

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

PROGETTO DEFINITIVO

FI 508

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

| | | |
|---|--|---|
| <p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Roberto Salucci</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 633</p> | <p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> | <p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria) GP INGENGNERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p>cooprogetti</p> <p>engeko</p> <p>AIM <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p> |
| <p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p> | <p><i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2687</p> <p><i>Ing. Matteo Bordugo</i> Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone n. 750A</p> | <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> |
| <p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Francesco Pisani</i></p> | <p><i>Ing. Giuseppe Festa</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p> | <p>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p> |
| <p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p> | | |

OPERE D'ARTE MINORI – OPERE DI SOSTEGNO

OS07 DIR. GROSSETO
RELAZIONE DI CALCOLO

| | | | |
|---|--|-------------------------|-----------------------|
| <p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV.PROG ANNO</p> | <p>NOME FILE</p> <p>P01OS07STRRE01_B</p> | <p>REVISIONE</p> | <p>SCALA</p> |
| <p>DPFI508 D 23</p> | <p>CODICE ELAB. P01OS07STRRE01</p> | <p>B</p> | <p>1:100</p> |
| <p>D</p> | | | |
| <p>C</p> | | | |
| <p>B</p> | <p>Revisione a seguito istruttoria n°U. 0016028.09-01-2024</p> | <p>Gennaio '24</p> | <p>Risso</p> |
| <p>A</p> | <p>Emissione</p> | <p>Agosto '23</p> | <p>Risso</p> |
| <p>REV.</p> | <p>DESCRIZIONE</p> | <p>DATA</p> | <p>REDATTO</p> |
| <p>VERIFICATO</p> | <p>APPROVATO</p> | <p>Bordugo</p> | <p>Bordugo</p> |
| <p>Guiducci</p> | <p>Guiducci</p> | | |

INDICE

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 1. | <u>INTRODUZIONE</u> | 3 |
| 2. | <u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</u> | 7 |
| 3. | <u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u> | 8 |
| 3.1. | CALCESTRUZZI | 8 |
| 3.2. | ACCIAIO DA ARMATURA C.A..... | 8 |
| 3.3. | ACCIAIO TREFOLI | 8 |
| 3.4. | ACCIAIO DA CARPENTERIA MICROPALI | 9 |
| 3.5. | ACCIAIO DA CARPENTERIA TRAVI DI RIPARTIZIONE | 9 |
| 3.6. | MISCELE DI INIEZIONE | 9 |
| 3.7. | DRENAGGI..... | 9 |
| 3.8. | DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI | 9 |
| 4. | <u>CRITERI DELLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA IN CONDIZIONI SLU</u> | 10 |
| 4.1. | INTRODUZIONE | 10 |
| 4.2. | AZIONI | 10 |
| 4.3. | RESISTENZE | 11 |
| 5. | <u>OPERE DI SOSTEGNO – PARATIE</u> | 13 |
| 5.1. | CODICE DI CALCOLO PARATIE..... | 13 |
| 5.1.1. | <i>Origine del codice di calcolo</i> | 13 |
| 5.1.2. | <i>Giudizio sull'affidabilità dei risultati</i> | 13 |
| 5.1.3. | <i>Modalità di presentazione dei risultati</i> | 14 |
| 5.1.4. | <i>Configurazione Hardware</i> | 14 |
| 5.2. | CRITERI DI ANALISI E VERIFICA SECONDO NTC2018..... | 15 |
| 6. | <u>AZIONE SISMICA SECONDO NTC2018</u> | 21 |
| 7. | <u>INQUADRAMENTO GEOLOGICO/GEOTECNICO</u> | 25 |
| 7.1. | STRATO DENOMINATO MS-ALT | 27 |
| 7.2. | STRATO DENOMINATO MS..... | 27 |
| 8. | <u>CALCOLO E VERIFICA DELLA PARATIA</u> | 28 |
| 8.1. | CARATTERISTICHE DELLA PARATIA DI MICROPALI | 28 |
| 8.2. | TIRANTI DI ANCORAGGIO | 29 |
| 8.3. | TRAVE DI CONTRASTO..... | 30 |
| 8.1. | MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA | 31 |
| 8.1.1. | <i>Fasi di Lavoro</i> | 31 |
| 8.1.2. | <i>Combinazioni di carico</i> | 35 |

PROGETTAZIONE ATI:

| | | |
|------------|---|-----------|
| 8.1. | RISULTATI DELL'ANALISI | 36 |
| 8.1.1. | <i>Verifiche strutturali dei pali</i> | 36 |
| 8.1.2. | <i>Verifiche tiranti</i> | 39 |
| 8.1.3. | <i>Verifica della trave di contrasto</i> | 42 |
| 8.1.1. | <i>Spostamenti paratia</i> | 44 |
| 9. | <u>STIMA INCIDENZE.....</u> | 44 |
| 10. | <u>VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE DELLA PARATIA</u> | 45 |

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è redatta nell'ambito della redazione del Progetto Definitivo "Tratto Nodo Di Arezzo – Selci – Lama (E45) adeguamento a 4 corsie del tratto San Zeno – Arezzo- Palazzo del Pero, 1° Lotto".

In particolare il presente documento riguarda la relazione di calcolo delle paratie costituenti l'opera denominata OS.7 rappresentata nella seguente key-plan

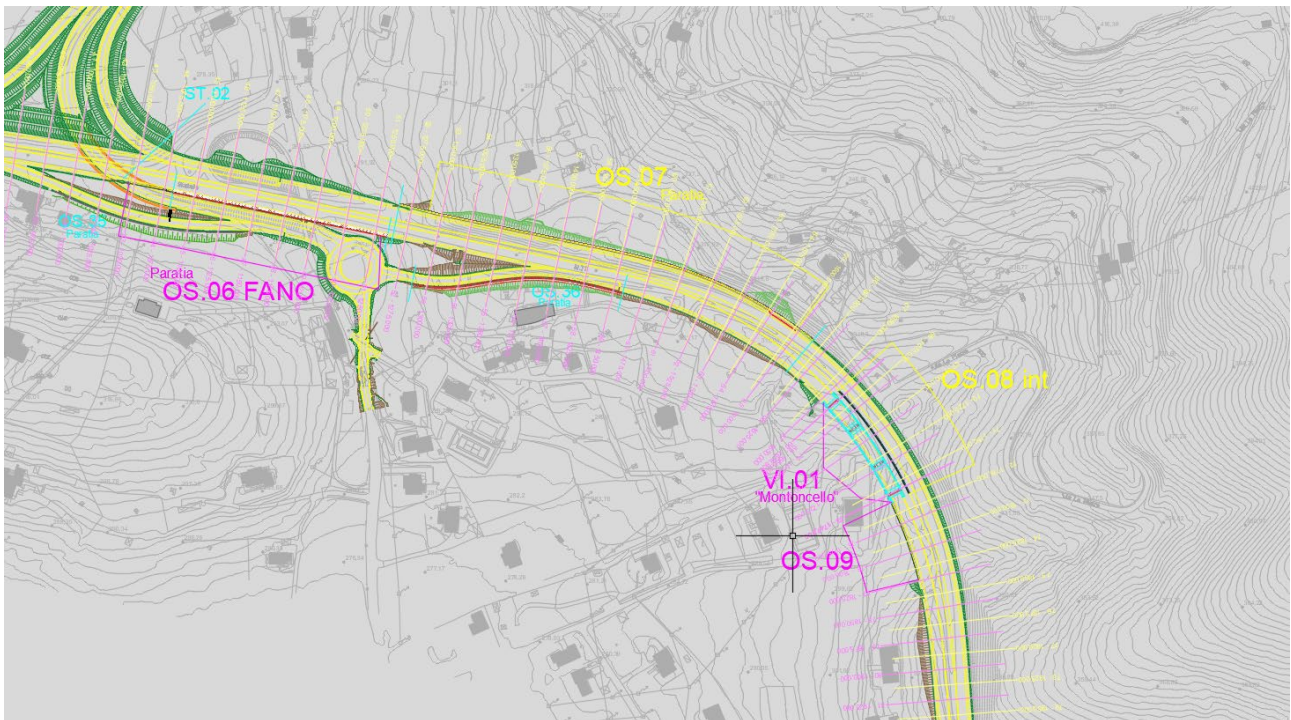


Figura 1.1 KeyPlan dell'opera

L'opera di sostegno è realizzata mediante micropali con perforazione verticale di diametro pari a $\phi 300$ disposta ad interasse dei pali pari a 50 centimetri ed armati con armatura tubolare costituita da un tubo di diametro esterno $\phi 193.70$ e spessore 10 millimetri in acciaio S355.

La paratia presenta più livelli di ancoraggio con tiranti a 6 trefoli di acciaio armonico da 0.6" e travi di ripartizione in acciaio (nr. 2 HEB 200 accoppiate in S275).

Le verifiche e i dimensionamenti sono stati condotti con riferimento al D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni", considerando per le opere una vita nominale di 50 anni e una classe d'uso IV.

Si riporta di seguito lo sviluppo dell'opera:

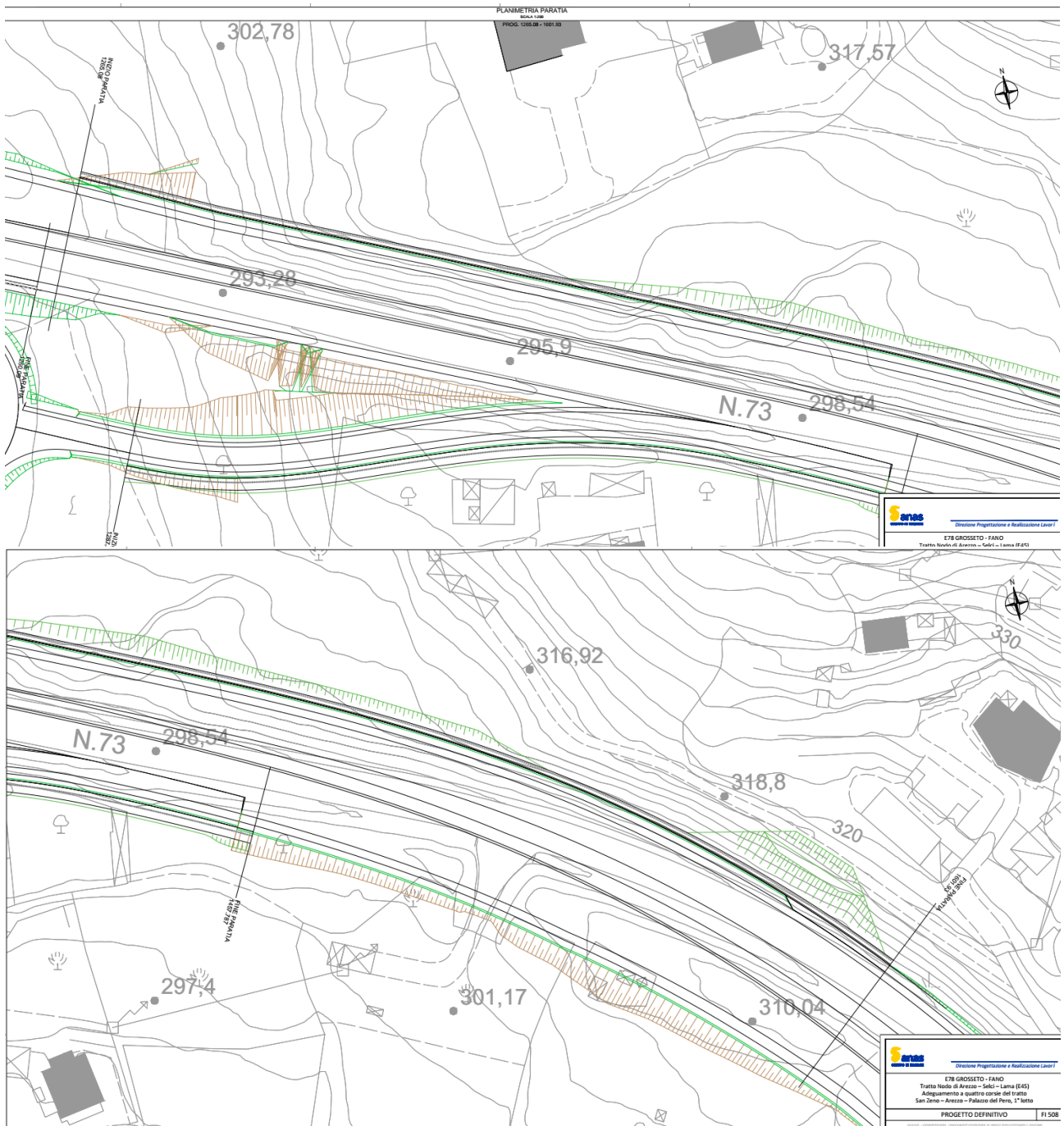


Figura 1.2 Planimetria dell'opera

PROGETTAZIONE ATI:

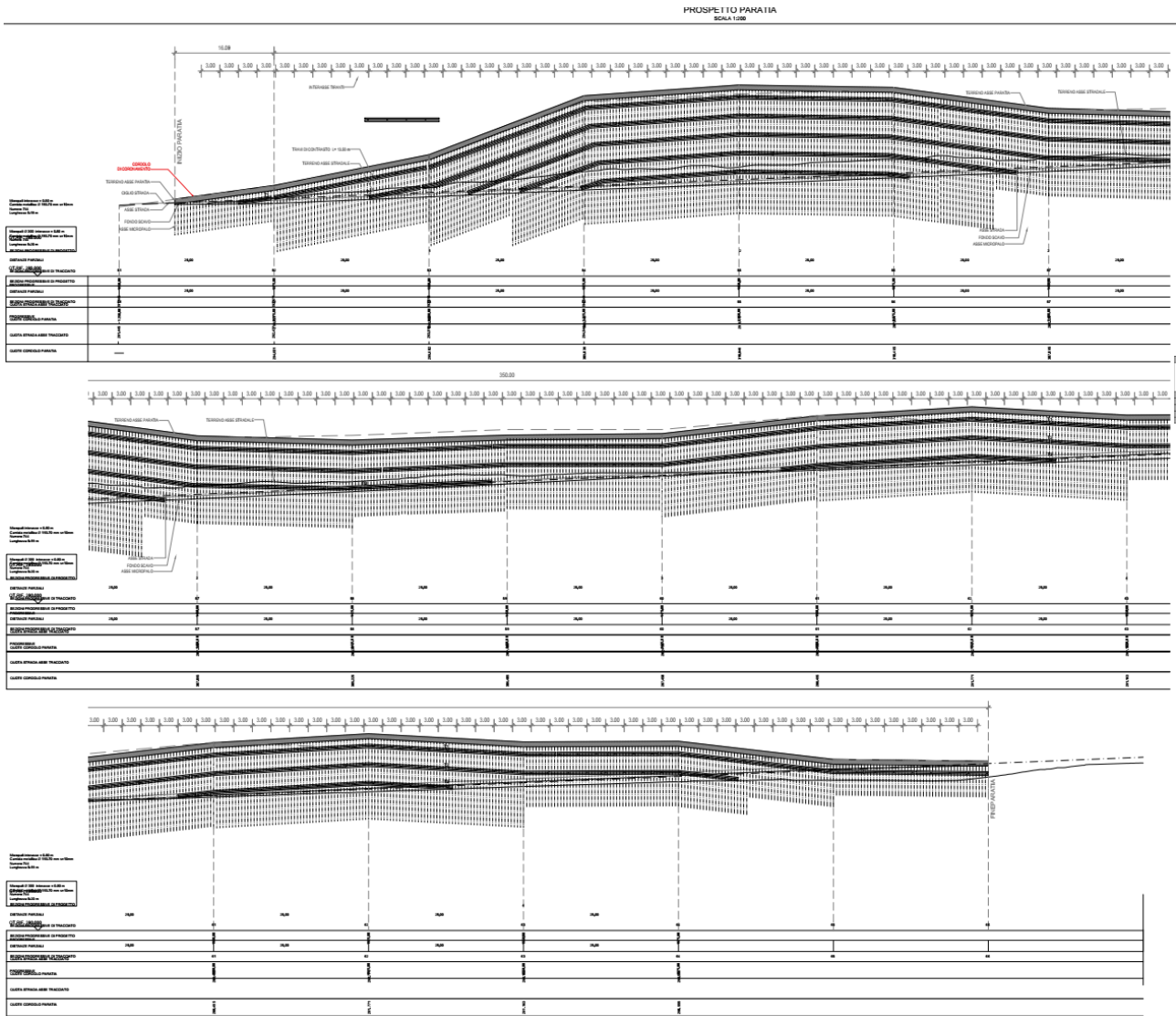


Figura 1.3 Profilo dell'opera

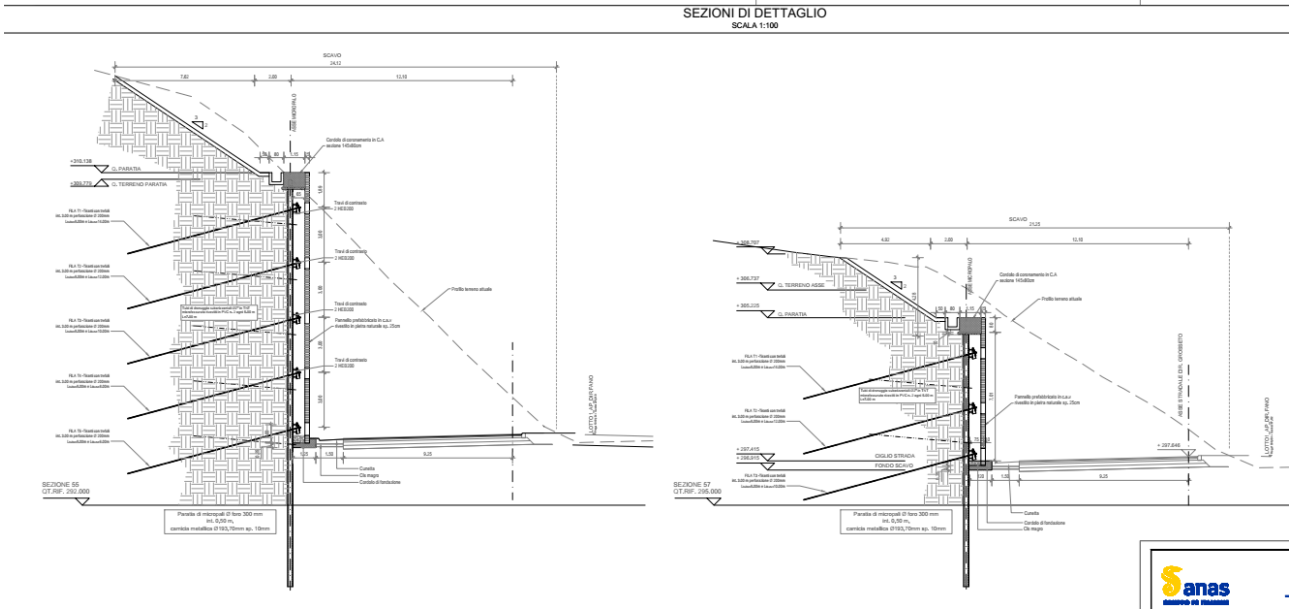


Figura 1.4 Sezioni tipo dell'opera

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1. CALCESTRUZZI

CALCESTRUZZO PER MAGRONE: C12/15

CALCESTRUZZO UNI EN 206 - 1

- Classe di resistenza: C12/15
- Classe di esposizione X0 (I)

CALCESTRUZZO PER PALI E CORDOLI: C32/40

CALCESTRUZZO UNI EN 206 - 1

- Classe di resistenza: C32/40
- Classe di consistenza: S5 (per i pali) S4 (per i cordoli)
- Classe di esposizione: XC2 (I), XA2 (I)
- Rapporto max a/c: 0.55
- Diametro max inerti: 32 mm
- Copriferro minimo: 50 mm
- Classe di contenuto di cloruri conforme a UNI EN 206 – 1

CALCESTRUZZO PROIETTATO

CALCESTRUZZO UNI 10834

- Classe di resistenza: CP20
- Classe di consistenza: S4/S5
- Classe di esposizione: XC2
- Diametro max inerti: 12 mm

3.2. ACCIAIO DA ARMATURA C.A.

Si impiegano barre in acciaio B450C controllato in stabilimento, caratterizzato dalle seguenti proprietà fondamentali :

$f_{yk} = 450 \text{ Mpa}$

$f_{tk} = 540 \text{ Mpa}$

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è :

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 450/1.15 = 391.3 \text{ Mpa}$

Il legame costitutivo adottato è quello di cui al § 4.1.2.1.2.2 – NTC 2018, curva b.

Si assume $E_s = 200000 \text{ MPa}$

3.3. ACCIAIO TREFOLI

Si impiegano trefoli di acciaio armonico con diametro da Ø0.6" e con le seguenti proprietà fondamentali:

- Tensione caratteristica di rottura, $f_{ptk} = 1860 \text{ Mpa}$
- Tensione caratteristica corrisp. ad una deformazione dell'1% sotto carico, $f_{p(1)k} = 1670 \text{ Mpa}$

3.4. ACCIAIO DA CARPENTERIA MICROPALI

Tubo in acciaio S 355 JO
modulo di elasticità: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
tensione caratt. di snervamento: $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1.05 = 338 \text{ N/mm}^2$

3.5. ACCIAIO DA CARPENTERIA TRAVI DI RIPARTIZIONE

Per le travi di ripartizione si utilizzano due profili HEB 200 accoppiati di acciaio S355, con spessore minore di 40 mm e caratterizzato dalle seguenti proprietà fondamentali:

- Resistenza caratteristica allo snervamento $f_{yk}=355 \text{ MPa}$;
- Resistenza caratteristica ultima $f_{uk}=510 \text{ MPa}$;
- Modulo elastico $E=210000 \text{ MPa}$;
- Coefficiente di Poisson $\nu=0.3$;
- Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha=12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- Densità $\rho=7850 \text{ kg/cm}^3$

3.6. MISCELE DI INIEZIONE

Si utilizzano miscele cementizie per le iniezioni dei tiranti, con le seguenti caratteristiche:

- Cemento tipo II A-L 42,5R con filler
- Rapporto $a/c \leq 0.5$
- Classe C20/25
- Additivo antiritiro

3.7. DRENAGGI

Si utilizzano tubi in PVC, rivestiti con tessuto – non – tessuto 500 gr/mq.

3.8. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti del degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo. Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

4. CRITERI DELLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA IN CONDIZIONI SLU

4.1. INTRODUZIONE

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito da una delle seguenti espressioni:

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

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

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, definito come:

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

Dove $\gamma_F F_k$, X_k/γ_M e a_d rappresentano rispettivamente le azioni di progetto, i parametri geotecnici di progetto e i parametri geometrici di progetto.

La verifica della suddetta condizione 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*) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (*Approccio 2*) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

4.2. AZIONI

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.1 delle NTC-2018. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1 delle NTC-2018. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Cap. 2 delle NTC-2018.

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_{Qi} | 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}

Figura 4.1 Tabella NTC18 coeff. parziali delle azioni

In caso di analisi in condizione sismica, si adottano i seguenti coefficienti parziali

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

| Carichi | Effetto | | A1 | A2 |
|------------|-------------|------------------|------|------|
| Permanenti | Favorevole | γ_{Gfav} | 1.00 | 1.00 |
| Permanenti | Sfavorevole | γ_{Gsfav} | 1.00 | 1.00 |
| Variabili | Favorevole | γ_{Qfav} | 0.00 | 0.00 |
| Variabili | Sfavorevole | γ_{Qsfav} | 1.00 | 1.00 |

4.3. RESISTENZE

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II delle NTC-2018 e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

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 |
| Coazione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 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 |

Figura 4.2 Tabella NTC18 coeff. parziali sui parametri geotecnici del terreno

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale q_u deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu}=1,6$.

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

In caso di analisi in condizione sismica, si adottano i seguenti coefficienti parziali

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

| <i>Parametri</i> | | <i>M1</i> | <i>M2</i> |
|--|---------------------|-----------|-----------|
| – Tangente dell'angolo di attrito | $\gamma_{\tan\phi}$ | 1.00 | 1.25 |
| – Coesione efficace | γ_c | 1.00 | 1.25 |
| – Resistenza non drenata | γ_{cu} | 1.00 | 1.40 |
| – Resistenza a compressione uniassiale | γ_{qu} | 1.00 | 1.60 |
| – Peso dell'unità di volume | γ_γ | 1.00 | 1.00 |

Nelle sezioni che seguono saranno descritte in maggiore dettaglio le metodologie applicate ai casi esaminati: stabilità globale dell'insieme terreno - opera e opere di sostegno.

5. OPERE DI SOSTEGNO – PARATIE

La modellazione è eseguita in conformità con il CAP. 10 delle NTC2018

5.1. CODICE DI CALCOLO PARATIE

5.1.1. ORIGINE DEL CODICE DI CALCOLO

L'analisi strutturale e geotecnica della paratia è eseguita con il software di calcolo "PARATIE 23" di HarpaCeas s.r.l.

PARATIE è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Il problema è ricondotto ad un problema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria.

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "trave su suolo elastico": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso due tipi di analisi:

- 1) Analisi classica tramite metodi all' equilibrio limite
- 2) Analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson.

5.1.2. GIUDIZIO SULL'AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni anormali. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

5.1.3. MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

La Relazione Tecnica, per chiarire ulteriormente i valori numerici di ogni elaborazione, riporta disegni, tabelle e schemi grafici rappresentativi delle parti più sollecitate della struttura e delle principali caratteristiche della sollecitazione, nonché i diagrammi di inviluppo associati alle combinazioni di carichi considerate, le configurazioni deformate e gli schemi grafici con la rappresentazione delle azioni applicate. Si riporta nel seguito una breve descrizione delle convenzioni sui segni e delle simbologie adottate da PARATIE 2017, distribuito da HarpaCeas.

Modalità di presentazione dei risultati.

La presente relazione, oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini: per i dati in ingresso:

- modello della struttura
- numerazione di nodi ed elementi
- configurazioni di carico statiche
- configurazioni di carico sismiche con baricentri delle masse e eccentricità per le combinazioni più significative (statisticamente più gravose per la struttura)
- configurazioni deformate
- diagrammi e inviluppi delle azioni interne
- mappe delle tensioni per il progetto-verifica degli elementi
- mappe delle verifiche più significative per i vari stati limite

Convenzioni di Output e convenzioni:

Le coordinate, i carichi, i cedimenti, le reazioni vincolari e gli spostamenti dei NODI sono riferiti ad una terna destra cartesiana globale con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto e l'asse Y verso destra.

I dati di "input" del modello sono:

1. Proprietà geotecniche del terreno;
2. Carichi agenti a monte e a valle delle paratie;
3. Vincoli (soletta);
4. Quote di scavo.

Per simulare l'incastro parziale che la soletta offre ai pali, può essere inserita una molla rotazionale in testa ai pali oppure inserire la soletta con la sua sezione in termini di rigidità flessionale (EJ) ed assiale (EA).

I valori delle sollecitazioni saranno a metro di profondità di struttura.

5.1.4. CONFIGURAZIONE HARDWARE

I programmi sono fatti girare su workstation avente le seguenti caratteristiche tecniche:

- Tipo Pentium i-7 3770Mhz
- Memoria centrale 16Gb;
- Lunghezza in bit della parola 64 bit;
- Memoria di massa 1 Hard disk da 2 Tb.

PROGETTAZIONE ATI:

5.2. CRITERI DI ANALISI E VERIFICA SECONDO NTC2018

ANALISI IN CONDIZIONI STATICHE PER PARATIE (par.6.5.3.1.2)

Secondo le NTC2018 in linea generale per le paratie come opere di sostegno:

“Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi, accertando che la condizione [6.2.1.NTC 2018] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- **SLU di tipo geotecnico (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.

Verifiche di sicurezza:

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la **Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II.NTC2018 e 6.8.I.NTC2018

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

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

Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

- **Combinazione 1: (A1+M1+R1)**

- **Combinazione 2: (A2+M2+R1)**

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I. NTC 2018 e 6.2.II.NTC 2018, con i coefficienti γ_R del gruppo **R1 pari all'unità**.

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

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 NTC2018 per il calcolo delle spinte, 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.

ANALISI IN CONDIZIONI SISMICHE PER PARATIE (par.7.11.6.3)

L'analisi delle paratie in condizioni sismiche può essere eseguita con specifici metodi di analisi dinamica o mediante metodi pseudo-statici.

Nei metodi pseudo-statici 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, oppure come:

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

dove S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al §3.2.3.2NTC2018, 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 Fig. 7.11.2. NTC 2018

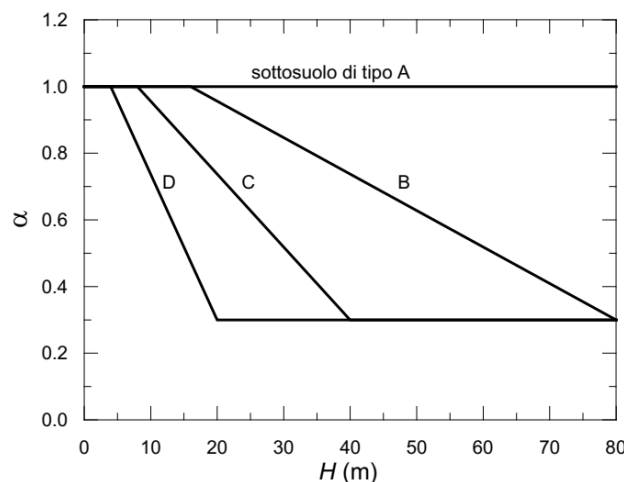


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente V_s .

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

PROGETTAZIONE ATI:

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Fig. 7.11.3. NTC 2018, in funzione del massimo spostamento permanente u_s che l'opera può tollerare, verificando l'effettivo sviluppo di meccanismi duttili nel sistema. In assenza di tale verifica, il coefficiente β vale 1.

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 $kh = 0,2 \cdot a_{max} / g$.

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia. Per valori dell'angolo di resistenza al taglio 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.

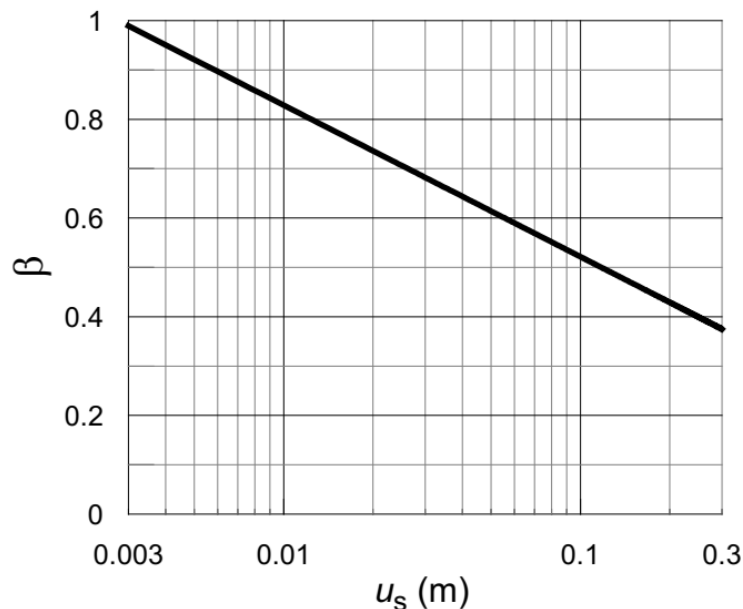


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Verifiche di sicurezza di STABILITA' GLOBALE:

Per paratie realizzate in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di **stabilità del pendio**, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5 NTC2018.

Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso paratia-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4 (vedi più avanti).

Per le paratie devono essere soddisfatte le condizioni di sicurezza nei confronti dei possibili stati limiti ultimi (SLV) verificando il rispetto della condizione [6.2.1 NTC2018] con i coefficienti di sicurezza parziali prescritti al § 7.11.1. NTC2018.

Nelle verifiche, per azioni s'intendono le risultanti delle spinte a tergo della paratia e per resistenze s'intendono le risultanti delle spinte a valle della paratia e le reazioni dei sistemi di vincolo.

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE PER FRONTI DI SCAVO [NTC18 par. 6.8]

Le presenti norme si applicano ai manufatti di materiali sciolti, quali rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rinfianchi, rinterri, terrapieni e colmate, scavi per la formazione di piazzali e/o trincee. Le norme si applicano, inoltre, alle opere e alle parti di opere di materiali sciolti con specifiche funzioni di drenaggio, filtro, transizione, fondazione, tenuta, protezione ed altre. Gli sbarramenti di ritenuta idraulica di materiali sciolti sono oggetto di normativa specifica.

Il progetto di un manufatto di materiali sciolti deve tenere conto dei requisiti prestazionali richiesti e delle caratteristiche dei terreni di fondazione. Esso deve comprendere la scelta dei materiali da costruzione, sia naturali che di provenienza diversa, e la loro modalità di posa in opera.

I criteri per la scelta dei materiali naturali devono essere definiti in relazione alle funzioni dell'opera, tenendo presenti i problemi di selezione, coltivazione delle cave, trasporto, trattamento e posa in opera. Per i materiali di provenienza diversa, i criteri di selezione e impiego dovranno essere definiti di volta in volta, compatibilmente con i vincoli di natura ambientale.

Nel progetto devono essere indicate le prescrizioni relative alla qualificazione dei materiali e alla posa in opera precisando tempi e modalità di costruzione, in particolare lo spessore massimo degli strati in funzione dei materiali. Sono altresì da precisare i controlli da eseguire durante la costruzione e i limiti di accettabilità dei materiali, del grado di compattazione da raggiungere e della deformabilità degli strati.

- Verifiche di sicurezza statiche

Deve risultare rispettata la condizione [6.2.1 NTC18], verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici.

Le verifiche devono essere effettuate secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I NTC18

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e in esercizio.

Le verifiche locali devono essere estese agli elementi artificiali di rinforzo eventualmente presenti all'interno ed alla base del manufatto, con riferimento anche ai problemi di durabilità.

Nel caso di manufatti su pendii si deve esaminare l'influenza dell'opera in terra sulle condizioni generali di sicurezza del pendio, anche in relazione alle variazioni indotte nel regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo.

VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE PER FRONTI DI SCAVO [NTC18 par. 7.11.4]

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

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. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \cdot W \text{ ed } F_v = k_v \cdot W,$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 NTC18 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

$$\beta_s = 0.38 \text{ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)}$$
$$\beta_s = 0.47 \text{ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).}$$

- Verifiche di sicurezza sismiche

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1 NTC18]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 NTC18 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1 NTC18) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

Se ne conclude che le condizioni di verifica di STABILITA' GLOBALE sono:

1) Verifiche in cond. statiche stabilità globale → A2+M2 con $\gamma_R = 1.1$

2) Verifiche in cond. sismiche stabilità globale → A2+M2+SISMA con $\gamma_R = 1.2$ con A2 ed M2 tutti 1

VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli ancoraggi.

Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare rispettata la condizione con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto E_d con la resistenza di progetto R_{ad} , determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} i coefficienti parziali γ_R riportati nella Tab. 6.6.I.

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

| | Simbolo | Coefficiente parziale |
|------------|------------|-----------------------|
| Temporanei | γ_R | 1,1 |
| Permanenti | γ_R | 1,2 |

Figura 5.1 Tabella NTC18 coeff. parziali per gli ancoraggi

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} si può determinare:

- dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} riportati nella Tabella 6.6.III rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,m}$ misurate nel corso delle prove:

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

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

| Numero di profili di indagine | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|-------------------------------|------|------|------|------|------|
| ξ_{a3} | 1,80 | 1,75 | 1,70 | 1,65 | 1,60 |
| ξ_{a4} | 1,80 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 |

Figura 5.2 Tabella NTC18 coeff. parziali per gli ancoraggi

Nel caso in esame è stato considerato 1 profilo di indagine ed è stato assunto $\xi_{a3} = 1.80$ e $\xi_{a4} = 1.80$.

Per la valutazione della resistenza caratteristica allo sfilamento, si è fatto ricorso al metodo di Bustamante e Doix.

La resistenza laterale R_k è così determinata:

$$R_k = \tau_{lim} \cdot \pi \cdot D_e \cdot L$$

in cui:

- τ_{lim} = resistenza caratteristica lungo la superficie laterale del bulbo (dato geotecnico);
- $D_e = \alpha D$
- D = diametro di perforazione
- α = coefficiente che tiene conto dell'amplificazione del bulbo per effetto dell'iniezione
- L = lunghezza del bulbo

6. AZIONE SISMICA SECONDO NTC2018

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Il periodo di riferimento V_R è dato per ciascun tipo di costruzione dalla seguente relazione: dove:

$V_R = V_N \cdot C_u$ Vita di riferimento della costruzione ove

V_N Vita nominale della costruzione (vedi tab. 2.4.I NTC18)

C_u coeff. d'uso, definito al variare della classe d'uso

| TIPI DI COSTRUZIONE | | Vita Nominale V_N (in anni) |
|----------------------------|--|---|
| 1 | Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva | ≤ 10 |
| 2 | Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale | ≥ 50 |
| 3 | Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica | ≥ 100 |

Figura 6.1 Tabella vita nominale della costruzione

| CLASSE D'USO | I | II | III | IV |
|--------------------------------------|-----|-----|-----|-----|
| COEFFICIENTE C_u | 0,7 | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Figura 6.2 Tabella per il coefficiente della classe d'uso della costruzione

L'accelerazione di picco a_{max} , è espressa dalla relazione:

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

con:

- S_s coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica;
- S_T coefficiente di amplificazione topografica;
- a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento.

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima è valutato in funzione della ubicazione geografica del sito (comune di appartenenza) e in funzione del periodo di riferimento V_R (pari al prodotto della vita nominale V_N per il coefficiente di utilizzo C_u).

Nel caso in esame si ha:

- Vita nominale 50
- Classe d'uso IV
- Categoria di sottosuolo B
- Categoria topografica T1

Le verifiche dell'opera sono state svolte nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per cui si ha:

- a_g : 0.20 g
- S_s : 1.20
- S_T : 1.00

Per l'opera in esame si assumono i seguenti parametri direttamente da PARATIE 2023 per le verifiche di stabilità LOCALE:

NTC - Norme Tecniche per le Costruzioni

Dati NTC

Latitudine Longitudine Arezzo (AR)
 43° 28' 4.8" N 11° 53' 2.4" E Maps

Toscana

Vita nominale (anni) Classe d'uso Cu

Stato Limite Cat. Sottosuolo Cat. topografica

a_g (g) F_0 T^*c S_s S_t C_c

amax

Calcola

punti 21400 21399 21622 21621

posizione indicativa (mappa INGV)

| Comune | .. |
|-----------------------|----|
| Abbadia San Salvatore | SI |
| Abetone | PT |
| Agliana | PT |
| Altopascio | LU |
| Anghiari | AR |
| Arcidosso | GR |
| Arezzo | AR |
| Asciano | SI |
| Aulla | MS |
| Badia Tedalda | AR |
| Bagni di Lucca | LU |
| Bagno a Ripoli | FI |
| Bagnone | MS |
| Barberino di Mugello | FI |
| Barberino Val d'Elsa | FI |
| Barga | LU |
| Bibbiena | AR |
| Bibbona | LI |
| Bientina | PI |
| Borgo a Mozzano | LU |
| Borgo San Lorenzo | FI |
| Bucine | AR |
| Buggiano | PT |

OK Annulla

PROGETTAZIONE ATI:

Opzioni Sisma (attive solo nell'ultima fase)

Opzioni

Includi Azione Sismica

1. Definizione accelerazione

Coefficiente accel. base a_g / g

Fattore importanza I

Coefficiente S_s

Coefficiente S_T

$a_{max} / g =$

2. Accelerazione di calcolo

Eurocodice

Calcolo coefficiente di risposta R

Input diretto

Da formule

U_s m T_c s

V_{max} m/s V_{max}/a_{max} >

R= >

NTC

$U_s =$ m

$\beta =$ >

$\alpha =$ >

$k_h = \alpha \beta a_{max}$

3. Definizione calcolo

Modalità spinta Paratia fuori terra
 Paratia intera

Comportamento idraulico Terreno pervio
 Terreno impervio

k_{vu} (% k_h)

k_{vd} (% k_h)

R_u

Includi inerzia paratia

4. Metodo di calcolo

Procedura Automatica (Paratie)

Pressione di Wood [0-1]

Valore Applicato

Manuale (Carichi Esterni)

Comportamento Paratia Flessibile (usa k_h)
 Rigido (usa a_{max})

Metodo Wood
 Mononobe-Okabe
 Semirigido

B= Correlazione $\alpha_1 - \alpha_2$

$\alpha_1 =$ $\alpha_2 =$

a_{max} / g (without ductility) = k_h / g (including ductility) = (NTC)

Facciamo riferimento a seguenti parametri per il modulo VSP di PARATIE 23 per le verifiche di stabilità GLOBALE:

Condizione sisma kh -kv

| | | | |
|-----------------|---|---|--|
| Sisma | | | |
| $a_{max} / g =$ | <input type="text" value="0.23916"/> | | |
| β | <input type="text" value="0.38"/> | > | k_h <input type="text" value="0.0908808"/> |
| k_v | <input type="text" value="-0.0454404"/> | > | |
| R_u | <input type="text" value="0"/> | | |

Condizione sisma kh +kv

| | | | |
|-----------------|--|---|--|
| Sisma | | | |
| $a_{max} / g =$ | <input type="text" value="0.23916"/> | | |
| β | <input type="text" value="0.38"/> | > | k_h <input type="text" value="0.0908808"/> |
| k_v | <input type="text" value="0.0454404"/> | > | |
| R_u | <input type="text" value="0"/> | | |

7. INQUADRAMENTO GEOLOGICO/GEOTECNICO

Ai fini dei calcoli progettuali delle opere in esame è stata utilizzata la seguente caratterizzazione geotecnica delle unità geotecniche interessate dalle opere.

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

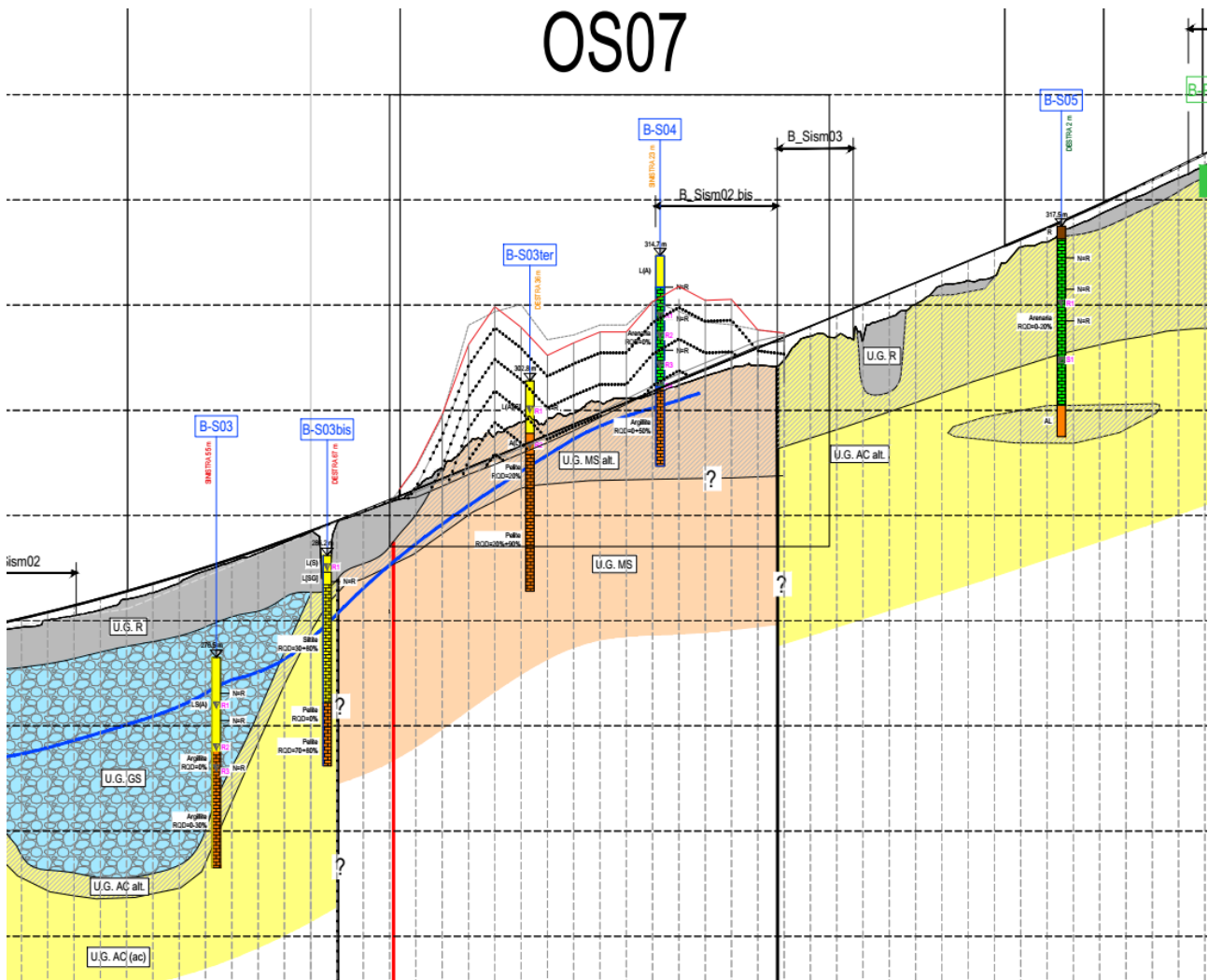


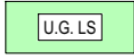
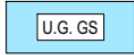
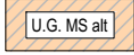
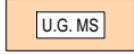
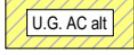
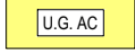


Figura 7.1 Sovrapposizione dell'opera con il profilo in asse

LEGENDA

UNITA' GEOTECNICHE

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

| Unità geotecnica | Unità geologica | γ/γ' | Valori caratteristici | | | | | | | Valori di deformabilità di riferimento | | | | | | | |
|------------------|-----------------|----------|-----------------------|--------|----------------|-----------------|-----------------|------------------|---|--|----------------------|-------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|---------------------------|
| | | | φ' | c' | c _u | φ' _k | c' _k | c _{u k} | q _s per micropali tipo IGU (kPa) | V _s (m/s) | G ₀ (MPa) | v (-) | M _{fond. Dir.} (MPa) | M _{fond. Prof.} (MPa) | E _{fond. Dir.} (MPa) | E _{fond. Prof.} (MPa) | E _{substr} (MPa) |
| R | r | 20/10 | 26+30 | - | - | 28 | - | - | - | 200 | 80 | 0.25 | - | - | 20 | 30 | - |
| FN* | fn | 19.5/9.5 | 24+30 | 0+5 | - | 24 | 0 | - | - | 100+200 | 20+80 | 0.3 | - | - | 6+10 | 9+15 | - |
| LS | at | 19.5/9.5 | 24+28 | 10+30 | 40+60 | 26 | 10 | 50 | - | 200+400 | 80+300 | 0.30 | 4+6 | 8+12 | 6+10 | 9+15 | - |
| GS | at | 19.5/9.5 | 27+32 | 0 | - | 30 | 0 | - | 100+150 | 200+400 | 80+300 | 0.3 | - | - | 10+15 | 15+22 | - |
| MS alt | ms | 19.5/9.5 | 29+37 | 10+50 | - | 26 | 30 | - | 200+400 | 200+700 | 80+1000 | 0.2 | - | - | 15+25 | 22+38 | - |
| MS | ms | 23/13 | 22+31 | 70+200 | - | 28 | 90 | - | 400+600 | 700+1000 | 1100+2300 | 0.2 | - | - | - | - | 3000 |
| AC alt | ac | 19.5/9.5 | 23+33 | 10+30 | - | 23 | 30 | - | 200+400 | 200+700 | 80+1000 | 0.2 | - | - | 13+20 | 22+38 | - |
| AC | ac | 23/13 | 23+31 | 80+210 | - | 27 | 100 | - | 400+600 | 700+1000 | 1100+2300 | 0.2 | - | - | - | - | 2400 |

*Valori presunti, basati su informazioni limitate

Figura 7.2 Caratteristiche delle varie unità geologico/geotecniche

Come si può vedere la paratia può considerarsi immersa nello strato MS-Alt da cui vengono presi i parametri geotecnici per le calcolazioni e le verifiche del seguito anche in considerazione del fatto che il profilo è considerato in asse stradale e viene traslato rigidamente in corrispondenza dell'opera da realizzarsi a meno di condizioni particolari.

NOTA : Si considera che la coltre alterata abbia uno spessore costante in direzione trasversale. Per la sezione 55 si considera uno spessore della coltre alterata di circa 7mt

7.1. STRATO DENOMINATO MS-ALT

- Potenza dello strato : ~7m
- Angolo di attrito : 26°
- Coesione c' : 30 kPa
- Modulo M : 20 Mpa

| Parametro | Valore |
|----------------------|------------------------|
| Nome | Marna Alterata |
| K _{0,NC} | 0.562 |
| nOCR | 0.5 |
| γ _{DRY} | 19.5 kN/m ³ |
| γ _{SAT} | 19.5 kN/m ³ |
| K _Z | 0.0001 m/s |
| c' | 30 kPa |
| φ' | 26 ° |
| Adesione alla parete | kPa |
| E _{VC} | 20000 kPa |
| E _{UR} | 32000 kPa |
| Alpha_up | 0 |
| Alpha_down | 0 |

7.2. STRATO DENOMINATO MS

- Potenza dello strato : indefinita
- Angolo di attrito : 28°
- Coesione c' : 90 kPa
- Modulo M : 100 Mpa

| Parametro | Valore |
|----------------------|----------------------|
| Nome | Marna |
| K _{0,NC} | 0.531 |
| nOCR | 0.5 |
| γ _{DRY} | 23 kN/m ³ |
| γ _{SAT} | 23 kN/m ³ |
| K _Z | 0.0001 m/s |
| c' | 90 kPa |
| φ' | 28 ° |
| Adesione alla parete | kPa |
| E _{VC} | 100000 kPa |
| E _{UR} | 160000 kPa |
| Alpha_up | 0 |
| Alpha_down | 0 |

PROGETTAZIONE ATI:

8. CALCOLO E VERIFICA DELLA PARATIA

La sezione di verifica è la sezione tipo seguente:

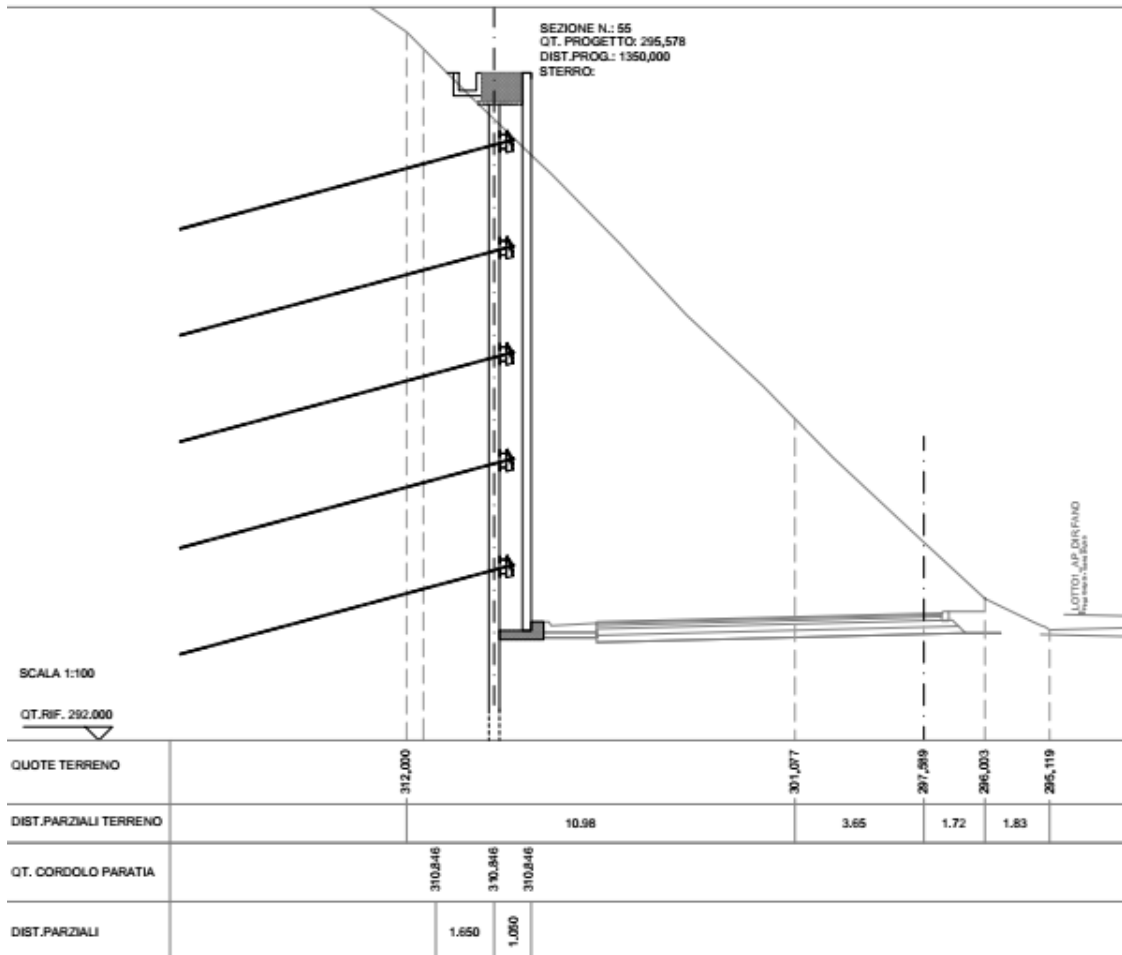


Figura 8.1 Sezione 55 tipo oggetto di verifica

8.1. CARATTERISTICHE DELLA PARATIA DI MICROPALI

Le caratteristiche della paratia risultano le seguenti:

- micropali con perforazione verticale di diametro pari a ϕ 300;
- lunghezza della palificata pari a metri 19,00 valutata a partire dall'estradosso del terreno di spinta di monte (approssimativamente la quota di estradosso del cordolo di sommità in calcestruzzo).
- interasse dei pali pari a 50 centimetri
- armatura tubolare realizzata con tubo di diametro esterno ϕ 193,70 e spessore 10 mm in S355
- Travi di ripartizione 2HEB200 in S275
- modalità di riempimento del foro a gravità tipo IGU

PROGETTAZIONE ATI:

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

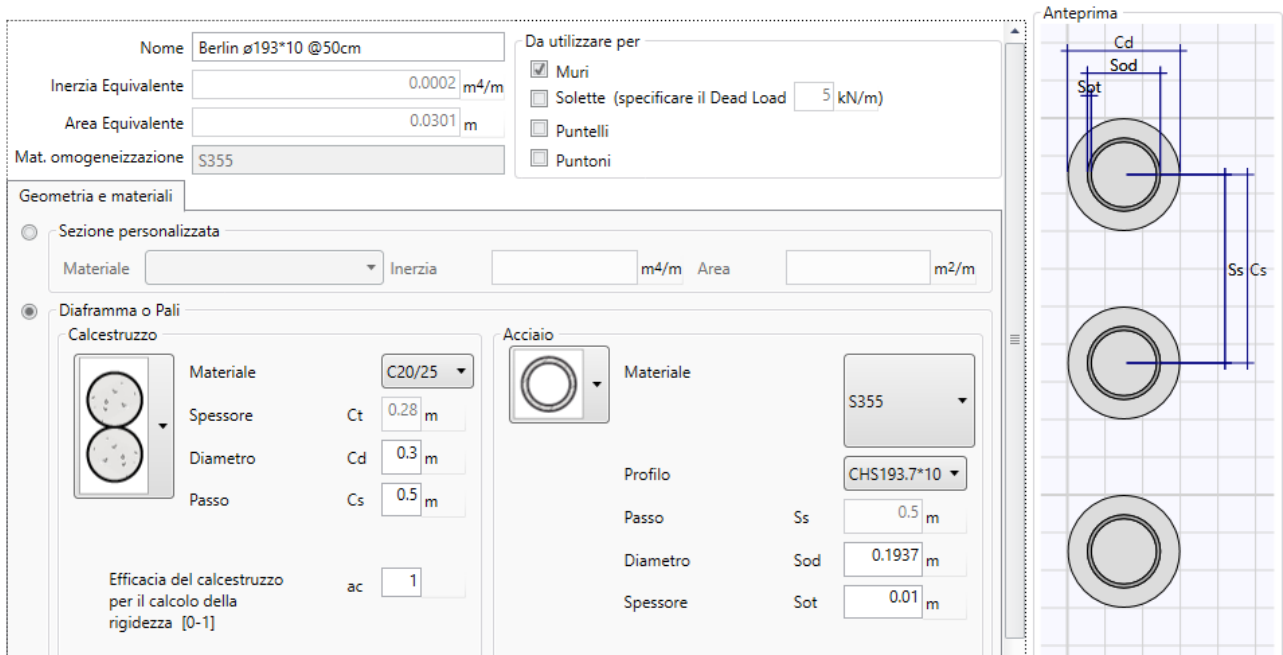


Figura 8.2 Caratteristiche della paratia

8.2. TIRANTI DI ANCORAGGIO

Si prevedono 5 ORDINI di tiranti fila di tiranti di ancoraggio così costituiti:

| TABELLA TIRANTI S07 | | | | | | | | | | | |
|---------------------|---------|-----------|-----------|--------------|-----------------------------|--------------|-------------------------|-------------------------|------------------|----------------|----------------|
| ORDINE | TIPO | ϕ trefolo | n trefoli | passo orizz. | Quota imposta dalla sommità | Inclinazione | Libera L _i m | Lbulbo L _a m | Tiro iniziale kN | ϕ perforazione | Tipo iniezione |
| 1 | trefoli | 0.6" | 6 | 3 | -2.0 | 15° | 14 | 8 | 300 | 0.2 | IGU |
| 2 | trefoli | 0.6" | 6 | 3 | -5.0 | 15° | 12 | 8 | 300 | 0.2 | IGU |
| 3 | trefoli | 0.6" | 6 | 3 | -8.0 | 15° | 10 | 8 | 300 | 0.2 | IGU |
| 4 | trefoli | 0.6" | 6 | 3 | -11.0 | 15° | 8 | 8 | 300 | 0.2 | IGU |
| 5 | trefoli | 0.6" | 6 | 3 | -14.0 | 15° | 6 | 8 | 300 | 0.2 | IGU |

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

$$- Le=L_s (1+1.5a_{max}/g) \text{ [NTC2018 par.7.11.6.4]}$$

Tra i tiranti è posta una trave di ripartizione composta da 2HEB200 S275 accoppiate.

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

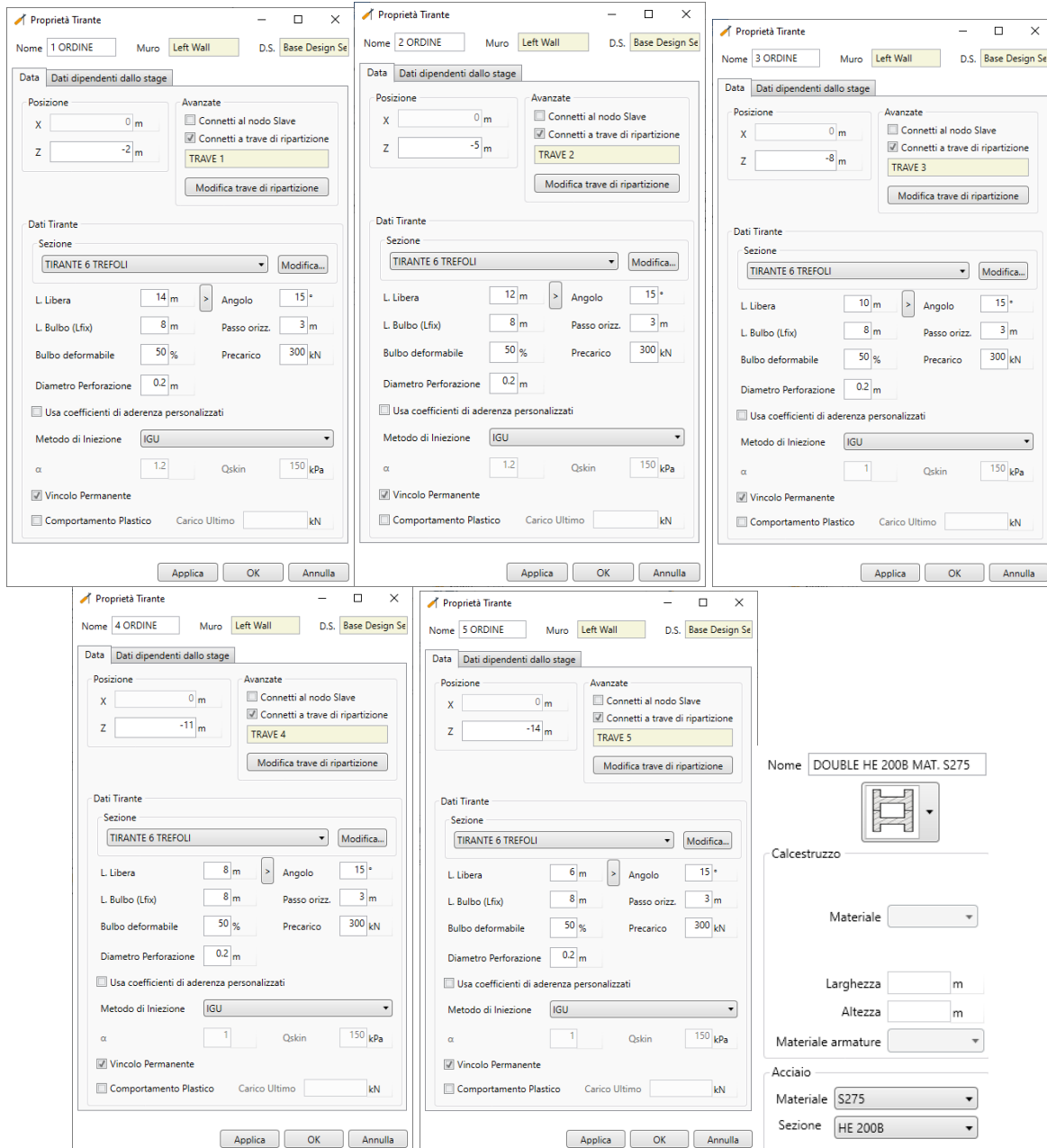


Figura 8.3 Caratteristiche dei tiranti e della trave di contrasto

8.3. TRAVE DI CONTRASTO

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

A favore di sicurezza si è considerato un vincolo di semplice appoggio in corrispondenza delle estremità del campo da 3.00/2.50 metri relativo all'interasse dei tiranti.

8.1. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Si considera la sezione più sollecitata riportata nella figura seguente:

8.1.1. FASI DI LAVORO

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

STAGE 1. Preparazione del piano di imposta dei pali (quota 0.00 metri) e realizzazione dei pali costituenti la paratia

STAGE 2. Scavo a quota -3.00 metri dal p.c.

STAGE 3. Realizzazione del 1° ordine di tiranti a quota -2.00 metri dal p.c.

STAGE 4. Scavo a quota -6.00 metri dal p.c.

STAGE 5. Realizzazione del 2° ordine di tiranti a quota -5.00 metri dal p.c.

STAGE 6. Scavo a quota -9.00 metri dal p.c.

STAGE 7. Realizzazione del 3° ordine di tiranti a quota -8.00 metri dal p.c.

STAGE 8. Scavo a quota -12.00 metri dal p.c.

STAGE 9. Realizzazione del 4° ordine di tiranti a quota -11.00 metri dal p.c.

STAGE 10. Scavo a quota -15.00 metri dal p.c. (si considera un extrascavo di 1m)

STAGE 11. Realizzazione del 5° ordine di tiranti a quota -14.00 metri dal p.c.

STAGE 12. Successivo scavo a quota -17.00 metri dal p.c. (quota di fondo scavo in fase operativa), considerando un approfondimento di scavo pari a circa 1 metro rispetto alla quota finita minima di esercizio dell'opera;

STAGE 13. Applicazione della azione sismica

NOTA: Si verifica anche la sezione limitrofa della sezione 55 che riporta solo 4 tiranti essendo più penalizzata.

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

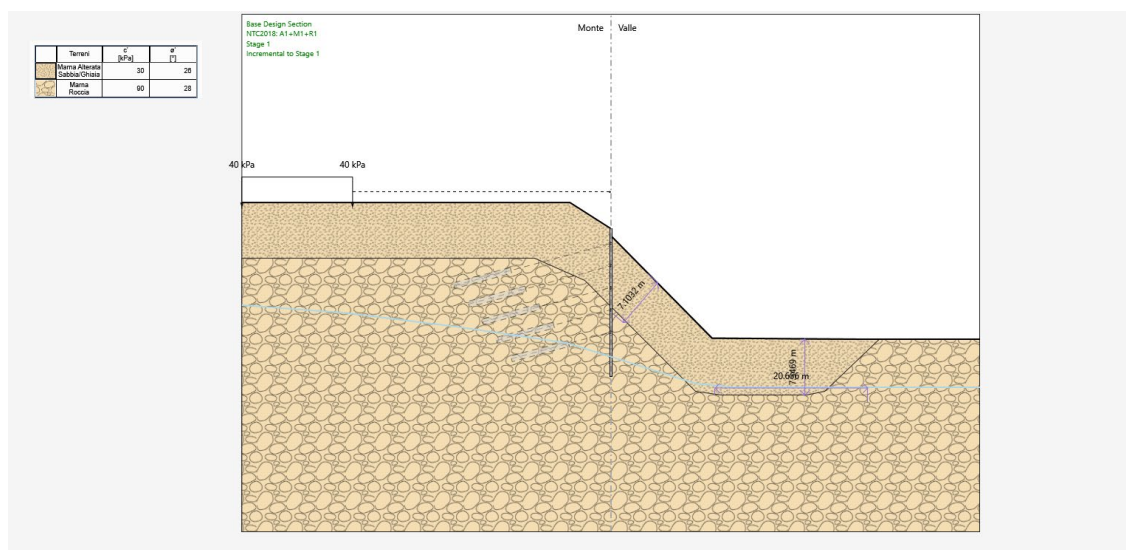


Figura 8.4 Stage 1

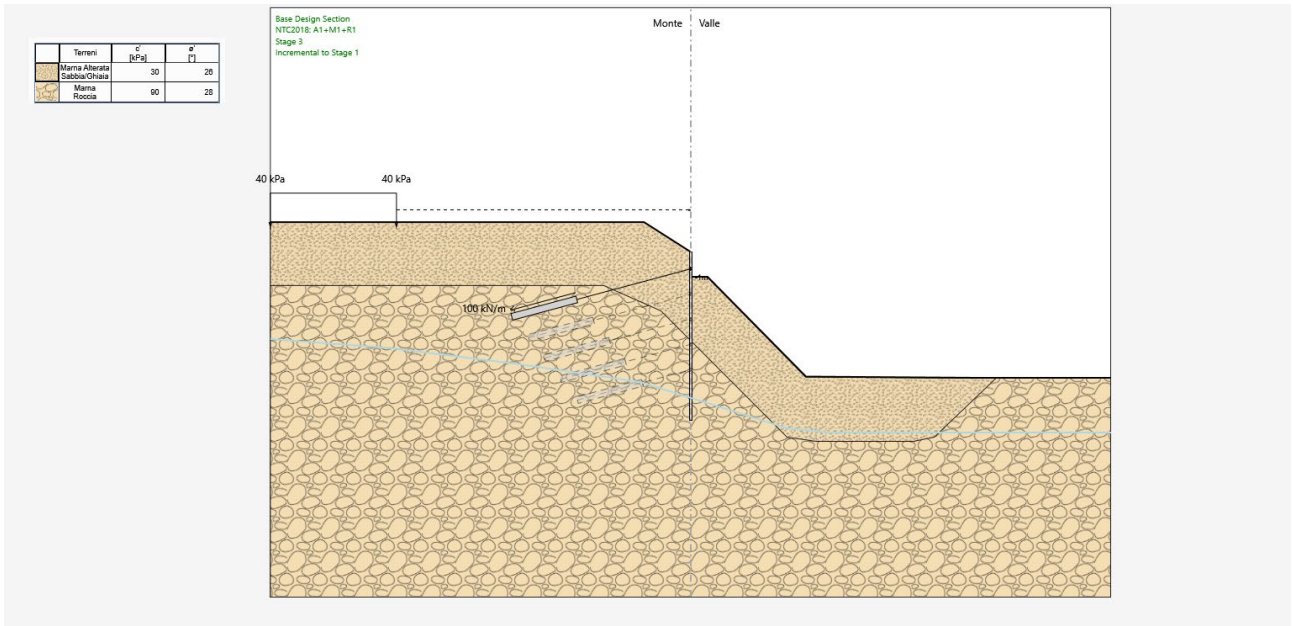


Figura 8.5 Stage 3

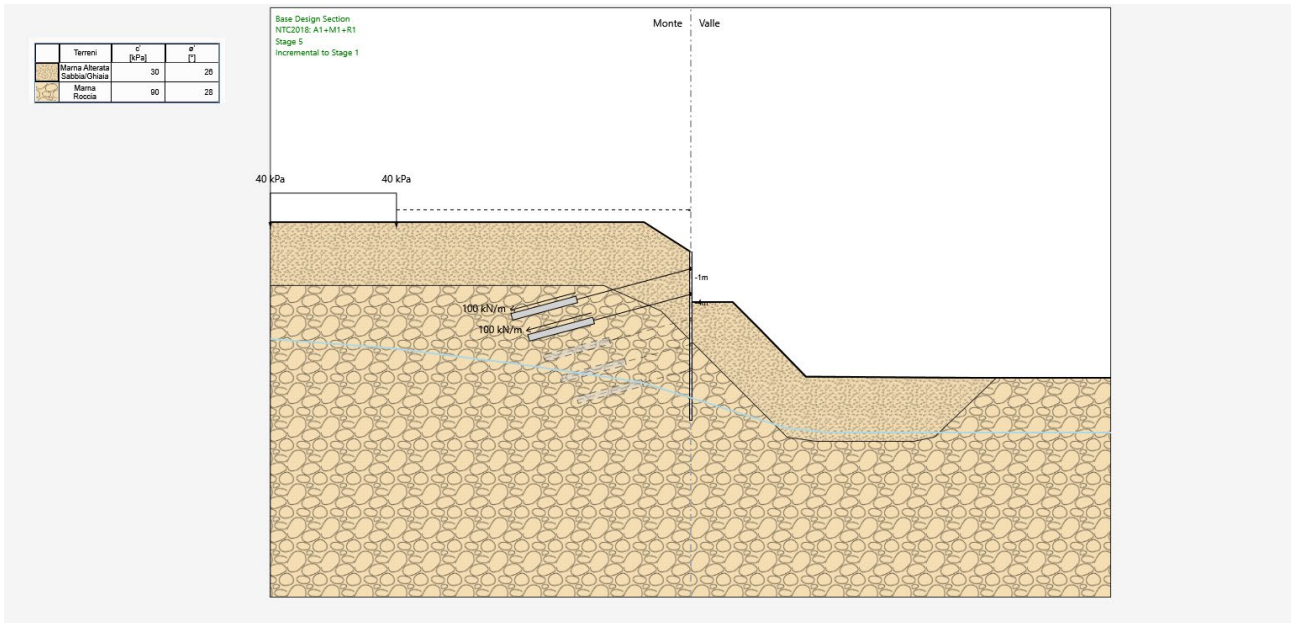


Figura 8.6 Stage 5

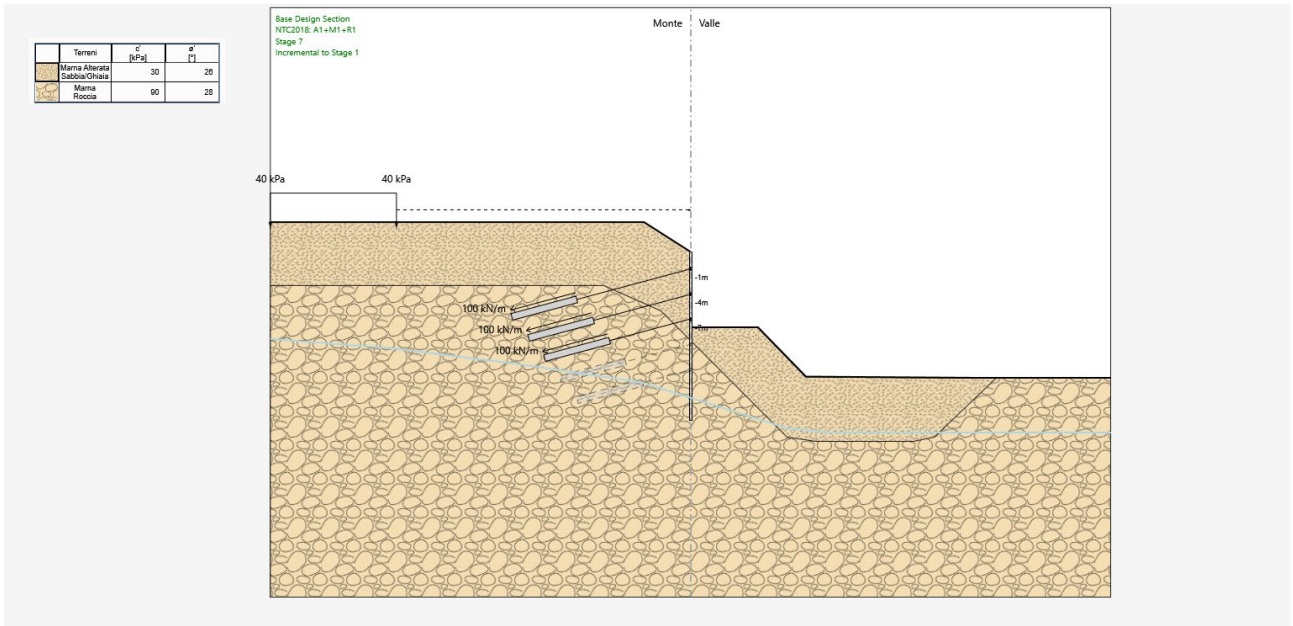


Figura 8.7 Stage 7

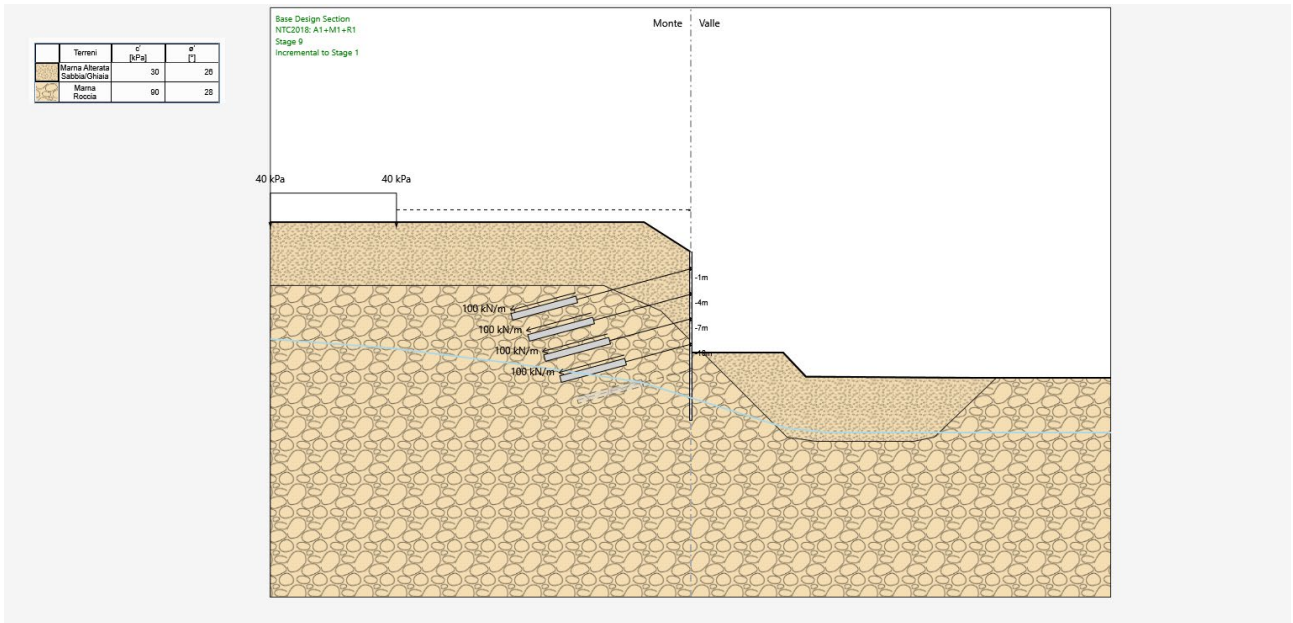


Figura 8.8 Stage 9

PROGETTAZIONE ATI:

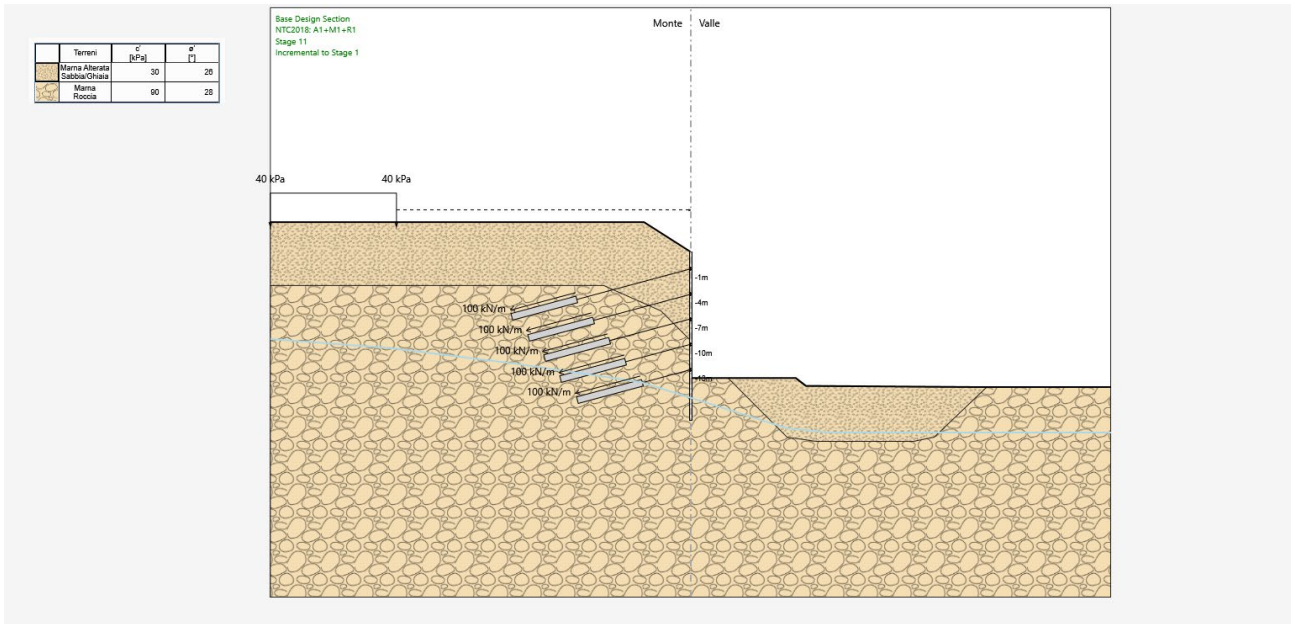


Figura 8.9 Stage 11

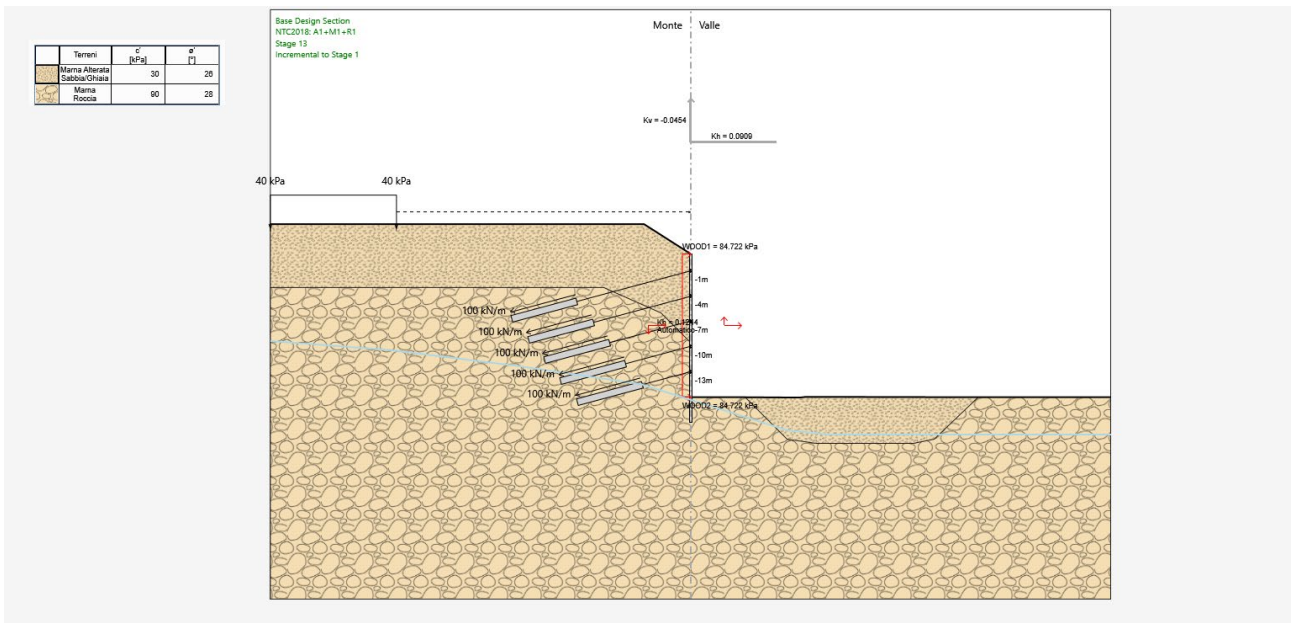


Figura 8.10 Stage 13

La condizione di extrascavo, prescritto al punto 6.5.2.2 delle NTC2018 e valutato pari a circa 1.00 metro, superiore quindi al valore del 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo, ed è stato considerata compresa all'interno della suddetta assunzione di calcolo.

Da quanto si evidenzia in precedenza, le condizioni intermedie contemplano anche la verifica del comportamento della paratia per altezze minori rispetto a quella massima oggetto del calcolo (in particolare la fase 4 che prevede una altezza libera pari a 6.00 metri con un solo ordine di tiranti a quota -2.00 metri dalla testa della paratia).

PROGETTAZIONE ATI:

Coefficienti R

Lista degli approcci di progetto

| Attivo | Std | Collezione | Nome | Stato Limite | Parziale resistenza terreno (es. kp) (F_Soil_Res_walls) | Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P) | Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T) | Parziale elementi strutturali (F_wall) | FS tiranti (F_Cable) | Chiodi q3 (F_CobinNails) | Chiodi q3 (Fests) (F_CobinNailsFests) | Pressiometro PL (F_PL) | Tiranti/rafforzamento (F_FNailM) | Coesione (ter. rinforzato) (F_CoalM) | Non drenata Su (ter. rinforzato) (F_SuNailM) | Coefficiente parziale per VSP sotto carichi statici | Coefficiente parziale per VSP sotto carichi sismici |
|-------------------------------------|-----|------------|----------------------------|--------------|---|---|---|--|----------------------|--------------------------|---------------------------------------|------------------------|----------------------------------|--------------------------------------|--|---|---|
| | | | | | R | R | R | R | R | R | R | R | R | R | R | R | R |
| <input checked="" type="checkbox"/> | | | Nominal | UNDEFINED | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| <input checked="" type="checkbox"/> | IT | | NTC2018: SLE (Rara/Frequen | SERVICE | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| <input checked="" type="checkbox"/> | IT | | NTC2018: A1+M1+R1 | ULTIMATE | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| <input checked="" type="checkbox"/> | IT | | NTC2018: A1+M1+R3 | ULTIMATE | 1 | 1.2 | 1.1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| <input checked="" type="checkbox"/> | IT | | NTC2018: A2+M2+R1 | ULTIMATE | 1 | 1.2 | 1.1 | 1 | 1 | 1.4 | 1.4 | 1 | 1.25 | 1.25 | 1.4 | 1 | 0 |
| <input checked="" type="checkbox"/> | IT | | NTC2018: A2+M2+R2 | ULTIMATE | 1 | 1.2 | 1.1 | 1 | 1 | 1.4 | 1.4 | 1 | 1.25 | 1.25 | 1.4 | 1.1 | 1.2 |
| <input checked="" type="checkbox"/> | IT | | NTC2018: SISMICA STR | ULTIMATE | 1 | 1.2 | 1.1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| <input checked="" type="checkbox"/> | IT | | NTC2018: SISMICA GEO | ULTIMATE | 1 | 1.2 | 1.1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1.1 | 1.2 |

8.1. RISULTATI DELL'ANALISI

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

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

8.1.1. VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI

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

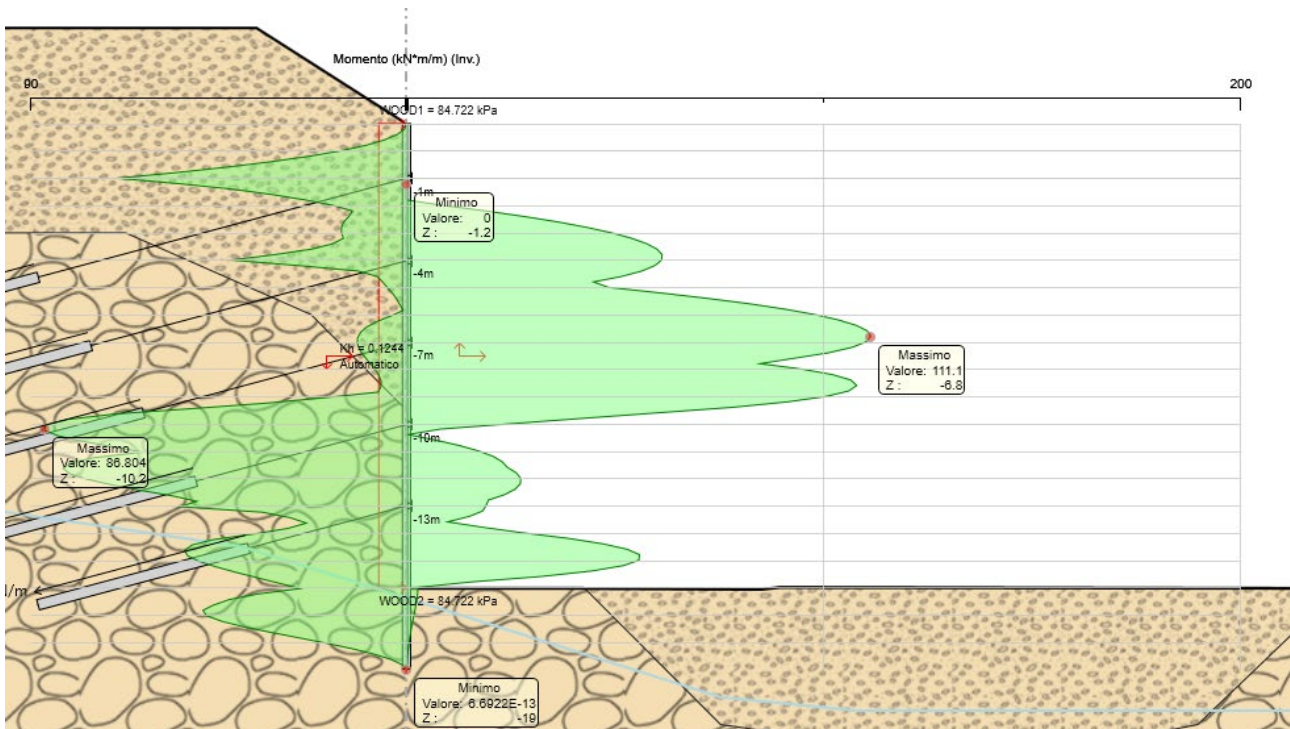


Figura 8.11 Sfruttamento a momento ENV SLU-SISMA

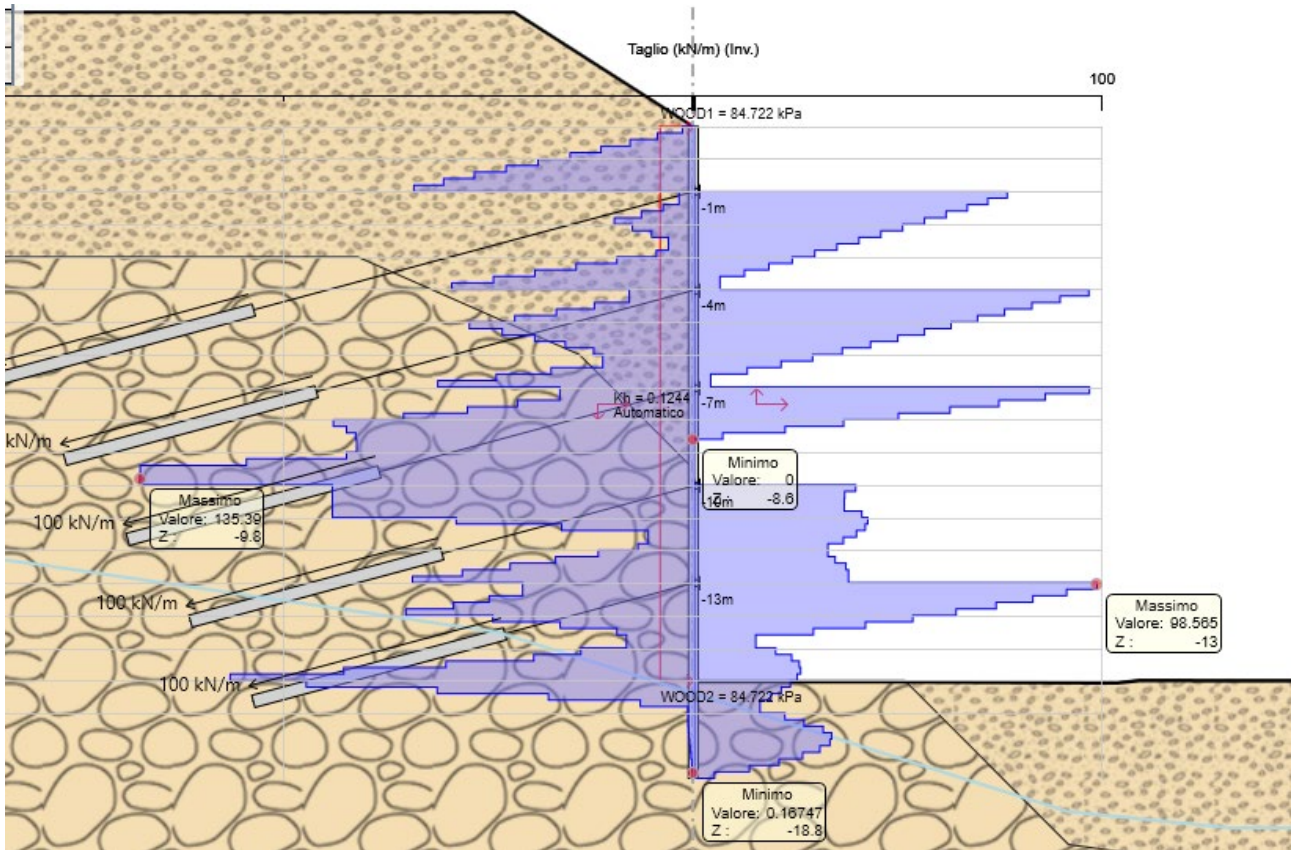


Figura 8.12 Sfruttamento a taglio ENV SLU-SISMA

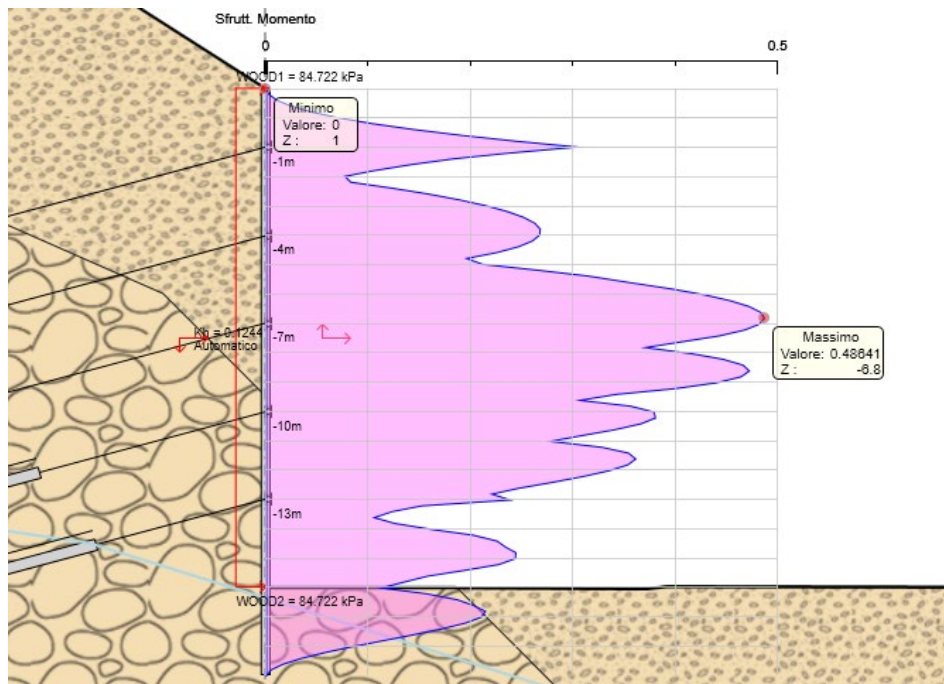


Figura 8.13 Diagramma Momento ENV SLU-SISMA

PROGETTAZIONE ATI:

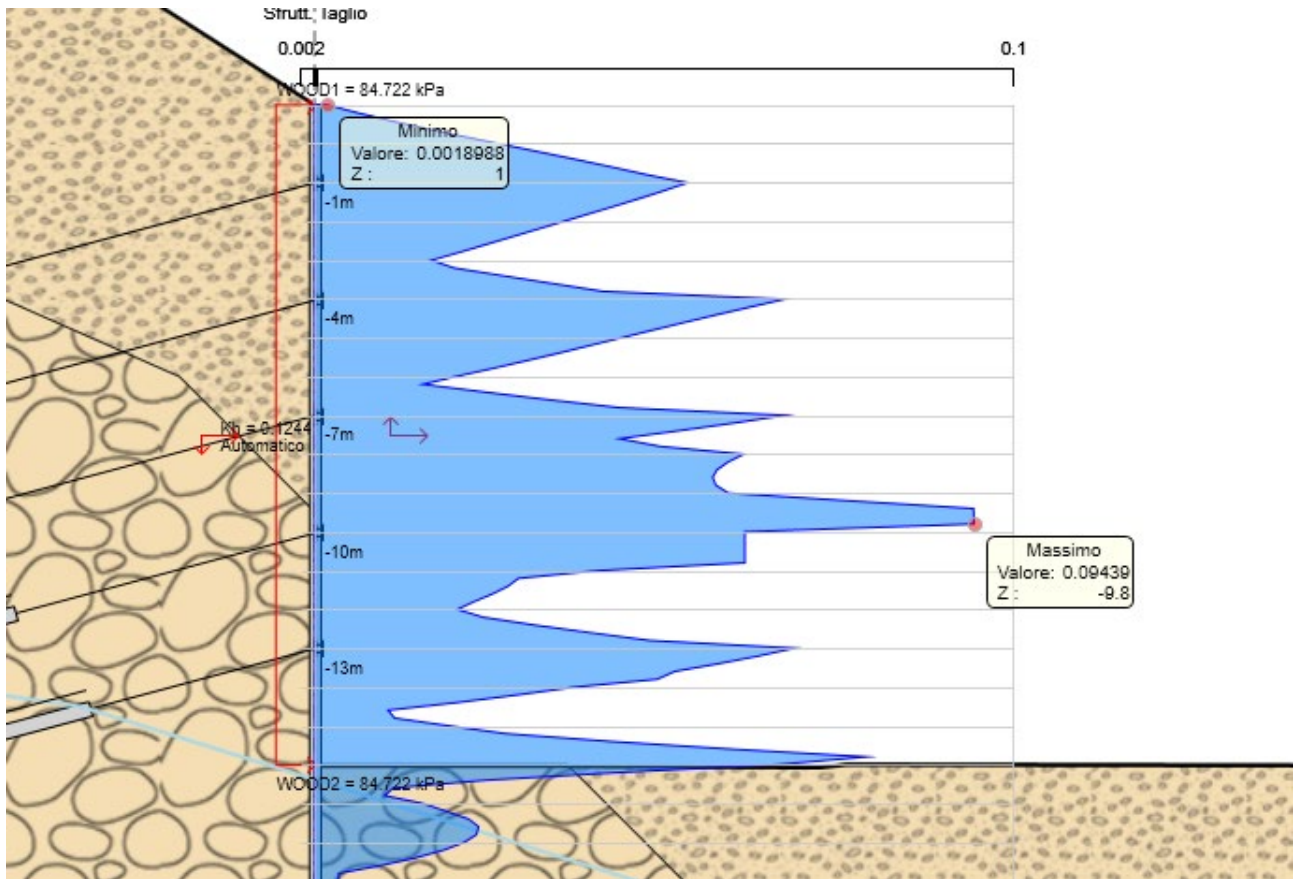


Figura 8.14 Diagramma Taglio ENV SLU-SISMA

Verifica dell'elemento tubolare della palificata:

PROGETTAZIONE ATI:

| Verifica strutturale della palificata | | | |
|--|--------|-----------------|---|
| Tubolare armatura del micropalo | | | |
| φ | 193.7 | mm | Diametro tubolare |
| sp. | 10.0 | mm | Spessore tubolare |
| i | 0.5 | m | Interasse |
| f _{yk} | 355 | MPa | Tensione snervamento |
| γ _{M0} | 1.05 | | |
| Sollecitazioni sulla paratia | | | |
| M | 118.35 | kNm/m | Momento flettente |
| V | 145.05 | kN/m | Taglio |
| Sollecitazioni sul palo | | | |
| M | 59.18 | kNm | Momento flettente |
| V | 72.53 | kN | Taglio |
| Caratteristiche elemento strutturale | | | |
| A | 57.71 | cm ² | Area |
| W _{el} | 252.10 | cm ³ | Modulo resistenza elastico |
| W _{pl} | 337.79 | cm ³ | Modulo resistenza plastico |
| Av | 28.86 | cm ² | Area di taglio |
| Verifica dell'elemento strutturale | | | |
| σ _M | 234.73 | MPa | Tensione per flessione |
| τ _{vd} | 25.13 | MPa | Tensione per taglio |
| Calcolo della tensione ideale (Von Mises) | | | |
| σ _{id} | 238.73 | MPa | < f _{yd} =f _{yk} /γ _{M0} 338.1 MPa |
| | | | Verifica OK |

8.1.2. VERIFICHE TIRANTI

Riportiamo il quadro riassuntivo dei tiranti

| TABELLA TIRANTI S07 | | | | | | | | | | | |
|---------------------|---------|-----------|-----------|--------------|-----------------------------|--------------|-------------|-------------------------|------------------|----------------|----------------|
| ORDINE | TIPO | φ trefolo | n trefoli | passo orizz. | Quota imposta dalla sommità | Inclinazione | Llibera L m | Lbulbo L _A m | Tiro iniziale kN | φ perforazione | Tipo iniezione |
| 1 | trefoli | 0.6" | 6 | 3 | -2.0 | 15° | 14 | 8 | 300 | 0.2 | IGU |
| 2 | trefoli | 0.6" | 6 | 3 | -5.0 | 15° | 12 | 8 | 300 | 0.2 | IGU |
| 3 | trefoli | 0.6" | 6 | 3 | -8.0 | 15° | 10 | 8 | 300 | 0.2 | IGU |
| 4 | trefoli | 0.6" | 6 | 3 | -11.0 | 15° | 8 | 8 | 300 | 0.2 | IGU |
| 5 | trefoli | 0.6" | 6 | 3 | -14.0 | 15° | 6 | 8 | 300 | 0.2 | IGU |

Definiamo:

i = interasse della fila di tiranti;

α = angolo di inclinazione rispetto al piano orizzontale;

L_L = lunghezza libera;

L_A = lunghezza del bulbo di ancoraggio

φ_p = diametro di perforazione.

La lunghezza libera di ancoraggio in condizioni sismiche deve risultare almeno pari a:

$$L_L = L_s \left(1 + 1.5 \frac{a_{max}}{g} \right)$$

Definendo L_s la lunghezza minima per essere al di fuori del cuneo di spinta attiva + H_{max}/5

PROGETTAZIONE ATI:

| CALCOLO DELLA MINIMA LUNGHEZZA LIBERA | | | | | Hmax | 15 | m |
|---------------------------------------|------|--------|----------|-------|--------|--------|----------|
| ORDINE | H | ϕ | α | LS | amax/g | LL MIN | verifica |
| 1 | 13.0 | 28 | 15 | 9.965 | 0.2392 | 13.54 | ok |
| 2 | 10.0 | 28 | 15 | 8.358 | 0.2392 | 11.36 | ok |
| 3 | 7.0 | 28 | 15 | 6.751 | 0.2392 | 9.17 | ok |
| 4 | 4.0 | 28 | 15 | 5.143 | 0.2392 | 6.99 | ok |
| 5 | 1.0 | 28 | 15 | 3.536 | 0.2392 | 4.80 | ok |

Si ottengono le seguenti sollecitazioni massime:

| AZIONE MASSIMA SUL TIRANTE ENV SLU-SISMA | | | | |
|--|--------|---------|---|----------|
| ORDINE | No/tir | Nmax/ml | i | Nmax/tir |
| 1 | 300 | 156 | 3 | 468 |
| 2 | 300 | 154 | 3 | 462 |
| 3 | 300 | 174 | 3 | 522 |
| 4 | 300 | 149 | 3 | 447 |
| 5 | 300 | 141 | 3 | 423 |

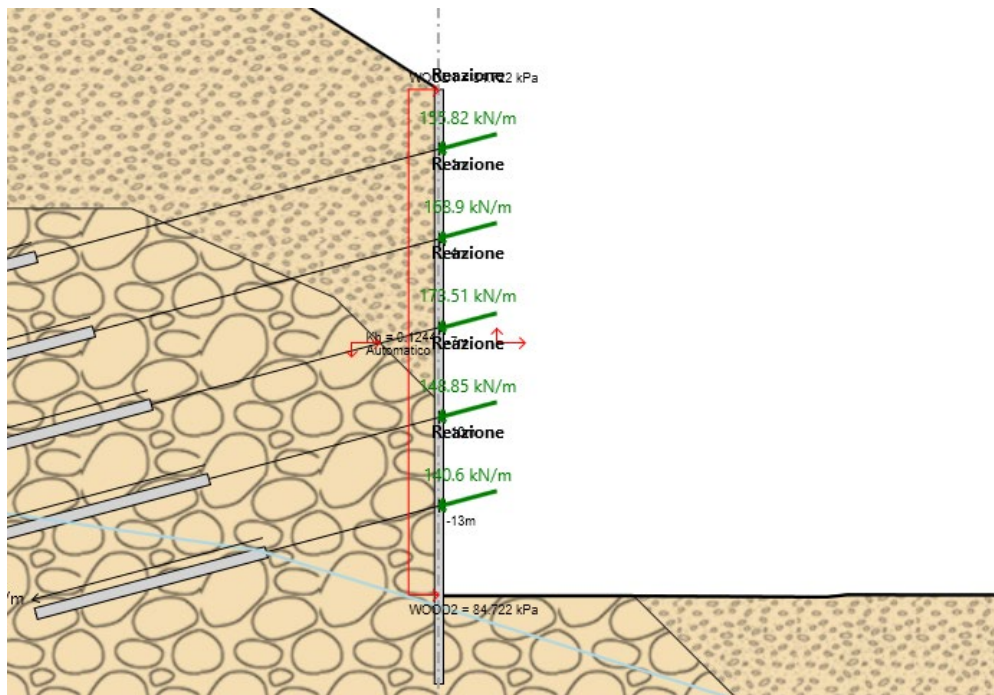


Figura 8.15 Reazioni ai supporti ENV SLU-SISMA

8.1.2.1. Verifiche Geotecniche

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

- $\xi = 1.8$
- $\gamma_R = 1.2$ (tiranti permanenti)

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

$$N_{TRdu} = LA \cdot \pi \cdot D_s \cdot s_d$$

con:

- D_s diametro di calcolo, pari: $\alpha \phi_p = 0.22$ m,
- con α coefficiente moltiplicativo pari a 1.1 (considerato pari al minimo tra i coefficienti delle due stratigrafie in cui il bulbo è iniettato ed un diametro di perforazione e ϕ_p pari a 0.20 metri a favore di sicurezza)
- s_d tensione unitaria di progetto aderenza malta – terreno, pari a: $s/\xi\gamma_R = 0.166$ MPa, con $s = 0.300$ MPa (considerato pari al minimo valore delle due stratigrafie in cui il bulbo è iniettato).

| VERIFICA GEO SUI TIRANTI ENV SLU-SISMA | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--------------|----------------|------------------------|---------------|----------------|----------|---------------------|--------------|---------|--------------------|------------|-------------------------------------|----------------------------|------------------|
| ORDINE | No/tir kN | Lbulbo La m | Tiro iniziale kN | ϕ_p m | Tipo iniezione | α | $\alpha\phi_p$ m | q_s kPa | ξ_R | q_s/ξ_R kPa | γ_R | N _{tdu} (GEO) kN/tir | N _{tEd} kN/tir | Verifica FS>1 |
| 1 | 300 | 8 | 300 | 0.2 | IGU | 1.1 | 0.22 | 300 | 1.8 | 166.7 | 1.2 | 767.6 | 468 | 1.64 |
| 2 | 300 | 8 | 300 | 0.2 | IGU | 1.1 | 0.22 | 300 | 1.8 | 166.7 | 1.2 | 767.6 | 507 | 1.51 |
| 3 | 300 | 8 | 300 | 0.2 | IGU | 1.1 | 0.22 | 300 | 1.8 | 166.7 | 1.2 | 767.6 | 522 | 1.47 |
| 4 | 300 | 8 | 300 | 0.2 | IGU | 1.1 | 0.22 | 500 | 1.8 | 277.8 | 1.2 | 1279.3 | 447 | 2.86 |
| 5 | 300 | 8 | 300 | 0.2 | IGU | 1.1 | 0.22 | 500 | 1.8 | 277.8 | 1.2 | 1279.3 | 423 | 3.02 |

Cautelativamente si ipotizza che i tiranti superiori si ancorino solo nello strato di caratteristiche inferiori.

8.1.2.2. Verifiche strutturali

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei tiranti. Si considera la fila 1 in quanto maggiormente sollecitata.

$$N_{TRdu} = f_{p0.1k} \cdot n \cdot A_t$$

Ove

- n numero di trefoli utilizzati, pari a 6
- $f_{p0.1k} = 1670$ MPa tensione caratteristica a rottura dei trefoli

Risulta:

| VERIFICA DI RESISTENZA STR SUI TIRANTI ENV SLU-SISMA | | | | | | | | |
|--|---------|----------------|-----------|--------------------------|--------------------|-----------------------------|----------------------------|------------------|
| ORDINE | TIPO | ϕ trefolo | n trefoli | A_p cm ² | $f_{p0.1k}$ Mpa | N _{TRdu} kN/tir | N _{tED} kN/tir | Verifica FS>1 |
| 1 | trefoli | 0.6" | 6 | 8.34 | 1670 | 1211 | 468 | 2.59 |
| 2 | trefoli | 0.6" | 6 | 8.34 | 1670 | 1211 | 507 | 2.39 |
| 3 | trefoli | 0.6" | 6 | 8.34 | 1670 | 1211 | 522 | 2.32 |
| 4 | trefoli | 0.6" | 6 | 8.34 | 1670 | 1211 | 447 | 2.71 |
| 5 | trefoli | 0.6" | 6 | 8.34 | 1670 | 1211 | 423 | 2.86 |

8.1.3. VERIFICA DELLA TRAVE DI CONTRASTO

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

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioClS Normativa: NTC ?

Ordina per: Acciaio S275 (Fe430) f_y (N/mm²) 275 f_u 430

Lunghezze di libera inflessione [m]: l_{0y} 0 l_{0z} 0

N_{Sd} [kN] 0

| designation | g (Kg/m) | h (mm) | b (mm) | tw (mm) | tf (mm) | r1 (mm) |
|-----------------|-------------|------------|------------|-------------|--------------|--------------|
| HE 100 B | 20.4 | 100 | 100 | 6.00 | 10.00 | 12.00 |
| HE 120 B | 26.7 | 120 | 120 | 6.50 | 11.00 | 12.00 |
| HE 140 B | 33.7 | 140 | 140 | 7.00 | 12.00 | 12.00 |
| HE 160 B | 42.6 | 160 | 160 | 8.00 | 13.00 | 15.00 |
| HE 180 B | 51.2 | 180 | 180 | 8.50 | 14.00 | 15.00 |
| HE 200 B | 61.3 | 200 | 200 | 9.00 | 15.00 | 18.00 |
| HE 220 B | 71.8 | 220 | 220 | 9.50 | 16.00 | 18.00 |

HE 200 B

N_{b,Rd} [kN] 2,045 M_{ey,Rd} [kNm] 168.3

N_{bz,Rd} [kN] 2,045 M_{ez,Rd} [kNm] 80.09

V_{plz,Rd} [kN] 375.5 V_{plz,Rd} [kN] 907.3

g (Kg/m): 61.3 r2 (mm): 0

h (mm): 200 A (cm²): 78.08 i_y (cm): 8.54 i_z (cm): 5.07

b (mm): 200 i_y (cm⁴): 5.696 i_z (cm⁴): 2.003 I_T (cm⁴): 59.28

tw (mm): 9 W_y (cm³): 569.6 W_z (cm³): 200.3 I_w (cm⁶): 171.100

tf (mm): 15 W_{pl,y} (cm³): 642.5 W_{pl,z} (cm³): 305.8

r1 (mm): 18

Classe Sezione: Compressione 1, Flessione My 1, Flessione Mz 1, Presso-Flessione 1

Verifiche: Presso Flessione, Svergolamento

La massima sollecitazione sui contrasti vale circa 165kN/ml

Verifica delle travi di contrasto:

- Trave su tre appoggi simmetrici e con carico uniformemente distribuito

$$R_A = R_B = \frac{3}{8} \cdot q \cdot l; \quad R_C = \frac{5}{4} \cdot q \cdot l$$

$$T_A = R_A; \quad T_B = -R_B$$

$$M = \frac{9}{128} \cdot q \cdot l^2$$

$$M_C = -\frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2$$

PROGETTAZIONE ATI:

| Verifica strutturale della trave di ripatizione | | | |
|--|---------------|-----------------|-------------------------|
| Profilo 2 HEB200 | | | |
| W _{el} | 1139.2 | cm ³ | Modulo di resistenza |
| A _v | 30.6 | cm ² | Area di taglio |
| f _{yk} | 275 | MPa | Tensione di snervamento |
| γ _{M0} | 1.05 | | |
| Sollecitazioni sul profilo ENV-SLU SISMA | | | |
| p | 174 | kN/ml | Reazione max supporto |
| i | 3.00 | | Interasse tiranti |
| M | 195.75 | kNm | Max Momento flettente |
| V | 326.25 | kN | Max Taglio |
| Verifica a flessione | | | |
| M _{rdu} | 328.94 | kNm | Momento resistente |
| η=MR _{du} /M _{Ed} | 1.68 | >1 | Verifica OK |
| Verifica a Taglio | | | |
| V _{c,Rdu} | 462.71 | kN | Taglio resistente |
| η=V _{c,Rdu} /V _{Ed} | 1.42 | >1 | Verifica OK |

→ verifiche soddisfatte

8.1.1. SPOSTAMENTI PARATIA

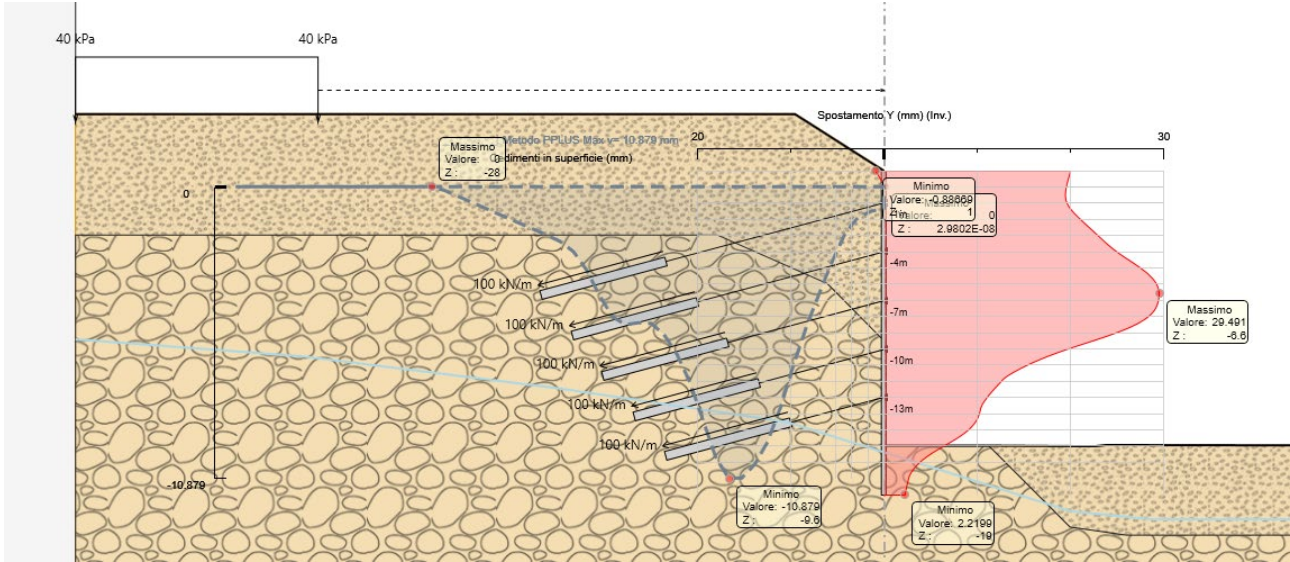


Figura 8.16 Spostamento massimo della paratia

Il massimo spostamento orizzontale rispetto alla configurazione indeformata della struttura, valutato con la combinazione agli SLE - RARE, risulta perfettamente compatibile con la realizzazione dell'opera.

9. STIMA INCIDENZE

| PARATIA OS7 - SEZ. 55 | | | | | | | | | | | |
|------------------------|-------------|-------------|------|-----|-----|--------|----------|----|---|--|--|
| Paramento in micropali | ϕ palo | ϕ Arm. | sp. | i | L | kg/ml | TOT | | | | |
| | [mm] | [mm] | [mm] | [m] | [m] | mc/ml | | | | | |
| L PALI | 9730.0 | | | | | 45.303 | 440800 | kg | Peso tubi in acciaio micropali | | |
| L TIR. | 5910.7 | | | | | | 5910.7 | m | Lunghezza totale tiranti (tiro iniziale N0=300kN) | | |
| N TIR. | 358 | | | | | | 358 | | Numero totale tiranti a 4÷6 trefoli da 0.6" | | |
| Lc | 1074.7 | | | | | 122.6 | 131758 | kg | Peso acciaio travi contrasto | | |
| Ac | 0.92 | | | | | | 343.7 | mc | Volume totale cordolo | | |
| incidenza | 120 | | | | | | 41243.23 | kg | Peso arm. cordolo | | |
| L tot cord. | 373.6 | | | | | | 597.728 | | Area casseri per il cordolo | | |
| Acass | 597.728 | | | | | | 2981 | mq | Area pannello rivestimento | | |

10. VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE DELLA PARATIA

Come già anticipato le verifiche di stabilità globale riguardano sia le condizioni statiche che le condizioni sismiche.

- 1) Verifiche in cond. statiche stabilità globale → A2+M2+R1 con $\gamma_R = 1.1$

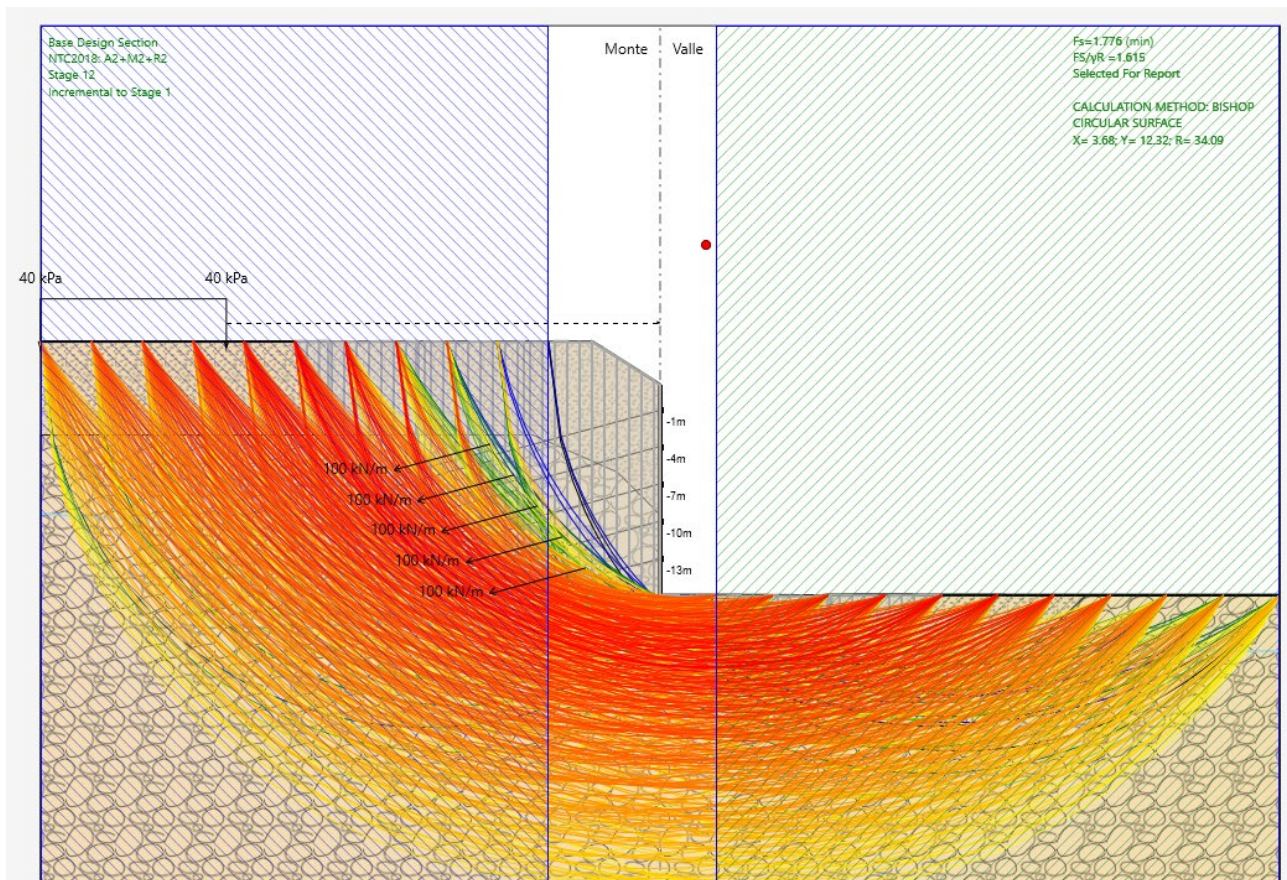


Fig. 17 – Analisi di stabilità STATICA per il caso A2+M2+R1

Risulta $F_{S_{min}} = 1.776 \geq 1.1 \rightarrow$ VERIFICA SODDISFATTA

2) Verifiche in cond. sismiche stabilità globale → A2+M2+SISMA con $\gamma_R = 1.2$ con A2 ed M2 tutti 1

Caso kh +kv

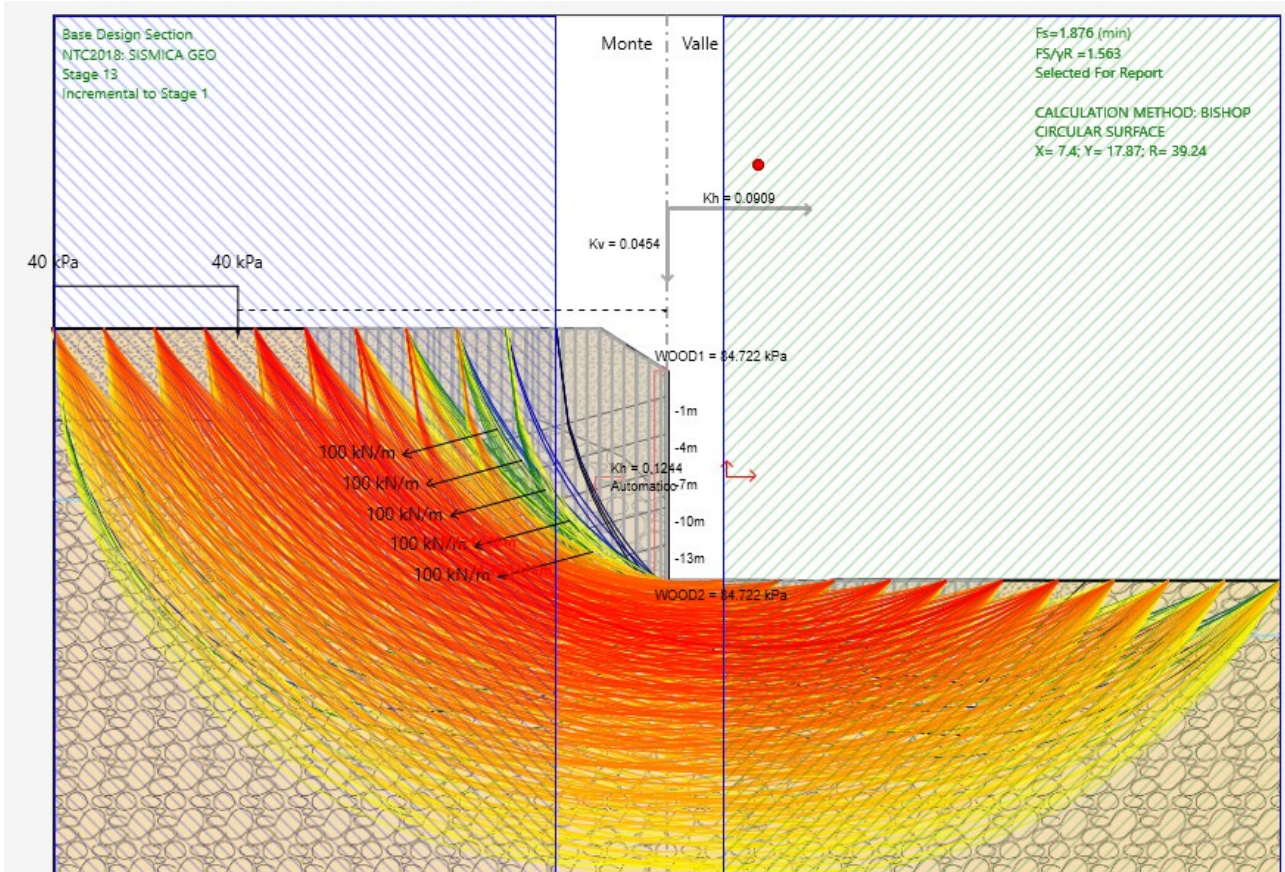


Fig. 18 – Analisi di stabilità SISMICA per il caso A2+M2+SISMA +kv

Risulta $F_{S_{min}} = 1.876 \geq 1.2 \rightarrow$ VERIFICA SODDISFATTA

3) Verifiche in cond. sismiche stabilità globale → A2+M2+SISMA con $\gamma_R = 1.2$ con A2 ed M2 tutti 1

Caso kh -kv

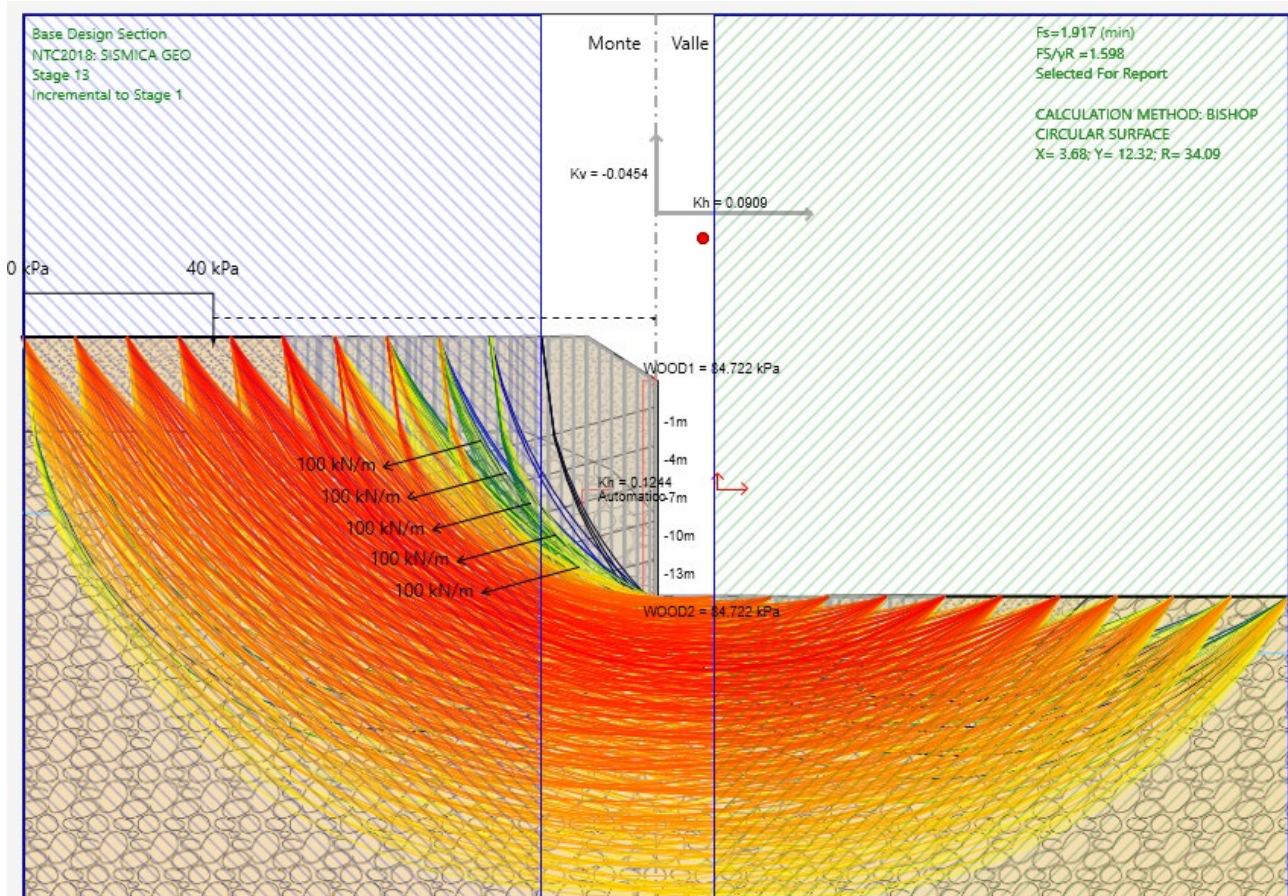


Fig. 19 – Analisi di stabilità SISMICA per il caso A2+M2+SISMA -kv

Risulta $FS_{min} = 1.917 \geq 1.2 \rightarrow$ VERIFICA SODDISFATTA

PROGETTAZIONE ATI: