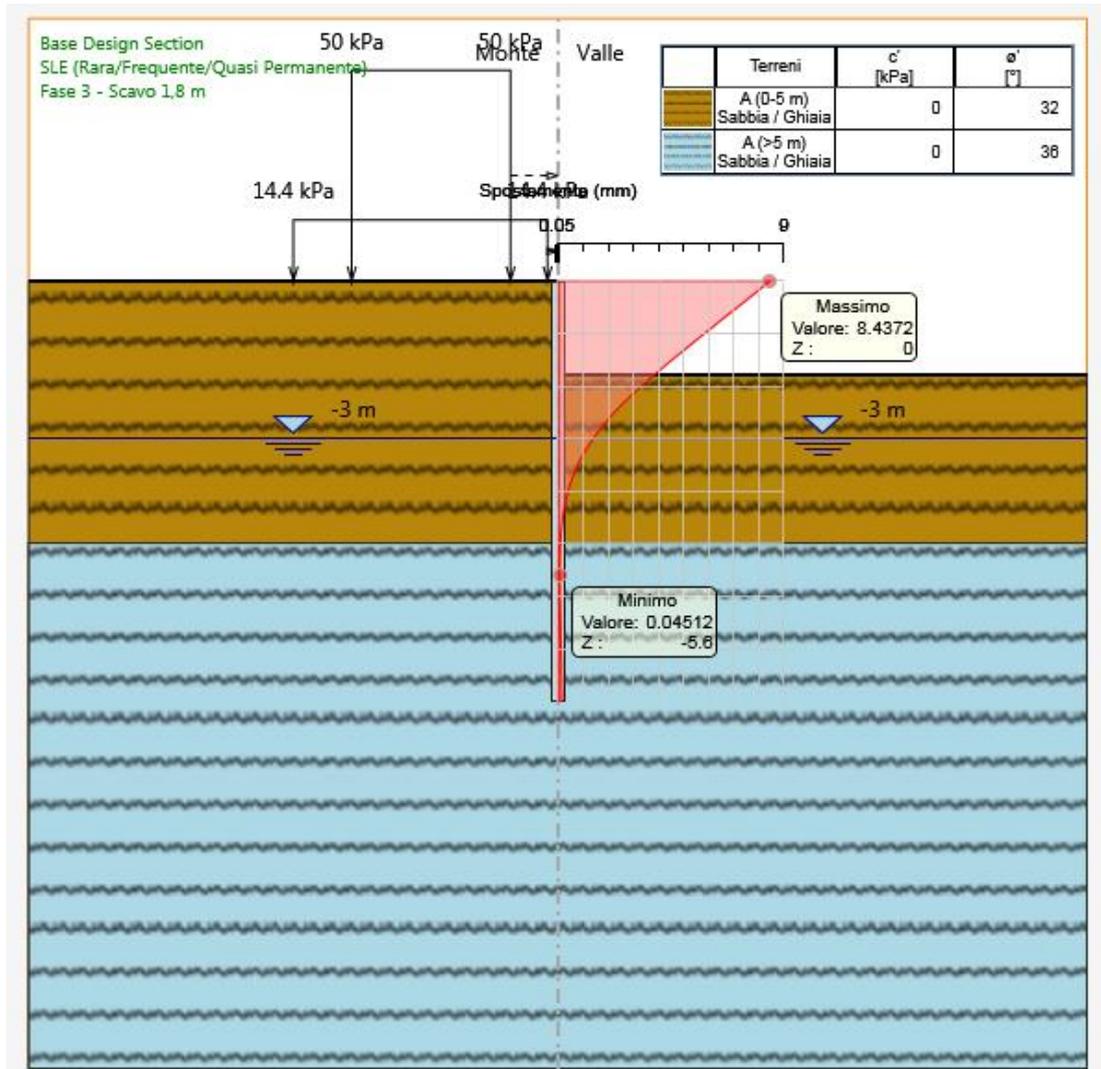


Figura 5 – Diagramma spostamenti orizzontali paratia

10.3 Sollecitazioni massime (SLU)

Sollecitazioni massime di momento flettente

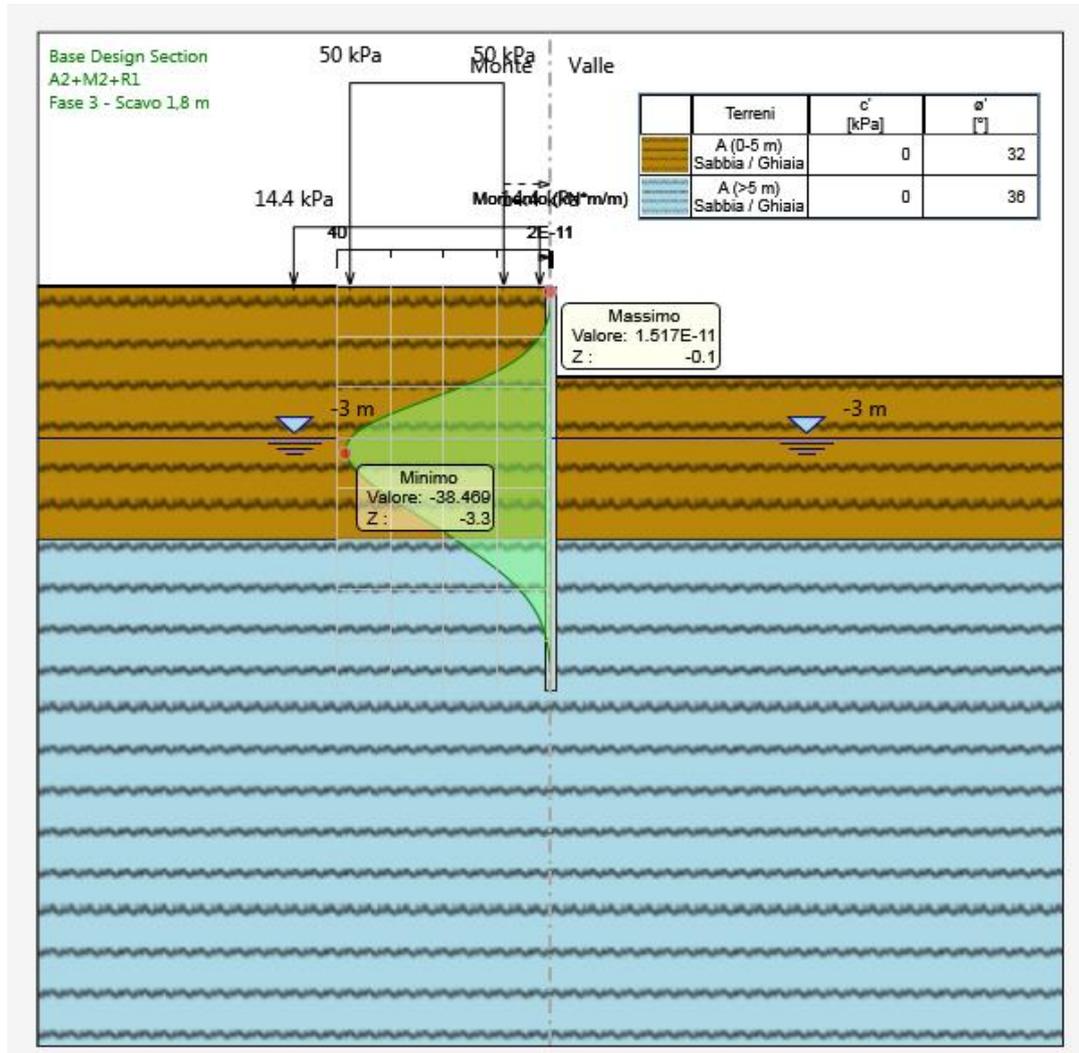


Figura 6 – Diagramma di momento flettente per la paratia

| |
|------------------|
| $M_{max,d^{**}}$ |
| kNm/m |
| 38.47 |

Tabella 6: Sollecitazioni di flessione massima sulla paratia in condizione statica

Sollecitazioni massime di taglio

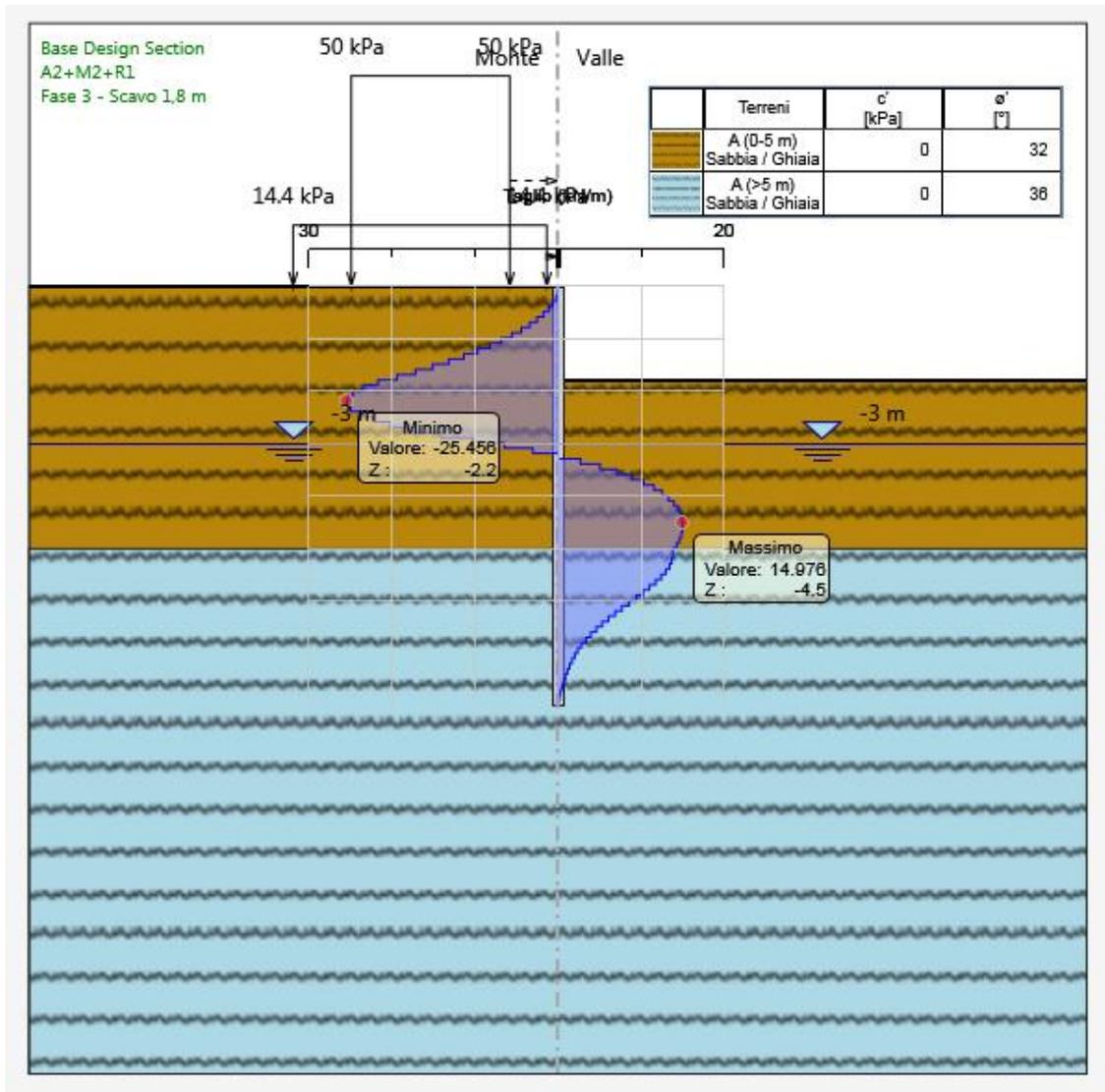


Figura 7 – Diagramma di taglio per la paratia

| |
|--------------|
| $V_{\max,d}$ |
| kN/m |
| 25.45 |

Tabella 7: Sollecitazioni di taglio massime sulla paratia in condizione statica

10.4 Sollecitazioni massime (SLV)

Sollecitazioni massime di momento flettente

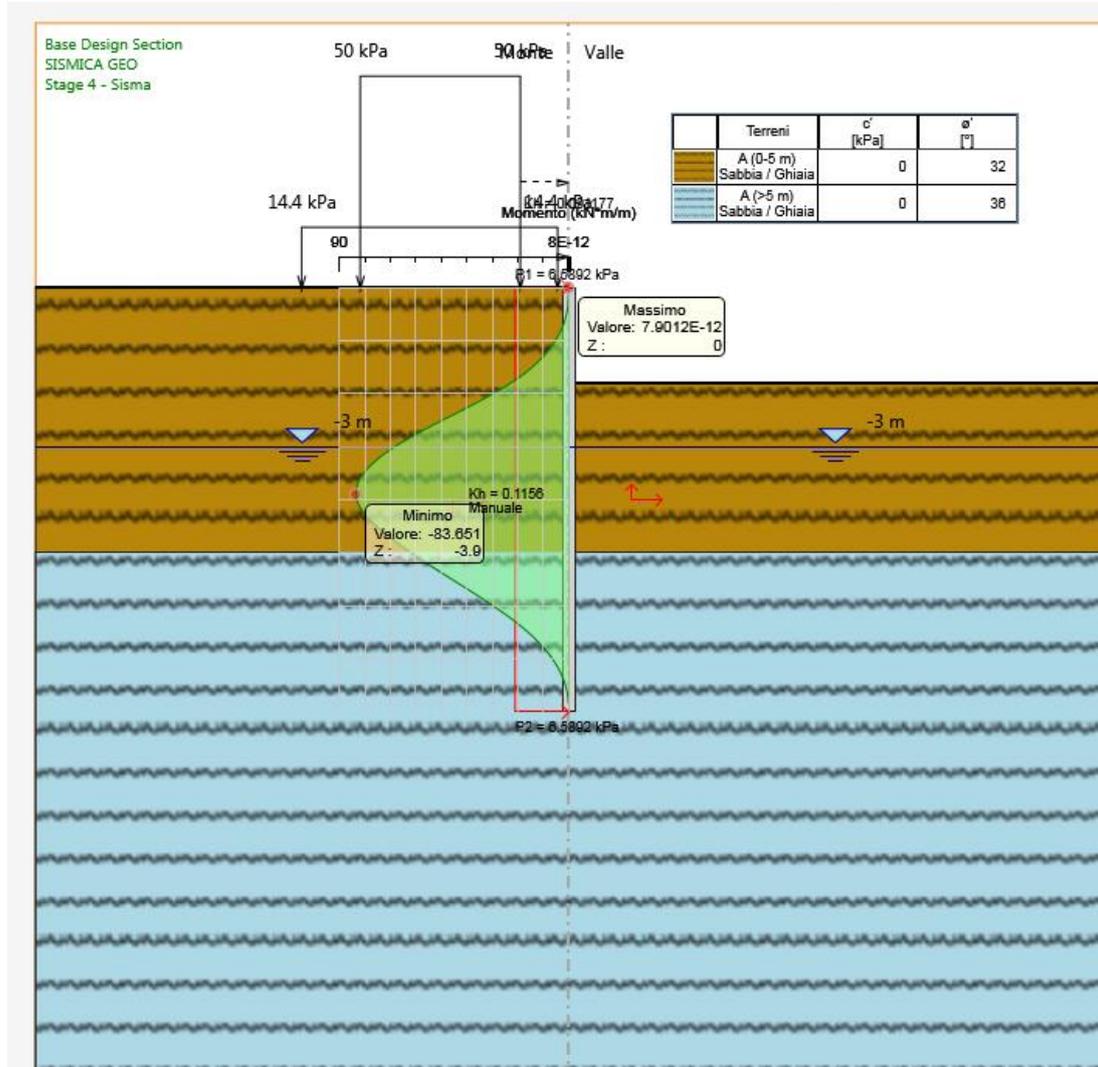


Figura 8 – Diagramma di momento per la paratia in condizioni sismiche

| |
|------------------|
| $M_{max,d^{**}}$ |
| kN/m |
| 83.65 |

Tabella 8: Sollecitazioni di taglio massime sulla paratia in condizione sismica

Sollecitazioni massime di taglio

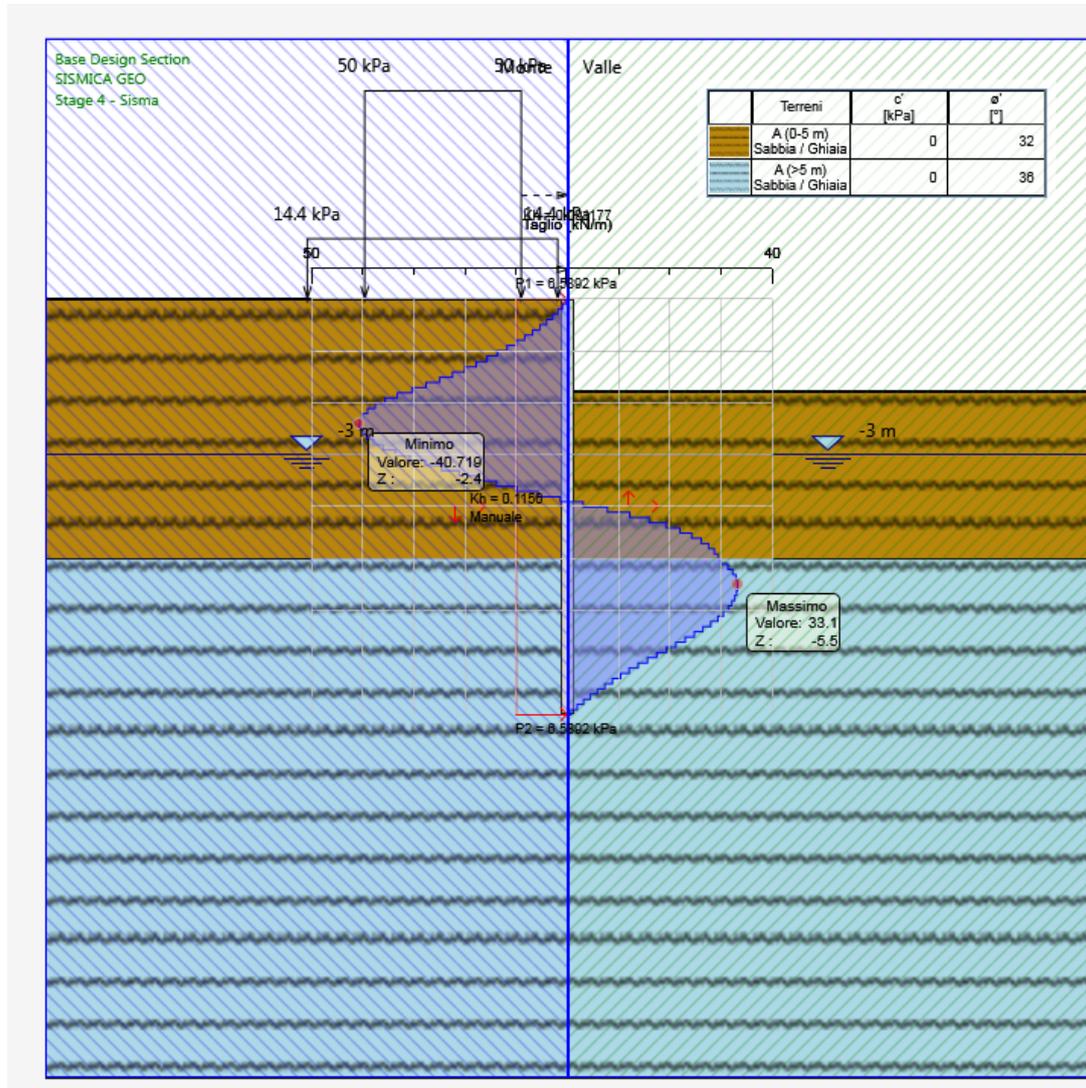


Figura 9 – Diagramma di taglio per la paratia in condizioni sismiche

| |
|-------------|
| $V_{max,d}$ |
| kN/m |
| 40.7 |

Tabella 9: Sollecitazioni di taglio massime sulla paratia in condizione sismica

11 VERIFICHE

11.1 Verifica di stabilità globale

Il minimo coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità globale è:

$$FS = 3.819 > 1.1$$

Calcolato con la teoria di Bishop in combinazione A2+M2+R2.

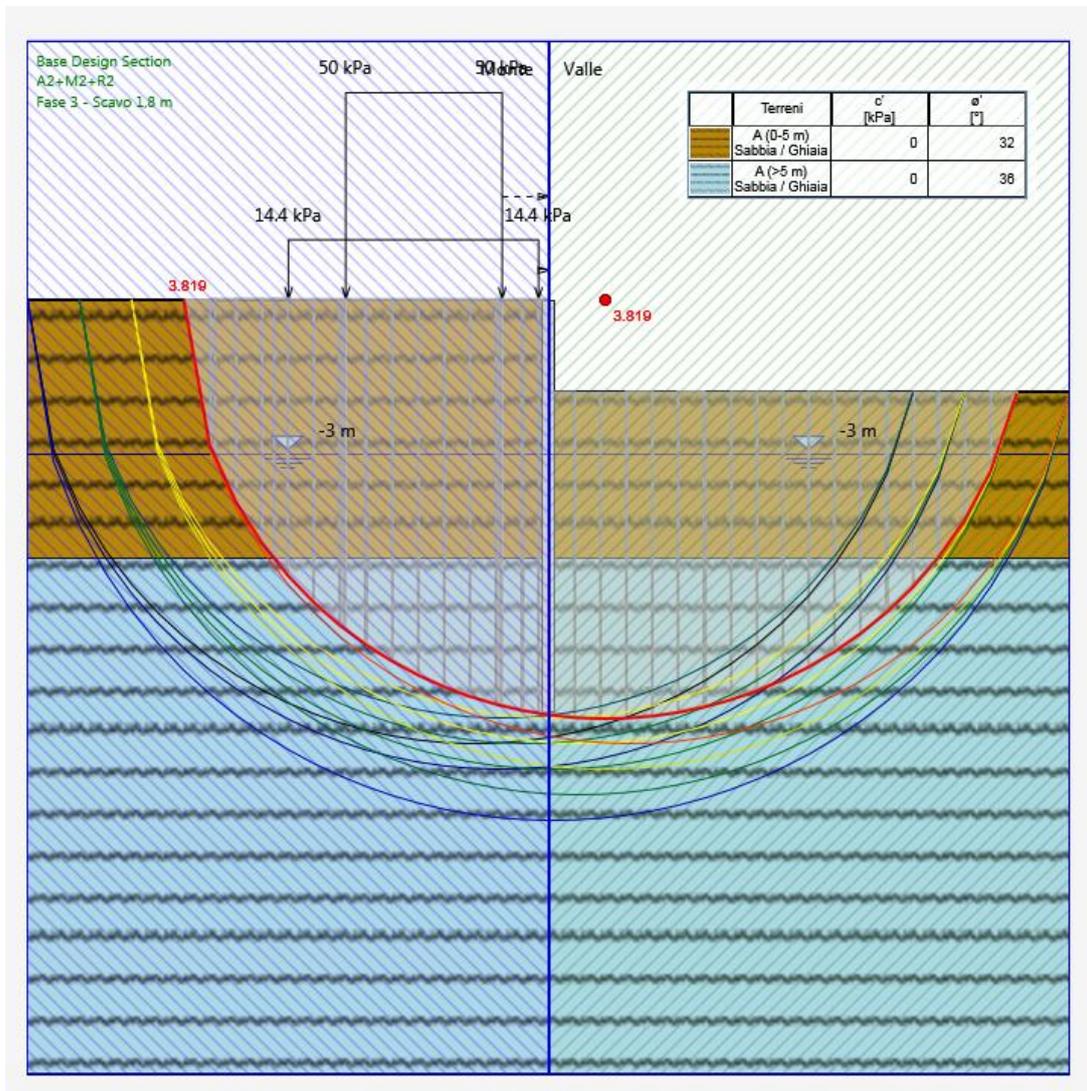


Figura 10 – Diagramma con curve limite di stabilità globale – condizione statica

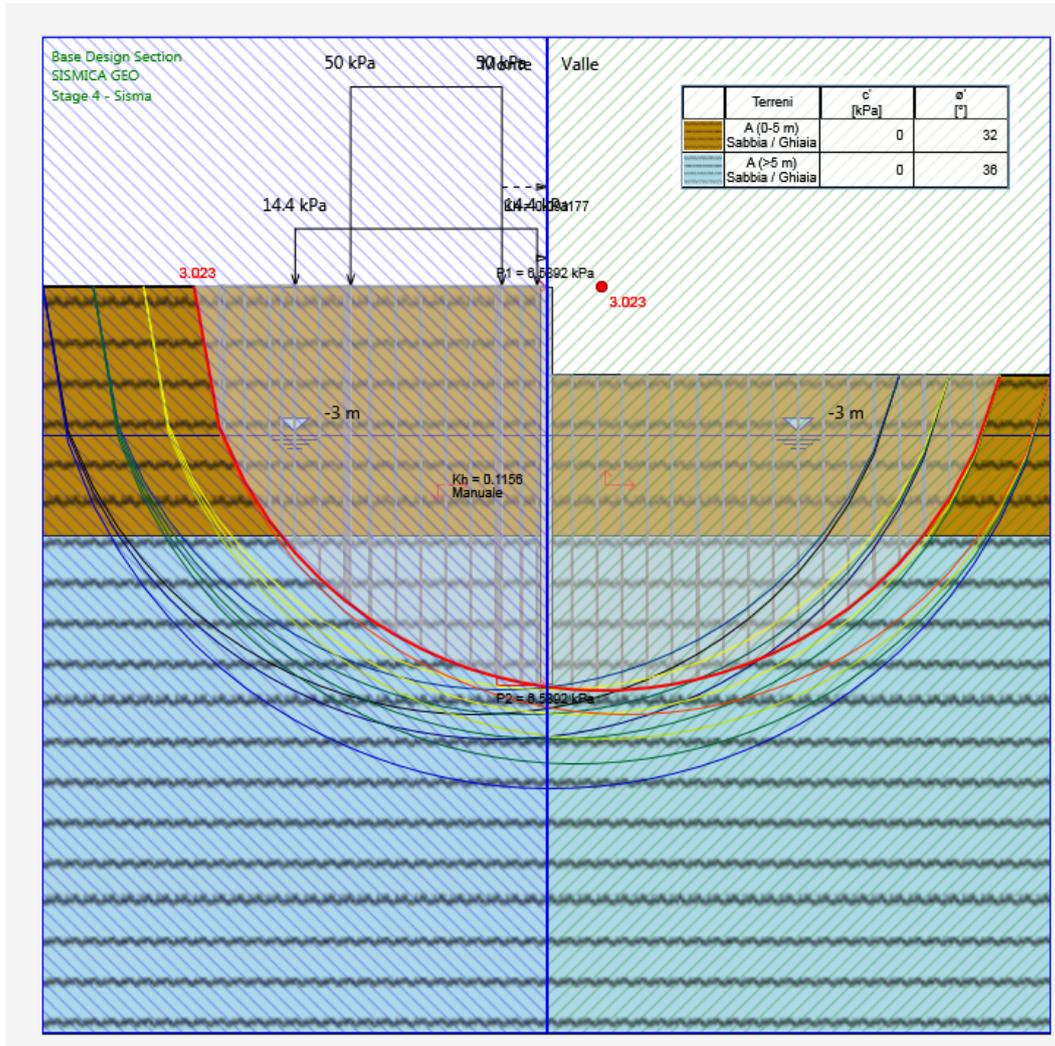
Il minimo coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità globale è:

$$FS = 3.02 > 1.1$$

Il minimo coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità globale è:

$$FS = 3.02 > 1.1$$

Calcolato con la teoria di Bishop in combinazione SISMICA - GEO



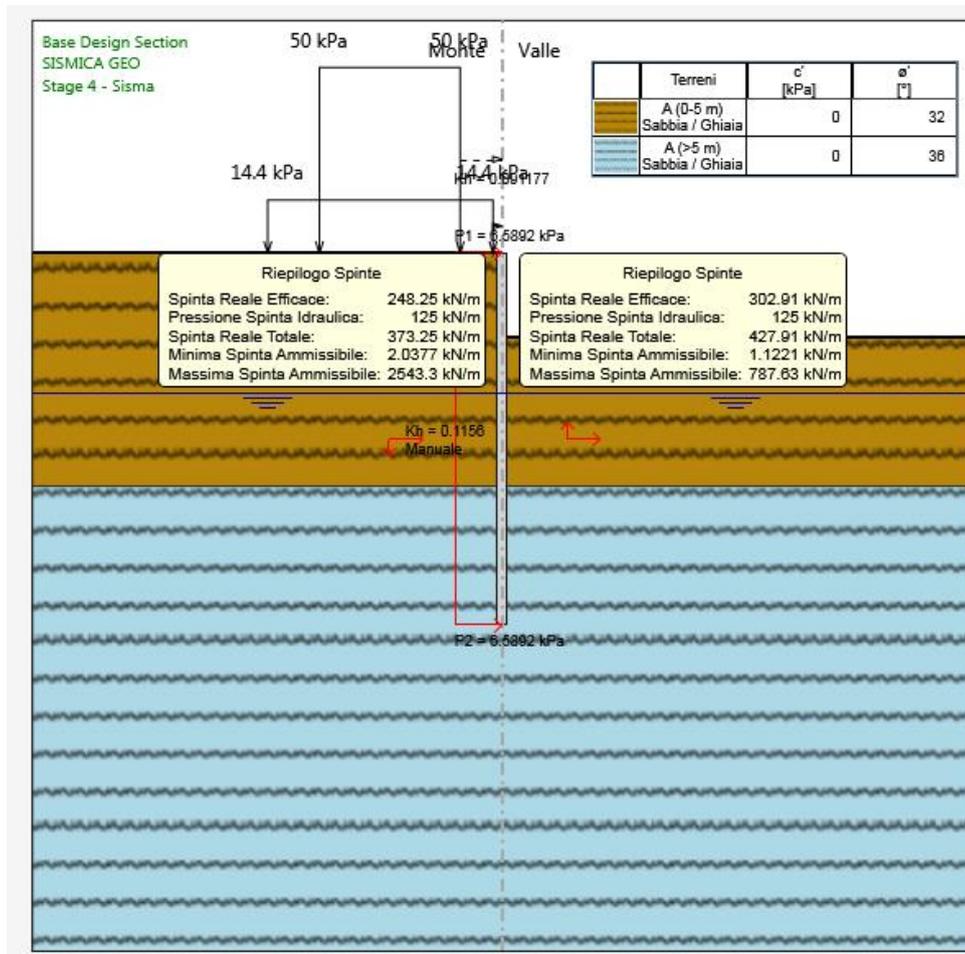
11.2 Verifica dell'opera di sostegno

11.2.1 Verifica geotecnica della paratia

Per valutare la capacità geotecnica della struttura il programma fornisce per via diretta il raggiungimento di un risultato di convergenza nel modello. Quando tale situazione si presenta è possibile ritenere soddisfatta automaticamente la condizione di equilibrio attorno a un punto di rotazione.

Un modo indiretto per valutare la capacità geotecnica della struttura, consiste nel valutare la percentuale di mobilitazione della spinta passiva relativa al tratto infisso di paratia. L'entità di tale rapporto permette di valutare il livello di sfruttamento geotecnico della struttura rispetto le condizioni limite. Naturalmente tale rapporto deve essere minore o uguale all'unità, affinché non sia violato il criterio di resistenza della struttura.

A seguire si riporta un riepilogo del livello di sfruttamento geotecnico della struttura.



11.2.2 Verifica strutturale della paratia

La verifica dei tubi di armatura dei micropali viene eseguita secondo il criterio valido per sezioni tubolari compatte (classe 1 o 2) con il metodo plastico N.T.C.-18 - D.M. 17 gennaio 2018, adottando per il materiale $f_{tk} = 420$ MPa (tensione caratteristica di rottura) e $f_{yk} = 275$ MPa (tensione caratteristica di snervamento) – acciaio S275 – Acciai per Strutture Metalliche e per Strutture Composte - N.T.C.-18 - D.M. 17 gennaio 2018.

La capacità resistente delle sezioni deve essere valutata nei confronti delle sollecitazioni di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni.

La capacità resistente della sezione si determina con il Metodo plastico (P) in cui si assume la completa plasticizzazione del materiale.

Il metodo può applicarsi solo a sezioni di tipo compatto, cioè di classe 1 e 2.

Trattandosi di una paratia con struttura a sbalzo, il cordolo sommitale si muove rigidamente con la testa dei micropali, risultando pertanto poco sollecitato. Nella presente relazione si omette la verifica strutturale di tale cordolo, disponendo al suo interno solamente un quantitativo minimo di armatura. Per informazioni in merito a quanto detto si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

L'armatura dei micropali è costituita da tubolari $\Phi 177,8/8$ mm posti ad un interasse di 40 cm. Nelle seguenti figure sono riportati i diagrammi di sfruttamento della struttura

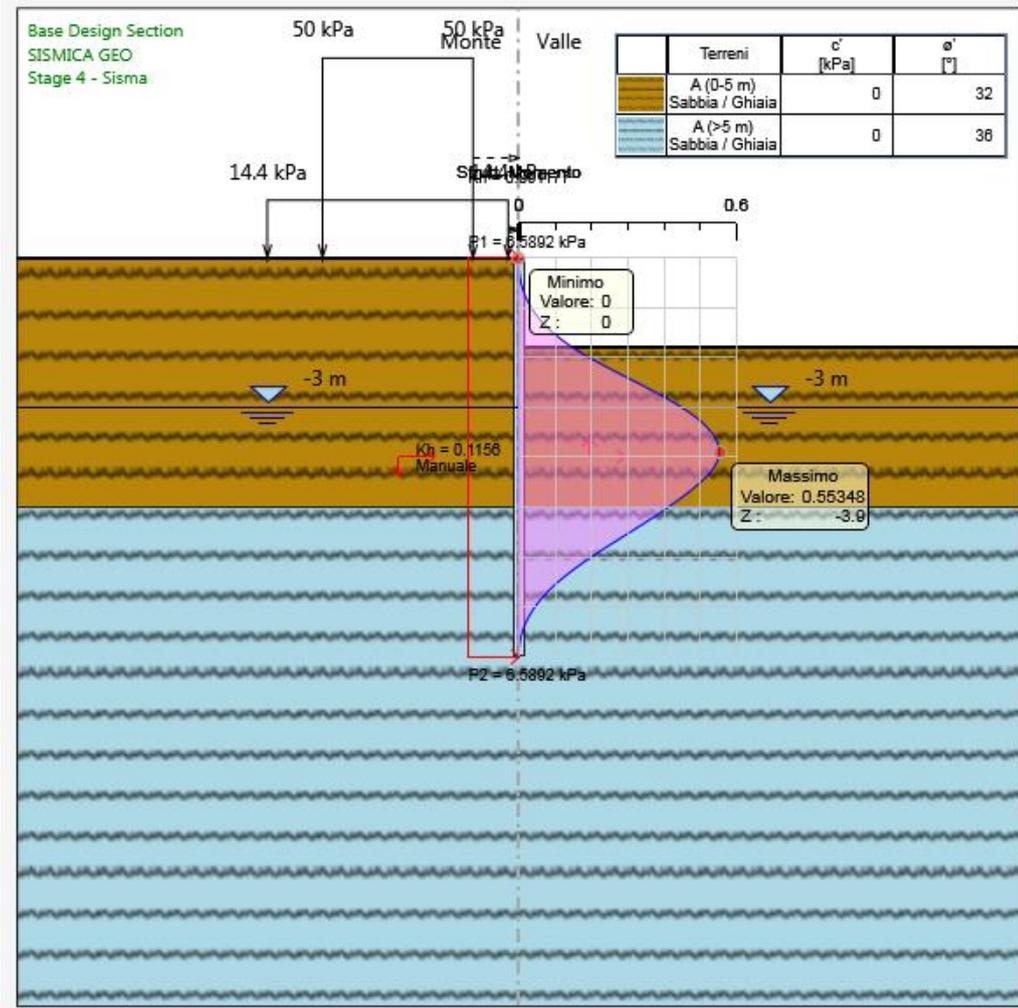


Figura 11 – Diagramma di sfruttamento a momento flettente – SISMICA GEO (55%)

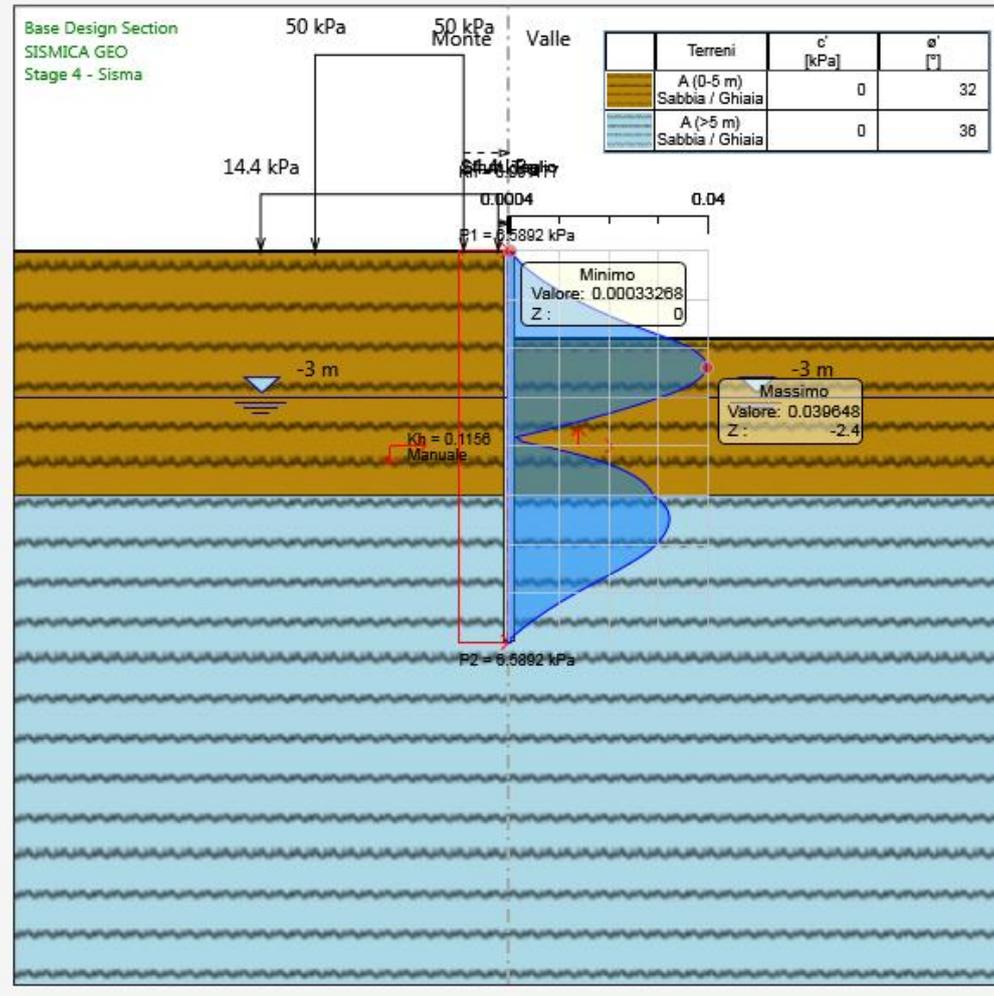


Figura 12 – Diagramma di sfruttamento a taglio – SISMICA GEO (4%)

Nell'immagine a seguire si riporta un riepilogo dei risultati degli esiti delle verifiche a flessione e taglio dei micropali in acciaio.

Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m] 83.65 Z = -3.9 m D.A. SISMICA GEO (Stage 4 - Sisma)
 Max. taglio [kN/m] 40.72 Z = -2.5 m D.A. SISMICA GEO (Stage 4 - Sisma)
 SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.553 Z = -3.9 m D.A. SISMICA GEO (Stage 4 - Sisma)
 SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.04 Z = -2.4 m D.A. SISMICA GEO (Stage 4 - Sisma)

12 CONCLUSIONI

Con la presente relazione si è proceduto al progetto e alla verifica della paratia definitiva di micropali, allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio.

In assenza di informazioni di dettaglio circa l'effettiva quota del piano ferroviario del tronchino raccordato, si è ipotizzato uno scavo massimo pari a 1.80 m a favore di sicurezza.

Tale altezza sarà mediamente inferiore, pertanto si ritengono accettabili gli spostamenti valutati in testa alla paratia con riferimento ai binari adiacenti.

Le verifiche rispettano le indicazioni delle Normative tecniche di riferimento.