

Regione Lombardia
Direzione Generale Infrastrutture e Mobilità



CODICE
COMMESSA

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D.P.R.
207/10

PROGRESSIVO
ELABORATO

CATEGORIA
OPERA

NUMERO
OPERA

REVISIONE

SCALA

L 5 8

D

f

0 1 3

I T

B 4

R 0

===

SARONNO CITY HUB

Progetto Definitivo

OPERA B4 - MIGLIORAMENTO ACCESSO AL POLO INFRASTRUTTURALE
RELAZIONE DI CALCOLO

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3				
	2				
	1				
	0	mag 2023	prima emissione		

NORD_ING

NORD_ING Srl
IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Luca Erba

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA
PROCURATORE
Ing. Roberto Riva

Progettista



Collaborazione

TEKNE

VIA MARTIGNONI, 25 - 20124 MILANO
TEL +39 0269971 - FAX +39 02 6997272
ingegneria@teknespa.it

Lombardi

VIA GIOTTO, 36 - 20125 MILANO
TEL +39 02 28303324 - FAX +39 02 58303190

REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.

1	INTRODUZIONE	3
2	NORMATIVE E RIFERIMENTI.....	6
2.1	Normative e riferimenti standard	6
2.2	Software di calcolo	7
3	MATERIALI.....	8
3.1	Calcestruzzi.....	8
3.1.1	<i>Calcestruzzo per magrone</i>	<i>8</i>
3.2	Calcestruzzo per strutture gettate in opera – elevazioni e fondazioni muro controterra	8
3.2.1	<i>Calcestruzzo per cordoli di micropali, rampe e fondazione scala</i>	<i>8</i>
3.3	Acciai.....	9
3.3.1	<i>Acciaio per armatura lenta</i>	<i>9</i>
3.3.2	<i>Acciaio da carpenteria metallica - Micropali</i>	<i>9</i>
3.3.3	<i>Bulloneria</i>	<i>9</i>
3.4	Durabilità	10
3.4.1	<i>Ambiente di riferimento.....</i>	<i>10</i>
3.4.2	<i>Copriferro di progetto</i>	<i>10</i>
3.4.3	<i>Limiti fessurativi</i>	<i>10</i>
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	12
5	OPERA B4: berlinese di micropali di fase provvisoria	14
5.1	Geometria.....	14
5.2	Combinazione di carico	15
5.3	Sezione di calcolo	16
5.4	Risultati delle analisi.....	19
5.4.1	<i>Combinazione A1+M1+R1.....</i>	<i>19</i>
5.4.2	<i>Combinazione A2+M2+R1.....</i>	<i>20</i>
5.4.3	<i>Combinazione SLE RARA</i>	<i>21</i>
5.5	Verifica di stabilità.....	22
5.6	Verifiche a flessione e taglio micropali.....	24
5.7	Verifiche a sfilamento micropali inclinati a cavalletto	24
6	OPERA B4: MURO DI SOSTEGNO di fase definitiva	27
6.1	Modello di calcolo e software di calcolo	27
6.1.1	<i>Fasi di calcolo</i>	<i>27</i>
6.1.2	<i>Calcolo della spinta sul muro</i>	<i>27</i>
6.1.3	<i>Verifica a ribaltamento</i>	<i>29</i>
6.1.4	<i>Verifica a scorrimento.....</i>	<i>29</i>
6.1.5	<i>Verifica al carico limite</i>	<i>30</i>
6.1.6	<i>Verifica alla stabilità globale</i>	<i>31</i>
6.1.7	<i>Verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE).....</i>	<i>31</i>
6.2	Carichi di progetto.....	33
6.2.1	<i>Pesi propri strutturali.....</i>	<i>33</i>
6.2.2	<i>Carichi permanenti portati.....</i>	<i>33</i>
6.2.3	<i>Spinta del terreno</i>	<i>33</i>
6.2.4	<i>Spinta per azione sismica.....</i>	<i>33</i>
6.2.5	<i>Carico da vento su recinzione sommitale</i>	<i>33</i>
6.2.6	<i>Carico da traffico</i>	<i>35</i>
6.2.7	<i>Azioni eccezionali: urto da veicolo in svio</i>	<i>35</i>

6.3	Combinazioni di carico	36
6.4	Muro H=6.5 m	38
6.4.1	<i>Geometria</i>	38
6.4.2	<i>Risultati principali</i>	39
6.4.3	<i>Verifica dei principali elementi strutturali</i>	41

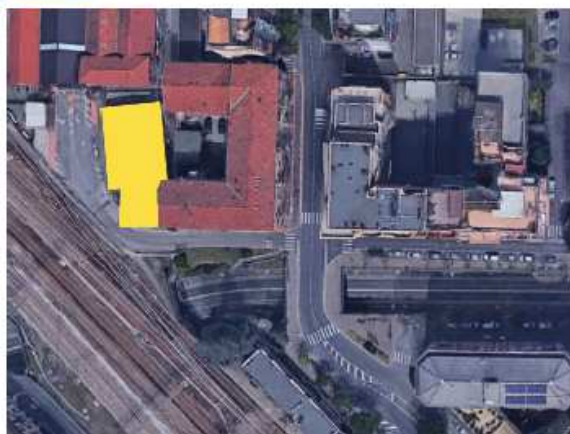
1 INTRODUZIONE

L'opera B4 consiste nell'allargamento stradale dell'accesso su via Diaz al polo tecnologico. Così come riportato negli elaborati del preliminare, è previsto l'allargamento della sede stradale di via Diaz e la demolizione di alcuni fabbricati al fine di aumentare lo spazio viabile. Si otterrà così un complessivo allargamento dell'accesso al Polo Tecnologico.

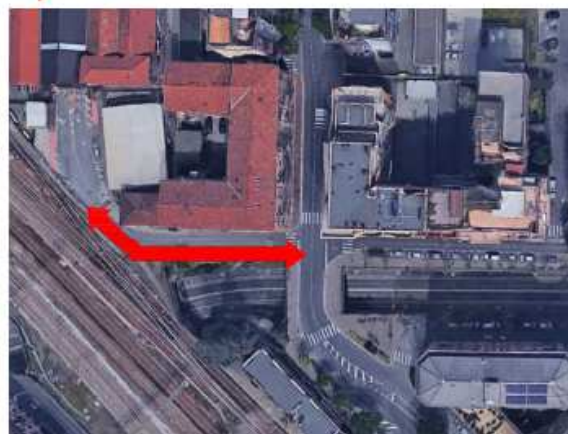
STATO DI FATTO



IPOTESI DEMOLIZIONI



➔ CONNESSIONE CON IL NUOVO POLO



Per effettuare l'allargamento stradale, si propone l'esecuzione di una berlinese provvisoria di micropali, a sostegno dell'attuale sede stradale di via Diaz, per eseguire lo scavo di sbancamento fino alla quota stradale sottostante (dislivello complessivo di circa 7.00m).

Sarà necessario procedere alla demolizione della rampa pedonale attuale, con relativi muri laterali, e alla sua ri-profilatura in fase finale.

Davanti alla berlinese, che ha funzione solamente provvisoria, sarà poi ricostruito un muro in c.a. avente funzione di sostegno definitivo delle terre e della sede stradale, con parapetto sommitale anticaduta.

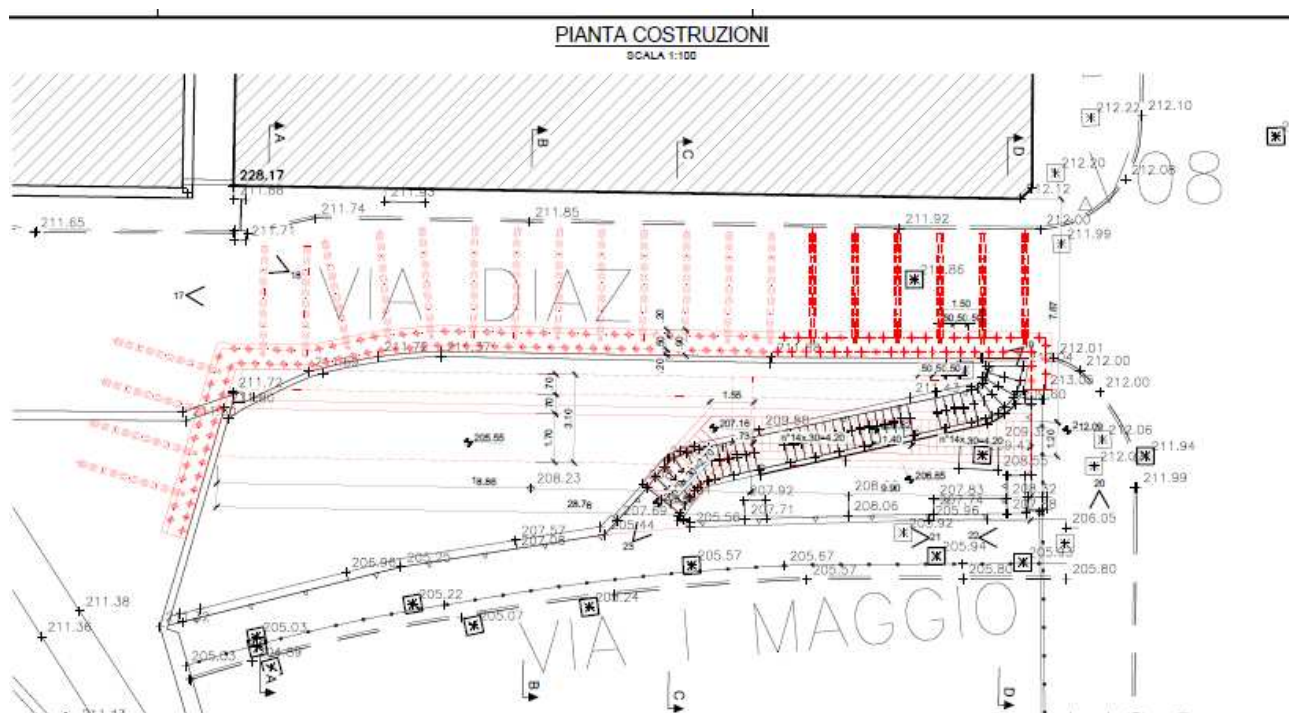


Figura 1-1 Planimetria di progetto intervento B4

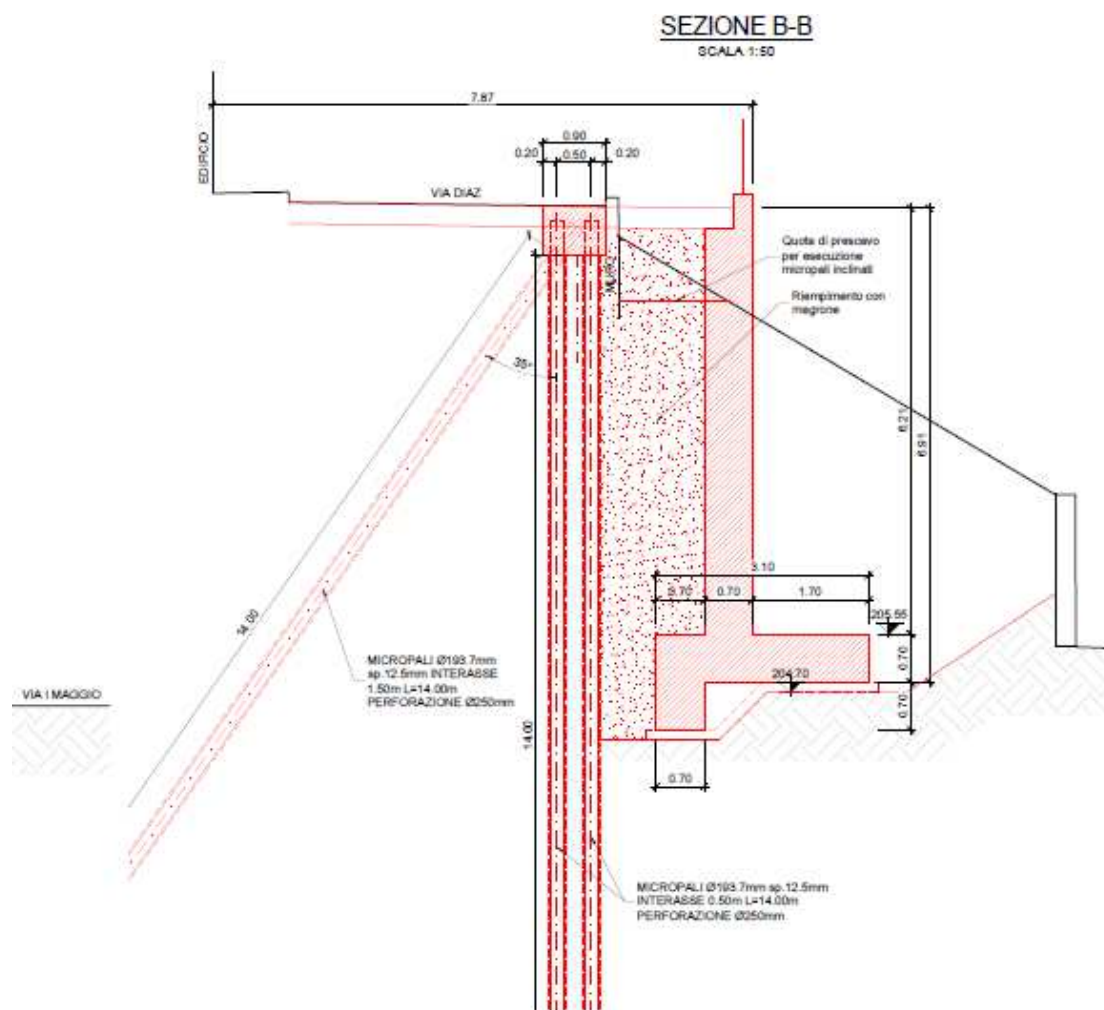


Figura 1-2 Sezione tipo intervento B4

Le fasi esecutive dell'opera che si intende realizzare sono così riassunte:

- 1) Esecuzione della berlinese di micropali a doppia fila a quinconce (microp. verticali) a tergo del muro esistente con preliminare parzializzazione della via Diaz al traffico;
- 2) Prescavo di sbancamento a valle, e demolizione parziale della rampa esistente, per un'altezza di 2m, propedeutico alla realizzazione dei micropali inclinati;
- 3) Esecuzione dei micropali inclinati;
- 4) Scavo di sbancamento con demolizione della rampa fino a quota di fondo scavo (quota strada via 1° Maggio);
- 5) Ricostruzione di muro definitivo (paramento e ciabatta lato valle);
- 6) Riprofilatura della rampa pedonale nella nuova configurazione finale.

L'inclinazione dei tiranti passivi (micropali inclinati) è stata studiata in modo da non provocare interferenze ad eventuali piani cantianti per l'edificio restrostante, la cui presenza e profondità sarà comunque da verificare ed accertare in fase di progetto esecutivo e di cantiere.

Si indica di prestare attenzione alla presenza di un pozzo esistente della rete di smaltimento acque, la cui posizione risulta interferente planimetricamente ed altimetricamente con la nuova rampa scala in progetto: in sede di progetto esecutivo si dovrà procedere allo spostamento dei sottoservizi interferenti.

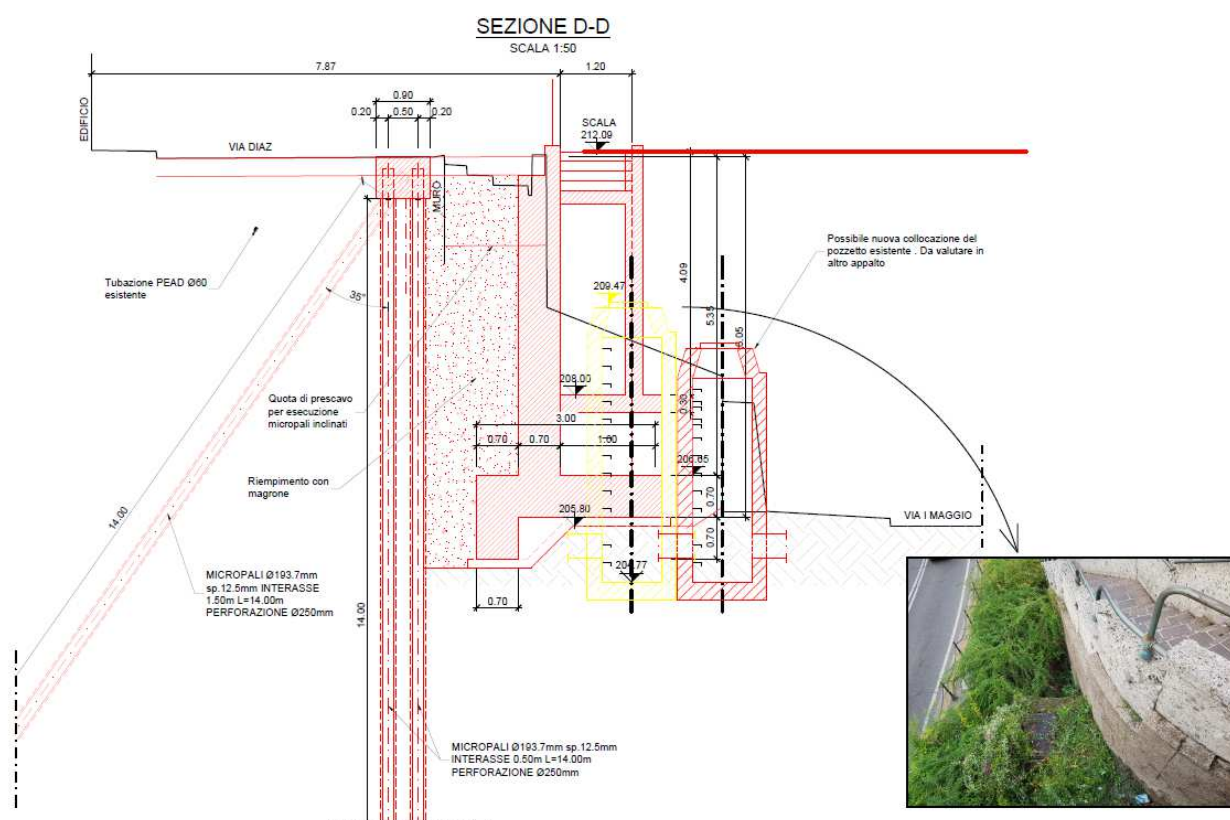


Figura 1-3 Interferenza con pozzo esistente – da risolvere in fase di PE

2 NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 Normative e riferimenti standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto seguendo le normative in elenco:

- | | | |
|------|----------------------------|--|
| [1] | Legge 05/11/1971, n.1086 | Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951) |
| [2] | Legge 02/02/1974, n.64 | Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche |
| [3] | D.M. 17/01/2018 | Norme Tecniche per le costruzioni |
| [4] | Circ. Min. 21 gennaio 2019 | Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per la costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018 |
| [5] | UNI EN 1990 | Basis of structural design |
| [6] | UNI EN 1991-1-1:2002 | Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads |
| [7] | UNI EN 1991-1-4 | Actions on structures - General actions - Wind actions |
| [8] | UNI EN 1991-1-5 | Actions on structures - General actions - Thermal actions |
| [9] | UNI EN 1992-1-1 | Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures |
| [10] | UNI EN 1992-1-2 | Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design |
| [11] | UNI EN 1993-1-1 | Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici |
| [12] | UNI EN 1993-1-8 | Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti |
| [13] | UNI EN 1998-1 | Design provisions for earthquake resistance of structures - General rules, seismic actions and rules for buildings |

2.2 Software di calcolo

- | | |
|---|--|
| [1] MIDAS Gen 2022

sviluppato dalla società
MIDAS Information
Technology Co., Ltd.
(Seongnam, Gyeonggi-do,
463-824, Korea) | Il programma, codice di calcolo ad elementi finiti in campo statico e dinamico lineare/non lineare, consente l'analisi strutturale per fasi con proprietà reologiche non omogenee, la modellazione della precompressione tramite tracciato cavi 3D, il calcolo degli effetti dei carichi mobili tramite linee/superfici d'influenza, l'analisi di tutte le componenti di tensione locale nelle sezioni |
| [2] VCASLU | Programma per la verifica a pressoflessione delle sezioni in c.a. e c.a.p. |
| [3] MAX1 | Software per analisi dei muri sviluppato dalla società ATZEC Informatica |
| [4] Paratie Plus | Harpaceas- Software per il calcolo e la progettazione delle opere di sostegno flessibili |

3 MATERIALI

Si elencano di seguito le caratteristiche dei materiali strutturali previsti per la realizzazione degli elementi strutturali dell'opera.

3.1 Calcestruzzi

3.1.1 Calcestruzzo per magrone

Classe del calcestruzzo		C12/15	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	15.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	12.45	N/mm ²

3.2 Calcestruzzo per strutture gettate in opera – elevazioni e fondazioni muro controterra

Classe di resistenza		C30/37	
Classe di esposizione		XC2	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	38.71	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	17.40	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.06	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.82	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	3.53	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.37	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.63	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cla di calcolo	f_{bd}	3.09	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	33019	N/mm ²

3.2.1 Calcestruzzo per cordoli di micropali, rampe e fondazione scala

Classe di resistenza		C25/30	
Classe di esposizione		XC2	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	24.90	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	32.90	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	14.11	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.56	N/mm ²

Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.79	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.33	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	3.07	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.19	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.03	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clt di calcolo	f_{bd}	2.69	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	31447	N/mm ²

3.3 Acciai

3.3.1 Acciaio per armatura lenta

Classe di acciaio	B450		
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥1.15	-
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

3.3.2 Acciaio da carpenteria metallica - Micropali

Classe di acciaio (EN 10025)	S275J0		
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	430	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	275	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

3.3.3 Bulloneria

Classe di acciaio	8.8		
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	800	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	640	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

Classe di acciaio	10.9		
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	1000	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	900	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

3.4 Durabilità

3.4.1 Ambiente di riferimento

In fase progettuale, si ritiene che le condizioni ambientali alle quali la struttura in esame possa essere sottoposta siano diversificate in relazione al fatto che la parte esaminata sia in fondazione oppure sia in elevazione. In particolare, si assume:

- Soletta di fondazione e muri di sostegno **XC2**

3.4.2 Copriferro di progetto

Si considerano i seguenti valori minimi di copriferro (c_{min}) previsti da norma:

- Muri in elevazione, fondazioni armate **c_{min} 40 mm**

3.4.3 Limiti fessurativi

Allo stato limite di apertura delle fessure, i limiti fessurativi vengono prescritti nel paragrafo delle NTC 2018.

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportata nella seguente tabella:

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

In particolare, il valore limite di apertura della fessura calcolato, per la combinazione di azioni prescelta, al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

- w_1 0,2 mm
- w_2 0,3 mm
- w_3 0,4 mm

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto di seguito:

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

- per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive
 $\delta_f \leq w_1$
- per strutture in condizioni ambientali ordinarie
 $\delta_f \leq w_2$

Tabella 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

Calcestruzzo in fondazione:

- classe di esposizione: XC2;
- condizione ambientale: ordinaria.

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

La proposta è stata ipotizzata considerando per il terreno in sito le caratteristiche desumibili dalle prove geotecniche attualmente disponibili (sondaggi S3 e DPSH3 relazione Geotecnica Preliminare TechnoIN) , che sono quelli che si collocano più in prossimità dell'area oggetto di intervento.

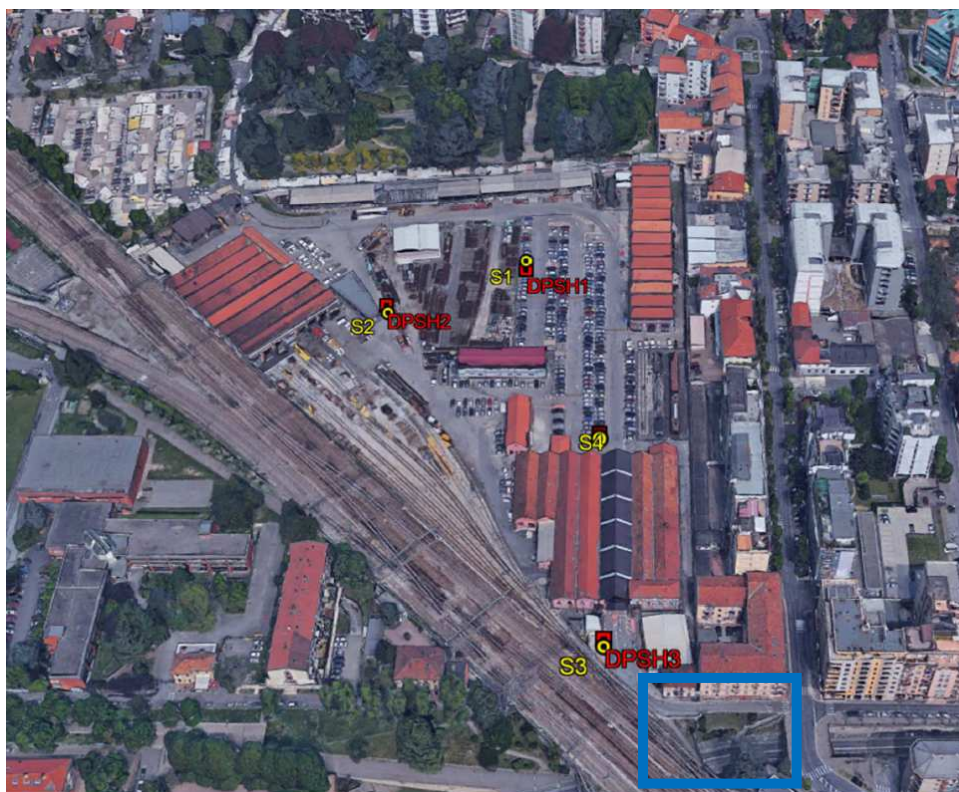


Figura 4-1 Posizione dei sondaggi attualmente disponibili ed evidenza dell'area di intervento B4

Di seguito si riportano le caratteristiche della stratigrafia nella zona considerata.

Strato n.	Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	Angolo di attrito (°) terreni granulari	Coesione C (kPa) terreni coesivi
1	Da 0,00 (pc) a -1.6 ÷ -2.5	Asfalto seguito da sabbia con ghiaia (S1, S2) e ghiaia con ciottoli (S3 e S4) con resistenze DPSH molto basse	24° ÷ 30°	non determinabile
2	Da -1.6 ÷ -2.5 a -3.20	S1 e S2= sabbia limosa con ghiaia e ciottoli; S3 e S4 = ghiaia con sabbia e ciottoli	>35°	non determinabile
3	da -3.20 a -20	Alternanza di sabbia limosa a tratti argillosa con ghiaia e ciottoli e ghiaia con sabbia limosa e ciottoli; la densità diminuisce da -15 (S1 e S2)	30° ÷ 35°	non determinabile

I parametri introdotti nel Software paratie per il calcolo delle spinte sulla berlinese provvisoria sono quindi i seguenti:

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa				kPa		kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
1	Strato 1	19	19	30		0		Constant		15000	24000									
2	Strato 2	20	20	35		0		Constant		28000	44800									
3	Strato 3	20	20	35		0		Constant		35000	56000									

La falda è assente alle profondità indagate.

Analogamente, i parametri di resistenza del terreno utilizzati per il calcolo del muro contro-terra in fase definitiva:

Simbologia

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [MPa]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [MPa]
H	Spessore dello strato espresso in [m]

n°	Descr	H	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	c_a
		[m]	[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]
1	Terreno ST1	2	19,00	19,00	30.0	20.000	0,000	0,000
2	Terreno ST2	1	20,00	20,00	35.0	20.000	0,000	0,000
3	Terreno ST3	> 10	20,00	20,00	35.0	20.000	0,000	0,000

5 OPERA B4: BERLINESE DI MICROPALI DI FASE PROVVISORIA

Per quanto riguarda la berlinese di micropali, essa è costituita da una paratia doppia a quinconce ad interasse 50cm, con micropali a cavalletto inclinati a fare da tirante passivo, a passo 150cm.

I carichi permanenti di progetto a tergo della berlinese considerati nel calcolo sono i seguenti:

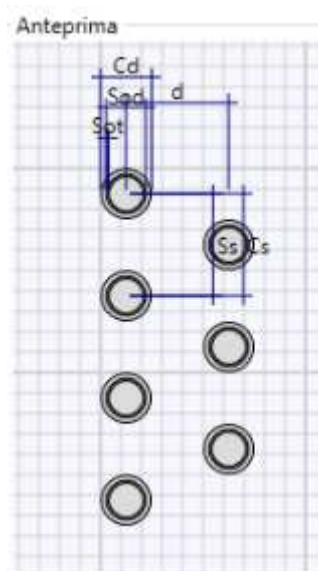
- Sovraccarico stradale a tergo berlinese $q=20 \text{ kN/mq}$
- Sovraccarico degli edifici tergo berlinese e a distanza di 5.50m dalla stessa $q=150 \text{ kN/mq}$

Trattandosi di opera provvisoria, il sisma non sarà considerato.

5.1 Geometria

Paratia di micropali in c.a. doppi

Diametro armatura:	$\phi 193,7 \text{ mm}$
Spessore:	12.5mm
Interasse:	0.50 m
Lunghezza:	14 m
Classe cls:	C25/30
Acciaio per armatura	S275
Micropali inclinati a cavalletto	
Diametro armatura:	$\phi 193,7 \text{ mm}$
Spessore:	12.5mm
Interasse:	1.50m
Lunghezza:	14 m
Classe cls:	C25/30
Acciaio per armatura	S275



Pali				Acciaio			
Calcestruzzo				Acciaio			
	Materiale	C25/30			Materiale	S275	
	Diametro	C_d	0.25 m		Profilo	CHS193.7*12.5	
	Passo	C_s	0.5 m		Passo	S_s	0.5 m
	Distanza	d	0.5 m		Diametro	S_{od}	0.1937 m
	Efficacia del calcestruzzo per il calcolo della rigidità [0-1]	ac	1		Spessore	S_{ot}	0.0125 m

I micropali hanno la funzione di opera di sostegno in fase provvisoria.

Essi si ancorano nel cordolo sommitale. Il diametro di perforazione è di 25 cm.

5.2 Combinazione di carico

La valutazione delle condizioni di sicurezza dell'opera in progetto dal punto di vista strutturale e geotecnico è stata condotta introducendo opportuni coefficienti parziali, nello spirito del Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite.

Sono stati presi in considerazione i seguenti Stati Limite di progetto:

- Stato Limite di Esercizio (SLE): le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto, sia delle azioni A che dei materiali M (parametri geotecnici del terreno), i corrispettivi dati caratteristici (risp. A_k e M_k).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione A1+M1 (SLU-1): le analisi sono condotte considerando quale valore di progetto delle azioni il dato A1, ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ($A1=\gamma_1 \cdot A_k$), e quale valore di progetto dei materiali M1 i corrispettivi dati caratteristici ($M1=M_k$).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione A2+M2 (SLU-2): le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto delle azioni il dato A2, ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ($A2=\gamma_2 \cdot A_k$), e quale valore di progetto dei materiali il dato M2, ottenuto riducendo con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ($M2=M_k / \gamma_2$).

In via del tutto generale, per le opere geotecniche, lo stato limite di esercizio SLE deve essere preso in considerazione per la valutazione delle deformazioni attese e per procedere alle verifiche di resistenza degli elementi strutturali in campo elastico. Gli stati limite SLU-1 sono in genere le condizioni più gravose nei confronti delle verifiche di resistenza agli stati limite ultimi degli elementi strutturali, mentre invece gli stati limite SLU-2 consentono la verifica di stabilità dell'opera in condizioni ultime. Nella Tabella 2 - Coefficienti parziali adottati nell'analisi con paratie sono riassunti i coefficienti parziali utilizzati nelle analisi di calcolo illustrate nei seguenti capitoli, con riferimento ai diversi stati limite analizzati.

		SLE RARA (A_k+M_k)	SLU-1 (A_1+M_1)	SLU-2 (A_2+M_2)
AZIONI	Permanenti (peso proprio)	1.0	1.3 sfav. 1.0 fav.	1.00
	Variabili (sovraccarichi stradali)	1.0	1.35 sfav. 0 fav.	1.3 sfav. 0 fav.
PARAMETRI GEOTECNICI	ϕ'	1.00	1.00	1.25
	c'	1.00	1.00	1.25
	γ	1.00	1.00	1.00

Tabella 2 - Coefficienti parziali adottati nell'analisi con paratie

5.3 Sezione di calcolo

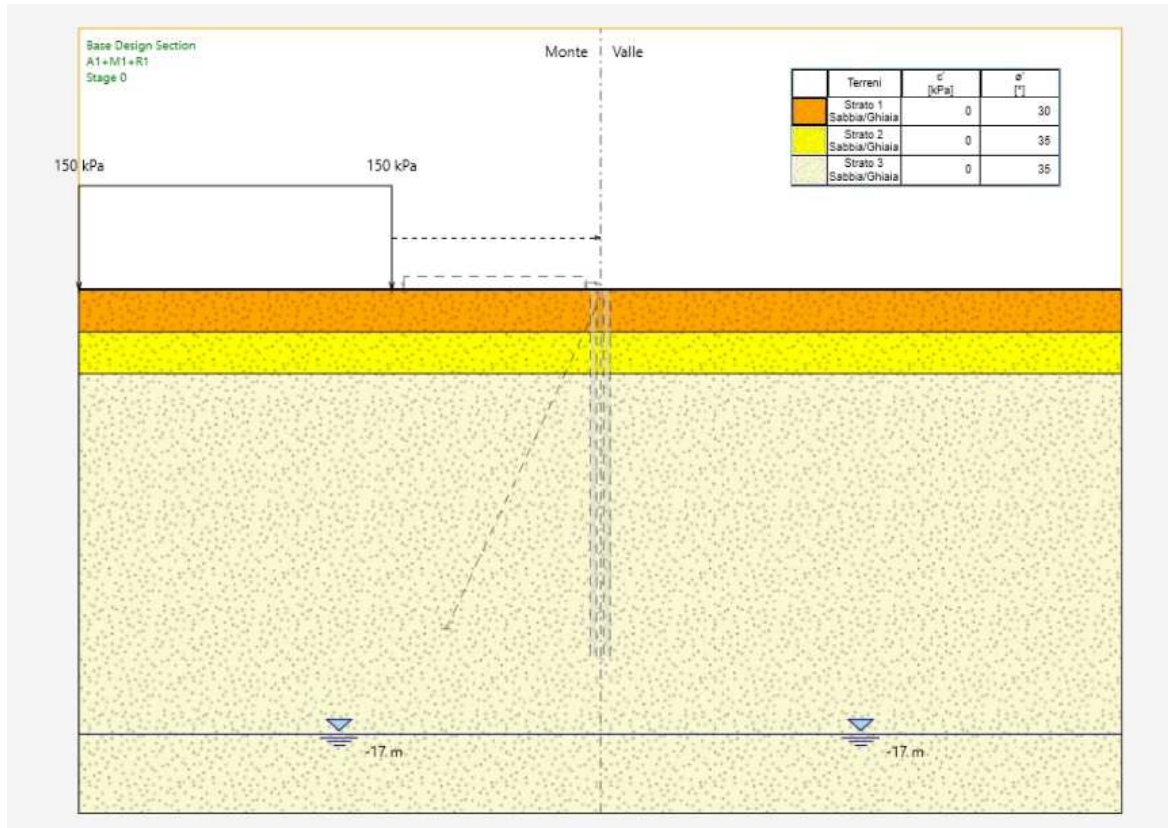


Figura 5-1 stage 0 – Condizioni geostatiche

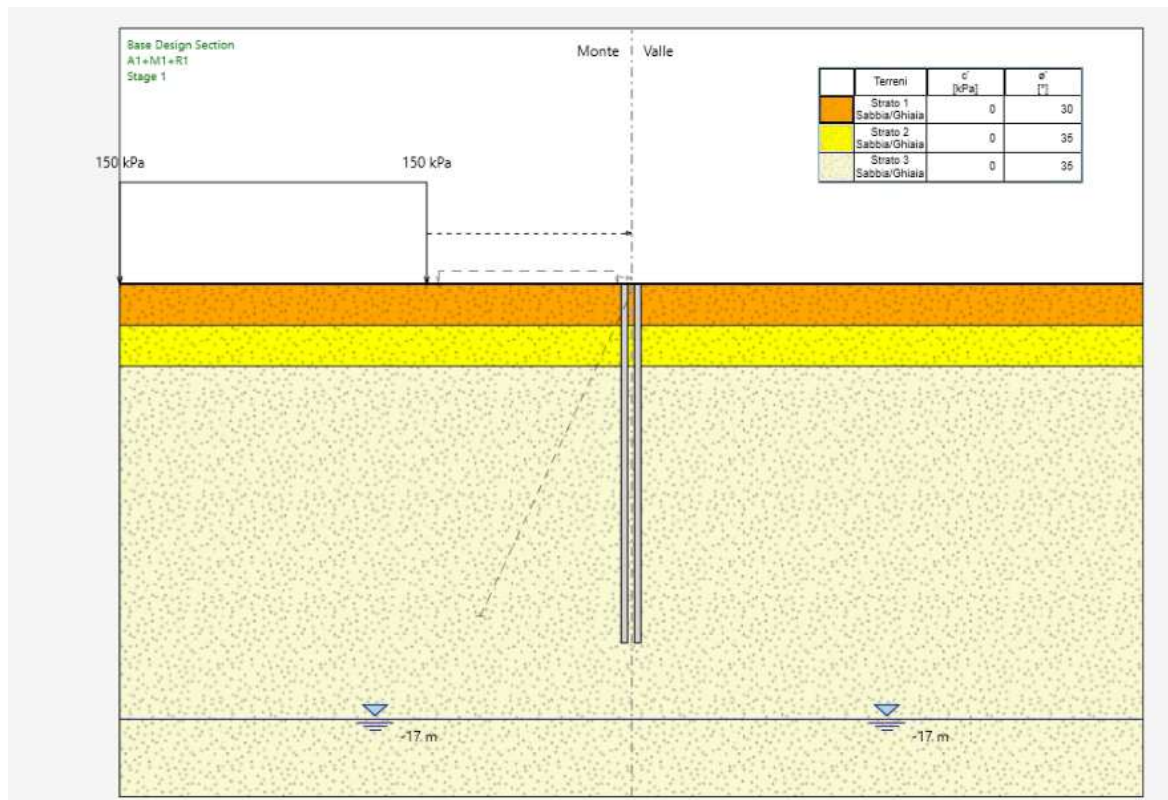


Figura 5-2 stage 1 – Esecuzione berlinese doppia

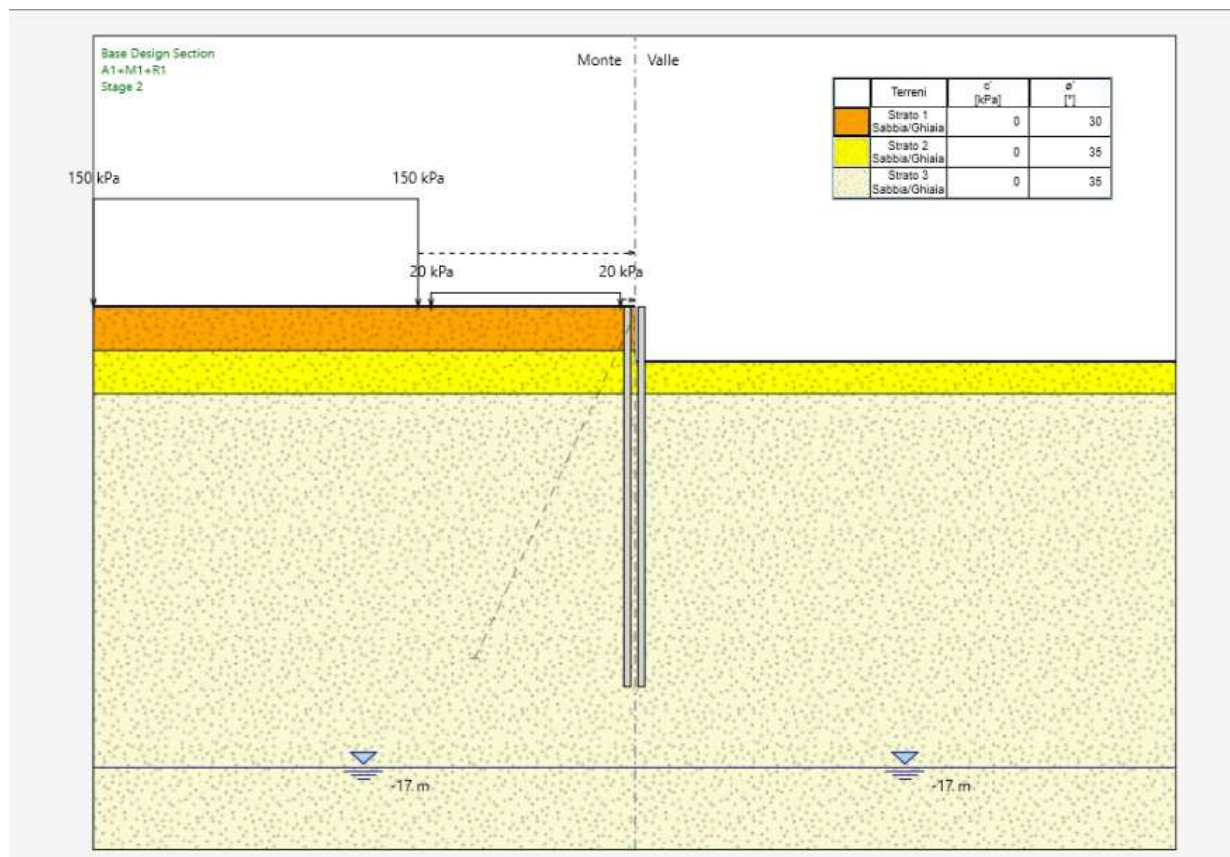


Figura 5-3 stage 1 – Scavo per micropalo a cavalletto

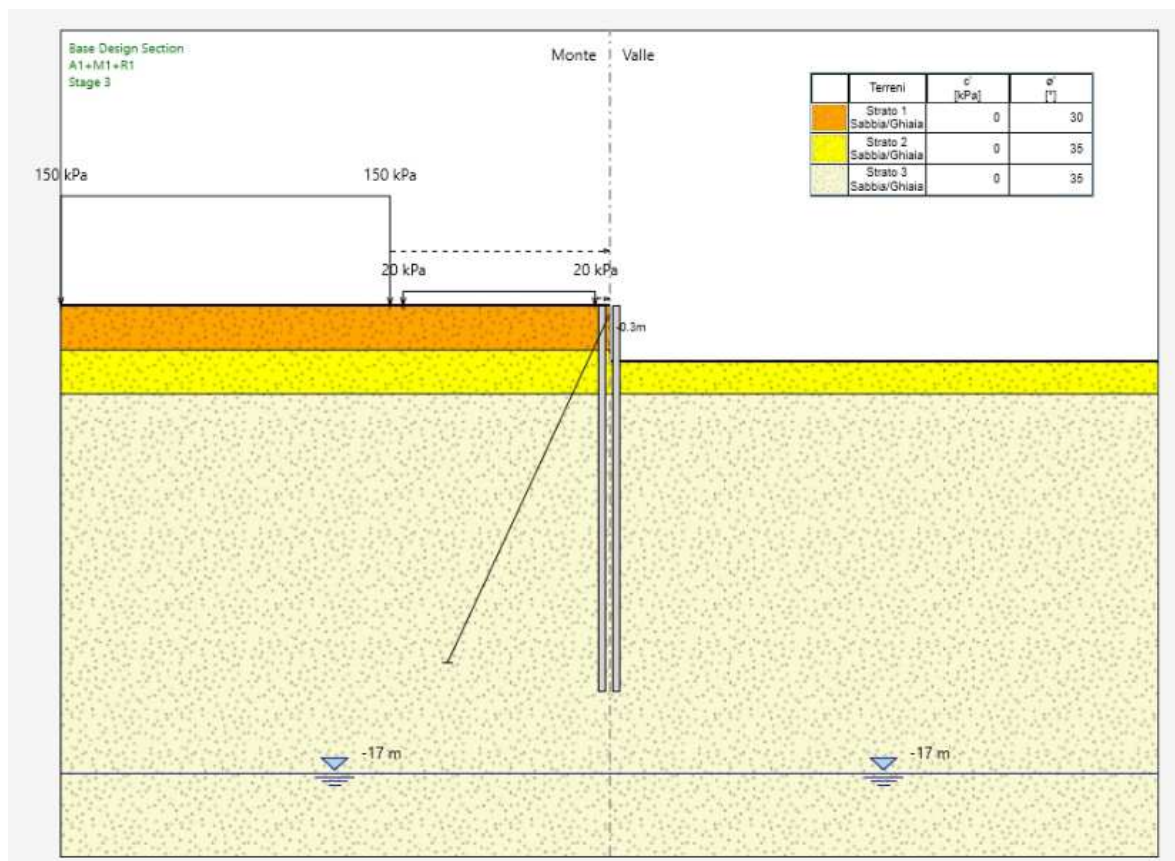


Figura 5-4 stage 2 – Micropalo a cavalletto

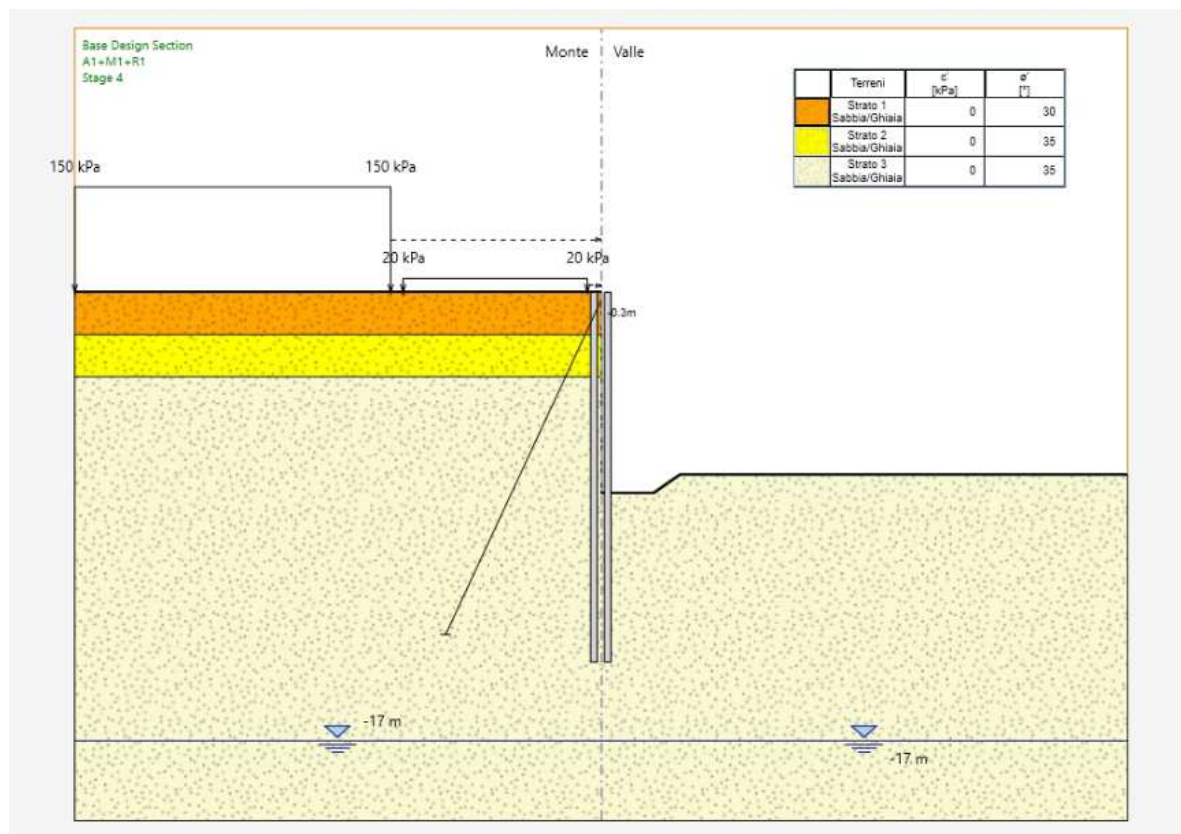


Figura 5-5 stage 3 – fondo scavo

5.4 Risultati delle analisi

5.4.1 Combinazione A1+M1+R1

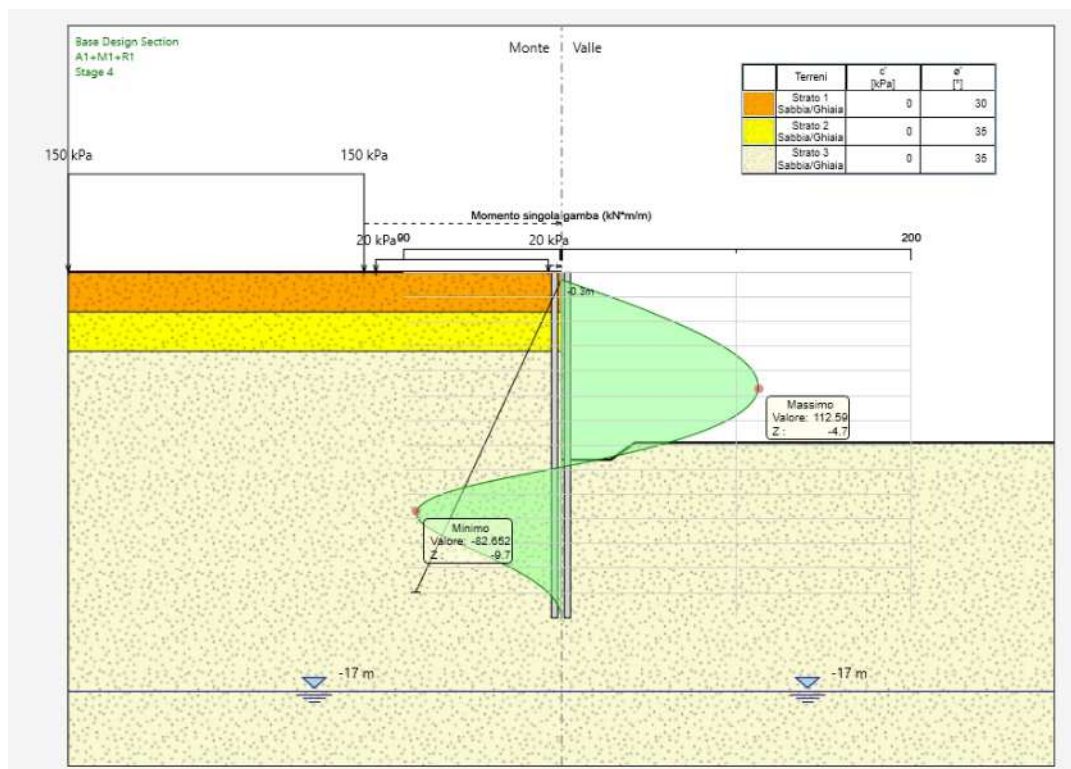


Figura 5-6: momento flettente singola gamba – [KNm/m]

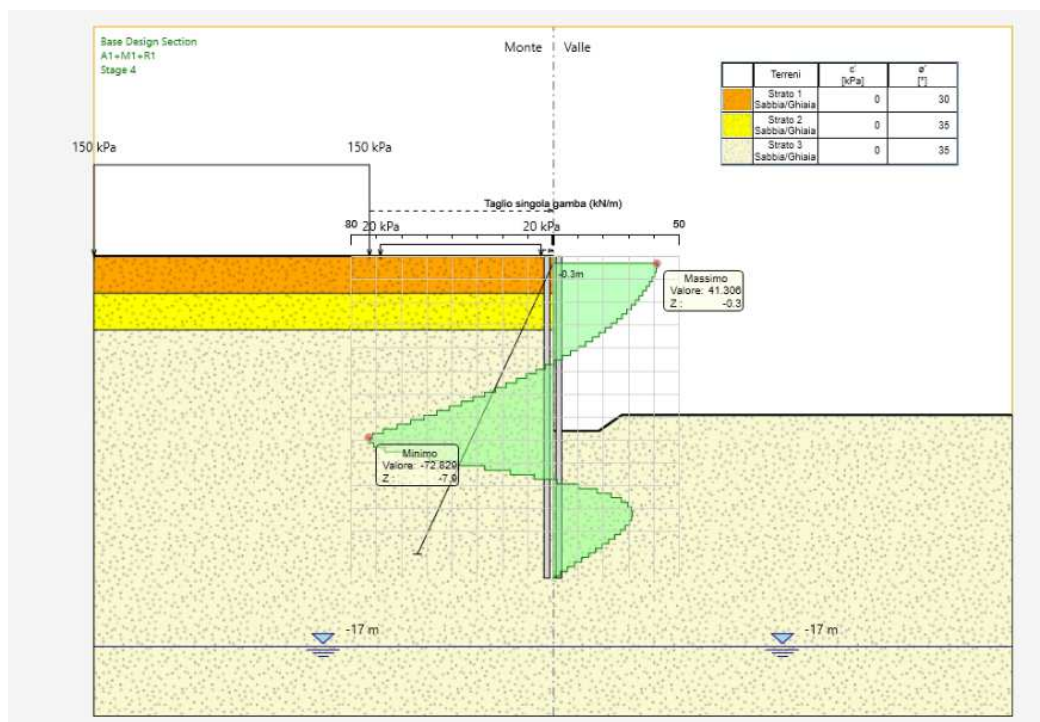


Figura 5-7: taglio– singola gamba [KN/m]

5.4.2 Combinazione A2+M2+R1

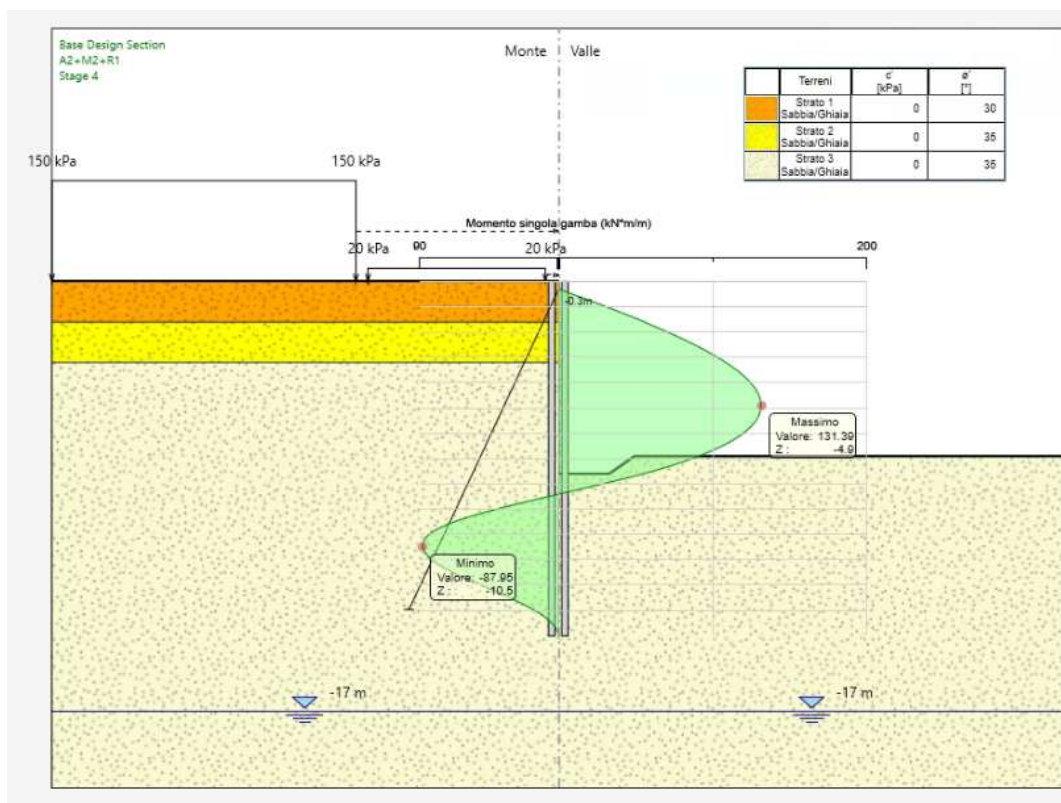


Figura 5-8 momento flettente singola gamba – [KNm/m]

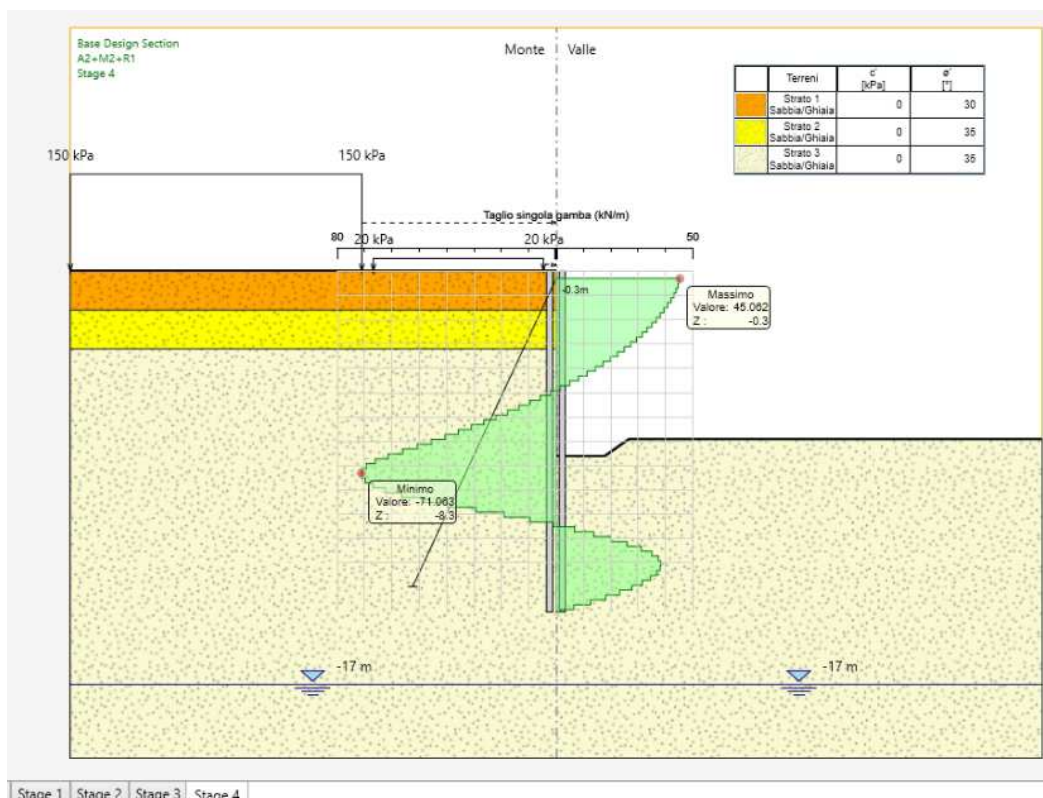


Figura 5-9: taglio— singola gamba [KN/m]

5.4.3 Combinazione SLE RARA

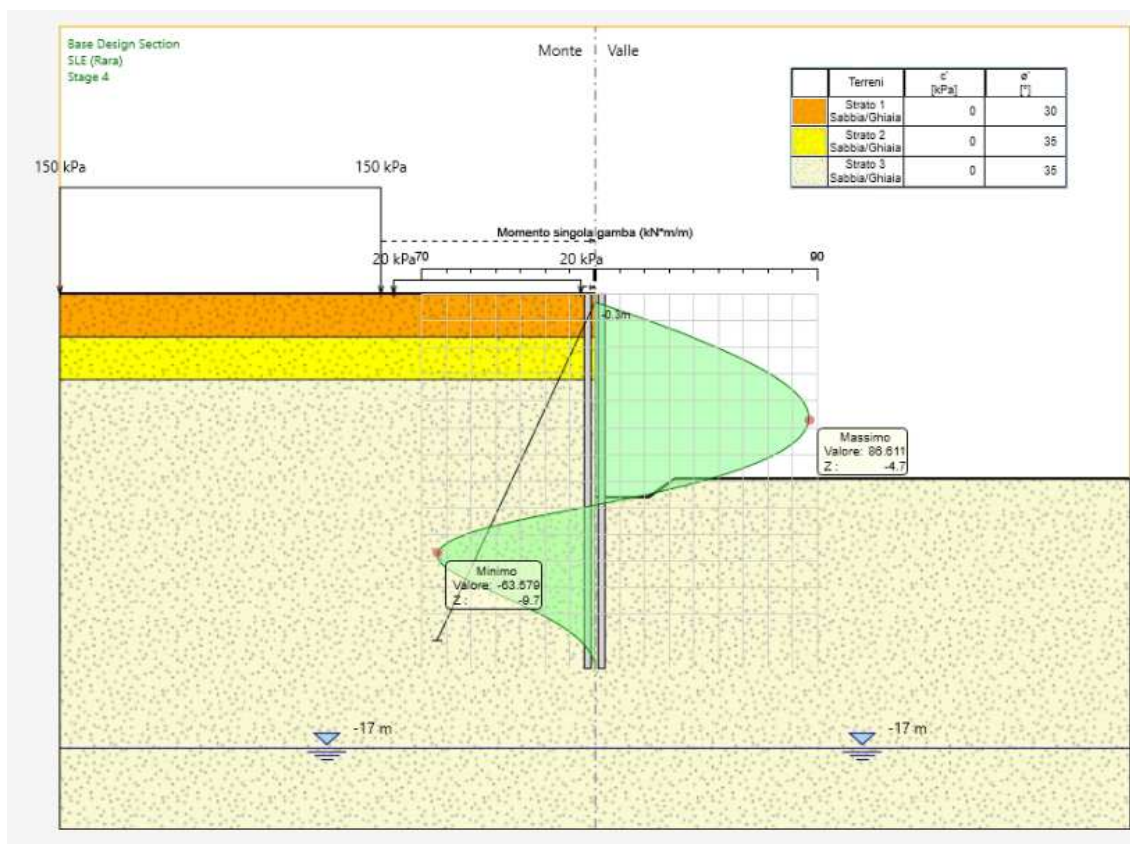


Figura 5-10: momento flettente – singola gamba [KNm/m]

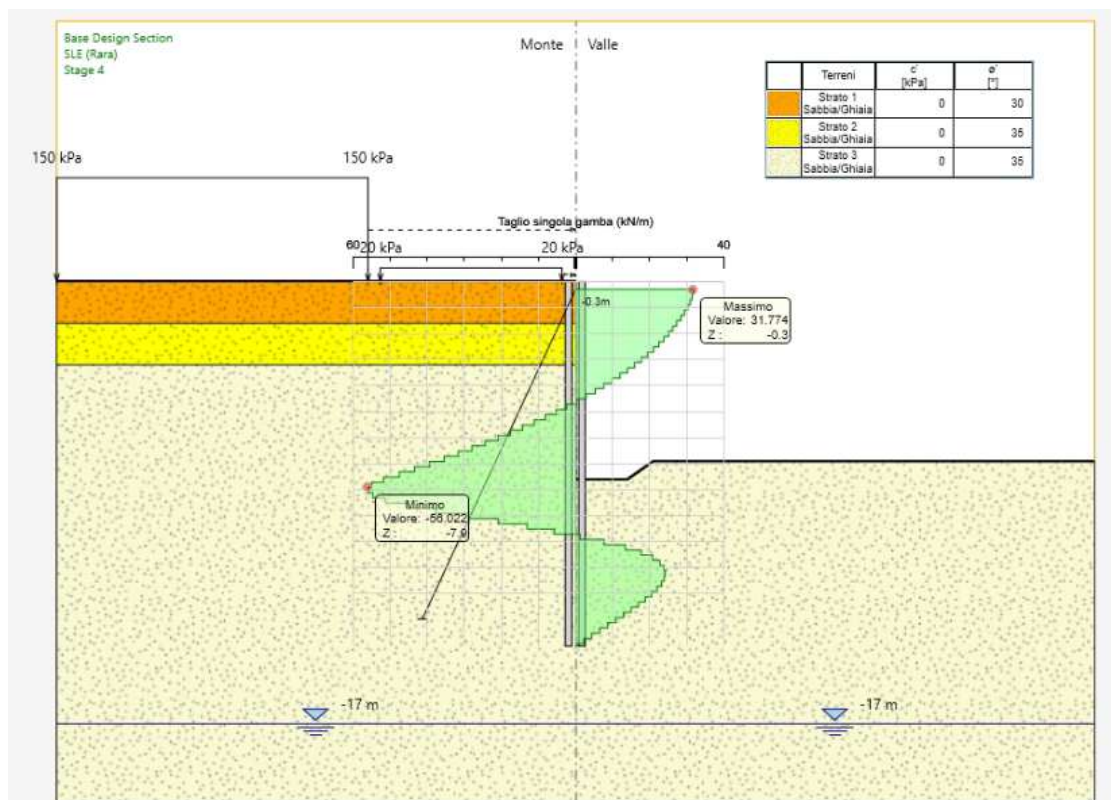


Figura 5-11: taglio – singola gamba [KN/m]

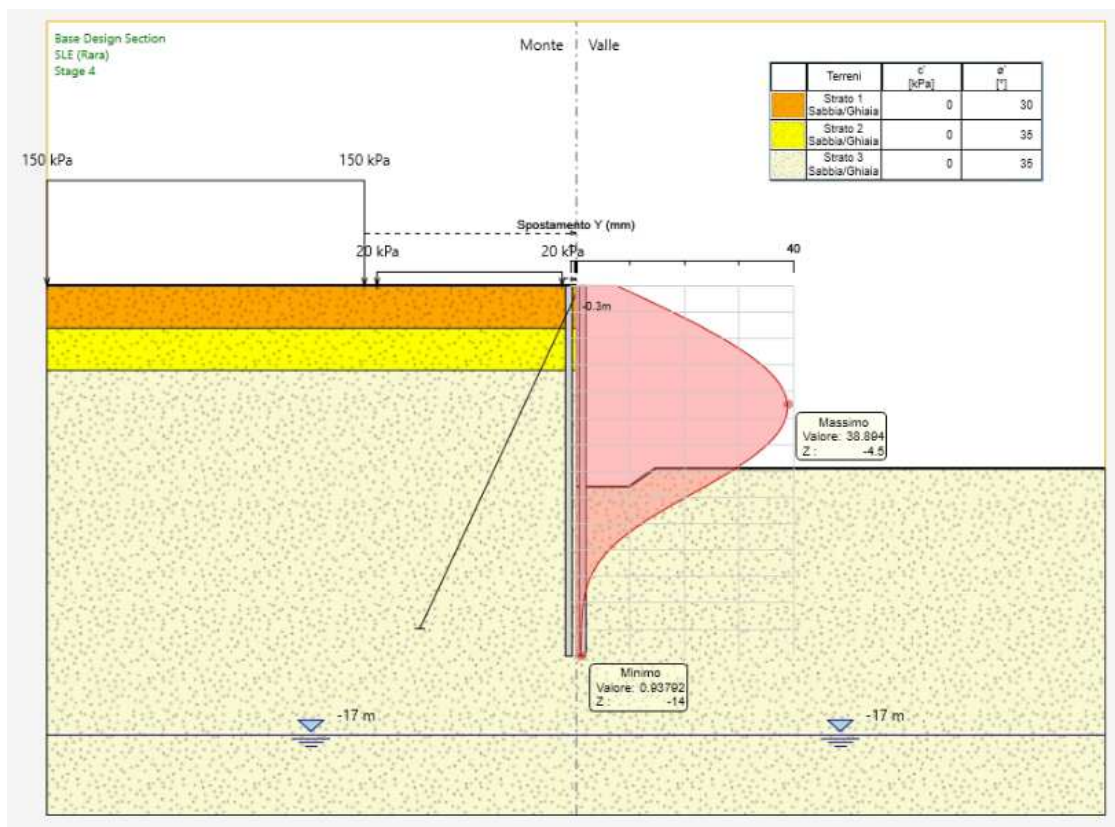


Figura 5-12: Andamento degli spostamenti [cm]

Lo spostamento è pari a $\delta = 39\text{mm}$ e corrisponde a circa il 0.5% dell'altezza di ritenuta della paratia. Pertanto è considerato ammissibile anche in considerazione del fatto che si manifesta a metà altezza e non in testa alla paratia, dove invece è molto più ridotto ed inferiore a 10mm.

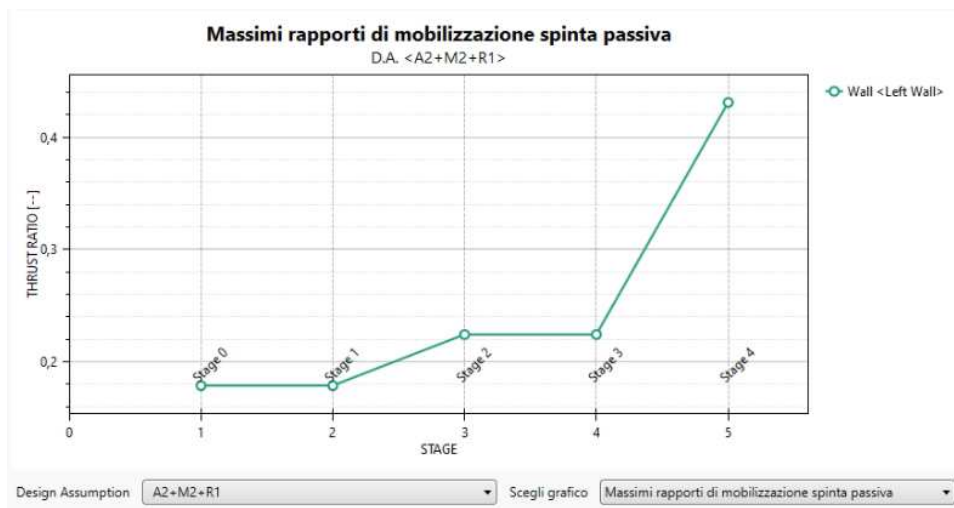
5.5 Verifica di stabilità

In accordo alla Circolare Esplicativa del 26 febbraio 2009, § 6.5.3.1.2, nelle verifiche GEO, la verifica di stabilità al piede è condotta con la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R1).

La verifica di infissione della paratia è una verifica per stato limite di collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera, quindi occorre applicare il coefficiente $\gamma_{R1}=1.0$ analizzando la percentuale di spinta passiva mobilitata in combinazione A2+M2.

È quindi necessario verificare che, nella combinazione in esame, la percentuale di spinta passiva mobilitata sia inferiore al 100% di quella totale.

Si riportano le informazioni riguardo alle percentuali di spinta passiva mobilitata, per le varie fasi di scavo: in fase finale di fondo scavo la percentuale di spinta passiva mobilitata è modesta ed è pari a circa il 48% di quella totale.



Combinazione	Percentuale di spinta passiva mobilitata
A1+M1+R1	29%
A2+M2+R1	42%
SLE RARA	29%

5.6 Verifiche a flessione e taglio micropali

Momento flettente [KNm/m]	Taglio [KN/m]	Combinazione
113	41	Comb. A1+M1+R1
131	45	Comb. A2+M2+R1
87	32	Comb. SLE RARA

Considerando l'interasse dei micropali $i=50\text{cm}$, le azioni sollecitanti allo SLU sul singolo micropalo sono:

$$M_{\text{SLU}} = 113 \cdot 0.5\text{m} = 56.5 \text{ KNm}$$

$$V_{\text{SLU}} = 41 \cdot 0.5\text{m} = 20.5 \text{ KN}$$

Tubo $\phi 193.7$ sp. 12.5mm; $A=7120 \text{ mm}^2$; $W_{\text{pl}}=411000\text{mm}^3$, acciaio S275.

Devono essere verificate disuguaglianze riportate di seguito.

Verifica a flessione:

$$\frac{M_{\text{Ed}}}{M_{\text{c,Rd}}} \leq 1$$

con $M_{\text{c,Rd}} = M_{\text{pl,Rd}} = \frac{W_{\text{pl}} f_{\text{yk}}}{\gamma_{\text{M0}}}$ per le sezioni di classe 1

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è superiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{\text{c,Rd}}$ bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto
$$\rho = \left[\frac{2V_{\text{Ed}}}{V_{\text{c,Rd}}} - 1 \right]^2$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1-\rho)f_{\text{yk}}$.

Verifica a taglio:

$$\frac{V_{\text{Ed}}}{V_{\text{c,Rd}}} \leq 1$$

con $V_{\text{c,Rd}} = \frac{A_v f_{\text{yk}}}{\sqrt{3} \gamma_{\text{M0}}}$ e $A_v = 2A/\pi$ per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme.

Come evidente dalla seguente tabella, le verifiche risultano essere sempre soddisfatte, essendo le sollecitazioni di progetto sempre inferiori alle resistenze di progetto.

	D	t	A	W_{pl}	f_{yk}	A_v	M_{Ed}	V_{Ed}	Infl. V	ρ	M_{Rd}	V_{Rd}
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ³]	[Mpa]	[mm ²]	[kNm]	[kN]			[kNm]	[kN]
	193.7	12.5	71200	411000	275	4535	56.5	20.5	NO INFL. V	0	107	685

5.7 Verifiche a sfilamento micropali inclinati a cavalletto

La verifica a sfilamento viene svolta in accordo a quanto riportato nel Paragrafo C6.6.2 delle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni".

La verifica si considera soddisfatta se risulta:

$$P_d < R_{\text{ad}}$$

essendo P_d l'azione di progetto e R_{ad} la resistenza di progetto.

La verifica di tale disuguaglianza è sviluppata con riferimento alla combinazione **A1+M1+R3**

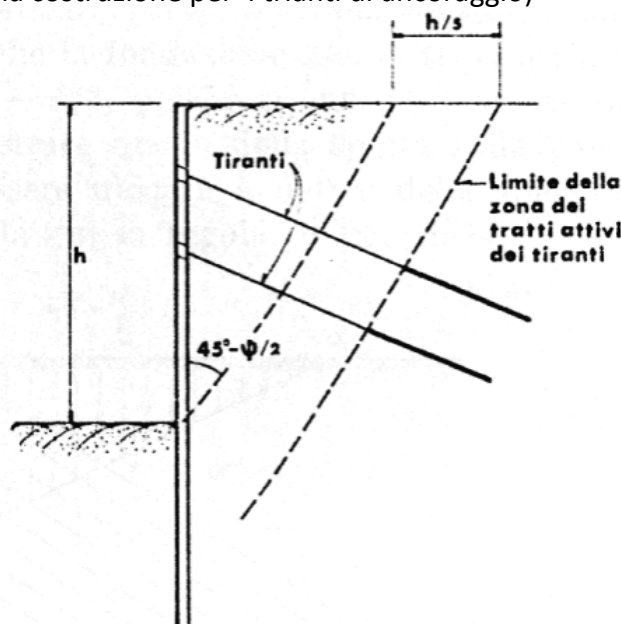
CONDIZIONE	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporaneo	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
Permanente	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio (R_{ak}) nel caso specifico, è stato dedotto con metodi analitici, a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, in particolare in accordo con quanto proposto da *Bustamante e Doix*¹, avendo assunto:

$\alpha = 1.0$ IGU

$D_{n,perf} = 0.25$ m – Diametro nominale di perforazione,

L_A = lunghezza minima di iniezione = 4.5m (considerando la costruzione geometrica relativa al cuneo di spinta, in analogia alla costruzione per i tiranti di ancoraggio)



Sulla base della caratterizzazione geotecnica è stato assunto il seguente valore per il fattore di aderenza q_s :

$q_{s,1} = 180$ kPa;

In accordo a quanto proposto da *Bustamante e Doix*, la resistenza di calcolo è stata valutata mediante la formula:

$R_{ac} = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L_A$

La resistenza caratteristica a sfilamento R_{ak} si ottiene pertanto come:

$$R_{ak} = \min \left\{ \frac{(R_{ac})_{medio}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{ac})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

in cui i coefficienti parziali ξ_{a3} e ξ_{a4} sono funzione del numero di profili di indagine disponibili

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥5
ξ_{a3}	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60

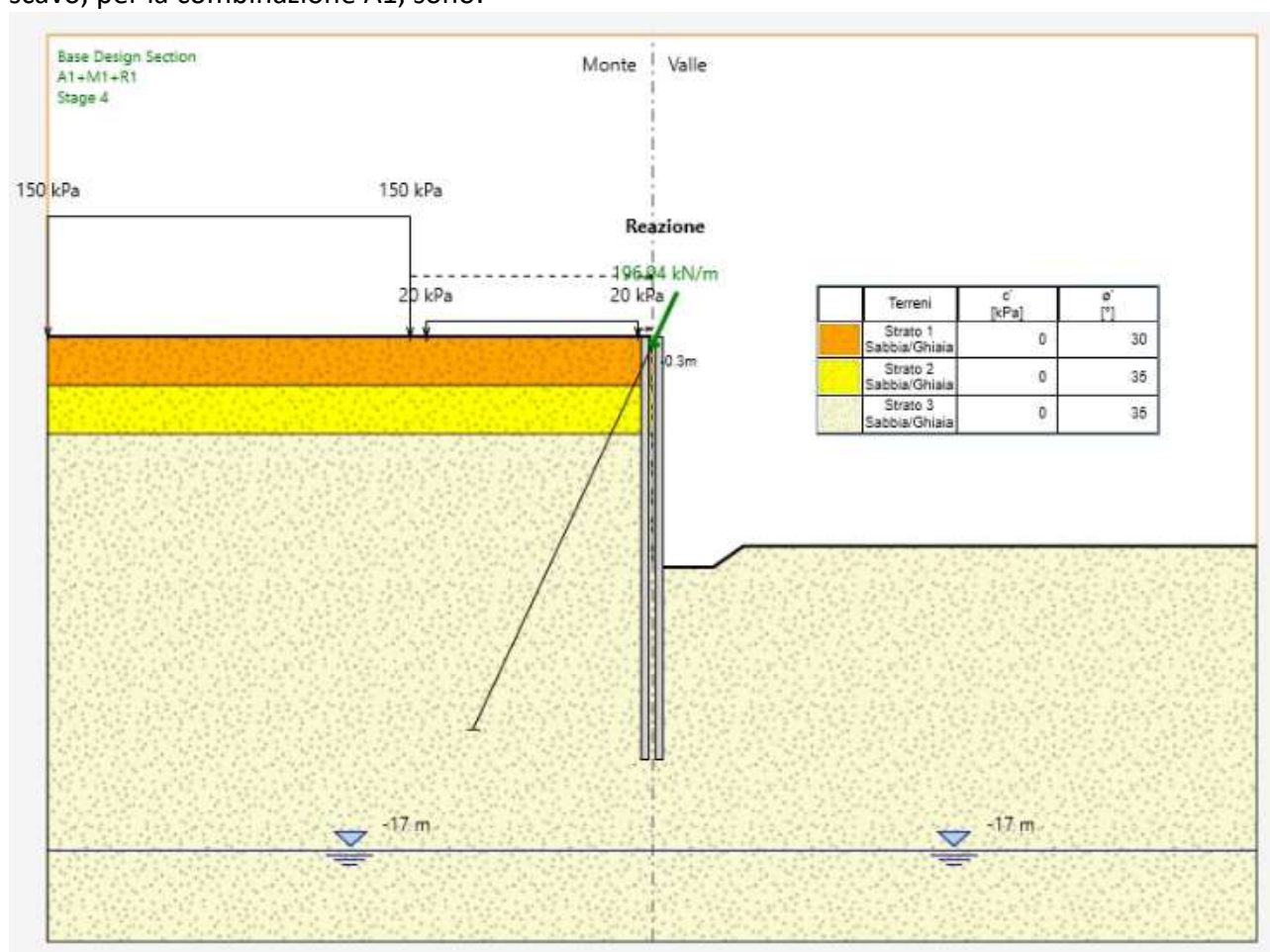
¹ *Bustamante M., Doix B. (1985), Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés, Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées, Paris, n. 140, nov-déc. 1985 – Ref. 3047, pp. 75-92*

ξ_{a4}	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55
------------	------	------	------	------	------

Per il caso in esame i coefficienti ξ_{a3} e ξ_{a4} sono pari a 1.80.

Calcolata la resistenza caratteristica R_{ak} , la resistenza di progetto R_{ad} si ottiene fattorizzando i valori di R_{ak} mediante i coefficienti R_3 .

Le azioni assiali sul micropalo a cavalletto, disposti ad interasse 1.50 m, nella condizione di fondo scavo, per la combinazione A1, sono:



$N = 197 \text{ kN/m}$

Nelle seguenti tabelle si riportano le resistenze di calcolo R_{ac} , le resistenze caratteristiche a sfilamento e i valori delle azioni caratteristici

Micropali a cavalletto	LA Lunghezza [m]	R_{ac} [kN]	R_{ak} [kN]	R_{ad} [kN]	N_{sd} [kN/m]	Interasse [m]	N_{sd} [kN]
	4.5	635	352	320	197	1,50	296

Confrontando i valori delle azioni di progetto N_{sd} con quelli calcolati della resistenza R_{ad} , la verifica a sfilamento risulta soddisfatta con coefficiente di sicurezza c.s. = 1.08.

6 OPERA B4: MURO DI SOSTEGNO DI FASE DEFINITIVA

6.1 Modello di calcolo e software di calcolo

Per l'analisi strutturale dei muri, ci si è avvalsi del Software di calcolo MAX16 della Società ATZEC Informatica.

Le principali opzioni secondo cui il programma opera l'analisi del muro sono le seguenti:

6.1.1 Fasi di calcolo

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

6.1.2 Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare, si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione r rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb. Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta e l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e b l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $q = \arctg(kh/(1 \pm kv))$ essendo kh il coefficiente sismico orizzontale e kv il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di kh .

In presenza di falda a monte, q assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di q .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_H W \quad F_{IV} = \pm k_V W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

La spinta viene calcolata come **spinta attiva**.

6.1.3 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

6.1.4 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in

fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

6.1.5 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c i c} + q N_q d_{q i q} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma i \gamma}$$

In questa espressione

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4 \phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \frac{\theta^\circ}{90})^2$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\phi^\circ}{\phi^\circ})^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

6.1.6 Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \phi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

6.1.7 Verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Condizioni ambientali Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata SI

Verifica a fessurazione

Sensibilità armatura Poco sensibile

Metodo di calcolo aperture delle fessure NTC 2018 - CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

Calcolo momento fessurazione Apertura

Resistenza a trazione per Flessione

Valori limite aperture delle fessure: $w_1=0.20$

$w_2=0.30$

$w_3=0.40$

Verifica delle tensioni

Valori limite delle tensioni nei materiali:

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Rara	$0.60 f_{ck}$	$0.80 f_{yk}$
Frequente	$1.00 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$
Quasi permanente	$0.45 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$

6.2 Carichi di progetto

6.2.1 Pesi propri strutturali

Il peso proprio della struttura è calcolato sulla base del volume della struttura, assumendo come peso specifico del calcestruzzo $\gamma=25 \text{ KN/m}^3$

6.2.2 Carichi permanenti portati

Peso degli elementi portati:

- peso proprio cordolo barriera di sicurezza ($h = 0.2 \text{ m}$, $b = 0.26 \text{ m}$):
 $25 \text{ KN/m}^3 \times 0.2 \text{ m} \times 0.26 \text{ m} = 1.3 \text{ kN/m}$
- peso proprio barriera di sicurezza: 1.00 kN/m
- materiale di riempimento a valle del paramento (ipotizzato cautelativamente di spessore 1.5m): $19 \text{ KN/m}^3 \times 1.5 = 28.5 \text{ kN/m}^2$
- sovraccarico edifici a tergo posti a distanza 7.17 m da paramento: 150 kN/m^2

6.2.3 Spinta del terreno

La spinta del terreno ha andamento triangolare e dipende dall'altezza del muro.

6.2.4 Spinta per azione sismica

Si adottano i seguenti parametri:

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	$[\text{m/s}^2]$		0.041	0.020
Accelerazione al suolo	a_g/g	$[\%]$		0.004	0.002
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F_0			2.654	2.541
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	T_c^*			0.285	0.180
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	S_s		C	1.500	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	S_t		T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	$k_h [\%]$	$k_v [\%]$
Ultimo	0.380	0.238	0.119
Ultimo - Ribaltamento	0.570	0.357	0.179
Esercizio	0.470	0.144	0.072

6.2.5 Carico da vento su recinzione sommitale

L'azione del vento è valutata secondo l'espressione (vedi Par.3.3 delle NTC2018):

$$p = q_b \times C_E \times C_p \times C_d$$

Zona di riferimento

1 (Valle d'Aosta, Piemonte, **Lombardia**, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia eccetto Trieste)

Velocità di riferimento ($a_s < 1500\text{mslm}$)

$$v_b = 25\text{m/s}$$

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \times 1.25 \times 25^2 = 391 \text{ N/m}^2 = 0.391 \text{ kN/m}^2$$

Classe di rugosità del terreno

B

Categoria di esposizione del sito

IV ($k_r = 0.22$, $z_0 = 0.30\text{m}$, $z_{\min} = 8.0\text{m}$)

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

ZONE 1,2,3,4,5					
	costa	500m	750m		
	2 km	10 km	30 km		
A	--	IV	IV	V	V
B	--	III	III	IV	IV
C	--	*	III	III	IV
D	I	II	II	II	III

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Considerando l'altezza di riferimento per il calcolo dell'azione del vento della struttura pari a 4 m, si desume un coefficiente di esposizione (c_e) pari a 1.63.

I coefficienti di forma saranno definiti per ciascuna opera/elemento in progetto nei relativi documenti di calcolo, in funzione dell'effettiva tipologia di struttura.

Cautelativamente si adotta un coefficiente dinamico (c_d) pari a 1.00.

Calcolato il valore della pressione del vento $p = 0.638 \text{ kN/m}^2$, considerando un $c_p = 1.6$ che tenga conto del rapporto tra area piena ed area netta della recinzione in grigliato soprastante, si ha:

$$\text{Forza trasversale in testa muro: } F_x = 0.638 \times 1.5 \times 1.6 = 1.53 \text{ kN/m}$$

$$\text{Momento flettente in testa muro: } M_y = 1.53 \times 1.5/2 = 1.15 \text{ kNm/m}$$

6.2.6 Carico da traffico

Si considera il carico verticale, costituito dal passaggio dei veicoli a tergo dell'opera di sostegno, agente con intensità nominale (comprensiva degli effetti dinamici) di $2,0 \text{ kN/m}^2$.

6.2.7 Azioni eccezionali: urto da veicolo in svio

Si considera una forza pari a 100 kN applicata ad 1 m dal piano viario.

Supponendo che:

- la plasticizzazione del montante della barriera di sicurezza avvenga a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo (sporgente di 20 cm rispetto al piano viabile).
- L'azione orizzontale sia distribuita su 0.5 m e ripartita a 45° a partire da un'altezza di 1 m dal piano viabile.

L'azione prodotta dal veicolo in svio sul muro di sostegno risulta:

$H_{\text{urto},n}$	100 kN	Azione urto nominale
h_{urto}	1 m	Altezza urto da piano viabile
L	0.5 m	Lunghezza di applicazione
h_{cerniera}	0.85 m	Altezza urto rispetto a cerniera plastica
α	45°	Angolo di diffusione
L_{diff}	2.2 m	Lunghezza di diffusione
H_{urto}	45.5 kN/m	Azione di taglio
M_{urto}	38.64 kN/m	Momento flettente

6.3 Combinazioni di carico

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

- Combinazione statica SLU:

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

- Combinazione statica rara SLE:

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

- Combinazione statica frequente SLE:

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

- Combinazione statica quasi permanente SLE:

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

- Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali Ad:

$$G_1 + G_2 + A_d + Y_{2,1} Q_{k1} + Y_{2,2} Q_{k2} + Y_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

Nelle precedenti espressioni con G_1 si indica il peso proprio degli elementi strutturali, con G_2 il carico permanente portato, con Q_{ki} si indicano le azioni accidentali sulla struttura.

Seguendo le prescrizioni contenute nelle Norme tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018) per le verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione.

Il calcolo della struttura in esame è condotto in accordo con quanto previsto dalle NTC2018:

- *Combinazione 1 (STR): A1+M1+R3*
- *Combinazione 2 (GEO): A2+M2+R2*
- *Combinazione 3 (EQU): A1+M1+R3*

i cui coefficienti parziali adottati per le azioni (A), per i materiali (M) e per le resistenze complessive dei sistemi (R) sono riassunti nelle tabelle seguenti (tra parentesi si indicano i coefficienti per azioni da traffico)

Carico	Tipo	Coefficiente γ_F	A1 STR/EQU	A2 GEO
Carichi permanenti strutturali	<i>Favorevoli</i>	γ_{G1}	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.30	1.00
Carichi permanenti portati compiutamente definiti	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G2} (A)$	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.30	1.00

Carichi permanenti portati	Favorevoli	γ_{G2}	0.8	1.00
	Sfavorevoli		1.50	1.00
Carichi variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q(TS)}$	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50 (1.35)	1.30 (1.15)

Tabella C: Coefficienti parziali per le azioni (A)

Materiale	Proprietà meccanica		Gruppo M1	Gruppo M2
Calcestruzzo	Resistenza a compressione / trazione / taglio	f_{ck}, f_{ctk}, v_k	$\gamma_c = 1.50$	$\gamma_c = 1.50$
Acciaio in barre per c.a.	Tensione di snervamento	f_{yk}	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1.15$
Terreno	Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'} = 1.00$	$\gamma_{\phi'} = 1.25$
	Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'} = 1.00$	$\gamma_{c'} = 1.25$
	Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{cu} = 1.00$	$\gamma_{cu} = 1.40$
	Peso dell'unità di volume	γ_T	$\gamma_\gamma = 1.00$	$\gamma_\gamma = 1.00$

Tabella D: Coefficienti parziali per i parametri nominali di resistenza (M)

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Tabella E: Coefficienti parziali per le resistenze globali (R)

Inoltre, si considera, nelle verifiche strutturali, la combinazione eccezionale ECC corrispondente all'urto del veicolo in svio:

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Parapetto + cordolo	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
Edificio	1.00	--	Sfavorevole
Riempimento	1.00	--	Sfavorevole

6.4 Muro H=6.5 m

6.4.1 Geometria

Di seguito si riporta la geometria di calcolo del muro:

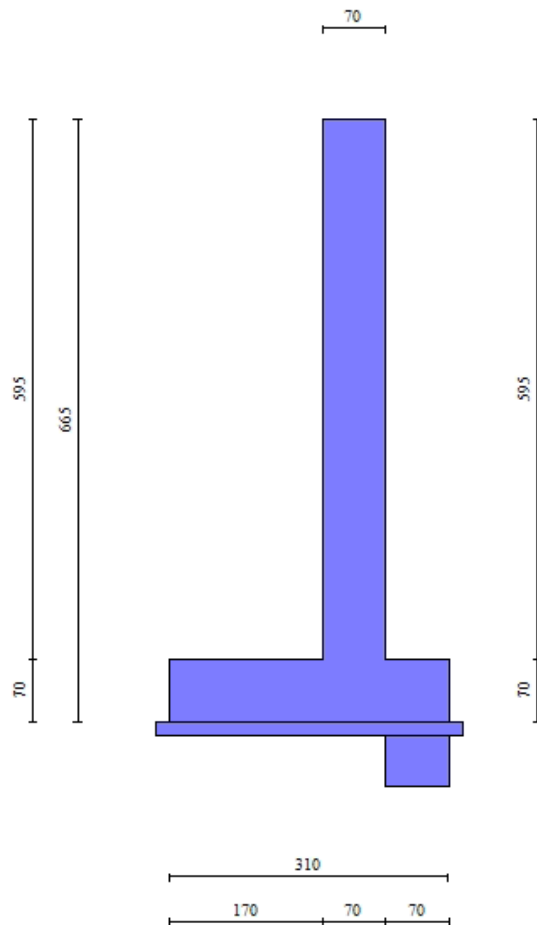


Figura 6-1 Sezione quotata muro.

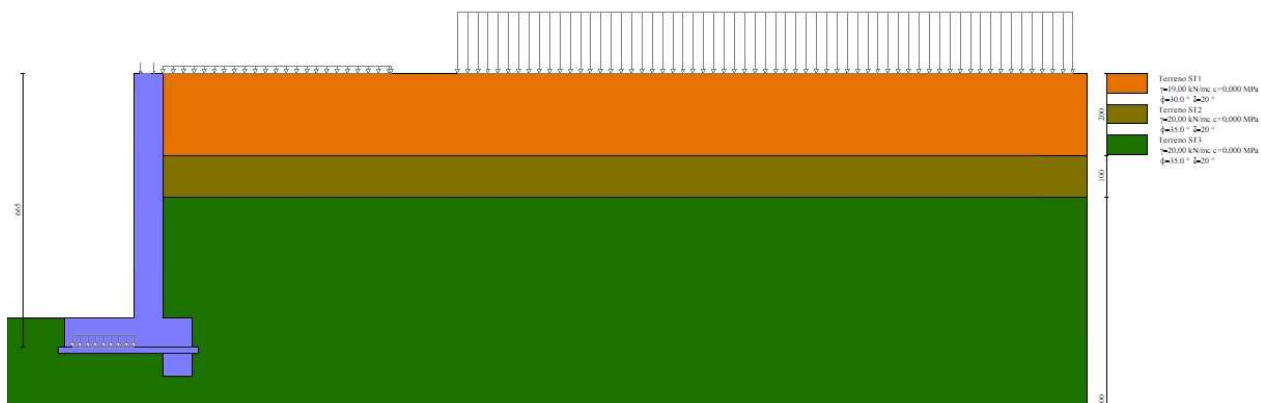


Figura 6-2 carichi sul muro e sul terrapieno

6.4.2 Risultati principali

Il programma analizza 25 combinazioni di carico (di cui 18 a SLU/SLV) , sia statiche che sismiche.

I minimi coefficienti di sicurezza, per le verifiche a ribaltamento, scorrimento, stabilità e capacità portante, sono i seguenti:

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.238		1.453	
2 - STR (A1-M1-R3)		1.332		1.890	
3 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.633		4.000	
4 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.634		4.015	
5 - STR (A1-M1-R3)		1.438		1.818	
6 - STR (A1-M1-R3)		1.305		1.612	
7 - STR (A1-M1-R3)		1.377		1.667	
8 - STR (A1-M1-R3)		1.548		2.358	
9 - STR (A1-M1-R3)		1.401		2.103	
10 - STR (A1-M1-R3)		1.485		2.156	
11 - GEO (A2-M2-R2)					1.224
12 - GEO (A2-M2-R2)					1.211
13 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.583
14 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.583
15 - EQU (A1-M1-R3)			2.077		
16 - EQU (A1-M1-R3)			2.337		
17 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		3.253		
18 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		3.251		

Di seguito si riportano le sollecitazioni di inviluppo:

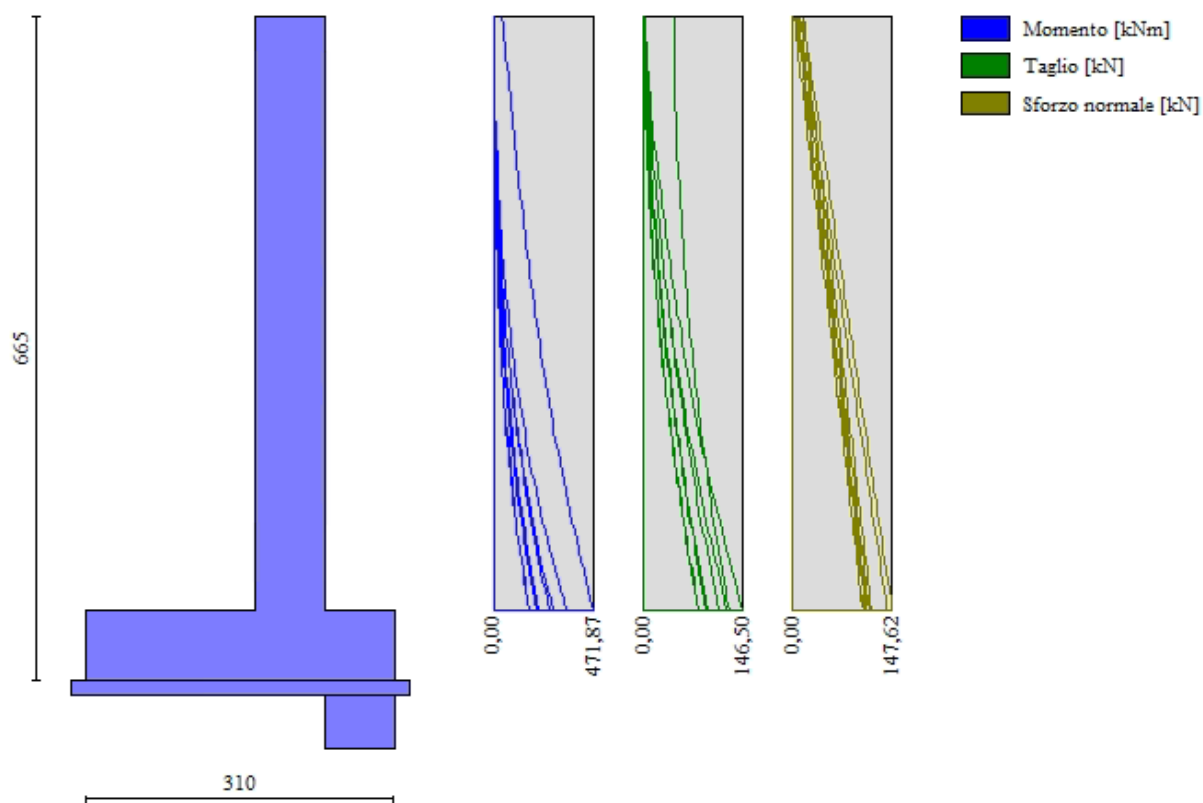


Figura 6-3 Involuppo Sollecitazioni paramento

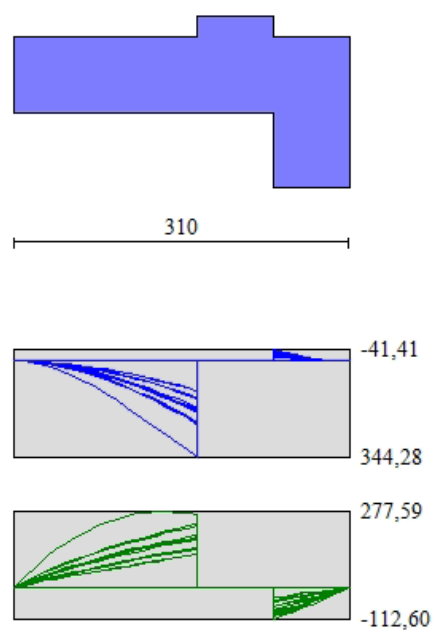


Figura 6-4 Involuppo Sollecitazioni fondazione

6.4.3 Verifica dei principali elementi strutturali

Verifica a flessione – Paramento

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Afi	Afs
<i>[cm]</i>	<i>[cm]</i>	<i>[cmq]</i>	<i>[cmq]</i>
100	70	22.62	22.62

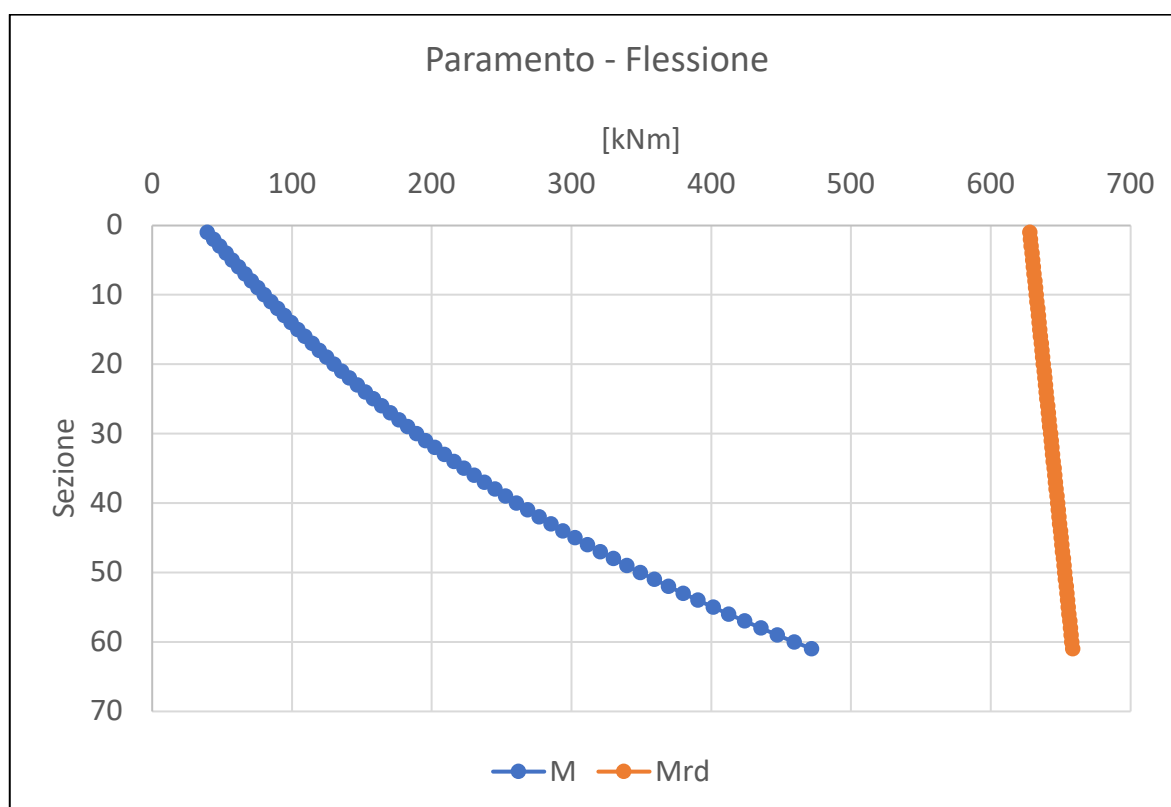


Figura 6-5 Verifica a flessione Paramento

Verifica a flessione – Fondazione

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Afi	Afs
[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]
100	70	22.62	22.62

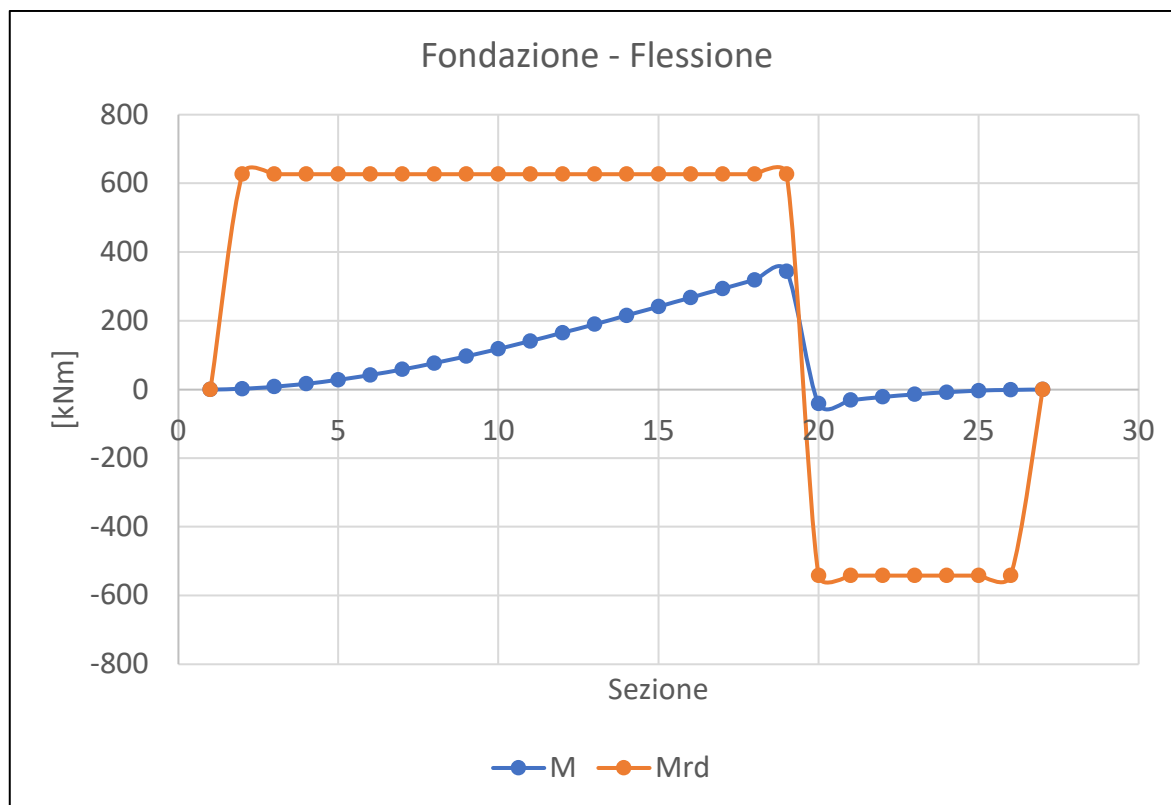


Figura 6-6 Verifica a flessione Fondazione

Verifica a flessione – Sperone

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Afi	Afs
<i>[cm]</i>	<i>[cm]</i>	<i>[cmq]</i>	<i>[cmq]</i>
100	70	22.62	22.62

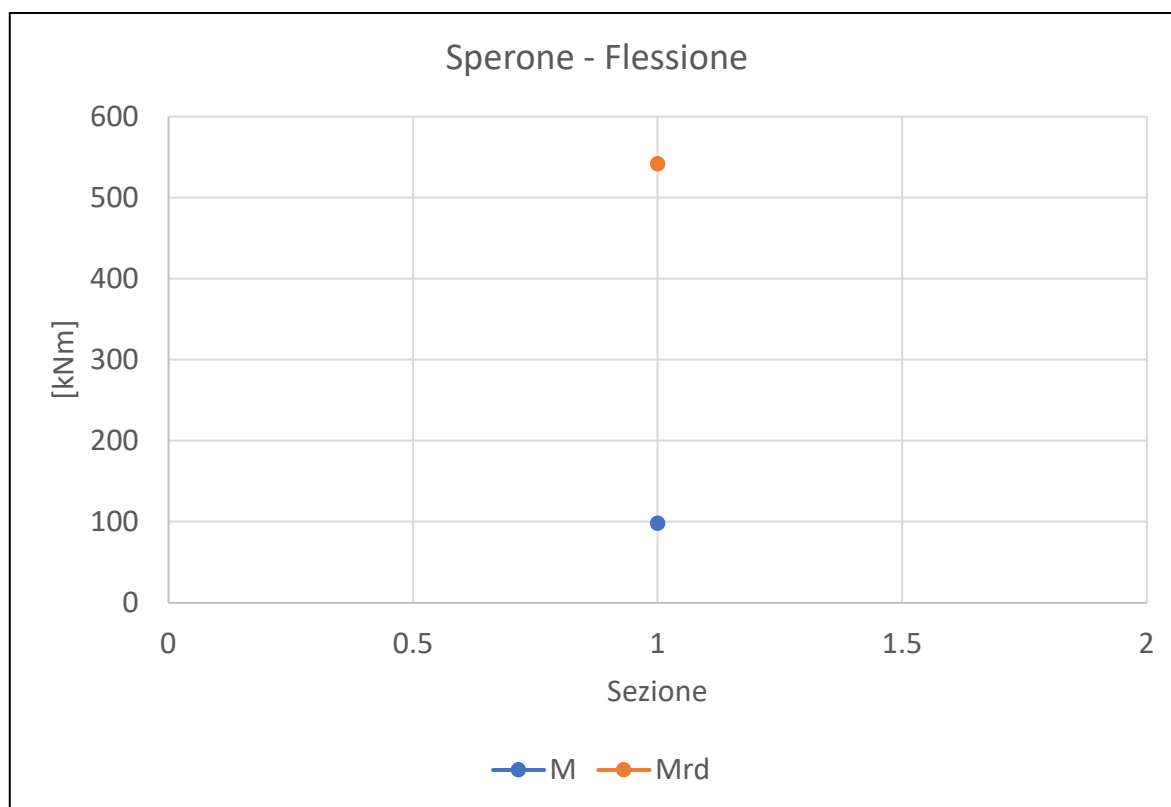


Figura 6-7 Verifica a flessione Sperone

Verifica a taglio – Paramento

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	A_{sw}	cotθ
[cm]	[cm]	[cmq]	
100	70	0	--

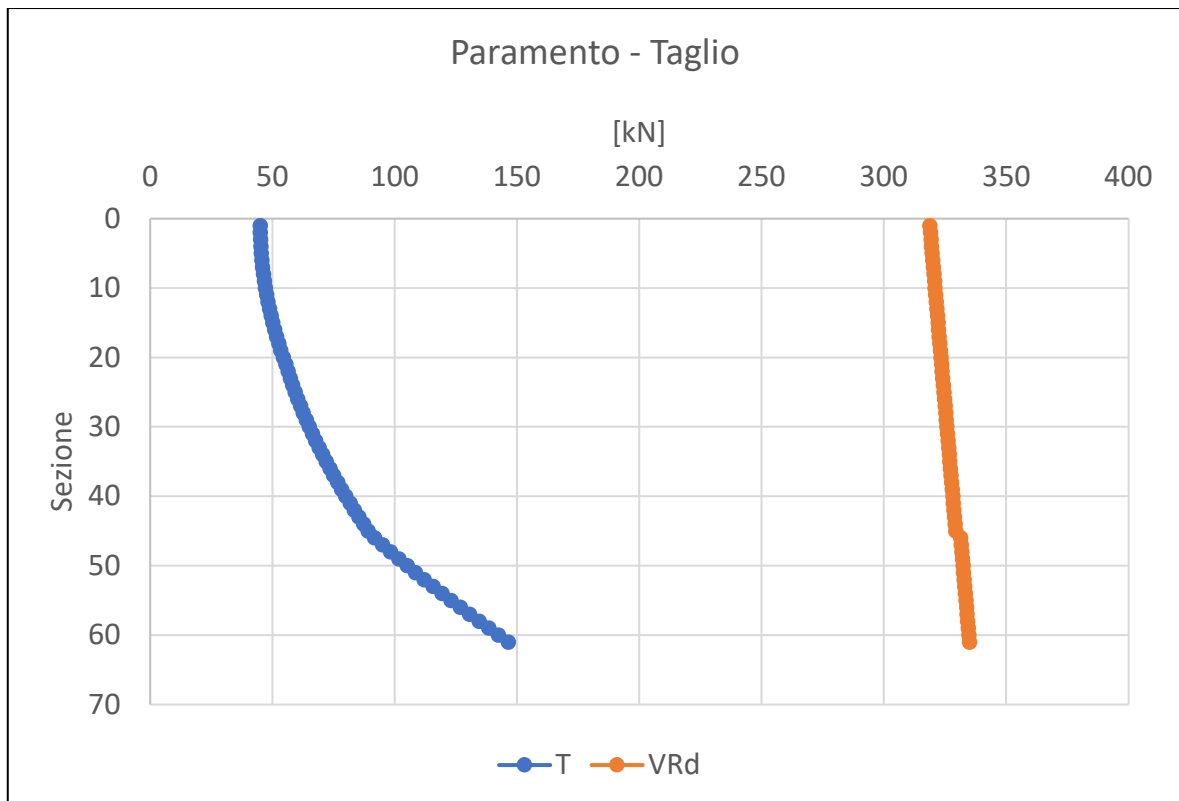


Figura 6-8 Verifica a taglio Paramento

Verifica a taglio – Fondazione

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	A_{sw}	cotθ
[cm]	[cm]	[cmq]	
100	70	0	--

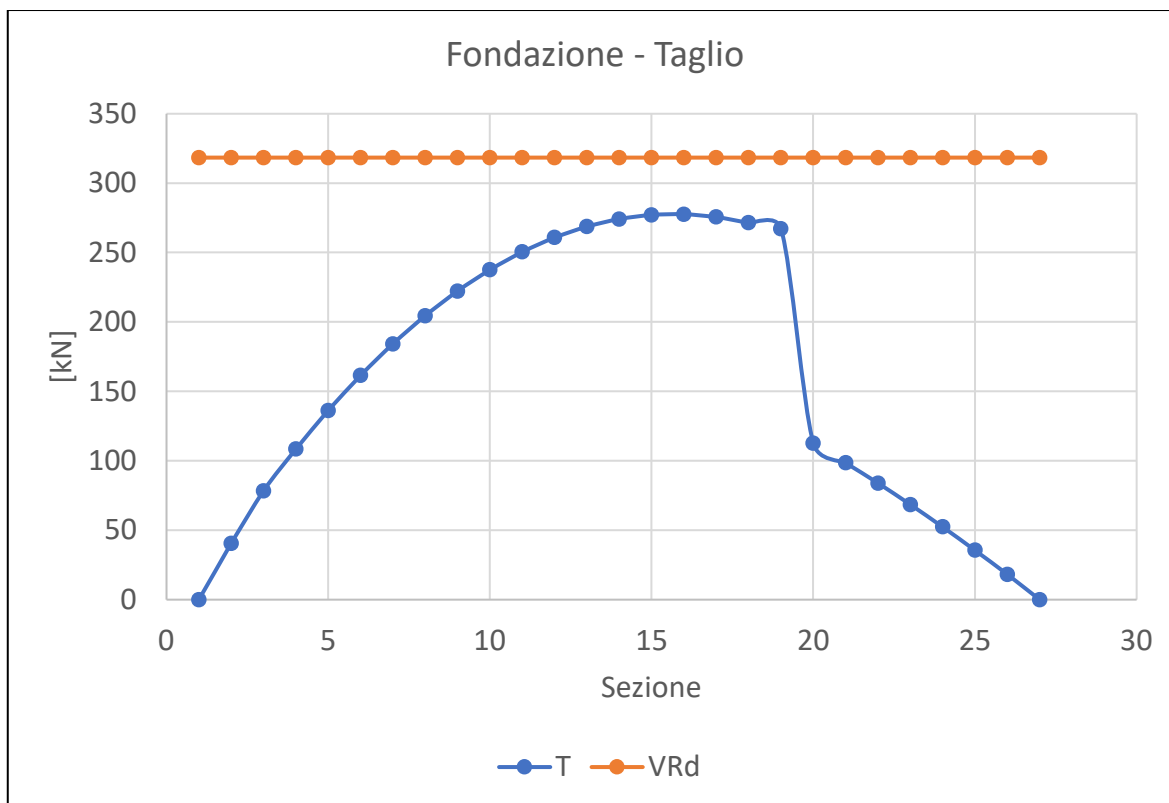


Figura 6-9 Verifica a taglio Fondazione

Verifica a taglio – Sperone

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	A_{sw}	cotθ
[cm]	[cm]	[cmq]	
100	70	0	--

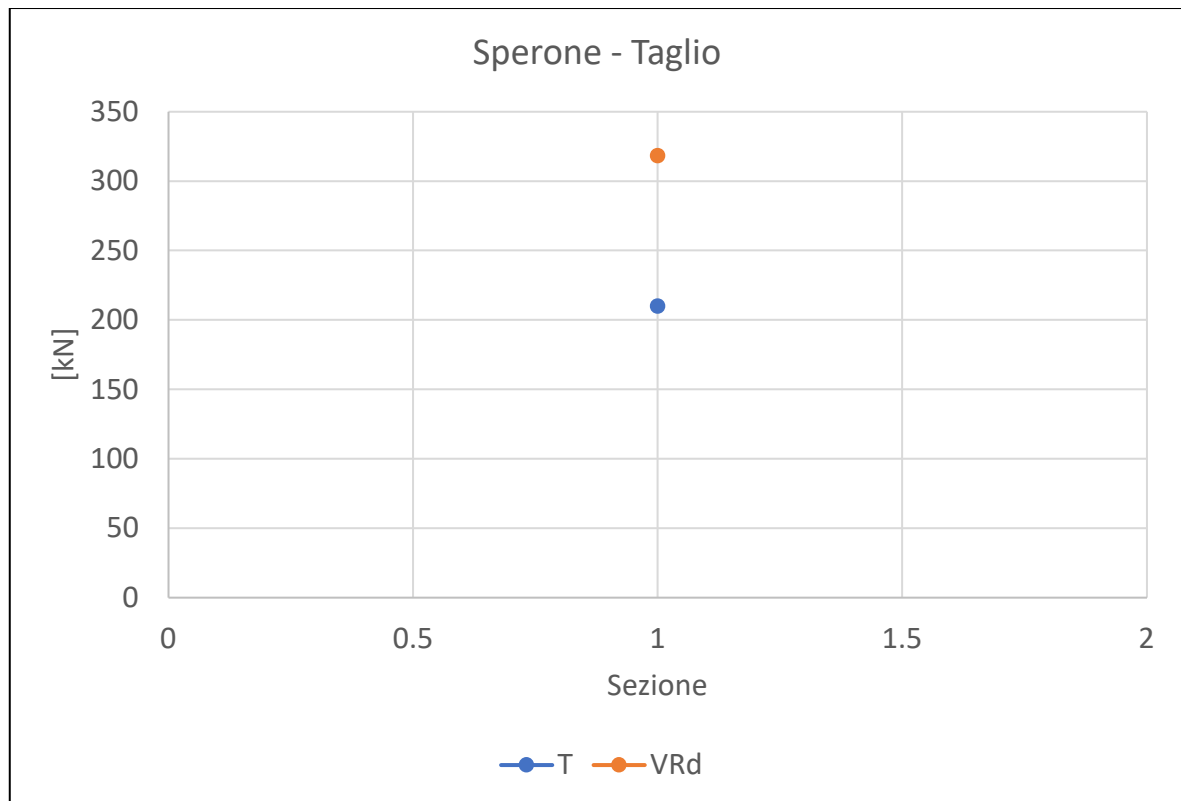


Figura 6-10 Verifica a taglio Sperone

Verifica a fessurazione – Paramento

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Af
[cm]	[cm]	[cmq]
100	70	22.62

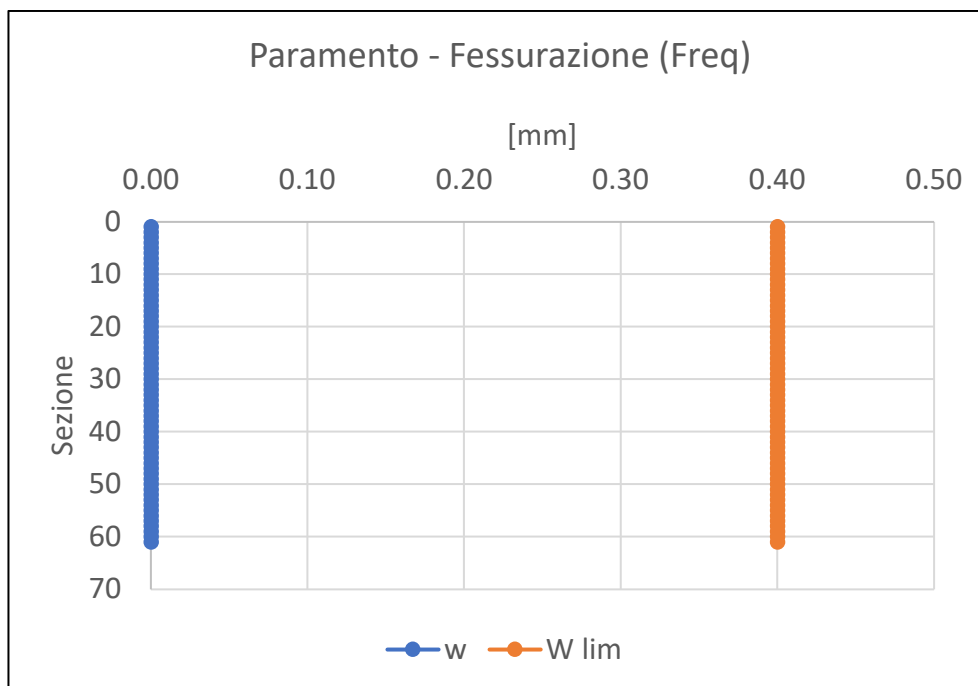


Figura 6-11 Verifica a fessurazione Freq Paramento

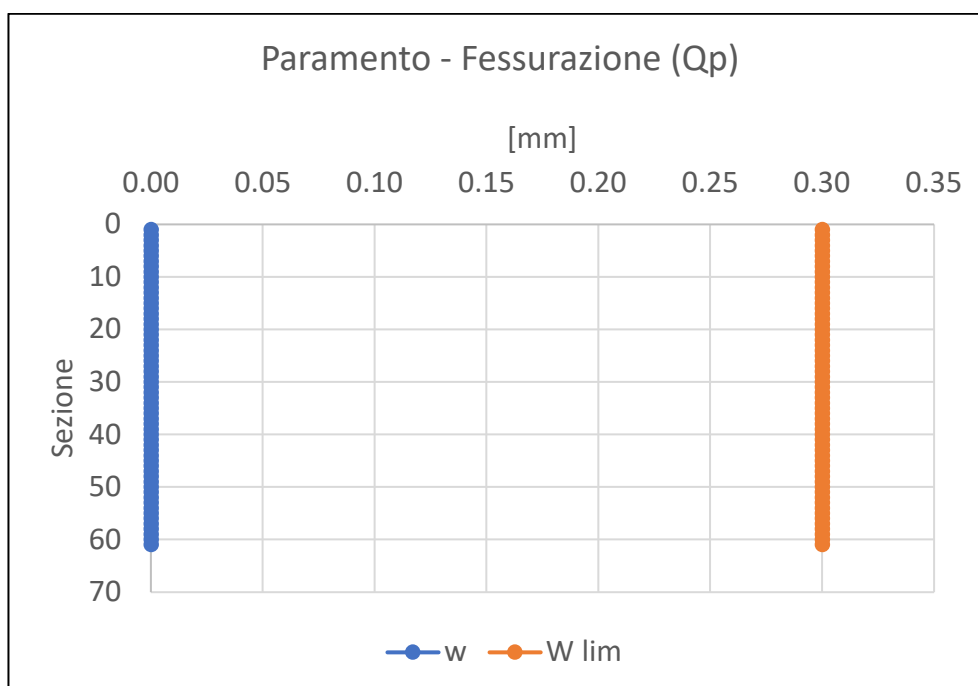


Figura 6-12 Verifica a fessurazione Qp Paramento

Verifica a fessurazione – Fondazione

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Af
[cm]	[cm]	[cmq]
100	70	22.62

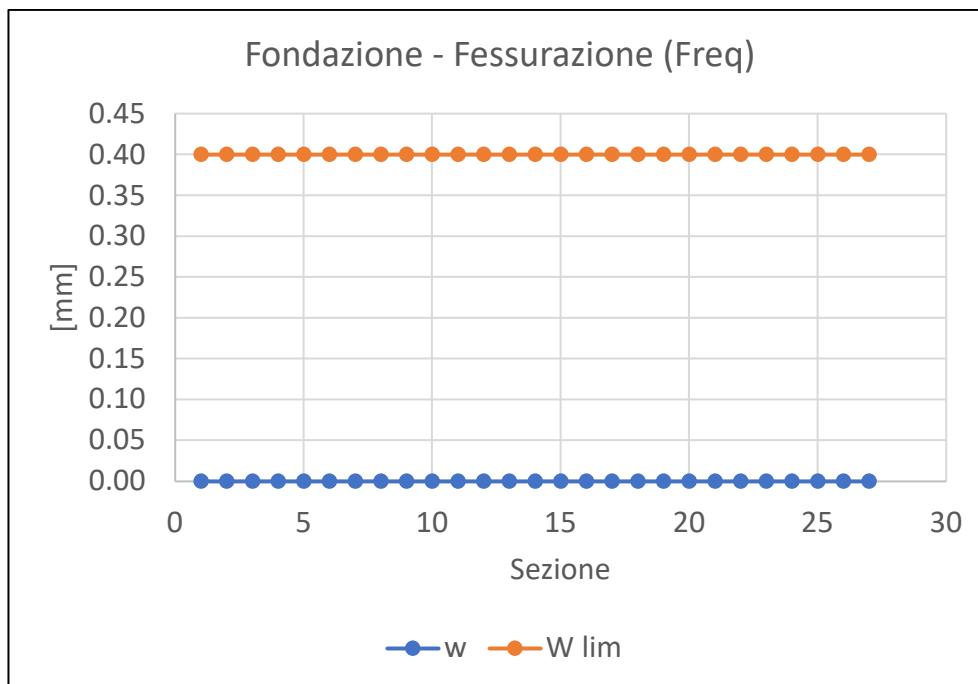


Figura 6-13 Verifica a fessurazione Freq Fondazione

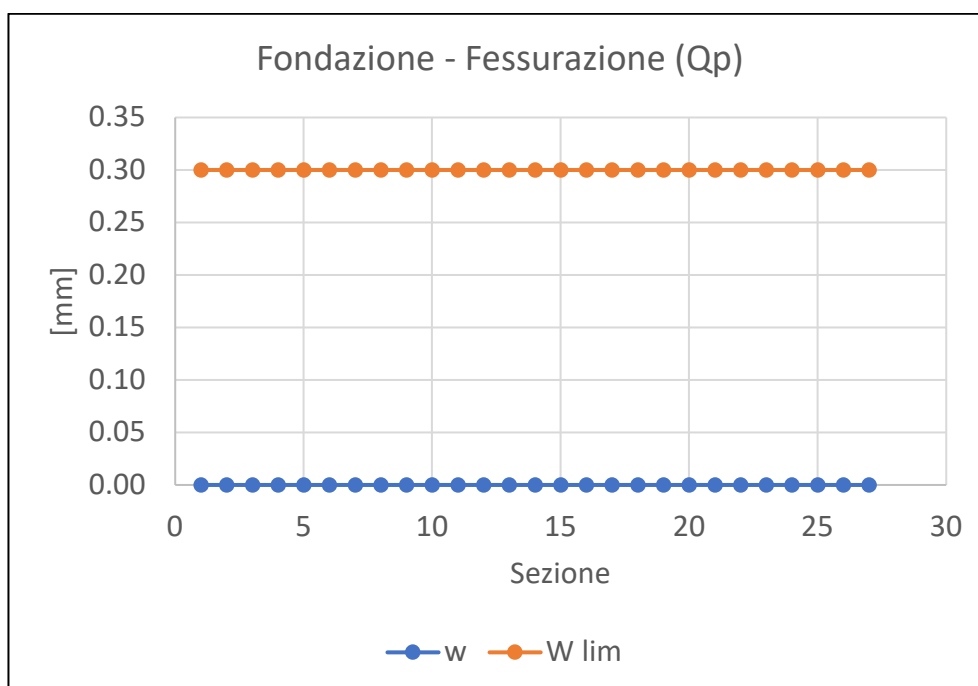


Figura 6-14 Verifica a fessurazione Qp Fondazione

Verifica a fessurazione – Sperone

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Af
[cm]	[cm]	[cmq]
100	100	22.62

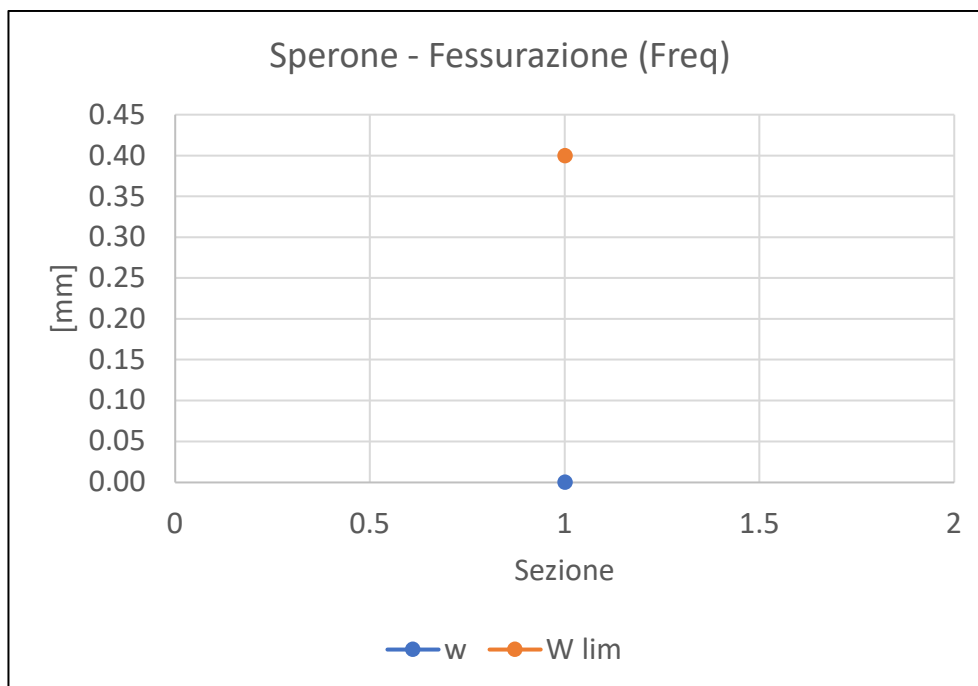


Figura 6-15 Verifica a fessurazione Freq Fondazione

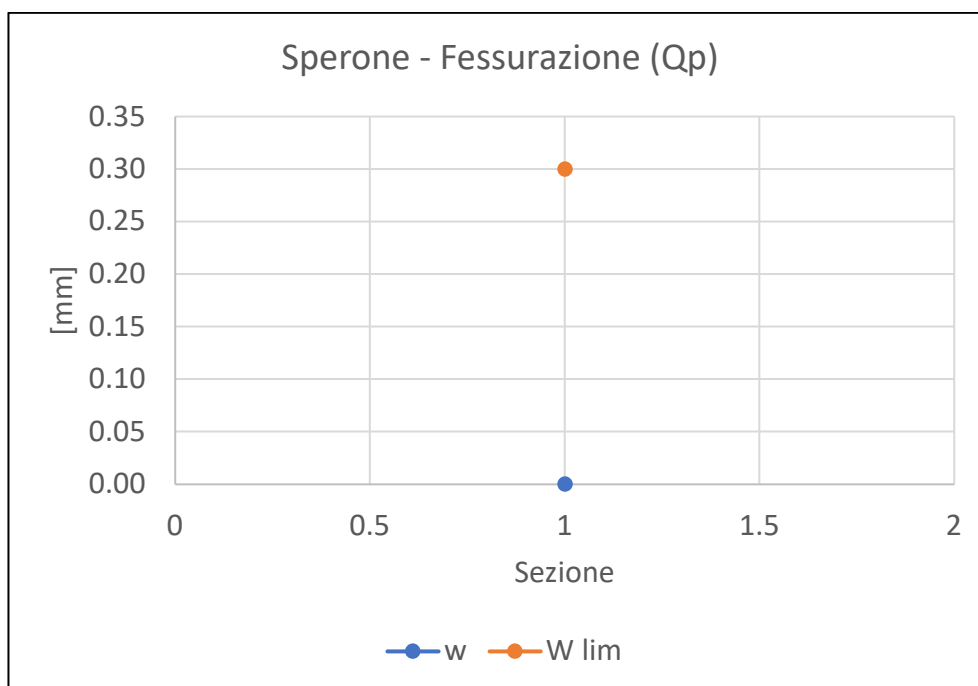


Figura 6-16 Verifica a fessurazione Qp Fondazione