

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

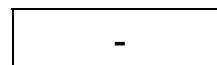
TRATTA DITTAINO CATENANUOVA

OPERE CIVILI

OPERE DI SOSTEGNO E DI IMBOCCO DAL KM 0+000 AL KM 8+920

Trincea TR06 – Paratia di pali
Relazione di calcolo

SCALA:



COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS3E 50 D 29 CL TR0605 001 A

| Rev. | Descrizione | Redatto | Data | Verificato | Data | Approvato | Data | Autorizzato Data |
|------|----------------------|--------------|---------------|-------------|---------------|--------------|---------------|---|
| A | Emissione definitiva | M. Tartaglia | Dicembre 2019 | M.Arcangeli | Dicembre 2019 | F. Sparacino | Dicembre 2019 | F.Arduni Dicembre 2019 |
| | | | | | | | | ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastruttura Centro Ditta: E. Arduni Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma 1-19922-1992 |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
 PROGETTO DEFINITIVO
 OPERE CIVILI

TR06 – Paratia di pali
 Relazione di calcolo opere definitive

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|---------|
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 2 di 82 |

INDICE

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | PREMESSA | 5 |
| 2 | NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO..... | 6 |
| 2.1 | NORMATIVE E STANDARD DI RIFERIMENTO | 6 |
| 2.2 | NORMATIVE E STANDARD DI RIFERIMENTO | 6 |
| 2.3 | DOCUMENTI DI RIFERIMENTO | 6 |
| 3 | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | 7 |
| 3.1 | ACCIAIO | 7 |
| 3.1.1 | <i>Acciaio per armatura strutture in c.a.</i> | 7 |
| 3.2 | CALCESTRUZZO | 7 |
| 3.2.1 | <i>Calcestruzzo magro per getti di livellamento</i> | 7 |
| 3.2.2 | <i>Calcestruzzo pali, diaframmi di fondazione, cordoli</i> | 7 |
| 4 | DESCRIZIONE DELL'OPERA | 8 |
| 5 | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA..... | 10 |
| 5.1 | TERRENO | 10 |
| 5.2 | CARATTERISTICHE DEL SITO E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA..... | 11 |
| 6 | CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI..... | 15 |
| 6.1 | METODOLOGIA DI CALCOLO | 15 |
| 7 | CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 14-01-2008 | 19 |
| 7.1 | METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO | 19 |
| 7.2 | VERIFICHE ALLO SLU..... | 23 |
| 7.2.1 | <i>Pressoflessione</i> | 23 |
| 7.2.2 | <i>Taglio</i> | 24 |
| 8 | ANALISI SEZIONE PARATIA PALI L=15 M | 26 |



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE CIVILI**

TR06 – Paratia di pali
Relazione di calcolo opere definitive

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|---------|
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 3 di 82 |

| | | |
|-------|--|----|
| 8.1 | DESCRIZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO | 26 |
| 8.2 | SCHEMA E FASI DI CALCOLO | 26 |
| 8.3 | RISULTATI E VERIFICHE PARATIA IN CONDIZIONI STATICHE | 31 |
| 8.3.1 | <i>RISULTATI (combinazione SLE):</i> | 31 |
| 8.3.2 | <i>RISULTATI e VERIFICHE SLU STR PALI IN C.A. (combinazione A1+MI+RI):</i> | 32 |
| 8.3.3 | <i>VERIFICA SLU GEO PALI IN C.A. (combinazione A2+M2+RI)</i> | 34 |
| 8.3.4 | <i>VERIFICA SLU UPL E HYD</i> | 34 |
| 8.3.5 | <i>Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno</i> | 37 |
| 8.4 | RISULTATI E VERIFICHE PARATIA IN CONDIZIONI SISMICHE (PSEUDOSTATICHE) | 39 |
| 8.4.1 | <i>RISULTATI E VERIFICHE SLU STR PALI IN C.A. (combinazione SISMA STRU):</i> | 39 |
| 8.4.2 | <i>VERIFICA SLU GEO PALI IN C.A. (combinazione sisma GEO)</i> | 41 |
| 8.4.3 | <i>Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno</i> | 42 |
| 9 | ANALISI SEZIONE PARATIA PALI L=13 M | 46 |
| 9.1 | DESCRIZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO | 46 |
| 9.2 | SCHEMA E FASI DI CALCOLO | 46 |
| 9.3 | RISULTATI E VERIFICHE PARATIA IN CONDIZIONI STATICHE | 50 |
| 9.3.1 | <i>RISULTATI (combinazione SLE):</i> | 50 |
| 9.3.2 | <i>RISULTATI e VERIFICHE SLU STR PALI IN C.A. (combinazione A1+MI+RI):</i> | 51 |
| 9.3.3 | <i>VERIFICA SLU GEO PALI IN C.A. (combinazione A2+M2+RI)</i> | 54 |
| 9.3.4 | <i>VERIFICA SLU UPL E HYD</i> | 54 |
| 9.3.5 | <i>Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno</i> | 57 |
| 9.4 | RISULTATI E VERIFICHE PARATIA IN CONDIZIONI SISMICHE (PSEUDOSTATICHE) | 58 |
| 9.5 | SEZIONE L+H=14M..... | 58 |
| 9.5.1 | <i>RISULTATI E VERIFICHE SLU STR PALI IN C.A. (combinazione SISMA STRU):</i> | 58 |
| 9.5.2 | <i>VERIFICA SLU GEO PALI IN C.A. (combinazione sisma GEO)</i> | 60 |
| 9.5.3 | <i>Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno</i> | 62 |



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
 PROGETTO DEFINITIVO
 OPERE CIVILI

TR06 – Paratia di pali
 Relazione di calcolo opere definitive

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|---------|
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 4 di 82 |

| | | |
|--------|--|----|
| 10 | ANALISI SEZIONE PARATIA PALI L=7 M | 66 |
| 10.1 | DESCRIZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO | 66 |
| 10.2 | SCHEMA E FASI DI CALCOLO | 66 |
| 10.3 | RISULTATI E VERIFICHE PARATIA IN CONDIZIONI STATICHE..... | 70 |
| 10.3.1 | <i>RISULTATI (combinazione SLE):</i> | 70 |
| 10.3.2 | <i>RISULTATI e VERIFICHE SLU STR PALI IN C.A. (combinazione A1+MI+RI):</i> | 70 |
| 10.3.3 | <i>VERIFICA SLU GEO PALI IN C.A. (combinazione A2+M2+RI)</i> | 73 |
| 10.3.4 | <i>VERIFICA SLU UPL E HYD</i> | 73 |
| 10.3.5 | <i>Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno</i> | 74 |
| 10.4 | RISULTATI E VERIFICHE PARATIA IN CONDIZIONI SISMICHE (PSEUDOSTATICHE) | 76 |
| 10.4.1 | <i>RISULTATI E VERIFICHE SLU STR PALI IN C.A. (combinazione SISMA STRU):</i> | 76 |
| 10.4.2 | <i>VERIFICA SLU GEO PALI IN C.A. (combinazione sisma GEO)</i> | 78 |
| 10.4.3 | <i>Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno</i> | 79 |



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
TRATTA PM ENNA PALOMBA**

TR06 – Paratia di pali - Ltot=65.27 ml circa
Relazione di calcolo opere definitive

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|-------------|------|---------|
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 05 03601 | A | 5 di 82 |

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo delle opere provvisoriale si riferisce alla progettazione definitiva del Lotto della Linea Ferroviaria Messina-Catania-Palermo nella tratta DITTAINO CATENANUOVA. La relazione è relativa alla paratia di pali $\phi 1000$ disposti ad interasse 1.1 m, disposta lungo la trincea TR06. L'opera ha lunghezza di circa 65.3 m e sita tra le progressive pk 0+868 – pk 0+934 km



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE CIVILI**

TR06 – Paratia di pali
Relazione di calcolo opere definitive

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|---------|
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 6 di 82 |

2 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **Normative e standard di riferimento**

2.2 **NORMATIVE E STANDARD DI RIFERIMENTO**

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

- Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 14/01/2008;
- Legge 05/01/1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- Legge 02/02/1974 n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- C.M. 02/02/2009 n.617: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A del 30/12/2016: Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI PS SP IFS 001 A del 30/12/2016: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- STI 2014 –Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;

2.3 **Documenti di riferimento**

Nella presente relazione si è fatto riferimento agli elaborati grafici di progetto:

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

3.1 Acciaio

3.1.1 Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

- tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540$ MPa
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450$ MPa
- allungamento caratteristico: ≥ 7.5 %
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento: $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

3.2 Calcestruzzo

3.2.1 Calcestruzzo magro per getti di livellamento

- Classe di resistenza: C12/15
- classe di esposizione: X0

3.2.2 Calcestruzzo pali, diaframmi di fondazione, cordoli

- Classe di resistenza: C25/30
- classe di esposizione: XC2
- classe di consistenza: S4
- dimensione massima dell'inerte: $D_{max} = 32$ mm
- copriferro minimo: $c_{f,min} \geq 60$ mm

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo tratta delle analisi delle sollecitazioni e delle verifiche di resistenza delle opere provvisionali previste per i lavori di realizzazione della trincea TR06. In Figura 1, è rappresentata la trincea TR06 ove è presente la relativa paratia di pali. In particolare la paratia è composta da pali aventi lunghezze pari a $L=15\text{m}$, $L=13\text{m}$ e $L=7\text{m}$ opportunamente dimensionate e verificate. Si riportano i risultati dell'analisi strutturali e geotecniche, considerando le tre lunghezze della paratia. Per maggiori informazioni si rimanda agli elaborati grafici del viadotto in esame:

:

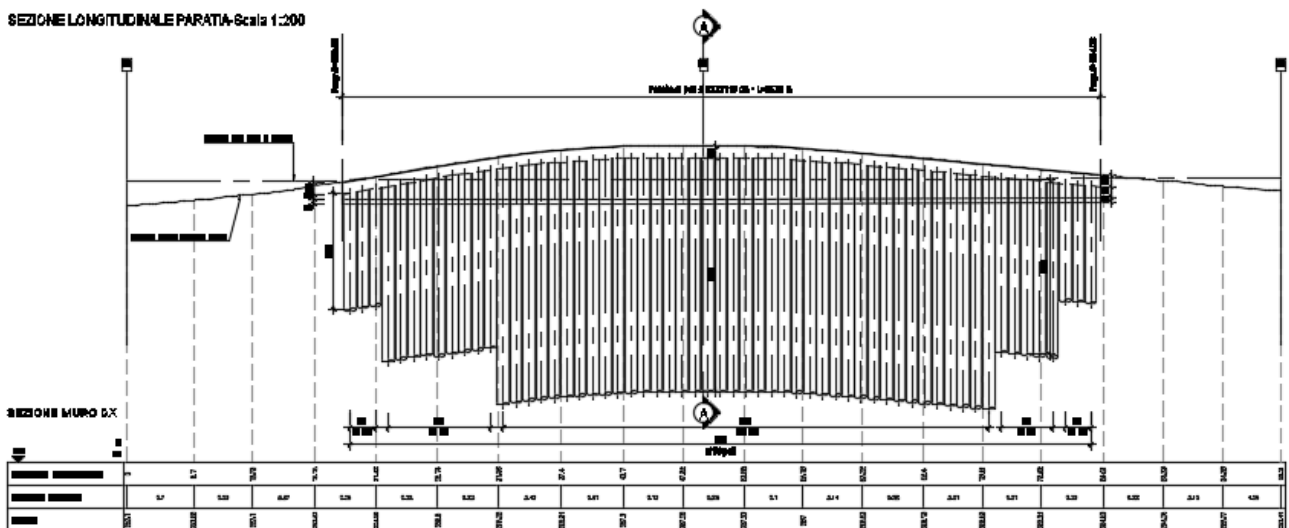


Figura 1

In Figura 2 è rappresentata la sezione AA della paratia di pali prevista per la trincea TR06, costituita da pali in c.a. di lunghezza $L=15\text{m}$. Per ulteriori informazioni si rimanda all'elaborato grafico.



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
 NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
 PROGETTO DEFINITIVO
 OPERE CIVILI**

TR06 – Paratia di pali
 Relazione di calcolo opere definitive

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|---------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 9 di 82 |

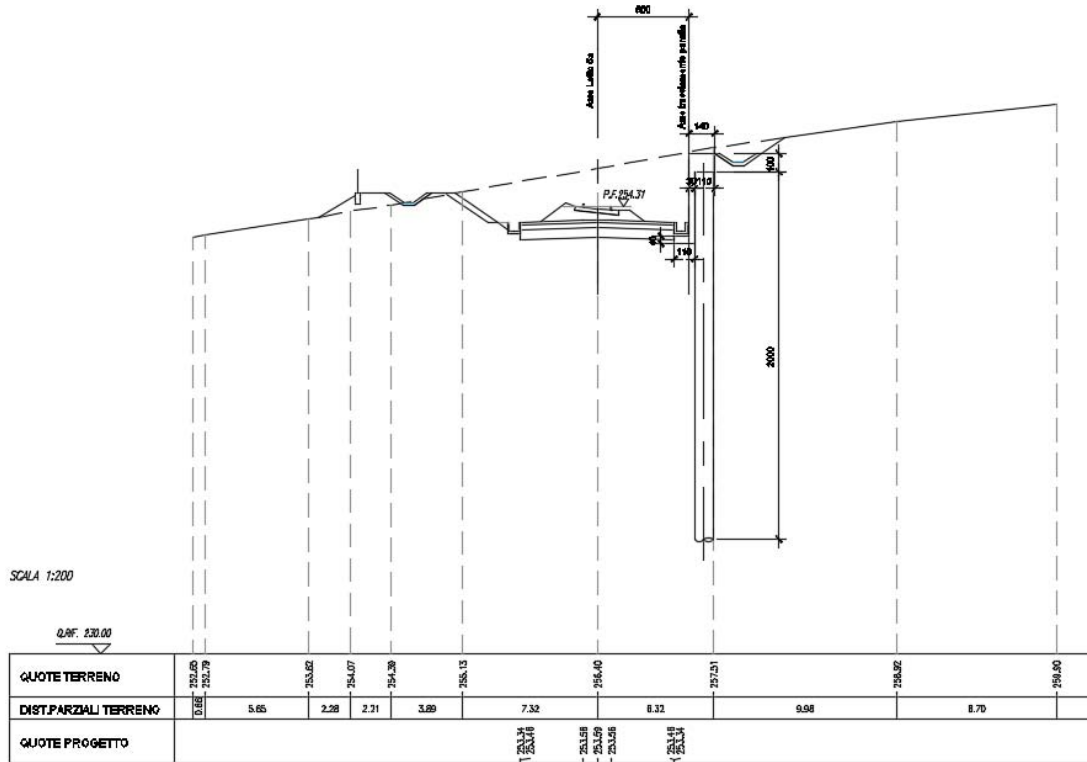


Figura 2

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Terreno

Per l'inquadramento Geotecnico dell'area interessata dalla realizzazione delle opere ci si è riferiti a quanto indicato nella documentazione Geotecnica Generale di Progetto.

Dall'esame della suddetta documentazione, è stato possibile riscontrare che lungo tutto il tratto interessato dalla realizzazione delle opere in oggetto, si rinviene la formazione di Terravecchia (**TRVb**), la quale è costituita da una argilla limosa, marnosa con frequenti livelletti limo sabbiosi, a struttura scagliettata. Per maggiori dettagli ed approfondimenti a quanto riportato in merito nella Relazione Geotecnica Generale. Si riportano le caratteristiche fisico-meccaniche di tali terreni:

Da 0.0 a 10 m TRVb – Formazione di Terravecchia cappellaccio


| | |
|---------------------------------|---|
| $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ | <i>peso di volume naturale</i> |
| $c' = 5 \text{ kPa}$ | <i>coesione drenata</i> |
| $\phi' = 24^\circ$ | <i>angolo di resistenza al taglio</i> |
| $c_u = 70 \text{ kPa}$ | <i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i> |
| $E_o = 75 \div 250 \text{ MPa}$ | <i>modulo di deformazione elastico iniziale</i> |
| $E'_{op} = 25 \text{ MPa}$ | <i>modulo di deformazione elastico operativ</i> |
| $k = 1.00E-07 \text{ m/s}$ | <i>permeabilità</i> |

Da 10 a 50.0 m TRVb – Formazione di Terravecchia

| | |
|---|---|
| $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ | <i>peso di volume naturale</i> |
| $c' = 5 \text{ kPa}$ | <i>coesione drenata</i> |
| $\phi' = 28^\circ z < 30 \text{ m}$ | <i>angolo di resistenza al taglio</i> |
| $\phi' = 30^\circ z > 30 \text{ m}$ | <i>angolo di resistenza al taglio</i> |
| $c_u = 220 \text{ kPa } z < 30 \text{ m}$ | <i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i> |
| $c_u = 300 \text{ kPa } z > 30 \text{ m}$ | <i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i> |

Da 10 a 50.0 m TRVb – Formazione di Terravecchia

| | |
|---|---|
| $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ | <i>peso di volume naturale</i> |
| $c' = 5 \text{ kPa}$ | <i>coesione drenata</i> |
| $\phi' = 28^\circ z < 30 \text{ m}$ | <i>angolo di resistenza al taglio</i> |
| $\phi' = 30^\circ z > 30 \text{ m}$ | <i>angolo di resistenza al taglio</i> |
| $c_u = 220 \text{ kPa } z < 30 \text{ m}$ | <i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i> |
| $c_u = 300 \text{ kPa } z > 30 \text{ m}$ | <i>resistenza al taglio in condizioni non drenate</i> |
| $E_o = 400 \text{ MPa } z < 30 \text{ m}$ | <i>modulo di deformazione elastico iniziale</i> |
| $E_o = 600 \text{ MPa } z > 30 \text{ m}$ | <i>modulo di deformazione elastico iniziale</i> |

| | | | | | | |
|---|---|-------------------------|-------------|---------------------|---------------------------|-----------|
|  ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA PROGETTO DEFINITIVO OPERE CIVILI | | | | | |
| | TR06 – Paratia di pali Relazione di calcolo opere definitive | COMMESSA RS3E | LOTTO 50 | CODIFICA D 29 CL | DOCUMENTO TR 06 05 001 | REV. A |

Nei dimensionamenti delle opere si è considerata la seguente stratigrafia:

| Litotipo | POTENZA | γ | c' | ϕ' | E_0 | E_{vc} | E_{ur} |
|---------------------------------|---------|-------------------|------|---------|-------|----------|----------|
| | m | kN/m ³ | kPa | ° | MPa | MPa | MPa |
| Formazione di Terravecchia TRVb | 10 | 19 | 5 | 24 | 125 | 25 | 48 |
| Formazione di Terravecchia TRVb | | 19 | 5 | 28 | 400 | 80 | 128 |

Il livello idrico è posto ad una quota di 254 m s.l.m.m., a 3m di profondità del p.c. posto ad un aquota di 257 m s.l.m.m .

5.2 Caratteristiche del sito e definizione dell'azione sismica

Nel seguente paragrafo si riporta la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del D.M. 14 gennaio 2008 nonché la valutazione delle sollecitazioni di verifica e di dimensionamento dei vari elementi strutturali secondo il criterio della Gerarchia delle Resistenze.

L'opera in questione rientra in particolare nell'ambito del Progetto del Nuovo Collegamento Palermo Catania della tratta Ferroviaria "PM Enna Palomba". In particolare il tratto interessato è il seguente: LOTTO 5 da PK 0+000 A PK 2+150 km circa (EX Lotto 5A)

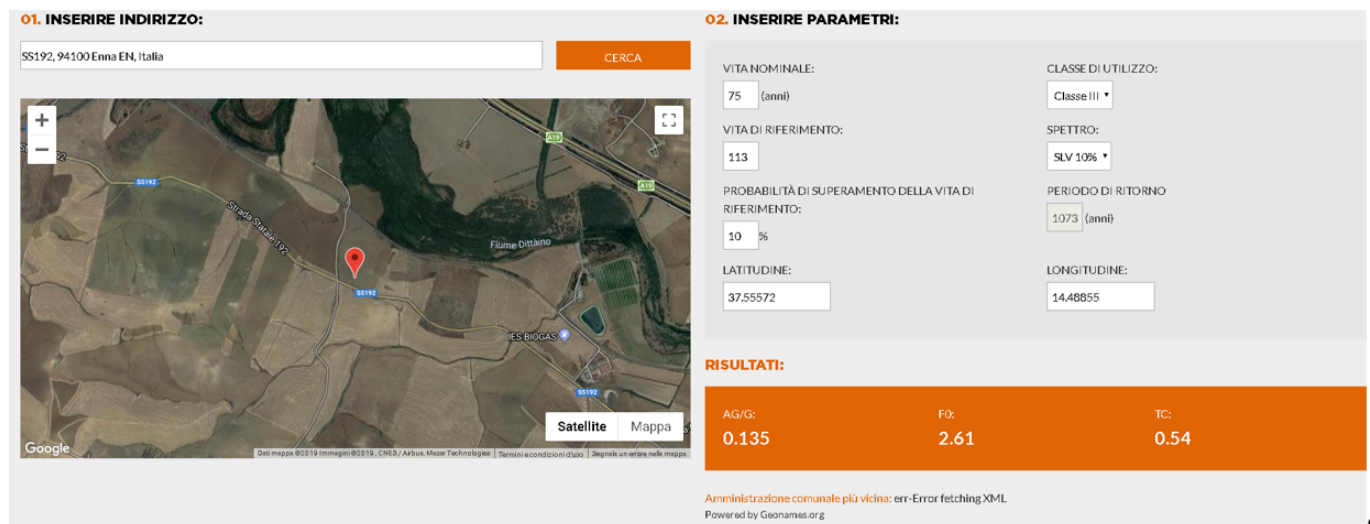


Figura 3 – Configurazione planimetrica tracciato

In considerazione della variabilità dei parametri di pericolosità sismica con la localizzazione geografica del sito, ed allo scopo di individuare dei tratti omogenei nell'ambito dei quali assumere costanti detti parametri, si è provveduto a suddividere il tracciato in quattro sottozone sismiche, a seguito di un esame generale del livello pericolosità sismica dell'area che evidenzia un graduale incremento dell'intensità sismica da nord verso sud; nella fattispecie le zone sismiche "omogenee" individuate, sono quelle di seguito elencate:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE CIVILI**

TR06 – Paratia di pali
Relazione di calcolo opere definitive

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 12 di 82 |

| Località di Riferimento Azioni Sismiche | Progr. Iniziale | Progr. finale | ag/g |
|--|--------------------|------------------|-------|
| 1' | 0 | 2.15 | 0.135 |
| 2' | 2.15 | 5.37 | 0.145 |
| 3' | 5.37 | 7.95 | 0.15 |
| 4' | 7.95 | 8.92 | 0.154 |

Tabella 1: Tabella di riepilogo località di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche per il progetto delle opere

L'opera in esame ricade nella zona 1 ed il sottosuolo risulta essere di categoria C.

Alle opere si definisce una vita nominale V_N pari a 75 anni e una classe d'uso III a cui corrisponde il coefficiente C_u pari a 1.5 (§ 2.4.2, DM 14/01/2008). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell'azione sismica risulta pari a $V_R = V_N \cdot C_u = 112.5$

Con riferimento alla probabilità di superamento dell'azione sismica, P_{VR} , attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo V_R dell'opera in progetto, si determina il periodo di ritorno T_R del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, T_R , sopra definito, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell'allegato B del D.M. 14/01/2008):

- a_g : accelerazione orizzontale massima
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*_C : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per le opere provvisorie di imbocco il periodo di ritorno si determina con l'espressione:

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

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 14/01/2008):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

S_s è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F_0 e a_g/g (Tabella 3.2.V del D.M. 14/01/2008);

S_T è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall'ubicazione dell'opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 14/01/2008).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica sono riassunti nella seguente tabella:

| V_N | C_U | V_r | ag/g | F_o | T_c^* | S_s | S_t | a_{max} |
|-------|-------|-------|--------|-------|---------|-------|-------|-----------|
| 75 | 1.5 | 112.5 | 0.135 | 2.61 | 0.54 | 1.51 | 1 | 0.203 |

Nel caso di caso di realizzazione di paratie la NTC prevede:

7.11.6.3.1 *Metodi pseudostatici*

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (7.11.9)$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.10)$$

dove S_S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 7.11.2.

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Figura 7.11.3, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0,005 \cdot H. \quad (7.11.11)$$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0,2$ deve assumersi $k_h = 0,2 \cdot a_{max}/g$.

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

È necessario verificare che il sito, per effetto del terremoto di progetto, non sia suscettibile di liquefazione. In caso contrario occorre predisporre le misure necessarie perché non si verifichi tale fenomeno.

Per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

Si riportano i grafici relativi al calcolo di α e β come dal paragrafo 7.11.6.3.2 della NTC 08

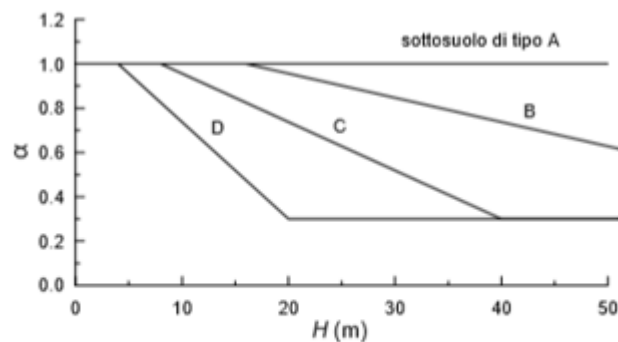


Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

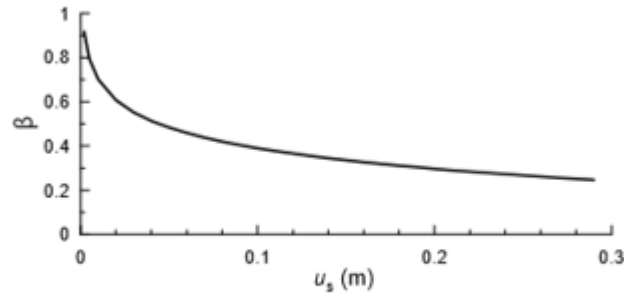


Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Si riportano i valori di u_s , β e k_h per il caso in esame:

| L paratia | ag | Ss | St | u_s | α | β | k_h |
|-----------|-------|------|-----|-------|----------|---------|--------|
| [m] | [g] | [-] | [-] | [m] | [-] | [-] | [g] |
| 16 | 0.135 | 1.51 | 1 | 0.03 | 0.83 | 0.518 | 0.0876 |
| 14 | 0.135 | 1.51 | 1 | 0.020 | 0.87 | 0.569 | 0.1008 |
| 8 | 0.135 | 1.51 | 1 | 0.015 | 1 | 0.606 | 0.1234 |

6 CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI

6.1 Metodologia di calcolo

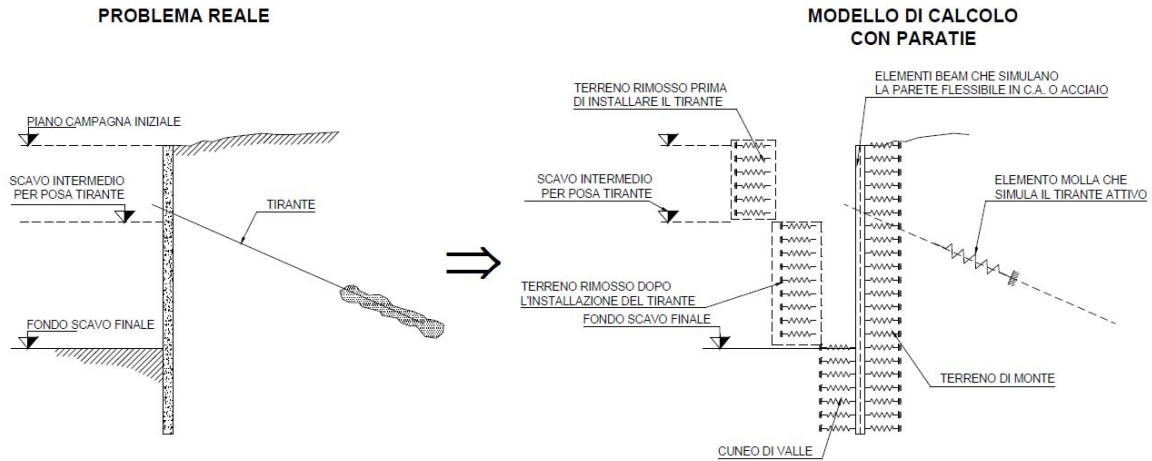
Le analisi finalizzate al dimensionamento delle paratie trattate nell'ambito del presente documento, sono state condotte con il programma di calcolo "Paratie Plus" della HarpaCeas s.r.l. di Milano Version 18.1

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".



Al fine di ottenere informazioni attendibili sull'entità delle sollecitazioni e delle deformazioni nelle paratie è necessario poterne seguire il comportamento durante le principali fasi esecutive.

A tal riguardo, l'interazione fra la paratia e il terreno, è simulata modellando la prima con elementi finiti caratterizzati da una rigidità flessionale ed il secondo con molle elasto-plastiche connesse ai nodi della paratia di rigidità proporzionale al modulo di rigidità del terreno. Inoltre, è possibile modellare eventuali elementi di sostegno della paratia (tiranti, puntoni) con molle dotate di opportuna rigidità.

In particolare, la paratia è schematizzata attraverso un diaframma di spessore equivalente ricavato attraverso la seguente espressione:

$$s_{eq} = \sqrt[3]{12E_m J_p}$$

dove:

E_m modulo elastico del materiale costituente la paratia

J_p inerzia della sezione della paratia

Il terreno si comporta come un mezzo elastico sino a che il rapporto tra la tensione orizzontale efficace (σ'_{h}) e la tensione verticale efficace (σ'_{v}) risulta compreso tra il coefficiente di spinta attivo (k_a) e passivo (k_p), mentre quando il rapporto è pari a k_a o a k_p il terreno si comporta come un mezzo elasto-plastico.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE CIVILI

TR06 – Paratia di pali
Relazione di calcolo opere definitive

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 17 di 82 |

Questo modello, nella sua semplicità concettuale, derivato direttamente dal modello di Winkler, consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle fasi esecutive.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidità delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidità di ciascuna di esse, k , è data da: $k = E / L$

ove E è un modulo di rigidità del terreno mentre L è una grandezza geometrica caratteristica. Poiché nel programma PARATIE le molle sono posizionate a distanze finite Δ , la rigidità di ogni molla è: $k=E\Delta/L$

Il valore di Δ è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti.

Il valore di L è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva. Si è scelto:

in zona attiva (uphill):

$$L_A = \frac{2}{3} \ell_A \tan(45^\circ - \phi' / 2)$$

Dove: $\ell_A = \min\{l, 2H\}$;

in zona passiva (downhill):

$$L_P = \frac{2}{3} \ell_P \tan(45^\circ + \phi' / 2)$$

Dove: $\ell_P = \min\{l - H, H\}$

con

l = altezza totale della paratia

H = altezza corrente dello scavo.

La logica di questa scelta è illustrata nella pubblicazione di Becci e Nova (1987). Si assume in ogni caso un valore di H non minore di 1/10 dell'altezza totale della parete.

Il programma consente di seguire le fasi evolutive degli scavi a valle dell'opera, determinando, per ciascuna fase di scavo prevista, la deformata dell'opera e le sollecitazioni e gli stati tensionali nel terreno con essa interagente.

Il software consente di tener conto anche della presenza di vincoli lungo la paratia, sia di tipo elastico (molle /tiranti) che di tipo rigido.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE CIVILI

TR06 – Paratia di pali
Relazione di calcolo opere definitive

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|-------------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 18 di 82 |

La presenza dei tiranti viene infine schematizzata dal software come dei vincoli elastici, la cui deformabilità dipende dalle caratteristiche della sezione resistente in acciaio dei tiranti e dalla lunghezza libera degli stessi, eventualmente incrementata di una quantità funzione dell'efficienza (≤ 1) associata al bulbo di ancoraggio.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
 NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
 PROGETTO DEFINITIVO
 OPERE CIVILI

TR06 – Paratia di pali
 Relazione di calcolo opere definitive

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 19 di 82 |

7 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 14-01-2008

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione e verifica delle opere strutturali e geotecniche, oltre a specifiche da adottare per il caso delle Paratie di Sostegno.

7.1 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 14/01/08, con i criteri del metodo **semiprobabilistico agli stati limite** basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. La normativa distingue inoltre tra **Stati Limite Ultimi** e **Stati Limite di Esercizio**.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite ultimi** di resistenza è stata effettuata con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale: $R_d \geq E_d$. Dove:

R_d è la resistenza di progetto

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

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni,

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{oppure} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e $\gamma_{Fj} = \gamma_{Ej}$, associati rispettivamente al materiale *i*-esimo e all'azione *j*-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 14.01.08, la verifica della condizione $R_d \geq E_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (**Approccio 1**) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R2

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
 PROGETTO DEFINITIVO
 OPERE CIVILI

TR06 – Paratia di pali
 Relazione di calcolo opere definitive

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 20 di 82 |

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

EQU perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.

STR raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

GEO raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

UPL perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).

HYD erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 14.01.08 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

| | | Coefficiente | EQU | A1 | A2 |
|--|-------------|---------------|-----|-----|-----|
| | | γ_F | | | |
| Carichi permanenti G_1 | Favorevoli | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$ | Favorevoli | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni variabili Q | Favorevoli | γ_{Qk} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_{Qk} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite di esercizio** viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 14.01.08, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa, di seguito riportati per completezza:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_j .

Nell'ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell'ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto come già illustrati al paragrafo precedente:

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 | $\tan \varphi'_k$ | $\gamma_{\varphi'}$ | 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 |

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera.(Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc..)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

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

| | Effetto | Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E) | 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_Q | 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}

Nell'ambito delle Analisi di seguito esposte, si è fatto riferimento nella fattispecie all'**APPROCCIO 1**, andando ad esaminare tutti gli stati limite ritenuti significativi per il caso delle opere in progetto, secondo quanto specificato al già citato prg "6.5.3.1.2 Paratie" del DM 14.01.08, ovvero:

SLU di tipo geotecnica (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Si è infine proceduto con una verifica nei riguardi degli Stati Limite di Esercizio (SLE), effettuando una stima delle deformazioni dell'opera e dei cedimenti del piano limite a tergo.

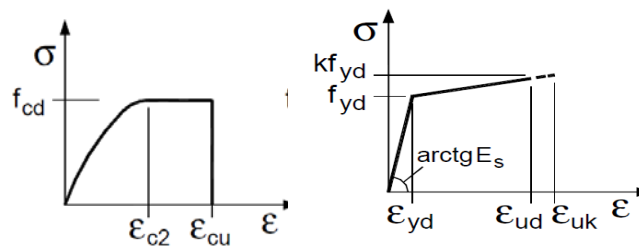
Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Ciascuno degli Stati Limite di verifica previsti per le Paratie, è stato esaminato riferendosi alla Combinazioni 1 per il caso dei Stati Limite STR ed alla Combinazione 2 per gli Stati Limite (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

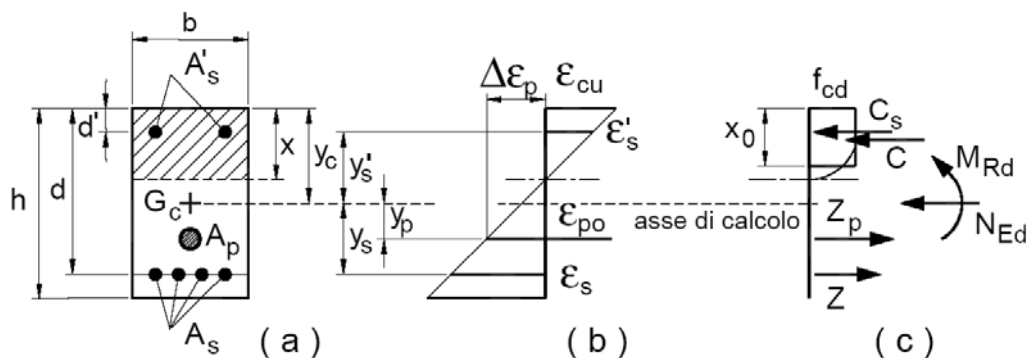
7.2 VERIFICHE ALLO SLU

7.2.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC08, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

7.2.2 Taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$
- d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- $b_w = 1000$ mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)}{(1 + \text{ctg}^2\theta)}$$

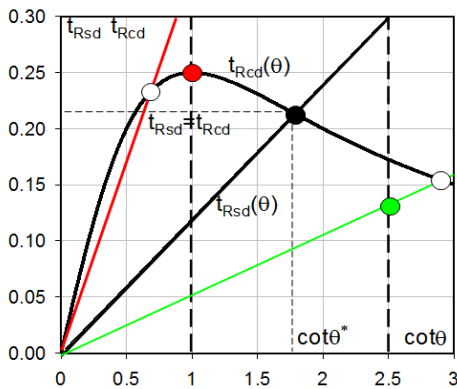
Essendo:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC08, considerando

ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$$



- Se la $\cot \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\cot \theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot \theta = 2,5$.
- Se la $\cot \theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot \theta = 1,0$.

L'angolo effettivo di inclinazione delle

bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0,5$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

| | | | |
|------------|----------------------------------|-------------------------------|--|
| α_c | coefficiente maggiorativo pari a | 1 | per membrature non compresse |
| | | $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ | per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$ |
| | | 1,25 | per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$ |
| | | $2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ | per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$ |

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE CIVILI

TR06 – Paratia di pali
Relazione di calcolo opere definitive

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 26 di 82 |

8 ANALISI SEZIONE PARATIA PALI L=15 m

8.1 Descrizione delle sezioni di calcolo

Paratia di pali in c.a.:

| | |
|-----------------|------------------------------------|
| $D_p = 1000$ mm | diametro di perforazione |
| $i = 1.1$ m | interasse longitudinale tra i pali |
| $L = 15$ m | lunghezza del palo |
| $h = 1$ m | altezza cordolo |
| $L+h = 16$ m | altezza cordolo+lunghezza paratia |

Armatura

| | |
|----------------------|---|
| $20 \phi 26$ | armatura longitudinali in acciaio B450C |
| $\phi 12$ passo 10cm | armatura a taglio in acciaio B450C |

8.2 Schema e fasi di calcolo

Tipo paratia: **pali in c.a. a destra e a sinistra**

La massima altezza di scavo è di 5 m

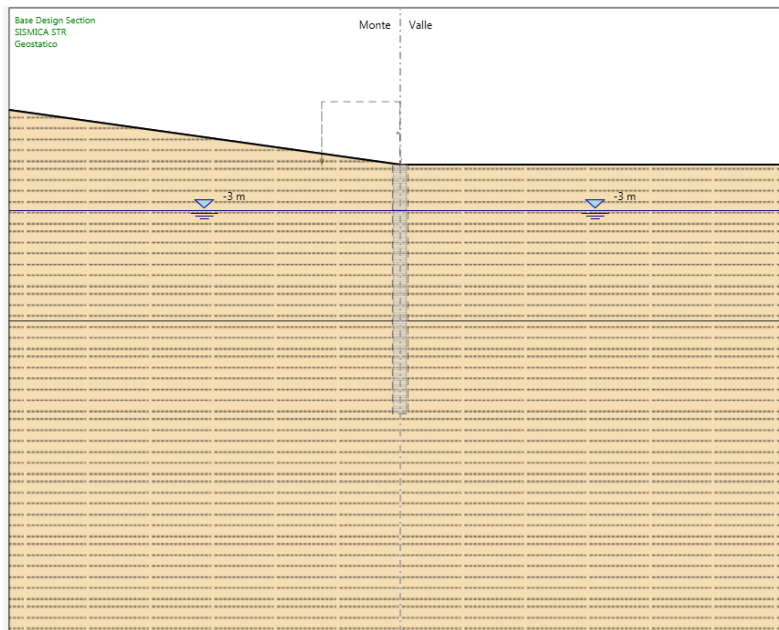
Nel calcolo si è tenuto conto del carico accidentale dovuto ai mezzi di cantiere $q_{acc,1} = 10.0$ kN/m² uniformemente distribuito su un'area di impronta di 5.0 m posto in prossimità dell'estradosso della paratia.

| | | |
|---------------------------------|---------------------------|-----|
| Altezza fuori terra | 3.9 | [m] |
| Profondità di infissione | 12.1 | [m] |
| Altezza totale della paratia | 16 | [m] |
| Numero di file di pali | 1 | [m] |
| Interasse fra i pali della fila | 1.1 | [m] |
| Diametro dei pali | 1.0 | [m] |
| Armatura longitudinale | $20 \phi 26$ | [-] |
| Armatura a taglio | $\phi 12$ con passo 10 cm | [-] |

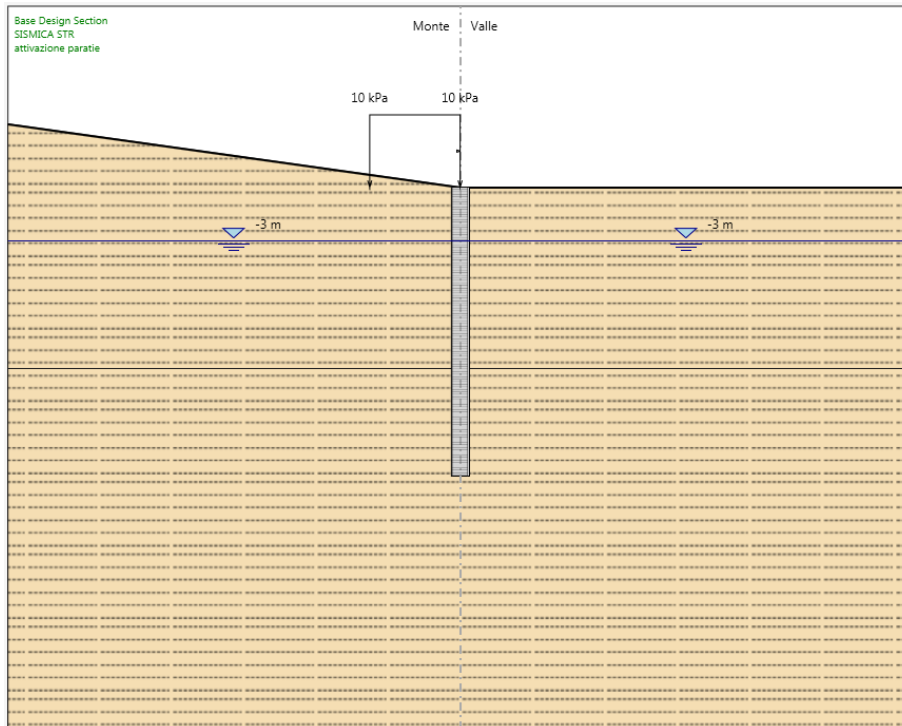
Di seguito si riportano le fasi di calcolo che sono state analizzate in successione.

Fasi di calcolo

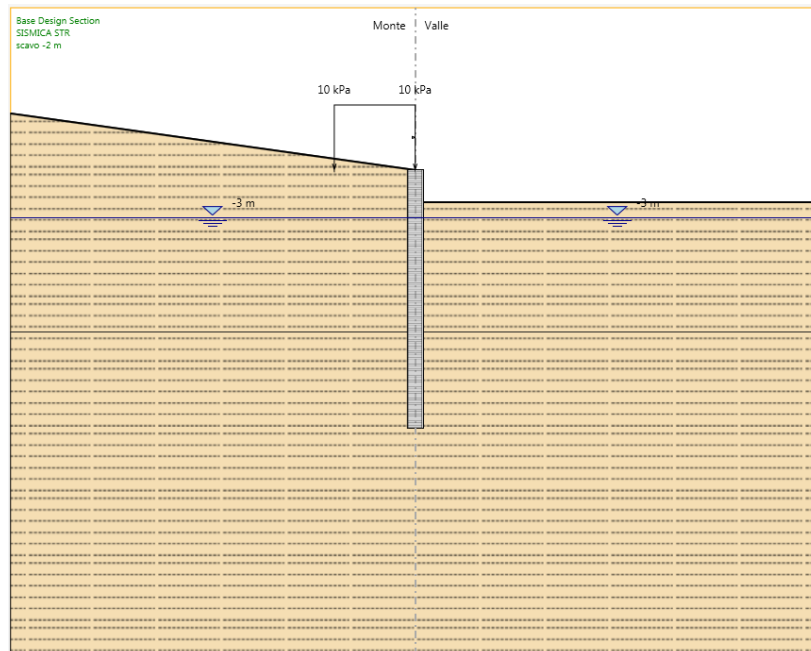
FASE 0: Generazione stato tensionale iniziale



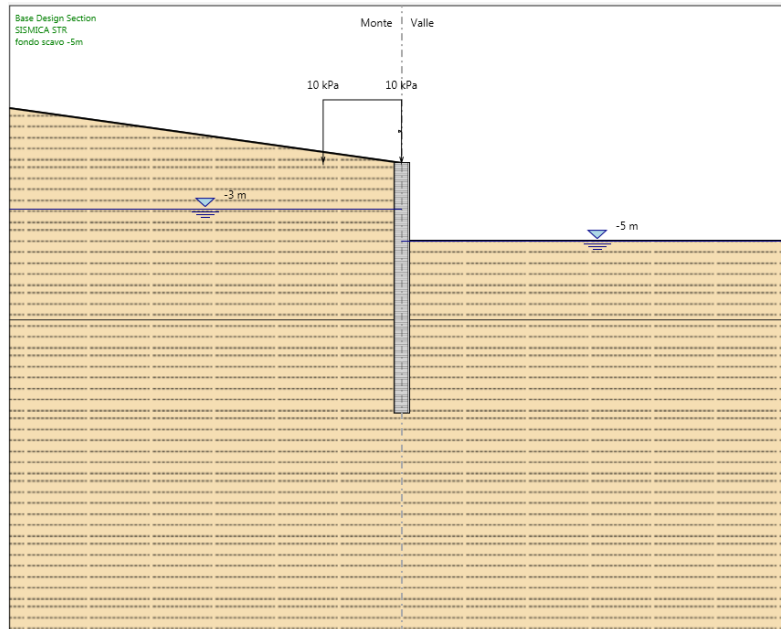
FASE 1: Installazione pali in c.a.+attivazione carico che simula il terreno + attivazione carico di cantiere $q_{acc} = 10.0$ kPa



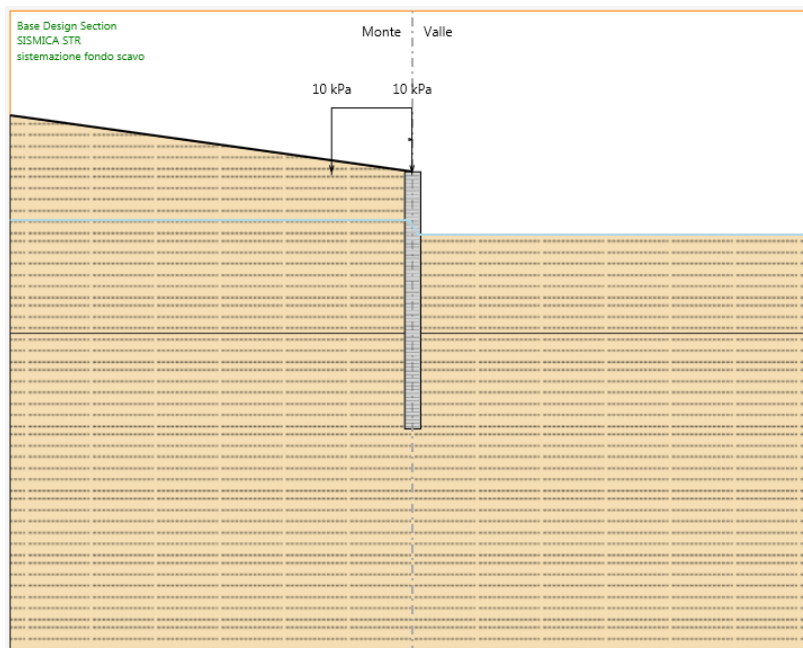
FASE 2: Scavo fino a arrivare a 2 m dal p.c.



FASE 3: Scavo fino a arrivare a 5 m dal p.c.



FASE 4: Sistemazione scavo



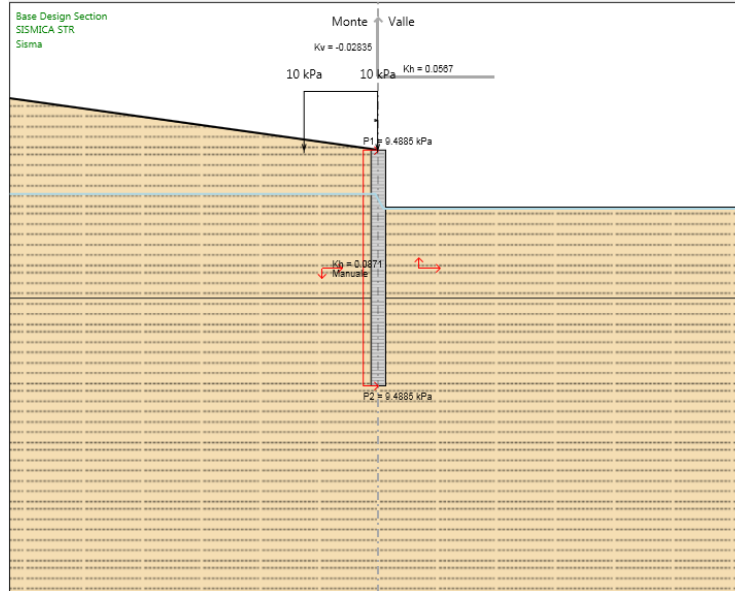


DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE CIVILI

TR06 – Paratia di pali
Relazione di calcolo opere definitive

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 30 di 82 |

FASE 5: Applicazione sisma

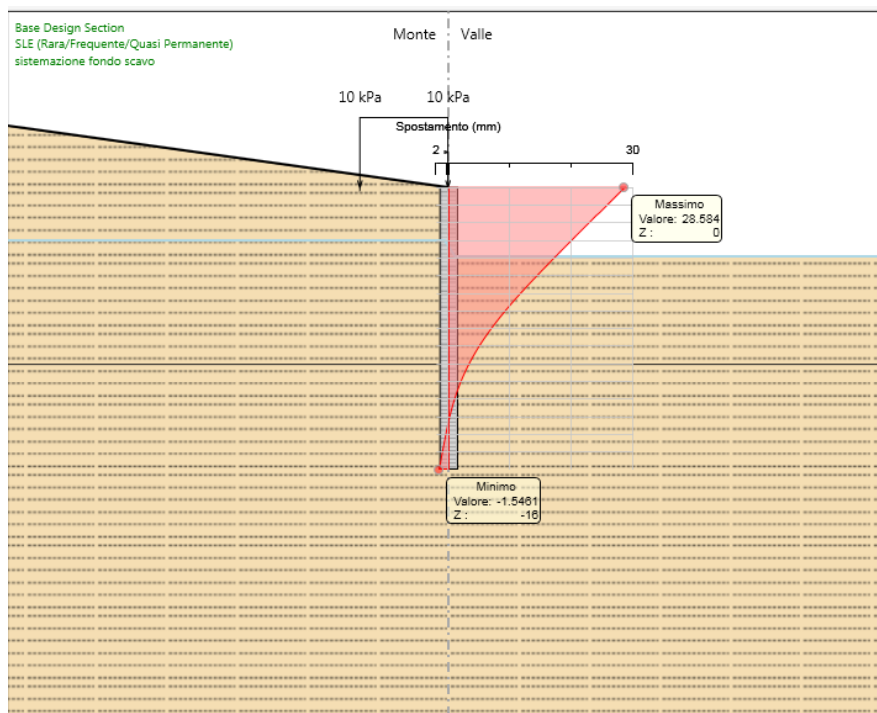


8.3 RISULTATI E VERIFICHE PARATIA IN CONDIZIONI STATICHE

Nel seguito si espongono, in sintesi, i principali risultati di interesse progettuale.

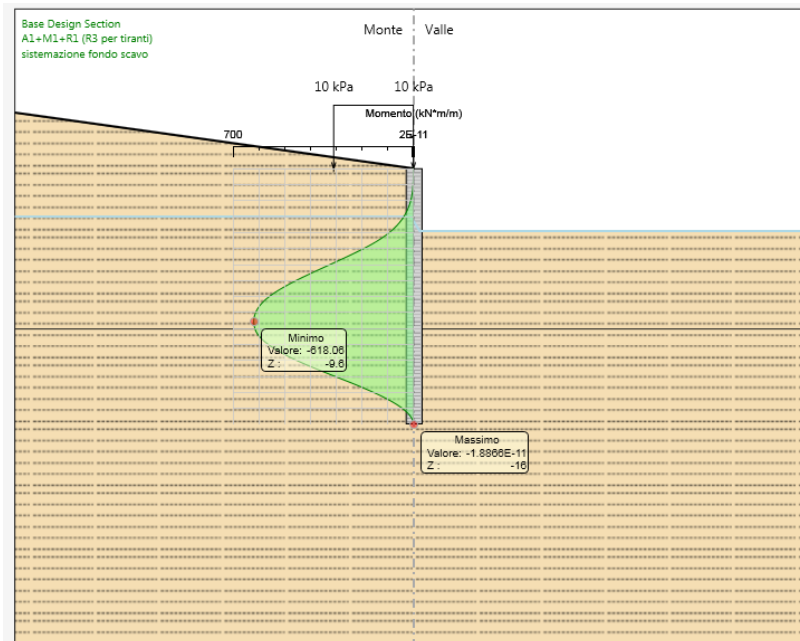
8.3.1 RISULTATI (combinazione SLE):

Dall'involuppo degli spostamenti in combinazione SLE si osserva che lo spostamento massimo orizzontale della paratia vale 2.8 cm.

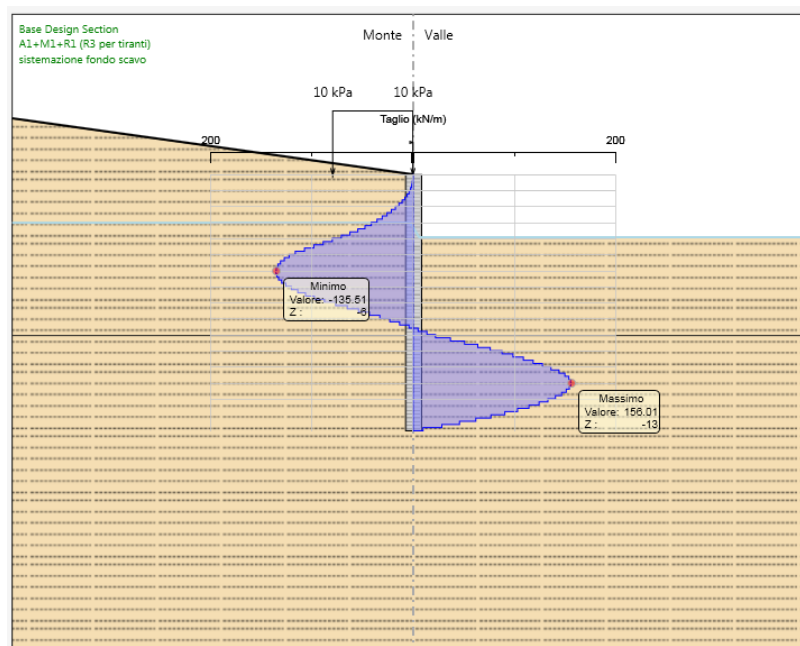


8.3.2 RISULTATI e VERIFICHE SLU STR PALI IN C.A. (combinazione A1+M1+R1):

Dall'involuppo del momento flettente in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia vale 630.25 kNm/m e si attinge ad una quota di 9.6 m. dal p.c..

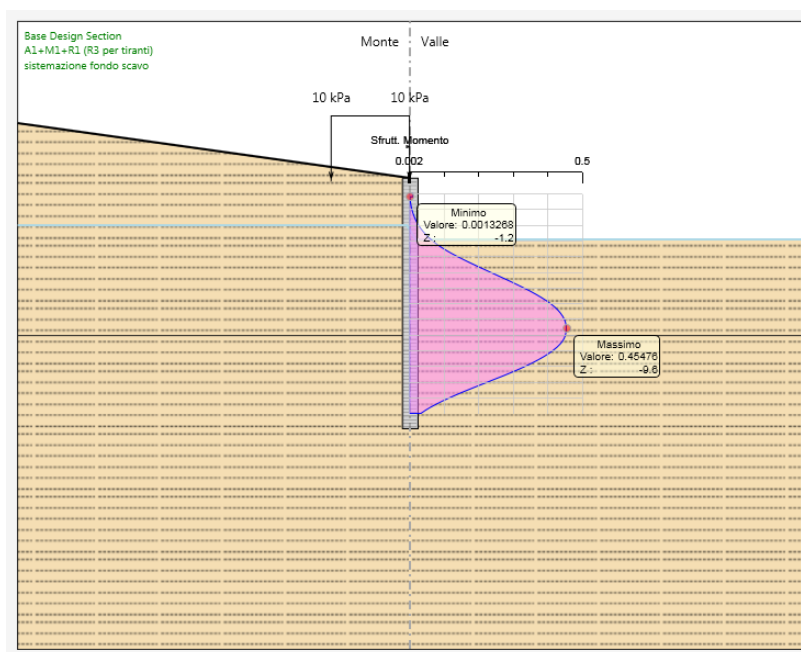


Dall'involuppo del taglio in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia si ha ad una profondità di 13m da p.c e risulta pari a 156.01 kN/m

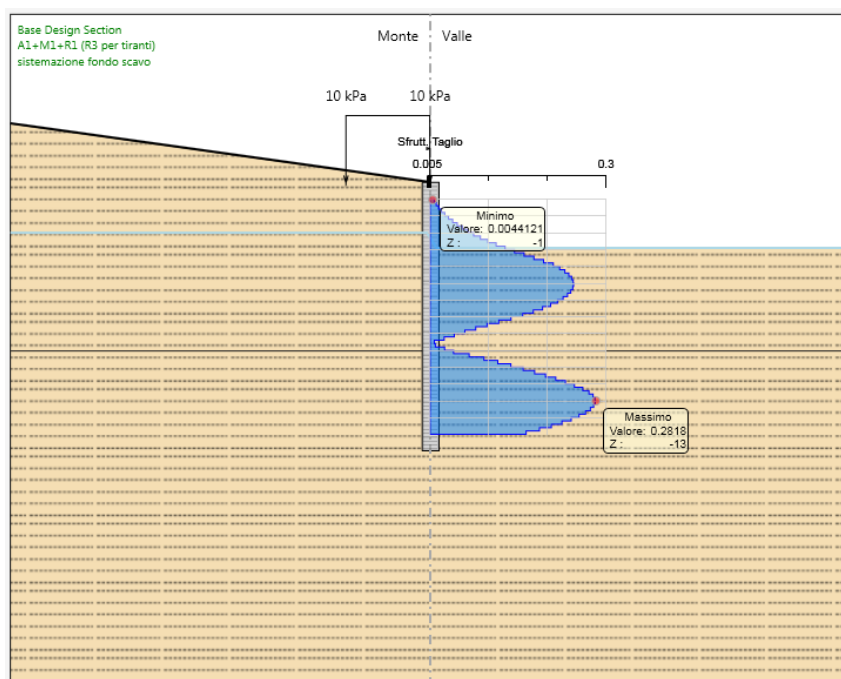


Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali delle PALI IN C.A.. a flessione e a taglio condotte mediante l'ausilio di Paratie plus. In Particolare si riportano i diagrammi dei tassi di sfruttamento sul palo, ottenuti come rapporto tra sollecitazione presente e resistenza disponibile in ogni sezione del palo.

Tasso di sfruttamento a momento nelle pali in comb. A1-M1-R3 (.T.S.F._{max} = 0.46 < 1 – VERIFICA SODDISFATTA)



Tasso di sfruttamento a taglio nei pali in comb. A1-M1-R3 (.T.S.F._{max} = 0.28 < 1 – VERIFICA SODDISFATTA)

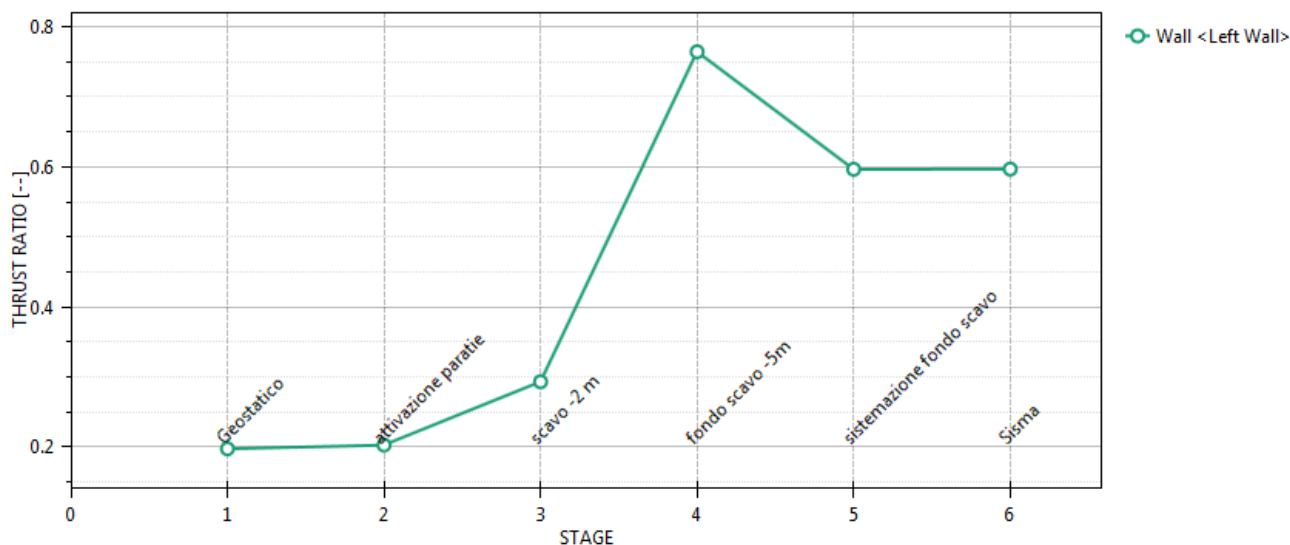


8.3.3 VERIFICA SLU GEO PALI IN C.A. (combinazione A2+M2+RI)

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è circa 78% sulla paratia.

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <A2+M2+R1>



8.3.4 VERIFICA SLU UPL E HYD

Il § 6.2.3.2. del DM 14.01.2008 specifica che le opere geotecniche devono essere verificate, ove ricorrano le condizioni, anche che nei riguardi di possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la **stabilità al sollevamento** deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante ($V_{inst,d}$) ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d), ovvero:

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad [6.2.5]$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

| | Effetto | Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E) | Sollevamento (UPL) |
|-----------------------------------|-------------|---|--------------------|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 |
| | Sfavorevole | | 1,1 |
| Carichi permanenti $G_2^{(1)}$ | Favorevole | γ_{G2} | 0,8 |
| | Sfavorevole | | 1,5 |
| Azioni variabili Q | Favorevole | γ_{Qi} | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 |

⁽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_G

Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato negli specifici paragrafi della normativa dedicata alle fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

In presenza di scavi a valle di opere di sostegno di terreni in falda, quando il piano finale di scavo da progetto è inferiore al livello della falda in sito, si configurano due potenziali meccanismi di instabilità della zona a valle delle opere, e che vanno indagati, ovvero :

- Instabilità del fondo scavo per “sifonamento”
- Instabilità del fondo scavo per “sollevamento”

I fenomeni sono legati essenzialmente ai processi di filtrazione che si innescano verso la zona di fondo scavo a completamento degli scavi, che avvengono “a breve termine” per terreni a grana grossa, ovvero a “lungo termine” per terreni a grana fine, o comunque, in quest’ultimo caso, alla sovrappressione di tipo idrostatico che agisce a piede del cuneo di terreno potenzialmente instabile immediatamente a ridosso dell’opera.

Nel caso in esame i terreni interessati dal moto di filtrazione sono caratterizzati dal medesimo valore della conducibilità idraulica pertanto, al fine di determinare la sovrappressione idrodinamica agente ai piedi della paratia, si sono determinate le perdite di carico che si hanno a monte della paratia e pari a:

$$\Delta H_i = \Delta H \frac{\frac{l_i}{k}}{\sum_j \frac{l_j}{k}}$$

con

ΔH_i perdite di carico nello strato di monte;

ΔH carico idraulico

l_i spessore dello strato di monte

k conducibilità idraulica

Determinate le perdite di carico e assumendo come piano $z=0$ quello passante per il piede della paratia, si può determinare la pressione idrodinamica agente in corrispondenza del piede della paratia:

$$u = (H_w - \Delta H_i - z) \cdot \gamma_w$$

dove

H_w altezza piezometrica di monte

$\sum_j \Delta H_i$ perdite di carico nella sezione in esame, somma delle perdite di carico negli strati di monte

z quota geotetica (assunta pari $z=0$ se si valutano le pressioni al piede della paratia).

Nota la pressione idrodinamica agente, si può determinare la forza instabilizzante agente sul volume di terreno oggetto della verifica in esame:

$$V_{inst,d} = \gamma_{G1} \cdot u_{idrodin} \cdot D/2$$

Con D infissione della paratia pari a 11m.

Mentre le forze stabilizzanti sono date dal peso del volume di terreno soggetto a verifica:

$$G_{st,d} = \gamma_{G1} \cdot \gamma_{sat} \cdot h \cdot D/2$$

Con h spessore del volume soggetto a verifica

Considerando la massima profondità di scavo raggiunta durante la realizzazione dell'opera (5m da p.c.) si ha:

| H_w | ΔH | $\sum \Delta H_i$ | $u_{idrodin, fondo scavo}$ | $V_{inst,d}$ | $\sigma_{v, fondo scavo}$ | $G_{stb,d}$ | $FS=(G_{stb,d} + R_d)/V_d$ |
|-------|------------|-------------------|----------------------------|--------------|---------------------------|-------------|----------------------------|
| [m] | [m] | [m] | [kPa] | [kN] | [kPa] | [kN] | [-] |
| 13 | 2 | 2.00 | 110 | 665 | 231 | 1143.45 | 1.72 |

Essendo le forze stabilizzanti maggiori di quelle instabilizzanti, la verifica a sollevamento del fondo scavo è verificata.

In aggiunta al meccanismo di sollevamento, la normativa al § 6.2.3.2. del DM 14.01.2008 prescrive di effettuare verifiche specifiche nei riguardi del rischio di “sifonamento”, che riguarda specificamente le condizioni di filtrazione che si innescano a valle degli scavi, per effetto dei quali, a seguito dell'incremento delle pressioni interstiziali nella zona di valle, si può determinare un annullamento delle tensioni verticali efficaci e quindi la completa perdita di resistenza del terreno che determina un trasporto delle particelle da parte dell'acqua in movimento, dando origine ad un fenomeno progressivo di erosione che conduce al collasso della struttura del terreno.

La normativa Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ($u_{inst,d}$) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ($\sigma_{sstb,d}$), tenendo conto dei coefficienti parziali della Tab. 6.2.IV:

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{sstb,d} \quad (6.2.6)$$

In entrambe le verifiche, nella valutazione delle pressioni interstiziali, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle successioni stratigrafiche sul regime di pressione dell'acqua. Nelle verifiche al sifonamento, in presenza di adeguate conoscenze sul regime delle pressioni interstiziali, i coefficienti di sicurezza minimi sono indicati nella Tab. 6.2.IV. Valori superiori possono essere assunti e giustificati tenendo presente della pericolosità del fenomeno in relazione

Tabella 6.2.IV – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.

| CARICHI | EFFETTO | COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E) | SIFONAMENTO (HYD) |
|---|-------------|--|-------------------|
| Permanenti | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 |
| | Sfavorevole | | 1,3 |
| Permanenti non strutturali ⁽¹⁾ | Favorevole | γ_{G2} | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 |
| Variabili | Favorevole | γ_{Qi} | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 |

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nel caso in esame i terreni presenti non suscettibili al fenomeno del sifonamento.

8.3.5 Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno

Il DM 17.01.08 affronta il tema della Stabilità Globale distinguendo tra il caso dei Pendii Naturali (§ 6.3) e quello delle opere in terra in Materiali sciolti e Fronti di scavo (§ 6.8) fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi.

Trattandosi nel caso in esame di valutare la Stabilità Globale di Opere a sostegno di scavi, si ricade nel caso dei “Fronti di Scavo e rilevati”; nel seguito si riportano dunque, per maggiore chiarezza espositiva, le specifiche normative a riguardo.

Il punto 6.8 del DM 17.01.08 e relativa circolare applicativa, tratta l’argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 “Verifiche di Sicurezza (SLU)” viene prescritto quanto di seguito:

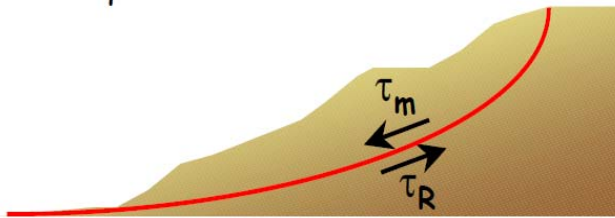
Le verifiche devono essere effettuate secondo l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

In aggiunta a quanto già riportato nei precedenti paragrafi, si riporta di seguito la Tab. 6.8.I, in cui è definito il valore del coefficiente parziale “R2” da applicare al valore della resistenza caratteristica calcolata per la generica superficie di potenziale scivolamento analizzata:

Tabella 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 |

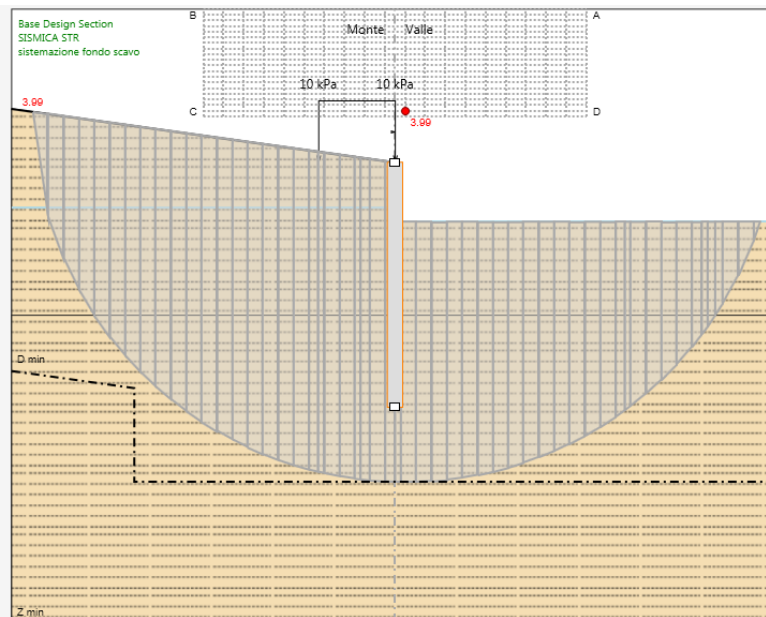
Per il caso in esame, le verifiche sono state effettuate mediante i metodi dell’equilibrio limite rispetto a superfici di forma circolare, utilizzando il metodo di **Bishop**, per i cui dettagli si rimanda a quanto esposto a riguarda nella letteratura tecnica.



$$FS = \frac{\int_S \tau_{rott}}{\int_S \tau_{mob}}$$

Le verifiche sono state effettuate rispetto a famiglie di superfici potenziali di rottura disegnate in maniera tale da non intersecare le opere, escludendo quindi ai fini della stabilità la resistenza al taglio locale offerta dalle opere, fermo restando tutte le prescrizioni definite dalla normativa per questo tipo di verifica

Di seguito si riportano i risultati delle analisi:

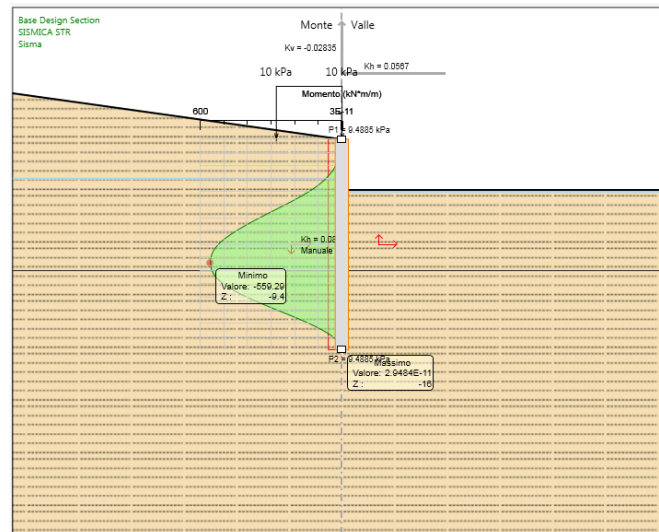


8.4 RISULTATI E VERIFICHE PARATIA IN CONDIZIONI SISMICHE (PSEUDOSTATICHE)

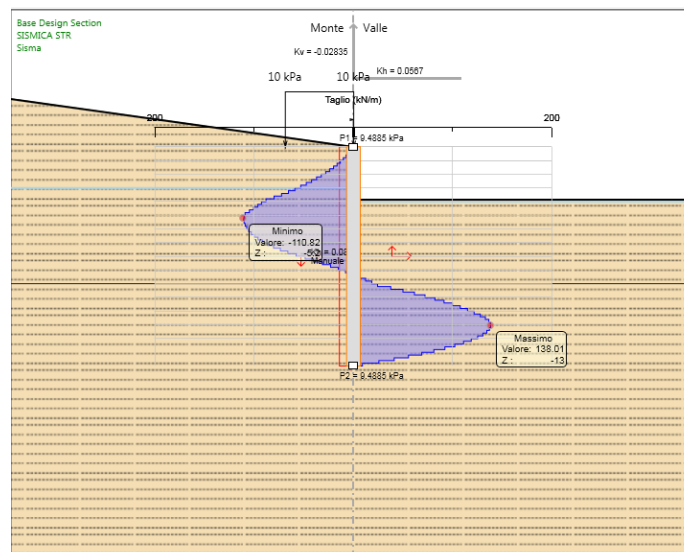
Nel seguito si espongono, in sintesi, i principali risultati di interesse progettuale.

8.4.1 RISULTATI E VERIFICHE SLU STR PALI IN C.A. (combinazione SISMA STRU):

Dall'involuppo del momento flettente in combinazione SISMA STRU si osserva che il massimo valore sulla paratia vale 559.29 kNm/m e si attinge ad una quota di 9.4 m. dal p.c..

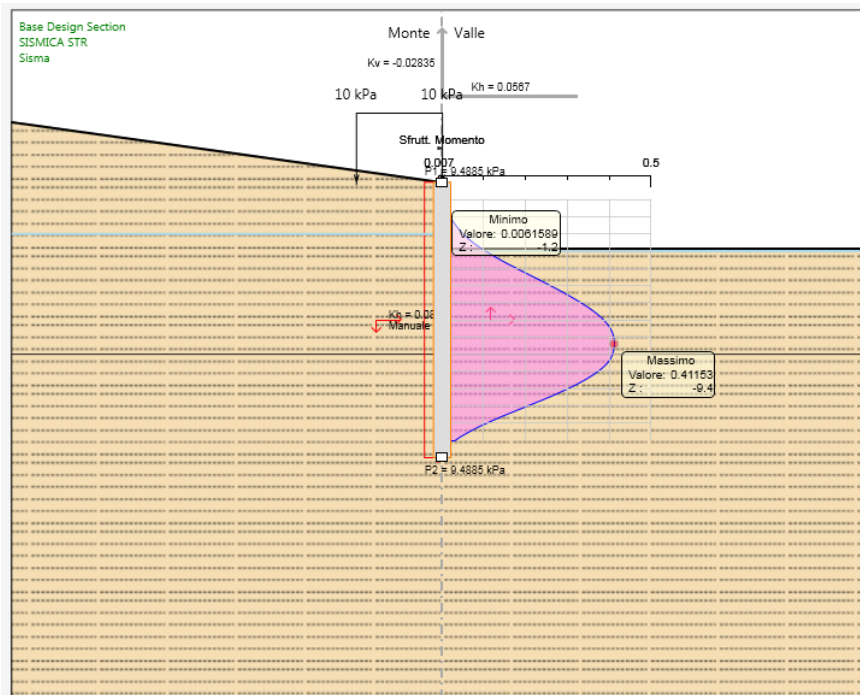


Dall'involuppo del taglio in combinazione sisma STRU si osserva che il massimo valore sulla paratia si ha ad una profondità di 12m da p.c e risulta pari a 138.01 kN/m

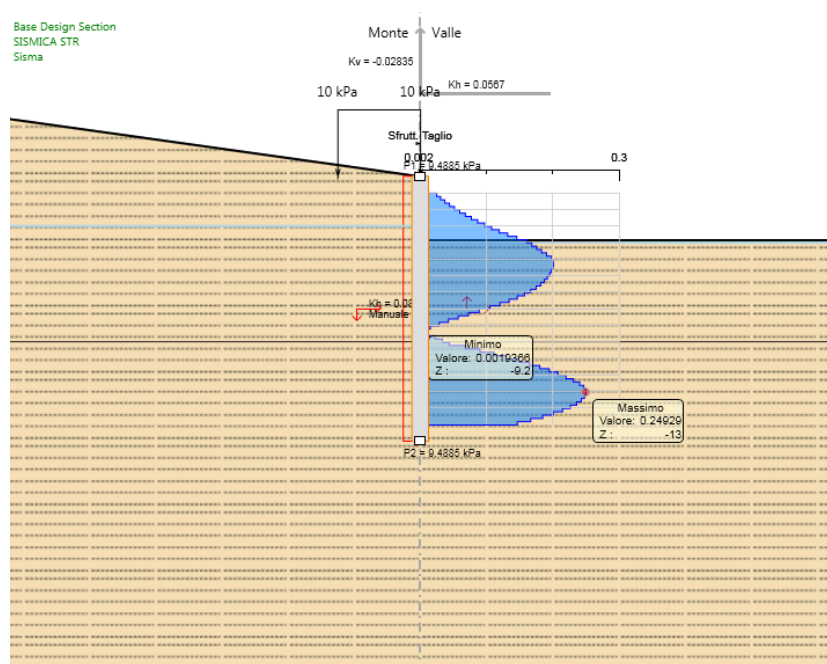


Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali dei pali in c.a. a flessione e a taglio condotte mediante l'ausilio di Paratie plus. In Particolare si riportano i diagrammi dei tassi di sfruttamento sul palo, ottenuti come rapporto tra sollecitazione presente e resistenza disponibile in ogni sezione del palo.

Tasso di sfruttamento a momento nei pali in comb. Sisma STRU (.T.S.F._{max} = 0.41 < 1 – VERIFICA SODDISFATTA)



Tasso di sfruttamento a taglio nei pali in comb. Sisa STRU (.T.S.F._{max} = 0.25 < 1 – VERIFICA SODDISFATTA)

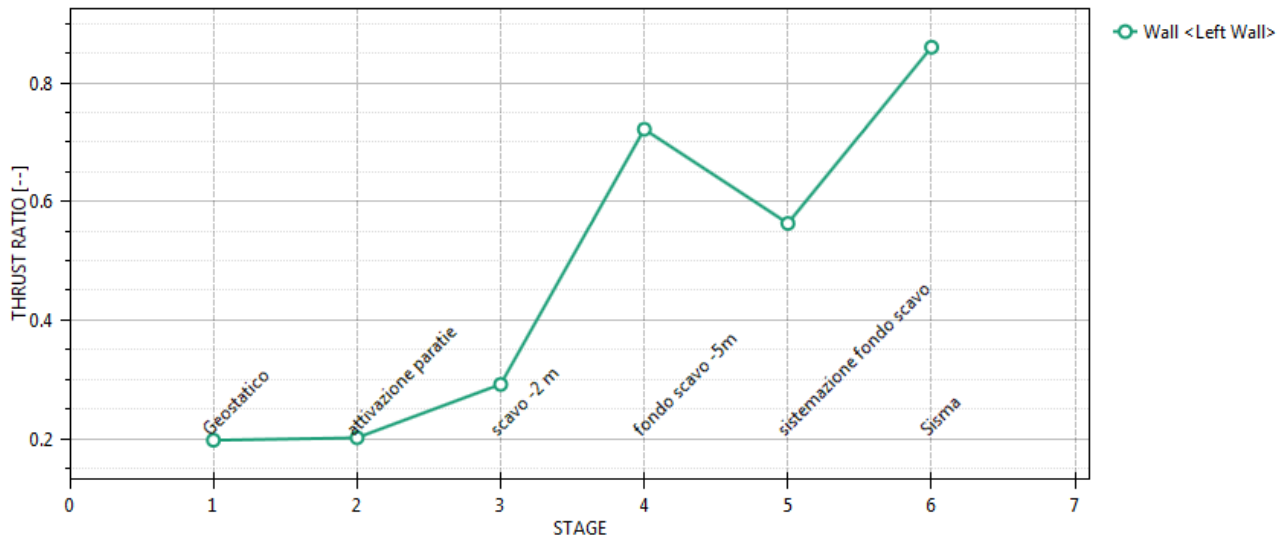


8.4.2 VERIFICA SLU GEO PALI IN C.A. (combinazione sisma GEO)

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è circa l'85% sulla paratia.

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <SISMICA GEO>



8.4.3 Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno

Il DM 17.01.08 affronta il tema della Stabilità Globale distinguendo tra il caso dei Pendii Naturali (§ 6.3) e quello delle opere in terra in Materiali sciolti e Fronti di scavo (§ 6.8) fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi.

Trattandosi nel caso in esame di valutare la Stabilità Globale di Opere a sostegno di scavi, si ricade nel caso dei “Fronti di Scavo e rilevati”; nel seguito si riportano dunque, per maggiore chiarezza espositiva, le specifiche normative a riguardo.

Il punto 6.8 del DM 17.01.08 e relativa circolare applicativa, tratta l’argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 “Verifiche di Sicurezza (SLU)” viene prescritto quanto di seguito:

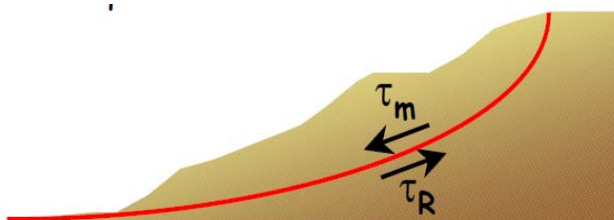
Le verifiche devono essere effettuate secondo l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

In aggiunta a quanto già riportato nei precedenti paragrafi, si riporta di seguito la Tab. 6.8.I, in cui è definito il valore del coefficiente parziale “R2” da applicare al valore della resistenza caratteristica calcolata per la generica superficie di potenziale scivolamento analizzata:

Tabella 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 |

Per il caso in esame, le verifiche sono state effettuate mediante i metodi dell’equilibrio limite rispetto a superfici di forma circolare, utilizzando il metodo di **Bishop**, per i cui dettagli si rimanda a quanto esposto a riguarda nella letteratura tecnica.



$$FS = \frac{\int_S \tau_{rott}}{\int_S \tau_{mob}}$$



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE CIVILI

TR06 – Paratia di pali
Relazione di calcolo opere definitive

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|-------------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 43 di 82 |

Le verifiche sono state effettuate rispetto a famiglie di superfici potenziali di rottura disegnate in maniera tale da non intersecare le opere, escludendo quindi ai fini della stabilità la resistenza al taglio locale offerta dalle opere, fermo restando tutte le prescrizioni definite dalla normativa per questo tipo di verifica.

Nel caso di sisma la NTC 08 afferma:

7.11.3.5.2 Metodi di analisi

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad (7.11.3)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h. \quad (7.11.4)$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g. \quad (7.11.5)$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella Tab. 7.11.I.

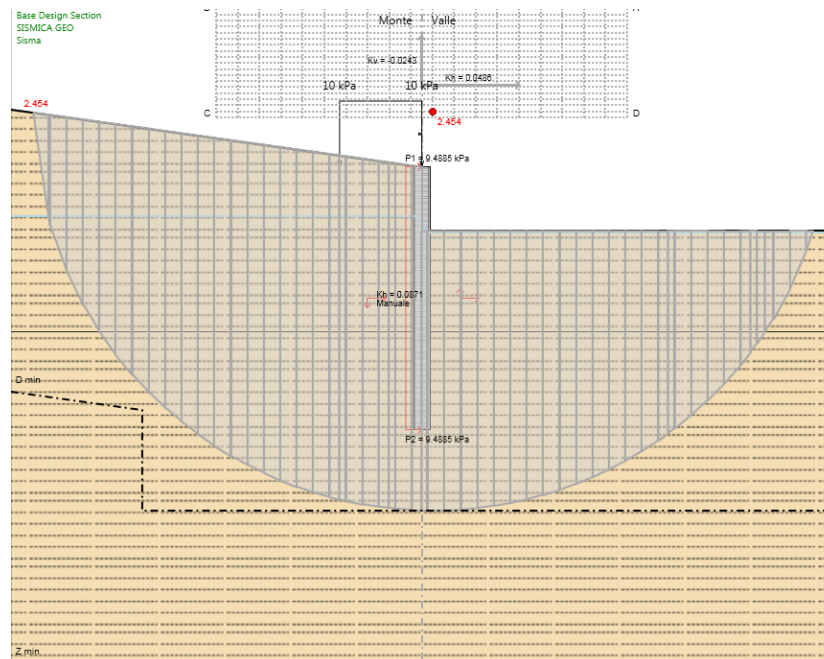
La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

| | Categoria di sottosuolo | |
|-------------------------|-------------------------|------------|
| | A | B, C, D, E |
| | β_s | β_s |
| $0,2 < a_g(g) \leq 0,4$ | 0,30 | 0,28 |
| $0,1 < a_g(g) \leq 0,2$ | 0,27 | 0,24 |
| $a_g(g) \leq 0,1$ | 0,20 | 0,20 |

Nel caso in esame si ha un valore di k_h pari a 0.056, $k_v = -0.024$ e $\beta = 0.24$.

Si riportano i risultati della verifica:





DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE CIVILI

TR06 – Paratia di pali
Relazione di calcolo opere definitive

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 46 di 82 |

9 ANALISI SEZIONE PARATIA PALI L=13 m

9.1 Descrizione delle sezioni di calcolo

Paratia di pali in c.a.:

| | |
|-----------------|------------------------------------|
| $D_p = 1000$ mm | diametro di perforazione |
| $i = 1.1$ m | interasse longitudinale tra i pali |
| $L = 13$ m | lunghezza del palo |
| $h = 1$ m | altezza cordolo |
| $L+h = 14$ m | altezza cordolo+lunghezza paratia |

Armatura

| | |
|----------------------|---|
| $20 \phi 26$ | armatura longitudinali in acciaio B450C |
| $\phi 12$ passo 10cm | armatura a taglio in acciaio B450C |

9.2 Schema e fasi di calcolo

GEOMETRIA SEZIONE L+h=14m

Tipo paratia: **pali in c.a. a destra e a sinistra**

La massima altezza di scavo è di 4 m

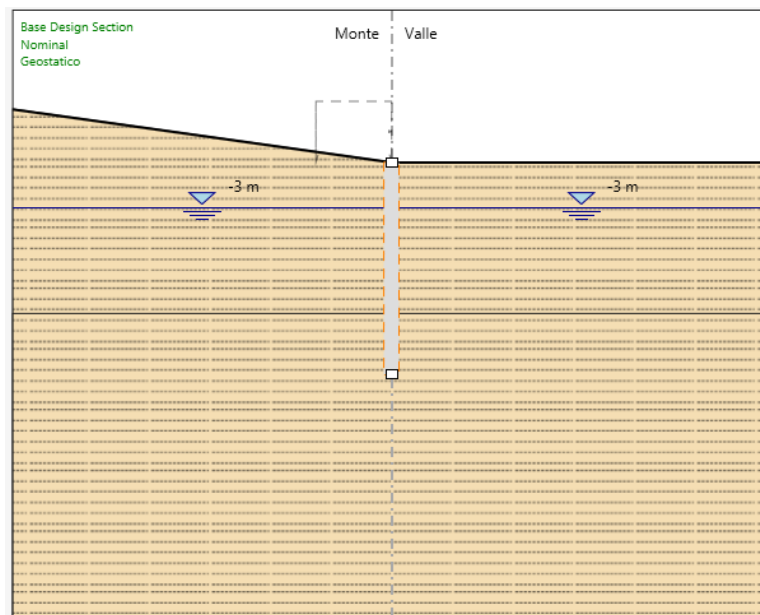
Nel calcolo si è tenuto conto del carico accidentale dovuto ai mezzi di cantiere $q_{acc,1} = 10.0$ kN/m² uniformemente distribuito su un'area di impronta di 5.0 m posto in prossimità dell'estradosso della paratia.

| | | |
|---------------------------------|---------------------------|-----|
| Altezza fuori terra | 2.9 | [m] |
| Profondità di infissione | 11.1 | [m] |
| Altezza totale della paratia | 14 | [m] |
| Numero di file di pali | 1 | [m] |
| Interasse fra i pali della fila | 1.1 | [m] |
| Diametro dei pali | 1.0 | [m] |
| Armatura longitudinale | 20 ϕ 26 | [-] |
| Armatura a taglio | ϕ 12 con passo 10 cm | [-] |

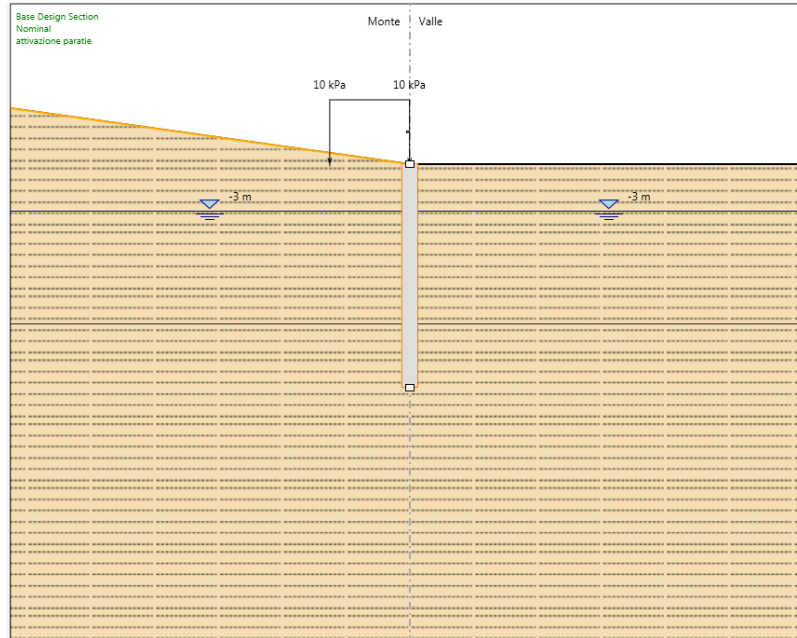
Di seguito si riportano le fasi di calcolo che sono state analizzate in successione.

Fasi di calcolo

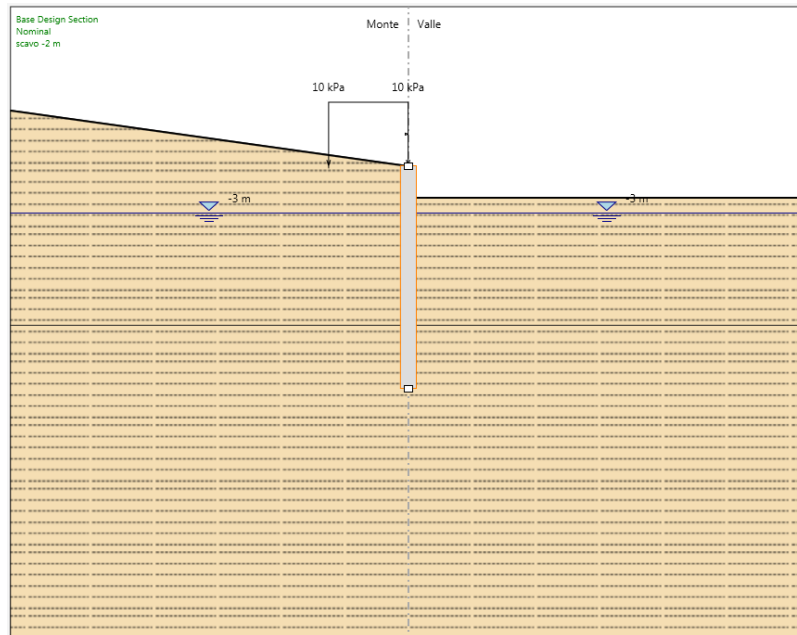
FASE 0: Generazione stato tensionale iniziale



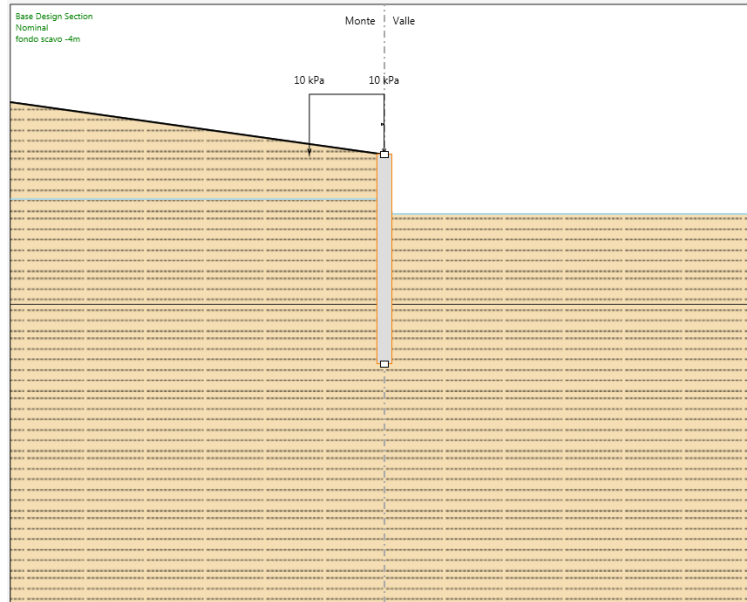
FASE 1: Installazione pali in c.a.+attivazione carico che simula il terreno + attivazione carico di cantiere $q_{acc} = 10.0$ kPa



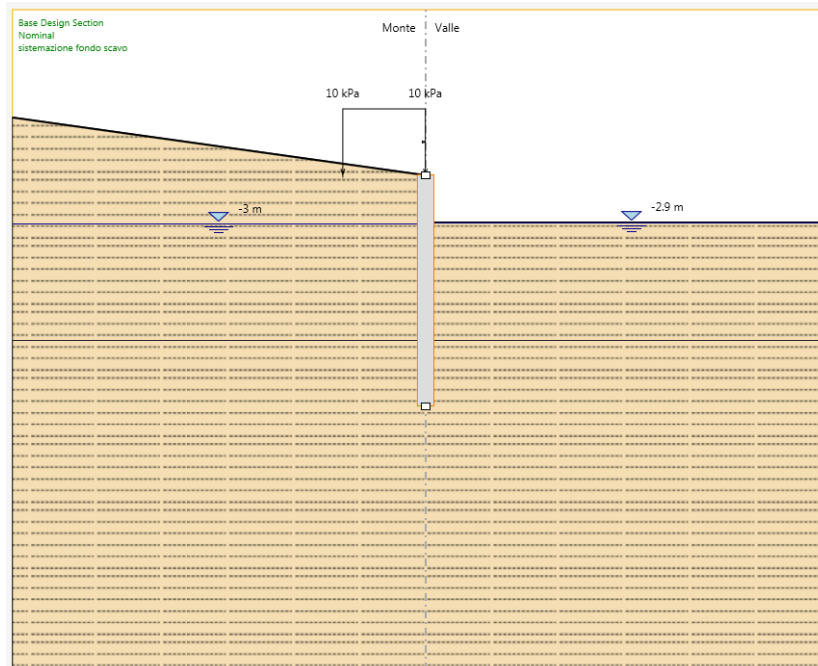
FASE 2: Scavo fino a arrivare a 2 m dal p.c.



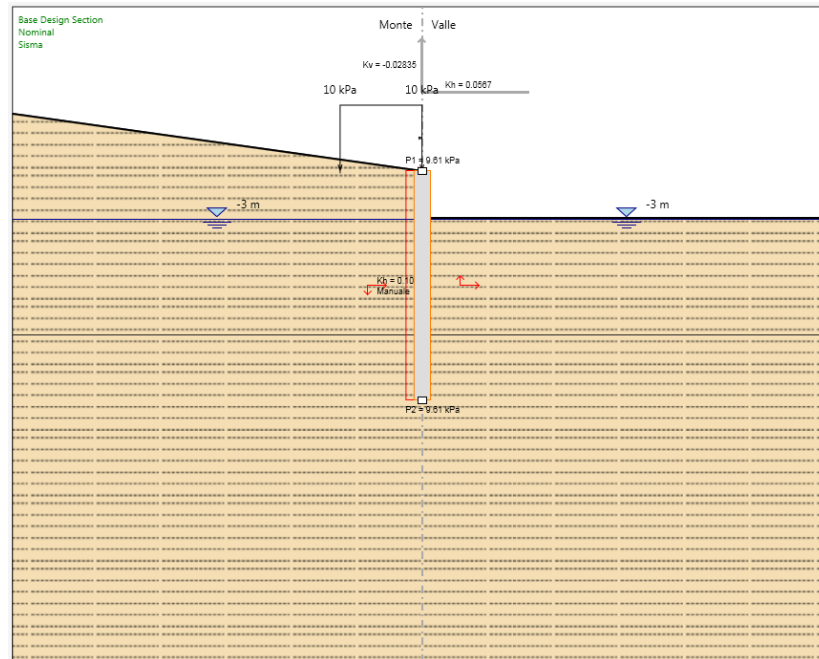
FASE 3: Scavo fino a arrivare a 4 m dal p.c.



FASE 4: Sistemazione scavo ($z_{scavo}=2.9m$)



FASE 5: Applicazione sisma

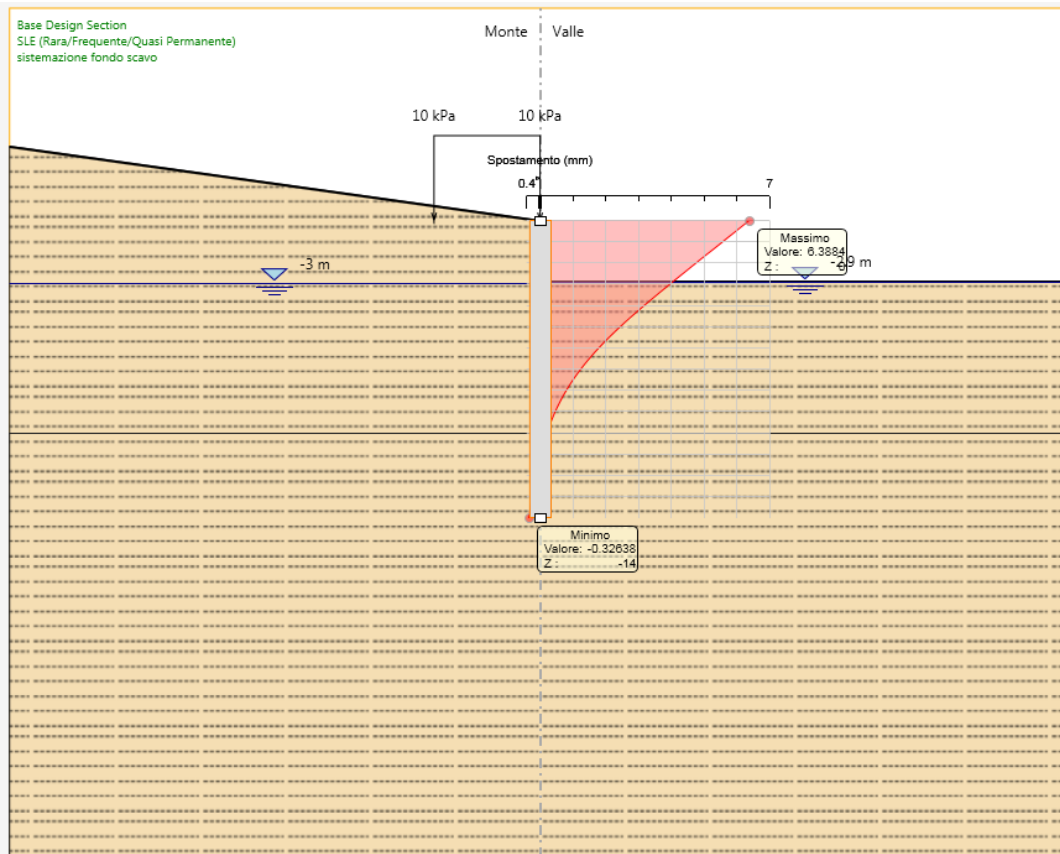


9.3 RISULTATI E VERIFICHE PARATIA IN CONDIZIONI STATICHE

Nel seguito si espongono, in sintesi, i principali risultati di interesse progettuale.

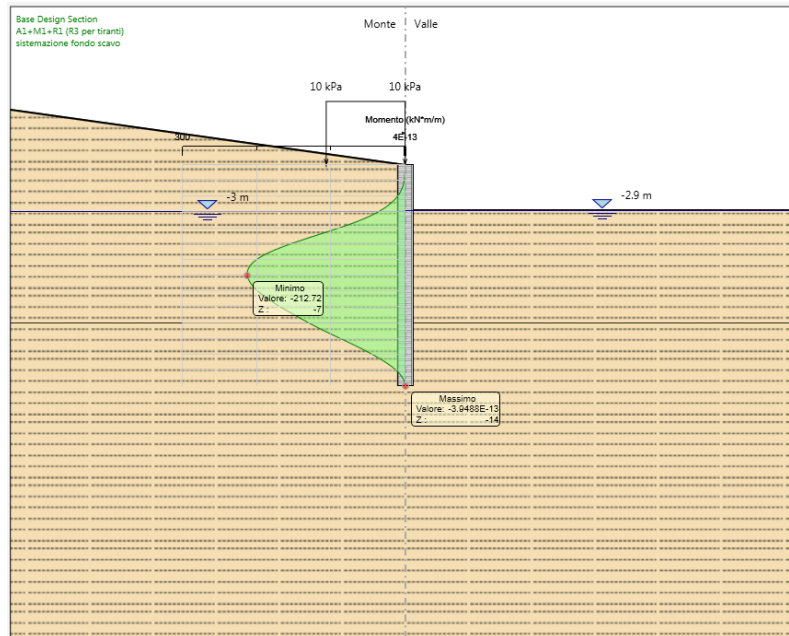
9.3.1 RISULTATI (combinazione SLE):

Dall'involuppo degli spostamenti in combinazione SLE si osserva che lo spostamento massimo orizzontale della paratia vale 6.38 mm.

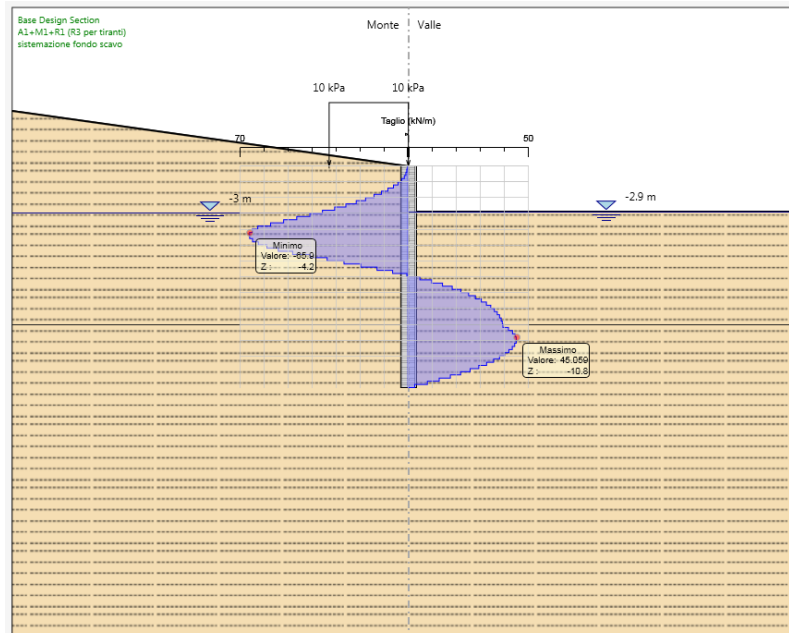


9.3.2 RISULTATI e VERIFICHE SLU STR PALI IN C.A. (combinazione A1+M1+R1):

Dall'involuppo del momento flettente in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia vale 372.28 kNm/m e si attinge ad una quota di 8.4 m. dal p.c..

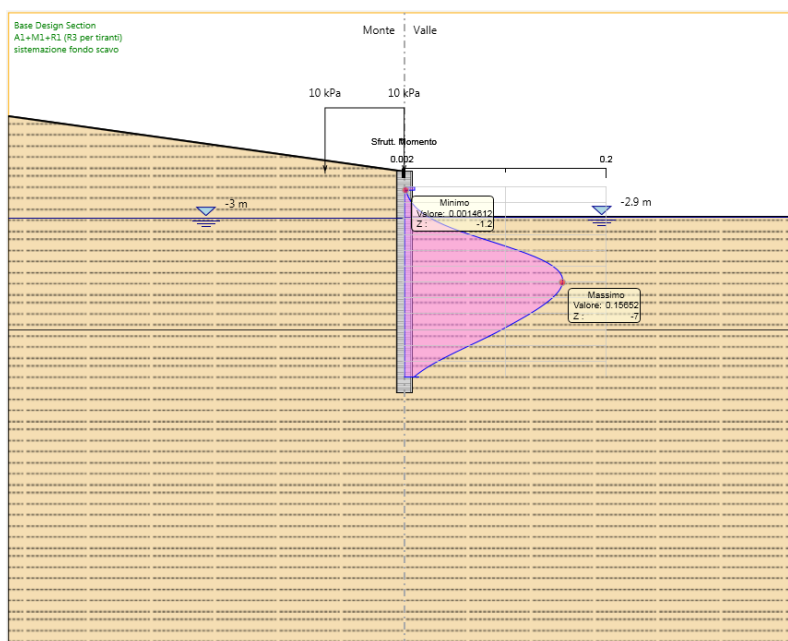


Dall'involuppo del taglio in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia si ha ad una profondità di 13m da p.c e risulta pari a 65.9 kN/m

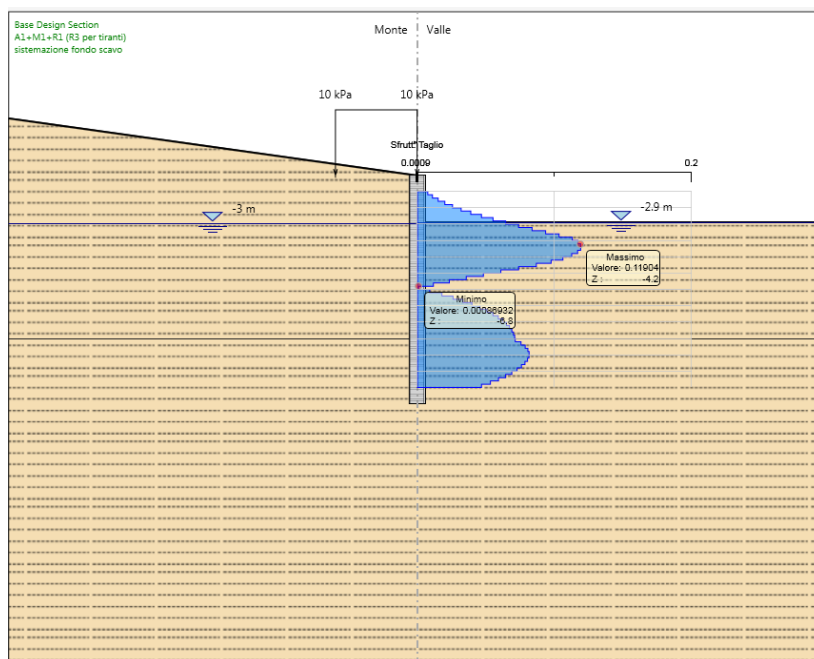


Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali delle PALI IN C.A.. a flessione e a taglio condotte mediante l'ausilio di Paratie plus. In Particolare si riportano i diagrammi dei tassi di sfruttamento sul palo, ottenuti come rapporto tra sollecitazione presente e resistenza disponibile in ogni sezione del palo.

Tasso di sfruttamento a momento nelle pali in comb. A1-M1-R3 (.T.S.F._{max} = 0.15 < 1 – VERIFICA SODDISFATTA)



Tasso di sfruttamento a taglio nei pali in comb. A1-M1-R3 (.T.S.F._{max} = 0.11 < 1 – VERIFICA SODDISFATTA)

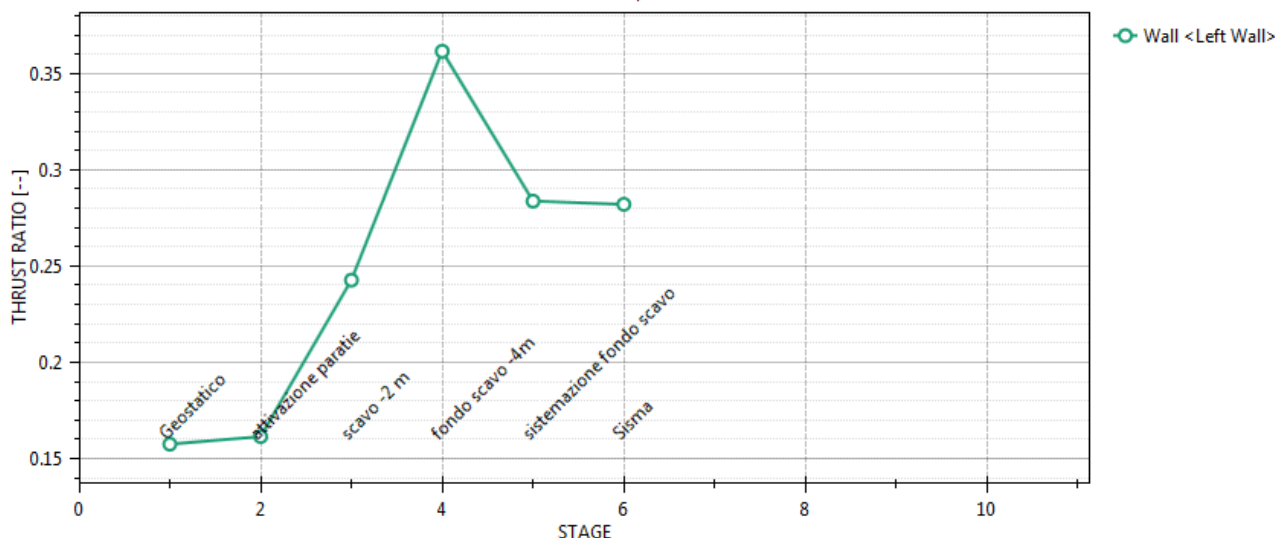


9.3.3 VERIFICA SLU GEO PALI IN C.A. (combinazione A2+M2+RI)

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è circa 38% sulla paratia.

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <A1+M1+R1 (R3 per tiranti)>



9.3.4 VERIFICA SLU UPL E HYD

Il § 6.2.3.2. del DM 14.01.2008 specifica che le opere geotecniche devono essere verificate, ove ricorrano le condizioni, anche che nei riguardi di possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la **stabilità al sollevamento** deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante ($V_{inst,d}$) ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d), ovvero:

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad [6.2.5]$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

| | Effetto | Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E) | Sollevamento (UPL) |
|--------------------------------|-------------|--|--------------------|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 |
| | Sfavorevole | | 1,1 |
| Carichi permanenti $G_2^{(1)}$ | Favorevole | γ_{G2} | 0,8 |
| | Sfavorevole | | 1,5 |
| Azioni variabili Q | Favorevole | γ_{Qi} | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 |

⁽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}

Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M_2).

Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato negli specifici paragrafi della normativa dedicata alle fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

In presenza di scavi a valle di opere di sostegno di terreni in falda, quando il piano finale di scavo da progetto è inferiore al livello della falda in sito, si configurano due potenziali meccanismi di instabilità della zona a valle delle opere, e che vanno indagati, ovvero :

- *Instabilità del fondo scavo per “sifonamento”*
- *Instabilità del fondo scavo per “sollevamento”*

I fenomeni sono legati essenzialmente ai processi di filtrazione che si innescano verso la zona di fondo scavo a completamento degli scavi, che avvengono “a breve termine” per terreni a grana grossa, ovvero a “lungo termine” per terreni a grana fine, o comunque, in quest’ultimo caso, alla sovrappressione di tipo idrostatico che agisce a piede del cuneo di terreno potenzialmente instabile immediatamente a ridosso dell’opera.

Nel caso in esame i terreni interessati dal moto di filtrazione sono caratterizzati dal medesimo valore della conducibilità idraulica pertanto, al fine di determinare la sovrappressione idrodinamica agente ai piedi della paratia, si sono determinate le perdite di carico che si hanno a monte della paratia e pari a:

$$\Delta H_i = \Delta H \frac{\frac{l_i}{k}}{\sum_j \frac{l_j}{k}}$$

con

ΔH_i perdite di carico nello strato di monte;

ΔH carico idraulico

l_i spessore dello strato di monte

k conducibilità idraulica

Determinate le perdite di carico e assumendo come piano $z=0$ quello passante per il piede della paratia, si può determinare la pressione idrodinamica agente in corrispondenza del piede della paratia:

$$u = (H_w - \Delta H_i - z) \cdot \gamma_w$$

dove

H_w altezza piezometrica di monte

$\sum_j \Delta H_i$ perdite di carico nella sezione in esame, somma delle perdite di carico negli strati di monte

z quota geotecnica (assunta pari $z=0$ se si valutano le pressioni al piede della paratia).

Nota la pressione idrodinamica agente, si può determinare la forza instabilizzante agente sul volume di terreno oggetto della verifica in esame:

$$V_{inst,d} = \gamma_{G1} \cdot u_{idrodin} \cdot D/2$$

Con D infissione della paratia pari a 11.1m.

Mentre le forze stabilizzanti sono sate dal peso del volume di terreno soggetto a verifica:

$$G_{st,d} = \gamma_{G1} \cdot \gamma_{sat} \cdot h \cdot D/2$$

Con h spessore del volume soggetto a verifica

Considerando la massima profondità di scavo raggiunta durante la realizzazione dell'opera (4m da p.c.) si ha:

| H _w | ΔH | ΣΔH _i | u _{idrodin,fondo scavo} | V _{inst,d} | σ _{v,fondo scavo} | G _{stb,d} | FS=(G _{stb,d} + R _d)/V _d |
|----------------|-----|------------------|----------------------------------|---------------------|----------------------------|--------------------|--|
| [m] | [m] | [m] | [kPa] | [kN] | [kPa] | [kN] | [-] |
| 11 | 1 | 1.00 | 100 | 550 | 210 | 945 | 1.72 |

Essendo le forze stabilizzanti maggiori di quelle instabilizzanti, la verifica a sollevamento del fondo scavo è verificata.

In aggiunta al meccanismo di sollevamento, la normativa al § 6.2.3.2. del DM 14.01.2008 prescrive di effettuare verifiche specifiche nei riguardi del rischio di “sifonamento”, che riguarda specificamente le condizioni di filtrazione che si innescano a valle degli scavi, per effetto dei quali, a seguito dell'incremento delle pressioni interstiziali nella zona di valle, si può determinare un annullamento delle tensioni verticali efficaci e quindi la completa perdita di resistenza del terreno che determina un trasporto delle particelle da parte dell'acqua in movimento, dando origine ad un fenomeno progressivo di erosione che conduce al collasso della struttura del terreno.

La normativa Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante (u_{inst,d}) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante (s_{stb,d}), tenendo conto dei coefficienti parziali della Tab. 6.2.IV:

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d} \quad (6.2.6)$$

In entrambe le verifiche, nella valutazione delle pressioni interstiziali, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle successioni stratigrafiche sul regime di pressione dell'acqua. Nelle verifiche al sifonamento, in presenza di adeguate conoscenze sul regime delle pressioni interstiziali, i coefficienti di sicurezza minimi sono indicati nella Tab. 6.2.IV. Valori superiori possono essere assunti e giustificati tenendo presente della pericolosità del fenomeno in relazione

Tabella 6.2.IV – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.

| CARICHI | EFFETTO | COEFFICIENTE PARZIALE γ _F (o γ _E) | SIFONAMENTO (HYD) |
|---|-------------|--|-------------------|
| Permanenti | Favorevole | γ _{G1} | 0,9 |
| | Sfavorevole | | 1,3 |
| Permanenti non strutturali ⁽¹⁾ | Favorevole | γ _{G2} | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 |
| Variabili | Favorevole | γ _{Qi} | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 |

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nel caso in esame i terreni presenti non suscettibili al fenomeno del sifonamento.

9.3.5 Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno

Il DM 17.01.08 affronta il tema della Stabilità Globale distinguendo tra il caso dei Pendii Naturali (§ 6.3) e quello delle opere in terra in Materiali sciolti e Fronti di scavo (§ 6.8) fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi.

Trattandosi nel caso in esame di valutare la Stabilità Globale di Opere a sostegno di scavi, si ricade nel caso dei “Fronti di Scavo e rilevati”; nel seguito si riportano dunque, per maggiore chiarezza espositiva, le specifiche normative a riguardo.

Il punto 6.8 del DM 17.01.08 e relativa circolare applicativa, tratta l’argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 “Verifiche di Sicurezza (SLU)” viene prescritto quanto di seguito:

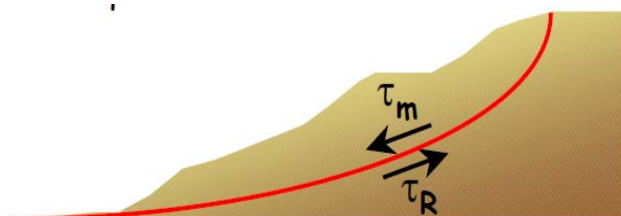
Le verifiche devono essere effettuate secondo l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

In aggiunta a quanto già riportato nei precedenti paragrafi, si riporta di seguito la Tab. 6.8.I, in cui è definito il valore del coefficiente parziale “R2” da applicare al valore della resistenza caratteristica calcolata per la generica superficie di potenziale scivolamento analizzata:

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

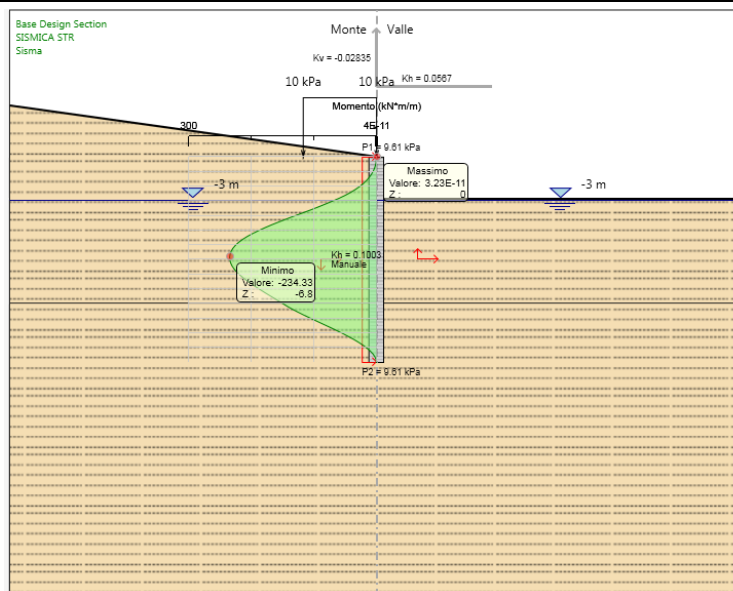
| Coefficiente | R2 |
|--------------|-----|
| γ_R | 1.1 |

Per il caso in esame, le verifiche sono state effettuate mediante i metodi dell’equilibrio limite rispetto a superfici di forma circolare, utilizzando il metodo di **Bishop**, per i cui dettagli si rimanda a quanto esposto a riguarda nella letteratura tecnica.

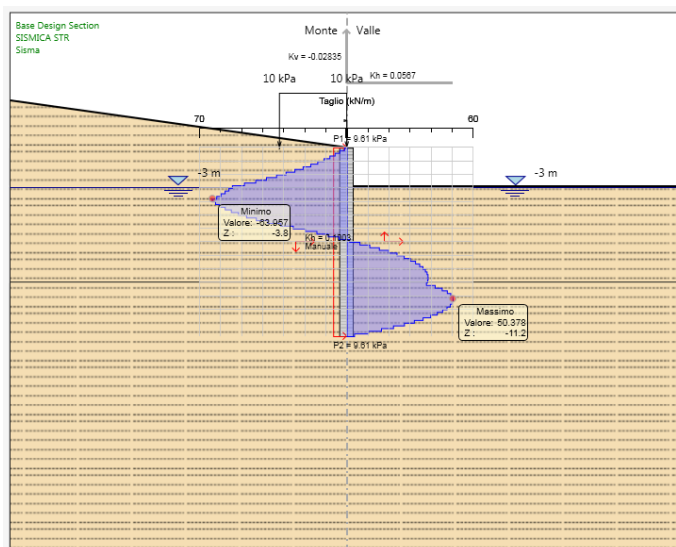


$$FS = \frac{\int_S \tau_{rott}}{\int_S \tau_{mob}}$$

Le verifiche sono state effettuate rispetto a famiglie di superfici potenziali di rottura disegnate in maniera tale da non intersecare le opere, escludendo quindi ai fini della stabilità la resistenza al taglio locale offerta dalle opere, fermo restando tutte le prescrizioni definite dalla normativa per questo tipo di verifica

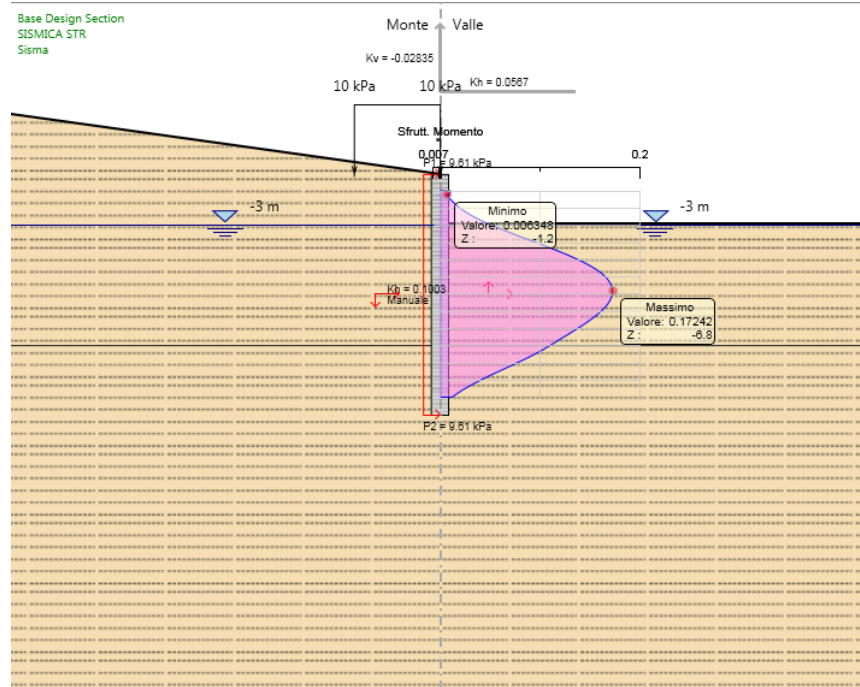


Dall'involuppo del taglio in combinazione sisma STRU si osserva che il massimo valore sulla paratia si ha ad una profondità di 3.8m da p.c e risulta pari a 63 kN/m

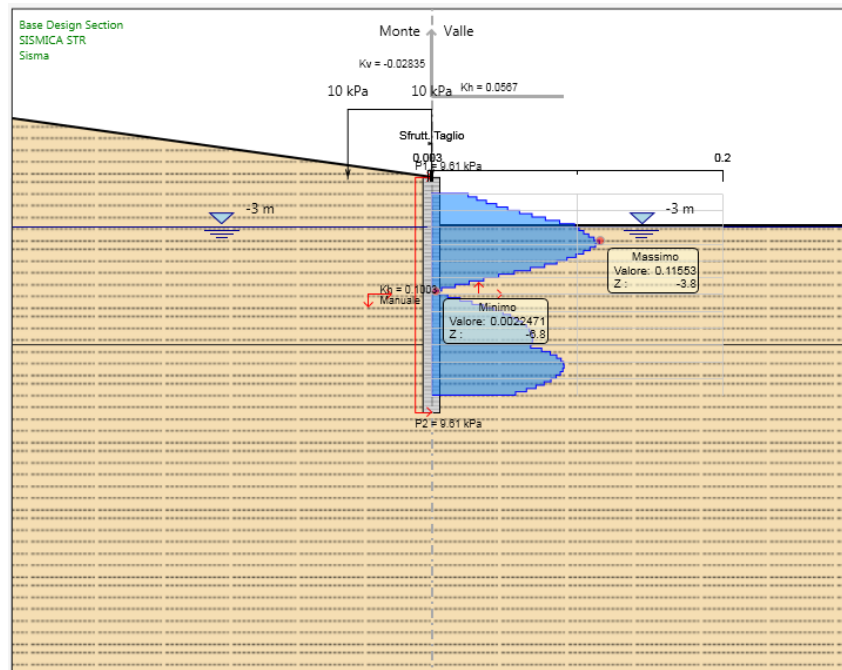


Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali dei pali in c.a. a flessione e a taglio condotte mediante l'ausilio di Paratie plus. In Particolare si riportano i diagrammi dei tassi di sfruttamento sul palo, ottenuti come rapporto tra sollecitazione presente e resistenza disponibile in ogni sezione del palo.

Tasso di sfruttamento a momento nei pali in comb. Sisma STRU ($T.S.F._{max} = 0.17 < 1$ – VERIFICA SODDISFATTA)



Tasso di sfruttamento a taglio nei pali in comb. Sisa STRU ($T.S.F._{max} = 0.11 < 1$ – VERIFICA SODDISFATTA)

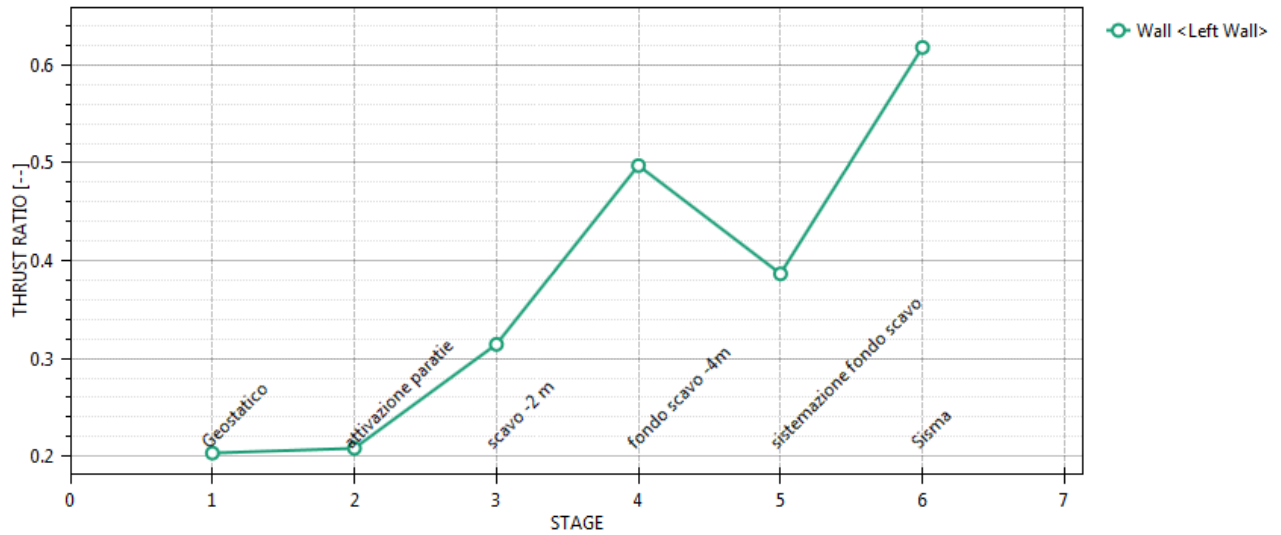


9.5.2 VERIFICA SLU GEO PALI IN C.A. (combinazione sisma GEO)

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è circa il 61% sulla paratia.

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <SISMICA GEO>



9.5.3 Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno

Il DM 17.01.08 affronta il tema della Stabilità Globale distinguendo tra il caso dei Pendii Naturali (§ 6.3) e quello delle opere in terra in Materiali sciolti e Fronti di scavo (§ 6.8) fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi.

Trattandosi nel caso in esame di valutare la Stabilità Globale di Opere a sostegno di scavi, si ricade nel caso dei “Fronti di Scavo e rilevati”; nel seguito si riportano dunque, per maggiore chiarezza espositiva, le specifiche normative a riguardo.

Il punto 6.8 del DM 17.01.08 e relativa circolare applicativa, tratta l’argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 “Verifiche di Sicurezza (SLU)” viene prescritto quanto di seguito:

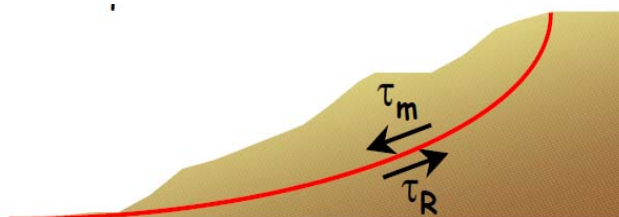
Le verifiche devono essere effettuate secondo l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

In aggiunta a quanto già riportato nei precedenti paragrafi, si riporta di seguito la Tab. 6.8.I, in cui è definito il valore del coefficiente parziale “R2” da applicare al valore della resistenza caratteristica calcolata per la generica superficie di potenziale scivolamento analizzata:

Tabella 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 |

Per il caso in esame, le verifiche sono state effettuate mediante i metodi dell’equilibrio limite rispetto a superfici di forma circolare, utilizzando il metodo di **Bishop**, per i cui dettagli si rimanda a quanto esposto a riguarda nella letteratura tecnica.



$$FS = \frac{\int_S \tau_{rott}}{\int_S \tau_{mob}}$$



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE CIVILI

TR06 – Paratia di pali
Relazione di calcolo opere definitive

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|-------------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 63 di 82 |

Le verifiche sono state effettuate rispetto a famiglie di superfici potenziali di rottura disegnate in maniera tale da non intersecare le opere, escludendo quindi ai fini della stabilità la resistenza al taglio locale offerta dalle opere, fermo restando tutte le prescrizioni definite dalla normativa per questo tipo di verifica.

Nel caso di sisma la NTC 08 afferma:

7.11.3.5.2 Metodi di analisi

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad (7.11.3)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.4)$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.5)$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella Tab. 7.11.I.

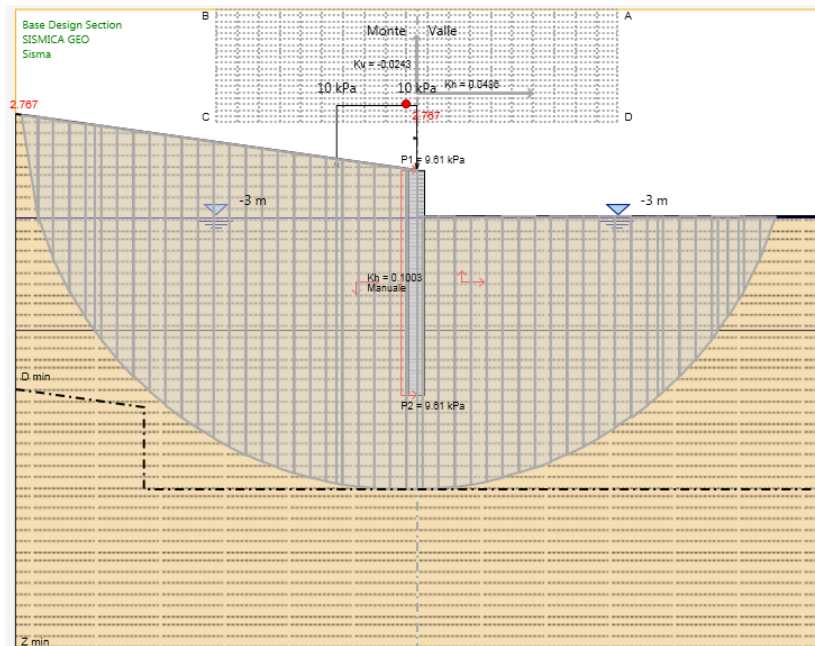
La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

| | Categoria di sottosuolo | |
|-------------------------|-------------------------|------------|
| | A | B, C, D, E |
| | β_s | β_s |
| $0,2 < a_g(g) \leq 0,4$ | 0,30 | 0,28 |
| $0,1 < a_g(g) \leq 0,2$ | 0,27 | 0,24 |
| $a_g(g) \leq 0,1$ | 0,20 | 0,20 |

Nel caso in esame si ha un valore di k_h pari a 0.056, $k_v = -0.024$ e $\beta = 0.24$.

Si riportano i risultati della verifica:





DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE CIVILI

TR06 – Paratia di pali
Relazione di calcolo opere definitive

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 66 di 82 |

10 ANALISI SEZIONE PARATIA PALI L=7 m

10.1 Descrizione delle sezioni di calcolo

Paratia di pali in c.a.:

| | |
|-----------------|------------------------------------|
| $D_p = 1000$ mm | diametro di perforazione |
| $i = 1.1$ m | interasse longitudinale tra i pali |
| $L = 7$ m | lunghezza del palo |
| $h = 1$ m | altezza cordolo |
| $L+h=8$ m | altezza cordolo+lunghezza paratia |

Armatura

| | |
|----------------------|---|
| $20 \phi 26$ | armatura longitudinali in acciaio B450C |
| $\phi 12$ passo 10cm | armatura a taglio in acciaio B450C |

10.2 Schema e fasi di calcolo

GEOMETRIA SEZIONE L+h=8m

Tipo paratia: **pali in c.a. a destra e a sinistra**

La massima altezza di scavo è di 2.8 m

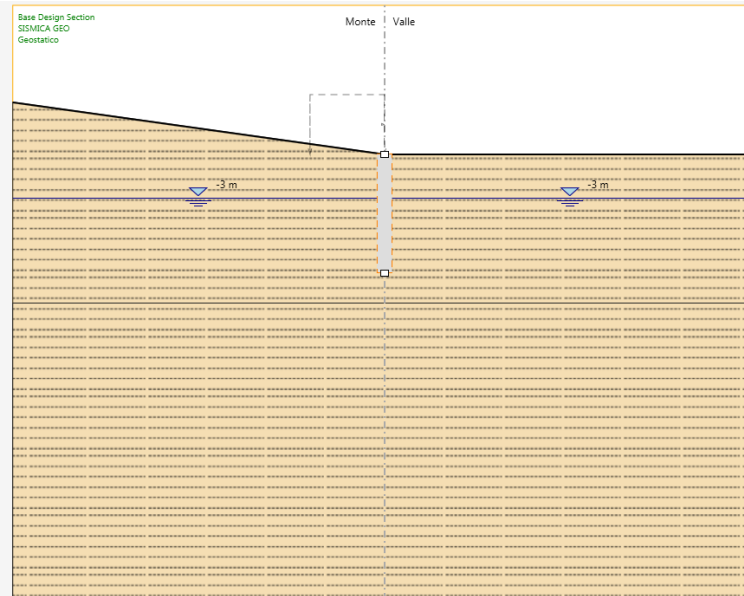
Nel calcolo si è tenuto conto del carico accidentale dovuto ai mezzi di cantiere $q_{acc,1} = 10.0$ kN/m² uniformemente distribuito su un'area di impronta di 5.0 m posto in prossimità dell'estradosso della paratia.

| | | |
|---------------------------------|---------------------------|-----|
| Altezza fuori terra | | [m] |
| Profondità di infissione | 1.7 | [m] |
| Altezza totale della paratia | 5.3 | [m] |
| Numero di file di pali | 1 | [m] |
| Interasse fra i pali della fila | 1.1 | [m] |
| Diametro dei pali | 1.0 | [m] |
| Armatura longitudinale | 20 ϕ 26 | [-] |
| Armatura a taglio | ϕ 12 con passo 10 cm | [-] |

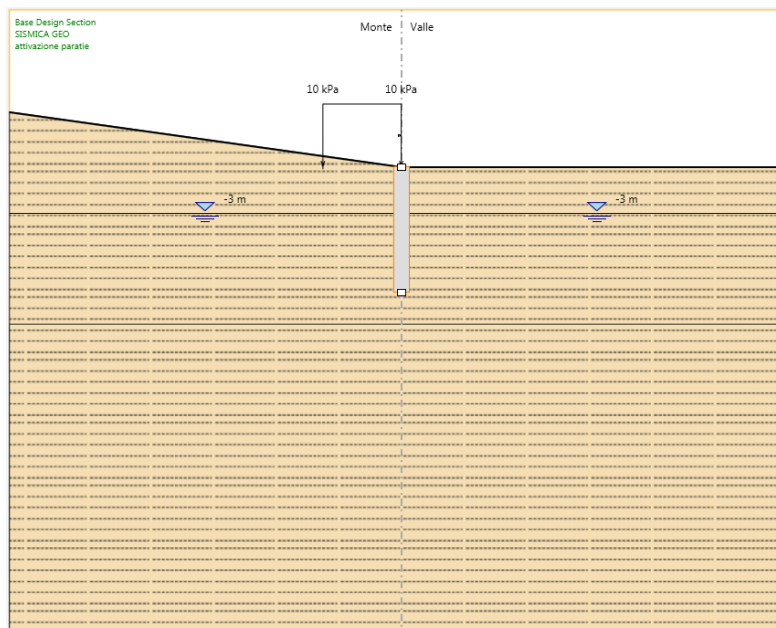
Di seguito si riportano le fasi di calcolo che sono state analizzate in successione.

Fasi di calcolo

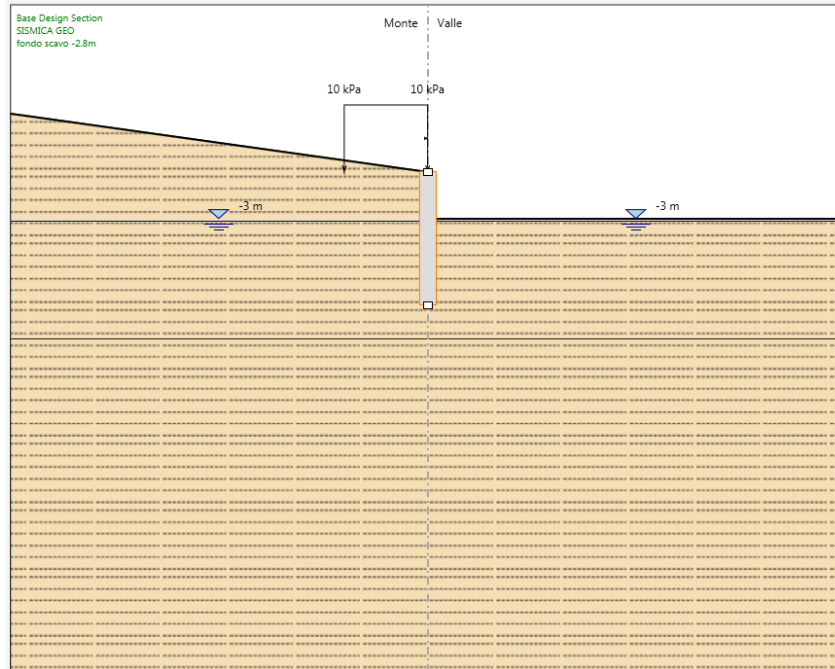
FASE 0: Generazione stato tensionale iniziale



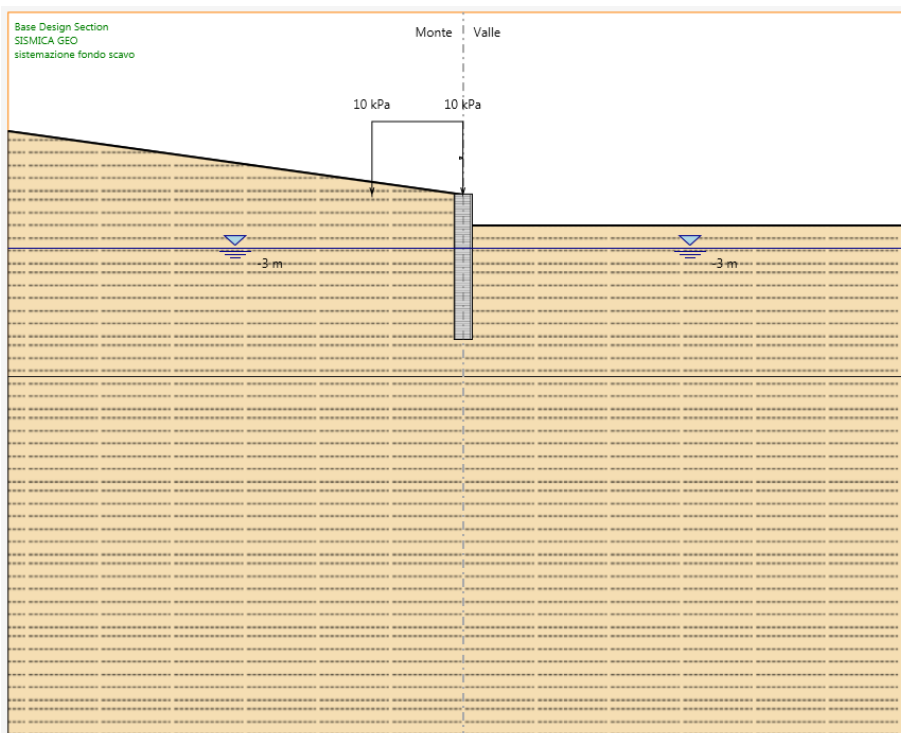
FASE 1: Installazione pali in c.a.+attivazione carico che simula il terreno + attivazione carico di cantiere qacc =10.0 kPa



FASE 2: Scavo fino a arrivare a 2.8 m dal p.c.



FASE 4: Sistemazione scavo ($z_{scavo}=1.7m$)



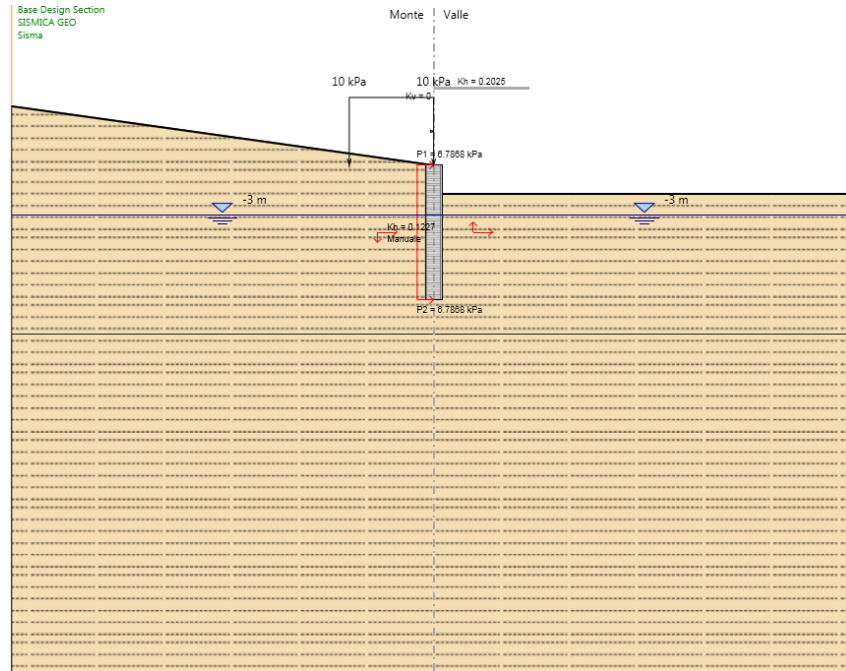


DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE CIVILI

TR06 – Paratia di pali
Relazione di calcolo opere definitive

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 69 di 82 |

FASE 5: Applicazione sisma

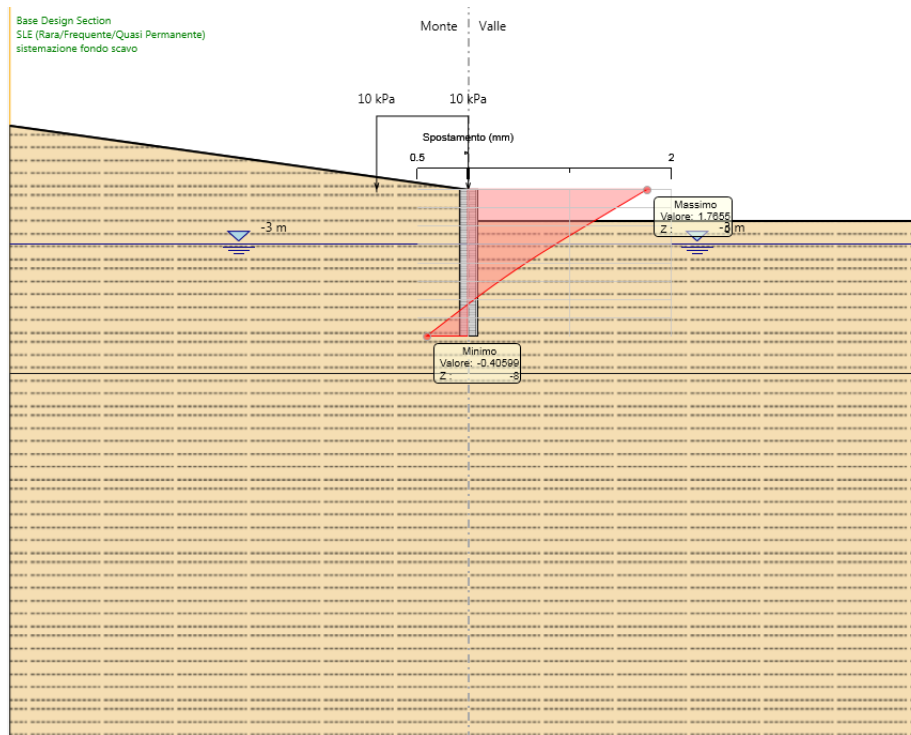


10.3 RISULTATI E VERIFICHE PARATIA IN CONDIZIONI STATICHE

Nel seguito si espongono, in sintesi, i principali risultati di interesse progettuale.

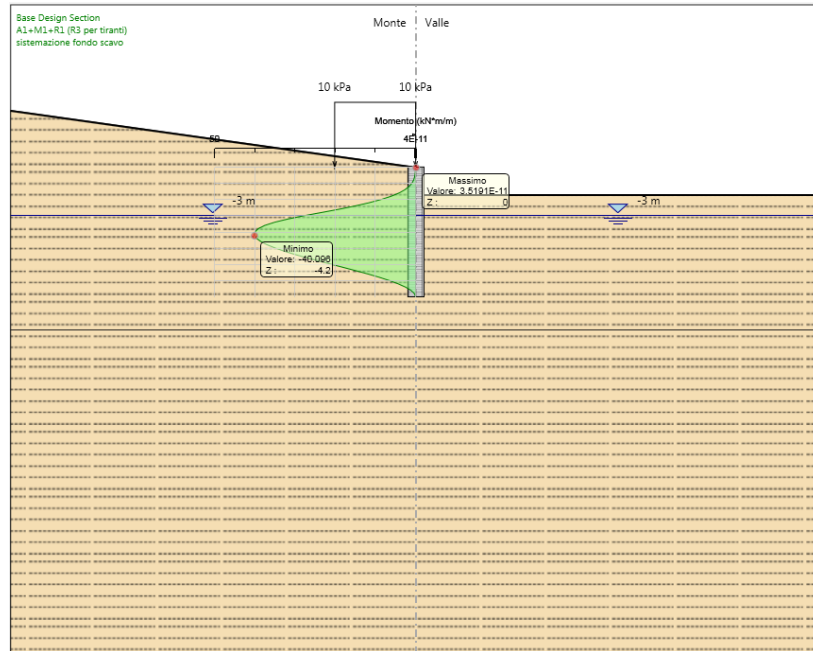
10.3.1 RISULTATI (combinazione SLE):

Dall'involuppo degli spostamenti in combinazione SLE si osserva che lo spostamento massimo orizzontale della paratia vale 1.76 mm.

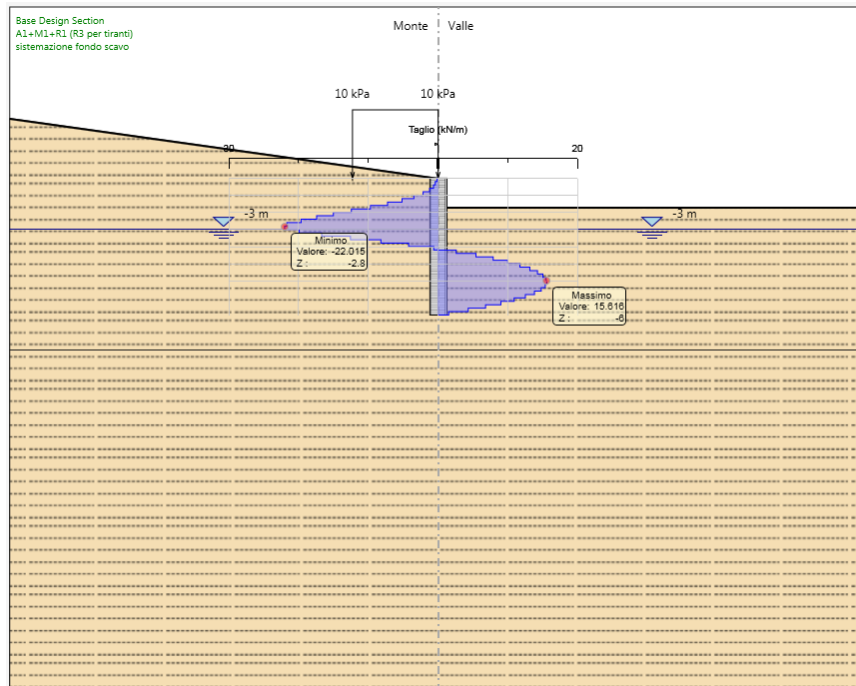


10.3.2 RISULTATI e VERIFICHE SLU STR PALI IN C.A. (combinazione A1+M1+R1):

Dall'involuppo del momento flettente in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia vale 40 kNm/m e si attinge ad una quota di 4.2 m. dal p.c..

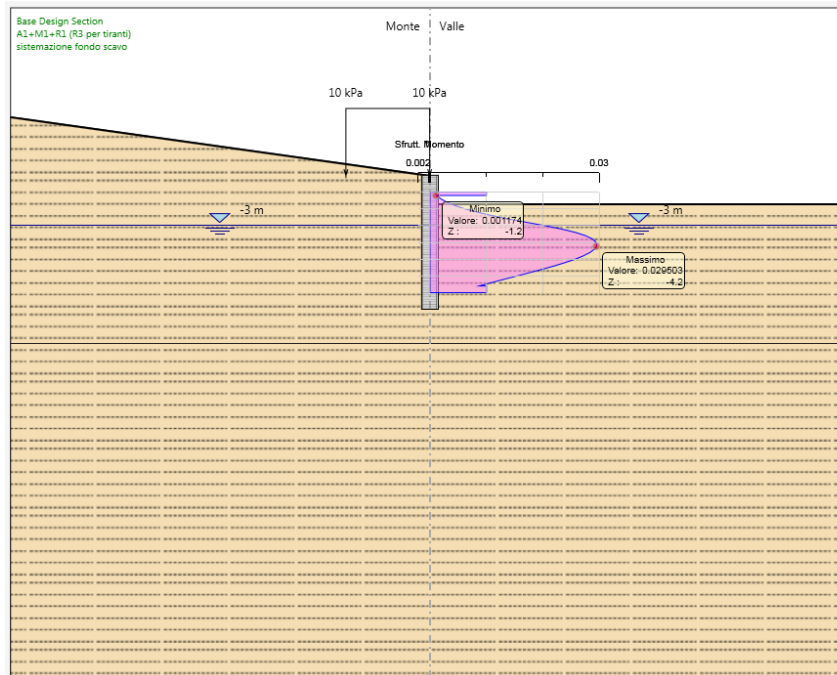


Dall'involuppo del taglio in combinazione A1+M1+R1 si osserva che il massimo valore sulla paratia si ha ad una profondità di 2.8m da p.c e risulta pari a 22 kN/m

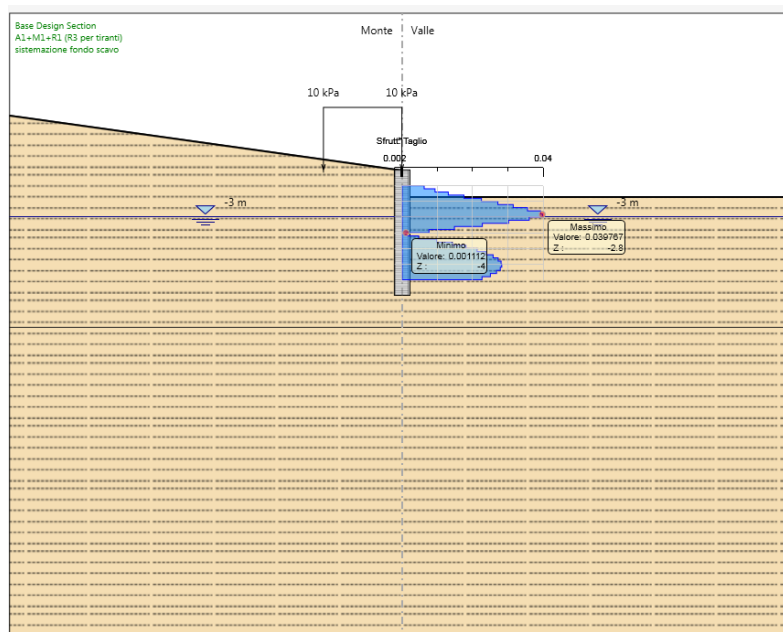


Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali delle PALI IN C.A.. a flessione e a taglio condotte mediante l'ausilio di Paratie plus. In Particolare si riportano i diagrammi dei tassi di sfruttamento sul palo, ottenuti come rapporto tra sollecitazione presente e resistenza disponibile in ogni sezione del palo.

Tasso di sfruttamento a momento nelle pali in comb. A1-M1-R3 (.T.S.F._{max} = 0.029 < 1 – VERIFICA SODDISFATTA)



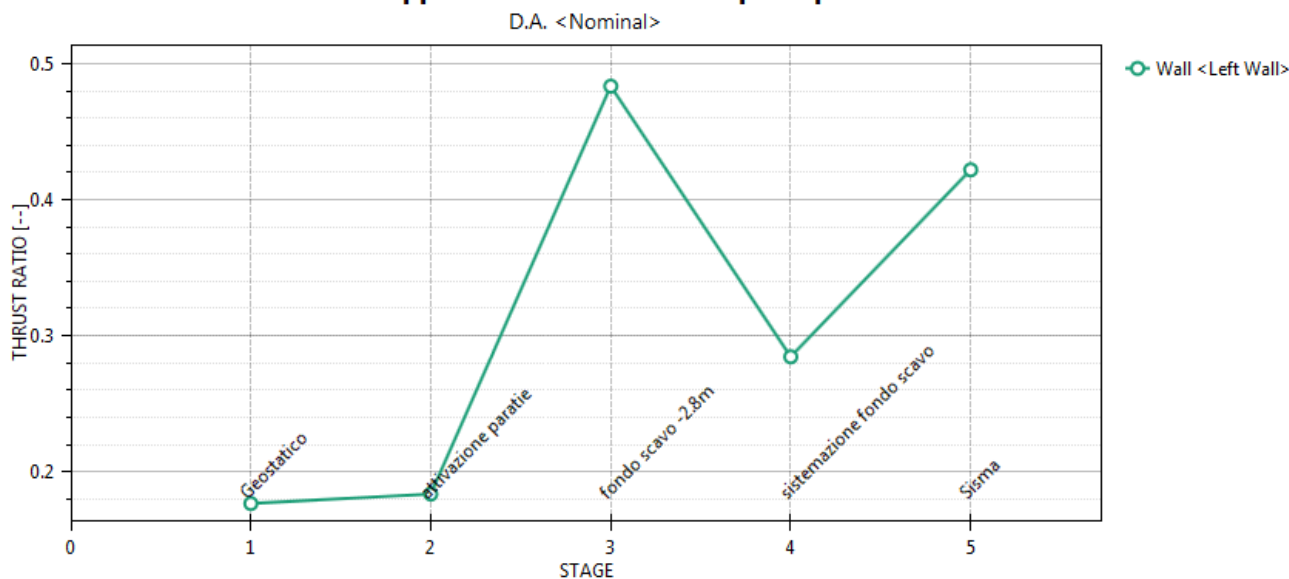
Tasso di sfruttamento a taglio nei pali in comb. A1-M1-R3 (.T.S.F._{max} = 0.009 < 1 – VERIFICA SODDISFATTA)



10.3.3 VERIFICA SLU GEO PALI IN C.A. (combinazione A2+M2+RI)

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è circa 48% sulla paratia.

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva



10.3.4 VERIFICA SLU UPL E HYD

Il § 6.2.3.2. del DM 14.01.2008 specifica che le opere geotecniche devono essere verificate, ove ricorrano le condizioni, anche che nei riguardi di possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la **stabilità al sollevamento** deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante ($V_{inst,d}$) ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d), ovvero:

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad [6.2.5]$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

| | Effetto | Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E) | Sollevamento (UPL) |
|--------------------------------|-------------|--|--------------------|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 |
| | Sfavorevole | | 1,1 |
| Carichi permanenti $G_2^{(1)}$ | Favorevole | γ_{G2} | 0,8 |
| | Sfavorevole | | 1,5 |
| Azioni variabili Q | Favorevole | γ_{Qi} | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 |

⁽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}

Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato negli specifici paragrafi della normativa dedicata alle fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

In presenza di scavi a valle di opere di sostegno di terreni in falda, quando il piano finale di scavo da progetto è inferiore al livello della falda in sito, si configurano due potenziali meccanismi di instabilità della zona a valle delle opere, e che vanno indagati, ovvero :

- *Instabilità del fondo scavo per “sifonamento”*
- *Instabilità del fondo scavo per “sollevamento”*

Nel caso in esame, non essendoci gradiente idraulico tra monte e valle la paratia, il moto di filtrazione è assente e pertanto le verifiche a sollevamento e sifonamento del fondo scavo non sono necessarie.

10.3.5 Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno

Il DM 17.01.08 affronta il tema della Stabilità Globale distinguendo tra il caso dei Pendii Naturali (§ 6.3) e quello delle opere in terra in Materiali sciolti e Fronti di scavo (§ 6.8) fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi.

Trattandosi nel caso in esame di valutare la Stabilità Globale di Opere a sostegno di scavi, si ricade nel caso dei “Fronti di Scavo e rilevati”; nel seguito si riportano dunque, per maggiore chiarezza espositiva, le specifiche normative a riguardo.

Il punto 6.8 del DM 17.01.08 e relativa circolare applicativa, tratta l’argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 “Verifiche di Sicurezza (SLU)” viene prescritto quanto di seguito:

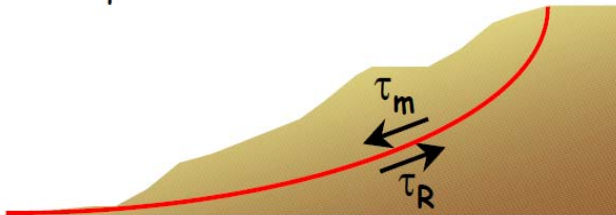
Le verifiche devono essere effettuate secondo l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

In aggiunta a quanto già riportato nei precedenti paragrafi, si riporta di seguito la Tab. 6.8.I, in cui è definito il valore del coefficiente parziale “R2” da applicare al valore della resistenza caratteristica calcolata per la generica superficie di potenziale scivolamento analizzata:

Tabella 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 |

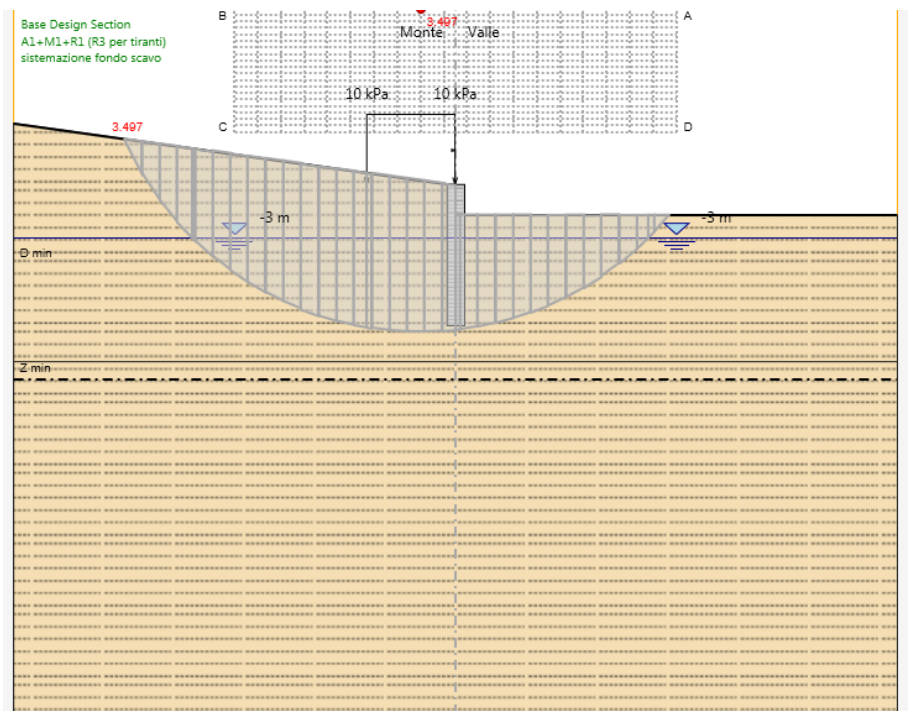
Per il caso in esame, le verifiche sono state effettuate mediante i metodi dell'equilibrio limite rispetto a superfici di forma circolare, utilizzando il metodo di **Bishop**, per i cui dettagli si rimanda a quanto esposto a riguarda nella letteratura tecnica.



$$FS = \frac{\int_S \tau_{rott}}{\int_S \tau_{mob}}$$

Le verifiche sono state effettuate rispetto a famiglie di superfici potenziali di rottura disegnate in maniera tale da non intersecare le opere, escludendo quindi ai fini della stabilità la resistenza al taglio locale offerta dalle opere, fermo restando tutte le prescrizioni definite dalla normativa per questo tipo di verifica

Di seguito si riportano i risultati delle analisi:

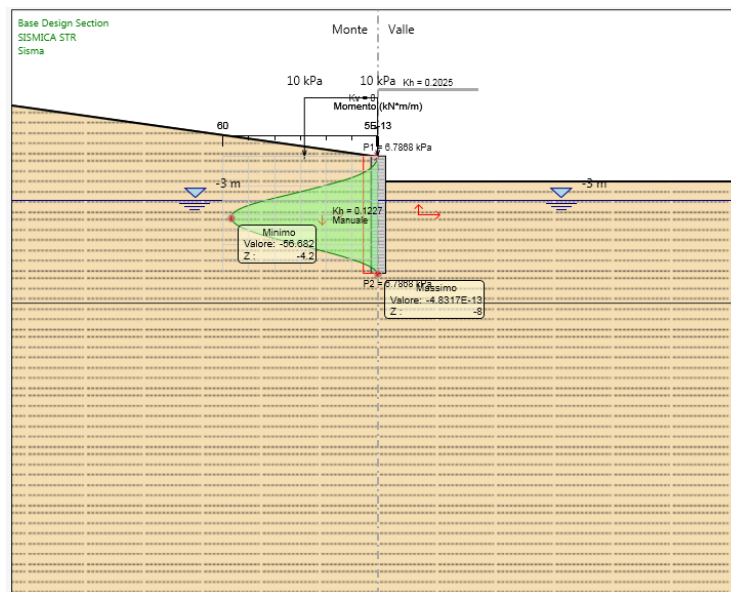


10.4 RISULTATI E VERIFICHE PARATIA IN CONDIZIONI SISMICHE (PSEUDOSTATICHE)

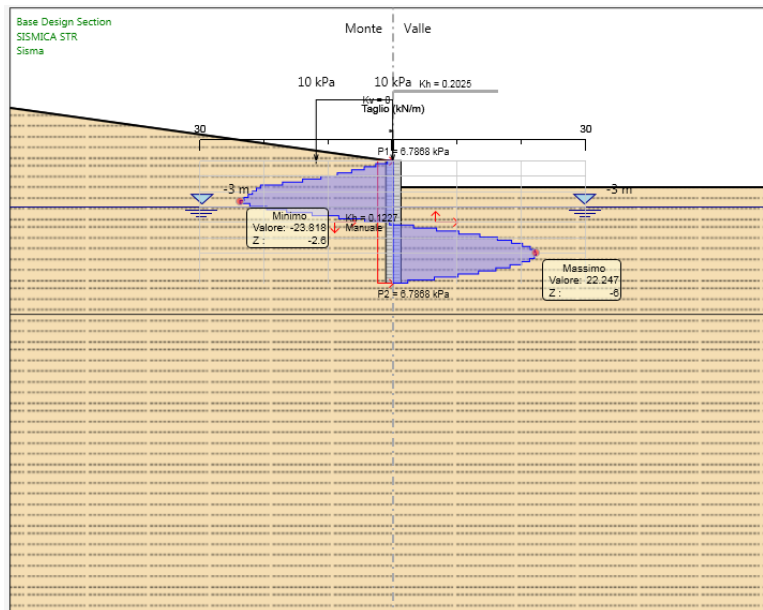
Nel seguito si espongono, in sintesi, i principali risultati di interesse progettuale.

10.4.1 RISULTATI E VERIFICHE SLU STR PALI IN C.A. (combinazione SISMA STRU):

Dall'involuppo del momento flettente in combinazione SISMA STRU si osserva che il massimo valore sulla paratia vale 56 kNm/m e si attinge ad una quota di 4.2 m. dal p.c..

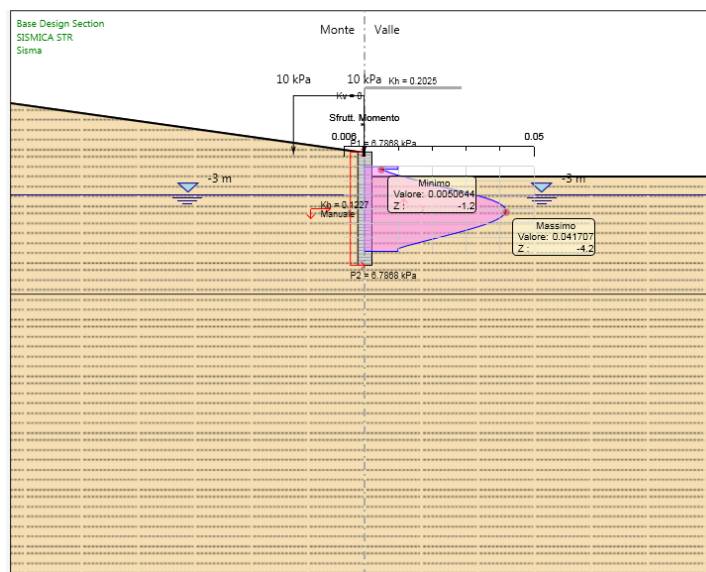


Dall'involuppo del taglio in combinazione sisma STRU si osserva che il massimo valore sulla paratia si ha ad una profondità di 2.6m da p.c e risulta pari a 23.8 kN/m

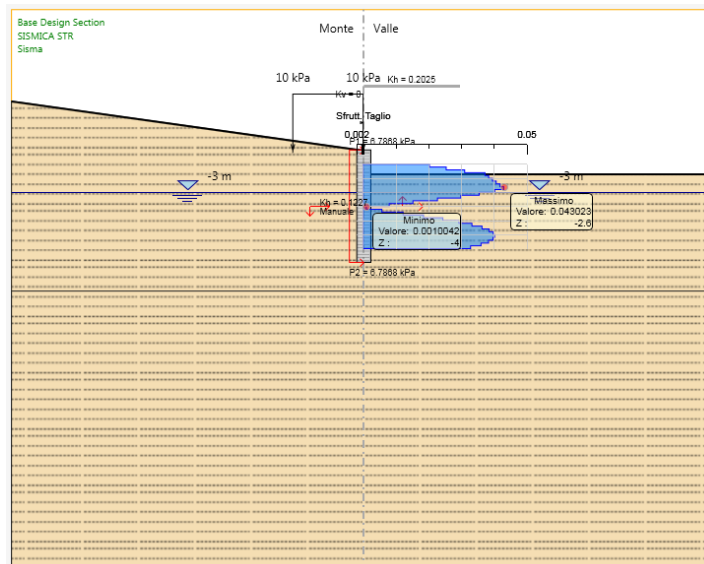


Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali dei pali in c.a. a flessione e a taglio condotte mediante l'ausilio di Paratie plus. In Particolare si riportano i diagrammi dei tassi di sfruttamento sul palo, ottenuti come rapporto tra sollecitazione presente e resistenza disponibile in ogni sezione del palo.

Tasso di sfruttamento a momento nei pali in comb. Sisma STRU ($T.S.F._{max} = 0.04 < 1$ – VERIFICA SODDISFATTA)

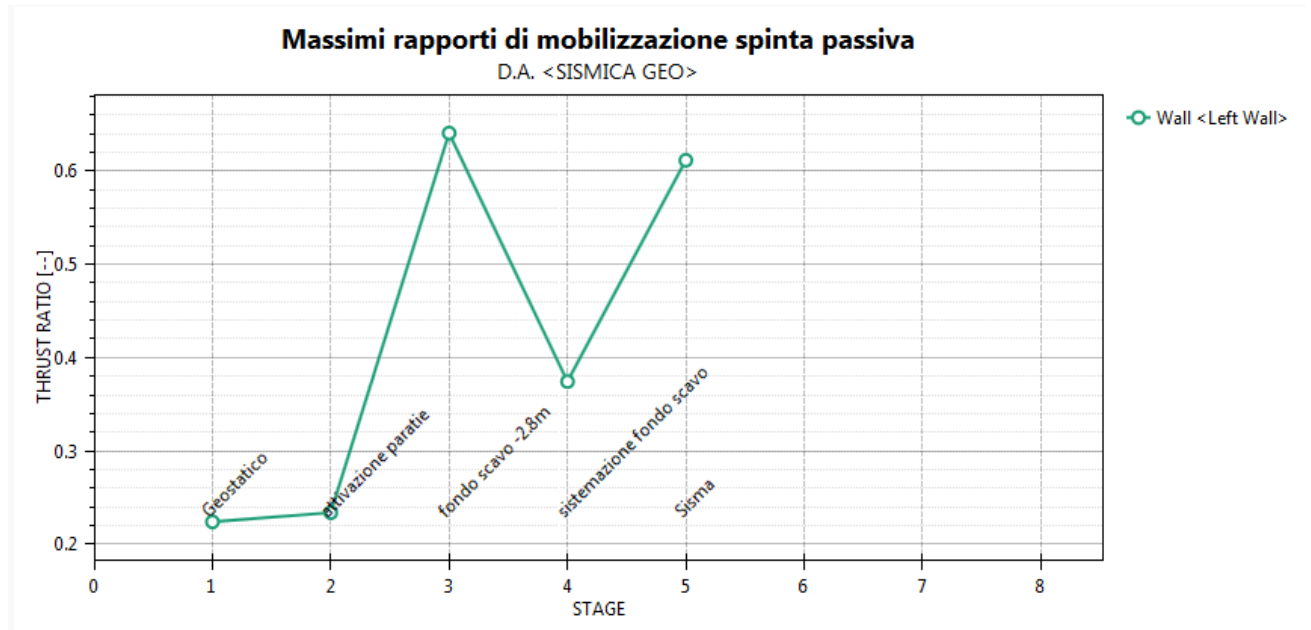


Tasso di sfruttamento a taglio nei pali in comb. Sisa STRU ($T.S.F._{max} = 0.04 < 1$ – VERIFICA SODDISFATTA)



10.4.2 VERIFICA SLU GEO PALI IN C.A. (combinazione sisma GEO)

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è circa il 64% sulla paratia.



10.4.3 Verifica stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno

Il DM 17.01.08 affronta il tema della Stabilità Globale distinguendo tra il caso dei Pendii Naturali (§ 6.3) e quello delle opere in terra in Materiali sciolti e Fronti di scavo (§ 6.8) fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi.

Trattandosi nel caso in esame di valutare la Stabilità Globale di Opere a sostegno di scavi, si ricade nel caso dei “Fronti di Scavo e rilevati”; nel seguito si riportano dunque, per maggiore chiarezza espositiva, le specifiche normative a riguardo.

Il punto 6.8 del DM 17.01.08 e relativa circolare applicativa, tratta l’argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 “Verifiche di Sicurezza (SLU)” viene prescritto quanto di seguito:

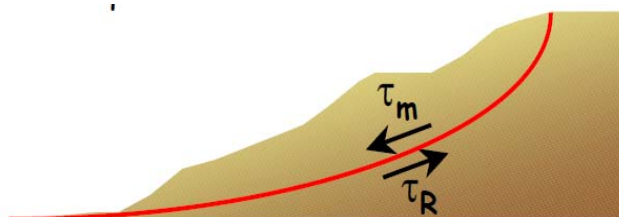
Le verifiche devono essere effettuate secondo l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

In aggiunta a quanto già riportato nei precedenti paragrafi, si riporta di seguito la Tab. 6.8.I, in cui è definito il valore del coefficiente parziale “R2” da applicare al valore della resistenza caratteristica calcolata per la generica superficie di potenziale scivolamento analizzata:

Tabella 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 |

Per il caso in esame, le verifiche sono state effettuate mediante i metodi dell’equilibrio limite rispetto a superfici di forma circolare, utilizzando il metodo di **Bishop**, per i cui dettagli si rimanda a quanto esposto a riguarda nella letteratura tecnica.



$$FS = \frac{\int_S \tau_{rott}}{\int_S \tau_{mob}}$$



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE CIVILI

TR06 – Paratia di pali
Relazione di calcolo opere definitive

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|-------------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS3E | 50 | D 29 CL | TR 06 05 001 | A | 80 di 82 |

Le verifiche sono state effettuate rispetto a famiglie di superfici potenziali di rottura disegnate in maniera tale da non intersecare le opere, escludendo quindi ai fini della stabilità la resistenza al taglio locale offerta dalle opere, fermo restando tutte le prescrizioni definite dalla normativa per questo tipo di verifica.

Nel caso di sisma la NTC 08 afferma:

7.11.3.5.2 Metodi di analisi

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad (7.11.3)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h. \quad (7.11.4)$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g. \quad (7.11.5)$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella Tab. 7.11.I.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

| | Categoria di sottosuolo | |
|-------------------------|-------------------------|------------|
| | A | B, C, D, E |
| | β_s | β_s |
| $0,2 < a_g(g) \leq 0,4$ | 0,30 | 0,28 |
| $0,1 < a_g(g) \leq 0,2$ | 0,27 | 0,24 |
| $a_g(g) \leq 0,1$ | 0,20 | 0,20 |

Nel caso in esame si ha un valore di k_h pari a 0.056, $k_v = -0.024$ e $\beta = 0.24$.

Si riportano i risultati della verifica:

