

S.G.C. E78 GROSSETO – FANO

Tratto Siena Bettolle (A1)

Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena–Ruffolo (Lotto 0)

PROGETTO DEFINITIVO

COD. FI-81

R.T.I. di PROGETTAZIONE: Mandataria Mandante



PROGETTISTI:

Ing. Riccardo Formichi – Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Riccardo Formichi – Pro Iter srl
Ordine Ing. di Milano n. 18045

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Massimo Mezzananza – Pro Iter srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Enrico Moretti – Erre.vi.a. srl
Ordine Ing. di Milano n. 16237

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. Raffaele Franco Carso



PROTOCOLLO

DATA

06 - OPERE D'ARTE

06.08 - OPERE D'ARTE MINORI - OPERE DI SOSTEGNO

06.08.01 - PARATIA DI MICROPALI CARR. OVEST DA PROG. 3+944,27 A 4+147,04 (OS.01)

Relazione di calcolo opere di sostegno

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00OS01GETRE01B.pdf		
DPFI0081	D	20	CODICE ELAB. T00OS01GETRE01	B	-
D					
C					
B	Revisione per istruttoria ANAS		Maggio 2021	Prati	Rivoltini Formichi
A	Emissione		Ottobre 2020	Prati	Rivoltini Formichi
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1	Normativa	4
2.2	Documenti di progetto	4
3	PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA	5
4	MATERIALI	6
4.1	Calcestruzzo per elevazione muri di sostegno	6
4.2	Calcestruzzo per fondazione muri di sostegno	6
4.3	Acciaio per cemento armato tipo B450C	7
4.4	Miscela cementizia per iniezione tiranti $R_{ck} \geq 30$ N/mm ²	7
4.5	Acciaio per trefoli: Trefoli 0.6"	7
4.6	Acciaio per micropali	8
4.7	Acciaio per rete elettrosaldata	8
4.8	Acciaio per travi di ripartizione	8
5	DESCRIZIONE DELLE OPERE	9
6	STRATIGRAFIA DI CALCOLO	15
7	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	18
8	ANALISI NUMERICA PARATIA – SEZIONE 1	20
8.1	Modello di calcolo	21
8.2	Risultati delle analisi	21
8.3	Verifiche berlinese	25
8.3.1	Verifiche SLU	25
8.3.2	Verifiche tiranti	25
8.3.2.1	Verifiche strutturali dei tiranti allo SLE	26
8.3.2.2	Verifiche strutturali dei tiranti allo SLU	26
8.3.2.3	Calcolo della lunghezza libera	27
8.3.2.4	Calcolo lunghezza di fondazione	28
8.3.3	Verifica delle travi di ripartizione	29
9	ANALISI NUMERICA PARATIA – SEZIONE 2	31
9.1	Modello di calcolo	31
9.2	Risultati delle analisi	32
9.3	Verifiche berlinese	35
9.3.1	Verifiche SLU	35
10	VERIFICHE MURI DI SOSTEGNO	36
10.1	Descrizione della struttura	36
10.2	Analisi dei carichi	36
10.2.1	Peso proprio	36
10.2.2	Spinta del terreno	37
10.3	Verifiche geotecniche	38
10.3.1	Verifica a ribaltamento	38
10.3.2	Verifica a scivolamento	38
10.3.3	Verifica di capacità portante della fondazione	38
10.3.4	Stima dei cedimenti	39
10.4	Verifiche strutturali dell'elevazione	41
10.4.1	Sollecitazioni alla base dell'elevazione	41
10.4.2	Verifica a pressoflessione (SLU)	42
10.4.3	Verifica a taglio (SLU)	44
10.4.4	Limitazione delle tensioni (SLE)	46

10.4.5	Fessurazione (SLE).....	48
10.5	Verifiche strutturali della fondazione.....	50
10.5.1	Sollecitazioni in fondazione.....	50
10.5.2	Verifica a pressoflessione (SLU).....	50
10.5.3	Verifica a taglio (SLU).....	50
10.5.4	Limitazione delle tensioni (SLE).....	52
10.5.5	Fessurazione (SLE).....	53
11	ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE.....	54
11.1	Muro H=10 m.....	55
11.2	Muro H=5 m.....	58
12	ALLEGATI.....	61

1 INTRODUZIONE

La presente relazione si inserisce nel contesto del Progetto Definitivo della E78 Grosseto Fano, tratto Siena – Bettolle e ha come obiettivo quello di illustrare il dimensionamento delle opere di sostegno, sia provvisorie che definitive, situate a monte del tratto di strada compreso fra le progressive di progetto 3+994.27 e 4+147.04.

L'intervento previsto nel Progetto Definito consiste nell'adeguamento dell'attuale Strada Statale 223 in un tratto situato poco a sud-est di Siena come mostrato in Figura 1.

Per tale viabilità, è previsto in progetto un aumento del numero di corsie il quale passa da 2 a 4 (sezione stradale di tipo extraurbano principale categoria B).

Al fine di consentire il raddoppio delle carreggiate e al contempo limitare gli sbancamenti della scarpata situata subito a nord della sede stradale attualmente esistente, sono state previste in progetto le seguenti opere di sostegno, oggetto di studio della presente relazione:

- Berlinese provvisoria;
- Muro di sostegno definitivo.

In Figura 1 è evidenziata l'ubicazione dell'area oggetto di studio.

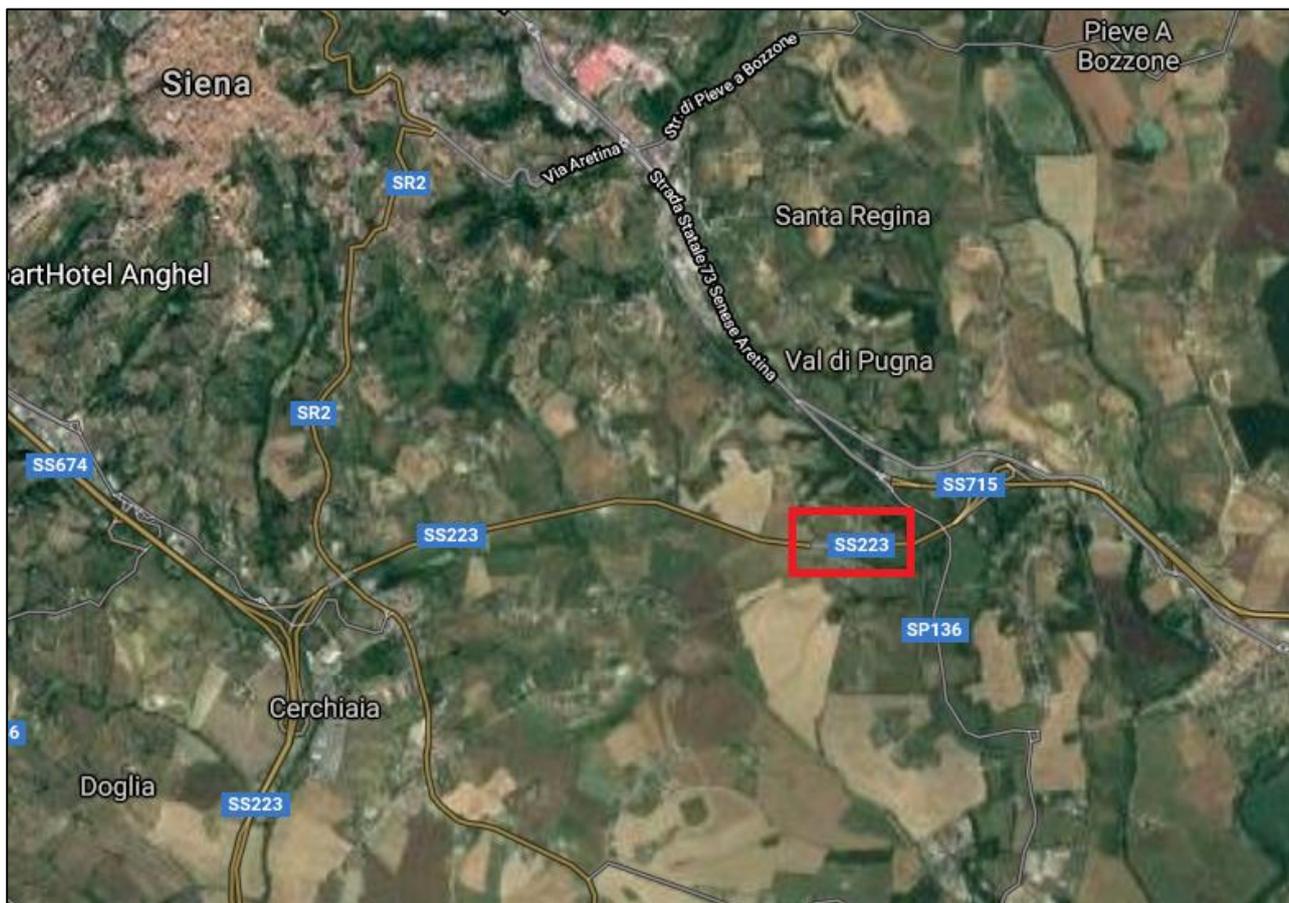


Figura 1 – Inquadramento planimetrico della zona oggetto di studio

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa

- [1] Ministero dei LL.PP. - D.M. 17.01.2018: "Norme tecniche per le Costruzioni".
- [2] Ministero dei LL.PP. - Circ. 7 del 21.01.2019: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- [3] Tutte le Norme UNI richiamate nei D.M., Istruzioni, Circolari di cui si fa menzione

2.2 Documenti di progetto

- [4] T00GE04GETRE01 - Relazione geotecnica generale
- [5] T00GE06GETRE01 - Relazione sismica
- [6] T00GE01GEOFG01 - Profilo geologico asse principale – Carreggiata est
- [7] T00OS01GETDI01 – Fase di scavo – Planimetria e sviluppata
- [8] T00OS01GETDC01 – Fase di scavo – Dettagli costruttivi
- [9] T00OS01GETDI02 – Sistemazione definitiva – Planimetria e sviluppata
- [10] T00OS01GETSZ01 – Sezioni trasversali

3 PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA

Paratie Plus 19.0

HarpaCeAS – Centro di Analisi Strutturale s.r.l.

Programma di calcolo per l'analisi ad elementi finiti di paratie

Verifiche C.A. S.L.U.

Professore Piero Gelfi

Programma per il calcolo dei domini resistenti M-N per sezioni in calcestruzzo armato

Slide v6.0

Rocscience

Programma per il calcolo della stabilità globale

4 MATERIALI

4.1 Calcestruzzo per elevazione muri di sostegno

Classe di resistenza	C32/40	-		
Rapporto massimo acqua / cemento	0.50	-		
Slump	S4	-		
Contenuto minimo di cemento	320	kg/m ³		
Diametro massimo inerte	25	mm		
Classe di esposizione	XC4-XD1-XF2			
Copriferro minimo + tolleranza di posa	3.0 + 1.0	cm		
Resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck}	=	40.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	=	33.20	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	f_{cm}	= $f_{ck}+8$	= 41.20	N/mm ²
Modulo elastico	E_c	= $22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 33642	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	f_{ctm}	= $0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	= 3.10	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	f_{ctk}	= $0.70 \times f_{ctm}$	= 2.17	N/mm ²
Stato Limite Ultimo				
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C	=	1.50	-
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	=	0.85	-
Resistenza a compressione di calcolo	f_{cd}	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	= 18.81	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctd}	= f_{ctk} / γ_C	= 1.45	N/mm ²
Stato Limite di Esercizio				
Tensione max di compressione - Comb. rara	σ_c	< $0.60 \times f_{ck}$	= 19.92	N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	σ_c	< $0.45 \times f_{ck}$	= 14.94	N/mm ²

4.2 Calcestruzzo per fondazione muri di sostegno

Classe di resistenza	C28/35	-		
Rapporto massimo acqua / cemento	0.55	-		
Slump	S4	-		
Contenuto minimo di cemento	320	kg/m ³		
Diametro massimo inerte	32	mm		
Classe di esposizione	XC2			
Copriferro minimo + tolleranza di posa	3.0 + 1.0	cm		
Resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck}	=	35.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	=	29.50	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	f_{cm}	= $f_{ck}+8$	= 37.05	N/mm ²
Modulo elastico	E_c	= $22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 32588	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	f_{ctm}	= $0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	= 2.86	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	f_{ctk}	= $0.70 \times f_{ctm}$	= 2.00	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C	=	1.50	-
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	=	0.85	-
Resistenza a compressione di calcolo	f_{cd}	=	$\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	= 16.72 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctd}	=	f_{ctk} / γ_C	= 1.33 N/mm ²

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara	σ_c	<	$0.60 \times f_{ck}$	= 17.70 N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	σ_c	<	$0.45 \times f_{ck}$	= 13.28 N/mm ²

4.3 Acciaio per cemento armato tipo B450C

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	f_{tk}	=	540.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	f_{yk}	=	450.00	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	γ_S	=	1.15	-
Resistenza a trazione di calcolo	f_{yd}	=	f_{yk} / γ_S	= 391.30 N/mm ²

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di trazione	σ_s	<	$0.80 \times f_{yk}$	= 360.00 N/mm ²
--------------------------	------------	---	----------------------	----------------------------

4.4 Miscela cementizia per iniezione tiranti Rck ≥ 30 N/mm²

Bulbo di fondazione eseguito con iniezioni ripetute e selettive.

Rapporto acqua / cemento	0.4-0.45
Resistenza a compressione (a 28 gg)	30 N/mm ²
Cemento	Tipo III A 32,5R o 42,5R o IV A 32,5R o 42,5R
Contenuto minimo di cemento	100 kg/m ³
Eventuali additivi fluidificanti non aeranti	
Filler calcareo o siliceo	0÷30 kg
Eventuale bentonite	< 4% in peso del cement
Fluidità Marsch	20"÷35"
essudazione	< 2%

L'acqua dovrà essere conforme alle norme UNI 7163 dell'aprile 1979, mentre il filler dovrà presentare un passante al setaccio n. 37 della serie UNI 2332, di apertura 0.075 mm, inferiore al 3% in peso.

4.5 Acciaio per trefoli: Trefoli 0.6"

Diametro nominale	D_p	=	15.20	mm ²
Area del trefolo	A_p	=	139	mm ²
Peso a metro lineare	P_p	=	10.90	N/m
Tensione caratteristica di rottura a trazione	f_{ptk}	=	1860	kPa
Tensione limite di snervamento	$f_{p(1)k}$	=	1670	kPa

Modulo Elastico	E	=	200.000 N/mm ²
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	=	1.15 --
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{p(1)k}/\gamma_s$	=	1452.2 N/mm ²
Stato Limite di Esercizio			
Tensione max di trazione	σ_s	=	1004 N/mm ²

4.6 Acciaio per micropali

Tubolari in acciaio S355H.

4.7 Acciaio per rete elettrosaldata

Rete elettrosaldata in acciaio B450C.

4.8 Acciaio per travi di ripartizione

Profilati a doppio T in acciaio S355.

5 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Per permettere la realizzazione della due nuove carreggiate nel tratto compreso fra le progressive di progetto 3+994.27 e 4+147.04 verranno realizzati, al fine di ridurre gli sbancamenti della scarpata situata a nord dell'attuale sede stradale: prima una berlinese provvisoria e successivamente un muro di sostegno definitivo.

Si riportano di seguito le planimetrie in fase provvisoria e definitiva della zona oggetto di studio e una sezione tipologica che mostra l'intervento in progetto.

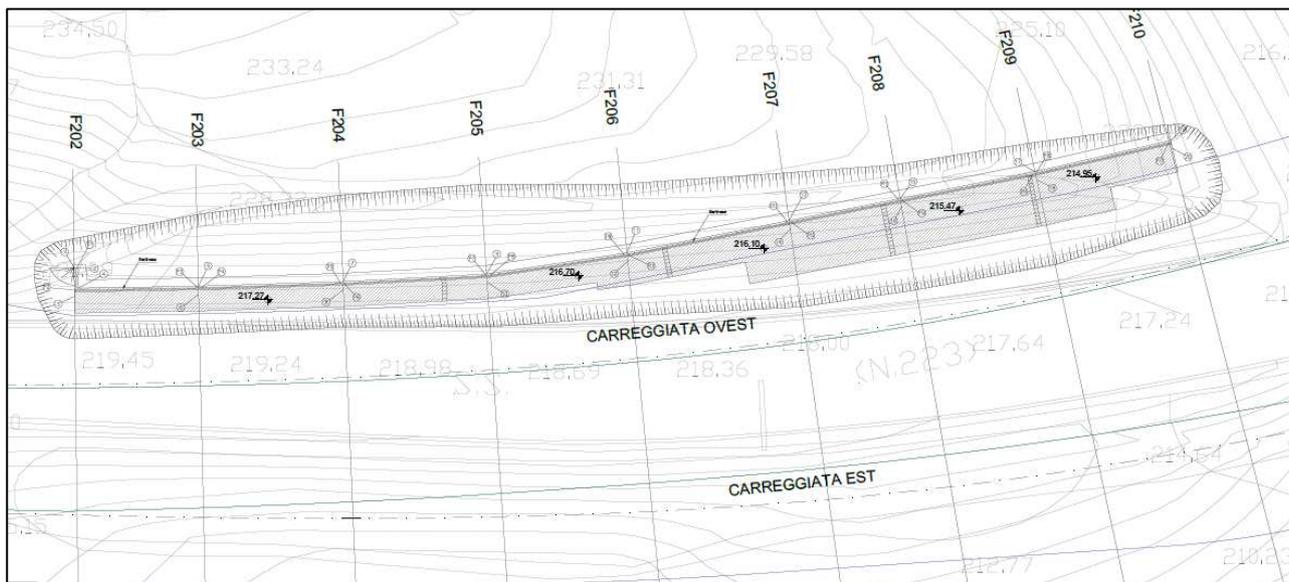


Figura 2 – Planimetria della zona oggetto di studio – fase provvisoria

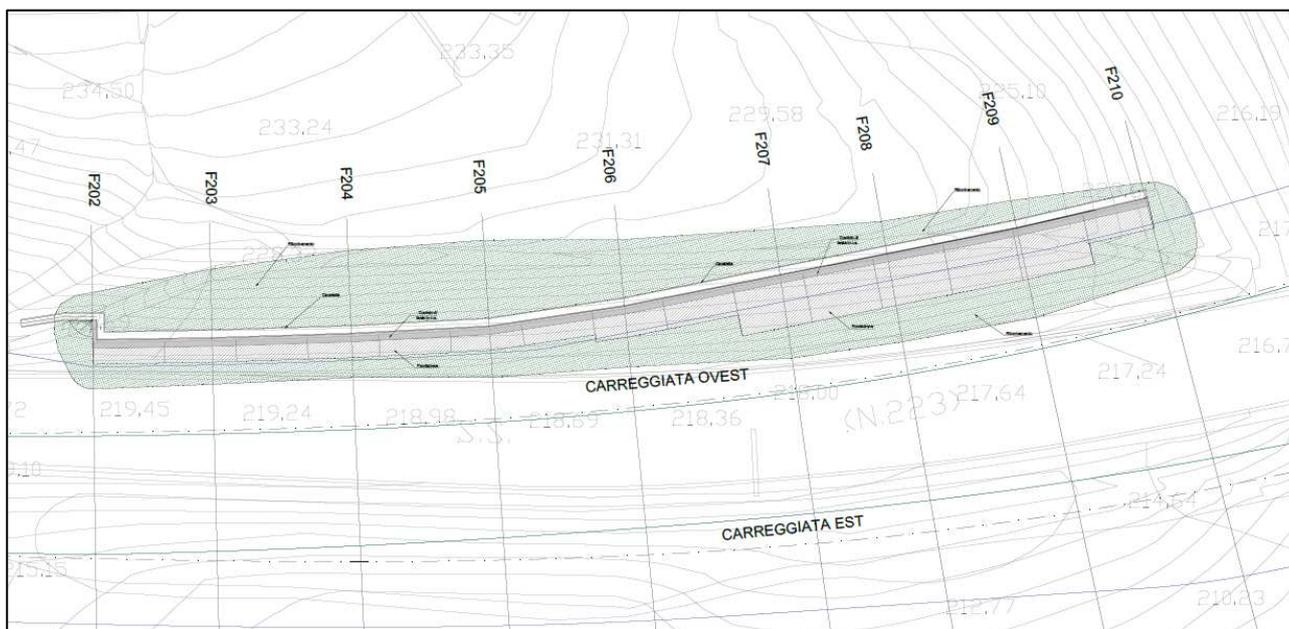


Figura 3 – Planimetria della zona oggetto di studio – fase definitiva

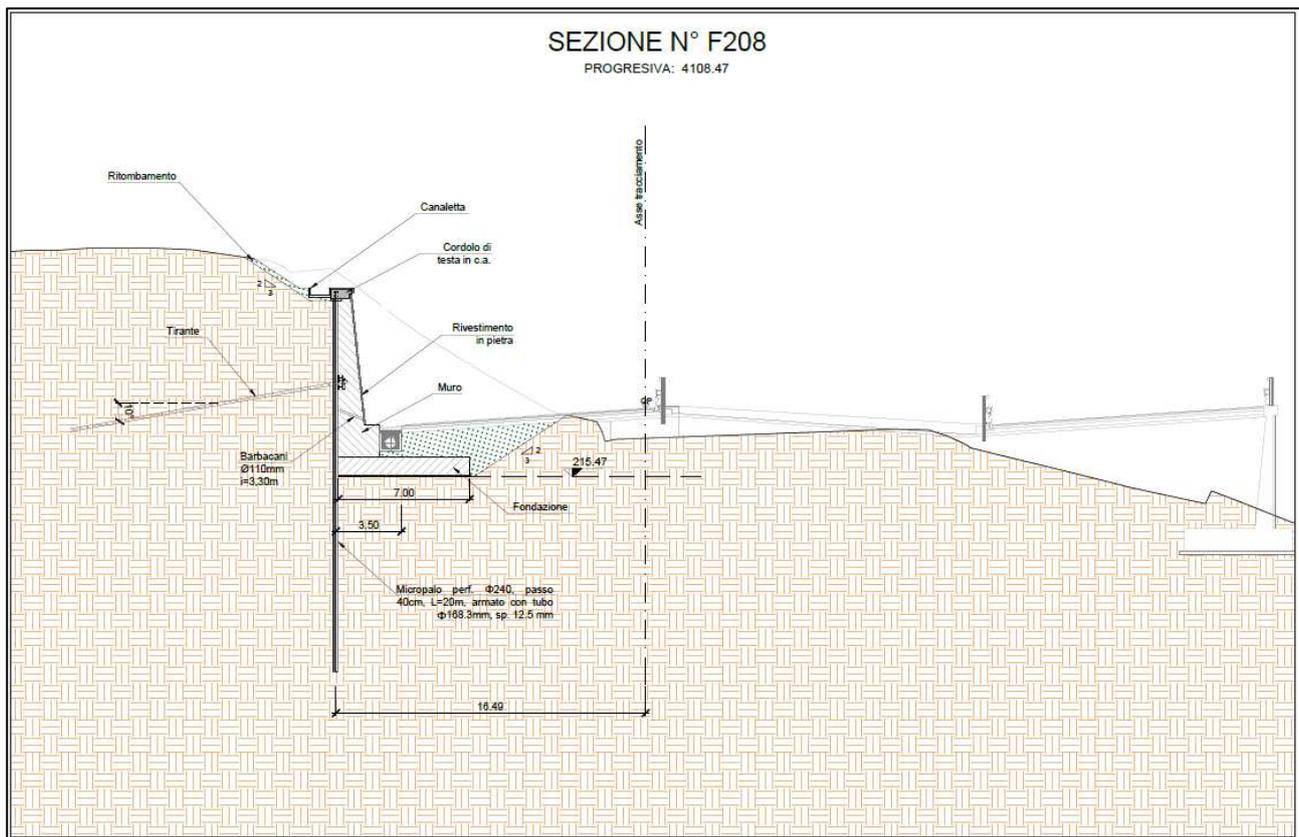


Figura 4 – Sezione tipologica

Le altezze di scavo relative al presente intervento variano da circa un massimo di 10 m a un minimo di 5 m.

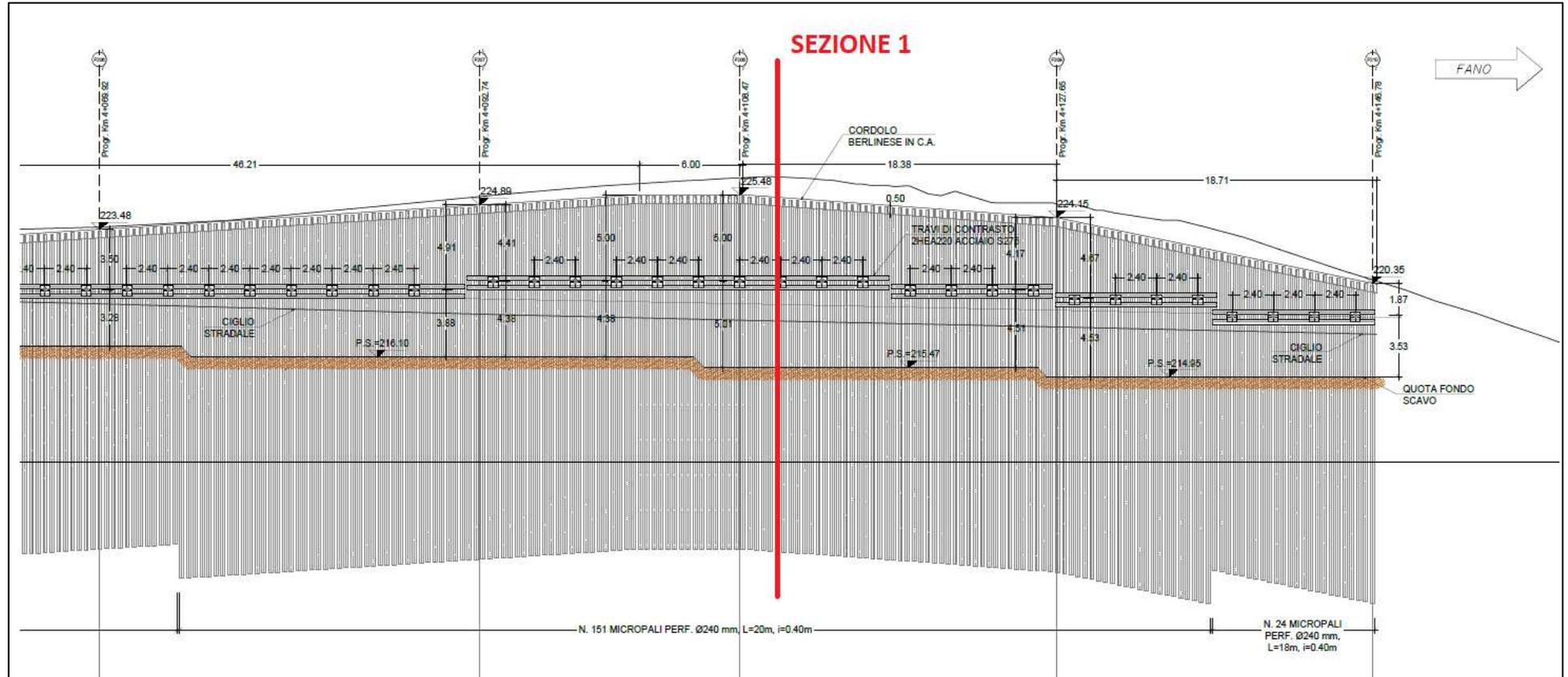
La berlinese provvisoria verrà realizzata mediante micropali con diametro di perforazione $\phi 240$ mm disposti a passo 40 cm, armati mediante tubolare in acciaio $\phi 168.3$ mm, spessore 12.5 mm.

Davanti ai micropali verrà disposta una rete elettrosaldata $\phi 5$ mm ricoperta da uno strato protettivo di betoncino proiettato di 10 cm.

Per i tratti di paratia con altezza di scavo maggiore di 5 m verrà previsto l'utilizzo di un ordine di tiranti provvisori a 4 trefoli, disposti a passo 2.4 m, al fine di garantire la stabilità dell'opera di sostegno. Per le caratteristiche dei tiranti si rimanda al paragrafo 8.3.2 della presente.

Nelle figure seguenti si riportano i particolari della berlinese e la relativa sviluppata con l'identificazione delle sezioni di studio considerate nelle analisi numeriche, di cui ai capitoli 8 e 9, le quali sono:

- Sezione 1, altezza di scavo 10 m;
- Sezione 2, altezza di scavo 5.3 m.



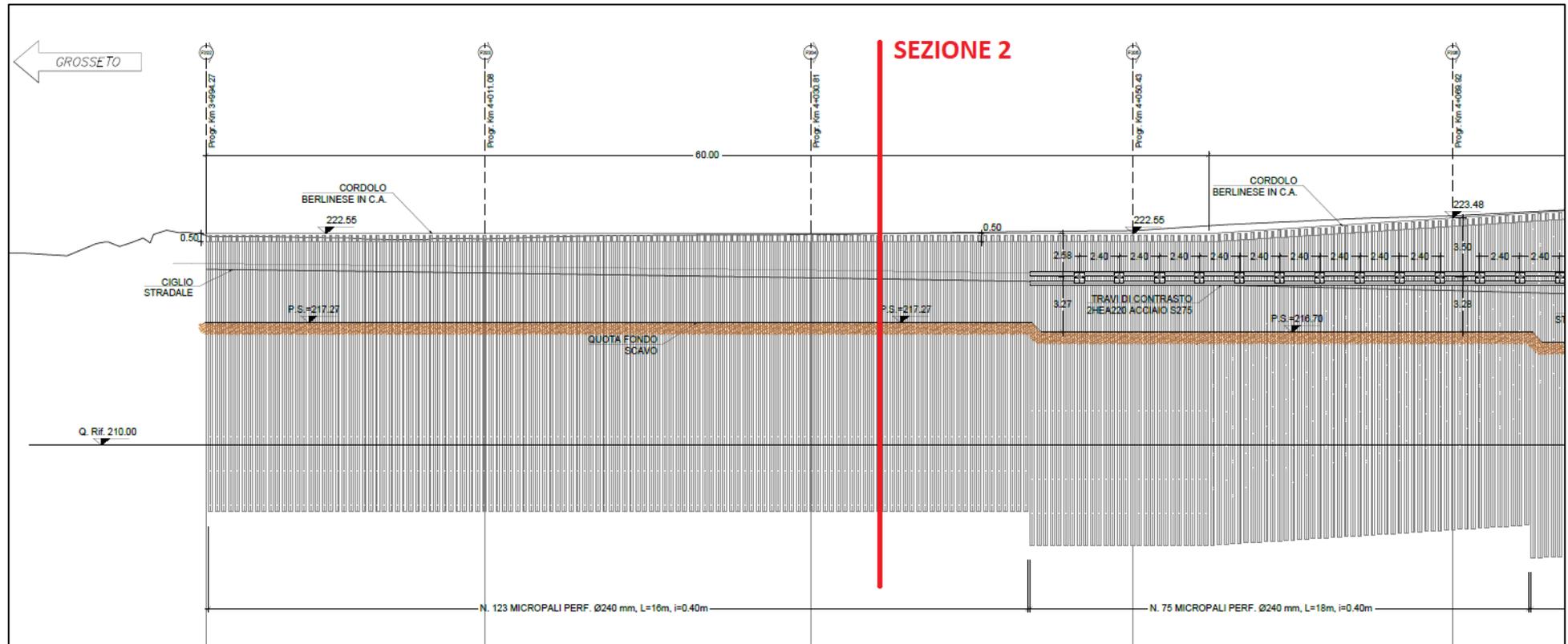


Figura 6 – Sviluppata berlinese con identificazione delle sezioni di studio

In fase definitiva verrà realizzato un muro di sostegno con altezze (comprehensive della fondazione) variabili da un massimo di 10 m a un minimo di 5 m.

Si riporta nell'immagine seguente una sezione tipologica del muro in oggetto di studio.

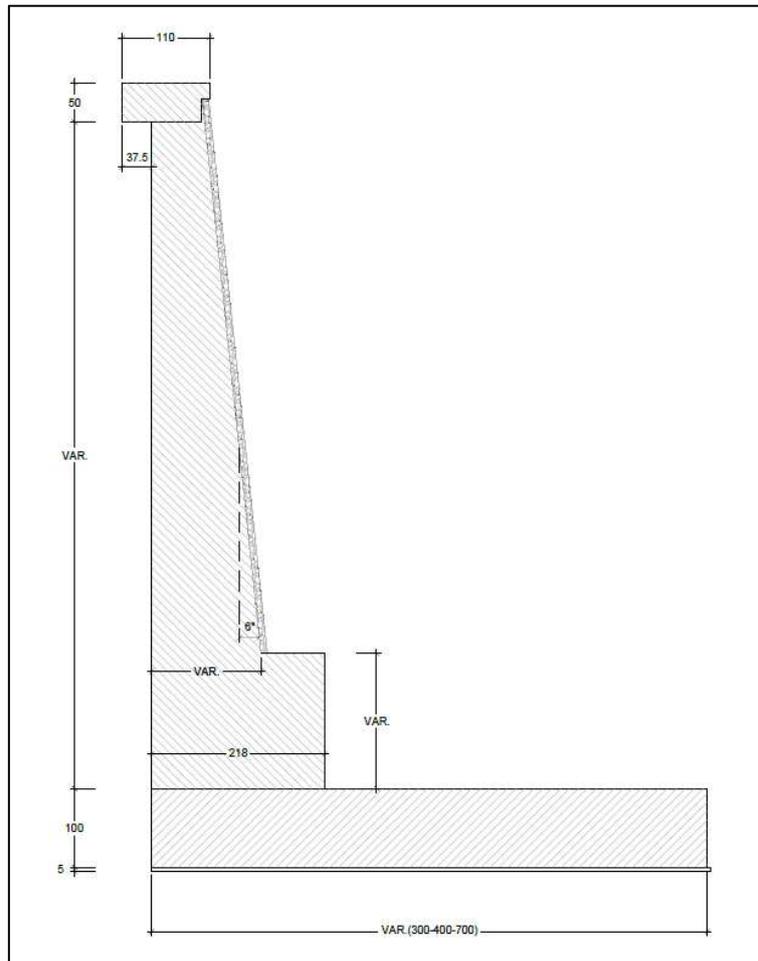


Figura 7 – Sezione tipologica del muro di sostegno definitivo

Per tale muro è stata studiata la configurazione più gravosa corrispondente alla sezione di massima altezza $H = 10$ m

6 STRATIGRAFIA DI CALCOLO

Si riporta nell'immagine seguente un estratto del profilo geologico di progetto relativo alla tratta interessata dalle opere oggetto di studio.

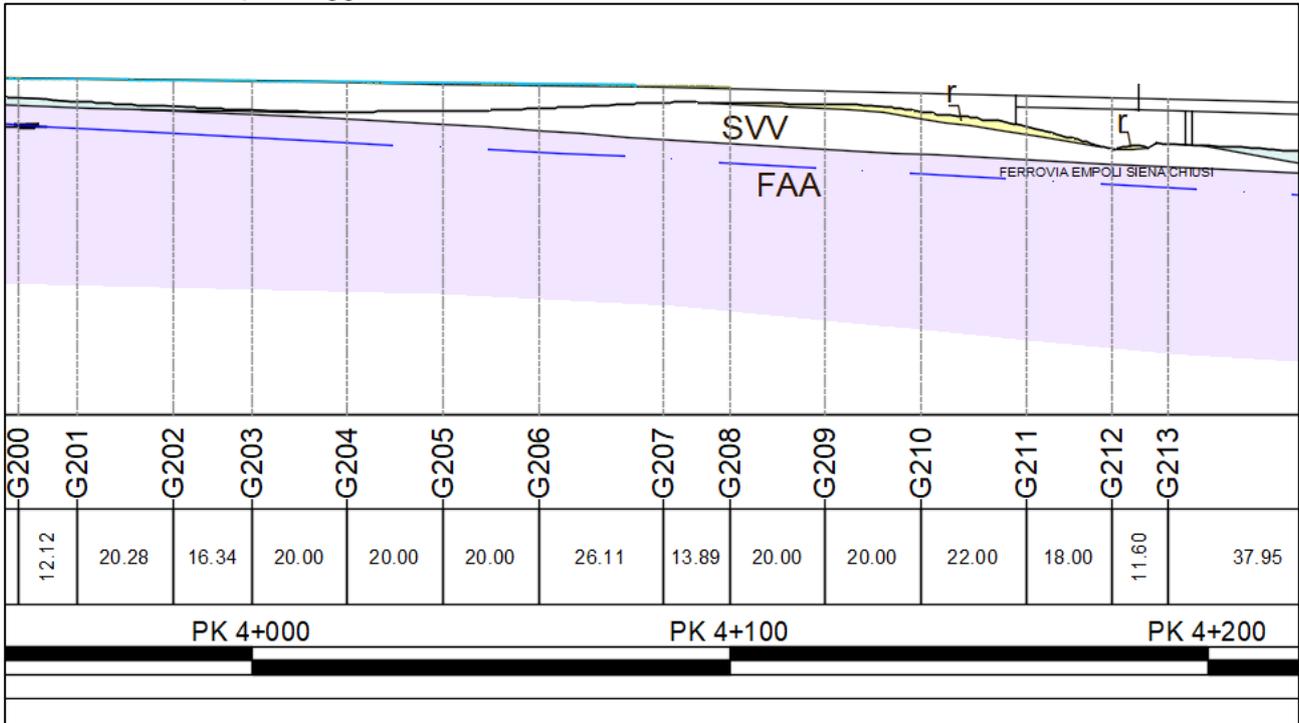


Figura 8 – Estratto del profilo geologico in corrispondenza della tratta in esame [6]

Le formazioni di interesse per il dimensionamento delle opere risultano quindi essere:

- sabbie di S. Vivaldo (SVV): areniti poco cementate e sabbie a grana da fine a media, molto bioturbate, di colore giallo-ocra, localmente con resti di Ostreidi e Pectinidi;
- argille azzurre (FAA): peliti marnose massive, spesso bioturbate, localmente fossilifere, talvolta intercalate a strati sabbiosi tabulari; all'interno e nella parte alta sono presenti argille sabbiose e limi color nocciola con Lamellibranchi e Gasteropodi.

Relativamente alla caratterizzazione geotecnica delle SVV si specifica che non essendo presenti risultati di indagini specifiche sulle Sabbie di San Vivaldo e tenuto conto che questa unità ha una componente limosa piuttosto importante, che le argille azzurre (unità FAA) hanno anch'esse una componente limoso-sabbiosa importante, che le prove sulle due litofacies (limoso-argillosa e limoso-sabbiosa) delle argille hanno fornito valori di resistenza paragonabili, si assume per le sabbie di San Vivaldo il peso di volume, i parametri di resistenza drenati e il modulo di deformabilità considerati per le argille azzurre.

Resta inteso che per la progettazione esecutiva dovrà essere eseguita una adeguata caratterizzazione geotecnica dell'unità SVV attraverso l'esecuzione di almeno un sondaggio a carotaggio continuo con prove in foro e prove geotecniche di laboratorio su campioni indisturbati per la determinazione diretta dei parametri di resistenza e deformabilità dell'unità geotecnica delle Sabbie di San Vivaldo.

Per lo svolgimento delle analisi riportate nel seguito, sono stati considerati i parametri geotecnici riportati nella seguente tabella.

Stratigrafia e parametri geotecnici utilizzati nelle analisi						
Unità	γ	c'	ϕ'	E_0	z_{in}	z_{fin}
	[kN/mc]	[kPa]	[deg]	[MPa]	[m]	[m]
SVV	20	30	28	15	+2.5	-15
FAA	20	30	28	15	-15	-

In valori di z_{in} e z_{fin} in tabella sono relativi alla quota di zero in corrispondenza della testa della paratia.

Si precisa che nelle analisi, a favore di sicurezza, lo strato più superficiale di terreno, fino a una profondità di -1 m, è stato considerato senza coesione.

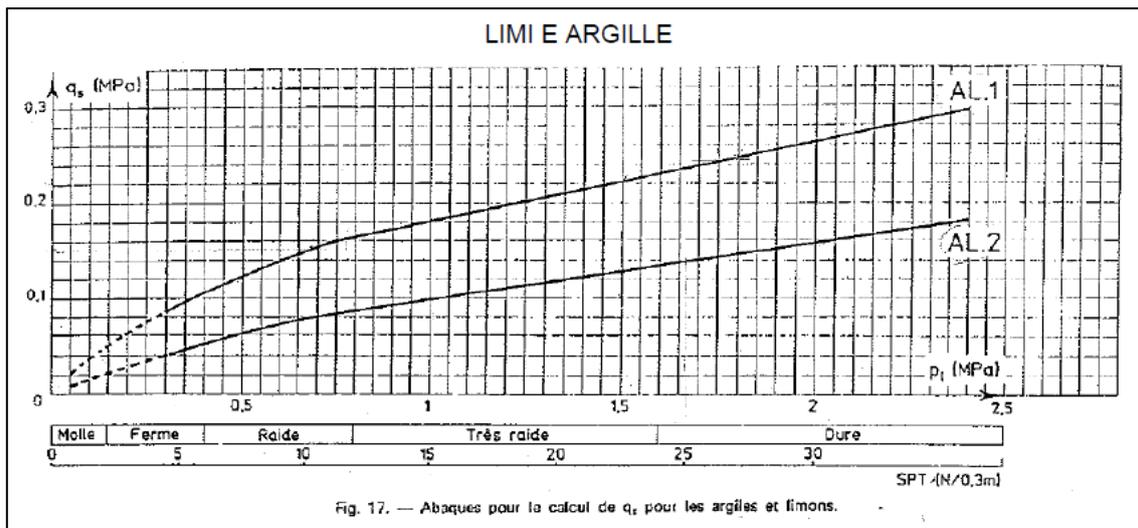
La falda è stata identificata a una profondità tale da non interferire con le opere in esame (circa -22.5 m da piano campagna).

Per il dimensionamento dei bulbi di ancoraggio dei tiranti sono stati considerati i seguenti valori di resistenza limite media e minima di aderenza fra bulbo e terreno.

Terreno	Aderenza limite bulbo-terreno τ_{lim}	
	[kPa]	
SVV	$\tau_{a,c,min}$	250
	$\tau_{a,c,med}$	300
FAA	$\tau_{a,c,min}$	250
	$\tau_{a,c,med}$	300

Tali valori sono stati ottenuti sulla base delle correlazioni di Bustamante e Doix presenti in letteratura, che forniscono i valori di aderenza bulbo-terreno in funzione dei risultati delle prove penetrometriche.

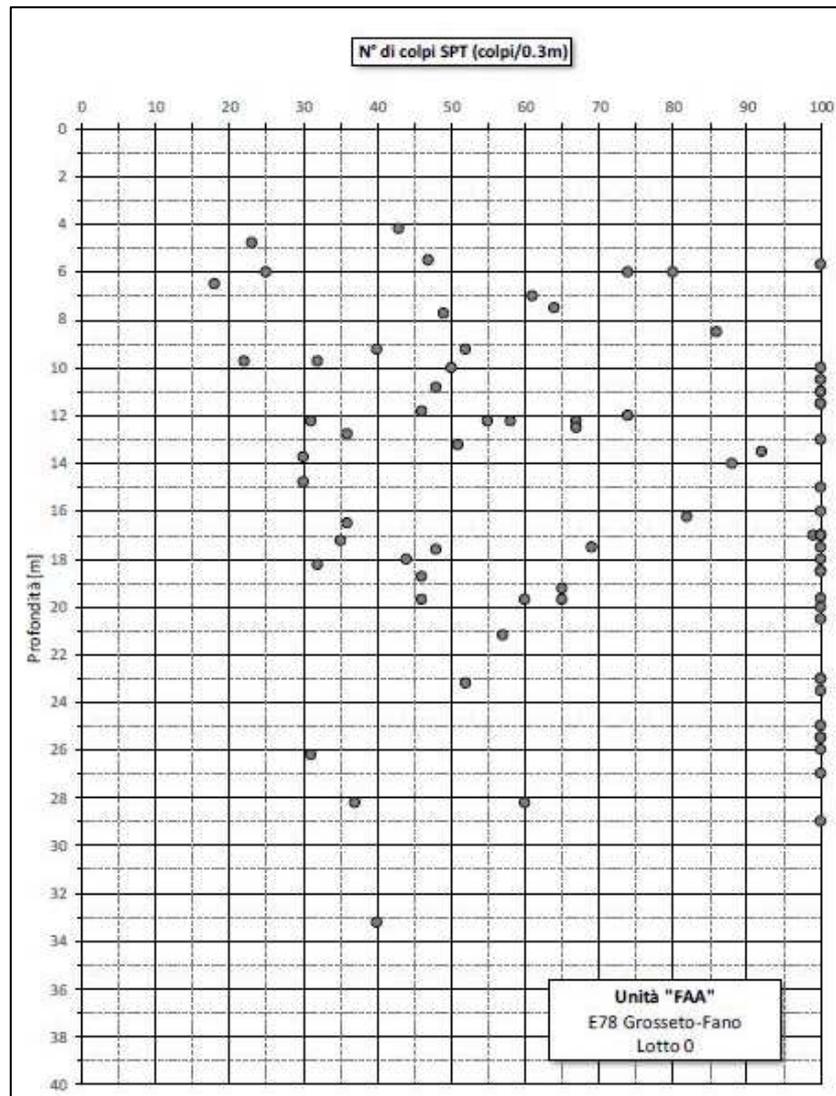
In particolare, di seguito si riporta il grafico proposto dagli autori per un terreno costituito da limi e argille (caso rappresentativo della formazione FAA).



Nel grafico sopra riportato sono presenti due curve, le quali sono funzione della metodologia realizzativa del bulbo di ancoraggio e, in particolare, la curva AL.1 si riferisce alla metodologia IRS (iniezioni ripetute selettive) e la curva AL.2 alla metodologia IGU (iniezioni a bassa pressione).

Nel presente caso si farà riferimento alla curva AL.1 in quanto la metodologia realizzativa prevista per le fondazioni dei tiranti è di tipo IRS.

Nel grafico seguente è riportato l'andamento dei risultati delle prove SPT (si veda l'appendice 1 della Relazione Geotecnica Generale [4]) con la profondità.



Considerando come valori medio e minimo del parametro N_{spt} rispettivamente 35 e 30 è possibile ottenere mediante il grafico proposto da Bustamente e Doix i valori dell'aderenza limite media e minima pari rispettivamente a 300 kPa e 250 kPa.

Per la formazione SVV, tenendo conto di quanto detto in precedenza, sono stati assunti i medesimi valori di aderenza limite media e minima.

7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Per il muro di sostegno definitivo sono state considerate una vita nominale $V_N \geq 50$ anni nonché una classe d'uso IV ($C_U = 2$). Pertanto, il periodo di riferimento per l'azione sismica vale:

$$V_R = V_N C_U = 50 \times 2.0 = 100 \text{ anni}$$

Di seguito si riportano i valori dei parametri sismici a_g , F_0 , T^*_c considerati per il problema in esame.

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_c (s)
SLO	60	0,064	2,518	0,258
SLD	101	0,079	2,509	0,264
SLV	949	0,174	2,516	0,283
SLC	1950	0,212	2,556	0,290

Pertanto, per la verifica riferita allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), si ottiene:

- PVR = 10 %
- $T_R = 949$
- $a_g = 0.174g$

La categoria sismica di sottosuolo è stata determinata, sulla base dei risultati delle prospezioni sismiche down-hole eseguite nelle campagne del 2009 e del 2019, per tutte le principali opere dell'infrastruttura in progetto:

	categoria di sottosuolo	down-hole 2009	Vs30 [m/s]	categoria di sottosuolo	down-hole 2019	Vs30 [m/s]	categoria di sottosuolo
Viadotto Tressa	C	S2-DH1	317	C	S02D-DH	407	B
Galleria San Lazzerò *	C	S5-DH2	364	B	-	-	-
Viadotto Luglie	C	S8-DH3	317	C	-	-	-
Viadotto Valli	C	S9-DH4	224	C	-	-	-
Viadotto Casone	B	S10-DH5	395	B	S05D-DH	455	B
Viadotto Ribucciano	B	S11-DH6	447	B	-	-	-
Galleria Bucciano	C	S13-DH7	337	C	-	-	-
Viadotto Rilugog	C	S16-DH8	340	C	S11D-DH	428	B
					S14D-DH	496	B
* dato il valore di Vs30 molto prossimo al limite della categoria C, utilizzare cautelativamente la categoria C anche per la Galleria San Lazzerò							

Assumendo cautelativamente una categoria di sottosuolo di tipo C si ottiene un coefficiente di

amplificazione stratigrafica $S_s = 1.44$.

Il coefficiente di amplificazione topografica, data le caratteristiche geometriche della zona in esame, è stato assunto unitario.

Pertanto, si ottiene:

$$a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0.25g$$

Assumendo, come indicato dalle NTC 2018 al paragrafo 7.11.6, un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito per muri liberi di traslare, $\beta_m = 0.38$, si ottiene:

$$k_h = a_{max} \cdot \beta_m = 0.095$$

$$k_v = \pm k_h / 2 = 0.045$$

8 ANALISI NUMERICA PARATIA – SEZIONE 1

Nel presente capitolo sono mostrati i risultati dell'analisi svolta con il software Paratie Plus 19 e le verifiche necessarie per il dimensionamento della berlinese relative alla sezione di calcolo 1, così come identificata al precedente capitolo 5 della presente.

Per la visualizzazione della metodologia di calcolo adottata si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale [4].

La berlinese in tale sezione è costituita da micropali di lunghezza 20 m contrastati da un ordine di tiranti. L'altezza di scavo reale è pari a 10 m; nell'analisi, tale valore è stato cautelativamente incrementato di 0.5 m per tener conto delle prescrizioni fornite dalle NTC 2018 (Figura 9).

La berlinese provvisoria nella sezione di studio 1 risulta costituita da micropali di lunghezza 20 m con diametro di perforazione $\phi 240$ mm, interasse 40 cm, armati mediante tubolare in acciaio $\phi 168.3$ mm e spessore 12.5 mm.

Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche dei tiranti considerate nell'analisi.

Tipo	Lungh. libera (m)	Lungh. bulbo (m)	Lungh. tot. (m)	n° trefoli	Pre-tiro (kN)	Collaudo (kN)	Incl. (gradi)	Ø perf. (mm)
PROVVISORI	11.00	8.00	19.00	4	300	430	10°	160

I tiranti sono posti a una quota di -5 m a partire dalla testa della berlinese.

8.1 Modello di calcolo

Lo schema geometrico utilizzato nell'analisi è riportato nella seguente figura.

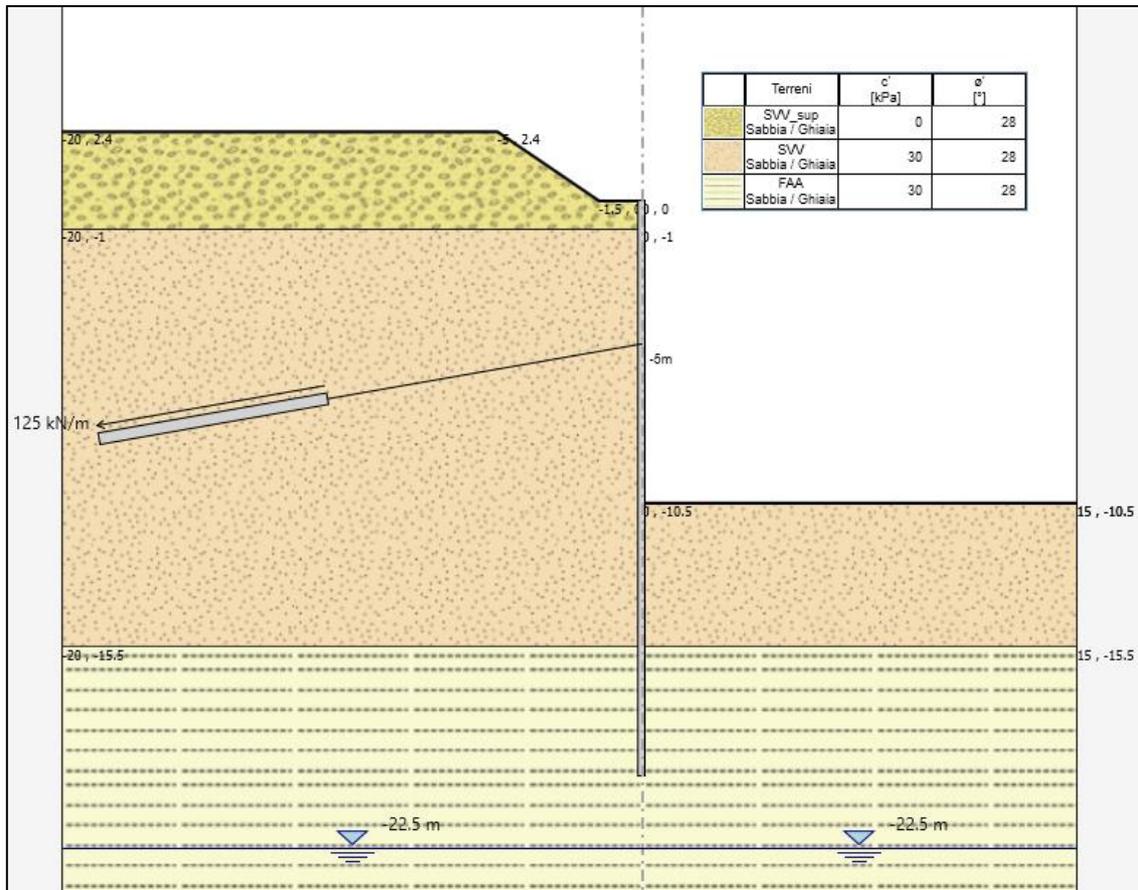


Figura 9 – Sezione 1 - Schema geometrico

8.2 Risultati delle analisi

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati dell'analisi svolta mediante il programma di calcolo Paratie Plus 19. In particolare, nelle seguenti figure, sono mostrati i valori delle azioni interne nella berlinese (momento flettente e taglio), le reazioni nei tiranti e gli spostamenti subiti dall'opera.

Le azioni interne e le reazioni nei tiranti sono fornite per metro lineare.

I risultati riportati nel seguito riassumono quanto ottenuto con riferimento alle combinazioni SLU (STR A1, M1, R1 e GEO A2, M2, R1), e SLE.

Si noti che, essendo la natura di tale opera provvisoria, non sono state studiate le combinazioni sismiche.

Per una visione più dettagliata dei risultati forniti dal programma si veda l'allegato alla presente contenente il relativo report di calcolo.

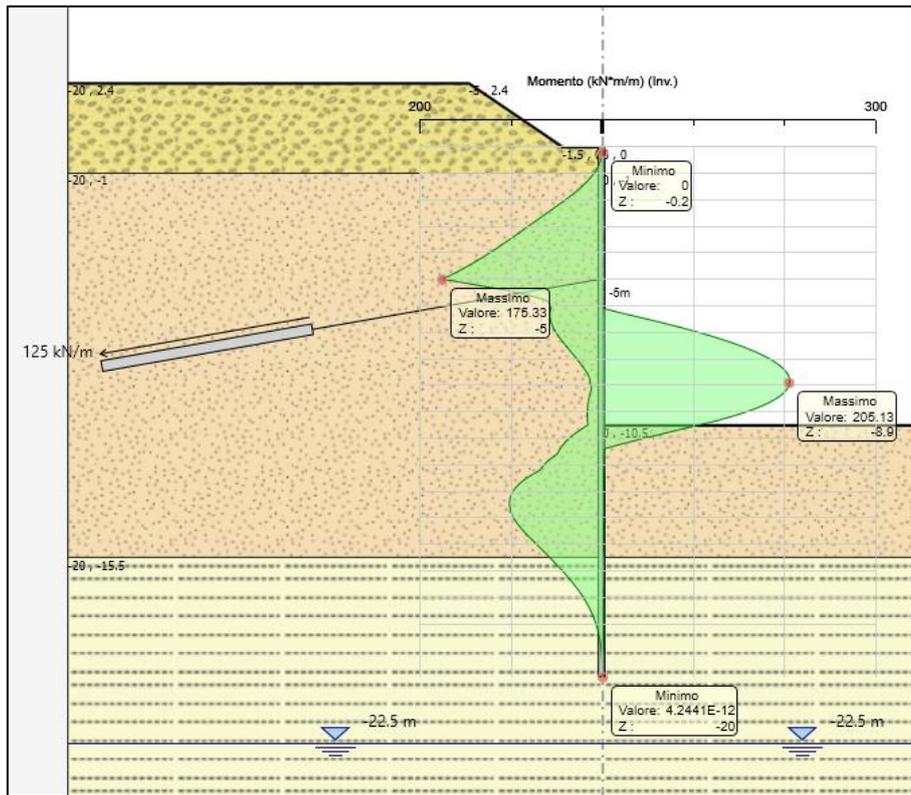


Figura 10 – Involuppo combinazioni SLU – momento flettente

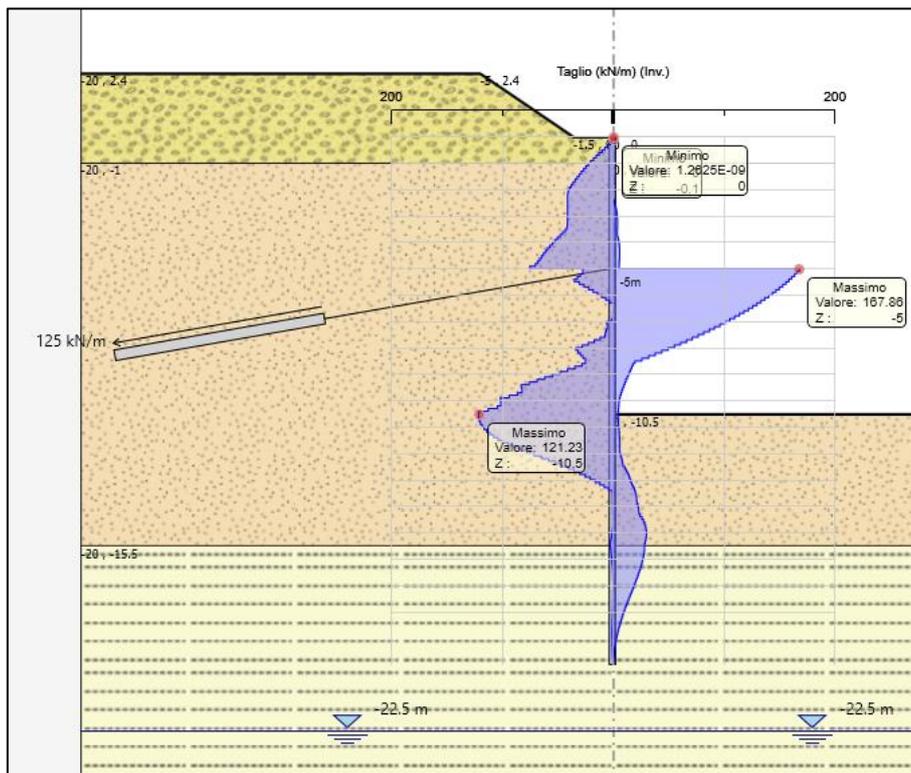


Figura 11 – Involuppo combinazioni SLU – azione tagliante

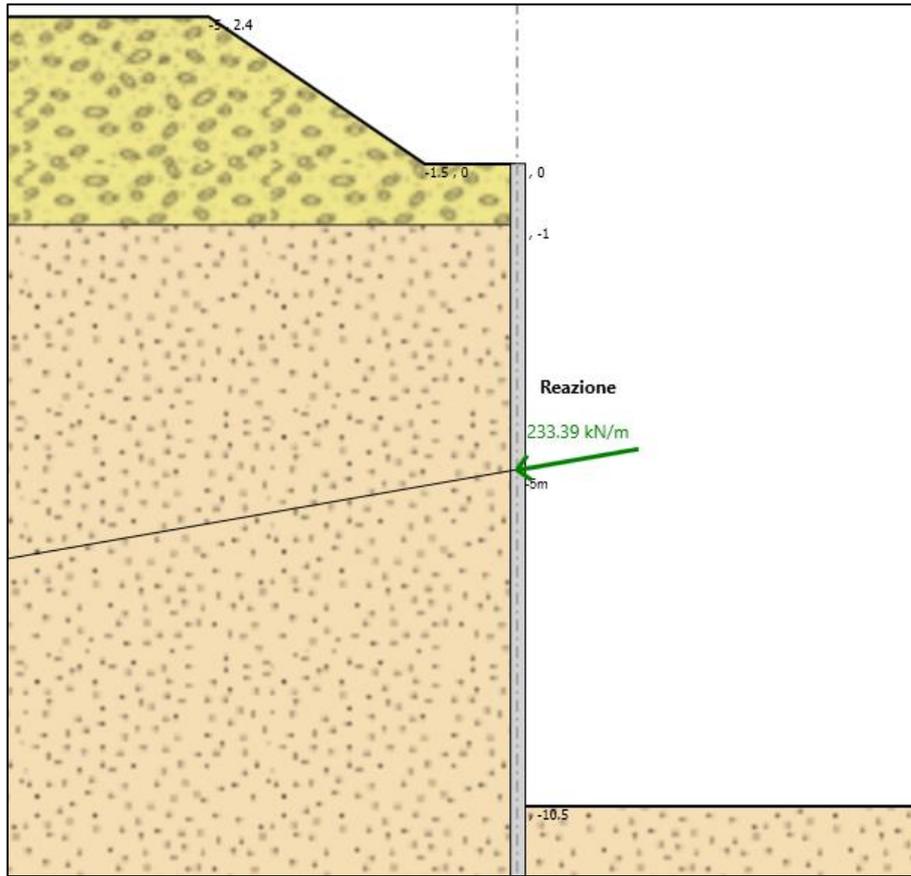


Figura 12 – Involuppo combinazioni SLU – trazione nei tiranti

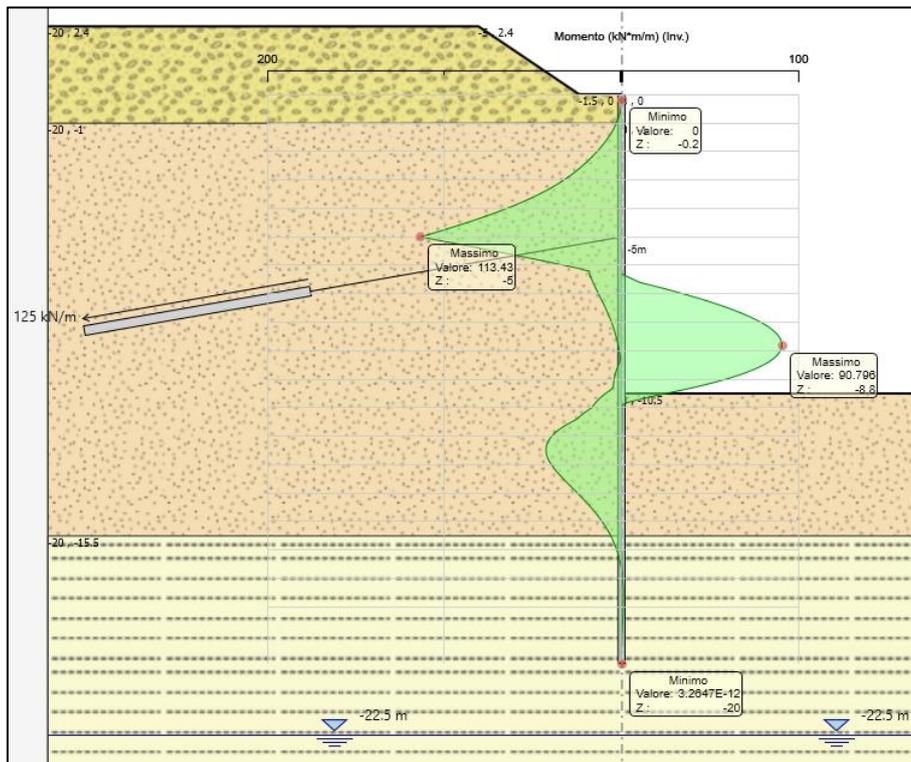


Figura 13 – Involuppo combinazioni SLE – momento flettente

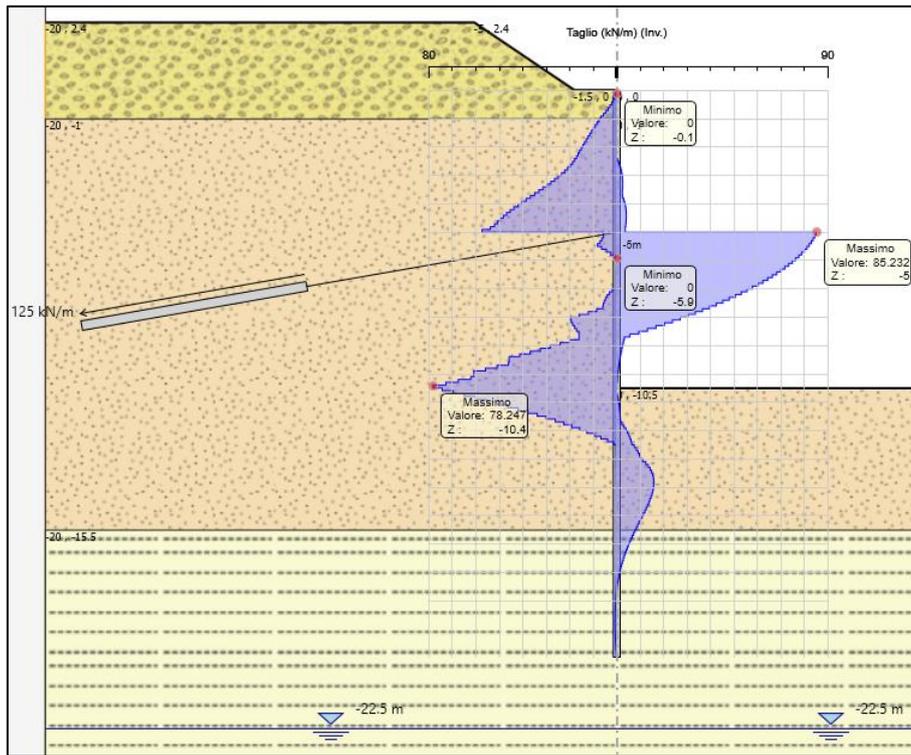


Figura 14 – Involuppo combinazioni SLE – azione tagliante

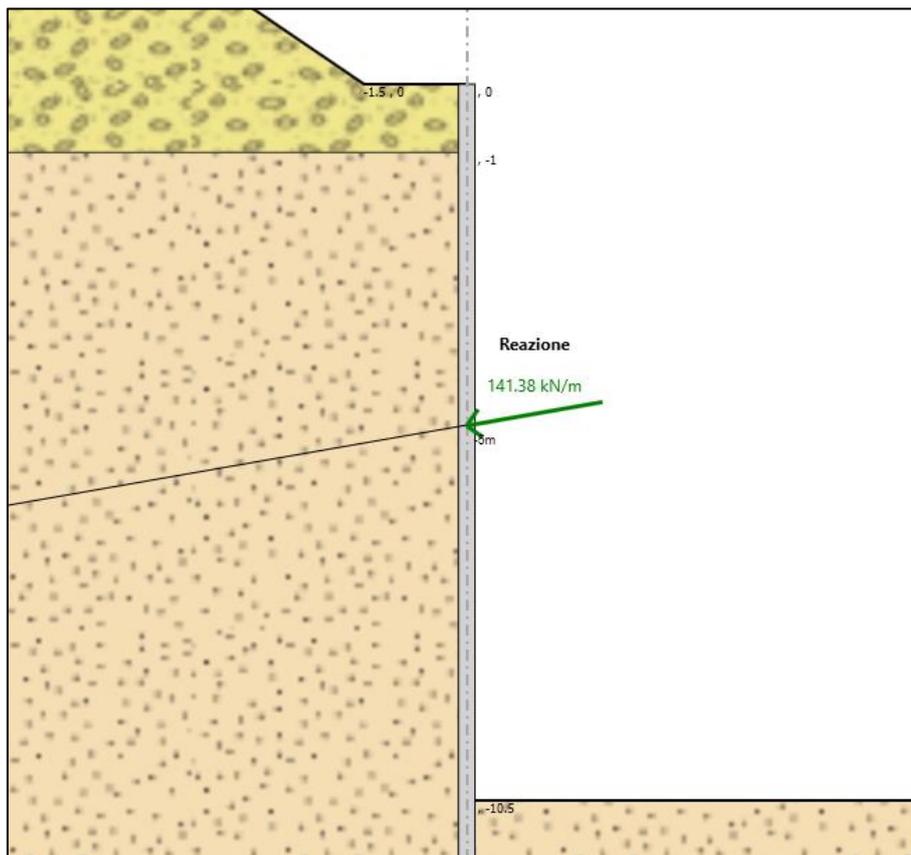


Figura 15 – Involuppo combinazioni SLE – trazione nei tiranti

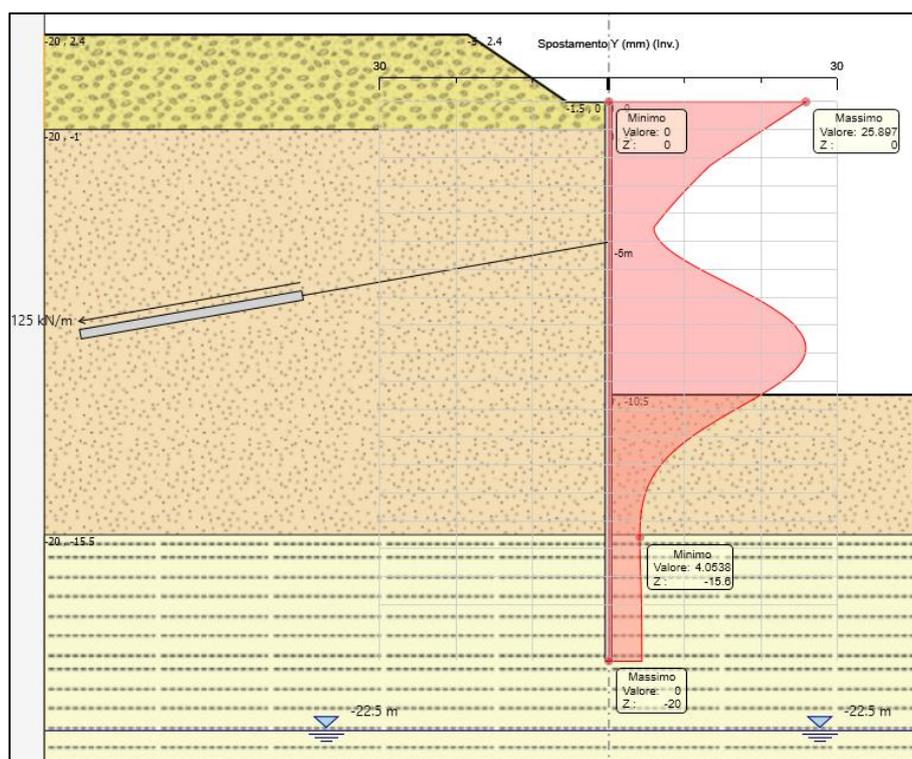


Figura 16 – Involuppo combinazioni SLE – deformata berlinese

Per la verifica geotecnica di limitazione della spinta passiva mobilitata a valle della paratia si rimanda al paragrafo 6 *Summary for all Active Design Assumption* dell'allegato Sezione 1 alla presente Relazione. I risultati delle analisi mostrano che la percentuale di spinta passiva che risulta mobilitata a valle della berlinese è sempre inferiore al 50% della spinta massima mobilitabile e pertanto non si ritiene che possano verificarsi instabilità di tipo geotecnico.

8.3 Verifiche berlinese

8.3.1 Verifiche SLU

Nelle seguenti tabelle si riportano le sollecitazioni massime e le relative resistenze di progetto.

	M_{Ed} [kNm/m]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} tubolare $\phi 168.3$, spessore 12.5 mm, acciaio S355 [kNm]	VERIFICA ($\gamma_R=1.05$)
STR (A1, M1, R1)	147.46	58.98	102.81	OK
GEO (A2, M2, R1)	205.13	82.05	102.81	OK
SLE	113.43	45.37	102.81	OK

	V_{Ed} [kN/m]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} tubolare $\phi 168.3$, spessore 12.5 mm, acciaio S355 [kN]	VERIFICA ($\gamma_R=1.05$)
STR (A1, M1, R1)	110.8	44.32	760.3	OK
GEO (A2, M2, R1)	167.86	67.14	760.3	OK
SLE	85.23	34.09	760.3	OK

8.3.2 Verifiche tiranti

La berlinese risulta contrastata da un ordine di tiranti alla quota di -5 m a partire dalla testa della berlinese disposti con interasse di 2.4 m.

Tipo	Lungh. libera (m)	Lungh. bulbo (m)	Lungh. tot. (m)	n° trefoli	Pre-tiro (kN)	Collaudo (kN)	Incl. (gradi)	Ø perf. (mm)
PROVVISORI	11.00	8.00	19.00	4	300	430	10°	160

Nella seguente tabella sono riportati i valori massimi dell'azione agente nei tiranti nelle diverse combinazioni, il valore di pretiro ed il valore di collaudo:

INTERASSE	PRETIRO	COLLAUDO	SLE	Comb1 A1+M1+R3	Comb2 A2+M2+R1
[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
2.4	300	430	339.31	441.12	560.16

8.3.2.1 Verifiche strutturali dei tiranti allo SLE

La verifica allo SLE è atta a controllare che il tiro presente nei tiranti in esercizio sia inferiore al tiro ammissibile, pari a:

$$\text{Tiranti} : T_{\text{ammissibile}} = \min(0.85 \cdot f_{p(1)k} \cdot 0.9; 0.6 \cdot f_{ptk} \cdot 0.9) \cdot A_{\text{tref}} \cdot n_{\text{tref}} = 139.55 \cdot n_{\text{tref}}$$

dove:

$$\begin{aligned} A_{\text{tref}} &= 139 \text{ mm}^2 && \text{area trefolo;} \\ f_{p(1)k} &= 1670 \text{ kPa} && \text{tensione limite di snervamento del trefolo;} \\ f_{ptk} &= 1860 \text{ kPa} && \text{caratteristica di rottura a trazione del trefolo;} \end{aligned}$$

Nel caso in esame risulta:

VERIFICHE TIRANTI SLE				
ORDINE	N° TREFOLI	T _(SLE)	T _{amm}	T _(SLE) <T _{amm}
	[-]	[kN]	[kN]	[-]
I	4	339.31	558.20	OK

La verifica risulta soddisfatta in quanto $T_{(SLE)} < T_{\text{amm}}$.

8.3.2.2 Verifiche strutturali dei tiranti allo SLU

La sollecitazione di progetto F_{Ed} è stata ottenuta considerando il massimo valore fornita dalle combinazioni STR (A1, M1, R3) e GEO (A2, M2, R1) e dal tiro di collaudo.

La resistenza di progetto per i tiranti è pari a:

$$T_{Rd} = \frac{n^{\circ}_{\text{tref}} \cdot A_{\text{tref}} \cdot f_{p(1)k}}{\gamma_s} = 201.85 \cdot n^{\circ}_{\text{tref}} [\text{kN}]$$

dove:

$$\begin{aligned} A_{\text{tref}} &= 139 \text{ mm}^2 && \text{area trefolo;} \\ f_{p(1)k} &= 1670 \text{ kPa} && \text{tensione limite di snervamento del trefolo;} \\ \gamma_s &= 1.15 \text{ kPa} && \text{coefficiente parziale di sicurezza sull'acciaio.} \end{aligned}$$

Nel caso in esame risulta:

n° trefoli	T _{Ed} [kN]	T _{Rd} [kN]	T _{Ed} < T _{Rd}
4	560.16	807.40	OK

La verifica risulta soddisfatta in quanto T_{Ed} < T_{Rd} in tutti gli ordini.

8.3.2.3 Calcolo della lunghezza libera

La lunghezza libera dei tiranti viene calcolata in fase statica imponendo che l'ancoraggio possa sviluppare interamente la spinta attiva, vale a dire che l'ancoraggio deve essere posizionato al di fuori del cuneo di spinta attiva ottenuto una superficie di scorrimento a partire dal piede della paratia inclinata di 45° + φ/2 sull'orizzontale.

L'affondamento del tirante è stato prudenzialmente aumentato di 0.2 volte l'altezza di scavo rispetto a quello calcolato geometricamente, come suggeriscono numerose raccomandazioni disponibili in letteratura.

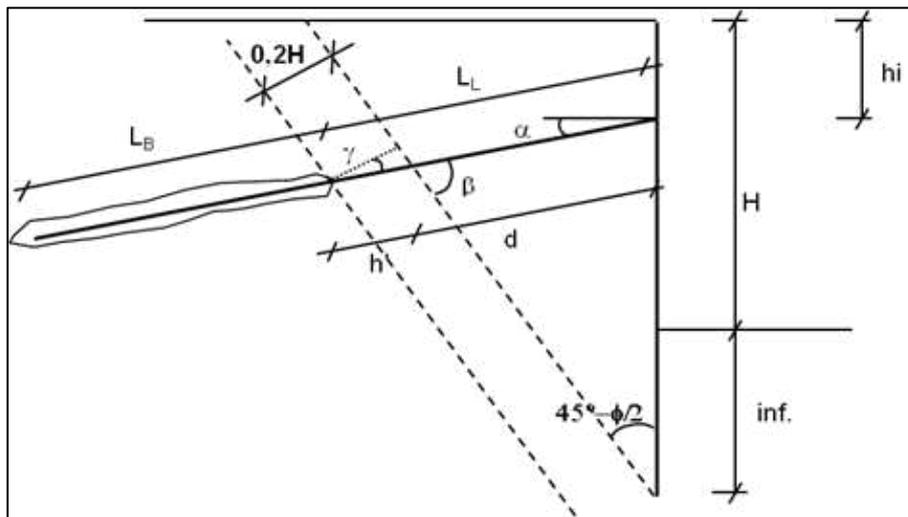


Figura 17 – Schema di calcolo della lunghezza libera dei tiranti

Con riferimento alla simbologia rappresentata in figura, la lunghezza libera dei tiranti è pari a:

$$L_{\text{lib-stat}} = d + h' = (H + \text{inf} - h_i) \cdot \frac{\sin\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}{\sin\left(45 + \frac{\varphi}{2} + \alpha\right)} + \frac{0.2 \cdot H}{\sin\left(45 + \frac{\varphi}{2} + \alpha\right)}$$

dove:

- α = inclinazione del tirante sull'orizzontale
- H = altezza dello scavo
- h_i = quota del tirante rispetto alla testa della paratia;
- φ = angolo d'attrito dei livelli in sito, assunto pari al minimo 28°.

La lunghezza così calcolata è stata arrotondata per eccesso.

Relativamente al caso in oggetto, le grandezze fondamentali sono riportate nella seguente tabella:

Quota	inclinazione	L _{lib-statica}	L _{lib-assunta}
[m]	[°]	[m]	[m]
-5	10	10.42	11

8.3.2.4 Calcolo lunghezza di fondazione

Il dimensionamento dei bulbi di fondazione è condotto nell'ottica dell'approccio A1+M1+R3.

In particolare, si verifica che il tiro di progetto T_{Ed} sia inferiore alla resistenza di progetto del bulbo di ancoraggio (R_{ad}) e che siano rispettate le gerarchie, ovvero che la resistenza caratteristica limite di snervamento (F_{yk}) di ciascun tirante sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione (R_{ak}).

Riassumendo si deve verificare che: $T_{Ed} < R_{ad}$ e $R_{ak} < F_{yk}$

dove:

- $R_{ak} = \pi \cdot \varnothing_{perf} \cdot L_{fond} \cdot \tau_{ak} \cdot \alpha$;
- $R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra}}$;

Per i tiranti:

$$F_{yk} = n^{\circ}_{tref} \cdot A_{tref} \cdot f_{p(1)k} = 232.13 \cdot n_{tref} \text{ [kN]}$$

Il diametro di perforazione teorico \varnothing_{perf} è stato considerato sempre pari a 16 cm.

I bulbi dei tiranti a trefoli saranno eseguiti con iniezioni ripetute e selettive (IRS).

Ciò detto, il coefficiente di sbulbamento α , funzione del terreno e delle modalità esecutive della fondazione di ancoraggio del tirante, è stato assunto, cautelativamente, pari a 1.

Per la resistenza limite media e minima di aderenza fra il bulbo e il terreno sono stati assunti i valori riportati nella tabella seguente.

Terreno	Aderenza limite bulbo-terreno τ_{lim} [kPa]	
	SVV	$\tau_{a,c,min}$
$\tau_{a,c,med}$		300
FAA	$\tau_{a,c,min}$	250
	$\tau_{a,c,med}$	300

Tali valori sono stati fattorizzati in funzione del numero di verticali indagate, mediante i coefficienti ξ_{a3} e ξ_{a4} riportati nelle N.T.C. 2018:

numero profili di indagine	1
ξ_{a3}	1.80
ξ_{a4}	1.80

In definitiva, la resistenza caratteristica di attrito terreno-bulbo è fornita dalla seguente relazione:

$$\tau_{ak} = \min\left(\frac{\tau_{a,c-medio}}{\xi_3}; \frac{\tau_{a,c-min}}{\xi_4}\right)$$

Il coefficiente sulle resistenze γ_{Ra} è posto pari a 1.1 per i tiranti provvisori.

Nella seguente tabella si riporta il numero di trefoli, il diametro teorico del bulbo di ancoraggio, il tiro di progetto e le sopra descritte verifiche.

Il tiro di progetto è assunto pari al maggiore tra il tiro fornito dall'analisi nella combinazione STR (A1, M1, R3) e il tiro di collaudo.

Tiranti				Verifica allo sfilamento del bulbo			Verifica delle gerarchie		
ORDINE	N° TREFOLI	Φ_{perf}	L_{fond}	T_{Ed}	$R_{ad\ min}$	$T_{Ed} < R_{ad\ min}$	$R_{ak\ min}$	F_{yk}	$R_{ak\ min} < F_{yk}$
	[-]	[mm]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
I	4	160	8	441.12	507.73	OK	558.51	928.52	OK

Tutte le verifiche risultano soddisfatte. Si osserva inoltre che anche le verifiche di aderenza trefoli-malta cementizia, qui non riportate, sono soddisfatte.

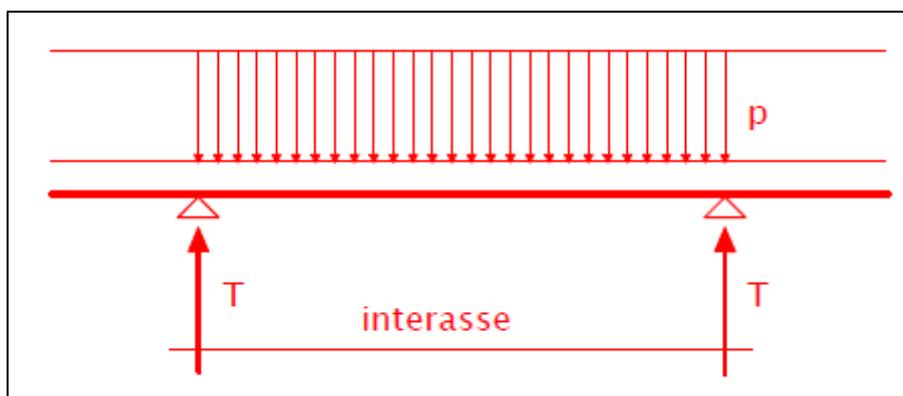
In fase costruttiva, per altro, andranno eseguiti opportuni campi prova per le verifiche sulla tenuta dei bulbi di ancoraggio.

8.3.3 Verifica delle travi di ripartizione

Di seguito si riporta la verifica delle travi di contrasto che collegano le teste dei tiranti, costituite da 2 profili HEA 220 in acciaio S355.

Il comportamento globale di tali elementi strutturali è schematizzabile come quello di una trave su più appoggi, posti in corrispondenza delle testate dei tiranti.

Nel seguito si considererà un carico uniformemente distribuito sulla trave tale da equilibrare la resistenza massima di progetto nei tiranti, come mostrato nel seguente schema.



Il valore del carico distribuito p è dato dalla seguente formula:

$$p = T_{Rd} \cdot \cos \alpha / i$$

Dove:

- T_{Rd} è la resistenza ultima di progetto dei tiranti;
- i è l'interasse dei tiranti;
- α è l'angolo di inclinazione sull'orizzontale dei tiranti.

I valori massimi di momento flettente e taglio nella trave sono pari a:

$$M_{Ed} = p \cdot i^2 / 10$$

$$V_{Ed} = 0.6 \cdot i \cdot p$$

Con riferimento al paragrafo 4.2.4 delle NTC 2018, la resistenza di calcolo a flessione retta e a taglio della sezione si calcola mediante le seguenti relazioni:

$$M_{Rd} = \frac{2 \cdot W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{Rd} = \frac{2 \cdot A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Si precisa che nella formula del calcolo del M_{Rd} si utilizza il modulo W relativo al caso elastico in quanto la sezione della trave HEA220 in acciaio S355 risulta in classe 3.

Nelle seguenti tabelle si riportano le caratteristiche delle travi considerate e le verifiche a esse inerenti.

Tipo di profilato	Tipo di acciaio	W_{el} Modulo Plastico	A_v Area dell'anima	γ_{M0} Coefficiente sulle resistenze	M_{Rd}	V_{Rd}
[-]	[-]	[cm ³]	[cm ²]	[-]	[kNm]	[kN]
2HEA220	S355	515.2	15.4	1.05	348.4	601.2

Si considera l'influenza del taglio sulla flessione in quanto $V_{Ed} > 0.5V_{Rd}$. Si è pertanto considerata la riduzione di momento resistente da M_{Rd} a $M_{V,Rd}$.

Tipo di profilato	Interasse tiranti	P	M_{Ed}	V_{Ed}	$M_{V,Rd}$	$M_{Ed} < M_{V,Rd}$	$V_{Ed} < V_{Rd}$
[-]	[m]	[kN/m]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[-]	[-]
2HEA220	2.4	331.3	190.8	477	228.3	OK	OK

9 ANALISI NUMERICA PARATIA – SEZIONE 2

Nel presente capitolo sono mostrati i risultati dell'analisi svolta con il software Paratie Plus 19 e le verifiche necessarie per il dimensionamento della berlinese relativi alla sezione di calcolo 2, così come identificata al precedente capitolo 5 della presente.

Per la visualizzazione della metodologia di calcolo adottata si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale [4].

La berlinese in tale sezione è da micropali di lunghezza 16 m a sbalzo. L'altezza di scavo reale è pari a 5.3 m; nell'analisi, tale valore è stato cautelativamente incrementato di 0.5 m per tener conto delle prescrizioni di cui al paragrafo fornite dalle NTC 2018 (Figura 10).

La berlinese provvisoria nella sezione di studio 2 risulta costituita da micropali di lunghezza 16 m con diametro di perforazione $\phi 240$ mm, interasse 40 cm, armati mediante tubolare in acciaio $\phi 168.3$ mm e spessore 12.5 mm.

9.1 Modello di calcolo

Lo schema geometrico utilizzato nell'analisi è riportato nella seguente figura.

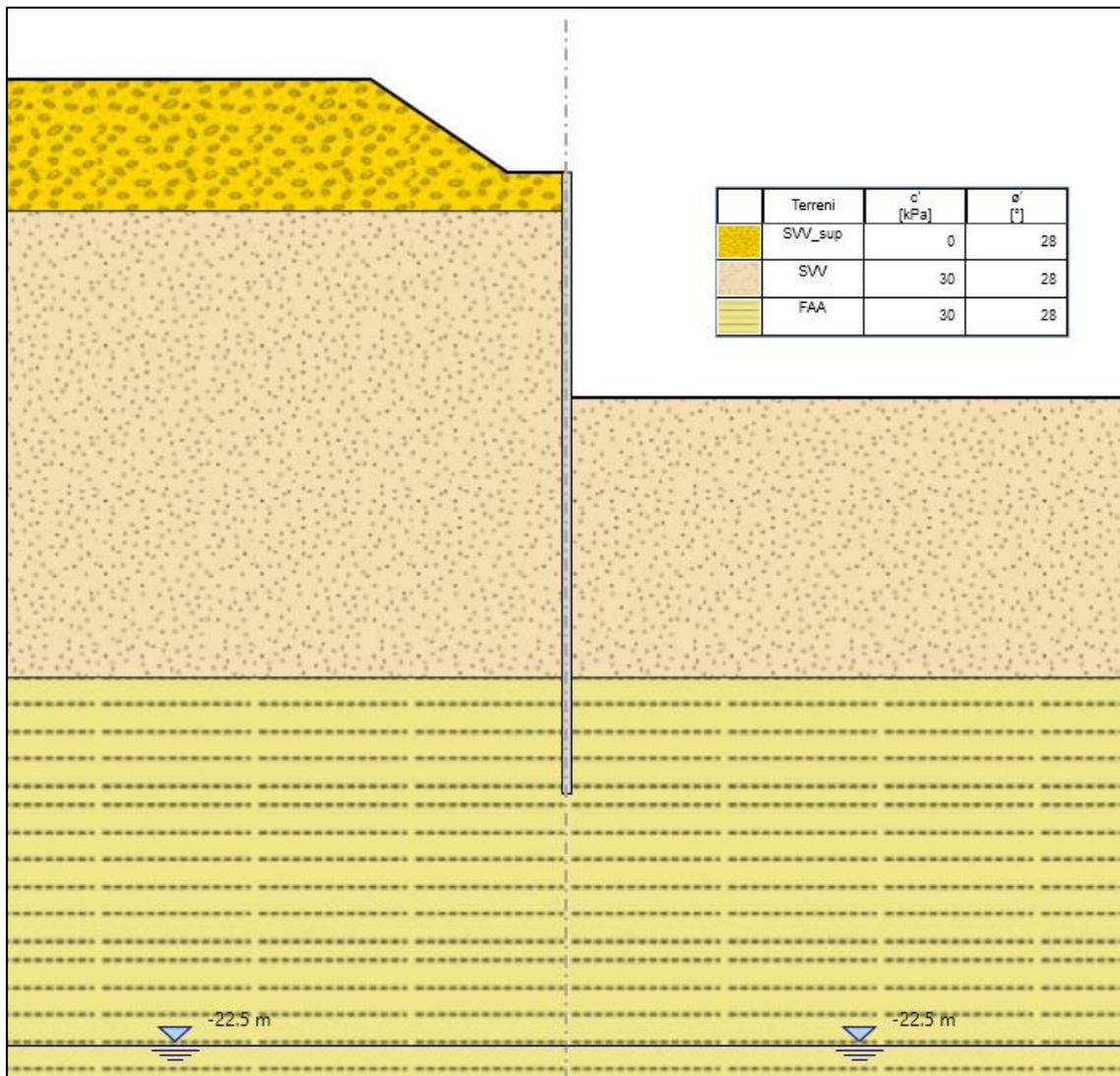


Figura 18 – Sezione 2 - Schema geometrico

9.2 Risultati delle analisi

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati dell'analisi svolta mediante il programma di calcolo Paratie Plus 19. In particolare, nelle seguenti figure, sono mostrati i valori delle azioni interne nella berlinese (momento flettente e taglio) e gli spostamenti subiti dall'opera.

Le azioni interne sono fornite per metro lineare.

I risultati riportati nel seguito riassumono quanto ottenuto con riferimento alle combinazioni SLU (STR A1, M1, R1 e GEO A2, M2, R1), e SLE.

Si noti che, essendo la natura di tale opera provvisoria, non sono state studiate le combinazioni sismiche.

Per una visione più dettagliata dei risultati forniti dal programma si veda l'allegato alla presente contenente il relativo report di calcolo.

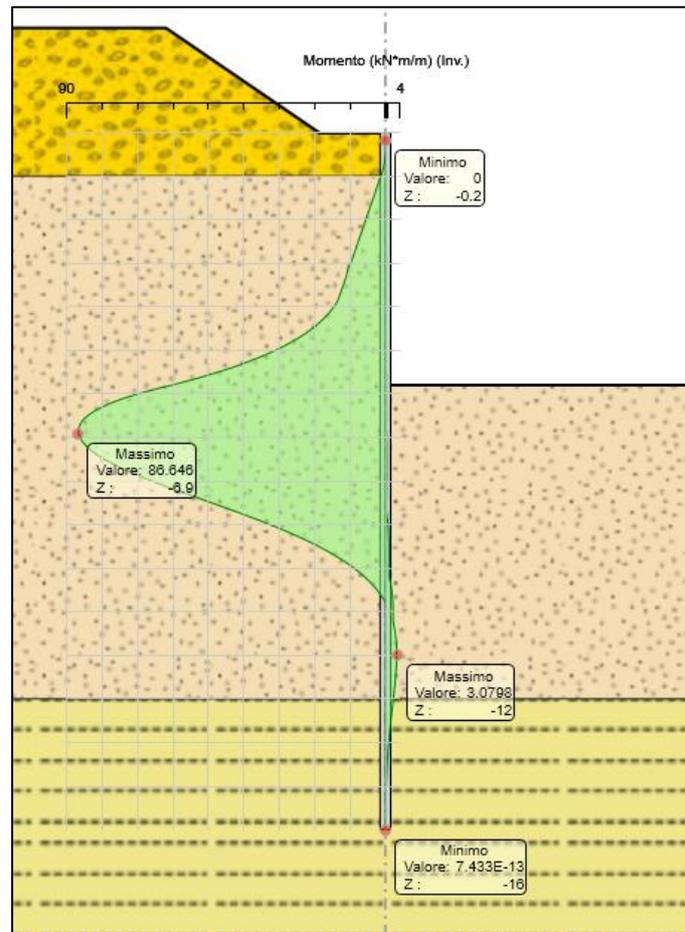


Figura 19 – Involuppo combinazioni SLU – momento flettente

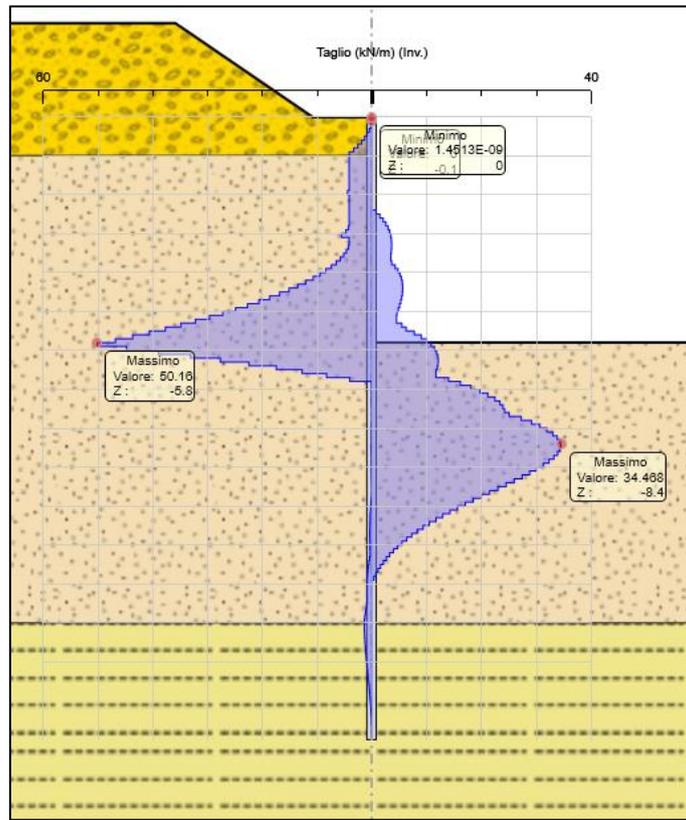


Figura 20 – Involucro combinazioni SLU – azione tagliante

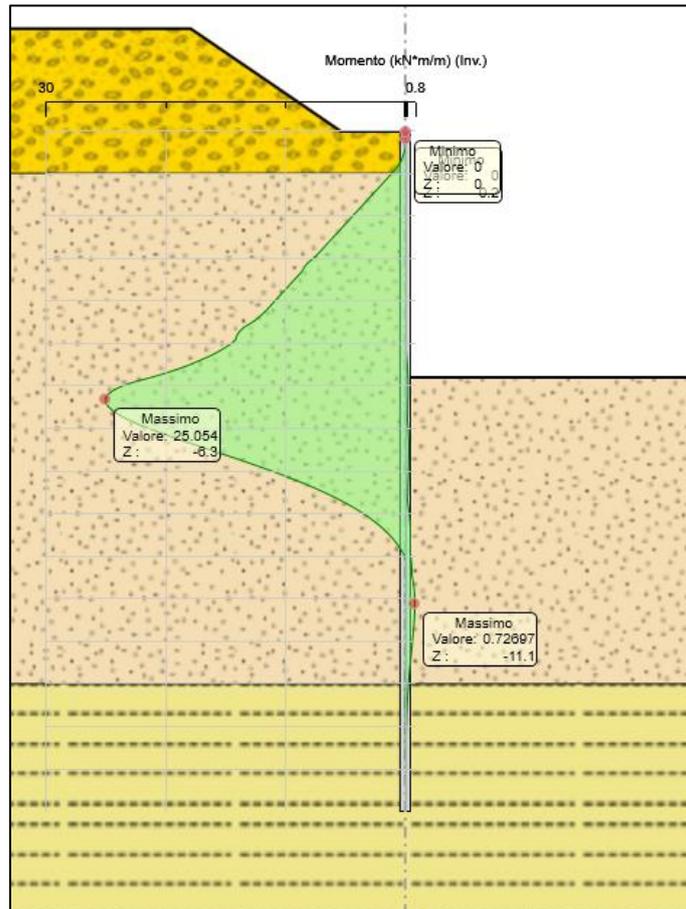


Figura 21 – Involucro combinazioni SLE – momento flettente

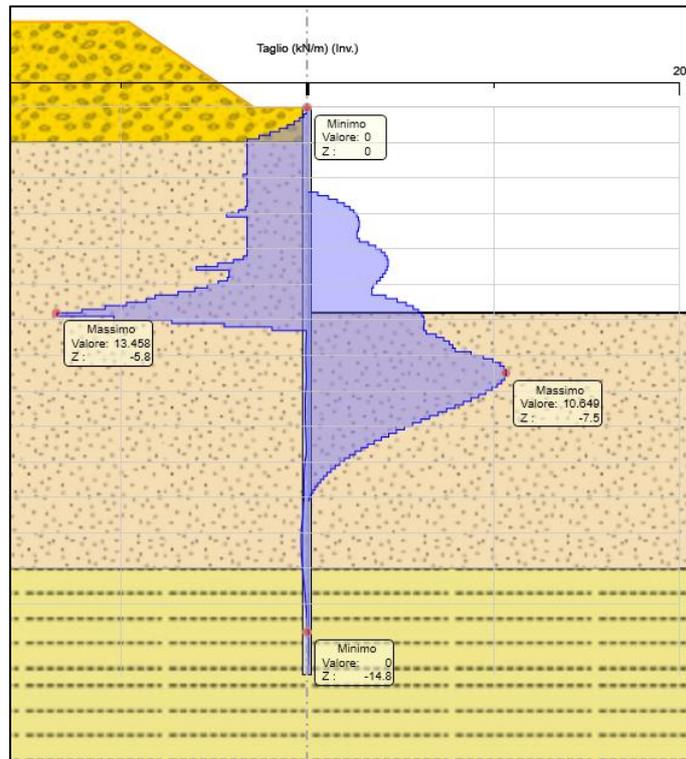


Figura 22 – Involucro combinazioni SLE – azione tagliante

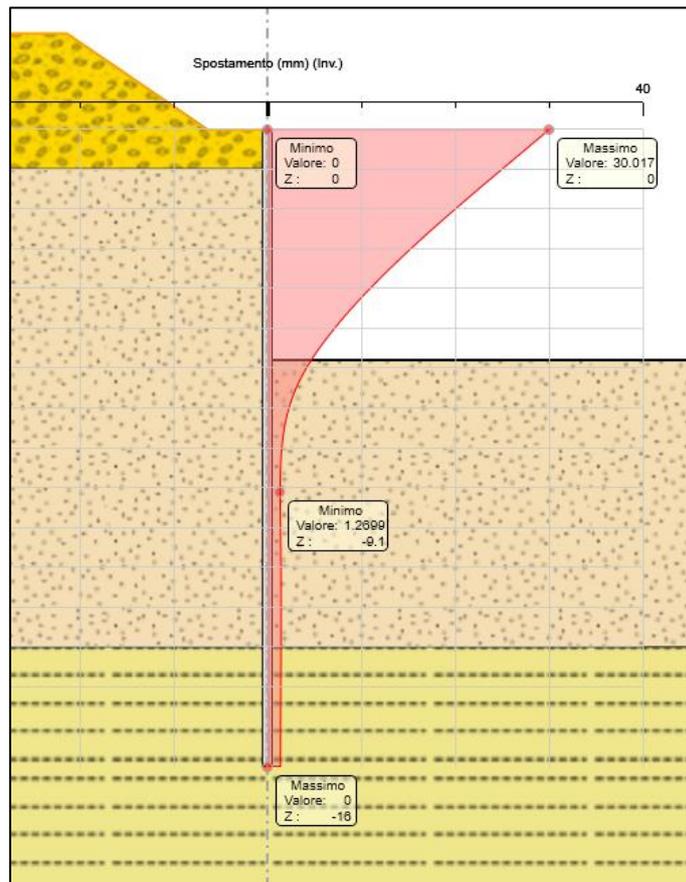


Figura 23 – Involucro combinazioni SLE – deformata berlinese

Per la verifica geotecnica di limitazione della spinta passiva mobilitata a valle della paratia si rimanda al paragrafo 6 *Summary for all Active Design Assumption* dell'allegato Sezione 2 alla presente

Relazione. I risultati delle analisi mostrano che la percentuale di spinta passiva che risulta mobilitata a valle della berlinese è sempre inferiore al 50% della spinta massima mobilitabile e pertanto non si ritiene che possano verificarsi instabilità di tipo geotecnico.

9.3 Verifiche berlinese

9.3.1 Verifiche SLU

Nelle seguenti tabelle si riportano le sollecitazioni massime e le relative resistenze di progetto.

	M_{Ed} [kNm/m]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} tubolare $\phi 168.3$, spessore 12.5 mm, acciaio S355 [kNm]	VERIFICA ($\gamma_R=1.05$)
STR (A1, M1, R1)	32.5	13	102.81	OK
GEO (A2, M2, R1)	86.64	34.656	102.81	OK
SLE	25.05	10.02	102.81	OK

	V_{Ed} [kN/m]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} tubolare $\phi 168.3$, spessore 12.5 mm, acciaio S355 [kN]	VERIFICA ($\gamma_R=1.05$)
STR (A1, M1, R1)	17.49	6.996	760.3	OK
GEO (A2, M2, R1)	50.16	20.064	760.3	OK
SLE	13.46	5.384	760.3	OK

10 VERIFICHE MURI DI SOSTEGNO

10.1 Descrizione della struttura

Il muro è stato dimensionato con l'ausilio di un foglio elettronico creato "ad hoc", con il quale vengono effettuate le verifiche geotecniche (in accordo con quanto previsto dal D.M. 07/01/2018) e calcolate le sollecitazioni per le verifiche strutturali. Le teorie su cui sono basati i calcoli sono riportati nel Capitolo "Muri di sostegno" della Relazione Geotecnica Generale mentre i dettagli del calcolo sono nell'Allegato 3.

Nella seguente figura è riportata una sezione tipo così come viene inserita nel modello di calcolo. Il muro presenta un'altezza del paramento $H_1 = 9.04$ m e la lunghezza di concio pari a $L_{CONCIO} = 10$ m. Nella seguente Tabella sono riassunte le caratteristiche geometriche considerate per il dimensionamento del muro.

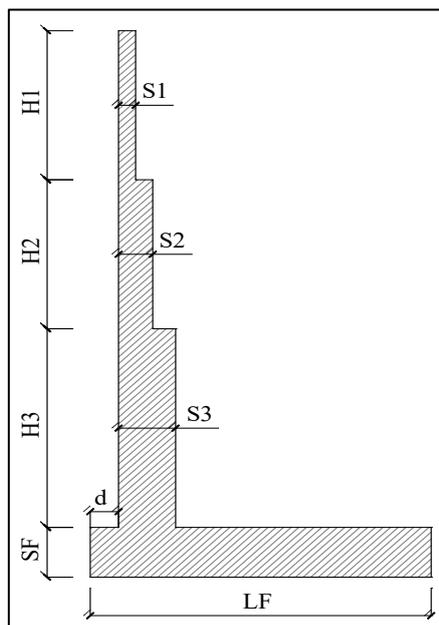


Figura 24: Sezione di calcolo generica.

Sezione Tipo Muro	H1 [m]	S1 [m]	H2/H3 [m]	S2/S3 [m]	LF [m]	SF [m]	d [m]	LCONCIO [m]
	9.04	1.4	-	-	7	1.0	5.7	10.0

Per la visualizzazione della metodologia di calcolo adottata si rimanda alla relazione Geotecnica Generale [4].

10.2 Analisi dei carichi

Nei seguenti paragrafi sono descritti i carichi considerati nella presente analisi.

Il muro di sostegno ha funzione di sostegno in fase definitiva; per tale motivo verrà dimensionato considerando sia la fase statica che la fase sismica.

Si precisa che in fase sismica è stato considerato il contributo relativo all'effetto inerziale della massa del muro.

10.2.1 Peso proprio

Il peso proprio degli elementi strutturali in calcestruzzo viene calcolando considerando un peso per unità di volume pari a 25.00 kN/m^3 .

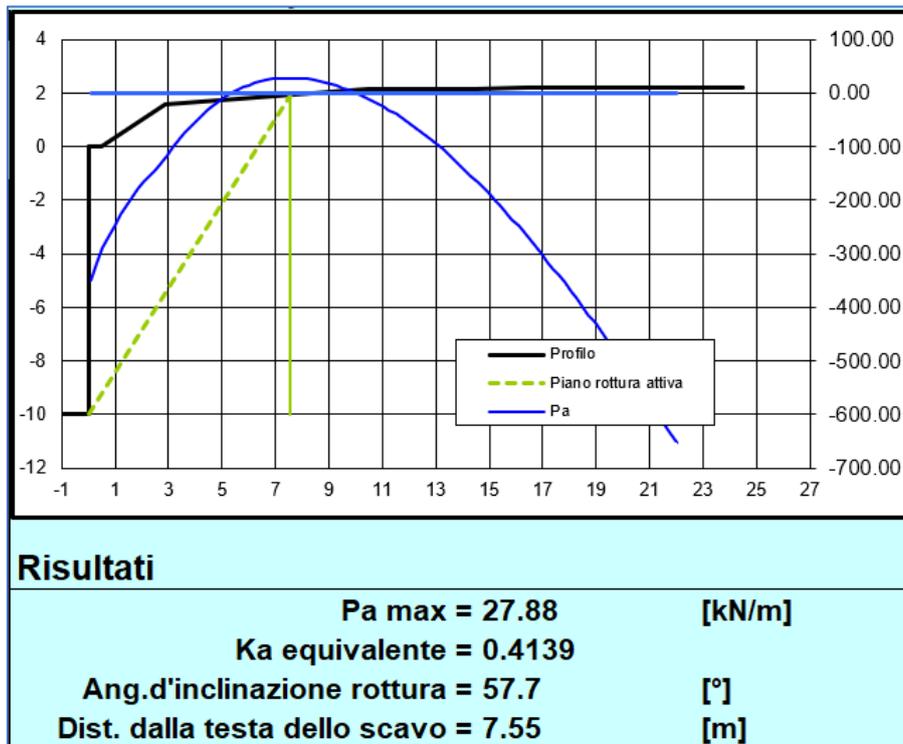
10.2.2 Spinta del terreno

La spinta del terreno a tergo del muro, sia in fase statica che in fase sismica, è stata ottenuta mediante l'utilizzo di due valori del coefficiente di spinta attivo equivalente $k_{a\ eq}$ calcolati tenendo conto del valore di coesione.

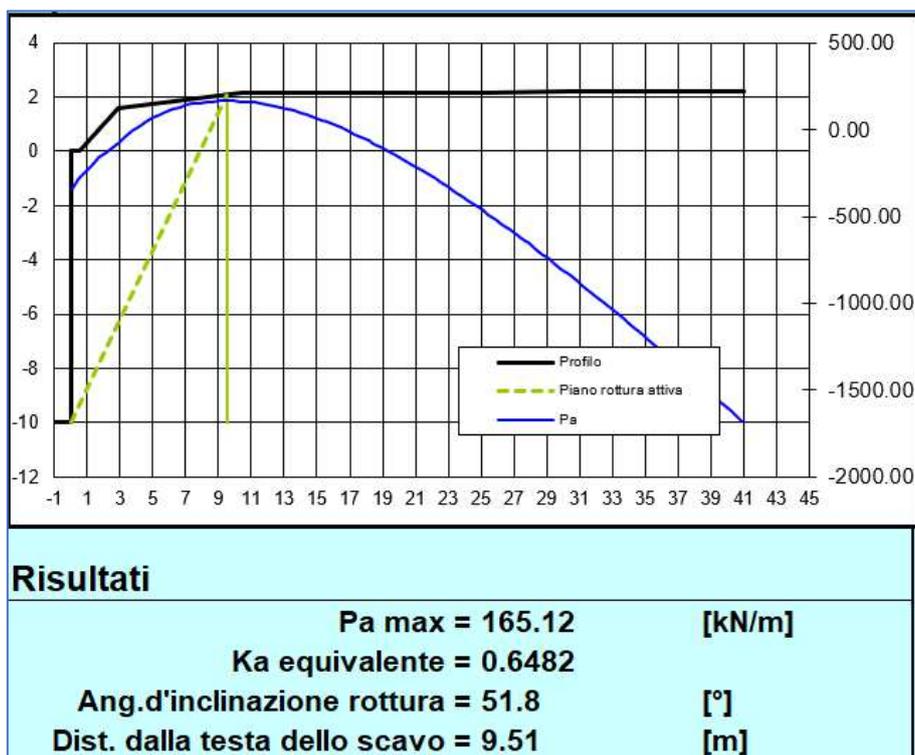
Per il calcolo di tali valori si è fatto riferimento al valore della spinta massimo a tergo del muro ottenuto considerando un cinematismo del terreno di scivolamento planare al variare dell'angolo di inclinazione della superficie di scivolamento. Una volta nota la spinta agente a tergo del muro è stato calcolato a ritroso il valore di $k_{a\ eq}$. In questo modo si tiene conto, oltre che dell'influenza della coesione, anche dell'effettiva geometria del piano campagna e dell'angolo d'attrito terreno muro.

Si riportano nelle immagini seguenti il calcolo dei coefficienti di spinta attiva equivalenti in fase statica e sismica.

Statico



Sismico



10.3 Verifiche geotecniche

10.3.1 Verifica a ribaltamento

Nella tabella seguente sono riportati i risultati della verifica a ribaltamento del muro; le sollecitazioni sono riferite ad una porzione di muro di lunghezza 1m in direzione longitudinale.

		Comb SLU	Comb SLV_SISM
M_{STAB}	[kN·m/m]	2597	2368
M_{RIB}	[kN·m/m]	489	899
F_s	[-]	5.31 > 1.15	2.63 > 1

10.3.2 Verifica a scivolamento

Nella tabella seguente sono riassunti i risultati della verifica a scivolamento del muro; le sollecitazioni sono riferite ad una porzione di muro di lunghezza 1m in direzione longitudinale.

		Comb SLU	Comb SLV_SISM
T_{RES}	[kN/m]	10665	10657
T_{SOLL}	[kN/m]	505	586
F_s	[-]	21.12	18.17

10.3.3 Verifica di capacità portante della fondazione

Nella tabella seguente sono riassunti i risultati della verifica di capacità portante per la fondazione del muro. Le sollecitazioni sono riferite, cautelativamente, ad un concio di lunghezza massima $L_{CONCIO}=10m$.

		Comb SLU	Comb SLV_SISM
q_{lim}	[kPa]	676.13	1068.73
σ_{sd}	[kPa]	379.05	184.96
F_s	[-]	1.78	5.78

10.3.4 Stima dei cedimenti

Nel presente paragrafo si riporta la stima dei cedimenti del muro di sostegno.

Rimanendo nel campo delle piccole deformazioni, il cedimento S_t di una fondazione è diviso in tre componenti: il cedimento istantaneo S_i , il cedimento per consolidazione S_c (primario) e il cedimento viscoso (secondario); in genere, le due componenti lente del cedimento vengono assimilate.

Nella deformazione immediata si può distinguere una componente elastica reversibile da una componente irreversibile sempre più importante al diffondersi delle zone dove risulta superata la resistenza tangenziale del terreno.

Nella deformazione lenta occorre distinguere i terreni coesivi per i quali il cedimento lento è maggiore del cedimento istantaneo (normalmente consolidati - CNC) da quelli per cui il cedimento lento è dello stesso ordine di grandezza di quello istantaneo (sovracosolidati - COC).

Con terreni non coesivi (NC) non esistono sostanzialmente deformazioni lente tranne per terreni a contenuto organico per i quali la deformazione presenta una forte caratteristica viscosa. In maniera semplificata, per i terreni non coesivi si è considerato il cedimento istantaneo coincidente con la sola componente elastica, trascurando quella plastica.

Considerando quindi il terreno come un mezzo elastico, si è fatto ricorso alla teoria del semispazio elastico omogeneo ed isotropo, definendo in ogni punto del sottosuolo e per il previsto schema di carico e con valore costante sull'impronta di fondazione, i valori delle corrispondenti tensioni indotte. Il cedimento di un punto della superficie è calcolato integrando la deformazione verticale ε_z con:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E'} \times [\Delta\sigma'_z - \nu \times (\Delta\sigma'_x + \Delta\sigma'_y)]$$

dove ν è il rapporto di Poisson.

In pratica, è stato suddiviso il terreno al di sotto della fondazione in strati di spessore Δz_i , valutando il cedimento dello strato i -esimo; il cedimento complessivo è la somma dei cedimenti dei singoli strati.

$$s_i = \Delta z_i \cdot \Delta \varepsilon_z = \Delta z_i \cdot [\Delta \sigma'_z / E_{Edometrico}] \text{ con } E_{Edometrico} = E / [1 - 2 \cdot \nu^2 / (1 - \nu)]$$

Nel caso di un deposito compressibile di rilevante spessore, o comunque di spessore ben superiore alle dimensioni della fondazione, gli strati da considerare sono quelli che rientrano nel volume di terreno definito significativo ai fini del cedimento. Si intende come tale il volume individuato dalla profondità entro la quale l'incremento di tensione verticale $\Delta\sigma_z$ risulta superiore a $0.1\sigma'_{z0}$. (Lancellotta, 1993).

Il calcolo di $\Delta\sigma_z$ è stato eseguito sulla base dell'equazione di Newmark (1935), applicabile al di sotto dello spigolo di un'area $B \times L$:

$$\Delta\sigma_z = q_0 \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2MN\sqrt{V}}{V + V_1} \frac{V + 1}{V} + \tan^{-1} \left(\frac{2MN\sqrt{V}}{V - V_1} \right) \right]$$

dove:

$M = B/z$; $N = L/z$; $M^2 + N^2 + 1$; $V_1 = (MN)^2$. Si osservi che $\Delta\sigma_z = q_0$ per $z=0$.

La formula sopra riportata è valida per fondazioni flessibili che trasmettono al terreno un carico uniformemente distribuito. Dal momento che tale formula fornisce il cedimento al di sotto di uno spigolo della fondazione, per ottenere il cedimento al centro della fondazione stessa, si calcola il

cedimento al di sotto dello spigolo una fondazione di area $(B/2) \times (L/2)$ e lo si moltiplica per 4 volte. Nel caso di fondazione rigida, il cedimento è pari a circa il 0.75 del cedimento massimo di una fondazione flessibile.

Si sottolinea che la pressione q_0 è pari a 130kPa ed è stata calcolata nella combinazione SLE come la somma del peso del muro (fondazione ed elevazione) diviso per l'area della fondazione, del sovraccarico di riempimento sopra la fondazione (2m di spessore) e del sovraccarico stradale (20kPa).

$$q_0 = \frac{3150kN + 1750kN}{7m * 10m} + 20kN/m^3 * 2m + 20kPa = 130kPa$$

Il calcolo dei cedimenti per terreni coesivi è stato calcolato in modo empirico sulla base di dati di letteratura.

Denotando con S_{ed} il cedimento edometrico, si è assunto:

- per terreni coesivi normalmente consolidati – CNC - (Simons&Sons, 1970; Lancellotta, 1993):

$$S_i = 0.1 \times S_{ed} \quad S_c = S_{ed}$$

- per terreni coesivi sovraconsolidati – COC - (Burland, 1977; Lancellotta, 1993):

$$S_i = 0.6 \times S_{ed} \quad S_c = 0.4 \times S_{ed}$$

Nella tabella seguente sono riportati le dimensioni, il carico applicato, le caratteristiche del terreno di fondazione e il cedimento stimato; i dettagli del calcolo sono nell'Allegato 3.

Nel calcolo è stata considerata una fondazione di tipo rigido e il cedimento ottenuto è pari a circa 28 mm, di cui 17mm di cedimento immediato scontato durante la costruzione del muro e solo 11.1 mm di consolidazione. I risultati ottenuti si ritengono accettabili.

B	L	Df	q_0	Tipo terreno		Spessore strato	ν	E	s_i	s_c	s
[m]	[m]	[m]	[kPa]	[-]	[-]	[m]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
7.00	10.00	0	130	SVV	COC	5.00	0.40	15	16.6	11.1	27.7
				FAA	COC	-	0.40	15			

Dove:

B : larghezza della fondazione;

L: lunghezza della fondazione;

Df: profondità della fondazione da piano campagna;

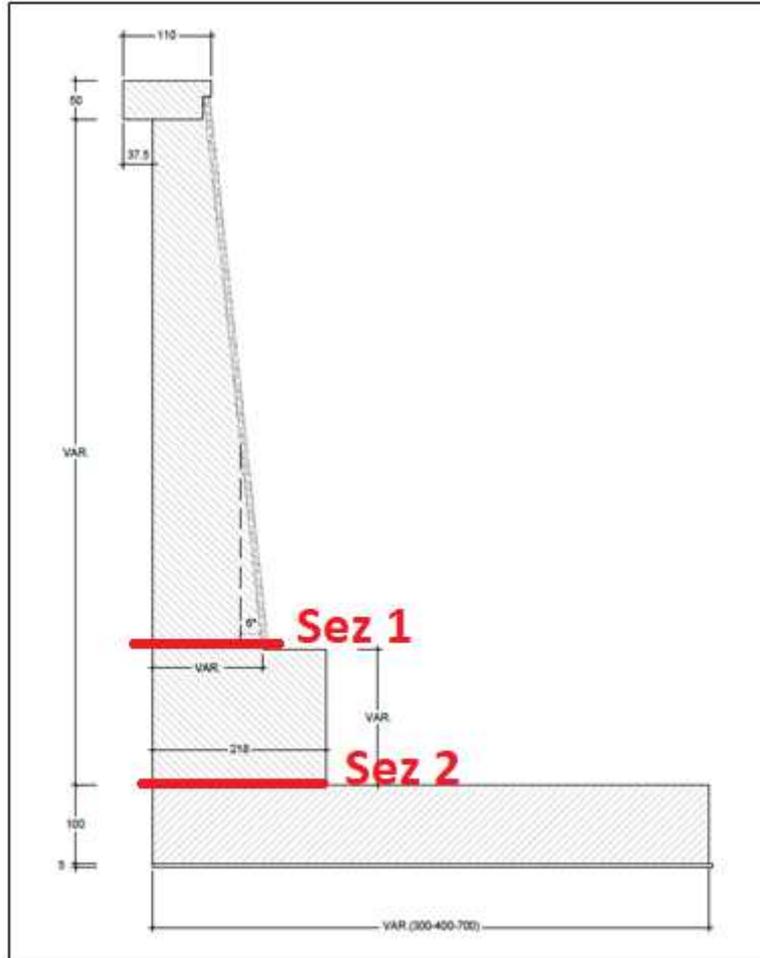
q' : pressione efficace a quota imposta fondazione

E: modulo di deformazione del terreno

s: cedimento totale della fondazione (s_i+s_c)

10.4 Verifiche strutturali dell'elevazione

Nei paragrafi seguenti sono svolte le verifiche strutturali dell'elevazione del muro analizzato; tutte le azioni e le verifiche si riferiscono a un metro lineare di struttura. Sono state cautelativamente considerate le sollecitazioni in corrispondenza delle due sezioni più significative identificate nella seguente figura.



10.4.1 Sollecitazioni alla base dell'elevazione

Nella seguente tabella sono riassunte le sollecitazioni utilizzate nelle verifiche strutturali dell'elevazione del muro.

Sezione 1

	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
Comb SLU	261.0	271.3	662.9
Comb SLV_SISM	210.3	309.3	749.5
Comb SLE	200.7	220.3	538.2

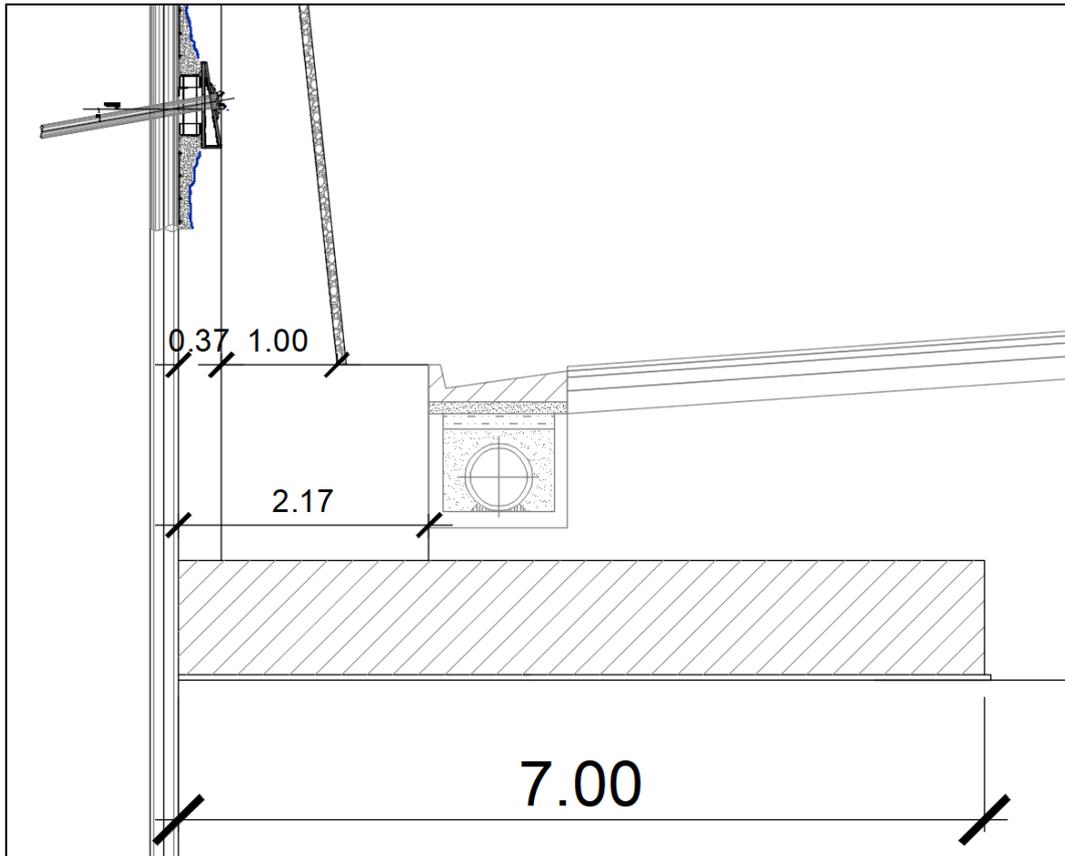
Sezione 2

	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
Comb SLU	381.5	412.7	1243.5
Comb SLV_SISM	307.5	469.3	1419.5
Comb SLE	293.5	335.1	1009.6

10.4.2 Verifica a pressoflessione (SLU)

Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la sezione 1 e 2 aventi rispettivamente altezze pari a 1 m e 2.17 m.

Si precisa che per la sezione 1 è stata considerata una sezione efficace di altezza pari a 1 m (al posto che 1.37 m) in modo da tenere conto dell'ingombro delle teste dei tiranti, come mostrato nella seguente figura.



Per le sezioni 1 e 2 si prevedono ferri $\phi 24$ passo 15cm sia in intradosso che in estradosso.

Sezione 1

Titolo : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.17	90
2	30.17	10

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

Materiali
B450C C30/37
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd cm **Dominio M-N**
Col. modello

Precompresso

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 25.73 ‰
d 90 cm
x 10.78 x/d 0.1198
 δ 0.7

Sezione 2

Titolo : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	217

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.17	200
2	30.17	10

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

Materiali
B450C C30/37
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd cm **Dominio M-N**
Col. modello

Precompresso

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 66.41 ‰
d 200 cm
x 10.01 x/d 0.05006
 δ 0.7

Le verifiche a pressoflessione sono soddisfatte.

10.4.3 Verifica a taglio (SLU)

Si riporta di seguito la verifica a taglio effettuata secondo quanto prescritto al paragrafo 4.1.2.3.5 delle NTC 2018. A favore di sicurezza è stato considerato il valore massimo dell'azione tagliante agente per le sezioni 1 e 2.

Si noti che la verifica è soddisfatta senza considerare la presenza di specifica armatura a taglio, si è perciò provveduto a considerare il minimo d'armatura a taglio prescritto dalle NTC 2018.

Sezione 1

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)	
Caratteristiche dei materiali:	
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 309.30 \text{ kN}$
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed}) = 210.30 \text{ kN}$
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed}) = 749.50 \text{ kNm}$
Caratteristiche geometriche della sezione:	
Altezza utile della sezione	$d = 800 \text{ mm}$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$
Armatura della sezione in zona tesa:	
Diametro ferri longitudinali	$\varnothing = 24 \text{ mm}$
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n = 7 \text{ --}$
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl} = 3015 \text{ mm}^2$
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	$\rho_l = 0.0038 \text{ --}$
VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)	
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	$k = 1.50 \text{ --}$
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min} = 0.37 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	$\sigma_{cp} = 0.26 \text{ N/mm}^2$
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 327.94 \text{ kN}$
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	$V_{Rd} = 365.84 \text{ kN}$
VERIFICA SODDISFATTA: <i>non occorre armatura trasversale resistente a taglio.</i>	
VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)	
Armatura aggiuntiva resistente a taglio:	
Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha = 90^\circ$
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw} = 14 \text{ mm}$
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw} = 2 \text{ --}$
Passo in direzione asse elemento	$s = 200 \text{ mm}$
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw} = 308 \text{ mm}^2$
Fattori di resistenza a compressione:	
Controllo duttilità (SI = duttile)	$0.60 < 9.54 \text{ SI}$
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta = 45.00^\circ$
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd} = 9.41 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp} = 0.26 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c = 1.01 \text{ --}$
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd} = 433.88 \text{ kN}$
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd} = 3433.72 \text{ kN}$
Resistenza ultima a taglio	$V_{Rd} = 433.88 \text{ kN}$
VERIFICA SODDISFATTA.	

Sezione 2

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)	
Caratteristiche dei materiali:	
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 469.30 \text{ kN}$
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed}) = 307.50 \text{ kN}$
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed}) = 1419.50 \text{ kNm}$
Caratteristiche geometriche della sezione:	
Altezza utile della sezione	$d = 1900 \text{ mm}$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$
Armatura della sezione in zona tesa:	
Diametro ferri longitudinali	$\varnothing = 24 \text{ mm}$
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n = 7 \text{ --}$
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl} = 3015 \text{ mm}^2$
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	$\rho_l = 0.0016 \text{ --}$
VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)	
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	$k = 1.32 \text{ --}$
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min} = 0.31 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \cdot f_{cd}$)	$\sigma_{cp} = 0.16 \text{ N/mm}^2$
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 630.16 \text{ kN}$
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	$V_{Rd} = 630.16 \text{ kN}$
VERIFICA SODDISFATTA: <i>non occorre armatura trasversale resistente a taglio.</i>	
VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)	
Armatura aggiuntiva resistente a taglio:	
Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha = 90^\circ$
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw} = 14 \text{ mm}$
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw} = 2 \text{ --}$
Passo in direzione asse elemento	$s = 200 \text{ mm}$
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw} = 308 \text{ mm}^2$
Fattori di resistenza a compressione:	
Controllo duttilità (SI = duttile)	$0.60 < 9.49 \text{ SI}$
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta = 45.00^\circ$
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd} = 9.41 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp} = 0.16 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c = 1.01 \text{ --}$
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd} = 1030.46 \text{ kN}$
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd} = 8111.89 \text{ kN}$
Resistenza ultima a taglio	$V_{Rd} = 1030.46 \text{ kN}$
VERIFICA SODDISFATTA.	

10.4.4 Limitazione delle tensioni (SLE)

Secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018, la massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot f_{ck} = 19.92 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione caratteristica;}$$

Relazione di calcolo opere di sostegno

46

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 14.94 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione massima nell'acciaio, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio eseguito mediante l'ausilio del programma Gelfi.

Sezione 1

Titolo :

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

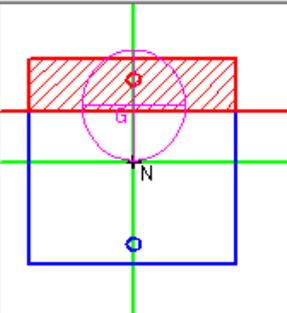
N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.17	90
2	30.17	10

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

Materiali

B450C

ε_{su} ‰

f_{yd} N/mm²

E_s N/mm²

E_s/E_c

ε_{syd} ‰

σ_{s,adm} N/mm²

C30/37

ε_{c2} ‰

ε_{cu}

f_{cd}

f_{cc}/f_{cd} [?]

σ_{c,adm}

τ_{co}

τ_{c1}

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Per lo svolgimento della presente verifica si è fatto riferimento alle tabelle riportate nella Circolare Applicativa delle NTC 2018:

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Considerando che l'interasse previsto per i ferri longitudinali è pari a 15 cm e che questi hanno un diametro $\phi = 24$ mm, la verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta.

10.5 Verifiche strutturali della fondazione

10.5.1 Sollecitazioni in fondazione

Nella seguente tabella sono riassunte le sollecitazioni utilizzate nelle verifiche strutturali della fondazione del muro.

	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
Comb SLU	412.7	381.5	1243.5
Comb SLV_SISM	469.3	307.5	1419.5
Comb SLE	335.1	293.5	1009.6

A favore di sicurezza, l'intera azione assiale N trasmessa dall'elevazione alla fondazione è stata considerata come taglio agente sulla fondazione.

10.5.2 Verifica a pressoflessione (SLU)

Per la fondazione si prevedono ferri $\phi 28$ passo 10cm sia in intradosso che in estradosso.

The screenshot shows a software interface for structural analysis. It includes several data tables and control panels.

Titolo: [Empty field]

N° strati barre: 2 (Zoom)

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	61.58	10
2	61.58	90

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 469.3 kN
M_{xEd}: 1419 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

Materiali: B450C, C28/35

Material Properties:
 ϵ_{su} 67.5 ‰, ϵ_{c2} 2 ‰, f_{yd} 391.3 N/mm², ϵ_{cu} 3.5 ‰, E_s 200'000 N/mm², f_{cd} 15.87, E_s/E_c 15, f_{cc}/f_{cd} 0.8, ϵ_{syd} 1.957 ‰, $\sigma_{c,adm}$ 11, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm², τ_{co} 0.6667, τ_{c1} 1.971

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 2'191 kN m

Stress:
 σ_c -15.87 N/mm², σ_s 391.3 N/mm², ϵ_c 3.5 ‰, ϵ_s 19.71 ‰

Dimensions: d 90 cm, x 13.57, x/d 0.1508, δ 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U.+ Metodo n

Tipo flessione: Retta

N° rett.: 100

Calcola MRd: Dominio M-N

Col. modello: 0 cm

Precompresso

La verifica è soddisfatta.

10.5.3 Verifica a taglio (SLU)

Si riporta di seguito la verifica a taglio effettuata secondo quanto prescritto al paragrafo 4.1.2.3.5 delle NTC 2018. A favore di sicurezza è stato considerato il valore massimo dell'azione tagliante.

Si noti che la verifica è soddisfatta senza considerare la presenza di specifica armatura a taglio, si è perciò provveduto a considerare il minimo d'armatura a taglio prescritto dalle NTC 2018.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)	
Caratteristiche dei materiali:	
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 29 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 381.50 \text{ kN}$
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed}) = 412.70 \text{ kN}$
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed}) = 1243.50 \text{ kNm}$
Caratteristiche geometriche della sezione:	
Altezza utile della sezione	$d = 900 \text{ mm}$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$
Armatura della sezione in zona tesa:	
Diametro ferri longitudinali	$\varnothing = 28 \text{ mm}$
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n = 10$
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{s1} = 6160 \text{ mm}^2$
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	$\rho_l = 0.0068$
VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)	
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	$k = 1.47$
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min} = 0.34 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	$\sigma_{cp} = 0.46 \text{ N/mm}^2$
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 364.93 \text{ kN}$
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	$V_{Rd} = 492.42 \text{ kN}$
VERIFICA SODDISFATTA: <i>non occorre armatura trasversale resistente a taglio.</i>	
VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)	
Armatura aggiuntiva resistente a taglio:	
Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha = 90^\circ$
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw} = 14 \text{ mm}$
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw} = 2$
Passo in direzione asse elemento	$s = 200 \text{ mm}$
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw} = 308 \text{ mm}^2$
Fattori di resistenza a compressione:	
Controllo duttilità (SI = duttile)	$0.60 < 8.46 \text{ SI}$
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta = 45.00^\circ$
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd} = 8.23 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp} = 0.46 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c = 1.03$
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd} = 488.11 \text{ kN}$
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd} = 3426.35 \text{ kN}$
Resistenza ultima a taglio	$V_{Rd} = 488.11 \text{ kN}$
VERIFICA SODDISFATTA.	

10.5.4 Limitazione delle tensioni (SLE)

Secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018, la massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot f_{ck} = 19.92 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione caratteristica;}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 14.94 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione massima nell'acciaio, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio eseguito mediante l'ausilio del programma Gelfi.

The screenshot shows the Gelfi software interface with the following data:

- Titolo:** [Empty field]
- N° strati barre:** 2
- Zoom:** [Empty field]
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	61.58	10
2	61.58	90
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- Actions:**
 - N_{Ed} : 335.1 kN
 - M_{xEd} : 1009.6 kNm
 - M_{yEd} : 0
- Materiali:**
 - B450C:** ϵ_{su} 67.5‰, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200'000 N/mm², E_s/E_c 15, ϵ_{syd} 1.957‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C28/35:** ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3.5‰, f_{cd} 15.87, f_{cc}/f_{cd} 0.8, $\sigma_{c,adm}$ 11, τ_{c0} 0.6667, τ_{c1} 1.971
- Results:**
 - σ_c : -6.482 N/mm²
 - σ_s : 178.9 N/mm²
 - ϵ_s : 0.8945‰
 - d: 90 cm
 - x: 31.69, x/d: 0.3521
 - δ : 0.8801
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
- Verifica:** N° iterazioni: 4
- Precompresso

Nelle seguenti tabelle sono riassunti i valori ottenuti per la presente verifica, la quale risulta soddisfatta.

FONDAZIONE	$\sigma_{c,MAX}$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_{s,MAX}$	$\sigma_{s,lim}$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
SLE_CARATTERISTICA	6.48	19.92	178.9	360
SLE_QUASI PERMANENTE	6.48	14.94	-	--

10.5.5 Fessurazione (SLE)

Considerando che per la fondazione si ha una classe di esposizione XC2 e quindi per la verifica a fessurazione si fa riferimento a condizioni ambientali ordinarie, i valori ammissibili di ampiezza massima delle fessure, secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.2.4.4 delle NTC 2018, risultano essere, per le combinazioni frequenti e quasi permanente, rispettivamente di 0.4 mm e 0.3 mm.

A seguito del calcolo dell'ampiezza delle fessure svolto secondo quanto previsto dalle NTC 2018 si ottiene:

FONDAZIONE	w_k	w_{lim}
	[mm]	[mm]
SLE_CARATTERISTICA	0.175	0.400
SLE_QUASI PERMANENTE	0.175	0.300

La verifica risulta soddisfatta.

11 ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE

Nel presente capitolo sono riportate le analisi di stabilità globale svolte con il programma di calcolo Slide.

Tali analisi sono state svolte per le due configurazioni di muro definitivo più significative ovvero:

- muro di altezza massima H=10 m;
- muro di altezza minima H=5 m.

Essendo i muri un'opera definitiva, le verifiche sono state effettuate sia per il caso statico, considerando l'approccio 1 combinazione 2 (A2-M2-R2), che per il caso sismico, utilizzando i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno in sito, così come previsto dalle NTC 2018.

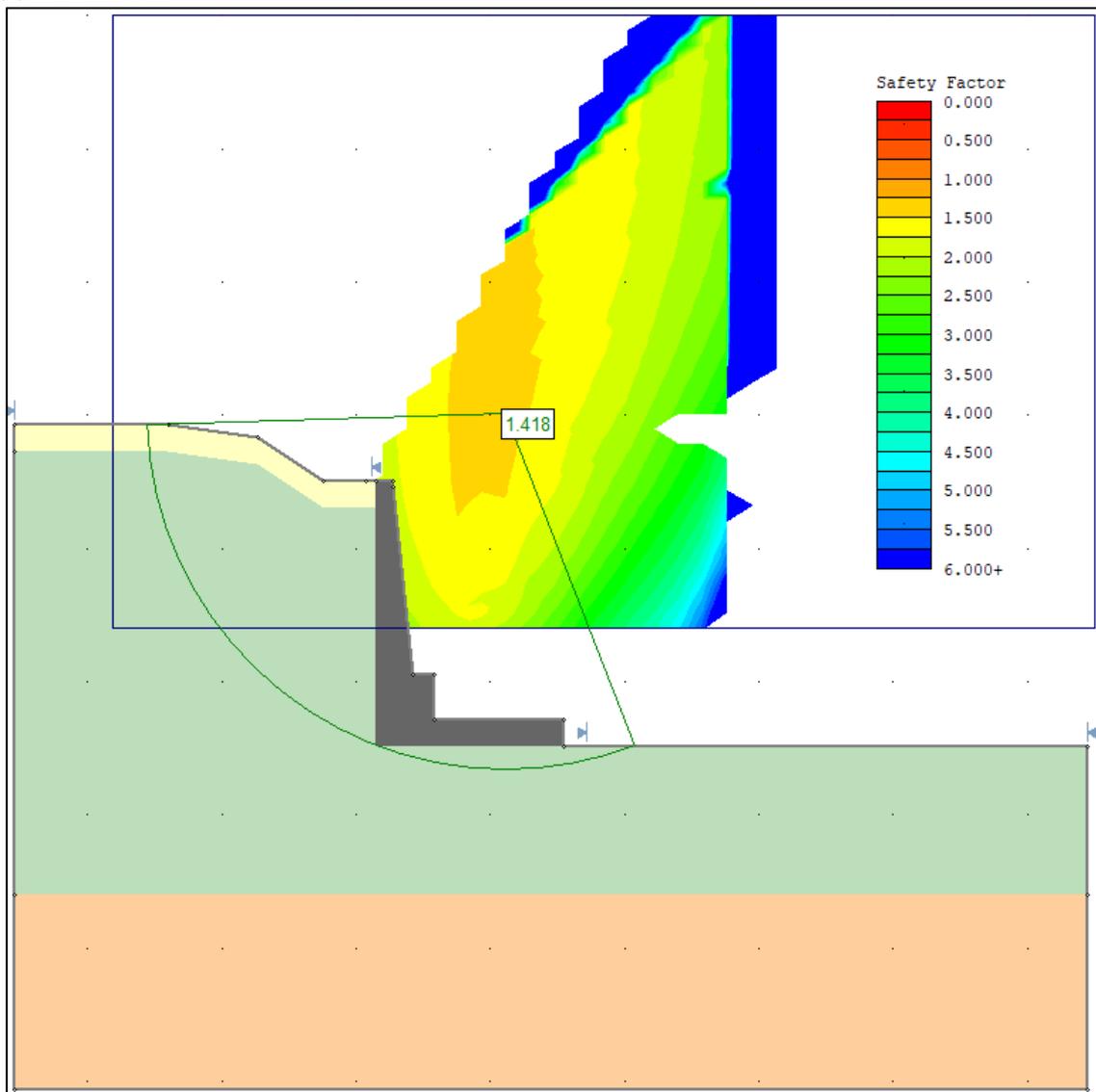
Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici utilizzati per le analisi di stabilità globale.

Stratigrafia e parametri geotecnici utilizzati nelle analisi di stabilità globale					
Unità	γ	c'	ϕ'	c' (comb. M2)	ϕ' (comb. M2)
	[kN/mc]	[kPa]	[deg]	[kPa]	[deg]
SVV sup	20	0	28	0	23
SVV	20	30	28	24	23
FAA	20	30	28	24	23

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche eseguite utilizzando, per il calcolo della stabilità globale, il metodo di Bishop semplificato.

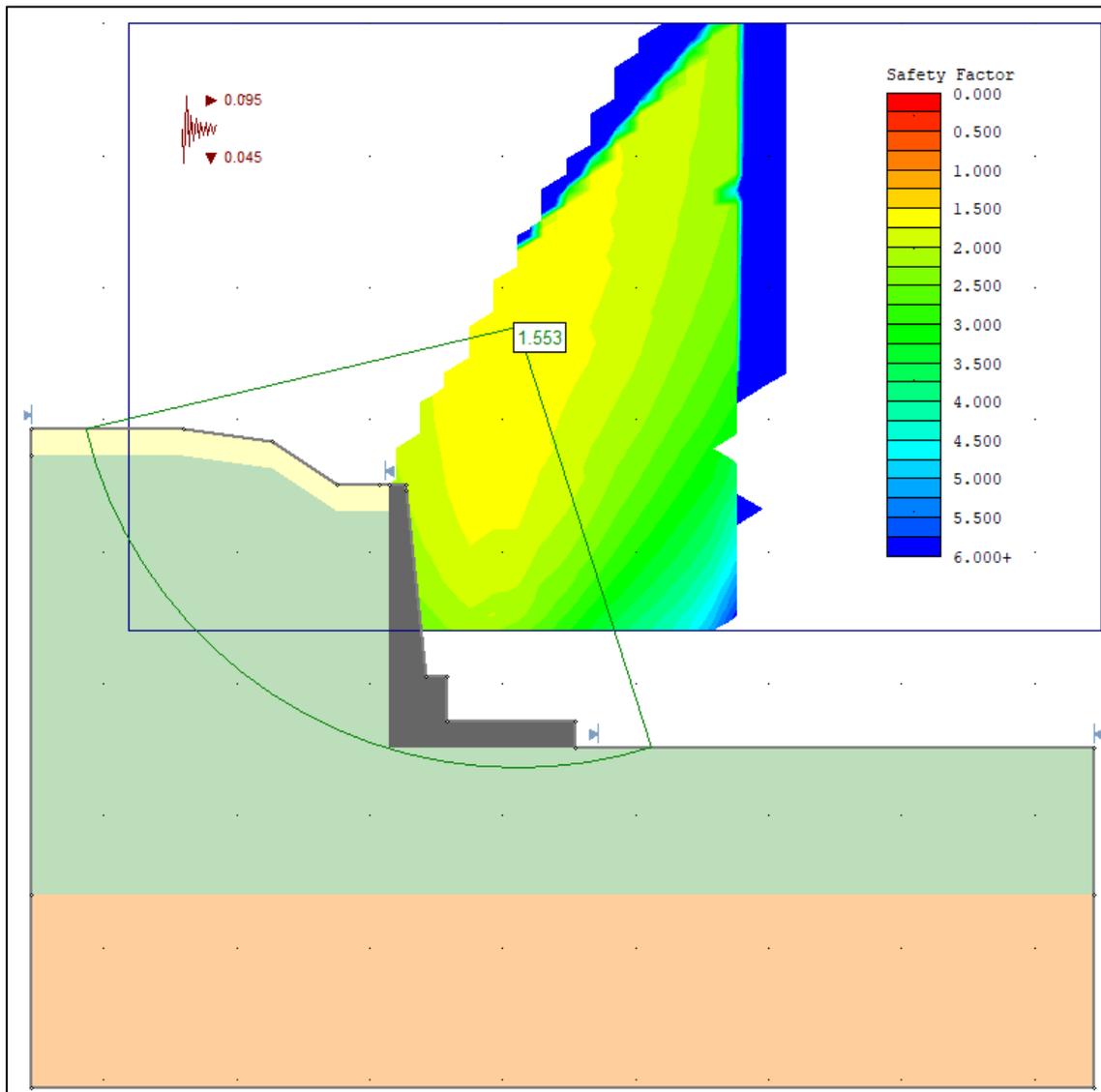
11.1 Muro H=10 m

Statico A2-M2-R2



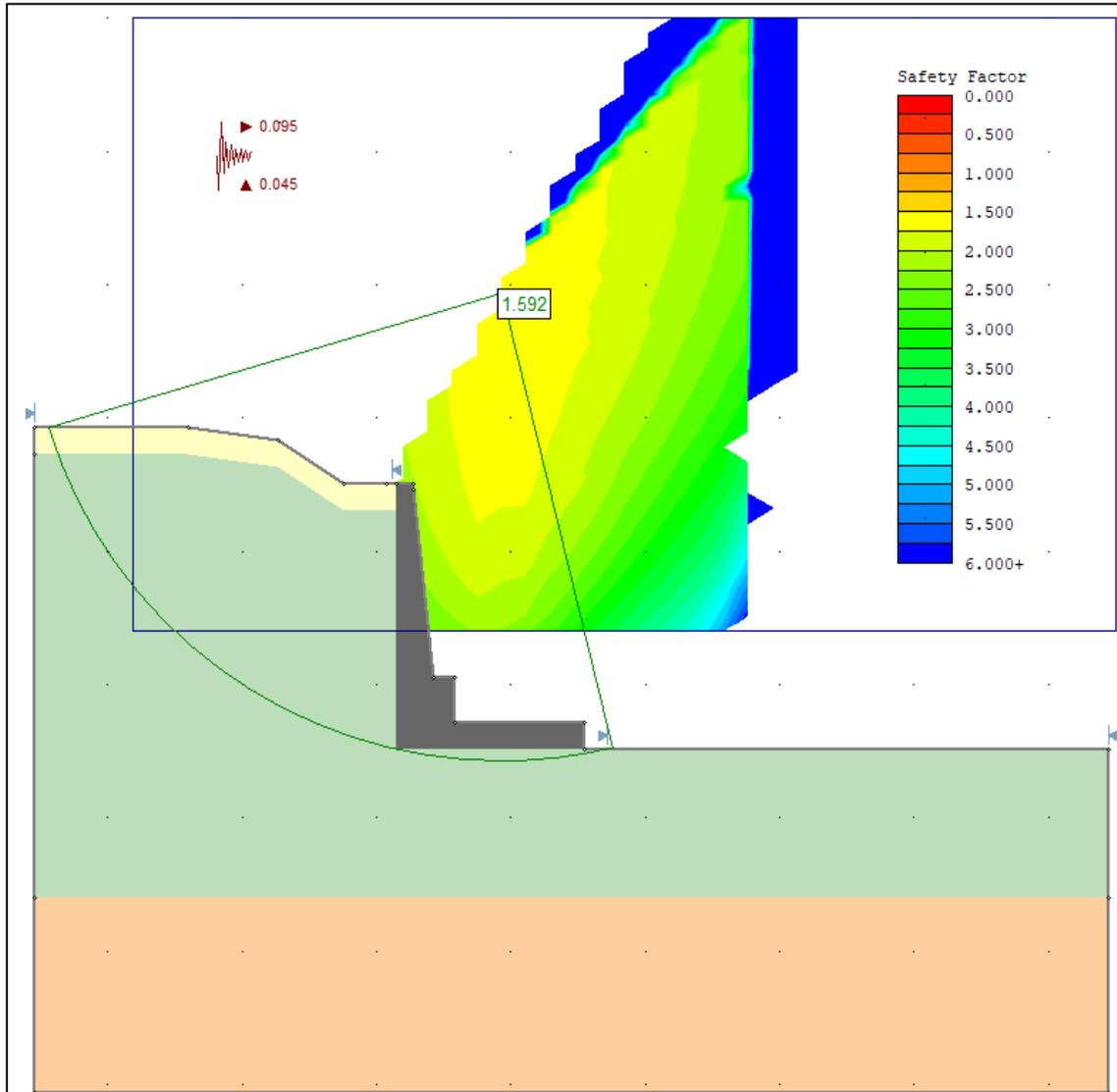
La verifica è soddisfatta in quanto $F_s > 1.1$ come richiesto dalle NTC 2018.

Sismico con forza inerziale verso il basso



La verifica è soddisfatta in quanto $F_s > 1.2$ come richiesto dalle NTC 2018.

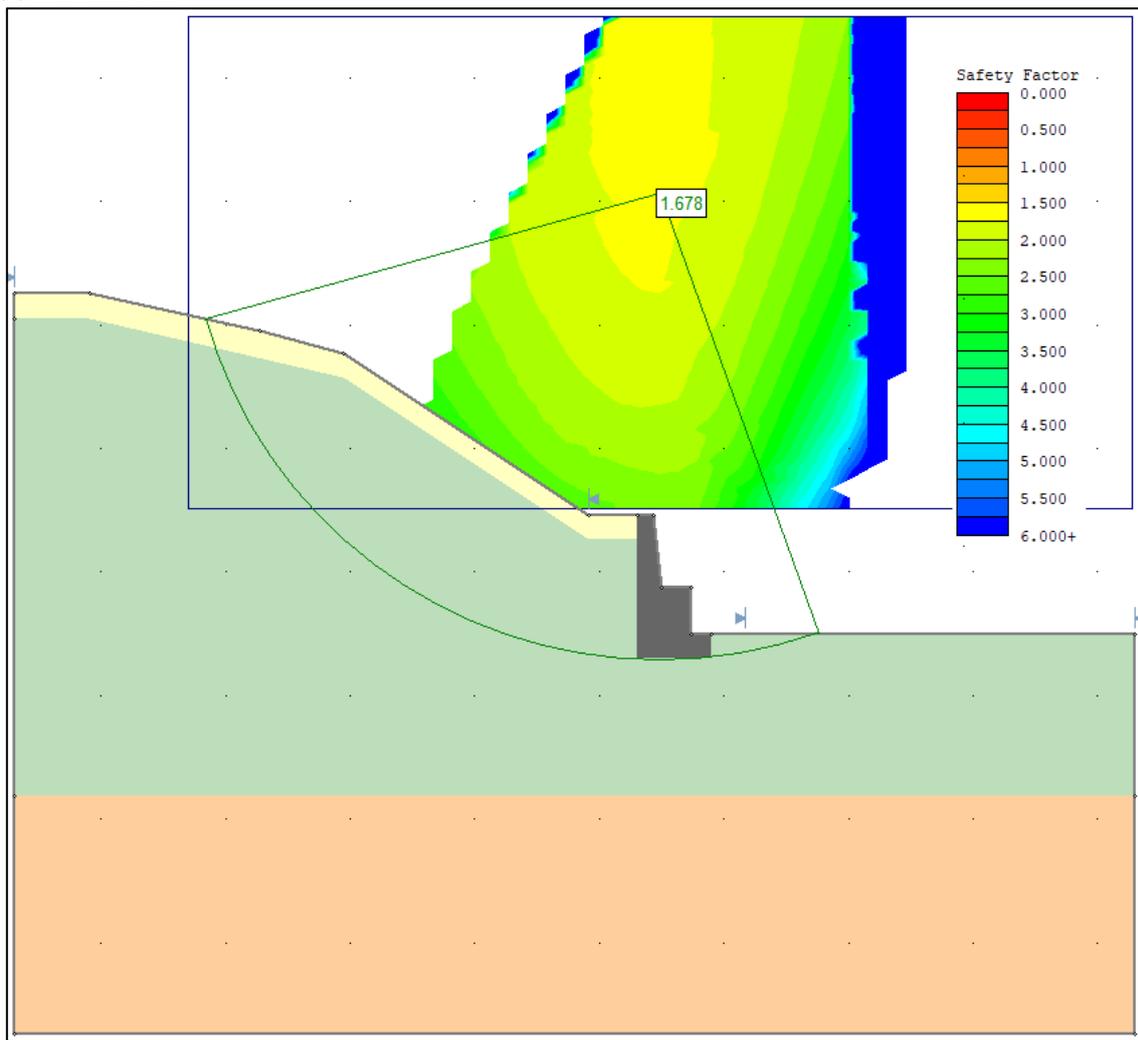
Sismico con forza inerziale verso l'alto



La verifica è soddisfatta in quanto $F_s > 1.2$ come richiesto dalle NTC 2018.

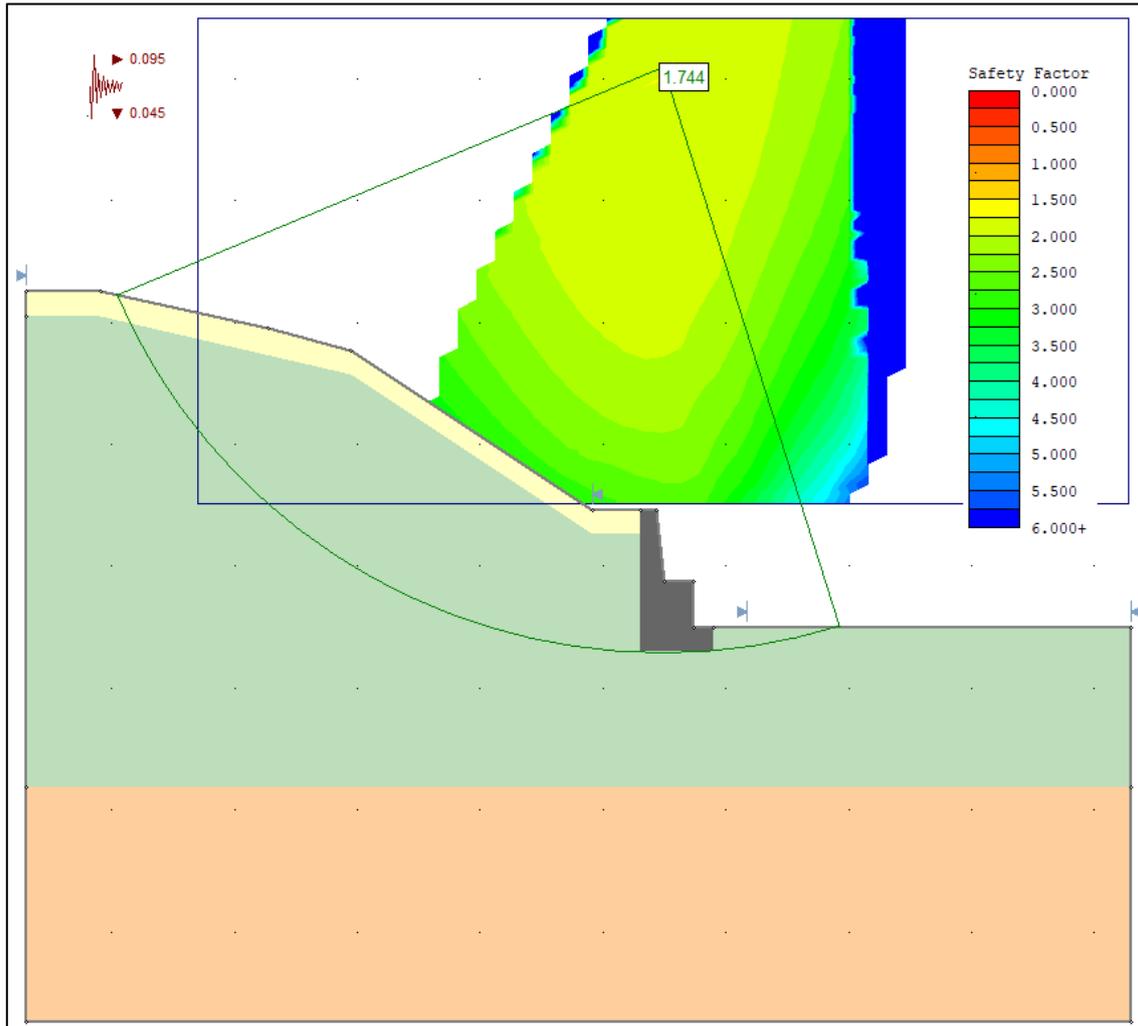
11.2 Muro H=5 m

Statico A2-M2-R2



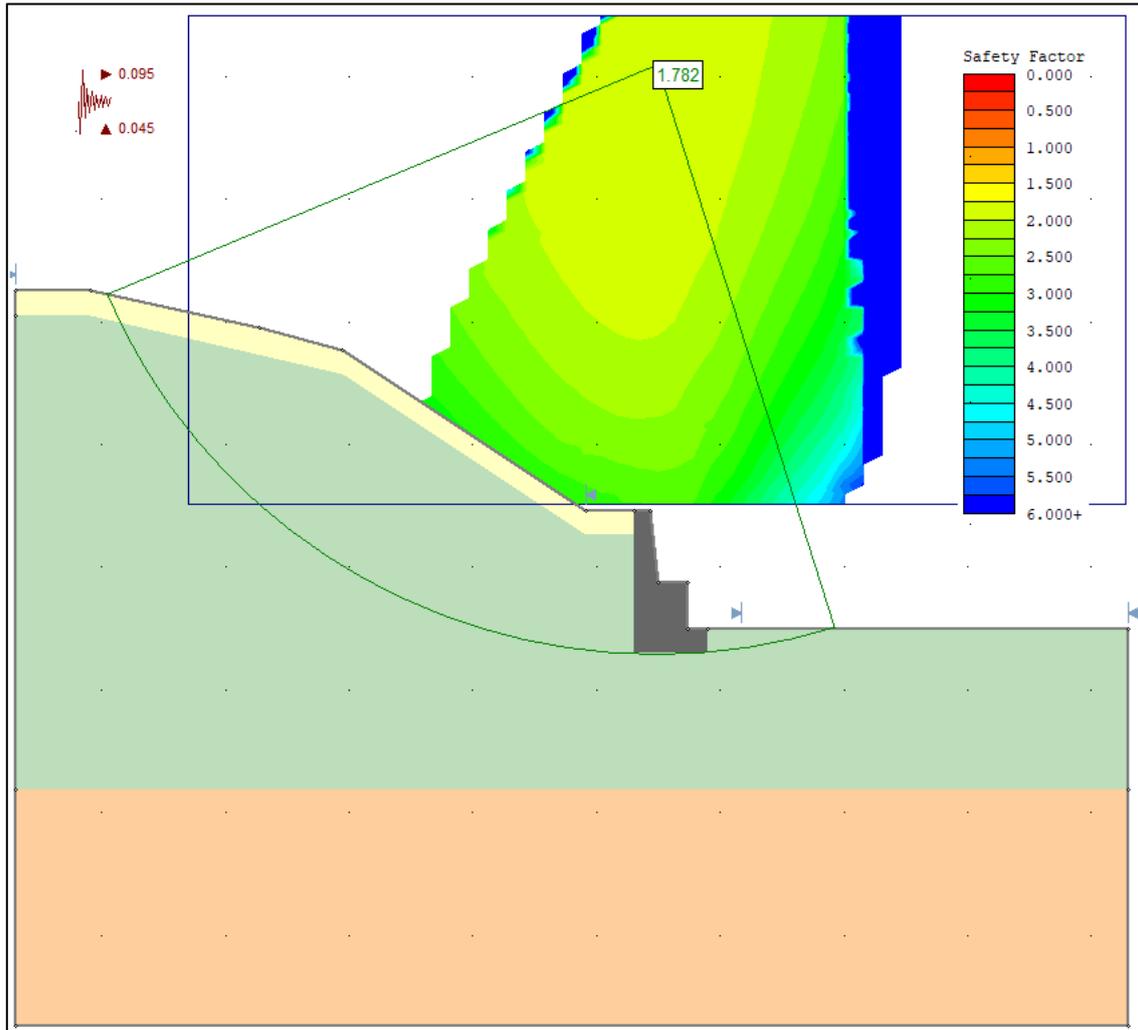
La verifica è soddisfatta in quanto $F_s > 1.1$ come richiesto dalle NTC 2018.

Sismico con forza inerziale verso il basso



La verifica è soddisfatta in quanto $F_s > 1.2$ come richiesto dalle NTC 2018.

Sismico con forza inerziale verso l'alto



La verifica è soddisfatta in quanto $F_s > 1.2$ come richiesto dalle NTC 2018.

12 ALLEGATI

- ALLEGATO 1: Report di calcolo Paratie Plus – Sezione 1
- ALLEGATO 2: Report di calcolo Paratie Plus – Sezione 2
- ALLEGATO 3: Tabulati di calcolo - Muro di sostegno



ALLEGATO 1

Report di Calcolo – Sezione 1

Sommario

1. Descrizione del Software	4
2. Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno	5
3. Descrizione Pareti	6
4. Fasi di Calcolo	7
4.1. 0m	7
0m	7
4.2. -2m	8
-2m	8
4.3. -3m	9
-3m	9
4.4. -4.5m	10
-4.5m	10
4.5. -5.5m	11
-5.5m	11
4.6. Tirante	12
Tirante	12
4.7. -7m	14
-7m	14
4.8. -8m	16
-8m	16
4.9. -9.5m	18
-9.5m	18
4.10. -10m	20
-10m	20
4.11. -10.5m	22
-10.5m	22
4.12. Tabella Configurazione Stage (Nominal)	24
5. Descrizione Coefficienti Design Assumption	26
5.1. Risultati NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	27
5.1.1. Tabella Grafici dei Risultati	27
5.1.2. Risultati Elementi strutturali - NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	33
5.2. Risultati NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	34
5.2.1. Tabella Grafici dei Risultati	34
5.2.2. Risultati Elementi strutturali - NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	40

5.3. Risultati NTC2018: A2+M2+R1	41
5.3.1. Tabella Grafici dei Risultati	41
5.3.2. Risultati Elementi strutturali - NTC2018: A2+M2+R1	47
6. Summary for all Active Design assumption	48

1. Descrizione del Software

ParatiePlus analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno.

ParatiePlus non permette lo studio di problematiche che coinvolgano un movimento esteso del versante di scavo, in quanto ParatiePlus non consente lo sviluppo di movimenti rigidi della parete o parti di ammasso rispetto ad altre parti di terreno.

Scopo precipuo di ParatiePlus è quindi il calcolo delle azioni flettenti e taglianti e delle deformazioni laterali della parete di sostegno, e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno.

La simulazione numerica è quella offerta dal metodo degli elementi finiti.

La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

2. Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 2.5 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -1 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -15.5 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ_{cv}	ϕ_p	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av exp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa			kPa		kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	SVV_sup	20	21	28			0		Constant		15000	45000									
2	SVV	20	21	28			30		Constant		15000	45000									
3	FAA	20	21	28			30		Constant		15000	45000									

3. Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Muro di sinistra

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

Area equivalente : 0.0267952778205846 m

Inerzia equivalente : 0.0001 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C20/25

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.4 m

Diametro : 0.24 m

Efficacia : 1

Materiale acciaio : S355

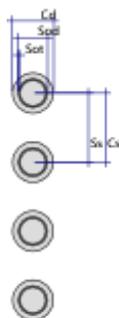
Sezione : 0.1683x0.01

Tipo sezione : O

Spaziatura : 0.4 m

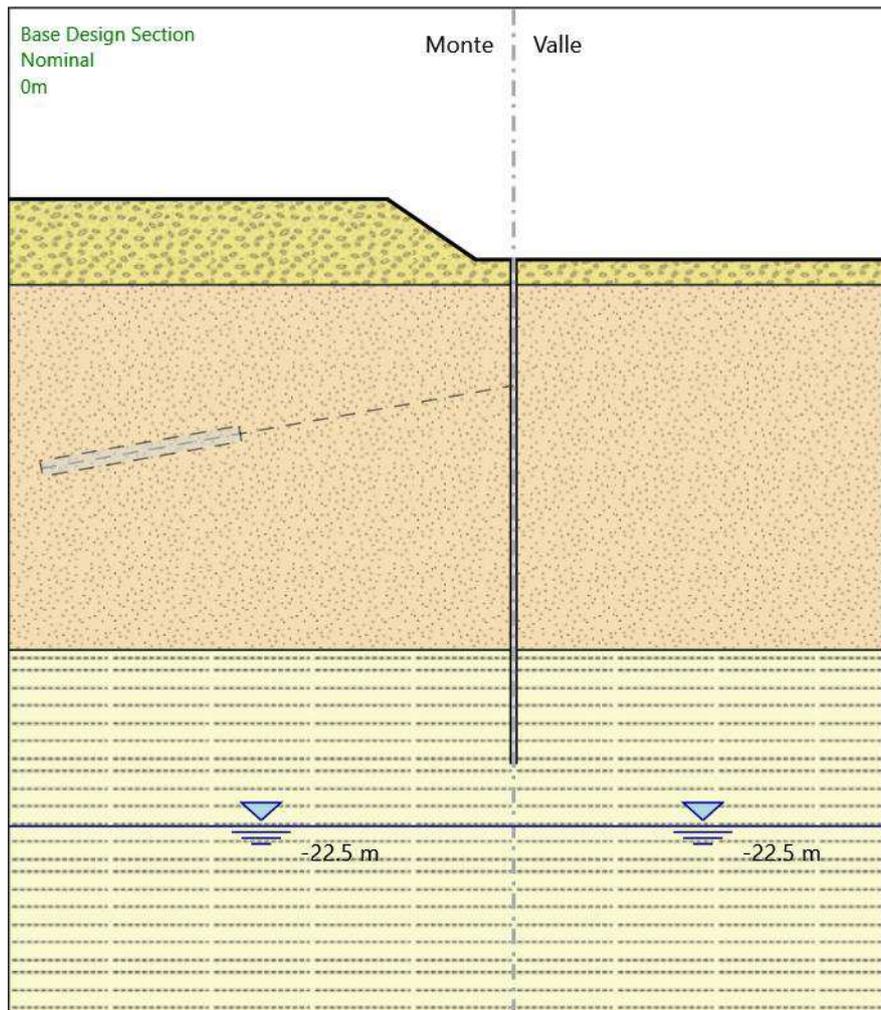
Spessore : 0.01 m

Diametro : 0.1683 m



4. Fasi di Calcolo

4.1. 0m



0m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

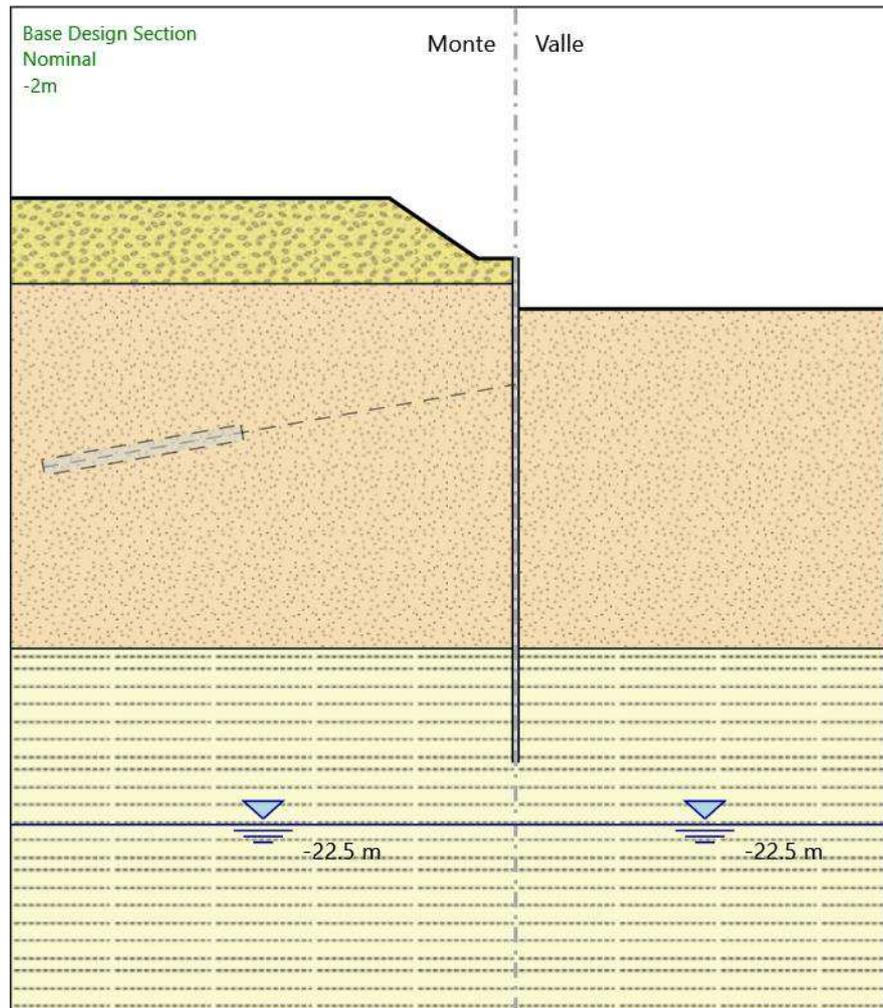
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

4.2. -2m



-2m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

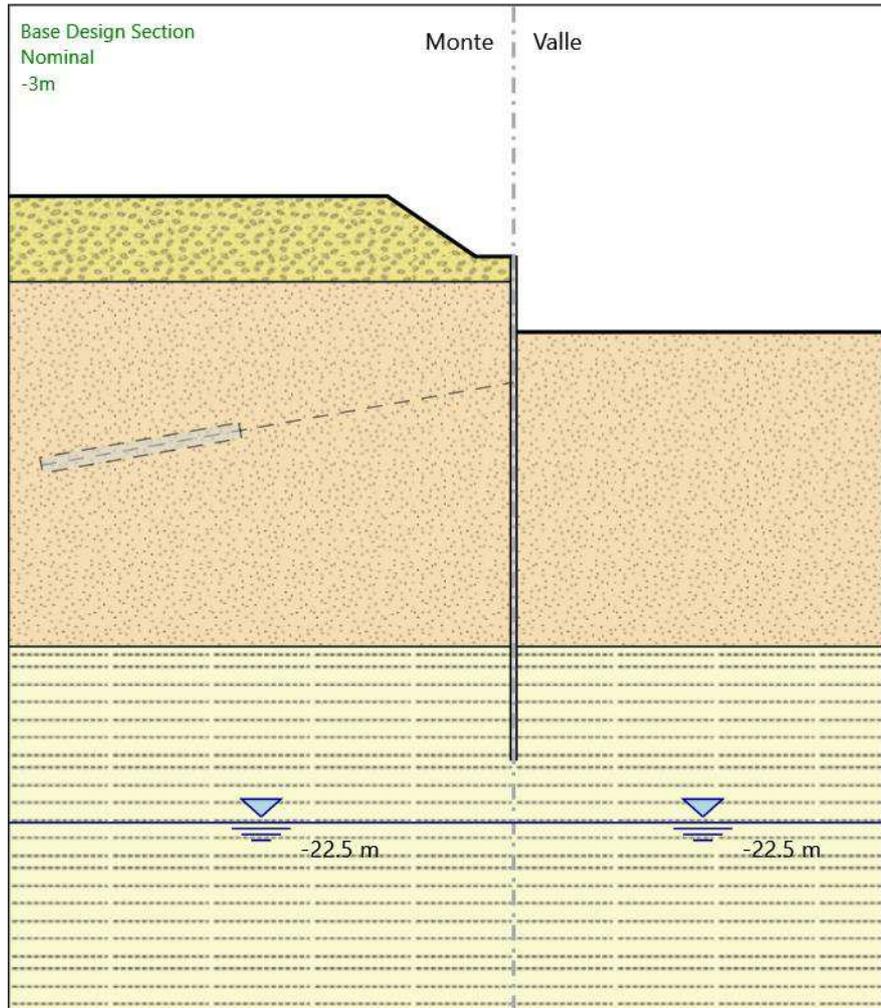
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

4.3. -3m



-3m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

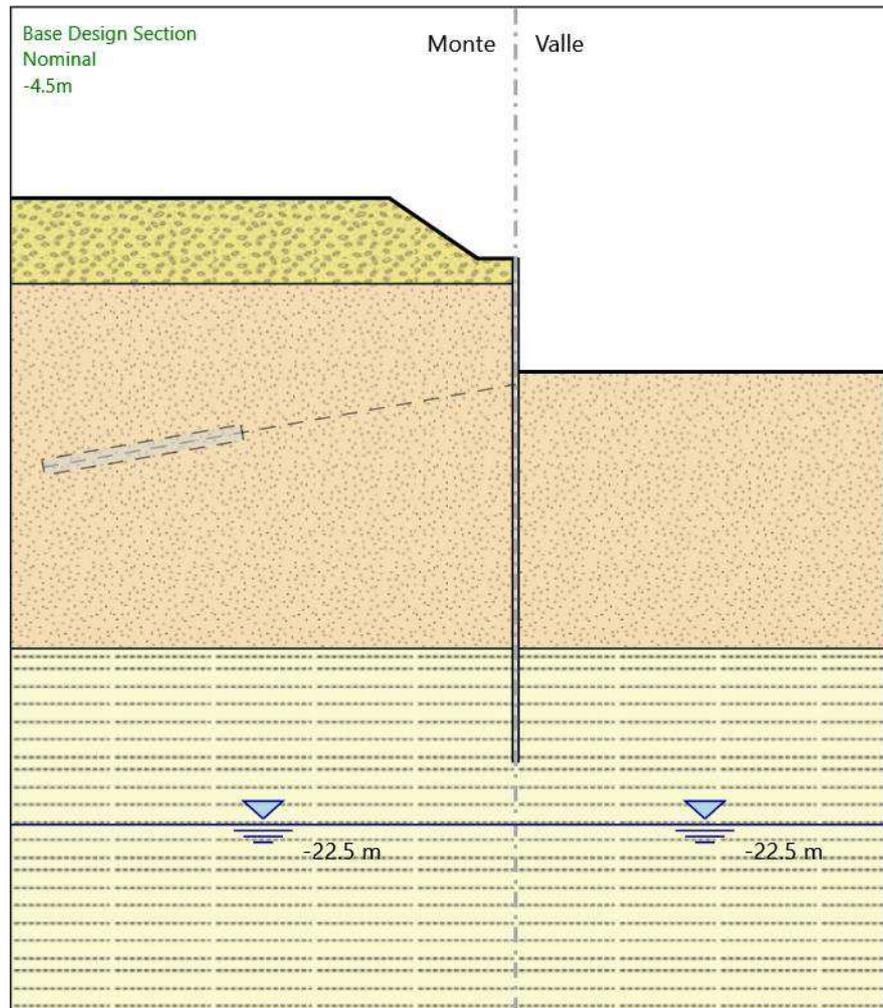
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

4.4. -4.5m



-4.5m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

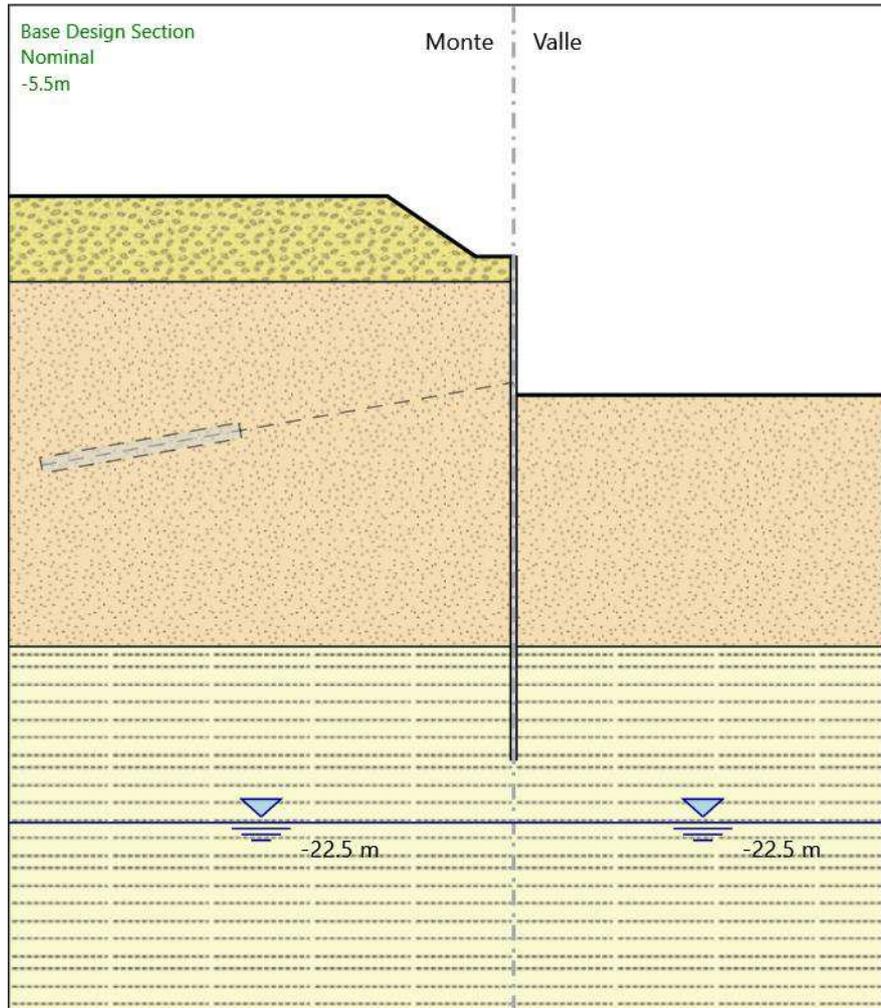
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

4.5. -5.5m



-5.5m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

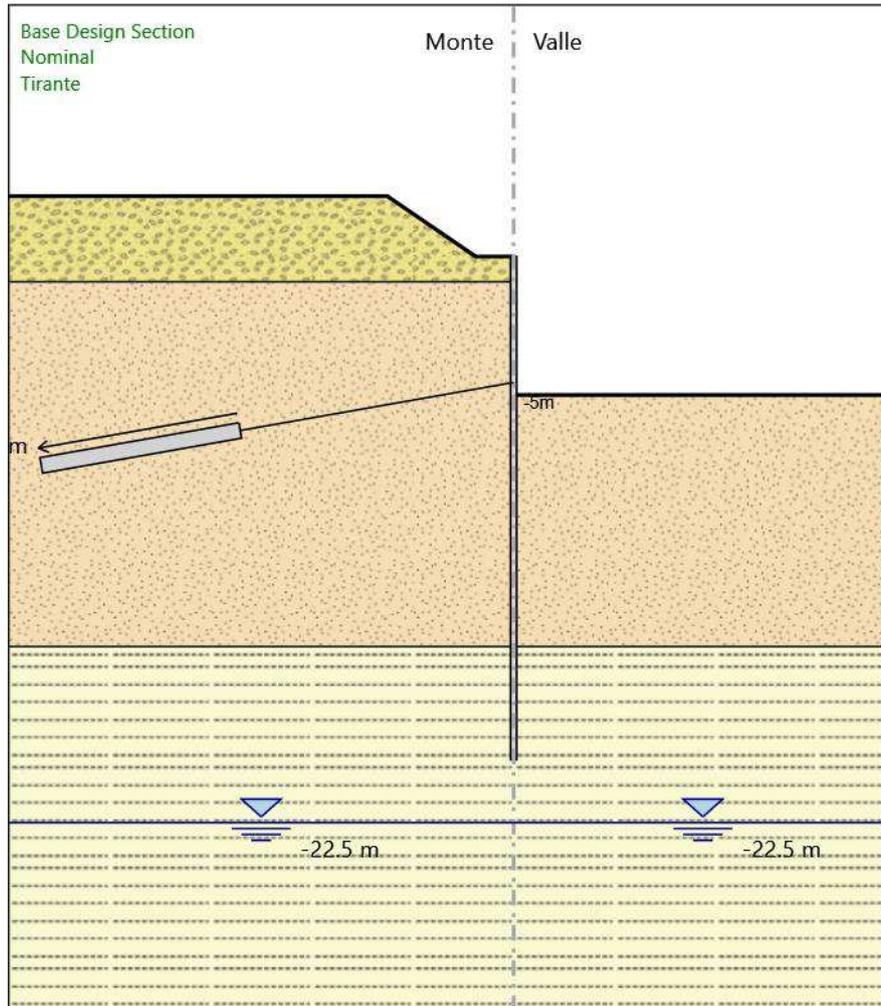
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

4.6. Tirante



Tirante

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : -5 m

Lunghezza bulbo : 8 m

Diametro bulbo : 0.16 m

Lunghezza libera : 11 m

Spaziatura orizzontale : 2.4 m

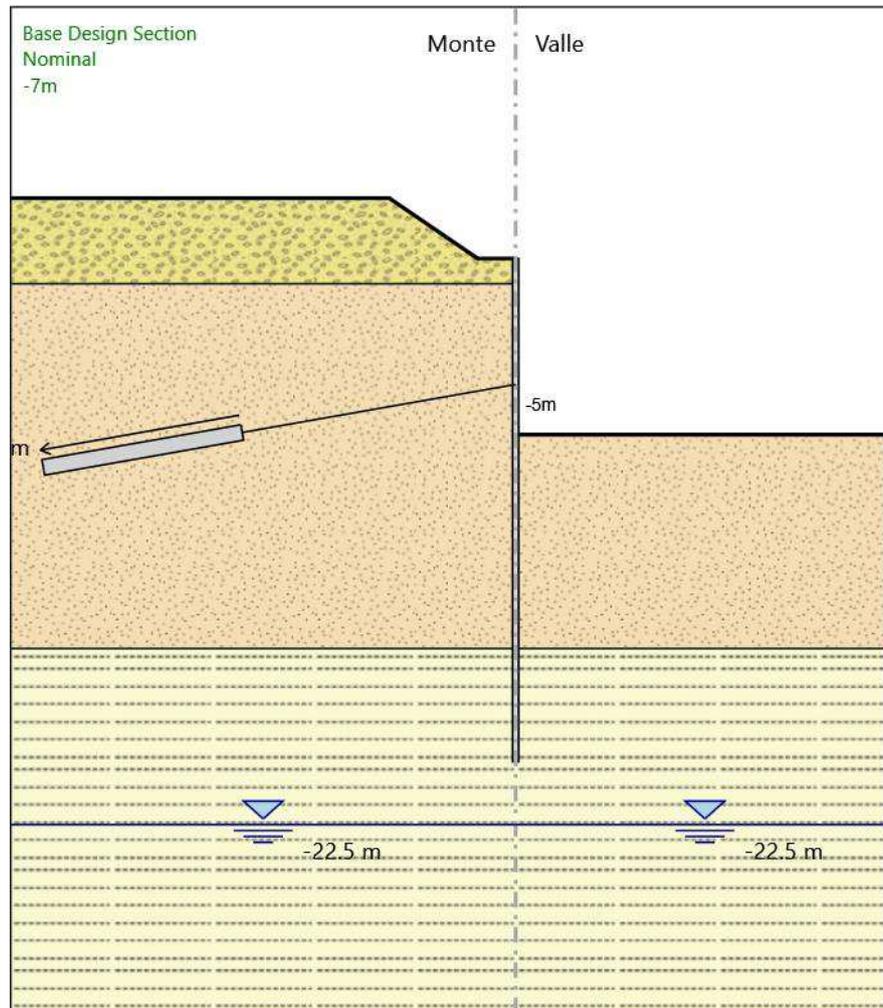
Precarico : 300 kN

Angolo : 10 °

Sezione : 4 strands

Area : 0.000556 m²

4.7. -7m



-7m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : -5 m

Lunghezza bulbo : 8 m

Diametro bulbo : 0.16 m

Lunghezza libera : 11 m

Spaziatura orizzontale : 2.4 m

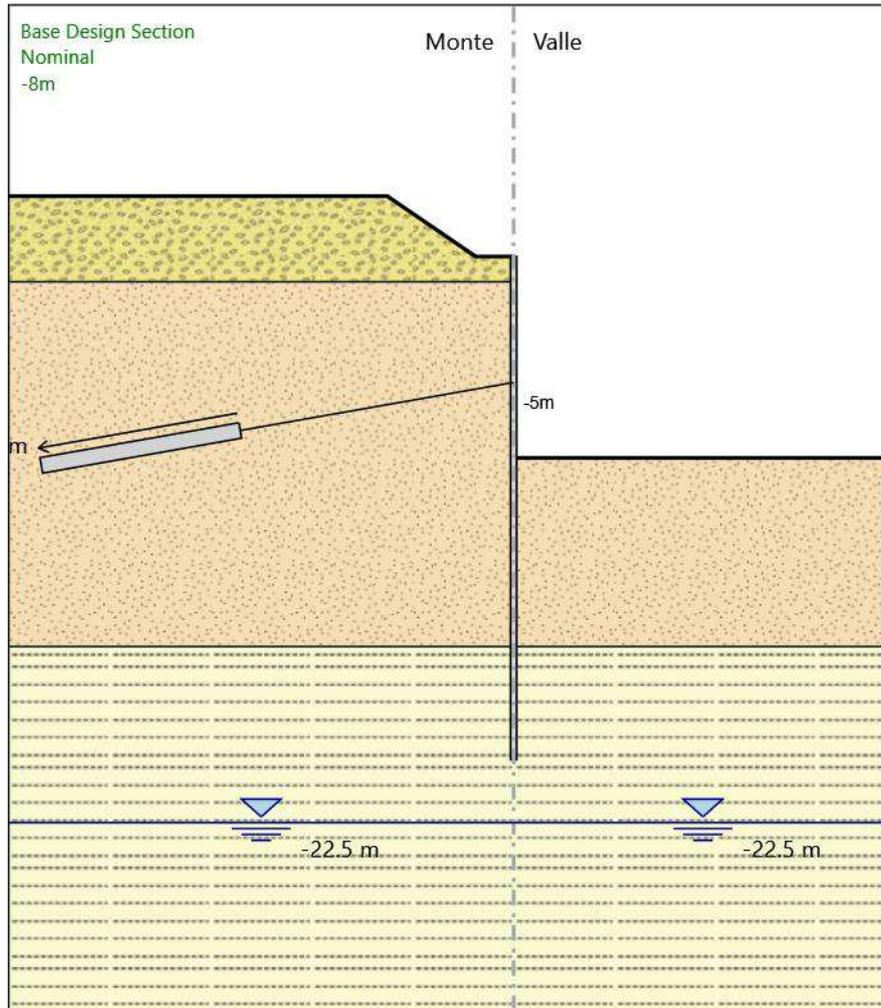
Precarico : 300 kN

Angolo : 10 °

Sezione : 4 strands

Area : 0.000556 m²

4.8. -8m



-8m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : -5 m

Lunghezza bulbo : 8 m

Diametro bulbo : 0.16 m

Lunghezza libera : 11 m

Spaziatura orizzontale : 2.4 m

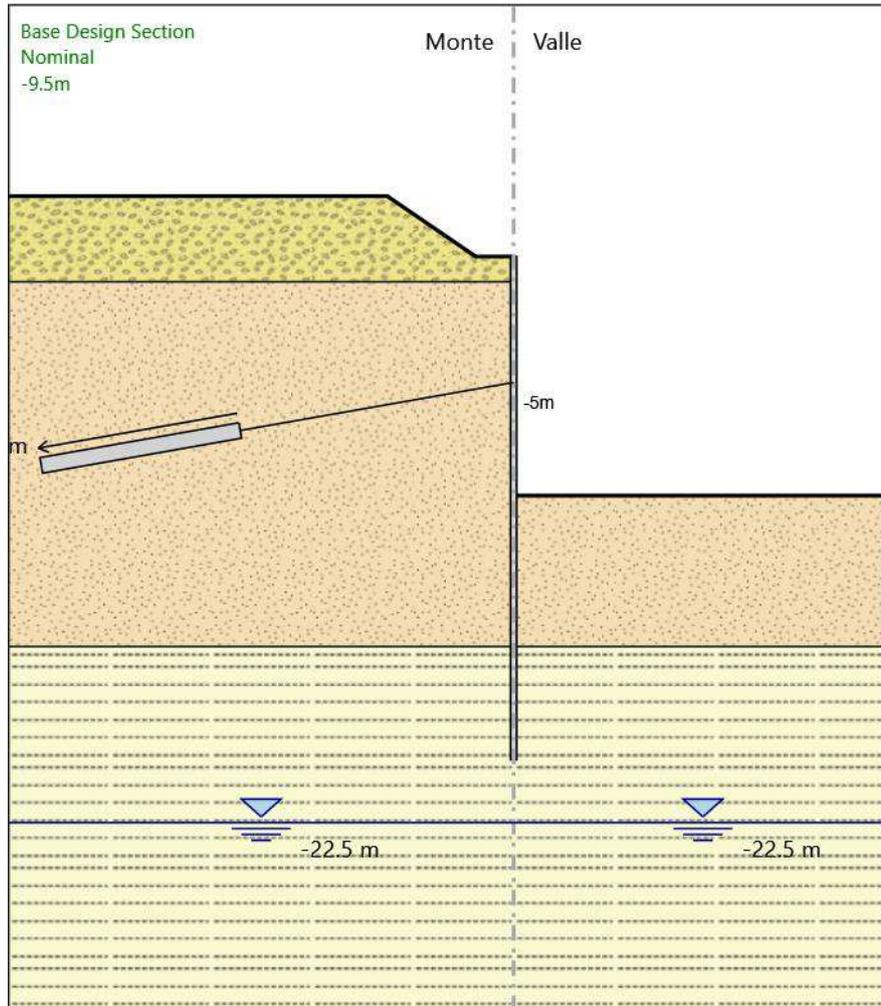
Precarico : 300 kN

Angolo : 10 °

Sezione : 4 strands

Area : 0.000556 m²

4.9. -9.5m



-9.5m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : -5 m

Lunghezza bulbo : 8 m

Diametro bulbo : 0.16 m

Lunghezza libera : 11 m

Spaziatura orizzontale : 2.4 m

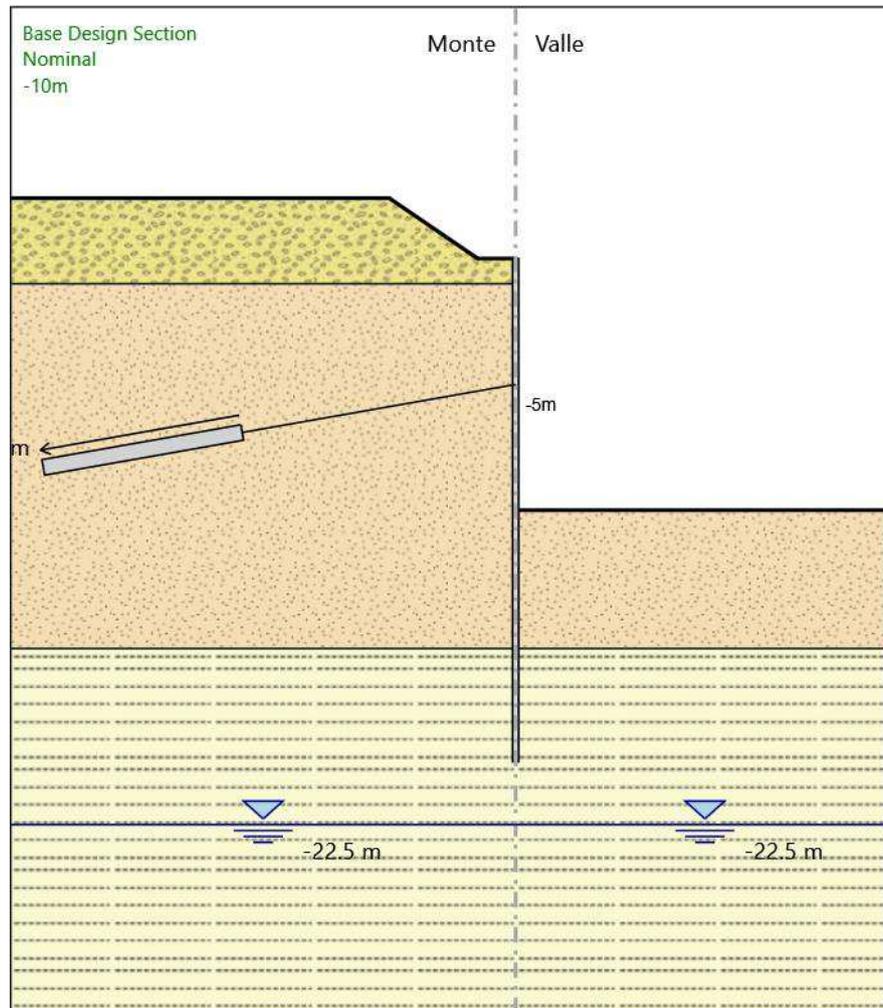
Precarico : 300 kN

Angolo : 10 °

Sezione : 4 strands

Area : 0.000556 m²

4.10. -10m



-10m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : -5 m

Lunghezza bulbo : 8 m

Diametro bulbo : 0.16 m

Lunghezza libera : 11 m

Spaziatura orizzontale : 2.4 m

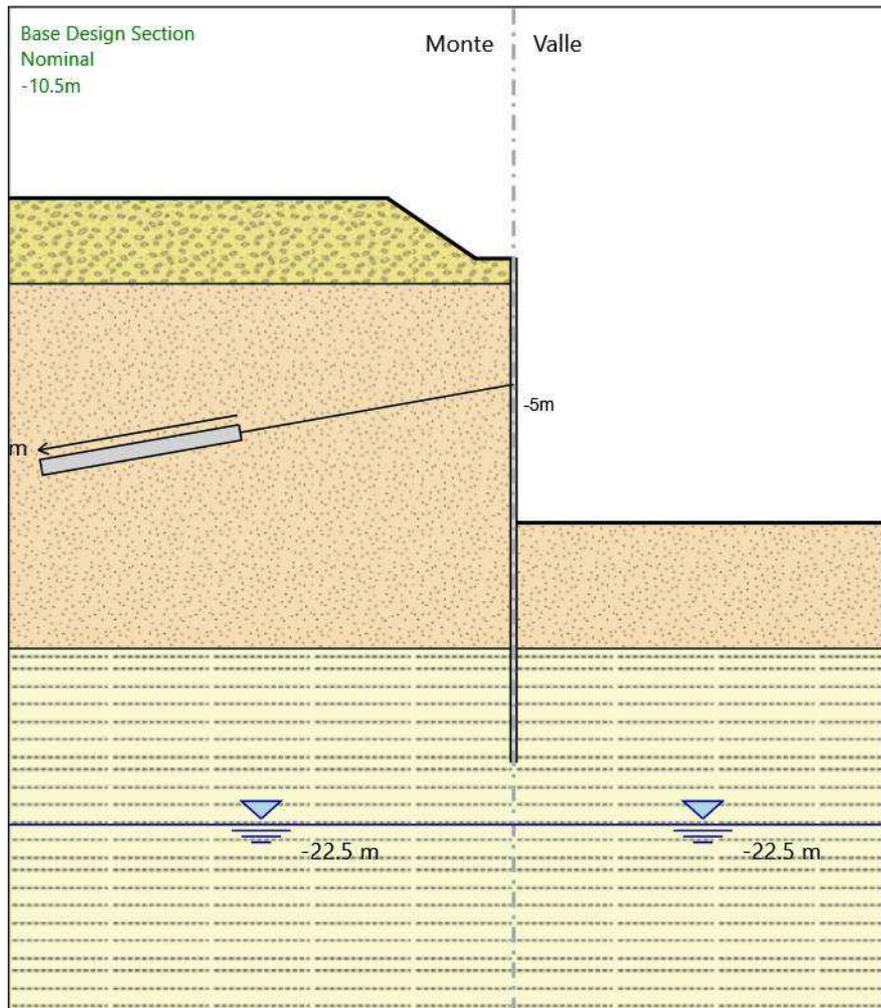
Precarico : 300 kN

Angolo : 10 °

Sezione : 4 strands

Area : 0.000556 m²

4.11. -10.5m



-10.5m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -20 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

Tirante : Tieback

X : 0 m

Z : -5 m

Lunghezza bulbo : 8 m

Diametro bulbo : 0.16 m

Lunghezza libera : 11 m

Spaziatura orizzontale : 2.4 m

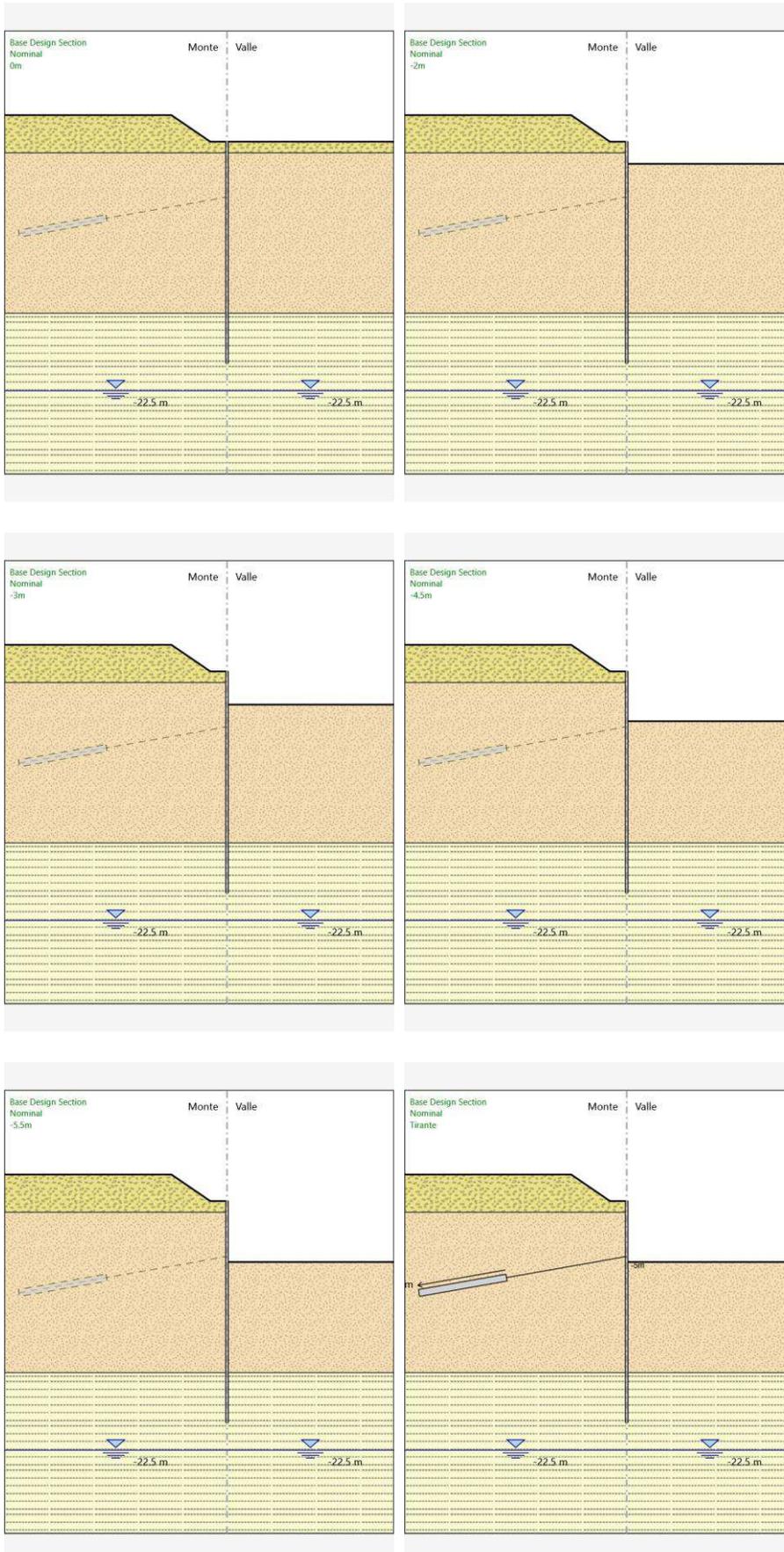
Precarico : 300 kN

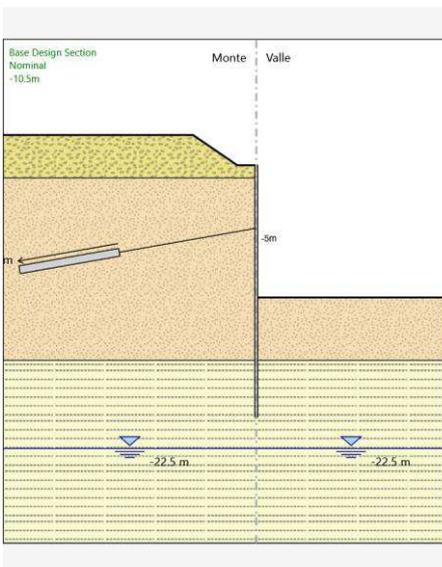
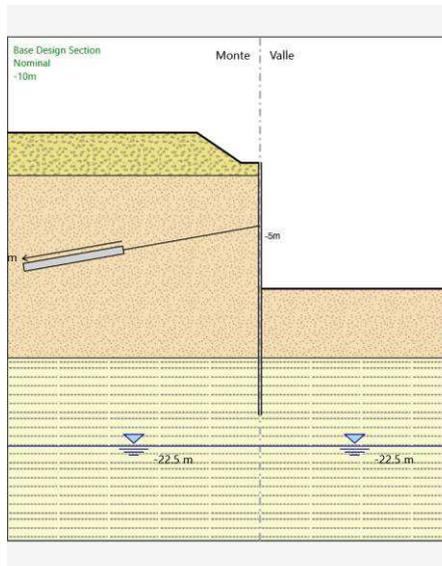
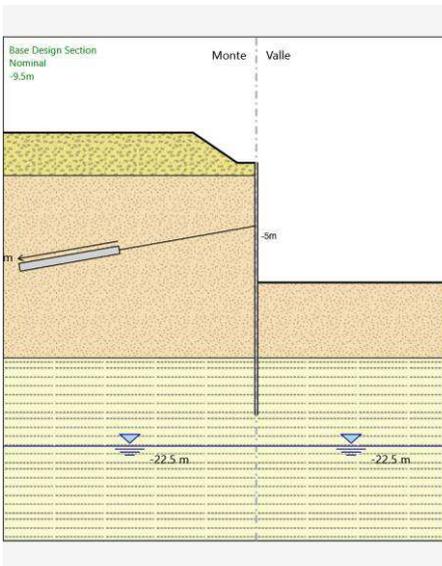
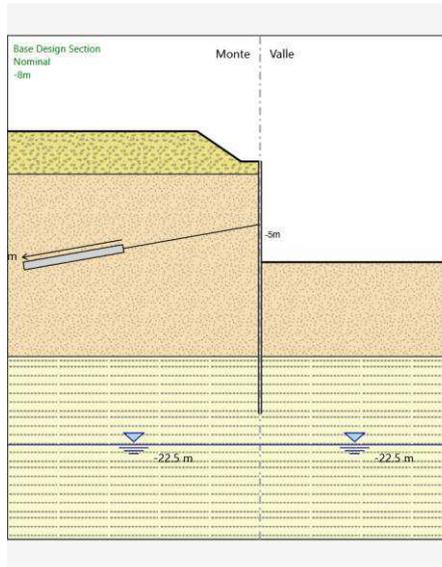
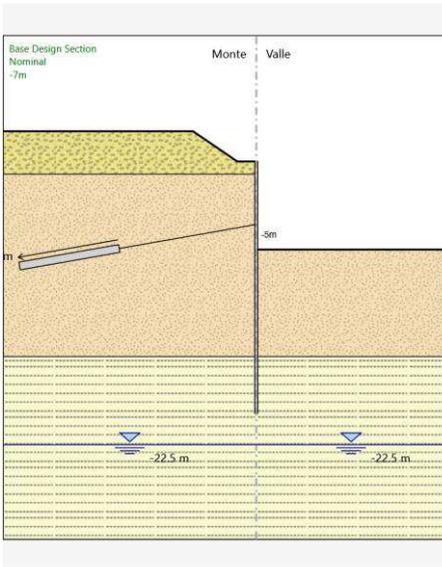
Angolo : 10 °

Sezione : 4 strands

Area : 0.000556 m²

4.12. Tabella Configurazione Stage (Nominal)





5. Descrizione Coefficienti Design Assumption

Coefficienti A

Nome	Carichi Per- manenti (F_dead_lo ad_unfa- vour)	Carichi Per- manenti (F_dead_lo ad_favour)	Carichi Va- riabili Sfa- vorevoli (F_live_loa d_unfa- vour)	Carichi Va- riabili Fa- vorevoli (F_live_loa d_favour)	Carico Si- smico (F_seism_ load)	Pres sioni Lato Mon te (F_ Wa- terD R)	Pres sioni Lato Vall e (F_ Wa- ter Res)	Carichi Perma- nenti De- stabiliz- zanti (F_UPL_G DStab)	Carichi Perma- nenti Sta- bilizzanti (F_UPL_G Stab)	Carichi Va- riabili De- stabiliz- zanti (F_UPL_Q DStab)	Carichi Perma- nenti De- stabiliz- zanti (F_HYD_G DStab)	Carichi Perma- nenti Sta- bilizzanti (F_HYD_G Stab)	Carichi Va- riabili De- stabiliz- zanti (F_HYD_Q DStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018 : SLE (Rara/Fr equente /Quasi Perma- nente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018 : A1+M1+ R1 (R3 per ti- ranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018 : A2+M2+ R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Coefficienti M

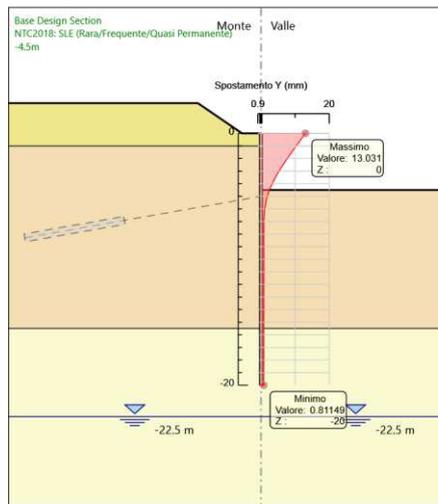
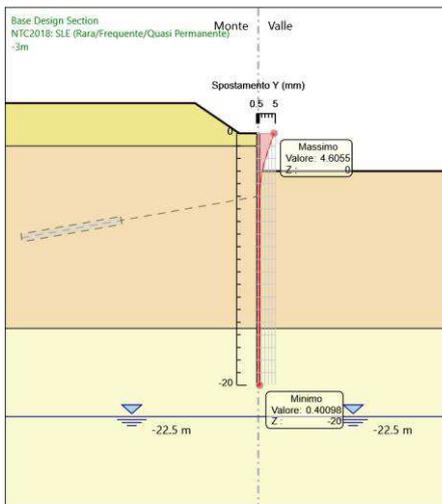
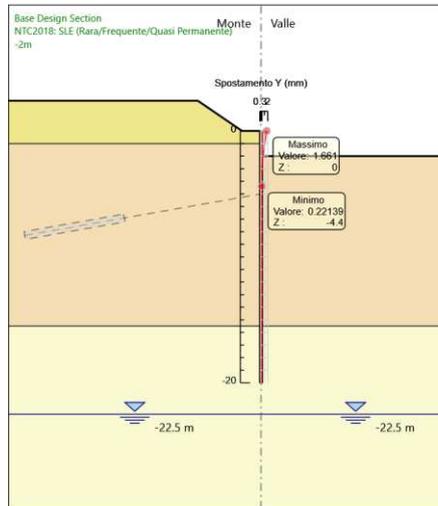
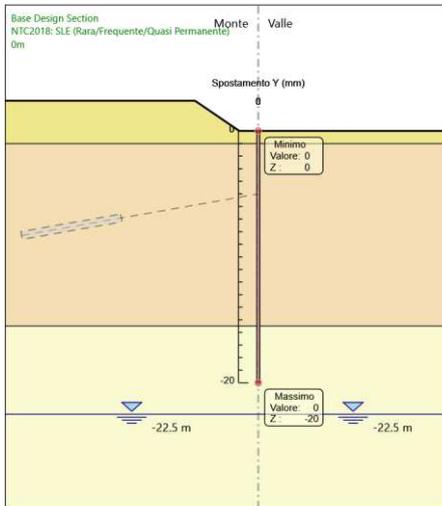
Nome	Parziale su $\tan(\phi')$ (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su q_u (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1

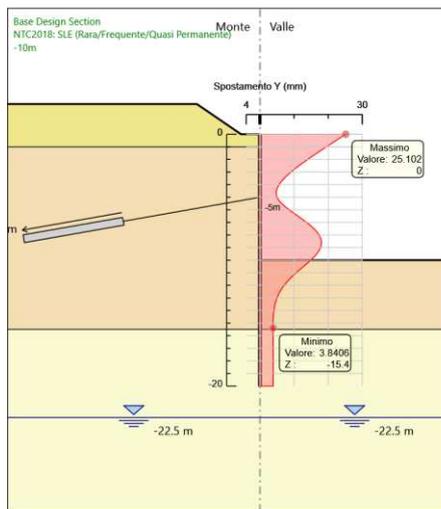
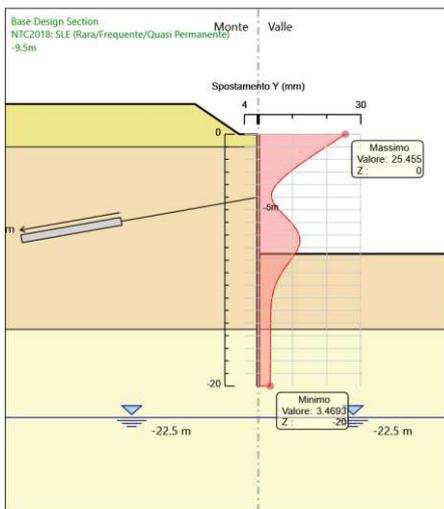
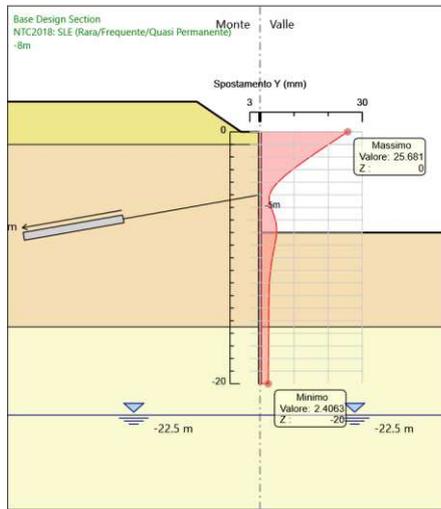
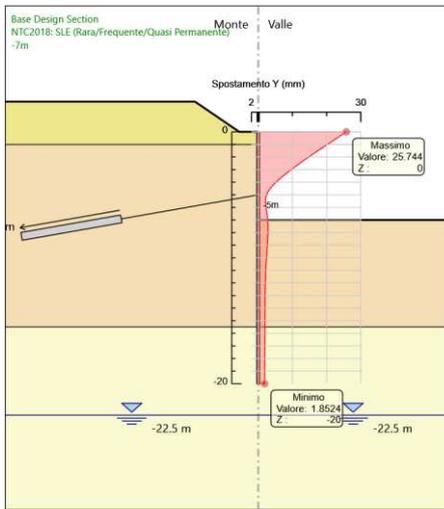
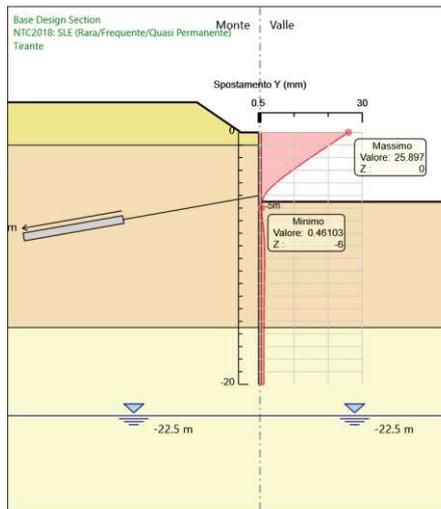
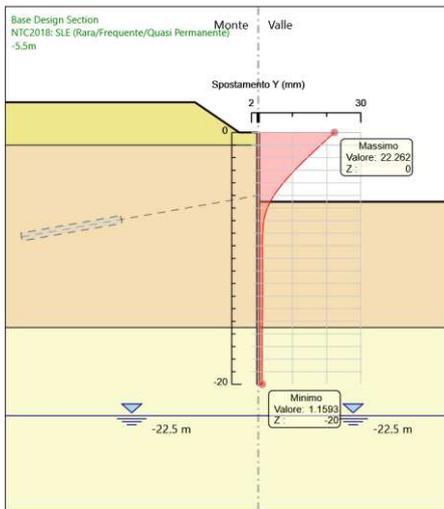
Coefficienti R

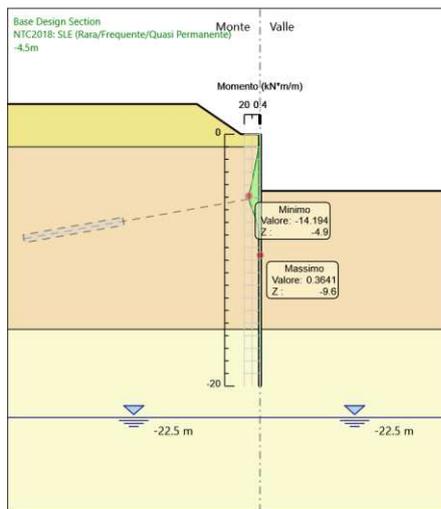
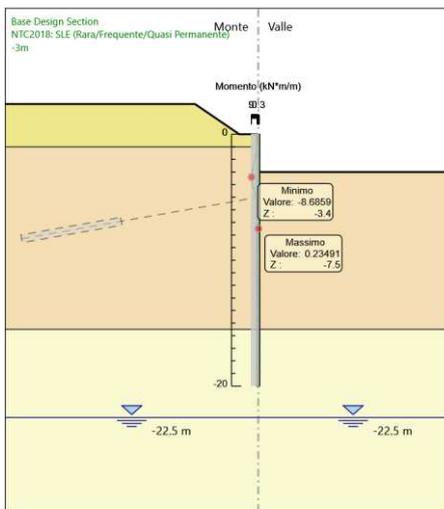
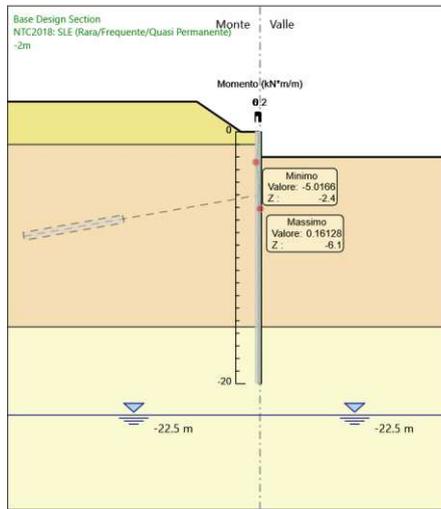
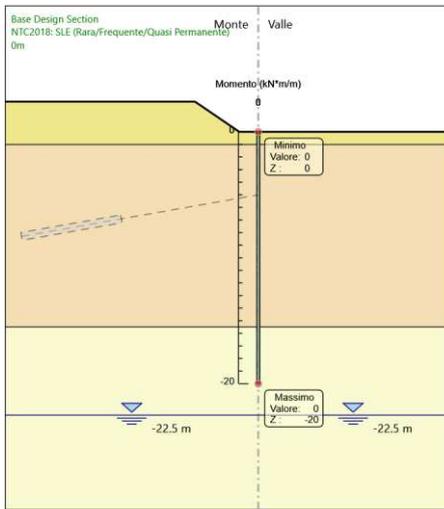
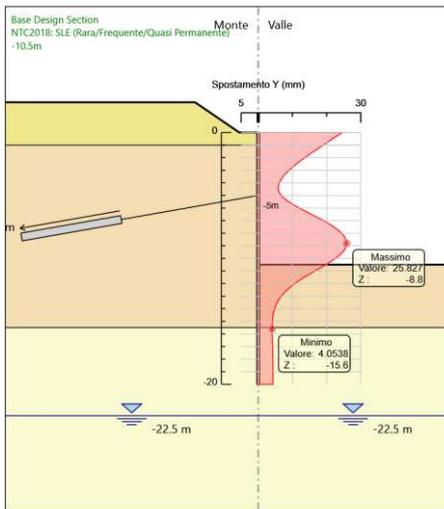
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Fre- quente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

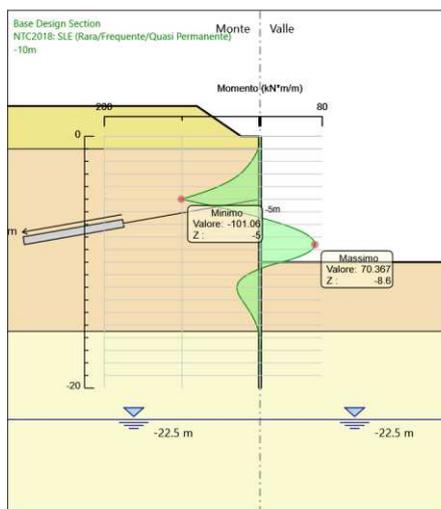
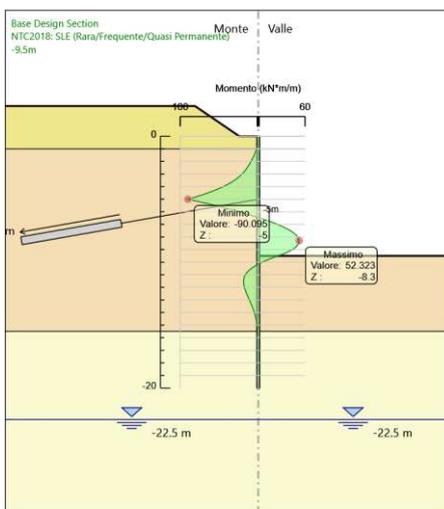
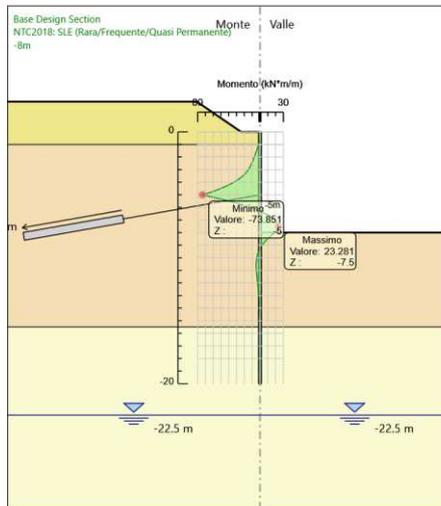
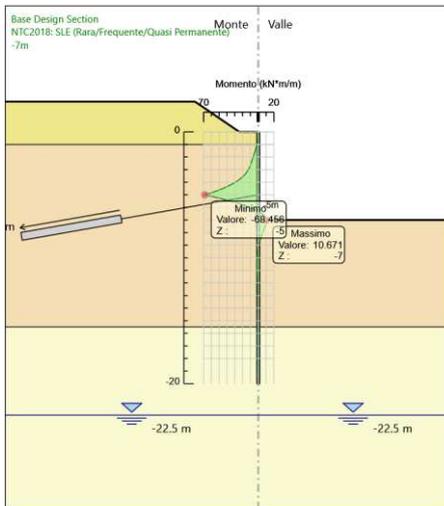
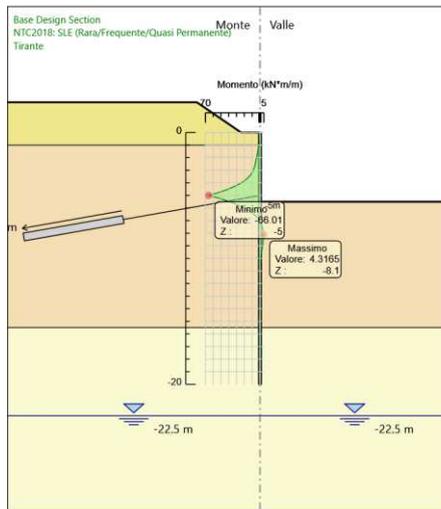
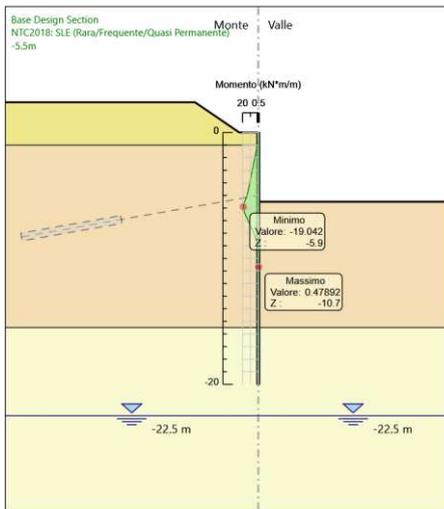
5.1. Risultati NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)

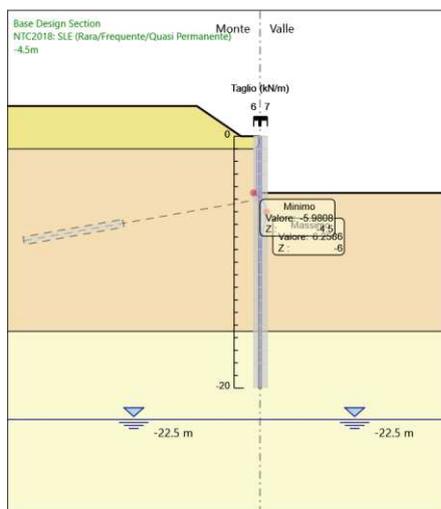
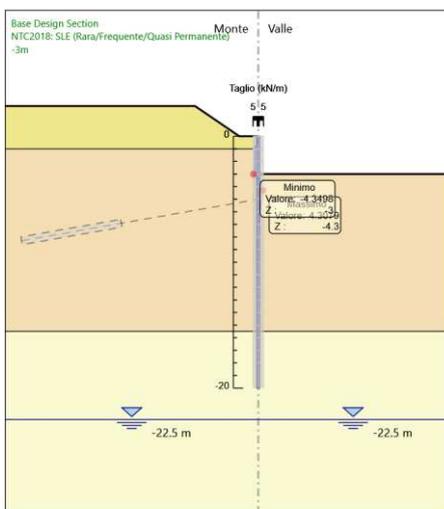
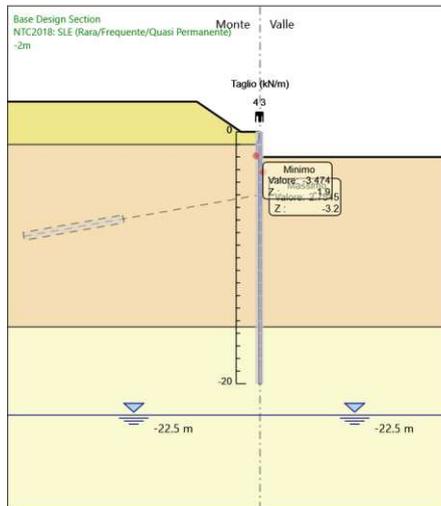
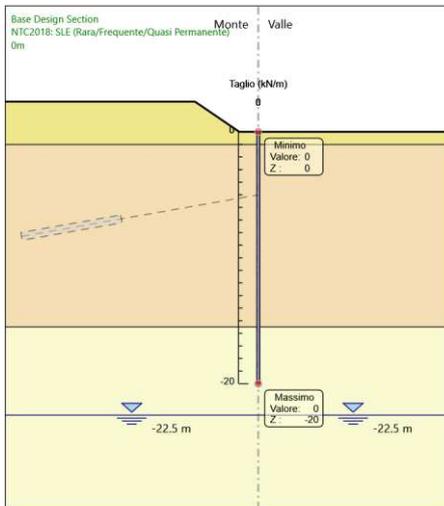
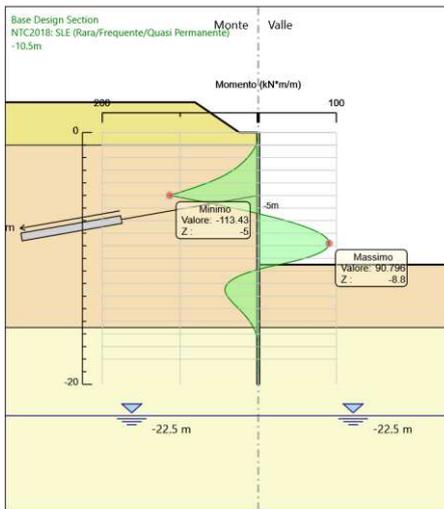
5.1.1. Tabella Grafici dei Risultati

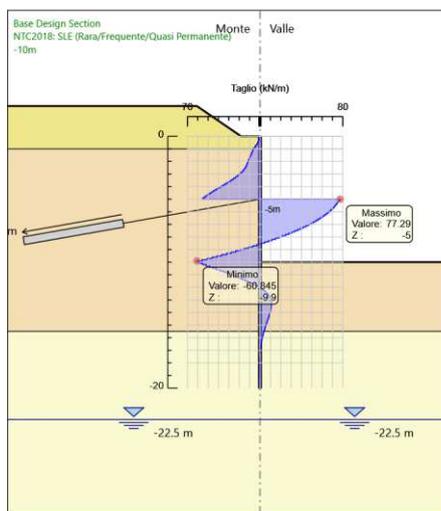
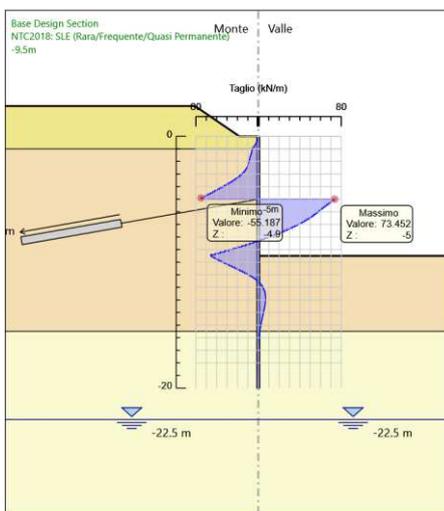
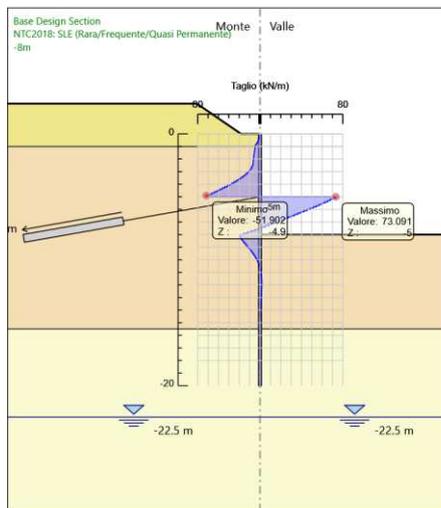
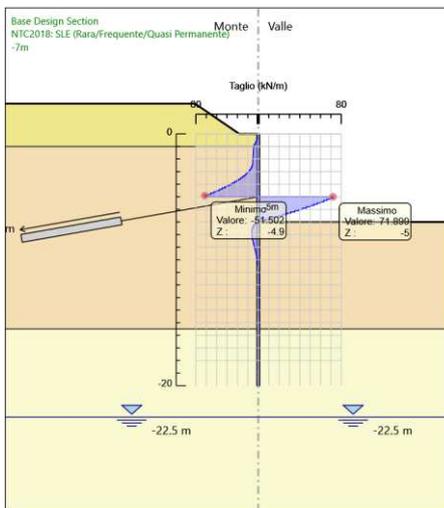
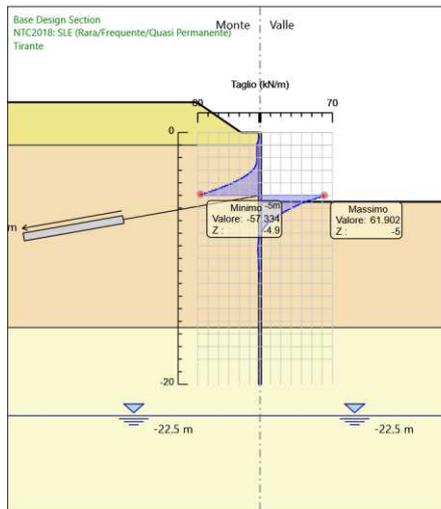
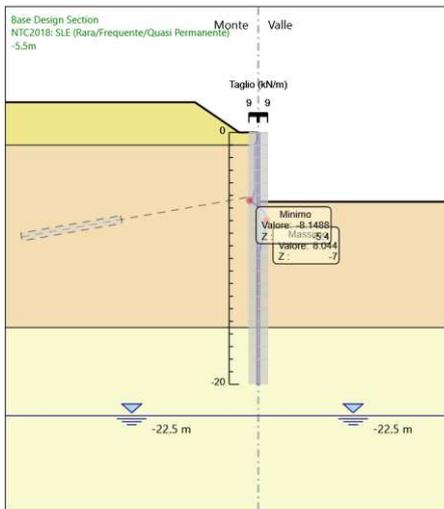


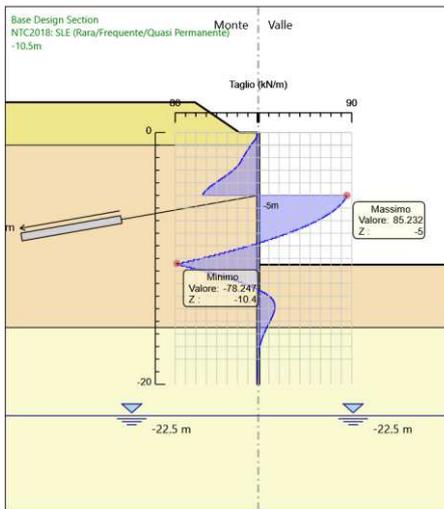












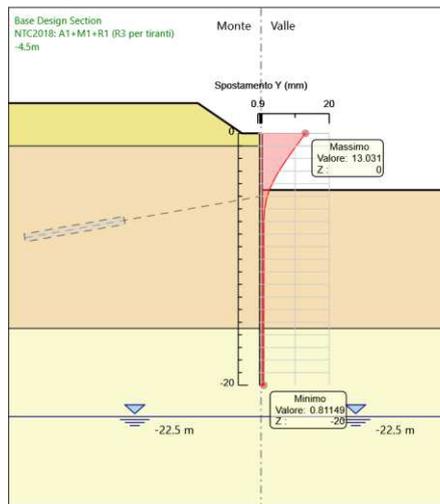
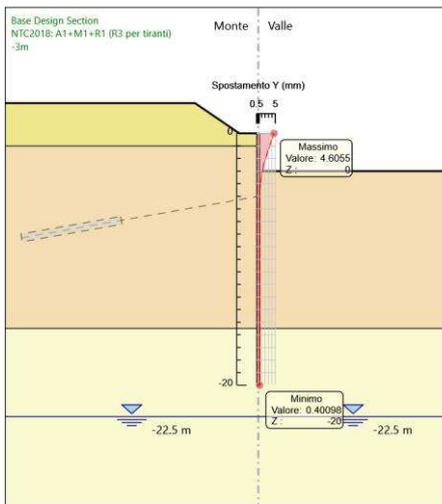
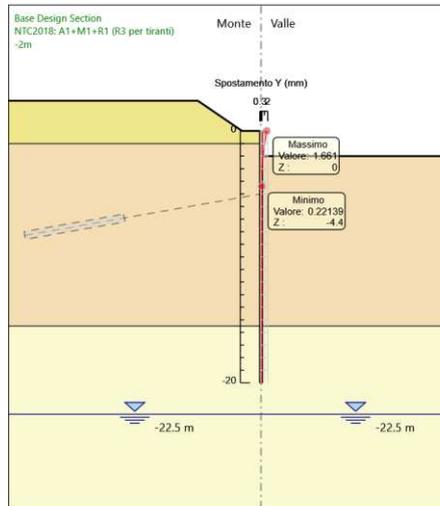
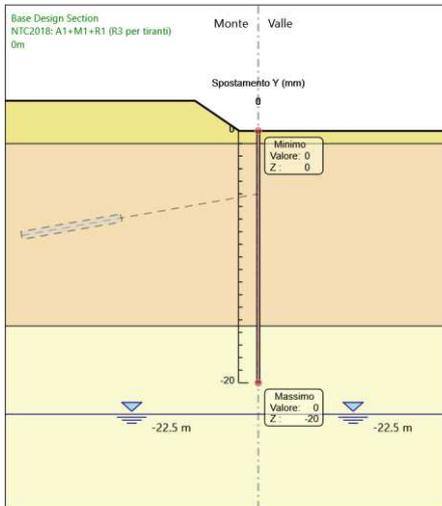
5.1.2. Risultati Elementi strutturali - NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)

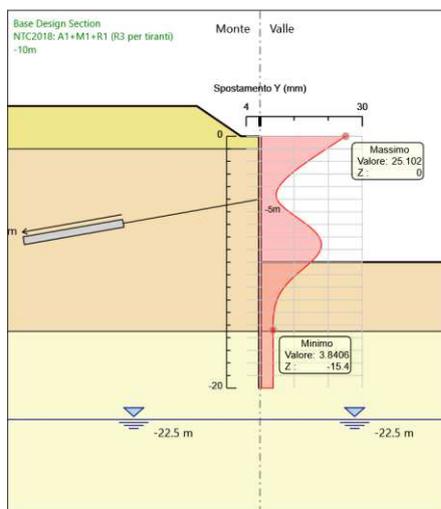
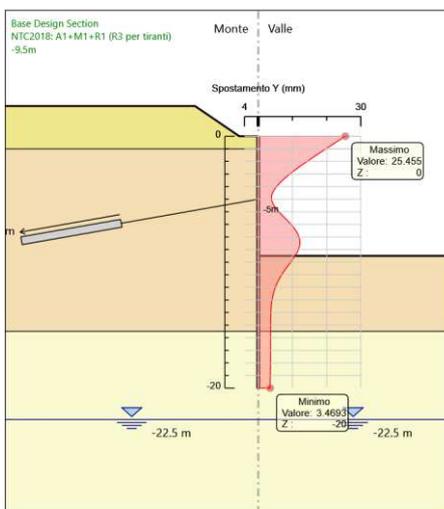
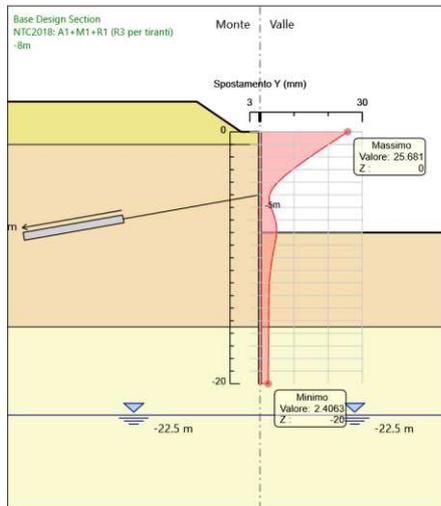
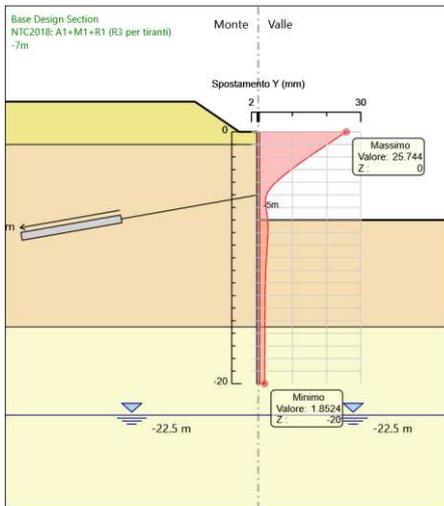
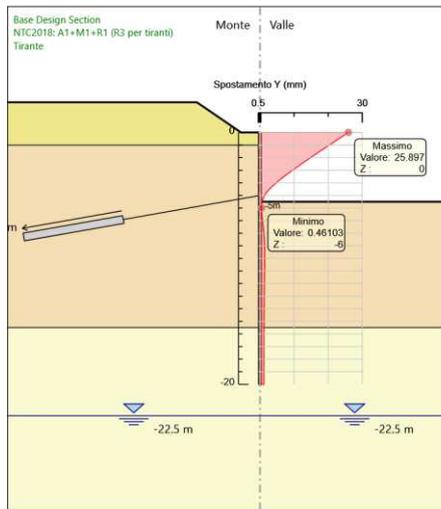
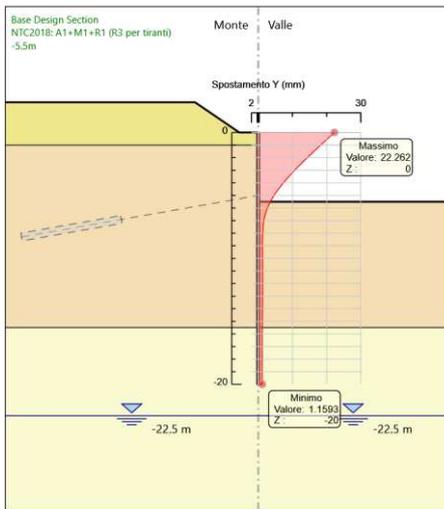
Design Assumption: NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) Sollecitazione Tieback

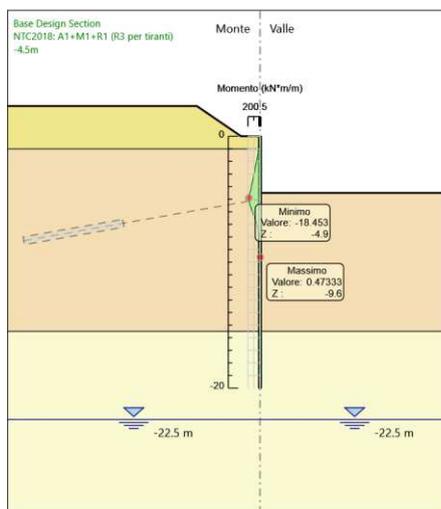
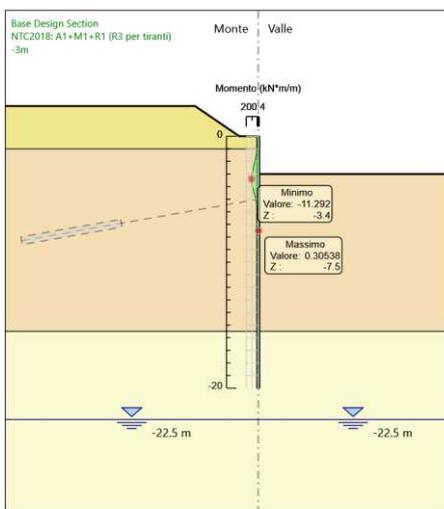
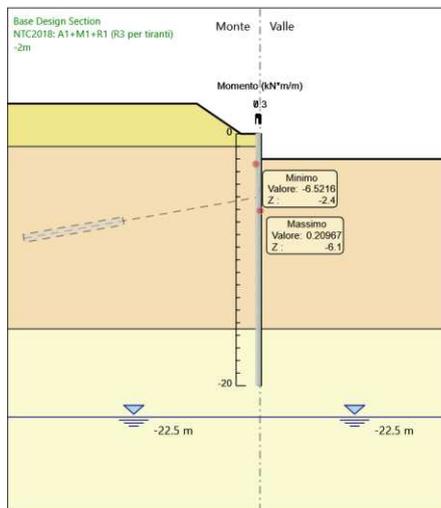
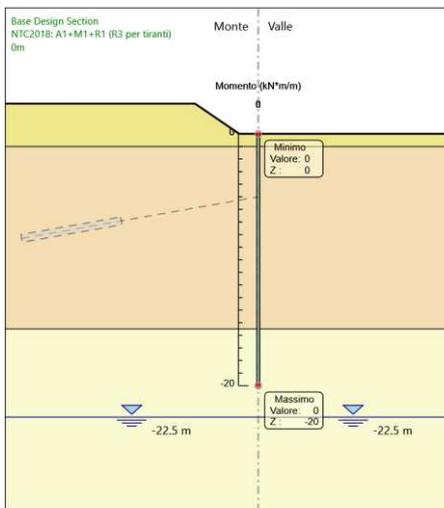
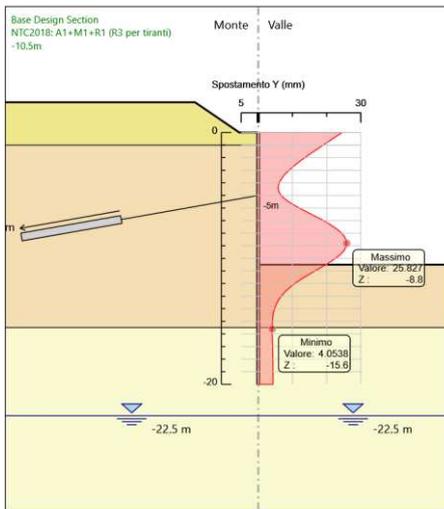
Stage	Forza (kN/m)
Tirante	125
-7m	128.3363
-8m	129.6457
-9.5m	132.7378
-10m	136.1776
-10.5m	141.383

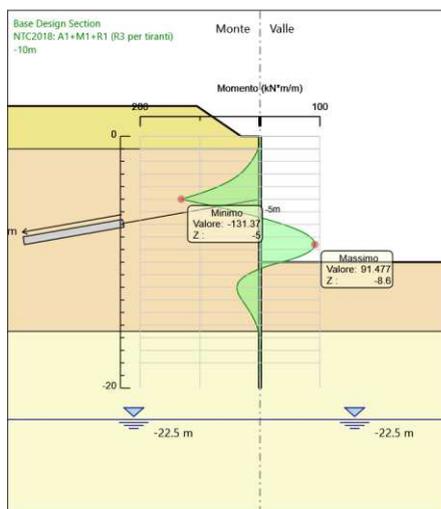
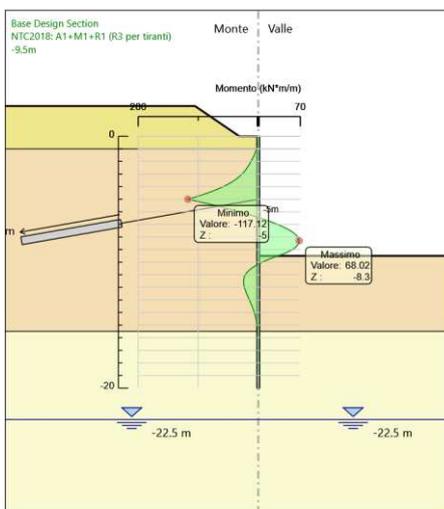
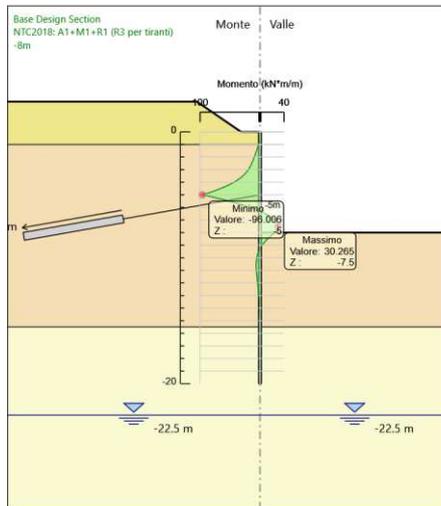
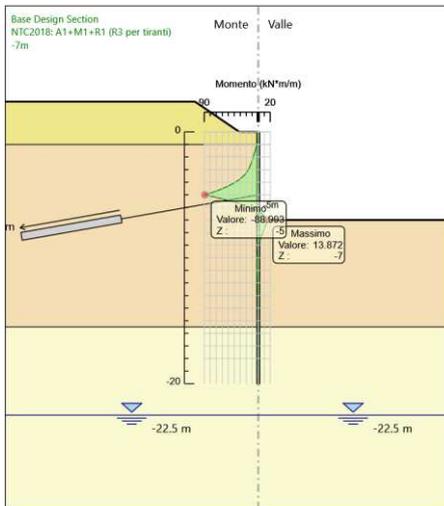
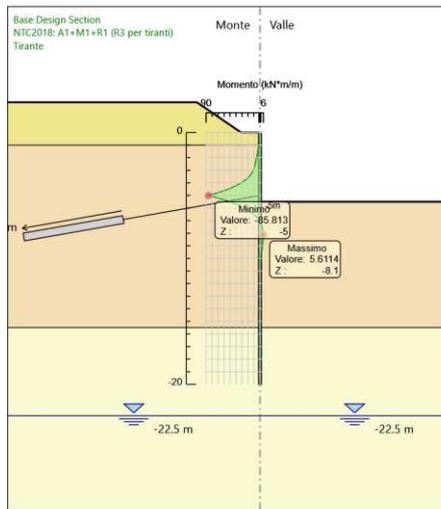
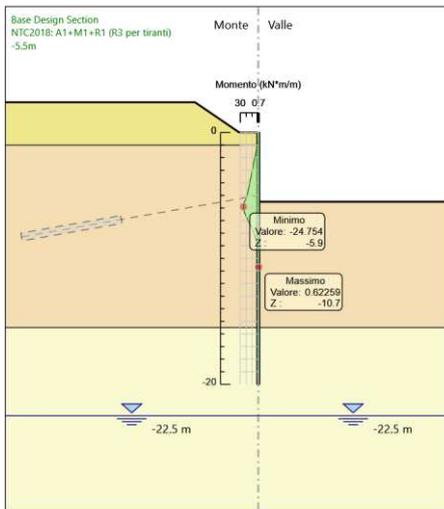
5.2. Risultati NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

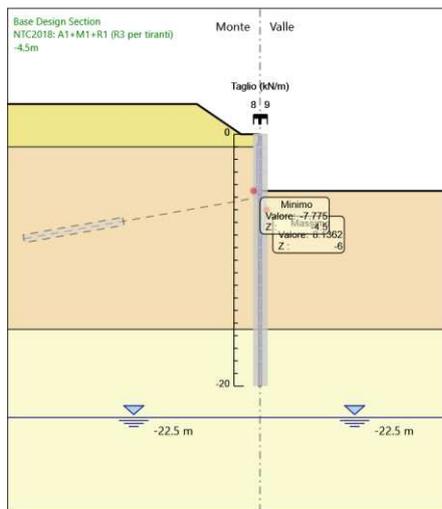
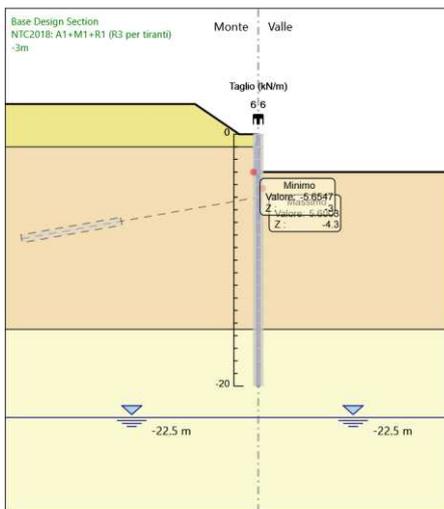
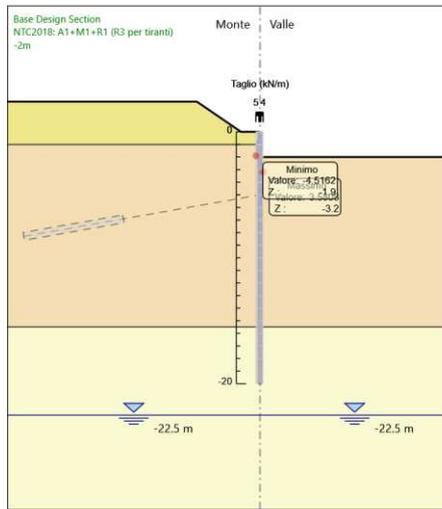
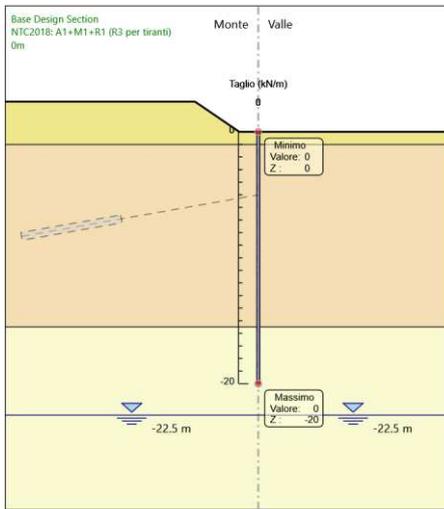
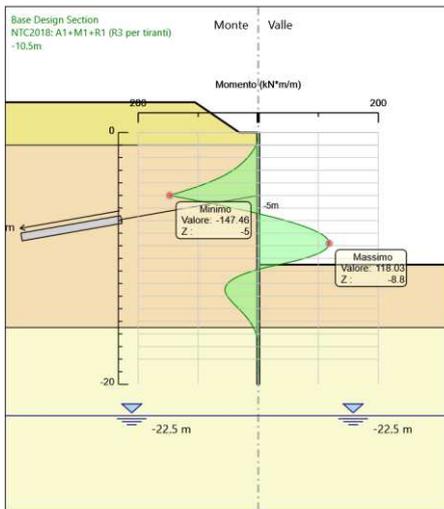
5.2.1. Tabella Grafici dei Risultati

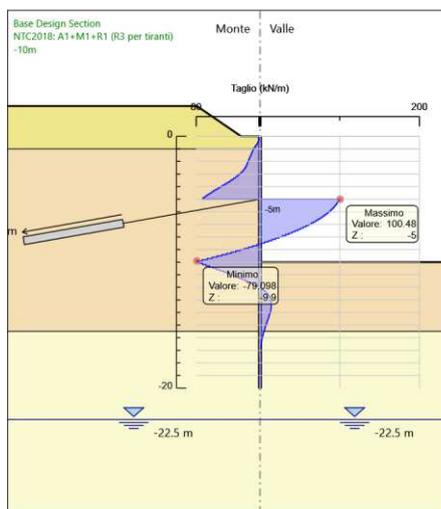
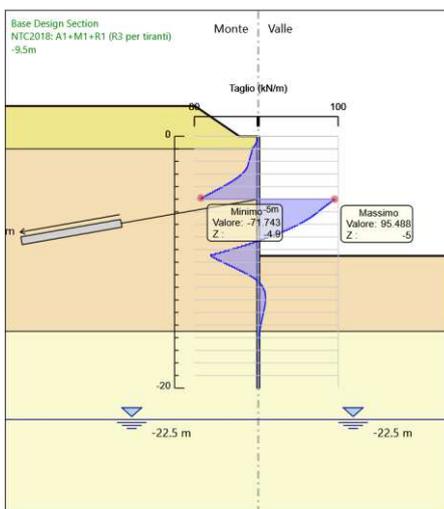
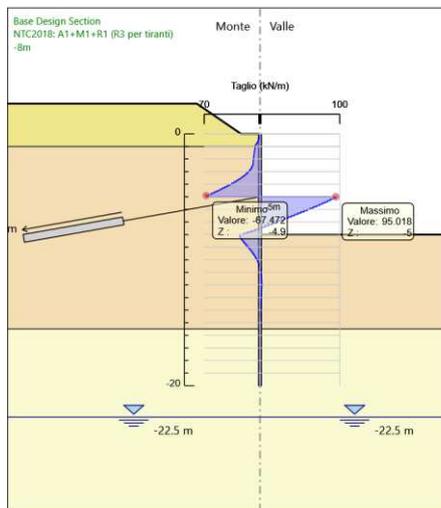
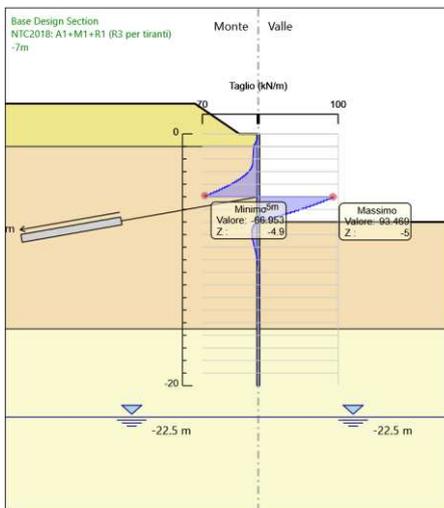
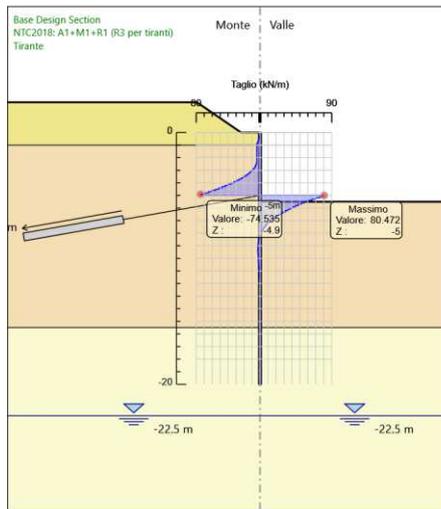
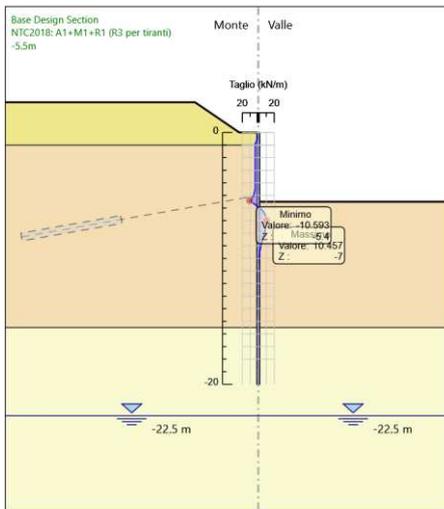


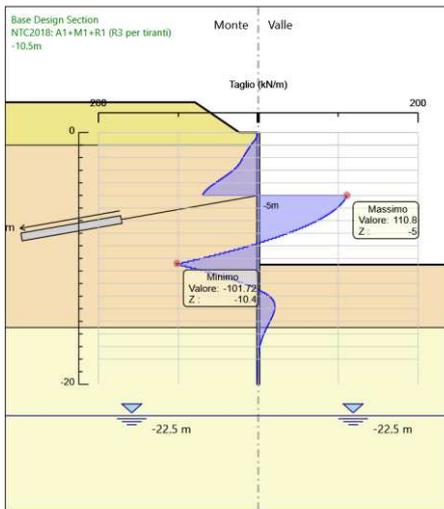












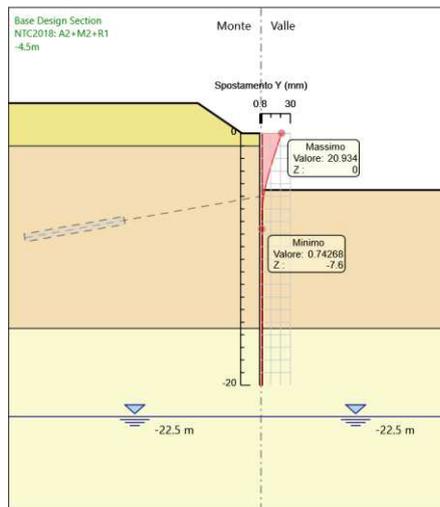
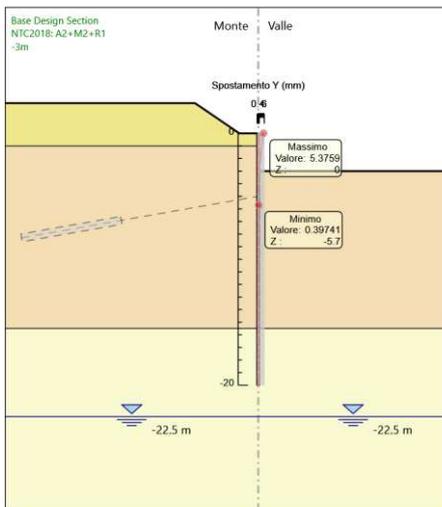
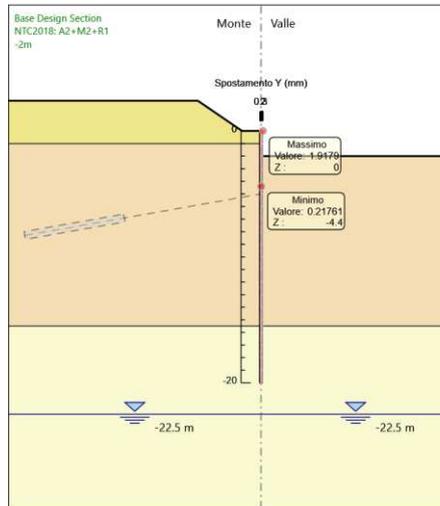
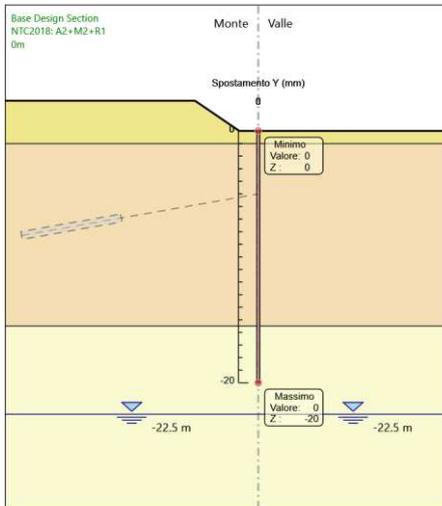
5.2.2. Risultati Elementi strutturali - NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

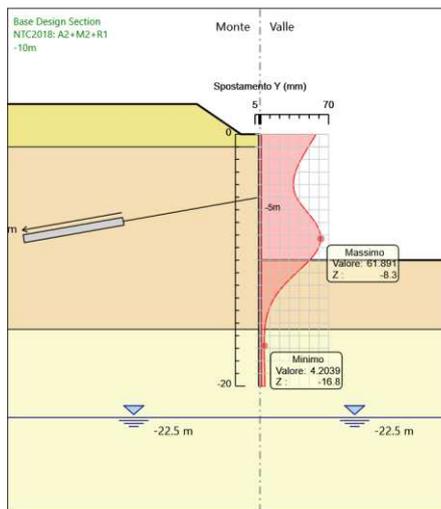
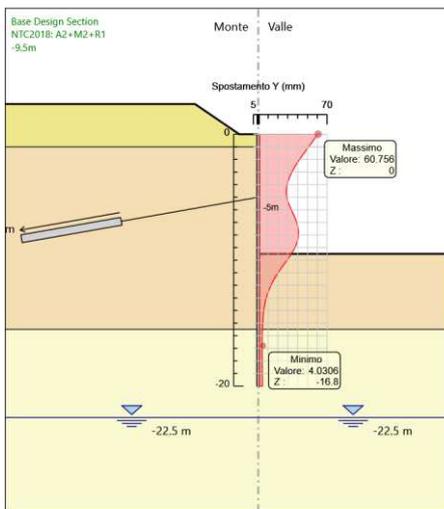
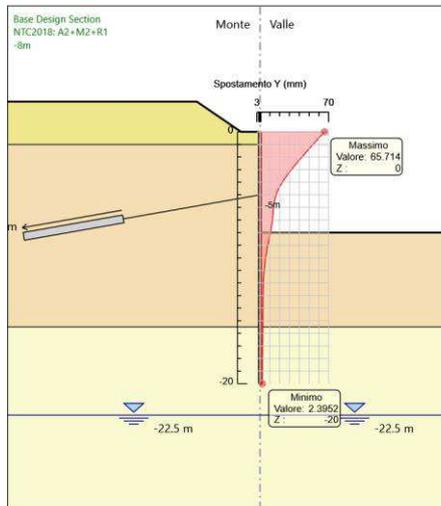
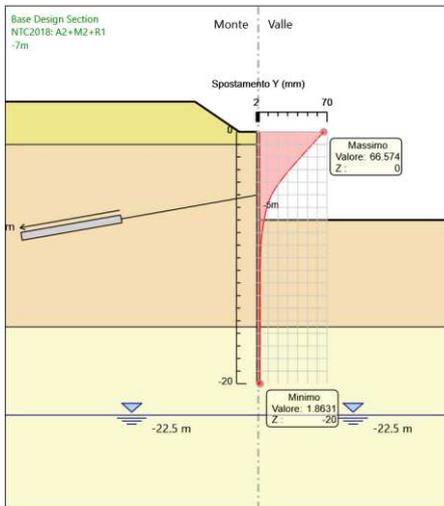
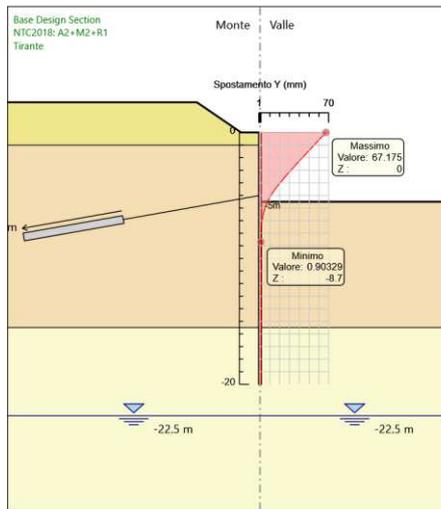
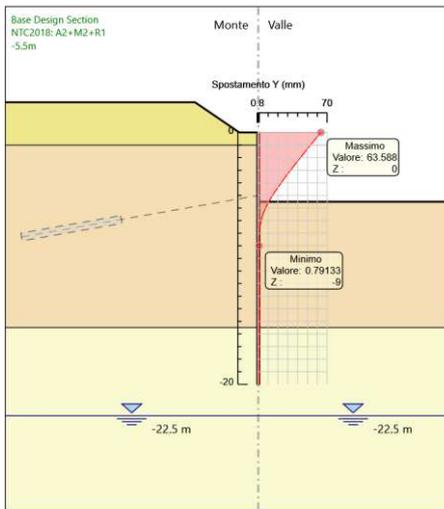
Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) Sollecitazione Tieback

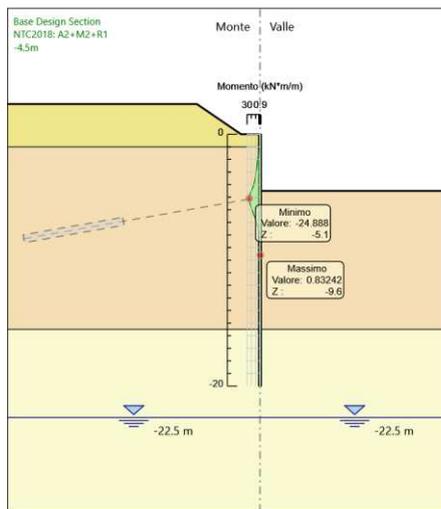
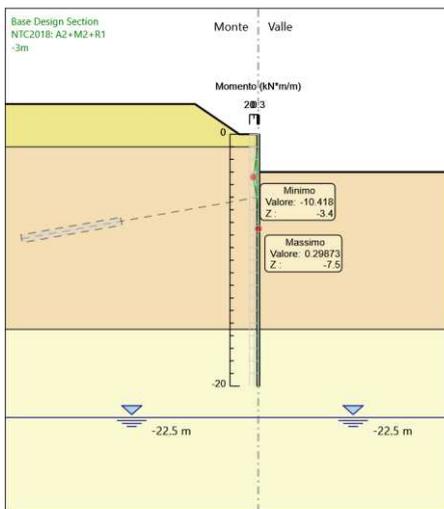
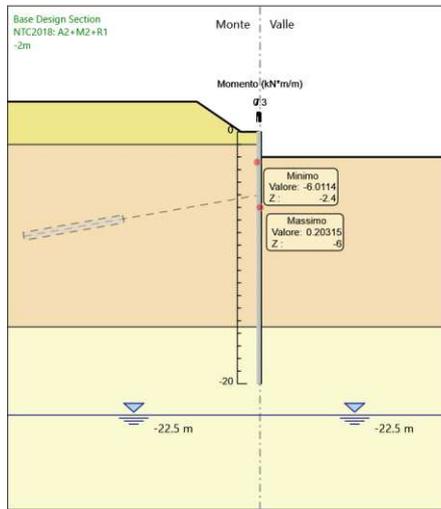
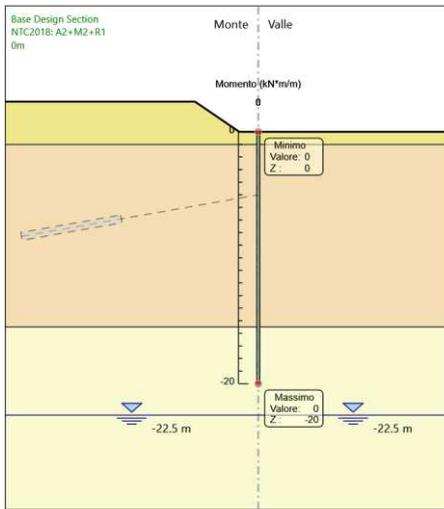
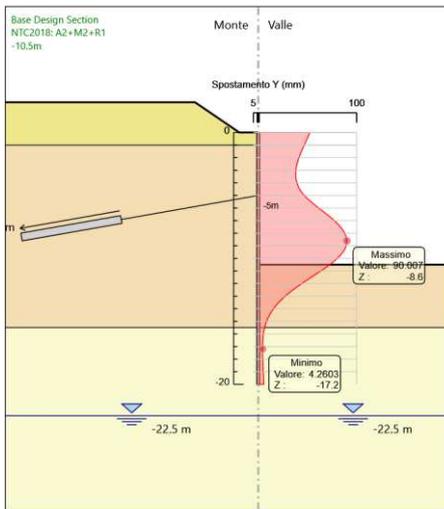
Stage	Forza (kN/m)
Tirante	162.5
-7m	166.83719
-8m	168.53941
-9.5m	172.55914
-10m	177.03088
-10.5m	183.7979

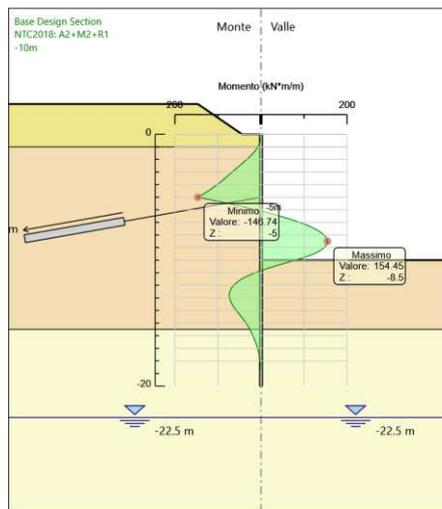
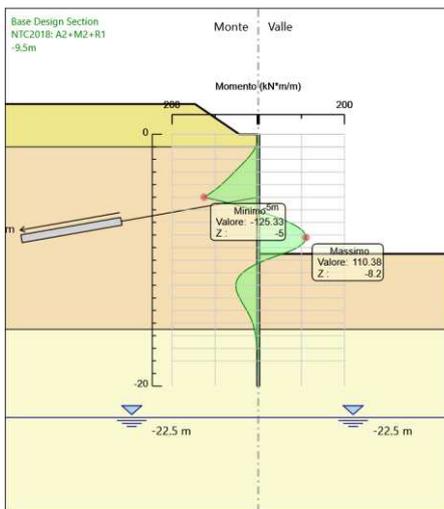
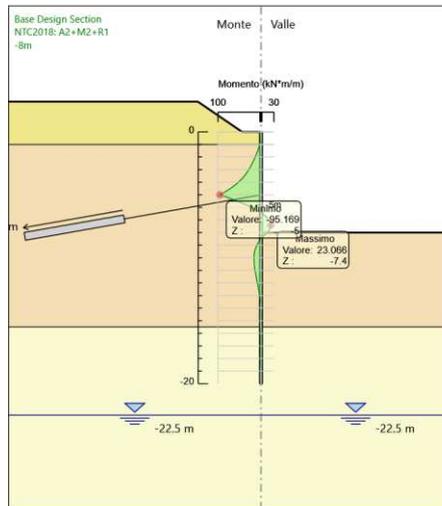
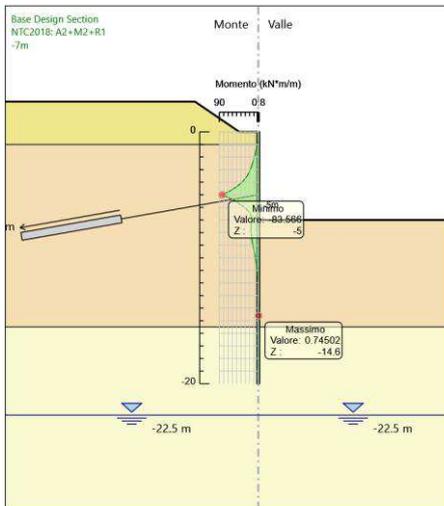
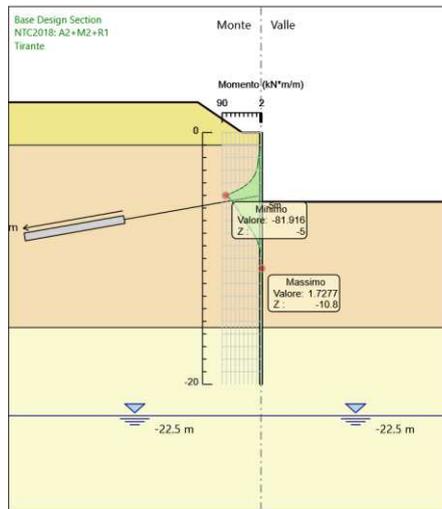
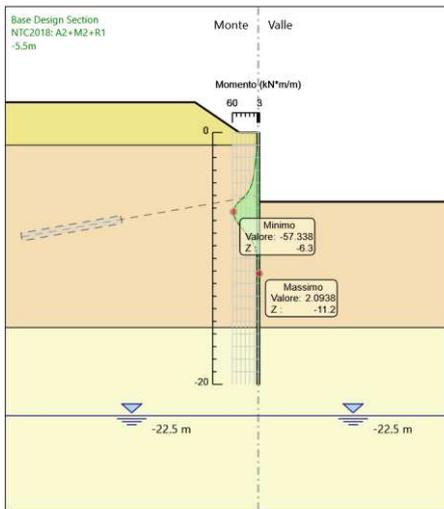
5.3. Risultati NTC2018: A2+M2+R1

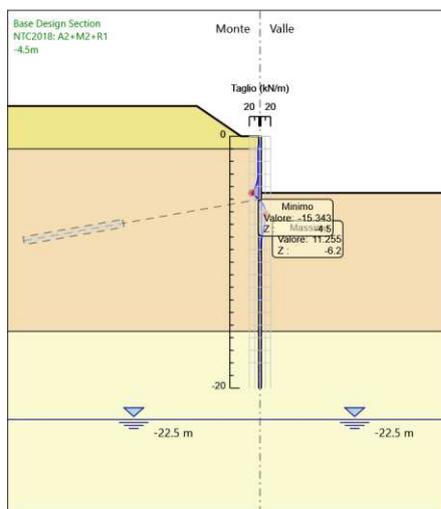
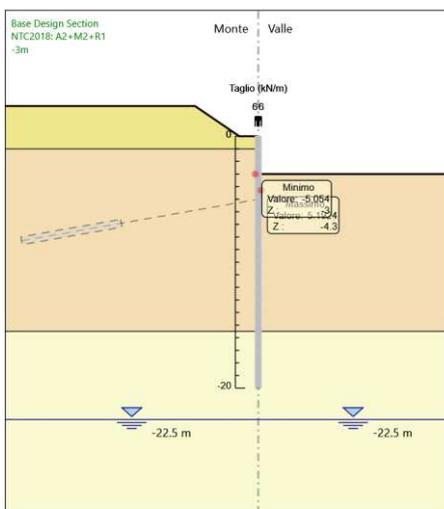
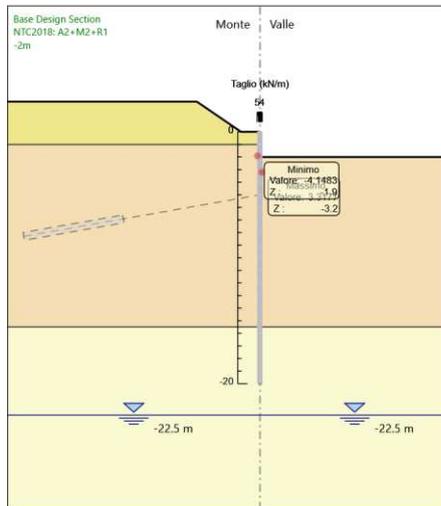
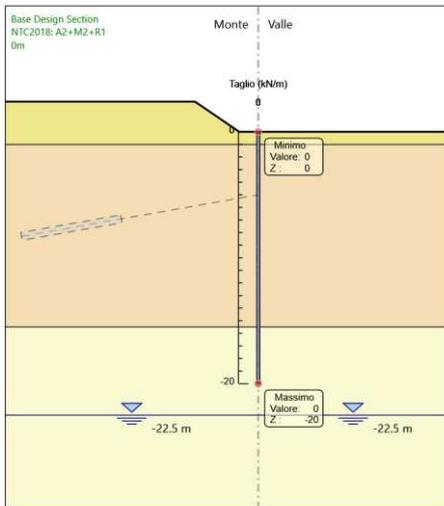
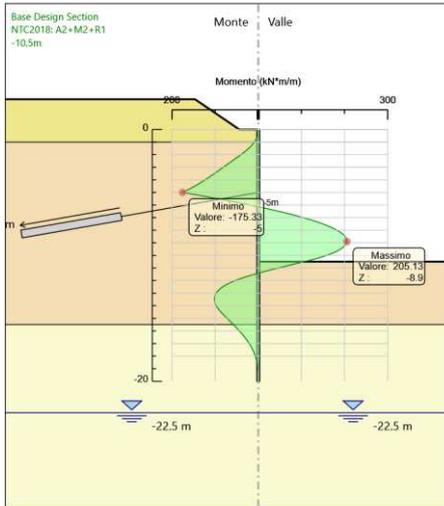
5.3.1. Tabella Grafici dei Risultati

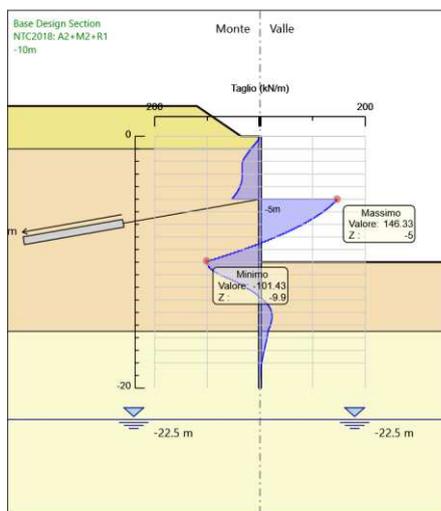
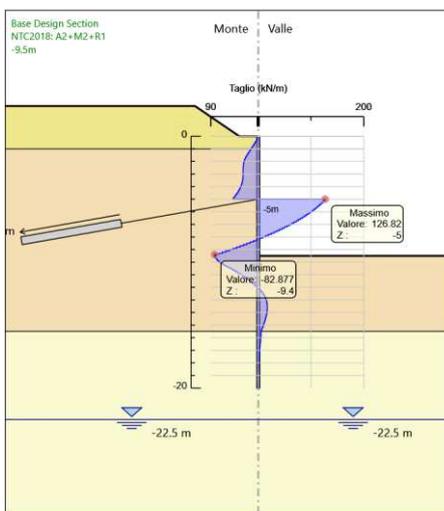
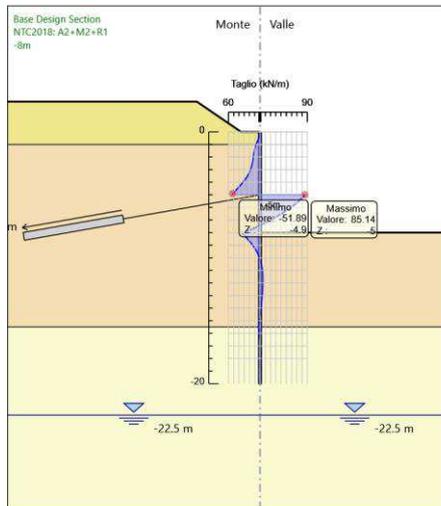
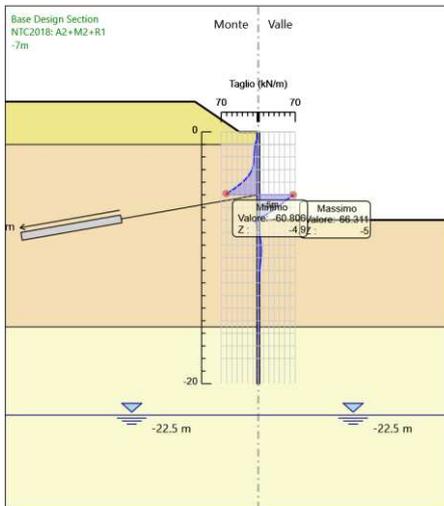
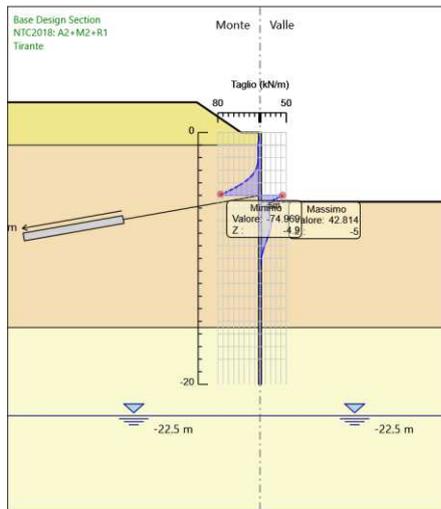
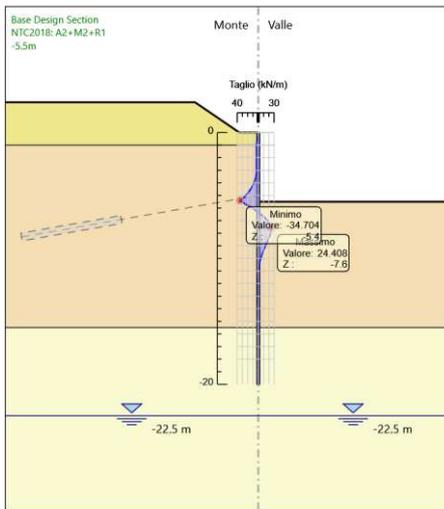


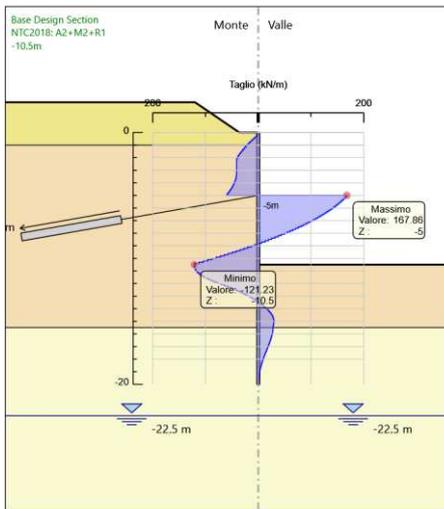












5.3.2. Risultati Elementi strutturali - NTC2018: A2+M2+R1

Design Assumption: NTC2018: A2+M2+R1 Sollecitazione Tieback

Stage	Forza (kN/m)
Tirante	125
-7m	132.623
-8m	141.3289
-9.5m	179.4137
-10m	204.2814
-10.5m	233.3944

6. Summary for all Active Design assumption

DESIGN SECTION <Base Design Section>

Summary will be issued for the following Design assumptions

<Nominal>	TYPE: <n.a>
<NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>	TYPE: <SERVICE>
<NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)>	TYPE: <ULTIMATE>
<NTC2018: A2+M2+R1>	TYPE: <ULTIMATE>

Riepilogo per la DA <Nominal>

Parete <Left Wall> * Attenzione: gli spostamenti relativi alle DA agli Stati Limite Ultimi non sono considerati**

Min. spostamento laterale [mm]	0	Z = -20 m	D.A. Nominal (0m)
Max. spostamento laterale [mm]	25.9	Z = 0 m	D.A. Nominal (Tirante)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.1		D.A. Nominal (0m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.26		D.A. Nominal (-10.5m)

Risultati Elementi parete (Beam)

WallElement	Max. momento (assoluto) [kNm/m]	113.43	Z = -5 m	D.A. Nominal (-10.5m)
	Max. taglio [kN/m]	85.23	Z = -5.1 m	D.A. Nominal (-10.5m)

Risultati tiranti

Tieback (1 / 2.4 m)	Max. forza (ass.) [kN]	339.32	D.A. Nominal (-10.5m)
----------------------	------------------------	--------	-----------------------

Riepilogo per la DA <NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>

Parete <Left Wall> * Attenzione: gli spostamenti relativi alle DA agli Stati Limite Ultimi non sono considerati**

Min. spostamento laterale [mm]	0	Z = -20 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (0m)
Max. spostamento laterale [mm]	25.9	Z = 0 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Tirante)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.1		D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (0m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.26		D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (-10.5m)

Risultati Elementi parete (Beam)

WallElement	Max. momento (assoluto) [kNm/m]	113.43	Z = -5 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (-10.5m)
	Max. taglio [kN/m]	85.23	Z = -5.1 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (-10.5m)

Risultati tiranti

Tieback (1 / 2.4 m)	Max. forza (ass.) [kN]	339.32	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (-10.5m)
----------------------	------------------------	--------	--

Riepilogo per la DA <NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)>

Parete <Left Wall> * Attenzione: gli spostamenti relativi alle DA agli Stati Limite Ultimi non sono considerati**

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.1 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (0m)
 Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.26 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (-10.5m)

Risultati Elementi parete (Beam)

WallElement Max. momento (assoluto) [kNm/m] 147.46 Z = -5 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (-10.5m)
 Max. taglio [kN/m] 110.8 Z = -5.1 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (-10.5m)

Risultati tiranti

Tieback (1 / 2.4 m) Max. forza (ass.) [kN] 441.11 D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (-10.5m)

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

Parete <Left Wall> *** Attenzione: gli spostamenti relativi alle DA agli Stati Limite Ultimi non sono considerati

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.14 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (0m)
 Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.42 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (-10.5m)

Risultati Elementi parete (Beam)

WallElement Max. momento (assoluto) [kNm/m] 205.13 Z = -8.9 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (-10.5m)
 Max. taglio [kN/m] 167.86 Z = -5.1 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (-10.5m)

Risultati tiranti

Tieback (1 / 2.4 m) Max. forza (ass.) [kN] 560.15 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (-10.5m)

Riepilogo per tutte le Design Assumption (DA) attive

Parete <Left Wall> *** Attenzione: gli spostamenti relativi alle DA agli Stati Limite Ultimi non sono considerati

Min. spostamento laterale [mm] 0 Z = -20 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (0m)
 Max. spostamento laterale [mm] 25.9 Z = 0 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Tirante)
 Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.14 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (0m)
 Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.42 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (-10.5m)

Risultati Elementi parete (Beam)

WallElement Max. momento (assoluto) [kNm/m] 205.13 Z = -8.9 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (-10.5m)
 Max. taglio [kN/m] 167.86 Z = -5.1 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (-10.5m)

Risultati tiranti

Tieback (1 / 2.4 m) Max. forza (ass.) [kN] 560.15 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (-10.5m)



ALLEGATO 2

Report di Calcolo – Sezione 2

Sommario

1. Descrizione del Software	3
2. Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno	4
3. Descrizione Pareti	5
4. Fasi di Calcolo	6
4.1. 0m	6
0m	6
4.2. -2m	7
-2m	7
4.3. -3m	8
-3m	8
4.4. -4.5m	9
-4.5m	9
4.5. -5.3m	10
-5.3m	10
4.6. -5.8m	11
-5.8m	11
5. Descrizione Coefficienti Design Assumption	12
5.1. Risultati NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	13
5.1.1. Tabella Grafici dei Risultati	13
5.2. Risultati NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	17
5.2.1. Tabella Grafici dei Risultati	17
5.3. Risultati NTC2018: A2+M2+R1	20
5.3.1. Tabella Grafici dei Risultati	20
6. Summary for all Active Design assumption	23

1. Descrizione del Software

ParatiePlus analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno.

ParatiePlus non permette lo studio di problematiche che coinvolgano un movimento esteso del versante di scavo, in quanto ParatiePlus non consente lo sviluppo di movimenti rigidi della parete o parti di ammasso rispetto ad altre parti di terreno.

Scopo precipuo di ParatiePlus è quindi il calcolo delle azioni flettenti e taglianti e delle deformazioni laterali della parete di sostegno, e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno.

La simulazione numerica è quella offerta dal metodo degli elementi finiti.

La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

2. Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 2.5 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -1 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -13 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ_{cv}	ϕ_p	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa			kPa		kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	SVV_sup	20	21	28			0		Constant		15000	45000									
2	SVV	20	21	28			30		Constant		15000	45000									
3	FAA	20	21	28			30		Constant		15000	45000									

3. Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Muro di sinistra

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

Area equivalente : 0.0267952778205846 m

Inerzia equivalente : 0.0001 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C20/25

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.4 m

Diametro : 0.24 m

Efficacia : 1

Materiale acciaio : S355

Sezione : 0.1683x0.01

Tipo sezione : O

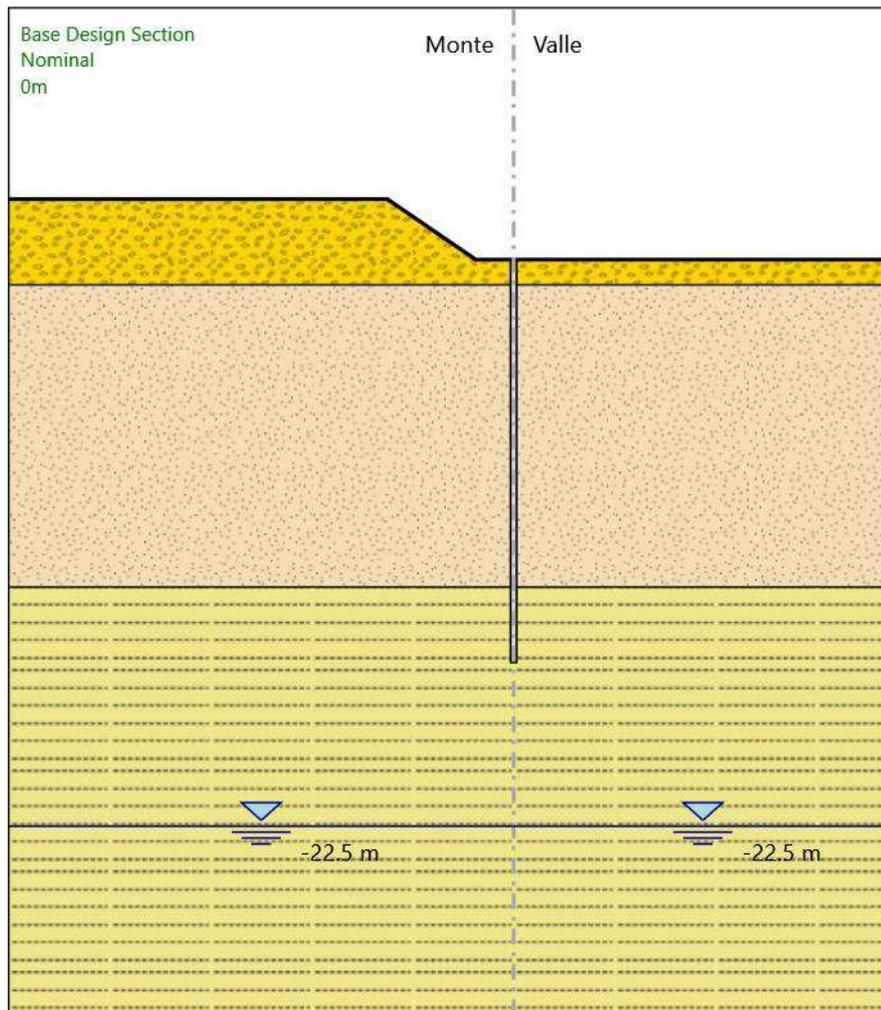
Spaziatura : 0.4 m

Spessore : 0.01 m

Diametro : 0.1683 m

4. Fasi di Calcolo

4.1. 0m



0m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

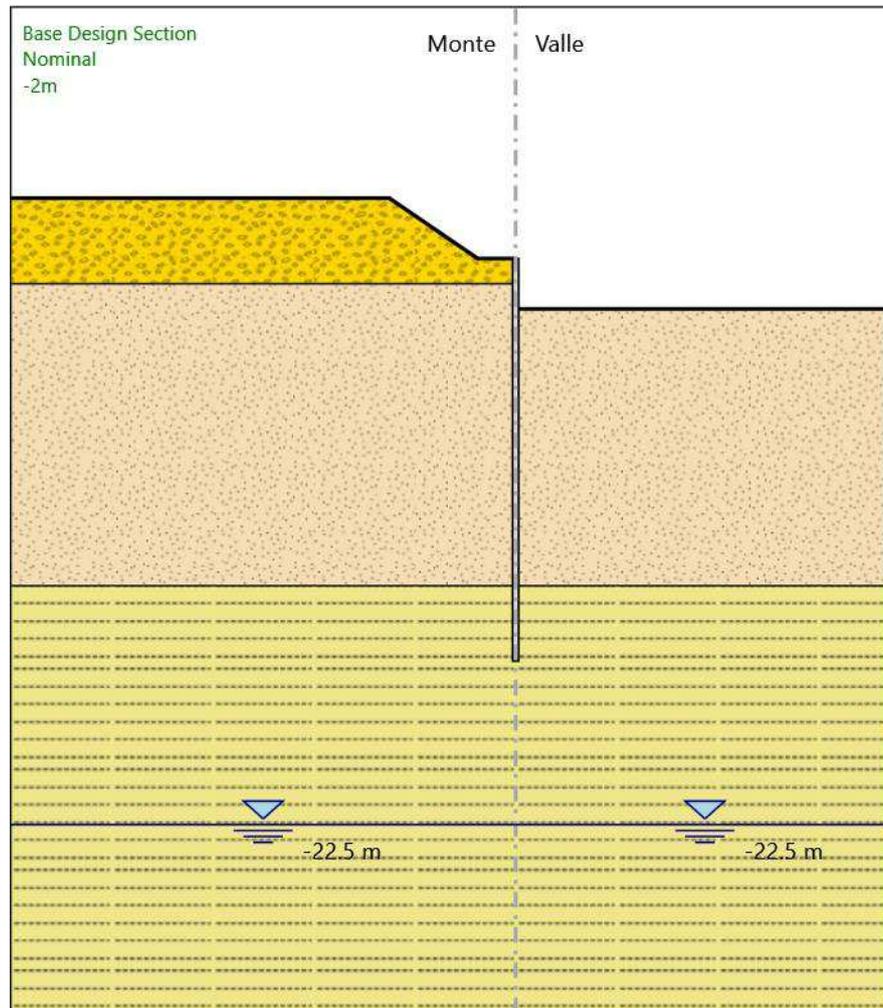
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

4.2. -2m



-2m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

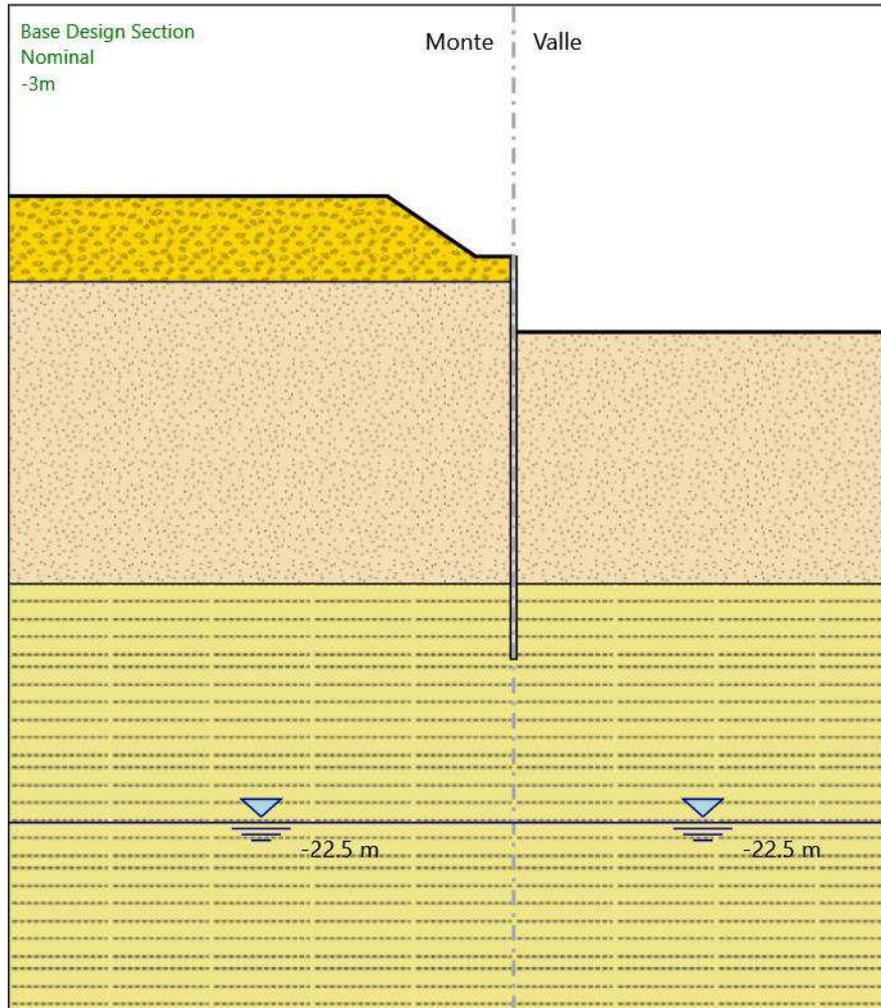
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

4.3. -3m



-3m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

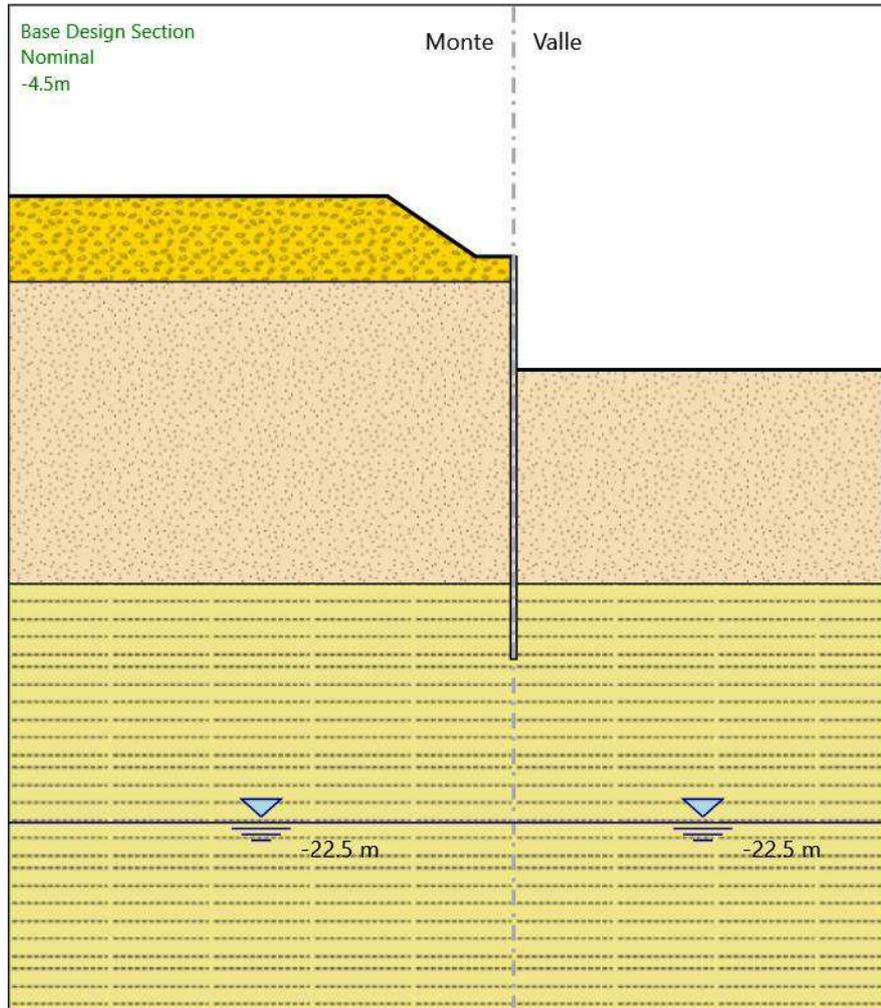
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

4.4. -4.5m



-4.5m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

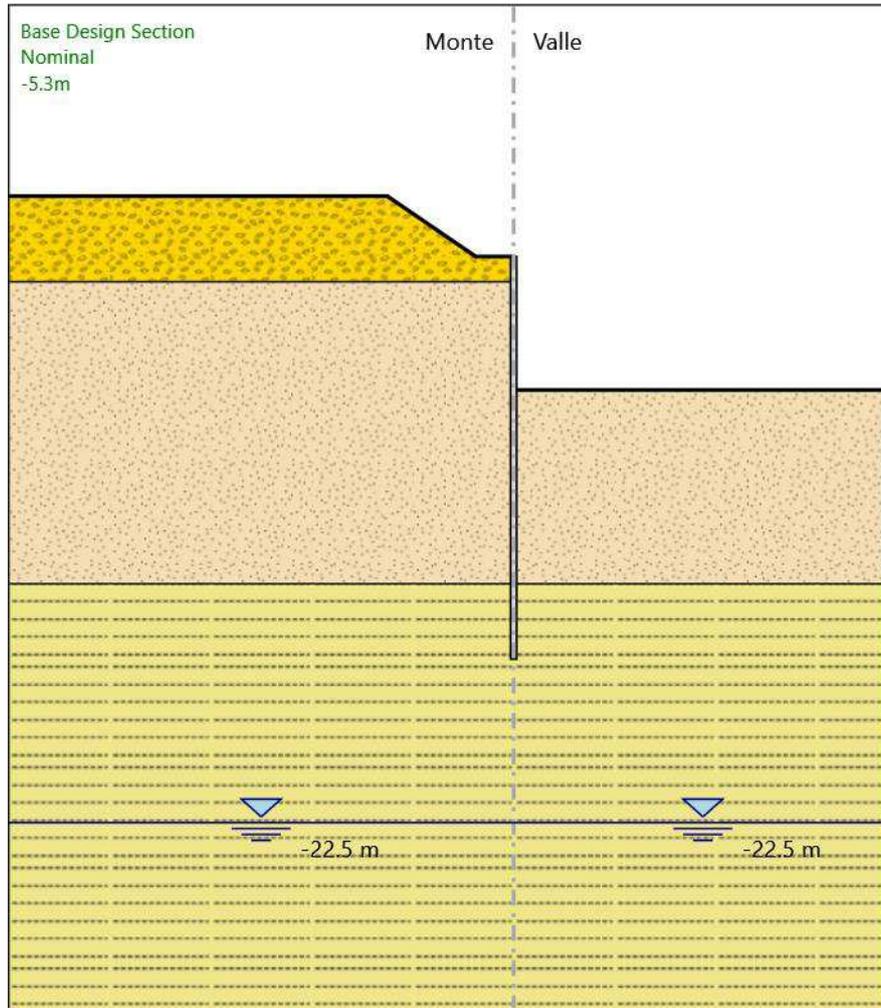
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

4.5. -5.3m



-5.3m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

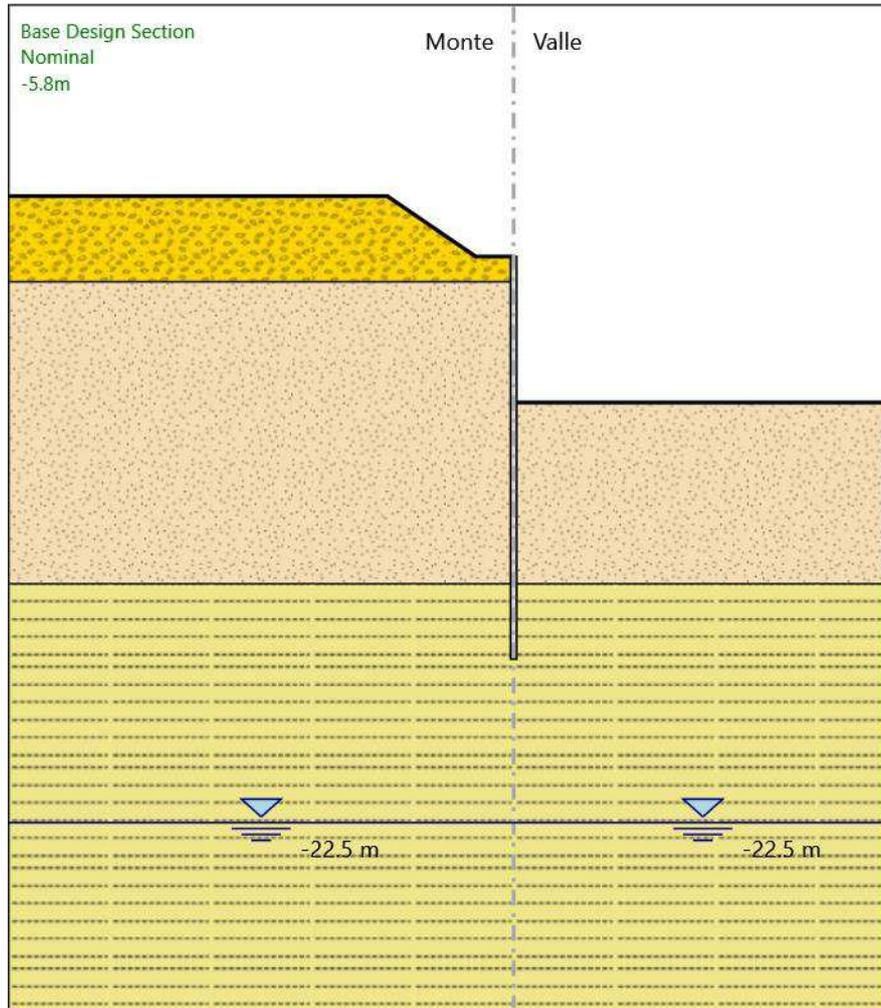
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

4.6. -5.8m



-5.8m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Sezione : fi240 - fi168.3 sp10 - passo0.4m

5. Descrizione Coefficienti Design Assumption

Coefficienti A

Nome	Carichi Per- manenti (F_dead_lo ad_unfa- vour)	Carichi Per- manenti (F_dead_lo ad_favour)	Carichi Va- riabili Sfa- vorevoli (F_live_loa d_unfa- vour)	Carichi Va- riabili Fa- vorevoli (F_live_loa d_favour)	Carico Si- smico (F_seism_ load)	Pres sioni Lato Mon te (F_ Wa- terD R)	Pres sioni Lato Vall e (F_ Wa- ter Res)	Carichi Perma- nenti De- stabiliz- zanti (F_UPL_G DStab)	Carichi Perma- nenti Sta- bilizzanti (F_UPL_G Stab)	Carichi Va- riabili De- stabiliz- zanti (F_UPL_Q DStab)	Carichi Perma- nenti De- stabiliz- zanti (F_HYD_G DStab)	Carichi Perma- nenti Sta- bilizzanti (F_HYD_G Stab)	Carichi Va- riabili De- stabiliz- zanti (F_HYD_Q DStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018 : SLE (Rara/Fr equente /Quasi Perma- nente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018 : A1+M1+ R1 (R3 per ti- ranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018 : A2+M2+ R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Coefficienti M

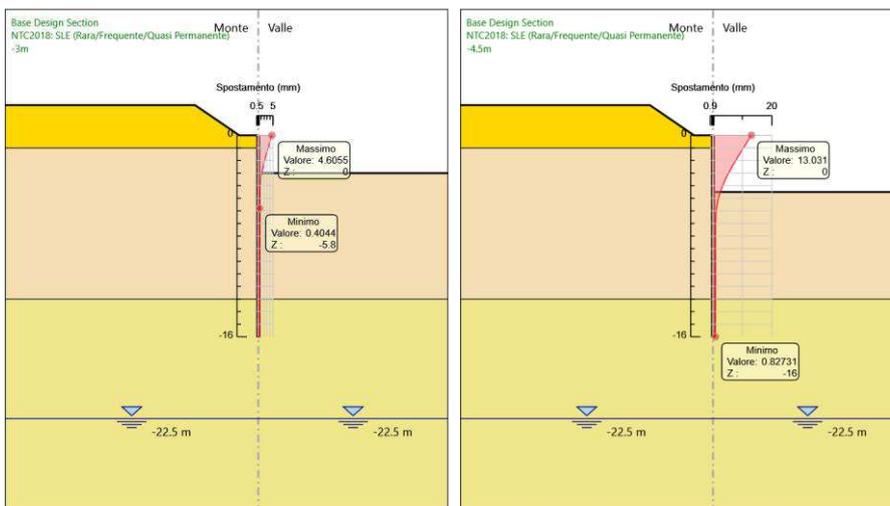
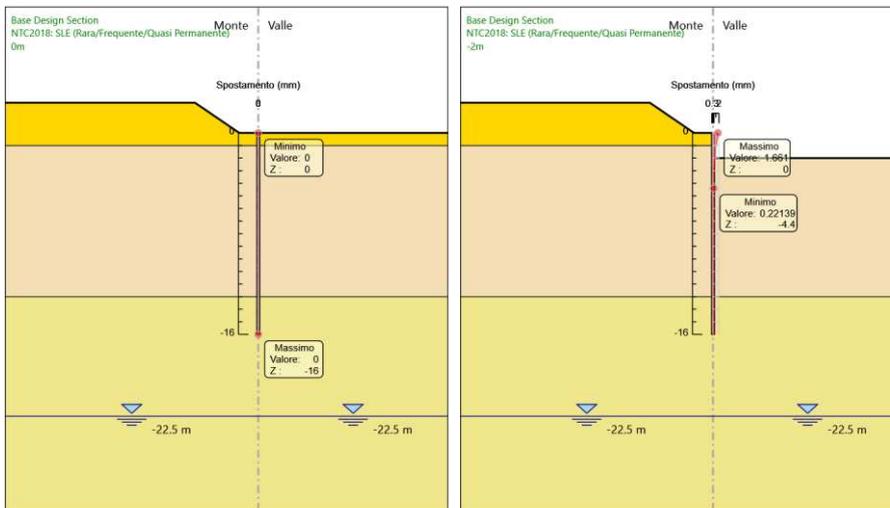
Nome	Parziale su $\tan(\phi')$ (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1

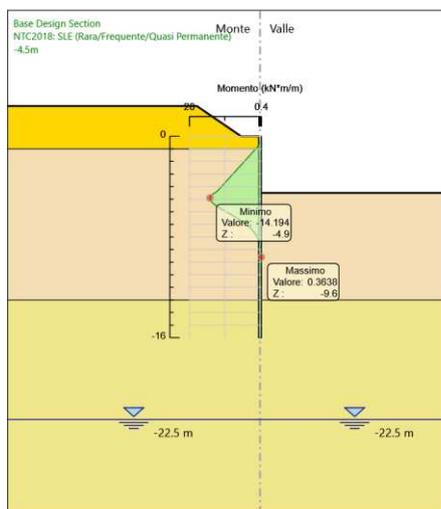
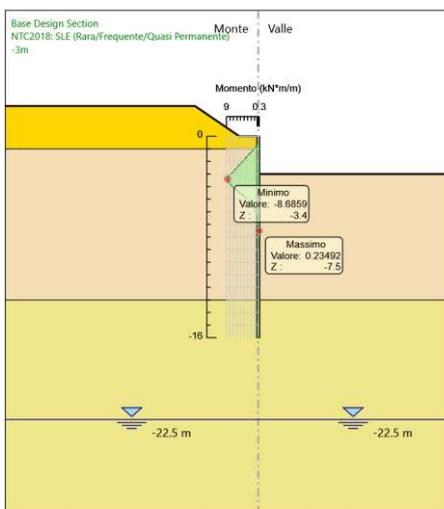
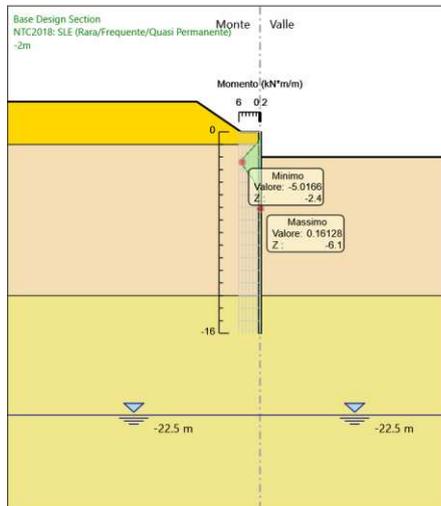
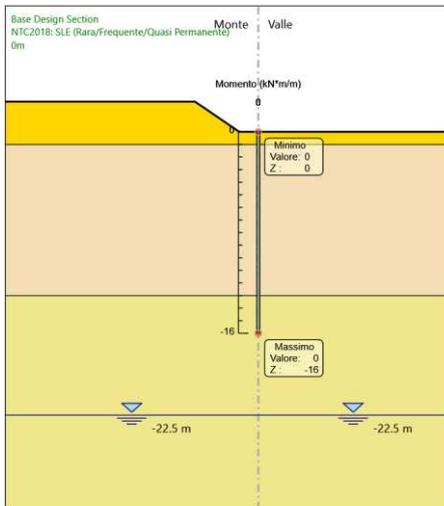
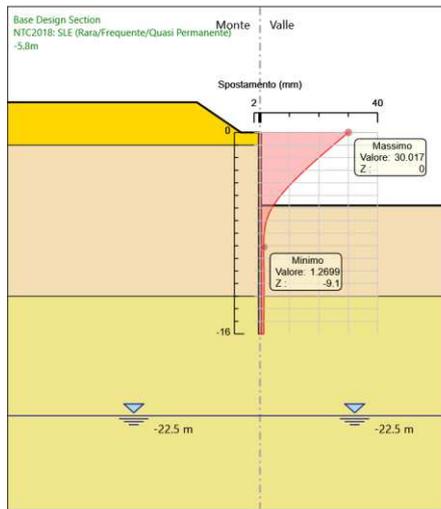
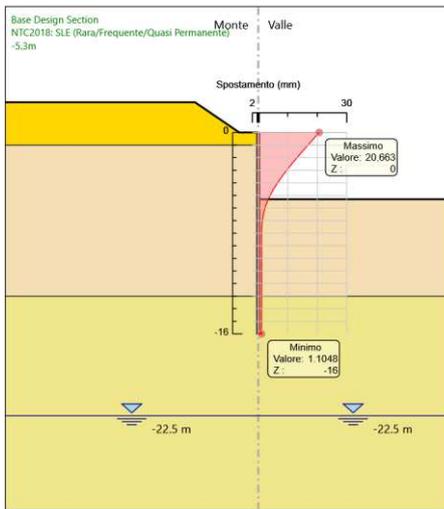
Coefficienti R

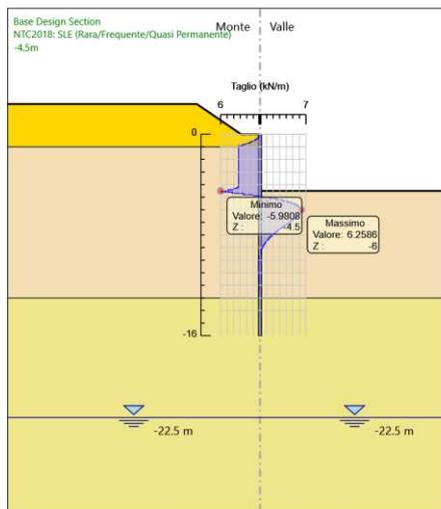
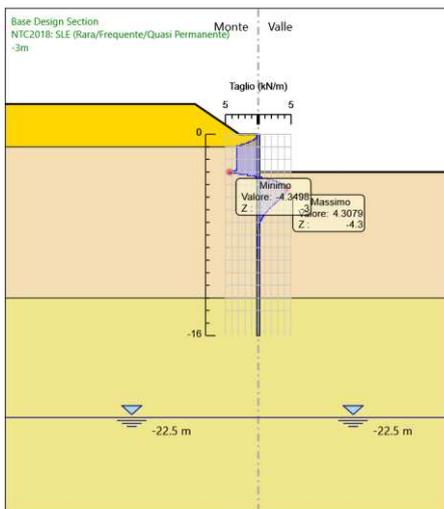
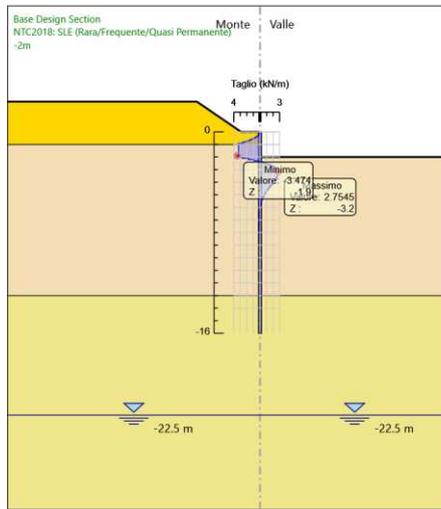
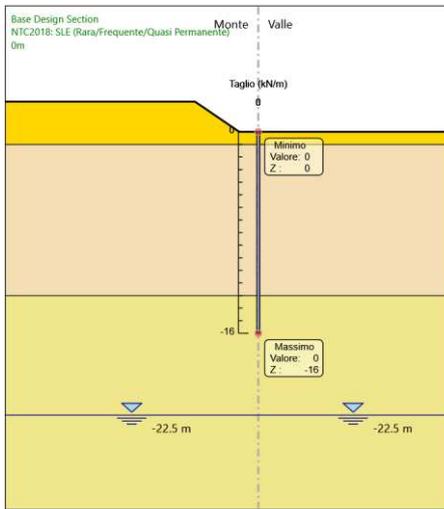
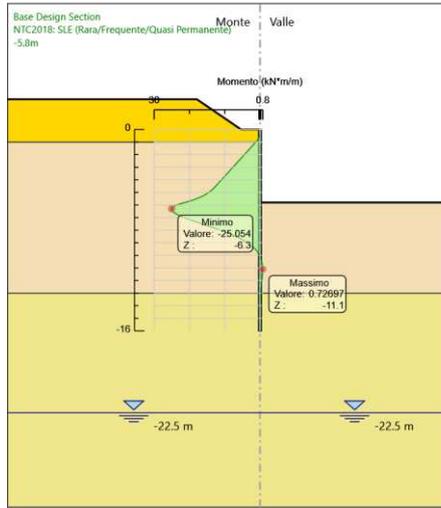
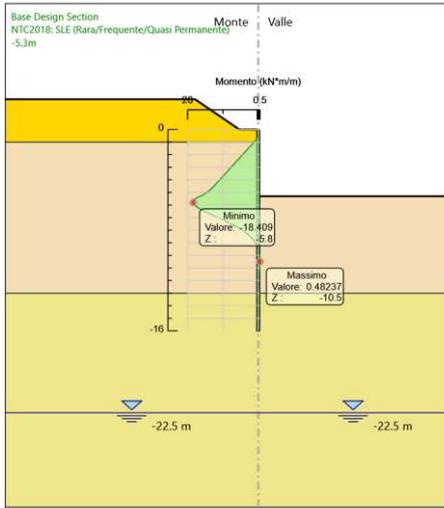
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Fre- quente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

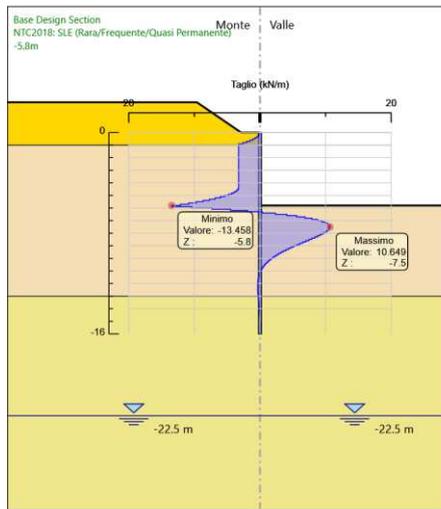
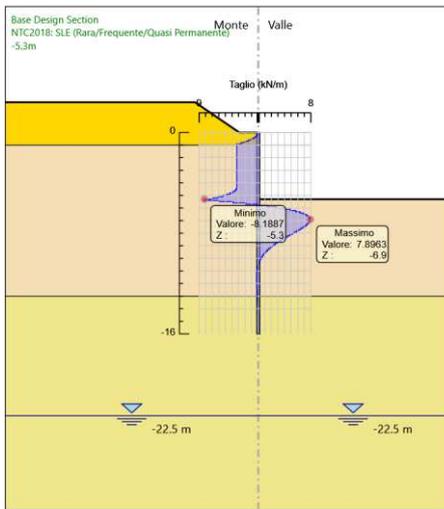
5.1. Risultati NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)

5.1.1. Tabella Grafici dei Risultati



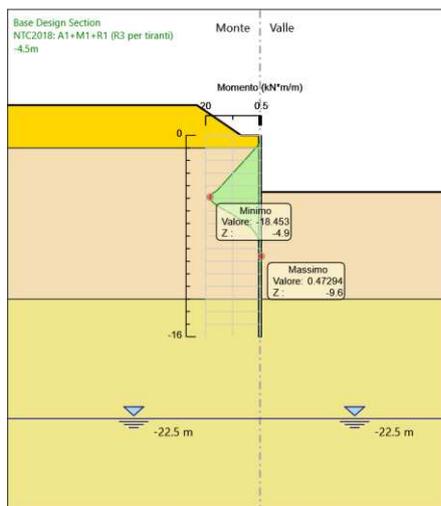
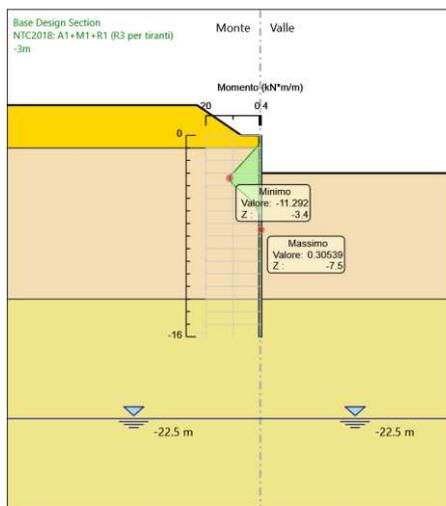
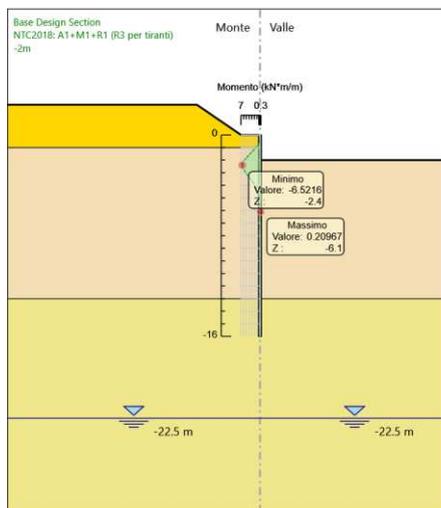
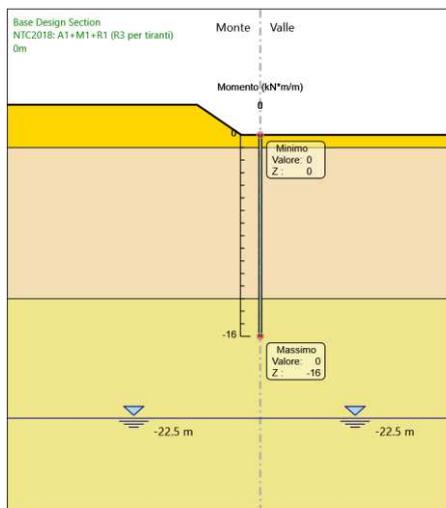


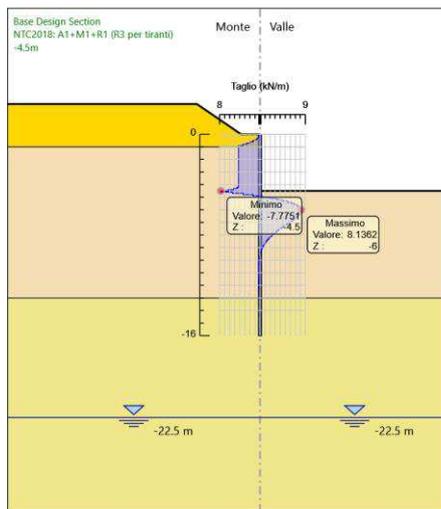
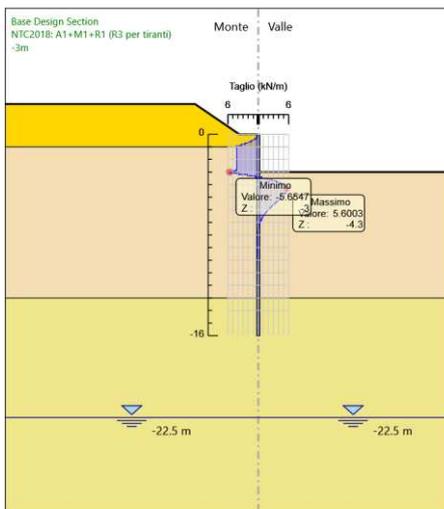
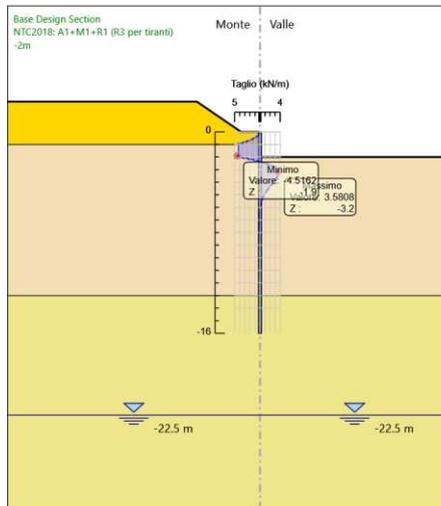
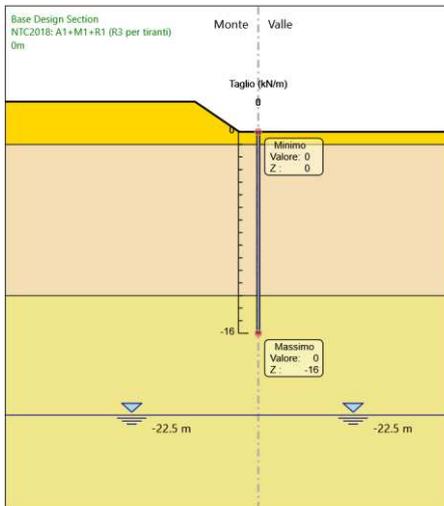
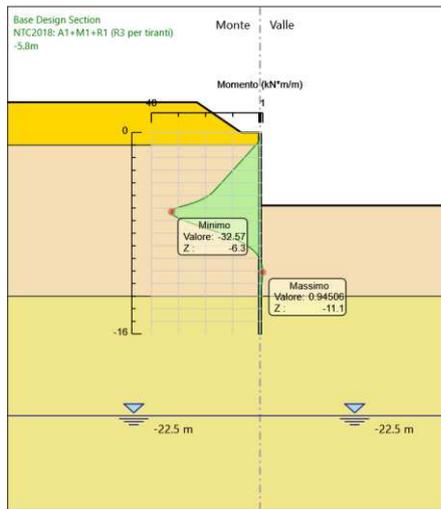
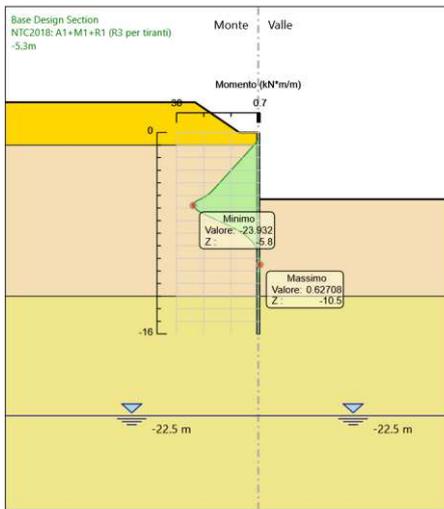


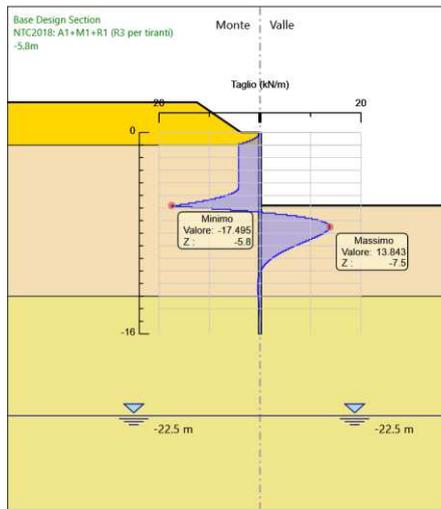
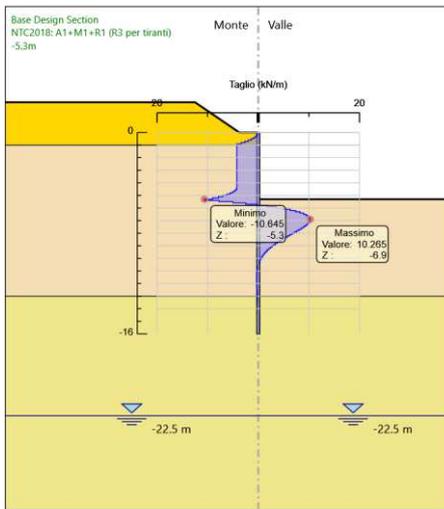


5.2. Risultati NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

5.2.1. Tabella Grafici dei Risultati

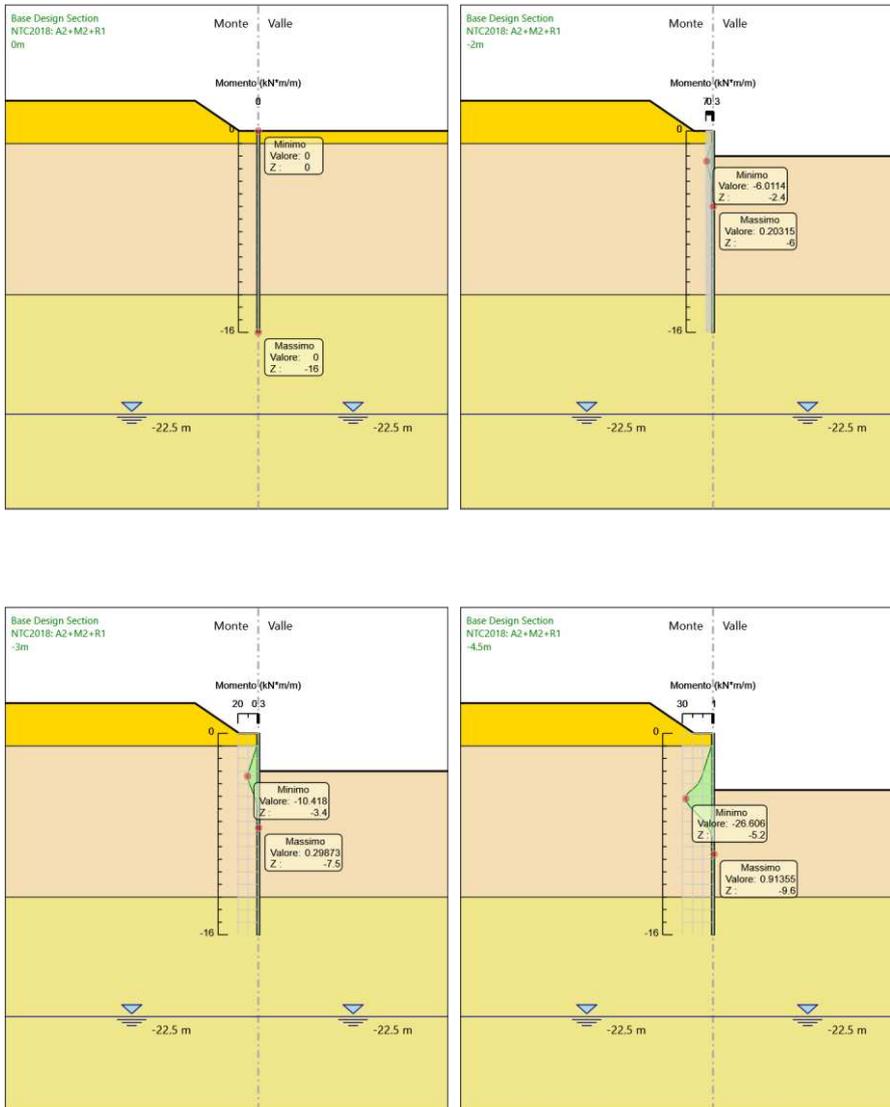


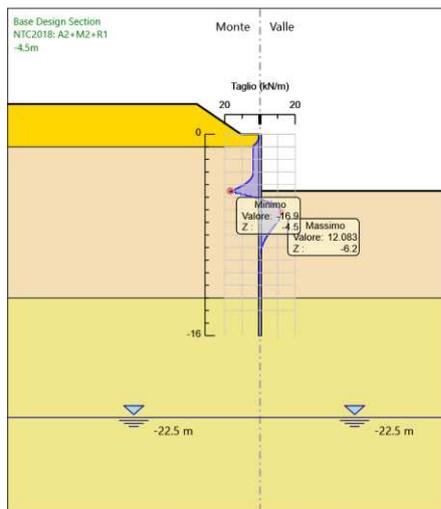
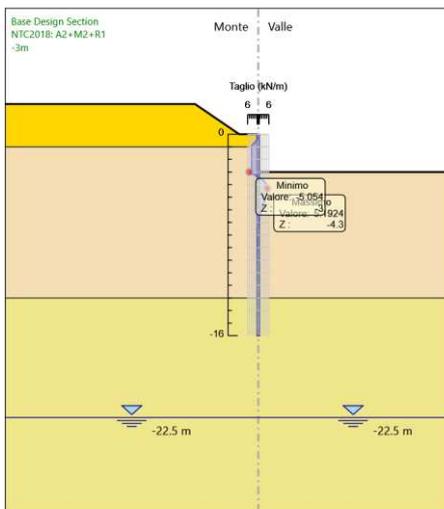
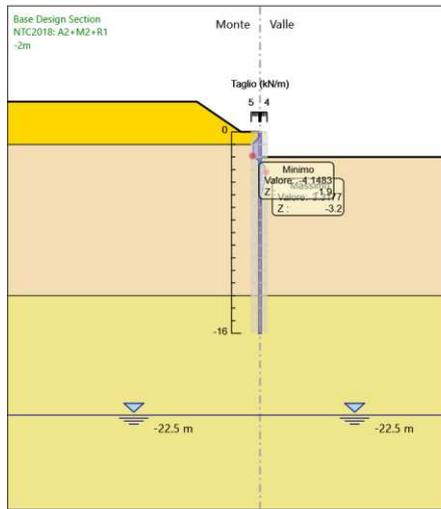
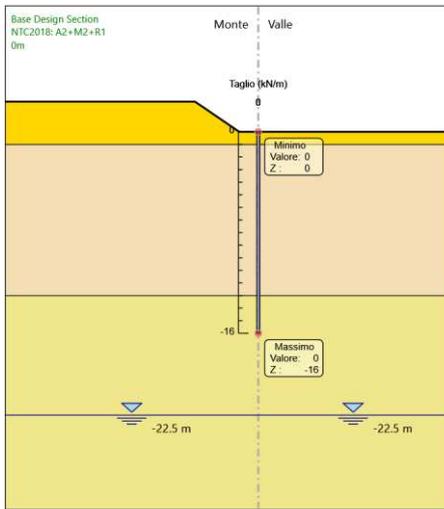
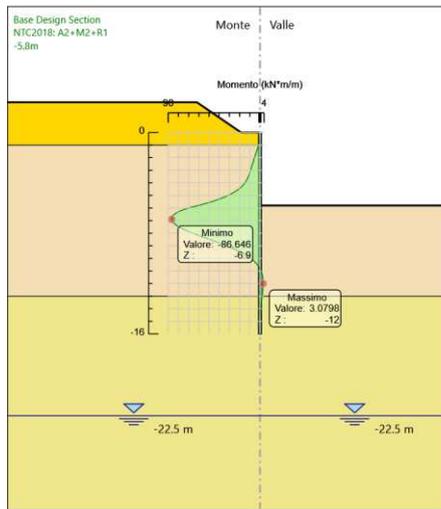
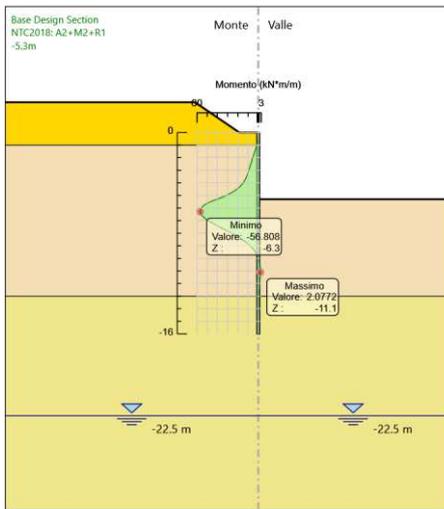


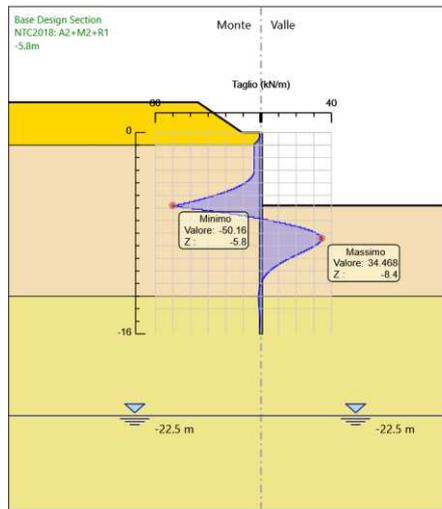
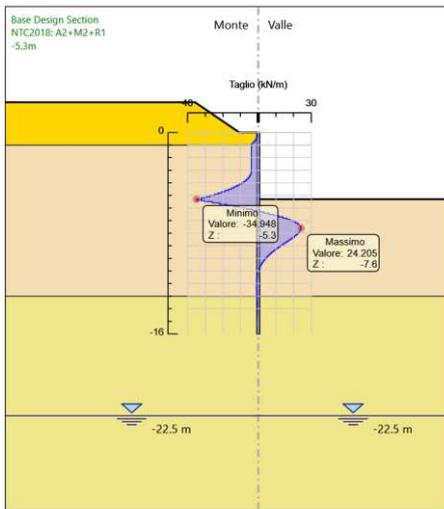


5.3. Risultati NTC2018: A2+M2+R1

5.3.1. Tabella Grafici dei Risultati







6. Summary for all Active Design assumption

DESIGN SECTION <Base Design Section>

Summary will be issued for the following Design assumptions

<Nominal>	TYPE: <n.a>
<NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>	TYPE: <SERVICE>
<NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)>	TYPE: <ULTIMATE>
<NTC2018: A2+M2+R1>	TYPE: <ULTIMATE>

Riepilogo per la DA <Nominal>

Parete <Left Wall> * Attenzione: gli spostamenti relativi alle DA agli Stati Limite Ultimi non sono considerati**

Min. spostamento laterale [mm]	0	Z = -16 m	D.A. Nominal (0m)
Max. spostamento laterale [mm]	30.02	Z = 0 m	D.A. Nominal (-5.8m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.1		D.A. Nominal (0m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.19		D.A. Nominal (-5.8m)

Risultati Elementi parete (Beam)

WallElement	Max. momento (assoluto) [kNm/m]	25.05	Z = -6.3 m	D.A. Nominal (-5.8m)
	Max. taglio [kN/m]	13.46	Z = -5.9 m	D.A. Nominal (-5.8m)

Riepilogo per la DA <NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)>

Parete <Left Wall> * Attenzione: gli spostamenti relativi alle DA agli Stati Limite Ultimi non sono considerati**

Min. spostamento laterale [mm]	0	Z = -16 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (0m)
Max. spostamento laterale [mm]	30.02	Z = 0 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (-5.8m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.1		D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (0m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.19		D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (-5.8m)

Risultati Elementi parete (Beam)

WallElement	Max. momento (assoluto) [kNm/m]	25.05	Z = -6.3 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (-5.8m)
	Max. taglio [kN/m]	13.46	Z = -5.9 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (-5.8m)

Riepilogo per la DA <NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)>

Parete <Left Wall> * Attenzione: gli spostamenti relativi alle DA agli Stati Limite Ultimi non sono considerati**

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.1	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (0m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.19	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (-5.8m)

Risultati Elementi parete (Beam)

WallElement	Max. momento (assoluto) [kNm/m]	32.57	Z = -6.3 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (-5.8m)
	Max. taglio [kN/m]	17.5	Z = -5.9 m	D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) (-5.8m)

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

Parete <Left Wall> * Attenzione: gli spostamenti relativi alle DA agli Stati Limite Ultimi non sono considerati**

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.13	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (0m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.27	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (-5.8m)

Risultati Elementi parete (Beam)

WallElement	Max. momento (assoluto) [kNm/m]	86.65	Z = -6.9 m	D.A. NTC2018:
A2+M2+R1 (-5.8m)				
	Max. taglio [kN/m]	50.16	Z = -5.9 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (-5.8m)

Riepilogo per tutte le Design Assumption (DA) attive

Parete <Left Wall> * Attenzione: gli spostamenti relativi alle DA agli Stati Limite Ultimi non sono considerati**

Min. spostamento laterale [mm]	0	Z = -16 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (0m)
Max. spostamento laterale [mm]	30.02	Z = 0 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (-5.8m)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.13	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (0m)	
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.27	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (-5.8m)	

Risultati Elementi parete (Beam)

WallElement	Max. momento (assoluto) [kNm/m]	86.65	Z = -6.9 m	D.A. NTC2018:
A2+M2+R1 (-5.8m)				
	Max. taglio [kN/m]	50.16	Z = -5.9 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (-5.8m)

ALLEGATO 3: TABULATI DI CALCOLO - MURO DI SOSTEGNO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		
Tipologia del muro	Muro a una risega verticale	
Lunghezza del concio	L_{concio}	10,00 [m]
Larghezza fondazione	L_F	7,00 [m]
Spessore fondazione	S_F	1,00 [m]
Larghezza dente anteriore	d	5,60 [m]
Altezza risega	H_1	9,00 [m]
Spessore risega	S_1	1,40 [m]
CARICHI DI PROGETTO		
Carichi a monte		
Angolo inclinazione rilevato	i	27,00 [°]
Sovraccarico permanente stabilizzante	$P_{\text{perm-st}}$	0,00 [kN/m ²]
Sovraccarico permanente ribaltante	$P_{\text{perm-rib}}$	0,00 [kN/m ²]
Sovraccarico accidentale stabilizzante	$P_{\text{acc-st}}$	0,00 [kN/m ²]
Sovraccarico accidentale ribaltante	$P_{\text{acc-rib}}$	0,00 [kN/m ²]
Carico concentrato in testa muro: Urto = carico ECCEZIONALE Spinta folla = carico ACCIDENTALE	Assenza di carico	
	F_{urto}	0,00 [kN]
	$b_{F\text{-urto}}$	0,00 [m]
	L_{urto}	1,00 [m]
Carichi a valle (su dente anteriore)		
Altezza del terreno di ricoprimento	h_{ric}	0,00 [m]
Peso del terreno di ricoprimento	γ_{ric}	0,00 [m]
Sovraccarico permanente	P_{perm}	0,00 [kN/m ²]
Sovraccarico accidentale	P_{acc}	0,00 [kN/m ²]

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA		
Posizione interfaccia tra i due strati	z	0,00 [m]
Caratteristiche del terreno da rilevato - strato 1		
Peso rilevato	γ_{ric}	20,00 [kN/m ³]
Angolo d'attrito rilevato	ϕ	28,00 [°]
Angolo d'attrito rilevato parzializzato	ϕ_d	28,00 [°]
Coesione rilevato	c'	0,00 [kPa]
Coesione rilevato parzializzata	c'_d	0,00 [kPa]
Coeff. spinta attiva	ka	0,41 [-]
Coeff. spinta attiva parzializzata	k0_d	0,41 [-]
Angolo d'attrito terreno muro	φ	18,67 [°]
Angolo d'attrito terreno muro parzializzato	φ_d	18,67 [°]
Caratteristiche del terreno da rilevato - strato 2		
Peso rilevato	γ_{ric}	20,00 [kN/m ³]
Angolo d'attrito rilevato	ϕ	28,00 [°]
Angolo d'attrito rilevato parzializzato	ϕ_d	28,00 [°]
Coesione rilevato	c'	0,00 [kPa]
Coesione rilevato parzializzata	c'_d	0,00 [kPa]
Coeff. spinta attiva	ka	0,41 [-]
Coeff. spinta attiva parzializzata	k0_d	0,41 [-]
Angolo d'attrito terreno muro	φ	18,67 [°]
Angolo d'attrito terreno muro parzializzato	φ_d	18,67 [°]
Caratteristiche del terreno di fondazione		
Peso terreno di fondazione	γ_{fond}	20,00 [kN/m ³]
Angolo di attrito terreno di fond.	ϕ_{fond}	28,00 [°]
Angolo di attrito terreno di fond. parzializ.	ϕ_{fond}	28,00 [°]
Coesione terreno di fond.	c	30,00 [kN/m ²]
Coesione terreno di fond. parzializzata	c_d	30,00 [kN/m ²]
Percentuale di coesione per l'aderenza	%c	50,00 [-]
Coefficiente attrito in fondazione	f	0,337833 [m]
Comportamento del terreno di fondazione		coesivo e attritivo
Approfondimento della fondazione	D	0,00 [-]
Utilizzare l'approfondimento della fondazione per il calcolo di q_{lim} (q e d_i)?		no
Angolo di inclinazione piano fondazione	η	0,00 [°]
Angolo di inclinazione piano campagna	β	0,00 [°]

PARAMETRI SISMICI			
Categoria di sottosuolo	Categoria C		
Categoria topografica	Categoria T1		
Coeff. amplificazione stratigrafica (SLD)	$S_S - S_{LD}$	1,44	
Coeff. amplificazione stratigrafica (SLV)	$S_S - S_{LV}$	1,44	
Coeff. amplificazione topografica	S_T	1,00	
Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)			
Accel. orizz. max su sito di riferimento rigido	a_g/g	0,174	
Tipo di verifica da effettuare con i seguenti parametri		Scorrim. Port.	Ribaltamento
Coefficiente di riduzione di a_g	β_m	0,380	0,705
Coefficienti sismici	k_{h-SLV}	0,095	0,176
	k_{v-SLV}	0,048	0,088
Coeff. spinta sismica (M-O) - strato 1	$K \downarrow$	0,570	0,660
	$K \uparrow$	0,570	0,660
Coeff. spinta sismica parzializzata (M-O) - strato 1	$K_d \downarrow$	0,570	0,660
	$K_d \uparrow$	0,570	0,660
Coeff. spinta sismica (M-O) - strato 2	$K \downarrow$	0,570	0,660
	$K \uparrow$	0,570	0,660
Coeff. spinta sismica parzializzata (M-O) - strato 2	$K_d \downarrow$	0,570	0,660
	$K_d \uparrow$	0,570	0,660

1.1 VERIFICHE A RIBALTAMENTO E SCIVOLAMENTO ($L_{concio}=1m$)

Azioni sollecitanti a base fondazione del concio	SLU-Tutte le verifiche		SLU-Verifica a ribaltamento		$b_{oriz,(O)}$ [m]	$b_{oriz,(M)}$ [m]	b_{vert} [m]
	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]			
Peso proprio elevazione	315,00		315,00		6,30	-2,80	
Peso proprio ciabatta di fondazione	175,00		175,00		3,50	0,00	
Peso del terreno da rilevato su ciabatta posteriore	0,00		0,00		7,00	-3,50	
Peso del terreno da rilevato su ciabatta anteriore	0,00		0,00		2,80	0,70	
Peso dei sovraccarichi permanenti su ciabatta posteriore	0,00		0,00		7,00	-3,50	
Peso dei sovraccarichi permanenti su ciabatta anteriore	0,00		0,00		2,80	0,70	
Peso dei sovraccarichi accidentali su ciabatta posteriore	0,00		0,00		7,00	-3,50	
Peso dei sovraccarichi accidentali su ciabatta anteriore	0,00		0,00		2,80	0,70	
Spinte del terreno da rilevato a monte - strato 1	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	10,00
Spinte del terreno da rilevato a monte - strato 2	131,23	388,43	0,00	388,43	7,00	-3,50	3,33
Spinte del terreno da rilevato a monte - totale	131,23	388,43	0,00	388,43	7,00	-3,50	3,33
Spinte del terreno dovute a sovraccarichi permanenti - strato 1	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	10,00
Spinte del terreno dovute a sovraccarichi permanenti - strato 2	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	5,00
Spinte del terreno dovute a sovraccarichi permanenti - totale	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	0,00
Spinte del terreno dovute a sovraccarichi accidentali - strato 1	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	10,00
Spinte del terreno dovute a sovraccarichi accidentali - strato 2	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	5,00
Spinte del terreno dovute a sovraccarichi accidentali - totale	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	0,00
Azioni concentrate in testa muro		0,00		0,00			0,00
Incremento sismico peso proprio elevazione (SLV)	14,96	29,93	27,76	55,53	6,30	-2,80	5,50
Incremento sismico peso proprio ciabatta di fondazione (SLV)	8,31	16,63	15,42	30,85	3,50	0,00	0,50
Incremento sismico terreno da rilevato su ciabatta posteriore (SLV)	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	5,50
Incremento sismico terreno da rilevato su ciabatta anteriore (SLV)	0,00	0,00	0,00	0,00	2,80	0,70	1,00
Incremento sismico sovraccarichi perm. su ciabatta posteriore (SLV)	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	1,00
Incremento sismico sovraccarichi perm. su ciabatta anteriore (SLV)	0,00	0,00	0,00	0,00	2,80	0,70	1,00
Spinte sismiche del terreno da rilevato a monte ↓ (SLV) - strato 1	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	10,00
Spinte sismiche del terreno da rilevato a monte ↓ (SLV) - strato 2	182,44	540,02	182,44	625,28	7,00	-3,50	3,33
Spinte sismiche del terreno da rilevato a monte ↓ (SLV) - totale	182,44	540,02	182,44	625,28	7,00	-3,50	3,33
Spinte sismiche del terreno dovute a sovraccarichi perm. ↓ (SLV) - strato 1	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	10,00
Spinte sismiche del terreno dovute a sovraccarichi perm. ↓ (SLV) - strato 2	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	5,00
Spinte sismiche del terreno dovute a sovraccarichi perm. ↓ (SLV) - totale	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	0,00
Spinte sismiche del terreno da rilevato a monte ↑ (SLV) - strato 1	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	10,00
Spinte sismiche del terreno da rilevato a monte ↑ (SLV) - strato 2	182,44	540,02	211,24	625,28	7,00	-3,50	3,33
Spinte sismiche del terreno da rilevato a monte ↑ (SLV) - totale	182,44	540,02	211,24	625,28	7,00	-3,50	3,33
Spinte sismiche del terreno dovute a sovraccarichi permanenti ↑ (SLV) - strato 1	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	10,00
Spinte sismiche del terreno dovute a sovraccarichi permanenti ↑ (SLV) - strato 2	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	5,00
Spinte sismiche del terreno dovute a sovraccarichi permanenti ↑ (SLV) - totale	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	-3,50	0,00

Verifiche a ribaltamento		Comb. EQU	Comb. SLV_SISM ↓
Momento stabilizzante totale	[kNm]	2597	2368
Momento ribaltante totale	[kNm]	489	899
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	[-]	5,31	2,63

Verifiche a scivolamento		Comb. SLU-F1	Comb. SLV_SISM ↓
Forza di attrito totale	[kN/m]	10666	10658
Forza di scorrimento totale	[kN/m]	505	587
Coefficiente di sicurezza a scivolamento	[-]	21,12	18,17

1.2 VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE (L_{concio}=10m)

Azioni sollecitanti a base fondazione del concio	SLU-Tutte le verifiche				
	N [kN]	V [kN]	b _{horiz,(0)} [m]	b _{horiz,(M)} [m]	b _{vert} [m]
Peso proprio elevazione	3150,00		6,30	-2,80	
Peso proprio ciabatta di fondazione	1750,00		3,50	0,00	
Peso del terreno da rilevato su ciabatta posteriore	0,00		7,00	-3,50	
Peso del terreno da rilevato su ciabatta anteriore	0,00		2,80	0,70	
Peso dei sovraccarichi permanenti su ciabatta posteriore	0,00		7,00	-3,50	
Peso dei sovraccarichi permanenti su ciabatta anteriore	0,00		2,80	0,70	
Peso dei sovraccarichi accidentali su ciabatta posteriore	0,00		7,00	-3,50	
Peso dei sovraccarichi accidentali su ciabatta anteriore	0,00		2,80	0,70	
Spinte del terreno da rilevato a monte - strato 1	0,00	0,00	7,00	-3,50	10,00
Spinte del terreno da rilevato a monte - strato 2	1312,25	3884,33	7,00	-3,50	3,33
Spinte del terreno da rilevato a monte - totale	1312,25	3884,33	7,00	-3,50	3,33
Spinte del terreno dovute a sovraccarichi permanenti - strato 1	0,00	0,00	7,00	-3,50	10,00
Spinte del terreno dovute a sovraccarichi permanenti - strato 2	0,00	0,00	7,00	-3,50	5,00
Spinte del terreno dovute a sovraccarichi permanenti - totale	0,00	0,00	7,00	-3,50	0,00
Spinte del terreno dovute a sovraccarichi accidentali - strato 1	0,00	0,00	7,00	-3,50	10,00
Spinte del terreno dovute a sovraccarichi accidentali - strato 2	0,00	0,00	7,00	-3,50	5,00
Spinte del terreno dovute a sovraccarichi accidentali - totale	0,00	0,00	7,00	-3,50	0,00
Azioni concentrate in testa muro		0,00			0,00
Incres. sismico peso proprio elevazione (SLV)	149,65	299,30	6,30	-2,80	5,50
Incres. sismico peso proprio ciabatta di fondazione (SLV)	83,14	166,28	3,50	0,00	0,50
Incres. sismico terreno da rilevato su ciabatta posteriore (SLV)	0,00	0,00	7,00	-3,50	5,50
Incres. sismico terreno da rilevato su ciabatta anteriore (SLV)	0,00		2,80	0,70	1,00
Incres. sismico sovraccarichi perm. su ciabatta posteriore (SLV)	0,00	0,00	7,00	-3,50	1,00
Incres. sismico sovraccarichi perm. su ciabatta anteriore (SLV)	0,00		2,80	0,70	1,00
Spinte sismiche del terreno da rilevato a monte ↓ (SLV) - strato 1	0,00	0,00	7,00	-3,50	10,00
Spinte sismiche del terreno da rilevato a monte ↓ (SLV) - strato 2	1824,35	5400,16	7,00	-3,50	3,33
Spinte sismiche del terreno da rilevato a monte ↓ (SLV) - totale	1824,35	5400,16	7,00	-3,50	3,33
Spinte sismiche del terreno dovute a sovraccarichi perm. ↓ (SLV) - strato 1	0,00	0,00	7,00	-3,50	10,00
Spinte sismiche del terreno dovute a sovraccarichi perm. ↓ (SLV) - strato 2	0,00	0,00	7,00	-3,50	5,00
Spinte sismiche del terreno dovute a sovraccarichi perm. ↓ (SLV) - totale	0,00	0,00	7,00	-3,50	0,00
Spinte sismiche del terreno da rilevato a monte ↑ (SLV) - strato 1	0,00	0,00	7,00	-3,50	10,00
Spinte sismiche del terreno da rilevato a monte ↑ (SLV) - strato 2	1824,35	5400,16	7,00	-3,50	3,33
Spinte sismiche del terreno da rilevato a monte ↑ (SLV) - totale	1824,35	5400,16	7,00	-3,50	3,33
Spinte sismiche del terreno dovute a sovraccarichi permanenti ↑ (SLV) - strato 1	0,00	0,00	7,00	-3,50	10,00
Spinte sismiche del terreno dovute a sovraccarichi permanenti ↑ (SLV) - strato 2	0,00	0,00	7,00	-3,50	5,00
Spinte sismiche del terreno dovute a sovraccarichi permanenti ↑ (SLV) - totale	0,00	0,00	7,00	-3,50	0,00

Verifiche di portata della fondazione (formulazione di Brinch-Hansen)			Comb.	Comb.
			SLU-F1	SLV_SISM ↓
Sollecitazioni sul concio a base fondazione	M	[kNm]	13983	11329
	N	[kN]	4900	6492
	H	[kN]	5050	5866
	e	[m]	2,85	1,75
Caratteristiche geometriche della fondazione	B _{REALE}	[m]	7,00	7,00
	B _{CALCOLO}	[m]	1,29	3,51
	L	[m]	10,00	10,00
	D	[m]	0,00	0,00
	q'	[kN/m ²]	0,00	0,00
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione	φ	[°]	28,00	28,00
	c	[kN/m ²]	30,00	30,00
	γ _{fond}	[kN/m ³]	20,00	20,00
	η	[°]	0,00	0,00
	β	[°]	0,00	0,00
Calcolo della portata limite e di progetto del terreno	q _{LIM-attr.}	[kN/m ²]	85,82	270,70
	q _{LIM-coes.}	[kN/m ²]	590,31	798,03
	q _{LIM-car.lat.}	[kN/m ²]	0,00	0,00
	q _{LIM}	[kN/m ²]	676,13	1068,73
Sforzi sul terreno di fondazione	σ _{max}	[kN/m ²]	505,39	246,62
	σ _{min}	[kN/m ²]	0,00	0,00
	L _{reag}	[m]	1,29	3,51
	σ _{Sd}	[kN/m ²]	379,05	184,96
Coefficiente di sicurezza sulla portata			1,78	5,78

COEFFICIENTI CORRETTI PER TERRENI COESMI E ATTRITIVI (CONDIZIONE DRENATA) - DA BOWLES			Comb.	Comb.
			SLU-F1	SLV_SISM ↓
Coefficients di capacità portante	N _q		14,72	14,72
	N _c		25,80	25,80
	N _γ		10,94	10,94
Coefficients di forma della fondazione	s _γ		0,95	0,86
	s _q		1,07	1,19
	s _c		1,07	1,20
Coefficients di affondamento	d _q		1,00	1,00
	d _c		1,00	1,00
Coefficients di inclinazione del carico	i _c		0,71	0,86
	i _γ		0,64	0,82
	i _q		0,73	0,87
Coefficients di inclinazione della base di fondazione	b _γ		1,00	1,00
	b _q		1,00	1,00
	b _c		1,00	1,00
Coefficients di inclinazione del piano campagna	g _γ		1,00	1,00
	g _q		1,00	1,00
	g _c		1,00	1,00

1.3 STIMA DEI CEDIMENTI

VERIFICA DEI CEDIMENTI DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Soluzione elastica con modulo edometrico

Committente:	Anas
Commessa:	Lotto 0
Localita':	Fano-Grosseto
Data:	#####

Parametri geotecnici del terreno di fondazione

γ_n [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	Z_w [m]
20,0	20,0	35,00

Dimensioni della fondazione e spessore dello strato comprimibile

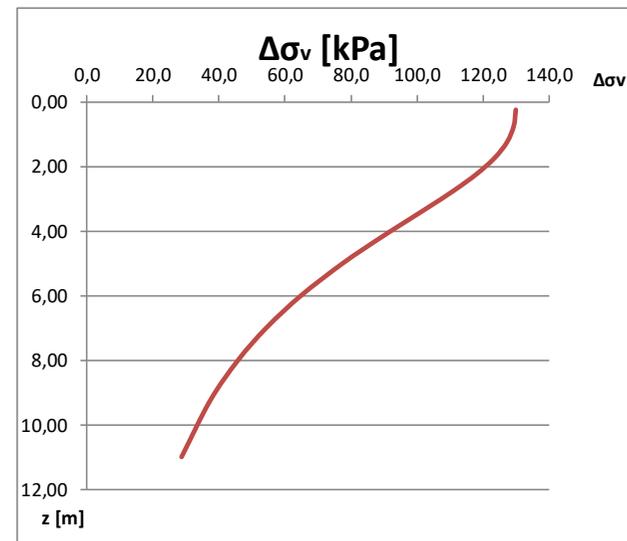
B [m]	L [m]	D_f [m]	σ'_{vo} [kPa]	q' [kPa]
7,00	10,00	0,00	0,00	130

Dimensioni della fondazione e spessore dello strato comprimibile

B [m]	L [m]	D _f [m]	σ' _{vo} [kPa]	q' [kPa]	Δq' [kPa]
7,00	10,00	0,00	0,00	130	130

Tensioni indotte

strato [-]	Δz [m]	z _i [m]	M [-]	N [-]	V [-]	V1 [-]	Iσ _{zi} [-]	Δσ _{zi} [kPa]
a	0,50	0,25	14,000	20,000	597,000	78400	1,00	130,0
b	0,50	0,75	4,667	6,667	67,222	967,9	1,00	129,4
c	0,50	1,25	2,800	4,000	24,840	125,44	0,98	127,3
d	0,50	1,75	2,000	2,857	13,163	32,653	0,95	123,5
e	0,50	2,25	1,556	2,222	8,358	11,949	0,91	118,0
f	0,50	2,75	1,273	1,818	5,926	5,355	0,86	111,2
g	0,50	3,25	1,077	1,538	4,527	2,745	0,80	103,7
h	0,50	3,75	0,933	1,333	3,649	1,549	0,74	96,0
i	0,50	4,25	0,824	1,176	3,062	0,939	0,68	88,4
l	1,00	5,00	0,700	1,000	2,490	0,490	0,60	77,6
m	1,00	6,00	0,583	0,833	2,035	0,236	0,50	64,9
n	1,00	7,00	0,500	0,714	1,760	0,128	0,42	54,3
o	1,00	8,00	0,438	0,625	1,582	0,075	0,35	45,8
p	1,50	9,25	0,378	0,541	1,435	0,042	0,29	37,3
q	2,00	11,00	0,318	0,455	1,308	0,021	0,22	28,6



Cedimento istantaneo e di consolidazione

strato [-]	Δz_i [m]	z_i [m]	σ'_{vi} [kPa]	$\Delta\sigma_{zi}$ [kPa]	E [MPa]	μ [-]	Tipo terreno	S_i [mm]	S_c [mm]	S_t [mm]	S_{ED} [mm]
a	0,50	0,25	5,0	130,0	15,0	0,40	COC	1,8	1,2	3,0	3,0
b	0,50	0,75	15,0	129,4	15,0	0,40	COC	1,8	1,2	2,9	2,9
c	0,50	1,25	25,0	127,3	15,0	0,40	COC	1,7	1,2	2,9	2,9
d	0,50	1,75	35,0	123,5	15,0	0,40	COC	1,7	1,1	2,8	2,8
e	0,50	2,25	45,0	118,0	15,0	0,40	COC	1,6	1,1	2,7	2,7
f	0,50	2,75	55,0	111,2	15,0	0,40	COC	1,5	1,0	2,5	2,5
g	0,50	3,25	65,0	103,7	15,0	0,40	COC	1,4	0,9	2,4	2,4
h	0,50	3,75	75,0	96,0	15,0	0,40	COC	1,3	0,9	2,2	2,2
i	0,50	4,25	85,0	88,4	15,0	0,40	COC	1,2	0,8	2,0	2,0
l	1,00	5,00	100,0	77,6	15,0	0,40	COC	2,1	1,4	3,5	3,5
m	1,00	6,00	120,0	64,9	15,0	0,40	COC	1,8	1,2	2,9	2,9
n	1,00	7,00	140,0	54,3	15,0	0,40	COC	1,5	1,0	2,5	2,5
o	1,00	8,00	160,0	45,8	15,0	0,40	COC	1,2	0,8	2,1	2,1
p	1,50	9,25	185,0	37,3	15,0	0,40	COC	1,5	1,0	2,5	2,5
q	2,00	11,00	220,0	28,6	15,0	0,40	COC	-	-	-	-
Fondazione flessibile					Cedimento immediato al centro della fondazione					22,1	
					Cedimento totale al centro della fondazione					36,9	
					Cedimento immediato allo spigolo della fondazione					5,5	
					Cedimento totale allo spigolo della fondazione					9,2	
Fondazione rigida					Cedimento immediato					16,6	
					Cedimento totale					27,7	