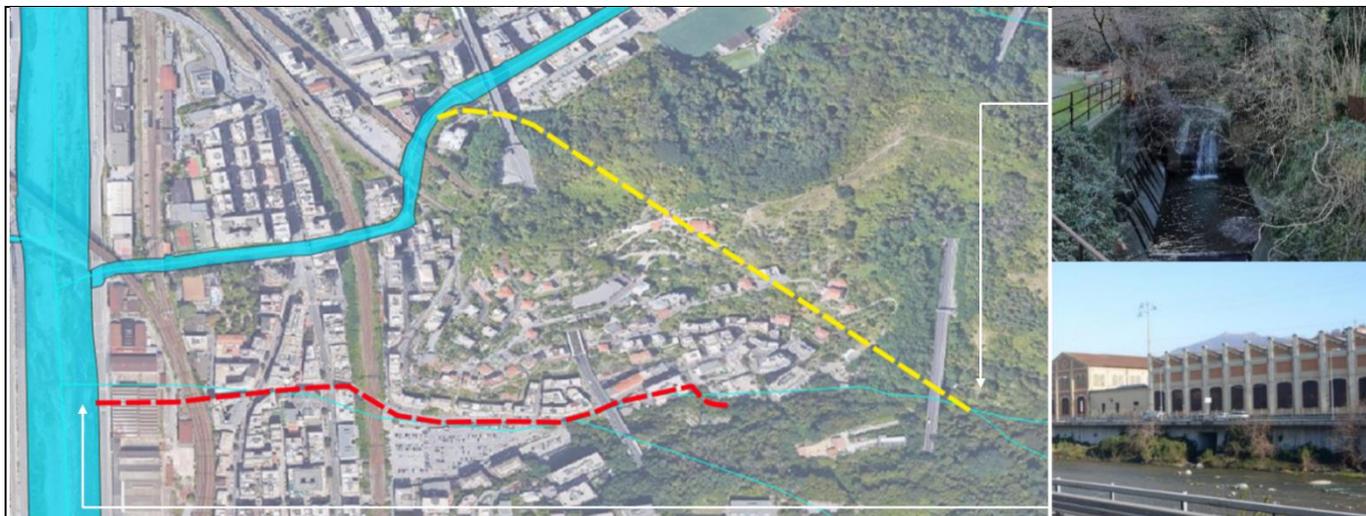




**COMUNE DI GENOVA**



**Servizio di Progettazione di Fattibilità Tecnica ed Economica e definitiva (per appalto integrato) nonché del coordinamento della sicurezza in fase di progettazione delle “Opere di adeguamento idraulico del tratto tombinato di valle del rio Maltempo, affluente del torrente Polcevera”**

**PROGETTO DEFINITIVO**

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Arch. Roberto Valcalda

PROGETTAZIONE:	MANDATARIA: 	MANDANTE: Dott.ssa Claudia Pizzinato
----------------	--	---

RESPONSABILE DELLE INTEGRAZIONI DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: Ing. Simone Venturini

TITOLO: SISTEMAZIONE T.TORBELLA SOSTITUZIONE PONTE STRADALE ESISTENTE VIA CANEPARI RELAZIONE DI CALCOLO - OPERE PROVVISORIALI	 
--	--

CODICE ESTESO ELABORATO:	SCALA:	DATA:
II151F-PD-STR-R062_1	-	03/2023
NOME FILE: II151F-PD-STR-R062_1.docx		

ELABORAZIONE PROGETTUALE:	REVISIONI					
	REV.	DATA	MOTIVO	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
Ing. SIMONE VENTURINI Ordine degli ingegneri Della Provincia di Verona N. A2515	0	09/2022	Emissione	A.CACCIATORI	S.VENTURINI	S.VENTURINI
	1	03/2023	Revisione	A.CACCIATORI	S.VENTURINI	S.VENTURINI



# INDICE

	Pag.
<b>1. Premessa</b> .....	<b>1</b>
<b>2. Descrizione dell’opera</b> .....	<b>2</b>
<b>3. Normativa di riferimento</b> .....	<b>4</b>
<b>4. Software di calcolo</b> .....	<b>5</b>
<b>4.1 Calcolo delle paratie</b> .....	<b>5</b>
4.1.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo .....	5
4.1.2 Ipotesi generali di calcolo .....	5
4.1.3 Affidabilità dei codici di calcolo .....	5
4.1.4 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	5
<b>4.2 Altri software</b> .....	<b>6</b>
<b>5. Caratteristiche dei materiali</b> .....	<b>7</b>
<b>5.1 Calcestruzzo</b> .....	<b>7</b>
<b>5.2 Acciaio</b> .....	<b>7</b>
<b>6. Caratteristiche geotecniche dei terreni</b> .....	<b>9</b>
<b>6.1 Stratigrafia di progetto</b> .....	<b>9</b>
<b>6.2 Livello di falda</b> .....	<b>10</b>
<b>7. Valutazione sismica</b> .....	<b>11</b>
<b>7.1 Vita nominale, classe d’uso e periodo di riferimento</b> .....	<b>11</b>
<b>7.2 Pericolosità sismica</b> .....	<b>11</b>
<b>7.3 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche</b> .....	<b>12</b>
<b>7.4 Azioni sismiche di progetto</b> .....	<b>13</b>
<b>7.5 Valutazione dell’azione pseudostatica</b> .....	<b>15</b>
7.5.1 Azione pseudostatica per le paratie.....	15
7.5.2 Azione pseudostatica per le verifiche di stabilità globale .....	16
<b>8. Criteri di verifica e di calcolo</b> .....	<b>17</b>
<b>8.1 Premesse</b> .....	<b>17</b>
<b>8.2 Combinazioni delle azioni</b> .....	<b>17</b>
<b>8.3 Coefficienti delle azioni agli stati limite</b> .....	<b>18</b>
<b>8.4 Criteri di verifica delle sezioni in acciaio</b> .....	<b>19</b>
<b>8.5 Verifica agli Stati Limite delle paratie</b> .....	<b>20</b>
8.5.1 SLU .....	20
8.5.2 SLV .....	21
<b>8.6 Verifica dei tiranti di ancoraggio</b> .....	<b>21</b>
<b>9. Analisi dei carichi</b> .....	<b>23</b>
<b>9.1 Carichi permanenti</b> .....	<b>23</b>
<b>9.2 Carichi variabili</b> .....	<b>23</b>
<b>9.3 Azione sismica</b> .....	<b>23</b>
<b>10. Descrizione del modello di calcolo</b> .....	<b>25</b>
<b>10.1 Geometria</b> .....	<b>25</b>
<b>10.2 Fasi costruttive</b> .....	<b>26</b>
<b>11. Risultati dell’analisi</b> .....	<b>29</b>
<b>12. Verifiche strutturali</b> .....	<b>32</b>
12.1.1 Verifica del profilo in acciaio dei micropali .....	32
12.1.2 Verifica del sistema di ancoraggio .....	33
12.1.3 Verifica della lunghezza libera degli ancoraggi .....	38
12.1.4 Verifica della gerarchia delle resistenze .....	39
12.1.5 Verifica della trave di ripartizione .....	40
<b>13. Verifica degli spostamenti</b> .....	<b>43</b>
<b>14. Allegato 1: report dell’analisi ParatiePlus</b> .....	<b>44</b>

**Committente:**



**Comune di Genova**  
"Opere di adeguamento idraulico del tratto tombinato di valle del rio Maltempo, affluente del torrente Polcevera"

Rev. 1

03/2023

**Progetto Definitivo**  
Sostituzione ponte stradale esistente via Canepari  
Relazione di calcolo – Opere provvisionali

---

c\_0969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E

---

**Progettista:**



**Mandataria**

**Mandante**

Dott.ssa Claudia Pizzinato



# INDICE DELLE FIGURE

	Pag.
Figura 1-1 – Profilo longitudinale del ponte esistente .....	1
Figura 1-2 – Planimetria dell'intervento .....	1
Figura 2-1 – <i>Planimetria dell'opera di sostegno</i> .....	3
Figura 2-2 – <i>Sezione utilizzata per il dimensionamento dell'opera di sostegno</i> .....	3
Figura 6-1: Sezione geologica di progetto .....	9
Figura 6-2: Risultati delle prove SPT eseguite per l'unità RIP .....	10
Figura 6-3: Risultati delle prove SPT eseguite per l'unità A/M .....	10
Figura 7-1 – Riepilogo spessore degli strati e velocità delle onde di taglio. Indagini MASW4. ....	13
Figura 7-2 – SLV .....	14
Figura 10-1: Sezione di progetto nel software di calcolo .....	26
Figura 11-1: SLU - Inviluppo dei momenti flettenti.....	30
Figura 11-2: SLU - Inviluppo dei tagli.....	30
Figura 11-3: SLE - Inviluppo dei momenti flettenti .....	31
Figura 11-4: SLE - Inviluppo degli spostamenti laterali .....	31
Figura 12-1: Massimo sforzo laterale di un micropalo in roccia fratturata (Bustamante & Doix).....	35
Figura 12-2: Verifica della lunghezza libera dei tiranti .....	39
Figura 12-3: Massime azioni sulla trave di ripartizione .....	41
Figura 12-4: Verifica a svergolamento della trave di ripartizione .....	41
Figura 13-1: Diagramma dell'inviluppo degli spostamenti nella combinazione SLE .....	43
Figura 13-2: Diagramma dell'inviluppo degli spostamenti nel modello Paratie .....	43

c\_0969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



# 1. PREMESSA

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche strutturali e geotecniche effettuate per la progettazione dell'opera di sostegno provvisoria propedeutica alla realizzazione del nuovo impalcato su Via Giacomo Rossini, Genova, costruito in sostituzione a un ponte stradale ad arco esistente.

Il nuovo ponte è previsto nell'ambito delle opere di adeguamento idraulico del tratto tombinato di valle del rio Maltempo, affluente del torrente Polcevera.

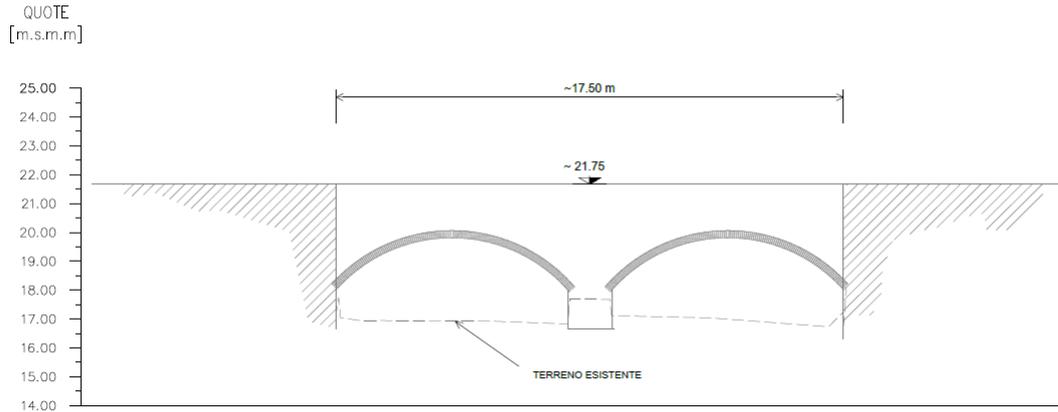


Figura 1-1 – Profilo longitudinale del ponte esistente

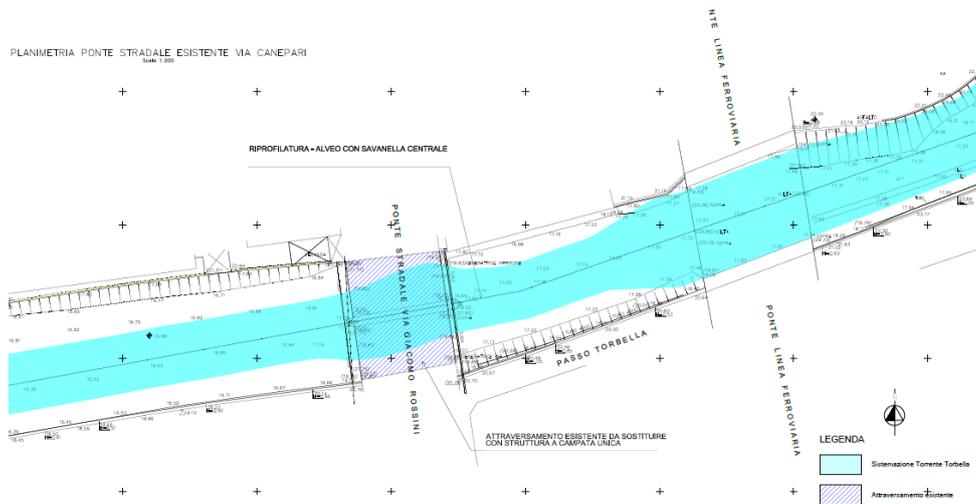


Figura 1-2 – Planimetria dell'intervento



## 2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera ha la funzione di sostegno dello scavo temporaneo che si creerà tra la fase di demolizione del vecchio ponte e la realizzazione di quello nuovo.

L'opera è realizzata mediante una berlinese di micropali tirantati. I micropali sono lunghi complessivamente 12 m e presentano un ordine di tiranti a 3 m dalla testa dei pali. L'opera di sostegno e il sistema di ancoraggio sono resi solidali mediante una trave di ripartizione costituita da 2 profili HEA200.

Nelle tabelle sottostanti sono mostrate le caratteristiche geometriche e meccaniche della paratia e degli ancoraggi:

- Paratia

Diametro di perforazione [m]	0.30
Profilo tubolare	Ø193.7 mm sp. 8 mm
Lunghezza [m]	12.0
Interasse [m]	0.33

Tabella 2-1: Paratia - Geometria dei micropali

- Ancoraggi

Tipo	Tirante a 3 trefoli
Acciaio	Y1770
Diametro perforazione [mm]	200
Ordini	1
Posizione da testa trave di coronamento [m da testa paratia]	3.0
Lunghezza libera [m]	6
Bulbo d'ancoraggio [m]	10
Interasse [m]	2.0
Pre tiro [kN]	300
Inclinazione	20°

Tabella 2-2: Paratia - Geometria degli ancoraggi

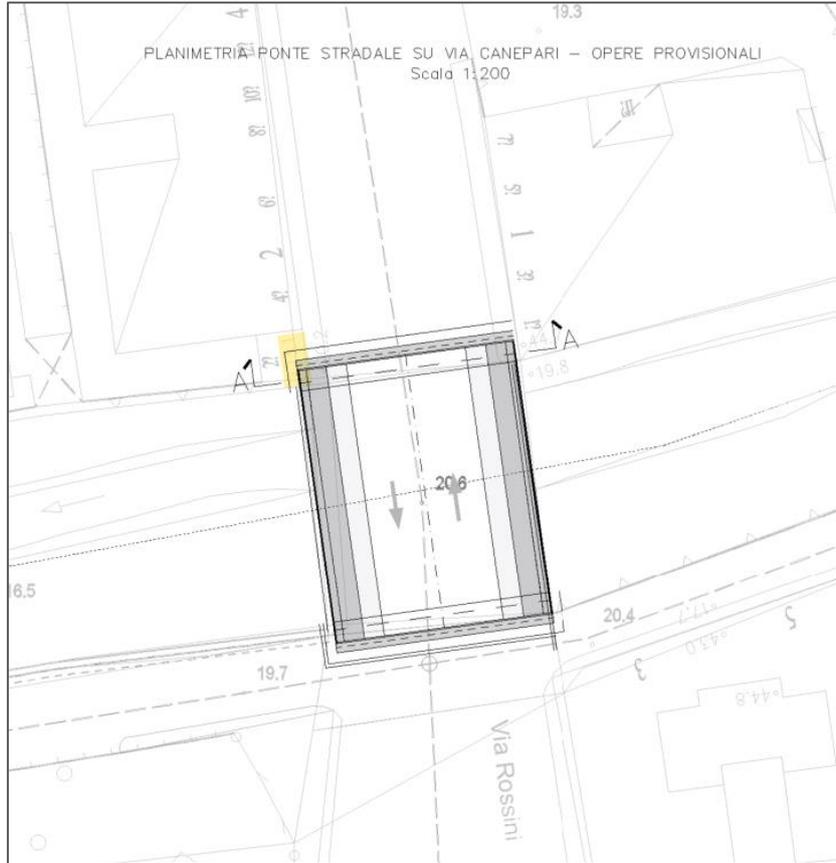


Figura 2-1 – Planimetria dell'opera di sostegno

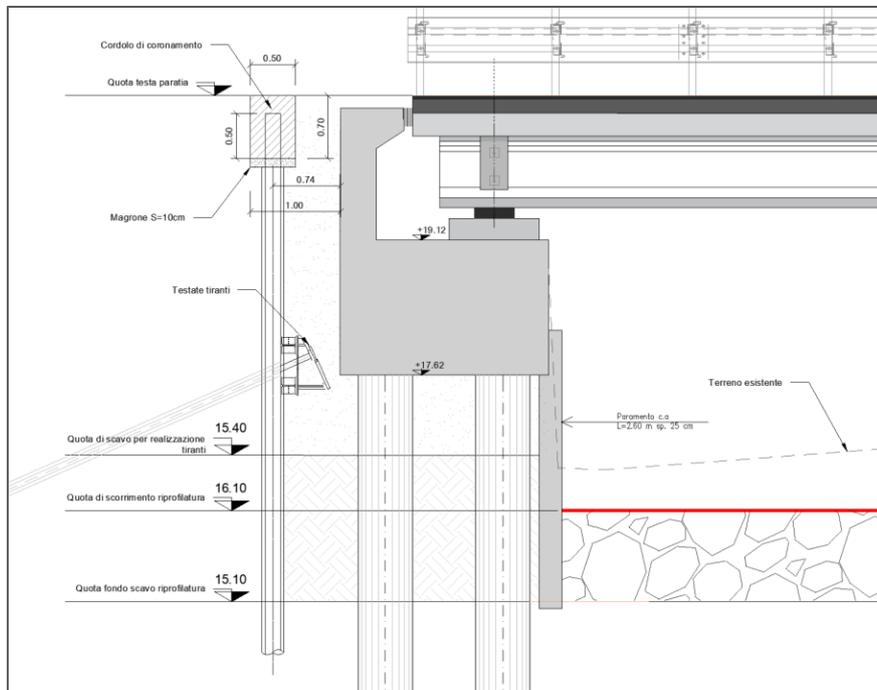


Figura 2-2 – Sezione utilizzata per il dimensionamento dell'opera di sostegno



### 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- Legge 5-1-1971 n.1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- Legge. 2 Febbraio 1974, n.64 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D.M. 17 Gennaio 2018 – “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)”;
- Circolare 21 Gennaio 2019, n.7 – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- UNI EN 1992-1-1 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- UNI EN 206-1-2016 – Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- UNI EN 1997-1: 1994 – Progettazione geotecnica;
- Regolamento UE N.1299/2014 della commissione del 18 Novembre 2014 e successivo Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776 della commissione del 16 Maggio 2019.



## 4. SOFTWARE DI CALCOLO

### 4.1 Calcolo delle paratie

#### 4.1.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

- Titolo ParatiePlus
- Versione 22.0
- Produttore Harpaceas

#### 4.1.2 Ipotesi generali di calcolo

ParatiePlus è un codice alle differenze finite 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.

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura e del tipo a "trave su suolo elastico", in cui le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elasto-plastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie laddove c'è la presenza di terreno.

Per ogni approfondimento circa il software di calcolo, sui relativi algoritmi e sulle ipotesi di comportamento elasto-plastico del terreno si rimanda al manuale tecnico del software.

Le analisi sono state svolte 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 elastoplastico incrudente con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (terreni granulari in condizioni drenate);
- Struttura discretizzata in elementi perfettamente elastici;
- Tiranti modellati per mezzo di molle 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.

#### 4.1.3 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego.

La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

#### 4.1.4 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali.

Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la



validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

## 4.2 Altri software

Per l'elaborazione dei dati di input/output e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel** e **Visual Basic for Application (VBA)**.

Per la verifica della trave di ripartizione è stato utilizzato il freeware Profili\_V6, messo a disposizione dal prof. Gelfi.



## 5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 5.1 Calcestruzzo

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo e per la definizione della classe di resistenza di queste ultime in funzione delle condizioni ambientali, si farà riferimento alle indicazioni contenute nelle norme UNI EN 206-1 ed UNI 11104. Dato il contatto con acque di prima pioggia, generalmente acide, si considerano i seguenti materiali:

- **Calcestruzzo per cordolo**

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI11104		
Classe di resistenza minima:	$C_{min}$	C30/37
Classe di esposizione:		XC4
Classe di consistenza:	S	S4
Copriferro minimo [mm]	c	40

- **Malta di iniezione per micropali**

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI11104		
Classe di resistenza minima:	$C_{min}$	C30/37
Classe di esposizione:		XC4
Classe di consistenza:	S	S5
Copriferro minimo [mm]	c	40

- **Malta di iniezione per tiranti**

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI11104		
Classe di resistenza minima:	$C_{min}$	C25/30
Classe di esposizione:		XC2
Classe di consistenza:	S	S5
Copriferro minimo [mm]	c	40

### 5.2 Acciaio

- **Acciaio per profili dei micropali**

Acciaio tipo S355J0 controllato in stabilimento		
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	$\geq 355N/mm^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	$\geq 510N/mm^2$



• **Acciaio per trave di ripartizione**

Acciaio tipo S235J0 controllato in stabilimento		
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	$\geq 235N/mm^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	$\geq 360N/mm^2$

• **Acciaio per trefoli di ancoraggio**

Acciaio tipo Y1770 standard controllato in stabilimento		
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	$\geq 1560N/mm^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	$\geq 1770 N/mm^2$

c\_0969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



## 6. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

### 6.1 Stratigrafia di progetto

La stratigrafia di progetto è dedotta dal profilo geologico (Doc. II151F-PD-GEO-D005), di cui si riporta la sezione di riferimento.

Il terreno è costituito da uno strato superficiale di terreno di riporto dello spessore di circa 4,75 m, al di sotto del quale è presente uno strato di Alluvioni Torbella di spessore non specificato. Secondo quanto riportato nella relazione geotecnica, i parametri dei terreni in sito sono i seguenti:

Sigla	Unità stratigrafica	$\gamma$ [ $\frac{kN}{m^3}$ ]	$c'$ [kPa]	$\Phi'$ [°]	E [MPa]	K [m/s]
RIP	Terreno di riporto	18	0	28	20	1.0E-5
AA/AM	Alluvioni Torbella	19	0	31	28	1.0E-4

Tabella 6-1: Parametri geotecnici dei terreni in sito

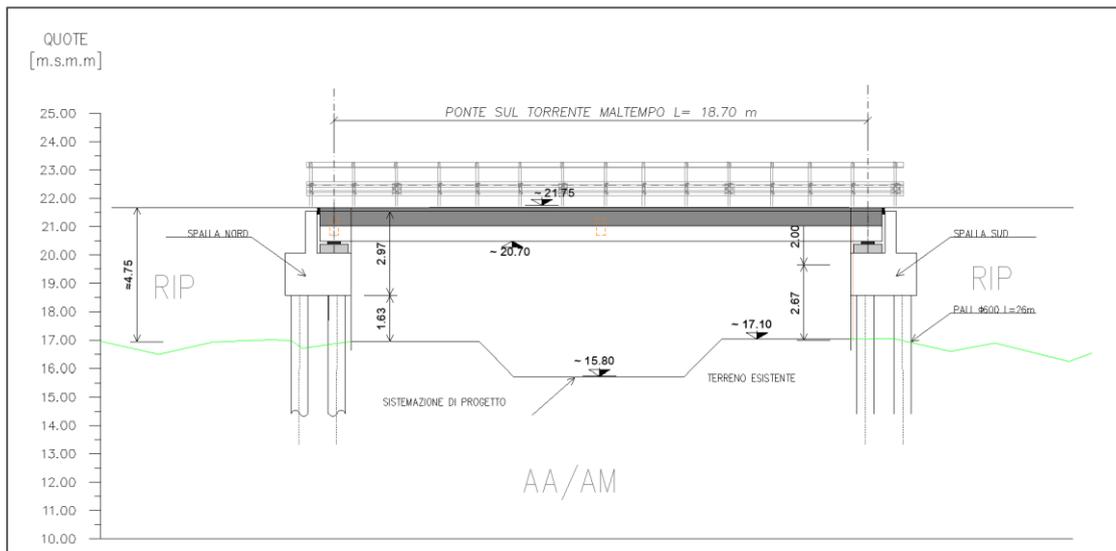


Figura 6-1: Sezione geologica di progetto

Di seguito si riportano inoltre i grafici delle prove SPT da cui sono stati dedotti i valori sopra citati.



• Unità RIP:

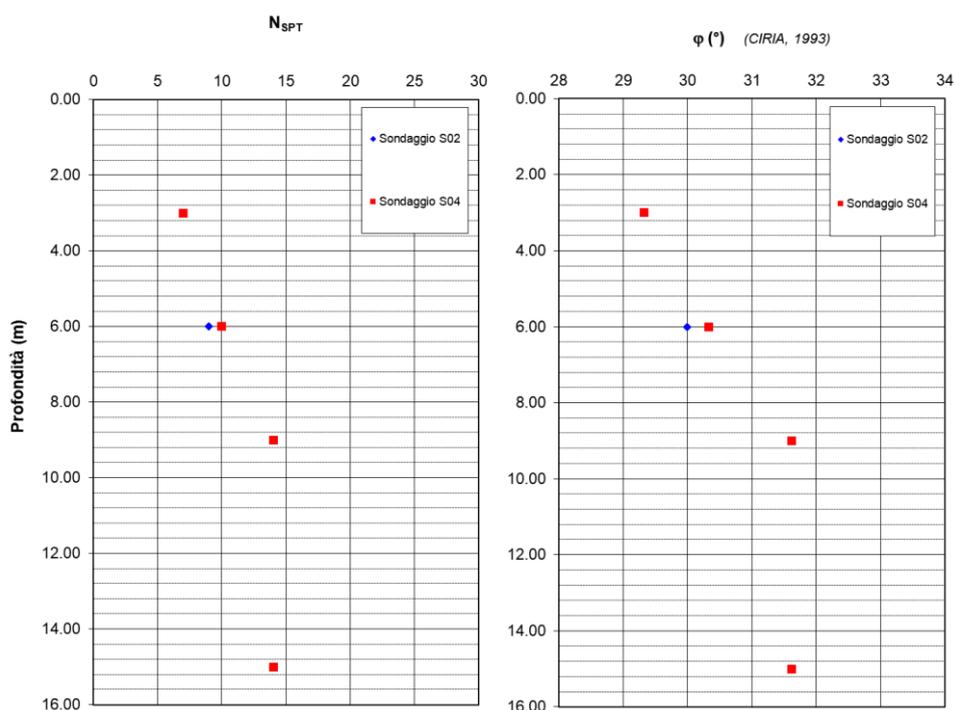


Figura 6-2: Risultati delle prove SPT eseguite per l'unità RIP

• Unità A/M:

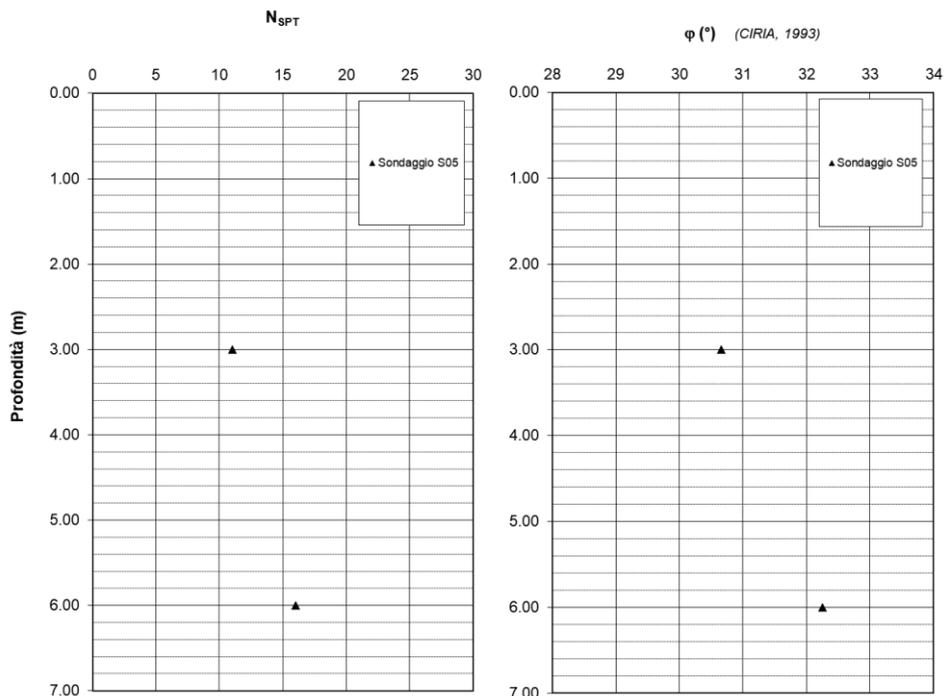


Figura 6-3: Risultati delle prove SPT eseguite per l'unità A/M

6.2 Livello di falda

Il livello di falda è posto ad una profondità di 8,75 m dal piano campagna.



## 7. VALUTAZIONE SISMICA

### 7.1 Vita nominale, classe d’uso e periodo di riferimento

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ . Ai fini della normativa vigente le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  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.

Ai fini delle verifiche strutturali, si considera lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Per la definizione delle azioni sismiche di progetto si fa riferimento a quanto riportato al Cap. C2.4.3 della Circolare applicativa delle NTC 2018: secondo quanto riportato in Tab. 2.4.I, per strutture la cui vita nominale sia pari o inferiore a 10 anni si assume una vita di riferimento pari a 35 anni.

La strategia di progettazione per i differenti stati limite di cui al punto 3.2.1 delle NTC 2018 è quindi ricavata dalla seguente formula (formula 3.2.0 delle NTC 2018), in funzione delle probabilità di superamento  $P_{VR}$  indicate in tabella 3.2.I nel periodo di riferimento  $V_R$  (si veda anche la tabella seguente):

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

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

I valori del tempo di ritorno  $T_R$  in anni per l’opera in esame risultano pertanto:

Tempo di di ritorno $T_R$	
SLV	332 anni

### 7.2 Pericolosità sismica

Nelle norme tecniche NTC 2018 (Allegato B) sono forniti, secondo un reticolo di riferimento e per differenti intervalli di riferimento, i parametri sismici  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  per un sito rigido orizzontale (come definiti al paragrafo 3.2 delle NTC 2018) necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Qualora l’area in esame non ricada in corrispondenza dei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei



parametri di interesse possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento, mediante la seguente espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

in cui:

p è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;

p<sub>i</sub> è il valore del parametro di interesse nell’i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;

d<sub>i</sub> è la distanza del punto in esame dall’i-esimo punto della maglia suddetta.

Inoltre, qualora le tabelle di pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contemplino il periodo di ritorno T<sub>R</sub> corrispondente alla V<sub>R</sub> e P<sub>VR</sub> prefissati, il valore del generico parametro p (a<sub>g</sub>, F<sub>0</sub>, T<sub>c</sub><sup>\*</sup>) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione a partire dai dati relativi di T<sub>R</sub> previsti nella pericolosità sismica, utilizzando la seguente espressione, in allegato A alle NTC 2018:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

in cui:

p è il valore del parametro di interesse al T<sub>R</sub> desiderato;

T<sub>R1</sub>, T<sub>R2</sub> sono i periodi di ritorno più prossimi a T<sub>R</sub> per i quali si dispone dei valori di p<sub>1</sub> e p<sub>2</sub> del generico parametro p.

Di seguito si riportano i valori dei parametri sismici a<sub>g</sub>, F<sub>0</sub>, T<sub>c</sub><sup>\*</sup> riferiti alle coordinate geografiche dell’opera oggetto di verifica.

	T <sub>R</sub> (anni)	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup> (s)
SLV	332	0.060	2.533	0.280

### 7.3 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Le categorie di sottosuolo sono definite al punto 3.2.2 delle NTC 2018 sulla base del parametro di velocità equivalente delle onde di taglio V<sub>S,30</sub> relativo ai primi 30 metri di profondità.

È altresì specificato che “Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell’opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione”.

Sulla base dei risultati delle indagini eseguite (Tabella 22 dell’elaborato di riferimento “Report sismica Rio Maltempo.pdf”), si vince, dalla tabella e dal calcolo esposti di seguito, che la categoria per la struttura in studio è la classe B, ai sensi del punto 3.2.2 delle NTC 2018 (Tab. 3.2.II).



Numero di Strati	V <sub>s</sub> finale (m/s)	Spessore (m)	Profondità (m)	h/ V <sub>s</sub>
1	221	2.0	2.0	0.00905
2	267	3.0	5.0	0.01124
3	324	5.6	10.6	0.01728
4	411	4.3	14.9	0.01046
5	573	10.1	25.0	0.01763
6	818	5.0	30.0	0.00611

Figura 7-1 – Riepilogo spessore degli strati e velocità delle onde di taglio. Indagini MASW4.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, V<sub>s,eq</sub> (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{30}{\sum_i^N \frac{h_i}{V_{s_i}}} = 418 \text{ m/s}$$

Tabella 7-1 – Definizione della categoria di sottosuolo

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per quanto attiene infine al coefficiente di amplificazione topografica, ai sensi del punto 3.2.2 delle NTC 2018 si assume che le aree in esame siano sempre riferibili alla categoria T1, ovvero quali "superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ".

### 7.4 Azioni sismiche di progetto

Le azioni sismiche di progetto sono definite sulla base dei dati derivanti dalla pericolosità sismica ( $a_g, F_0, T_c^*$ ), della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche del sito come definite al paragrafo 3.2.2



delle NTC 2018. Da questi valori possono essere calcolati gli spettri di risposta elastici in accelerazione (paragrafo 3.2.3.2 delle NTC 2018) e gli spettri di progetto (paragrafi 3.2.3.4 e 3.2.3.5 delle NTC 2018).

Di seguito si riportano gli spettri di risposta e le accelerazioni utilizzati in fase di calcolo.

	$T_R$ (anni)	$a_g$ [g]	$S = S_s \cdot S_T$	$a_{max}$ [g]
SLV	332	0.060	1.2	0.072

Tabella 7-2: Massime accelerazioni attese in sito agli stati limite di progetto

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite I

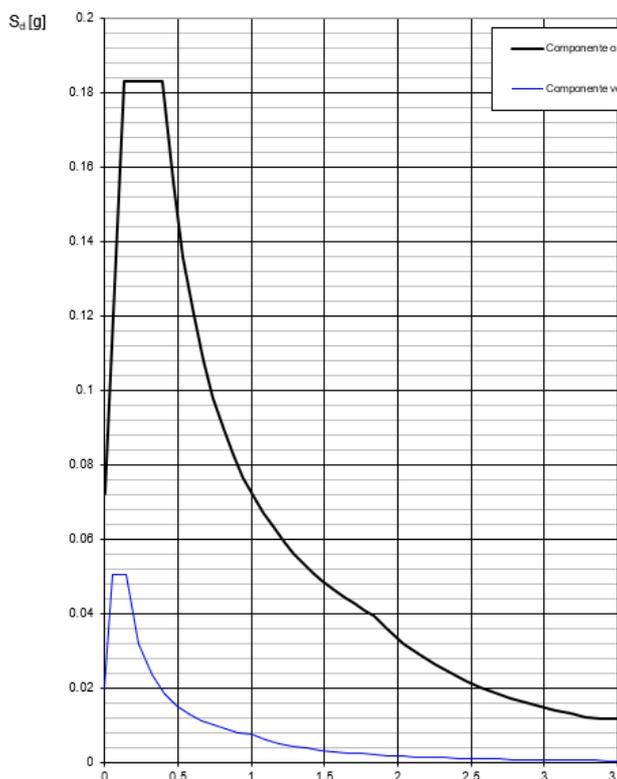


Figura 7-2 – SLV

c\_0969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



## 7.5 Valutazione dell'azione pseudostatica

Secondo quanto prescritto al Par. 7.11.6.2.3 delle NTC2018, l'analisi delle opere di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite.

### 7.5.1 Azione pseudostatica per le paratie

Seguendo l'approccio pseudo-statico, l'azione sismica è rappresentata tramite una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

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

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

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

Dove:

- $k_h$  = coefficiente sismico orizzontale;
- $\alpha \leq 1$  = coefficiente riduttivo dipendente dalla deformabilità dei terreni interagenti con l'opera;
- $\beta \leq 1$  = coefficiente riduttivo dipendente dalla capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative cadute di resistenza;
- $g$  = accelerazione di gravità

Tali coefficienti possono essere dedotti a partire dalle Figure 7.11.2 e 7.11.3 presenti nelle NTC2018 e di seguito riportate.

In ogni caso è necessario che  $u_s \leq 0,005 \cdot H$

Se  $\alpha \cdot \beta < 0,2$  sarà da assumere  $k_h = 0,2 \cdot \frac{a_{max}}{g}$

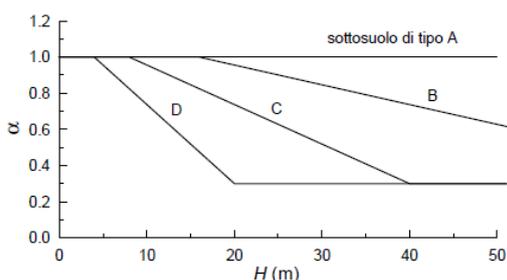


Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$

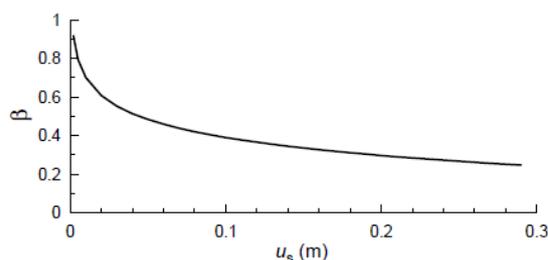


Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$

Nel caso in esame, si pongono cautelativamente entrambi i fattori pari all'unità. Il fattore  $k_h$  di conseguenza assume i seguenti valori:

I valori dei coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$  sono quindi definiti di seguito:

- SLV:  $k_h = 0.072$



### 7.5.2 Azione pseudostatica per le verifiche di stabilità globale

Seguendo l'approccio pseudo-statico, l'azione sismica è rappresentata tramite una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

Dove i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono rispettivamente:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

$\beta_s$  è un coefficiente riduttivo dell'accelerazione massima, che tiene conto delle deformazioni attese dal sistema, e quindi dipende in generale dalla categoria di sottosuolo e dall'accelerazione attesa. A seconda che ci si riferisca alla stabilità di pendii oppure di fronti di scavo e rilevati, il valore di  $\beta_s$  assume i seguenti valori:

- Stabilità dei pendii (Par. 7.11.3.5.2 delle NTC2018):

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

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

Tabella 7-3: Valori di  $\beta_s$  per pendii

I valori dei coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$  sono quindi definiti di seguito:

- $k_h = 0.072 \cdot 0.20 = 0.014$
- $k_v = \pm 0.007$



## 8. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

### 8.1 Premesse

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto prescritto nelle NTC2018 e successiva circolare esplicativa e negli Eurocodici.

Le verifiche strutturali sono eseguite nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) e degli Stati Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Gli stati limite di esercizio esaminati per il soddisfacimento delle prestazioni richieste ai manufatti sono: danneggiamenti locali che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto (controllo delle tensioni massime e della fessurazione del calcestruzzo con verifiche sezionali); eccessive deformazioni che possono limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto (verifica dei rapporti limite deformazione massima o spessore/luce di calcolo).

Per ogni stato limite deve essere rispettata la condizione:

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

dove

$E_d$  valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$  valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

### 8.2 Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto dalle NTC2018.

In particolare, si fa riferimento alle seguenti combinazioni:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{oi} \cdot Q_{ki}$$

- • Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{oi} \cdot Q_{ki}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

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



$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per la determinazione degli effetti complessivamente indotti dal sisma, si è proceduto ad una combinazione direzionale considerando le necessarie permutazioni del segno:

$$\pm 1,00 E_1 \pm 0,30 E_2 \pm 0,30 E_3$$

### 8.3 Coefficienti delle azioni agli stati limite

Per la definizione dei coefficienti di combinazione si fa riferimento alla tab. 2.5.I riportate nelle NTC2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
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 – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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

Mentre la definizione dei coefficienti parziali di sicurezza si fa riferimento alla tab. 2.6.I delle NTC2018:

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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



## 8.4 Criteri di verifica delle sezioni in acciaio

Le resistenze di progetto di un profilato in acciaio seguono le prescrizioni riportate al par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17/01/2018 e al par. 6.2.9 del EN 1993-1-1:

- Flessione:

$$M_{Rd} = \frac{W f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

- Taglio:

$$V_{rd} = \frac{A_s f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

- Flessione biassiale:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \sqrt{\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}\right)^2} \leq 1.0$$

Dove:

- $W$  modulo di resistenza
- $A_s$  area di taglio
- $f_{yd}$  tensione di snervamento dell'acciaio
- $\gamma_{M0}$  coefficiente parziale dei materiali pari a 1.05 (vedi Tabella 4.2.VII del D.M. 20/02/2018)

Secondo il paragrafo 6.2.5 dell'Eurocodice 3 – parte 1, il modulo di resistenza da utilizzare – elastico o plastico – dipende dalla classe della sezione trasversale dell'elemento.



## 8.5 Verifica agli Stati Limite delle paratie

### 8.5.1 SLU

Nel rispetto delle norme vigenti (NTC2018, par. 6.5.3.1.2), per le paratie devono essere prese in considerazione almeno le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) di seguito indicate.

- SLU di tipo Geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)
  - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
  - collasso per carico limite verticale;
  - sfilamento di uno o più ancoraggi;
  - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
  - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
  - sifonamento del fondo scavo;
  - instabilità globale del complesso opera di sostegno- terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
  - Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
  - Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia;

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera si sostegno-terreno deve essere svolta secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali sulle resistenze riportate nelle tabelle 6.2.I, 6.2. II e 6.8.I delle NTC2018.

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

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R1);

tenendo conto dei valori dei coefficienti riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC2018, con i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R1 pari all'unità.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$



Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

### 8.5.2 SLV

Come prescritto dalle NTC2018 Al Par. 7.11.1, le verifiche si eseguono con coefficienti parziali unitari sulle azioni e impiegando i parametri e le resistenze di progetto.

In accordo con il Capitolo 7.11.6.3.1 delle NTC2018, l'analisi della spinta delle terre in condizioni sismiche può essere effettuata seguendo un metodo pseudo-statico.

Questa tipologia di analisi consente di considerare l'azione dinamica indotta dal sisma attraverso una statica equivalente: essa è pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLV) l'accelerazione laterale di progetto può essere calcolata mediante la seguente espressione:

$$k_h = \alpha \cdot \beta \frac{a_{max}}{g}$$

Dove il coefficiente  $\alpha$  è funzione della deformabilità dei terreni interagenti con la struttura e dell'altezza dell'opera, mentre  $\beta$  dipende dalla capacità della struttura di subire spostamenti. Tali coefficienti possono essere dedotti a partire dalle Figure 7.11.2 e 7.11.3 presenti nelle NTC2018 e di seguito riportate.

In ogni caso è necessario che  $u_s \leq 0,005 \cdot H$

Se  $\alpha \cdot \beta < 0,2$  sarà da assumere  $k_h = 0,2 \cdot \frac{a_{max}}{g}$

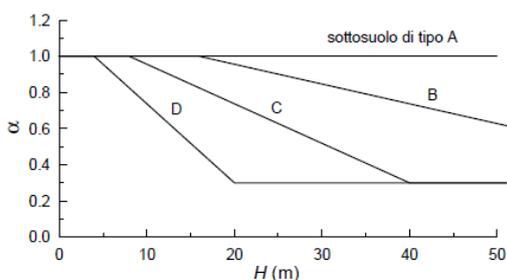


Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$

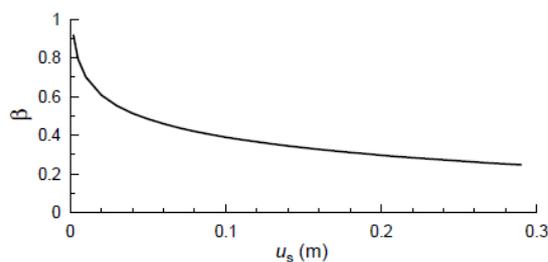


Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$

### 8.6 Verifica dei tiranti di ancoraggio

Le verifiche di sicurezza agli SLU si riferiscono essenzialmente a due meccanismi di rottura:

- Collasso causato dalla mobilitazione della resistenza del terreno;
- Rottura degli elementi strutturali

Le verifiche sono condotte seguendo la combinazione A1+M1+R3, ove i coefficienti delle azioni e dei



materiali sono riportati nelle precedenti tabelle, mentre per i coefficienti delle resistenze si fa riferimento alla Tab. 6.6.I delle NTC 2018.

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

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	$\gamma_R$	1,1
Permanenti	$\gamma_R$	1,2

Il valore caratteristico della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio può essere determinato tramite:

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

Nel caso (a), il valore della resistenza caratteristica  $R_{ak}$  è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione  $\xi_{a1}$  e  $\xi_{a2}$  riportati nella Tabella 6.6.II rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze  $R_{a,m}$  misurate nel corso delle prove:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,m})_{\text{medio}}}{\xi_{a1}}, \frac{(R_{a,m})_{\text{min}}}{\xi_{a2}} \right\}$$

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica  $R_{ak}$  è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$  riportati nella Tabella 6.6.III rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze  $R_{a,c}$  ottenute dal calcolo.

Tab. 6.6.II - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova

Numero degli ancoraggi di prova	1	2	> 2
$\xi_{a1}$	1,5	1,4	1,3
$\xi_{a2}$	1,5	1,3	1,2

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
$\xi_{a3}$	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
$\xi_{a4}$	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Inoltre, si prescrive che nei tiranti di prova, l'armatura a trefoli dell'acciaio armonico del tratto libero deve essere dimensionata in modo che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore del tiro massimo di prova.

Come ultima prescrizione infine, al Cap. C6.6.2 della Circolare applicativa delle NTC2018 si prescrive che, nel caso in cui gli ancoraggi siano realizzati con elementi caratterizzati da rottura fragile (i.e. trefoli in acciaio armonico), per il rispetto della gerarchia delle resistenze a resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio deve risultare minore della resistenza a snervamento dell'armatura.



## 9. ANALISI DEI CARICHI

Si considerano i seguenti carichi nel calcolo delle sollecitazioni agenti sulle paratie:

- Carichi permanenti G1:
  - Peso proprio del terreno;
  - Peso proprio delle strutture. Per l'acciaio si è assunto un valore di 78,5 kN/m<sup>3</sup>, mentre per il calcestruzzo e la malta 25 kN/m<sup>3</sup>;
  - Spinta delle terre.
- Carichi variabili Q:
  - Sovraccarico dovuto alla presenza di veicoli pari a 10 kPa
- Azione del sisma:
  - Spinta delle terre

Poiché il modello di calcolo utilizzato per l'analisi schematizza una striscia di paratia profonda 1.0 m (sviluppo in direzione longitudinale) nel seguito i carichi e le sollecitazioni si intendono riferiti alla suddetta striscia unitaria.

### 9.1 Carichi permanenti

Le pressioni nel terreno sono determinate sulla base dei pesi specifici delle stratigrafie relative al manufatto (Cap. 5.1 del presente documento).

Nella presente analisi (terreno a monte e a valle inclinato) si è deciso di utilizzare la formulazione di Muller – Breslau per la definizione dei coefficienti di spinta attiva e passiva:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' + i)}{\cos(\delta - \beta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

### 9.2 Carichi variabili

Si considera la presenza di traffico leggero in corrispondenza della strada. Tali mezzi esercitano una pressione di 10 kPa.

### 9.3 Azione sismica

La spinta delle terre è calcolata attraverso il metodo di Mononobe-Okabe.

Tale metodo si rifà all'analisi dell'equilibrio limite di un cuneo di terreno instabile a contatto con l'opera di sostegno, con superficie di scorrimento piana (metodo di Coulomb); in più, però, il metodo tiene conto della forza d'inerzia della massa del cuneo instabile, considerata applicata nel baricentro del cuneo stesso, derivante dall'accelerazione sismica.



A tale scopo, nella definizione del coefficiente di spinta attiva, il metodo considera un angolo di rotazione addizionale:

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \mp k_v}\right)$$

dove  $k_h$  e  $k_v$  sono i coefficienti sismici, rispettivamente orizzontale e verticale definiti all'inizio del presente paragrafo.

L'espressione del coefficiente di spinta attiva si modifica, pertanto, come segue:

- per  $\beta \leq \varphi - \theta$ :

$$K_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right) \right]^2}$$

- per  $\beta > \varphi - \theta$ :

$$K_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

La spinta del terreno a tergo del muro in condizioni sismiche, pertanto, si valuta semplicemente sostituendo al coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche  $k_a$  il coefficiente  $k_{a,s}$  sopra definito:  $P_A = 0,5 \cdot \gamma' \cdot k_{a,s} \cdot H$ .

Secondo quanto riportato al capitolo precedente nei metodi pseudostatici l'accelerazione orizzontale equivalente agente su una paratia può essere calcolata mediante la seguente formula (Eq. 7.11.9 delle NTC2018):

$$a_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max}$$

Dove  $\alpha$  tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti, mentre  $\beta$  dipende dalla capacità dell'opera di subire spostamenti senza perdite di resistenza.

Vista la natura dei terreni presenti, e in via cautelativa, si assumono entrambi i coefficienti pari all'unità.

Nei calcoli si è trascurata la componente idrodinamica durante il sisma.

Nel software di calcolo utilizzato questo corrisponde ad un rilevato dinamicamente impervio (ipotesi generalmente valida per permeabilità inferiori a  $5 \cdot 10^{-4}$  m/s. In tali condizioni l'acqua, rimanendo intrappolata all'interno degli interstizi, si muove solidalmente al terreno. Sulla paratia agirà quindi un'azione dovuta ad una massa complessiva acqua + terreno, definita quindi dal peso specifico  $\gamma_{\text{Sat}}$ . Trascurando la variazione delle pressioni interstiziali ed essendo la traslazione differenziale tra acqua e terreno impedita, il contributo dell'acqua sarà legato unicamente alla componente idrostatica.



## 10. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

### 10.1 Geometria

L'opera ha la funzione di sostegno dello scavo temporaneo che si creerà tra la fase di demolizione del vecchio ponte e la realizzazione di quello nuovo.

Nelle tabelle sottostanti sono mostrate le caratteristiche geometriche e meccaniche della paratia e degli ancoraggi:

- Paratia

Diametro di perforazione [m]	0.30
Profilo tubolare	Ø193.7 mm sp. 8 mm
Lunghezza [m]	12.0
Interasse [m]	0.33

Tabella 10-1: Paratia - Geometria dei micropali

- Ancoraggi

Tipo	Tirante a 3 trefoli
Acciaio	Y1770
Diametro perforazione [mm]	200
Ordini	1
Posizione da testa trave di coronamento [m da testa paratia]	3.0
Lunghezza libera [m]	6
Bulbo d'ancoraggio [m]	10
Interasse [m]	2.0
Pretiro [kN]	300
Inclinazione	20°

Tabella 10-2: Paratia - Geometria degli ancoraggi

La trave di ripartizione è composta da 2 profili HEA200 in acciaio S235.

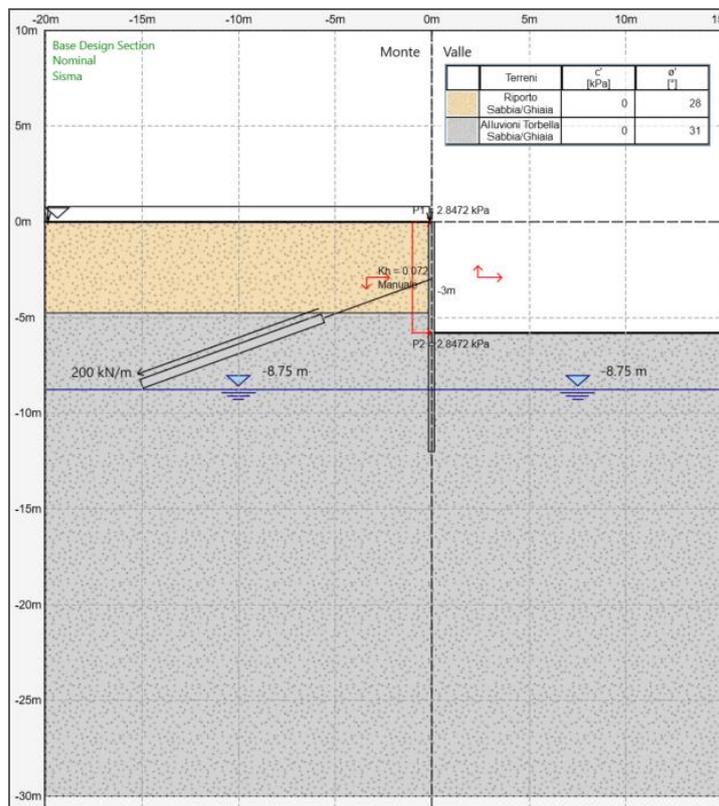


Figura 10-1: Sezione di progetto nel software di calcolo

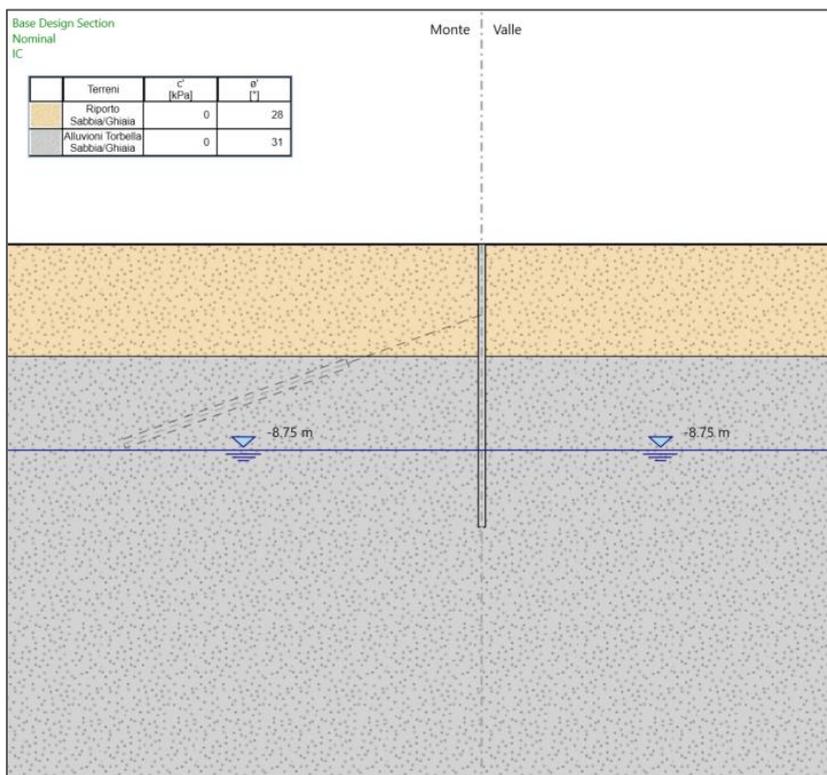
## 10.2 Fasi costruttive

Per la modellazione della costruzione dell'opera, si sono considerate le seguenti fasi:

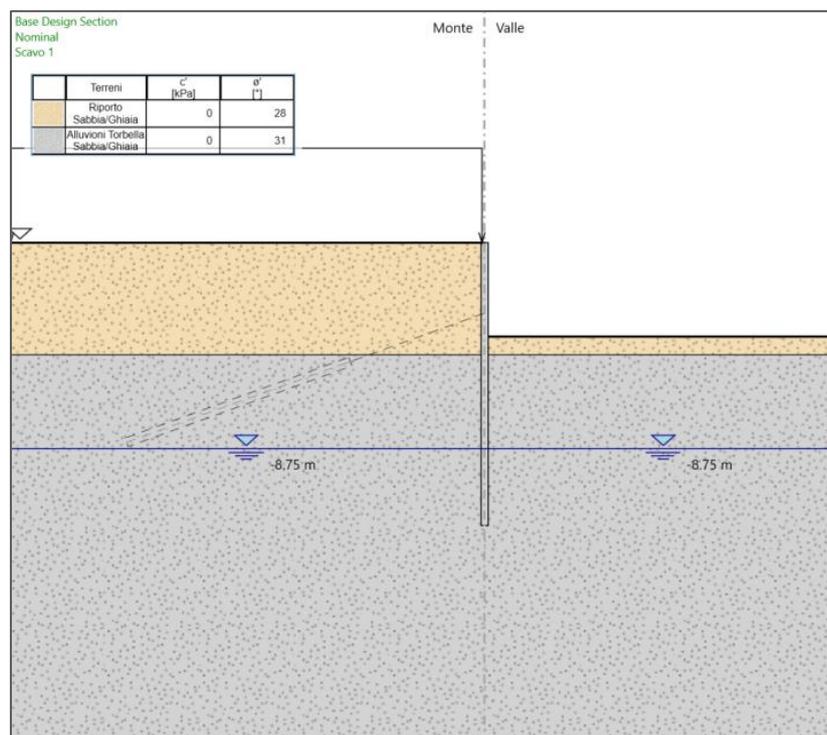
1. Definizione delle tensioni litostatiche iniziali;
2. Realizzazione dei micropali;
3. Scavo fino alla quota di installazione dei tiranti (4 m dal p.c.);
4. Scavo fino alla quota di progetto.



1. Definizione delle tensioni litostatiche iniziali;



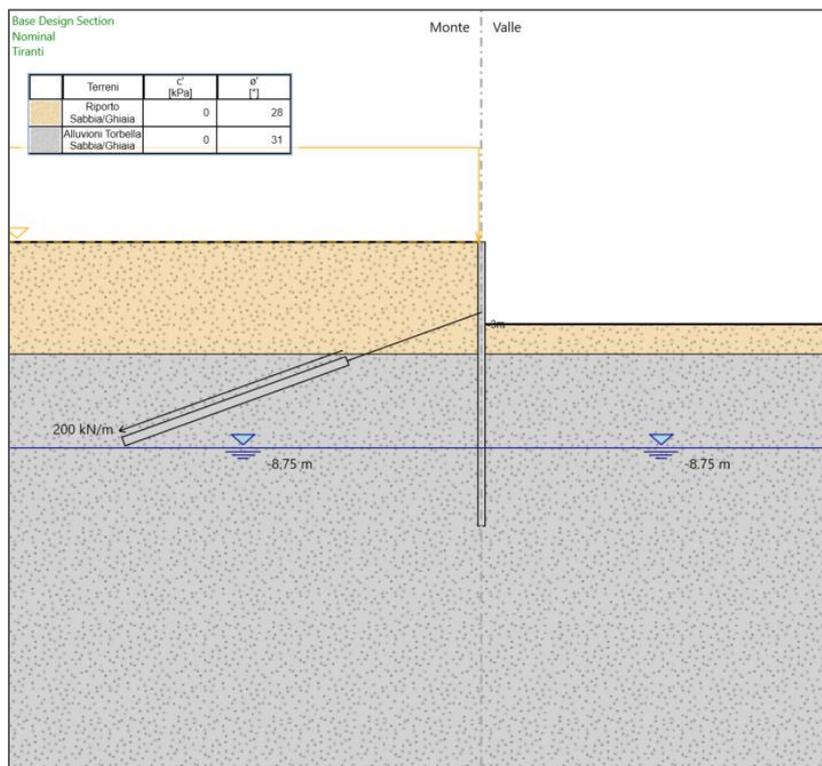
2. Realizzazione dei micropali;



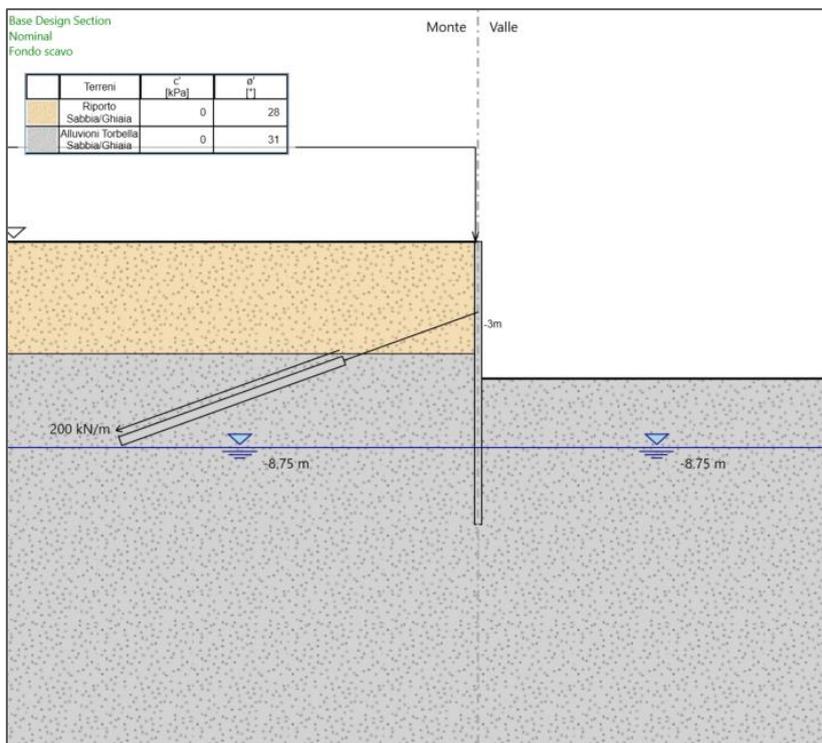
c\_d969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



3. Scavo fino alla quota di installazione dei tiranti (4 m dal p.c.);



4. Scavo fino alla quota di progetto.



c\_0969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023 - 0139153.E



## 11. RISULTATI DELL'ANALISI

Nel presente capitolo sono riportati i massimi valori delle azioni interne ai micropali ai vari Stati Limite (SLU/SLV, SLE).

SLU/SLV				SLE			
MAX T	152 kN	prof.	-3 m	MAX T	117 kN	prof.	-3 m
MAX M <sup>+</sup>	0 kNm	prof.	0 m	MAX M <sup>+</sup>	0 kNm	prof.	0 m
MAX M <sup>-</sup>	244 kNm	prof.	-6.2 m	MAX M <sup>-</sup>	164 kNm	prof.	-5.8 m
				δ <sup>+</sup>	82.1 mm	prof.	0 m
				δ <sup>-</sup>	1.7 mm	prof.	-12 m

Tabella 11-1: Azioni e spostamenti massimi ai diversi Stati Limite



Di seguito sono riportati i diagrammi degli involuipi delle azioni interne:

- SLU/SLV – Momento flettente

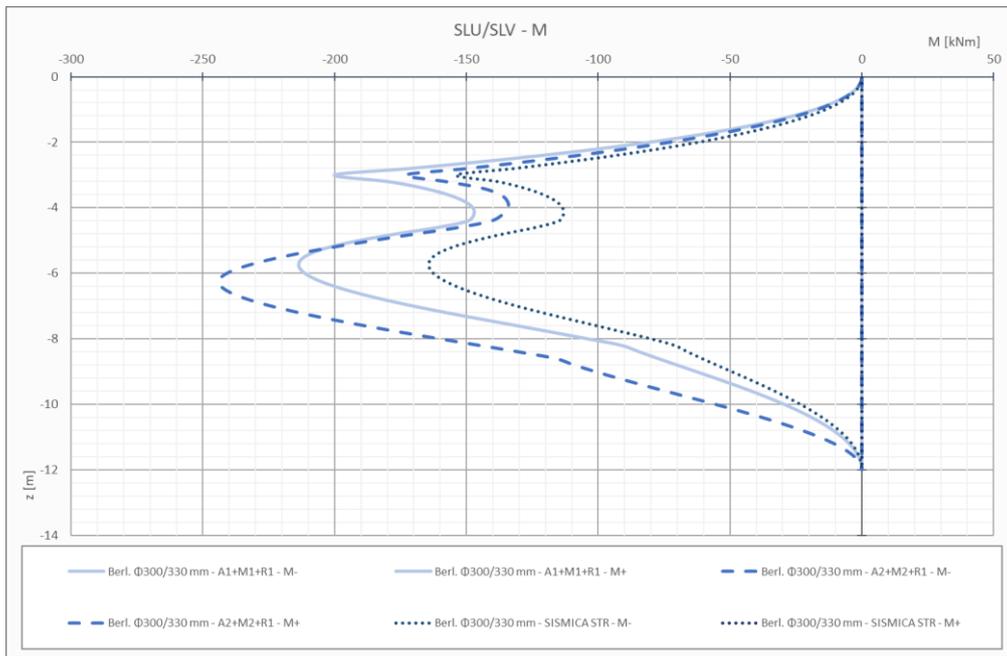


Figura 11-1: SLU/SLV - Involuppo dei momenti flettenti

- SLU/SLV – Taglio

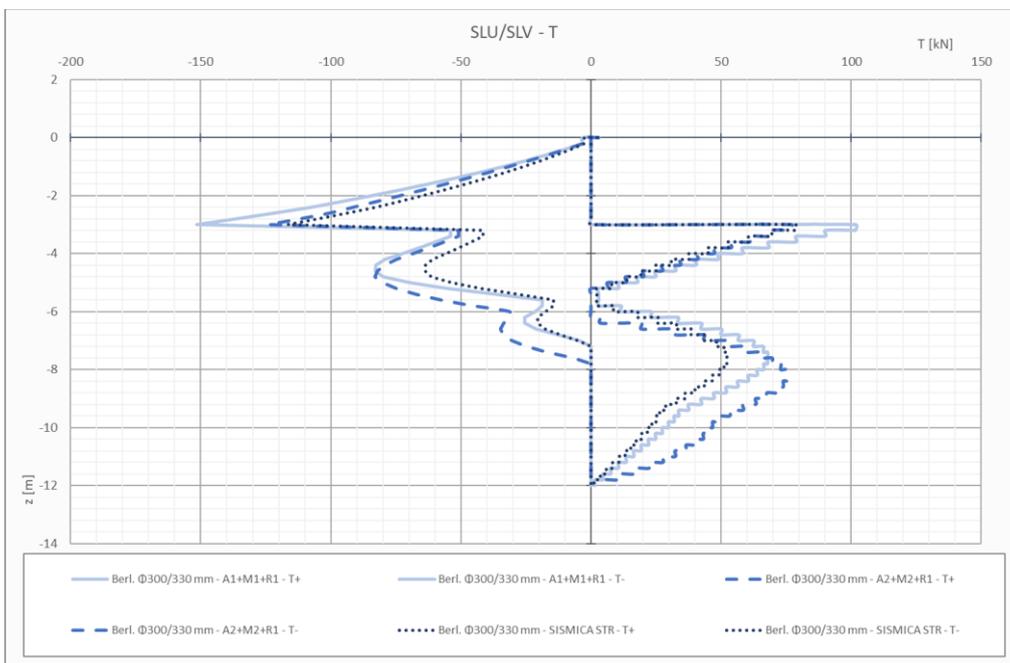


Figura 11-2: SLU/SLV - Involuppo dei tagli



SLE – Momento flettente

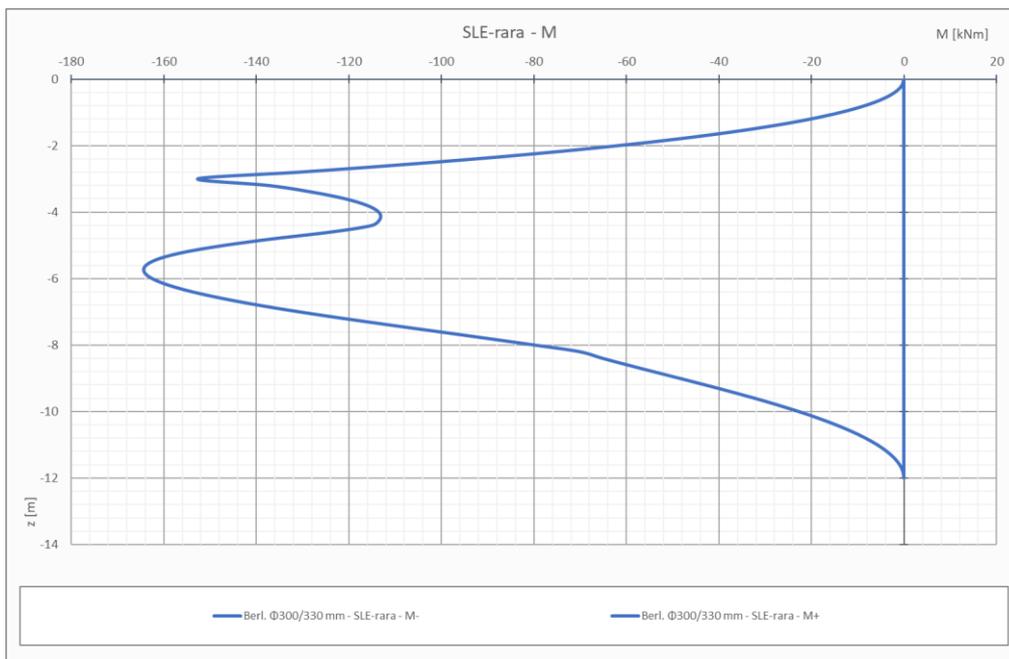


Figura 11-3: SLE - Inviluppo dei momenti flettenti

SLE – Spostamento laterale

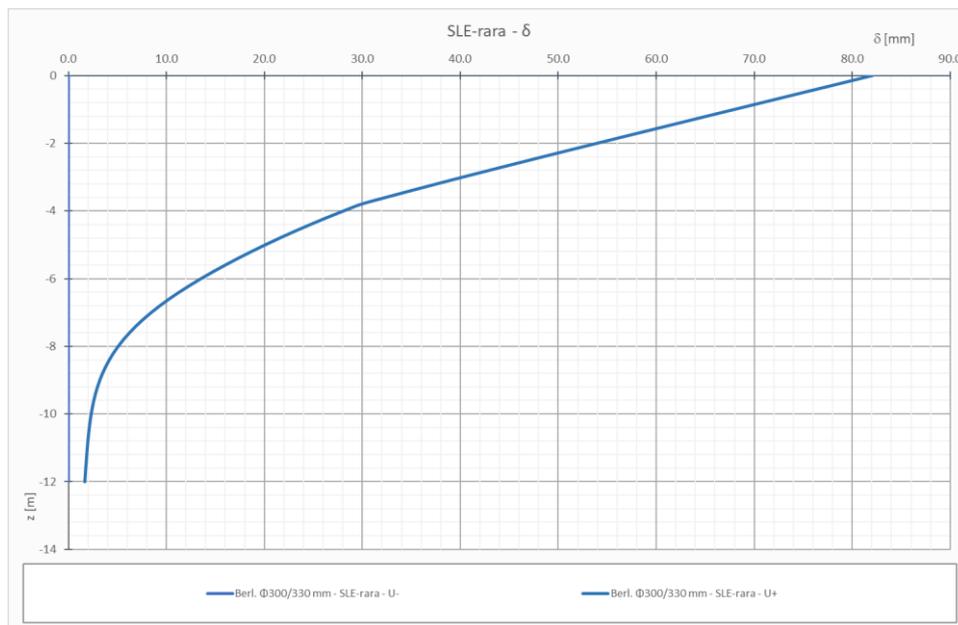


Figura 11-4: SLE - Inviluppo degli spostamenti laterali

c\_d969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



## 12. VERIFICHE STRUTTURALI

### 12.1.1 Verifica del profilo in acciaio dei micropali

Il momento ed il taglio resistente segue quanto prescritto al Par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17/01/2018 e Par. 6.2.9 del EN 1993-1-1.

Nel caso in esame si verifica la struttura considerando un comportamento non dissipativo ( $\alpha = \beta = 1$ , vedasi Cap. 0)

Le azioni massime sulla paratia sono le seguenti:

- $V_{max} = 152 \text{ kN}$
- $M_{max} = 244 \text{ kNm/m}$

A cui corrispondono delle azioni sul singolo micropalo (passo 0,60 m)

- $V_{max} = 80,5 \text{ kN}$
- $M_{max} = 49,8 \text{ kNm/m}$

Utilizzando un profilo tubolare metallico  $\varnothing 193,7 \text{ mm}$  sp. 8 mm si ottengono le seguenti resistenze:

Tipo comb	$M_{Ed}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,palo}$ [kNm]	$V_{Ed,palo}$ [kN]
SLU	244.0	151.0	80.5	49.8

Tipo comb	Tipo profilo	$W_{el}$ [mm <sup>3</sup> ]	$A$ [mm <sup>2</sup> ]	$M_{Ed}$ [kNm]	$M_{Rd}$ [kNm]	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{yd}$ [MPa]	$F_{S,M}$
SLU	D 193,7 s 8	276047	4667	80.5	89	355.00	338.10	1.10
			$A_v$ [mm <sup>2</sup> ]	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]			$F_{S,V}$
			2971	49.8	552			11.08

Tabella 12-1: Resistenza e fattori di sicurezza dei profili metallici

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.



## 12.1.2 Verifica del sistema di ancoraggio

### 12.1.2.A Resistenza allo sfilamento del bulbo d'ancoraggio

La resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio è valutata seguendo l'approccio proposto da Bustamante e Doix (1985):

$$Q_{lim} = \frac{\pi d_s L_s q_{s,k}}{\gamma_R}$$

Dove:

- $d_s$  Diametro del bulbo d'ancoraggio
- $L_s$  Lunghezza dell'ancoraggio
- $q_s$  Massimo sforzo di taglio all'interfaccia palo/terreno

Mentre  $L_s$  è un parametro arbitrario, i parametri  $d_s$  e  $q_s$  dipendono da diversi fattori, principalmente la tecnologia utilizzata ed il tipo di terreno.

I metodi di realizzazione dei tiranti possono essere suddivisi in tre principali tipologie:

- Iniezione a gravità: la malta cementizia è inserita nel foro senza l'applicazione di pressioni;
- Pali IGU (Injection Global Unique) o pali Radice: il getto del palo è realizzato mediante un'unica iniezione ad una pressione inferiore rispetto a quella utilizzata nei pali IRS;
- Pali IRS (Injection Répétitive et Sélective) o tipo Tubfix: mediante l'uso di tubi a Manchette è possibile iniettare la malta a pressioni maggiori e controllare e ripetere le iniezioni.

I pali tipo IRS in generale garantiscono il raggiungimento di diametri maggiori ed una tensione tangenziale massima maggiore rispetto ai pali IGU.

Il diametro del palo  $d_s$  può essere calcolato come:

$$d_s = \alpha \cdot d$$

Dove:

- $d$  Diametro del foro
- $\alpha \geq 1$  Coefficiente maggiorativo, funzione della tecnologia e del terreno

Nella tabella seguente sono mostrati i valori che assume il coefficiente  $\alpha$  in funzione delle variabili sopra citate.



Type of soil	Values of $\alpha$		Minimum suggested grout volume*
	IRS	IGU	
Gravel	1.8	1.3 – 1.4	$1.5 V_S$
Sandy gravel	1.6 – 1.8	1.2 – 1.4	$1.5 V_S$
Gravelly sand	1.5 – 1.6	1.2 – 1.3	$1.5 V_S$
Coarse sand	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2	$1.5 V_S$
Medium sand	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2	$1.5 V_S$
Fine sand	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2	$1.5 V_S$
Silty sand	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2	IRS: $(1.5 - 2)V_S$ ; IGU: $1.5V_S$
Silt	1.4 – 1.6	1.1 – 1.2	IRS: $2V_S$ ; IGU: $1.5V_S$
Clay	1.8 – 2.0	1.2	IRS: $(2.5 - 3)V_S$ ; IGU: $(1.5 - 2)V_S$
Marl	1.8	1.1 – 1.2	$(1.5 - 2)V_S$ for stiff layers
Marly limestone	1.8	1.1 – 1.2	$(2 - 6)V_S$ or more for fractured layers
Weathered or fractured limestone			
Weathered and/or fractured rock	1.2	1.1	$(1.1 - 1.5)V_S$ for slightly fractured layers $2V_S$ or more for fractured layers

Tabella 12-2: valori di  $\alpha$  secondo quanto proposto da Bustamante & Doix

Il valore di  $q_s$  è invece dedotto da prove sperimentali, ed è espresso in funzione dei risultati ottenuti mediante prove pressiometriche o SPT. Gli autori hanno fornito utili grafici per la determinazione di  $q_s$ : per diverse tipologie di terreno esistono due curve, dipendenti dalla tecnologia utilizzata (IGU o IRS). Di seguito sono mostrate le curve da utilizzare in funzione dei parametri sopra citati.

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

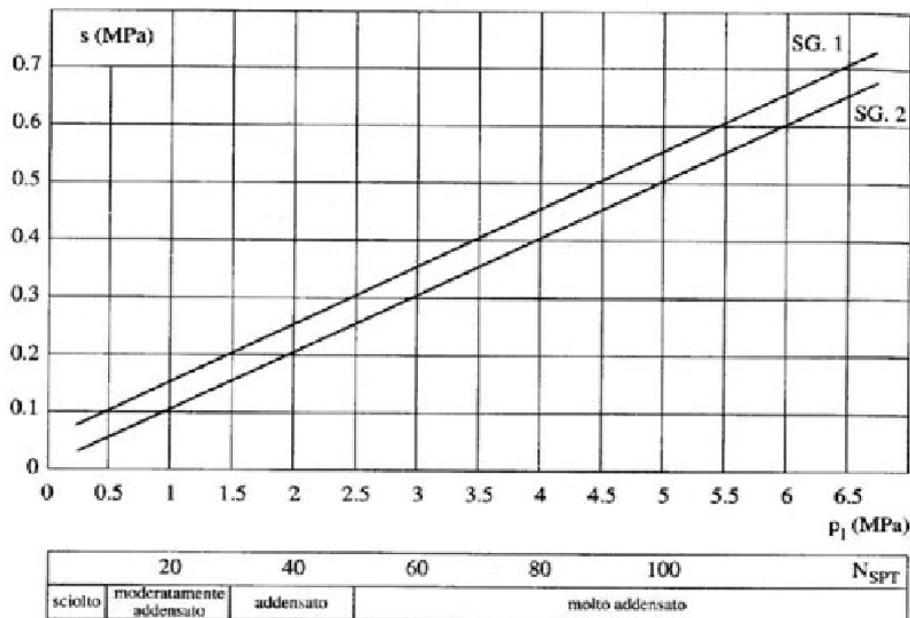


Figura 12-1: Massimo sforzo laterale di un micropalo in roccia fratturata (Bustamante & Doix)

Sulla base di tali osservazioni, sono stati definiti cautelativamente i seguenti parametri:

Tipologia di terreno: alluvioni (materiale sabbioso);

- Tecnologia costruttiva: IRS
- Diametro del foro = 0,20 m;
- $\alpha = 1,4$ ;
- $q_s = 0,100 \text{ MPa} = 100 \text{ kPa}$

È da notare che il valore del massimo sforzo di taglio è frutto di un'assunzione, basata sulla letteratura disponibile, poiché in assenza di informazioni dettagliate per il caso in esame. In fase costruttiva sarà da confermare o eventualmente correggere l'ipotesi fatta nel presente documento riguardo allo sforzo massimo. A tal riguardo, si demanderà l'esecuzione un numero di prove su tiranti di prova conforme a quanto prescritto al Par. 6.6.4 delle NTC2018.

Come riportato al Par. 8.6, il valore caratteristico della resistenza è ottenuto dividendo il valore calcolato per un coefficiente  $\xi_a$ , assunto cautelativamente pari a 1,8, cosicché la resistenza di progetto può essere calcolato come segue:

$$Q_{lim} = \frac{\sum \pi d_s L_s q_{s,k}}{\gamma_R} = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \pi \cdot (\alpha \cdot D) \cdot L_s \cdot \left( \frac{q_s}{\xi_a} \right) = \frac{1}{1,1} \cdot \pi \cdot (\alpha \cdot 0,20 \text{ m}) \cdot 10 \text{ m} \cdot \frac{100 \text{ kPa}}{1,8} = 444 \text{ kN}$$

Il fattore di sicurezza, inteso come rapporto tra resistenza ed azione, vale:

$$F_S = \frac{R_d}{E_d} = \frac{433 \text{ kN}}{408 \text{ kN}} = 1,08 \geq 1$$

La verifica è quindi soddisfatta



12.1.2.B Resistenza strutturale della barra d'ancoraggio

La resistenza strutturale è ricavata dal catalogo del produttore:

$$N_{Rd} = \frac{N_{Rk}}{\gamma_s} = \frac{655 \text{ kN}}{1.3} = 570 \text{ kN}$$

Numero	Sezione trasversale A [mm <sup>2</sup> ]	Peso [kg/m]	Y1770 Standard			Y1860 High Grade		
			Snervamento F <sub>p0,1k</sub> [kN]	Ultimo F <sub>pk</sub> [kN]	Omolog.	Snervamento F <sub>p0,1k</sub> [kN]	Ultimo F <sub>pk</sub> [kN]	Omolog.
1	140	1.09	218	248	○ × △	230	260	△
2	280	2.19	437	496	○ × △	459	521	△
3	420	3.28	655	743	○ × △	689	781	△
4	560	4.37	874	991	○ × △	918	1,042	△
5	700	5.47	1,092	1,239	○ × △	1,148	1,302	△
6	840	6.56	1,310	1,487	○ × △	1,378	1,562	△
7	980	7.65	1,529	1,735	○ × △	1,607	1,823	△
8	1,120	8.74	1,747	1,982	○ × △	1,837	2,083	△
9	1,260	9.84	1,966	2,230	○ × △	2,066	2,344	△
10	1,400	10.93	2,184	2,478	○ × △	2,296	2,604	△
11	1,540	12.02	2,402	2,726	○ × △	2,526	2,864	△
12	1,680	13.12	2,621	2,974	○ × △	2,755	3,125	△
13	1,820	14.21	2,839	3,221	○ × △	2,985	3,385	△
14	1,960	15.30	3,058	3,469	○ × △	3,214	3,646	△
15	2,100	16.40	3,276	3,717	○ × △	3,444	3,906	△
16	2,240	17.49	3,494	3,965	○ × △	3,674	4,166	△
17	2,380	18.58	3,713	4,213	○ × △	3,903	4,427	△
18	2,520	19.67	3,931	4,460	○ × △	4,133	4,687	△
19	2,660	20.77	4,150	4,708	○ × △	4,362	4,948	△
20	2,800	21.86	4,368	4,956	○ × △	4,592	5,208	△
21	2,940	22.95	4,586	5,204	○ × △	4,822	5,468	△
22	3,080	24.05	4,805	5,452	○ × △	5,051	5,729	△

c\_d9969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023. 0139153.E



### 12.1.2.C Resistenza dell'aderenza tra bulbo e barra

Si può assumere che all'interfaccia tra la barra ed il bulbo si possa generare uno sforzo massimo di taglio pari a:

$$\tau_2 = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{cls}} = 1,2 \text{ Mpa}$$

La massima azione assiale sopportabile è dunque ottenuta moltiplicando tale valore per la superficie di contatto, assunta pari alla superficie laterale della barra. Si ottiene pertanto:

$$N_{2,k} = \tau_2 \cdot \pi \cdot D \cdot L_{bulbo} = 1,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \pi \cdot 73 \text{ mm} \cdot 10 \text{ m} = 2751 \text{ kN}$$

$$N_{2,d} = \frac{N_{2,k}}{\gamma_f} = \frac{2201}{1,3} = 2116 \text{ kN}$$

Entrambe le resistenze sono maggiori rispetto a quelle sollecitanti.



### 12.1.3 Verifica della lunghezza libera degli ancoraggi

La verifica della lunghezza libera consiste nell'accertare che il bulbo di ancoraggio dei tiranti sia interamente esterno alla regione di terreno soggetta a rottura, ossia, secondo la teoria di Coulomb, quel volume di terreno compreso entro una regione delimitata dalla paratia e da una retta inclinata di  $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}$  rispetto alla verticale. Si nota che, essendo un'opera provvisoria con un tempo di vita di progetto inferiore ai 2 anni, si trascura l'incremento della dimensione del cuneo di rottura legato all'azione sismica.

La superficie di scorrimento del cuneo di rottura attraversa due strati. In tali regioni, la superficie di rottura è inclinata rispetto all'orizzontale di un angolo uguale a:

- Strato 1:  $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} = 45^\circ + \frac{28^\circ}{2} = 59^\circ$
- Strato 2:  $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} = 45^\circ + \frac{31^\circ}{2} = 60,5^\circ$

Nella seguente figura è mostrata una sezione del manufatto, i tiranti, la zona soggetta a rottura per spinta attiva (statica) e in arancione l'area a collasso per spinta attiva. Nella tabella sottostante sono riassunti i risultati derivanti dalla geometria dell'opera e dalle considerazioni precedentemente esposte.

Essendo le lunghezze libere dei tiranti maggiori delle dimensioni del cuneo di rottura alle rispettive altezze, la verifica risulta soddisfatta.



Lunghezza nel cuneo di rottura statico	Lunghezza libera
[m]	[m]
4.50	6

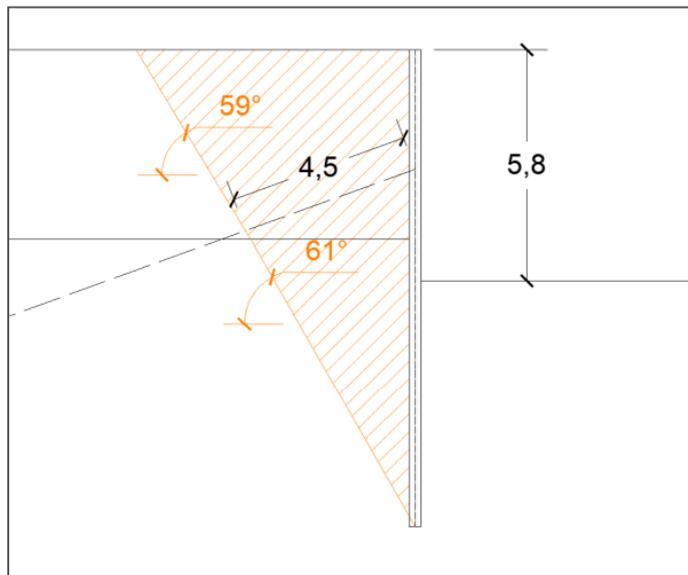


Figura 12-2: Verifica della lunghezza libera dei tiranti

#### 12.1.4 Verifica della gerarchia delle resistenze

Secondo quanto riportato 6.6.2 delle NTC2018, la gerarchia delle resistenze per i sistemi di ancoraggio è da garantire qualora l’ancoraggio sia realizzato mediante trefoli in acciaio armonico.

Nel caso in esame, si hanno le seguenti resistenze:

- Sfilamento del bulbo = 444 kN
- Resistenza del trefolo = 570 kN

Essendo la resistenza del trefolo maggiore di quella del bulbo, si garantisce un comportamento duttile della struttura.



### 12.1.5 Verifica della trave di ripartizione

La verifica della trave di ripartizione è condotta utilizzando il freeware Profili\_v6, messo a disposizione gratuitamente dal prof. Pietro Gelfi. La procedura seguita fa riferimento a quanto riportato al Cap. 6.3.3 dell'Eurocodice 3-1 per le verifiche a instabilità flessionale (svergolamento).

Il dimensionamento è svolto considerando l'ordine di tiranti più sollecitato. Nella figura sotto, che riporta l'involuppo delle azioni sui tiranti (per unità di lunghezza), si evince che il carico massimo è pari a 273 kN/m.

Poiché la sezione in esame è posta all'incirca in mezzeria rispetto allo sviluppo totale, il massimo momento agente può essere calcolato con buona approssimazione come quello generato da un carico uniformemente distribuito su una trave su più appoggi:

$$M = \frac{pl^2}{10}$$

L'azione dei tiranti è inoltre inclinata, pertanto si sono calcolati i momenti flettenti generati da ciascuna delle due componenti della forza:

$$p_x = 109 \frac{kN}{m} \cdot \cos(20^\circ) = 102 \frac{kN}{m}$$

$$p_y = 109 \frac{kN}{m} \cdot \sin(20^\circ) = 37 \frac{kN}{m}$$

I momenti flettenti generati su ciascun profilo resistente saranno la metà di quelli derivanti dai carichi:

$$M_y = \frac{pl^2}{10} = 41 \text{ kNm}$$

$$M_z = \frac{pl^2}{10} = 15 \text{ kNm}$$

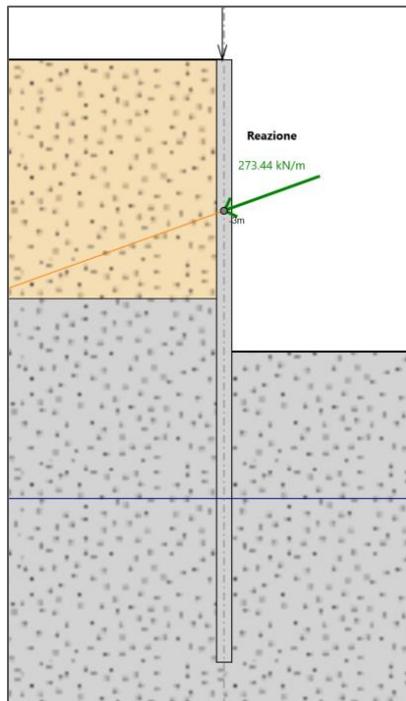


Figura 12-3: Massime azioni sulla trave di ripartizione

I profili adottati sono 2 HEA200 in acciaio S235. Utilizzando il programma Profili\_v6 precedentemente citato, si ottiene un fattore di sicurezza uguale a 0,41, pertanto la verifica è soddisfatta.

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

HE 200 A  
 Acciaio S235 (Fe360)  
 $f_y$  (N/mm<sup>2</sup>) 235  
 $z_y$  [mm] 200 L [m] 2 =  $I_{0z}$  [m]  
 Coefficienti C: C<sub>1</sub> 1.132 C<sub>2</sub> 0.459 C<sub>3</sub> 0.525  
 Coefficienti di lunghezza efficace: k 1 k<sub>w</sub> 1.0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

$M_{cr}$  [kNm] = 359.6  $M_{c,Rd}$  [kNm] = 96.13  
 $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{c,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0.530 \quad \chi_{LT} = 0.915 \quad M_{b,Rd}$  [kNm] = 87.93

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)

$N_{Sd}$  [kN] 0.0  $M_{y,Sd}$  [kNm] 21  $M_{z,Sd}$  [kNm] 8

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{0}{1205} + \frac{1 \times 21}{87.93} + \frac{1 \times 8}{45.61}$$

$$= 0 + 0.239 + 0.175 = 0.414$$

Figura 12-4: Verifica a svergolamento della trave di ripartizione

Comittente:



**Comune di Genova**  
"Opere di adeguamento idraulico del tratto tombinato di valle del rio Maltempo, affluente del torrente Polcevera"

Rev. 1

03/2023

**Progetto Definitivo**  
Sostituzione ponte stradale esistente via Canepari  
Relazione di calcolo – Opere provvisionali

Pag. 42

c\_d9969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E

**Progettista:**



**Mandataria**

**Mandante**

Dott.ssa Claudia Pizzinato



### 13. VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI

Gli spostamenti laterali della paratia sono valutati con riferimento alla combinazione SLE rara.

Facendo riferimento al diagramma degli involuipi degli spostamenti di cui alle immagini seguenti, lo spostamento massimo della paratia vale 82 mm. In termini relativi rispetto all'altezza di scavo (5,8 m), il valore dello spostamento è:

$$\delta_r = \frac{\delta}{H} = \frac{0,082 \text{ m}}{5,5 \text{ m}} = 0,014 = 1,4\%$$

Questi spostamenti si ritengono adeguati a garantire la corretta operabilità della struttura e delle opere circostanti.

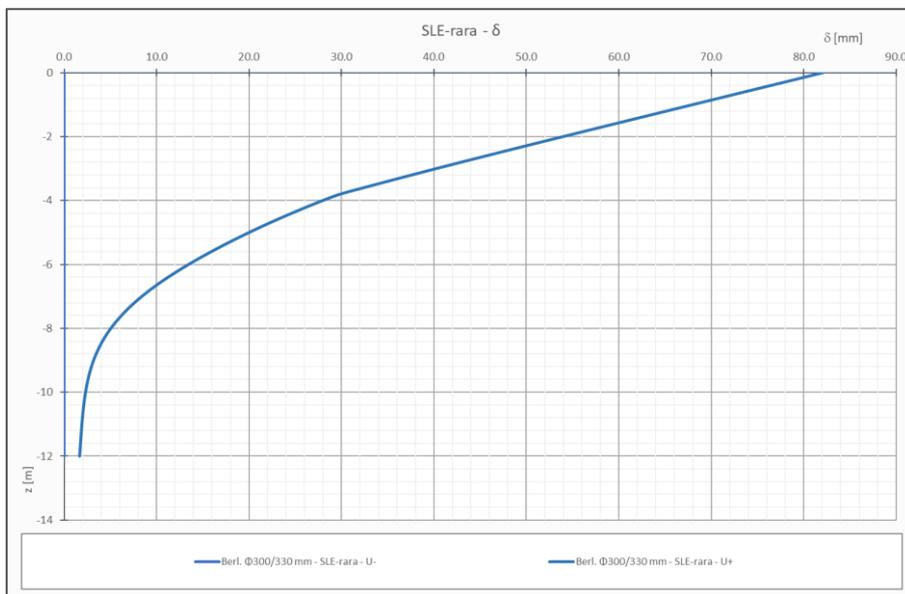


Figura 13-1: Diagramma dell'involuppo degli spostamenti nella combinazione SLE

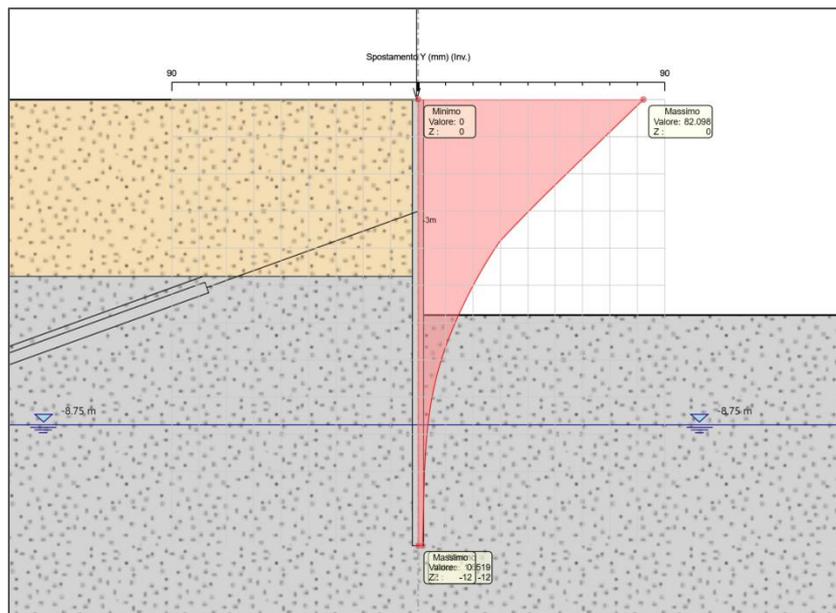


Figura 13-2: Diagramma dell'involuppo degli spostamenti nel modello Paratie



# 14. ALLEGATO 1: REPORT DELL'ANALISI PARATIEPLUS



## Report di Calcolo

Nome Progetto: Berlinese Via Canepari tirantata con profili

Autore: Perlini

Jobname: C:\Users\Luca\Documents\Lavoro\20XX\_Ing\_PROGETTI IN BALLO\343-Maltempo\Fondazione  
 impalcato\Berlinese\Berlinese.pplus

Data: 09/03/2023 17:34:48

Design Section: Base Design Section

### 1. Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo	:			HORIZONTAL
Quota	:		0.1	m
OCR	:			1
Tipo	:			HORIZONTAL
Quota	:		-4.75	m
OCR	:			1

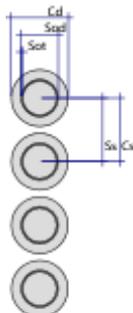
Strato di Terreno	Terreno	$\gamma$ dry	$\gamma$ sat	$\theta'$	$\phi$	$c$	$\rho$	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur
		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	°	°	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
1	Riporto	18	21	28	0	Constant				20000	20000										
2	Alluvioni Torbella	19	22	31	0	Constant				28000	28000										

### 2. Descrizione Pareti



X	:			0		m
Quota	in		alto	:	0	m
Quota	di		fondo	:	-12	m
Muro			di			sinistra

Sezione	:		MICROPALI		IN	LINEA
Area	equivalente	:			0.0441283178110373	m
Inerzia	equivalente	:			0.0002	m <sup>4</sup> /m
Materiale			calcestruzzo	:		C25/30
Tipo			sezione	:		Tangent
Spaziatura			:		0.33	m
Diametro			:		0.3	m
Efficacia			:			1
Materiale			acciaio	:		S355
Sezione			:			CHS193.7*8
Tipo			sezione	:		O
Spaziatura			:		0.33	m
Spessore			:		0.008	m
Diametro			:		0.1937	m



3. Fasi di Calcolo

IC

Scavo

Muro			di			sinistra
Lato		monte	:		0	m
Lato		valle	:		0	m
Linea	di		scavo	di	sinistra	(Orizzontale)
0						m
Linea	di		scavo	di	destra	(Orizzontale)
0						m

Falda

Falda	di	sinistra	:	-8.75	m	acquifera
Falda	di	destra	:	-8.75	m	

Elementi

strutturali





Paratia							WallElement
X		:			0		m
Quota	in		alto	:		0	m
Quota	di		fondo	:		-12	m
Sezione	:		MICROPALI			IN	LINEA
Scavo 1							
Scavo							
Muro			di				sinistra
Lato	monte	:			0		m
Lato	valle	:			-4		m
Linea	di		scavo	di		sinistra	(Orizzontale)
0							m
Linea	di		scavo	di		destra	(Orizzontale)
-4							m
Falda							
Falda	di		sinistra	:		-8.75	m
Falda	di		destra	:		-8.75	m
Elementi							
Paratia							strutturali
X		:			0		WallElement
Quota	in		alto	:		0	m
Quota	di		fondo	:		-12	m
Sezione	:		MICROPALI			IN	LINEA
Tiranti							
Scavo							
Muro			di				sinistra
Lato	monte	:			0		m
Lato	valle	:			-3.5		m
Linea	di		scavo	di		sinistra	(Orizzontale)
0							m
Linea	di		scavo	di		destra	(Orizzontale)
-3.5							m
Falda							
Falda	di		sinistra	:		-8.75	m
Falda	di		destra	:		-8.75	m
Elementi							
Tirante							strutturali
X		:			0		Tieback
Z		:			-3		m
Lunghezza	bulbo	:			10		m
Diametro	bulbo	:			0.2		m
Lunghezza	libera	:			6		m
Spaziatura	orizzontale	:			1.5		m
Precarico		:			300		kN
Angolo		:			20		°
Sezione		:					#3STRANDS
Area		:			0.00042		m^2
Paratia							WallElement
X		:			0		m
Quota	in		alto	:		0	m
Quota	di		fondo	:		-12	m



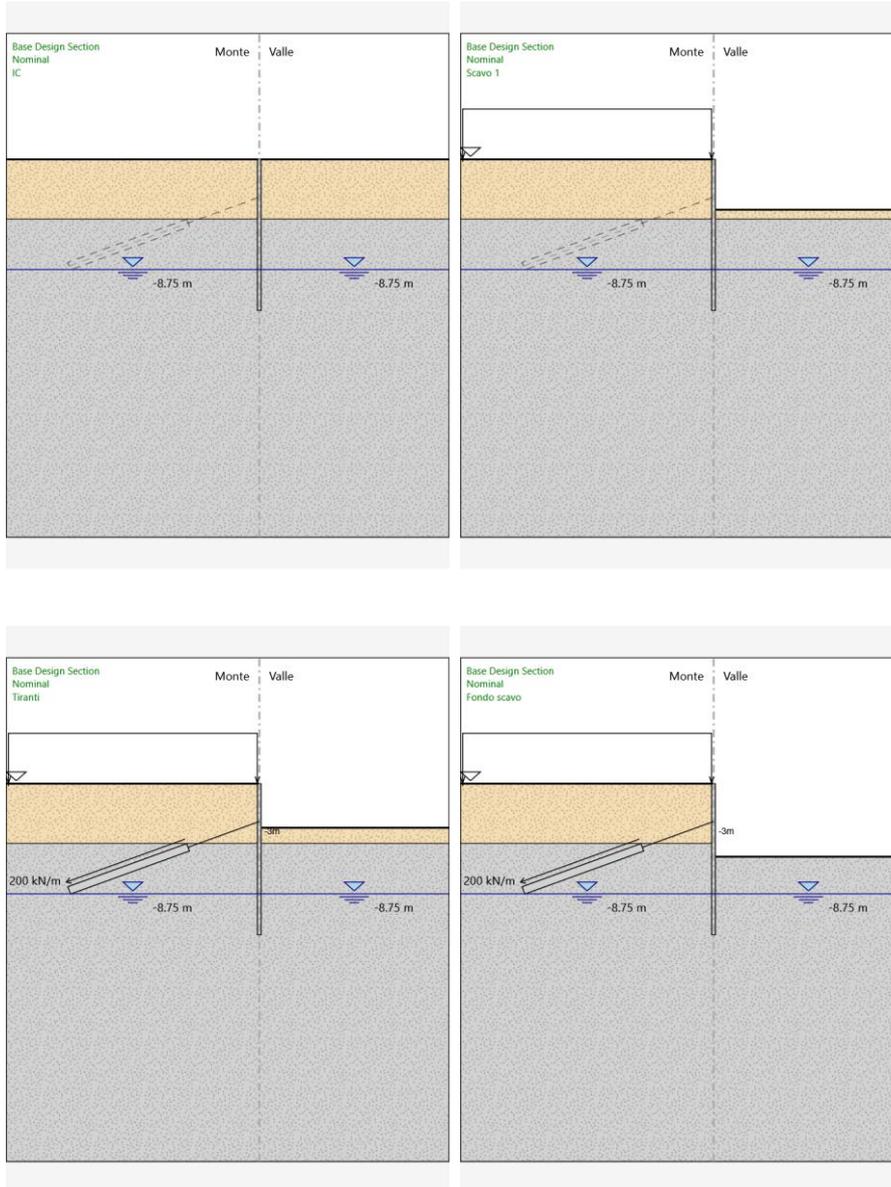
Sezione	:	MICROPALI	IN	LINEA
Fondo scavo				
Scavo				
Muro		di		sinistra
Lato	monte	:	0	m
Lato	valle	:	-5.8	m
Linea	di	scavo	di	sinistra (Orizzontale)
0				m
Linea	di	scavo	di	destra (Orizzontale)
-5.8				m
Falda				
Falda	di	sinistra	:	-8.75 m
Falda	di	destra	:	-8.75 m
Elementi				
Tirante		:		strutturali Tieback
X	:		0	m
Z	:		-3	m
Lunghezza	bulbo	:	10	m
Diametro	bulbo	:	0.2	m
Lunghezza	libera	:	6	m
Spaziatura	orizzontale	:	1.5	m
Precarico	:		300	kN
Angolo	:		20	°
Sezione	:			#3STRANDS
Area	:		0.00042	m^2
Paratia	:			WallElement
X	:		0	m
Quota	in	alto	:	0 m
Quota	di	fondo	:	-12 m
Sezione	:	MICROPALI	IN	LINEA
Sisma				
Scavo				
Muro		di		sinistra
Lato	monte	:	0	m
Lato	valle	:	-5.8	m
Linea	di	scavo	di	sinistra (Orizzontale)
0				m
Linea	di	scavo	di	destra (Orizzontale)
-5.8				m
Falda				
Falda	di	sinistra	:	-8.75 m
Falda	di	destra	:	-8.75 m
Elementi				
Tirante		:		strutturali Tieback
X	:		0	m
Z	:		-3	m
Lunghezza	bulbo	:	10	m
Diametro	bulbo	:	0.2	m
Lunghezza	libera	:	6	m
Spaziatura	orizzontale	:	1.5	m
Precarico	:		300	kN

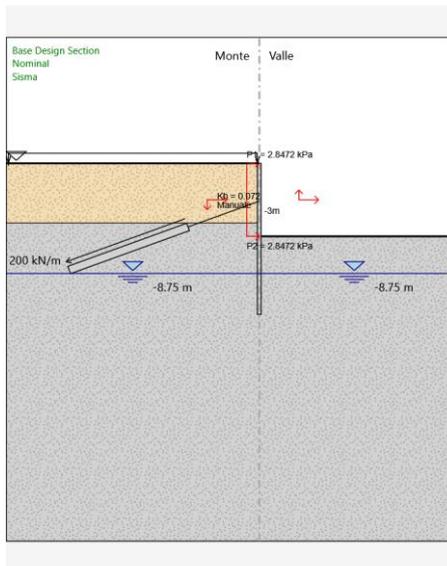
c\_0969 - Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



Angolo	:		20	°
Sezione	:			#3STRANDS
Area	:		0.00042	m <sup>2</sup>
Paratia	:			WallElement
X	:		0	m
Quota	in	alto	:	0
Quota	di	fondo	:	-12
Sezione	:	MICROPALI	IN	LINEA

3.1. Tabella Configurazione Stage (Nominal)





4. Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_deadoad_unfavor)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_deadoad_favor)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_liveoad_unfavor)	Carichi Variabili Favorevoli (F_liveoad_favor)	Carichi Sismici (F_seisaterD)	Carichi Acqua Lato Monte (F_Water)	Pressioni Acqua Lato Valle (F_UPL)	Pressioni Acqua Lato Monte (F_UP)	Carichi Destabilizzanti (F_UPL)	Carichi Stabilizzanti (F_UP)	Carichi Destabilizzanti (F_HYD)	Carichi Stabilizzanti (F_HYD)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD)
Simbolo	$\gamma_G$	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\gamma_Q$	$\gamma_{QE}$	$\gamma_G$	$\gamma_G$	$\gamma_{Gdst}$	$\gamma_{Gstb}$	$\gamma_{Qdst}$	$\gamma_{Gdst}$	$\gamma_{Gstb}$	$\gamma_{Qdst}$
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: 1 SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)		1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: 1.3 A1+M1+R1 (R3 per tiranti)		1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: 1 A2+M2+R1		1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: 1 SISMICA STR		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Nome	Parziale su $\tan(\theta')$ (F_Fr)	Parziale su $c'$ (F_eff_cohe)	Parziale su $\gamma$ (F_Su)	Parziale su $\gamma_{qu}$ (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
------	------------------------------------	-------------------------------	-----------------------------	----------------------------------	--------------------------------------



Simbolo	$\gamma\phi$	$\gamma c$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_{qu}$	$\gamma\gamma$
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
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1

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	$\gamma Re$	$\gamma_{ap}$	$\gamma_{at}$	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/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
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1

4. Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

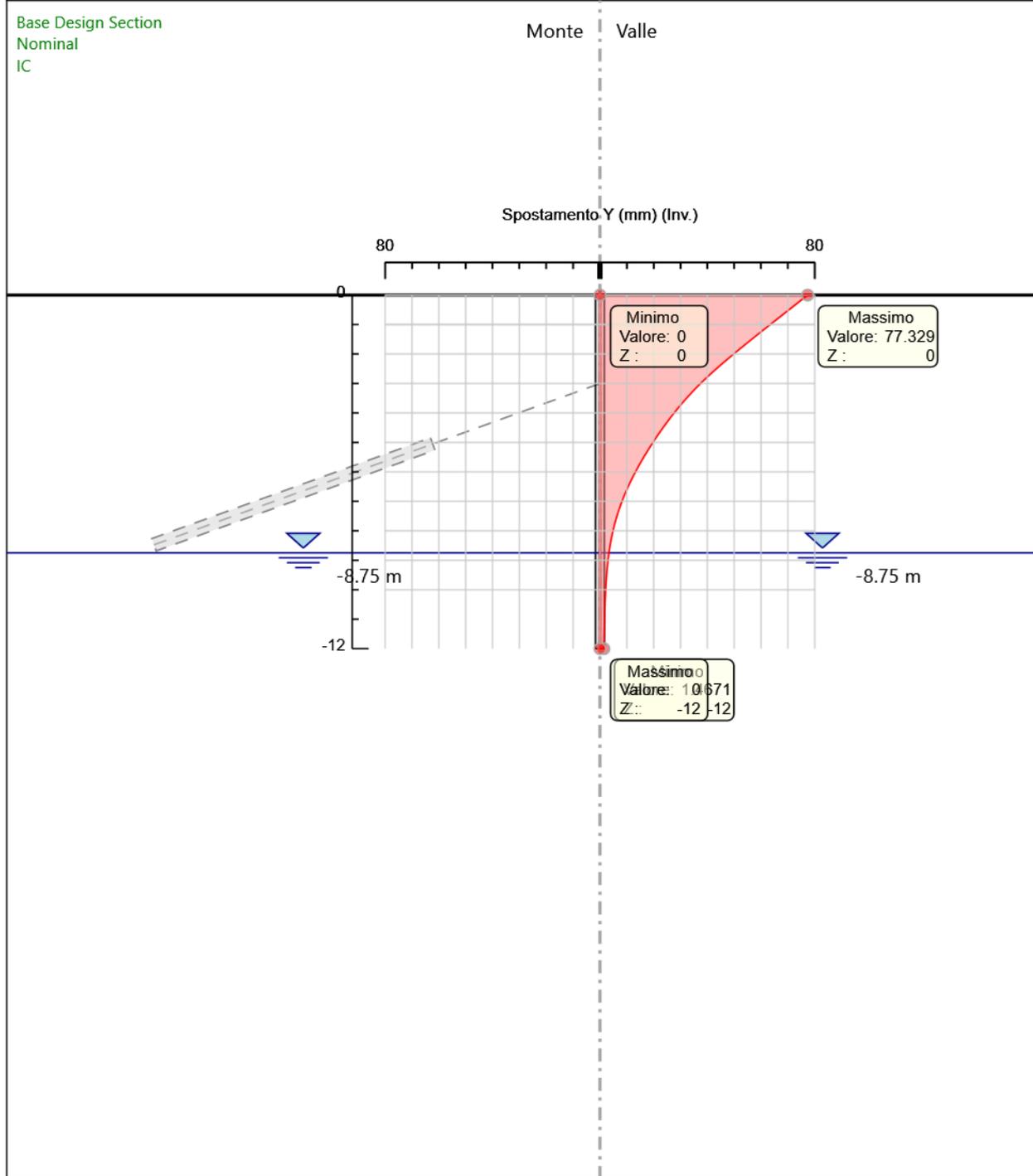
Design Assumption	IC Scavo	1 Tiranti	Fondo scavo	Sisma
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)				V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)				
NTC2018: A2+M2+R1				
NTC2018: SISMICA STR	V	V	V	V

4. Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

4.1. Grafico Inviluppi Spostamento



Base Design Section  
 Nominal  
 IC



Spostamento

4.2. Tabella Involuppi Momento WallElement

Selected Design Assumptions Involuppi: Momento Muro: WallElement

Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0.479	0



Selected Design Assumptions Inviluppi: Momento Muro: WallElement

Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-0.4	2.003	0
-0.6	4.661	0
-0.8	8.54	0
-1	13.727	0
-1.2	20.306	0
-1.4	28.36	0
-1.6	37.97	0
-1.8	49.207	0
-2	62.141	0
-2.2	76.831	0
-2.4	93.325	0
-2.6	111.658	0
-2.8	131.85	0
-3	153.9	0
-3.2	138.256	0
-3.4	127.957	0
-3.6	120.84	0
-3.8	116.066	0
-4	113.551	0
-4.2	113.206	0
-4.4	114.933	0
-4.6	123.734	0
-4.8	136.02	0
-5	146.748	0
-5.2	155.27	0
-5.4	160.936	0
-5.6	163.819	0
-5.8	164.258	0
-6	162.566	0
-6.2	159.024	0
-6.4	153.883	0
-6.6	147.365	0
-6.8	139.662	0
-7	130.938	0
-7.2	121.332	0
-7.4	111.148	0

c\_d969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E

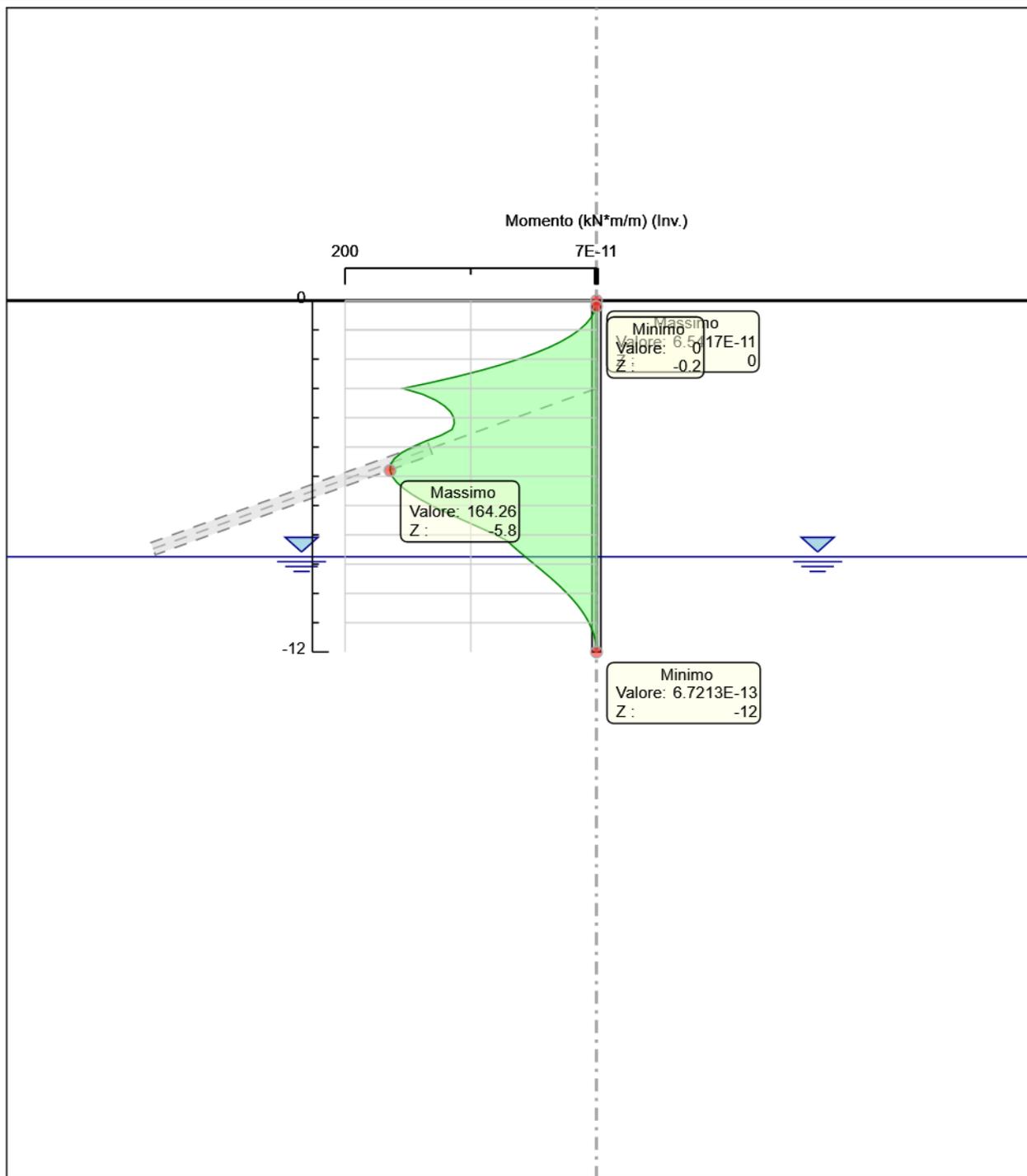


**Selected Design Assumptions Involuppi: Momento Muro: WallElement**

Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-7.6	100.707	0
-7.8	90.273	0
-8	80.062	0
-8.2	71.123	0
-8.4	66.125	0
-8.6	60.741	0
-8.8	55.136	0
-9	49.451	0
-9.2	43.805	0
-9.4	38.296	0
-9.6	33.005	0
-9.8	27.995	0
-10	23.316	0
-10.2	19.008	0
-10.4	15.1	0
-10.6	11.614	0
-10.8	8.567	0
-11	5.971	0
-11.2	3.835	0
-11.4	2.164	0
-11.6	0.965	0
-11.8	0.242	0
-12	0	0

**4.3. Grafico Involuppi Momento**

c\_d969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



Momento

4.4. Tabella Involuppi Taglio WallElement

Selected Design Assumptions Involuppi: Taglio Muro: WallElement

Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	2.394	0
-0.2	7.623	0



**Selected Design Assumptions** Inviluppi: Taglio Muro: WallElement

Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
-0.4	13.29	0
-0.6	19.395	0
-0.8	25.932	0
-1	32.896	0
-1.2	40.272	0
-1.4	48.045	0
-1.6	56.189	0
-1.8	64.671	0
-2	73.449	0
-2.2	82.529	0
-2.4	93.509	0
-2.6	104.888	0
-2.8	116.574	0
-3	116.574	78.437
-3.2	41.502	78.437
-3.4	46.016	69.432
-3.6	50.758	60.774
-3.8	55.729	52.542
-4	60.927	44.807
-4.2	63.61	37.638
-4.4	63.776	31.009
-4.6	63.776	24.918
-4.8	61.425	19.035
-5	53.643	13.653
-5.2	42.612	8.059
-5.4	28.33	2.253
-5.6	14.411	2.321
-5.8	17.451	8.873
-6	20.478	17.71
-6.2	20.531	25.704
-6.4	20.531	32.592
-6.6	17.636	38.517
-6.8	11.785	43.619
-7	5.153	48.03
-7.2	0	50.918
-7.4	0	52.206

c\_d969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E

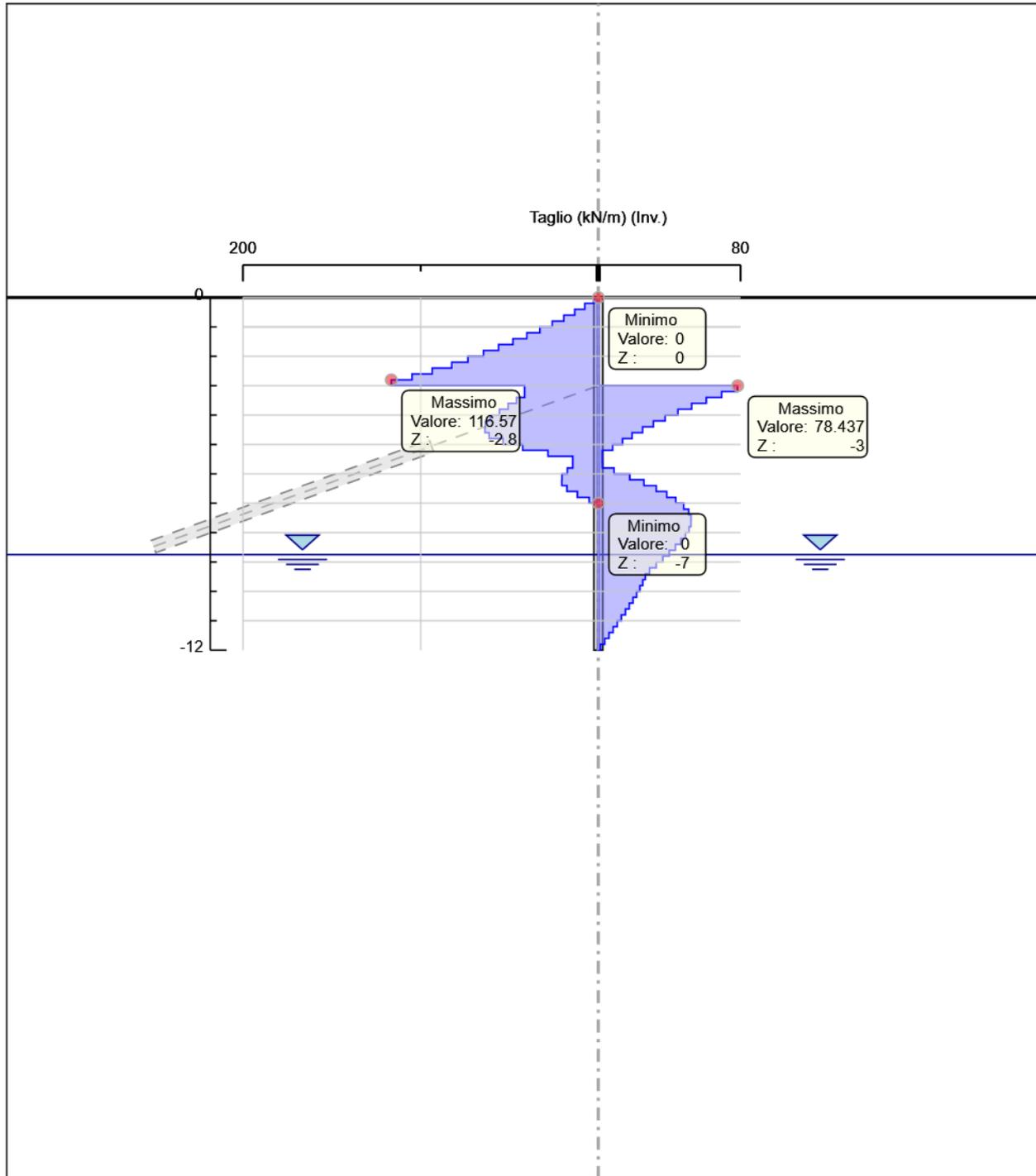


**Selected Design Assumptions Inviluppi: Taglio Muro: WallElement**

Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
-7.6	0	52.206
-7.8	0	52.169
-8	0	51.057
-8.2	0	49.092
-8.4	0	46.473
-8.6	0	43.374
-8.8	0	39.945
-9	0	36.316
-9.2	0	32.592
-9.4	0	28.864
-9.6	0	26.457
-9.8	0	25.051
-10	0	23.394
-10.2	0	21.541
-10.4	0	19.54
-10.6	0	17.428
-10.8	0	15.234
-11	0	12.981
-11.2	0	10.683
-11.4	0	8.352
-11.6	0	5.995
-11.8	0	3.614
-12	0	1.212

**4.5. Grafico Inviluppi Taglio**

c\_d969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



Taglio

4.6. Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption Stage Muro Lato Involuppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

%

NTC2018: SISMICA STR Tiranti Left Wall LEFT 11.56

NTC2018: SISMICA STR Sisma Left Wall RIGHT 27.62



**4.7. Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva**

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva
				%
NTC2018: SISMICA STR	Scavo 1	Left Wall	LEFT	133.91
NTC2018: SISMICA STR IC		Left Wall	RIGHT	172.75

**5. Normative adottate per le verifiche degli Elementi Strutturali**

**Normative Verifiche**

Calcestruzzo	NTC
Acciaio	NTC
Tirante	NTC

**Coefficienti per Verifica Tiranti**

GEO FS	1
$\xi_{a3}$	1.8
$\gamma_s$	1.15

**5.1. Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo**

Design Assumption	IC Scavo 1	Tiranti	Fondo scavo	Sisma
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)				V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)				
NTC2018: A2+M2+R1				
NTC2018: SISMICA STR	V	V	V	V

**5.2. Risultati SteelWorld**

**5.2.1. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld : LEFT**

**Inviluppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld LEFT**

Z (m)	Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld
0	0
-0.2	0.002
-0.4	0.007
-0.6	0.016



Inviluppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorldLEFT

Z (m)	Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld
-0.8	0.03
-1	0.049
-1.2	0.072
-1.4	0.1
-1.6	0.134
-1.8	0.174
-2	0.22
-2.2	0.272
-2.4	0.33
-2.6	0.395
-2.8	0.466
-3	0.544
-3.2	0.489
-3.4	0.452
-3.6	0.427
-3.8	0.41
-4	0.401
-4.2	0.4
-4.4	0.406
-4.6	0.438
-4.8	0.481
-5	0.519
-5.2	0.549
-5.4	0.569
-5.6	0.579
-5.8	0.581
-6	0.575
-6.2	0.562
-6.4	0.544
-6.6	0.521
-6.8	0.494
-7	0.463
-7.2	0.429
-7.4	0.393
-7.6	0.356
-7.8	0.319

c\_d969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E

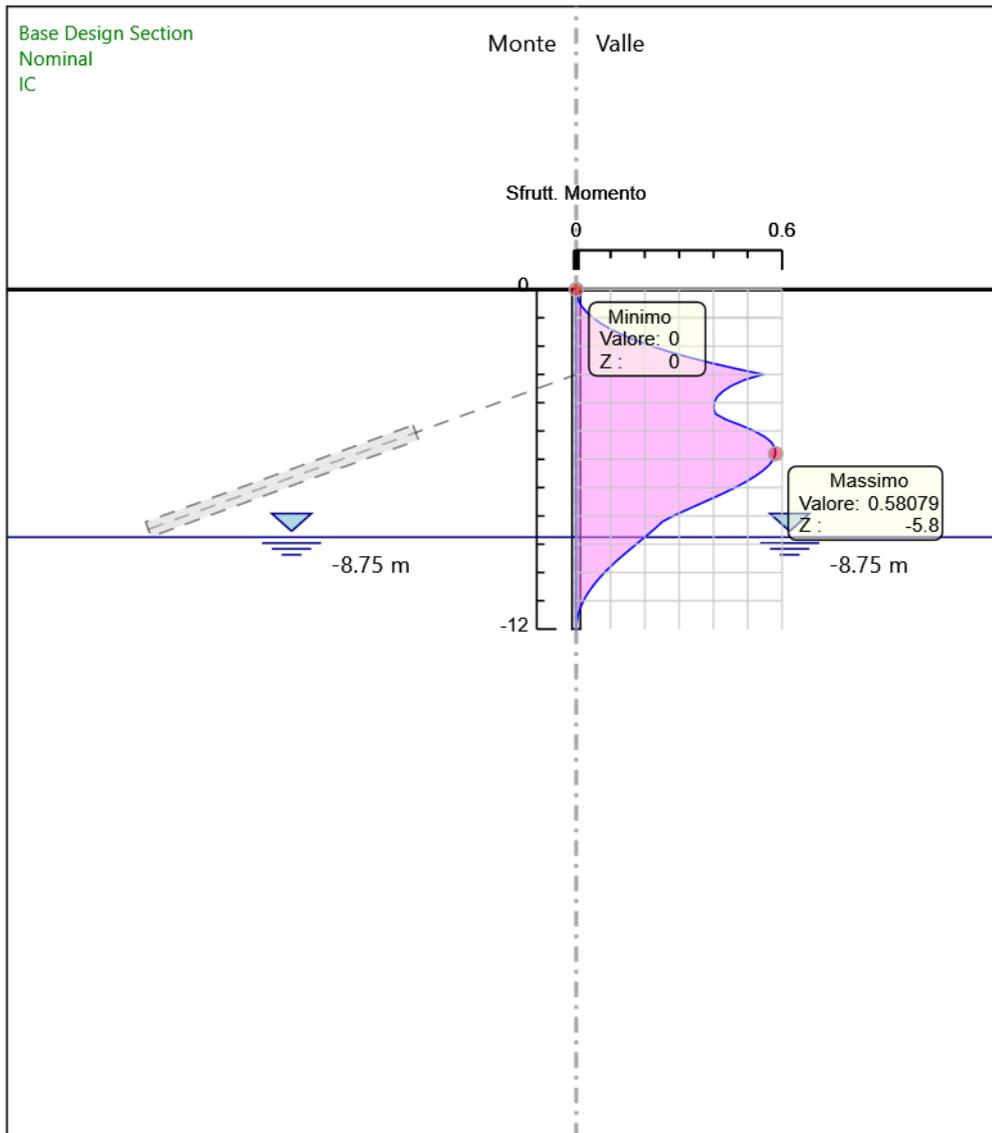


**Inviluppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorldLEFT**

Z (m)	Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld
-8	0.283
-8.2	0.251
-8.4	0.234
-8.6	0.215
-8.8	0.195
-9	0.175
-9.2	0.155
-9.4	0.135
-9.6	0.117
-9.8	0.099
-10	0.082
-10.2	0.067
-10.4	0.053
-10.6	0.041
-10.8	0.03
-11	0.021
-11.2	0.014
-11.4	0.008
-11.6	0.003
-11.8	0.001
-12	0

**5.2.2. Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld**

c\_d969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



Inviluppi

Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld

5.2.1. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld : LEFT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld LEFT

Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld
0	0.001
-0.2	0.004
-0.4	0.008
-0.6	0.011
-0.8	0.015
-1	0.019
-1.2	0.023



**Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld LEFT**

Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld
-1.4	0.027
-1.6	0.032
-1.8	0.037
-2	0.042
-2.2	0.047
-2.4	0.053
-2.6	0.06
-2.8	0.066
-3	0.045
-3.2	0.04
-3.4	0.035
-3.6	0.03
-3.8	0.032
-4	0.035
-4.2	0.036
-4.4	0.036
-4.6	0.035
-4.8	0.031
-5	0.024
-5.2	0.016
-5.4	0.008
-5.6	0.006
-5.8	0.01
-6	0.012
-6.2	0.015
-6.4	0.019
-6.6	0.022
-6.8	0.025
-7	0.027
-7.2	0.029
-7.4	0.03
-7.6	0.03
-7.8	0.029
-8	0.028
-8.2	0.026
-8.4	0.025

c\_d969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E

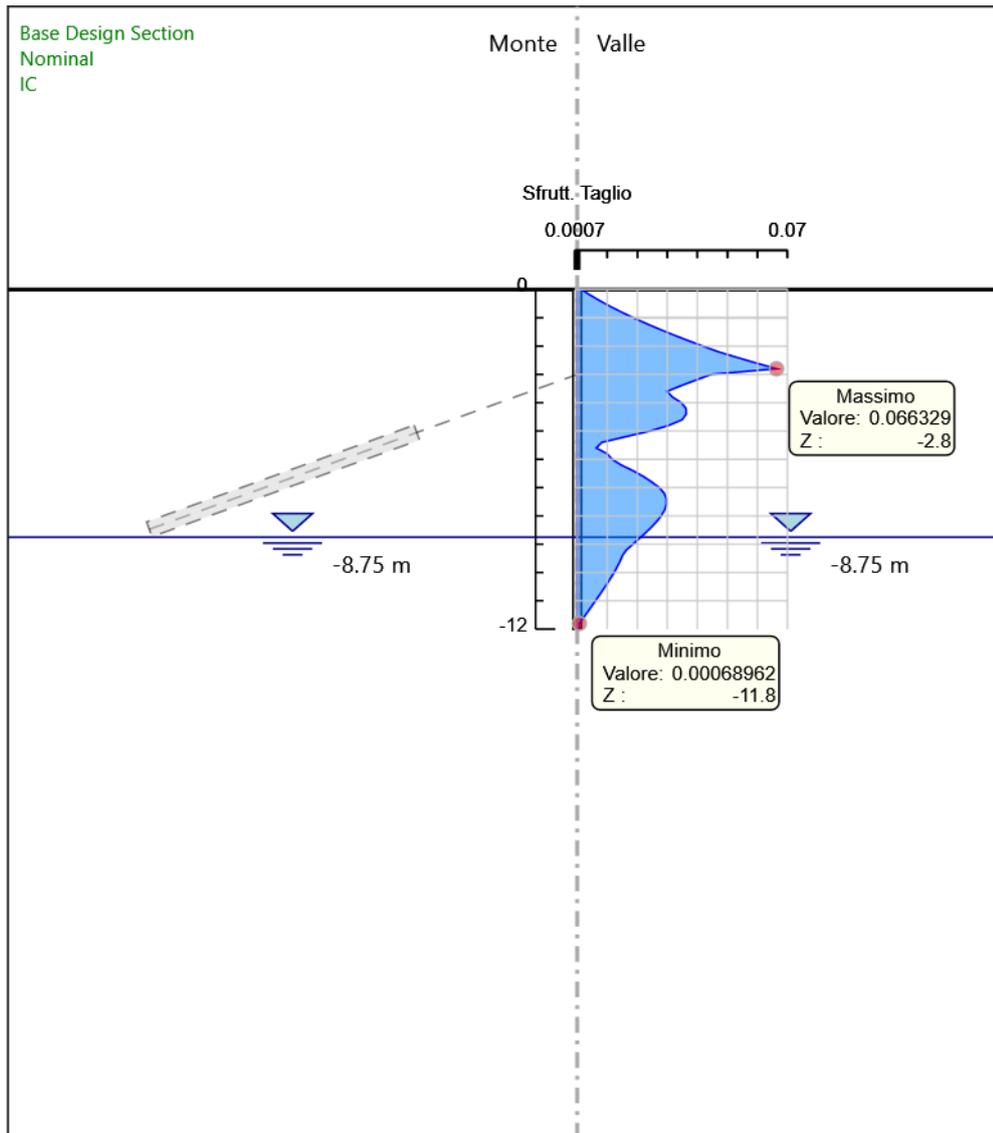


**Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld LEFT**

Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld
-8.6	0.023
-8.8	0.021
-9	0.019
-9.2	0.016
-9.4	0.015
-9.6	0.014
-9.8	0.013
-10	0.012
-10.2	0.011
-10.4	0.01
-10.6	0.009
-10.8	0.007
-11	0.006
-11.2	0.005
-11.4	0.003
-11.6	0.002
-11.8	0.001
-12	0.001

**5.2.2. Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld**

c\_d969.Comune di Genova - Prot. 29/03/2023.0139153.E



Inviluppi

Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld

5.2.3. Verifiche Tiranti NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)

Design Assumption: NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Tipo Risultato: Verifiche Tiranti	NTC2018 (ITA)					
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Tiranti	300	879.646	609.913	0.341	0.492	NO
Tieback	Fondo scavo	315.507	879.646	609.913	0.359	0.517	NO
Tieback	Sisma	313.159	879.646	609.913	0.356	0.513	NO

5.2.4. Verifiche Tiranti NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)



Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)		Tipo Risultato: Verifiche Tiranti		NTC2018 (ITA)			
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Tiranti	390	444.266	609.913	0.878	0.639	
Tieback	Fondo scavo	410.159	444.266	609.913	0.923	0.672	
Tieback	Sisma	407.106	444.266	609.913	0.916	0.667	

5.2.5. Verifiche Tiranti NTC2018: A2+M2+R1

Design Assumption: NTC2018: A2+M2+R1		Tipo Risultato: Verifiche Tiranti		NTC2018 (ITA)			
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Tiranti	300	444.266	609.913	0.675	0.492	
Tieback	Fondo scavo	325.037	444.266	609.913	0.732	0.533	
Tieback	Sisma	321.244	444.266	609.913	0.723	0.527	

5.2.6. Verifiche Tiranti NTC2018: SISMICA STR

Design Assumption: NTC2018: SISMICA STR		Tipo Risultato: Verifiche Tiranti		NTC2018 (ITA)			
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Tiranti	300	444.266	609.913	0.675	0.492	
Tieback	Fondo scavo	315.507	444.266	609.913	0.71	0.517	
Tieback	Sisma	316.156	444.266	609.913	0.712	0.518	

5.2.7. Involuppo Verifiche Tiranti (su tutte le D.A. attive)

Tipo Risultato: Verifiche Tiranti								Design Assumption
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza Gerarchia delle Resistenze	Design Assumption
Tieback	Fondo scavo	410.159	444.266	609.913	0.923	0.672		NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

5.3. Verifiche Travi di Ripartizione Nominal



**5.4. Verifiche Travi di Ripartizione NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)**

**5.5. Verifiche Travi di Ripartizione NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)**

**5.6. Verifiche Travi di Ripartizione NTC2018: A2+M2+R1**

**5.7. Verifiche Travi di Ripartizione NTC2018: SISMICA STR**