

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



LINEA CATANIA - SIRACUSA

DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

BY-PASS DI AUGUSTA

GEOTECNICA

Relazione di calcolo delle Trincee

SCALA:

-

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

RS60 00 R 11 RH GE0006 002 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	Pini	Ottobre 2022	L. Cosciotti	Ottobre 2022	P. Carlesimo	Ottobre 2022	L. Berardi Gennaio 23
B	Aggiornamento a seguito di verifica 1° livello e tecnica	G. Torri	Gennaio 23	L. Cosciotti	Gennaio 23	P. Carlesimo	Gennaio 23	

File: RS6000R11RHGE0006002B.doc

n. Elab.:

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1	Normativa di riferimento	5
2.2	Programmi di calcolo	6
3	GEOMETRIA DELLE SEZIONI DI VERIFICA.....	6
4	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....	7
4.1	Caratteristiche geotecniche delle unità	7
4.2	Modello Stratigrafico e parametri di progetto	8
4.3	Falda.....	9
5	ANALISI DI STABILITÀ TRINCEE (SEZIONI 1-2-3).....	9
5.1	Criteri di verifica agli stati limite	9
5.1.1	Stati limite ultimi (SLU)	10
5.1.2	Stati limite di esercizio (SLE)	11
5.1.3	Verifiche in condizioni sismiche	12
5.2	Ipotesi di calcolo	12
5.3	Analisi dei Carichi	13
5.3.1	Sezioni 1-2-3:	13
5.3.2	Sezione 4:	14
5.4	Risultati delle analisi.....	15
5.4.1	Sezione 1	16
	Condizioni statiche.....	16
	Condizioni sismiche	17
5.4.2	Sezione 2	18
	Condizioni statiche.....	18
	Condizioni sismiche	19
5.4.3	Sezione 3	20
	Condizioni statiche.....	20
	Condizioni sismiche	21

6	VERIFICA PARATIA DI PALI (SEZIONE 4)	22
6.1	Materiali impiegati	22
6.2	Criteri di verifica	23
6.3	Paratie	23
6.3.1	Stato limite ultimo	25
6.3.2	Analisi numerica con Paratie Plus	27
6.4	Geometria e fasi di calcolo	32
6.5	RISULTATI DELLE ANALISI	35
6.5.1	Spostamenti allo SLE	35
6.5.2	Caratteristiche della sollecitazione e resistenza degli elementi strutturali	36
6.5.3	Stabilità geotecnica	39

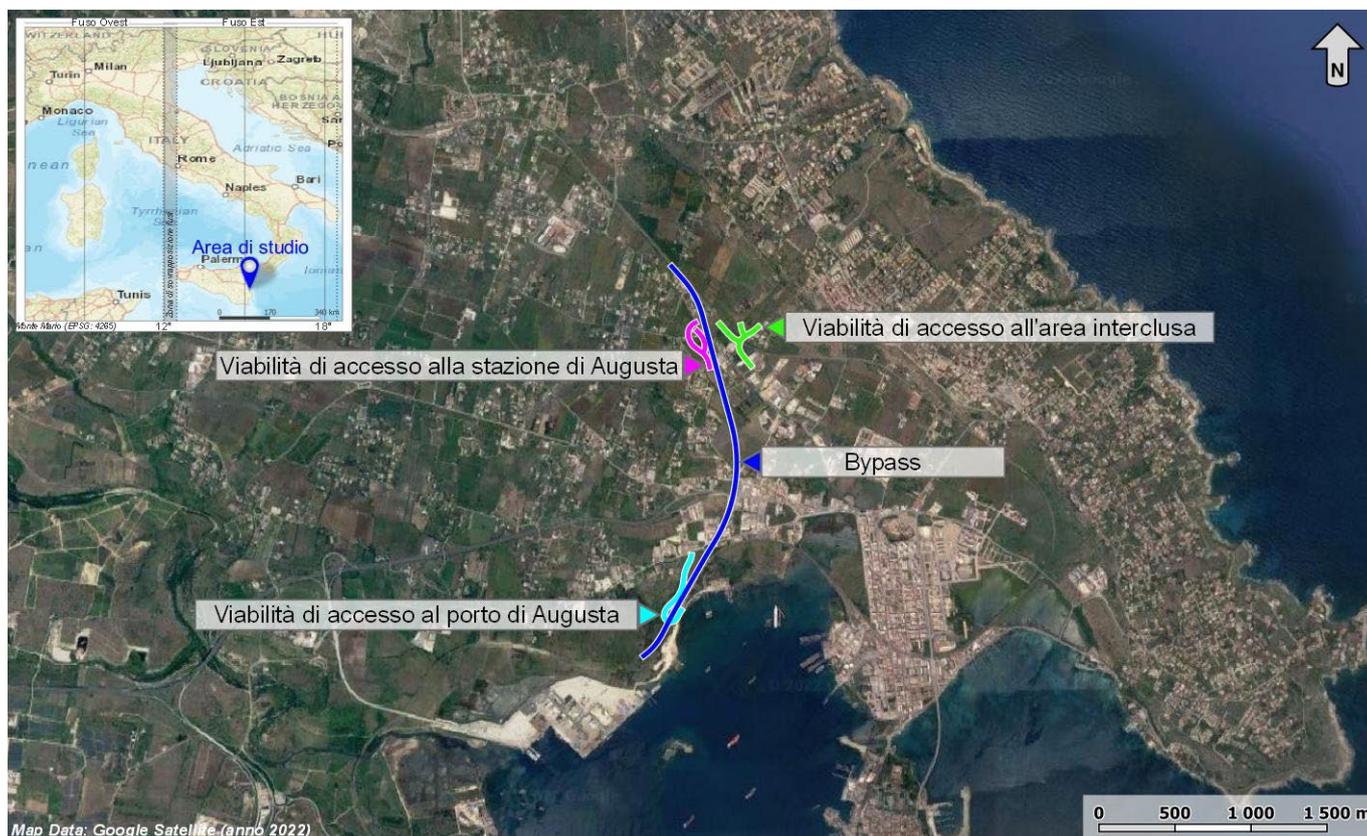
1 PREMESSA

Nell'ambito dell'esecuzione dello "Studio geotecnico per il progetto di fattibilità tecnico economica del nuovo bypass ferroviario per il porto di Augusta (SR)", sono stati effettuati i rilievi e gli approfondimenti geologici e geotecnici propedeutici alla redazione degli elaborati previsti dal progetto.

Il presente documento costituisce la relazione di analisi e stabilità dei rilievi e delle trincee in condizioni statiche e sismiche e la verifica dei cedimenti.

La tratta di progetto è relativa al bypass ferroviario di Augusta, che si sviluppa per una lunghezza di circa 2.8 km nella tratta Catania-Siracusa, in prossimità del porto di Augusta.

L'area di studio si colloca a ridosso della costa sud-orientale ionica della Sicilia ed interessa il territorio del comune di Augusta, in provincia di Siracusa (SR).



Con riferimento alla Carta Topografica d'Italia edita dall'Istituto Geografico Militare Italiano (I.G.M.I.), l'area oggetto di studi è individuabile all'interno del Foglio 274 (Siracusa) in scala 1:100000, nelle Tavole 274-I-NO (Monte Tauro) e 274-I-SO (Augusta) in scala 1:25000 e, con riferimento alla Carta Tecnica Regionale della Regione Sicilia, negli elementi 641110 e 641150 in scala 1:10000.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA					
	NUOVO BYPASS FERROVIARIO PER IL PORTO DI AUGUSTA					
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE TRINCEE	COMMESSA RS60	LOTTO 00	CODIFICA R11RH	DOCUMENTO GE0006002	REV. B	FOGLIO 5 di 39

Dal punto di vista orografico il tracciato di progetto impegna settori di territorio posti a quote comprese tra 7 m s.l.m. e 44 m s.l.m. circa. Dal punto di vista morfologico, l'area di studio si caratterizza per la presenza di ampi settori pianeggianti o sub-pianeggianti riconducibili alla fascia costiera ionica caratterizzata da pianure costiere.

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [3] RFI DTC SI CS MA IFS 001 F del 2022 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;
- [4] RFI DTC SI CS SP IFS 004 E del 2022- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi” – RFI.
- [5] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche
- [6] EN 1992-1-1: 2005 “Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- [7] EN 1997-1: 2005 “Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali”.
- [8] EN 1998-1: 2005 “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”.
- [9] EN 1998-5: 2005 “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- [10] UNI EN 206-1 “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- [11] UNI EN 11104: 03.2004 “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”.

La presente relazione è stata redatta con riferimento ai seguenti documenti.

- RS6000R11RGGE006001A – Relazione geotecnica generale
- RS6000R11F6GE006001A – Profilo geotecnico di linea – tav 1
- RS6000R11F6GE006002A – Profilo geotecnico di linea – tav 2
- RS6000R11F6GE006003A – Profilo geotecnico di linea – tav 3
- RS6000R11WAGE006001A – Sezioni geotecniche – tav 1
- RS6000R11WAGE006001A – Sezioni geotecniche – tav 2

2.2 Programmi di calcolo

Nella redazione del presente documento sono stati utilizzati i seguenti programmi di calcolo:

- “Slide” - Il programma di calcolo è stato adottato per le verifiche di stabilità, è prodotto da Rocscience. È validato ed utilizzato in svariati ambiti progettuali (Italferr, Autostrade, ecc.). In accordo a quanto prescritto nel paragrafo 10.2 del D.M. 14/01/2018, il progettista certifica la affidabilità del suddetto codice di calcolo e l' idoneità di utilizzo nel caso specifico.
- Paratie Plus vers.2022 - Il programma di calcolo è stato adottato per le verifiche delle paratie di pali, è prodotto da Harpaceas. E' validato ed utilizzato in svariati ambiti progettuali (Italferr, Autostrade, ecc.). In accordo a quanto prescritto nel paragrafo 10.2 del D.M. 14/01/2018, il progettista certifica la affidabilità del suddetto codice di calcolo e l' idoneità di utilizzo nel caso specifico.

3 GEOMETRIA DELLE SEZIONI DI VERIFICA

Sono analizzate le seguenti sezioni di verifica tipologiche

1. Sezione 1: trincea in corrispondenza del Sintema di Lentini, con altezza di scavo di 4 m e pendenza delle scarpate 3H:2V
2. Sezione 2: trincea in corrispondenza della pk.2+325
3. Sezione 3: trincea in corrispondenza del Sintema di Augusta, con altezza di scavo di 4 m e pendenza delle scarpate 1H:1V
4. Sezione 4: trincea in corrispondenza della WBS TR2, caratterizzata dalla presenza di pali Ø1200 di lunghezza pari a 18m, disposti ad interasse di 1,40m, come opera di presidio di una viabilità esistente.

Tali sezioni si ritengono rappresentative di tutti i tratti in trincea a cielo aperto.

4 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

La successione stratigrafica è stata desunta sulla base delle indagini eseguite e dai rilievi e studi geologico- geomorfologici. Per la scelta dei parametri geotecnici di progetto delle unità intercettate ci si è basati sui risultati delle indagini eseguite per l'intero tracciato in progetto.

Nel seguito vengono definite le unità geotecniche intercettate. Nel profilo stratigrafico longitudinale sono mostrati i risultati di tutte le indagini eseguite e sarà utilizzato per la definizione della successione stratigrafica in corrispondenza delle singole opere in progetto e della linea in generale.

4.1 Caratteristiche geotecniche delle unità

A partire dal modello geologico locale e sulla base dell'interpretazione dei risultati delle indagini disponibili, sono state identificate le unità geotecniche di riferimento.

Per l'individuazione delle unità geotecniche sono stati analizzati e correlati i dati stratigrafici corrispondenti alle verticali di sondaggio delle diverse campagne di indagine e i risultati delle prove in sito e di laboratorio disponibili.

Tra i criteri adottati per la caratterizzazione geotecnica dei terreni si è tenuto conto che nell'area di studio sono presenti unità riconducibili ad un comportamento prettamente coesivo.

In funzione di tale schematica suddivisione sono state implementate le correlazioni ritenute più significative per la determinazione dei parametri di resistenza e di deformabilità di interesse, a partire dai risultati delle prove in sito e delle prove di laboratorio.

Si osserva che tra i criteri utilizzati per la definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici è inclusa un'analisi comparativa finalizzata alla migliore stima: i valori ottenuti dalla interpretazione delle prove disponibili sono stati analizzati criticamente e confrontati con i valori riferiti agli stessi parametri ma ottenuti con diverse metodologie.

Si riportano le unità geotecniche interessate dalle sezioni di verifica:

- **Unità R – Depositi alluvionali** (Riporti antropici (**h**), Coltri eluvio-colluviali (**b2**), Depositi alluvionali attuali (**ba1**), Depositi alluvionali recenti (**bb2**), Depositi di spiaggia attuali (**g2**): si tratta del terreno intercettato a partire da p.c., costituito prevalentemente da sabbie e subordinate sabbie limoso-argillose.
- **Unità UG1 – Sintema Lentini (LEI2)**: la successione in esame è formata da argille limose e argille limoso-marnose di colore grigio e grigio-azzurro, giallastre per alterazione (LEI2).
- **Unità UG2 – Sintema Augusta (AUG)**: sabbie fini e sabbie limose di colore avana e giallastro (AUG), in strati mal definiti di spessore centimetrico e decimetrico, con abbondanti resti fossili mal conservati.

4.2 Modello Stratigrafico e parametri di progetto

Nel seguito si sintetizzano le caratteristiche geotecniche di progetto per le varie unità geotecniche, in accordo a quanto definito nella relazione geotecnica generale, a cui si rimanda per i dettagli, ed il livello di falda per ciascuna sezione analizzata.

Il modulo di deformazione elastico operativo per il calcolo dei cedimenti dei rilevati (E') è stato valutato dal confronto tra i risultati delle prove di sito e laboratorio disponibili. Per il valore del modulo di deformazione elastico è stato considerato l'andamento con la profondità. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica generale.

Si sintetizzano di seguito i parametri geotecnici delle formazioni interessate dagli scavi in trincea.

Sezione 1-2:

Unità UG1 – Sintema Lentini

- $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
- $c' = 10-15 \text{ kPa}$ coesione drenata
- $c_u = 100-150 \text{ kPa}$ coesione non drenata
- $\varphi' = 22^\circ$ angolo di resistenza al taglio
- $E=10-15 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico

Sezione 3:

Unità UG1 – Sintema Lentini 0-4m:

- $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
- $c' = 10-15 \text{ kPa}$ coesione drenata
- $c_u = 100-150 \text{ kPa}$ coesione non drenata
- $\varphi' = 22^\circ$ angolo di resistenza al taglio
- $E=10-15 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico

Unità UG2 – Sintema Augusta >4m:

- $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
- $c' = 10 \text{ kPa}$ coesione drenata
- $\varphi' = 30^\circ$ angolo di resistenza al taglio
- $E = 10 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico per profondità fino 5 m da p.c.

Sezione 4:

Unità R – Depositi alluvionali 0-1m:

- $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
- $c' = 0 \text{ kPa}$ coesione drenata
- $\varphi' = 28^\circ$ angolo di resistenza al taglio

- $E = 10 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico

Unità UG1 – Sintema Lentini 1-14m:

- $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
- $c' = 10 \text{ kPa}$ coesione drenata
- $\varphi' = 22^\circ$ angolo di resistenza al taglio
- $E = 10 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico

Unità UG1 – Sintema Lentini >14m

- $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
- $c' = 15 \text{ kPa}$ coesione drenata
- $\varphi' = 22^\circ$ angolo di resistenza al taglio
- $E = 15 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico per profondità fino 5 m da p.c.

4.3 Falda

La profondità della falda varia per lungo lo sviluppo della tratta; nel profilo stratigrafico longitudinale è riportato il livello massimo di falda di progetto derivante dall'interpretazione di tutte le misure piezometriche.

Per le verifiche di stabilità delle trincee è stato convenzionalmente assunto il livello di falda a piano campagna. Per la verifica della paratia di pali è stata assunta la falda a monte dell'opera di sostegno ad una profondità di 3 metri dal piano campagna.

5 ANALISI DI STABILITÀ TRINCEE (SEZIONI 1-2-3)

5.1 Criteri di verifica agli stati limite

Per le opere in esame, la normativa vigente richiede l'esecuzione delle seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese (par. 6.2.3. NTC2018)

- Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU);
- Verifiche agli Stati Limite d'Esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 NTC2018})$$

dove:

- E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ 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 coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare (si vedano i paragrafi seguenti). Si sottolinea che per quanto concerne le azioni di progetto e tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche (Par. 6.2.3.1 NTC2018).

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \text{ (Eq. 6.2.7 NTC2018)}$$

dove:

- E_d valore di progetto dell'effetto dell'azione;
- C_d valore limite prescritto dell'effetto delle azioni (definito Progettista Strutturale).

La verifica della condizione $E_d \leq C_d$ deve essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali.

In base a quanto indicato dalle NTC 2018 le verifiche di sicurezza che devono essere condotte per opere costituite da materiali sciolti sono le seguenti.

5.1.1 Stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche di stabilità in campo statico di opere in materiali sciolti, quali rilevati e fronti di scavo, devono essere eseguite secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2 + M2 + R2, NTC2018), tenendo conto dei coefficienti parziali sotto definiti.

La verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{\frac{1}{\gamma_R} R}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

essendo R resistenza globale del sistema (vedasi Par. C.6.8.6.2 NTC2018), calcolata sulla base delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto

$$R = R \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right]$$

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive ed al termine della costruzione.

Facendo riferimento a quanto richiesto dalle NTC2018, per le verifiche agli stati limite ultimi si sono adottati i valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle che seguono.

Tabella – Coefficienti parziali sulle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

dove:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Tabella 5-1 – Coefficienti parziali sui terreni (Tab. 6.2.II, Doc. Rif Doc. rifxxx)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

Tabella 5-2 – Coefficienti parziali per verifiche di stabilità globale

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

5.1.2 Stati limite di esercizio (SLE)

Deve essere verificato, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali, che gli spostamenti dell'opera in esame e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità della struttura e con la sicurezza e la funzionalità di manufatti adiacenti.

In particolare, successivamente al completamento del piano di posa del ballast devono essere inferiori a 5 cm, in accordo a quanto prescritto all'interno del Manuale di Progettazione RFI.

5.1.3 Verifiche in condizioni sismiche

La stabilità globale in condizioni sismiche e post-sismiche di opere in materiali sciolti, quali rilevati, è stata verificata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2 + M2 + R2), tenendo conto dei coefficienti parziali delle azioni e dei materiali richiamati in precedenza e ponendo i coefficienti parziali sulle resistenze pari a 1.2.

5.2 Ipotesi di calcolo

Le verifiche di stabilità per le scarpate definitive delle trincee ferroviarie sono state svolte sia in condizioni statiche che sismiche in accordo a quanto previsto da normativa vigente.

L'esame delle condizioni di stabilità è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. Per la valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità globale si è impiegato il software "Geostudio - Slope", in cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento. Sono state cautelativamente considerate ipotesi di deformazione piana. In particolare, in questa sede si fa riferimento al metodo di Morgenstern-Price. Nelle analisi sono state ovviamente trascurate le superfici più corticali in quanto poco significative e per le quali non risulta idonea una analisi convenzionale all'equilibrio limite.

Il coefficiente di sicurezza FS a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie:

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

Tutte le verifiche sono state cautelativamente condotte in condizioni drenate.

5.3 Analisi dei Carichi

5.3.1 Sezioni 1-2-3:

5.3.1.1 Carichi permanenti

Il software utilizzato tiene direttamente conto del peso proprio del terreno che è stato assunto, per le diverse formazioni, come riportato al paragrafo 4.2. Il carico rappresentativo del pacchetto di armamento ferroviario (ballast, traversine, rotaie) non è stato cautelativamente considerato nelle analisi in quanto agente come fattore stabilizzante per le trincee.

5.3.1.2 Carichi accidentali

Le analisi di stabilità sono state effettuate considerando la presenza a monte di un sovraccarico accidentale pari a 10kPa posto a 4m rispetto alla sommità delle scarpate al fine di simulare l'eventuale presenza di mezzi di cantiere (sezioni 1-3).

Le analisi di stabilità globale della sezione 2 sono state effettuate considerando la presenza di un sovraccarico accidentale pari a 20kPa posto a 20m dalla sommità della scarpata per tenere conto dei carichi da traffico stradale in corrispondenza della viabilità posta in vicinanza alla trincea.

Il sovraccarico rappresentativo del traffico ferroviario non è stato cautelativamente considerato nelle analisi in quanto agente come fattore stabilizzante per le trincee.

5.3.1.3 Azione sismica

Il metodo utilizzato per le verifiche sismiche è il metodo pseudo-statico, che modella l'azione sismica le azioni inerziali indotte dal moto sismico attraverso delle azioni statiche equivalenti, ovvero forze statiche orizzontali f_h e verticali f_v per unità di volume, d'intensità pari al prodotto fra il peso specifico del corpo γ sottoposto all'azione dinamica ed un coefficiente sismico:

- $f_h = \gamma \cdot k_h$ forza orizzontale per unità di volume
- $f_v = \gamma \cdot k_v$ forza verticale per unità di volume

dove

γ = peso specifico del volume considerato.

In accordo alla normativa vigente per le analisi in esame, la componente orizzontale (a_h) dell'accelerazione può essere legata all'accelerazione massima attraverso la seguente relazione:

- $k_h = \beta_s \cdot a_{max} / g$ $k_v = \pm k_h/2$

dove:

- k_h = coefficiente sismico in direzione orizzontale; k_v = coefficiente sismico in direzione verticale;
- a_{max} = accelerazione massima attesa al sito; g = accelerazione di gravità; β_s = coefficiente di riduzione dall'accelerazione massima attesa al sito.

Per le sezioni di riferimento si ha la seguente caratterizzazione sismica (Classe d'Uso II, CU=1, $V_N=75$, SLV, categoria C):

- $a_g / g = 0.284$, $S_s = 1.306$

Da cui $a_{max} = 0.284 \cdot 1.306 = 0.371g$

Per le analisi di stabilità sismiche SLV di rilevati, il coefficiente di riduzione dall'accelerazione massima attesa al sito va assunto pari a $\beta_s = 0.38$.

Quindi si ha in condizioni sismiche:

- $k_h = \beta_s \cdot a_{max} / g = 0.141$
- $k_v = \pm k_h / 2 = \pm 0.070$

Ai carichi sopra descritti, utilizzati per le diverse verifiche agli SLU (statiche e sismiche), sono stati applicati laddove necessario gli opportuni coefficienti parziali come previsti dalla Normativa vigente.

5.3.2 Sezione 4:

5.3.2.1 Carichi permanenti

Il software utilizzato tiene direttamente conto del peso proprio del terreno che è stato assunto, per le diverse formazioni, come riportato al paragrafo 4.2. Il carico rappresentativo del pacchetto di armamento ferroviario (ballast, traversine, rotaie) non è stato cautelativamente considerato nelle analisi in quanto agente come fattore stabilizzante per le trincee.

5.3.2.2 Carichi accidentali

Le analisi di stabilità sono state effettuate considerando la presenza a monte di un sovraccarico accidentale pari a 10kPa posto alla sommità della trincea al fine di simulare la presenza di mezzi di cantiere.

Il sovraccarico rappresentativo del traffico ferroviario non è stato cautelativamente considerato nelle analisi in quanto agente come fattore stabilizzante per le trincee.

5.3.2.3 Azione sismica

Per la struttura si definisce un comportamento strutturale "non dissipativo" in cui tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico. La domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata in funzione dello stato limite a cui si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità dei materiali.

Dall'analisi è stata determinata un'accelerazione massima al suolo pari a 0.371g.

Con:

- Categoria di sottosuolo: C
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_s=1.306$
- Categoria topografica: T1
- Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T= 1$

Si assume pertanto come valori di riferimento quelli determinati dall'analisi di risposta sismica locale con metodo rigoroso:

$$a_{max} = 0,371g$$

In accordo con § 7.2.2 NTC 2018 si trascura la componente verticale del sisma.

5.4 Risultati delle analisi

Nelle seguenti figure sono mostrati i risultati delle verifiche di stabilità delle scarpate sia in condizioni statiche che sismiche SLU (viene riportata la verifica più gravosa valutata con $\pm K_v$), in condizioni drenate.

I fattori di sicurezza minimi ottenuti dalle verifiche sono sempre maggiori di quanto prescritto da normativa ($\gamma_R \geq 1.1$ per le analisi statiche SLU e $\gamma_R \geq 1.2$ per le analisi sismiche SLV); quindi le verifiche di stabilità risultano sempre soddisfatte.

5.4.1 Sezione 1

Condizioni statiche

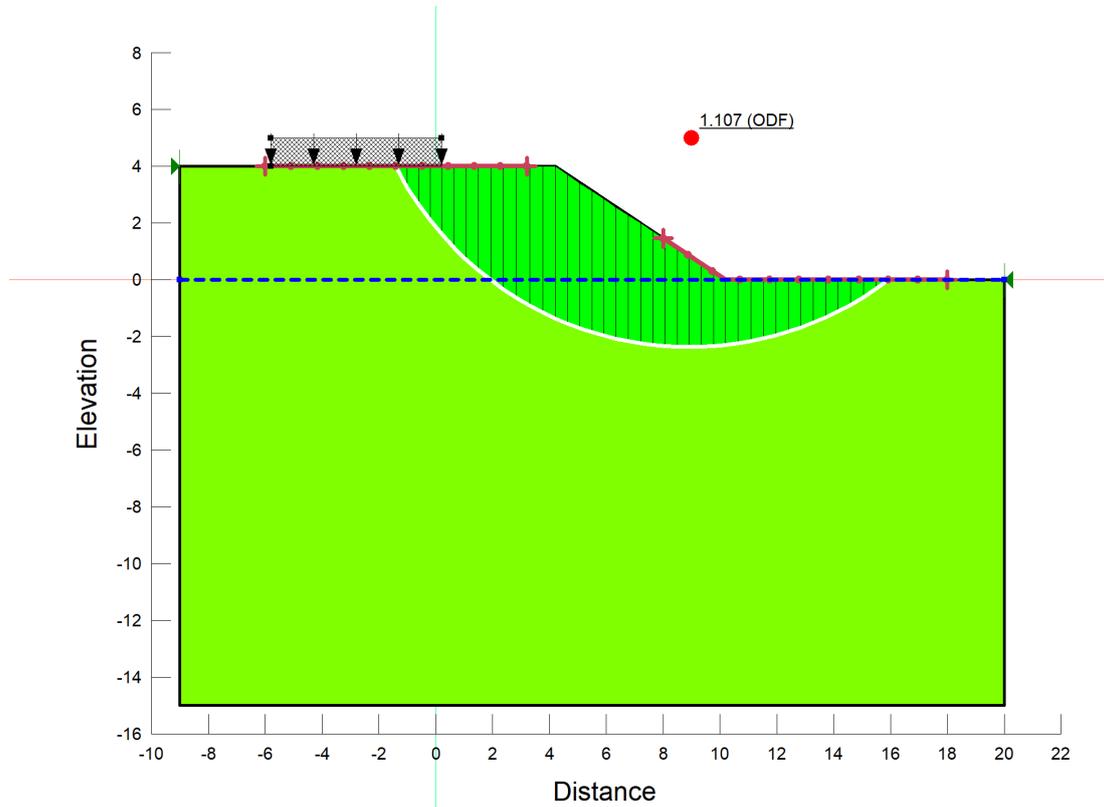


Figura 5-1 Verifica di stabilità allo SLU – Superficie critica e fattore di sicurezza minimo

FS,min=1,107

Condizioni sismiche

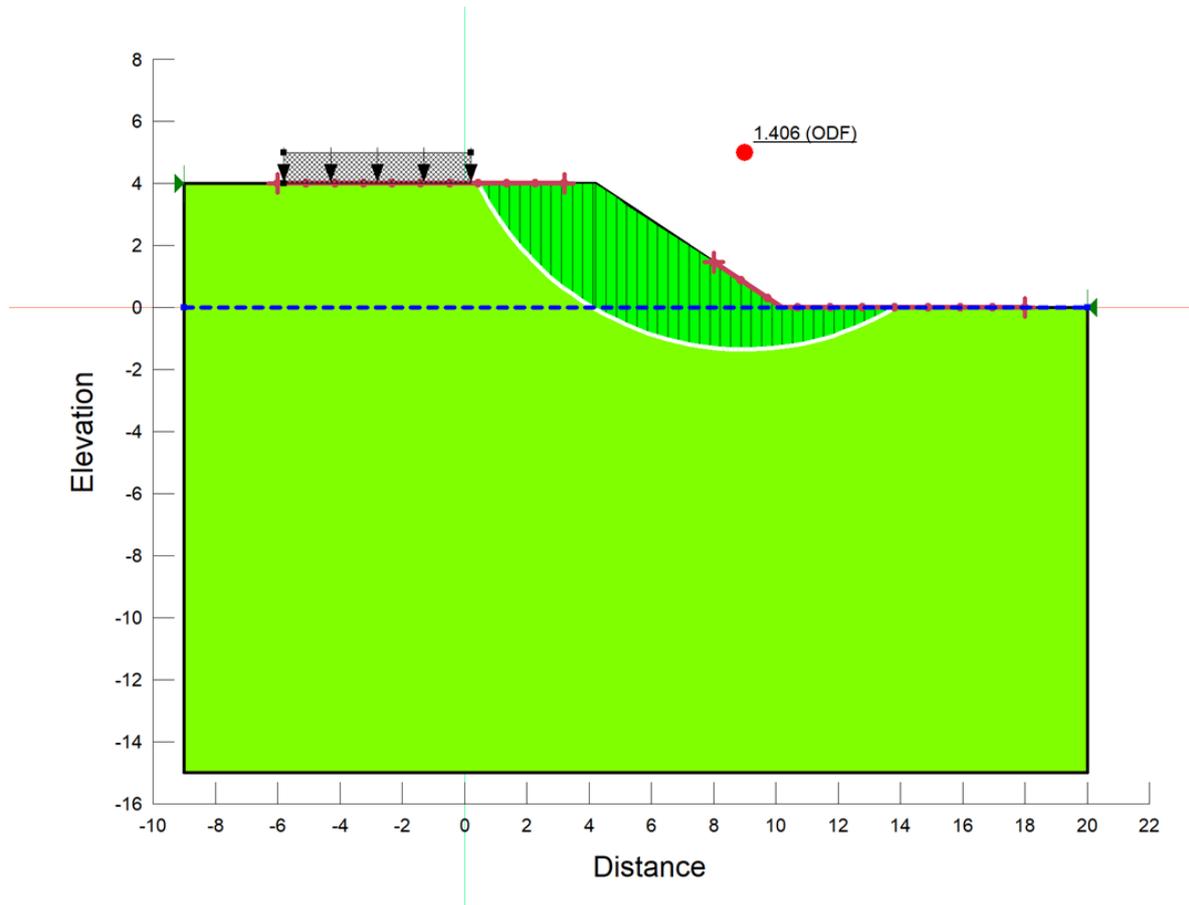


Figura 5-2 Verifica di stabilità allo SLV – Superficie critica e fattore di sicurezza minimo

FS,min=1.406

5.4.2 Sezione 2

Condizioni statiche

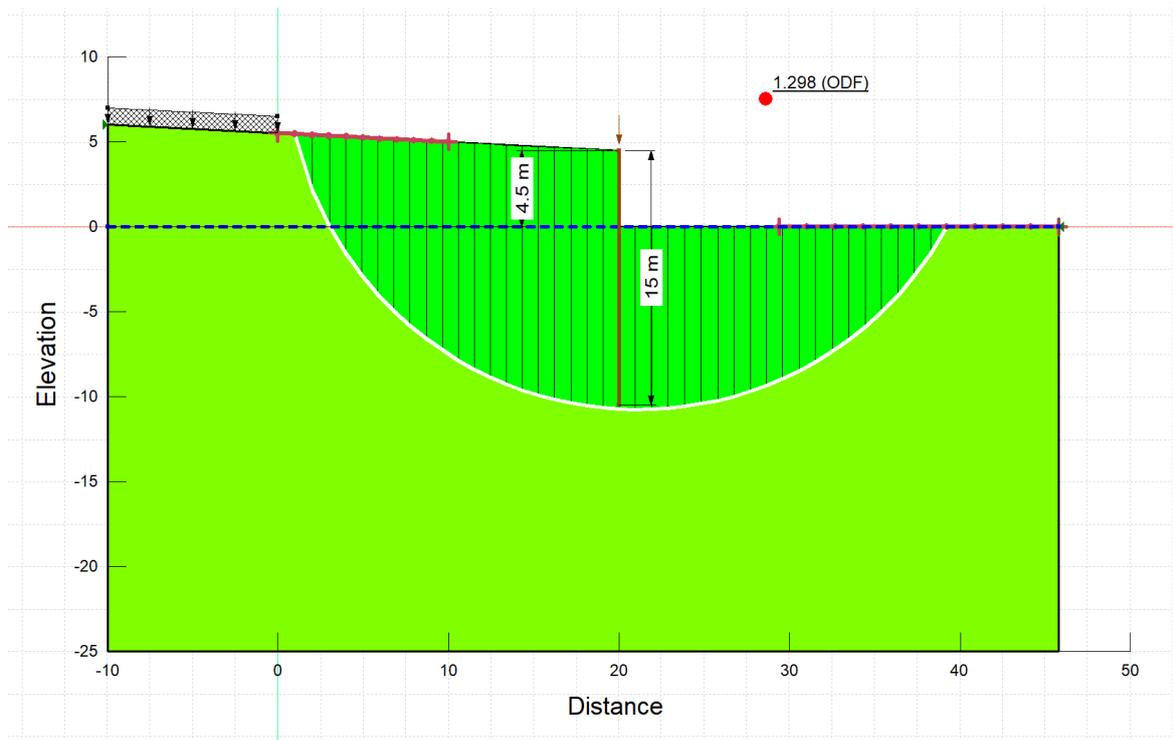


Figura 5-3 Verifica di stabilità allo SLU – Superficie critica e fattore di sicurezza minimo

FS,min=1,298

Condizioni sismiche

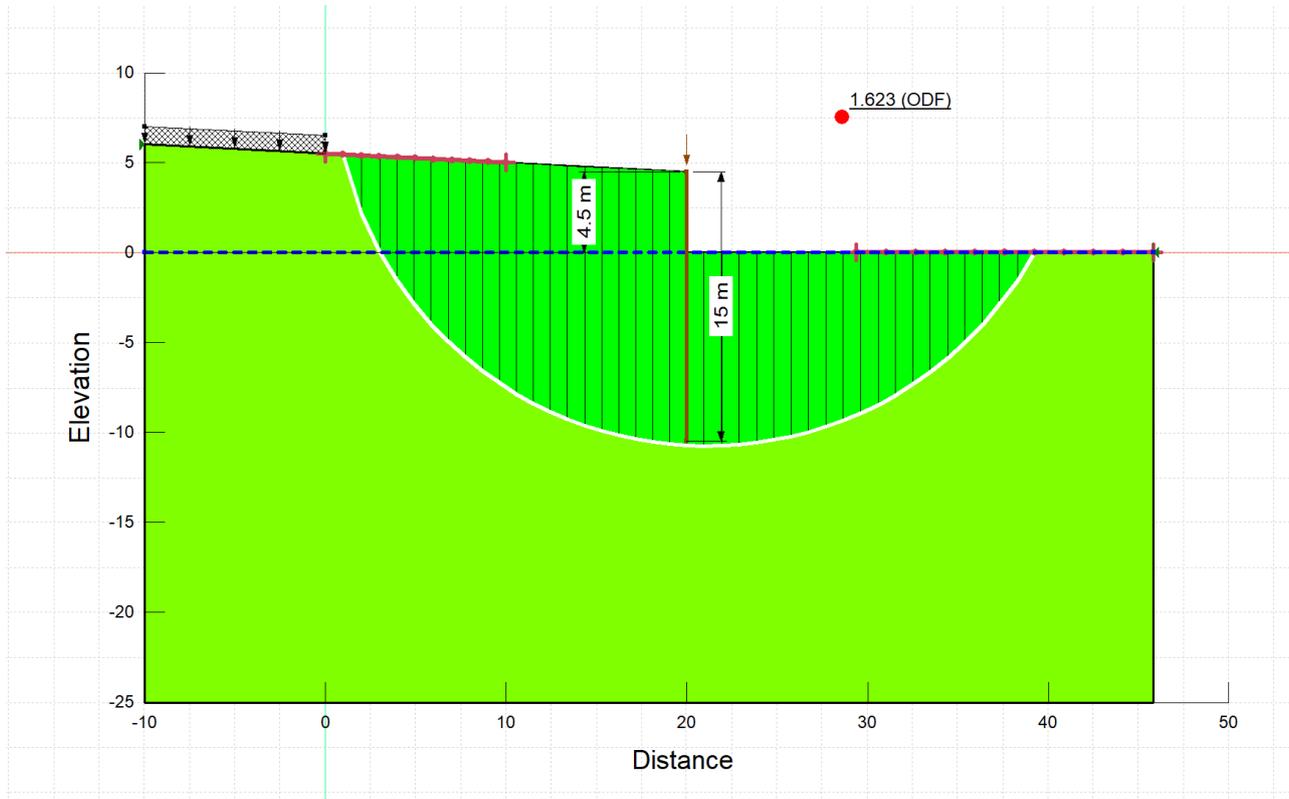


Figura 5-4 Verifica di stabilità allo SLV – Superficie critica e fattore di sicurezza minimo

FS,min=1,623

5.4.3 Sezione 3

Condizioni statiche

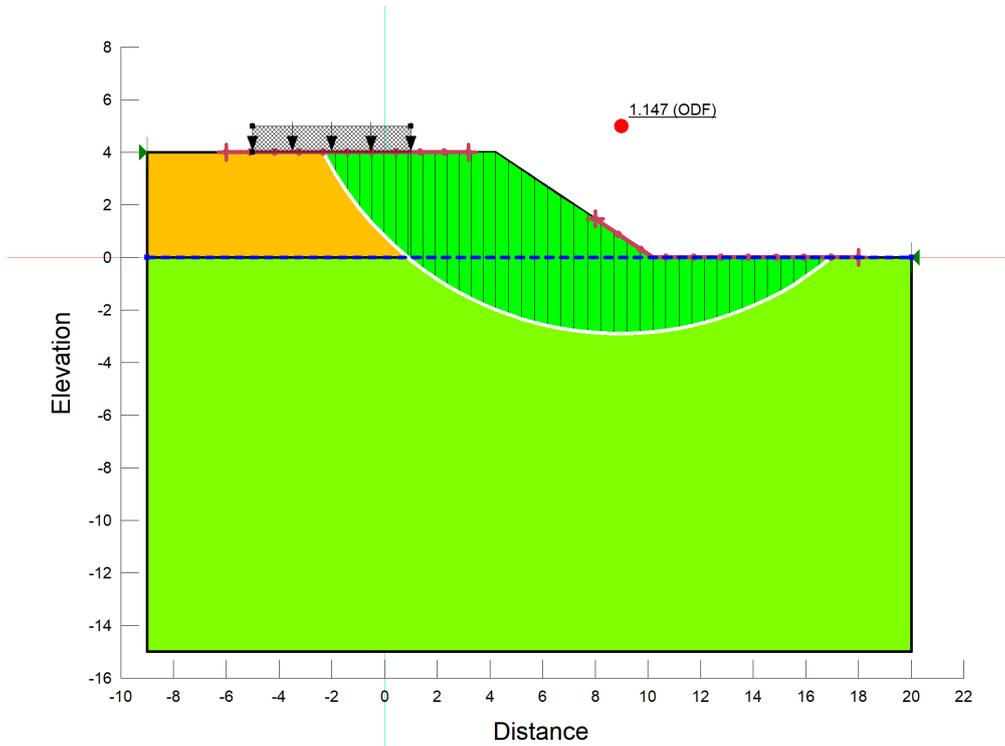


Figura 3: Verifica di stabilità allo SLU – Superficie critica e fattore di sicurezza minimo

FS,min=1,147

Condizioni sismiche

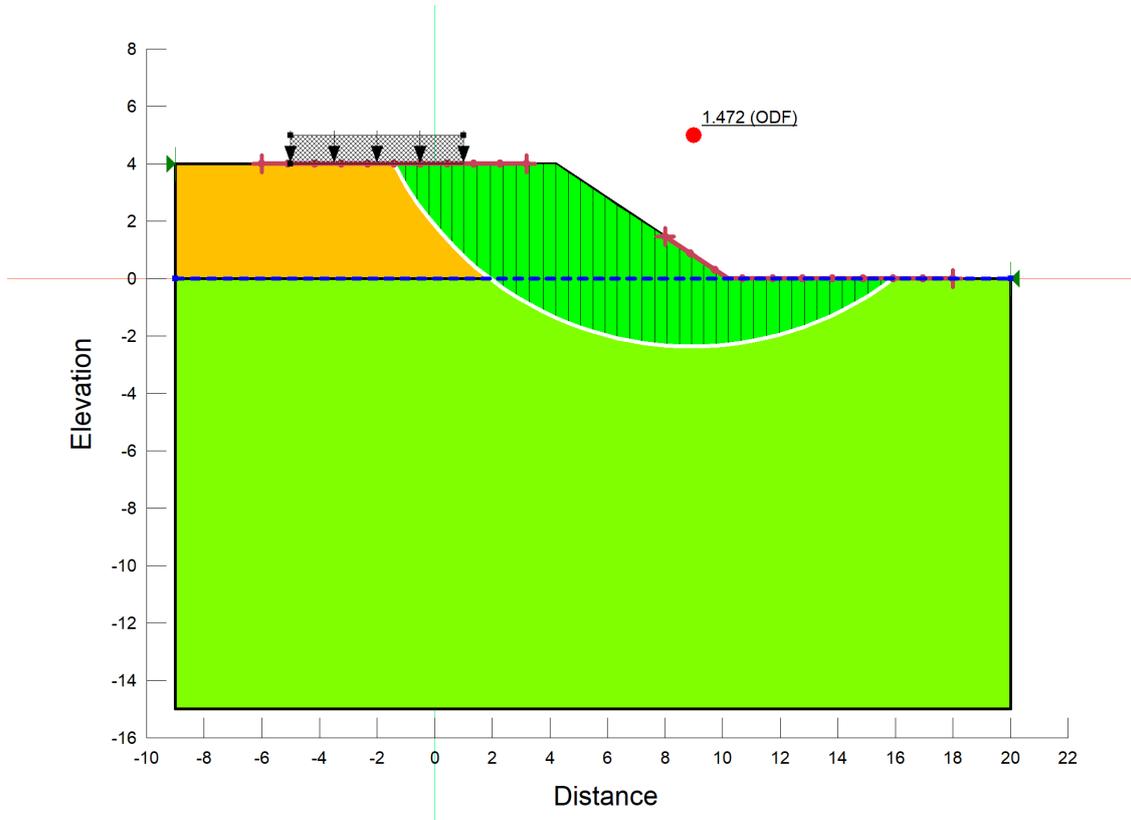


Figura 3: Verifica di stabilità allo SLV – Superficie critica e fattore di sicurezza minimo

FS,min=1,472

6 VERIFICA PARATIA DI PALI (SEZIONE 4)

In corrispondenza del tratto in trincea TR2 sarà realizzata una paratia di pali $\varnothing 1200$ di lunghezza pari a 15 m, disposti ad interasse di 1,40m, come opera di presidio di una viabilità esistente.

Tale opera, a carattere definitivo, presenta con un'altezza di scavo massima pari a circa 4.5 m.

Nei paragrafi che seguono vengono dapprima richiamati le principali assunzioni di calcolo.

I parametri geotecnici di progetto e per la stratigrafia di riferimento assunti nelle verifiche, si faccia riferimento al paragrafo 4.2.

Di seguito vengono descritte in dettaglio le fasi esecutive previste per la realizzazione delle opere fornendo, altresì, le principali caratteristiche geometriche delle strutture. Infine, si sono riportati i risultati delle analisi numeriche svolte.

6.1 Materiali impiegati

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni del DM 17/01/2018.

Tabella 6-1 Caratteristiche del calcestruzzo

Calcestruzzo per pali	
Classe di resistenza	C25/30
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 17 \text{ Mpa}$
Copriferro (ricoprimento minimo armatura)	$\geq 6 \text{ cm}$

Tabella 6-2 Caratteristiche del calcestruzzo

Acciaio per barre di armatura	
Tipo	B 450 C
Resistenza di progetto	$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391,3 \text{ Mpa}$
Modulo elastico	$E = 210000 \text{ Mpa}$
Tensione massima in condizioni di esercizio	$\sigma_{lim} = 360 \text{ Mpa}$

6.2 Criteri di verifica

L'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni approvate con D.M. 17/01/2018 richiedono che le opere e le varie tipologie strutturali debbano possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

La normativa prescrive che le opere strutturali siano verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

In particolare, la normativa prevede che nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possano adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali. Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R).

Agli stati limite di esercizio occorre effettuare:

- verifiche di deformabilità,
- verifiche di fessurazione,
- verifiche delle tensioni di esercizio

6.3 Paratie

Le opere di sostegno sono progettate in ottemperanza alle prescrizioni dei capitoli 6 (Progettazione Geotecnica) e 7 (Progettazione per azioni sismiche) delle Nuove Norme tecniche delle Costruzioni.

Nei capitoli richiamati, per il progetto delle paratie la normativa richiede di considerare gli stati limite ultimi (SLU) di tipo Geotecnico e Strutturale. Con riferimento all'opera di progetto in esame, gli SLU di tipo geotecnico (GEO) da prendere in considerazione nelle verifiche riguardano:

- Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- Sfilamento di uno o più ancoraggi;
- Instabilità globale dell'insieme terreno-opera.

Gli SLU di tipo strutturale (STR) da prendere in considerazione riguardano:

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Per ogni stato limite considerato (GEO e STR) occorre verificare la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore caratteristico dell'azione di progetto ed R_d è la resistenza di progetto. La verifica della stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 ($A_2+M_2+R_2$), tenendo conto dei coefficienti parziali delle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I della normativa e appresso riportati

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: ($A_1+M_1+R_1$)
- Combinazione 2: ($A_2+M_2+R_1$)

tenendo conto dei coefficienti parziali delle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I della normativa e appresso riportati. In particolare, come precisato dalla Circolare di applicazione delle NTC18, nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle paratie (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 ($A_2+M_2+R_1$), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M_2 , i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R_1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A_2 . Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 ($A_1+M_1+R_1$), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M_1) e sulla resistenza globale del sistema (R_1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A_1 . In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In particolare, le sollecitazioni (comprese quelle nei puntoni e negli ancoraggi) devono calcolarsi portando in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza. Gli stati limite di esercizio (SLE) si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti dell'opera e del terreno circostante, che possano comprometterne la funzionalità. È quindi necessario valutare gli spostamenti, utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali. Per ogni stato limite di esercizio, inoltre, deve essere rispettata la condizione $E_d \leq C_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni ed C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Quanto alle azioni sismiche, la normativa prescrive che si considerino gli SLD come stati limite di esercizio e gli SLV come stati limite ultimi. Le verifiche agli stati limite ultimi in fase di sisma devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

6.3.1 Stato limite ultimo

Secondo quanto disposto dalla normativa, la verifica della sicurezza agli stati limite ultimi per costruzioni di conglomerato cementizio si ritiene soddisfatta quando, per ogni elemento strutturale e per ciascuna delle combinazioni delle azioni prese in esame, risulti:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione pari all'azione nominale moltiplicata per il coefficiente parziale per le azioni, mentre R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema, valutato con riferimento ai coefficienti parziali per le resistenze, che variano in funzione dei materiali.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i coefficienti parziali utilizzati nelle verifiche agli stati limite ultimi, derivanti dalle tabelle di normativa.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

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

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

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

6.3.1.1 Verifiche a Pressoflessione

Secondo quanto disposto dalla normativa, la verifica della sicurezza agli stati limite ultimi per costruzioni di conglomerato cementizio si ritiene soddisfatta quando, per ogni elemento strutturale e per ciascuna delle combinazioni delle azioni prese in esame, risulti:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione pari all'azione nominale moltiplicata per il coefficiente parziale per le azioni, mentre R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema, valutato con riferimento ai coefficienti parziali per le resistenze, che variano in funzione dei materiali.

6.3.1.2 Verifiche a Taglio

Le verifiche allo stato limite ultimo nei confronti dell'azione tagliante vengono eseguite in accordo con le NTC

2008, di cui si riporta un estratto. Per la valutazione delle resistenze ultime nei confronti delle sollecitazioni taglianti si deve considerare quando segue. Per quanto riguarda la verifica al taglio allo stato limite ultimo, deve essere:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove:

V_{Rd} = azione tagliante resistente di progetto

V_{Ed} = azione tagliante sollecitante di progetto

La resistenza al taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono

sia le armature trasversali che le armature longitudinali. Il valore della resistenza al taglio si valuta con la seguente relazione:

con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza a "taglio trazione" si calcola con la seguente formula:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

con riferimento al calcestruzzo d'anima la resistenza del "taglio compressione" si calcola con la seguente formula:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio è la minore delle due sopra definite.

6.3.2 Analisi numerica con Paratie Plus

La modellazione geotecnica strutturale è stata sviluppata utilizzando il programma Paratie Plus 2022 della Ce.A.S. Srl di Milano.

Tale programma opera mediante la simulazione di uno scavo sostenuto da elementi flessibili con il metodo degli elementi finiti, permettendo così l'analisi dell'interazione terreno – struttura.

La schematizzazione del fenomeno fisico è del tipo "trave su suolo elastico" con i micropali rappresentati da elementi trave aventi comportamento flessionale EJ, e il terreno da elementi elastoplastici monodirezionali connessi agli elementi trave. Viene così trascurata, con limitate ripercussioni sulla bontà dei risultati, l'interazione tra porzioni di terreno adiacenti.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti tipo "beam". si tratta di elementi mono-dimensionali con comportamento elastico e sezione di inerzia equivalente a quella effettiva.

Il terreno a monte e a valle della paratia viene schematizzato attraverso elementi "soil": si tratta di elementi elasto-plastici il cui comportamento è così definito:

- **ACTIVE:** l'elemento non ha rigidità (fase plastica) e reagisce con una forza pari alla spinta attiva.
- **PASSIVE:** l'elemento non ha rigidità (fase plastica) e reagisce con una forza pari alla spinta passiva.
- **V-C; UL-RL:** l'elemento è soggetto a una compressione minore della spinta passiva; il comportamento è elastico con una rigidità direttamente proporzionale ai moduli elastici E_{vc} (in compressione vergine, V-C), oppure E_{ur} (in scarico-ricarico, UL-RL). Si assume un rapporto $\frac{E_{UR}}{E_{VC}} = 1,6$ per i terreni sabbiosi, $\frac{E_{UR}}{E_{VC}} = 3$ per i terreni limosi/argillosi; $\frac{E_{UR}}{E_{VC}} = 1$ per terreni rocciosi.

Nelle fasi elastiche la rigidezza dell'elemento terreno è data da :

$$k = \frac{E * \Delta}{L}$$

In cui:

Δ = distanza (passo) tra due elementi "molla" successivi;

L = lunghezza fittizia dell'elemento "molla".

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

Il programma valuta, in zona attiva: $L_a = \frac{2}{3} \times Z_a \times \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$

in zona passiva: $L_p = \frac{2}{3} \times Z_p \times \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$

ove Z_a e Z_p sono rispettivamente uguali a:

$$Z_a = \text{Min}(T, 2H) \qquad Z_p = \text{Min}(T - H, H)$$

con: T = altezza totale paratia
H = altezza corrente dello scavo.

La logica di questa scelta è illustrata in: Becci B., Nova R. (1987) "Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie", Rivista Italiana di Geotecnica, 1,33-47.

I coefficienti di spinta dei terreni a monte e a valle della paratia sono calcolati tenendo conto dell'angolo di attrito paratia/terreno, assunto pari a $\delta = 2\Phi/3$ e dell'inclinazione equivalente del piano di campagna a monte e a valle; si considera il terreno in scavo come orizzontale.

Si nota che i coefficienti di spinta utilizzati dal programma sono relativi alle sole componenti orizzontali degli stessi.

Nella fase geostatica si considera il coefficiente di spinta "a riposo" calcolato con l'usuale formula di Jaky, valida per terreni normal-consolidati con piano di campagna inclinato:

$$\lambda_0 = (1 - \text{sen } \phi) \times (1 + \text{sen } \epsilon_m)$$

I coefficienti di spinta attiva sono calcolati con le formule di Müller-Breslau, basate sulla teoria di Coulomb:

$$\lambda_a = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2\beta \times \text{sen}(\beta + \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \times \text{sen}(\phi - \epsilon)}{\text{sen}(\beta + \delta) \times \text{sen}(\beta - \epsilon)}}\right]^2}$$

dove: ϕ = angolo d'attrito del terreno

ϵ = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se verso l'alto

$\delta < (\beta - \phi - \epsilon)$ = angolo d'attrito terreno-parete

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

Rif.: Müller-Breslau: "Erddruck an Stuetzmaern", ed. Kroener, 1906

I coefficienti di spinta passiva sono calcolati secondo Caquot-Kerisel, formulazione che tiene conto della curvatura delle superfici di scorrimento, come da figura seguente.

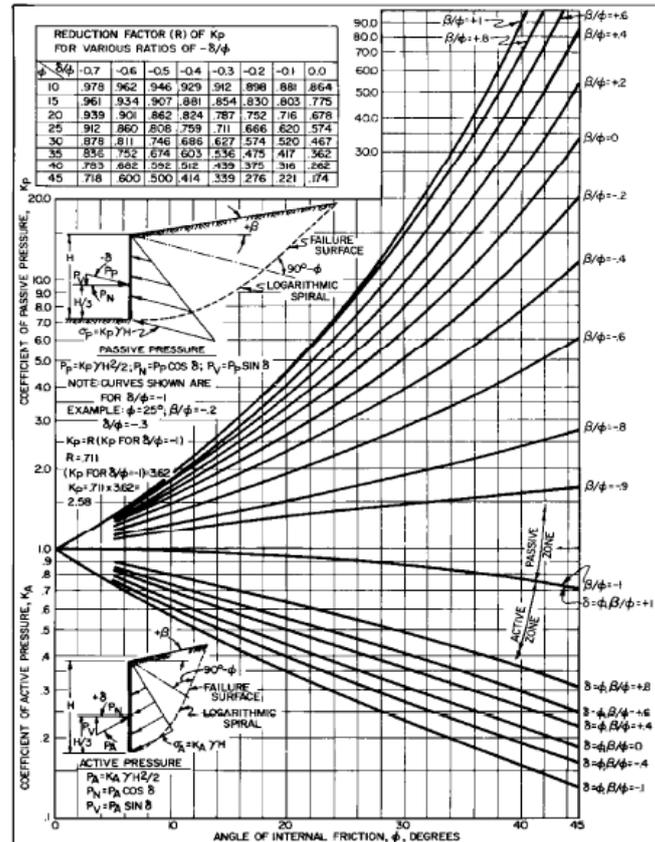


FIGURE 6
Active and Passive Coefficients with Wall Friction
(Sloping Backfill)

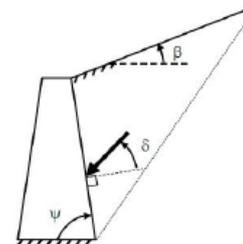
RIF.: NAVFAC DESIGN MANUAL 7.02, "FOUNDATION & EARTH STRUCTURES", 1986

Nelle fasi sismiche si assume che la paratia abbia deformazioni apprezzabili e quindi si considera l'incremento di spinta da monte calcolato secondo Mononobe-Okabe.

Rif: Mononobe N., "Earthquake-Proof Construction of Masonry Dams", Proc. World Engineering Conference, vol.9, 1929.

$$\beta \leq \phi - \theta: K_{AE} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta)\text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K_{AE} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$



Considerata la bassa permeabilità dei terreni si assume che l'acqua si muova insieme al terreno; l'accelerazione sismica agisce quindi sulla massa totale (terreno+acqua) pari a $\gamma_{tot} = \gamma' + \gamma_{H2O}$.

Si ammette che le pressioni interstiziali non subiscano variazioni e l'equilibrio limite del cuneo di spinta è al netto delle azioni idrostatiche mentre, per ipotesi, le azioni idrodinamiche non possono svilupparsi.

Chiamato con θ l'angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni orizzontali (sisma) e verticali (peso) agenti sul cuneo di spinta e con γ' il peso specifico da considerare si verificano i seguenti casi:

$$\begin{aligned}
 &\text{- Terreno asciutto: } \gamma' = \gamma \\
 &\quad \tan \theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h}{1 \pm k_v} \\
 &\text{- Terreno saturo: } \gamma' = \gamma' \\
 &\quad \tan \theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{\gamma_{tot} k_h}{\gamma' 1 \pm k_v}
 \end{aligned}$$

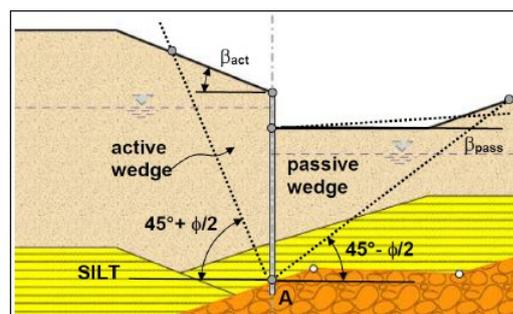
Nel caso di terrapieno parzialmente saturo si considera la seguente distribuzione di pressioni orizzontali:

$$\begin{aligned}
 &\text{- per } z \leq z_w \text{ (tratto sopra falda): } \quad \sigma'_A(z) = (1 \pm k_v) K_{AE}^d \cdot \sigma'_V(z) \\
 &\text{- per } z > z_w \text{ (tratto sotto falda): } \quad \sigma'_A(z) = (1 \pm k_v) \{ K_{AE}^d \cdot \sigma'_V(z_w) + K_{AE}^w \cdot [\sigma'_V(z) - \sigma'_V(z_w)] \}
 \end{aligned}$$

In cui z è crescente con la profondità, z_w la posizione della falda, K_{AE}^d e K_{AE}^w i coefficienti di spinta attiva calcolati per terrapieno completamente secco e completamente sommerso.

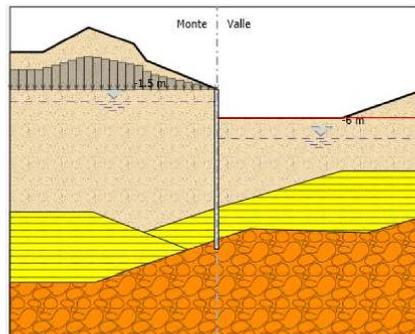
Nel caso di piano di campagna con profilo irregolare il programma agisce in due modi alternativi:

1. si calcola una pendenza equivalente del piano di campagna a monte e a valle e si calcolano quindi i coefficienti K_a e K_p ; segue esempio per lo strato "SILT" rappresentato in giallo in figura (da Guida Utente Paratie Plus 2019).



- dal punto A più basso dello strato in corrispondenza della parete si traccia la linea di rottura piana corrispondente al cuneo di mobilitazione in spinta attiva (o passiva) secondo la teoria di Coulomb, senza considerare attrito terra-muro, fino a raggiungere la linea di scavo (o piano campagna);
- si determina quindi un ipotetico cuneo di terreno mobilizzato, compreso tra il punto A e la sommità del tratto non esposto della parete: tale cuneo sarà delimitato superiormente da una superficie irregolare;

- calcolata l'area di tale cuneo, si calcola una superficie piana equivalente (inclinata di β sull'orizzontale) tale che l'area del triangolo equivalente sia pari all'area del cuneo prima determinato.
2. la presenza del pendio (solo dal lato di monte) è modellata applicando, al piano campagna posto alla sommità della parete, una serie di sovraccarichi nastriformi (di larghezza definibile), di valore pari al peso del terreno soprastante; segue esempio (da Guida Utente Paratie Plus 2022).



Nel caso in oggetto si sceglie l'opzione b).

Tutti i calcoli sono svolti per una profondità di 1 metro.

6.4 Geometria e fasi di calcolo

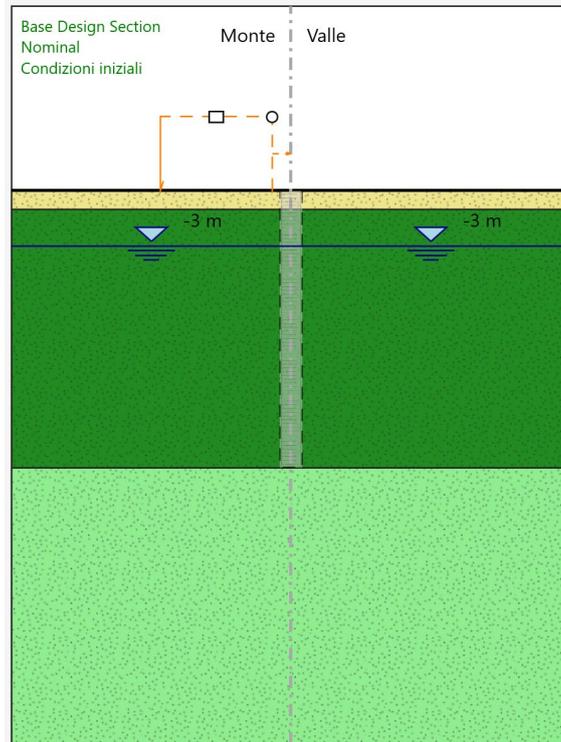
L'opera è costituita da una paratia realizzata con pali in c.a. di diametro 1.2 m posti ad interasse 1.3 m ed aventi lunghezza di 15 m. La sezione analizzata per il progetto dell'opera si colloca alla progressiva km 2+325.000.

I principali dati di input sono riassunti in Tabella 6-3 nella quale si evidenzia anche il valore dell'altezza di scavo di calcolo H1 che tiene conto delle indicazioni di normativa sull'incremento da assumere secondo il par. 6.5.2.2.

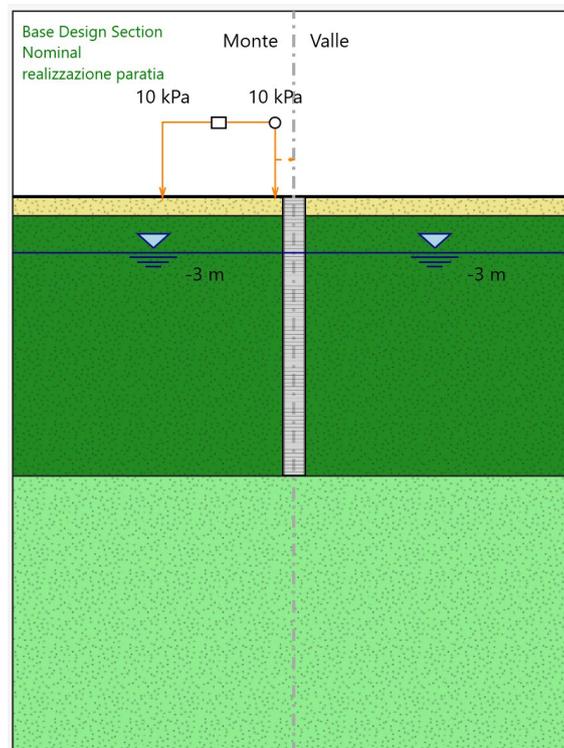
Tabella 1: *Tabella 6-3 Caratteristiche geometriche della paratia di pali*

Tipologia struttura di sostegno	Paratia di pali in c.a diametro 1.2 m interasse 1.3 m
Altezza totale paratia	$h_d = 15$ m (incluso il cordolo)
Altezza di scavo (da estradosso cordolo)	$h_s = 4.5$ m
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2)	$h_{s,l} = h_s + \min [0.5; 10\% \Delta t] = 5$ m
Inclinazione del piano campagna a monte	0°

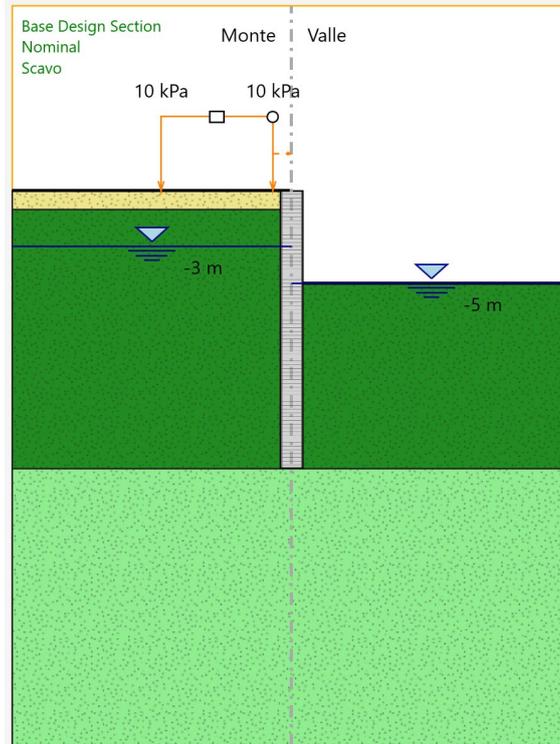
Le seguenti figure riassumo le fasi di calcolo considerate nel modello di calcolo considerato. Le analisi sono state svolte con il software "Paratie Plus".



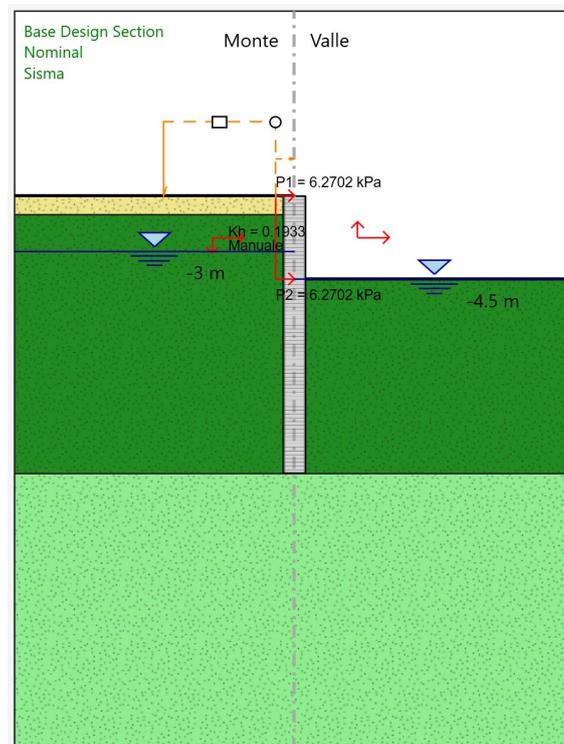
Fase 0 geostatica



Fase 1: realizzazione dei pali



Fase 3: scavo fino a quota fondo scavo, -5 m dal PC



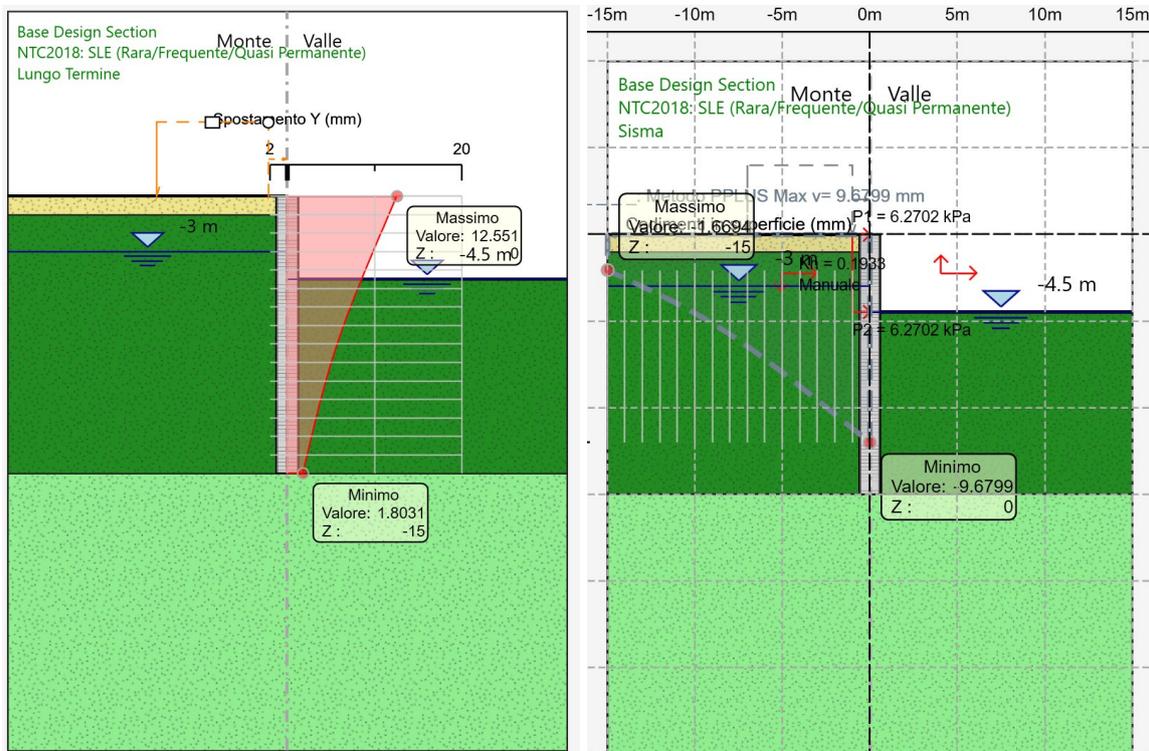
Fase 4: Condizione sismica

6.5 RISULTATI DELLE ANALISI

Nei successivi paragrafi si riportano gli spostamenti e le sollecitazioni che l'opera di sostegno subisce ai relativi stati limite. Le resistenze degli elementi strutturali sono riportate nei diagrammi di sollecitazione (taglio e momento). Le resistenze sono ricavate con la configurazione di armature riportata nel seguito.

6.5.1 Spostamenti allo SLE

L'ammissibilità degli spostamenti è stata valutata allo stato limite di esercizio. Gli spostamenti in testa all'opera di sostegno risultano dell'ordine del cm. I cedimenti che si sviluppano a monte dell'opera raggiungono il valore massimo di un centimetro subito a monte della stessa e si riducono a valori trascurabili già a 5 m di distanza.



Inviluppo fasi statiche - SLE- deformata.

Pertanto, gli spostamenti massimi in testa e i cedimenti a tergo della paratia risultano compatibili con la funzionalità dell'opera.

6.5.2 Caratteristiche della sollecitazione e resistenza degli elementi strutturali

Nella seguente tabella si riportano sollecitazioni massime (taglio e momento) raggiunte agli stati limite considerati.

Tabella 6-4 Riepilogo sollecitazioni e resistenze

	M [kNm]	T [kN]	Tres [kN]	Mres [kN]
SISMA	388	145	382	2208
SLU	195	80		
SLE	147	53		

Le resistenze dei pali indicati nella precedente tabella sono ottenute in presenza della seguente configurazione delle armature:

armatura a flessione: n°1 ordini di 22 ferri diametro 16 mm

armatura a taglio: spirale continua diametro 14 mm passo 20 cm

Pali tangenti

Armatura longitudinale

Gruppo Armature Longitudinali

Quota superiore: 0 m

Lunghezza della gabbia: 15 m

Quota inferiore: -15 m

Armature longitudinali

Layer: 1 / 1

Diametro: $\varnothing 26$

Numero per elemento: 22

Copriferro asse barra: 0.087 m

Armature a taglio

Strato armatura a taglio: 1 / 1

Quota superiore: 0 m

Lunghezza tratto armato a taglio: 15 m

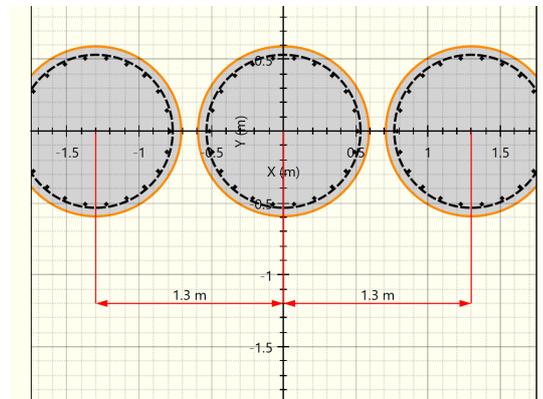
Quota inferiore: -15 m

Passo: 0.2 m

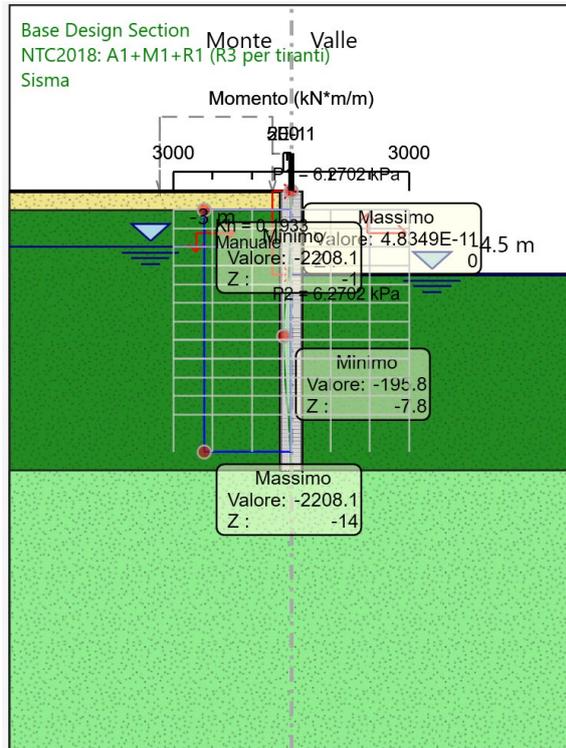
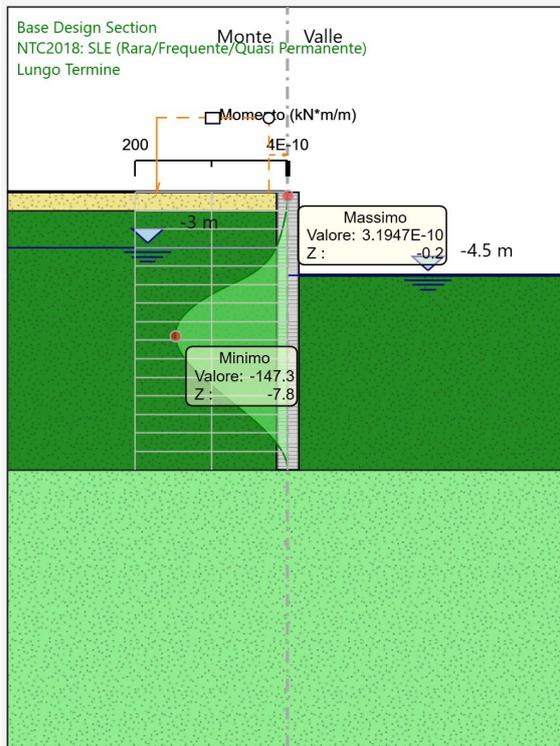
Diametro: $\varnothing 14$

Numero di bracci: 2

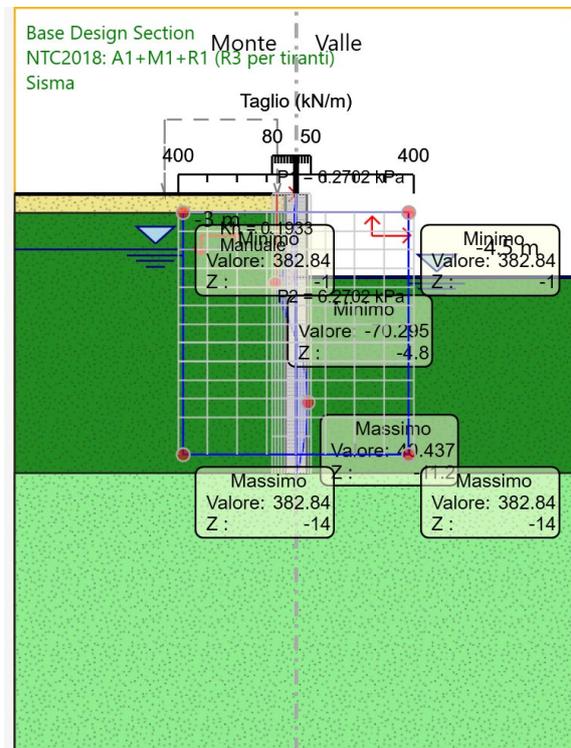
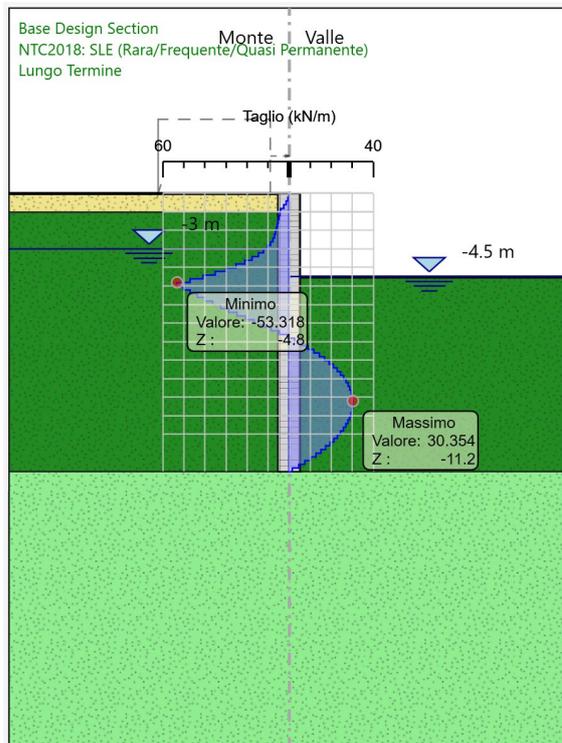
Copriferro netto: 0.06 m



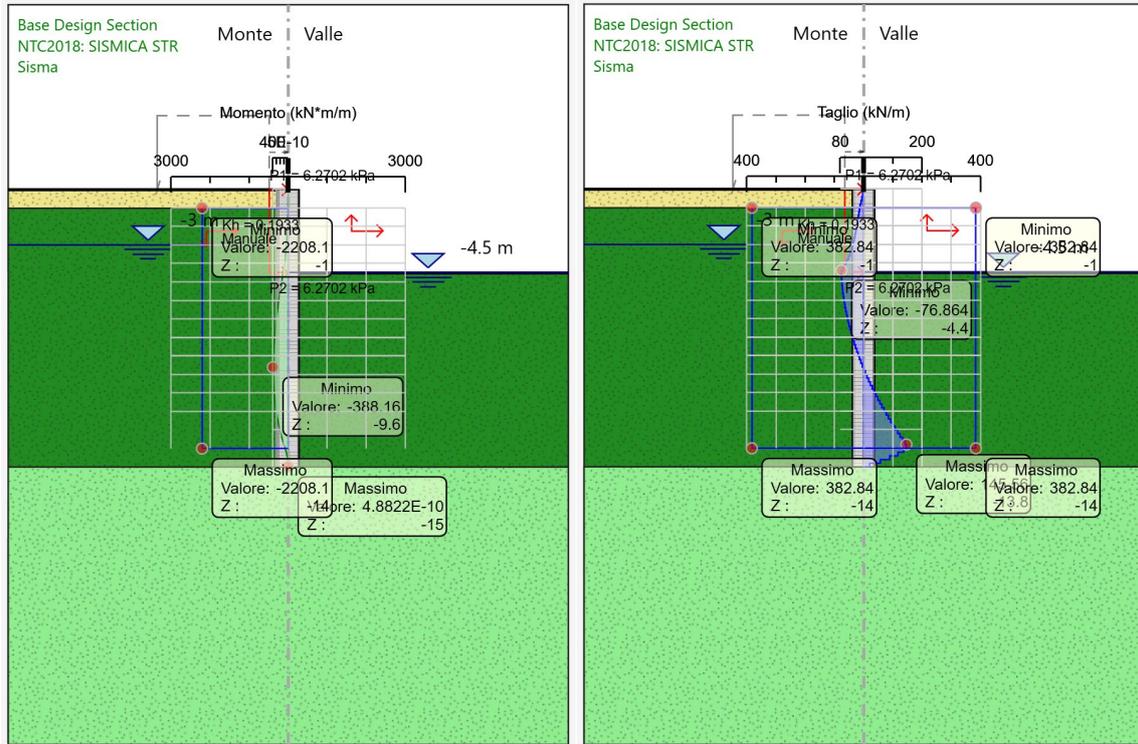
Come si osserva dalla precedente tabella, lo stato di sollecitazione raggiunto è ampiamente compatibile con la disposizione delle armature e con la geometria ipotizzata.



Sollecitazioni fasi statiche – SLE/SLU – momenti flettenti.



Sollecitazioni fasi statiche – SLE/SLU – Taglio



Combinazione sismica – sollecitazioni.

6.5.3 Stabilità geotecnica

In relazione alla spinta passiva massima mobilitata, si rileva che il rapporto tra spinta massima ammissibile e spinta mobilizzata in condizioni GEO (Analisi A2+M2) raggiunge il valore massimo pari a 2.1 (1854 kN/m / 1275 kN/m) allo SLU e 1.13 (730 kN/m / 644 kN/m) allo SLV.

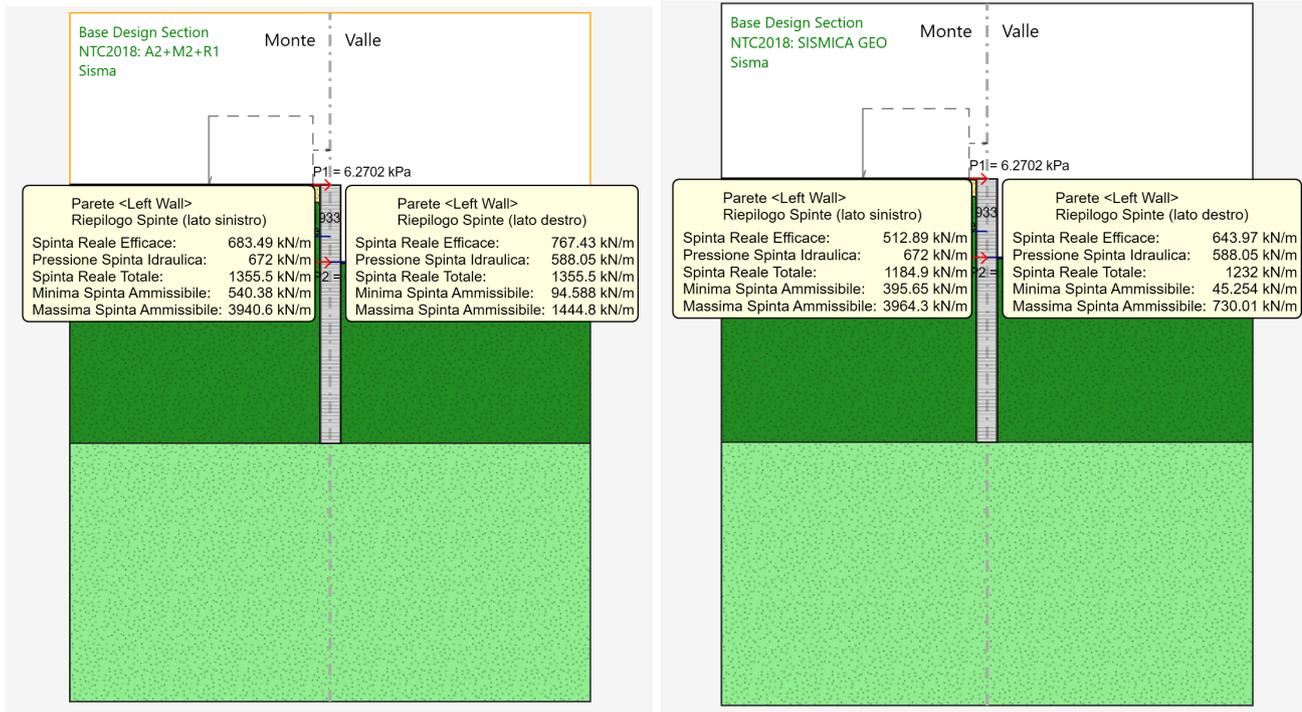


Figura 6-1 spinte mobilitate – SLU (sinistra), SLV (destra)