

Regione Lombardia
Direzione Generale Infrastrutture e Mobilità



CODICE
COMMESSA

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D.P.R.
207/10

PROGRESSIVO
ELABORATO

CATEGORIA
OPERA

NUMERO
OPERA

REVISIONE

SCALA

F 3 1

D

f

0 0 4

O S

- -

R 0

=

LINEA MILANO - VARESE - LAVENO
RADDOPPIO SELETTIVO GEMONIO - CITTIGLIO
Progetto Definitivo

F CALCOLI DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI

Relazione di calcolo paratie

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3				
	2				
	1				
	0	OTT. 2022	PRIMA EMISSIONE	PC	MS

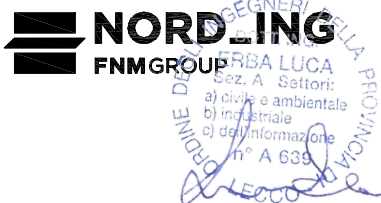
NORD_ING

NORD_ING Srl
IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Luca Erba

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA
IL DIRETTORE (a.i.)
Dott. Enrico Bellavia

Progettista



Collaborazione



Via Squero, 12 - 35043 Monselice (PD)



REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE/PREMESSA/DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	4
2	NORMATIVA.....	7
2.1	Normativa nazionale	7
2.2	Normativa europea	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
3.1	Calcestruzzo magro	8
3.2	Calcestruzzo strutturale cordolo sommità	8
3.3	Malte e miscele cementizie	9
3.4	Acciaio per calcestruzzo armato.....	9
3.5	Acciaio carpenteria metallica: micropali/ancoraggi passivi travi di ripartizione	9
4	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	10
4.1	Quote di falda	10
5	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA E DELLE CATEGORIE DI SOTTOSUOLO	11
5.1	Requisiti prestazionali delle opere	11
5.2	Definizione parametri sismici	11
5.3	Determinazione categoria di sottosuolo e categoria topografica.....	11
5.4	Coefficienti sismici per analisi pseudostatiche.....	11
6	SOFTWARE DI CALCOLO	13
7	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA	14
7.1	Spinta delle terre "a riposo"	14
7.2	Spinta delle terre in condizioni statiche	14
7.3	Spinta delle terre in condizioni sismiche	16
7.4	Criteri di verifica generale	17
7.5	Verifiche geotecniche.....	18
7.5.1	<i>Verifica di sfilamento del tirante di ancoraggio</i>	<i>18</i>
7.5.2	<i>Verifica degli spostamenti</i>	<i>19</i>
7.5.1	<i>Verifica della massima spinta passiva mobilitata.....</i>	<i>19</i>
7.6	Verifiche strutturali	19
7.6.1	<i>Verifica dei tubi di armatura dei micropali</i>	<i>19</i>
7.6.2	<i>Verifica degli ancoraggi</i>	<i>19</i>
7.6.3	<i>Verifica delle travi di ripartizione</i>	<i>19</i>
8	COMBINAZIONI DI CARICO.....	21
9	IPOTESI GENERALI DI CALCOLO	23
10	PARATIA MU01.....	25
10.1	Paratia TIPO A: cavalletto + tirante attivo	25
10.1.1	<i>Configurazioni Fasi Di Calcolo.....</i>	<i>25</i>
10.1.2	<i>Spostamenti.....</i>	<i>26</i>
10.1.3	<i>Azioni interne micropali a flessione e taglio</i>	<i>27</i>
10.1.4	<i>Verifica massima spinta passiva mobilitata</i>	<i>27</i>
10.1.5	<i>Verifica strutturale micropali.....</i>	<i>28</i>

10.1.6	Verifica dei tiranti di ancoraggio (cavalletto e tirante attivo)	28
10.1.7	Verifica travi di ripartizione	29
10.2	Paratia TIPO B: cavalletto	29
10.2.1	Configurazioni Fasi Di Calcolo	29
10.2.2	Spostamenti	30
10.2.3	Azioni interne micropali a flessione e taglio	31
10.2.4	Verifica massima spinta passiva mobilitata	33
10.2.5	Verifica strutturale micropali	33
10.2.6	Verifica tiranti di ancoraggio (cavalletto e tirante attivo)	34
11	PARATIA MU03	35
11.1	Paratia TIPO A: cavalletto + tirante attivo	35
11.1.1	Configurazioni Fasi Di Calcolo	35
11.1.2	Spostamenti	36
11.1.3	Azioni interne micropali a flessione e taglio	36
11.1.4	Verifica massima spinta passiva mobilitata	37
11.1.5	Verifica strutturale micropali	37
11.1.6	Verifica dei tiranti di ancoraggio (cavalletto e tirante attivo)	38
11.2	Paratia TIPO B: cavalletto	39
11.2.1	Configurazioni Fasi Di Calcolo	39
11.2.2	Spostamenti	39
11.2.3	Azioni interne micropali a flessione e taglio	40
11.2.4	Verifica massima spinta passiva mobilitata	41
11.2.5	Verifica strutturale micropali	41
11.2.6	Verifica tiranti di ancoraggio (cavalletto)	42
12	PARATIA Mu08	43
12.1	Paratia TIPO B: cavalletto	43
12.1.1	Configurazioni Fasi Di Calcolo	43
12.1.2	Spostamenti	44
12.1.3	Azioni interne micropali a flessione e taglio	44
12.1.4	Verifica massima spinta passiva mobilitata	46
12.1.5	Verifica strutturale micropali	46
12.1.6	Verifica tiranti di ancoraggio (cavalletto)	47

1 INTRODUZIONE/PREMESSA/DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento delle opere di sostegno utilizzate per la realizzazione del raddoppio ferroviario selettivo Gemonio – Cittiglio, sulla linea Milano-Varese-Laveno, in Comune di Gemonio.

Nello specifico il presente documento tratterà le calcolazioni relative alle paratie di micropali.

• DESCRIZIONE DELLE OPERE E SEZIONI TIPOLOGICHE DI CALCOLO

Sulla tratta di progetto sono state individuate 3 tratte in cui risulta necessario l'utilizzo di paratie di sostegno per le configurazioni e geomorfologia dei terreni da sorreggere. Nello specifico, il ricorso a tali opere di sostegno è necessario tra:

- Paratia "MU01": Progr. 66+115 ÷ 66+275;
- Paratia "MU03": progr. 66+402 ÷ 66+511;
- Paratia "MU08": Progr. 66+714 ÷ 66+790;

Saranno analizzate due sezioni tipologiche per ogni tratta, la prima, denominata "TIPO A" costituita da una paratia a cavalletto con l'aggiunta di un tirante attivo inclinato, la seconda, denominata "TIPO B" con la medesima geometria ma senza il tirante inclinato. Nelle figure seguenti sono riportati gli schemi di calcolo delle due paratie analizzate.

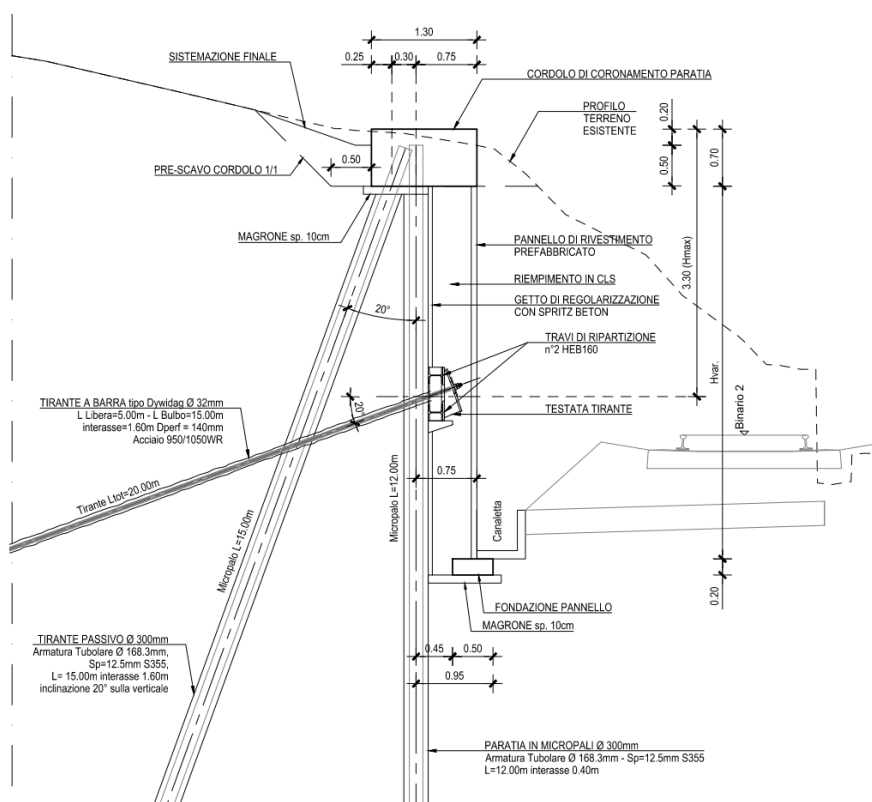


Figura 1-1. Paratia tipo A a cavalletto con tirante attivo.

Micropali verticali (micropali con fori valvolati):

- diametro del perforo: Ø300mm
- armatura: Ø168.30mm – sp.12.50mm

- lunghezza: 12.00m
- interasse: 0.40m
- tipo di iniezione: a pressione

Micropali inclinati a "cavalletto" (micropali con fori valvolati):

- diametro del perforo: Ø300mm
- armatura: Ø168.30mm – sp.12.50mm
- lunghezza totale: 15.00m
- lunghezza fondazione: 6.50m
- lunghezza libera: 8.50m
- interasse: 1.60m
- inclinazione: 20° (rispetto il piano verticale)
- tipo di iniezione: a pressione

Tirante a barra:

- diametro del perforo: Ø140 mm
- armatura: dywidag Ø 32 mm
- lunghezza totale: 20.00 m
- lunghezza fondazione: 15.00 m
- lunghezza libera: 5.00 m
- interasse: 1.60 m
- inclinazione: 20° (rispetto il piano orizzontale)

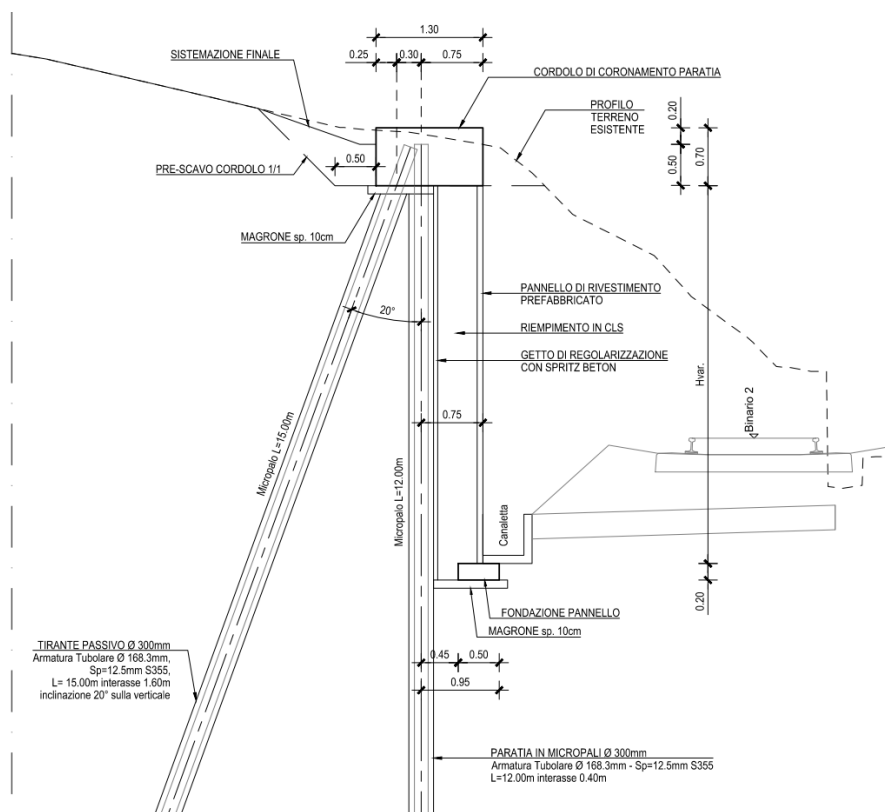


Figura 1-2 – Paratia tipo B: a cavalletto

Micropali verticali (micropali con fori valvolati):

- diametro del perforo: Ø300mm
- armatura: Ø168.30mm – sp.12.50mm
- lunghezza: 12.00m
- interasse: 0.40m
- tipo di iniezione: a pressione

Micropali inclinati a “cavalletto” (micropali con fori valvolati):

- diametro del perforo: Ø300mm
- armatura: Ø168.30mm – sp.12.00mm
- lunghezza totale: 15.00m
- lunghezza fondazione: 6.50m
- lunghezza libera: 8.50m
- interasse: 1.60m
- inclinazione: 20° (rispetto il piano verticale)
- tipo di iniezione: a pressione

2 NORMATIVA

Le verifiche statiche e la redazione della presente relazione sono state eseguite nel rispetto della Normativa in vigore.

2.1 Normativa nazionale

- **DM Infrastrutture 17 gennaio 2018** - Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- **Circolare 20 gennaio 2019, n.7/C.S.LL.PP.** – Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al DM 17 gennaio 2018.
- **L. 05/11/1972 n. 1086** – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

2.2 Normativa europea

- **UNI EN 1990:2006** – Criteri generali di progettazione strutturale.
- **UNI EN 206:2016** – Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- **UNI 11104:2016** – Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo magro

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo classe: **C12/15**

3.2 Calcestruzzo strutturale cordolo sommità

Classe di esposizione ambientale:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Figura 3-1 – Tabella 4.1.III NTC2018

prospetto 5		Valori limite per la composizione e le proprietà del calcestruzzo														
		Classi di esposizione														
		Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo			
							Acqua di mare		Cloruri provenienti da altre fonti							
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4
Massimo rapporto <i>a/c</i>		-	0,60		0,55	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45
Minima classe di resistenza		C12/15	C25/30		C30/37	C32/40	C32/40		C35/45	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30		C30/37
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³) ^{d)}		-	300		320	340	340		360	320	340	360	320	340		360
Contenuto minimo in aria (%)													b)	4,0 ^{a)}		
Altri requisiti							E' richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156						E' richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo			

Figura 3-2 – Prospetto 5 UNI 11104:2016

Per le strutture si prevede l'utilizzo di calcestruzzo classe:

C30/37

Resistenza a compressione cubica

$$R_{ck} = 37.00 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a compressione cilindrica

$$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione caratteristica

$$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 2.06 \text{ N/mm}^2$$

Contenuto min. cemento

$$340 \text{ Kg/mc}$$

Classe di esposizione

XF2

Coefficiente parziale di sicurezza per il cls

$$\gamma_c = 1.5$$

Resistenza a compressione di calcolo

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 17.40 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = f_{ctk} / 1.5 = 1.37 \text{ N/mm}^2$$

Calcolo copriferri minimi:

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45

Figura 3-3 – Tabella C4.1.IV Circolare 7/2019

I valori dei copriferri minimi riportati in tabella si riferiscono a $V_n = 50$ anni

Tolleranze di posa = 10 mm.

Copriferro minimo totale = 30 mm + 10 mm = 40 mm

3.3 Malte e miscele cementizie per micropali

Classe di resistenza minima: **C25/30**
Classe di esposizione: **XC2**
Eventuali additivi: secondo NTA

3.4 Acciaio per calcestruzzo armato

Si prevede l'utilizzo di acciaio per armatura di tipo:

B450C

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione a rottura caratteristica	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Allungamento totale al carico massimo	$A_{gt} \geq 7.5\%$
Rapporto f_{tk}/f_{yk}	$1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$
Rapporto $f_{y,misurato}/f_{y,nominale}$	$f_{y,misurato}/f_{y,nominale} \leq 1.25$
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$
Tensione di esercizio max (comb. Rara)	$\sigma_s = 0.80 * f_{yk} = 360.00 \text{ N/mm}^2$

3.5 Acciaio carpenteria metallica: micropali/ancoraggi passivi travi di ripartizione

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

Tipo EN 10025-2 **S355 J2+N** (per spessori nominali $t \geq 40 \text{ mm}$)

Tipo EN 10025-2 **S355 K2+N** (per spessori nominali $t > 40 \text{ mm}$)

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

Tipo EN 10025-2 **S355 J0+N**

Acciaio in profili a sezione cava:

Tipo EN 10210-1 **S355 J0H+N**

4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Relativamente alla caratterizzazione geotecnica, si fa riferimento a quanto riportato sulla "Relazione geologica – Indagine geognostica, caratterizzazione e modellazione geotecnica" redatta da "Tecnostudio" in data 08/09/2022.

Si riportano, così come riportate nell'elaborato sopraccitato, le proprietà dei terreni indagati, relativamente a quelle opere in progetto che sorgono in prossimità dello sviluppo delle paratie oggetto di studio.

Paratia MU01: Progr.66+115÷66+275

Profondità [m]	Tipologia	Cu [kPa]	E [MPa]	ϕ [°]	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	Categoria sottosuolo	Categoria topografica
0.00-2.50	Sabbia limosa con ghiaia	-	2	30	17	18	B	T1 (locale valle)
2.50-10.00	Trovanti rocciosi	-	20	35	20	22		

Paratia MU03: Progr.66+402÷66+511

Profondità [m]	Tipologia	Cu [kPa]	E _{edom} [MPa]	ϕ [°]	E [MPa]	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	Permeabilità [m/s]	V _{s,eq} [m/s]	F ₀ [Hz]	Categoria sottosuolo	Categoria topografica
0,00 – 2,80	Sabbia deb. Limosa	--	--	27	6,7	18,0	18,5	--	425	5,00	B	T1
2,80 – 8,10	Sabbia con ghiaia	--	--	30	12	19,0	20,0	--				
8,10 – 10,00	Ghiaia in matrice sabbiosa	--	--	37	27	19,5	20,7	--				

Paratia MU08: Progr.66+714÷66+790

Profondità [m]	Tipologia	Cu [kPa]	E _{edom} [MPa]	ϕ [°]	E [MPa]	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	Permeabilità [m/s]	V _{s,eq} [m/s]	F ₀ [Hz]	Categoria sottosuolo	Categoria topografica
0,30 – 2,50	Limo sabbioso con ghiaia	--	3,359	26	2,941	18	19	3E-07	469	12,8	B	T1
2,50 – 9,00	Sabbia	--	9,279	28	6,871	18	19	3E-07				
9,00 – 19,00	Ghiaia in matrice sabbiosa	--	14,066	37	10,017	19	20	4E-07				
19,00 – 30,00	Sabbia e trovanti rocciosi	--	19,282	37	22,209	19	20	--				

4.1 Quote di falda

Per quanto riguarda la profondità della falda, il modello geotecnico di progetto prescrive, sulla base delle misurazioni effettuate, che venga considerata con il valore di 6 metri dal piano campagna.

5 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA E DELLE CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

5.1 Requisiti prestazionali delle opere

La vita nominale (VN) delle opere in progetto è assunta pari a 50 anni.

La classe d'uso assunta è la II per reti viarie non ricadenti in Classi d'uso III o IV e reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza.

Il periodo di riferimento (VR) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \times C_u = 50 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = -VR / \ln(1 - PVR) = 475 \text{ anni}$$

5.2 Definizione parametri sismici

Si riportano i parametri a_g , F_0 e T_c^* per i diversi stati limite.

a_g Accelerazione orizzontale massima del terreno

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

	Prob. Superamento [%]	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	81	30	0,015	2,572	0,157
SLD	63	50	0,019	2,554	0,167
SLV	10	475	0,039	2,659	0,279
SLC	5	975	0,048	2,721	0,305

5.3 Determinazione categoria di sottosuolo e categoria topografica

Per quanto riguarda la classificazione sismica, come indicato nella "Relazione geologica – Indagine geognostica, caratterizzazione e modellazione geotecnica" i terreni interessati dalle opere sono ascrivibili a:

- Categoria di suolo tipo B
- Categoria topografica tipo T1

5.4 Coefficienti sismici per analisi pseudostatiche

In condizioni "pseudostatiche" l'azione sismica può essere rappresentata con una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLV) i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \times a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Si tenga presente che, nel caso delle strutture interrato la verifica degli elementi agli SLV implica automaticamente il soddisfacimento delle verifiche di resistenza allo SLD:

Infatti, verificato che $E_{d,SLV} \leq R_{d,SLV}$, poichè:

$E_{d,SLD} \leq E_{d,SLV}$ e $R_{d,SLV} < R_{d,SLD}$ sicuramente sarà $E_{d,SLD} \leq R_{d,SLD}$

Per cui nelle strutture interrato la verifica agli SLD verrà omessa in quanto non dimensionante ed implicitamente soddisfatta dalle verifiche SLV.

6 SOFTWARE DI CALCOLO

I software utilizzati nella redazione della presente relazione di calcolo sono:

- **ParatiePlus rel.22.0 – Analisi e calcolo paratie** – distribuito dalla Harpaceas S.r.l., viale Richard, 1 – 20143, Milano: codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da opere flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale;
- **Microsoft Word** – pacchetto Office di Microsoft: software adoperato per la stesura delle relazioni;

Ai sensi del punto 10.2 delle NTC 2018, si dichiara quanto segue, relativamente all'impiego di strumenti di calcolo automatizzati.

L'analisi strutturale e le verifiche sono state sviluppate con l'ausilio di codici di calcolo. I criteri di impiego sono dettagliatamente descritti nei vari capitoli della presente relazione. I codici di calcolo commerciali sono dotati della specifica raccolta di esempi rappresentativi, validati attraverso l'impiego di metodologie di verifica indipendente. Inoltre, la correttezza dei risultati ottenuti viene di volta in volta valutata mediante metodologie alternative (in particolare, attraverso calcolo manuale).

7 CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Le opere di sostegno sono modellate come “opere flessibili”, in condizioni di simmetria piana nelle deformazioni (2D) e considerando le seguenti ipotesi di tipo “generale”.

- Stato piano nelle deformazioni (paratia di lunghezza infinita).
- Terreno modellato come un letto di molle con legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
- Struttura discretizzata in elementi perfettamente elastici.
- Solutore agli elementi finiti (FEM).
- Eventuali contrasti modellati per mezzo di molle/elementi di opportuna rigidità.
- Sovraccarichi a monte ed a valle della paratia trasformati in spinte sul paramento, in accordo a quanto previsto dalla teoria elastica.
- Mobilitazione della spinta della terra funzione del livello di deformazione partendo da una condizione iniziale di spinta “a riposo” (k_0). I valori massimi e minimi della spinta vengono definiti in funzione dei coefficienti di spinta “passiva” (k_p) e “attiva” (k_a) rispettivamente.

7.1 Spinta delle terre “a riposo”

Il coefficiente di spinta a riposo è stato calcolato in accordo alla seguente espressione:

$$k_0 = 1 - \sin(\phi')$$

dove:

ϕ' = angolo di resistenza al taglio del terreno

7.2 Spinta delle terre in condizioni statiche

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_A e il coefficiente di spinta passiva K_P .

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

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

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

$$K_0 = K_{0NC}(\text{OCR})^m$$

Dove

$$K_{0NC} = 1 - \sin \phi'$$

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

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

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

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

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

Il valore limite della tensione orizzontale sarà dato da:

$$\sigma'_h = K_A \sigma'_v - 2c'K_A^{0.5}$$

$$\sigma'_h = K_P \sigma'_v + 2c'K_P^{0.5}$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente. c' è la coesione drenata del terreno.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidezza delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidezza di ciascuna di esse, k , è data da

$$k = E / L$$

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

$$K = E \Delta / L$$

Il valore di Δ è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti. Il valore di L è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva. Si è scelto, in zona attiva (uphill):

$$L_A = 2/3 l_A \tan(45^\circ - \phi'/2)$$

e in zona passiva (downhill):

$$L_P = 2/3 l_P \tan(45^\circ - \phi'/2)$$

dove l_A e l_P sono rispettivamente:

$$l_A = \min[l; 2H]$$

$$l_P = \min[l-H; H]$$

e dove

l = altezza totale della paratia;

H = altezza corrente dello scavo.

La logica di questa scelta è illustrata nella pubblicazione di Becci e Nova (1987).

Si assume in ogni caso un valore di H non minore di 1/10 dell'altezza totale della parete.

Il parametro E dipende dalla storia tensionale del sito nonché dall'incremento locale dello stato tensionale come illustrato in Becci e Nova (1987).

Il modulo E può essere considerato dipendente dalla pressione media $p = (\sigma'_v + \sigma'_h)/2$ secondo la legge

$$E = R(p/p_a)^n$$

in cui p_a è la pressione atmosferica mentre R e n sono quantità determinabili sperimentalmente. E' ovvio che ponendo $n=0$ si può considerare il caso di modulo costante, mentre se n è posto pari a 1, si ha il caso, tipico delle argille normalconsolidate, in cui il modulo varia linearmente con la profondità. Nelle nostre analisi si è posto $n=0$.

Il valore R è in genere diverso in condizioni di carico vergine o di scarico-ricarico. Valori indicativi di R e n sono dati da Janbu (1963). La variabilità di questi parametri è grandissima. Per una sabbia n può variare tra 0.2 e 1.0 e R tra 8 e 200 MPa. Per un'argilla normalmente consolidata $n \sim 1$. I valori di R per argille italiane possono essere dedotti da Jamiolkowski et al. (1979).

Si noti inoltre che, poiché lo stato tensionale iniziale vergine non è isotropo, la rigidezza del terreno in condizioni di carico vergine è minore di quella che si può misurare in prove triassiali drenate isotropicamente consolidate.

Nel caso in cui $n=0$, il valore del modulo R in condizioni di carico vergine può essere considerato identico al valore del modulo elastico inteso tradizionalmente. Per una correlazione con i risultati delle più comuni prove in sito si veda ad esempio Bowles (1988).

Il modulo di scarico-ricarico è da 3 a 10 volte maggiore nel caso di argille, mentre è in genere da 1.5 a 3 volte più grande nel caso di sabbie. Nel caso specifico si è comunque scelto di mantenerlo uguale a quello di carico vergine.

7.3 Spinta delle terre in condizioni sismiche

Il programma FEM paratie tiene conto della sollecitazione sismica implementando l'azione secondo quanto previsto dalla normativa prescelta.

Il coefficiente di spinta sismica orizzontale, definito dalle NTC al § 7.11.6.2.1, e riportato nei capitoli precedenti, è determinato dalla relazione:

$$k_H = \beta_m \frac{a_g}{g}$$

Dal momento che la struttura si considera a spostamenti laterali impediti, il coefficiente di riduzione di accelerazioni massime β_m è stato assunto unitario.

Nel caso si possa considerare un comportamento rigido della struttura, la spinta sismica del terreno, viene valutata in accordo con la teoria di Wood. Tale spinta viene determinata come:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 = E$$

In cui:

γ	peso del terreno asciutto;
z_{max}	profondità massima che interessa la parte di opera oggetto di calcolo.

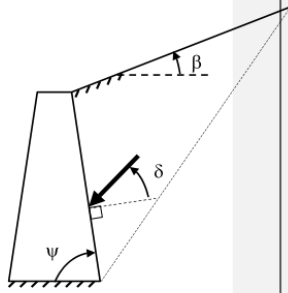
Nel caso si possa considerare invece un comportamento flessibile della struttura, la spinta sismica viene valutata secondo il metodo di Mononobe e Okabe generalizzato, seguendo l'approccio adottato dall'EC8 basato sull'estensione della teoria originale di Matsuzawa del 1985.

La spinta complessiva sulla parete di altezza pari ad H , è data da un'espressione del tipo:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma * (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine E_{ws} è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo è la risultante delle sovrappressioni intestinali.

Il valore di $K_{A,E}$ sono valutate rispetto alla figura sotto riportata:

$$\begin{aligned} \beta \leq \phi - \theta : K_{A,E} &= \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta)\sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \\ \beta > \phi - \theta : K_{A,E} &= \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta)} \end{aligned} \quad (12-14)$$


7.4 Criteri di verifica generale

Le verifiche strutturali e geotecniche sono condotte in riferimento ai dettami contenuti nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 Gennaio 2018).

Si evidenzia che:

Le verifiche saranno eseguite adottando l'Approccio 1 delle NTC 2018 nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU) e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e distorsioni previste.

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3., devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

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

$$E_d \leq R_d$$

dove:

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

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Per le paratie tirantate la normativa prevede di condurre le verifiche (ad esclusione delle verifiche di stabilità globale) adottando il seguente approccio (par. 6.5.3.1.2):

- 1) la prima combinazione A1+M1+R1, per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A1, è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno,
- 2) la seconda combinazione A2+M2+R1 per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A2, è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche.

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

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

dove

- E_d valore di progetto dell'effetto dell'azione
 C_d valore limite dell'effetto delle azioni.

All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

7.5 Verifiche geotecniche

7.5.1 Verifica di sfilamento del tirante di ancoraggio

La verifica verrà effettuata secondo quanto previsto dalle NTC e sulla base dei risultati dell'analisi Paratie dal programma di calcolo utilizzato

La lunghezza del bulbo di fondazione è ottenuta in modo tale che venga rispettata la condizione - par. 6.6 - N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2018:

$$P_{dTIR} \leq R_{adTIR}$$

dove:

$$R_{adTIR} = \frac{R_{akTIR}}{\gamma_{RTIR}}$$

P_{dTIR} =	valore massimo di progetto della trazione nell'ancoraggio
R_{akTIR} =	valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio
R_{adTIR} =	valore di progetto della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio
γ_{RTIR} =	coefficiente parziale tiranti permanenti

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

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

Figura 7-1:: coefficienti parziali di resistenza degli ancoraggi (Tab.6.6.I delle NTC2018).

Il calcolo di R_{akTIR} viene svolto assumendo il valore minimo fra i risultati delle seguenti formule:

$$R_{akTIR} = \frac{\pi \cdot D_{perf} \cdot L_{bulbo} \cdot \alpha \cdot \tau_{lim}}{\xi_{a3}}$$

in cui:

D_{perf}	diametro di perforazione
L_{bulbo}	lunghezza del bulbo di ancoraggio
α	coefficiente empirico correlato con la metodologia di esecuzione delle iniezioni del tratto di fondazione
τ_{lim}	aderenza limite caratteristica bulbo-terreno
ξ_{a3}	fattore di correlazione, si stima sui profili di indagine disponibile

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

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

Figura 7-2: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine (Tab.6.6.III delle NTC2018).

Con riferimento alla geotecnica sopra riportata per le tipologie di terreno individuate sono state considerate le seguenti valori di τ_{lim} ed α :

TIPOLOGIA TERRENO	VALORE τ_{lim} [kPa]	Tipologia tirante		
		IRS	IGU	GRAVITY
Sabbia limosa con ghiaia	50	1.4	1.1	1
Sabbia con ghiaia	75	1.4	1.1	1
Ghiaia in matrice sabbiosa/sabbia e trovanti rocciosi	120	1.6	1.2	1

7.5.2 Verifica degli spostamenti

Il calcolo degli spostamenti della berlinese sarà effettuato con Paratie e secondo quanto previsto dalle NTC. Orientativamente, il valore limite degli spostamenti sarà pari a $L/200$ dell'altezza di scavo. Qualora le situazioni al contorno suggerissero la presenza di edifici o strutture strategiche nelle vicinanze dell'opera di sostegno, sarà opportuno valutare un'eventuale riduzione del valore limite di spostamento

7.5.1 Verifica della massima spinta passiva mobilitata

La lunghezza di ammorsamento della paratia di micropali dovrà essere tale da garantire la stabilità dell'opera in tutte le fasi di realizzazione. La stabilità sarà verificata per mezzo del programma di calcolo Paratie, verificando la convergenza della soluzione calcolata e, dunque, l'equilibrio nella direzione orizzontale ed alla rotazione. Nell'ambito delle analisi si verificherà quindi che la spinta passiva mobilitata sia sempre inferiore alla spinta passiva ultima di progetto.

7.6 Verifiche strutturali

La verifica strutturale è svolta con riferimento alla teoria dello stato limite (SLU), considerando le caratteristiche di resistenza dei materiali di Norma secondo le classi definite negli elaborati grafici di progetto.

7.6.1 Verifica dei tubi di armatura dei micropali

La verifica dei tubi di armatura dei micropali, sia verticali che inclinati, viene eseguita secondo il criterio valido per sezioni tubolari compatte (classe 1 o 2) con il metodo plastico descritto nelle NTC. Le verifiche a flessione ed a taglio saranno effettuate con Paratie, in termini di coefficiente di sfruttamento.

7.6.2 Verifica degli ancoraggi

Si verificherà che la resistenza strutturale dei tiranti sia superiore alla massima azione di progetto. Il calcolo verrà direttamente dal software Paratie definendo i coefficiente di sfruttamento.

Si prevede di armare i tiranti mediante barre tipo dywidag Φ 32mm di acciaio

γ_s = coefficiente parziale di sicurezza = 1.15

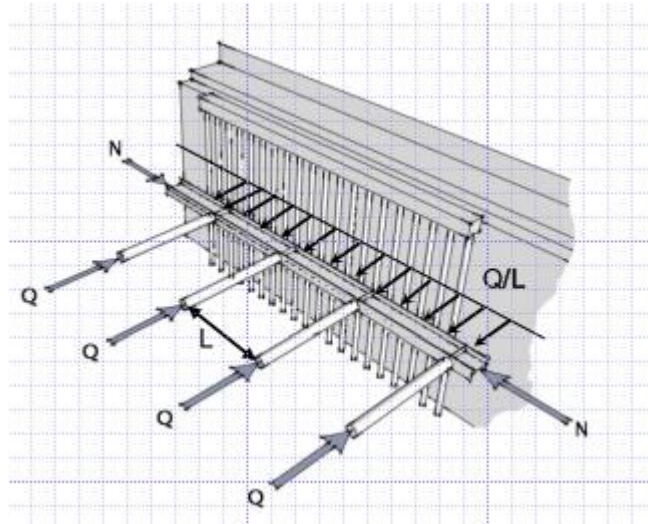
Anche queste verifiche sono condotte in modo automatico dal software Paratie.

7.6.3 Verifica delle travi di ripartizione

La verifica delle travi di ripartizione dei puntoni viene eseguita secondo il criterio valido per sezioni compatte di classe 1 o 2 con il metodo plastico descritto nelle NTC.

Esse sono costituite da due profili HE160 B affiancati, ed è stato considerato uno schema statico di trave su più appoggi in corrispondenza dei tiranti.

In base a tali assunzioni ed all'interasse dei puntoni a cui la trave è collegata, vengono determinate le azioni flettenti e taglianti che impegnano la trave sul piano orizzontale.



Anche queste verifiche sono condotte in modo automatico dal software Paratie che assume che l'azione sia uniformemente distribuita tra due elementi di contrasto come mostrato in figura.

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Siano:

- G1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P = pretensione e precompressione;
Qk = azioni variabili caratteristiche sulla struttura;
A = azioni eccezionali sulla struttura;
E = azioni derivanti dai terremoti.

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

1. Fondamentale per gli stati limite ultimi (SLU)

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

2. Rara per gli stati limite di esercizio (SLE)

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

3. Frequente per gli stati limite di esercizio (SLE)

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

4. Quasi permanente per gli stati limite di esercizio (SLE)

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

5. Sismica per gli stati limite ultimi (SLU)

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

I fattori di tali combinazioni lineari sono riportati nelle seguenti tabelle.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

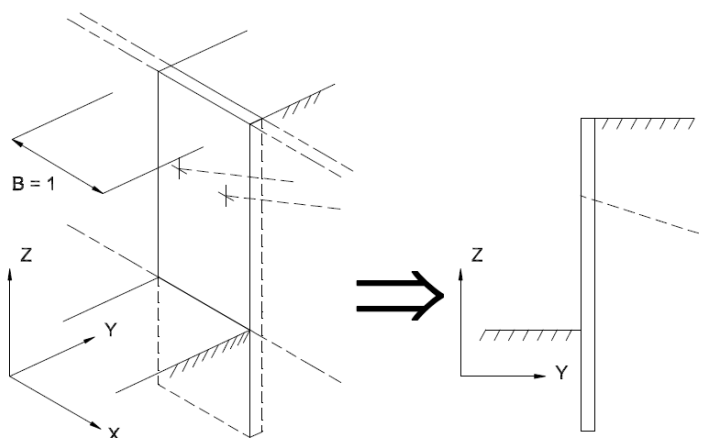
⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

9 IPOTESI GENERALI DI CALCOLO

Nei capitoli seguenti saranno riportate le verifiche condotte per le tre paratie sopra descritte, eseguite con il software di calcolo ParatiePlus.

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

Il problema è visto ad un problema piano in cui viene analizzata una “fetta” di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella seguente. PARATIE non è quindi idoneo a studiare problemi in cui vi siano importanti effetti tridimensionali.



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

Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una “molla”, abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidezza flessionale della parete.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi STATICA INCREMENTALE: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elasto-plastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe (1996))

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

In questa impostazione particolare gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

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.

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.

Le configurazioni di scavo considerate nel calcolo terranno conto di quanto riportato al p.to 6.5.2.2 delle NTC 2018, che prescrive un incremento rispetto alla geometria reale di un valore pari o minore di:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0,5 m.

Figura 9-1 – Stralcio p.to 6.5.2.2 NTC 2018

Alla luce di tali assunzioni per ogni opera saranno considerate le seguenti configurazioni di scavo per le due differenti tipologie.

Paratia TIPO A: cavalletto + tirante attivo

- Fase 1: Geostatica; Realizzazione Paratia verticale e cavalletto
- Fase A: scavo fino a quota di imposta tirante inclinato attivo
- Fase B: realizzazione tirante attivo;
- Fase 2: scavo fino a quota intradosso magrone rivestimento paratia;
- Fase 3: incremento scavo da normativa;
- Fase 4: Applicazione carichi sismici.

Paratia TIPO B: cavalletto

- Fase 1: Geostatica; Realizzazione Paratia verticale e cavalletto
- Fase 2: scavo fino a quota intradosso magrone rivestimento paratia;
- Fase 3: incremento scavo da normativa;
- Fase 4: Applicazione carichi sismici.

Essendo le travi di ripartizione le medesime per tutte le opere, sarà riportata la verifica strutturale dei profili utilizzati per la paratia che presenta la geometria e quindi le sollecitazioni, più gravose, Paratia MU03, Tipo A.

10 PARATIA MU01

La paratia denominata “MU01” si estende tra le Progr. 66+115 ÷ 66+275.

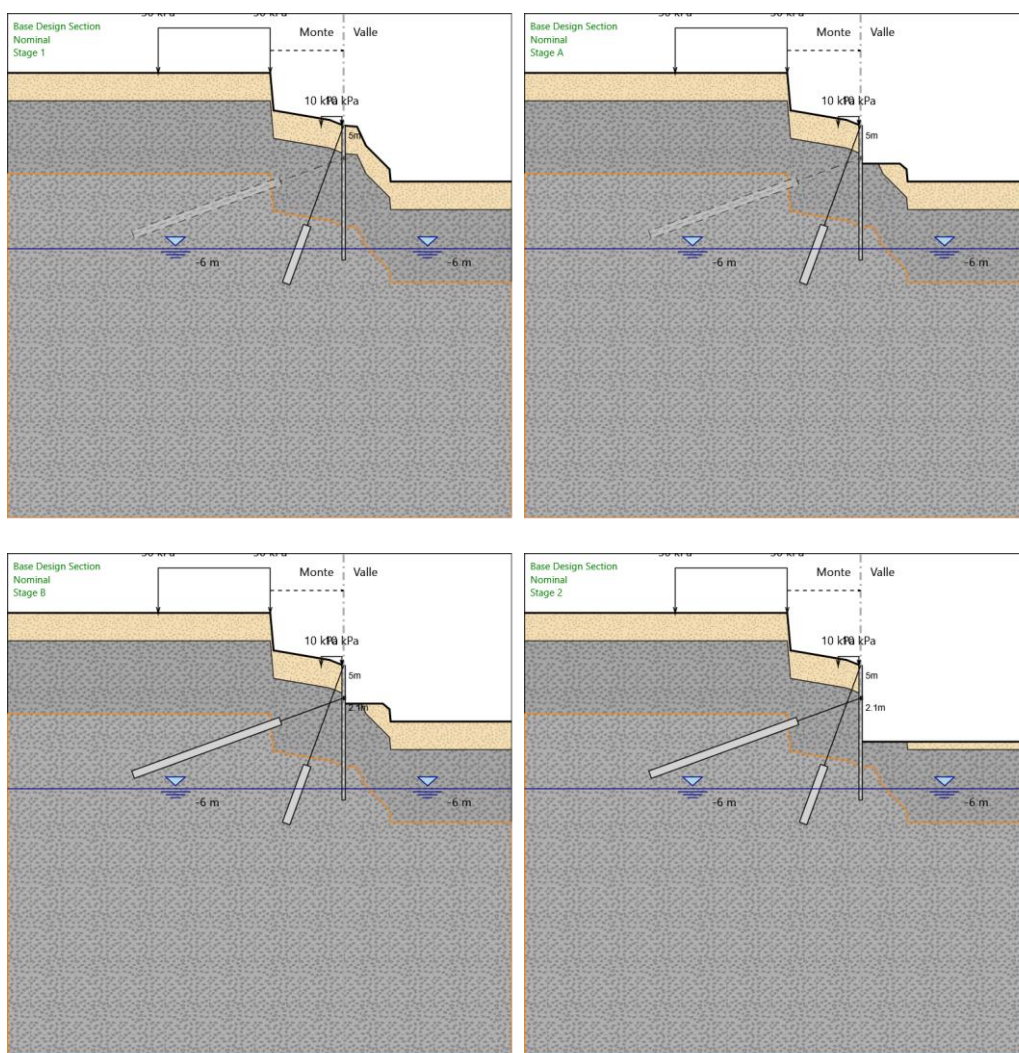
Saranno riportate le verifiche svolte sulle due sezioni tipologie utilizzate:

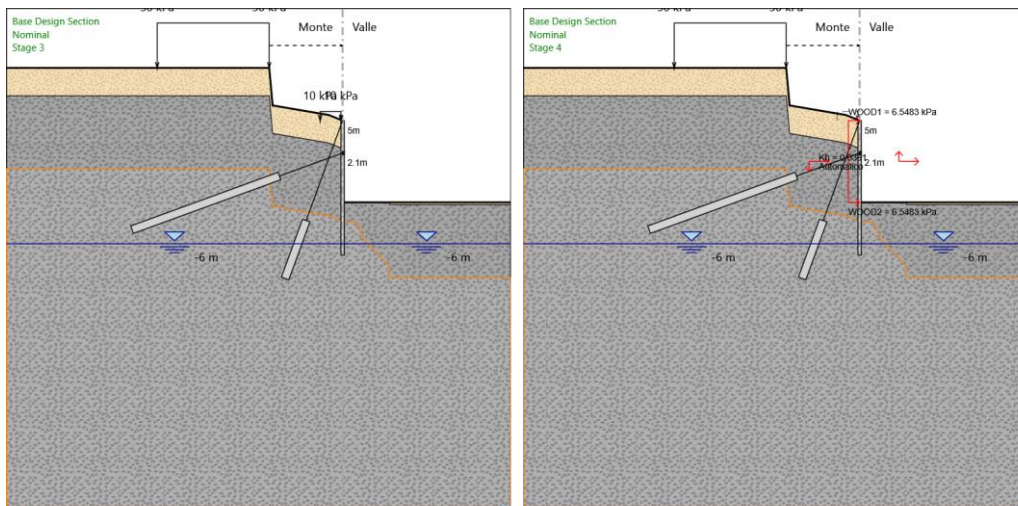
- Paratia a cavalletto + tirante attivo: H_{\max} di scavo = 6.80m;
- Paratia a cavalletto: H_{\max} di scavo = 4.70m;

Le caratteristiche geometriche delle due tipologie sono state riportate nei paragrafi precedenti.

10.1 Paratia TIPO A: cavalletto + tirante attivo

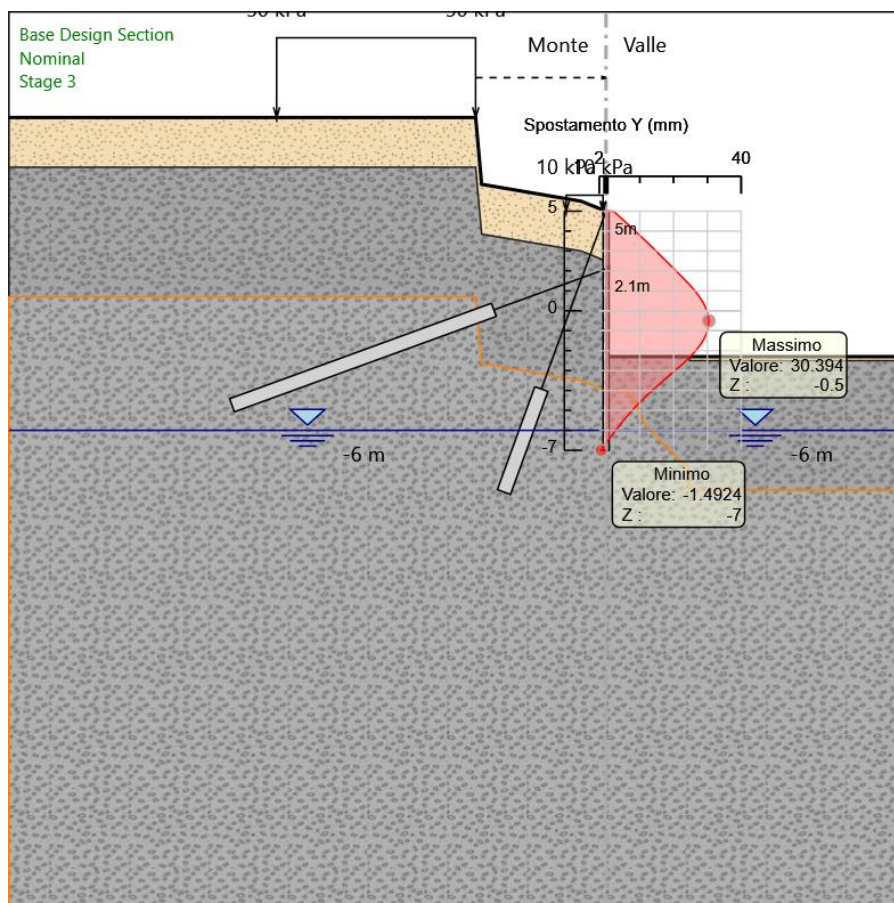
10.1.1 Configurazioni Fasi Di Calcolo





10.1.2 Spostamenti

Nella seguente figura è riportato il diagramma degli spostamenti orizzontali nella configurazione più gravosa (SLE).



Si osserva che lo spostamento massimo risulta pari a: $s_h = -30.40\text{mm}$

Gli spostamenti sono ammissibili per l'opera in oggetto in quanto $s_h \leq H_{\max}/200 = 34\text{mm}$

10.1.3 Azioni interne micropali a flessione e taglio

Nelle successive figure sono illustrati i grafici delle azioni interne (momento flettente e taglio) calcolate nella configurazione più gravosa. Si rammenta che le azioni sono espresse per metro lineare di paratia.

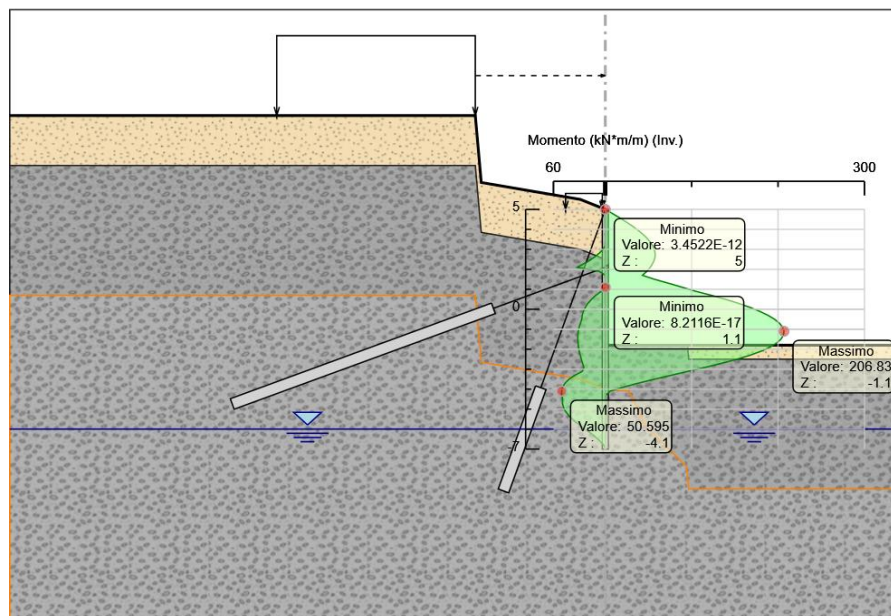


Figura 10-1: Grafico involucro Momento flettente

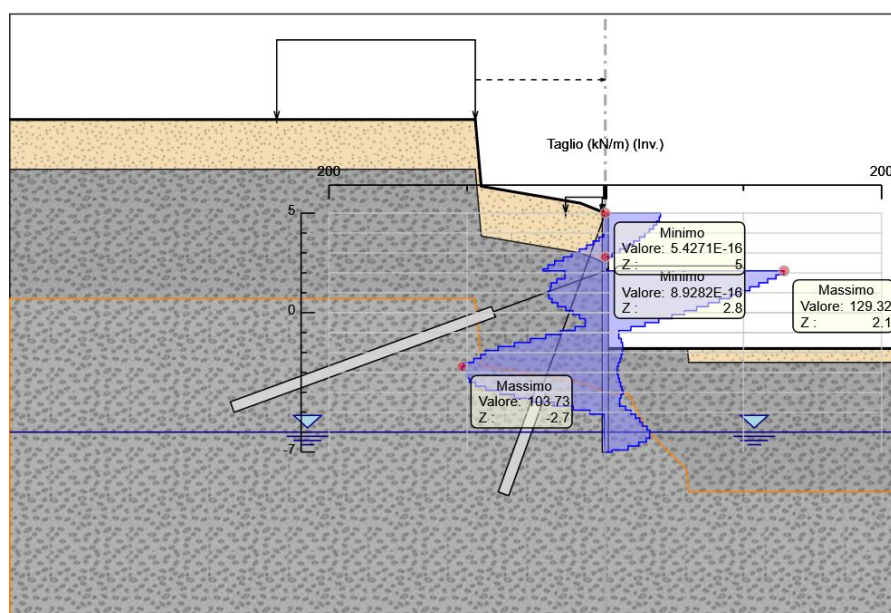


Figura 10-2: Grafico involucro sforzo di taglio

10.1.4 Verifica massima spinta passiva mobilitata

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva
				%
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 4 Left Wall	LEFT			8.33
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 1 Left Wall	RIGHT			64.67

10.1.5 Verifica strutturale micropali

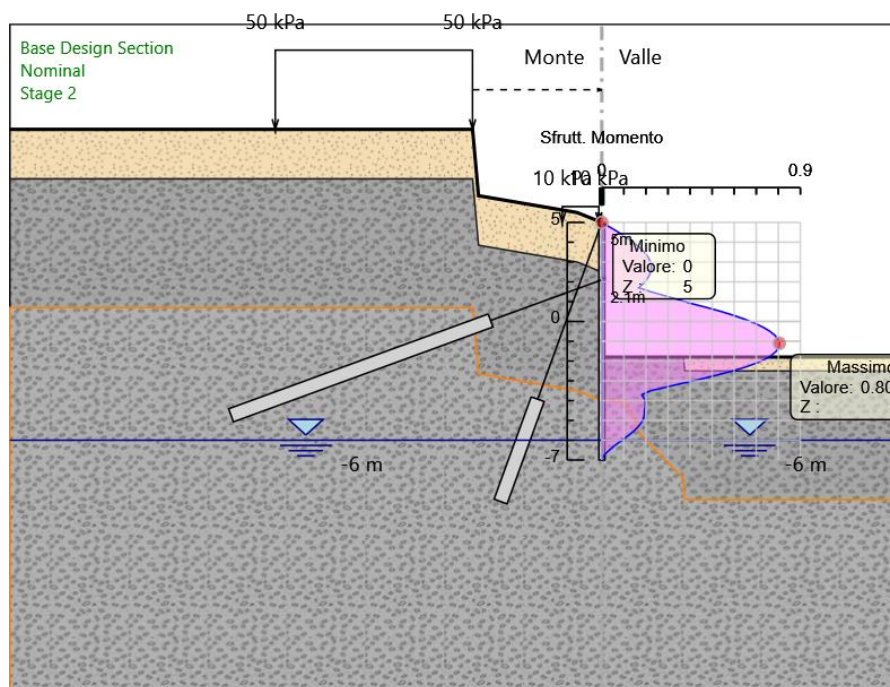


Figura 10-3: Grafico involucro tasso sfruttamento M-N

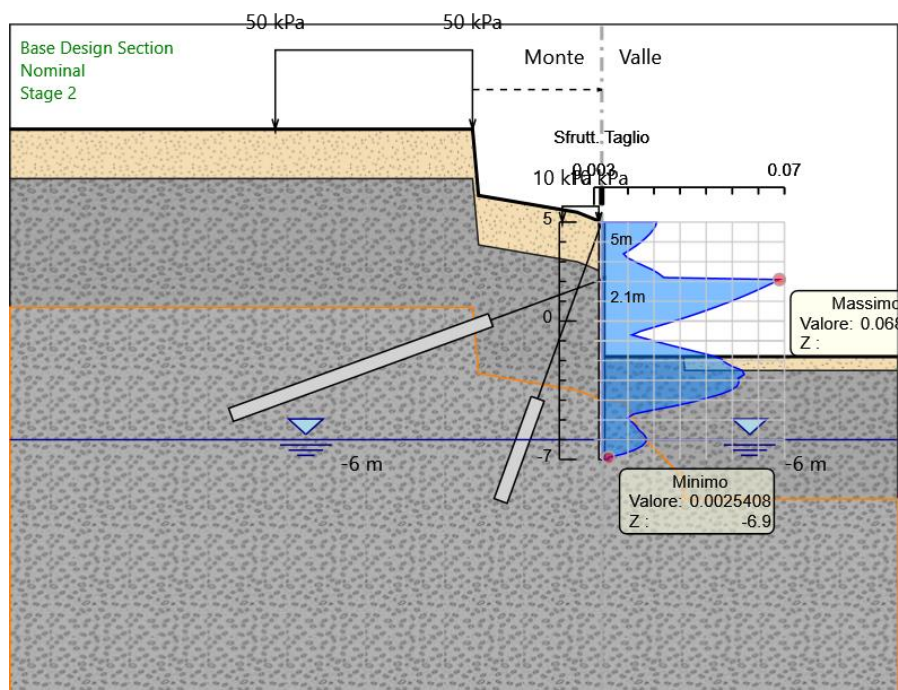


Figura 10-4: Grafico involucro tasso sfruttamento taglio

10.1.6 Verifica dei tiranti di ancoraggio (cavalletto e tirante attivo)

Tipo Risultato: Verifiche Tiranti								
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Gerarchia delle Resistenze	Design Assumption

Tirante	Stage	Tipo Risultato: Verifiche Tiranti					Gerarchia delle Resistenze	Design Assumption
		Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR		
PALO CAVALLETTO	Stage A	187.981	287.982	1956.522	0.653	0.096		NTC2018: A2+M2+R1
TIRANTE	Stage 3	303.137	342.087	328.696	0.886	0.922	NO	NTC2018: A2+M2+R1

Tabella 10-5: tabella involucro verifiche tiranti

10.1.7 Verifica travi di ripartizione

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione	NTC2018 (ITA)								
			Sezione	Materiale	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Assiale (kN)	Ratio M-N	Ratio taglio	Instabilità
	TIRANTE	HE 160B	S275	Stage B		0	0	0	0	0
duble HEB 160	TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 2		126.916	0	0.241	0.245	0
duble HEB 160	TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 3		155.728	0	0.296	0.301	0
duble HEB 160	TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 4		154.315	0	0.294	0.298	0

Tabella 10-6: tabella verifiche travi di ripartizione A1+M1+R1

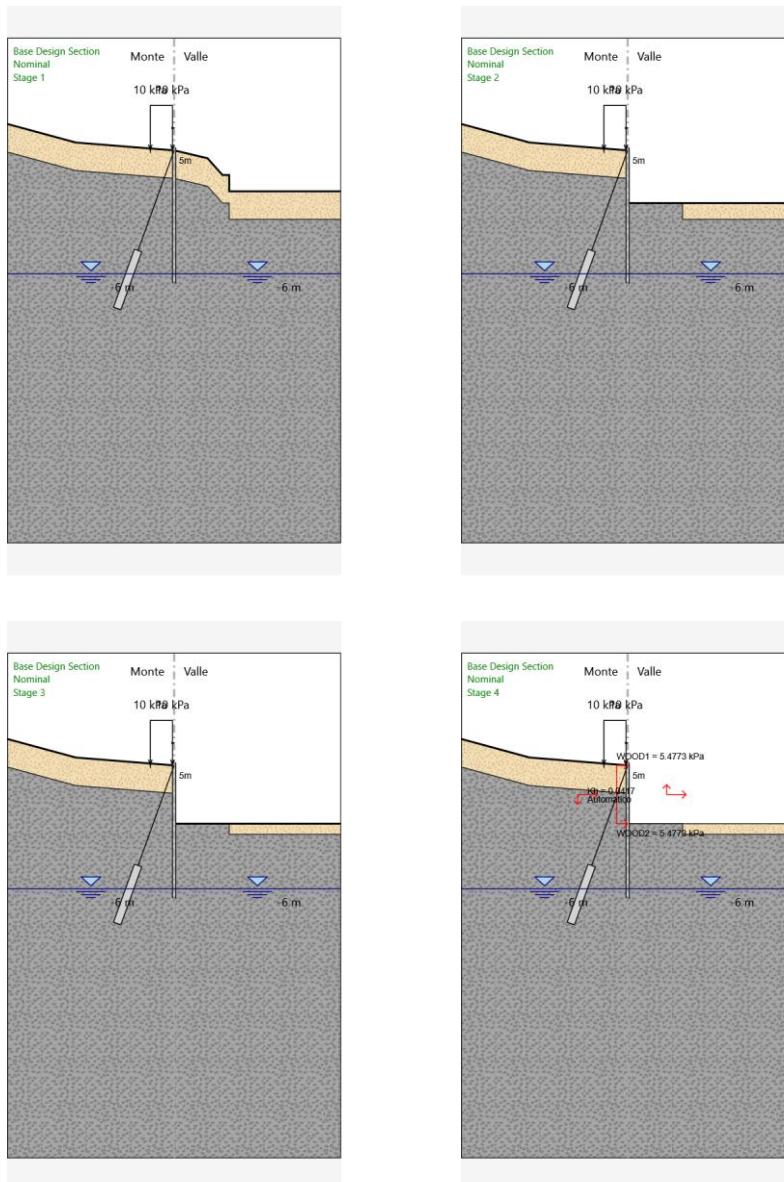
Design Assumption: NTC2018: SISMICA STR	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione	NTC2018 (ITA)								
			Sezione	Materiale	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Assiale (kN)	Ratio M-N	Ratio taglio	Instabilità
	TIRANTE	HE 160B	S275	Stage B		0	0	0	0	0
duble HEB 160	TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 2		95.318	0	0.181	0.184	0
duble HEB 160	TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 3		116.955	0	0.223	0.226	0
duble HEB 160	TIRANTE	HE 160B	S275	Stage 4		135.648	0	0.258	0.262	0

Tabella 10-7: tabella verifiche travi di ripartizione SISMICA STR

10.2 Paratia TIPO B: cavalletto

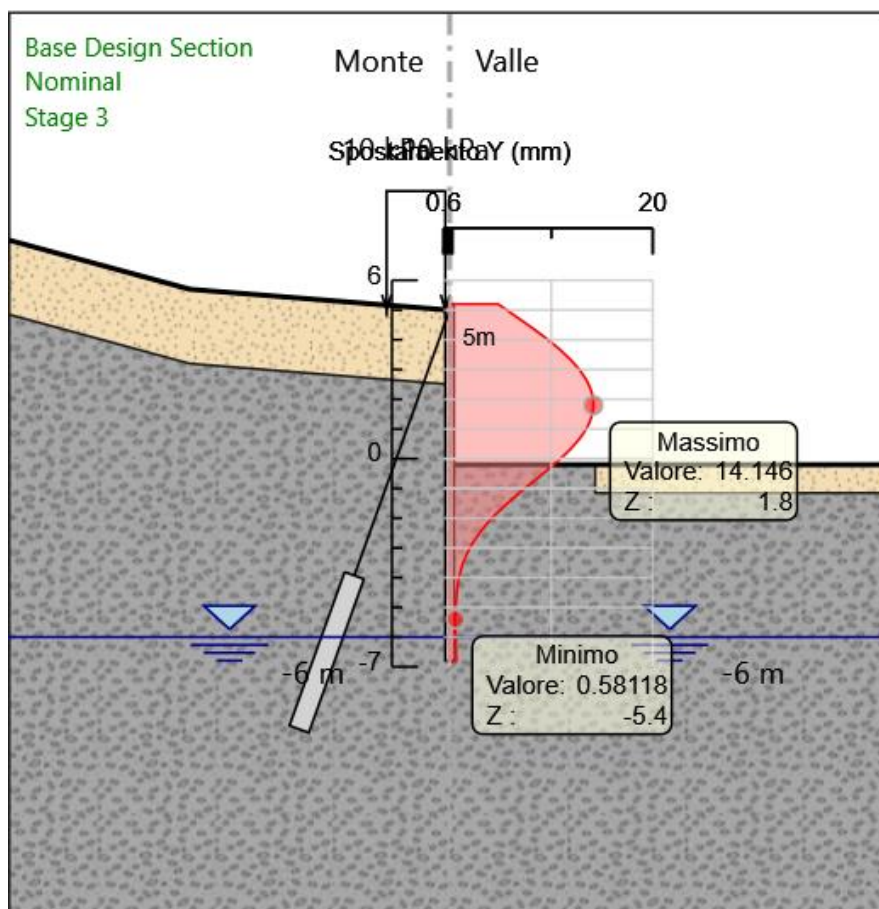
10.2.1 Configurazioni Fasi Di Calcolo

Si considerano le seguenti fasi esecutive:



10.2.2 Spostamenti

Nella seguente figura è riportato il diagramma degli spostamenti orizzontali nella configurazione più gravosa (SLE).



Si osserva che lo spostamento massimo risulta pari a: $s_h = 14.15\text{mm}$

Gli spostamenti sono ammissibili per l'opera in oggetto in quanto $s_h \leq H_{\max}/200 = 24.5\text{mm}$

10.2.3 Azioni interne micropali a flessione e taglio

Nelle successive figure sono illustrati i grafici delle azioni interne (momento flettente e taglio) calcolate nella configurazione più gravosa. Si rammenta che le azioni sono espresse per metro lineare di paratia.

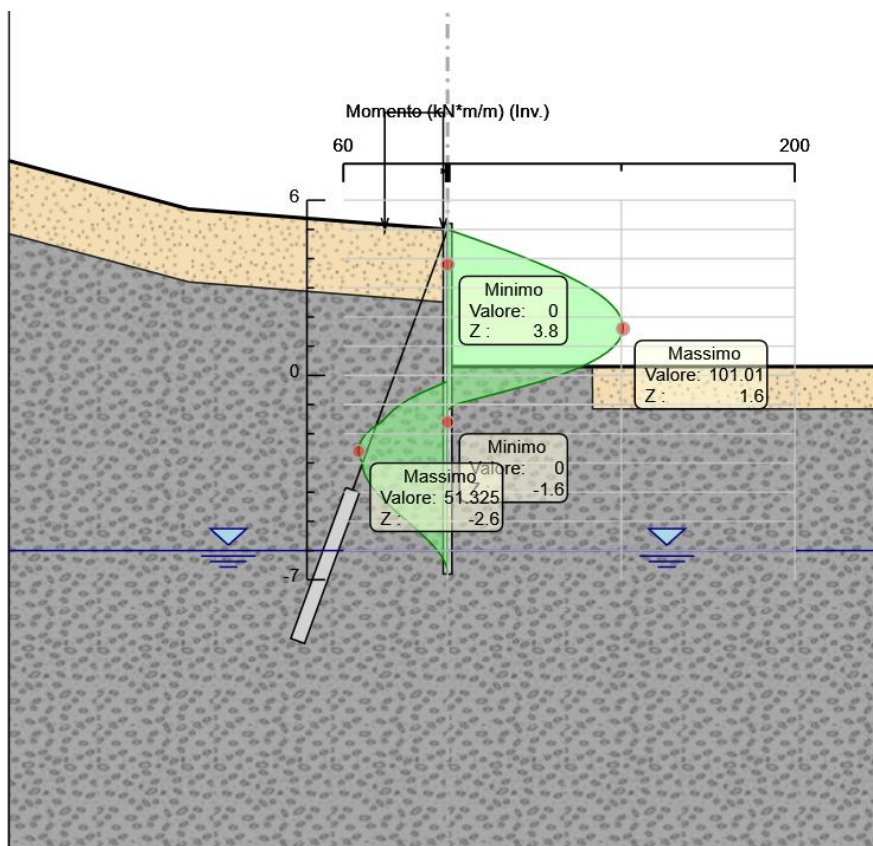


Figura 10-8: Grafico involucro Momento flettente

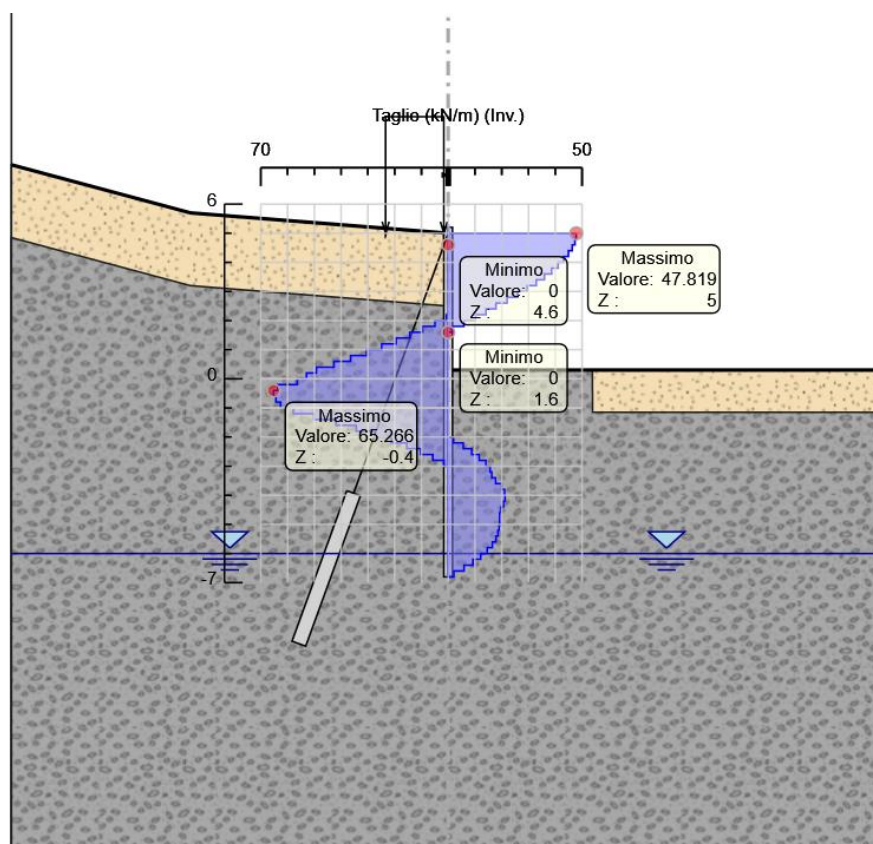


Figura 10-9: Grafico involucro sforzo di taglio

10.2.4 Verifica massima spinta passiva mobilitata

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva
				%
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 1 Left Wall	LEFT			8.75
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 3 Left Wall	RIGHT			25.79

10.2.5 Verifica strutturale micropali

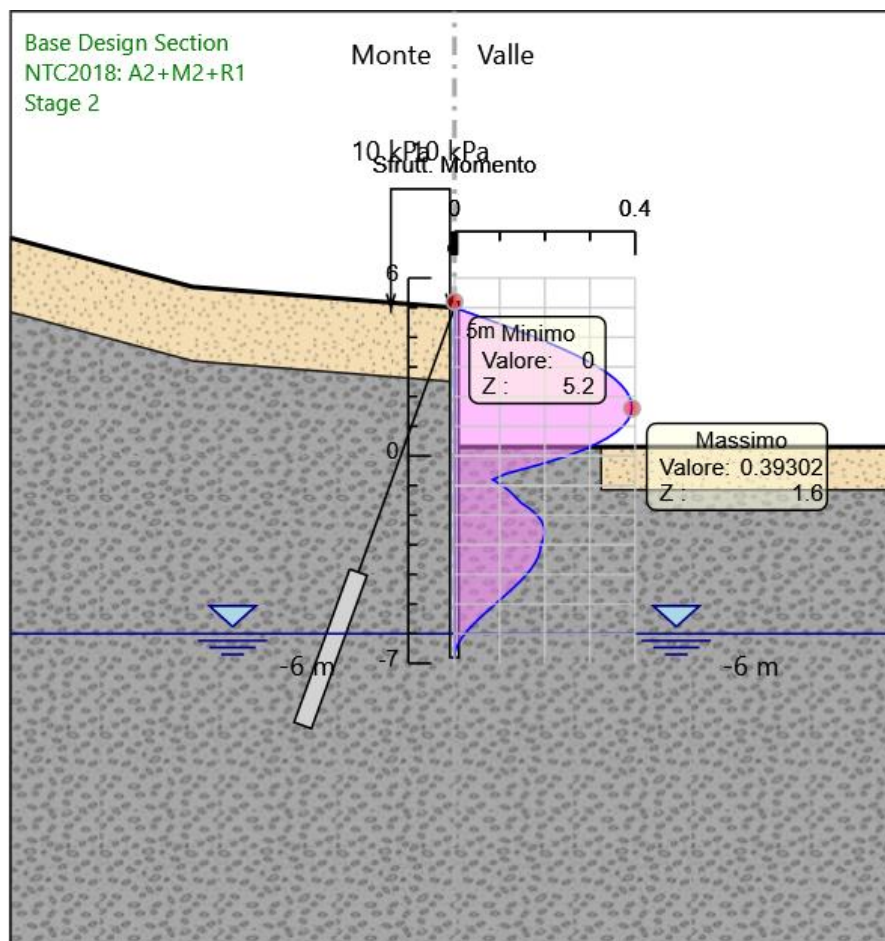


Figura 10-10: Grafico inviluppo tasso sfruttamento M-N

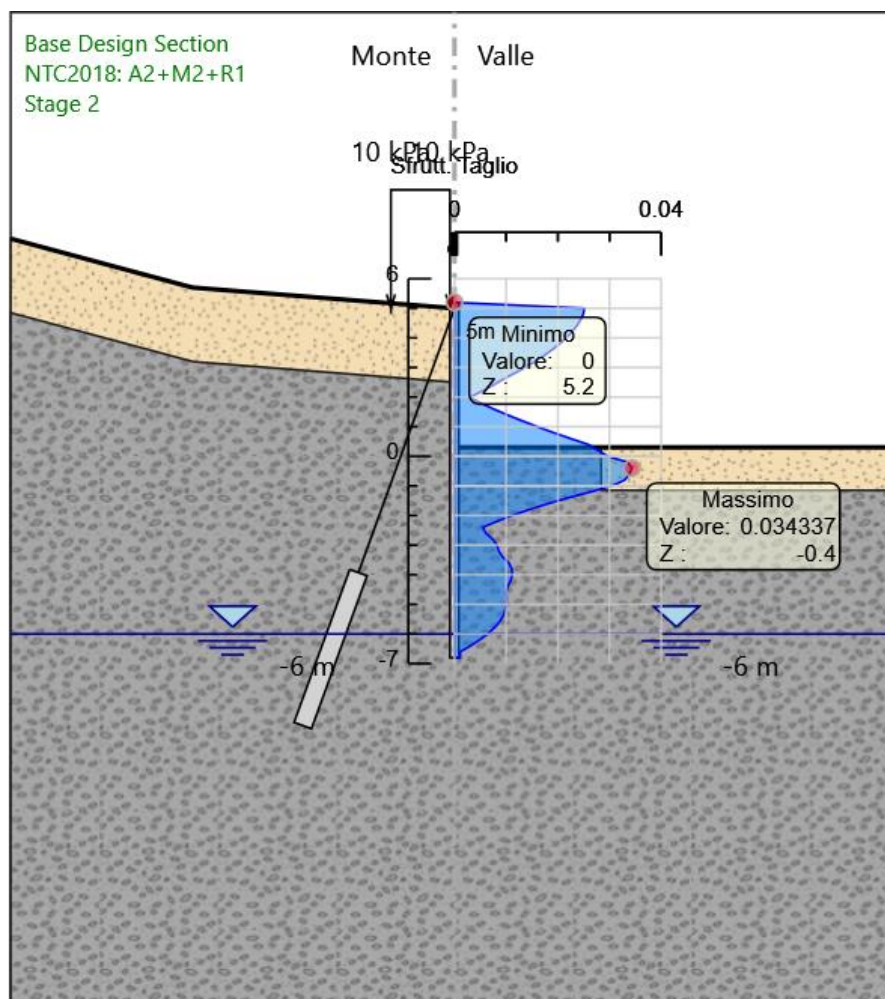


Figura 10-11: Grafico involucro tasso sfruttamento taglio

10.2.6 Verifica tiranti di ancoraggio (cavalletto e tirante attivo)

Tipo Risultato: Verifiche Tiranti								Design Assumption
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Gerarchia delle Resistenze	
PALO CAVALLETTO	Stage 3	223.7	287.982	1956.522	0.777	0.114		NTC2018: A2+M2+R1

Tabella 10-12: tabella involucro verifiche tiranti

11 PARATIA MU03

La paratia denominata "MU03" si estende tra le Progr. 66+402 ÷ 66+511.

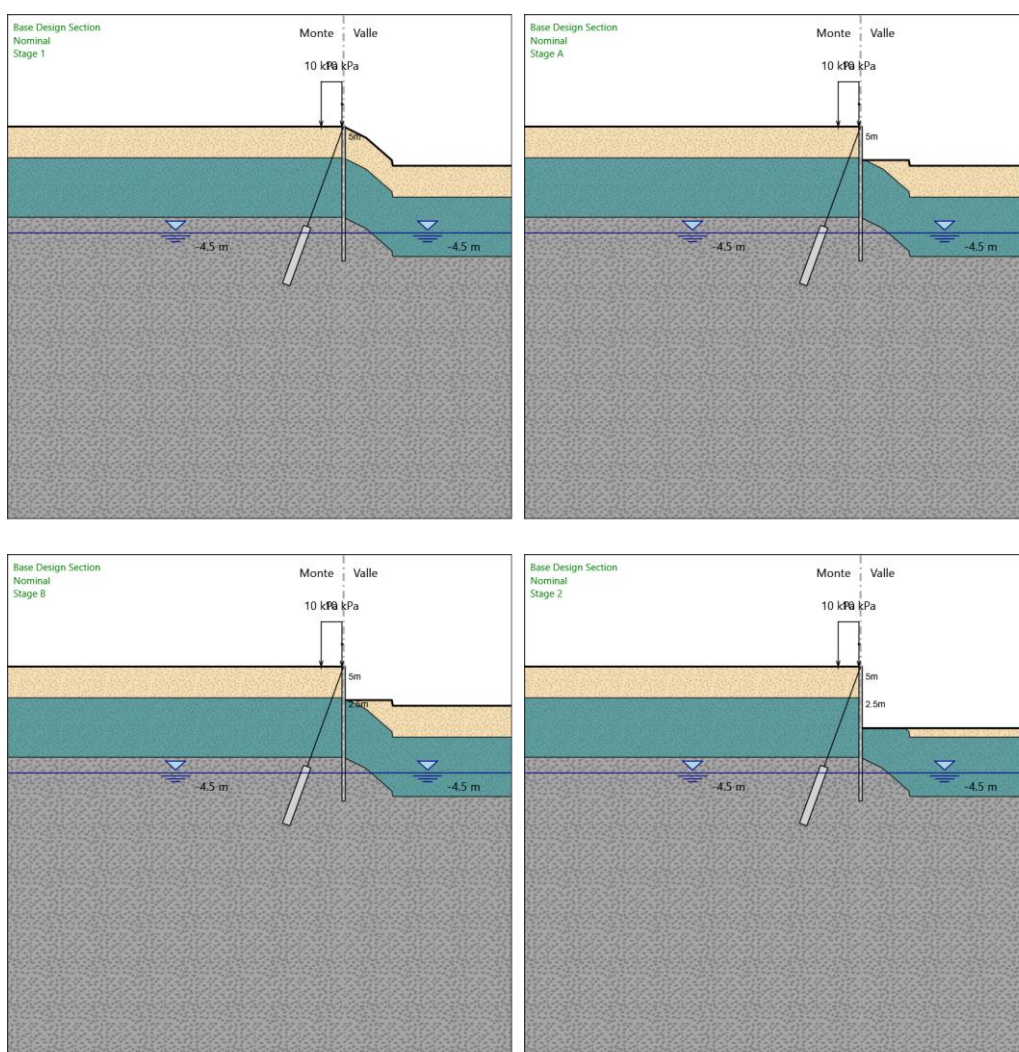
Saranno riportate le verifiche svolte sulle due sezioni tipologie utilizzate:

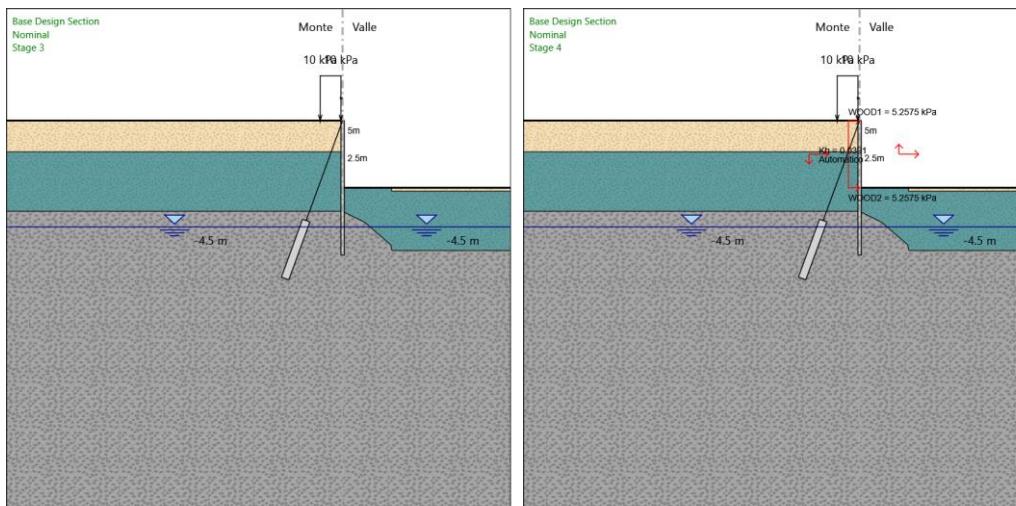
- Paratia TIPO A a cavalletto + tirante attivo: H_{\max} di scavo = 5.50m;
- Paratia TIPO B a cavalletto: H_{\max} di scavo = 4.40m;

Le caratteristiche geometriche delle due tipologie sono state riportate nei paragrafi precedenti.

11.1 Paratia TIPO A: cavalletto + tirante attivo

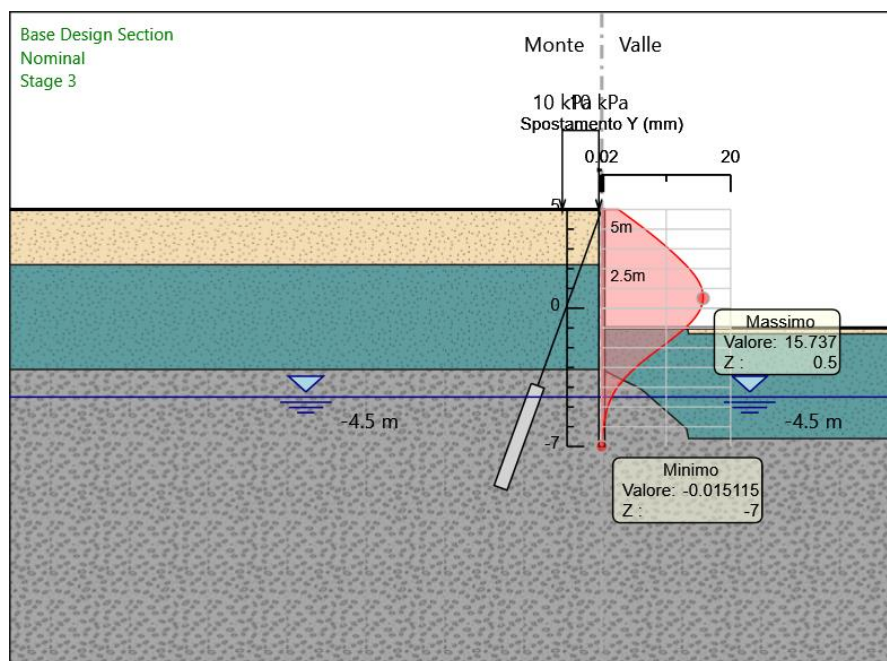
11.1.1 Configurazioni Fasi Di Calcolo





11.1.2 Spostamenti

Nella seguente figura è riportato il diagramma degli spostamenti orizzontali nella configurazione più gravosa (SLE).



Si osserva che lo spostamento massimo risulta pari a: $s_h = 15.74\text{mm}$

Gli spostamenti sono ammissibili per l'opera in oggetto in quanto $s_h \leq H_{\max}/200 = 27.5\text{mm}$

11.1.3 Azioni interne micropali a flessione e taglio

Nelle successive figure sono illustrati i grafici delle azioni interne (momento flettente e taglio) calcolate nella configurazione più gravosa. Si rammenta che le azioni sono espresse per metro lineare di paratia.

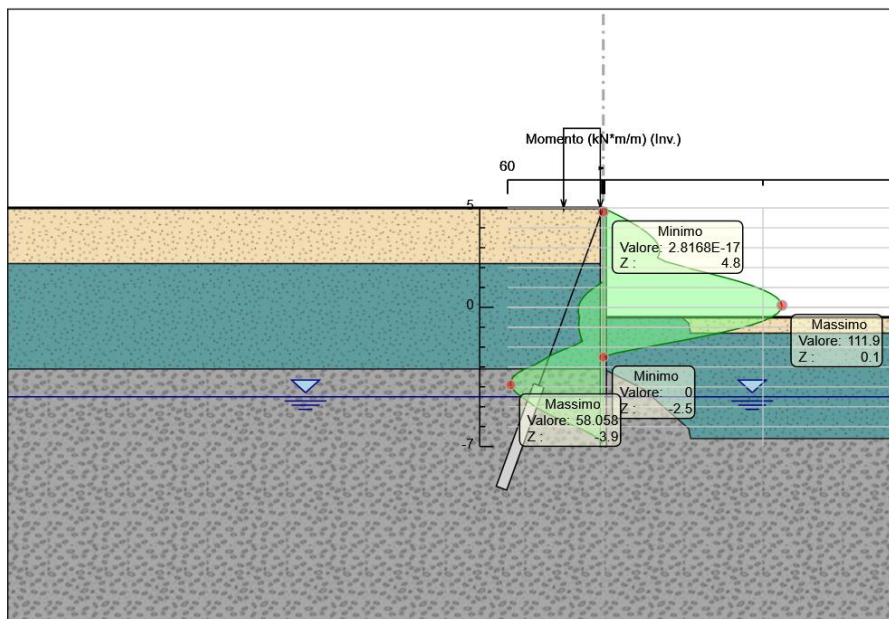


Figura 11-1: Grafico involucro Momento flettente

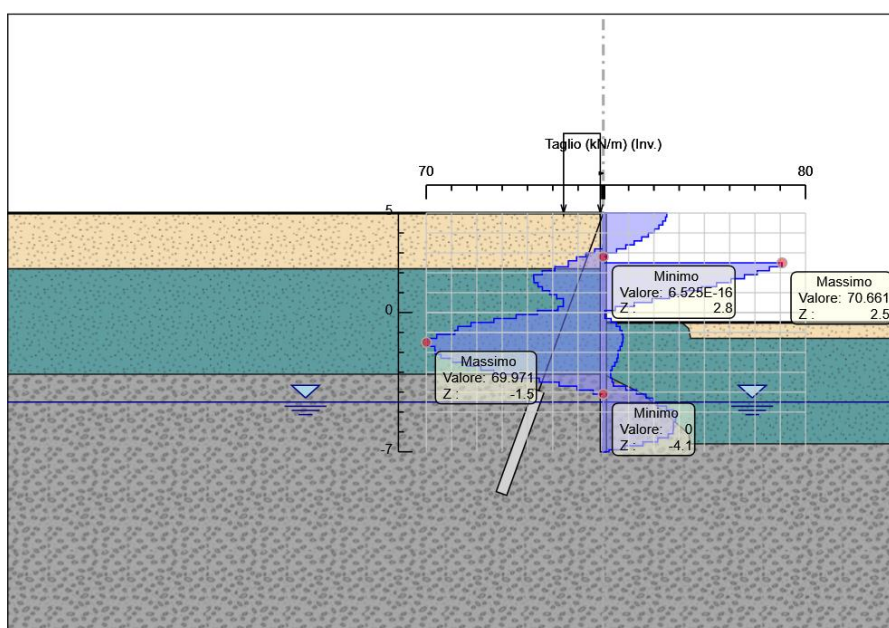


Figura 11-2: Grafico involucro sforzo di taglio

11.1.4 Verifica massima spinta passiva mobilitata

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva
				%
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 1 Left Wall	LEFT			11.16
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 1 Left Wall	RIGHT			31.82

11.1.5 Verifica strutturale micropali

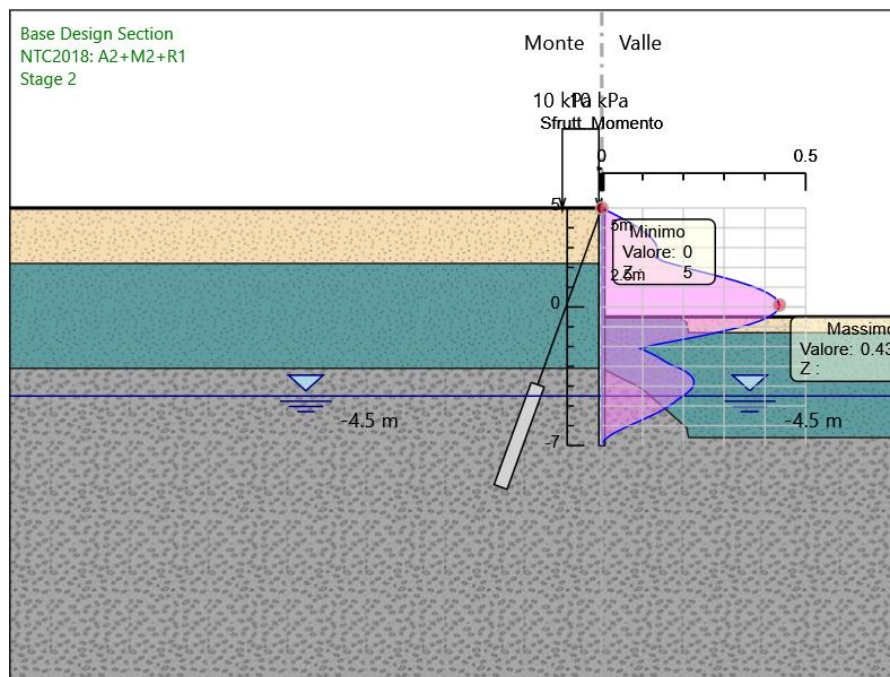


Figura 11-3: Grafico involucro tasso sfruttamento M-N

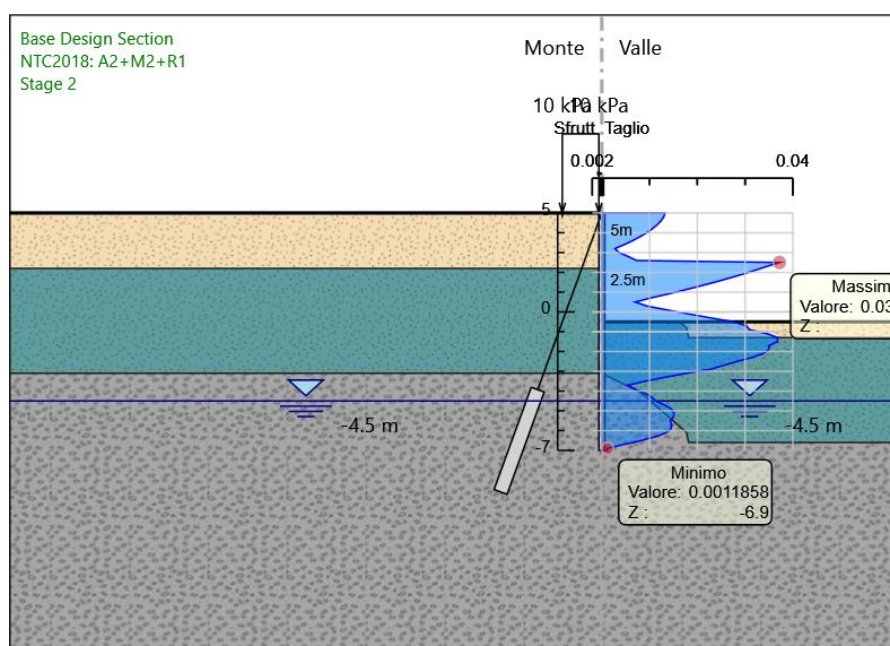


Figura 11-4: Grafico involucro tasso sfruttamento taglio

11.1.6 Verifica dei tiranti di ancoraggio (cavalletto e tirante attivo)

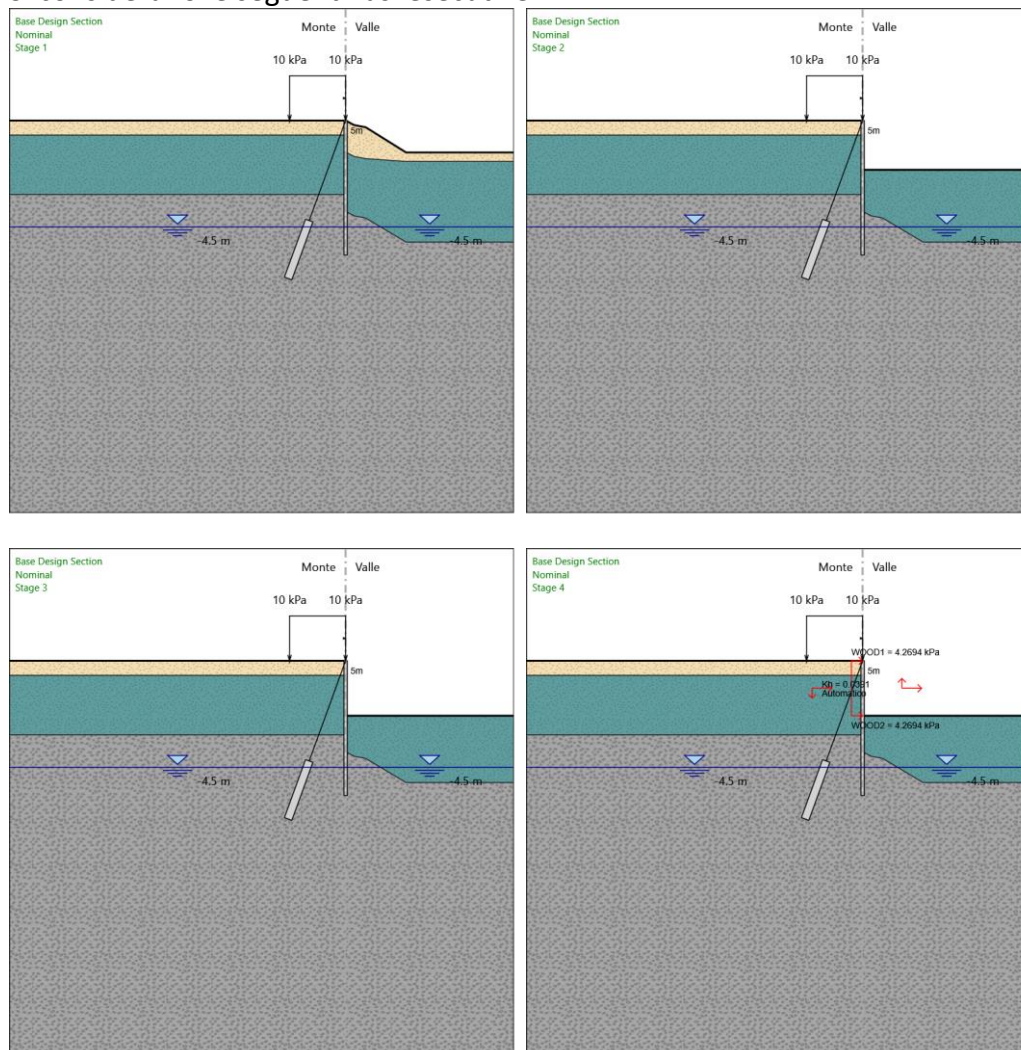
Tipo Risultato:									
Verifiche Tiranti									
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze	Design Assumption
CAVALLOTTO	Stage A	117.596	230.385	1956.522	0.51	0.06			NTC2018: A2+M2+R1
TIRANTE	Stage 3	149.88	232.264	328.696	0.645	0.456			NTC2018: A2+M2+R1

Tabella 11-5: tabella involucro verifiche tiranti

11.2 Paratia TIPO B: cavalletto

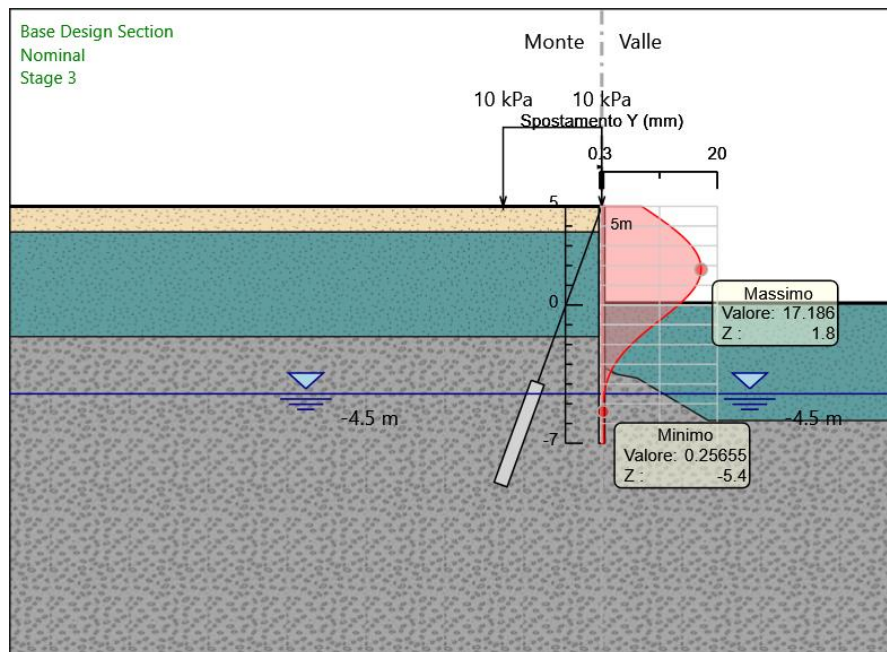
11.2.1 Configurazioni Fasi Di Calcolo

Si considerano le seguenti fasi esecutive:



11.2.2 Spostamenti

Nella seguente figura è riportato il diagramma degli spostamenti orizzontali nella configurazione più gravosa (SLE).



Si osserva che lo spostamento massimo risulta pari a: $s_h = 17.19 \text{ mm}$

Gli spostamenti sono ammissibili per l'opera in oggetto in quanto $s_h \leq H_{\max}/200 = 22 \text{ mm}$

11.2.3 Azioni interne micropali a flessione e taglio

Nelle successive figure sono illustrati i grafici delle azioni interne (momento flettente e taglio) calcolate nella configurazione più gravosa. Si rammenta che le azioni sono espresse per metro lineare di paratia.

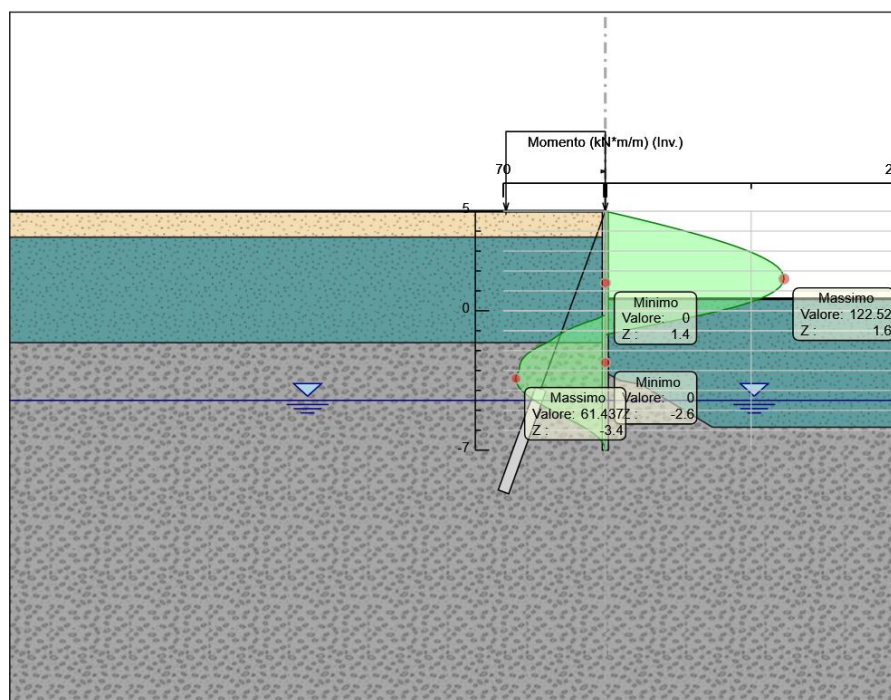


Figura 11-6: Grafico involucro Momento flettente

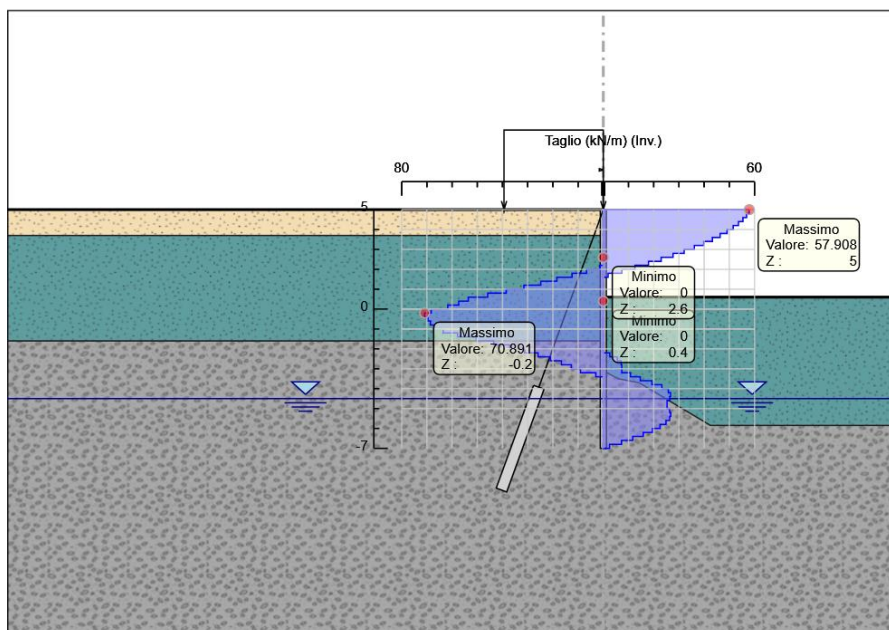


Figura 11-7: Grafico involucro sforzo di taglio

11.2.4 Verifica massima spinta passiva mobilitata

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva
				%
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 1 Left Wall	LEFT			11.16
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 1 Left Wall	RIGHT			25.84

11.2.5 Verifica strutturale micropali

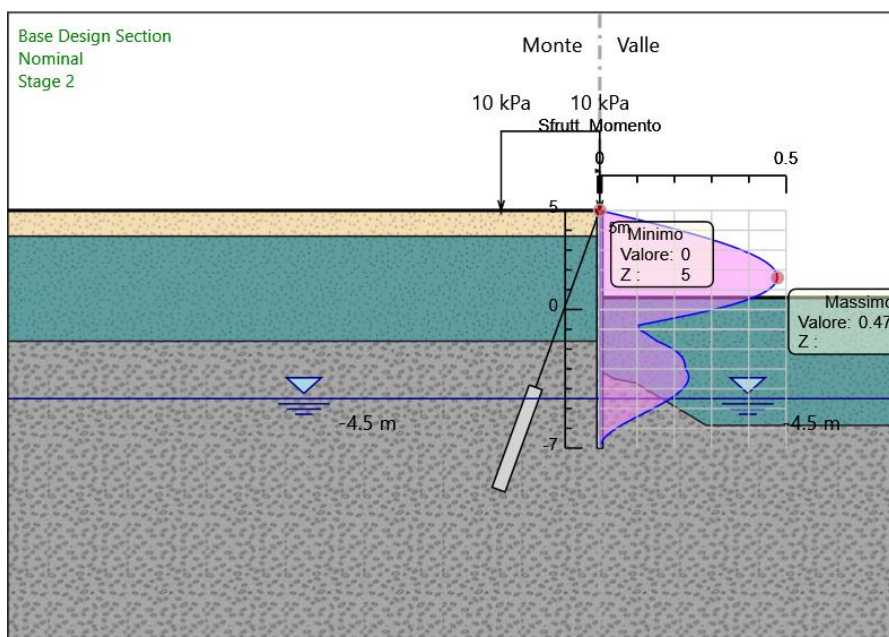


Figura 11-8: Grafico involucro tasso sfruttamento M-N

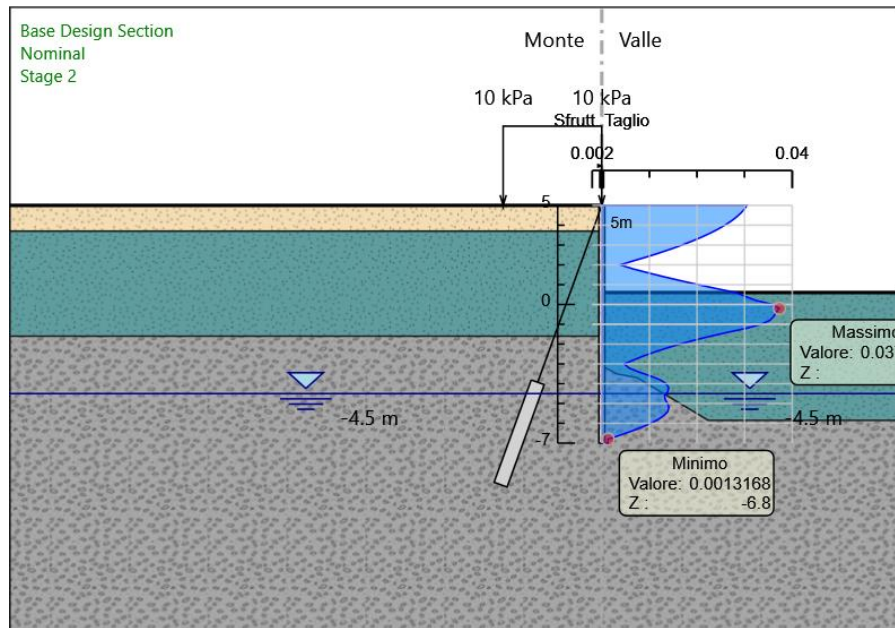


Figura 11-9: Grafico involucro tasso sfruttamento taglio

11.2.6 Verifica tiranti di ancoraggio (cavalletto)

Tipo Risultato: Verifiche Tiranti								Design Assumption
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Gerarchia delle Resistenze	
CAVALLETTO	Stage 3	273.648	287.982	1956.522	0.95	0.14		NTC2018: A2+M2+R1

Tabella 11-10: tabella involucro verifiche tiranti

12 PARATIA MU08

La paratia denominata "MU08" si estende tra le Progr. 66+714 ÷ 66+790.

Saranno riportate le verifiche svolte sulle due sezioni tipologie utilizzate:

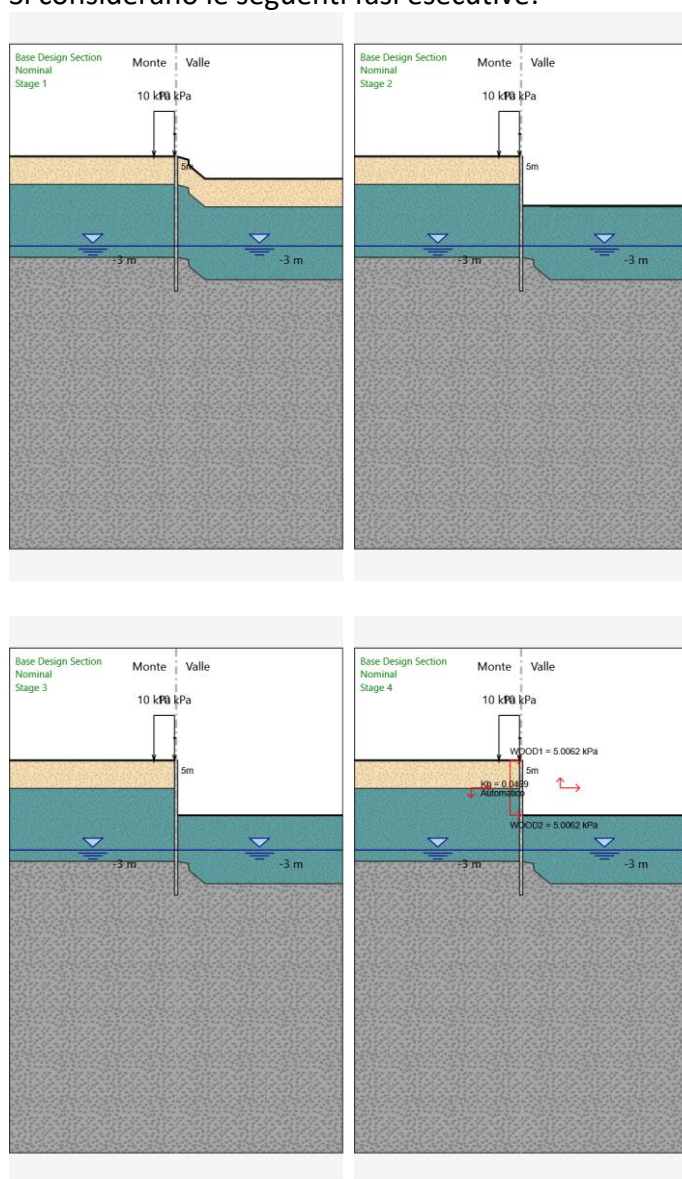
- Paratia TIPO B a cavalletto: H_{\max} di scavo = 4.40m;

Le caratteristiche geometriche sono state riportate nei paragrafi precedenti.

12.1 Paratia TIPO B: cavalletto

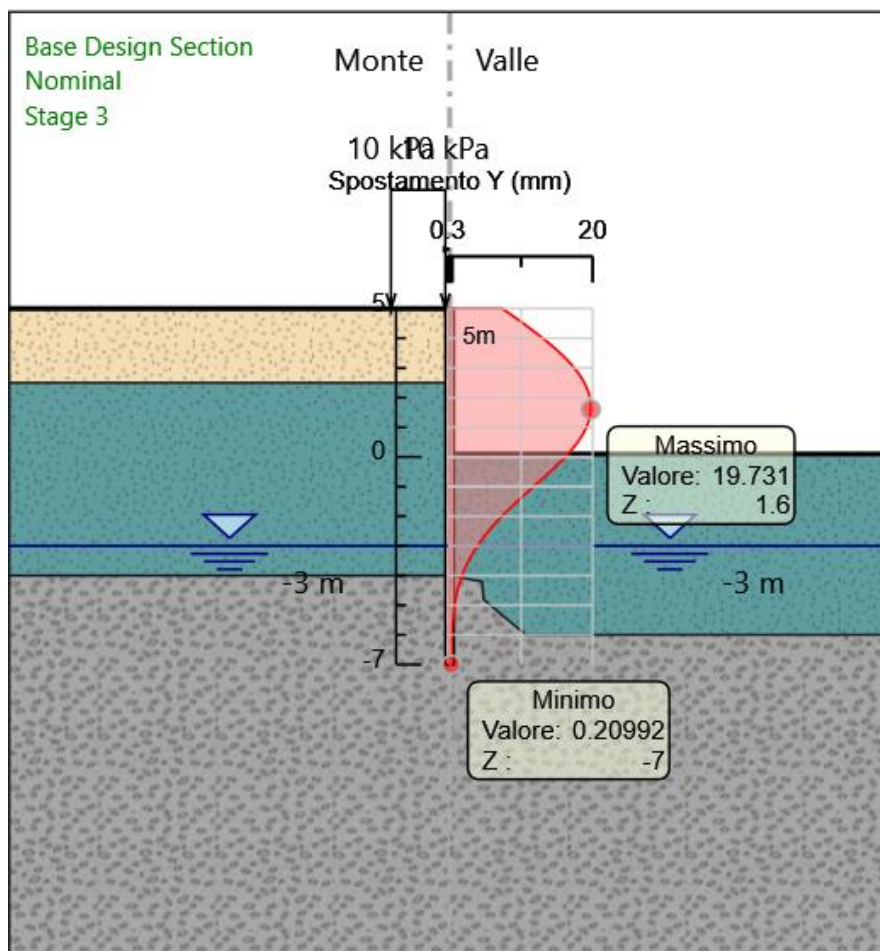
12.1.1 Configurazioni Fasi Di Calcolo

Si considerano le seguenti fasi esecutive:



12.1.2 Spostamenti

Nella seguente figura è riportato il diagramma degli spostamenti orizzontali nella configurazione più gravosa (SLE).



Si osserva che lo spostamento massimo risulta pari a: $s_h = -19.73\text{mm}$

Gli spostamenti sono ammissibili per l'opera in oggetto in quanto $s_h \leq H_{\max}/200 = 22\text{mm}$

12.1.3 Azioni interne micropali a flessione e taglio

Nelle successive figure sono illustrati i grafici delle azioni interne (momento flettente e taglio) calcolate nella configurazione più gravosa. Si rammenta che le azioni sono espresse per metro lineare di paratia.

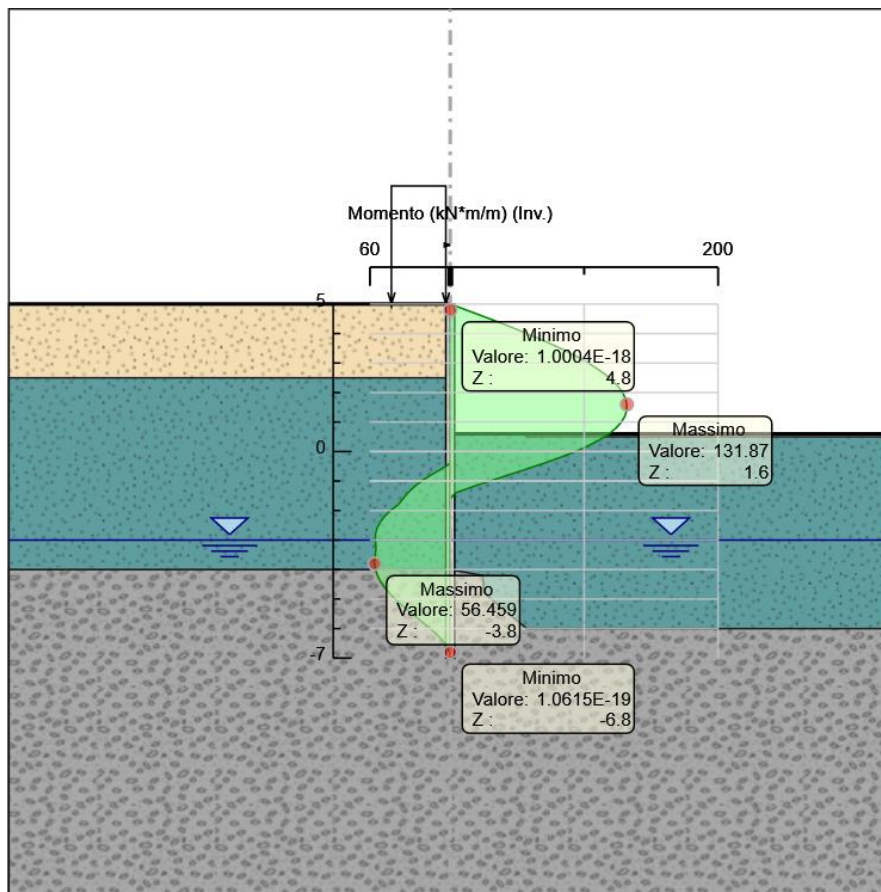


Figura 12-1: Grafico involucro Momento flettente

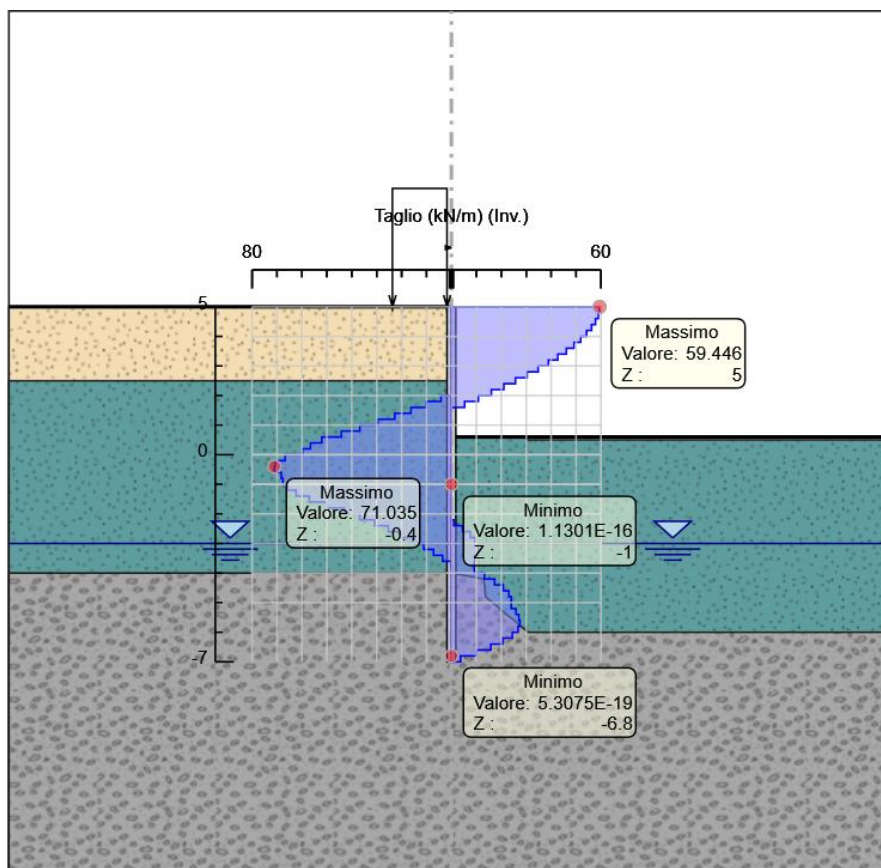


Figura 12-2: Grafico involucro sforzo di taglio

12.1.4 Verifica massima spinta passiva mobilitata

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva %
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 1 Left Wall	LEFT			12.98
NTC2018: A2+M2+R1 Stage 3 Left Wall	RIGHT			29.65

12.1.5 Verifica strutturale micropali

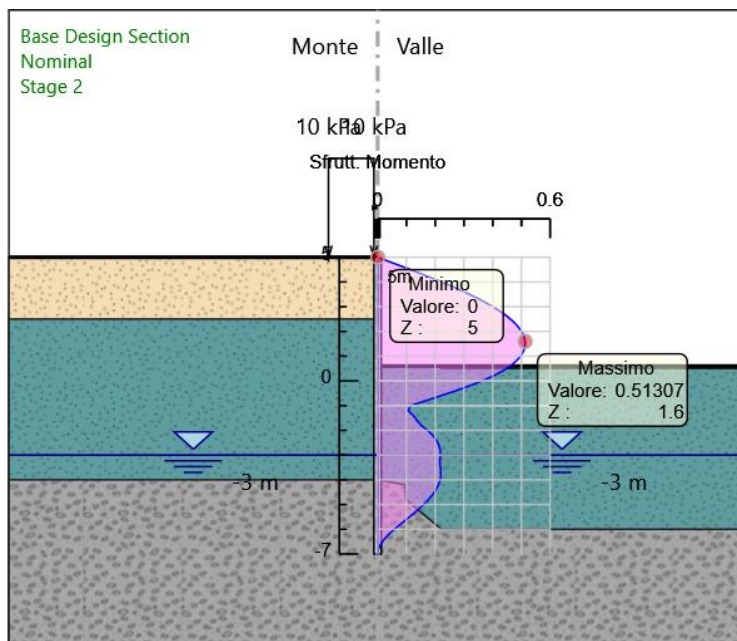


Figura 12-3: Grafico inviluppo tasso sfruttamento M-N

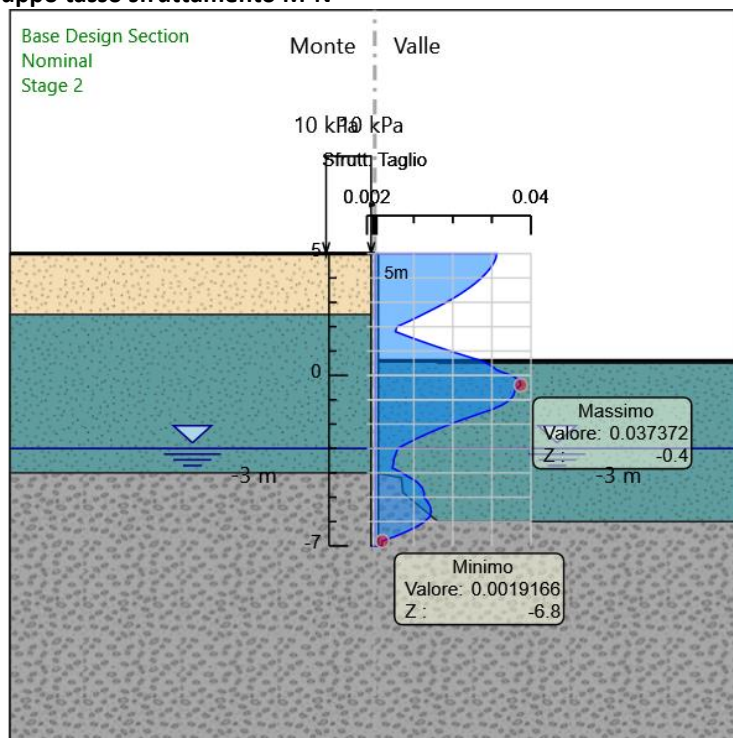


Figura 12-4: Grafico inviluppo tasso sfruttamento taglio

12.1.6 Verifica tiranti di ancoraggio (cavalletto)

Tipo Risultato: Verifiche Tiranti							
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Gerarchia delle Resistenze Design Assumption
cavallotto	Stage 3	278.092	405.401	1956.522	0.686	0.142	NTC2018: A2+M2+R1