



PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
MESSA IN SICUREZZA DEL SISTEMA ACQUEDOTTISTICO
DEL PESCHIERA PER L'APPROVVIGIONAMENTO IDRICO
DI ROMA CAPITALE E DELL'AREA METROPOLITANA

IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ING. PhD MASSIMO SESSA

SUB COMMISSARIO ING. MASSIMO PATERNOSTRO

aceq
acqua
ACEA ATO 2 SPA



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. PhD Alessia Delle Site

SUPPORTO AL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Avv. Vittorio Gennari

Sig.ra Claudia Iacobelli

Ing. Barnaba Paglia

aceq
Ingegneria
e servizi



CONSULENTE

Ing. Biagio Eramo

ELABORATO

A194PD R005 8

COD. ATO2 APE10116

DATA APRILE 2023

SCALA

Progetto di sicurezza e ammodernamento
dell'approvvigionamento della città
metropolitana di Roma

"Messa in sicurezza e ammodernamento del sistema
idrico del Peschiera",

L.n.108/2021, ex DL n.77/2021 art. 44 Allegato IV

**NUOVO TRONCO SUPERIORE ACQUEDOTTO
DEL PESCHIERA
dalle Sorgenti alla Centrale di Salisano**

CUP G33E17000400006

AGG. N.	DATA	NOTE	FIRMA
1	DIC-19	AGGIORNAMENTO PER SIA	
2	MAR-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
3	LUG-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
4	GEN-21	AGGIORNAMENTO PARERE CSLLPP VOTO DEL 14/10/2020	
5	SETT-21	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
6	GIU-22	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
7	OTT-22	AGGIORNAMENTO UVP	
8	APR-23	INTEGRAZIONI ED AGGIORNAMENTI IN AMBITO AUTORIZZATIVO	
9			
10			

PROGETTO DEFINITIVO

TEAM DI PROGETTAZIONE

CAPO PROGETTO
Ing. Angelo Marchetti

IDRAULICA
Ing. Eugenio Benedini

GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA
Geol. Stefano Tosti

GEO TECNICA E STRUTTURE
Ing. Angelo Marchetti

ASPETTI AMBIENTALI
Ing. Nicoletta Stracqualursi

ATTIVITA' TECNICHE DI SUPPORTO
Geom. Stefano Francisci

ATTIVITA' PATRIMONIALI
Geom. Fabio Pompei

Hanno collaborato:

Ing. Roberto Biagi
Ing. Claudio Lorusso
Ing. Marco Iannucci
Ing. Elonora Accorsi
Ing. Onorato D'Atria

Prof. Ing. Francesco Federico

Prof. Ing. Quintilio Napoleoni

GEEG - Geotechnical and Environmental Engineering Group

IAAT - Italian Association For Trenchless Technology



RELAZIONE GEOTECNICA

DALLE SORGENTI A MANUFATTO M6

ALLEGATO 1

INDICE

1.	Premessa.....	15
2.	Copertura canale esistente	17
2.1.	Verifica di stabilita’ del sistema geosintetico di copertura	18
2.1.1.	Modello analitico di calcolo.....	21
2.1.2.	Risultati di calcolo	23
2.2.	Dimensionamento del geocomposito drenante	25
2.2.1.	Calcolo della capacit� drenante massima del geocomposito drenante 25	
2.2.2.	Risultati di calcolo	26
2.3.	Ulteriori accorgimenti	29
3.	Opere provvisorie manufatto di derivazione del canale a cielo aperto esistente 31	
3.1.	Software di calcolo.....	32
3.2.	Descrizione interventi.....	33
3.3.	Inquadramento geotecnico	36
3.3.1.	Prove SPT (Standard Penetration Test)	38
3.3.2.	Prove geotecniche di laboratorio	38
3.3.3.	Prova Down-Hole	40
3.4.	Analisi dei carichi.....	45
3.4.1.	Peso Proprio	45

3.4.2.	Carichi accidentali	45
3.4.3.	Azione sismica	46
3.4.4.	Spinta del terreno	46
3.5.	Combinazioni di carico	48
3.6.	Verifiche	50
3.6.1.	Verifiche SLU.....	50
3.6.2.	Verifiche SLE	50
3.7.	Analisi Numeriche	51
3.7.1.	Modello di calcolo	51
3.7.2.	Calcolo rigidezza del sistema di puntonamento.....	55
3.8.	Risultati	58
3.8.1.	Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)	59
3.8.2.	Verifiche degli elementi strutturali (SLU)	60
3.8.3.	Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE).....	71
3.8.4.	Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici	72
3.9.	Caratteristiche dell’opera	74
4.	Opere provvisorie manufatto di partenza delle opere di derivazione.....	75
4.1.	Software di calcolo.....	76
4.2.	Descrizione degli interventi	77
4.3.	Inquadramento geotecnico	80
4.3.1.	Prove geotecniche di laboratorio	82
4.3.2.	Prova Down-Hole	84

4.4.	Analisi dei carichi.....	89
4.4.1.	Peso Proprio.....	89
4.4.2.	Carichi accidentali	89
4.4.3.	Azione sismica	89
4.4.4.	Spinta del terreno	89
4.5.	Combinazioni di carico.....	91
4.6.	Verifiche	92
4.6.1.	Verifiche SLU.....	92
4.6.2.	Verifiche SLE	92
4.7.	Analisi Numeriche.....	93
4.7.1.	Modello di calcolo.....	93
4.7.2.	Calcolo rigidezza del sistema di puntonamento.....	103
4.8.	Risultati	106
4.8.1.	Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)	106
4.8.2.	Verifiche degli elementi strutturali (SLU).....	108
4.8.3.	Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE).....	126
4.8.4.	Verifiche nei confronti degli stati limiti ultime idraulici	127
4.9.	Caratteristiche dell’opera	135
5.	Opere provvisoriale canale di collegamento alla centrale e scarico	136
5.1.	Software di calcolo.....	137
5.2.	Descrizione degli interventi	137
5.3.	Inquadramento geotecnico.....	140

5.3.1.	Prove SPT (Standard Penetration Test)	142
5.3.2.	Prove geotecniche di laboratorio	142
5.3.3.	Prova Down-Hole	144
5.3.4.	Categoria di sottosuolo.....	147
5.4.	Analisi dei carichi.....	150
5.4.1.	Peso proprio	150
5.4.2.	Carichi accidentali	150
5.4.3.	Azione sismica	150
5.4.4.	Spinta del terreno	150
5.5.	Verifiche paratie di pali	152
5.5.1.	Verifiche SLU.....	152
5.5.2.	Verifiche SLE	152
5.6.	Combinazioni di carico	153
5.7.	Analisi numeriche	155
5.7.1.	Modello di calcolo.....	155
5.7.2.	Calcolo rigidezza del sistema di puntonamento.....	160
5.8.	Risultati	161
5.8.1.	Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)	161
5.8.2.	Verifiche degli elementi strutturali.....	163
5.8.3.	Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE).....	168
5.8.4.	Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi idraulici	169
5.9.	Caratteristiche dell’opera	173

6.	Paratia definitiva di micropali canale esistente- Sorgenti.....	174
6.1.	Software di calcolo.....	174
6.2.	Descrizione degli interventi	174
6.3.	Materiali.....	178
6.4.	Inquadramento geotecnico.....	179
6.5.	Analisi dei carichi.....	180
6.5.1.	Peso proprio.....	180
6.5.2.	Sovraccarichi.....	180
6.5.3.	Azione sismica	180
6.5.4.	Spinta del terreno	182
6.6.	Verifiche	184
6.6.1.	Verifiche SLU.....	184
6.6.2.	Verifiche SLE	184
6.7.	Combinazioni di carico.....	184
6.8.	Analisi numeriche	186
6.8.1.	Modello di calcolo.....	186
6.9.	Risultati	191
6.9.1.	Sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU).....	191
6.9.1.	Verifiche degli elementi strutturali.....	193
6.9.2.	Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)	195
6.9.3.	Verifiche allo Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico e idraulico	196
7.	Opere Provvisionali Manufatto M3	200

7.1.	Software di calcolo.....	201
7.2.	Descrizione degli interventi	202
7.3.	Inquadramento geotecnico	205
7.3.1.	Prove SPT (Standard Penetration Test)	207
7.3.2.	Prove geotecniche di laboratorio	207
7.4.	Analisi dei carichi.....	210
7.4.1.	Peso Proprio	210
7.4.2.	Carichi accidentali	210
7.4.3.	Azione sismica	210
7.4.4.	Spinta del terreno	210
7.5.	Combinazioni di carico	212
7.6.	Verifiche	214
7.6.1.	Verifiche SLU.....	214
7.6.2.	Verifiche SLE	214
7.7.	Analisi numeriche	215
7.7.1.	Modello di calcolo.....	215
7.7.2.	Calcolo rigidezza del sistema di puntonamento.....	222
7.8.	Risultati	226
7.8.1.	Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)	226
7.8.2.	Verifiche degli elementi strutturali (SLU)	228
7.8.3.	Verifiche allo stato limite esercizio (SLE)	245
7.8.4.	Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici	246

7.9.	Caratteristiche dell’opera	255
8.	Opere provvisionali Manufatto M4	257
8.1.	Software di calcolo.....	257
8.2.	Descrizione degli interventi	260
8.2.1.	Sezione A-A	261
8.3.	Inquadramento geotecnico	263
8.3.1.	Prove SPT (Standard Penetration Test)	265
8.3.2.	Prove geotecniche di laboratorio	265
8.4.	Analisi dei carichi.....	267
8.4.1.	Peso proprio	267
8.4.2.	Carichi accidentali	267
8.4.3.	Azione sismica	267
8.4.4.	Spinta del terreno	267
8.5.	Combinazioni di carico	269
8.6.	Verifiche	271
8.6.1.	Verifiche SLU.....	271
8.6.2.	Verifiche SLE	271
8.7.	Analisi numeriche	271
8.7.1.	Modello di calcolo	271
8.7.2.	Calcolo rigidità dei sistemi di puntonamento.....	277
8.8.	Risultati	283
8.8.1.	Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)	283

8.8.2.	Verifiche degli elementi strutturali.....	284
8.8.3.	Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE).....	309
8.8.4.	Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi idraulici e calcolo della soletta di fondo	310
8.9.	Caratteristiche dell’opera	321
9.	Paratia di cantiere - M4.....	322
9.1.	Software di calcolo.....	322
9.2.	Descrizione degli interventi	322
9.2.1.	Sezione 6.....	325
9.3.	Materiali.....	326
9.4.	Inquadramento geotecnico.....	326
9.5.	Analisi dei carichi.....	328
9.5.1.	Peso proprio.....	328
9.5.2.	Carichi accidentali	328
9.5.3.	Azione sismica	328
9.5.4.	Spinta del terreno	332
9.6.	Combinazioni di carico.....	334
9.7.	Verifiche	336
9.7.1.	Verifiche SLU.....	336
9.7.2.	Verifiche SLE	336
9.8.	Analisi numeriche	337
9.8.1.	Modello di calcolo.....	337

9.9.	Risultati	340
9.9.1.	Sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU).....	340
9.9.2.	Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)	342
9.9.3.	Verifiche allo Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico	343
9.9.4.	Verifiche degli elementi strutturali.....	347
10.	Opere provvisorie Manufatto M5	349
10.1.	Software di calcolo.....	349
10.2.	Descrizione degli interventi	352
10.2.1.	Sezione A-A	353
10.3.	Inquadramento geotecnico.....	355
10.3.1.	Prove SPT (Standard Penetration Test)	357
10.3.2.	Prove geotecniche di laboratorio	357
10.4.	Analisi dei carichi.....	359
10.4.1.	Peso proprio.....	359
10.4.2.	Carichi accidentali	359
10.4.3.	Azione sismica	359
10.4.4.	Spinta del terreno	360
10.5.	Combinazioni di carico	362
10.6.	Verifiche paratie di pali	364
10.6.1.	Verifiche SLU.....	364
10.6.2.	Verifiche SLE	364
10.7.	Analisi numeriche	365

10.7.1.	Sezione A-A:	365
10.8.	Risultati – Sezione A-A	373
10.8.1.	Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)	373
10.8.2.	Verifiche degli elementi strutturali.....	375
10.8.3.	Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE).....	391
10.8.4.	Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi idraulici e calcolo della soletta di fondo	393
10.9.	Caratteristiche dell’opera	404
11.	Paratia strada di accesso – M5	405
11.1.	Software di calcolo.....	405
11.2.	Descrizione degli interventi	405
11.2.1.	Sezione 1.....	407
11.3.	Materiali.....	409
11.4.	Inquadramento geotecnico	410
11.5.	Analisi dei carichi.....	410
11.5.1.	Peso proprio	410
11.5.2.	Carichi accidentali	410
11.5.3.	Azione sismica	411
11.5.4.	Spinta del terreno	415
11.6.	Verifiche	417
11.6.1.	Verifiche SLU.....	417
11.6.2.	Verifiche SLE	417

11.7.	Combinazioni di carico	418
11.8.	Analisi numeriche	420
18.4.1.3	Modello di calcolo	420
11.9.	Risultati	424
11.9.1.	Sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU).....	424
11.9.2.	Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)	426
11.9.3.	Verifiche allo Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico	427
11.9.4.	Verifiche degli elementi strutturali.....	431
12.	Muro di sostegno strada di accesso – M5	437
12.1.	Descrizione degli interventi	437
12.1.1.	Sezione 8-8.....	438
12.2.	Materiali.....	439
12.3.	Copriferri	440
12.4.	Inquadramento geotecnico.....	441
12.5.	Analisi dei carichi.....	441
12.5.1.	Peso proprio.....	441
12.5.2.	Carichi accidentali	441
12.5.3.	Azione sismica	442
12.6.	Metodologia di verifica e criteri di calcolo	445
12.6.1.	Spinta delle terre	445
12.6.2.	Capacità portante della fondazione.....	448
12.6.3.	Verifica di stabilità globale	449

12.7.	Verifiche	451
12.7.1.	Verifiche SLU.....	453
12.7.2.	Verifiche SLE	456
12.8.	Combinazioni di carico	458
12.9.	Risultati	459
12.9.1.	Verifiche SLU-GEO.....	465
12.9.2.	Verifiche SLU/SLV-STR.....	481
12.9.3.	Verifiche SLE	486
12.10.	Riepilogo	488
13.	Opere provvisorie Manufatto di Partenza dell’Acquedotto (M6).....	491
13.1.	Software di calcolo.....	492
13.2.	Descrizione degli interventi	493
13.2.1.	Sezione A-A	495
13.2.2.	Sezione B-B	495
13.3.	Inquadramento geotecnico.....	496
13.3.1.	Prove SPT (Standard Penetration Test)	498
13.3.2.	Prove geotecniche di laboratorio	498
13.3.3.	Prova Down-Hole	500
13.4.	Analisi dei carichi.....	505
13.4.1.	Peso proprio.....	505
▪	Carichi accidentali	505
13.4.2.	Azione sismica	505

13.4.3.	Spinta del terreno	508
13.5.	Combinazioni di carico	510
13.6.	Verifiche	512
13.6.1.	Verifiche SLU.....	512
13.6.2.	Verifiche SLE	512
13.7.	Analisi numeriche	513
13.7.1.	Modello di calcolo.....	513
13.7.2.	Calcolo rigidità del sistema di puntonamento.....	528
13.8.	Risultati	532
13.8.1.	Sezione A-A	532
13.8.2.	Sezione B-B	560
13.9.	Caratteristiche dell’opera	573
14.	Paratia di cantiere sud est - Cantiere M6.....	574
14.1.	Software di calcolo.....	574
14.2.	Descrizione degli interventi	574
14.2.1.	Sezione 6.....	578
14.3.	Materiali.....	579
14.4.	Inquadramento geotecnico.....	580
14.5.	Analisi dei carichi.....	581
14.5.1.	Peso proprio	581
14.5.2.	Carichi accidentali	581
14.5.3.	Azione sismica	581

14.5.4. Spinta del terreno	585
14.6. Verifiche	587
14.6.1. Verifiche SLU.....	587
14.6.2. Verifiche SLE	587
14.7. Combinazioni di carico	588
14.8. Analisi numeriche	590
14.8.1. Sezione 6.....	590
14.9. Risultati	597
14.9.1. Sezione 6 – Paratia di micropali.....	597

1. PREMESSA

Il presente documento, facente parte del Progetto Definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano), è redatta in ottemperanza a quanto disposto dall’articolo 23, commi 1, 5, 5-bis e 6 del Codice dei Contratti (D.Lgs. 50/2016 e ss.mm.ii.), nel rispetto dei principi generali di cui all’articolo 6 e 10 dell’emanando Decreto Progettazione, schema approvato dall’Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLLPP) nell’adunanza del 25/05/2018 n. prot. 45/2018 e di quanto già in precedenza indicato all’interno del Quadro Esigenziale (QE) e del successivo Documento di Indirizzo alla Progettazione (DIP), atti di programmazione redatti e ratificati da Acea ATO2 per l’elaborazione del Progetto medesimo.

La *Relazione Geotecnica* è articolata secondo uno schema che prevede la suddivisione dell’elaborato in:

- *Relazione Geotecnica Generale;*
- *Relazione Geotecnica "Dalle Sorgenti al Manufatto M6" – Allegato 1;*
- *Relazione Geotecnica "Dal Manufatto M6 al Manufatto Nodo S" – Allegato 2;*
- *Relazione Geotecnica "Sorpasso del Nodo di Salisano" – Allegato 3;*
- *Relazione Geotecnica "Microtunnelling" – Allegato 4;*
- *Relazione Geotecnica "Gallerie Scavo Meccanizzato" – Allegato 5;*
- *Relazione Geotecnica "Gallerie e Pozzi verticali Scavo Tradizionale" – Allegato 6.*

Il presente documento *Relazione Geotecnica "Dalle Sorgenti al Manufatto M6" – Allegato 1* contiene i dimensionamenti geotecnici e delle opere provvisorie di sostegno, relativamente ai manufatti ed alle opere civili da realizzare nell’ambito dei cantieri, nel tratto compreso tra l’area delle sorgenti e la piana Piana di San Vittorino.

Le soluzioni progettuali individuate nella presente relazione saranno quindi oggetto delle successive fasi progettuali quali il Progetto Esecutivo (PE).

2. COPERTURA CANALE ESISTENTE

Il presente capitolo illustra il procedimento di calcolo seguito per definire il valore di resistenza a trazione del geocomposito di rinforzo tridimensionale previsto all’interfaccia tra il terreno di copertura finale e il sottostante telo geosintetico, qualora risulti necessario. Per il dimensionamento del capping di copertura, finalizzato all’impermeabilizzazione e stabilizzazione del canale di presa nei pressi delle sorgenti, si è fatto riferimento ai metodi canonici stringenti utilizzati per l’isolamento di discariche di materiale inerte.

La copertura del canale richiede la progettazione e la verifica:

- 1 della stabilità del sistema di copertura costituito in questo caso da terreno e geosintetici;
- 2 del sistema di drenaggio delle acque meteoriche.

Sia per la prima verifica che per la seconda si farà riferimento a comprovati studi pubblicati su riviste scientifiche del settore ed impiegati ormai da anni.

Le sezioni esaminate con più elevata inclinazione presentano la seguente stratigrafia dal basso verso l’alto:

- Strato di regolarizzazione;
- Geomembrana bentonitica impermeabile;
- Geodreno;
- Geostuoia tridimensionale con funzionalità antierosiva;
- Terreno di copertura $s=50$ cm lungo la spalla del rilevato e $s=1.00$ in sommità al rilevato.

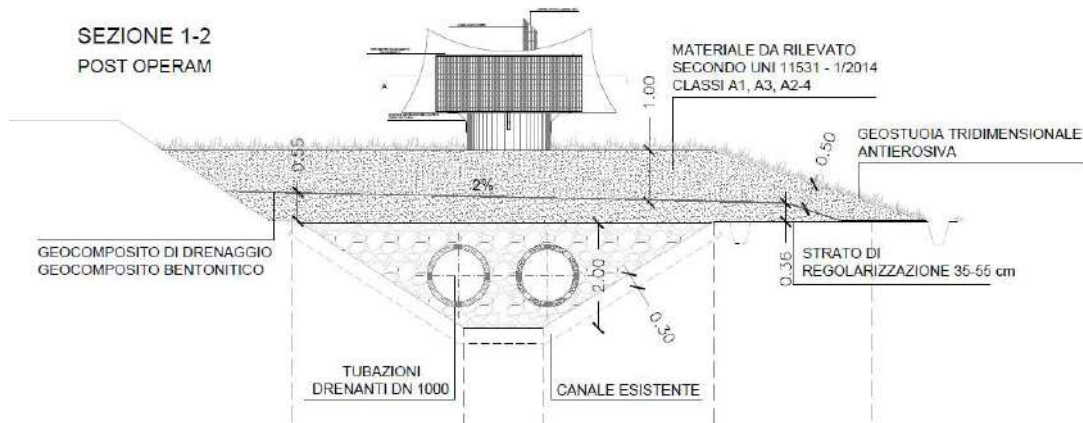


Figura 2.1 – Sezione tipologica della copertura del canale drenante esterno

L’intervento ha un’estensione di circa 1655m² lungo il canale esistente.

2.1. Verifica di stabilità’ del sistema geosintetico di copertura

Le verifiche di stabilità allo scivolamento sono state implementate in accordo con le nuove disposizioni normative introdotte dalle NTC 2018.

Occorrerà pertanto in fase preliminare specificare apertamente le scelte progettuali adottate in termini di parametri di progetto e di tipologia di verifiche, specificando secondo quali tipi di approcci verrà eseguita la verifica di stabilità.

La logica di fondo su cui si fondano le nuove disposizioni tecniche si riassumono nella seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove E_d rappresenta il valore di progetto delle azioni o dell’effetto delle azioni sulla struttura, mentre R_d rappresenta il valore di progetto della resistenza.

Generalmente le verifiche possono essere eseguite secondo uno dei seguenti possibili approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- Combinazione: (A1+M1+R3)

Ciascun approccio con le relative combinazioni coinvolgono una serie di parametri numerici (amplificativi o riduttivi a seconda della natura della grandezza fisica coinvolta) che la normativa suddivide in tre categorie:

- coefficienti parziali sulle azioni (parametri A)
- coefficienti parziali sulle caratteristiche geotecniche dei terreni (parametri M)
- coefficienti parziali sulle resistenze (parametri R)

Il secondo approccio identifica una combinazione con gruppi di coefficienti adottabili sia nel dimensionamento strutturale che in quello geotecnico.

Si è deciso quindi di adottare l’approccio 2 combinazione A1+M1+R3.

Di seguito vengono riportati integralmente le tabelle relative a ciascuna dei 3 gruppi di fattori numerici, a seguito estrapolazione dal testo unico NTC 2018, cap. 6 Progettazione geotecnica.

<i>Tab. 5.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni.</i>					
CARICHI	EFFETTO	Coefficienti parziali γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
<i>Carichi Permanenti G1</i>	<i>Favorevole</i>	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0

	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti G2	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni Variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Si precisa che lo strato di terreno posto sopra il sistema geosintetico è stato considerato come un’azione permanente di tipo strutturale, contribuendo in maniera sostanziale al comportamento dell’opera. Pertanto, la sua componente W (forza peso applicata al sistema) è stata in condizioni statiche amplificata del fattore γ_{G1} pari a 1,3 (vedi tabella A1).

Tab. 5.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coefficienti parziali γ_M	M1	M2
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 5.3 - Coefficienti parziali per le resistenze			
	coefficienti parziali γ_R		
Tipo di verifica	R1	R2	R3
Scorrimento	1	1	1,1

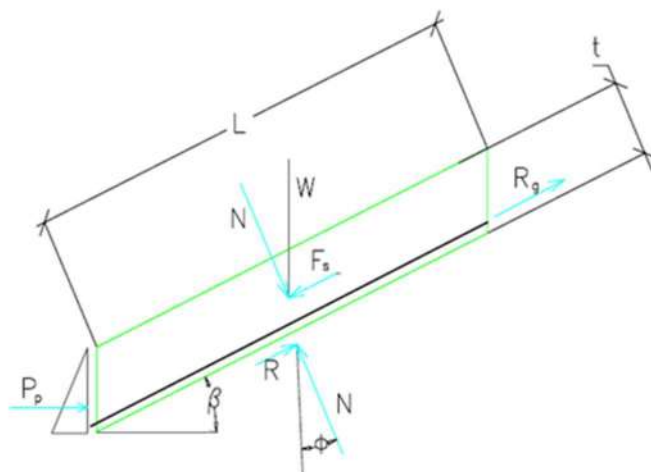
2.1.1. Modello analitico di calcolo

La natura della verifica riguarda la possibile traslazione del sistema di copertura sintetico/naturale, lungo il piano di posa, per effetto delle azioni applicate: infatti in ogni sistema di copertura in scarpata, l’interfaccia più debole governa la stabilità. Poiché lo spessore del terreno di copertura è molto inferiore rispetto alla lunghezza del pendio è possibile valutare la stabilità del pendio con il metodo dell’analisi del blocco di scorrimento.

È una tecnica di analisi tradizionale nell’ingegneria geotecnica nella quale tutte le forze agenti nel blocco vengono sommate vettorialmente e la risultante deve essere zero per la stabilità. Il fattore di sicurezza è introdotto per valutare la resistenza al taglio necessaria per equilibrare le forze.

Il modello di calcolo assunto per le verifiche di stabilità allo scivolamento del sistema di copertura della sponda è schematizzato nella Figura sottostante.

Si consideri un versante definito di lunghezza L , che prevede la presenza di uno strato di terreno lungo tutto lo sviluppo con uno spessore costante t . Alla base del sistema sia prevista l’applicazione di una componente stabilizzante P_p dovuta alla spinta passiva del terreno che si genera in corrispondenza del cuneo posto alla base del pendio per effetto dello scivolamento dello stesso.



La forza peso del blocco di terreno potenzialmente instabile (W) genera due componenti, F_s parallela e N normale al pendio. Per effetto del possibile scorrimento all’interfaccia tra terreno e prodotto geosintetico si genererà una componente di resistenza R inclinata dell’angolo di attrito tra i due materiali rispetto alla verticale.

Nel caso in cui la componente R non fosse in grado di rendere verificata la disequazione di progetto ($E_d \leq R_d$), sarà necessario attivare una componente aggiuntiva R_g , generata dal telo aggrappante, che consentirà il soddisfacimento della relazione analitica.

La verifica viene impostata sulla base dei seguenti step:

- Applicazione dei coefficienti correttivi secondo le NTC 2018;
- Sulla base del modello di calcolo adottato, si valuta inizialmente il valore di R , al fine di verificare se, in base alle condizioni geometriche al contorno della sezione analizzata, si renda necessario ricorrere all’impiego di un geosintetico di rinforzo;

- Nel caso in cui la verifica non dovesse rispettare i requisiti minimi imposti dalla normativa, si procede con il calcolo della resistenza a trazione del geosintetico di rinforzo (R_g).

2.1.2. Risultati di calcolo

La sezione analizzata presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- $L = 10$ m;
- $\beta = 18^\circ$;

Il primo step di calcolo prevede di determinare il valore di R_d .

Le forze agenti sul sistema valutate dal modello sono rappresentate dalla componente della forza peso del terreno lungo il pendio.

$$W = \gamma_d \cdot t \cdot L = 123.50 \text{ kN/m}$$

Dove:

- γ = peso specifico del terreno caratteristico = 19 kN/m^3 ;
- $\gamma_{G1} = 1.3$;
- c' = coesione = 0 kN/m^2
- t = spessore dello strato di terreno = 0.5 m;
- L = lunghezza del pendio = 10 m;

La componente peso dello strato di terreno gravante sulla barriera composta viene considerata un’azione permanente di tipo strutturale per il sistema, per cui viene opportunamente amplificata del fattore 1,3 (γ_{G1} della tabella delle NTC relativamente ai parametri M), ottenendo un valore pari a 24.70 kN/m^2 .

La componente parallela al pendio generata dalla forza peso è la seguente:

$$E_d = F_s = W \cdot \sin(\beta) = 123.50 \cdot \sin(18^\circ) = 38.16 \text{ kN/m}$$

Le forze resistenti R_d sono rappresentate dalla sola componente R sviluppata lungo la superficie di interfaccia ritenuta potenzialmente critica, la spinta passiva al piede P_p .

Il valore di δ viene ridotto attraverso il coefficiente γ_m che viene posto pari a 1.10 per le resistenze:

$$\delta_{\text{ridotto}} = \arctan(\tan(\delta/\gamma_{m(\psi')})) = 18.31^\circ$$

Ottenendo, così R :

$$R = N \cdot \tan(\delta_{\text{ridotto}}) = 117.46 \tan(18.31) = 38.86 \text{ kN/m}$$

Dove:

$$N = \text{Componente normale di } W = W \cdot \cos(\beta) = 123.50 \cdot \cos(18) = 117.46 \text{ kN/m}$$

Si verifica la condizione in cui $E_d \leq R_d$, il rinforzo non è necessario.

2.2. Dimensionamento del geocomposito drenante

2.2.1. Calcolo della capacità drenante massima del geocomposito drenante

Al fine di garantire il drenaggio delle acque meteoriche, si propone l’impiego di un geocomposito drenante al posto dei 50 cm di materiale drenante previsti dalla normativa D. Lgs 36/2003.

Per il dimensionamento del geocomposito drenante si considererà la sezione con inclinazione maggiore, in particolare quella avente inclinazione $\beta=18^\circ$.

La portata massima (q) di uno strato di ghiaia di spessore pari a 50 cm, supponendo una inclinazione trasversale massima della copertura di progetto pari 18° (rispetto all’orizzontale) viene ricavata attraverso la legge di Darcy.

$$q = k \times A \times i \text{ (-)}$$

Dove:

- Q = portata idraulica (m^3/s)
- K = coefficiente di permeabilità (m/s)
- i = gradiente idraulico (corrisponde al seno dell’angolo di inclinazione della copertura)
- A = area (m^2)

Da cui si ricava la portata per unità di profondità (q):

$$q \text{ (} m^3/s \cdot m \text{)} = k \text{ (} m/s \text{)} \cdot t \text{ (} m \text{)} i \text{ (-)}$$

t = spessore dello strato pari a 0.5 m

Si suppone:

- una permeabilità della ghiaia $k_{ghiaia} = 1 \cdot 10^{-3} m/s$

- una inclinazione trasversale della copertura massima pari a 18°
- gradiente idraulico $i = 0,30$

e si ottiene la portata idraulica della ghiaia:

$$q_{ghiaia} = 0.15 \text{ l/sm}$$

Il calcolo della capacità drenante dipende dalla pressione normale agente in sito (σ) di cui risente in geocomposito e dal gradiente. Il valore massimo dello spessore di terreno al di sopra del geocomposito è pari a 1 m e quindi rispetto a tale valore cautelativamente è dimensionata la portata filtrante.

Calcolo della pressione a cui sarà sottoposto il geocomposito drenante

$$\sigma \text{ (kPa)} = \gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} H \text{ (m)} + q = 19 \times 1 + 30 = 49 \text{ kPa}$$

- γ = peso del terreno costituente la copertura (kN/m³) = 19 kN/m³
- q = peso dei macchinari di stesa e compattazione del materiale da rilevato (ipotizzato pari 30 kPa)
- H = altezza massima del terreno di copertura da porsi sopra lo strato drenante (m) = 1 m

2.2.2. Risultati di calcolo

La capacità drenante considerata è quella calcolata secondo la norma ISO 12958 specifica per capping di discariche.

È nota la portata del geocomposito drenante (tipo Enkadrain 5006H/5-2s/T110PP o equivalente) per il gradiente $i_{lab} = 0.10$ e $\sigma = 50$ kPa (con contatto Morbido/Rigido):

$$q_{lab} (\sigma = 50 \text{ kPa}; i = 0.10) = 0.65 \text{ l/s} \cdot \text{m (secondo ISO 12958)}$$

Per calcolare la capacità drenante a breve termine del geocomposito per un gradiente $i_{i1} = 0,30$ si utilizza la seguente formula sperimentale [Rimoldi]:

$$q_{i1} = q_{lab} \sqrt{\frac{i_{i1}}{i_{lab}}} = 0.65 \frac{l}{s\ m} \sqrt{0.3/0.1} = 1.12 \frac{l}{s\ m}$$

Per ottenere la capacità drenante a lungo termine è necessario dividere il valore di portata appena determinato per dei fattori di riduzione di seguito riportati:

- $RF_{in} = 1.50$ Fattore di riduzione che tiene conto della deformazione elastica del geocomposito e delle intrusioni all’interno della georete dei geosintetici adiacenti;
- $RF_{cc} = 1.20$ Fattore di riduzione che tiene conto dell’intasamento chimico;
- $RF_{bc} = 1.20$ Fattore di riduzione che tiene conto dell’intasamento biologico;
- $RF_{cr} = 1.40$ Fattore di riduzione che tiene conto del creep (deformazione viscosa sotto un carico costante).

TABLE 9.6 RECOMMENDED REDUCTION FACTORS FOR EQUATION (9.12) TO DETERMINE ALLOWABLE FLOW RATE OF DRAINAGE GEOCOMPOSITES (SHEET DRAINS [MOST APPLICATIONS], WICK DRAINS AND EDGE DRAINS)

Application Area	RF_{IN}	RF_{CR} ¹	RF_{CC}	RF_{BC}
Sport fields	1.0–1.2	1.0–1.5	1.0–1.2	1.1–1.3
Capillary breaks	1.1–1.3	1.0–1.2	1.1–1.5	1.1–1.3
Roof and plaza decks	1.2–1.4	1.0–1.2	1.0–1.2	1.1–1.3
Retaining walls, seeping rock and soil slopes	1.3–1.5	1.2–1.4	1.1–1.5	1.0–1.5
Drainage blankets	1.3–1.5	1.2–1.4	1.0–1.2	1.0–1.2
Surface water drains for landfill caps	1.3–1.5	1.2–1.4	1.0–1.2	1.5–2.0
Secondary leachate collection (landfill)	1.5–2.0	1.4–2.0	1.5–2.0	1.5–2.0
Primary leachate collection (landfill)	1.5–2.0	1.4–2.0	1.5–2.0	1.5–2.0
Wick drains (or PVDs) ²	1.5–2.5	1.0–2.5	1.0–1.2	1.0–1.2
Highway edge drains	1.2–1.8	1.5–3.0	1.1–5.0	1.0–1.2

¹These values assume that the ultimate value was obtained using an applied normal pressure of approximately 1.5 times the field-anticipated maximum value. If it was not, the values must be increased.

²An addition-term for kinking, or crimping, should be included, where $RF_{KG} = 1.0$ to 4.0.

Figura 2.2 – Determinazione dei coefficienti riduttivi, [da R.M. Koerner, Designing with Geosynthetics, 6th edition]

Il valore della portata di lungo termine è pertanto

$$q_{LT} = \frac{q_{i1}}{RF_{in} RF_{CR} RF_{CC} RF_{BC}} = 0.37 \frac{l}{s m}$$

Pertanto, il geocomposito drenante con un gradiente pari a 0,30 e una pressione di 50.00 kPa presenta una capacità drenante superiore a quella di uno strato di 50 cm di ghiaia.

È quindi dimostrata l’equivalenza idraulica tra i due sistemi drenanti.

Il fattore di sicurezza del sistema drenante in geocomposito rispetto al sistema drenante in ghiaia vale:

$$FS = \frac{q_{LT}}{q_{gh}} = 2.48$$

2.3. Ulteriori accorgimenti

A finitura del rilevato sarà posizionata una geostuoia per il controllo dell’erosione superficiale per effetto della pioggia, delle acque di ruscellamento e del vento, avente una struttura tridimensionale di almeno 10mm e una resistenza minima a trazione di 2 kN/m.

Inoltre, per consentire la stabilità dei vari strati che possono trovarsi sottoposti ad eventuali forze di filtrazione, ad esempio tra lo strato di regolarizzazione e il riempimento del canale esistente con materiale drenante, si dovrà garantire una continuità delle curve granulometriche degli strati, in modo da evitare fenomeni di erosione di contatto all’interfaccia. Una prima indicazione di massima per poter raggiungere tale obiettivo è quella di rispettare dei rapporti tra le curve granulometriche dei materiali che sono i seguenti:

- *Permeability ratio [Terzaghi, 1922]*: la granulometria del materiale più grossolano deve garantire un’adeguata permeabilità, per consentire la libera filtrazione dell’acqua senza alterare la propria struttura granulare e senza causare un’eccessiva perdita di carico

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 4$$

- *Piping ratio [Terzaghi, 1922]*: la granulometria della materiale più grossolano deve essere sufficientemente fine per prevenire l’erosione del materiale più fine e arrestare il fenomeno del piping

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 4$$

In cui in entrambi i rapporti D rappresenta il diametro della curva granulometrica (o del fuso granulometrico) del materiale grossolano associato alla relativa percentuale in peso rispetto al totale posta a pedice; d rappresenta il diametro della curva

granulometrica (o del fuso granulometrico) del materiale più fine associato alla relativa percentuale posta anch’essa a pedice.

3. OPERE PROVVISORIALI MANUFATTO DI DERIVAZIONE DEL CANALE A CIELO APERTO ESISTENTE

Il seguente capitolo ha come oggetto la progettazione delle opere provvisorie in corrispondenza del Manufatto di Origine Canale relativo all’area delle sorgenti.

L’area di studio della nuova opera rientra nell’ambito del territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Castel Sant’Angelo.

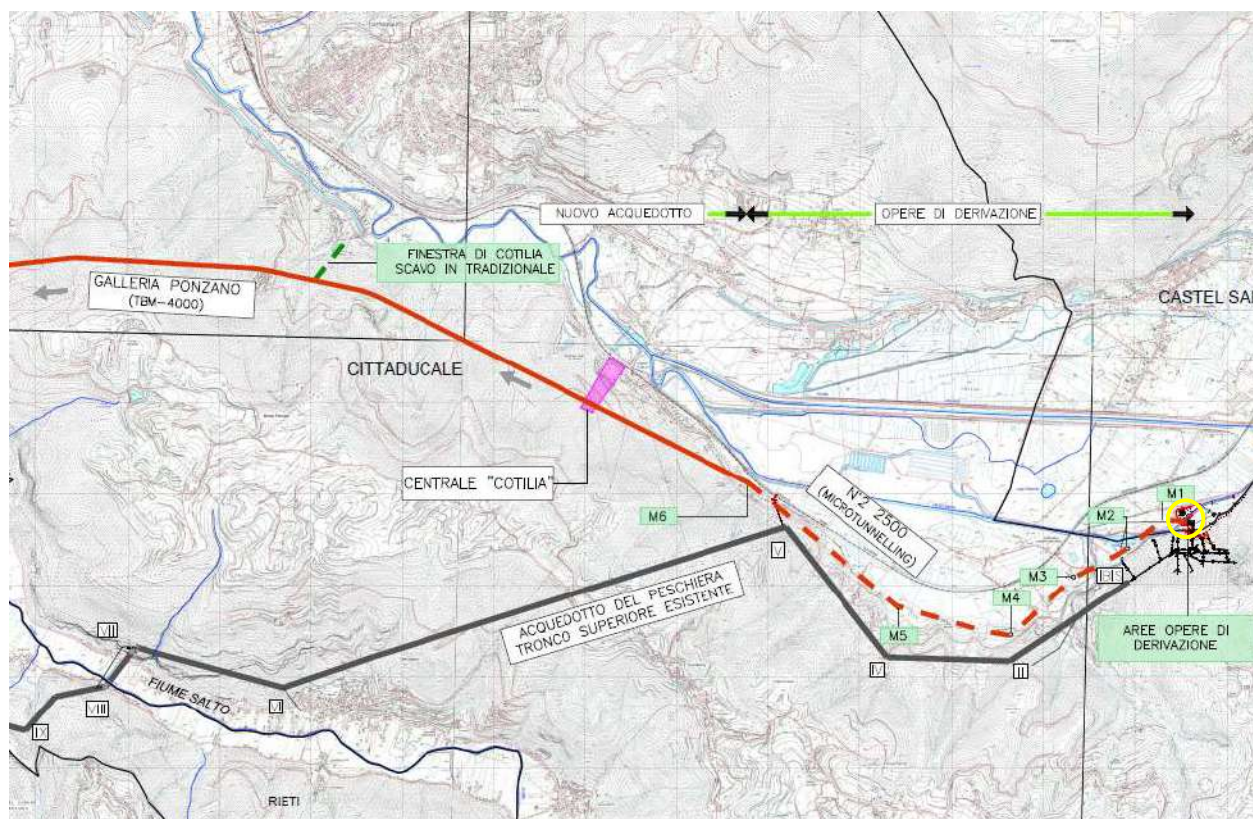


Figura 3.1 – Ubicazione del Manufatto di Origine Canale– vista planimetrica

3.1. Software di calcolo

- ParatiePlus ver. 21.1 della Harpaceas per l’analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno;
- RC-SEC V.2018.10.0.774 della Geostru - Licenza n° HJW8Q-EWEA3-PF2LE-6DWDC - per la verifica di sezioni di calcetsruzzo armato;
- SOFiSTiK per l’analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale



Figura 2.2: Licenza Sofistik

3.2. Descrizione interventi

Al fine di sostenere lo scavo necessario per realizzare il Manufatto di Origine Canale si prevede la realizzazione di un’opera provvisoria di sostegno costituita da palancole metalliche. Per il calcolo e il dimensionamento di tali opere si è fatto riferimento ad una sezione rappresentativa, Figura 3.3, che nel seguito viene descritta.

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo viene incrementata di 0.38 m. Nella tabella seguente viene riassunta l’altezza di scavo considerata nel modello di calcolo:

Sezione	Profondità di scavo da p.c.	Spessore magrone	Incremento ((NTC 2018)	Scavo massimo di modello
	m	m	m	m
A-A	3.75	0.15	0.38	4.3

In corrispondenza del Manufatto di Origine Canale, sezione A-A, tenendo in conto la presenza della falda al piano campagna, si realizza un palancolato metallico di sostegno allo scavo con la sezione trasversale di tipo AZ 18 e una lunghezza totale di 12m. Alla luce di questo, per raggiungere la profondità di scavo di progetto pari a 3.75 m da piano campagna, viene realizzato un sistema di puntonamento formato da travi perimetrali HEM650 e puntoni interni d’angolo HEM500. Tale sistema verrà realizzato interamente sopra la falda freatica, aggottando l’acqua dallo scavo.

3.3. Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio S0 e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.



Figura 3.5 – Ubicazione sondaggio S0

Nella Figura 3.6 viene illustrata la scheda del log stratigrafico del sondaggio S0.

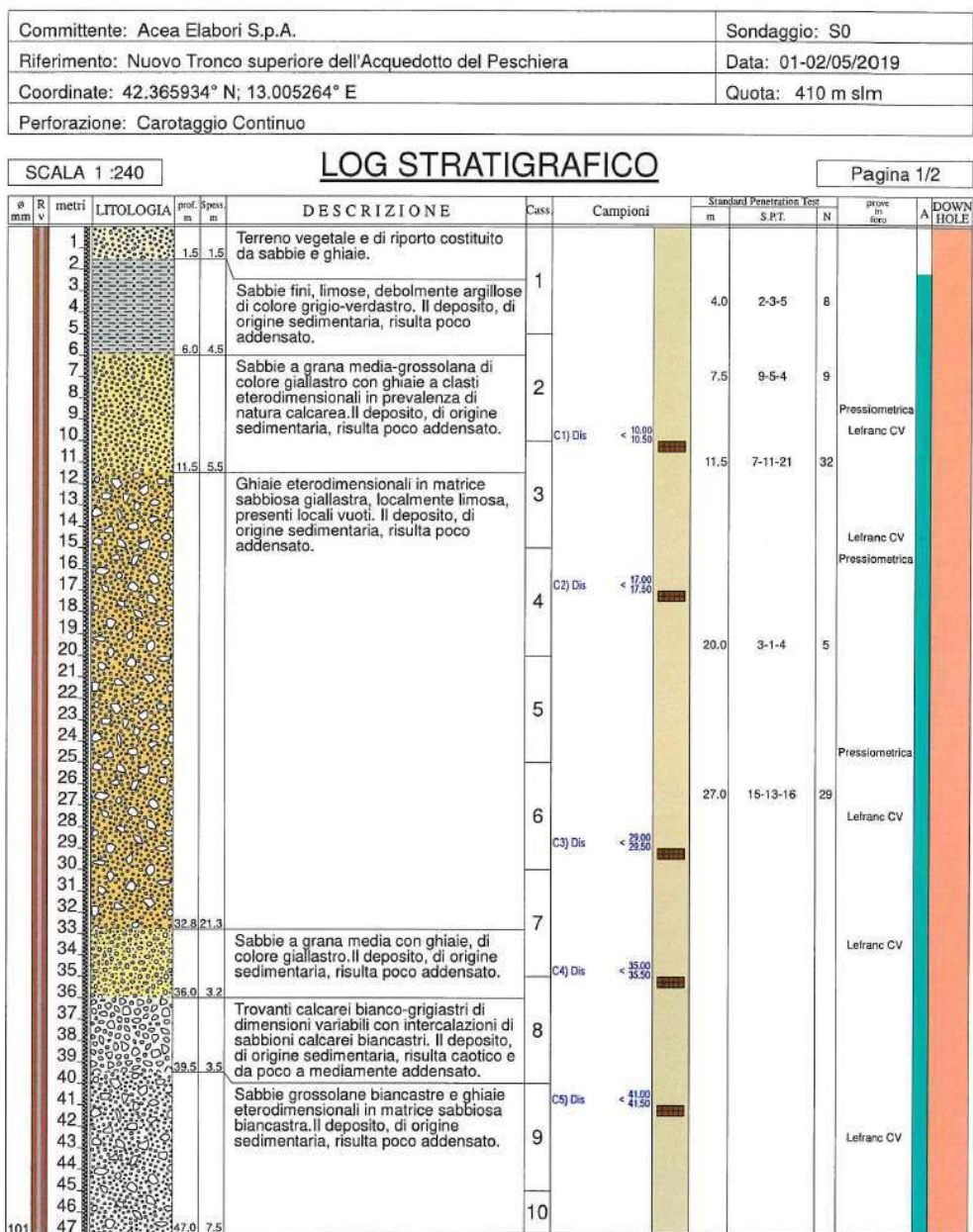


Figura 3.6 – Scheda stratigrafica del sondaggio S0

3.3.1. Prove SPT (Standard Penetration Test)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all’esecuzione di n. 5 prove S.P.T. (*Standard Penetration Test*), i cui risultati sono di seguito riportati:

Tabella 1 – Risultati della prova SPT – Sondaggio S0

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N_{spt}
S0	4.0	8
S0	7.5	9
S0	11.5	32
S0	20.0	5
S0	27.0	29

3.3.2. Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia.

Si precisa che non è stato possibile eseguire un campionamento indisturbato in relazione alla natura altamente granulare dei terreni.

Tabella 2 – Risultati delle prove di laboratorio

Riferimento			Caratteristiche fisiche							Limiti di consistenza				Granulometria			
Sond. n°	Camp. n°	Profondità m	W %	γ kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	γ_s kN/m ³	Indice vuoto	Poros. %	Set. %	LL %	LP %	IP %	IC %	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %
S0	C1	10.00 - 10.50	22.5				26.0			24.9	20.1	4.8	0.51	8.3	67.0	21.7	3.0
S0	C2	17.00 - 17.50	16.4				26.6							61.9	34.5	2.6	1.0
S0	C3	29.00 - 29.50	19.9				26.5							65.0	28.7	5.1	1.2
S0	C4	35.00 - 35.50	24.3				25.5							35.2	59.4	3.8	1.6
S0	C5	41.00 - 41.50	18.8				26.5							57.3	38.4	2.6	1.7

Sulla base dei risultati ottenuti dal sondaggio S0, si individua la presenza di uno strato di riporto (UG1) al di sopra di un deposito sabbioso con ghiaia (UG2) che raggiunge una profondità circa 11.5 m dal p.c. A seguire si trova uno strato costituito da ghiaie in matrice sabbiosa localmente limosa (UG3.1, UG3.2 e UG3.3), fino a profondità circa 36 m dal piano campagna. Nelle profondità maggiori, è presente un banco di terreno formato da sabbie grossolane e ghiaie per uno spessore circa 9 m (UG4-1 e UG4.2). Al di sotto di questo strato e fino alla profondità 52.5 dal p.c. è presente un deposito di ghiaie in matrice sabbiosa (UG5). Per le profondità maggiori, fino a 60 m da p.c., sono stati riscontrati i trovanti calcarei (UG6). Per le profondità maggiori di 60 m da piano campagna si ha la presenza di calcari micritici a ridotta componente marnosa (UG7). Di seguito si riassume una sintesi dei parametri geotecnici:

Tabella 3 – Sintesi dei parametri geotecnici

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	V_s (m/s)	Φ' (°)	C' (kPa)	E_{ed}^* (MPa)
1	0.0 – 5.5	Terreno vegetale e di riporto e sabbie fini, limose, debolmente argillose poco addensate	16.0	190	25	0	2.0
2	5.5 – 11.5	Sabbie a grana media grossolana con ghiaie eterodimensionali	18.5	421	30 - 33	0	4.0
3.1	11.5 – 22.5	Ghiaie eterodimensionali in matrice sabbiosa, localmente limosa	19.0	600	33 - 36	0	6.0 - 10.0
3.2	22.5 – 32.5		19.0	470			
3.3	32.5 – 36.0		18.5	546			
4.1	36.0 – 40.5	Sabbie grossolane e ghiaie eterodimensionali calcaree	19.5	678	35 - 38	0	10.0 - 12.0
4.2	40.5 – 45.0		19.5	415			
5	45.0 – 52.5	Ghiaie eterodimensionali in matrice sabbiosa	19.5	600	35 - 38	0	12.0 - 14.0
6	52.5 – 60.0	Trovanti calcarei eterodimensionali con intercalazioni di sabbioni calcarei	20.0	700	38	0	14.0 - 16.0
7	> 60.0	Calcari micritici a ridotta componente marnosa	26.0	800	-	-	-

Profondità falda (dal p.c.) = falda a piano campagna (0 metri)

Profondità bedrock (dal p.c.) = -60 metri

***Valore riferito alla frazione fine**

3.3.3. Prova Down-Hole

In corrispondenza del sondaggio S0 è stata eseguita una prospezione sismica in foro tramite tecnica *down-hole* (DH).

Tale metodo rappresenta una delle più accurate misure sismiche per la definizione delle proprietà fisico-meccaniche e dinamiche dei terreni. Nel metodo sismico *down-*

hole viene misurato il tempo necessario per le onde P e S di spostarsi tra una sorgente sismica, posta in superficie, e i ricevitori, posti all’interno di un foro di sondaggio opportunamente attrezzato. Di seguito un riepilogo dei risultati ottenuti:

Tabella 4 – Risultati della prova down-hole – Sondaggio S0

Profondità	V _p medio	V _s medio	γ medio	v medio	G medio	Ed medio	E medio	Ev medio
(m)	(m/s)	(m/s)	(kN/mc)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1.99	90.83	54.40	14.44	0.22	4.36	12.14	10.63	6.34
5.58	372.41	182.14	18.37	0.34	62.13	259.73	166.85	176.89
11.86	875.87	420.91	20.98	0.35	378.95	1640.91	1023.06	1135.64
22.88	1236.81	599.56	21.72	0.35	796.14	3387.86	2143.86	2326.34
33.25	1053.86	470.08	20.98	0.38	472.78	2376.18	1300.91	1745.81
36.71	1295.88	546.6	22.23	0.39	677.22	3806.40	1885.09	2903.44
41.25	1576.39	678.62	22.62	0.39	1062.10	5731.04	2944.69	4314.9
46.04	902.07	415.8	21.15	0.37	372.84	1754.87	1017.95	1257.74

V_{s,eq} [m/sec] (H=30.00 m): 286.4

Categoria del suolo C

Dove

- Coefficiente di Poisson medio:

$$v_{\text{medio}} = 0.5 \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}$$

- Modulo di deformazione a taglio medio:

$$G_{\text{medio}} = \rho V_s^2$$

- Modulo di compressibilità edometrica medio

$$E_{\text{dmedio}} = \rho V_p^2$$

- Modulo di Young medio

$$E_{\text{medio}} = 2\rho V_s^2 (1 + \nu)$$

- Modulo di compressibilità volumetrica medio:

$$E_{\text{vmedio}} = \rho \left(V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right)$$

Per quanto concerne la stima dei moduli elastici operativi (E_{op}) è stato riferimento alla curva del degrado dei moduli iniziali Atkinson e Salfors [1991], Figura 3-7. In questa sede, si sono generalmente proposti valori di moduli di Young operativi, ipotizzando valori del decadimento del modulo dell’ordine di 1/5 di quella iniziale.

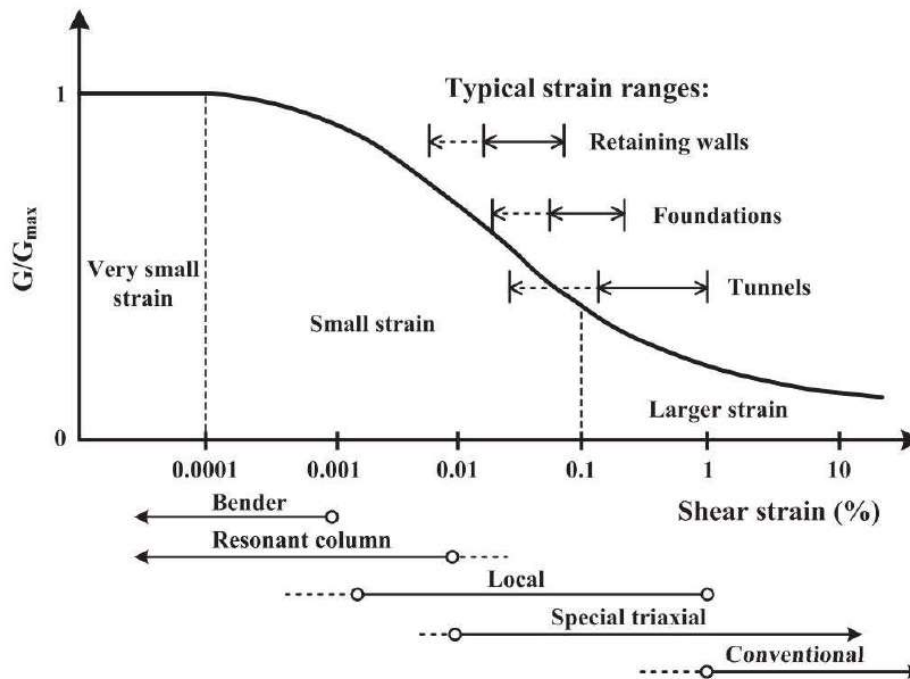


Figura 3-7 - Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria [Atkinson 2000]

3.3.3.1. Categoria di sottosuolo

Ai sensi del D.M. 17.01.2018 ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tabella 5 (Tab. 3.2.II delle NTC2018), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$.

Tabella 5 – Categorie di sottosuolo che permettono utilizzo dell’approccio semplificato – NTC 2018

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>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.</i>

Si riporta in seguito i risultati della prova down-hole eseguita nel foro di sondaggio S0.

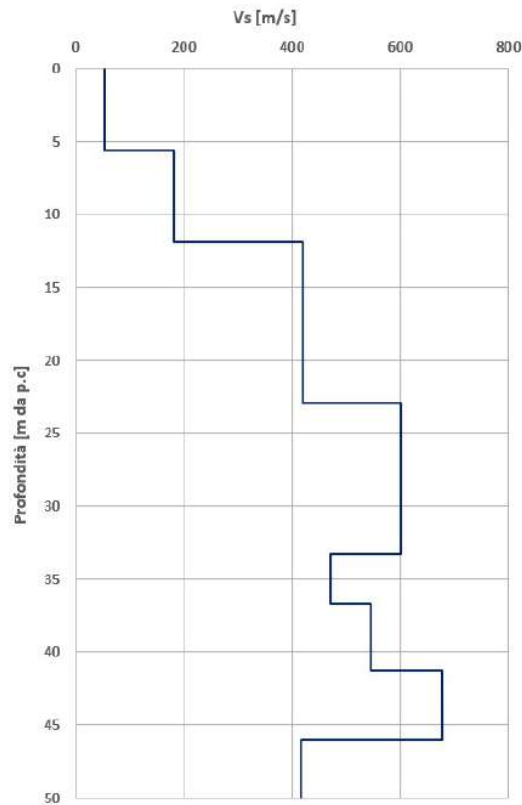


Figura 3.8 – Velocità delle onde di taglio dalla prova down-hole

3.4. Analisi dei carichi

3.4.1. Peso Proprio

Peso proprio cls $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

3.4.2. Carichi accidentali

Durante le fasi di costruzione viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

3.4.3. Azione sismica

L’azione sismica è stata omessa nelle analisi in quanto le opere sono provvisorie, con una durata minore di 2 anni.

3.4.4. Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

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

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

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

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

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

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

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($\text{OCR}=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software Paratie Plus.

3.5. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_{G1}

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

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

3.6. Verifiche

3.6.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l’Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

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

3.6.2. Verifiche SLE

In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell’opera. Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

3.7. Analisi Numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento del palancolato metallico provvisorio in corrispondenza del Manufatto di Origine Canale. Il modello per l’opera di sostegno è stato realizzato con il programma ParatiePlus, in condizioni statiche, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali in condizioni SLE e le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU.

3.7.1. Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto:

Tabella 6 – Modello geotecnico – Sezione A-A

	Terreni	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	UG1 Sabbia / Ghiaia	0	25	E _{vc} = 33000 E _{ur} = 52800
	UG2 Sabbia / Ghiaia	0	30	E _{vc} = 33000 E _{ur} = 52800
	UG3-1 Sabbia / Ghiaia	0	33	E _{vc} = 205000 E _{ur} = 328000
	UG3-2 Sabbia / Ghiaia	0	33	E _{vc} = 260000 E _{ur} = 416000
	UG3-3 Sabbia / Ghiaia	0	33	E _{vc} = 260000 E _{ur} = 416000
	UG4-1 Sabbia / Ghiaia	0	35	E _{vc} = 377000 E _{ur} = 603200
	UG4-2 Sabbia / Ghiaia	0	35	E _{vc} = 204000 E _{ur} = 326400
	UG5 Sabbia / Ghiaia	0	35	E _{vc} = 204000 E _{ur} = 326400
	UG6 Sabbia / Ghiaia	0	38	E _{vc} = 204000 E _{ur} = 326400

Le fasi esecutive per l’analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

- Stato geostatico iniziale.
- Getto delle palancole metallico e attivazione del sovraccarico di cantiere.

- Scavo alla quota di -1.5 m da p.c. e l’aggottamento di acqua al fine di realizzare i puntoni.
- Installazione i puntoni in sommità delle palancole, applicando una molla elastica.
- Scavo fino alla quota di -3.0 da p.c.
- Raggiungimento quota di fondo scavo (-4.3 m da p.c.).

Di seguito la rappresentazione grafica degli stage sopra descritti:

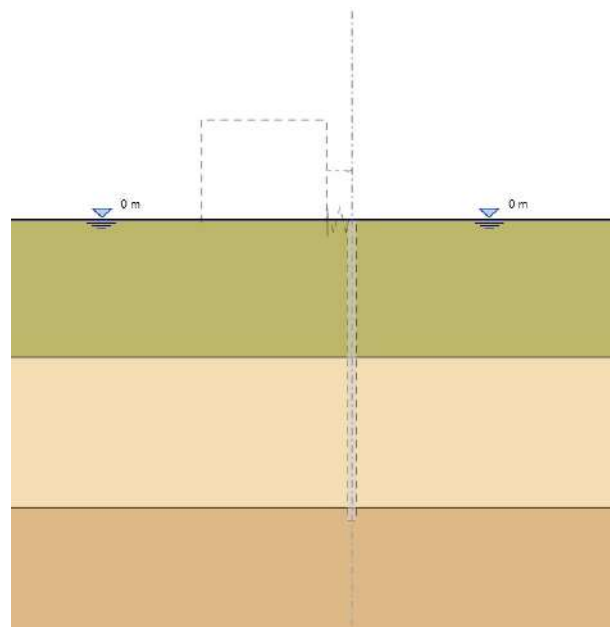


Figura 3.9 – Fase 1

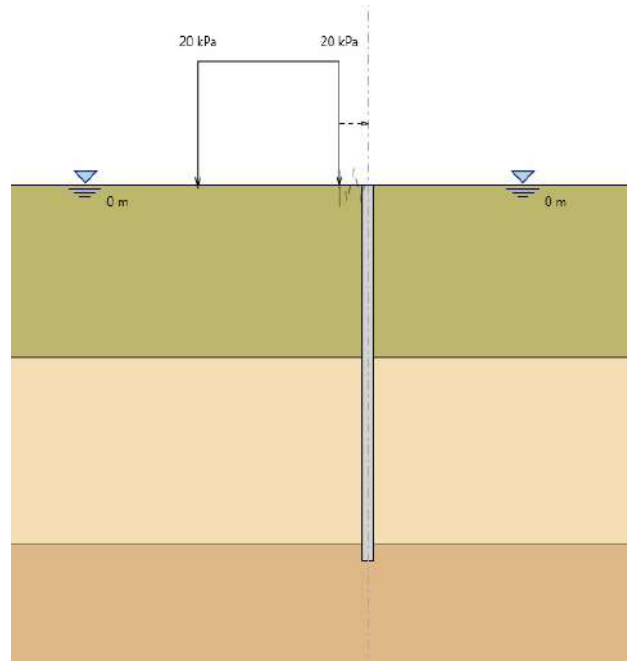


Figura 3.10 – Fase 2

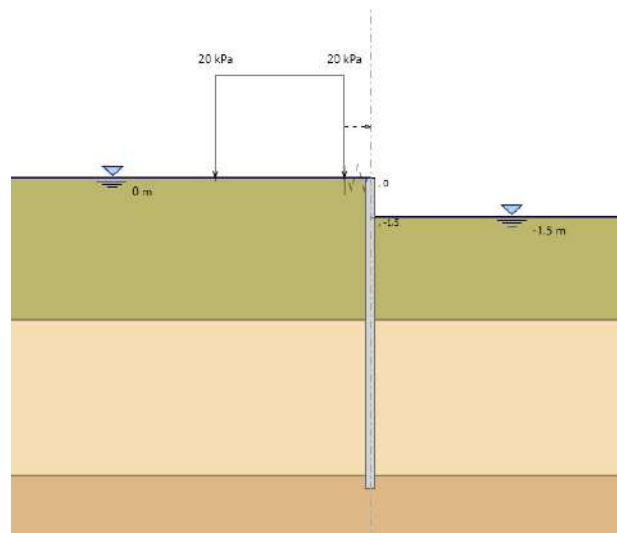


Figura 3.11 – Fase 3

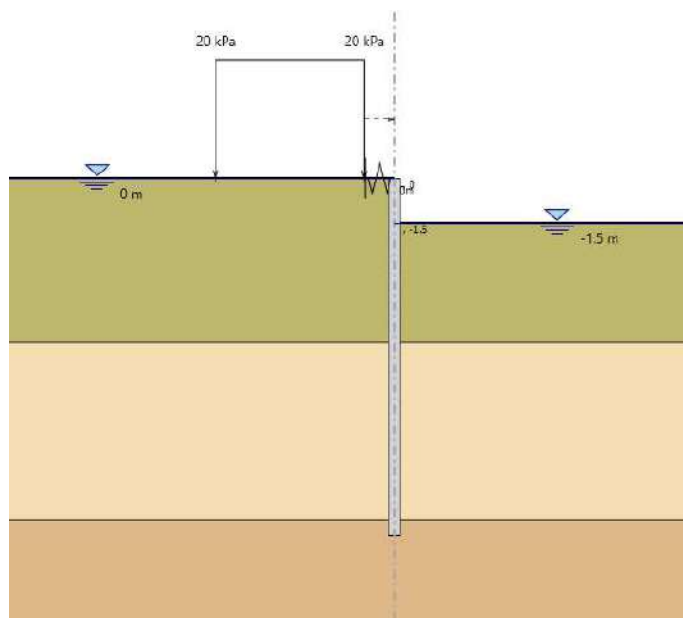


Figura 3.12 – Fase 4

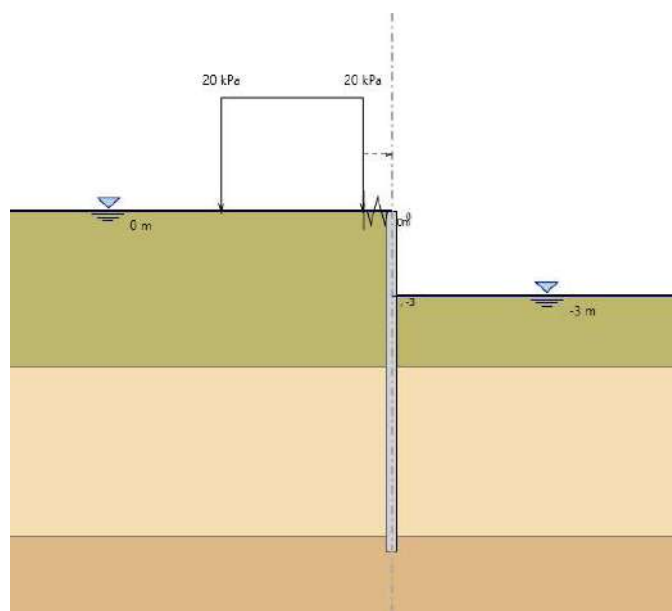


Figura 3.13 – Fase 5

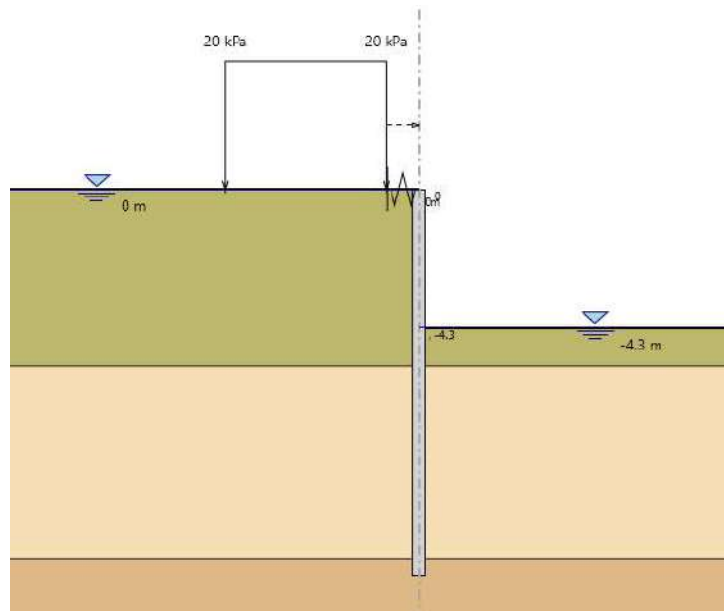


Figura 3.14 – Fase 6

3.7.2. Calcolo rigidezza del sistema di puntonamento

Il modello sviluppato con paratie plus vede una paratia di palancole con un ordine di puntoni in testa alla paratia.

Al fine di avere libera l’area dello scavo si prevedono dei puntoni inclinati.

I puntoni inclinati sono delle travi HEM-500, quest’ultime puntano su travi HEM-650 che fungono da cordolo.

Per la taratura delle molle da considerare come simulazione del sistema di puntonamento, è stato considerato un modello di telaio di puntonamento formato da travi perimetrali HEM-650 e puntoni HEM500 posti in testa alla paratia.

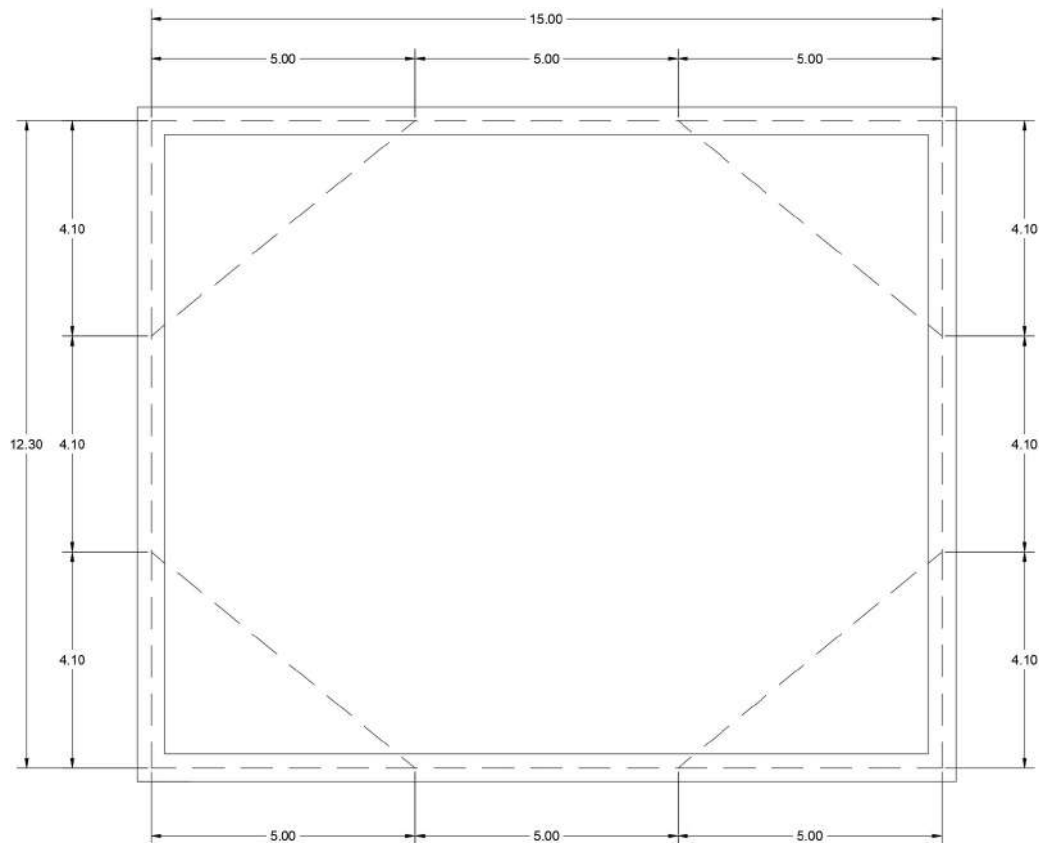


Figura 3.15 – Geometria telaio di puntonamento

Caricando la struttura con un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m, è stato valutato lo spostamento ortogonale subito dal sistema in corrispondenza del lato considerato come rappresentativo della sezione di calcolo. Invertendo tale valore è stato ricavato il valore di rigidezza equivalente da fornire al vincolo nel software Paratie.

Per il modello sviluppato per il primo ordine di puntoni, si ottiene il seguente valore di spostamento pari a 0.185 mm; ne consegue una rigidezza $k=5405.41$ kN/m delle molle.

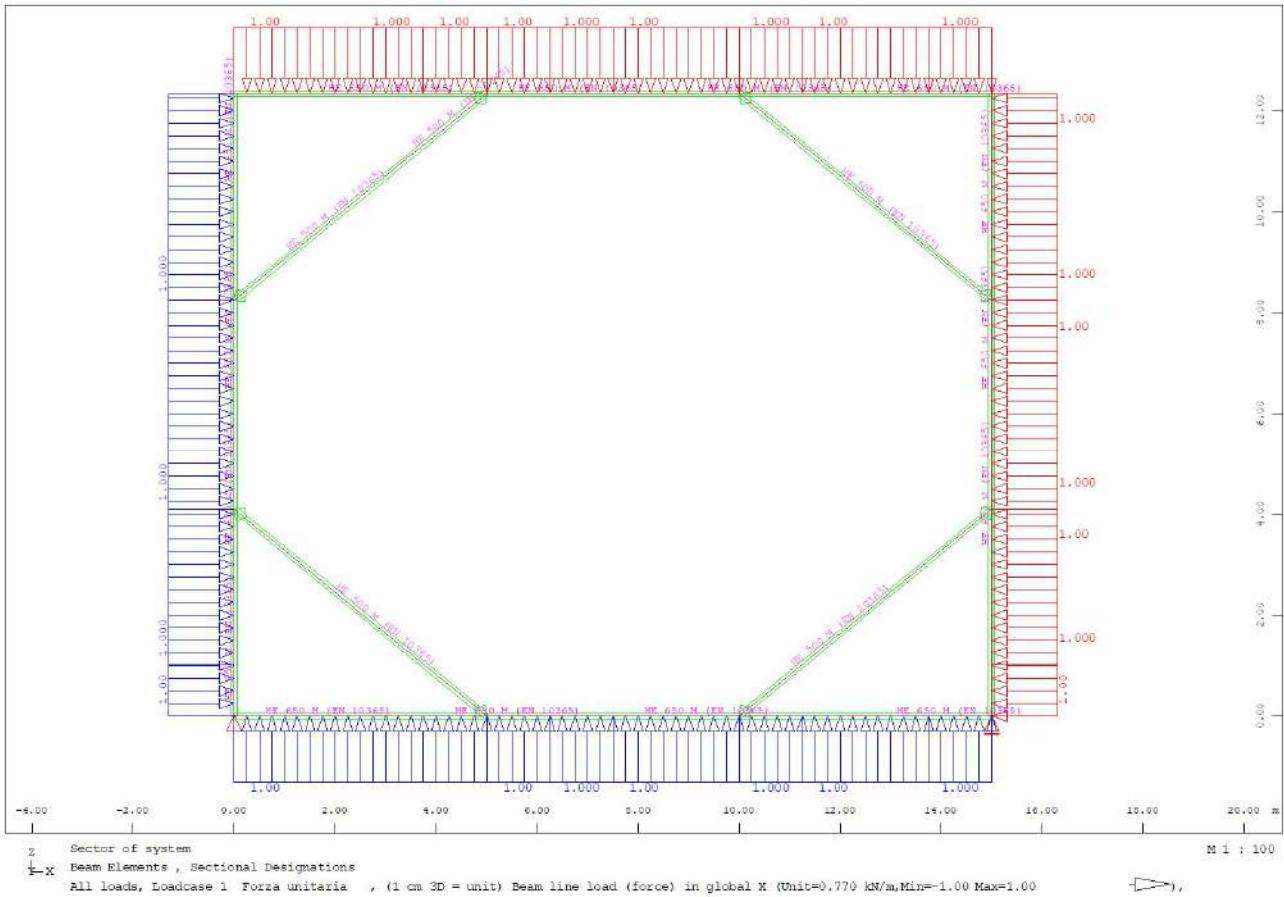


Figura 3.16 – Geometria del telaio modellata nel software

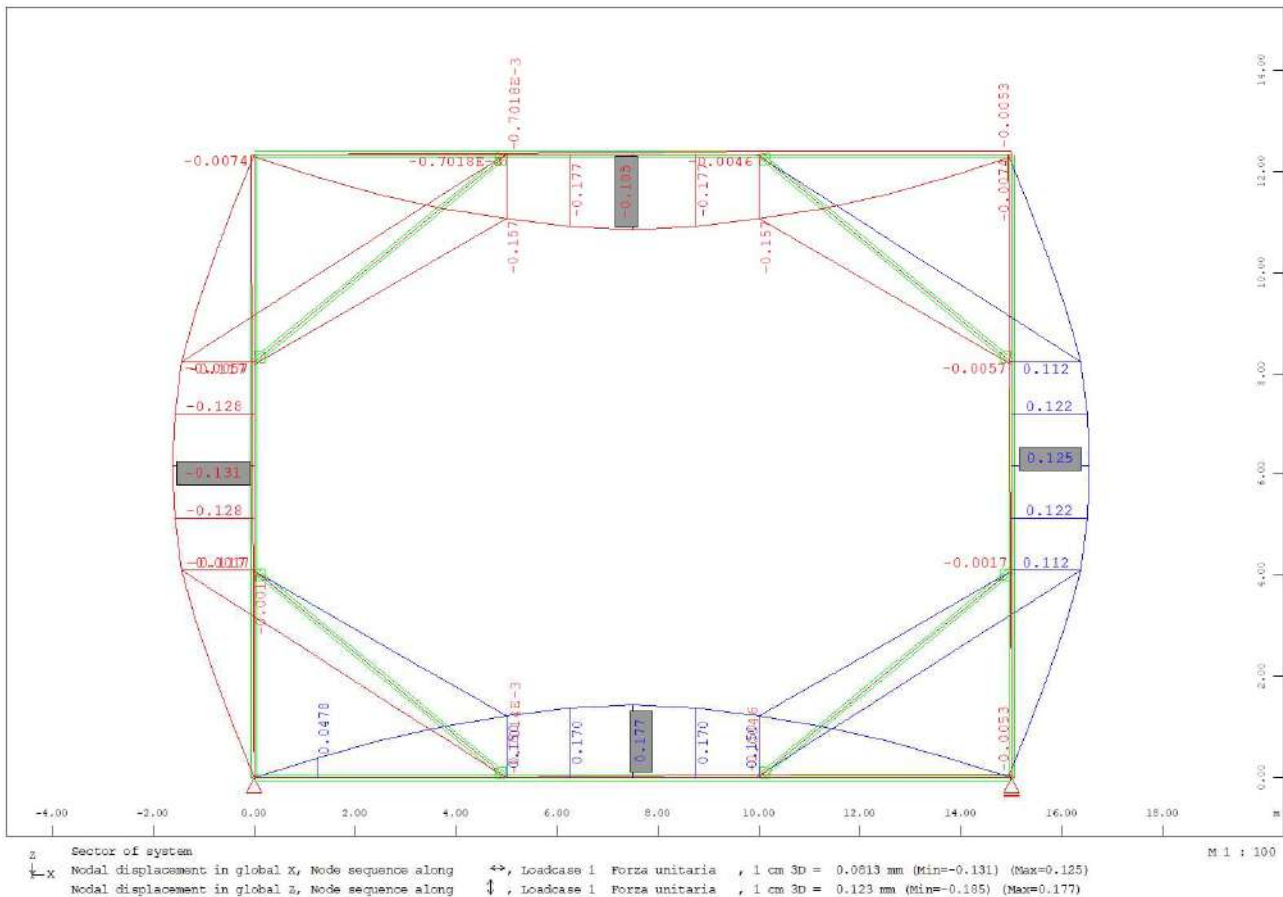


Figura 3.17 – Spostamenti ottenuti con l’applicazione di un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m

3.8. Risultati

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per il modello implementato, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi.

I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità.

Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche un dimensionamento degli elementi strutturali principali.

3.8.1. Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni dell’analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1).

Il diagramma del momento flettente:

$M_{max} = 235.38 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; momento flettente massimo

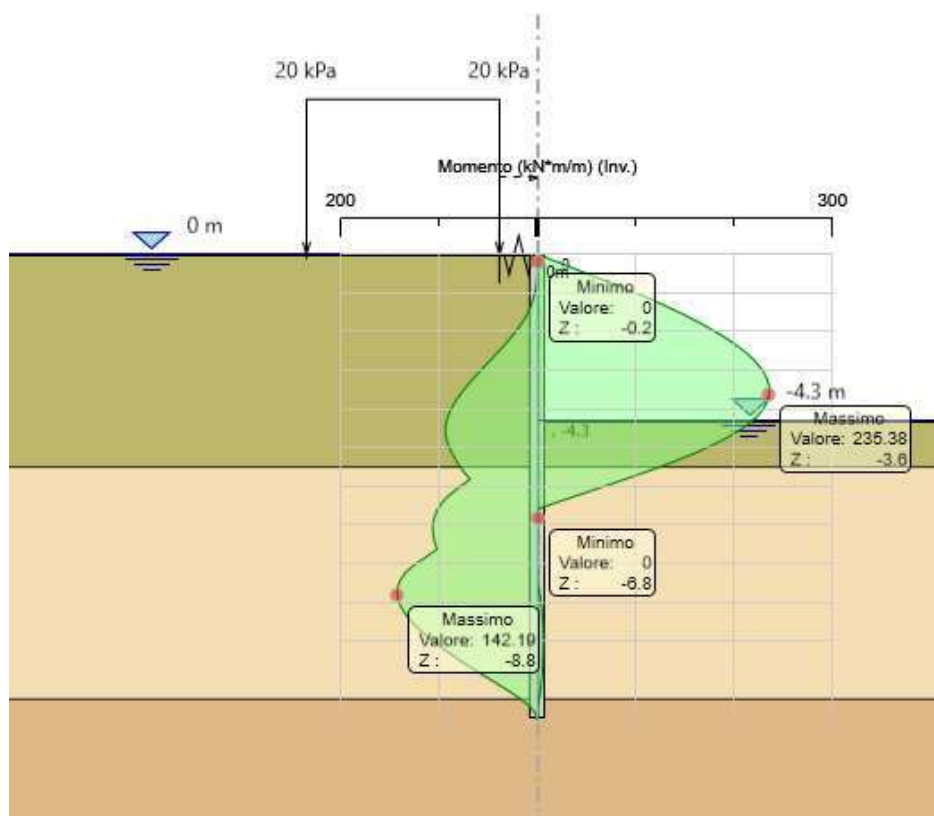


Figura 3.18 – Diagramma del momento flettente – sezione A-A

Il diagramma del taglio:

$T_{max} = 116.26 \text{ kN/m}$; taglio massimo

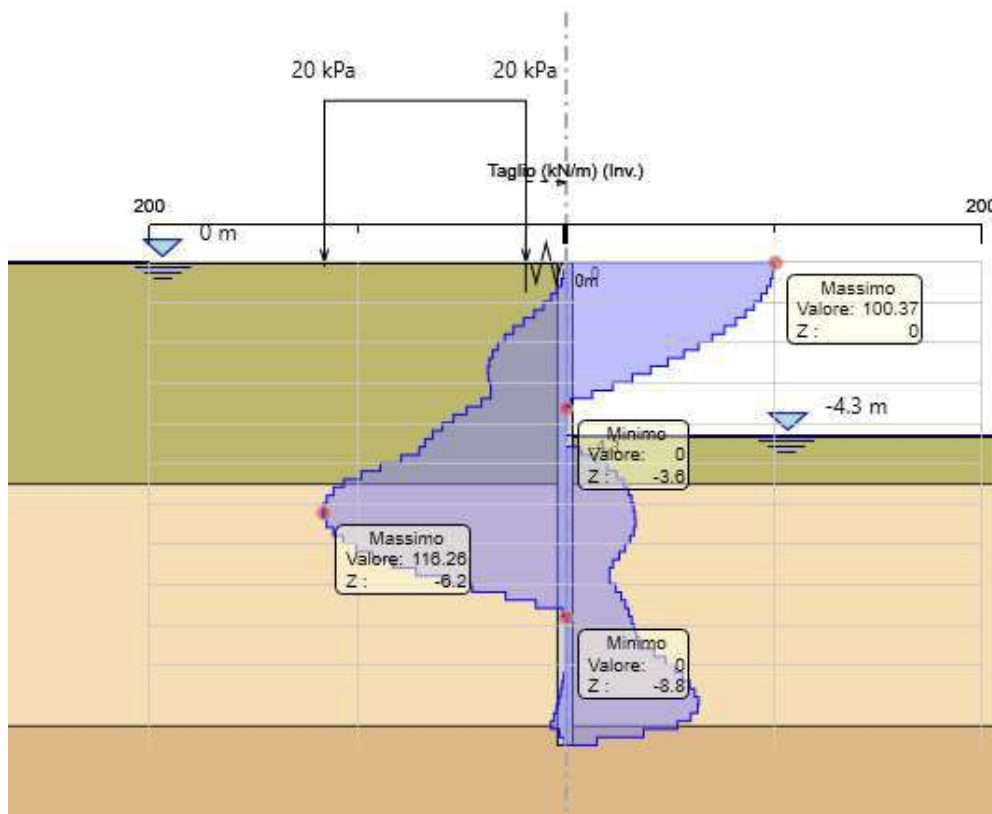



Figura 3.19 – Diagramma del taglio – sezione A-A

3.8.2. Verifiche degli elementi strutturali (SLU)

3.8.2.1. Palancole

Di seguito vengono riportate le verifiche allo stato limite SLU per il palancole metallico con la sezione trasversale di tipo AZ 18 in accordo con i criteri di verifica dell'Eurocodice 3 (Par. 5.2.2; UNI EN 1993-5: 2007- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole).

Z-Sections



Section	Width		Height		Thickness		Sectional area cm ² /m	Mass		Moment of inertia cm ⁴ /m	Elastic section modulus cm ³ /m	Static moment cm ³ /m	Plastic section modulus cm ³ /m	Class ¹⁾														
	b mm	h mm	t mm	s mm	single pile kg/m	wall kg/m ²		S 240 GP	S 270 GP					S 320 GP	S 355 GP	S 390 GP	S 430 GP	S 460 AP										
AZ[®]																												
AZ 18 ²⁾	630	380	9.5	9.5	150	74.4	118	34200	1800	1050	2104	2	2	2	3	3	3	3										

Figura 3.20 – Caratteristiche del profilo AZ 18 - ArcelorMittal

3.8.2.2. Verifica a flessione

La verifica della palanca a flessione risulta soddisfatta se $M_{c,Rd} > M_{ed}$.

- Class 1 or 2 cross-sections: $M_{c,Rd} = \beta_b W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$

- Class 3 cross-sections: $M_{c,Rd} = \beta_b W_{el} f_y / \gamma_{M0}$

dove:

W_{el} is the elastic section modulus determined for a continuous wall;

W_{pl} is the plastic section modulus determined for a continuous wall;

β_b is a factor that takes account of a possible lack of shear force transmission in the interlocks and has the following values:

$\beta_b = 1,0$ for Z-piles and triple U-piles

$\beta_b \leq [1,0]$ for single and double U-piles

VERIFICA A FLESSIONE		
Wel	0.0018	m ³ /m
f _{yk}	355	N/mm ²
γ _{m0}	1.05	
β _B	1	
Mc,Rd	608.57	kNm/m
Med	235.38	kNm/m
Med/Mc,Rd	0.39	< 1

a) Verifica a taglio

La verifica della palancola a taglio risulta soddisfatta se $V_{pl,Rd} > T_{sd}$.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

dove: $A_v = t_w (h - 2t_f)$

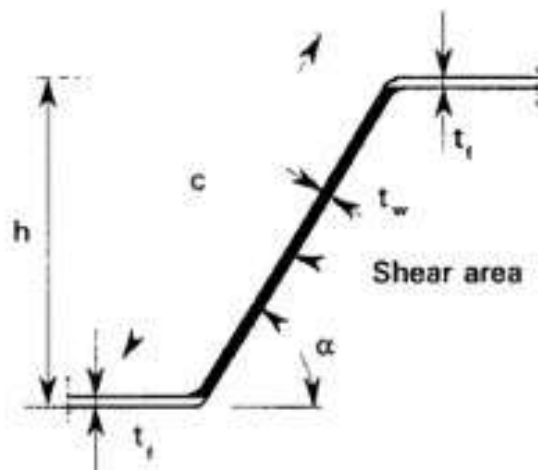


Figura 3.21 – Definizione dell'area di taglio per Z-piles

VERIFICA A TAGLIO		
tw	9.5	mm
h	380	mm
tf	9.5	mm
Av	3429.5	mm ²
Vpl,rd	669.44	kN/m
Tsd	116.26	kN/m
Tsd/Vpl,rd	0.17	< 1

b) Puntoni

Il sistema di puntonamento è realizzato da travi perimetrali HEM-650 e puntoni interni d’angolo HEM-500. La reazione sui puntoni, ovvero sulle molle inserite nel software di calcolo paratie, definisce il valore del carico da applicare sul sistema di puntonamento al fine di effettuarne le verifiche. La reazione massima vale 100.4 kN/m. Tale valore viene applicato al sistema di puntonamento:

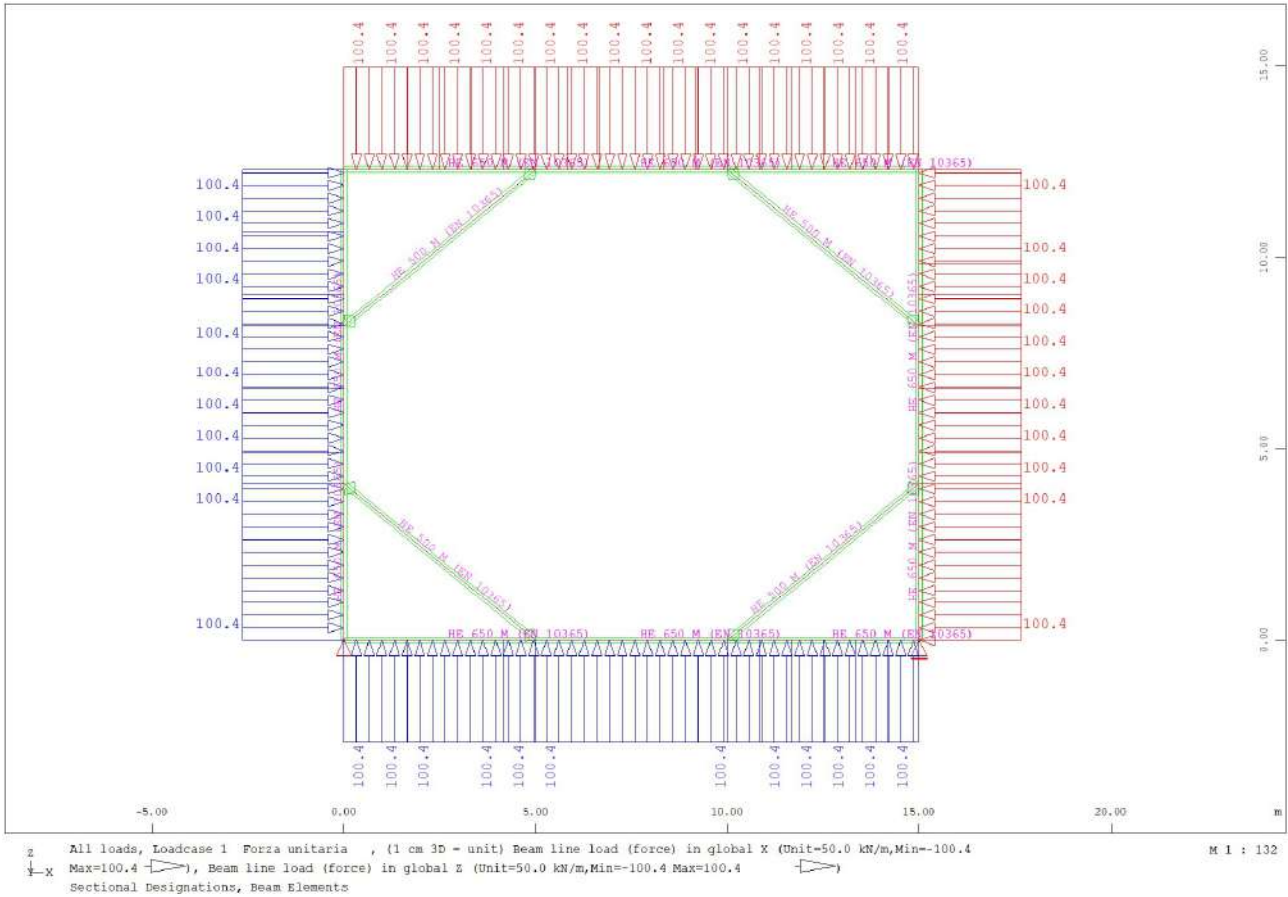


Figura 3.22 – Applicazione del carico sul sistema di puntonamento

Le sollecitazioni agenti nel piano sono le seguenti:

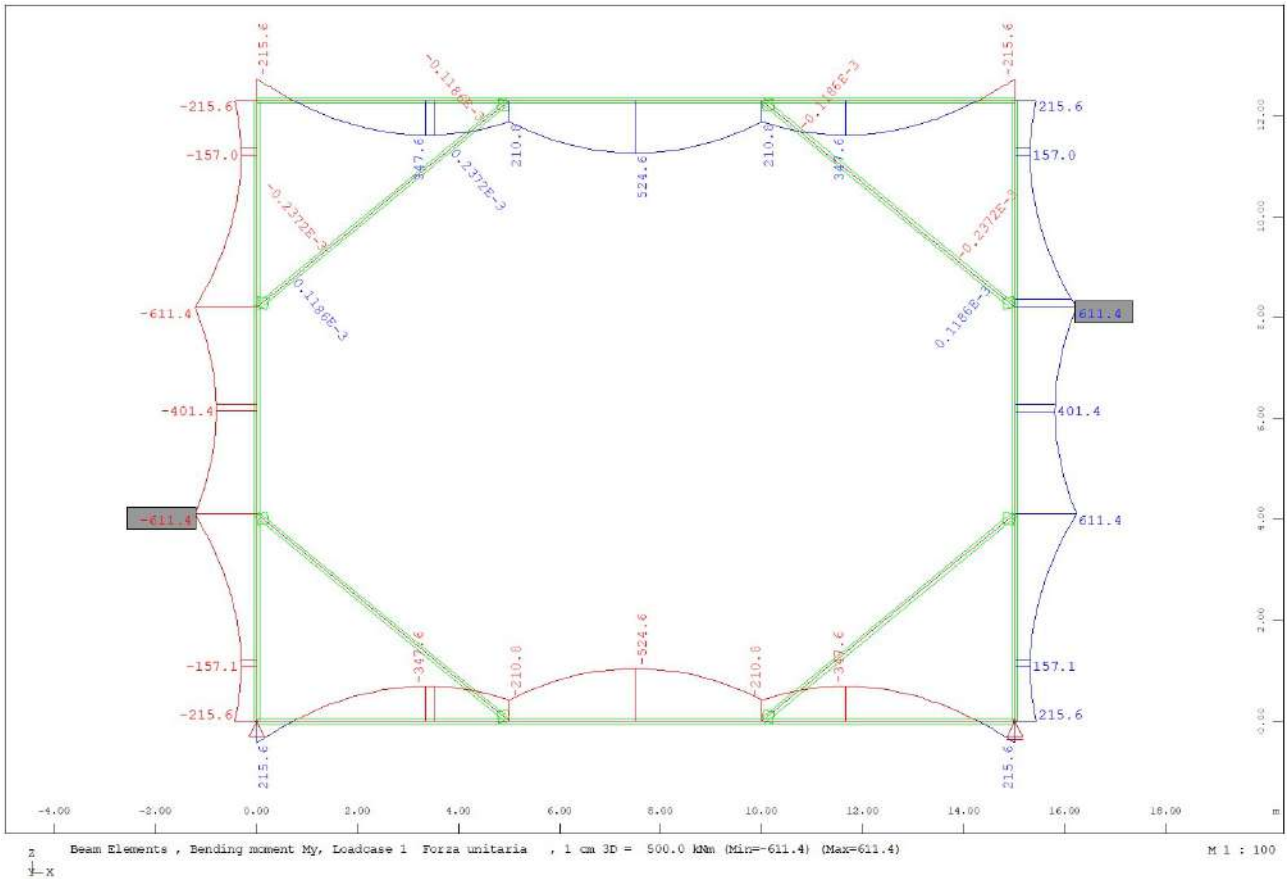


Figura 3.23 – Diagramma del momento flettente

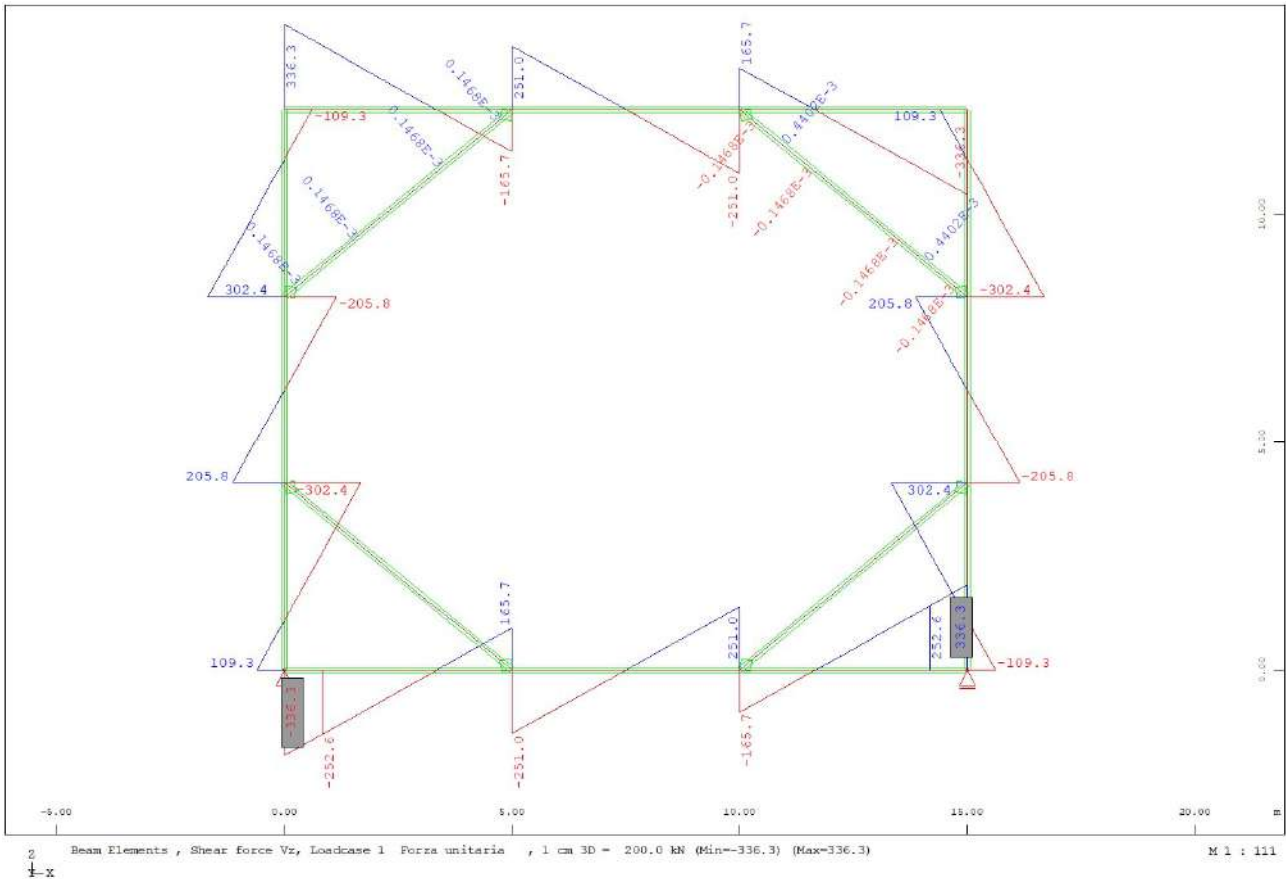


Figura 3.24 – Diagramma del taglio

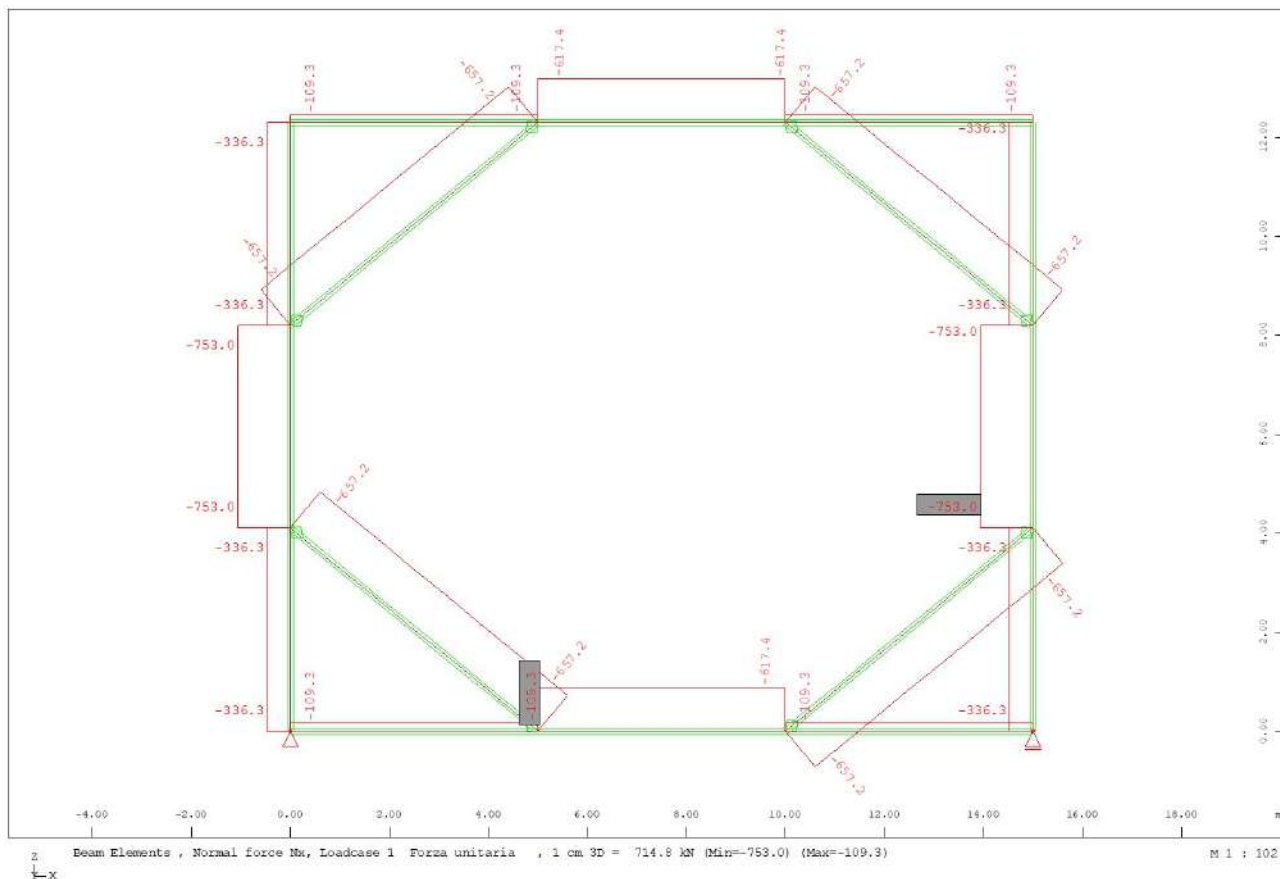


Figura 3.25 – Diagramma dello sforzo assiale

Le verifiche sul sistema di puntonamento sono svolte in accordo alle indicazioni normative al paragrafo 4.2.4 delle NTC 2018 e della circolare esplicativa 2019.

La trave perimetrale scelta è un HEM-650 con classe di resistenza S275.

Per la trave perimetrale le verifiche tensionali risultano essere verificate e si riporta la tabella a seguire estratta dal software di calcolo.

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion		Value	Limit	Unit	Level	LC	Beam	x[m]
3	Centric compression	$\sigma-n,c$	10.07	261.90	MPa	0.038	2122	10028	0.000
	Centric tension	$\sigma-n,t$		261.90	MPa				
	Longitud. compressive stress	$\sigma-x$	46.32	261.90	MPa	0.177	2122	10028	0.000
	Longitud. tensile stress	$\sigma+x$	31.75	261.90	MPa	0.121	2122	10005	0.820
	Shear stress	τ	13.73	151.21	MPa	0.091	2122	10011	0.000
	Von Mises stress	$\sigma-v$	46.32	261.90	MPa	0.177	2122	10028	0.000
	Shear in weldings			233.66	MPa				
	Plate slenderness c/t			1.00					
	Used safety factor	$\gamma-m0$		1.05	[-]				
Check for stress limits passed✓									

Il puntone scelto è un HEM-500 con classe di resistenza S275.

Le verifiche tensionali risultano essere verificate e si riporta la tabella a seguire estratta dal software di calcolo.

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion		Value	Limit	Unit	Level	LC	Beam	x[m]
3	Centric compression	$\sigma-n,c$	9.54	261.90	MPa	0.036	2122	100001	0.000
	Centric tension	$\sigma-n,t$		261.90	MPa				
	Longitud. compressive stress	$\sigma-x$	9.54	261.90	MPa	0.036	2122	100001	0.000
	Longitud. tensile stress	$\sigma+x$		261.90	MPa				
	Shear stress	τ		151.21	MPa				
	Von Mises stress	$\sigma-v$	9.54	261.90	MPa	0.036	2122	100001	0.000
	Shear in weldings			233.66	MPa				
	Plate slenderness c/t			1.00					
	Used safety factor	$\gamma-m0$		1.05	[-]				
Check for stress limits passed✓									

Segue il diagramma con indicazione dei tassi di lavoro degli elementi strutturali quali HEM-650 e HEM-500:

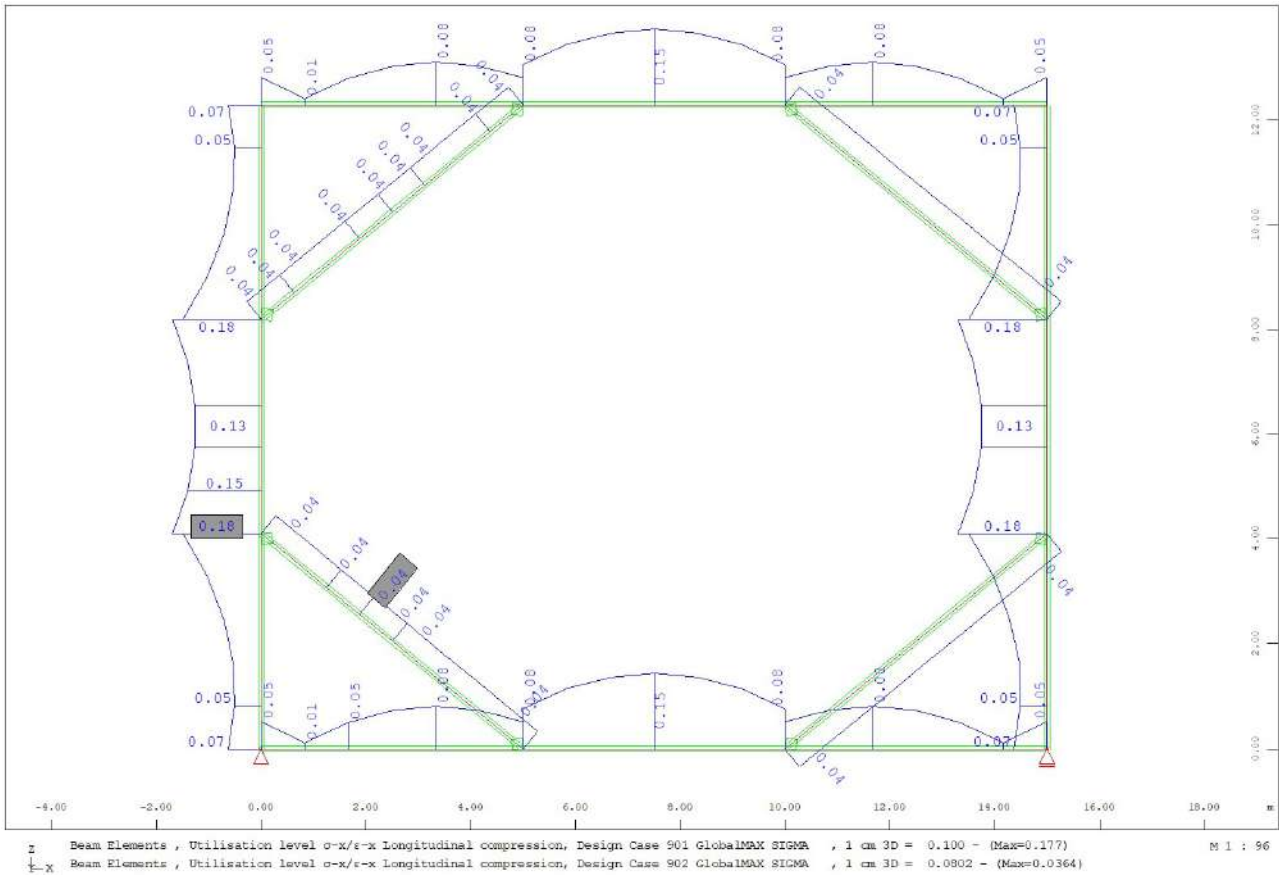


Figura 3.26 – Tasso di sfruttamento degli elementi

I tassi di lavoro sono tutti minori dell’unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

Si riporta il massimo fattore di utilizzo in forma tabellare per le travi perimetrali HEM-650 lo sfruttamento massimo vale $0.18 \ll 1$.

Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-l	As-v	crack	c/t	
Section 4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.177
HE 650 M (EN 10365)	0.177	0.121	0.091	0.177	-	-	-	-	-	0.050	
Total	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.177
	0.177	0.121	0.091	0.177	-	-	-	-	-	0.050	

N	normal force	τ	shear stress
Vy,Vz	shear force	$\sigma-v$	principal or von Mises stress
My,Mz	bending	$\sigma-s$	stress in reinforcements
Mtp,Mts	torsion (p)primary and (s)secondary	$\sigma-dyn$	stress range
Mb	warping moment	As-l	longitudinal reinforcements
Ncr	flexural buckling	As-v	transverse reinforcements or concrete shear strength
SCL	cross-section class	crack	crack width
$\sigma-x$	longitud. compressive stress	c/t	stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)
$\sigma+x$	longitud. tensile stress	Total	most unfavorable utilisation for all checks

Il tasso di lavoro maggiore per il puntone HEM 500 vale (Sfruttamento=0.036<1) si riporta i risultato in forma tabellare:

Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-l	As-v	crack	c/t	
Section 3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.036
HE 500 M (EN 10365)	0.036	0.000	0.000	0.036	-	-	-	-	-	0.017	
Total	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.036
	0.036	0.000	0.000	0.036	-	-	-	-	-	0.017	

N	normal force	τ	shear stress
Vy,Vz	shear force	$\sigma-v$	principal or von Mises stress
My,Mz	bending	$\sigma-s$	stress in reinforcements
Mtp,Mts	torsion (p)primary and (s)secondary	$\sigma-dyn$	stress range
Mb	warping moment	As-l	longitudinal reinforcements
Ncr	flexural buckling	As-v	transverse reinforcements or concrete shear strength
SCL	cross-section class	crack	crack width
$\sigma-x$	longitud. compressive stress	c/t	stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)
$\sigma+x$	longitud. tensile stress	Total	most unfavorable utilisation for all checks

Si riporta la verifica a instabilità per carico di Eulero.

La luce teorica del puntone è di circa 6.50 metri.

Si riporta la verifica a instabilità mediante foglio excel per il puntone HEM-500.

N_{ed}	N_{ed}	γ_{M1}	A	f_{yk}	l	β	l_0	J	i	λ	$\lambda < 200$
[kN]	[N]		[mm ²]	[N/mm ²]	[mm]		[mm]	[mm ⁴]	[mm]		
657	657.200	1,10	34430	275	6500	1,0	6500	191500000	74,58	87	OK

E	N_{cr}	$\lambda_{segnato}$	curva	α	ϕ	χ	$\chi < 1$	$N_{b,Rd}$	S.F.	VERICA
[N/mm ²]	[N]							[N]		$N_{ed} < N_{b,Rd}$
210'000	9.394.228	1,00	b	0,34	1,14	0,59	OK	5.117.413	7,79	OK

l	lunghezza dell'asta (considero metà altezza della colonna circa dove il momento cambia segno)
β	dipende dallo schema di vincolo (incastro appoggio)
i	raggio d'inerzia
λ	snellezza
l_0	lunghezza di libera inflessione
N_{cr}	carico critico

Verifica soddisfatta F.S=7.7

3.8.3. Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Verifica nei confronti delle deformazioni:

Gli spostamenti orizzontali massimi agli SLE sono di circa 3.67 cm. Tali spostamenti sono accettabili in quanto l'opera di sostegno è provvisoria con una durata minore di 2 anni.

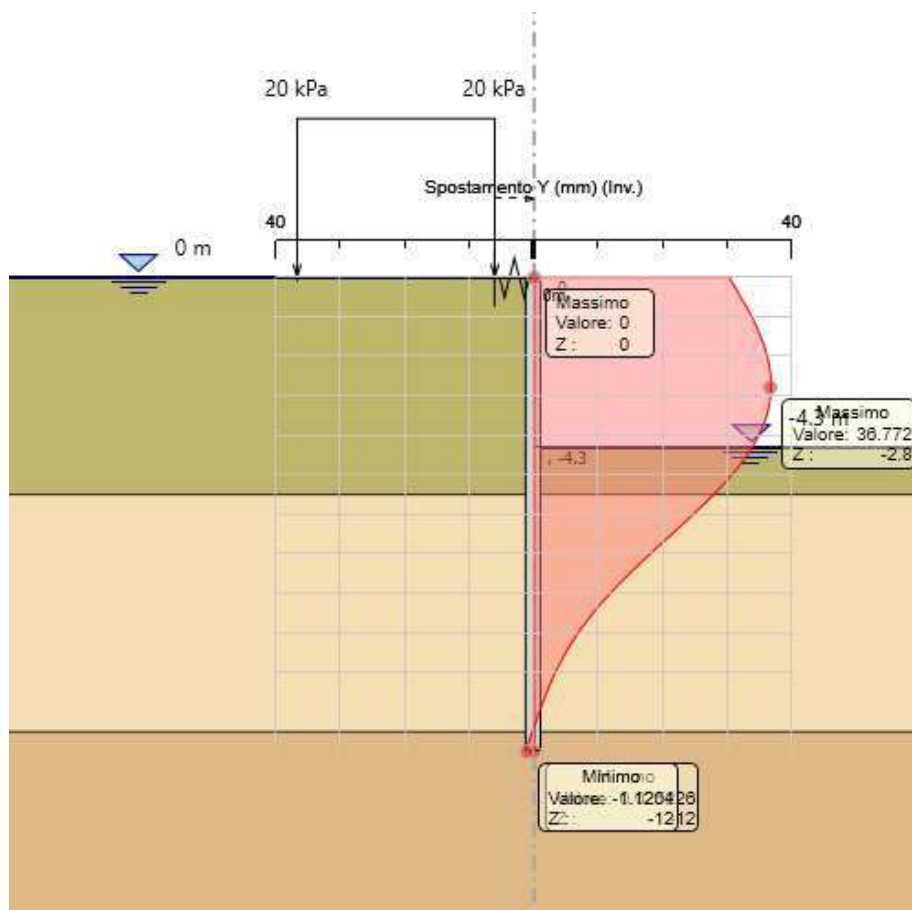


Figura 3.27 – Diagramma spostamenti – sezione A-A

3.8.4. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici

3.8.4.1. Sifonamento (HYD)

L'opera geotecnica è stata verificata nei confronti del possibile stato limite di sifonamento.

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- a) nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

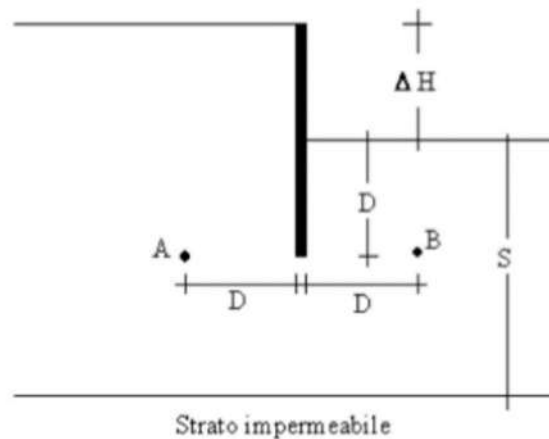
In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da pre-fissare e giustificare esplicitamente.

$$1a) \frac{i_c}{i_m} > 3 \quad i_m = \frac{\Delta H}{\Delta H + 2D}$$

$$2a) \frac{i_c}{i_E} > 2 \quad i_E = \frac{\Delta H}{D}$$

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

punta palancola	12.00	m
fondo scavo	4.30	m
D	7.70	m
h monte	0.00	m
h valle	4.30	m
ΔH	4.30	m
i_m	0.22	-
γ'	7.57	kN/m ³
γ_w	9.81	kN/m ⁴
i_c	0.77	-
FS	3.53	-



3.9. Caratteristiche dell’opera

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

Palancolato metallico:

Classe di resistenza: S355

Profilo: AZ 18

Lunghezza = 12 m

Sistema di puntonamento:

Classe di resistenza: S275

Trave perimetrale: HEM-650

Puntoni interni d’angolo: HEM-500

4. OPERE PROVVISORIALI MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE

Il seguente capitolo ha come oggetto la progettazione delle opere provvisorie in corrispondenza del manufatto NMP (Nuovo Manufatto di Partenza) relativo all’area delle sorgenti.

L’area di studio della nuova opera rientra nell’ambito del territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Castel Sant’Angelo.

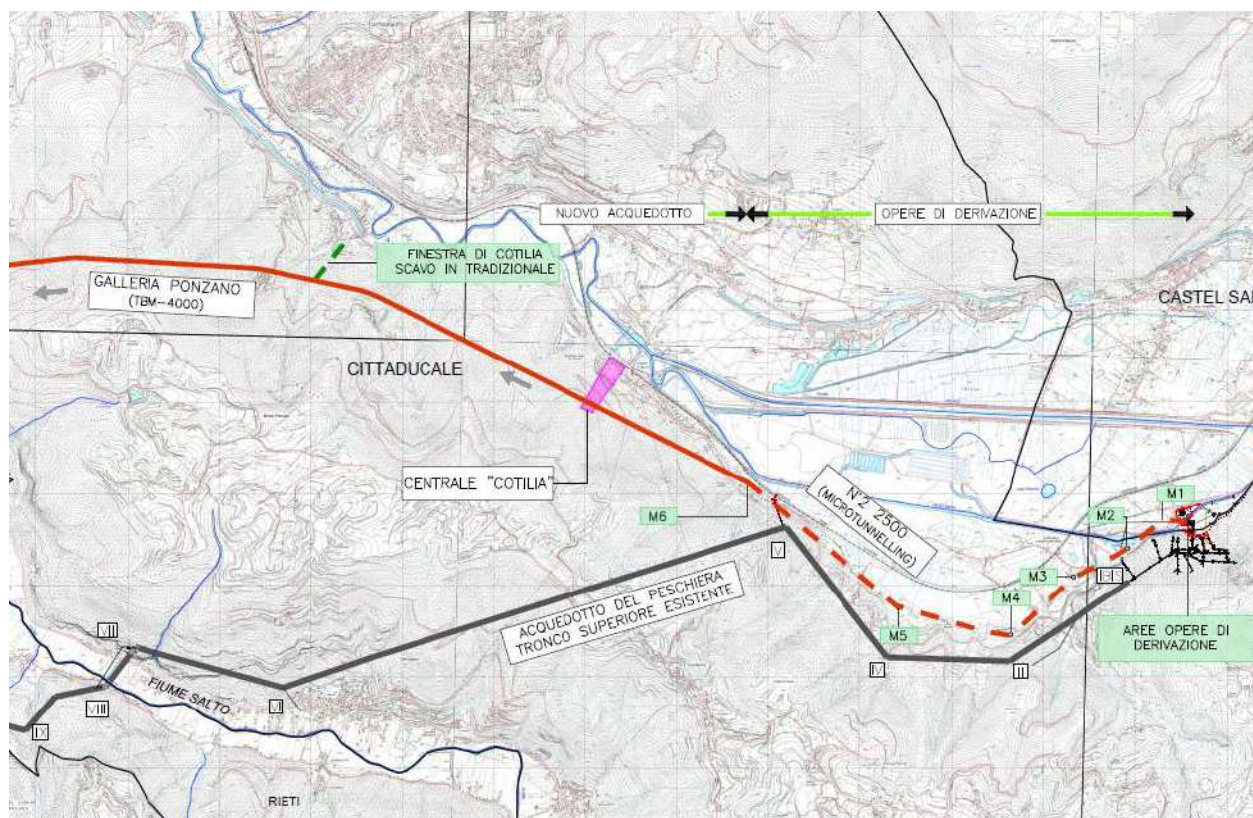


Figura 4-1: Ubicazione del Manufatto NMP – vista planimetrica

4.1. Software di calcolo

- ParatiePlus ver. 21.1 della Harpaceas per l’analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno;
- RC-SEC V.2018.10.0.774 della Geostru - Licenza n° HJW8Q-EWEA3-PF2LE-6DWDC - per la verifica di sezioni di calcetsruzzo armato;
- SOFiSTiK per l’analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale:



Figura 4.2: Licenza Sofistik

4.2. Descrizione degli interventi

Al fine di sostenere lo scavo necessario per realizzare il manufatto NMP si prevede la realizzazione di un’opera provvisoria di sostegno costituita da una paratia di pali $\phi 800$. Per il calcolo e il dimensionamento di tali opere si è fatto riferimento ad una sezione rappresentativa, Figura 3.3, che nel seguito viene descritta.

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo viene incrementata di 0.50 m. Nella tabella seguente viene riassunta l’altezza di scavo considerata nel modello di calcolo:

Sezione	Profondità di scavo da p.c.	Spessore magrone	Incremento (NTC 2018)	Scavo massimo di modello
	m	m	m	m
A-A	11.9	0.15	0.50	12.55

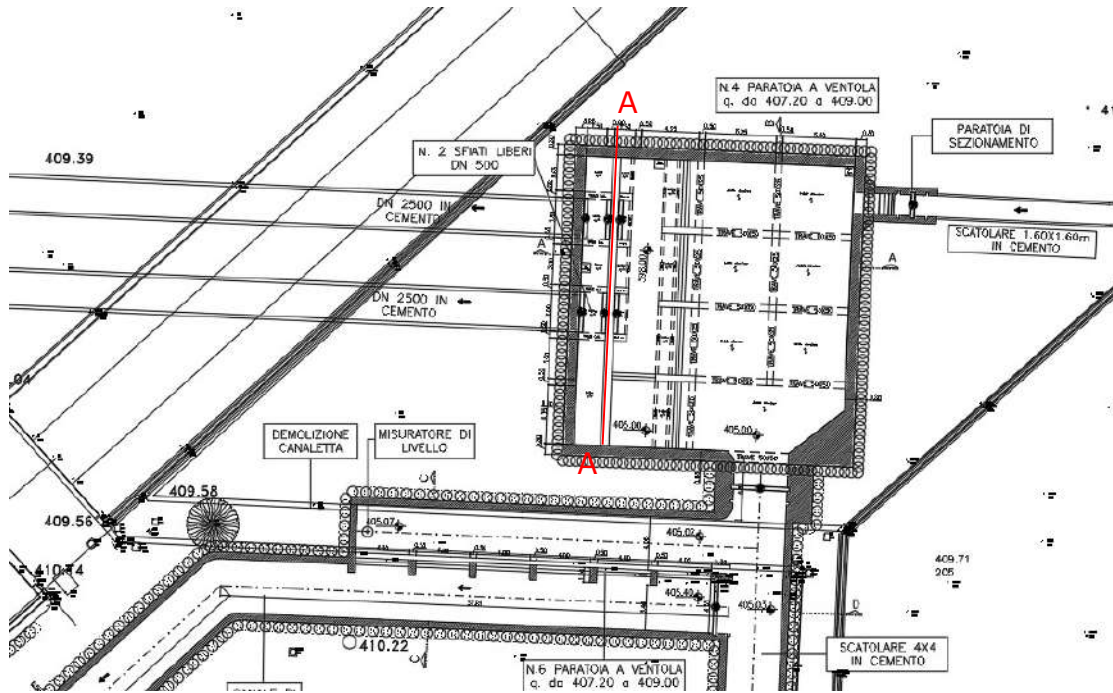


Figura 4.3: Posizione della sezione di calcolo delle opere provvisori

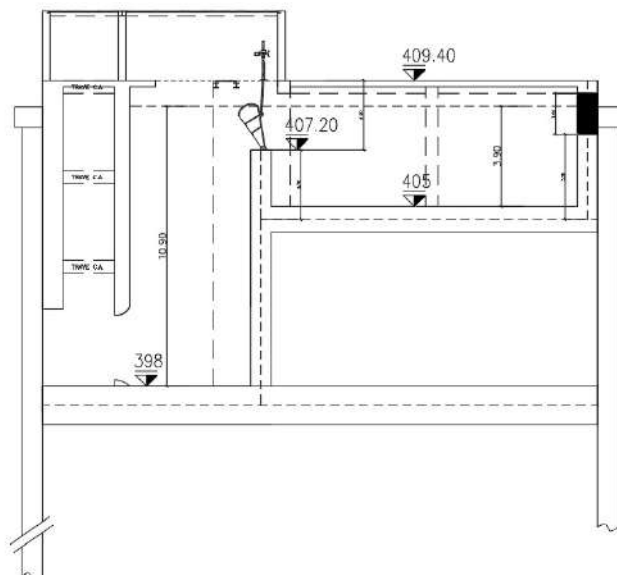


Figura 4.4 – Sezione trasversale A-A

In corrispondenza del Nuovo Manufatto di partenza, sezione A-A, si realizza una paratia di pali compenetrati di diametro 800 mm, con interasse longitudinale 500mm, e lunghezza totale 23m. La sequenza di costruzione di pali secanti con il sistema CSP (Cased Secant Piles), prevede l’esecuzione di pali primari e secondari, in cui solo questi ultimi vengono armati. Alla luce di questo, per raggiungere la profondità di scavo di progetto pari a 11.9 m da piano campagna, viene realizzato un sistema di puntone formato da puntoni interni d’angolo HEM500 e un cordolo in calcestruzzo di base 1.20 m e altezza 1.00 m. Tale sistema verrà realizzato interamente sopra la falda freatica, aggottando l’acqua dallo scavo. Successivamente, si prosegue lo scavo sotto falda e il getto della soletta di fondazione in subacqueo di spessore pari ad 1.5m. La soletta di fondazione si conetterà ai pali della paratia per mezzo di connettori a taglio, da inghisare sia nella soletta sia nella paratia. Le fasi di scavo vengono concluse con l’aggottamento totale dell’acqua dallo scavo (per la verifica di sollevamento si rimanda al capitolo **4.8.4.1**). Per maggiori dettagli riguardo al dimensionamento dei puntoni si veda il Cap. 3.7.2.

4.3. Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio S0 e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.

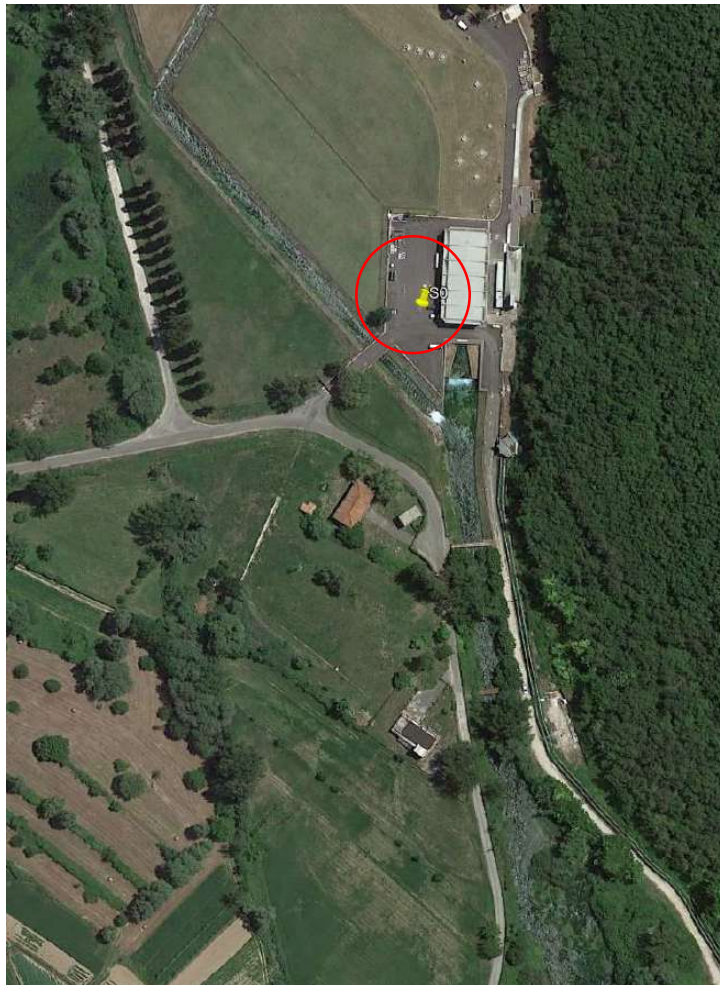


Figura 4.5 – Ubicazione sondaggio S0

Nella Figura 3.6 viene illustrata la scheda del log stratigrafico del sondaggio S0.

Committente: Acea Elabori S.p.A.	Sondaggio: S0
Riferimento: Nuovo Tronco superiore dell'Acquedotto del Peschiera	Data: 01-02/05/2019
Coordinate: 42.365934° N; 13.005264° E	Quota: 410 m slm
Perforazione: Carotaggio Continuo	

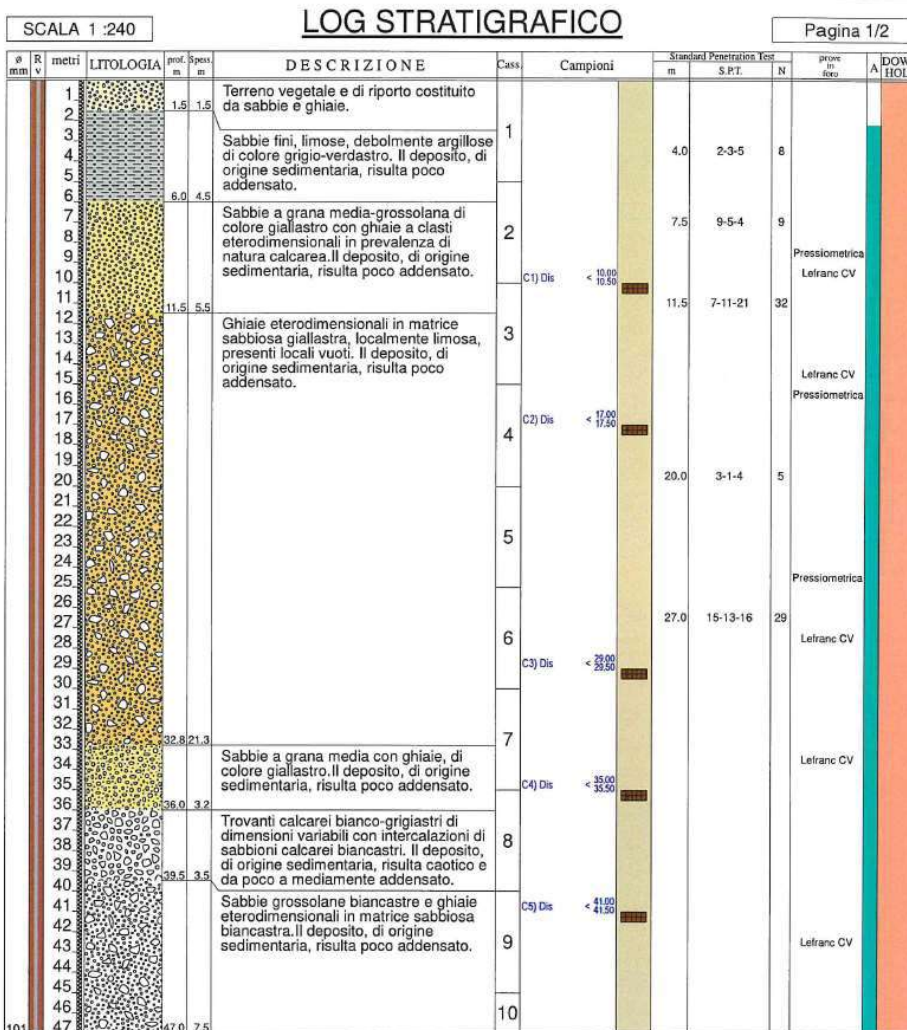


Figura 4.6 – Scheda stratigrafica del sondaggio S0

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all’esecuzione di n. 5 prove S.P.T. (*Standard Penetration Test*), i cui risultati sono di seguito riportati:

Tabella 7 – Risultati della prova SPT – Sondaggio S0

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N _{spt}
S0	4.0	8
S0	7.5	9
S0	11.5	32
S0	20.0	5
S0	27.0	29

4.3.1. Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia.

Si precisa che non è stato possibile eseguire un campionamento indisturbato in relazione alla natura altamente granulare dei terreni.

Tabella 8 – Risultati delle prove di laboratorio

Riferimento			Caratteristiche fisiche							Limiti di consistenza				Granulometria			
Sond. n°	Camp. n°	Profondità m	W %	T ₂₀ kN/m ²	T ₂₀₀ kN/m ²	T ₅₀₀ kN/m ²	Indice plastico	Poros. %	Set. %	LL %	LP %	IP %	IC %	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %
S0	C1	10.00 - 10.50	22.5			26.0				24.9	20.1	4.8	0.51	8.3	67.0	21.7	3.0
S0	C2	17.00 - 17.50	16.4			26.6								61.9	34.5	2.6	1.0
S0	C3	29.00 - 29.50	19.9			26.5								65.0	28.7	5.1	1.2
S0	C4	35.00 - 35.50	24.3			25.5								35.2	59.4	3.8	1.6
S0	C5	41.00 - 41.50	18.8			26.5								57.3	38.4	2.6	1.7

Sulla base dei risultati ottenuti dal sondaggio S0, si individua la presenza di uno strato di riporto (UG1) al di sopra di un deposito sabbioso con ghiaia (UG2) che raggiunge una profondità circa 11.5 m dal p.c. A seguire si trova uno strato costituito da ghiaie

in matrice sabbiosa localmente limosa (UG3.1, UG3.2 e UG3.3), fino a profondità circa 36 m dal piano campagna. Nelle profondità maggiori, è presente un banco di terreno formato da sabbie grossolane e ghiaie per uno spessore circa 9 m (UG4-1 e UG4.2). Al di sotto di questo strato e fino alla profondità 52.5 dal p.c. è presente un deposito di ghiaie in matrice sabbiosa (UG5). Per le profondità maggiori, fino a 60 m da p.c., sono stati riscontrati i trovanti calcarei (UG6). Per le profondità maggiori di 60 m da piano campagna si ha la presenza di calcari micritici a ridotta componente marnosa (UG7). Di seguito si riassume una sintesi dei parametri geotecnici:

Tabella 9 – Sintesi dei parametri geotecnici

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	V_s (m/s)	Φ' (°)	C' (kPa)	E_{ed}^* (MPa)
1	0.0 – 5.5	Terreno vegetale e di riporto e sabbie fini, limose, debolmente argillose poco addensate	16.0	190	25	0	2.0
2	5.5 – 11.5	Sabbie a grana media grossolana con ghiaie eterodimensionali	18.5	421	30 - 33	0	4.0
3.1	11.5 – 22.5	Ghiaie eterodimensionali in matrice sabbiosa, localmente limosa	19.0	600	33 - 36	0	6.0 - 10.0
3.2	22.5 – 32.5		19.0	470			
3.3	32.5 – 36.0		18.5	546			
4.1	36.0 – 40.5	Sabbie grossolane e ghiaie eterodimensionali calcaree	19.5	678	35 - 38	0	10.0 - 12.0
4.2	40.5 – 45.0		19.5	415			
5	45.0 – 52.5	Ghiaie eterodimensionali in matrice sabbiosa	19.5	600	35 - 38	0	12.0 - 14.0
6	52.5 – 60.0	Trovanti calcarei eterodimensionali con intercalazioni di sabbioni calcarei	20.0	700	38	0	14.0 - 16.0
7	> 60.0	Calcari micritici a ridotta componente marnosa	26.0	800	-	-	-

Profondità falda (dal p.c.) = falda a piano campagna (0 metri)

Profondità bedrock (dal p.c.) = -60 metri *Valore riferito alla frazione fine

4.3.2. Prova Down-Hole

In corrispondenza del sondaggio S0 è stata eseguita una prospezione sismica in foro tramite tecnica *down-hole* (DH).

Tale metodo rappresenta una delle più accurate misure sismiche per la definizione delle proprietà fisico-meccaniche e dinamiche dei terreni. Nel metodo sismico *down-hole* viene misurato il tempo necessario per le onde P e S di spostarsi tra una sorgente sismica, posta in superficie, e i ricevitori, posti all’interno di un foro di sondaggio opportunamente attrezzato. Di seguito un riepilogo dei risultati ottenuti:

Tabella 10 – Risultati della prova down-hole – Sondaggio S0

Profondità	V _p medio	V _s medio	γ medio	v medio	G medio	Ed medio	E medio	Ev medio
(m)	(m/s)	(m/s)	(kN/mc)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1.99	90.83	54.40	14.44	0.22	4.36	12.14	10.63	6.34
5.58	372.41	182.14	18.37	0.34	62.13	259.73	166.85	176.89
11.86	875.87	420.91	20.98	0.35	378.95	1640.91	1023.06	1135.64
22.88	1236.81	599.56	21.72	0.35	796.14	3387.86	2143.86	2326.34
33.25	1053.86	470.08	20.98	0.38	472.78	2376.18	1300.91	1745.81
36.71	1295.88	546.6	22.23	0.39	677.22	3806.40	1885.09	2903.44
41.25	1576.39	678.62	22.62	0.39	1062.10	5731.04	2944.69	4314.9
46.04	902.07	415.8	21.15	0.37	372.84	1754.87	1017.95	1257.74

V_{s,eq} [m/sec] (H=30.00 m): 286.4

Categoria del suolo C

Dove

- Coefficiente di Poisson medio:

$$V_{\text{medio}} = 0.5 \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}$$

- Modulo di deformazione a taglio medio:

$$G_{\text{medio}} = \rho V_s^2$$

- Modulo di compressibilità edometrica medio

$$E_{\text{dmedio}} = \rho V_p^2$$

- Modulo di Young medio

$$E_{\text{medio}} = 2\rho V_s^2 (1 + \nu)$$

- Modulo di compressibilità volumetrica medio:

$$E_{\text{vmedio}} = \rho \left(V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right)$$

Per quanto concerne la stima dei moduli elastici operativi (E_{op}) è stato riferimento alla curva del degrado dei moduli iniziali Atkinson e Salfors [1991], Figura 3-7. In questa sede, si sono generalmente proposti valori di moduli di Young operativi, ipotizzando valori del decadimento del modulo dell’ordine di 1/5 di quella iniziale.

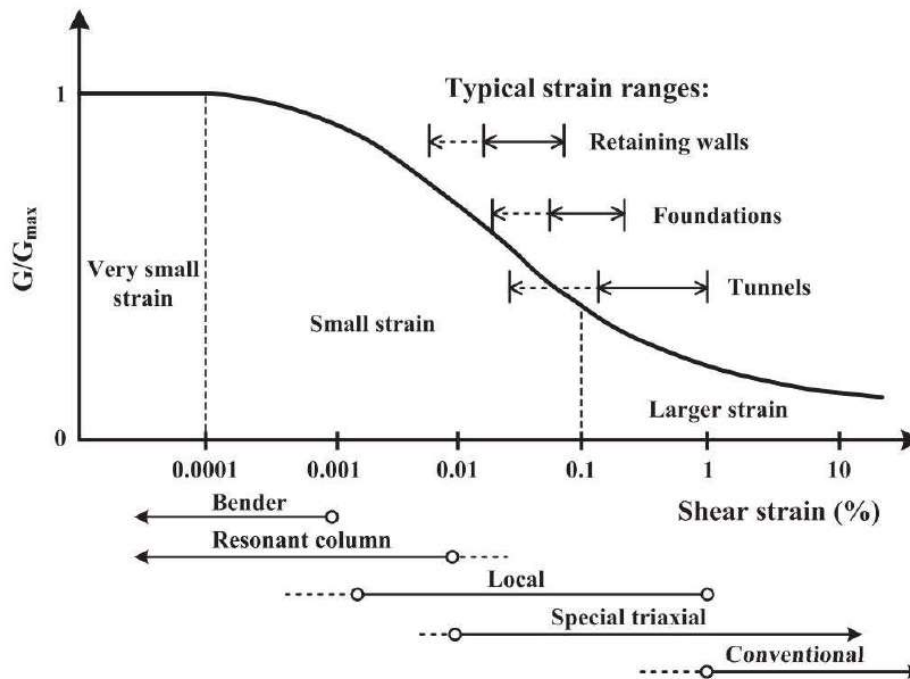


Figura 4-7 - Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria [Atkinson 2000]

4.3.2.1. Categoria di sottosuolo

Ai sensi del D.M. 17.01.2018 ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tabella 5 (Tab. 3.2.II delle NTC2018), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$.

Tabella 11 – Categorie di sottosuolo che permettono utilizzo dell’approccio semplificato – NTC 2018

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>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.</i>

Si riporta in seguito i risultati della prova down-hole eseguita nel foro di sondaggio S0.

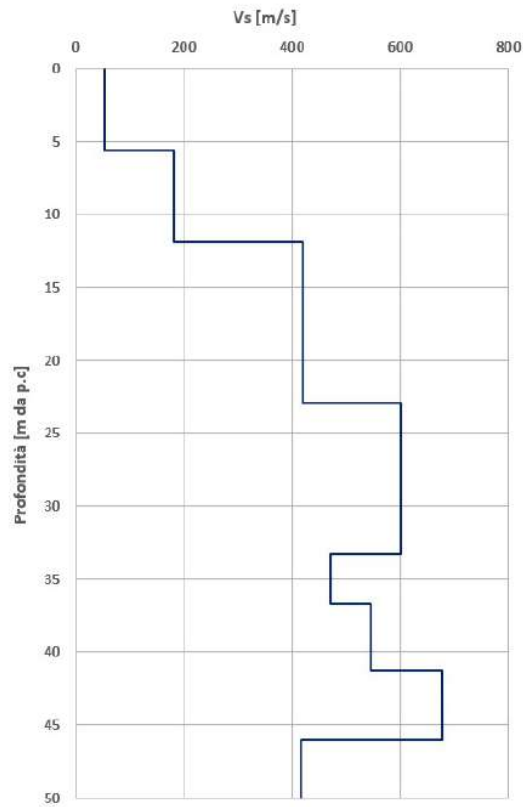


Figura 4.8 – Velocità delle onde di taglio dalla prova down-hole

4.4. Analisi dei carichi

4.4.1. Peso Proprio

Peso proprio cls $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

4.4.2. Carichi accidentali

Durante le fasi di costruzione viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

4.4.3. Azione sismica

L’azione sismica è stata omessa nelle analisi in quanto le opere sono provvisorie, con una durata minore di 2 anni.

4.4.4. Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

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

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

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

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

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

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

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

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

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software Paratie Plus.

4.5. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_{G2}

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

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

4.6. Verifiche

4.6.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l’Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

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

4.6.2. Verifiche SLE








In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell’opera. Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

4.7. Analisi Numeriche

4.7.1. Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto:

Tabella 12 – Modello geotecnico – Sezione A-A

	Terreni	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	UG1 Sabbia / Ghiaia	0	25	$E_{vc} = 33000$ $E_{ur} = 52800$
	UG2 Sabbia / Ghiaia	0	30	$E_{vc} = 33000$ $E_{ur} = 52800$
	UG3-1 Sabbia / Ghiaia	0	33	$E_{vc} = 205000$ $E_{ur} = 328000$
	UG3-2 Sabbia / Ghiaia	0	33	$E_{vc} = 260000$ $E_{ur} = 416000$
	UG3-3 Sabbia / Ghiaia	0	33	$E_{vc} = 260000$ $E_{ur} = 416000$
	UG4-1 Sabbia / Ghiaia	0	35	$E_{vc} = 377000$ $E_{ur} = 603200$
	UG4-2 Sabbia / Ghiaia	0	35	$E_{vc} = 204000$ $E_{ur} = 326400$
	UG5 Sabbia / Ghiaia	0	35	$E_{vc} = 204000$ $E_{ur} = 326400$
	UG6 Sabbia / Ghiaia	0	38	$E_{vc} = 204000$ $E_{ur} = 326400$

Le fasi esecutive per l’analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

- Stato geostatico iniziale.
- Getto dei pali compenetrati con il diametro pari a 800 mm e interasse di 0.5 m.
- Scavo alla quota di -1.5 m da p.c. e l’aggottamento di acqua al fine di realizzare i puntoni.
- Installazione i puntoni in sommità dei pali, applicando una molla elastica.

- Innalzamento della falda e riempimento dello scavo.
- Scavo sommerso fino alla quota di -4.5 da p.c.
- Scavo sommerso fino alla quota di -7.5 da p.c.
- Scavo sommerso fino alla quota di -10.5 da p.c.
- Raggiungimento quota di fondo scavo (-12.55 m da p.c.).
- Attivazione il sovraccarico del cantiere pari a 20 kPa.
- Realizzazione della soletta di fondazione applicando una molla elastica e attivazione il sovraccarico pari a 37.5 kN/m, dovuto dal peso della soletta, sul fondo scavo.
- Ripristino della condizione idraulica applicando la pressione dell’acqua sulla parete (applicando l’opzione di Lining Option di software Paratie).
- Svuotamento dell’acqua dallo scavo fino alla quota -4.5 m da p.c.
- Svuotamento dell’acqua dallo scavo fino alla quota -7.5 m da p.c.
- Svuotamento totale dell’acqua dallo scavo.
- Applicazione la spinta dovuta dal microtunnelling pari a 560 kPa.

Di seguito la rappresentazione grafica degli stage sopra descritti:

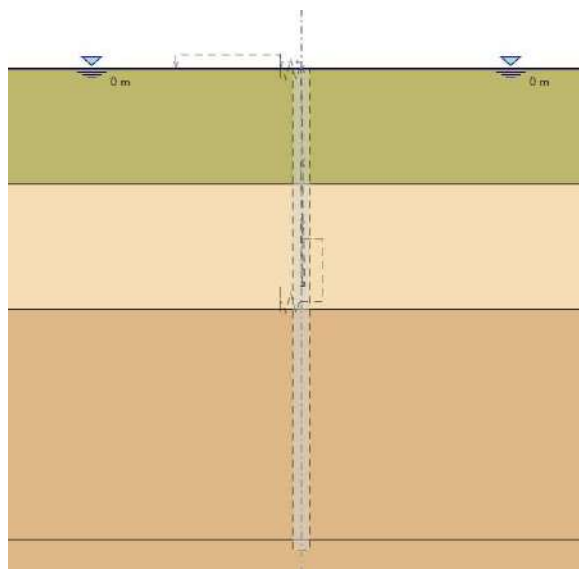


Figura 4.9 – Fase 1

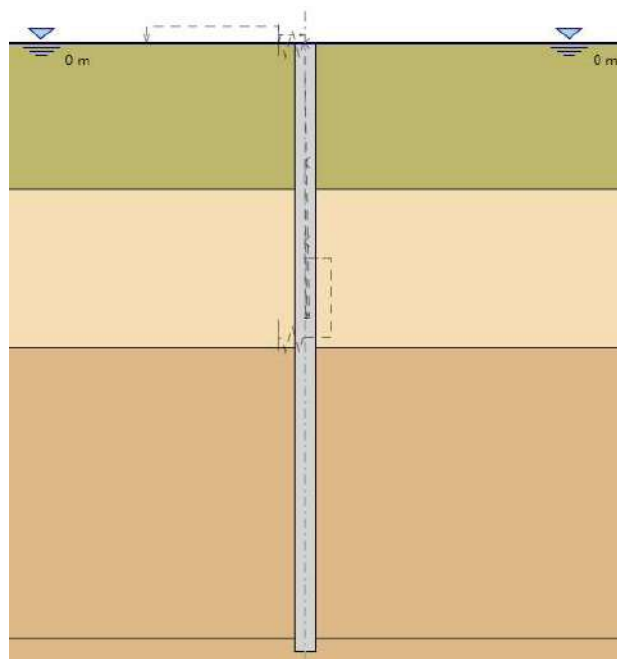


Figura 4.10 – Fase 2

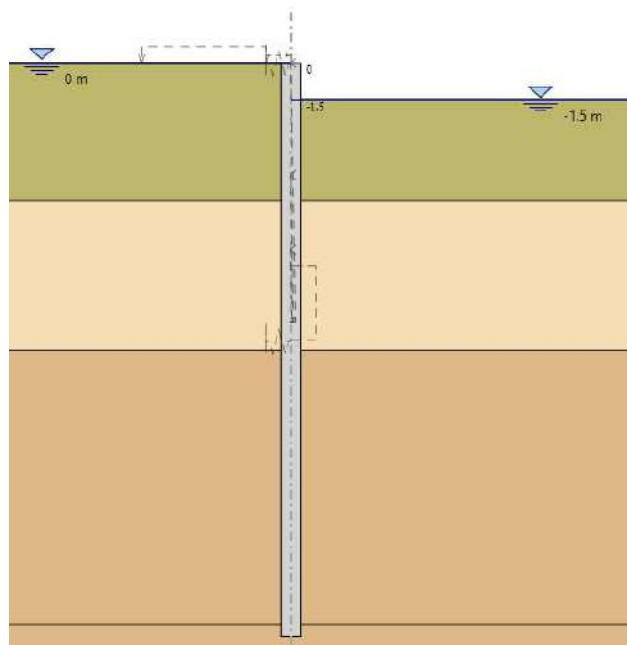


Figura 4.11 – Fase 3

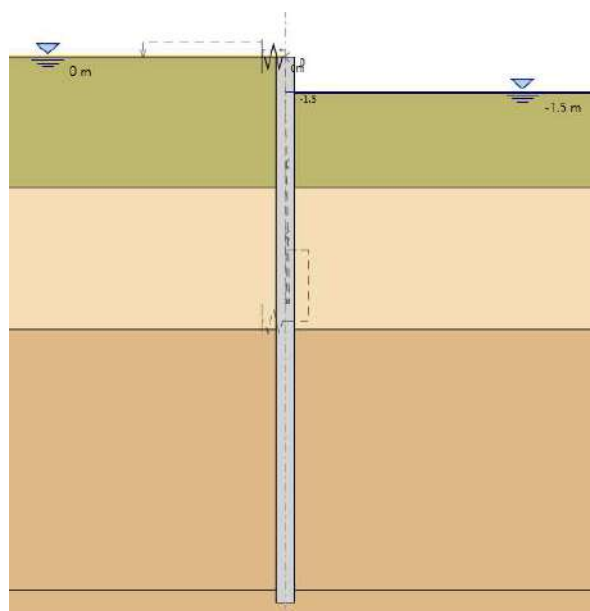


Figura 4.12 – Fase 4

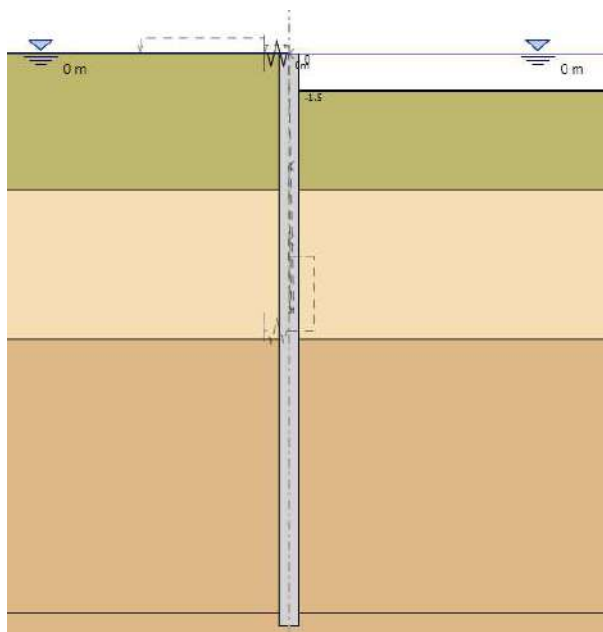


Figura 4.13 – Fase 5

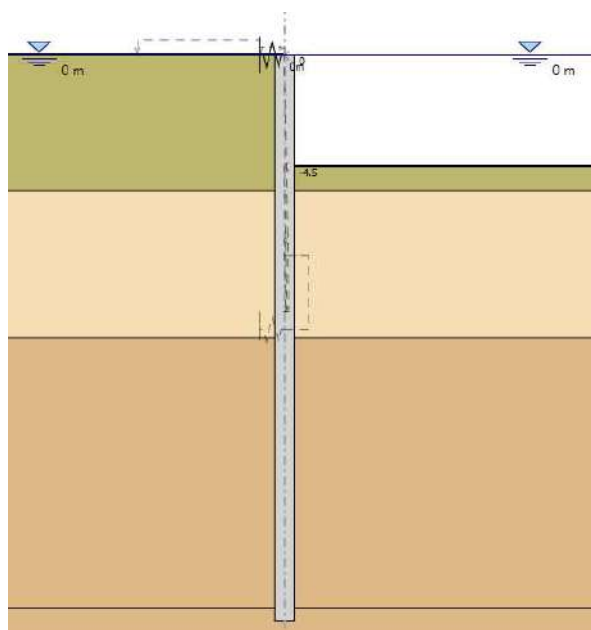


Figura 4.14 – Fase 6

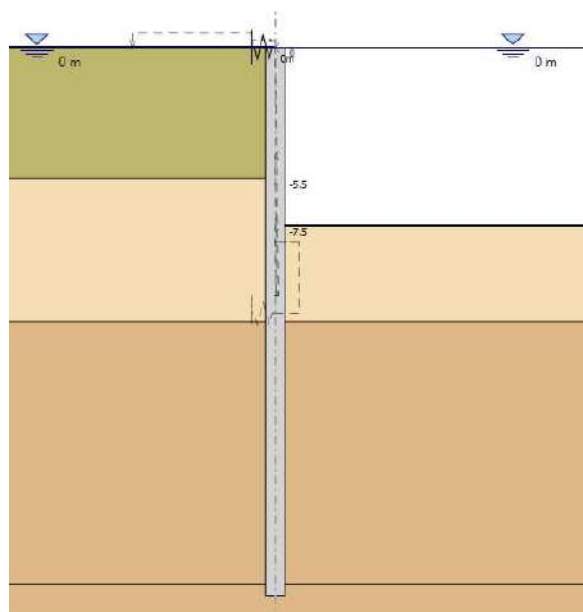


Figura 4.15 – Fase 7

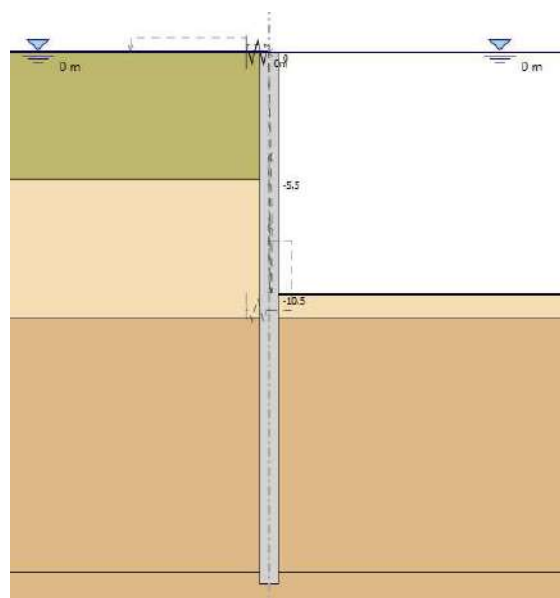


Figura 4.16 – Fase 8

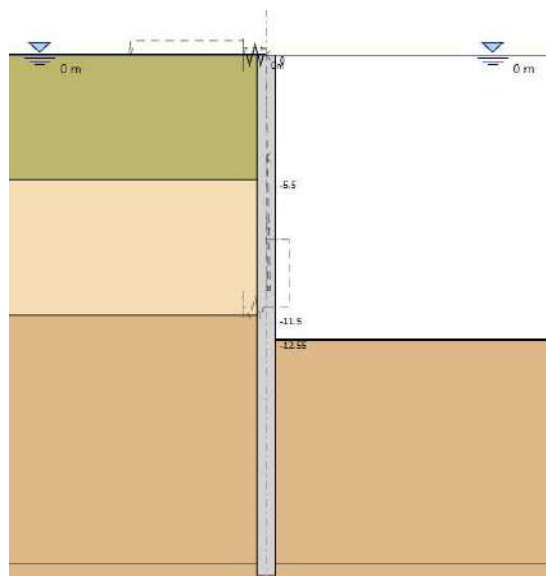


Figura 4.17 – Fase 9

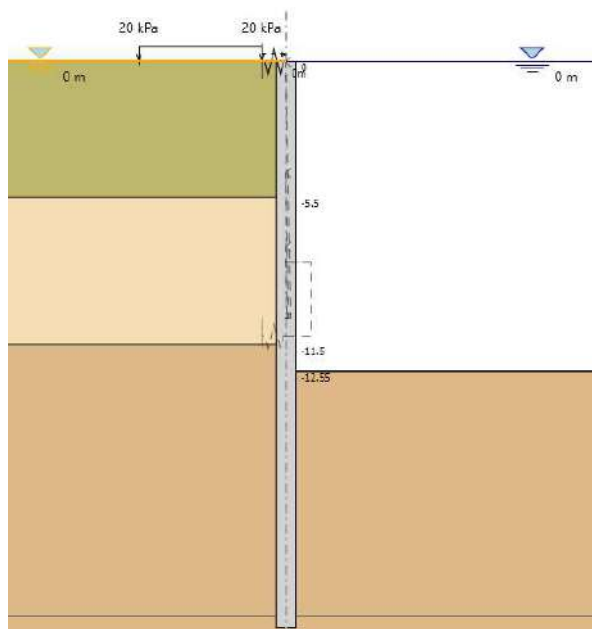


Figura 4.18 – Fase 10

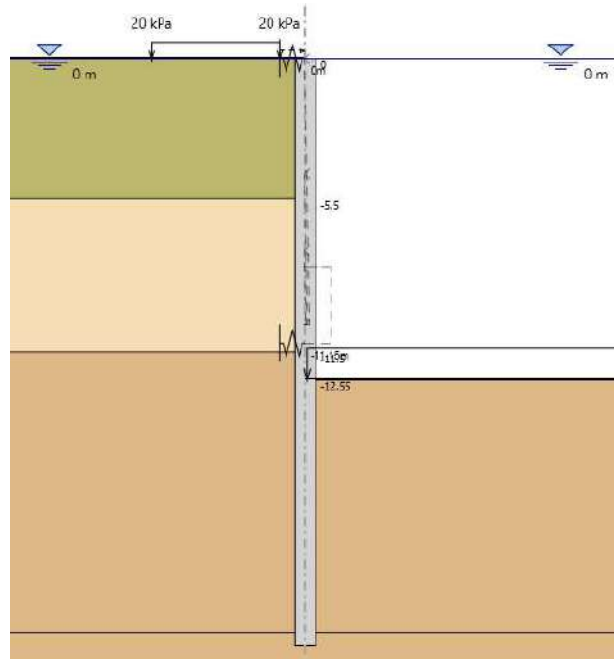


Figura 4.19 – Fase 11

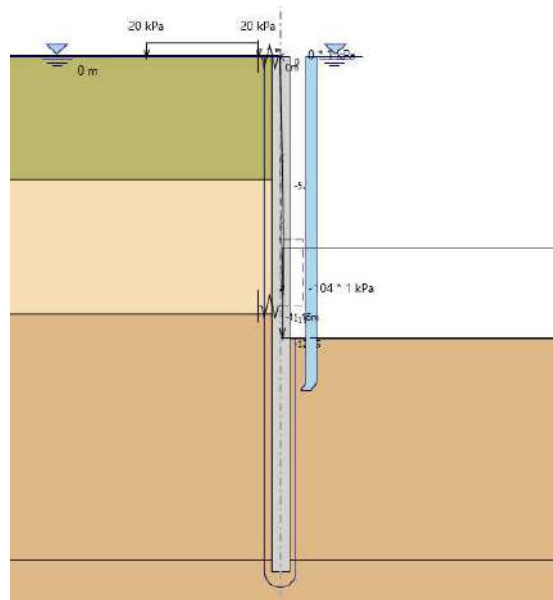


Figura 4.20 – Fase 12

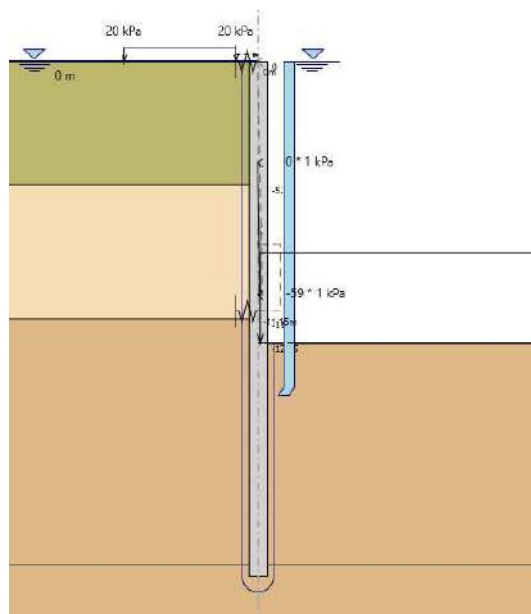


Figura 4.21 – Fase 13

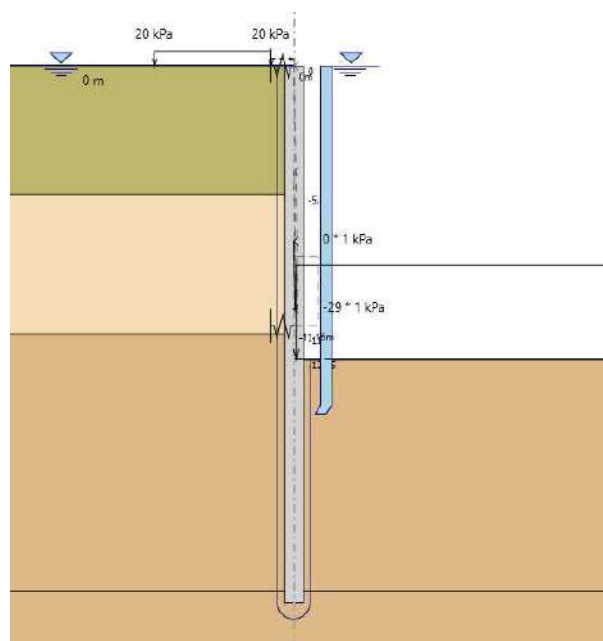


Figura 4.22 – Fase 14

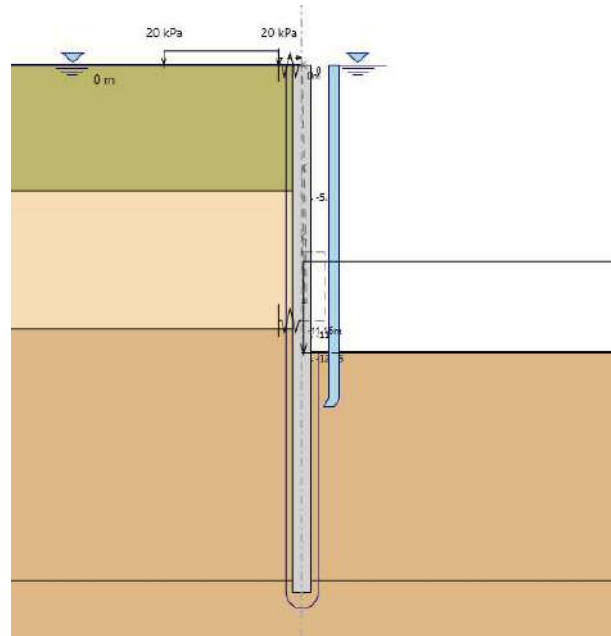


Figura 4.23 – Fase 15

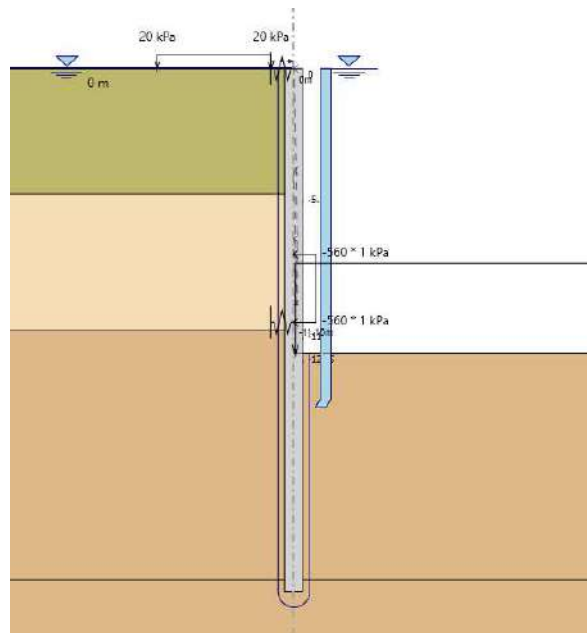


Figura 4.24 – Fase 16

4.7.2. Calcolo rigidezza del sistema di puntonamento

Il modello sviluppato con paratie plus vede una paratia con un ordine di puntoni in testa alla paratia.

Al fine di avere libera l’area dello scavo si prevedono dei puntoni inclinati.

I puntoni inclinati sono delle travi HEM-500, quest’ultime puntano su un cordolo in calcestruzzo di base 1.20 m e altezza 1.00 m.

Per la taratura delle molle da considerare come simulazione del sistema di puntonamento, è stato considerato un modello di telaio di puntonamento formato da travi perimetrali in calcestruzzo (cordolo in cls 1.20x1.00m) e puntoni HEM500 per i puntoni posti in testa alla paratia.

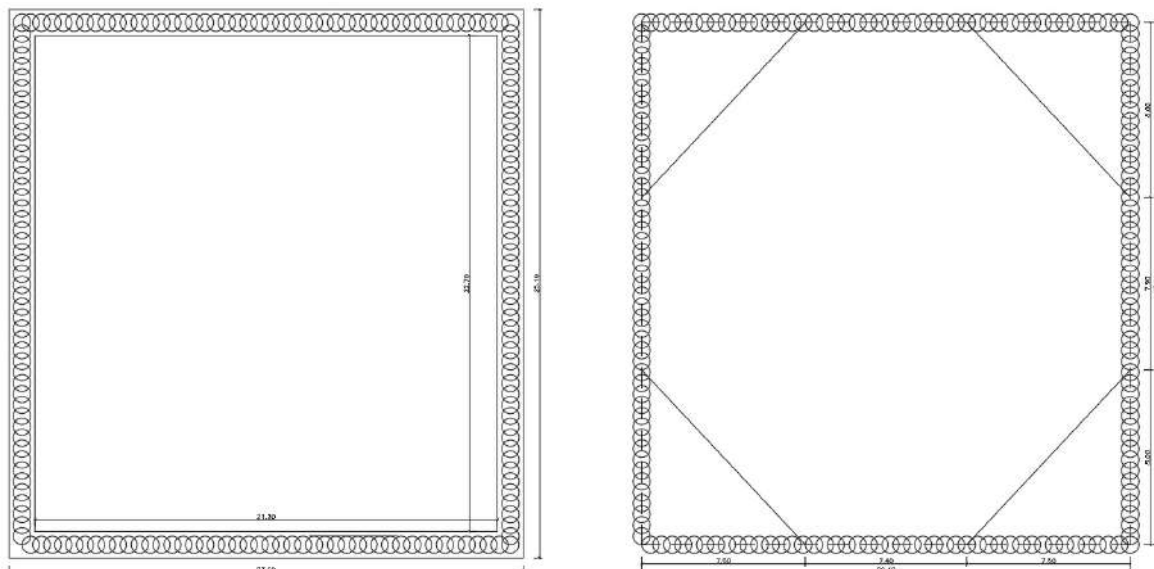


Figura 4.25 – Geometria telaio di puntonamento

Caricando la struttura con un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m, è stato valutato lo spostamento ortogonale subito dal sistema in corrispondenza del lato considerato come rappresentativo della sezione di calcolo. Invertendo tale valore è stato ricavato il valore di rigidezza equivalente da fornire al vincolo nel software Paratie.

Per il modello sviluppato per il primo ordine di puntoni, si ottiene il seguente valore di spostamento pari a 0.076 mm; ne consegue una rigidezza $k=13157.9$ kN/m delle molle.

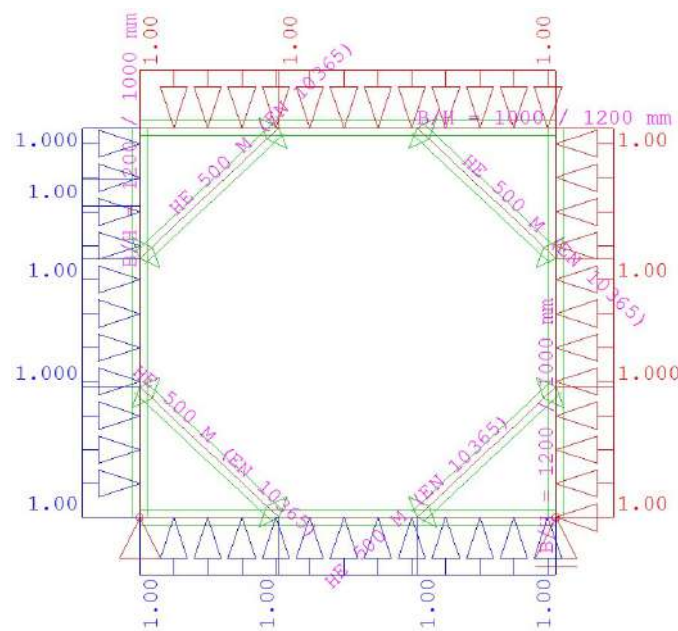


Figura 4.26 – Geometria del telaio modellata nel software Sofistik

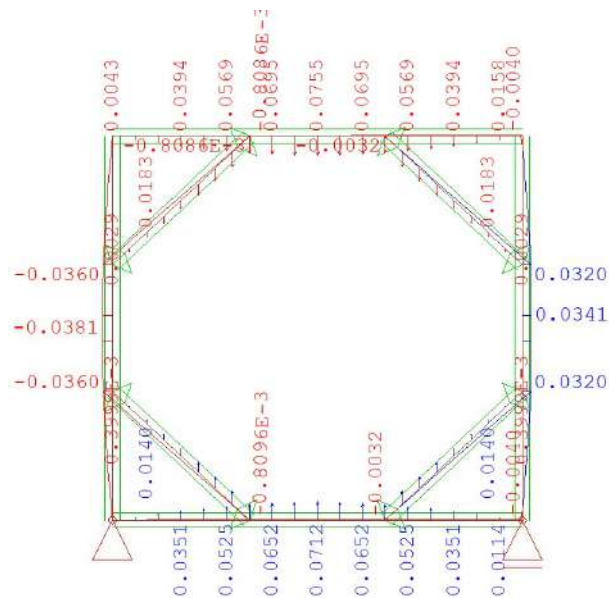


Figura 4.27 – Spostamenti ottenuti con l’applicazione di un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m

4.8. Risultati

4.8.1. Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni dell’analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1).

Il diagramma del momento flettente:

$M_{max} = 935.7 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; momento flettente massimo

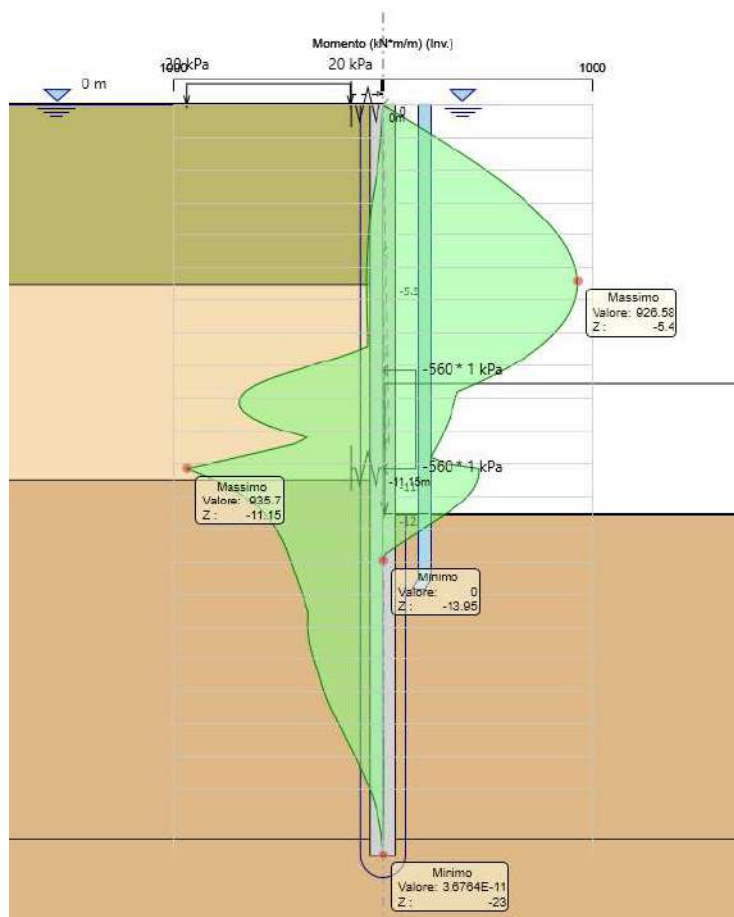


Figura 4.28 – Diagramma del momento flettente – sezione A-A

Il diagramma del Taglio:

$T_{max} = 1087.1 \text{ kN/m}$; taglio massimo

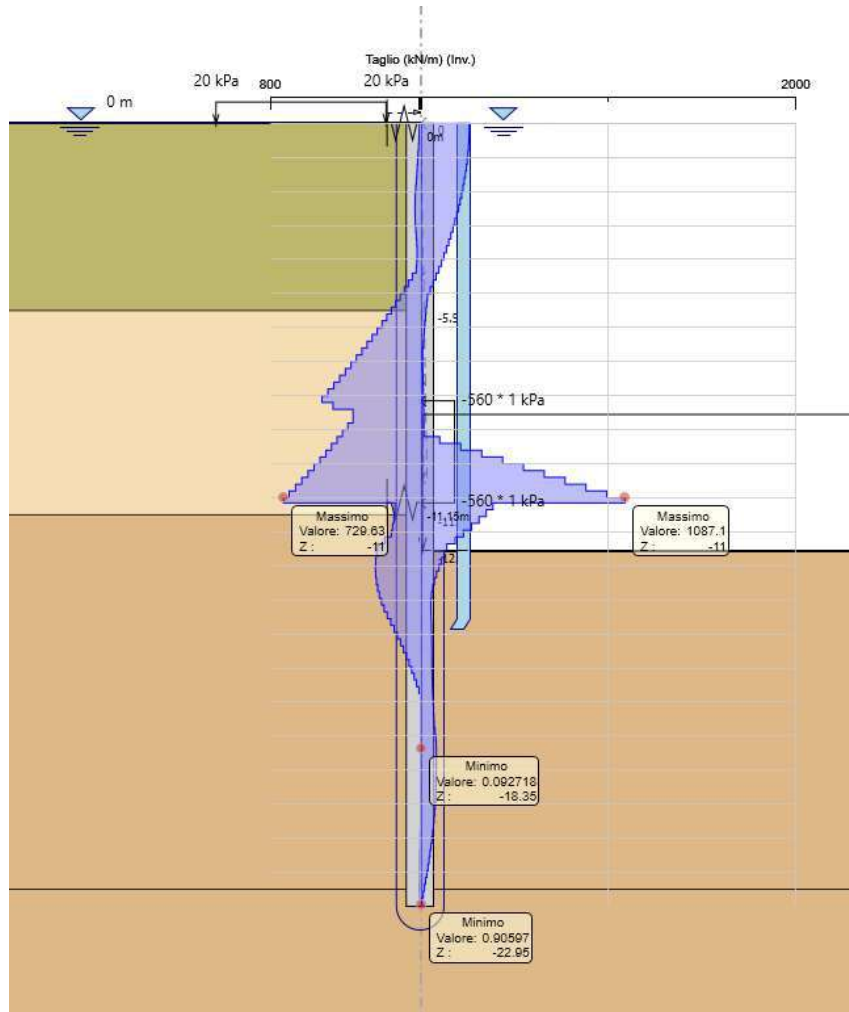


Figura 4.29 – Diagramma del taglio – sezione A-A

4.8.2. Verifiche degli elementi strutturali (SLU)

4.8.2.1. Pali

Di seguito vengono riportate le verifiche allo stato limite SLU per due gabbie di armatura. La gabbia 1, di lunghezza 12m, è stata progettata per la parte superiore e più sollecitata. La seconda gabbia di lunghezza 11 m per la parte inferiore dei pali.

Tabella 13 – Sollecitazioni massime – sezione A-A

	M,max [kN.m]	T,max [kN]	z [m]
Gabbia 1	936.00	-	11.15
		430.00	7.50
	-	1087.15	11.00
Gabbia 2	674.00	269.00	12.00

4.8.2.1.1. Gabbia 1 (da 0.0 m a -12.0 m dalla testa palo); L = 12m

Armature longitudinali: 20 \varnothing 26

Armature trasversali: staffe \varnothing 10/ passo 10 cm (da 0 a - 7.5m) + \varnothing 16/ passo 10 cm (da -7.5m a -12m)

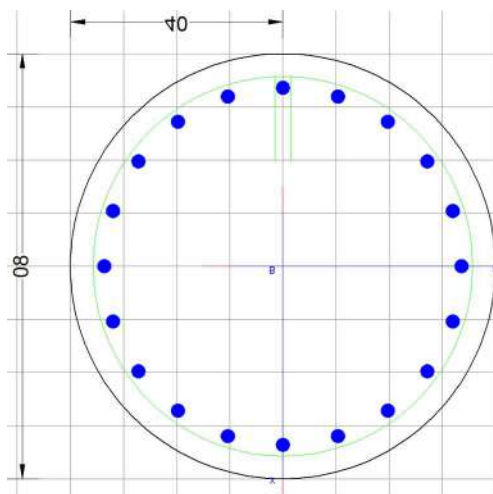


Figura 4-30 – Gabbia 1 – sezione A-A

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C25/30		
Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
Resis. compr. ridotta fcd': 7.080	MPa	
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
ACCIAIO - Tipo: B450C		
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	33.620	26	

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 16 mm
 Passo staffe: 10.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00936.00	0.001087.15	0.00		

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.1 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.9 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 3.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
--------	-----	---	----	----	-------	--------	--------	----------	-----------

1 S 0.00 936.000.00 0.00 1125.76 0.001.20 106.2(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040.0	0.00257	0.0	33.6	-0.00716	0.0	33.6	-0.00716

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000144771	-0.002290846		

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 16 mm
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.

bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°CombVer	VedVcd	Vwd	d z	bw	CtgAcw	Ast	A.Eff
1	S	1087.15	1302.861241.0862.6	55.2	71.0	1.430	1.00035.240.2(0.0)

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

N°CombVer	VedVcd	Vwd	d z	bw	CtgAcw	Ast	A.Eff
1	S	430.001302.86484.8062.6	55.2	71.0	1.430	1.000	13.915.7(0.0)

4.8.2.1.2. *Gabbia 2 (da -12.0 m a -23.0 m dalla testa palo); L= 11m*

Armature longitudinali: 18 ϕ 22

Armature trasversali: staffe ϕ 10/passi 20 cm

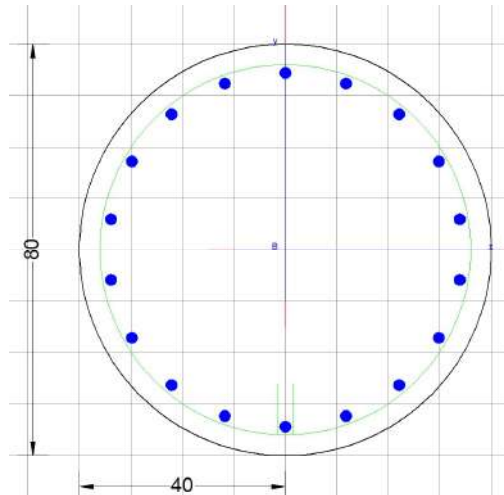


Figura 4-31 - Gabbia 2 – sezione A-A

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30		
Resis. compr. di progetto f_{cd} :	14.160	MPa	
Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	7.080	MPa	
Def.unit. max resistenza ϵ_{c2} :	0.0020		
Def.unit. ultima ϵ_{cu} :	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale E_c :	31475.0	MPa	
Resis. media a trazione f_{ctm} :	2.560	MPa	

ACCIAIO - Tipo:	B450C		
Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.00	MPa	
Resist. caratt. rottura f_{tk} :	450.00	MPa	
Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	391.30	MPa	
Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.30	MPa	
Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068		
Modulo Elastico E_f :	2000000	daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	34.418	22	

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 20.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00674.00	0.00269.00	0.00		

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.5 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 9.7 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 3.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	674.000.00	0.00	0.00	780.70	0.001.16	68.4	(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040.0	0.00254	0.0	34.4	-0.00923	0.0	34.4	-0.00923

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.

x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000171074	-0.003342950		

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	269.00968	58.446	9864.4	58.2	68.2	2.500	1.000	4.77.9	(0.0)

4.8.2.2. Puntoni

Il sistema di puntonamento è realizzato da un cordolo in cls formato da travi perimetrali di base 1200mm e altezza 1000m e puntoni interni d’angolo HEM500. La reazione sui puntoni, ovvero sulle molle inserite nel software di calcolo paratie, definisce il valore del carico da applicare sul sistema di puntonamento al fine di effettuarne le verifiche. La reazione massima vale 257 kN/m. Tale valore viene applicato al sistema di puntonamento:

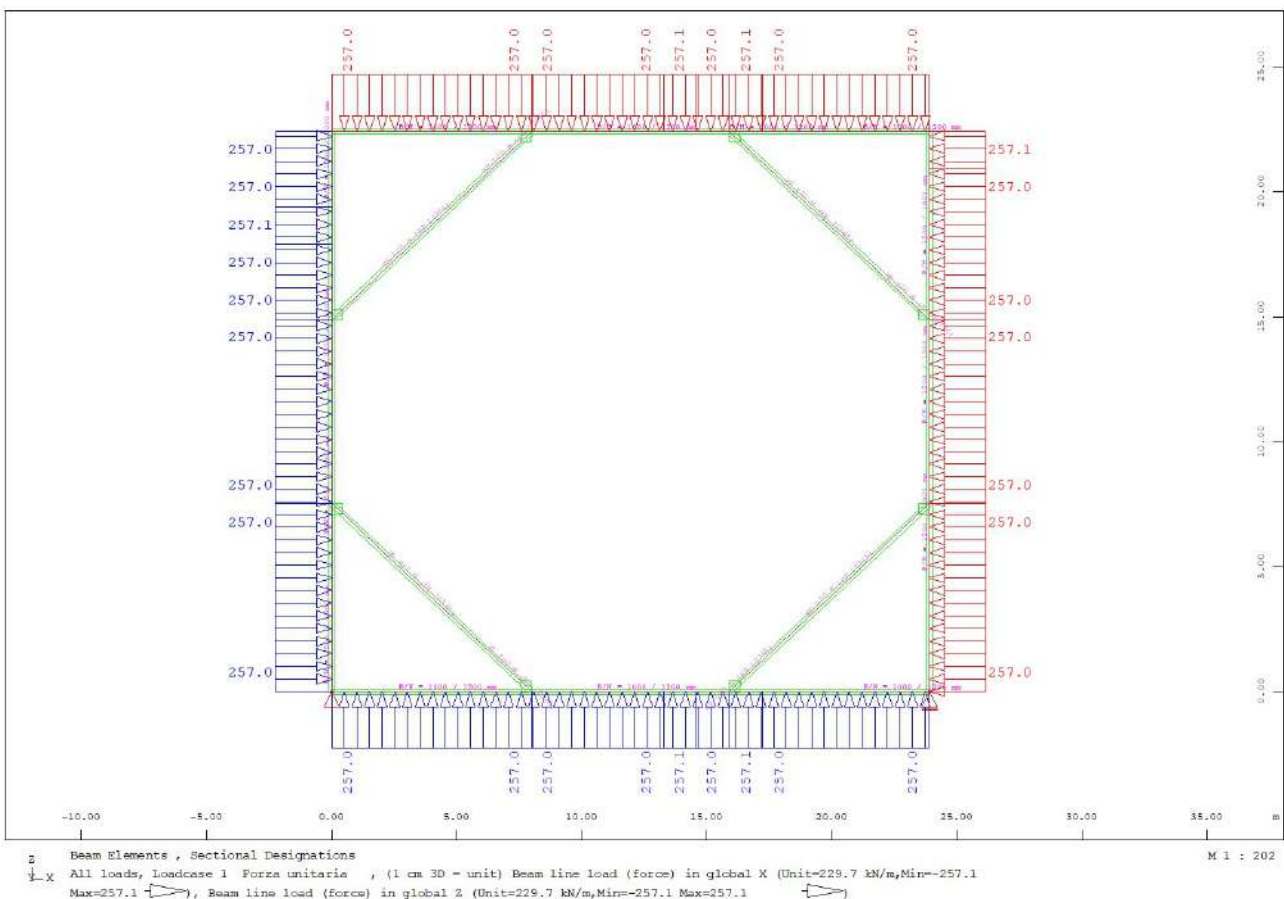


Figura 4.32 – Applicazione del carico sul sistema di puntonamento

Le sollecitazioni agenti nel piano sono le seguenti:

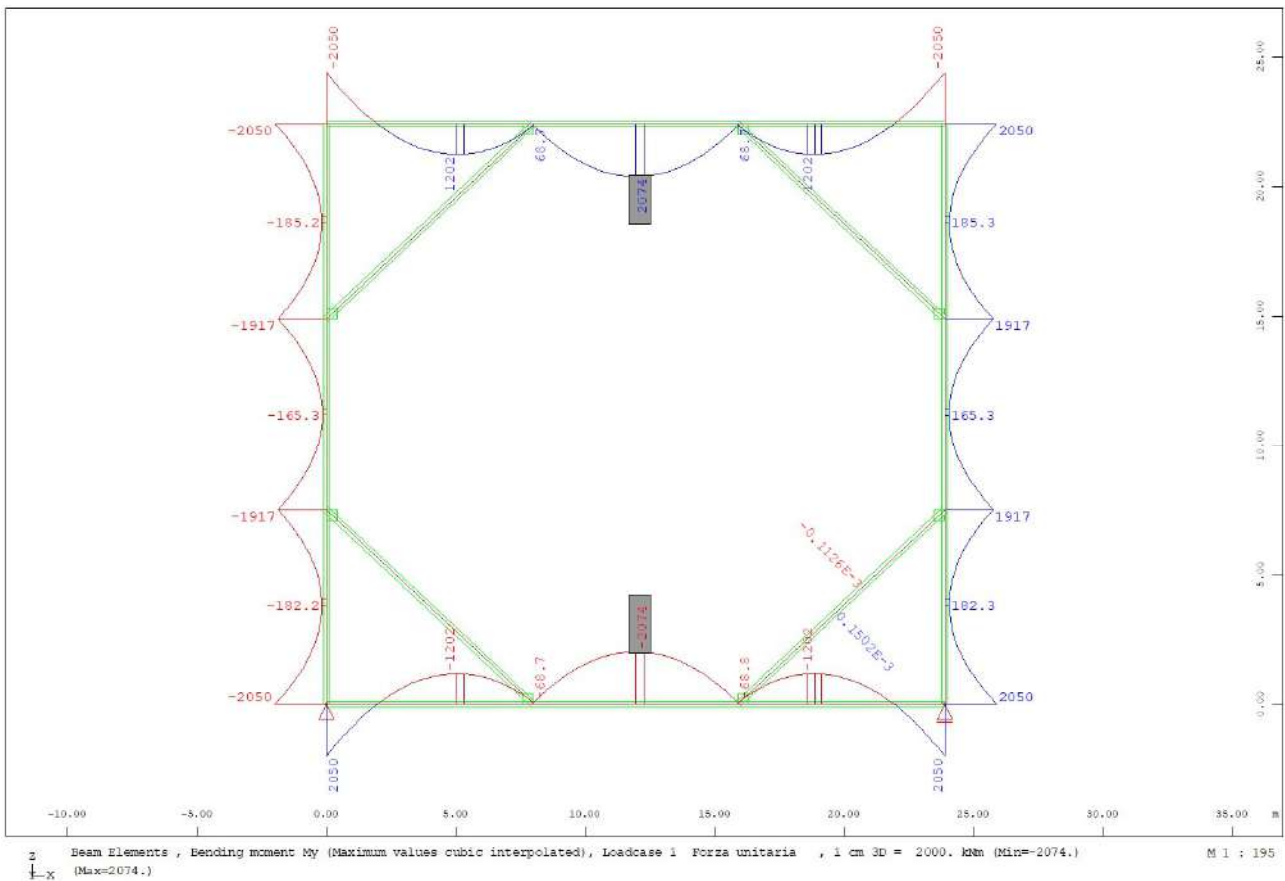


Figura 4.33 – Diagramma del momento flettente

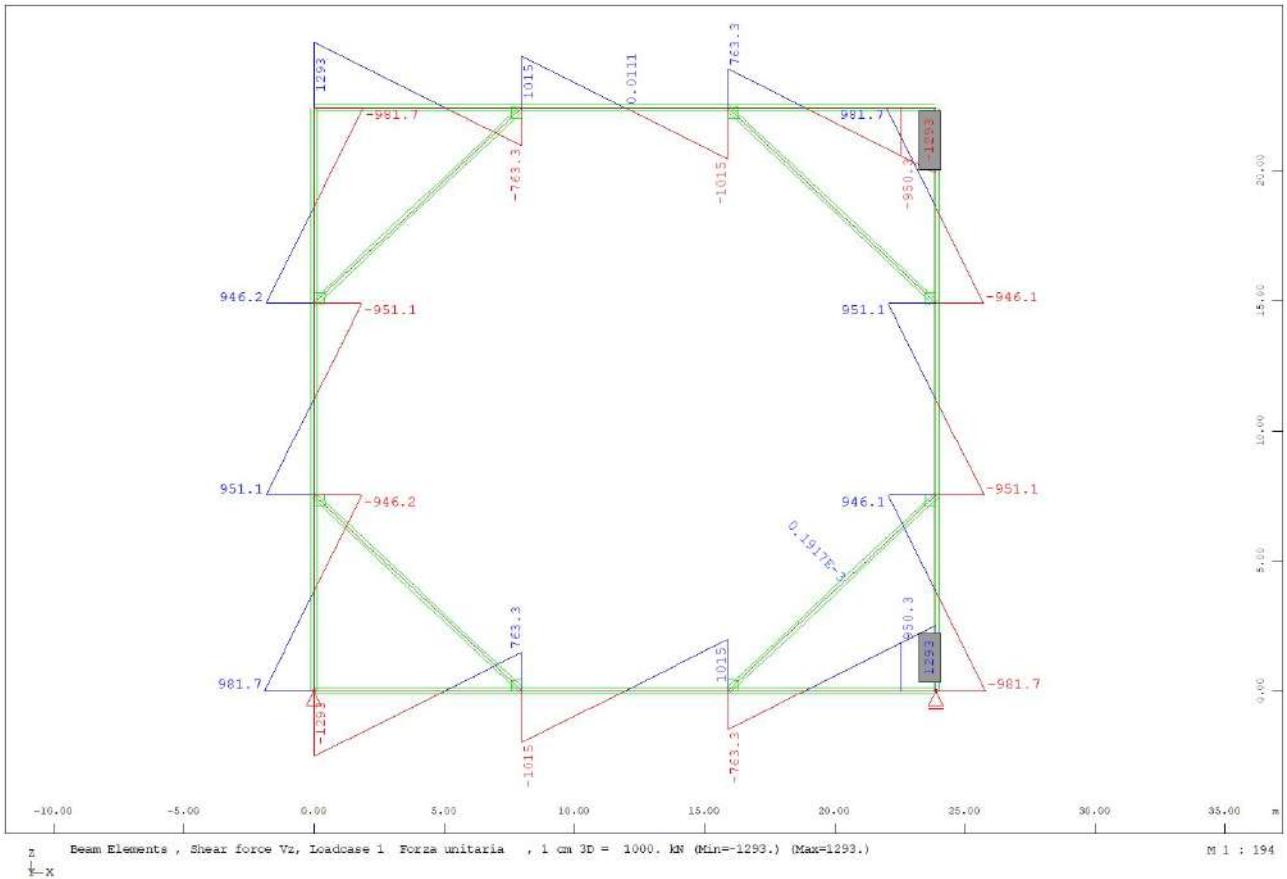


Figura 4.34 – Diagramma del taglio

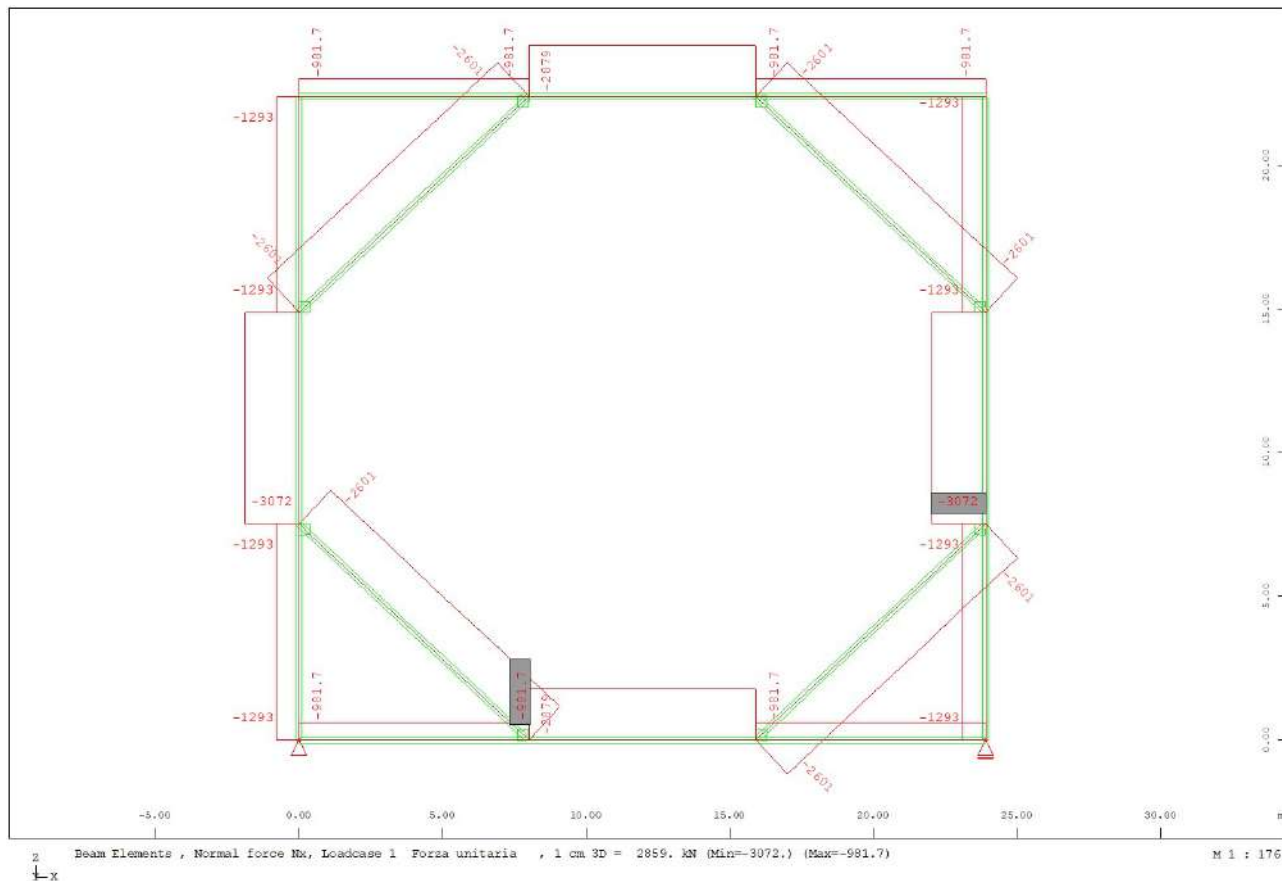


Figura 4.35 – Diagramma dello sforzo assiale

Le verifiche sul sistema di puntonamento sono svolte in accordo alle indicazioni normative al paragrafo 4.2.4 delle NTC 2018 e della circolare esplicativa 2019.

Il cordolo di base 1200mm e altezza 1000mm deve avere la seguente armatura:

- Armatura lato terreno in appoggio (incastro) $A'_s = 15.8 \text{ cm}^2$;
- Armatura lato terreno altrove $A'_s = 13.3 \text{ cm}^2$;
- Armatura lato scavo in appoggio (incastro) $A_s = 0.91 \text{ cm}^2$;
- Armatura lato scavo altrove $A_s = 13.3 \text{ cm}^2$;
- Armatura superiore/inferiore $A_s = 0.78 \text{ cm}^2$;

- Armatura a taglio $A_s = 6.15 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Armatura commerciale scelta:

- Armatura lato terreno $A'_s = 6\Phi 20 = 18.85 \text{ cm}^2$;
- Armatura lato scavo $A_s = 6\Phi 20 = 18.85 \text{ cm}^2$;
- Armatura superiore/inferiore $A_s = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$;
- Armatura a taglio $A_s = \text{Staffa } \Phi 10/300 + \text{spillo } \Phi 10/300 = 7.07 \text{ cm}^2/\text{m}$.

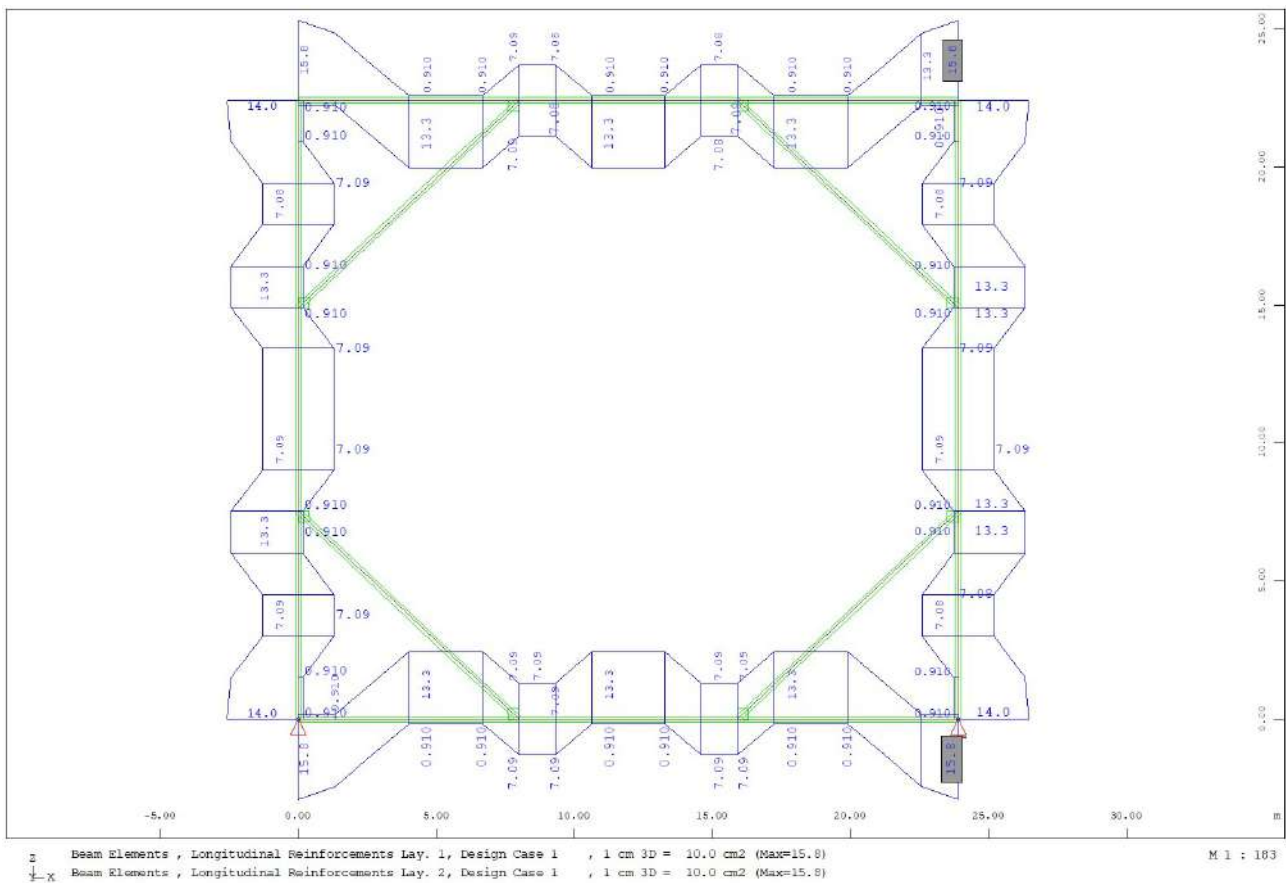


Figura 4.36 – Armatura longitudinale lato terreno/ lato scavo

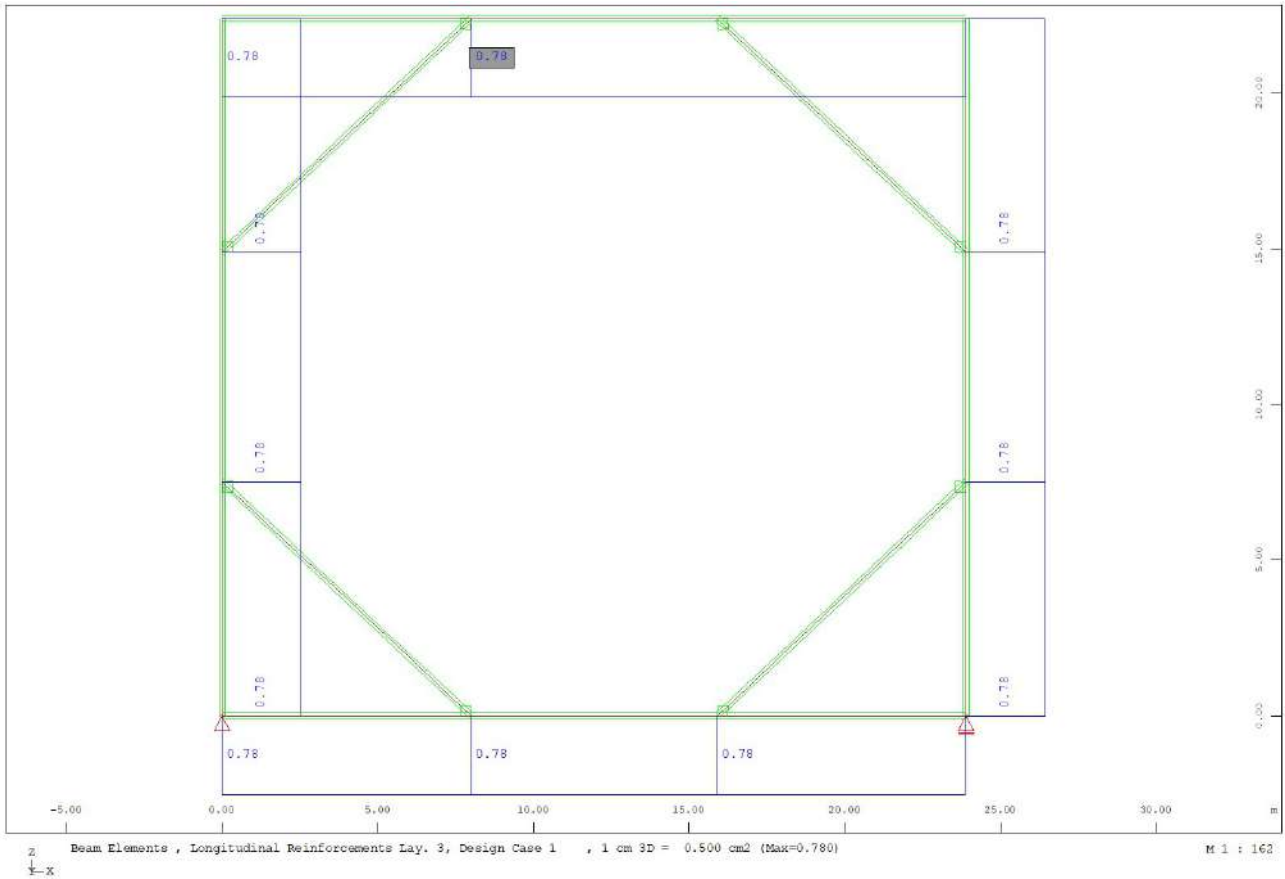


Figura 4.37 – Armatura longitudinale superiore/ inferiore

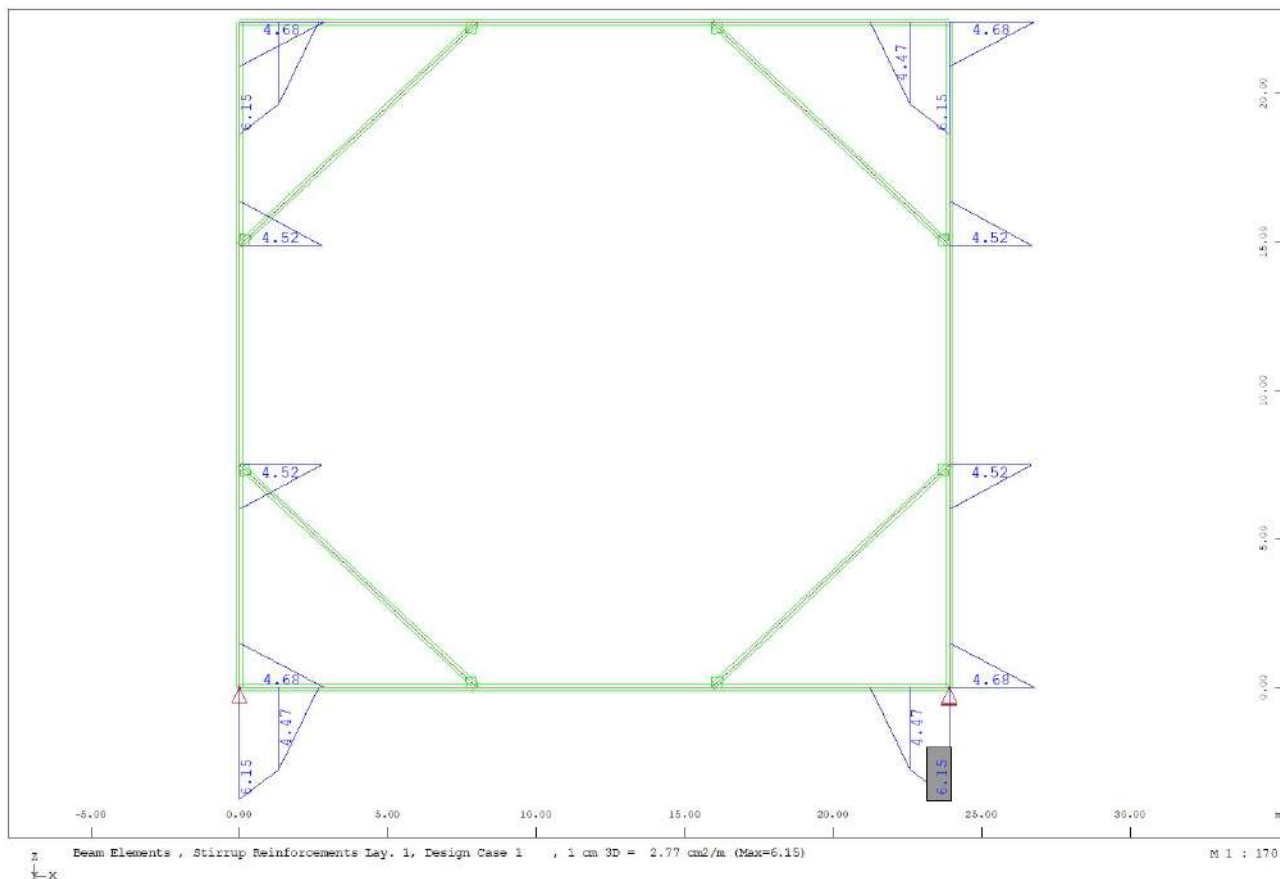


Figura 4.38 – Armatura a taglio

Il puntone scelto è un HEM-500 con classe di resistenza S275.

Le verifiche tensionali risultano essere verificate e si riporta la tabella a seguire estratta dal software di calcolo.

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion		Value	Limit	Unit	Level	LC	Beam	x[m]
3	Centric compression	σ -n,c	37.77	261.90	MPa	0.144	2122	100001	0.000
	Centric tension	σ -n,t		261.90	MPa				
	Longitud. compressive stress	σ -x	37.77	261.90	MPa	0.144	2122	100001	0.000
	Longitud. tensile stress	σ +x		261.90	MPa				
	Shear stress	τ		151.21	MPa				
	Von Mises stress	σ -v	37.77	261.90	MPa	0.144	2122	100001	0.000
	Shear in weldings			233.66	MPa				
	Plate slenderness c/t			1.00					
	Used safety factor	γ -m0		1.05	[-]				

Check for stress limits passed✓

Di seguito sono riportati i tassi di lavoro degli elementi strutturali quali HEM-500:

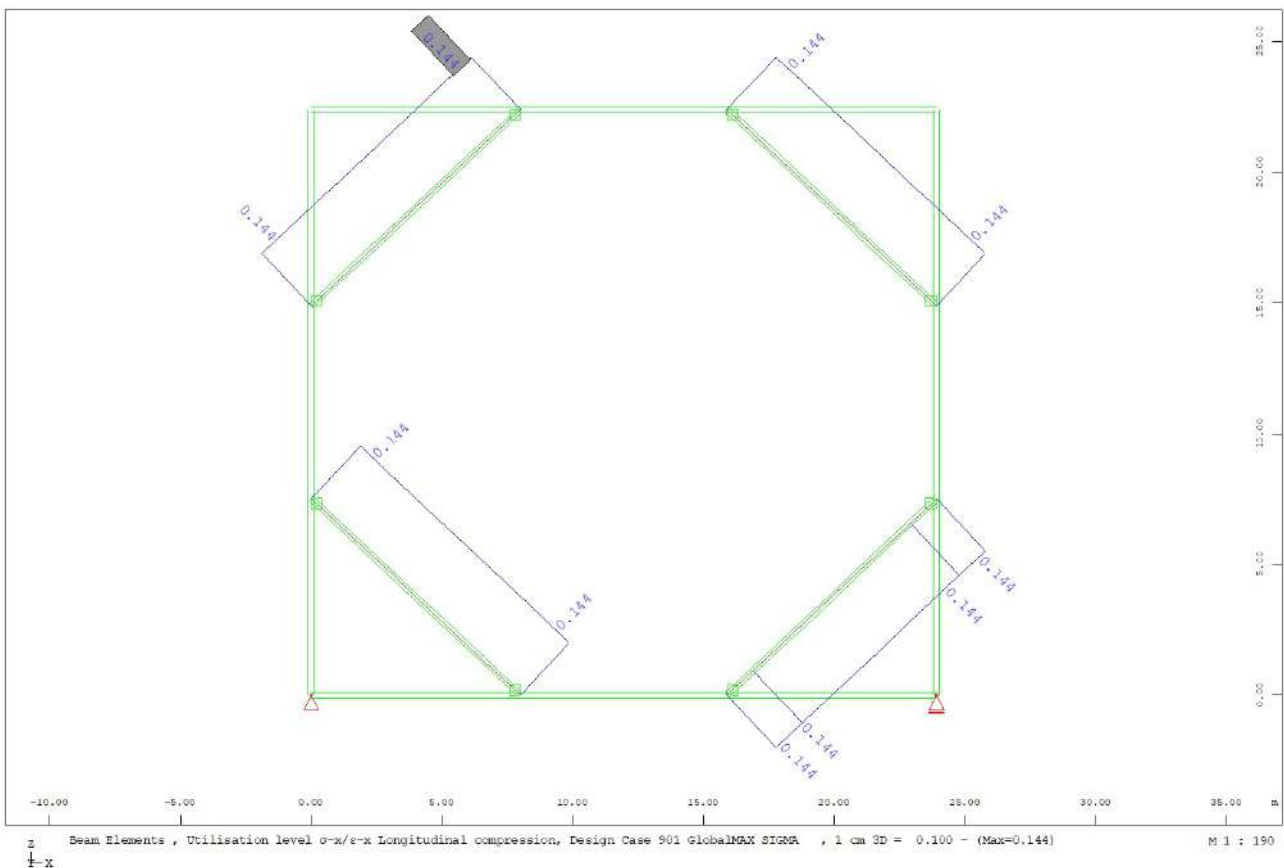


Figura 4.39 – Tasso di sfruttamento degli elementi

I tassi di lavoro sono tutti minori dell’unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte. Il tasso di lavoro maggiore per il puntone HEM 500 vale (Sfruttamento=0.144<1) si riporta i risultati in forma tabellare:

Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-l	As-v	crack	c/t	
Section 3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.144
HE 500 M (EN 10365)	0.144	0.000	0.000	0.144	-	-	-	-	-	0.069	
Total	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.144
	0.144	0.000	0.000	0.144	-	-	-	-	-	0.069	

N	normal force	τ	shear stress
Vy,Vz	shear force	$\sigma-v$	principal or von Mises stress
My,Mz	bending	$\sigma-s$	stress in reinforcements
Mtp,Mts	torsion (p)primary and (s)secondary	$\sigma-dyn$	stress range
Mb	warping moment	As-l	longitudinal reinforcements
Ncr	flexural buckling	As-v	transverse reinforcements or concrete shear strength
SCL	cross-section class	crack	crack width
$\sigma-x$	longitud. compressive stress	c/t	stress dependant utilisation level (see AQB Manual 2.3.2)
$\sigma+x$	longitud. tensile stress	Total	most unfavorable utilisation for all checks

Si riporta la verifica a instabilità per carico di Eulero.

La luce teorica del puntone è di circa 11 metri, il cordolo ha le seguenti dimensioni $b \times h = 1.20 \times 1.00 \text{m}$.

Quindi la lunghezza libera di inflessione è di

$L_i = 11 - 2 \times 0.6 \sqrt{2} = 9.27 \text{m}$, valore arrotondato a 9.50m.

Si riporta la verifica mediante foglio excel per il puntone HEM-500.

N_{ed}	N_{ed}	γ_{M1}	A	f_{yk}	l	β	l_0	J	i	λ	$\lambda < 200$
[kN]	[N]		[mm ²]	[N/mm ²]	[mm]		[mm]	[mm ⁴]	[mm]		
2601	2.601.000	1,10	34430	275	9500	1,0	9500	191500000	74,58	127	OK

E	Ncr	$\lambda_{segnato}$	curva	α	ϕ	χ	$\chi < 1$	$N_{b,Rd}$	S.F.	VERICA
[N/mm ²]	[N]							[N]		$N_{ed} < N_{b,Rd}$
210'000	4.397.852	1,47	b	0,34	1,79	0,35	OK	3.051.780	1,17	OK

l	lunghezza dell'asta (considero metà altezza della colonna circa dove il momento cambia segno)
β	dipende dallo schema di vincolo (incastro appoggio)
i	raggio d'inerzia
λ	snellezza
l_0	lunghezza di libera inflessione
N_{cr}	carico critico

Verifica soddisfatta F.S=1.17

4.8.3. Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Verifica nei confronti delle deformazioni:

Gli spostamenti orizzontali massimi agli SLE sono di circa 2.09 cm, inferiori al limite $H_{scavo}/200 = 6.27$ cm; pertanto, la verifica di SLE nei confronti di deformabilità viene soddisfatta.

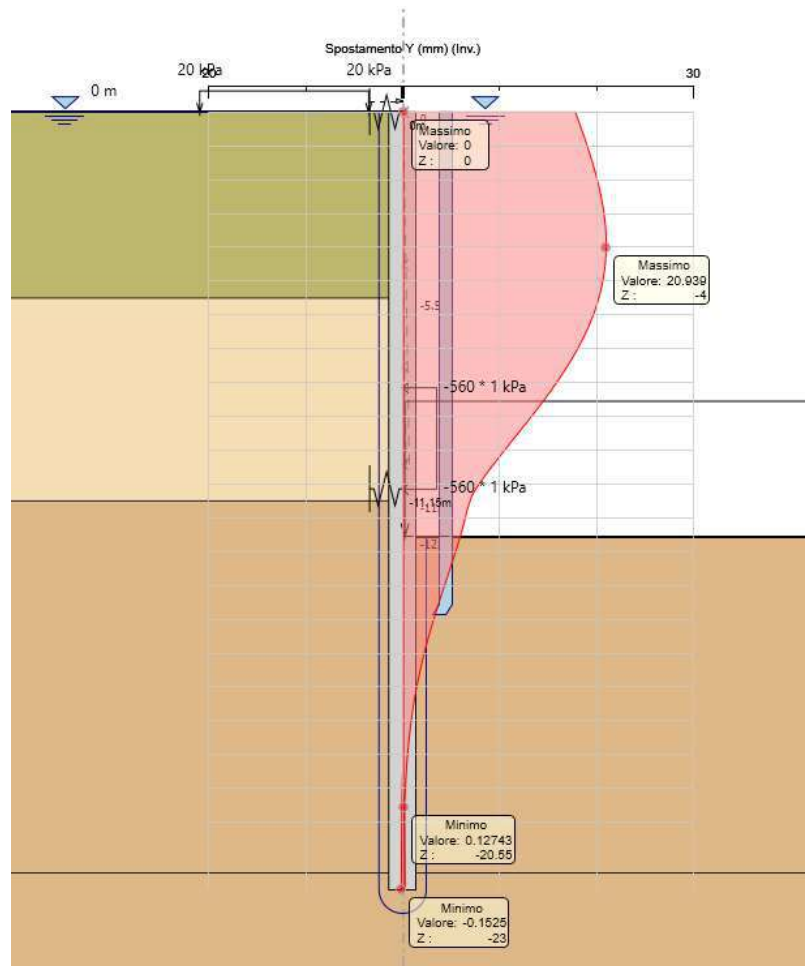


Figura 4.40 – Diagramma spostamenti – sezione A-A

4.8.4. Verifiche nei confronti degli stati limiti ultime idraulici

4.8.4.1. Sollevamento (UPL)

Per la verifica di stabilità al sollevamento si deve verificare la seguente disequaglianza (§ 6.2.4.2):

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

con il seguente significato dei simboli:

- $V_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione instabilizzante
- $G_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione permanente instabilizzante
- $Q_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione variabile instabilizzante
- $G_{stb,d}$ valore di progetto dell’azione permanente stabilizzante
- R_d valore di progetto della resistenza

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono indicati in Tab. 6.2.III delle NTC 2018.

I coefficienti parziali da applicare alle proprietà geotecniche sono M2 di Tab. 6.2.II delle NTC 2018 (Vedasi Cap. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ 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 γ_{e1}

La resistenza laterale è dovuta dall’attrito tra il palo e il terreno. Per garantire l’efficacia dello sviluppo di tale resistenza e la connessione tra il palo e la soletta, è necessario verificare gli spinotti dal punto di vista strutturale.

Lunghezza soletta	Lcop	23.1	m
Larghezza soletta	Bcop	21.6	m
Area soletta	Bcop x Lcop	498.96	m2
Spessore fondazione	H fond	1.500	m
Lunghezza palo	L palo	23.000	m
Diametro palo	D palo	0.800	m
Area palo	A palo	0.503	m2
Numero dei pali	np	110.000	
Battente idraulico	hw	11.900	m
Peso di volume acqua	γ_w	10.000	kN/m3
Pressione neutra all'interfaccia della soletta	pw	119.000	kPa
Azione instabilizzante	Vinst	59376.240	kN
		59.376	MN
Peso di volume calcestruzzo	γ_{cls}	25.000	kN/m3
Peso proprio fondazione	Gstab_sol	18711.000	kN
		18.711	MN
Peso proprio pali	Gstab_pali	31792.9177	kN
		31.793	MN

dove:

Sottospinta dell’acqua: $V_{inst} = p_w * B_{cop} * L_{cop};$ ($p_w = \gamma_w * h_w$)

Peso della fondazione: $G_{stab_sol} = \gamma_{cls} * B_{cop} * L_{cop} * H_{fond}$

Peso proprio pali: $G_{stab_pali} = n_p * \gamma_{cls} * L_{palo} * A_{palo}$

Per compensare la spinta idrostatica che in fase provvisoria risulta superiore al peso di fondazione, risulta necessario inserire delle barre filettate tipo Dywidag al fine di resistere a taglio. Lo sviluppo planimetrico delle opere provvisionali è di circa 90 m.

Verranno inseriti 4 spinotti in ciascun palo per meglio trasferire le tensioni dovute al galleggiamento, pari ad un numero totale di 358 barre.

La resistenza totale di progetto per singolo spinotto si calcola nel seguente modo:

$$G_{stab_barr} = n * V_{bd};$$

dove:

$$V_{bd} = \frac{A_{barra} f_y}{\gamma_R \gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

Occorre inoltre verificare a schiacciamento il calcestruzzo in prossimità della barra filettata, adottando una classe C25/30 per il calcestruzzo.

Il valore minimo che barre devono compensare è pari a:

$$Q_{barre} = 1.1 * V_{inst} - 0.9 * (G_{stab_sol} + G_{stad}); \text{ taglio totale nelle barre}$$

$$V_{barra} = \frac{Q_{barre}}{n}; \quad \text{taglio in ciascuna barra}$$

Ipotizzando una lunghezza di ancoraggio nel palo di 40 cm, la superficie di contatto barra-cls è pari a:

$$L_{anc} = 30 \text{ cm}$$

$$A_c = L_{anc} * D_{barra}; \text{ area di contatto spinotto-cls per sollecitazione agente di taglio}$$

$$\sigma_{cls} = \frac{V_{barra}}{A_c}$$

Verifica a schiacciamento del cls e Spinotti			
Numero di barre tipo dywidag per spinotti	n	358.000	
Diametro barre	Dbarra	40.000	mm
Area barre	Abarra	1256.637	mm ²
		0.00125664	m ²
Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione	Rck	30.000	Mpa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	fck	24.900	Mpa
Resistenza di progetto a compressione	fcd	14.110	Mpa
Taglio totale nelle barre	Qbarra	48.474	MN
Taglio in ciascuna barra	Vbarra	135.402	kN
Lunghezza di ancoraggio spinotto	L,anc	30.000	cm
Area di contatto spinotto-cls per sollecitazioni agente di taglio	Ac	0.012	m ²
Tensione di schiacciamento sul cls	σ_{cls}	11.284	Mpa
VERIFICA ($\sigma_{cls} < fcd$) - schiacciamento	soddisfatta		
Tensione di snervamento	fy	950.000	Mpa
Coeff. parziale acciaio per verifiche resistenza	γ_{m0}	1.050	
Coeff. parziale acciaio per tiranti provvisori	γ_R	1.100	
Resistenza a taglio di progetto singolo spinotto	Vbd	596.748	kN
VERIFICA ($Vbarra < Vbd$) - taglio	soddisfatta		

La resistenza laterale è stata calcolata nel seguente modo: in assenza dei valori esatti dei coefficienti della spinta (k), che verranno modificati durante le fasi di scavo, è stato fatto riferimento all’ultima fase di scavo e sono stati ricavati i valori degli sforzi efficaci orizzontali (σ'_h). Successivamente sono stati calcolati gli sforzi tangenziali (τ), assumendo il criterio di rottura Mohr-Coulomb, e integrati lungo tutto il palo.

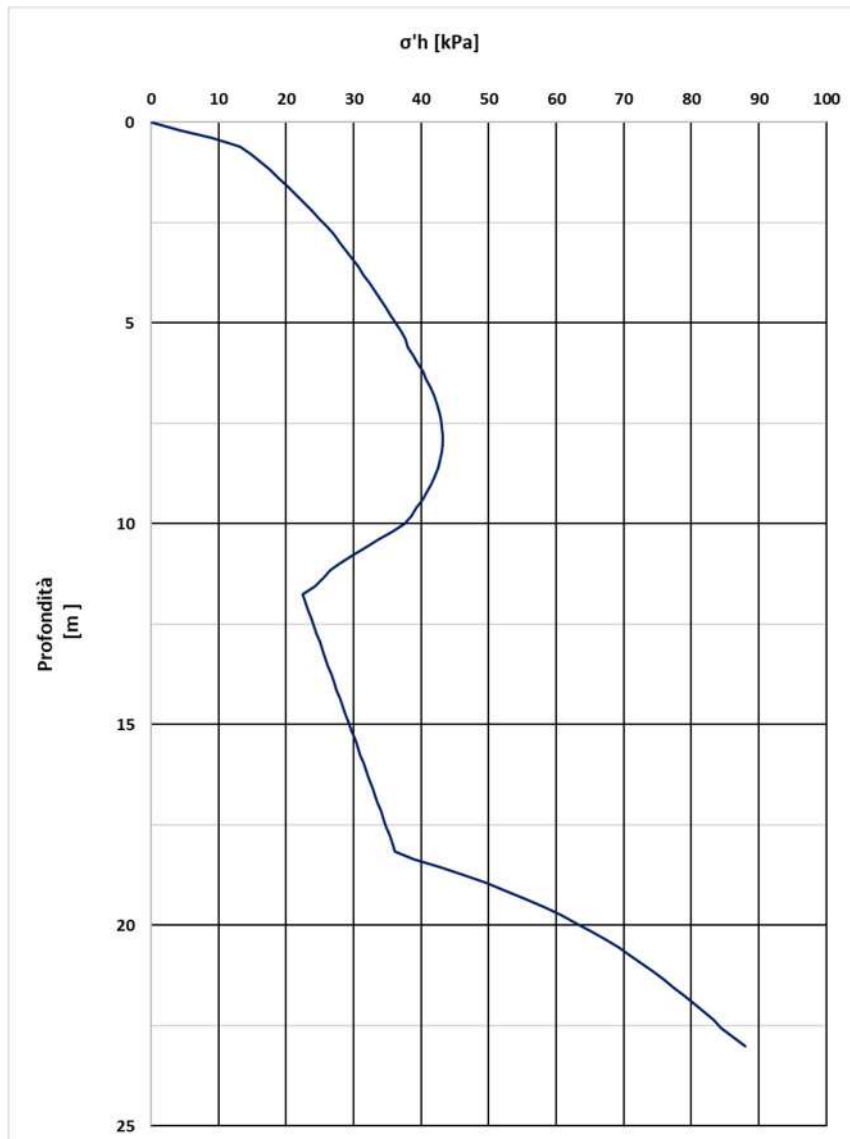


Figura 4-41 – Profilo degli sforzi efficaci orizzontali (σ'_h) lungo il palo

$$\tau_{,i} = \sigma'_{h,i} * \text{tg}(\varphi'_d)$$

$$R_{k,i} = \frac{(\tau_{,i} + \tau_{,i+1}) * \Delta}{2} \quad \text{dove: } \Delta = 20 \text{ cm (passo di integrazione)}$$

$$R_k = \sum R_{k,i}$$

Resistenza laterale (attrito palo-terreno): $R_{tot} = 2 * (L_{cop} + B_{cop}) * R_k$;

(L_{cop} :Lunghezza soletta, B_{cop} :Larghezza soletta).

Verifica di sollevamento (UPL)			
Peso proprio fondazione	Gstab_sol	18711.000	kN
		18.711	MN
Peso proprio pali	Gstab_pali	31792.9177	kN
		31.793	MN
Resistenza laterale (attrito palo-terreno)	R,tot	38810.328	kN
		38.810	MN
Azione instabilizzante	Vinst	59376.240	kN
		59.376	MN
	$\gamma G1$ sfav	1.100	
	$\gamma G1$ fav	0.900	
	Vinst,d	65.314	MN
	Gstb,d	80.383	MN
VERIFICA (Gstb,d>=Vinst,d)	soddisfatta		

La verifica di sollevamento risulta soddisfatta in quanto:

$$(G_{stb,d} =) 0.9 * [G_{stab_sol} + G_{stab_pali} + R_{tot}] = 80.383 \text{ MN} > 65.314 \text{ MN} = V_{inst,d}$$

L’armatura della soletta viene verificata in prima battuta considerando la soletta di fondazione appoggiata su 4 lati in corrispondenza dei pali e soggetta alla sottospinta idraulica considerando un tirante idraulico al di sopra della soletta di 11.9m. Si riporta di seguito il calcolo effettuato:

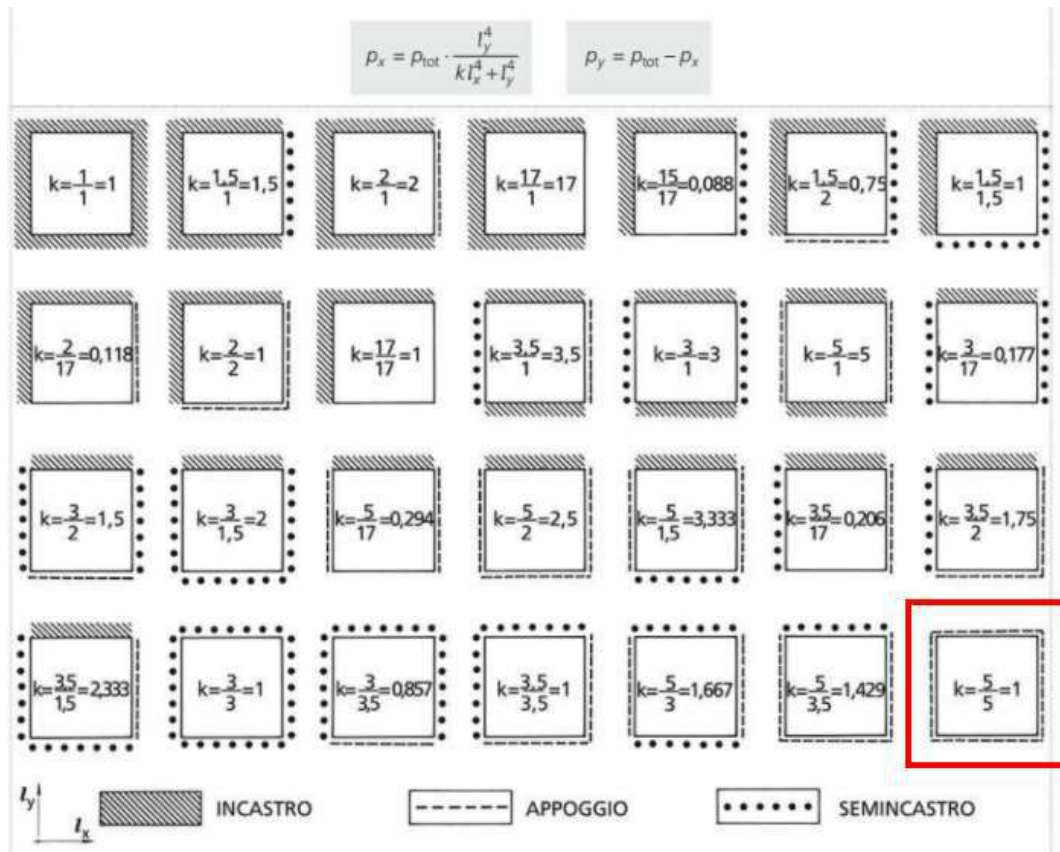


Figura 4-42 – Definizione delle pressioni agenti nelle due direzioni

γ_{water}	10 kN/m3	peso di volume acqua
h	11.9 m	altezza falda
p_w	119 kN/m2	sottospinta idraulica
tsoletta	1.5 m	spessore soletta
γ_{cls}	25 kN/m3	peso di volume cls
gsoletta	37.5 kN/m2	peso soletta
l_y	23.1 m	larghezza piastra in y
k	1	
l_x	21.6 m	larghezza piastra in x
$p_{tot} = p_w - g_{soletta}$	81.5 kN/m2	
p_x	46 kPa	
p_y	35 kPa	
M_x	2694 kNm	momento di calcolo in direzione x
M_y	2355 kNm	momento di calcolo in direzione y

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta - NMP

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : **NMP**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	1500	1	5309	73
			2	5309	1427

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200,000 N/mm²	f _{cd}	18.13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	12.25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.7333
		τ _{c1}	2.114

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d mm
x x/d
δ

La sezione armata con 10φ26 su entrambi i bordi e risulta verificata

4.9. Caratteristiche dell’opera

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dell’opera:

Armature

Pali:

- gabbia 1 (lunghezza = 12 m): 20 \varnothing 26 - staffe \varnothing 10/ passo 10 cm (da 0 a - 7.5m) + \varnothing 16/ passo 10 cm (da -7.5m a -12m)
- gabbia 2 (lunghezza = 11 m): 18 \varnothing 22 - staffe \varnothing 10/ passo 20 cm
incidenza totale = 200 kg/m³

Cordolo (1.2m x 1.0 m):

- Armatura lato terreno $A'_s = 6\Phi 20 = 18.85 \text{ cm}^2$;
- Armatura lato scavo $A_s = 6\Phi 20 = 18.85 \text{ cm}^2$;
- Armatura superiore/inferiore $A_s = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$;
- Armatura a taglio $A_s = \text{Staffa } \Phi 10/300 + \text{spillo } \Phi 10/300 = 7.07 \text{ cm}^2/\text{m}$.

incidenza totale = 50 kg/m³

Puntoni d’angolo: HEM500

5. OPERE PROVVISORIALI CANALE DI COLLEGAMENTO ALLA CENTRALE E SCARICO

Il seguente capitolo ha come oggetto la progettazione delle opere provvisorie in corrispondenza del canale di collegamento tra la centrale esistente e NMP e scarico. L’area di studio della nuova opera rientra nell’ambito del territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Cittaducale.

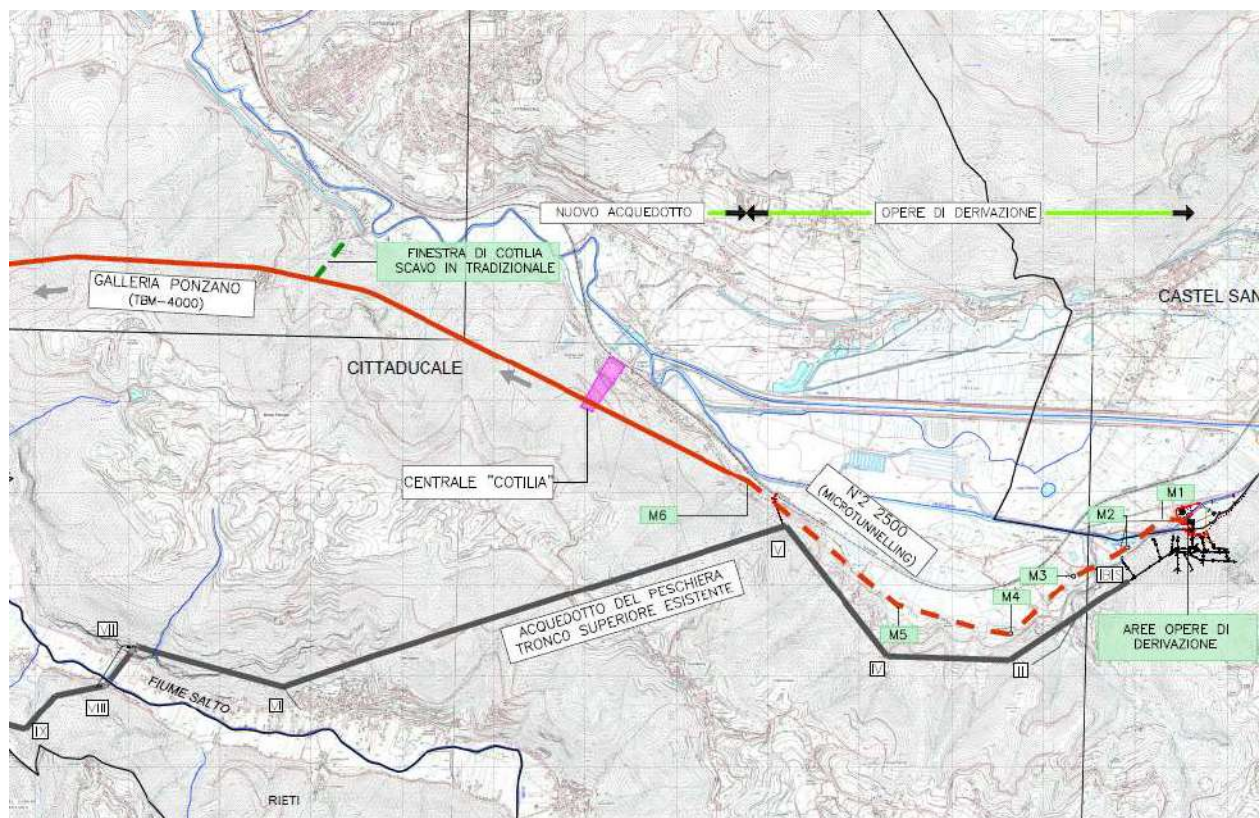


Figura 5.1: Ubicazione del Manufatto NMP – vista planimetrica

5.1. Software di calcolo

- ParatiePlus ver. 22 della Harpaceas per l'analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno;
- V.C.A SLU versione 7.8;

5.2. Descrizione degli interventi

In corrispondenza del Nuovo Manufatto di partenza delle opere di derivazione, lungo il canale di collegamento alla centrale di carico, è individuata la Sezione C-C di calcolo.

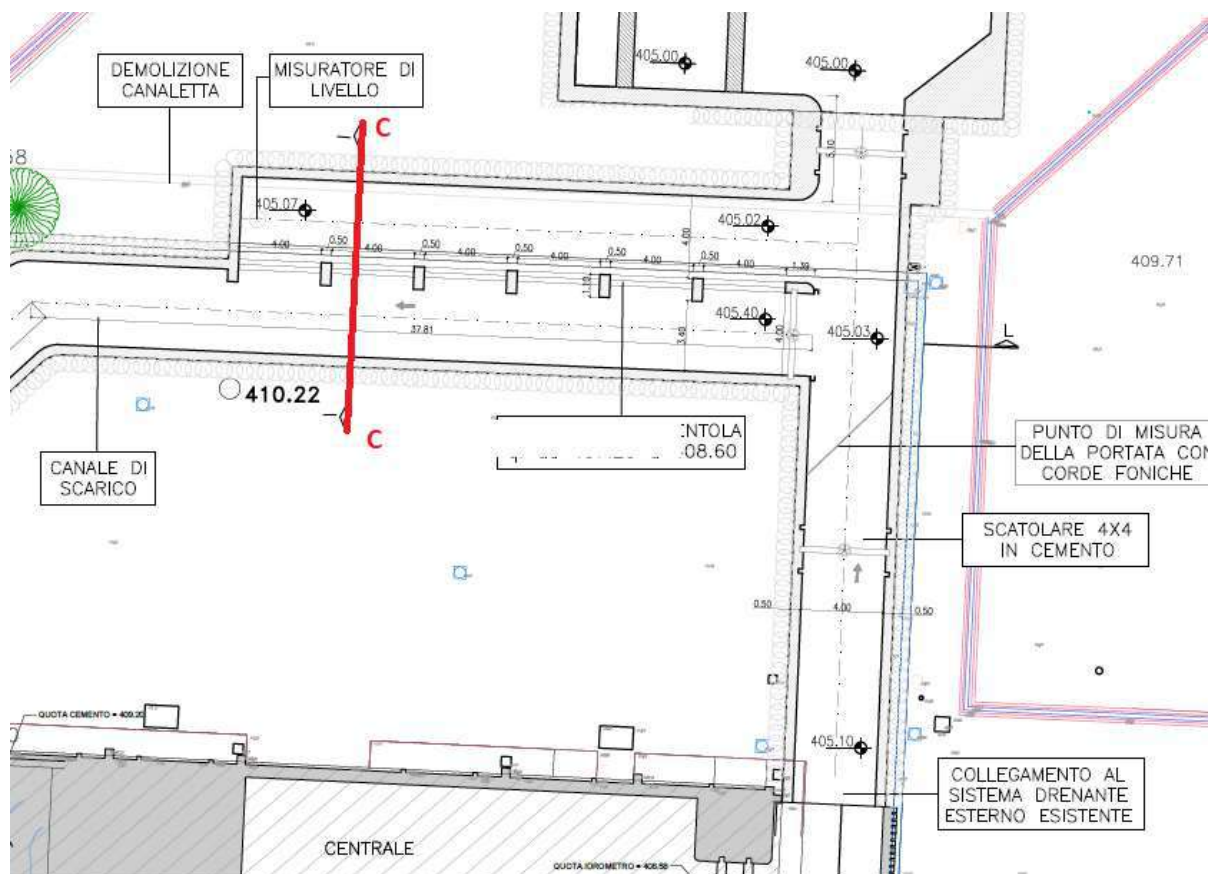


Figura 5.2 – Individuazione sezione C-C di calcolo

Per la realizzazione dell’opera, sarà realizzata una paratia di pali compenetrati di diametro 800 mm, con interasse longitudinale 1m (a favore di sicurezza è stato svolto il calcolo con interasse pari a 1.1m tra pali armati), e lunghezza totale 12m. La sequenza di costruzione di pali secanti con il sistema CSP (Cased Secant Piles), prevede l’esecuzione di pali primari e secondari, in cui solo questi ultimi vengono armati. Alla luce di questo, per raggiungere la profondità di scavo di progetto pari a 6.30m da piano campagna, viene realizzato un sistema di puntamento, che percorrono lo scavo trasversalmente, con laminati tipo HE240M ancorati sul cordolo sommitale in calcestruzzo di base 1.10 m e altezza 0.80 m. Tale sistema verrà realizzato interamente sopra la falda freatica, dapprima eseguendo un prescavo sino la profondità di 1.00m.

Successivamente lo scavo avverrà sommerso; una volta raggiunta la profondità di posa del manufatto, verrà ulteriormente scavato per favorire la realizzazione di una platea che consenta di chiudere su tutti i lati lo scavo, raggiungendo così la quota di - 6.30m dal piano campagna. La soletta di fondazione si conetterà ai pali della paratia per mezzo di connettori a taglio, da inghisare sia nella soletta che nei pali. Le fasi di scavo vengono concluse con l’aggottamento totale dell’acqua dallo scavo una volta impermeabilizzato.

Successivamente verrà realizzato il manufatto e svincolato il cordolo dai puntoni.

Per il calcolo e il dimensionamento di tali opere, come detto, si è fatto riferimento ad una sezione rappresentativa, le cui caratteristiche sono riportate nella tabella sotto. In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo viene incrementata di 0.50 m. Nella tabella seguente viene riassunta l’altezza di scavo considerata nel modello di calcolo:

Sezione	Profondità di scavo da p.c.	Spessore soletta di sottofondo	Incremento (NTC 2018)	Scavo massimo di modello
	m	m	m	m
C-C	6.30	0.5	0.50	6.80

Tabella 14 Caratteristiche opera di sostegno

5.3. Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio S0 e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.

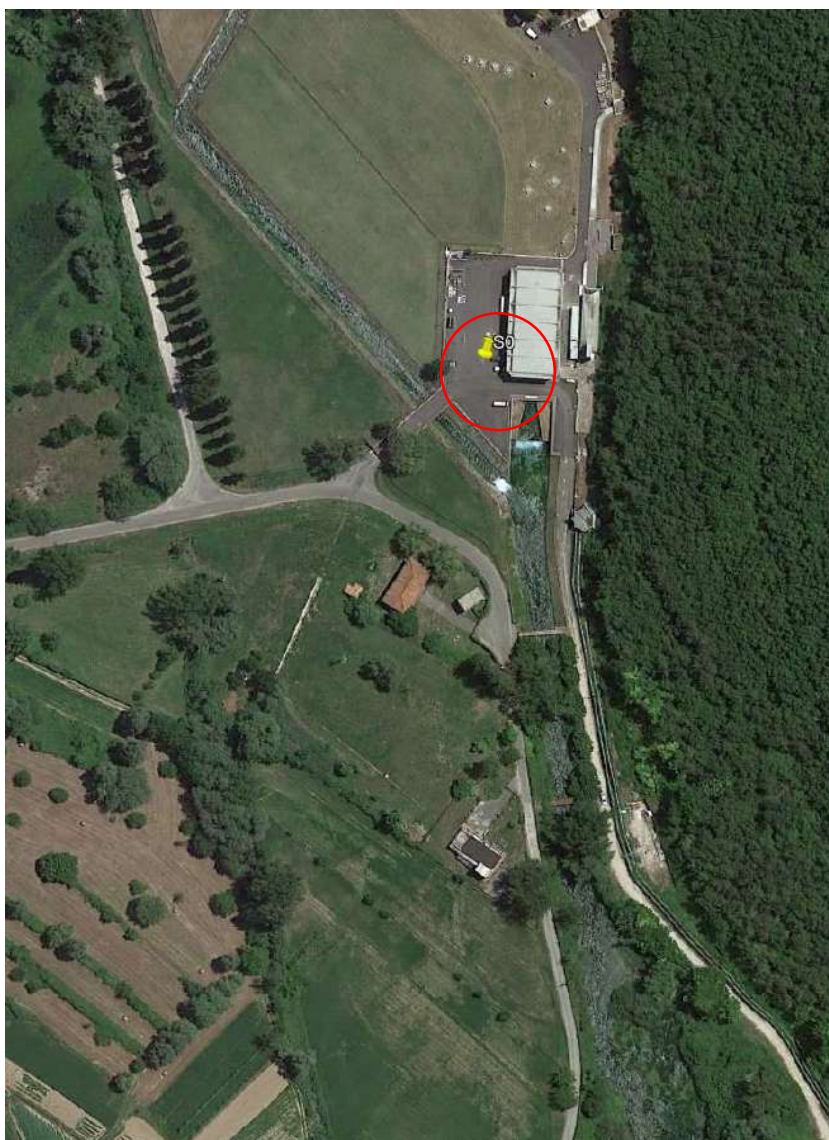


Figura 5.3 – Ubicazione sondaggio S0 - Fonte: Google Earth

Nella a seguire viene illustrata la scheda del log stratigrafico del sondaggio S0.

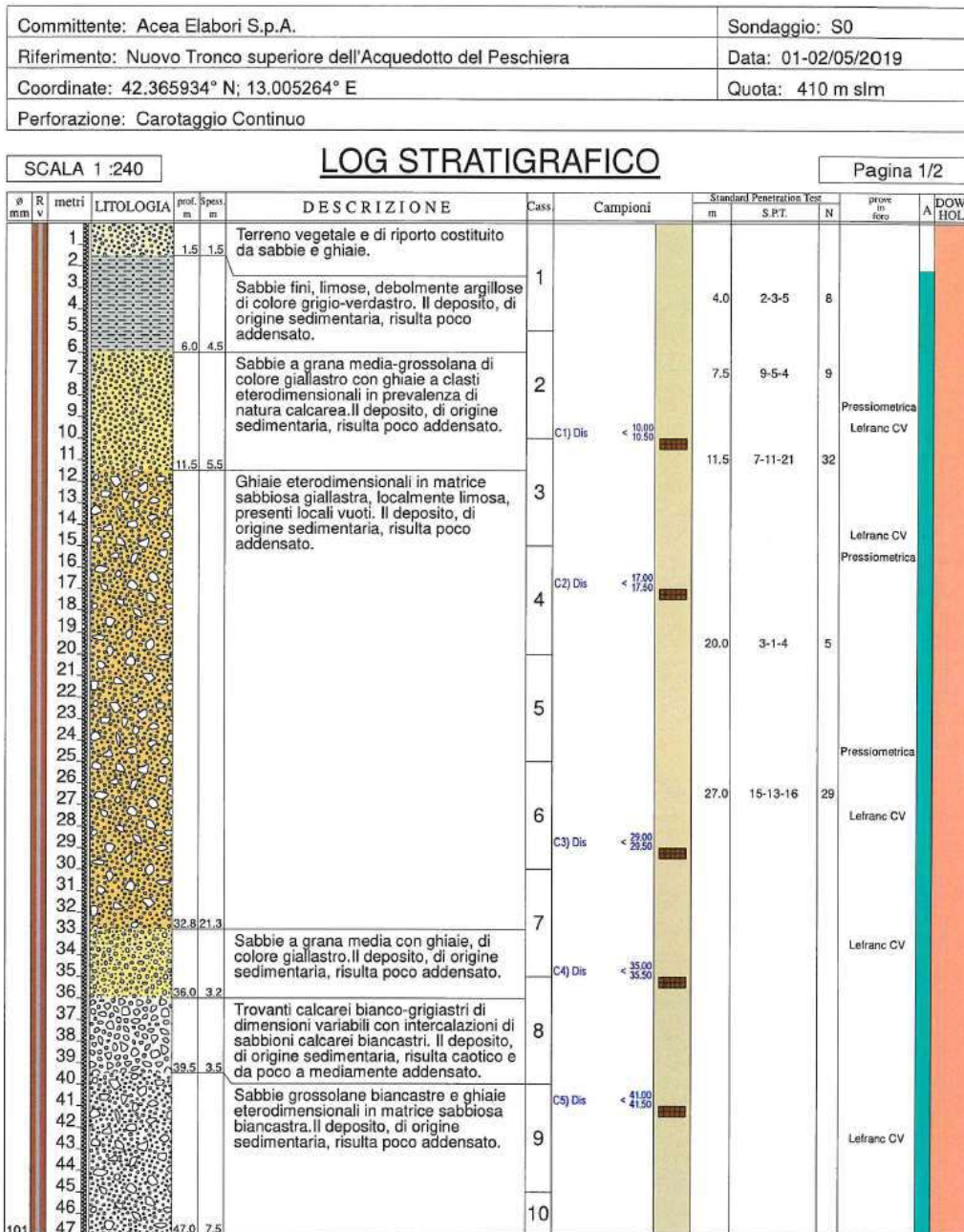


Figura 5.4 – Scheda stratigrafica del sondaggio S0

5.3.1. Prove SPT (Standard Penetration Test)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all’esecuzione di n. 5 prove S.P.T. (Standard Penetration Test), i cui risultati sono di seguito riportati:

Tabella 15 – Risultati della prova SPT – Sondaggio S0

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N_{spt}
S0	4.0	8
S0	7.5	9
S0	11.5	32
S0	20.0	5
S0	27.0	29

5.3.2. Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia.

Si precisa che non è stato possibile eseguire un campionamento indisturbato in relazione alla natura altamente granulare dei terreni.

Tabella 16– Risultati delle prove di laboratorio

Riferimento			Caratteristiche fisiche							Limiti di consistenza				Granulometria			Compe.		Edometrica							
Sond. n°	Camp. n°	Profondità m	W %	γ KN/m ³	γ_{sat} KN/m ³	γ_s KN/m ³	Indice vuoti	Poros. %	Sat. %	LL %	LP %	IP %	IC %	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	σ' kPa	ϕ °	c kPa	24.5 kPa	49.0 kPa	98.0 kPa	196.0 kPa	392.0 kPa	
S0	C1	10.00 - 10.50	22.5			26.0				24.9	20.1	4.8	0.51	8.3	67.0	21.7	3.0									
S0	C2	17.00 - 17.50	16.4			26.6								61.9	34.5	2.6	1.0									
S0	C3	29.00 - 29.50	19.9			26.5								65.0	28.7	5.1	1.2									
S0	C4	35.00 - 35.50	24.3			25.5								35.2	59.4	3.8	1.6									
S0	C5	41.00 - 41.50	18.8			26.5								57.3	38.4	2.6	1.7									

Sulla base dei risultati ottenuti dal sondaggio S0, si individua la presenza di uno strato di riporto (UG1) al di sopra di un deposito sabbioso con ghiaia (UG2) che raggiunge una profondità circa 11.5 m dal p.c. A seguire si trova uno strato costituito da ghiaie in matrice sabbiosa localmente limosa (UG3.1, UG3.2 e UG3.3), fino a profondità circa 36 m dal piano campagna. Nelle profondità maggiori, è presente un banco di terreno formato da sabbie grossolane e ghiaie per uno spessore circa 9 m (UG4-1 e UG4.2). Al di sotto di questo strato e fino alla profondità 52.5 dal p.c. è presente un deposito di ghiaie in matrice sabbiosa (UG5). Per le profondità maggiori, fino a 60 m da p.c., sono stati riscontrati i trovanti calcarei (UG6). Per le profondità maggiori di 60 m da piano campagna si ha la presenza di calcari micritici a ridotta componente marnosa (UG7). Di seguito si riassume una sintesi dei parametri geotecnici:

Tabella 17 – Sintesi dei parametri geotecnici

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	V_s (m/s)	Φ' (°)	C' (kPa)	Eed* (MPa)
1	0.0 – 5.5	Terreno vegetale e di riporto e sabbie fini, limose, debolmente argillose poco addensate	16.0	190	25	0	2.0
2	5.5 – 11.5	Sabbie a grana media grossolana con ghiaie eterodimensionali	18.5	421	30 - 33	0	4.0
3.1	11.5 – 22.5	Ghiaie eterodimensionali in matrice sabbiosa, localmente limosa	19.0	600	33 - 36	0	6.0 - 10.0
3.2	22.5 – 32.5		19.0	470			
3.3	32.5 – 36.0		18.5	546			
4.1	36.0 – 40.5	Sabbie grossolane e ghiaie eterodimensionali calcaree	19.5	678	35 - 38	0	10.0 - 12.0
4.2	40.5 – 45.0		19.5	415			
5	45.0 – 52.5	Ghiaie eterodimensionali in matrice sabbiosa	19.5	600	35 - 38	0	12.0 - 14.0
6	52.5 – 60.0	Trovanti calcarei eterodimensionali con intercalazioni di sabbioni calcarei	20.0	700	38	0	14.0 - 16.0
7	> 60.0	Calcari micritici a ridotta componente marnosa	26.0	800	-	-	-

Profondità falda (dal p.c.) = falda a piano campagna (0 metri)

Profondità bedrock (dal p.c.) = -60 metri

***Valore riferito alla frazione fine**

5.3.3. Prova Down-Hole

In corrispondenza del sondaggio S0 è stata eseguita una prospezione sismica in foro tramite tecnica down-hole (DH).

Tale metodo rappresenta una delle più accurate misure sismiche per la definizione delle proprietà fisico-meccaniche e dinamiche dei terreni. Nel metodo sismico down-

hole viene misurato il tempo necessario per le onde P e S di spostarsi tra una sorgente sismica, posta in superficie, e i ricevitori, posti all’interno di un foro di sondaggio opportunamente attrezzato. Di seguito un riepilogo dei risultati ottenuti:

Tabella 18 – Risultati della prova down-hole – Sondaggio S0

Profondità	V _p medio	V _s medio	γ medio	v medio	G medio	Ed medio	E medio	Ev medio
(m)	(m/s)	(m/s)	(kN/mc)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1.99	90.83	54.40	14.44	0.22	4.36	12.14	10.63	6.34
5.58	372.41	182.14	18.37	0.34	62.13	259.73	166.85	176.89
11.86	875.87	420.91	20.98	0.35	378.95	1640.91	1023.06	1135.64
22.88	1236.81	599.56	21.72	0.35	796.14	3387.86	2143.86	2326.34
33.25	1053.86	470.08	20.98	0.38	472.78	2376.18	1300.91	1745.81
36.71	1295.88	546.6	22.23	0.39	677.22	3806.40	1885.09	2903.44
41.25	1576.39	678.62	22.62	0.39	1062.10	5731.04	2944.69	4314.9
46.04	902.07	415.8	21.15	0.37	372.84	1754.87	1017.95	1257.74

V_{s,eq} [m/sec] (H=30.00 m): 286.4

Categoria del suolo C

Dove:

Coefficiente di Poisson medio:

$$v_{\text{medio}} = 0.5 \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}$$

Modulo di deformazione a taglio medio:

$$G_{\text{medio}} = \rho V_s^2$$

Modulo di compressibilità edometrica medio

$$E_{\text{dmedio}} = \rho V_p^2$$

Modulo di Young medio

$$E_{\text{medio}} = 2\rho V_s^2 (1+\nu)$$

Modulo di compressibilità volumetrica medio:

$$E_{\text{vmedio}} = \rho \left(V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right)$$

Per quanto concerne la stima dei moduli elastici operativi (E_{op}) è stato riferimento alla curva del degrado dei moduli iniziali Atkinson e Salfors (1991). In questa sede, si sono generalmente proposti valori di moduli di Young operativi, ipotizzando valori del decadimento del modulo dell’ordine di 1/5 di quella iniziale.

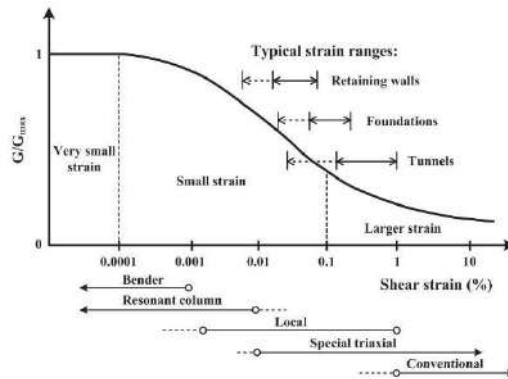


Figura 5.5 - Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria (Atkinson 2000)

5.3.4. Categoria di sottosuolo

Ai sensi del D.M. 17.01.2018 ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella **Tabella 5** (Tab. 3.2.II delle NTC2018), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$.

Tabella 19 – Categorie di sottosuolo che permettono utilizzo dell’approccio semplificato – NTC 2018

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>Depositi 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.</i>
D	<i>Depositi 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.</i>
E	<i>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.</i>

Si riporta in seguito i risultati della prova down-hole eseguita nel foro di sondaggio S0.

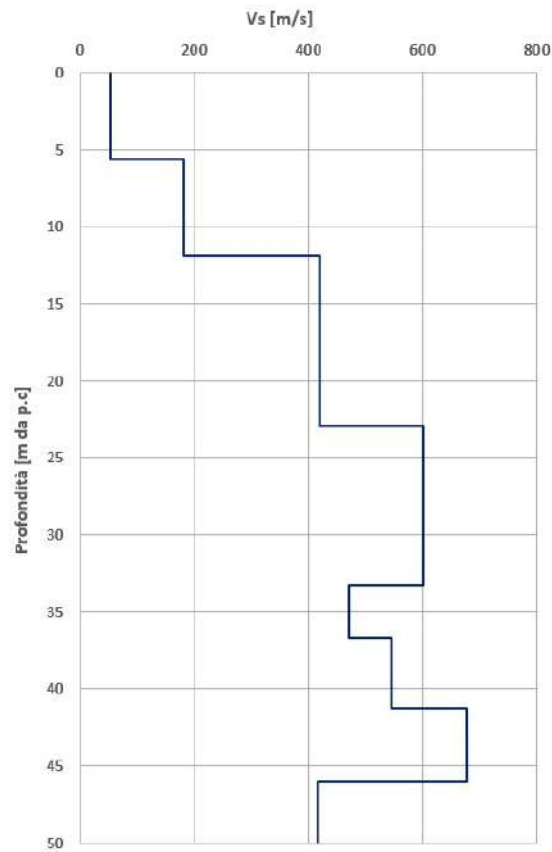


Figura 5.6 – Velocità delle onde di taglio dalla prova down-hole

5.4. Analisi dei carichi

5.4.1. Peso proprio

- Peso proprio cls $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

5.4.2. Carichi accidentali

Durante le fasi di costruzione viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

5.4.3. Azione sismica

L’azione sismica è stata omessa nelle analisi in quanto le opere sono provvisorie, con una durata minore di 2 anni.

5.4.4. Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

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

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

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

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

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

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

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

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

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

5.5. Verifiche paratie di pali

5.5.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l’Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

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

5.5.2. Verifiche SLE

In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell’opera. Si assume che gli spostamenti siano accettabili se inferiori al valore limite $H/200$, dove H è l’altezza di scavo.

Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

5.6. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_{G1}

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

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

5.7. Analisi numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento delle paratie di pali provvisionali del canale oggetto dell’intervento. Il modello per la paratia di pali secanti Ø800 è stato realizzato con il programma ParatiePlus, in condizioni statiche, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali in condizioni SLE e le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU.

5.7.1. Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto:

	Terreni	c' [kPa]	ϕ' [°]
	UG1 Sabbia/Ghiaia	0	25
	UG2 Sabbia/Ghiaia	0	30
	UG3.1 Sabbia/Ghiaia	0	33
	UG3.2 Sabbia/Ghiaia	0	33

Le fasi esecutive modellate per simulare l’esecuzione della paratia sono le seguenti:

- Condizione Litostatica;
- Realizzazione del prescavo;
- Esecuzione dei pali;
- Realizzazione del cordolo di coronamento e installazione dei puntoni;
- Scavo sino la profondità di - 6.30m;
- Realizzazione soletta di sottofondo;
- Ripristino della condizione idraulica;
- Rimozione dei puntoni in testa la paratia.

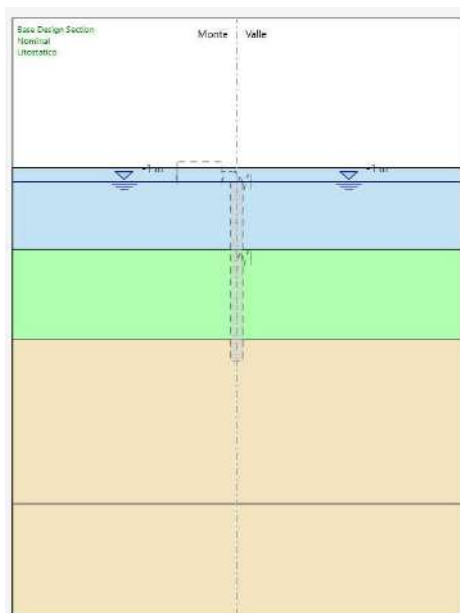


Figura 5.7 Condizione Litostatica

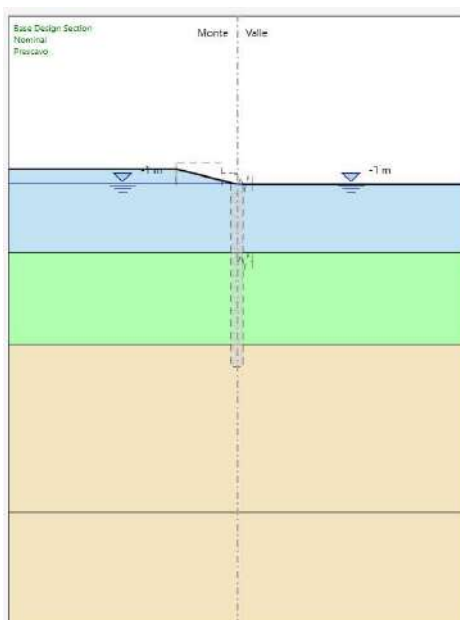


Figura 5.8 Realizzazione del prescavo

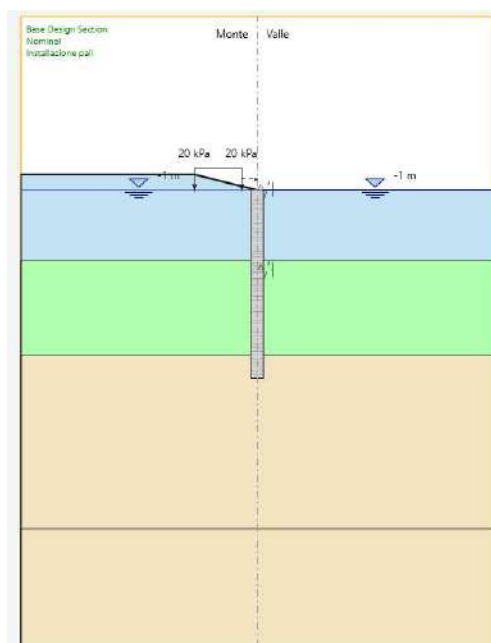


Figura 5.9 Esecuzione dei pali

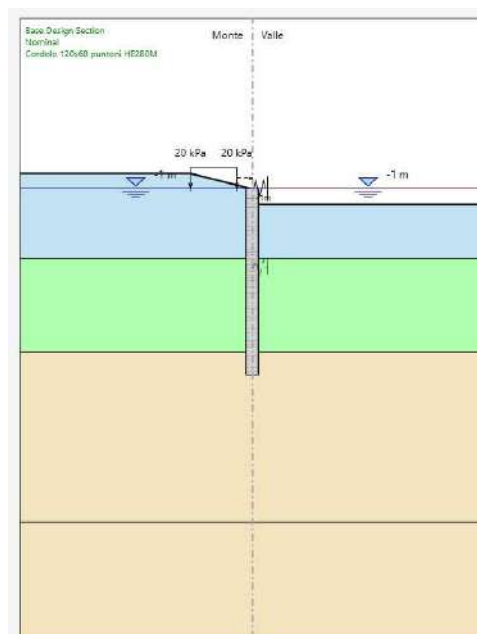


Figura 5.10 Realizzazione del cordolo di coronamento e installazione dei puntoni

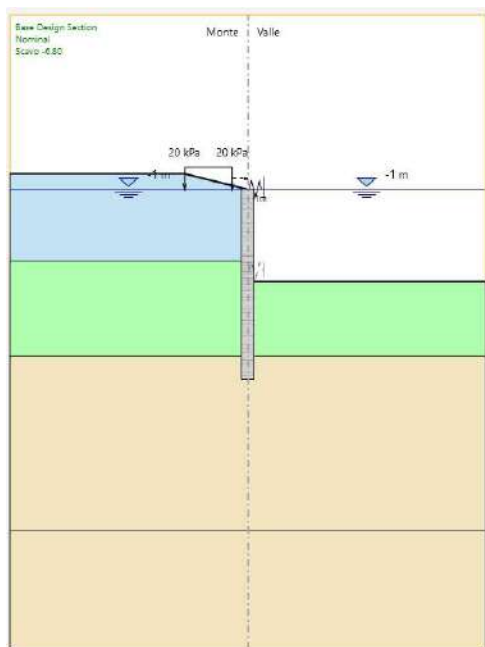


Figura 5.11 Scavo sino la profondità di - 6.80m

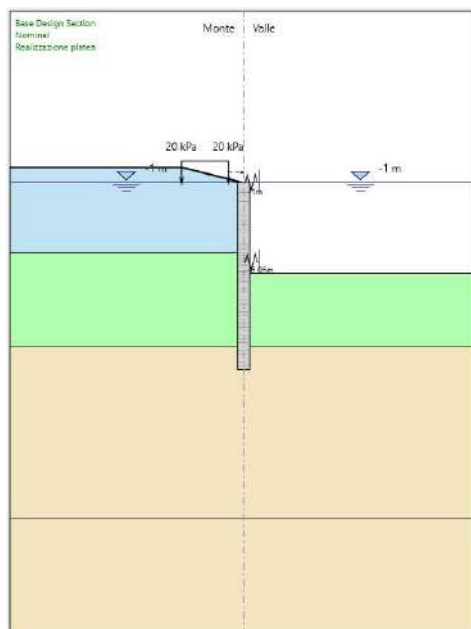


Figura 5.12 Realizzazione soletta di sottofondo

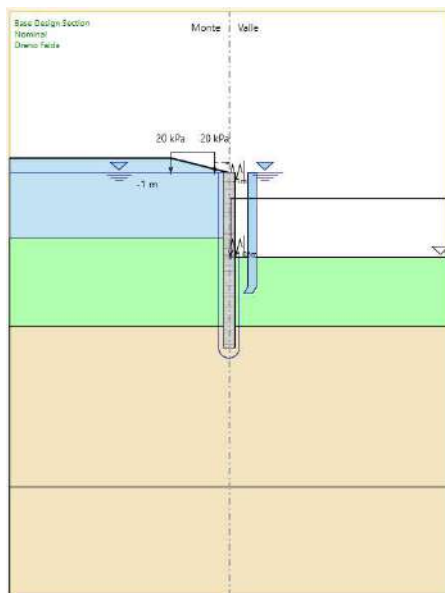


Figura 5.13 Ripristino della condizione idraulica

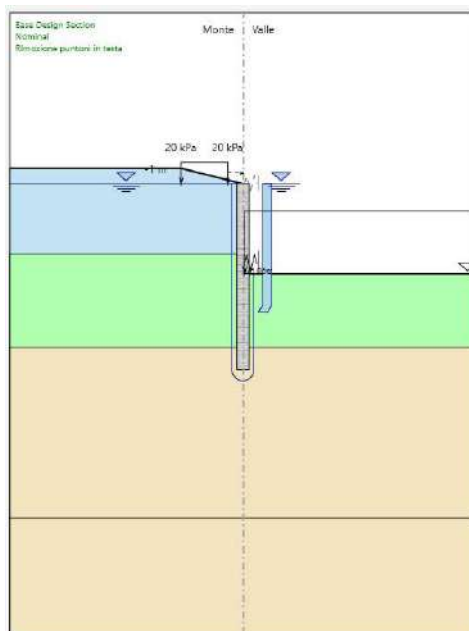


Figura 5.14 Rimozione dei puntoni in testa la paratia

5.7.2. Calcolo rigidezza del sistema di puntonamento.

Il modello utilizzato per studiare le fasi realizzative della paratia vede l’utilizzo di un sistema di contrasti, da realizzarsi in testa alla stessa, di tipo puntoni garantendo la stabilità attraverso l’ausilio di una trave HE240M disposti ad interasse di 5.00m ed ancorati nel cordolo di coronamento della paratia.

Sulla base delle caratteristiche geometriche, l’area, la lunghezza, l’interasse e il modulo di elasticità dei puntoni è possibile desumere la costante elastica da assegnare alla molla disposta in testa alla paratia.

In questa fase di progettazione, si assegna rigidezza nulla al cordolo di coronamento, in quanto essa è fortemente influenzata dalla lunghezza di apertura dello scavo e All’aumentare della lunghezza, la rigidezza tende ad annullarsi. L’ipotesi quindi di deformazioni piana del cordolo è anche ben concepita dal modello bidimensionale utilizzato. La rigidezza del sistema di contratto è quindi:

$$k = \frac{E * A}{0.5 * L * i} = 212 \text{ KN/m}$$

Dove:

- E Modulo di elasticità acciaio, pari a 210000 MPa;
- A area della sezione resistente 199.60 cmq;
- L lunghezza dei puntoni 9.50m;
- i interasse tra i puntoni 5.00m.

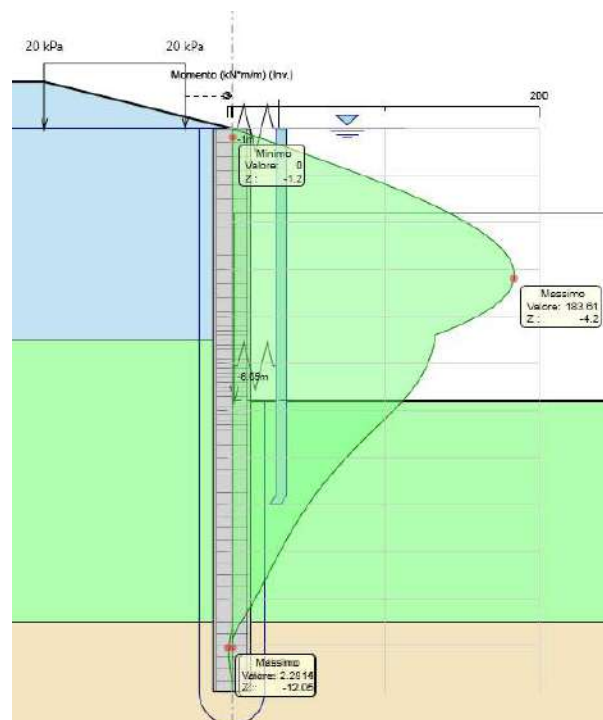
5.8. Risultati

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati ottenuti, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi. I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità. Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche il dimensionamento degli elementi strutturali principali.

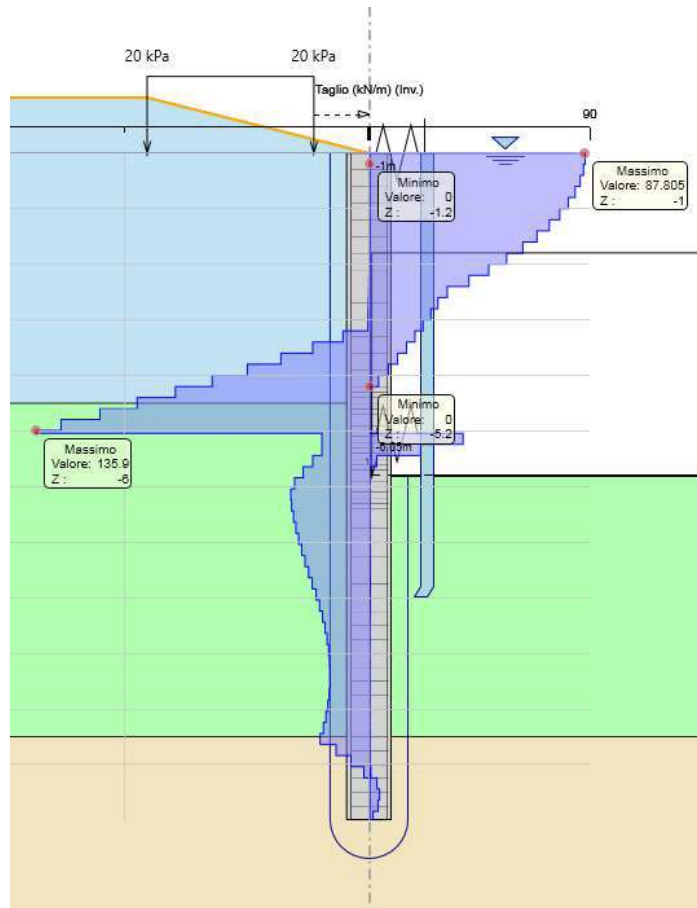
5.8.1. Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni dell’analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1).

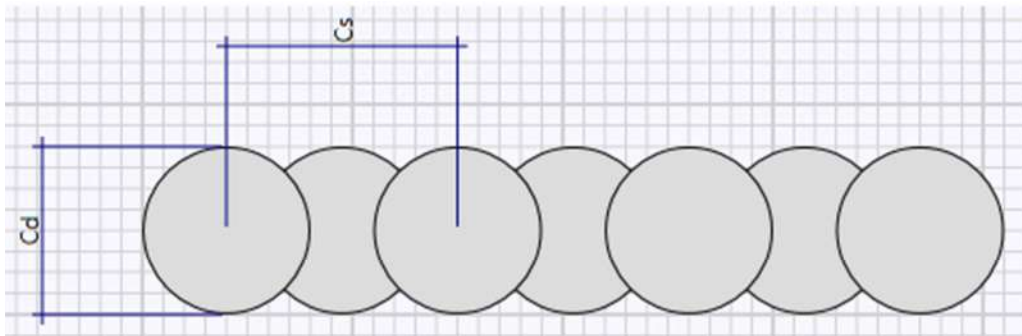
- Momento Flettente massimo: 183.61 KN m /m alla profondità di 4.20m dalla testa del palo;



- Taglio: 135.96 KN/m alla profondità di 6.00m dalla testa del palo;



5.8.2. Verifiche degli elementi strutturali



Per la realizzazione della paratia si è posto in opera un sistema di pali secanti con i pali aventi diametro di 800mm., disposti a interasse di 1m. La tipologia di soluzione adottata consente di evitare la filtrazione d’acqua attraverso la paratia, e una volta completata la chiusura sul fondo di impermeabilizzare lo scavo. I pali in testa sono tra di loro collegati da un cordolo in calcestruzzo armato di dimensioni 110cm x 80cm.

5.8.2.1. Pali

I pali facenti parte della paratia hanno diametro di 800mm e sviluppo in lunghezza di 12m, si riporta a seguire il dimensionamento delle armature longitudinali e trasversali. Il massimo momento flettente agente sulla paratia nella combinazione SLU (A1 + M1 + R1) è pari a 183.61 KN *m /m.

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 10
 Diametro barre: 1.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 202 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

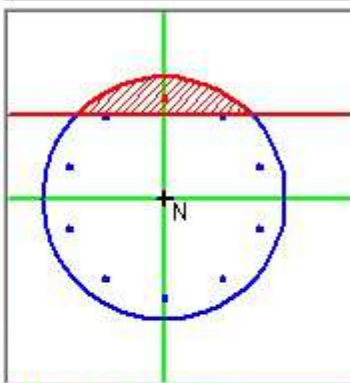
L_o: 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

M_{xRd}: 255.5 kN m

σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 17.29 ‰
 d: 73 cm
 x: 12.29 x/d: 0.1684
 δ : 0.7



La sezione armata con 10 Φ 16 soddisfa la verifica di resistenza.

Per il taglio la verifica è stata condotta su una sezione in rettangolare equivalente, il passaggio da circolare a rettangolare si è ottenuto utilizzando il metodo di Metodo Clarke e Birjandi. I cui dati salienti sono riportati nella tabella a seguire:

DATI SEZ. CIRCOLARE		
r	400	mm
Copriferro	50	mm
r _s	350	mm
α	0,5908	rad
A _{tot}	502655	mm ²
A	419877	mm ²
RETTANGOLARE EQUIVALENTE		
b	674	mm
h	746	mm
d	623	mm

Il massimo valore del taglio agente sulla paratia nella combinazione SLU (A1 + M1 + R1) è pari a 135.9 KN /m.

DATI SEZIONE RETTANGOLARE					
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:			
Base sezione: b=	674 mm	CALCESTRUZZO			
Altezza sezione: h =	746 mm	Classe cls	C25/30		
Copriferro: c =	50 mm	f _{ck}	25 Mpa		
DATI ARMATURA		f _{cd}	14 Mpa		
		γ _c	1,5		
		ACCIAIO			
Armatura Longitudinale		f _{yk}	450 Mpa		
Diametro armatura tesa=	20 mm	f _{yd}	391 Mpa		
N° barre tese =	5	γ _s	1,15		
Diametro armatura compressa =	20 mm	AZIONI			
N° barre compresse =	5				
Armatura Trasversale					
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	8 mm			N _{Ed} =	0,00 kN
Passo armatura a Taglio=	30 mm			V=	149,49 kN
N° bracci delle staffe=	2	γ _{Rd} =	1,00		
Inclinazione staffe : α=	90 °	V _{Ed} = V * γ _{Rd} =	149,49 kN		
Inclinazione puntone : θ=	45 °				

Resistenza sezioni non armate a taglio	V_{Rd}	221,17 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO
Resistenza sezioni armate a taglio		
Resistenza per rottura armatura a taglio	V_{Rsd}	820,97 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$		
Resistenza per sezioni armate a taglio	V_{Rcd}	1495,27 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$		SEZIONE VERIFICATA
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		820,97 kN

La sezione armata con staffe ϕ 8 passo 30mm soddisfa la verifica di resistenza.

5.8.2.1. Puntoni

Il sistema di contrasto è realizzato tramite l’ausilio di puntoni in acciaio S235 di sezione HE240M disposti ad un interasse di 5.00m. La massima reazione esplicita sui puntoni vale 87.05 KN/m. La lunghezza d’influenza di ogni singolo puntone è di 5.00m. La massima azione agente sul singolo puntone è di 435.35 KN.

Sulla base dei carichi agenti è possibile eseguire la verifica d dell’elemento strutturale.

Verifiche di resistenza della sezione trasversale		
Resistenza a trazione pura		
Resistenza plastica a trazione	$N_{t,Rd}$	4467,24 [kN]
Verifica a trazione pura	ρ_{Nt}	0,000 [-]
Resistenza a compressione pura		
Resistenza a compressione pura	$N_{c,Rd}$	4467,24 [kN]
Verifica a compressione pura	ρ_{Nc}	0,097 [-]

Verifiche di stabilità flessionale, torsionale e flesso - torsionale		
Lunghezza geometrica della membratura	L	9,50 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse maggiore	β_y	1,00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse minore	β_z	1,00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse maggiore	$L_{cr,y}$	9500,00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse minore	$L_{cr,z}$	9500,00 [mm]
Resistenza nei confronti dell'instabilità flessionale		
Area della sezione trasversale da considerare nel calcolo	A o A_{eff}	19960 [mm ²]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse maggiore	$N_{cr,y}$	5578 [kN]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse minore	$N_{cr,z}$	1872 [kN]
Snellezza adimensionale attorno all'asse maggiore	$\lambda_{ad,y}$	0,9170 [-]
Snellezza adimensionale attorno all'asse minore	$\lambda_{ad,z}$	1,5828 [-]
Rapporto dimensionale per la determinazione delle curve di instabilità	h/b	1,09 [-]
Spessore massimo della sezione trasversale	t_{max}	32 [mm]
Curva di instabilità attorno all'asse maggiore	Curva $y-y$	b [-]
Curva di instabilità attorno all'asse minore	Curva $z-z$	c [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse maggiore	α_y	0,34 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse maggiore	ϕ_y	1,0423 [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse minore	α_z	0,49 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse minore	ϕ_z	2,0914 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse maggiore	χ_y	0,6502 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse minore	χ_z	0,2892 [-]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse maggiore	$N_{by,Rd}$	2904,82 [kN]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse minore	$N_{bz,Rd}$	1291,72 [kN]
Verifica nei confronti dell'instabilità flessionale	$\rho_{buck, N}$	0,337 [-]

La verifica è da ritenersi soddisfatta.

5.8.4. Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi idraulici

5.8.4.1. Sollevamento (UPL)

Per la verifica di stabilità al sollevamento si deve verificare la seguente disequaglianza (§ 6.2.4.2):

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

con il seguente significato dei simboli:

- $V_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione instabilizzante
- $G_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione permanente instabilizzante
- $Q_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione variabile instabilizzante
- $G_{stb,d}$ valore di progetto dell’azione permanente stabilizzante
- R_d valore di progetto della resistenza

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono indicati in Tab. 6.2.III delle NTC 2018.

I coefficienti parziali da applicare alle proprietà geotecniche sono M2 di Tab. 6.2.II delle NTC 2018.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ 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 γ_{ei}

Lunghezza soletta [m]	1
Larghezza soletta [m]	9,5
Altezza soletta [m]	0,5
Peso CLS [KN/mc]	24
Peso acqua [KN/mc]	10
Quota falda dal p.c. [m]	-1
Profondità di posa Soletta [m]	-6,3
H carico [m]	5,3
Azione instabilizzante [KPa]	53
Azione stabilizzante [KPa]	12
FS [-]	0,185249

L’azione instabilizzante che dovrà assorbire l’armatura specifica è di 44 KPa/m. Tale azione sarà assorbita da apposite barre di armatura inserite tra la platea e i pali.

$$A_s \geq \frac{E_d}{\sqrt{3}\gamma_{m0}f_{y,d}} = 605 \text{ mm}^2/m$$

La condizione di sopra è verificata ponendo in opere n.2 barre F 14 /m per ogni lato. Occorre inoltre verificare a schiacciamento il calcestruzzo in prossimità della barra filettata, adottando una classe C25/30 per il calcestruzzo.

Su ogni singola barra sarà agente una sollecitazione di taglio pari a 11KN, che a sua volta sarà portata per compressione dal calcestruzzo della platea e dei pali.

Ipotizzando una lunghezza di ancoraggio nel palo di 40 cm, la superficie di contatto barra-clc è pari a:

$$L_{anc} = 30 \text{ cm}$$

$A_c = L_{anc} * D_{barra} * P$; area di contatto spinotto-clc per sollecitazione agente di taglio

$$\sigma_{cls} = \frac{V_{barra}}{A_c} = \frac{11000}{\pi * 14 * 300} = 0.83 \text{ MPa}$$

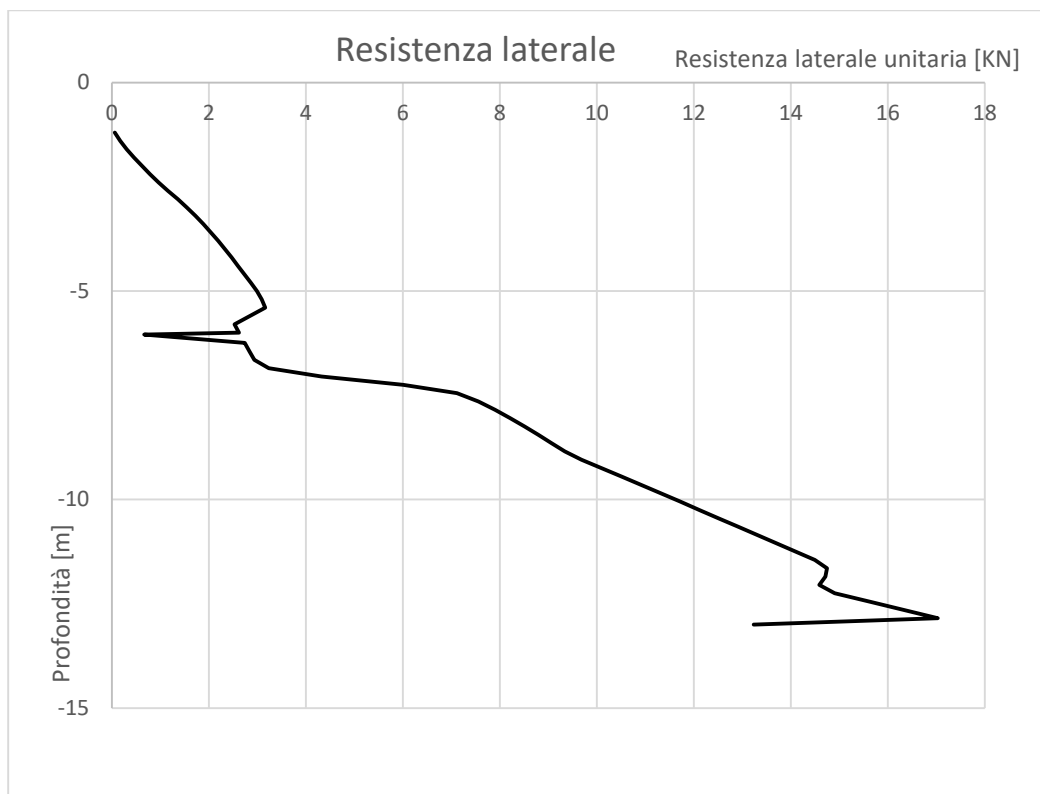
Il valore di σ_{cls} è inferiore alla $f_{c,d}$ del calcestruzzo C25/30 che è pari a 14MPa.

La resistenza laterale è stata calcolata nel seguente modo: in assenza dei valori esatti dei coefficienti della spinta (k), che verranno modificati durante le fasi di scavo, è stato fatto riferimento all’ultima fase di scavo e sono stati ricavati i valori degli sforzi efficaci orizzontali (σ'_h). Successivamente sono stati calcolati gli sforzi tangenziali (τ), assumendo il criterio di rottura Mohr-Coulomb, e integrati lungo tutto il palo.

$$\tau_{,i} = \sigma'_{h,i} * \text{tg}(\varphi'_d)$$

$$R_{k,i} = \frac{(\tau_{,i} + \tau_{,i+1}) * \Delta}{2} \quad \text{dove: } \Delta = 20 \text{ cm (passo di integrazione)}$$

$$R_k = \sum R_{k,i}$$



Azioni Stabilizzanti	
Resistenza Laterale per metro di paratia [KN/m]	826,5012
Peso Pali [KN/m]	137,0877
Peso Platea [KN/m]	118,75

Azioni instabilizzanti	
Spinta Acqua [KN/m]	503,5

FS [-]	1,76
--------	------

La verifica risulta soddisfatta, con un fattore di sicurezza di 1.76.

5.9. Caratteristiche dell’opera

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dell’opera:

Armature Sezione C-C:

Pali:

- gabbia 1 (lunghezza = 12 m): 10 \varnothing 16 - staffe \varnothing 8/ passo 30 cm

Puntoni: HE240M in acciaio S235

Cordolo:

- Armatura lato terreno $A's = 6\Phi 20 = 18.85 \text{ cm}^2$;
- Armatura lato scavo $A_s = 6\Phi 20 = 18.85 \text{ cm}^2$;
- Armatura superiore/inferiore $A_s = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$;
- Armatura a taglio $A_s = \text{Staffa } \Phi 10/300 + \text{spillo } \Phi 10/300 = 7.07 \text{ cm}^2/\text{m}$.
- incidenza totale = 50 kg/m³

6. PARATIA DEFINITIVA DI MICROPALI CANALE ESISTENTE- SORGENTI

6.1. Software di calcolo

- ParatiePlus della Harpaceas per l’analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno;
- Slope/W della GeoSlope International Ltd per l’analisi di stabilità globale.

I software sono detenuti con regolare licenza.

6.2. Descrizione degli interventi

Al fine di sostenere lo scavo per la realizzazione del nuovo canale si prevede un’opera di sostegno costituita da una paratia di micropali di diametro $\varnothing 300$ armati con tubolare in acciaio cavo.

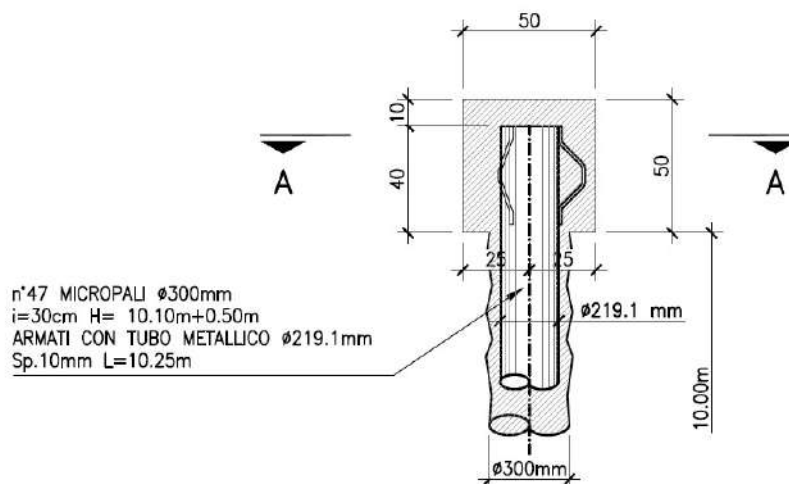


Figura 6.1 – Dettaglio micropalo e cordolo di testa

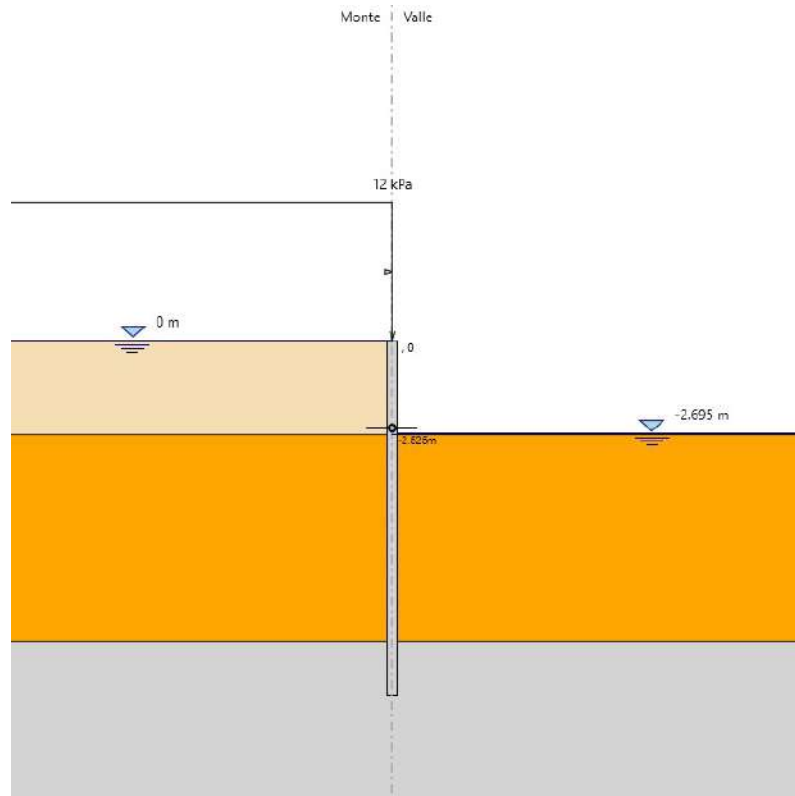


Figura 6.2 – Schematizzazione della paratia di micropali

Per il calcolo e dimensionamento di tale opera si fa riferimento ad una sezione rappresentativa, ovvero, la sezione che risulta maggiormente gravosa dal punto di vista della configurazione di geometrica di scavo. Tale configurazione viene identificata nella sezione centrale del canale, in cui si riscontra il massimo sbalzo per la paratia.

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- 10% dell’altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;

- 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0.5 m.

Nel caso in esame, il 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di tiranti e il fondo scavo risulta essere $0.1 \cdot 2.45 \text{ m} = 0.245 \text{ m}$. Tale valore viene considerato come extra-scavo nella costruzione del modello geotecnico di calcolo. Nella tabella seguente viene riassunta l’altezza di scavo considerata nel modello di calcolo:

Sezione		Profondità di scavo da	Scavo massimo da
		p.c.	modello
		m	m
A-A	Paratia	2.45	2.695

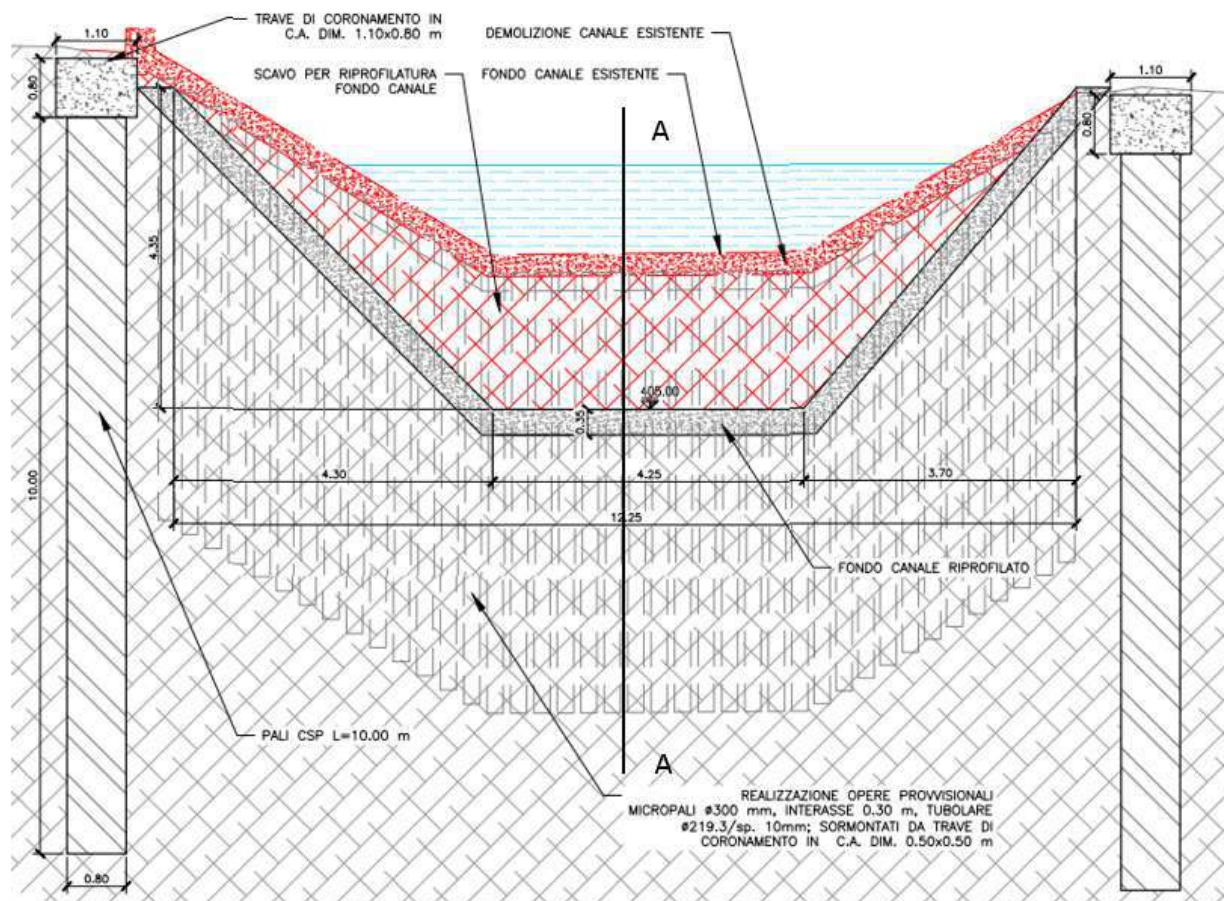


Figura 6.3 - Posizione della sezione di calcolo delle opere di sostegno (Sez. A-A)

L'intervento prevede la realizzazione di una paratia costituita da micropali aventi interasse $i=30$ cm, con un diametro di perforazione di 300 mm, armato tramite un profilato tubolare cavo in acciaio $\varnothing 219.3$ mm e spessore 10 mm. La lunghezza dei suddetti micropali risulta essere di 10 m, di cui 25 cm interni al cordolo di dimensioni 50x50 cm.

6.3. Materiali

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzati per le opere di progetto:

- **Miscela cementizia per micropali**

Classe di resistenza C25/30:

Resistenza cubica a compressione caratteristica $R_{ck} \geq 30,0$ MPa;

Resistenza monoassiale per carichi di breve durata $f_{ck} = 24,9$ MPa;

- **Acciaio del profilato cavo per l’armatura del micropalo**

Acciaio tipo S355NH/NLH:

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 355,0$ MPa;

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 470$ MPa;

Modulo elastico $E_s = 206$ GPa.

6.4. Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento ai seguenti valori. Per i maggiori dettagli sulla descrizione di unità geotecniche si rimanda alla Relazione Geologica (A194PD R002):

Tabella 20 – Sintesi dei parametri geotecnici

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	V_s (m/s)	Φ' (°)	C' (kPa)	E_{op} * (MPa)
1	0.0 – 5.5	Terreno vegetale e di riporto e sabbie fini, limose, debolmente argillose poco addensate	16.0	190	25	0	30
2	5.5 – 11.5	Sabbie a grana media grossolana con ghiaie eterodimensionali	18.5	421	30 - 33	0	150
3.1	11.5 – 22.5	Ghiaie eterodimensionali in matrice sabbiosa, localmente limosa	19.0	450	33 - 36	0	240
3.2	22.5 – 32.5		19.0				
3.3	32.5 – 36.0		18.5				

Dalle indagini condotte si rileva la presenza di falda alla quota del piano campagna.

6.5. Analisi dei carichi

6.5.1. Peso proprio

- Peso proprio cls: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

6.5.2. Sovraccarichi

Al fine di simulare la presenza dell’acqua interna al canale, si considera un carico uniformemente distribuito a monte della paratia, ovvero, un carico instabilizzante. Tale carico risulta essere pari a $q_w = h_w \cdot \gamma_w = 12 \text{ kPa}$;

dove:

- h_w = differenza tra la quota della superficie idraulica e l’estradosso del nuovo canale = 1.2 m;
- γ_w = peso per unità di volume dell’acqua = 10 kN/m^3 .

6.5.3. Azione sismica

L’azione sismica è stata valutata prendendo in considerazione le analisi di Risposta Sismica Locale (RSL) per il sito Salto Valle allo Stato Limite di Salvaguardia della vita (SLV). La massima accelerazione del suolo (PGA) risulta pari a 0.4 g.

Nei metodi pseudo-statici l’azione sismica è definita mediante un’accelerazione equivalente, le cui componenti orizzontali a_h e a_v sono legate alla accelerazione di picco dalle seguenti relazioni:

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

$$a_v/g = k_v = \pm 0.5 k_h;$$

Dove α viene ricavato a partire dall’altezza complessiva della paratia H (Figura 1-6) e della categoria di sottosuolo, mentre β viene definito in funzione dello spostamento massimo permanente u_s che l’opera può tollerare, ossia, $u_s \leq 0.005H = 0.05$ m.

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$ deve assumersi $k_n = 0.2 a_{max}/g$.

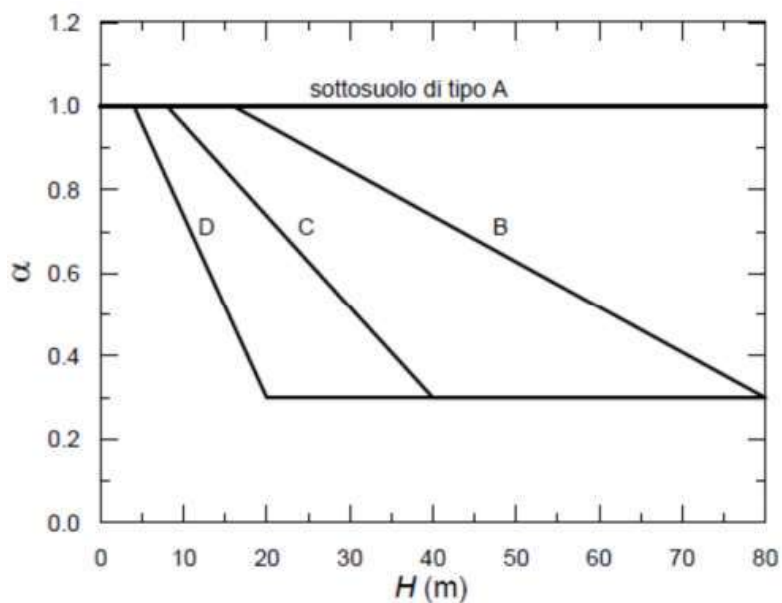


Figura 6.4 – Abaco per la valutazione di α (NTC18 §7.11.6.3.2)

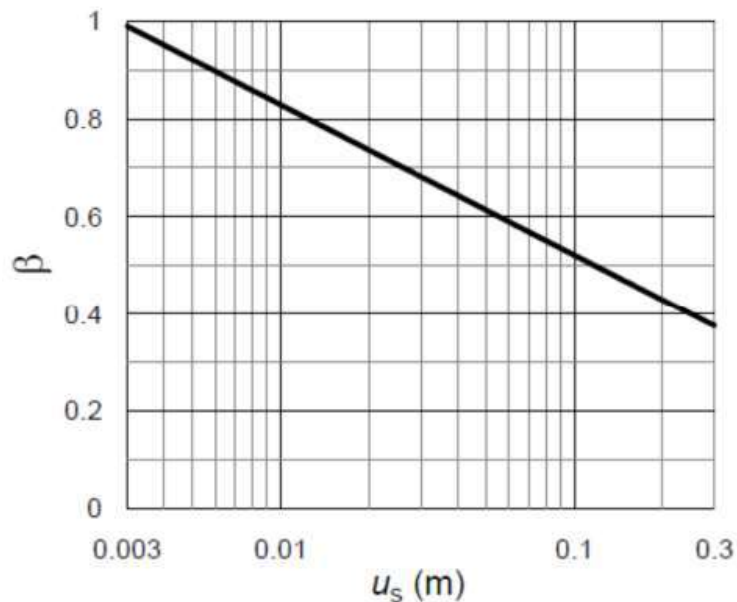


Figura 6.5 – Abaco per la valutazione di β (NTC18 §7.11.6.3.2)

Nel caso in esame si considera $\alpha=1$ e $\beta=0.61$, da cui risulta:

$$k_h=0.245;$$

$$k_v= 0.122.$$

6.5.4. Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

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

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

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

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

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

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

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

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

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito ϕ' tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

6.6. Verifiche

6.6.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l’Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

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

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) (NTC18 §6.5.3.1.2).

Nelle verifiche di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali l’analisi deve essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1) (Circolare NTC18 C6.5.3.1.2).

6.6.2. Verifiche SLE

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell’opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell’opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali. In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell’opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell’interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive (NTC18 §6.5.3.2).

6.7. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_R)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_{G1}

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

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




6.8. Analisi numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate al fine di dimensionare e verificare le paratie di micropali. Il modello di calcolo per la paratia di micropali con diametro di perforazione 300 di interasse 0.4 m, previsto di un sistema puntoni è stato realizzato con il programma ParatiePlus, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali allo SLE e le sollecitazioni negli elementi strutturali in condizioni allo stato limite ultimo, in condizioni statiche (SLU) e sismiche (SLV).

6.8.1. Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici di progetto:

Tabella 21 – Modello geotecnico – Sezione A-A

	Terreni	c' [kPa]	φ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	Terreno vegetale e di riporto e sabbie fini Sabbia / Ghiaia	0	25	E _{vc} = 30000 E _{ur} = 48000
	Sabbia a grana media grossolana Sabbia / Ghiaia	0	30	E _{vc} = 150000 E _{ur} = 240000
	Ghiaie eterodimensionali Sabbia / Ghiaia	0	33	E _{vc} = 240000 E _{ur} = 384000

Le fasi esecutive per l’analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

1. Condizione geostatica iniziale;
2. Realizzazione dei micropali di diametro 300 mm e interasse 0.3 m;
3. Raggiungimento quota fondo scavo a -2.695 dal p.c. considerando un extra-scavo di 0.245 m e abbassamento del livello di falda a valle alla quota del fondo scavo;
4. Inserimento della soletta del canale come vincolo fisso;
5. Riempimento del canale simulato come carico uniformemente distribuito a monte;
6. Applicazione del sisma.

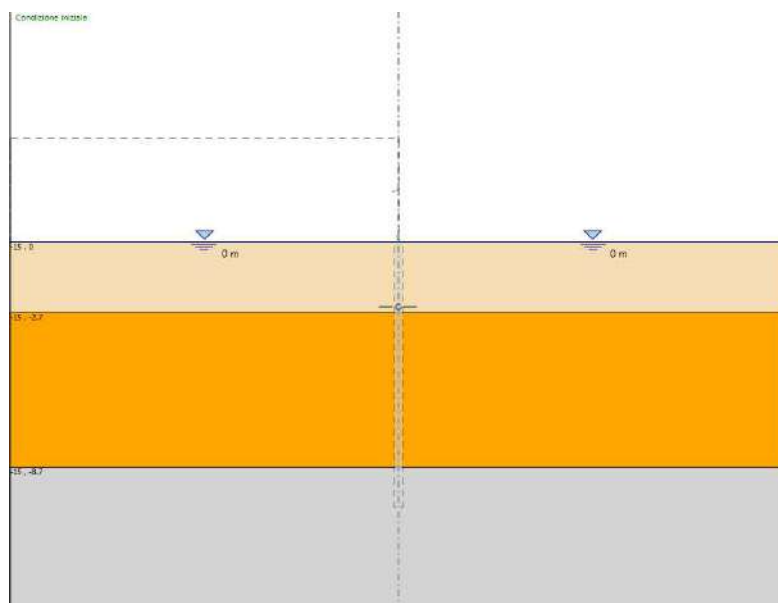


Figura 6.6 – Fase 1

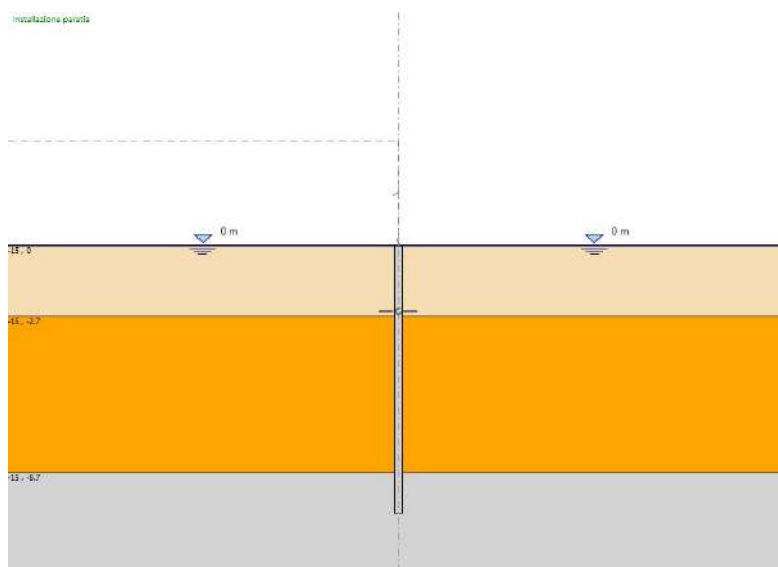


Figura 6.7 - Fase 2

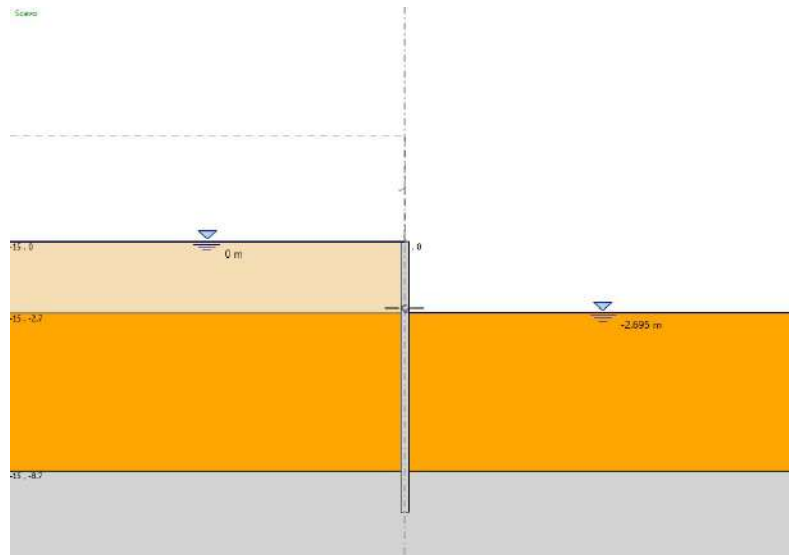


Figura 6.8 – Fase 3

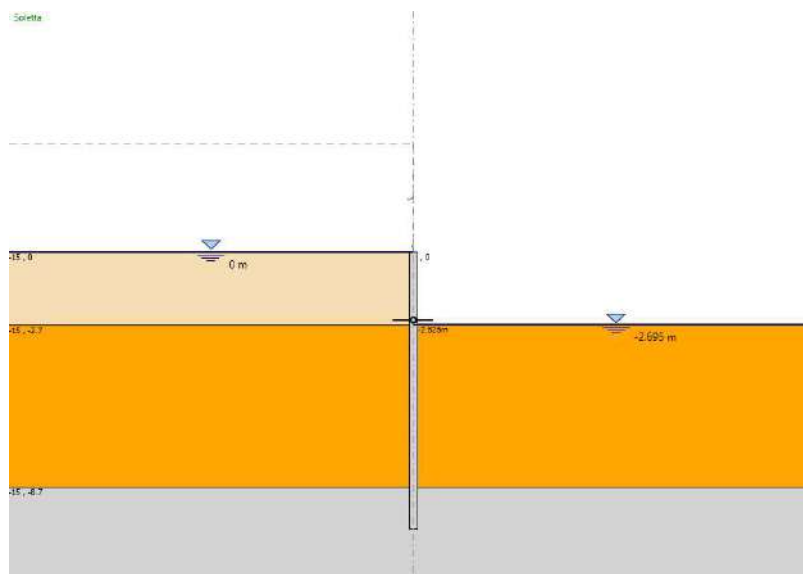


Figura 6.9 - Fase 4

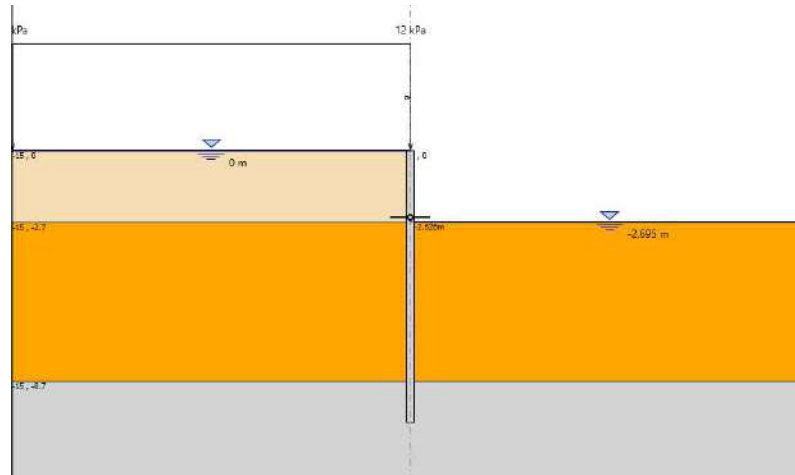


Figura 6.10 – Fase 5

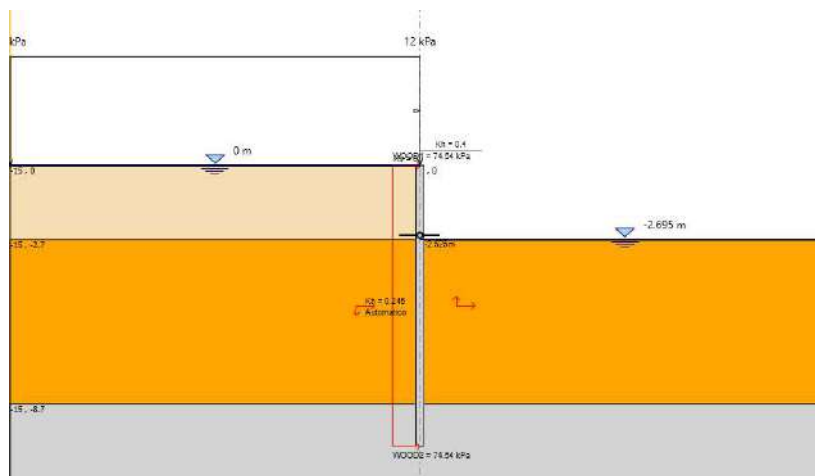


Figura 6.11 – Fase 6

6.9. Risultati

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per il modello implementato, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi.

I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità.

Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche un dimensionamento degli elementi strutturali principali.

6.9.1. Sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni dell’analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1) ed SLV.

Il diagramma del momento flettente:

$M_{max} = 215.19 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$; momento flettente massimo

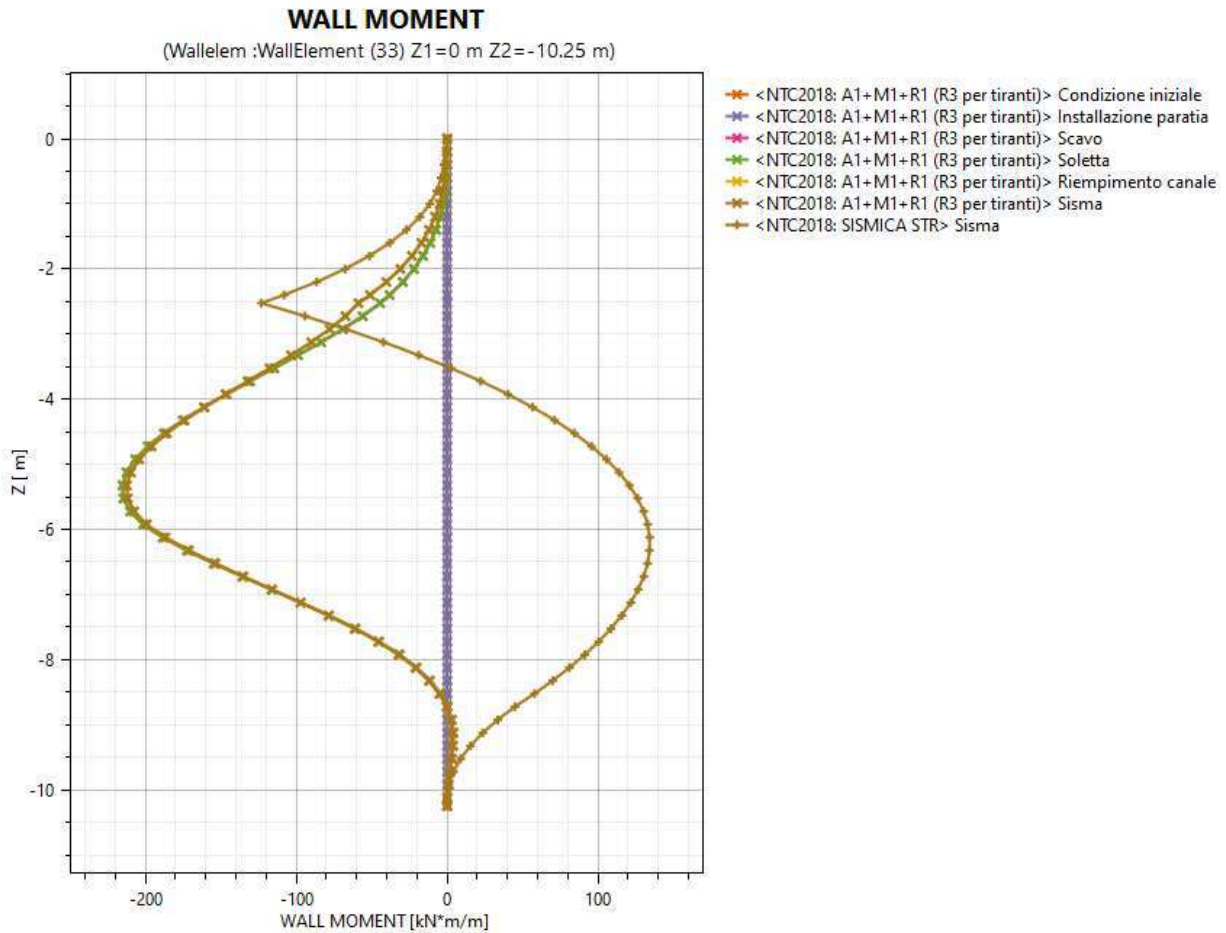


Figura 6.12 – Diagramma Momento Flettente (SLU+SLV) – Paratia di micropali

Il diagramma del Taglio:

Tmax 144.5 kN/m; taglio massimo relativo alla paratia di destra

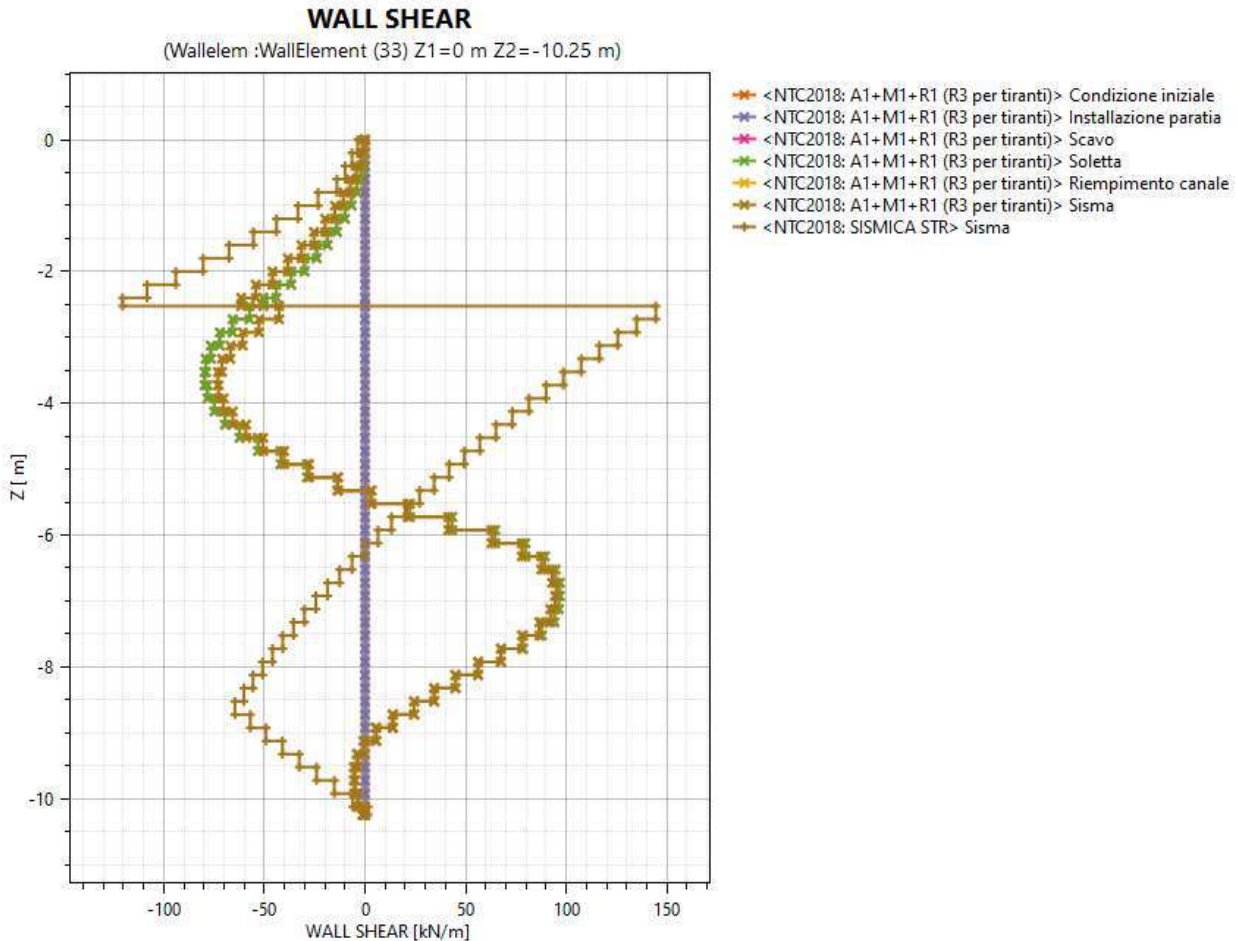


Figura 6.13 – Diagramma del Taglio (SLU + SLV) – Paratia di micropali

6.9.1. Verifiche degli elementi strutturali

Di seguito vengono riportate le verifiche di tipo strutturale effettuate per i tubolari cavi costituenti l'armatura dei micropali.

In Tabella vengono riportate le sollecitazioni allo SLU+SLV a cui è sottoposto il singolo tubolare. Tali sollecitazioni sono state calcolate considerando le sollecitazioni di

output del codice di calcolo ParatiePlus (considerando l’involuppo SLU+SLV) e moltiplicate per l’interasse dei micropali pari a 0.3 m.

Tabella 22 – Sollecitazioni allo SLU e SLV - Micropalo

	Mmax[kNm]	Tmax [kN]	N [kN]	z [m]
Tubolare cavo	64.56	-	-9.4	-5.32
S355NH/NLH				
Ø219.3 sp.10 mm	-	43.35	-	-2.52

dove:

- Mmax ed Tmax sono le sollecitazioni di calcolo; N è lo sforzo normale.
- z è la profondità (rispetto alla testa del palo) in corrispondenza della sollecitazione calcolata.

Di seguito si riportano le caratteristiche del tubolare utilizzato e i risultati delle verifiche effettuate con riferimento ai paragrafi delle NTC18 relativi alle singole verifiche:

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE													
Dati INPUT				Dati OUTPUT									
Caratteristiche acciaio				Dati geometrici									
Qualità acciaio:	UNI EN 10219 S 355 NH/NLH	Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata	
f_{yk} =	355 [Mpa]	D	T	1	A	I	i	W _{el}	W _{pl}	M	A _s	L/t	
f_{tk} =	470 [Mpa]	[mm]	[mm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[kg/m]	[m ² /m]	[m]	
		219,3	10,0		65,75	3608,76	7,41	329,12	438,40	51,62	0,69	19,37	
Geometria sezione				Verifiche secondo NTC2018 - §4.2									
D =	219,3 [mm]	Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)			$N_{p,Rd}$ =	2223,10	$N_{Ed} / N_{p,Rd}$ =						
t =	10,0 [mm]	Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)			$N_{c,Rd}$ =	2223,10	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$ =		0,00	verifica soddisfatta			
Lunghezza e vincoli asta				Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)			$M_{c,Rd}$ =	148,22	$M_{y,Ed} / M_{c,Rd}$ =		0,44	verifica soddisfatta	
L =	10,00 [m]	Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)			$V_{c,Rd}$ =	817,10	$V_{Ed} / V_{c,Rd}$ =		0,05	verifica soddisfatta			
β =	1,00 [-]	Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)			Sez. Classe 1-2	$M_{N,Rd}$ =	148,22	$M_{Ed} / M_{N,Rd}$ =		0,44	verifica soddisfatta		
Sollecitazioni agenti				Sez. Classe 3			$\sigma_{x,Ed}$ =	$\tau_{y,Ed}$ =					
N_{Ed} =	-9,40 [kN]												
V_{Ed} =	43,35 [kN]												
$M_{y,Ed}$ =	64,56 [kNm]												
ψ =	0,00												

Figura 6.14 – Verifiche STR – Armatura micropali

Le verifiche risultano soddisfatte ai sensi delle NTC18.

6.9.2. Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Verifica nei confronti delle deformazioni:

Gli spostamenti orizzontali massimi della paratia agli SLE risultano essere circa 4.9 cm per la paratia di destra, valore che può ritenersi compatibile con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti e la funzionalità dell’opera stessa prevista peraltro come opera provvisoria.

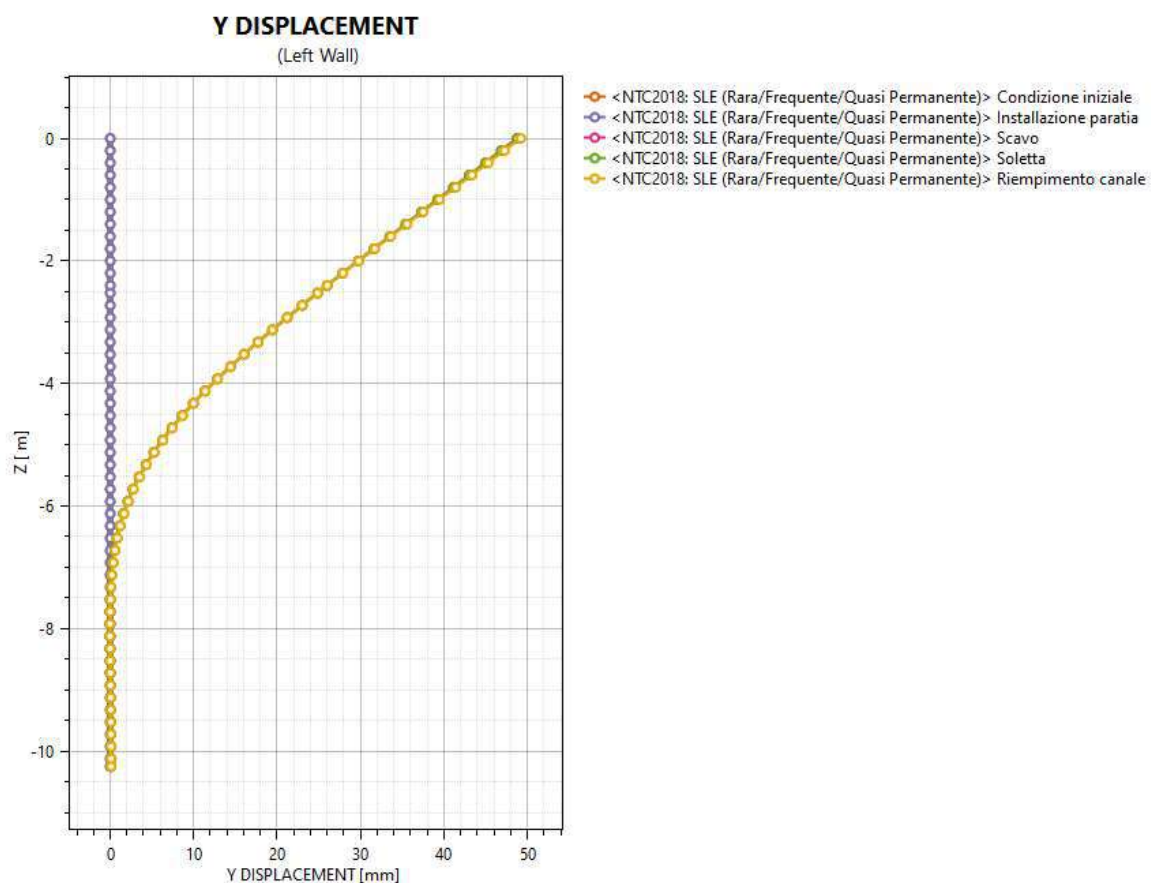


Figura 6.15 – Diagramma spostamenti (SLE) – Paratia di micropali

6.9.3. Verifiche allo Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico e idraulico

6.9.3.1. Collasso per rotazione intorno ad un punto dell’opera

Tale verifica si riferisce al raggiungimento di una condizione limite del terreno interagente con l’opera, in cui la paratia può compiere un atto di moto rigido, ovvero, una rotazione intorno ad un punto. La stabilità dell’opera deve essere verificata, con riferimento alla normativa italiana, secondo l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R1) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II. Poiché si è utilizzato il software ParatiePlus che implementa una legge elasto-plastica per il terreno e consente di rispettare i limiti di spinta attiva e passiva assegnati ai vari strati, la verifica allo SLU per collasso per rotazione intorno ad un punto dell’opera (atto di moto rigido) è soddisfatta con il raggiungimento di una condizione equilibrata e congruente nel limite di iterazioni prefissato per il calcolo. Essendo tutte le analisi, ed in particolare quelle relative alla Combinazione 2, sono giunte a convergenza, le verifiche risultano positive; la convergenza garantisce, infatti, la stabilità “geotecnica” dell’opera.

6.9.3.1. Instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

Come d’uso nei Metodi all’Equilibrio Limite Globale, tra le superfici generate viene individuata quella critica. Nello specifico, per la determinazione delle superfici critiche, si è utilizzato il metodo di Morgenstern & Price.

Il codice di calcolo, analizzando le possibili superfici di scorrimento, resistuisce il valore minimo del Fattore di Sicurezza minimo (FS_{min}) relativo alla superficie critica nella condizione statica e sismica, i cui risultati vengono di seguito riportati:

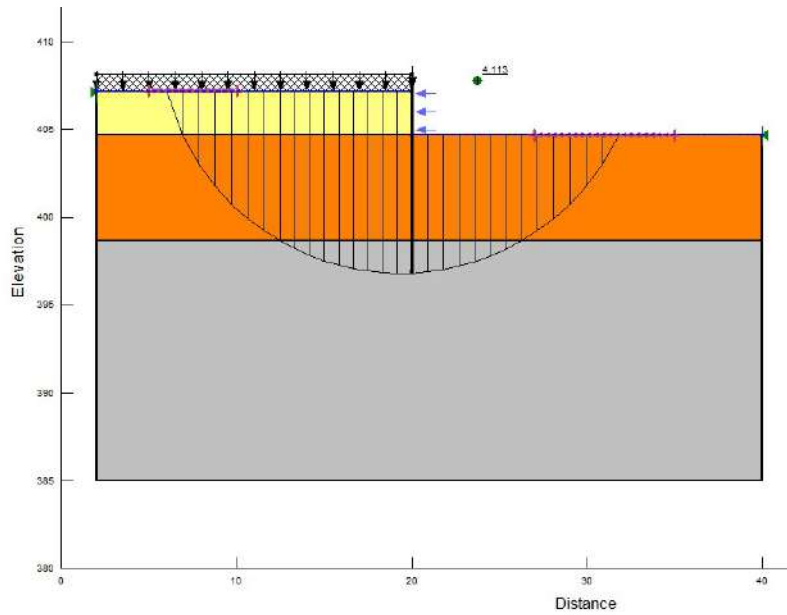


Figura 6.16 – Verifica di stabilità globale (Statica)

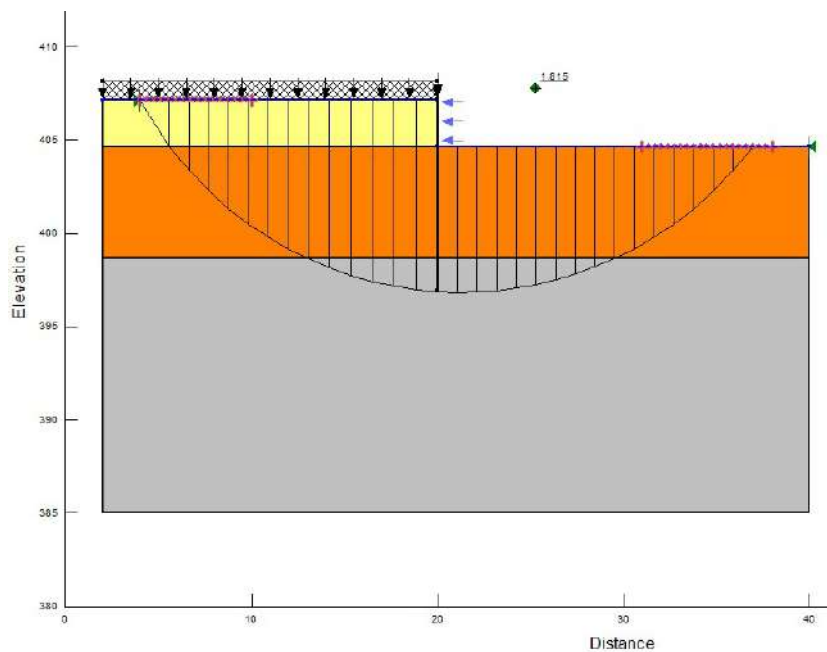


Figura 6.17 - Verifica di stabilità globale (Sismica)

La verifica in accordo con le NTC18 è stata effettuata con la Combinazione 2, in cui $\gamma_R = 1.1$ in condizioni statiche. In condizioni sismiche, invece, si pongono i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici pari all’unità (NTC18 §7.11.1) e impiegando un coefficiente parziale sulle resistenze $\gamma_R = 1.2$ (NTC18 §7.11.1). In accordo con la NTC18 §7.11.4, la definizione della componente orizzontale e verticale della forza statica equivalente viene definita adottando un coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito pari a $\beta_s = 0.38$ relative allo SLV. La componente verticale dell’azione sismica che viene adottata per i risultati seguenti risulta essere la più gravosa tra quella diretta verso l’alto e verso il basso.

La verifica risulta soddisfatta ai sensi delle NTC18, in quanto:

- $FS_{\min} = 4.11 \geq 1.1$ (condizione statica);
- $FS_{\min} = 1.81 \geq 1.2$ (condizione sismica).

6.9.3.2. Sifonamento del fondo scavo

In presenza di una paratia, con quota di falda a monte maggiore rispetto a quella di valle può instaurarsi un fenomeno di filtrazione dell’acqua. Il sifonamento si verifica se il flusso ascendente dell’acqua è tale da annullare la resistenza del terreno, con conseguente collasso progressivo dell’opera.

Le verifiche nei riguardi del sifonamento sono svolte in riferimento al §6.2.4.2 della NTC18, considerando un gradiente idraulico medio. Tale verifica viene effettuata controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al carico idraulico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, con:

$$i_c = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} ;$$

$$i = \frac{\Delta h}{L} ;$$

dove:

- γ_w = peso per unità di volume dell’acqua = 10 kN/m³;
- γ = peso per unità di volume del materiale = 16 kN/m³;
- Δh = perdita di carico tra la frontiera di monte e di valle = 2.45 m;
- L= percorso di filtrazione = 2.45m+7.8m+7.8m=18.05 m.

Nella configurazione in esame si è in presenza di materiali stratificati, ovvero, sabbie e ghiaie. Tenendo conto che la conducibilità idraulica delle ghiaie è maggiore rispetto a quella delle sabbie, è possibile ipotizzare che le perdite di carico avvengano nello strato meno permeabile, ovvero, nelle sabbie.

Adottando un approccio conservativo, in fase di verifica, si considera in maniera cautelativa una configurazione omogenea caratterizzata da sabbia ($\gamma=16$ kN/m³).

Di seguito si riporta il risultato delle verifiche:

Tabella 23 – Verifica a sifonamento

γ_w	10	[kN/m ³]
γ'	6	[kN/m ³]
i_c	0,6	[-]
ΔH	2,45	[m]
L	18,05	[m]
i	0,14	[-]
γ_R	3	[-]
i_c/γ_R	0,2	[-]
$i \leq i_c/\gamma_R$	Verificato	

7. OPERE PROVVISORIALI MANUFATTO M3

Il seguente capitolo ha come oggetto la progettazione delle opere provvisorie in corrispondenza del manufatto M3 che risultano rappresentative e maggiormente gravose rispetto ai manufatti M1 e M2.

L’area di studio della nuova opera rientra nell’ambito del territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Castel Sant’Angelo.

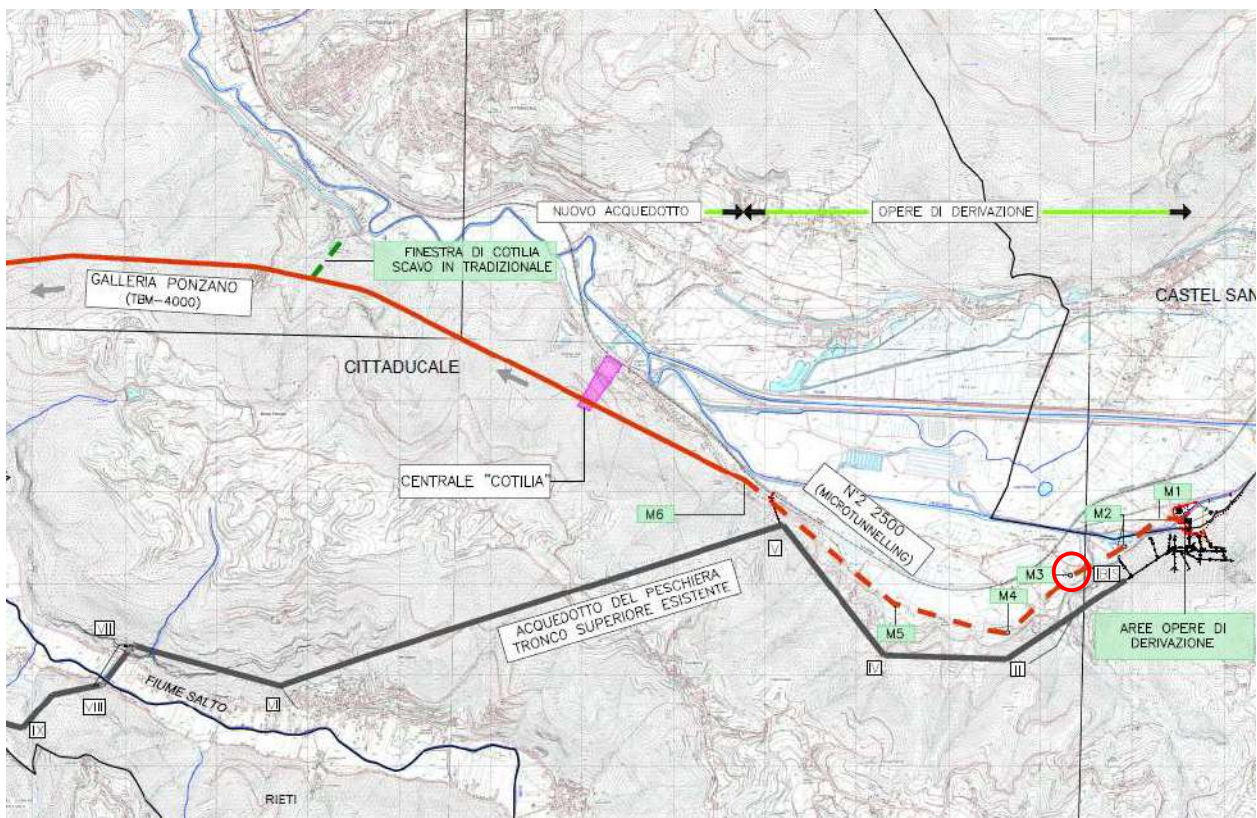


Figura 7.1: Ubicazione del Manufatto M3 – vista planimetrica

7.1. Software di calcolo

- ParatiePlus ver. 21.1 della Harpaceas per l’analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno;
- RC-SEC V.2018.10.0.774 della Geostru - Licenza n° HJW8Q-EWEA3-PF2LE-6DWDC - per la verifica di sezioni di calcetsruzzo armato;
- SAP 2000 Advanced versione 23.2.0 della CSI per l’analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale:



Figura 7.2: Licenza SAP2000

7.2. Descrizione degli interventi

Al fine di sostenere lo scavo necessario per realizzare il manufatto M3 si prevede la realizzazione di un’opera provvisoria di sostegno costituita da una paratia di pali $\phi 800$. Per il calcolo e il dimensionamento di tali opere si è fatto riferimento ad una sezione rappresentativa, Figura 3.3, che nel seguito viene descritta.

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo viene incrementata di 0.50 m. Nella tabella seguente viene riassunta l’altezza di scavo considerata nel modello di calcolo:

Sezione	Profondità di scavo da p.c.	Spessore magrone	Incremento (NTC 2018)	Scavo massimo di modello
	m	m	m	m
A-A	11.85	0.15	0.50	12.5

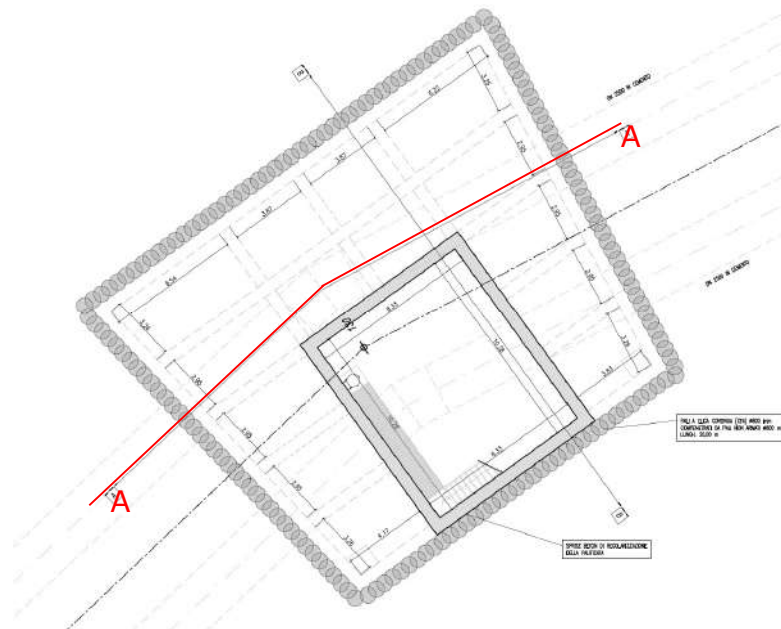


Figura 7.3: Posizione della sezione di calcolo delle opere provvisionali

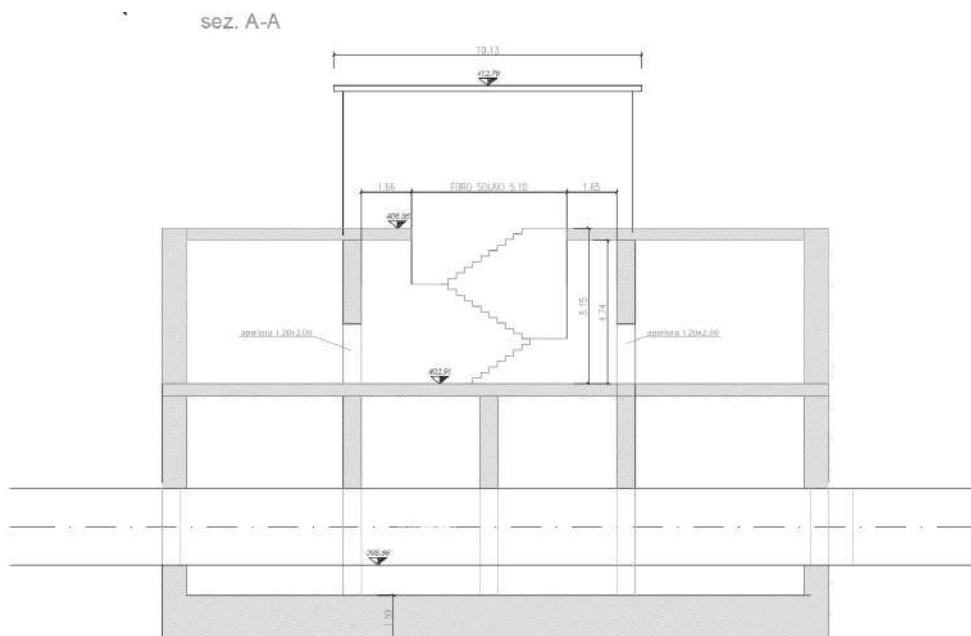


Figura 7.4: Sezione trasversale A-A

In corrispondenza del Manufatto M3, sezione A-A, si realizza una paratia di pali compenetrati di diametro 800 mm, con interasse longitudinale 500mm, e lunghezza totale 23m. La sequenza di costruzione di pali secanti con il sistema CSP (Cased Secant Piles), prevede l’esecuzione di pali primari e secondari, in cui solo questi ultimi vengono armati. Alla luce di questo, per raggiungere la profondità di scavo di progetto pari a 11.85 m da piano campagna, viene realizzato un sistema di puntonamento formato da puntoni interni d’angolo HEM500 e un cordolo in calcestruzzo di base 1.20 m e altezza 1.00 m. Tale sistema verrà realizzato interamente sopra la falda freatica. Successivamente, si prosegue lo scavo sotto falda e il getto della soletta di fondazione in subacqueo di spessore pari ad 1.5m. La soletta di fondazione si conetterà ai pali della paratia per mezzo di connettori a taglio, da inghisare sia nella soletta sia nella paratia. Le fasi di scavo vengono concluse con l’aggottamento totale dell’acqua dallo scavo (per la verifica di sollevamento si rimanda al capitolo 4.8.4.1). Per maggiori dettagli riguardo al dimensionamento dei puntoni si veda il Cap. 3.7.2.

7.3. Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio Si(3) e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.



Figura 7.5 – Ubicazione sondaggio Si(3)

Nella Figura 3.6 viene illustrata la scheda del log stratigrafico del sondaggio Si(3).

Committente: Acea Elabari S.p.A.	Sondaggio: Si3
Riferimento: Nuovo Tronco superiore dell'Acquedotto del Peschiera	Data: 06-07/05/2019
Coordinate: 42.361875° N; 12.996441° E	Quota: 412 m sim
Perforazione: Carotaggio Continuo	

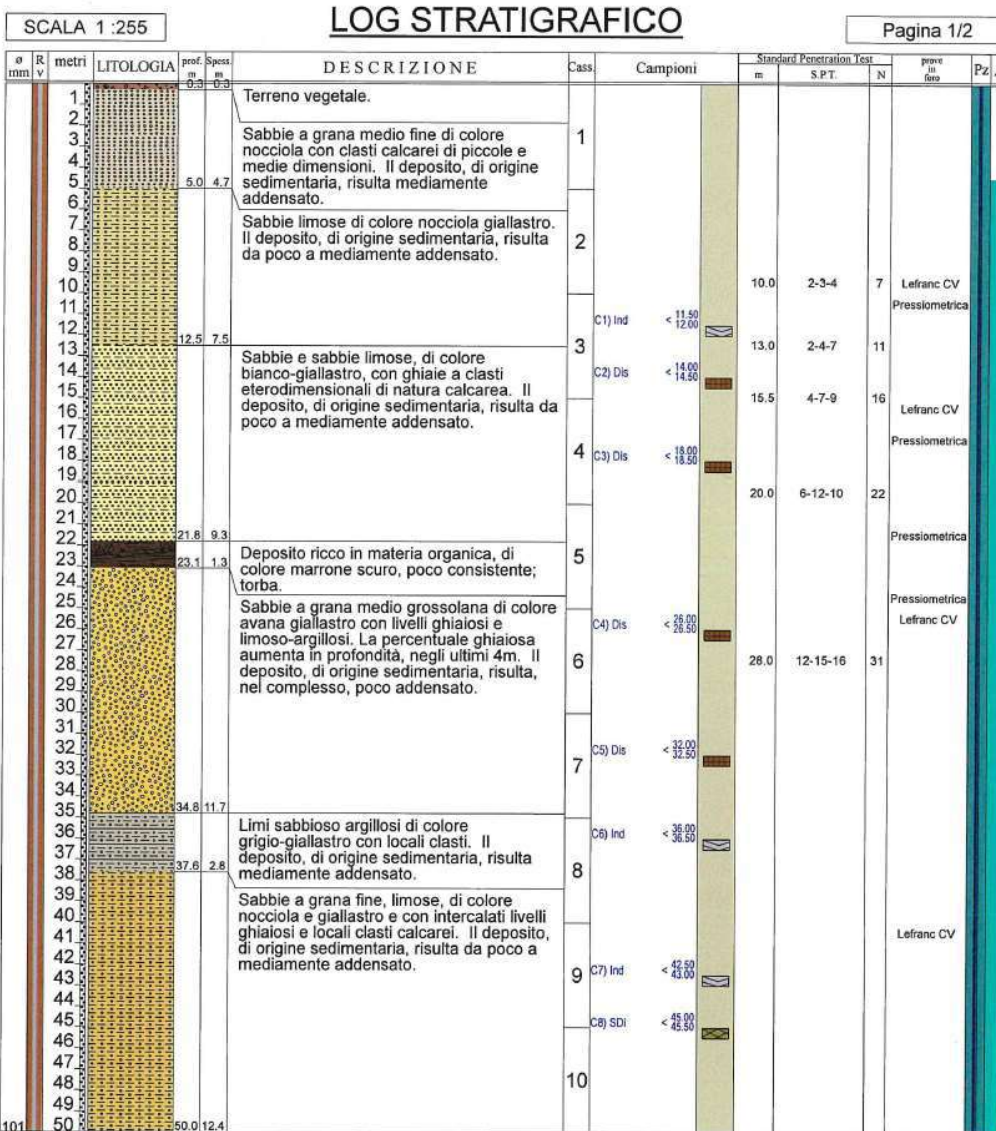


Figura 7.6 – Scheda stratigrafica del sondaggio Si(3)

7.3.1. Prove SPT (Standard Penetration Test)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all’esecuzione di n. 5 prove S.P.T. (*Standard Penetration Test*), i cui risultati sono di seguito riportati:

Tabella 24 – Risultati della prova SPT – Sondaggio Si(3)

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N_{spt}
Si(3)	10.0	7
Si(3)	13.0	11
Si(3)	15.5	16
Si(3)	20.0	22
Si(3)	28.0	31

7.3.2. Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia.

Si precisa che non è stato possibile eseguire un campionamento indisturbato in relazione alla natura altamente granulare dei terreni.

Tabella 25 – Risultati delle prove di laboratorio

Riferimento			Caratteristiche fisiche							Limiti di consistenza				Granulometria				Compr.	Taglio diretto		Edometrica						
Sond. n°	Camp. n°	Profondità m.	W %	Y kN/m ³	Y _{sec} kN/m ³	Y _{sat} kN/m ³	γ _s kN/m ³	Indice vuoti	Poros. %	Sat. %	LL %	LP %	IP %	IC %	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	σ kPa	φ °	c kPa	34.5 kPa	69.0 kPa	98.0 kPa	196.0 kPa	392.0 kPa	
Si3	C1	11.50 - 12.00	27.7	19.5	15.3	19.4	26.3	0.72	41.8	103.2	47.3	20.4	26.9	0.73	2.6	45.4	25.4	26.6	20.5	26.9	7.9	3478	3769	5600	10000	11200	
Si3	C2	14.00 - 14.50					26.3								6.1	71.3	15.5	7.1									
Si3	C3	18.00 - 18.50					26.1								7.3	66.1	17.4	9.2									
Si3	C4	26.00 - 26.50	17.9	19.0	16.1	19.8	25.8	0.60	37.5	78.6	51.3	22.8	28.5	1.17		38.7	32.9	28.4	118	37.6	13.6	3429	4083	6125	9800	15077	
Si3	C5	32.00 - 32.50					26.0								5.7	39.1	33.9	21.3									
Si3	C6	36.00 - 36.50	29.0	18.3	14.2	18.6	25.5	0.79	44.2	95.1	54.8	35.2	19.6	1.32		22.7	56.1	21.2	40.7	25.4	8.7	2229	3065	4086	5769	8717	
Si3	C7	42.50 - 43.00	19.9	20.0	16.7	20.3	26.5	0.59	37.1	91.4	41.0	25.3	15.7	1.34		27.2	52.5	11.6	8.7	30.4	27.9	7.2	3502	4903	4715	7486	12819
Si3	C8	45.00 - 45.50					26.5								15.6	38.9	19.4	26.1									

Sulla base dei risultati ottenuti dal sondaggio Si(3), si individua la presenza di uno strato di riporto (UG1) per un spessore pari a circa 1.5 m formato dal terreno vegetale sabbioso con clasti. A seguire si trova uno strato costituito da sabbie a grana medio-fine con ghiaie (UG2), fino a profondità circa 11 m dal piano campagna. Per le profondità maggiori di 60 m da piano campagna, è presente un deposito di terreno formato da limo sabbioso debolmente argilloso (UG3).

Tabella 26 – Sintesi dei parametri geotecnici

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	Eop (MPa)	Eed* (MPa)
UG1	0.0 – 1.5	Terreno vegetale sabbioso con clasti spigolosi di origine calcarea	16.0	25	0	10	2.5
UG2	1.5 – 11.0	Sabbie a grana medio-fine con ghiaie eterodimensionali (facies granulare)	18.0 – 21.0	27 - 32	8 - 10	20	4.0 - 6.0
UG3	11.0 – 30.0	Limo sabbioso debolmente argilloso (facies coesiva)	18.0 – 20.0	22 - 25	9 - 15	20	9.0 – 13.0

Profondità falda (dal p.c.) = -4.5 metri

*** valore riferito alla frazione fine**

7.4. Analisi dei carichi

7.4.1. Peso Proprio

Peso proprio cls $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

7.4.2. Carichi accidentali

Durante le fasi di costruzione viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

7.4.3. Azione sismica

L’azione sismica è stata omessa nelle analisi in quanto le opere sono provvisorie, con una durata minore di 2 anni.

7.4.4. Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

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

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

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

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

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

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

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

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

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software Paratie Plus.

7.5. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2. V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_{G1}

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

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

7.6. Verifiche

7.6.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l’Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

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

7.6.2. Verifiche SLE




In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell’opera. Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

7.7. Analisi numeriche

7.7.1. Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto:

Tabella 27 – Modello geotecnico – Sezione A-A

	Terreni	γ_{DRY} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	UG1 Sabbia / Ghiaia	16	0	25	$E_{vc} = 10000$ $E_{ur} = 18000$
	UG2 Sabbia / Ghiaia	19	8	27	$E_{vc} = 20000$ $E_{ur} = 32000$
	UG3 Limo	19	9	22	$E_{vc} = 20000$ $E_{ur} = 32000$

Le fasi esecutive per l'analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

- 7 Stato geostatico iniziale.
- 8 Prescavo di 1.7 m ed applicazione del sovraccarico di cantiere pari a 20 kPa.
- 9 Getto dei pali compenetrati con il diametro pari a 800 mm e interasse di 0.5 m.
- 10 Scavo alla quota di -6.2 m da p.c. al fine di realizzare i puntoni ed applicazione un sovraccarico pari a 13 kpa (da -1.7m a -3.0m dal p.c) dovuto a riempimento di eventuali fessure verticali con acque piovane.
- 11 Installazione i puntoni in sommità dei pali, applicando una molla elastica.
- 12 Scavo sommerso fino alla quota di -10.0 da p.c.
- 13 Raggiungimento quota di fondo scavo (-14.2 m da p.c.).
- 14 Realizzazione della soletta di fondazione applicando una molla elastica e attivazione il sovraccarico pari a 37.5 kN/m, dovuto dal peso della soletta, sul fondo scavo.

- 15 Ripristino della condizione idraulica applicando la pressione dell’acqua sulla parete (applicando l’opzione di Lining Option di software Paratie).
- 16 Svuotamento dell’acqua dallo scavo fino alla quota -9 m da p.c.
- 17 Svuotamento totale dell’acqua dallo scavo.
- 18 Applicazione la spinta dovuta dal microtunnelling pari a 560 kPa.

Di seguito la rappresentazione grafica degli stage sopra descritti:

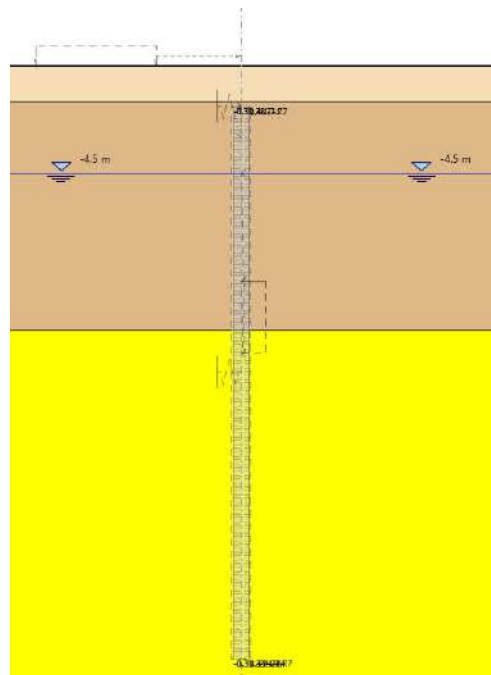


Figura 7.7 – Fase 1

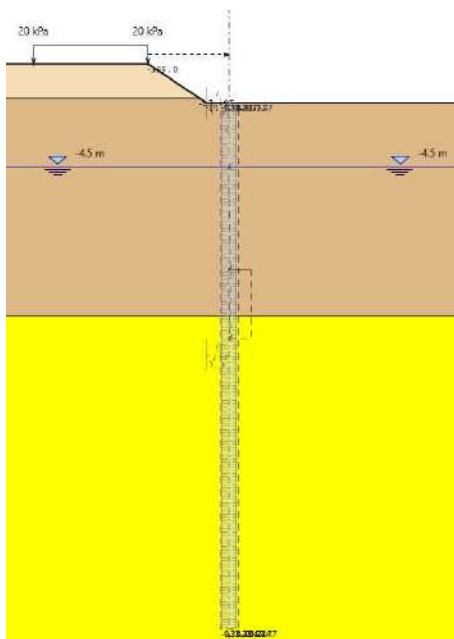


Figura 7.8 – Fase 2

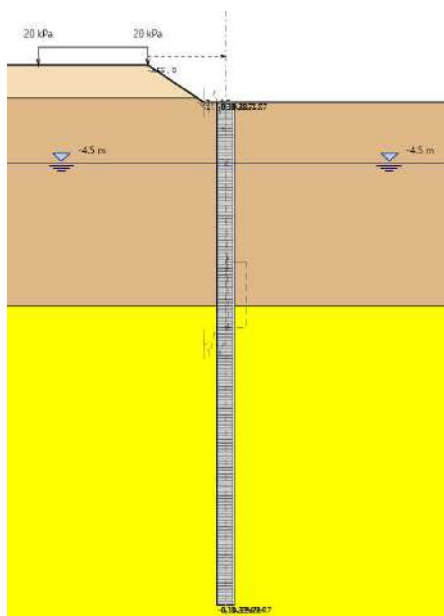


Figura 7.9 – Fase 3

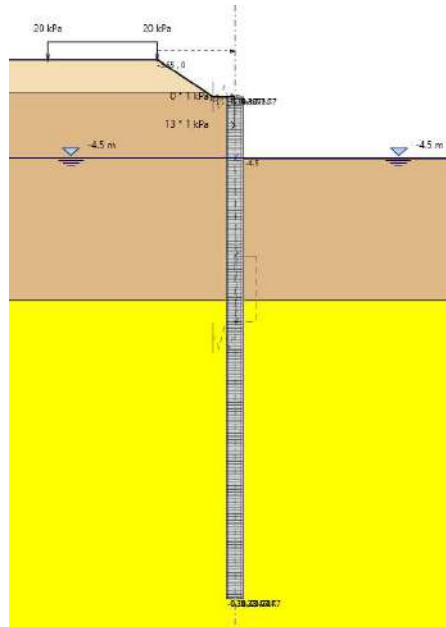


Figura 7.10 – Fase 4

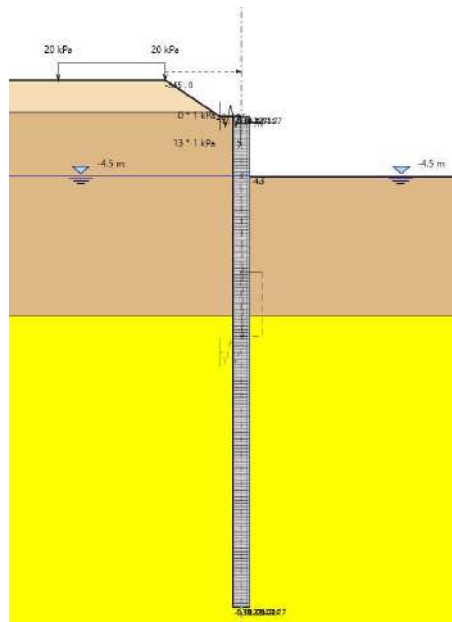


Figura 7.11 – Fase 5

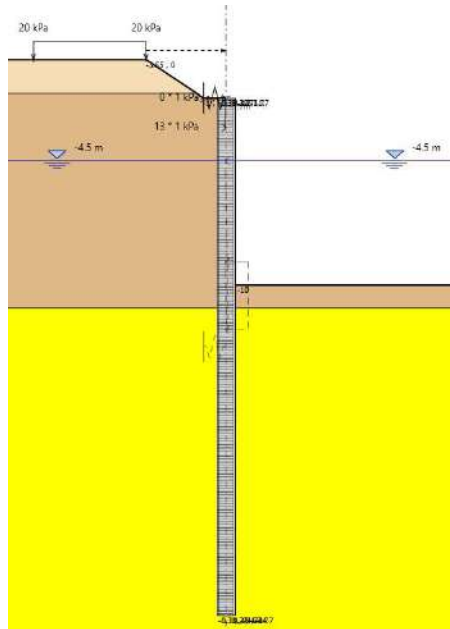


Figura 7.12 – Fase 6

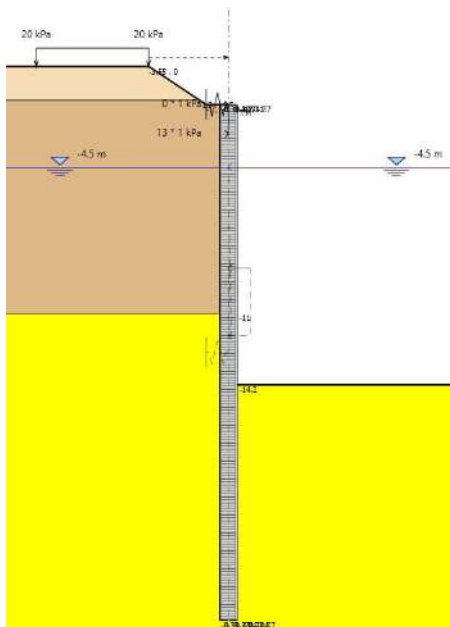


Figura 7.13 – Fase 7

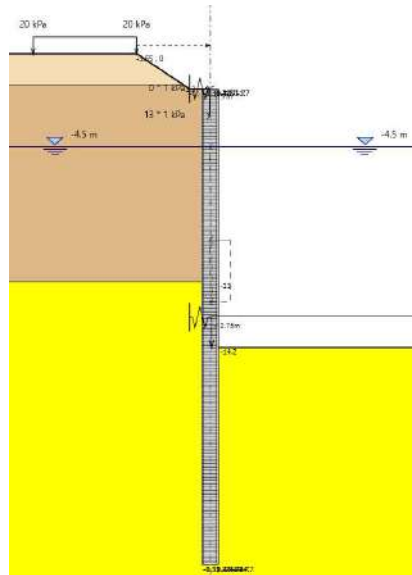


Figura 7.14 – Fase 8

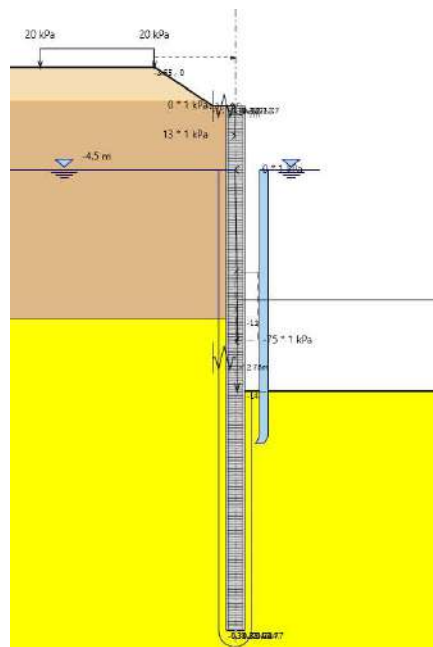


Figura 7.15 – Fase 9

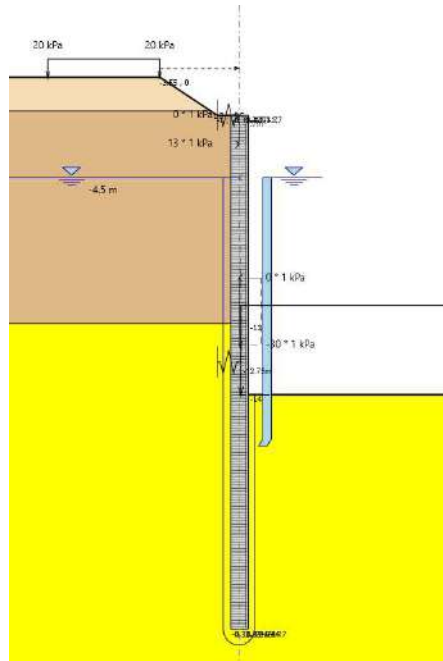


Figura 7.16 – Fase 10

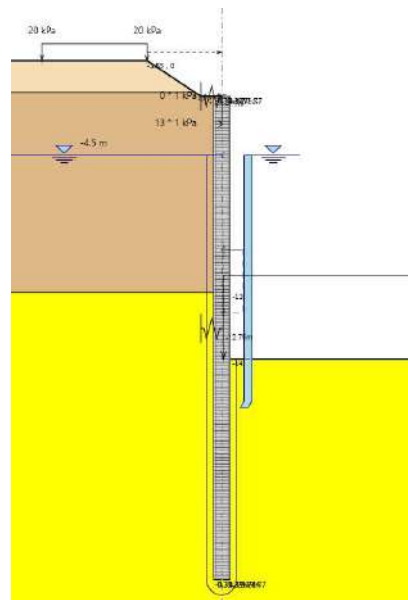


Figura 7.17 – Fase 11

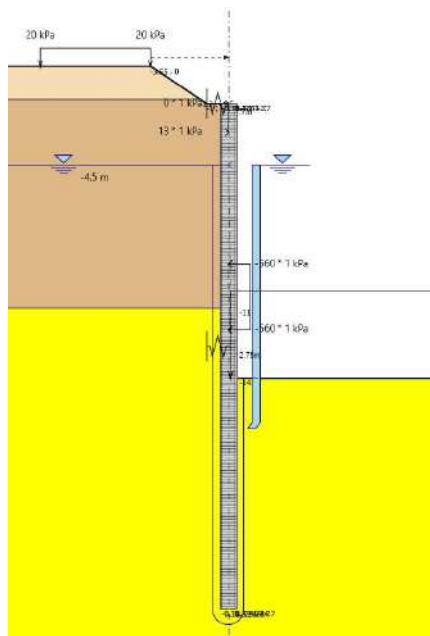


Figura 7.18 – Fase 12

7.7.2. Calcolo rigidezza del sistema di puntonamento

Il modello sviluppato con paratie plus vede una paratia con un ordine di puntoni in testa alla paratia.

Al fine di avere libera l’area dello scavo si prevedono dei puntoni inclinati.

I puntoni inclinati sono delle travi HEM-500, quest’ultime puntano su un cordolo in calcestruzzo di base 1.20 m e altezza 1.00 m.

Per la taratura delle molle da considerare come simulazione del sistema di puntonamento, è stato considerato un modello di telaio di puntonamento formato da travi perimetrali in calcestruzzo (cordolo in cls 1.20x1.00m) e puntoni HEM500 per i puntoni posti in testa alla paratia. La geometria del telaio è stata considerata rettangolare con dimensioni 19.00m x 21.0 m.

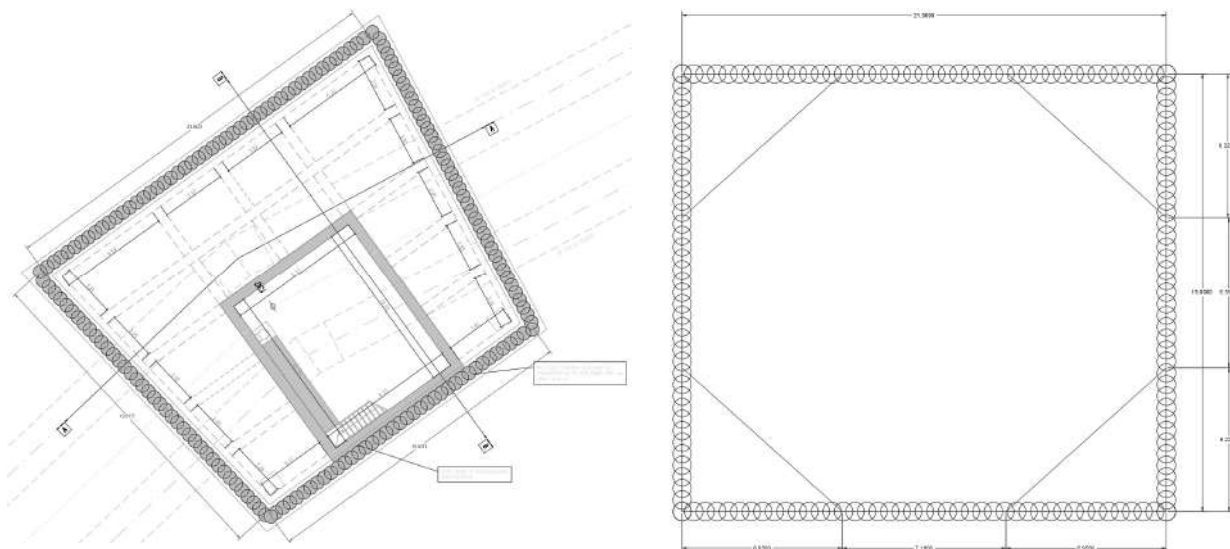


Figura 7.19 – Geometria telaio di puntonamento

Caricando la struttura con un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m, è stato valutato lo spostamento ortogonale subito dal sistema in corrispondenza del lato considerato come rappresentativo della sezione di calcolo. Invertendo tale valore è stato ricavato il valore di rigidezza equivalente da fornire al vincolo nel software Paratie.

Per il modello sviluppato per il primo ordine di puntoni, si ottiene il seguente valore di spostamento pari a 0.0614 mm; ne consegue una rigidezza $k=16286.64$ kN/m delle molle.

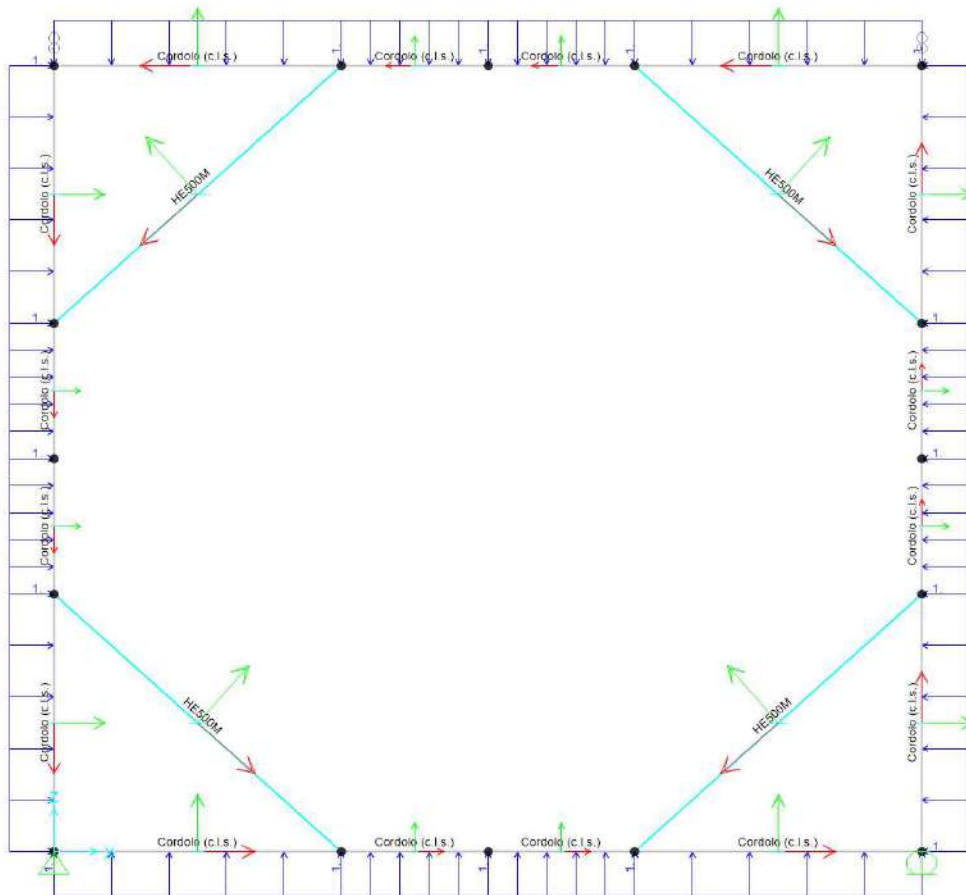


Figura 7.20 – Geometria del telaio modellata nel software SAP 2000

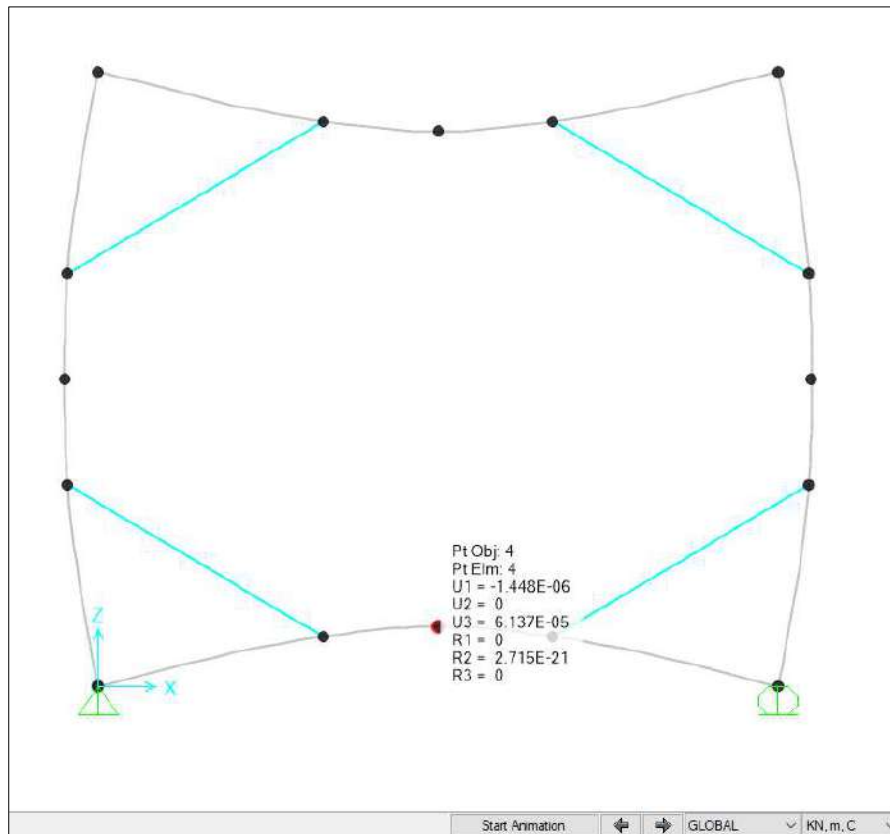


Figura 7.21 – Spostamenti ottenuti con l'applicazione di un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m

7.8. Risultati

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per i modelli implementati, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi.

I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità.

Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche un dimensionamento degli elementi strutturali principali.

7.8.1. Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni dell’analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1).

Il diagramma del momento flettente:

$M_{max} = 2234.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; momento flettente massimo

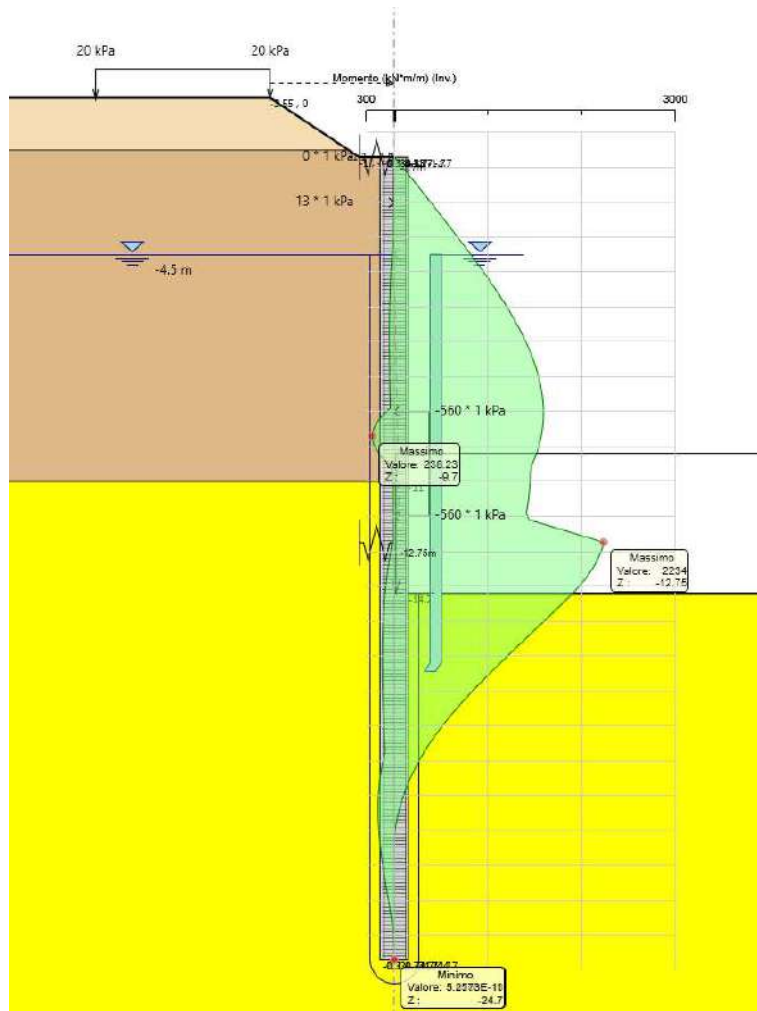


Figura 7.22 – Diagramma del momento flettente – sezione A-A

Il diagramma del Taglio:

$T_{max} = 1305.0 \text{ kN/m}$; taglio massimo

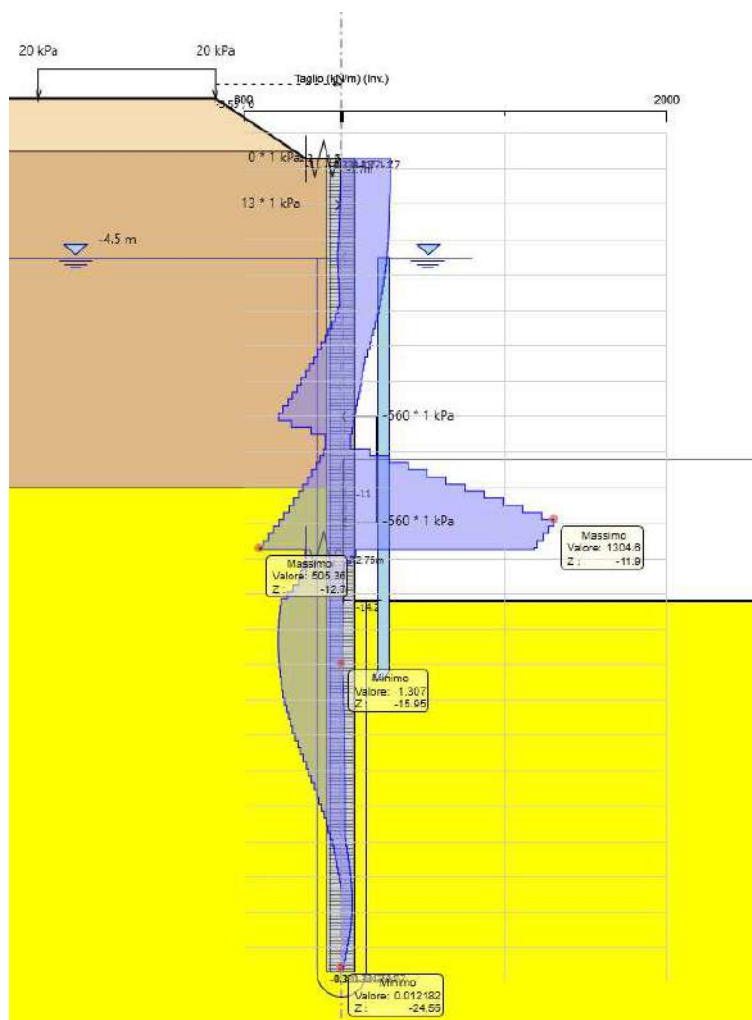


Figura 7.23 – Diagramma del taglio – sezione A-A

7.8.2. Verifiche degli elementi strutturali (SLU)

7.8.2.1. Pali

Di seguito vengono riportate le verifiche allo stato limite SLU per le gabbie di armatura. La gabbia 1 ha una lunghezza pari a 7m. Le barre della gabbia 2, con una

lunghezza pari a 3m, sono state progettate in vetroresina (VTR) al fine di facilitare l’attraversamento della macchina del microtunneling nella zona di scavo. Nelle aree non interferenti con microtunneling, l’armatura di gabbia 2 viene sostituita con ferri in acciaio. La gabbia 3 è la parte più sollecitata del palo e ha una lunghezza pari a 3m. La quarta gabbia, con una lunghezza pari a 4m, viene armata come la gabbia 1 avendo le stesse sollecitazioni massime. L’ultima gabbia di lunghezza 6 m è stata dimensionata per la parte inferiore dei pali e meno sollecitata.

	M,max [kN.m]	T,max [kN]	z [m]
Gabbie 1 e 4	1589.00	391.25	9.00
Gabbia 2	1589.00	-	9.00
	-	1305.00	11.90
Gabbia 3	2234.00		12.75
Gabbia 5	318.00	236.00	18.70

Tabella 28 – Sollecitazioni massime – sezione A-A

dove:

- $M_{,max}$ ed $T_{,max}$ sono le sollecitazioni di calcolo;
- z è la profondità in corrispondenza della sollecitazione calcolata.

7.8.2.1.1. Verifiche gabbia 1, gabbia 2 e gabbia 4

Armature longitudinali: 30 \varnothing 26 (in acciaio)

Armature trasversali: staffe \varnothing 10/ 10 cm (in acciaio)

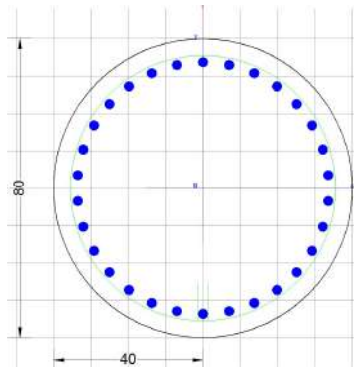


Figura 7-24 – Gabbia 1 e 4 – sezione A-A

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica di Pilastro
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C25/30
 Resis. compr. di progetto f_{cd} : 14.160 MPa
 Resis. compr. ridotta f_{cd}' : 7.080 MPa
 Def.unit. max resistenza ec_2 : 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale E_c : 31475.0 MPa
 Resis. media a trazione f_{ctm} : 2.560 MPa

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. f_{yk} : 450.00 MPa
 Resist. caratt. rottura f_{tk} : 450.00 MPa
 Resist. snerv. di progetto f_{yd} : 391.30 MPa

Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0 0.0	33.730	26		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 10.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y

Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1		0.001590.00	0.00391.25		0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	4.4	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.0	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata						
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)						
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia						
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia						
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)						
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia						
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia						
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000						
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]						

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	1590.00		0.00	0.00	1604.540.00	1.01159.3	(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione	
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)	
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)	
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)	
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)	
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)	
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)	
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)	
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)	

N°Comb	ec max	Xc max	Yc maxes min	Xs min	Ys mines max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040.0	0.00269 0.0	33.7	-0.00595	0.0-33.7	

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000128196	-0.001627834		

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	391.251291	63468.6662.3	53.7	72.2	1.420	1.000	13.115.7(0.0)		

7.8.2.1.2. Verifica gabbia 2 con armatura in VTR

Armature longitudinali: 28 \varnothing 32 + 28 \varnothing 32 (in VTR)

Armature trasversali: staffe \varnothing 16/ 10 cm (in VTR)

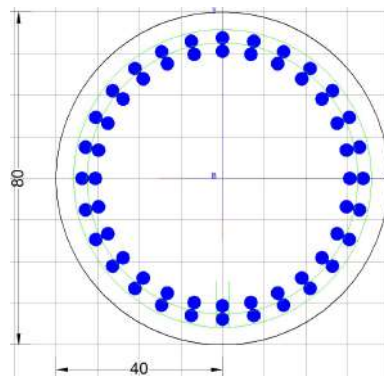


Figura 7-25 – Gabbia 2 – sezione A-A

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30		
Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa	
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020		
Def.unit. ultima ecu:	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa	
Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa	

VETRPRESINA- Tipo:	VTR (32)		
Resist. caratt. snervam. fyk:	513.00	MPa	
Resist. caratt. rottura ftk:	580.00	MPa	
Resist. snerv. di progetto fyd:	446.00	MPa	
Resist. ultima di progetto ftd:	504.00	MPa	
Deform. ultima di progetto Epu:	0.012		
Modulo Elastico Ef	460000	daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0 0.0	33.828	32		
2	0.0 0.0	30.628	32		

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.001590.00	0.000.00	0.000.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.7 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	N	0.00	1590.00		0.00	0.00	1678.450.00	1.06450.4	(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040.0	0.00281	0.0	33.8	-0.00471	0.0	33.8	

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

1 0.000000000 0.000111183 -0.000947330

VERIFICHE A TAGLIO

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

VETRORESINA -	Tipo:	VTR(16)		
	Resist. caratt. snervam. fyk:	320.00	MPa	
	Resist. caratt. rottura ftk:	362.00	MPa	
	Resist. snerv. di progetto fyd:	278.00	MPa	
	Resist. ultima di progetto ftd:	315.00	MPa	
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.007		
	Modulo Elastico Ef	460000	daN/cm ²	
	Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	

Diam. Staffe: 16 mm
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1305.00	1305.00	1556.62	6262.0	51.9	72.9	1.000	1.000	51.076.6(0.0)

7.8.2.1.3. Verifica gabbia 3

Armature longitudinali: 26 \varnothing 26 + 26 \varnothing 26 (in acciaio)

Armature trasversali: staffe \varnothing 16/ 10 cm (in acciaio)

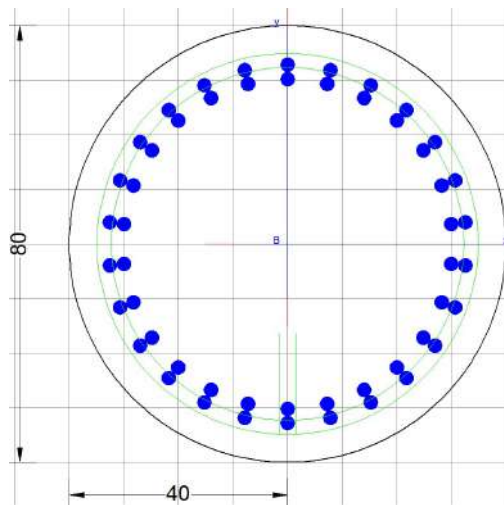


Figura 7-26 - Gabbia 3 – sezione A-A

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30		
Resis. compr. di progetto f_{cd} :	14.160	MPa	
Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	7.080	MPa	
Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020		
Def.unit. ultima ecu :	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale E_c :	31475.0	MPa	
Resis. media a trazione f_{ctm} :	2.560	MPa	
ACCIAIO - Tipo:	B450C		
Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.00	MPa	
Resist. caratt. rottura f_{tk} :	450.00	MPa	
Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	391.30	MPa	
Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.30	MPa	
Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068		
Modulo Elastico E_f	2000000	daN/cm ²	

Diagramma tensione-deformaz.:

Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0 0.0	32.826	26		
2	0.0 0.0	30.226	26		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 16 mm
Passo staffe: 10.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb. N Mx My Vy Vx

1 0.002234.00 0.001305.00 0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.9 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 4.7 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 4.3 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	N	0.00	2234.00		0.00	0.00	2432.860.00	1.09276.1	(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040.0	0.00270	0.0	32.8	-0.00455	0.0	32.8	

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000110534	-0.000921368		

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 16 mm
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1305.00	1305.00	1683.486	1.0 50.9	72.7	1.094	1.000	59.977	2(0.0

7.8.2.1.4. Verifica gabbia 5

Armature longitudinali: 8 ϕ 22 (in acciaio)

Armature trasversali: staffe ϕ 10/ 20 cm (in acciaio)

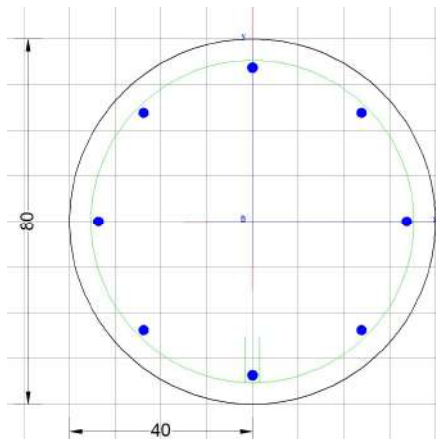


Figura 7.27 - Gabbia 5 – sezione A-A

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30		
Resis. compr. di progetto f_{cd} :	14.160	MPa	
Resis. compr. ridotta f_{cd}' : 7.080	MPa		
Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020		
Def.unit. ultima ecu :	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale E_c :	31475.0	MPa	
Resis. media a trazione f_{ctm} :	2.560	MPa	
ACCIAIO - Tipo:	B450C		
Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.00	MPa	
Resist. caratt. rottura f_{tk} : 450.00	MPa		
Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	391.30	MPa	
Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.30	MPa	
Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068		
Modulo Elastico E_f 2000000	daN/cm ²		
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm

Y centro circ.:0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	33.7	8	22

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00318.00	0.00236.00	0.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 23.6 cm

Copriferro netto minimo staffe: 4.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	318.000.00	0.00	0.00	371.48	0.001.17	30.4	(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040.0	0.00198	0.0	33.7	-0.01427	0.0	33.7	-0.01427

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000241099	-0.006143961		

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	236.001254	98268.3167	8 61.5	61.2	1.420	1.000	6.97	9(0.0)	

7.8.3. Verifiche allo stato limite esercizio (SLE)

Verifica nei confronti delle deformazioni:

Gli spostamenti orizzontali massimi agli SLE sono di circa 4.65 cm, inferiori al limite Hscavo/200 = 6.25 cm; pertanto, la verifica di SLE nei confronti di deformabilità viene soddisfatta.

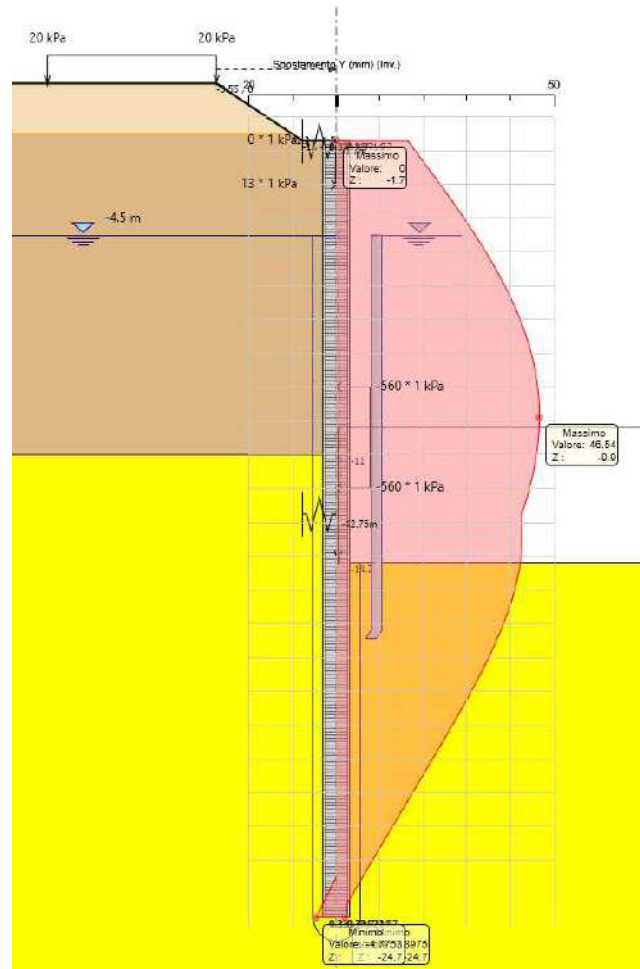


Figura 7.28 – Diagramma spostamenti – sezione A-A

7.8.4. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici

7.8.4.1. Sollevamento (UPL)

Per la verifica di stabilità al sollevamento si deve verificare la seguente disequaglianza (§ 6.2.4.2):

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

con il seguente significato dei simboli:

- $V_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione instabilizzante
- $G_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione permanente instabilizzante
- $Q_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione variabile instabilizzante
- $G_{stb,d}$ valore di progetto dell’azione permanente stabilizzante
- R_d valore di progetto della resistenza

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono indicati in Tab. 6.2.III delle NTC 2018.

I coefficienti parziali da applicare alle proprietà geotecniche sono M2 di Tab. 6.2.II delle NTC 2018.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ 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 γ_{ei}

La resistenza laterale è dovuta dall’attrito tra il palo e il terreno. Per garantire l’efficacia dello sviluppo di tale resistenza e la connessione tra il palo e la soletta, è necessario verificare gli spinotti dal punto di vista strutturale.

Lunghezza soletta	Lcop	21.125	m
Larghezza soletta	Bcop	19	m
Area soletta	Bcop x Lcop	401.375	m2
Spessore fondazione	H fond	1.500	m
Lunghezza palo	L palo	23.000	m
Diametro palo	D palo	0.800	m
Area palo	A palo	0.503	m2
Numero dei pali	np	100	
Battente idraulico	hw	9.050	m
Peso di volume acqua	γ_w	10.000	kN/m3
Pressione neutra all'interfaccia della soletta	pw	90.500	kPa
Azione instabilizzante	Vinst	36324.438	kN
		36.324	MN
Peso di volume calcestruzzo	γ_{cls}	25.000	kN/m3
Peso proprio fondazione	Gstab_sol	15051.563	kN
		15.052	MN
Peso proprio pali	Gstab_pali	28902.6524	kN
		28.903	MN

dove:

Sottospinta dell’acqua: $V_{inst} = p_w * B_{cop} * L_{cop}$; ($p_w = \gamma_w * h_w$)

Peso della fondazione: $G_{stab_sol} = \gamma_{cls} * B_{cop} * L_{cop} * H_{fond}$

Peso proprio pali: $G_{stab_pali} = n_p * \gamma_{cls} * L_{palo} * A_{palo}$

Per compensare la spinta idrostatica che in fase provvisoria risulta superiore al peso di fondazione, risulta necessario inserire delle barre filettate tipo Dywidag al fine di resistere a taglio. Lo sviluppo planimetrico delle opere provvisionali è di circa 80 m. Verranno inseriti 2 spinotti in ciascun palo per meglio trasferire le tensioni dovute al galleggiamento, pari ad un numero totale di 161 barre.

La resistenza totale di progetto per singolo spinotto si calcola nel seguente modo:

$$G_{stab_barr} = n * V_{bd}$$

dove:

$$V_{bd} = \frac{A_{barra} f_y}{\gamma_R \gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

Occorre inoltre verificare a schiacciamento il calcestruzzo in prossimità della barra filettata, adottando una classe C25/30 per il calcestruzzo.

Il valore minimo che barre devono compensare è pari a:

$$Q_{barre} = 1.1 * V_{inst} - 0.9 * (G_{stab_sol} + G_{stad}); \text{ taglio totale nelle barre}$$

$$V_{barra} = \frac{Q_{barre}}{n}; \quad \text{taglio in ciascuna barra}$$

Ipotizzando una lunghezza di ancoraggio nel palo di 40 cm, la superficie di contatto barra-clt è pari a:

$$L_{anc} = 30 \text{ cm}$$

$A_c = L_{anc} * D_{barra}$; area di contatto spinotto-clt per sollecitazione agente di taglio

$$\sigma_{cls} = \frac{V_{barra}}{A_c}$$

Verifica a schiacciamento del cls e Spinotti			
Numero di barre tipo dywidag per spinotti	n	161.000	
Diametro barre	Dbarra	40.000	mm
Area barre	Abarra	1256.637	mm ²
		0.00125664	m ²
Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione	Rck	30.000	Mpa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	fck	24.900	Mpa
Resistenza di progetto a compressione	fcd	14.110	Mpa
Taglio totale nelle barre	Qbarra	26.410	MN
Taglio in ciascuna barra	Vbarra	164.040	kN
Lunghezza di ancoraggio spinotto	L,anc	30.000	cm
Area di contatto spinotto-cls per sollecitazioni agente di taglio	Ac	0.012	m ²
Tensione di schiacciamento sul cls	σ_{cls}	13.670	Mpa
VERIFICA ($\sigma_{cls} < fcd$) - schiacciamento	soddisfatta		
Tensione di snervamento	fy	950.000	Mpa
Coeff. parziale acciaio per verifiche resistenza	γ_{m0}	1.050	
Coeff. parziale acciaio per tiranti provvisori	γ_R	1.100	
Resistenza a taglio di progetto singolo spinotto	Vbd	596.748	kN
VERIFICA ($V_{barra} < V_{bd}$) - taglio	soddisfatta		

La resistenza laterale è stata calcolata nel seguente modo: in assenza dei valori esatti dei coefficienti della spinta (k), che verranno modificati durante le fasi di scavo, è stato fatto riferimento all’ultima fase di scavo e sono stati ricavati i valori degli sforzi efficaci orizzontali (σ'_h). Successivamente sono stati calcolati gli sforzi tangenziali (τ), assumendo il criterio di rottura Mohr-Coulomb, e integrati lungo tutto il palo.

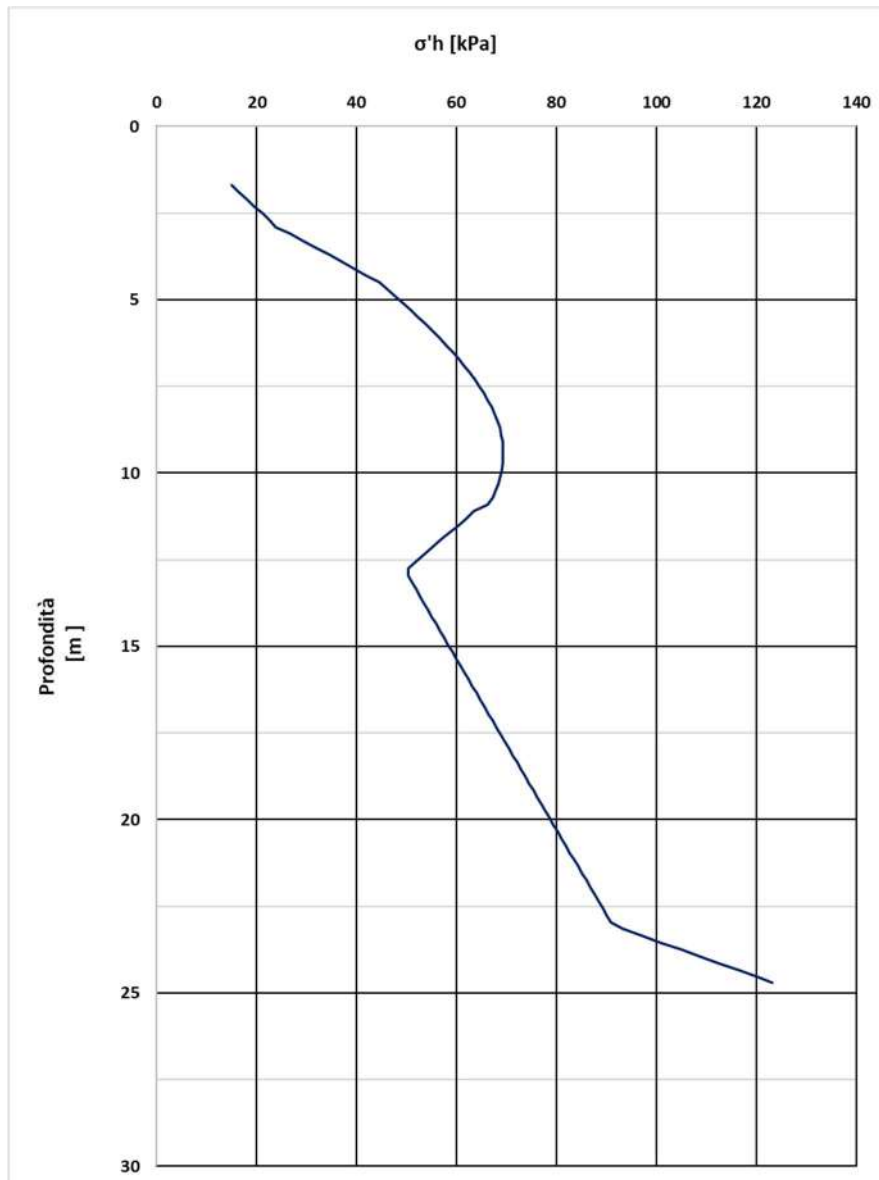


Figura 7.29 – Profilo degli sforzi efficaci orizzontali (σ'_h) lungo il palo

$$\tau_{,i} = \sigma'_{h,i} * \text{tg}(\varphi'd)$$

$$R_{k,i} = \frac{(\tau_{,i} + \tau_{,i+1}) * \Delta}{2} \quad \text{dove: } \Delta = 20 \text{ cm (passo di integrazione)}$$

$$R_k = \sum R_{k,i}$$

Resistenza laterale (attrito palo-terreno): $R_{tot} = 2 * (L_{cop} + B_{cop}) * R_k$;

(L_{cop} :Lunghezza soletta, B_{cop} :Larghezza soletta).

Verifica di sollevamento (UPL)			
Peso proprio fondazione	Gstab_sol	15051.563	kN
		15.052	MN
Peso proprio pali	Gstab_pali	28902.6524	kN
		28.903	MN
Resistenza laterale (attrito palo-terreno)	R,tot	42224.340	kN
		42.224	MN
Azione instabilizzante	Vinst	36324.438	kN
		36.324	MN
	$\gamma G1$ sfav	1.100	
	$\gamma G1$ fav	0.900	
	Vinst,d	39.957	MN
	Gstb,d	77.561	MN
VERIFICA (Gstb,d>=Vinst,d)	soddisfatta		

La verifica di sollevamento risulta soddisfatta in quanto:

$$(G_{stb,d} =) 0.9 * [G_{stab_sol} + G_{stab_pali} + R_{tot}] = 77.561 \text{ MN} > 39.957 \text{ MN} = V_{inst,d}$$

L’armatura della soletta viene verificata in prima battuta considerando la soletta di fondazione appoggiata su 4 lati in corrispondenza dei pali e soggetta alla sottospinta idraulica considerando un tirante idraulico al di sopra della soletta di 9.2m. Si riporta di seguito il calcolo effettuato:

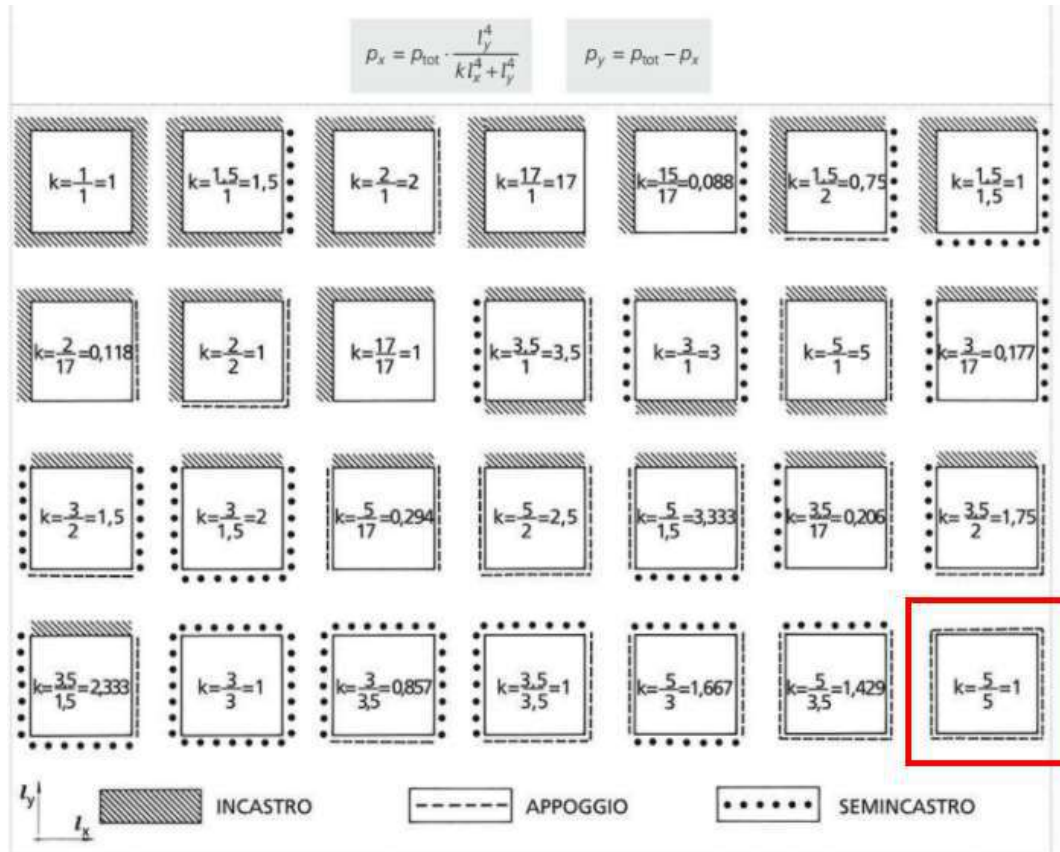


Figura 7.30 – Definizione delle pressioni agenti nelle due direzioni

γ_{water}	10 kN/m ³	peso di volume acqua
h	9.20 m	altezza falda
pw	92 kN/m ²	sottospinta idraulica
tsoletta	1.5 m	spessore soletta
γ_{cls}	25 kN/m ³	peso di volume cls
gsoletta	37.5 kN/m ²	peso soletta
ly	19.00 m	larghezza piastra in y
k	1	
lx	21.00 m	larghezza piastra in x
ptot=pw-gsoletta	54.5 kN/m ²	
px	22 kPa	
py	33 kPa	
Mx	1205 kNm	momento di calcolo in direzione x
My	1473 kNm	momento di calcolo in direzione y

Titolo: verifica soletta per sottospinta idraulica M3

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 2

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	1500	1	4524	72
			2	4524	1428

Materiali

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	3.5
E_s	200,000 N/mm ²	18.13
E_s/E_c	15	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	0.7333
τ_{co}		2.114

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

Tipo flessione: Retta

Calcoli finali:
 M_{xRd} 2,446 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_s 54.82 ‰
 d 1,428 mm
 x 85.7 x/d 0.06001
 δ 0.7

La sezione armata con 10 ϕ 24 su entrambi i bordi e risulta verificata

7.9. Caratteristiche dell'opera

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dell'opera:

Armature

Pali:

- gabbia 1 (lunghezza = 7m): 30 \varnothing 26 (in acciaio); staffe \varnothing 10/ 10 cm (in acciaio)
- gabbia 2 (lunghezza = 3 m): 28 \varnothing 32 + 28 \varnothing 32 (in VTR); staffe \varnothing 16/ 10 cm (in VTR)
- gabbia 2 (lunghezza = 3 m): 30 \varnothing 26 (in acciaio); staffe \varnothing 10/ 10 cm (in acciaio)
- gabbia 3 (lunghezza = 3 m): 26 \varnothing 26 + 26 \varnothing 26 (in acciaio); staffe \varnothing 16/ 10 cm (in acciaio)
- gabbia 4 (lunghezza = 4m): 30 \varnothing 26 (in acciaio); staffe \varnothing 10/ 10 cm (in acciaio)
- gabbia 5 (lunghezza = 6 m): 8 \varnothing 22 (in acciaio); staffe \varnothing 10/ 20 cm (in acciaio)

Incidenza armature (in acciaio) = 285 kg/m³

Barre longitudinali in VTR: 56 \varnothing 32 per palo(lunghezza=3m); Staffe in VTR \varnothing 16/10cm (lunghezza staffa esterna=2.27m, lunghezza staffa interna=2.07)

Cordolo (1.2m x 1.0 m):

- Armatura fibre tese: 8 \varnothing 26+ 8 \varnothing 22
- Armatura fibre compresse: 8 \varnothing 26+ 8 \varnothing 22

- Armatura superiore/inferiore: $2\Phi 10$
 - Armatura a taglio: Staffa $\Phi 12/15$ + spillo $\Phi 10/400 \times 400$
- incidenza totale = 150 kg/m^3
- Puntoni d’angolo: HEM500

8. OPERE PROVVISORIALI MANUFATTO M4

Il seguente capitolo ha come oggetto la progettazione definitiva delle opere provvisorie in corrispondenza del manufatto M4. L’area di studio della nuova opera rientra nell’ambito del territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Cittaducale.

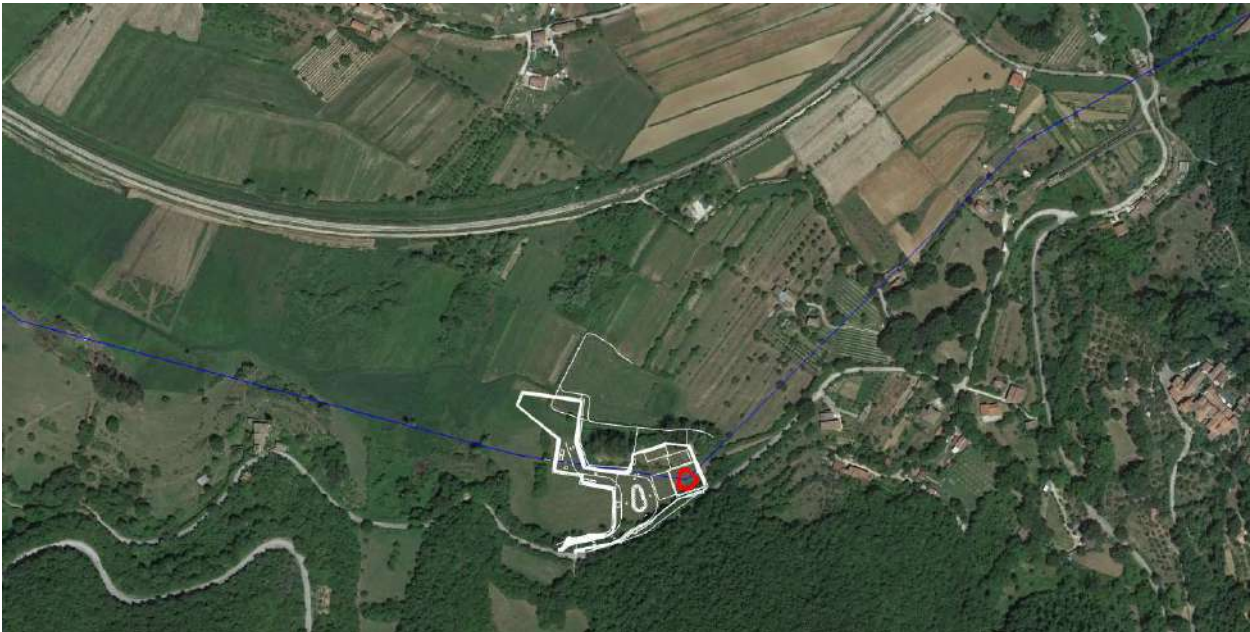


Figura 8.1: Ubicazione del Manufatto M4 (in rosso) – vista planimetrica

8.1. Software di calcolo

- **Paratie Plus** versione **21.0.1** della Ce.A.S. s.r.l per il calcolo di opere di sostegno flessibili e, più in generale, per lo studio di diverse problematiche di Ingegneria Geotecnica correlate alla progettazione di scavi a cielo aperto.

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

Il problema è ricondotto ad un problema piano in cui si analizza una “fetta” di parete di larghezza unitaria. La modellazione numerica dell’interazione terreno-struttura è del tipo “trave su suolo elastico”: le pareti di sostegno sono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ , mentre il terreno è simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

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

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

L’analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza

di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all’asse X ortogonale al piano della struttura.



Figura 8.2 - Licenza Paratie Plus 2021

- **Midas Gen 2021** versione **3.1** della MIDAS Information Technology Co.,Ltd. per l’analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale.



Figura 8.3 - Licenza Midas Gen 2021

8.2. Descrizione degli interventi

Al fine di sostenere lo scavo necessario alla realizzazione del manufatto M4 si prevede un’opera provvisoria di sostegno costituita da una paratia di pali compenetrati $\phi 800$. Per il calcolo e il dimensionamento di tali opere si è fatto riferimento ad una sezione rappresentativa, nel seguito descritta. In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo è incrementata di 0.50 m. Nella tabella seguente si riassume l’altezza di scavo assunta nel modello di calcolo.

Sezione	Altezza libera paratia [m]	Prescavo medio [m]	Incremento (NTC 2018) [m]	Scavo max di modello da p.c. [m]
A-A	13.50	1.25	0.50	15.25

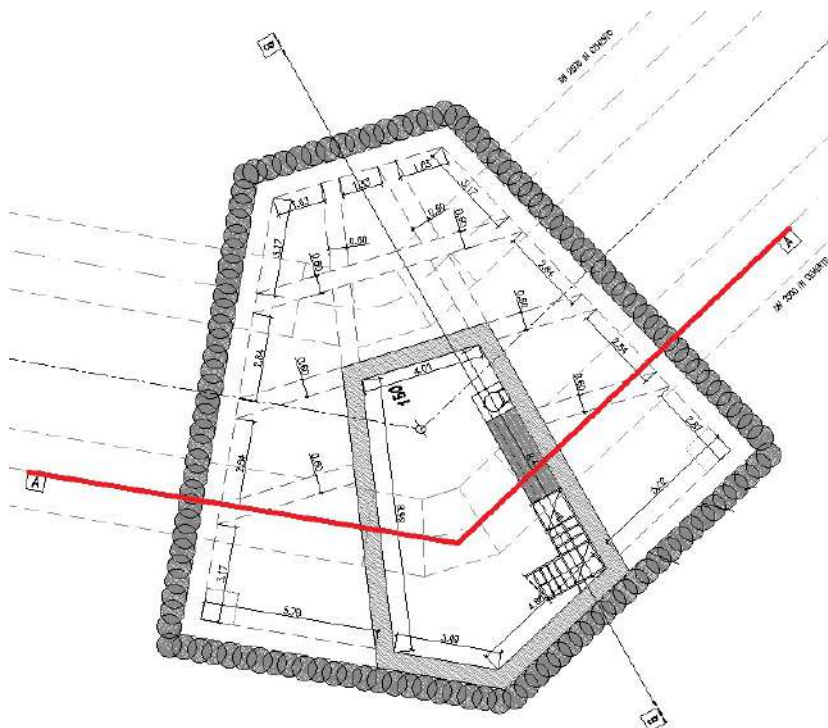


Figura 8.4 – Posizione della sezione di calcolo delle opere provvisorie

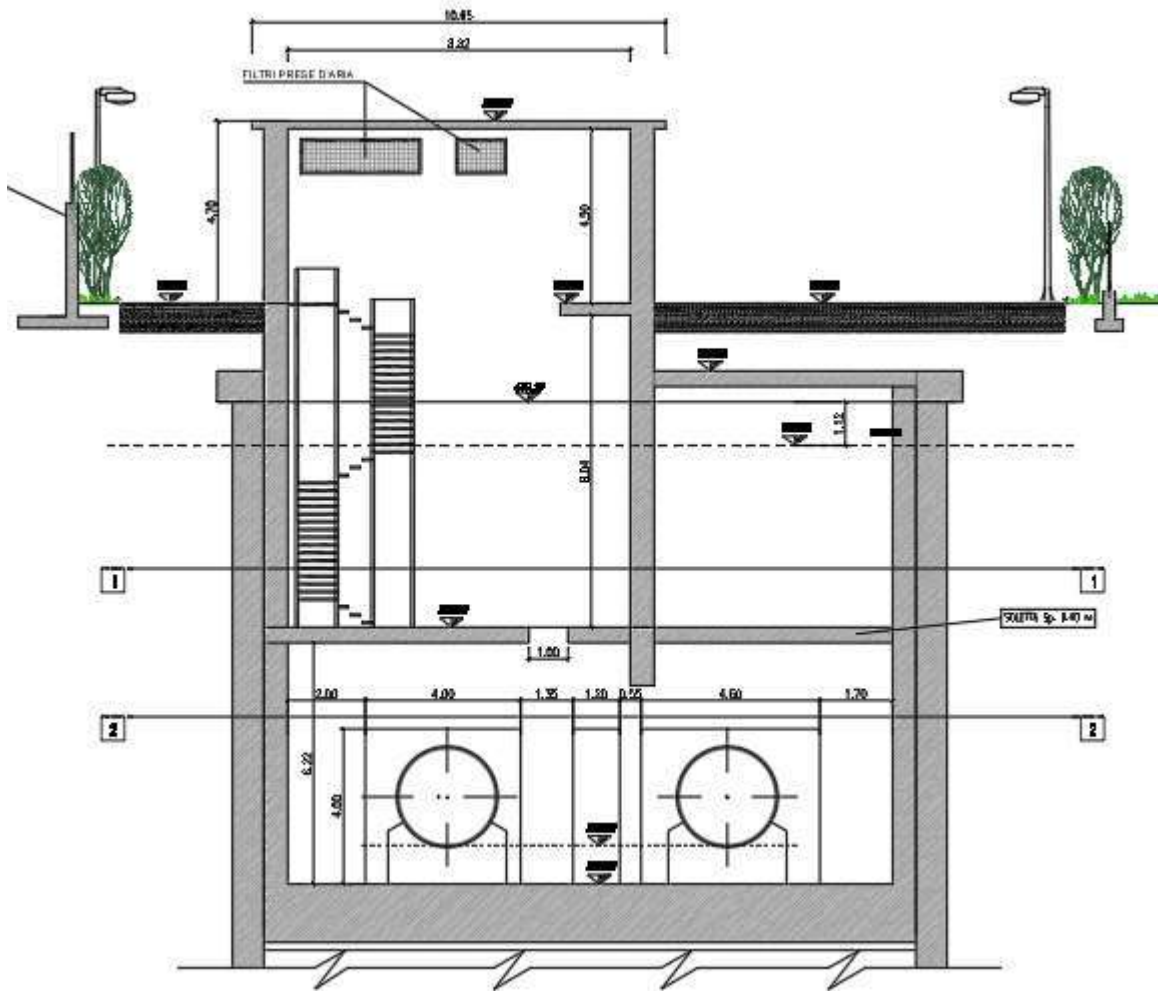


Figura 8.5 – Sezione trasversale A-A

8.2.1. Sezione A-A

In corrispondenza del manufatto M4 si prevede una paratia di pali compenetrati di diametro 800 mm, con interasse longitudinale 500mm, e lunghezza totale 24m. La sequenza di costruzione dei pali secanti con il sistema CSP (Cased Secant Piles) consiste nell'esecuzione di pali primari e secondari, di cui solo questi ultimi sono

armati. Per raggiungere la profondità di scavo di progetto, pari a 15.25 m da piano campagna, si impiega un sistema di puntonamento formato da:

- Cordolo sommitale in c.a. 120×80 cm con puntoni interni in acciaio a sezione circolare 508×16 mm.
- Irrigidimento intermedio a -6 m dalla testa della paratia realizzato con doppia trave perimetrale HEM650 e puntoni interni in acciaio a sezione circolare 610×25 mm.

Tale sistema è realizzato interamente sopra la falda freatica. Successivamente, si prosegue con lo scavo sotto falda e con il getto della soletta di fondazione (spessa pari ad 1.5m) in subacqueo. La soletta di fondazione è connessa ai pali della paratia per mezzo di connettori a taglio, da inghisare sia nella soletta sia nella paratia. Le fasi di scavo si concludono con l’aggottamento totale dell’acqua dallo scavo.

8.3. Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio Si(3) e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.

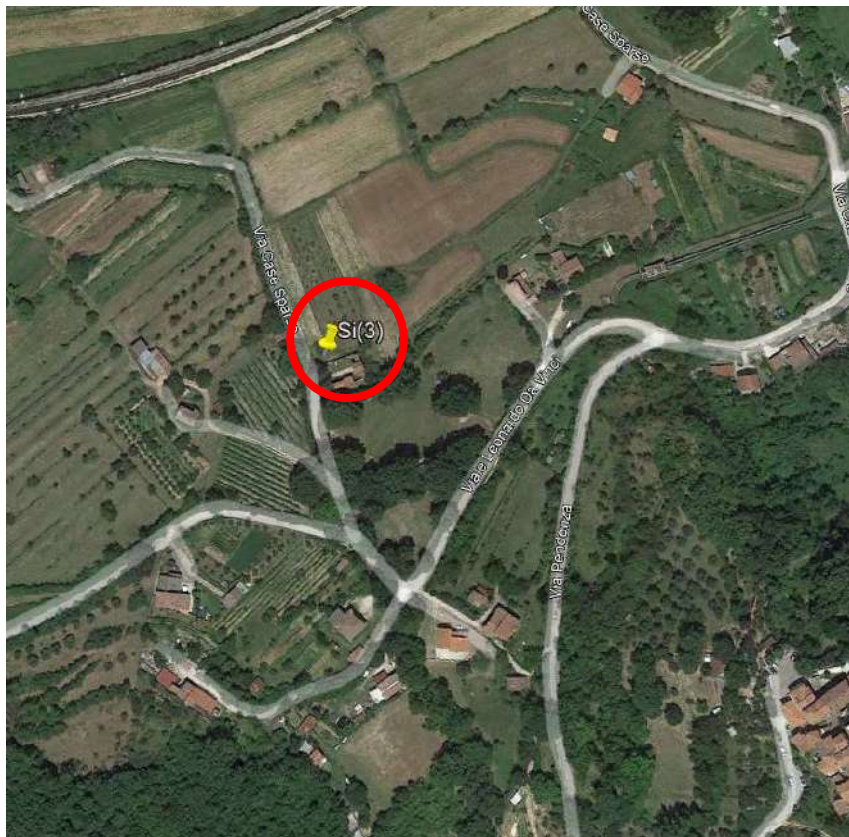


Figura 8.6 – Ubicazione sondaggio Si(3) - Fonte: Google Earth

Nella figura seguente si riporta la scheda del log stratigrafico del sondaggio Si(3).

Committente: Acea Elabori S.p.A.	Sondaggio: Si3
Riferimento: Nuovo Tronco superiore dell'Acquedotto del Peschiera	Data: 06-07/05/2019
Coordinate: 42.361875° N; 12.996441° E	Quota: 412 m slm
Perforazione: Carotaggio Continuo	

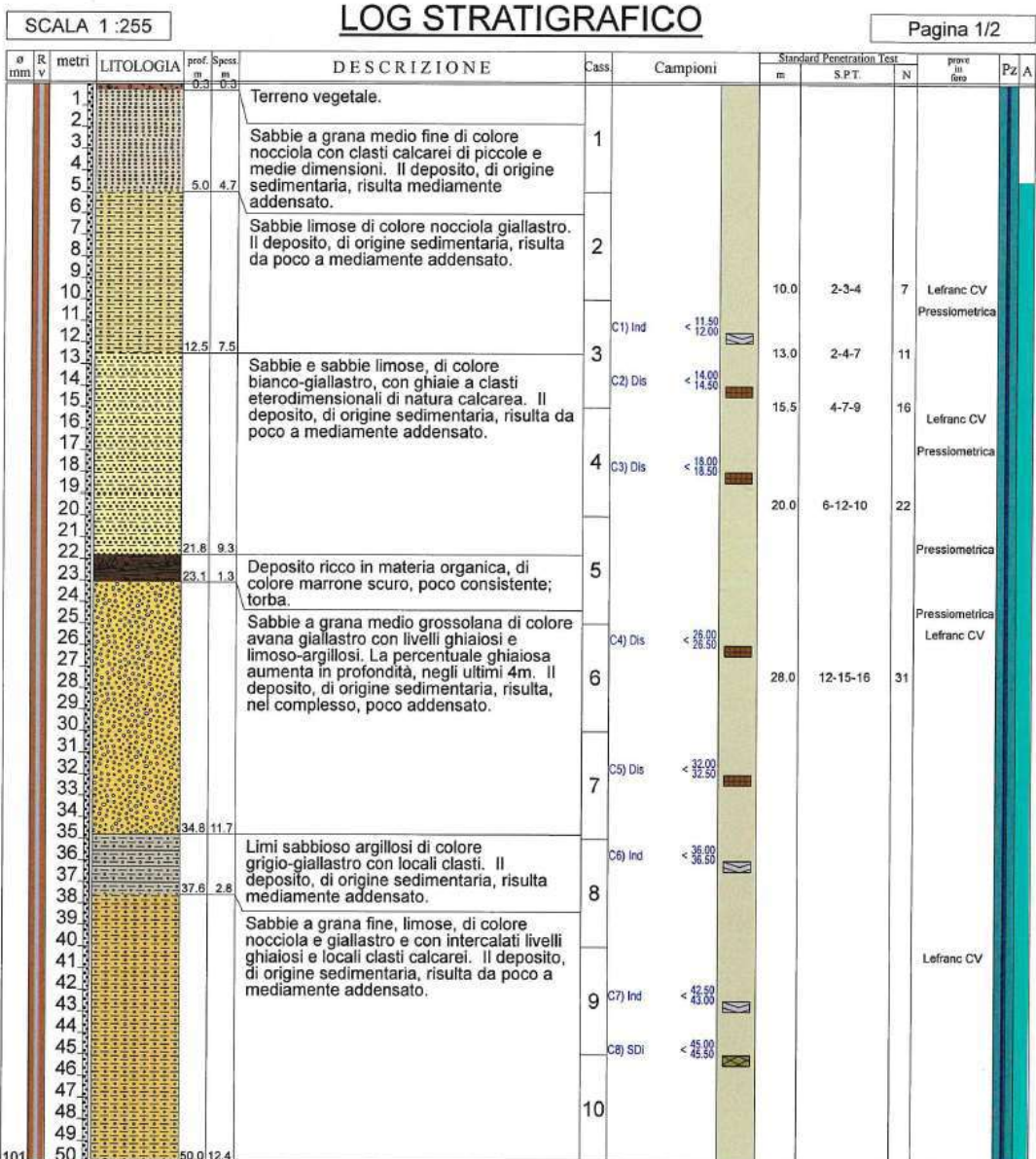


Figura 8.7 – Scheda stratigrafica del sondaggio Si(3)

8.3.1. Prove SPT (Standard Penetration Test)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all’esecuzione di n. 5 prove S.P.T. (*Standard Penetration Test*), i cui risultati sono di seguito riportati:

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N_{spt}
Si(3)	10.0	7
Si(3)	13.0	11
Si(3)	15.5	16
Si(3)	20.0	22
Si(3)	28.0	31

Tabella 8.1 – Risultati della prova SPT – Sondaggio Si(3)

8.3.2. Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia.

Si precisa che non è stato possibile eseguire un campionamento indisturbato in relazione alla natura altamente granulare dei terreni. Sulla base dei risultati ottenuti dal sondaggio Si(3), si individua la presenza di uno strato di riporto (UG1) per un spessore pari a circa 1.5 m formato dal terreno vegetale sabbioso con clasti. A seguire si trova uno strato costituito da sabbie a grana medio-fine con ghiaie (UG2), fino a

profondità circa 11 m dal piano campagna. Per le profondità maggiori di 60 m da piano campagna, è presente un deposito di terreno formato da limo sabbioso debolmente argilloso (UG3).

Per la profondità della falda si assume – 4m da p.c.

Riferimento			Caratteristiche fisiche								Limiti di consistenza				Granulometria				Compr	Taglio diretto			Edometrica				
Sond n°	Camp. a*	Profondità m	W %	Y kN/m ³	Y _{sat} kN/m ³	Y _{sat} kN/m ³	γ _s kN/m ³	Indice vuoti	Poros. %	Sat. %	LL %	LP %	IP %	IC %	Giàia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	σ kPa	φ °	c kPa	24.5 kPa	49.0 kPa	98.0 kPa	196.0 kPa	392.0 kPa	
Si3	C1	11.50 - 12.00	27.7	19.5	15.3	19.4	26.3	0.72	41.8	103.2	47.3	20.4	26.9	0.73	2.6	45.4	25.4	26.6	20.5	26.9	7.9	3478	3769	5600	10000	11200	
Si3	C2	14.00 - 14.50					26.3								6.1	71.3	15.5	7.1									
Si3	C3	18.00 - 18.50					26.1								7.3	66.1	17.4	9.2									
Si3	C4	26.00 - 26.50	17.9	19.0	16.1	19.8	25.8	0.60	37.5	78.6	51.3	22.8	28.5	1.17	38.7	32.9	28.4	118	37.6	13.6	3429	4083	6125	9800	15077		
Si3	C5	32.00 - 32.50					26.0								5.7	39.1	33.9	21.3									
Si3	C6	36.00 - 36.50	29.0	18.3	14.2	18.6	25.5	0.79	44.2	95.1	54.8	35.2	19.6	1.32	22.7	56.1	21.2	40.7	25.4	8.7	2229	3065	4086	5769	8717		
Si3	C7	42.50 - 43.00	19.9	20.0	16.7	20.3	26.5	0.59	37.1	91.4	41.0	25.3	15.7	1.34	27.2	52.5	11.6	8.7	30.4	27.9	7.2	3502	4903	4715	7486	12819	
Si3	C8	45.00 - 45.50					26.5								15.6	38.9	19.4	26.1									

Tabella 8.2 – Risultati delle prove di laboratorio

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ _n (kN/m ³)	φ' (°)	C' (kPa)	E _{op} (MPa)	E _{ed} * (MPa)
UG1	0.0 – 1.5	Terreno vegetale sabbioso con clasti spigolosi di origine calcarea	16.0	25	0	10	2.5
UG2	1.5 – 11.0	Sabbie a grana medio-fine con ghiaie eterodimensionali (facies granulare)	18.0 – 21.0	27 - 32	8 - 10	20	4.0 - 6.0
UG3	11.0 – 30.0	Limo sabbioso debolmente argilloso (facies coesiva)	18.0 – 20.0	22 - 25	9 - 15	20	9.0 – 13.0

Tabella 8.3 – Sintesi dei parametri geotecnici (* valore riferito alla frazione fine)

8.4. Analisi dei carichi

8.4.1. Peso proprio

- Peso proprio cls $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

8.4.2. Carichi accidentali

Durante le fasi di costruzione si considera un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

8.4.3. Azione sismica

L’azione sismica è stata omessa nelle analisi in quanto le opere sono provvisorie, con una durata minore di 2 anni (DM 17/01/2018 §2.4.1).

8.4.4. Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia. I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno. I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

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

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

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

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

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

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

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

Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

8.5. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_{G1}

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

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

8.6. Verifiche

8.6.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l’Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

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

8.6.2. Verifiche SLE

In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell’opera. Si assume che gli spostamenti siano accettabili se inferiori al valore limite $H/200$, dove H è l’altezza di scavo.

Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

8.7. Analisi numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento delle paratie di pali provvisori in corrispondenza del manufatto M4. Il modello per la paratia di pali secanti $\varnothing 800$ è stato realizzato con il programma Paratie Plus, in condizioni statiche, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali in condizioni SLE e le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU.

8.7.1. Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto:




	Terreni	YDRY: [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	UG1 Sabbia / Ghiaia	18	0	25	E _{vt} = 10000 E _{ur} = 16000
	UG2 Sabbia / Ghiaia	19	8	27	E _{vt} = 20000 E _{ur} = 32000
	UG3 Limo	19	9	22	E _{vt} = 20000 E _{ur} = 32000

Tabella 8-4 – Modello geotecnico – Sezione A-A

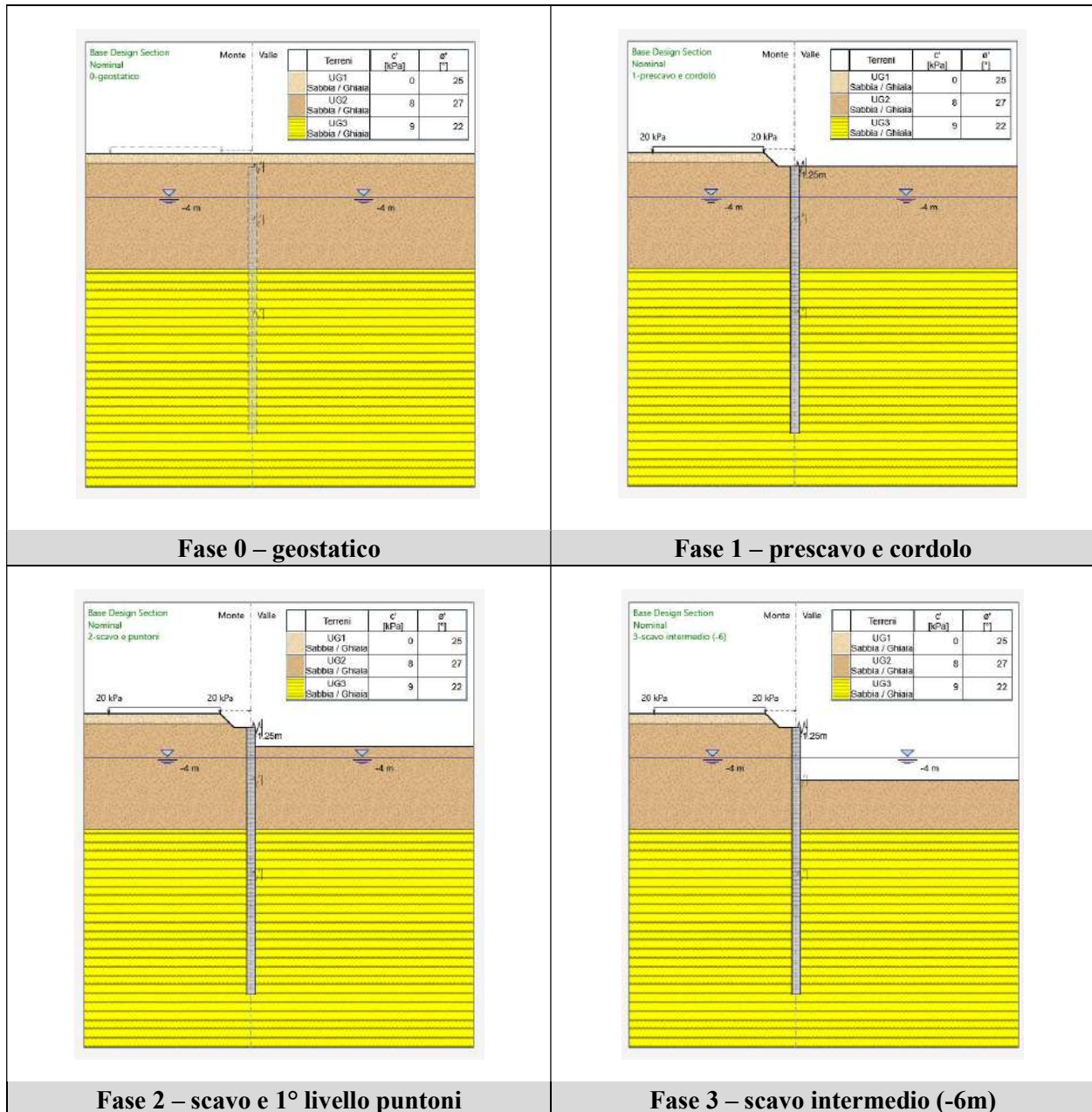
Le fasi esecutive per l’analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

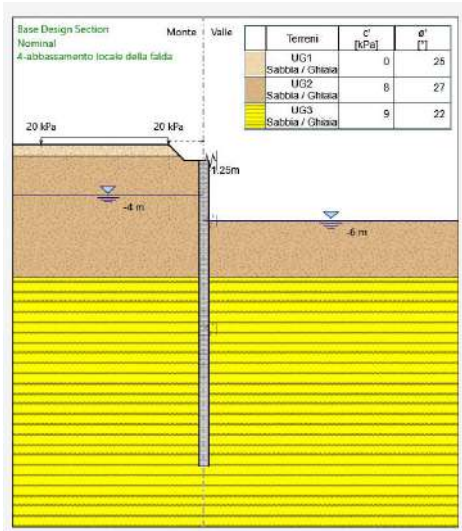
0. Stato geostatico iniziale; la falda è a -4.00 m dal p.c.
1. Prescavo di 1.25 m, realizzazione dei pali e del cordolo sommitale in c.a., quest’ultimo simulato con l’ausilio di una molla di rigidità pari a 11700 kN/m² (nei paragrafi successivi è riportato il dettaglio della taratura); è presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
2. Scavo fino a -3.00 m dal p.c. e realizzazione del sistema di puntoni a sezione circolare 508×16 mm: si aggiorna la rigidità della molla, che simula il cordolo sommitale, al valore di 47390 kN/m² (nei paragrafi successivi è riportato il dettaglio della taratura); è presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
3. Scavo fino alla quota di -6.0 m da p.c.; è presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
4. Abbassamento della falda all’interno fino a -6.00 m da p.c.; è presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
5. Installazione del secondo livello di irrigidimento dello scavo (doppia trave perimetrale HEM650 e puntoni a sezione circolare 610×25 mm) simulato

tramite una molla elastica di rigidità 25000 kN/m^2 (nei paragrafi successivi è riportato il dettaglio della taratura); è presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa .

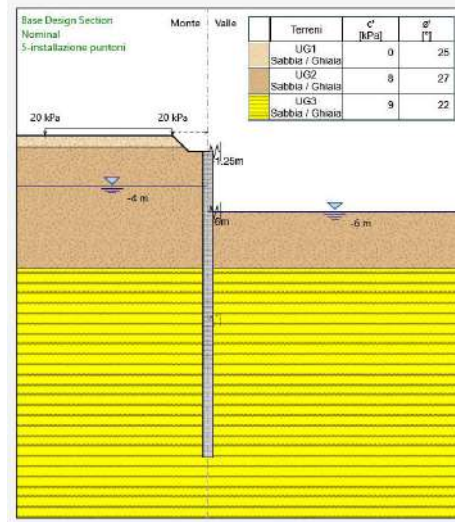
6. Ripristino della falda, all’interno dello scavo, alle condizioni originali (-4.00 m da p.c.). È presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa .
7. Scavo sommerso fino alla quota di -15.25 m da p.c. La fase è stata suddivisa in 3 sottofasi in cui il fondo scavo è abbassato gradualmente alla quota -7.75 (fase 7.1), -11.5 (fase 7.2) e -15.25 (fase 7.3). È presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa .
8. Realizzazione della soletta di fondazione simulata mediante una molla elastica di rigidità 4500000 kN/m^2 (nei paragrafi successivi è riportato il dettaglio della taratura) e da un sovraccarico pari a 37.5 kN/m , dovuto dal peso della soletta, sul fondo scavo. È presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa .
9. Svuotamento totale dell’acqua dallo scavo. È presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa .

Di seguito la rappresentazione grafica degli *stage* sopra descritti:

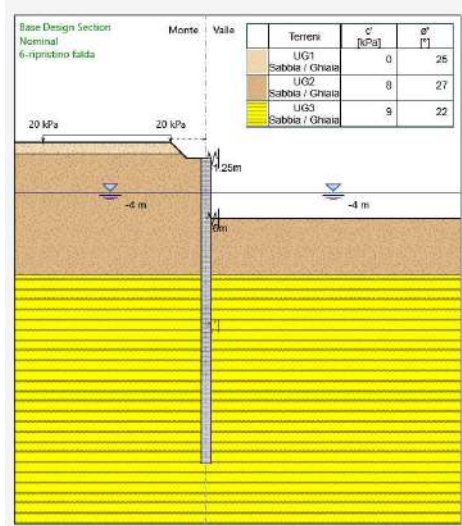




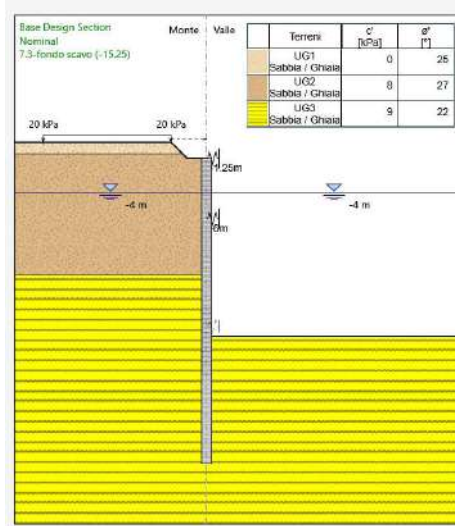
Fase 4 – abbassamento locale falda



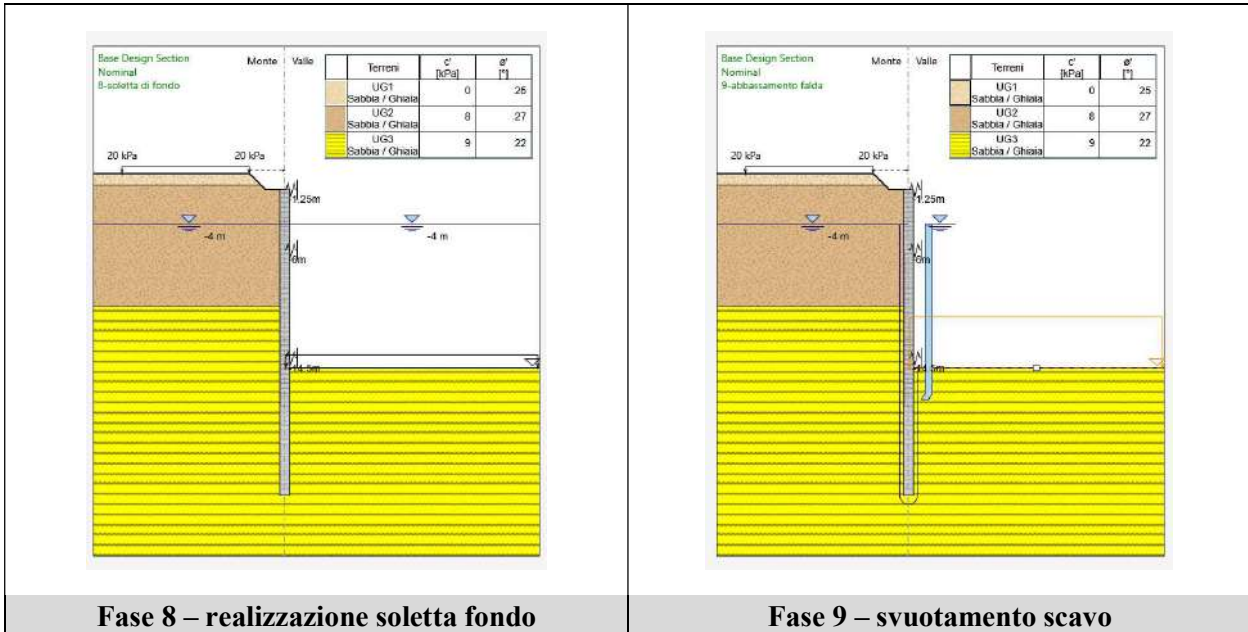
Fase 5 – installazione 2° livello puntoni



Fase 6 – ripristino falda



Fase 7 – fondo scavo



Le proprietà geometriche ed inerziali della paratia sono state desunte direttamente dalla libreria del software e sono sintetizzate nell’immagine seguente.

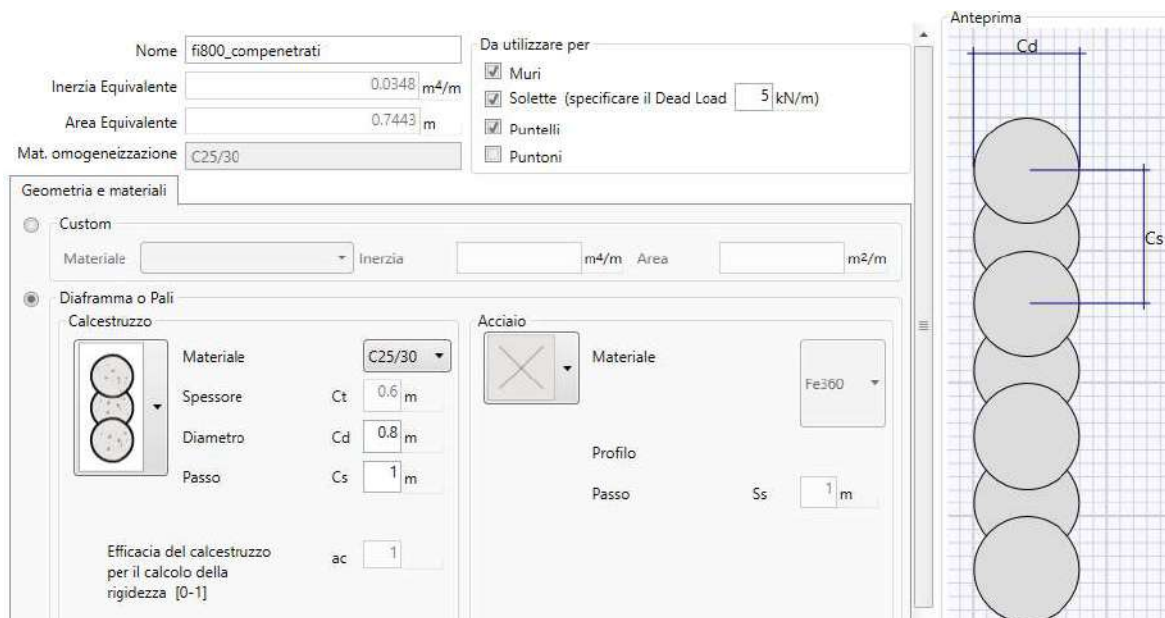


Figura 8.8 - caratteristiche geometriche della parete

8.7.2. Calcolo rigidezza dei sistemi di puntonamento

Il modello sviluppato con Paratie Plus prevede una paratia con un ordine di puntoni in testa ed uno a -6.00 m dalla sommità. Al fine di avere libera l’area dello scavo si ricorre a puntoni inclinati. Per la taratura delle molle sono stati considerati tre modelli a telaio così composti:

- *Modello 1*: cordolo sommitale in c.a. 120×80 cm. Tale modello è impiegato per tarare la molla introdotta nella fase 1 in Paratie Plus.
- *Modello 2*: cordolo sommitale in c.a. 120×80 cm con puntoni interni in acciaio a sezione circolare 508×16 mm. Tale modello è impiegato per aggiornare il valore di rigidezza della molla nella fase 2 in Paratie Plus.

- *Modello 3*: irrigidimento intermedio a -6 m dalla testa della paratia realizzato con doppia trave perimetrale HEM650 e puntoni interni in acciaio a sezione circolare 610×25 mm. Tale modello è impiegato per tarare la molla introdotta nella fase 5 in Paratie Plus.

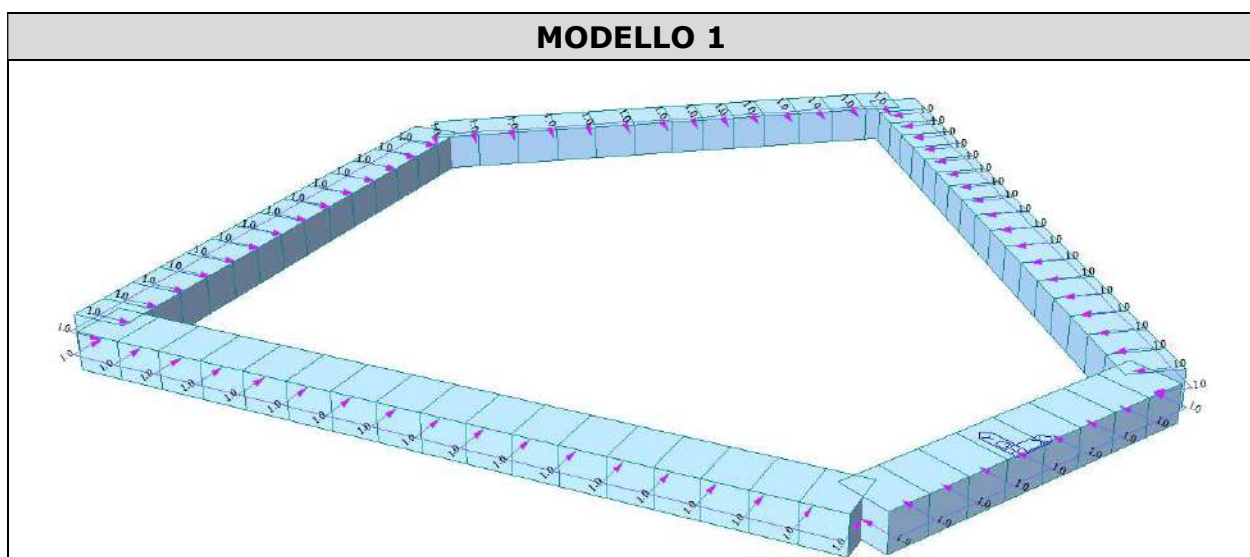
Applicando ai 3 modelli un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m, è stato valutato lo spostamento ortogonale massimo subito dal sistema: invertendo tale valore è stato ricavato il valore di rigidezza equivalente da fornire al vincolo nel software Paratie.

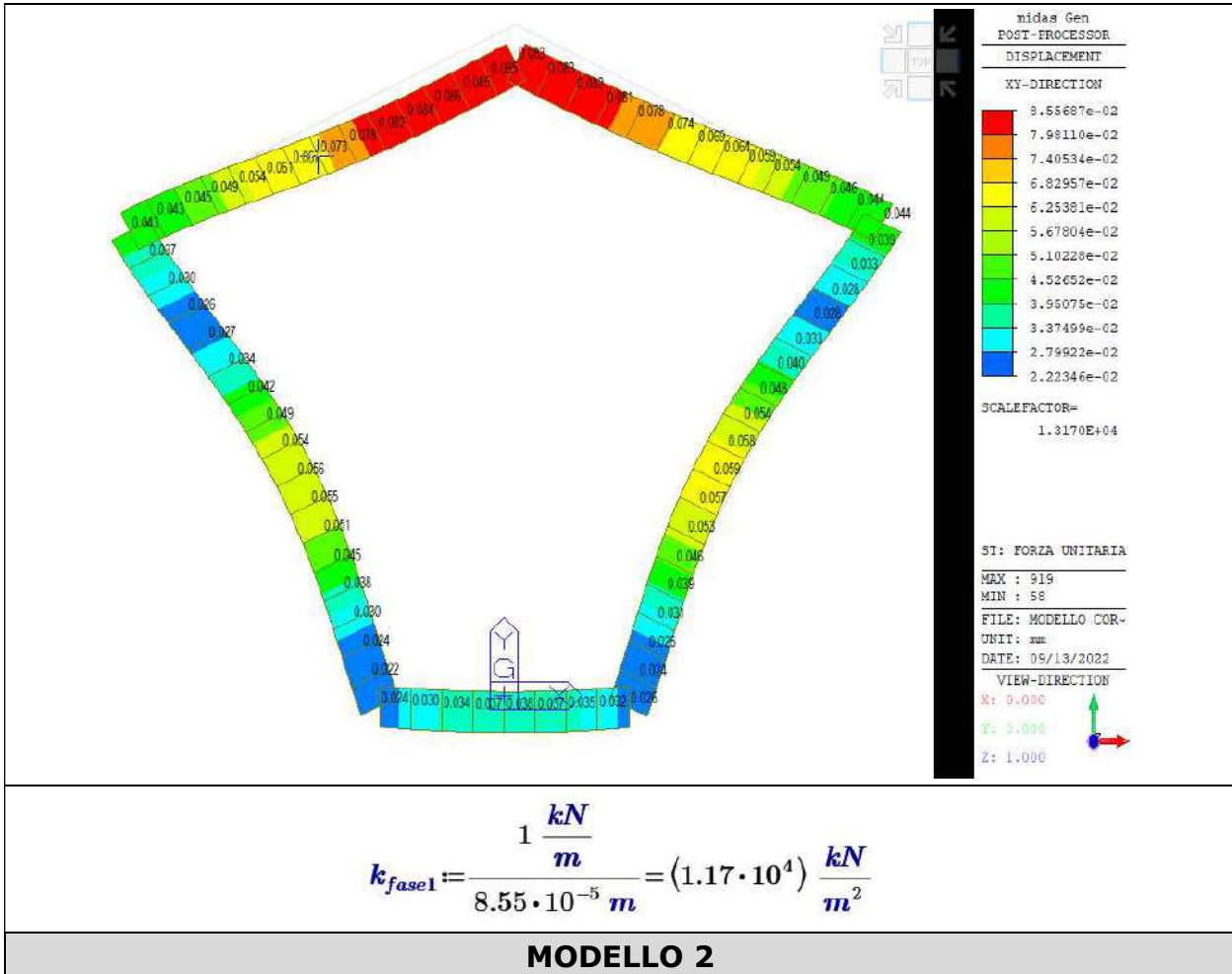
Per la platea di fondo, attiva a partire dalla fase 8 in Paratie Plus, si assume:

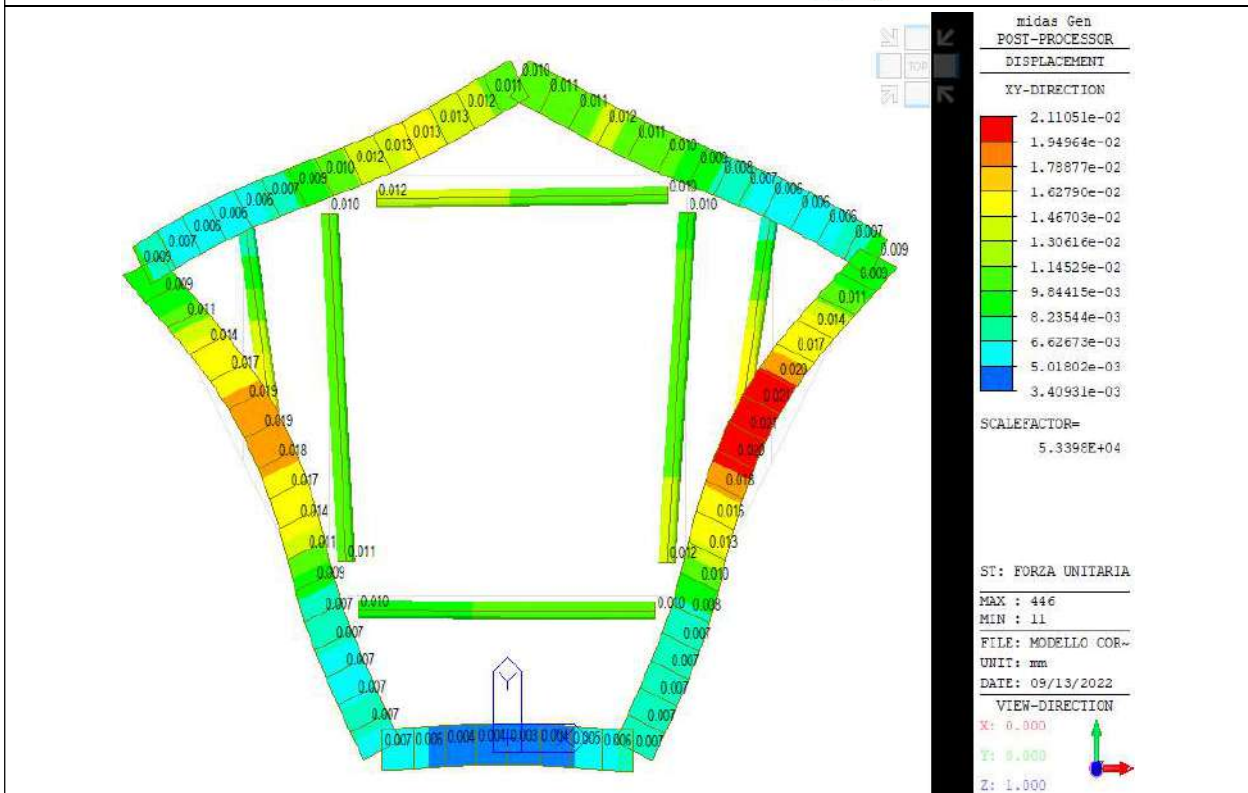
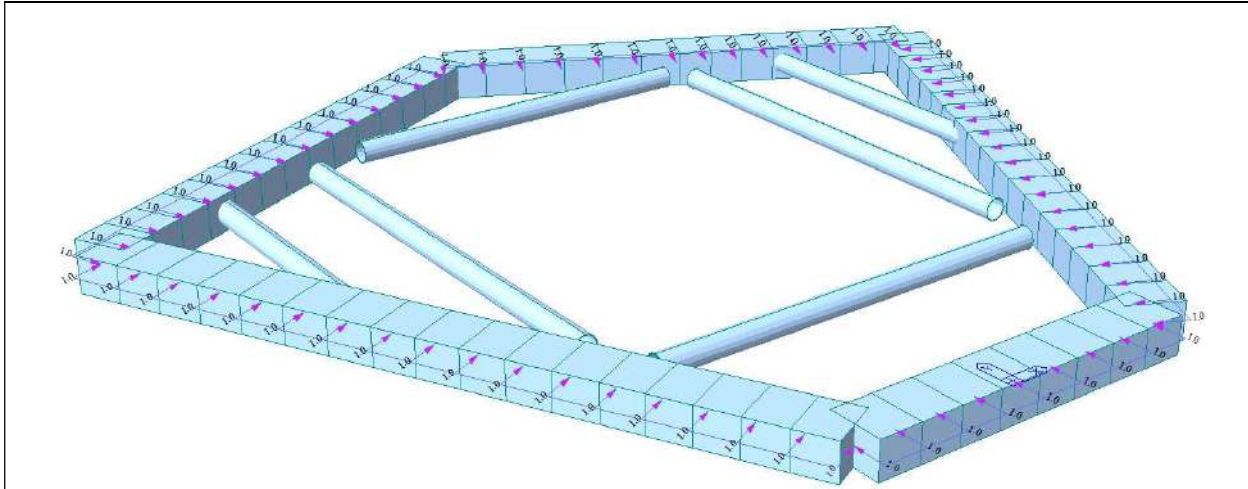
$$K_{\text{soletta}} = EA/(0.5 \cdot L_{\text{max}}) = 4500000 \text{ kPa}$$

con $A = 1.5\text{m}$, $E = 30000 \text{ MPa}$ e $L_{\text{max}} = 20\text{m}$.

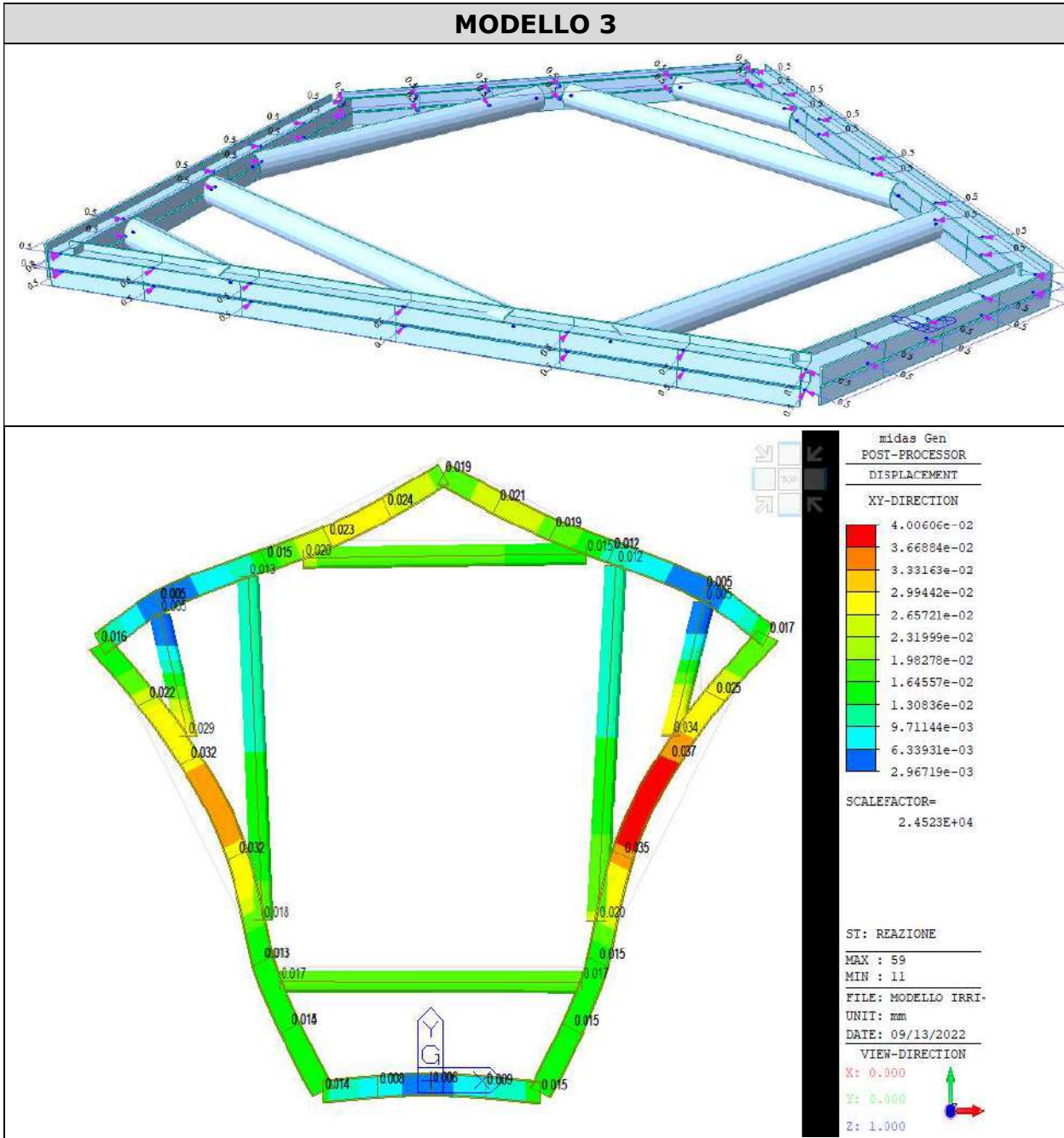
Negli schemi seguenti sono sintetizzati i principali risultati ottenuti.







$$k_{fase2} := \frac{1 \frac{kN}{m}}{2.11 \cdot 10^{-5} m} = (4.739 \cdot 10^4) \frac{kN}{m^2}$$



$$k_{intermedio} := \frac{1 \frac{kN}{m}}{4 \cdot 10^{-5} m} = (2.5 \cdot 10^4) \frac{kN}{m^2}$$

8.8. Risultati

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per i modelli implementati, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi. I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità. Ai paragrafi successivi è riportato il dimensionamento degli elementi strutturali principali.

8.8.1. Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni dell’analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1). Il momento flettente ed il taglio massimo risultano pari a:

$$M_{\max} = 1712.1 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$T_{\max} = 607.7 \text{ kN}/\text{m}$$

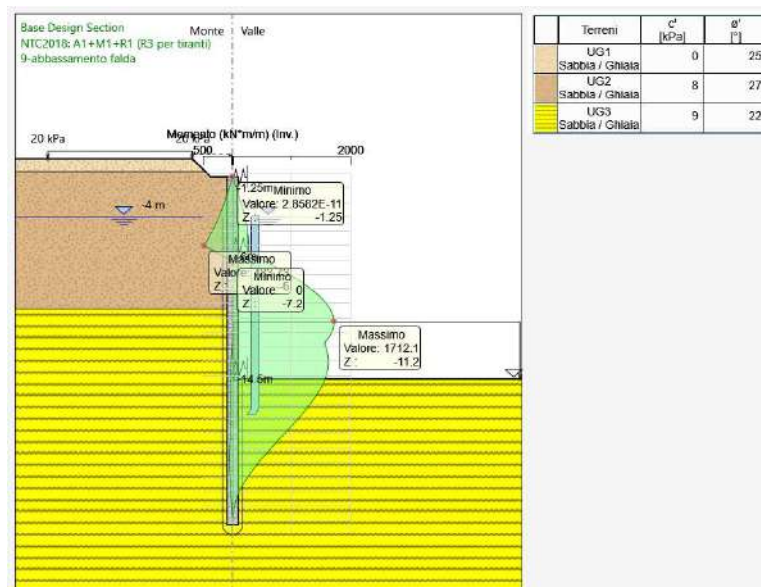


Figura 8.9 – Involuppo del diagramma del momento flettente [kNm/m]

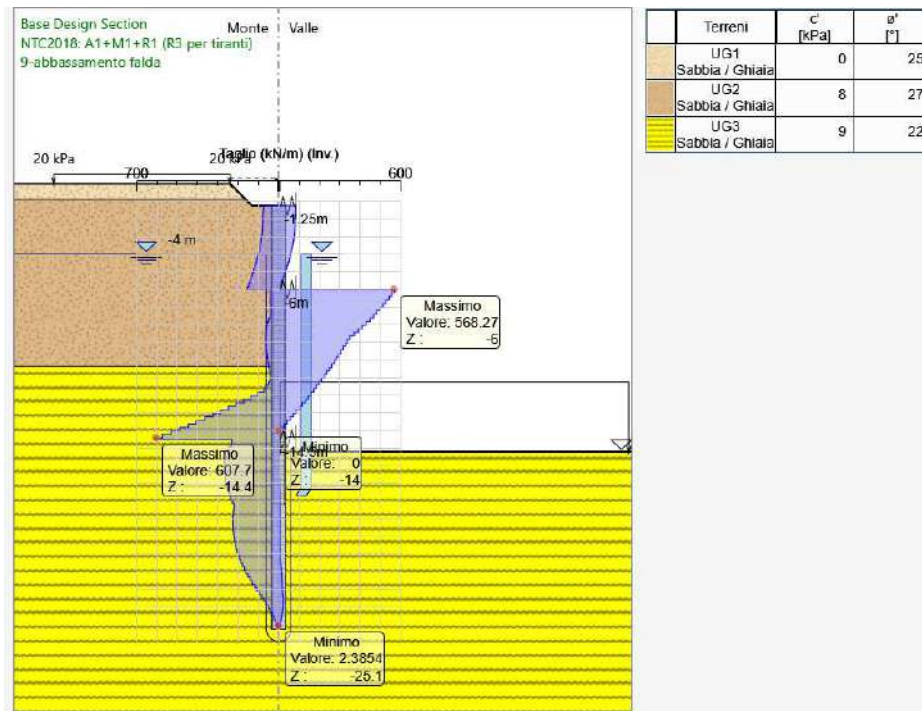


Figura 8.10 – Involuppo del diagramma del taglio [kN/m]

8.8.2. Verifiche degli elementi strutturali

8.8.2.1. Pali

Di seguito si riportano le verifiche allo SLU per le gabbie di armatura adottate nei pali:

- La gabbia 1 ha una lunghezza pari a 5m;
- la gabbia 2, con una lunghezza pari a 12m, è la parte più sollecitata del palo e presenta un’armatura con barre accoppiate;
- La gabbia 3 e ha una lunghezza pari a 7m

Le verifiche sono state condotte in Paratie Plus confrontando i momenti e tagli resistenti con le azioni sollecitanti. Come illustrato nelle immagini seguenti, tutte le verifiche risultano soddisfatte ($M_{ed} < M_{rd}$, $V_{ed} < V_{rd}$).

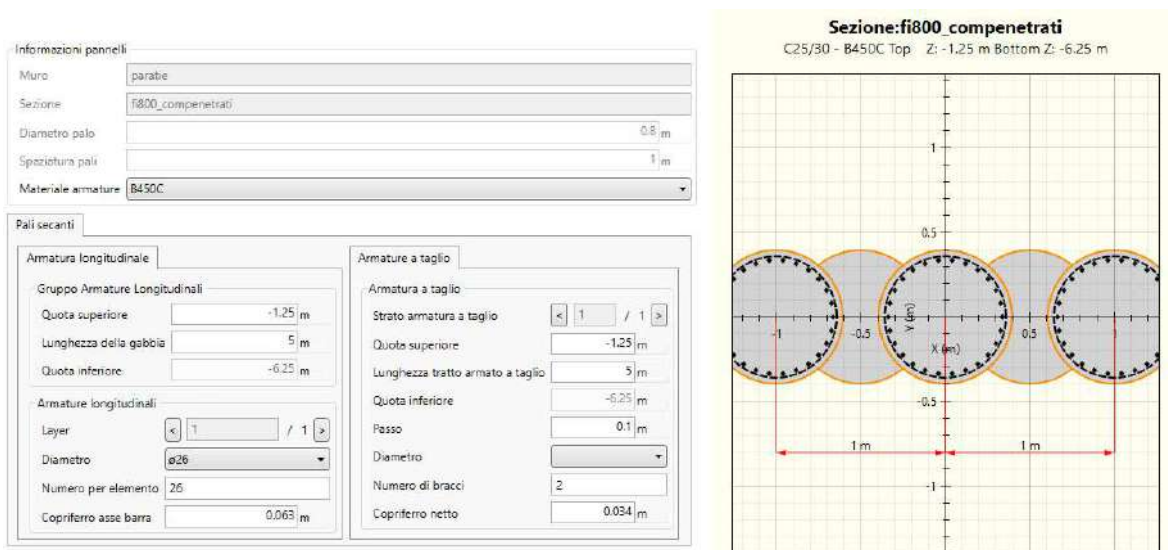


Figura 8.11 – Schemi di armature per la gabbia 1

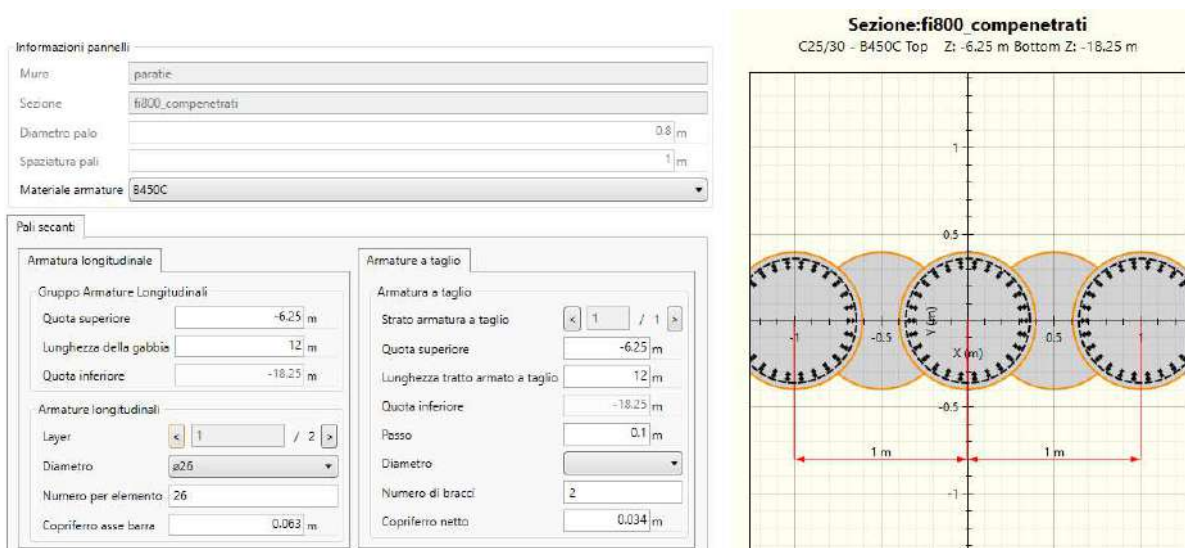


Figura 8.12 – Schemi di armature per la gabbia 2

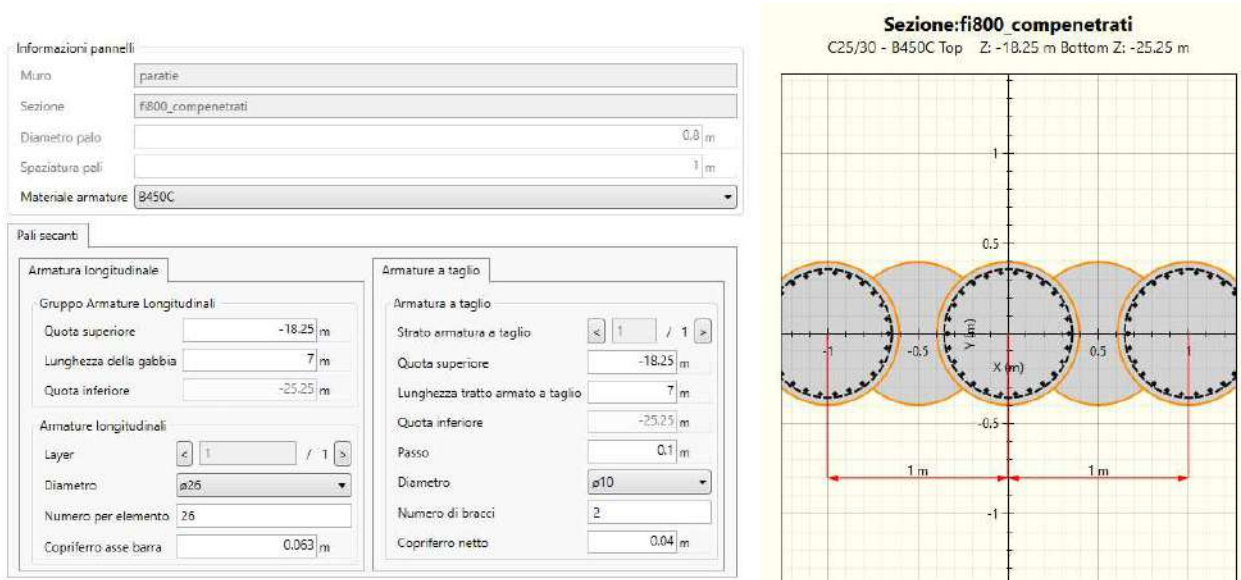


Figura 8-13 – Schemi di armature per la gabbia 3

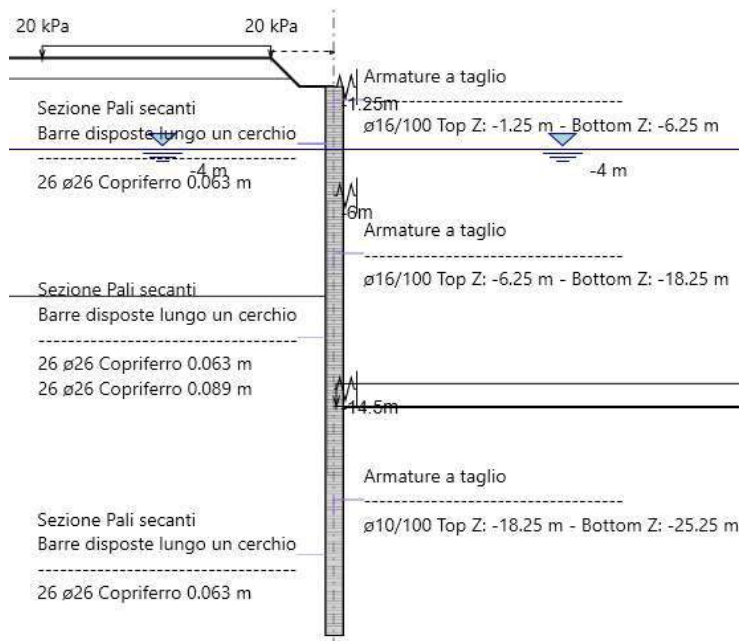


Figura 8.14 – Schema di armature dei pali

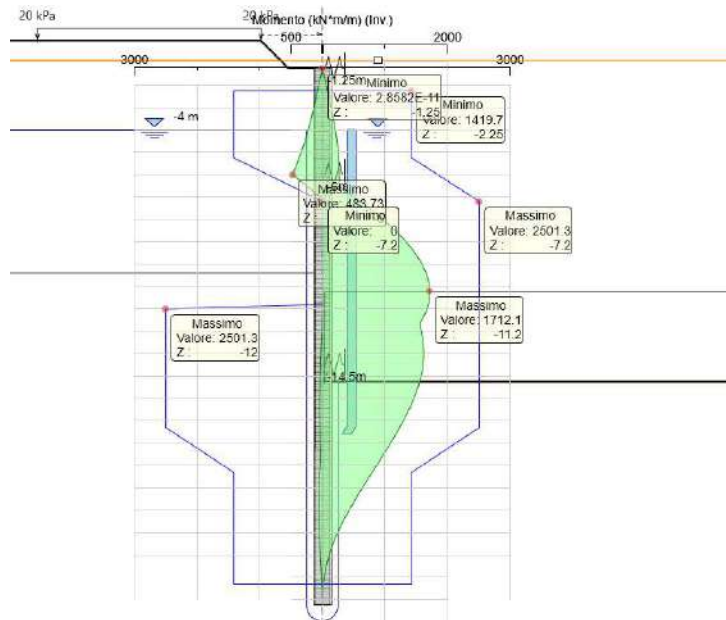


Figura 8.15 – involucro del mom. flettente allo SLU vs mom. resistente [kNm/m]

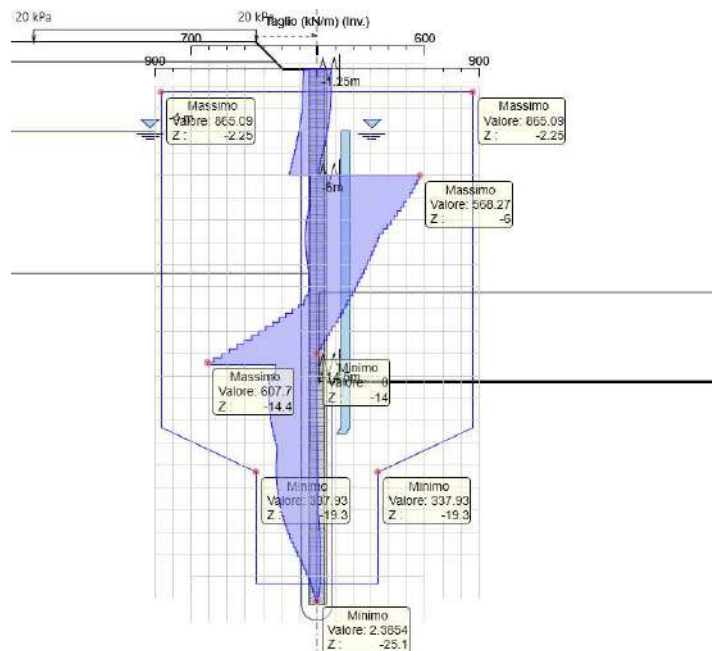


Figura 8.16 – involucro del taglio allo SLU vs taglio resistente [kN/m]

I pali interferenti con le attività di microtunneling sono armati con barre in vetroresina (VTR) al fine di facilitare l’attraversamento della macchina nella zona di scavo. Per tali sezioni si effettua la verifica della gabbia 2, più sollecitata, considerando la seguente armatura:

- Armature longitudinali: 30 $\phi 32$ + 30 $\phi 32$ (in VTR)
- Armature trasversali: staffe $\phi 16/10$ cm (in VTR)

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Nei calcoli si è assunto una barra in VTR di diametro equivalente all’area di due $\phi 32$ accoppiati ($A_{\phi 32} = 8.04 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi_{eq} = 2[(2A_{\phi 32}/\pi)^{0.5}] = 4.53\text{cm}$) disposti a 8.2cm dal bordo della sezione:

$$M_{ed} = 1712 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \cdot 1\text{m} = 1712 \text{ kNm} < 1720 \text{ kNm} = M_{rd}$$

Titolo : palo 800 in VTR_(30+30) f32

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 30
 Diametro barre: 4.53 [cm]
 Copriferro (baric.): 8.2 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

VTR C25/30

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 446.1 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 46,000 N/mm² f_{cd}: 14.17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 9.698 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 0 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 1,720 kN m

σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 201.9 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 4.389 ‰
 d: 71.8 cm
 x: 31.85 x/d: 0.4436
 δ: 0.9946

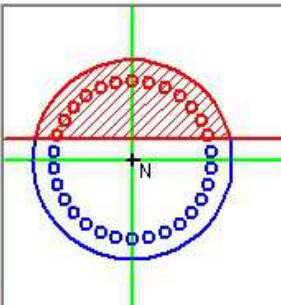


Figura 8.17 – Calcolo del momento resistente del palo φ800 armato con 30 φ32 + 30 φ32 in VTR

Per il calcolo dell'armatura a taglio si è fatto riferimento al metodo di Clarke & Birjandi (trattato anche nelle precedenti Norme Tecniche per le Costruzioni al 7.9.5.2.2) che riconduce la sezione circolare ad una "rettangolare equivalente", con il quale è effettuata la verifica a taglio secondo i tradizionali metodi. Risulta:

$$V_{ed} = 608 \frac{kN}{m} \cdot 1m = 608 kN < 1268 kN = V_{rd}$$

Metodo di Clarke & Birjandi

r	500.00 mm	Raggio della sezione circolare.
r_s	450.00 mm	Raggio della parte confinata dall'armatura trasversale. $r_s = r - \text{copr.}$
$\sin \alpha$	0.573 -	$\sin \alpha = (2 r_s) / (\pi r)$.
α	0.610 rad	$\alpha = \arcsin(\sin \alpha)$.
A_{tot}	785398 mm ²	Area totale della sezione circolare. $A = \pi r^2$.
A	662624 mm ²	Area della sezione rettangolare equivalente. $A = r^2 (\pi/2 + \alpha + \sin \alpha \cos \alpha)$.

Parametri della sezione rettangolare equivalente

b	843 mm	Larghezza equivalente. $b = A/d$.
h	932 mm	Altezza equivalente. ^[A] $h = A_{\text{tot}}/b$
d	786 mm	Altezza utile equivalente. $d = r (1 + \sin \alpha)$.

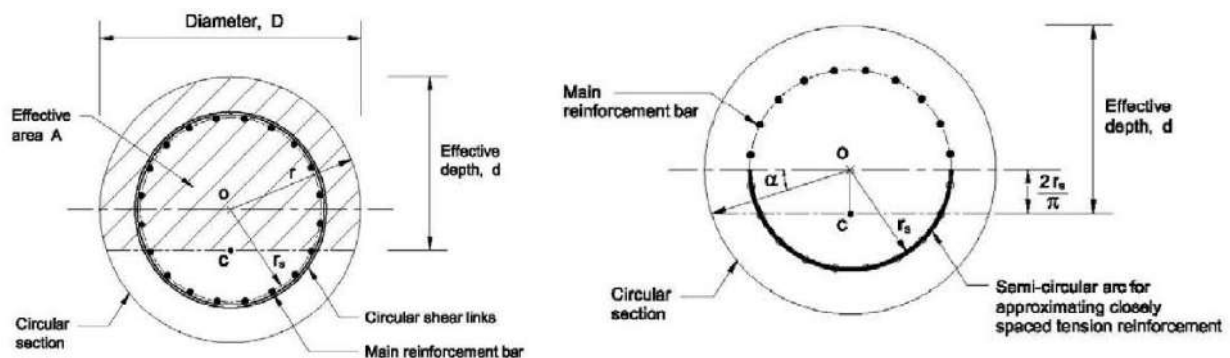


Figura 8.18 - sezione rettangolare equivalente con il metodo di Clarke-Birjandi

DATI SEZ. CIRCOLARE		
r	400	mm
Copriferro	50	mm
r _s	350	mm
α	0.5908	rad
A _{tot}	502655	mm ²
A	419877	mm ²

SEZ. RETTANGOLARE EQUIVALENTE		
b	674	mm
h	746	mm
d	623	mm

Figura 8.19 – risultati del metodo di Clarke-Birjandi

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	674 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	746 mm	Classe cls	C25/30
Copriferro: c =	50 mm	f _{ck}	25 Mpa
DATI ARMATURA		f _{cd}	14 Mpa
		γ _c	1.5
Armatura Longitudinale		ACCIAIO	
Diametro armatura tesa=	32 mm	f _{yk}	513 Mpa
N° barre tese =	30	f _{yd}	446 Mpa
Diametro armatura compressa =	32 mm	γ _s	1.15
N° barre compresse =	30		
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	16 mm	N _{Ed} =	0.00 kN
Passo armatura a Taglio=	100 mm	V=	608.00 kN
N° bracci delle staffe=	2	γ _{Rd} =	1.00
Inclinazione staffe : α=	82 °	V _{Ed} = V * γ _{Rd} =	608.00 kN
Inclinazione puntone : θ=	45 °		

Resistenza sezioni non armate a taglio	V_{Rd}	318.55 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		OCCORRE ARMATURA A TAGLIO
Resistenza sezioni armate a taglio		
Resistenza per rottura armatura a taglio	V_{Rsd}	1268.45 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$		
Resistenza per sezioni armate a taglio	V_{Rcd}	1705.42 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$		SEZIONE VERIFICATA
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		1268.45 kN

8.8.2.2. Cordolo sommitale

Il sistema di puntonamento di testa è realizzato con un cordolo in cls di dimensioni 1200×800m e puntoni interni in tubolari d’acciaio 508×16 mm. La reazione delle molle, inserite nel software di calcolo Paratie, definisce il valore del carico da applicare sul sistema al fine di effettuarne le verifiche. Le reazioni massime e minime valgono:

- 65.3 kN/m in fase 7.1;
- -30.9 kN/m in fase 7.3.

In aggiunta è stato considerato il peso proprio. In totale sono state considerate 2 combinazioni di carico: C1, $1.3G_1+Q_{\text{fase7.1}}$ e C2, $1.3G_1+Q_{\text{fase7.3}}$.

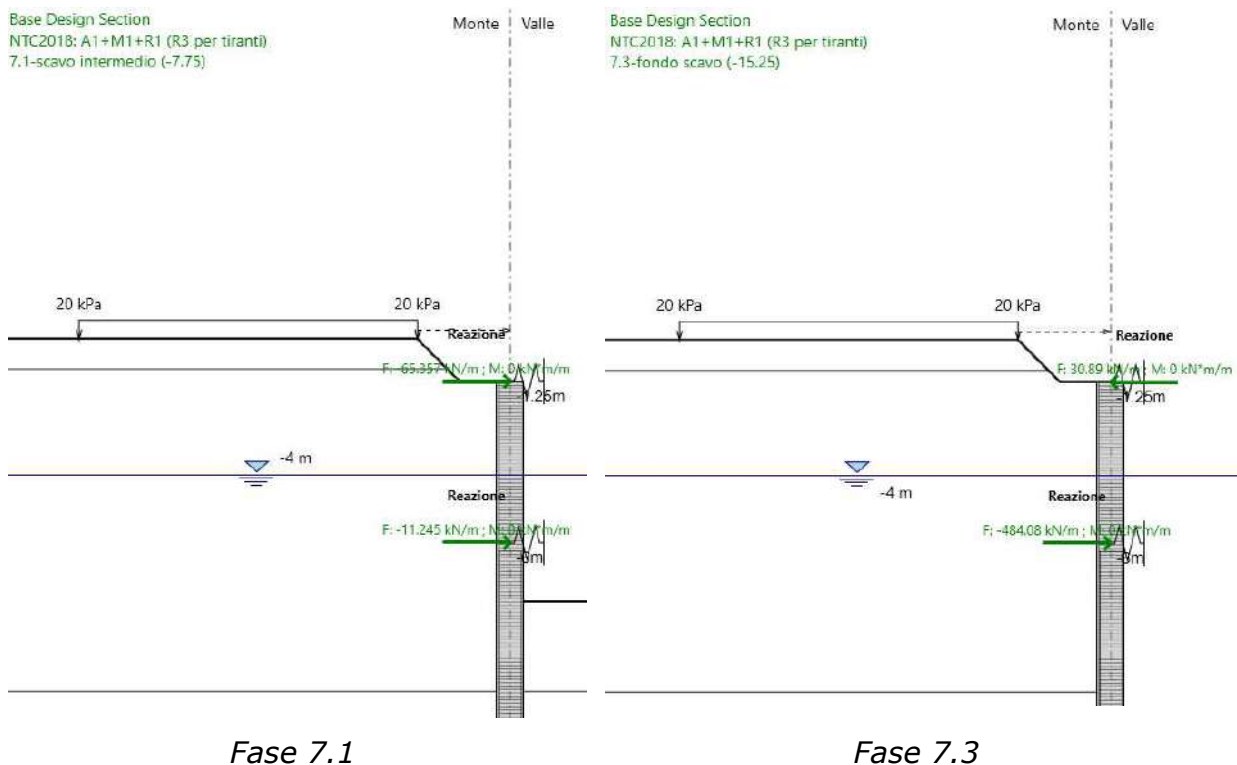


Figura 8.20 – Reazioni dimensionanti della molla sommitale (output di Paratie Plus)

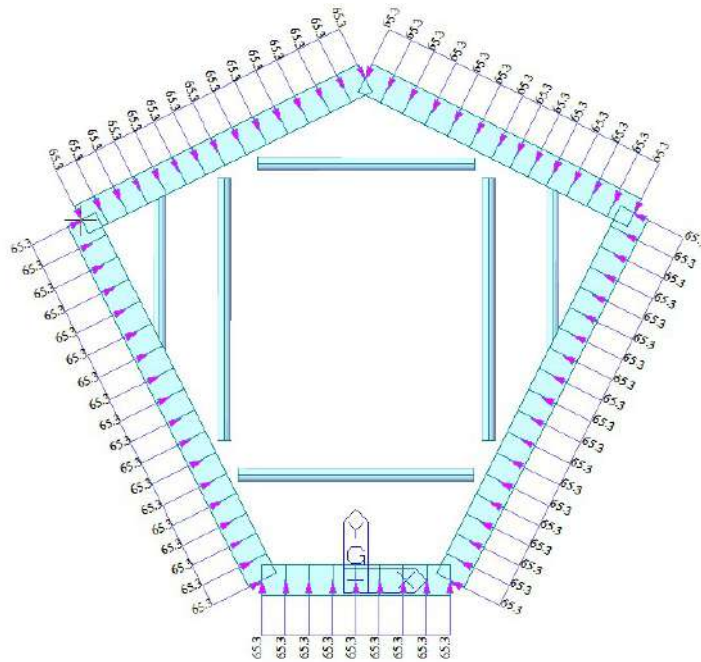


Figura 8.21 – applicazione del carico dovuto alla fase 7.1

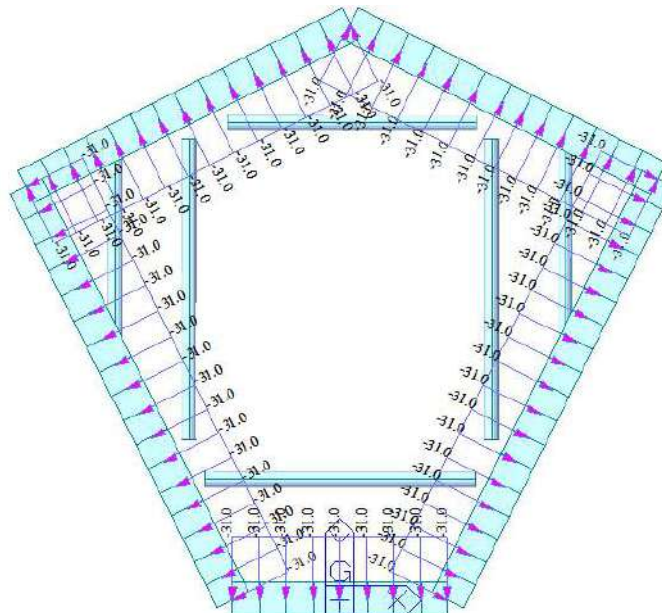


Figura 8.22 – applicazione del carico dovuto alla fase 7.3

Le sollecitazioni agenti nel piano sono le seguenti:

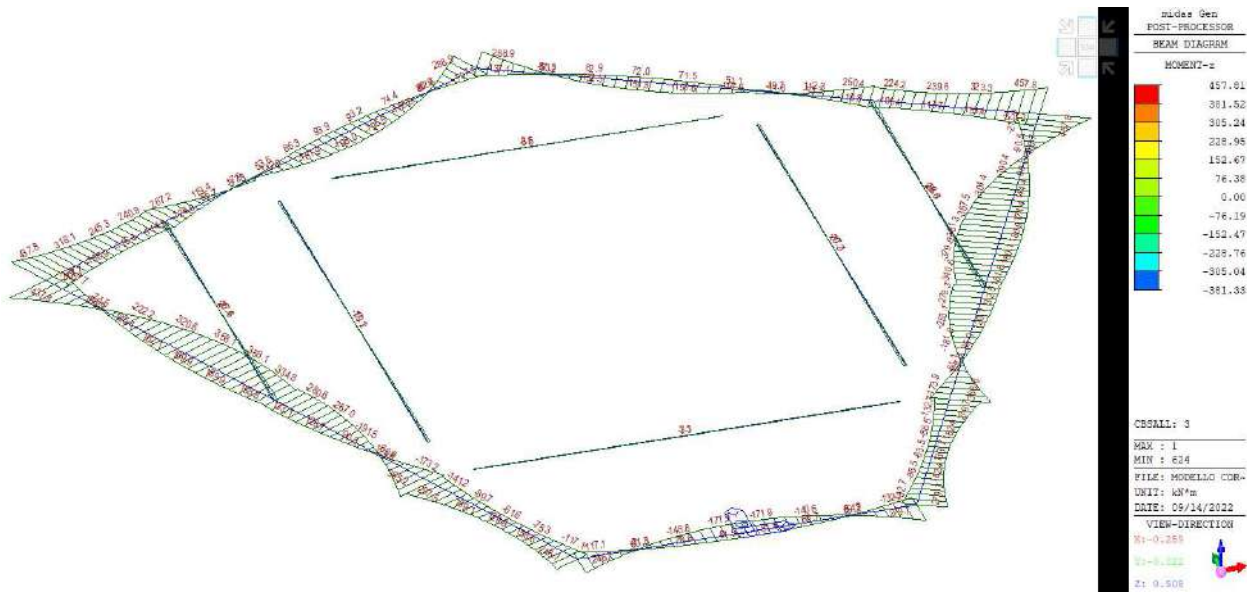


Figura 8.23 – Diagramma del momento flettente (involuppo fase 7.1 e 7.3)

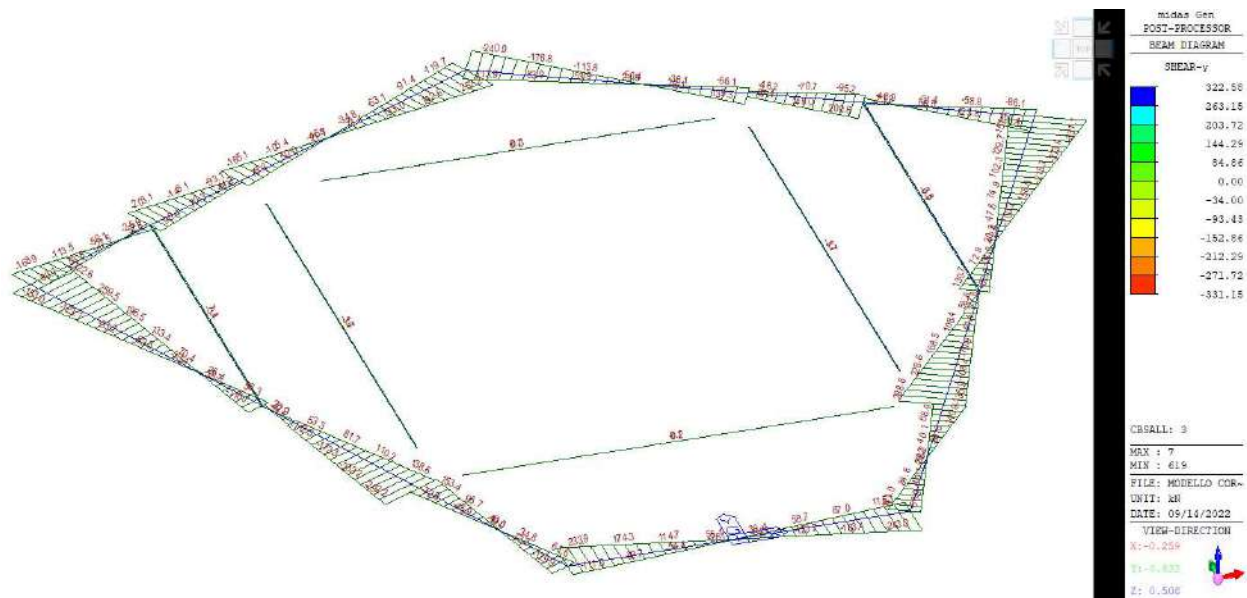


Figura 8.24 – Diagramma del taglio (involuppo fase 7.1 e 7.3)

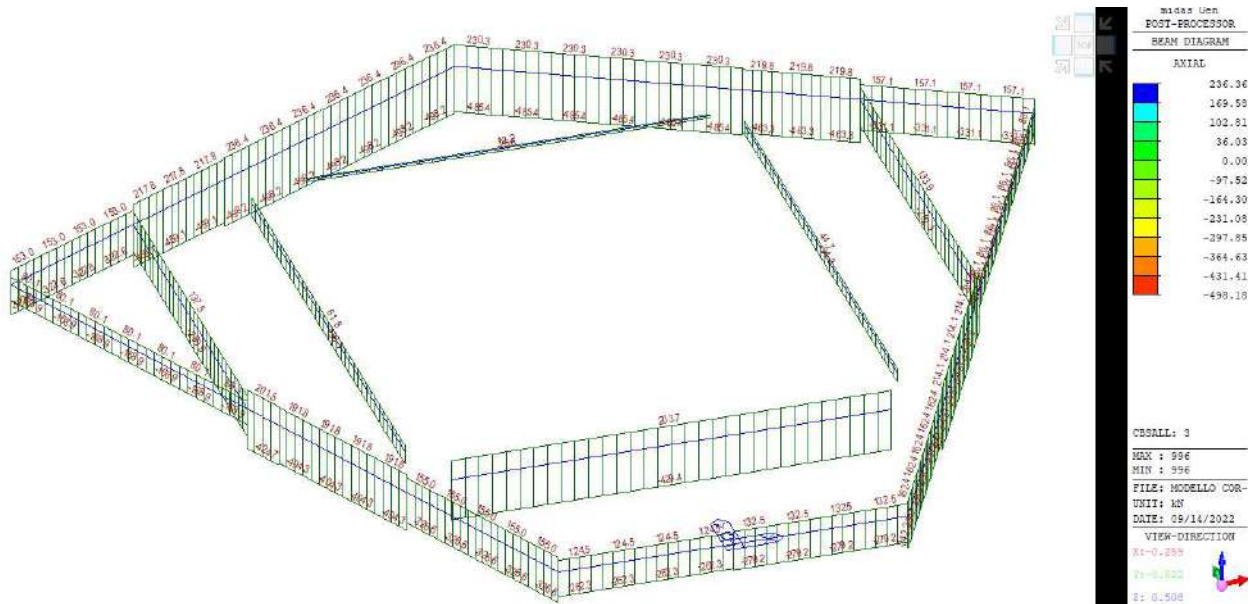


Figura 8.25 – Diagramma dello sforzo assiale (involuppo fase 7.1 e 7.3)

Sono state identificate 3 sezioni di controllo in cui le sollecitazioni flettenti e di sforzo normale risultano più gravose.

SEZ.	COMB.	N [kN]	M [kNm]
1	C1	181.0	381.3
1	C2	-86.0	180.9
2	C1	181.0	457.8
2	C2	-86.0	217.2
3	C1	496.0	288.9
3	C2	-236.0	137.1

Adottando come armatura principale per il cordolo 8Φ26+8Φ26, le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte:

Titolo: pozzo M4 - cordolo sommitale

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.41	5
2	30.41	115

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 1,322 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 55.71 ‰
 d 115 cm
 x 6.798 x/d 0.05911
 δ 0.7

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

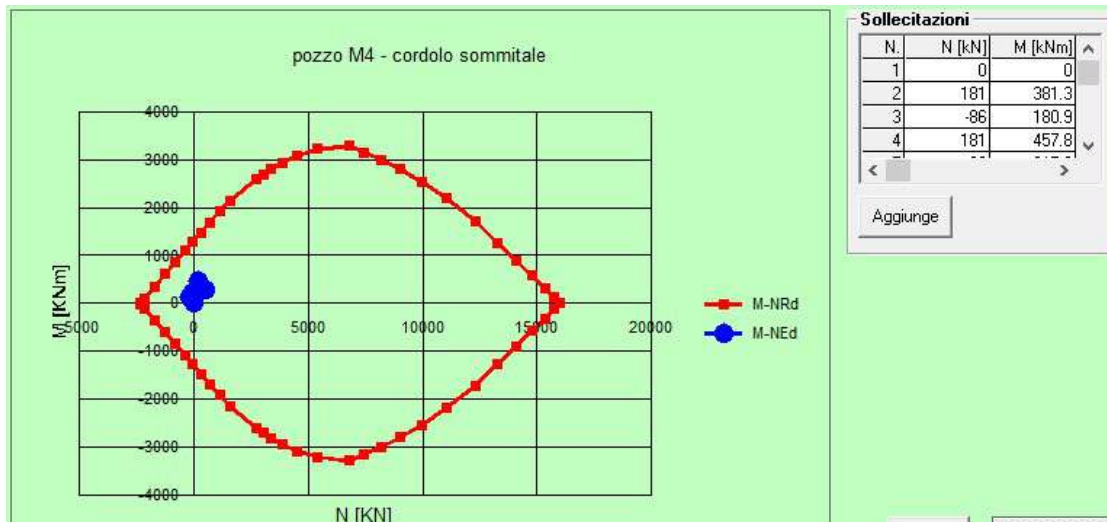


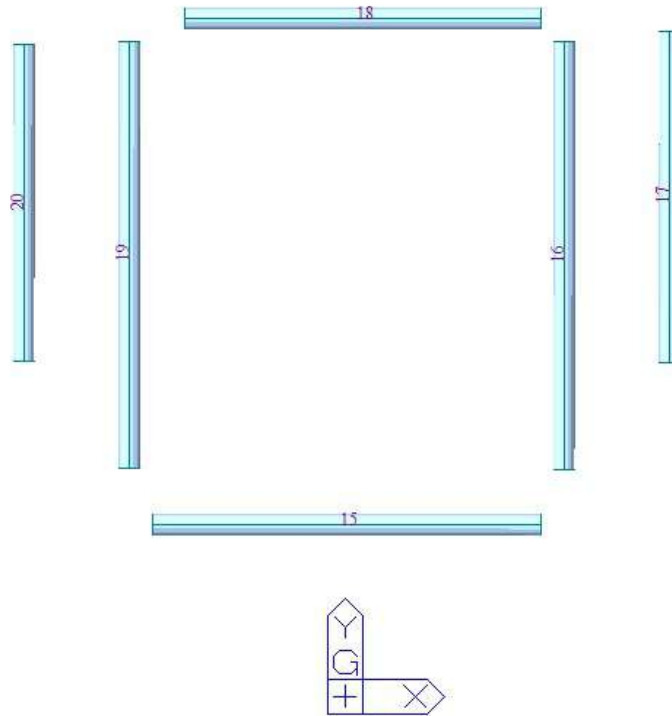
Figura 8.26 – verifiche a pressoflessione del cordolo sommitale

Il taglio massimo, invece, risulta pari a 331 kN. Adottando staffe $\Phi 12/15$ le verifiche risultano soddisfatte.

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	800 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	1200 mm	Classe cls	C25/30
Copriferro: c =	50 mm	f _{ck}	25 Mpa
DATI ARMATURA		f _{cd}	14 Mpa
		γ_c	1.5
		ACCIAIO	
Armatura Longitudinale			
Diametro armatura tesa=	22 mm	f _{yk}	450 Mpa
N° barre tese =	8	f _{yd}	391 Mpa
Diametro armatura compressa =	22 mm	γ_s	1.15
N° barre compresse =	8		
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	12 mm	N _{Ed} =	0.00 kN
Passo armatura a Taglio=	150 mm	V=	331.00 kN
N° bracci delle staffe=	2	γ_{Rd} =	1.00
Inclinazione staffe : α =	90 °	V _{Ed} = V * γ_{Rd} =	331.00 kN
Inclinazione puntone : θ =	45 °		

Resistenza sezioni armate a taglio		
Resistenza per rottura armatura a taglio	V_{RsD}	610.42 kN
$V_{RsD} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$		
Resistenza per sezioni armate a taglio	V_{Rcd}	2932.50 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		SEZIONE VERIFICATA
$V_{RD} = \min(V_{RsD}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		610.42 kN

Le verifiche sul sistema di puntonamento sono svolte in accordo alle indicazioni normative al paragrafo 4.2.4 delle NTC 2018 e della circolare esplicativa 2019. Di seguito sono riportati i tassi di lavoro degli elementi strutturali:



Code : EC3:05 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by Member SECT MEMB
 Property Change... Update...

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
				Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	15	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16	275000	1	9.17419	9.17419	1.000	1.000	-429.45	-13.834	-13.834	-7.0591	-0.1888	11.3757	0.00677	-
	0.083	0.005		S275			9.17419	9.17419	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2499.62	2499.62	936.489	-
OK	16	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16	275000	1	10.1941	10.1941	1.000	1.000	-94.268	-21.517	-21.517	20.2106	-3.6620	13.1128	0.55740	-
	0.053	0.005		S275			10.1941	10.1941	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2498.15	2498.15	936.489	-
OK	17	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16	275000	1	7.89795	7.89795	1.000	1.000	-282.27	-12.733	-12.733	28.6060	-6.9283	10.2971	0.54252	-
	0.080	0.004		S275			7.89795	7.89795	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2498.19	2498.19	936.489	-
OK	18	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16	275000	1	8.41313	8.41313	1.000	1.000	-25.626	-12.554	-12.554	-6.5787	0.70716	-10.421	0.03838	-
	0.022	0.004		S275			8.41313	8.41313	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2499.53	2499.53	936.489	-
OK	19	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16	275000	1	10.1940	10.1940	1.000	1.000	-130.34	-21.142	-21.142	-19.232	3.56639	13.0295	0.53851	-
	0.057	0.005		S275			10.1940	10.1940	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2498.20	2498.20	936.489	-
OK	20	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16	275000	1	7.55831	7.55831	1.000	1.000	-289.90	-11.573	-11.573	-27.609	7.14294	9.87546	0.54883	-
	0.079	0.004		S275			7.55831	7.55831	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2498.17	2498.17	936.489	-

Figura 8.27 – numerazione dei tubolari e sintesi delle verifiche

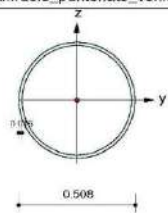
I fattori di sicurezza sono tutti minori dell’unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte. Il tasso di lavoro maggiore si registra per l’elemento numero 15 per cui si riportano le verifiche in dettaglio.

midas Gen Steel Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...rdolo_puntonato_verifica.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 15
Material S275 (No:2)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name CHS-HF 508X16 (No:1)
(Rolled : CHS-HF 508X16).
Member Length : 9.17419



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -429.45 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = -13.834, Mz = -7.0591
End Moments Myi = -13.834, Myj = -14.049 (for Lb)
Myi = -13.834, Myj = -14.049 (for Ly)
Mzi = -7.0591, Mzj = -5.3274 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.1888 (LCB: 1, POS:1/2)
Fzz = 11.3757 (LCB: 1, POS:J)

Outer Dia.	0.50800	Wall Thick	0.01600
Area	0.02473	Asz	0.01237
Qyb	0.06058	Qzb	0.06058
Iyy	0.00075	Izz	0.00075
Ybar	0.25400	Zbar	0.25400
Weiy	0.00295	Weiz	0.00295
ty	0.17400	tz	0.17400

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 9.17419, Lz = 9.17419, Lb = 9.17419
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 58.6 < 200.0$ (Memb:16, LCB: 1) O.K

Axial Resistance
 $N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 429.45/6800.75 = 0.063 < 1.000$ O.K

Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 13.83/1065.46 = 0.013 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 7.06/1065.46 = 0.007 < 1.000$ O.K

Combined Resistance
 $R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{Rdy}, M_{Edz}/M_{Rdz}]$
 $R_{BIM} = (M_{Edy}/M_{Rdy})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{Rdz})^{\beta}$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot fy / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{Rd} + M_{Edz}/M_{Rd}$
 $Rc.LT1 = N_{Ed}/(xi \cdot A \cdot fy / \gamma_{M1})$
 $Rb.LT1 = (ky \cdot M_{Edy}) / (xi.LT \cdot Wply \cdot fy / \gamma_{M1}) + (kz \cdot M_{Edz}) / (Wplz \cdot fy / \gamma_{M1})$
 $Rc.LT2 = N_{Ed}/(xi \cdot A \cdot fy / \gamma_{M1})$
 $Rb.LT2 = (kz \cdot M_{Edy}) / (xi.LT \cdot Wply \cdot fy / \gamma_{M1}) + (kz \cdot M_{Edz}) / (Wplz \cdot fy / \gamma_{M1})$
 $R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BIM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX[Rc.LT1 + Rb.LT1, Rc.LT2 + Rb.LT2]] = 0.083 < 1.000$.. O.K

Torsion Strength
 $T_{Ed}/T_{Rd} = 0.007/936.489 = 0.000 < 1.000$ O.K

Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{yRd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{zRd} = 0.005 < 1.000$ O.K

Modelling, Integrated Design & Analysis Software
<http://www.MidasUser.com>
Gen 2021

Print Date/Time : 06/14/2022 17:45

8.8.2.3. Irrigidimento intermedio

Il sistema di puntonamento intermedio è realizzato con una doppia trave perimetrale HEM650 e puntoni interni in acciaio a sezione circolare 610×25 mm. La reazione delle molle inserite nel software di calcolo Paratie, definisce il valore del carico da applicare sul sistema al fine di effettuarne le verifiche.

Le reazioni massime valgono:

- 654.7 kN/m in fase 9.

In aggiunta è stato considerato il peso proprio (moltiplicato per il coefficiente parziale 1.3).

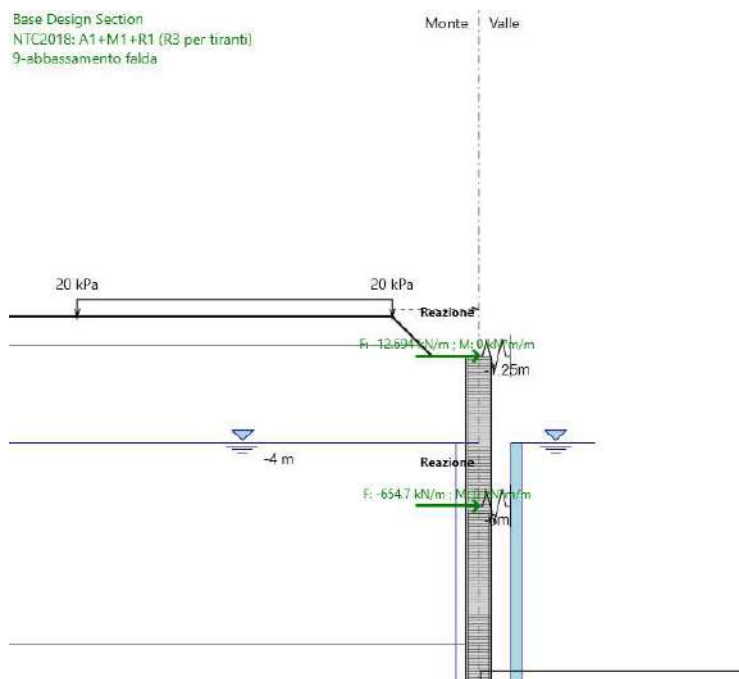


Figura 8.28 – Reazioni dimensionanti della molla sommitale nella fase 9 (output di Paratie Plus)

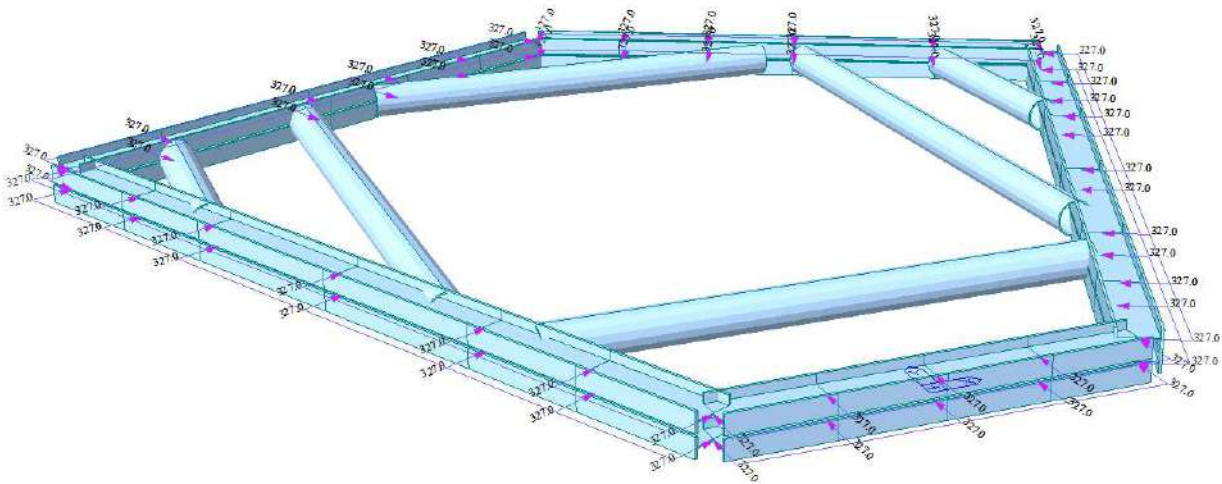


Figura 8.29 – applicazione del carico dovuto alla fase 9, ugualmente distribuito sulle 2 HEM perimetrali

Le sollecitazioni agenti sono le seguenti:

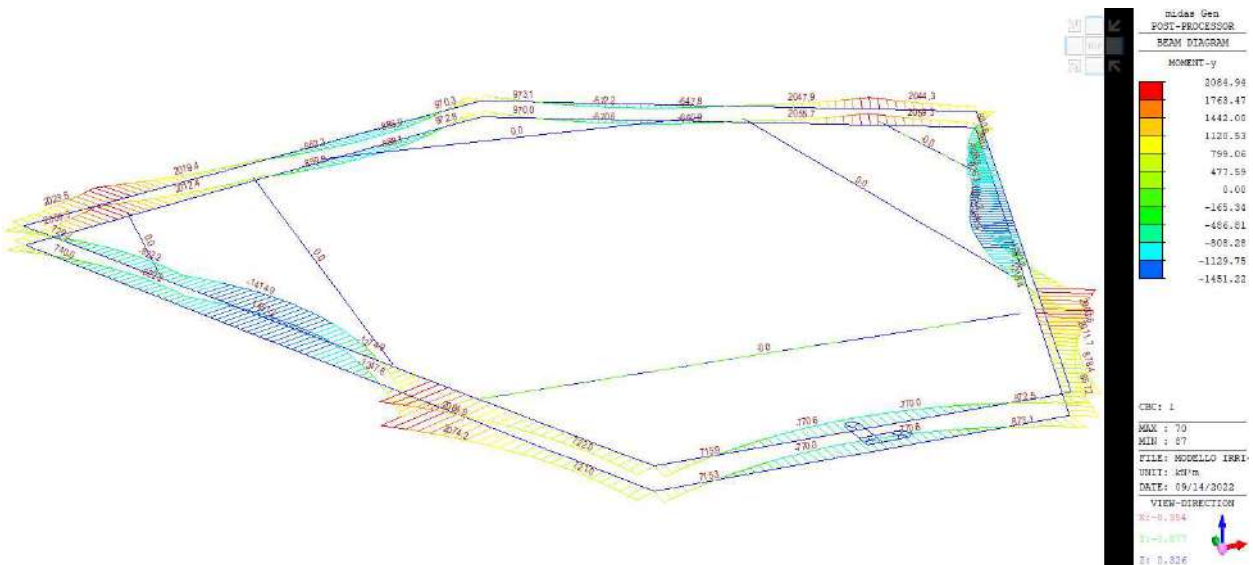


Figura 8.30 – Diagramma del momento flettente

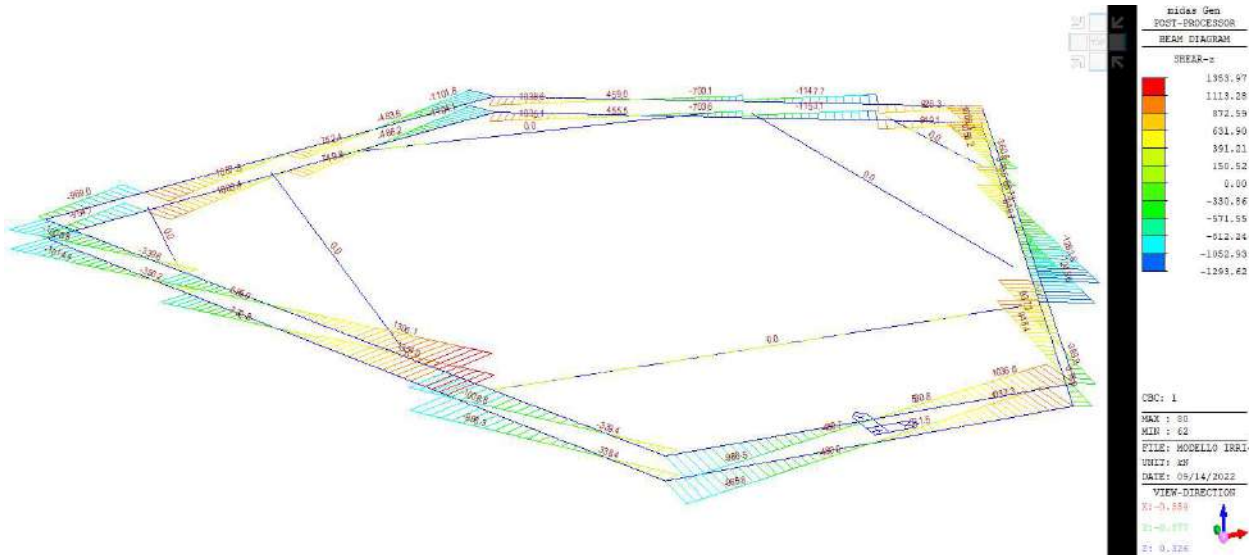


Figura 8.31 – Diagramma del taglio

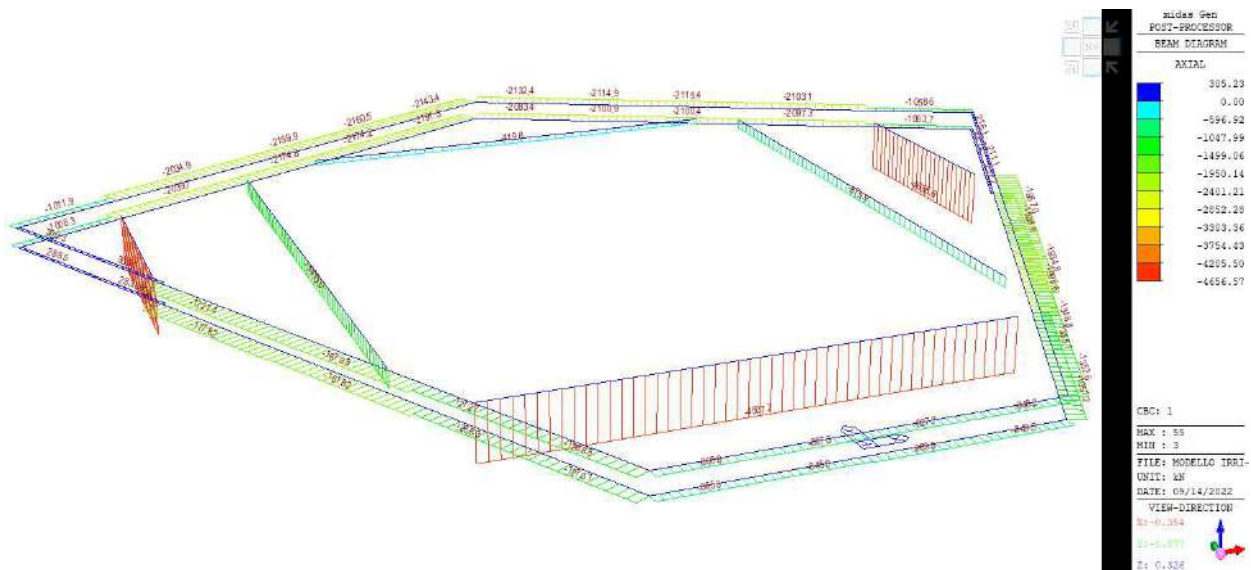


Figura 8.32 – Diagramma dello sforzo assiale

Le verifiche sul sistema di puntonamento sono svolte in accordo alle indicazioni normative al paragrafo 4.2.4 delle NTC 2018 e della circolare esplicativa 2019. Di seguito sono riportati i tassi di lavoro degli elementi strutturali:

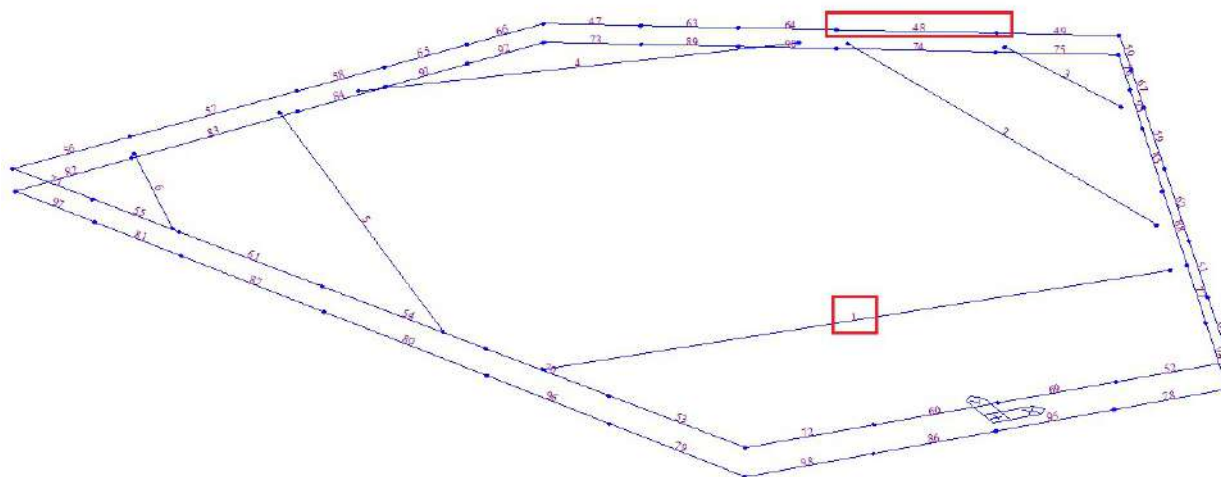


Figura 8.34 – numerazione degli elementi

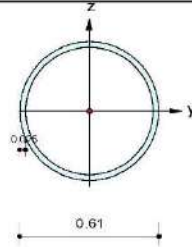
I fattori di sicurezza sono tutti minori dell’unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte. Il tasso di lavoro maggiore si registra per l’elemento numero 1 (tubolare) e 48 (HEM) per cui si riportano le verifiche in dettaglio.

midas Gen Steel Checking Result

MIDAS	Company	Project Title
	Author	File Name C:\...termedio_HEM650_verifica.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 1
 Material S275 (No:2)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name fi 610X25 (No:1)
 (Built-up Section).
 Member Length : 8.70896



2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -4507.7 (LCB: 1, POS:1/2)	Outer Dia. 0.61000	Wall Thick 0.02500
Bending Moments	My = 43.5922, Mz = 0.00000	Area 0.04595	Asz 0.02297
End Moments	Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)	Qyb 0.08571	Qzb 0.08571
	Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)	Iyy 0.00197	Izz 0.00197
	Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)	Ybar 0.30500	Zbar 0.30500
Shear Forces	Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)	Wely 0.00646	Welz 0.00646
	Fzz = 20.0218 (LCB: 1, POS:J)	ry 0.20702	rz 0.20702

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 8.70896, Lz = 8.70896, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors CmY = 1.00, CmZ = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 48.9 < 200.0$ (Membr:2, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance
 $N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 4507.7/11737.9 = 0.384 < 1.000$ O.K

Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 43.59/2354.23 = 0.019 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00/2354.23 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance
 $R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{c,LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$
 $R_{b,LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$
 $R_{c,LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$
 $R_{b,LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM}), \text{MAX}(R_{c,LT1} + R_{b,LT1}, R_{c,LT2} + R_{b,LT2})] = 0.402 < 1.000$... O.K

Torsion Strength
 $T_{Ed}/T_{Rd} = 6.90/2050.04 = 0.003 < 1.000$ O.K

Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.004 < 1.000$ O.K

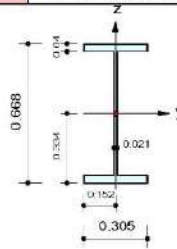
midas Gen

Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...termedio_HEM650_verifica.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 48
 Material S275 (No:2)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name HEM650 (No:4)
 (Rolled : HEM650).
 Member Length : 2.85650



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -2102.6 (LCB: 1, POS:J)
 Bending Moments My = 2070.55, Mz = -0.4534
 End Moments Myi = 81.0511, Myj = 2070.55 (for Lb)
 Myi = 81.0511, Myj = 2070.55 (for Ly)
 Mzi = -4.5015, Mzj = -0.4534 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -6.7628 (LCB: 1, POS:I)
 Fzz = -1163.5 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.68800	Web Thick	0.02100
Top F Width	0.30500	Top F Thick	0.04000
Bot F Width	0.30500	Bot.F Thick	0.04000
Area	0.03740	Asz	0.01403
Cyb	0.22564	Czb	0.01163
Iyy	0.00282	Izz	0.00019
Ybar	0.15250	Zbar	0.33400
Wely	0.00843	Welz	0.00124
ry	0.27500	rz	0.07130

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.85650, Lz = 2.85650, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 0.65, Kz = 0.65
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 56.4 < 200.0$ (Memb:52, LCB: 1)..... O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 2102.6/10285.0 = 0.204 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 2070.55/2655.68 = 0.780 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.453/529.465 = 0.001 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny_{Rd}}, M_{Edz}/M_{nz_{Rd}}]$
 $R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_{Rd}})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_{Rd}})^{\beta}$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \Gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_{Rd}} + M_{Edz}/M_{z_{Rd}}$
 $R_{c.LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$
 $R_{b.LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i.LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$
 $R_{c.LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$
 $R_{b.LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i.LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$
 $R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX[R_{c.LT1} + R_{b.LT1}, R_{c.LT2} + R_{b.LT2}]] = 0.985 < 1.000$.. O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y_{Rd}} = 0.002 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z_{Rd}} = 0.458 < 1.000$ O.K

8.8.3. Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante risultano compatibili con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza dei manufatti adiacenti.

Allo SLE risulta infatti uno spostamento orizzontale di circa 4.20 cm, inferiori al limite $H_{scavo}/200 = 7.00$ cm, pertanto, la verifica nei confronti di deformabilità si ritiene soddisfatta.

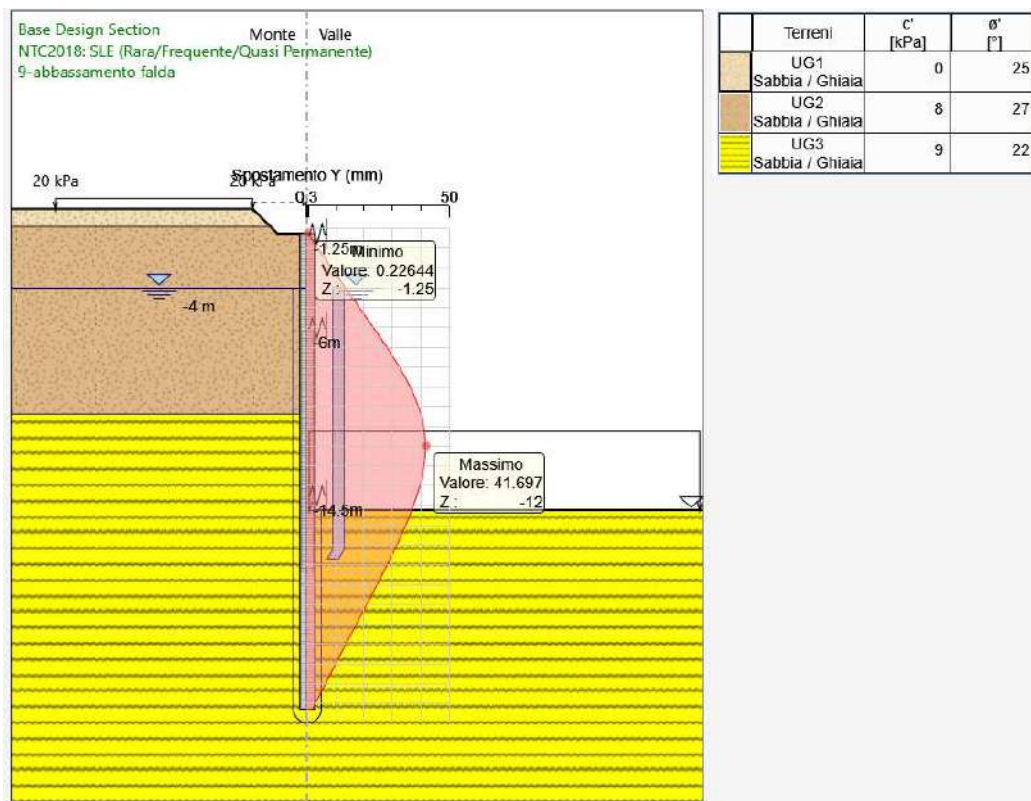


Figura 8.35 – Diagramma spostamenti allo SLE

8.8.4. Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi idraulici e calcolo della soletta di fondo

8.8.4.1. Sollevamento (UPL)

Per la verifica di stabilità al sollevamento si deve verificare la seguente disequaglianza (§6.2.4.2):

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

con il seguente significato dei simboli:

- $V_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione instabilizzante
- $G_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione permanente instabilizzante
- $Q_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione variabile instabilizzante
- $G_{stb,d}$ valore di progetto dell’azione permanente stabilizzante
- R_d valore di progetto della resistenza

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono indicati in Tab. 6.2.III delle NTC 2018. I coefficienti parziali da applicare alle proprietà geotecniche sono M2 di Tab. 6.2.II delle NTC 2018.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(a)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

^(a) 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 γ_{G1}

Le azioni che intervengono nello stato limite idraulico sono:

- Sottospinta dell’acqua (*instabilizzante*): $V_{inst} = p_w \cdot A_{platea}$
- Peso della fondazione (*stabilizzante*): $G_{stab_sol} = \gamma_{cls} \cdot A_{platea} \cdot H_{fond}$
- Peso proprio pali (*stabilizzante*): $G_{stab_pali} = n_p \cdot \gamma_{cls} \cdot L_{palo} \cdot A_{palo}$
- Resistenza laterale dovuta dall’attrito tra il palo e il terreno (*stabilizzante*, di seguito descritta dettagliatamente)

con:

- $p_w = \gamma_w \cdot h_w$
- h_w battente idraulico
- A_{platea} area della platea di fondo
- H_{fond} spessore della platea di fondo
- n_p numero di pali
- γ_{cls} peso specifico del cls
- γ_w peso specifico dell’acqua

Per garantire l’efficacia dello sviluppo di tali azioni e la connessione tra il palo e la soletta, è necessario preventivamente verificare gli spinotti dal punto di vista strutturale.

Per compensare la spinta idrostatica, che in fase provvisoria è superiore al peso di fondazione, si ricorre a barre filettate “tipo Dywidag” al fine di resistere a taglio. Lo sviluppo planimetrico delle opere provvisionali è di circa 61 m e si prevedono 2 spinotti in ciascun palo per meglio trasferire le tensioni dovute al galleggiamento, pari ad un numero totale di $n = 244$ barre. Il valore minimo di taglio affidato alle n barre vale:

$$Q_{barre} = 1.1 \cdot V_{inst} - 0.9 \cdot (G_{stab_sol} + G_{stad})$$

Mentre il taglio sulla singola barra:

$$V_{barra} = \frac{Q_{barre}}{n}$$

La resistenza totale di progetto per singolo spinotto si calcola nel seguente modo:

$$G_{stab_barr} = n \cdot V_{bd}$$

dove:

$$V_{bd} = \frac{A_{barrafy}}{\gamma_R \gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

Occorre inoltre verificare lo schiacciamento del calcestruzzo in prossimità della barra filettata. Ipotizzando una lunghezza di ancoraggio nel palo di 30 cm, la superficie di contatto barra-cla è pari a:

$$L_{anc} = 30 \text{ cm} \quad A_c = L_{anc} \cdot D_{barra}$$

La tensione nel cla vale:

$$\sigma_{cls} = \frac{V_{barra}}{A_c}$$

La resistenza laterale è stata calcolata con riferimento all’ultima fase di scavo assumendo il criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. Definita F_h la spinta al metro lineare, sulla parete, nella fase finale di scavo (ricavata dal software Paratie Plus come illustrato in figura), l’azione resistente risulta pari a:

$$R_{lat} = [F_h \cdot \tan(\varphi_d)] \cdot P_{camera}$$

Con:

- P_{camera} perimetro della camera delimitata dai pali;
- φ_d media pesata sugli strati dell’angolo di resistenza a taglio di design.

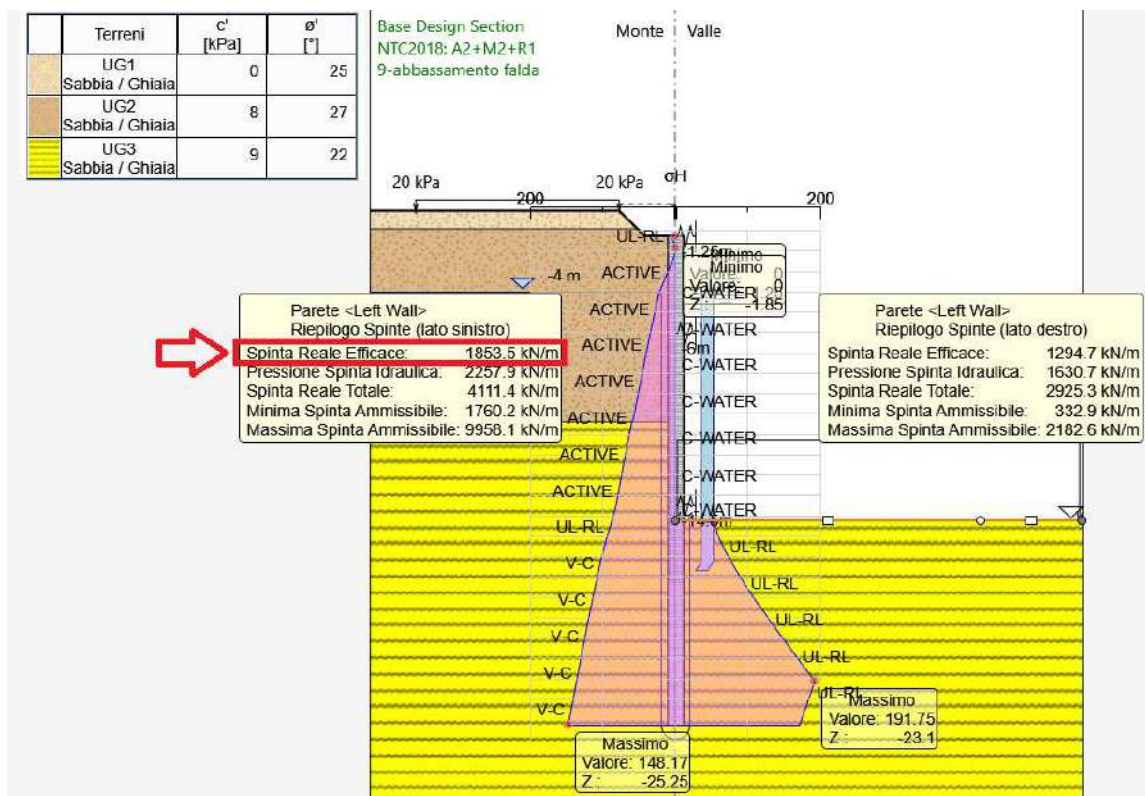


Figura 8.36 –Sforzi efficaci orizzontali (σ’_h) e riepilogo spinte. Fase 9 (finale)

La verifica di sollevamento risulta soddisfatta in quanto:

$$G_{stab,d} = 0.9 \cdot [G_{stab_sol} + G_{stab_pali} + R_{lat}] = 68.7 \text{ MN} > 31.1 \text{ MN} = V_{inst,d}$$

Si osserva inoltre che la verifica al sollevamento è ugualmente soddisfatta ($G_{stab,d} = V_{inst,d}$) anche trascurando il contributo R_{lat} : la resistenza laterale dovuta dall’attrito palo-terreno garantisce un margine di sicurezza maggiore, nei confronti dello stato limite di sollevamento, rispetto alla richiesta di normativa.

$$G_{stab,d} = 0.9 \cdot [G_{stab_sol} + G_{stab_pali}] = 32.5 \text{ MN} \approx 31.1 \text{ MN} = V_{inst,d}$$

Al termine del paragrafo è riportato il dettaglio del calcolo.

L’armatura della soletta di fondo, infine, è stata verificata considerando la soletta stessa semplicemente appoggiata ai pali perimetrali e soggetta a:

- Peso proprio
- Sottospinta idraulica sotto battente idraulico di 12 m.

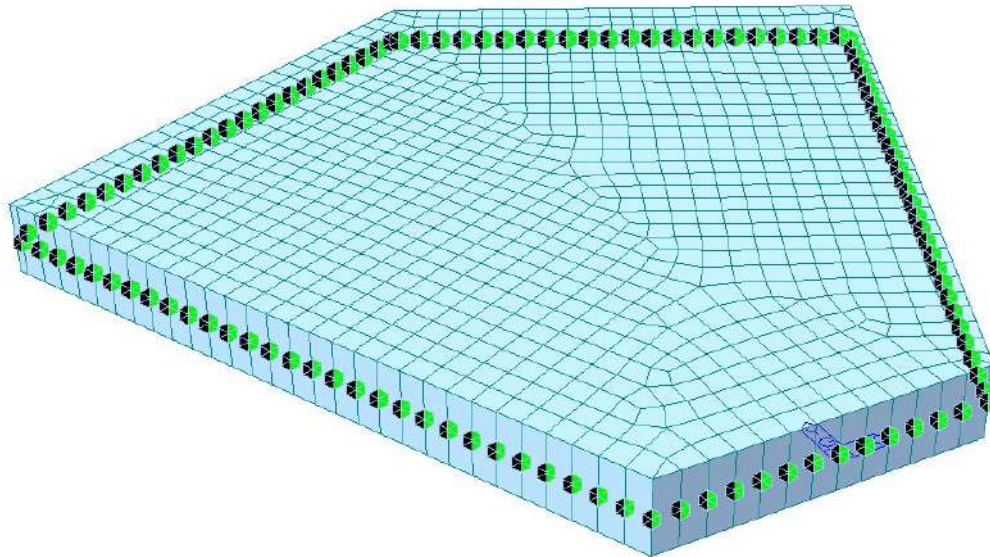
Si riporta di seguito il calcolo effettuato con l’ausilio del software Midas Gen. È stata considerata la seguente combinazione di carico SLU:

$$1.3G_1 + 1.5Q$$

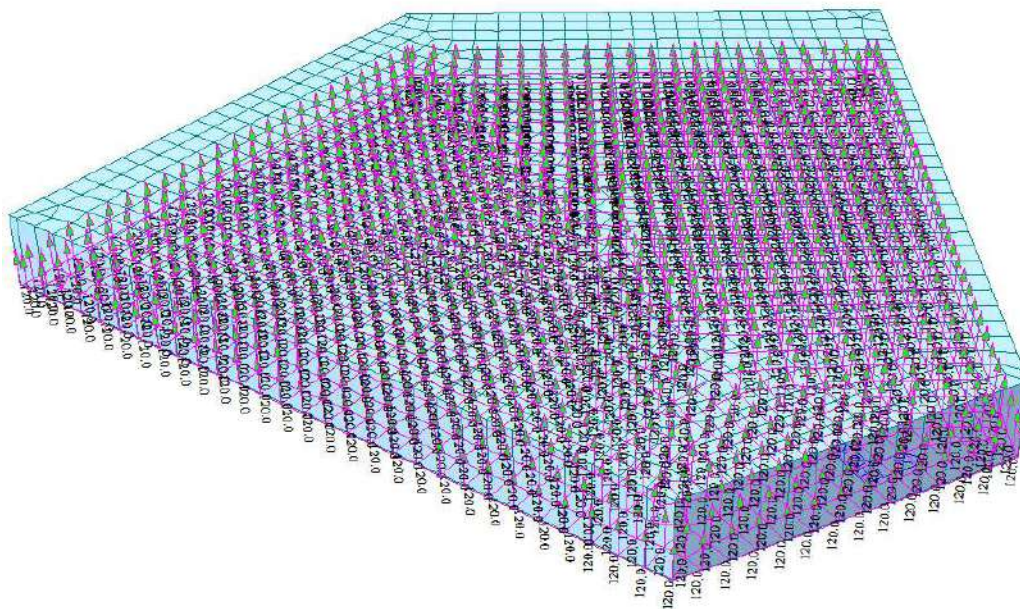
Le verifiche sono state condotte assumendo per la soletta:

- Calcestruzzo C32/40
- Spessore della soletta pari a 1.5 m
- Armatura 10 ϕ 24/m nelle due direzioni, superiormente ed inferiormente
- Copriferro minimo 5 cm

Le verifiche risultano soddisfatte.

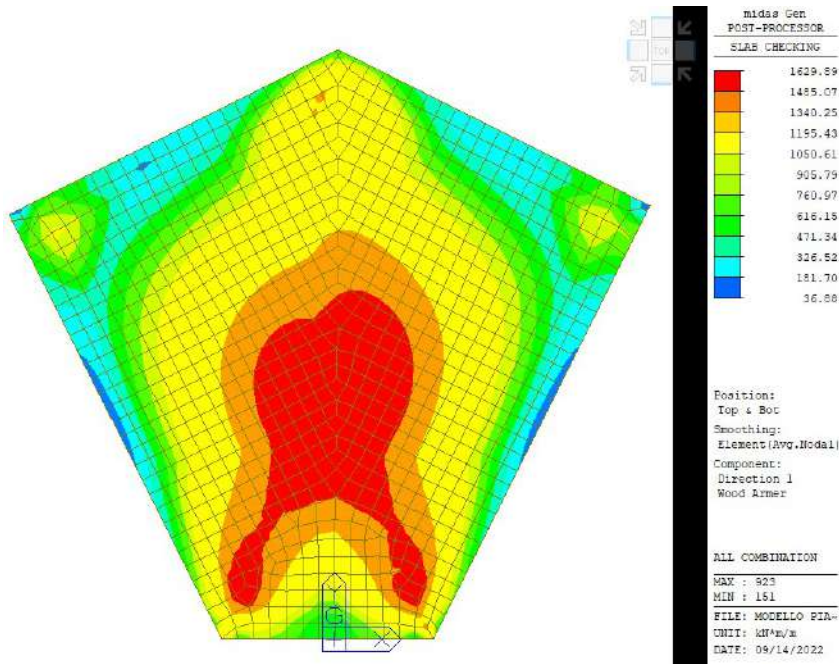


(a)

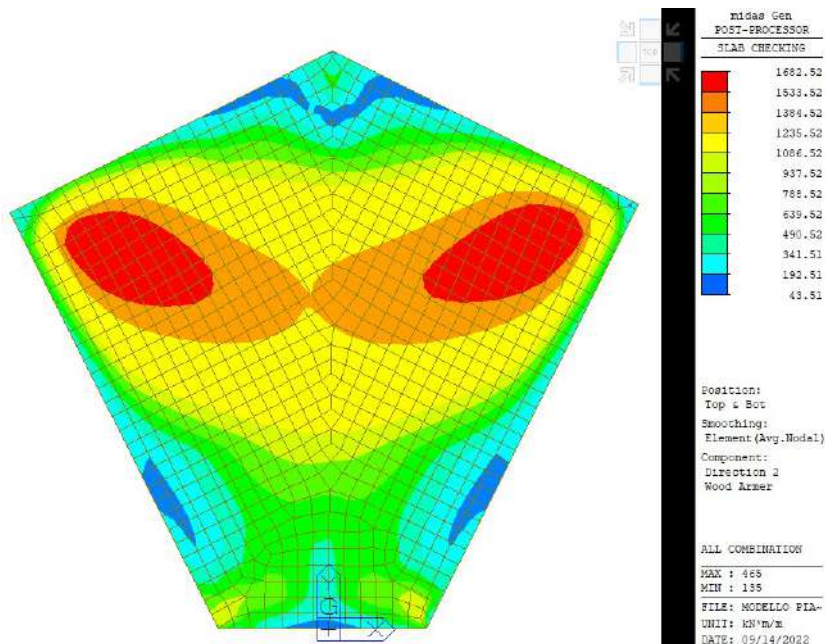


(b)

Figura 8.37 – Modello FEM della piastra di fondo, in evidenza i vincoli di appoggio ai pali (a); applicazione del carico dovuto alla sottospinta idraulica (b)

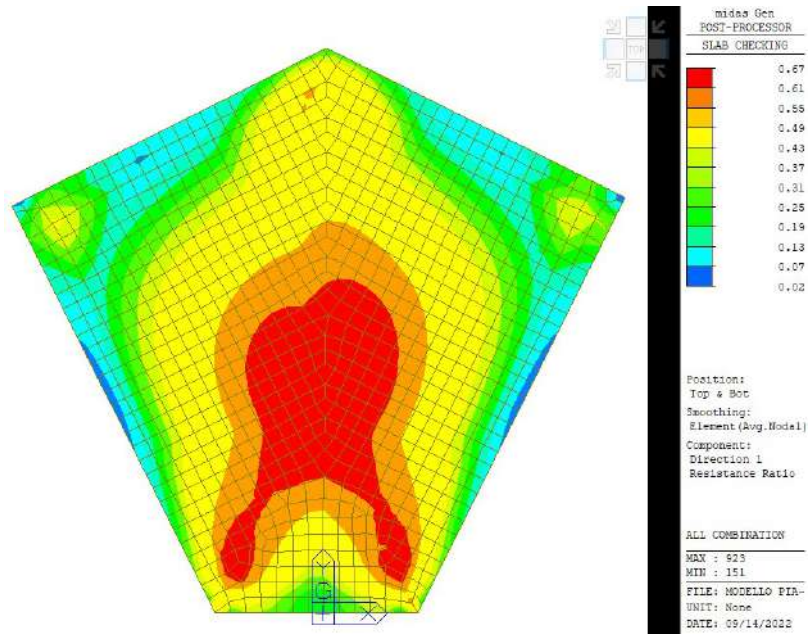


(a)

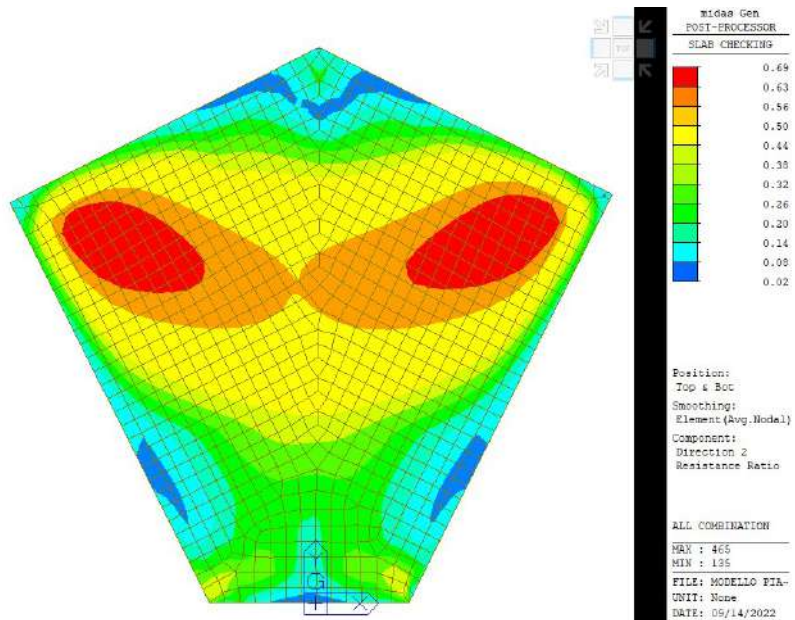


(b)

Figura 8.38 – Wood Armer Moment in direzione 1 (a) e 2 (b)



(a)



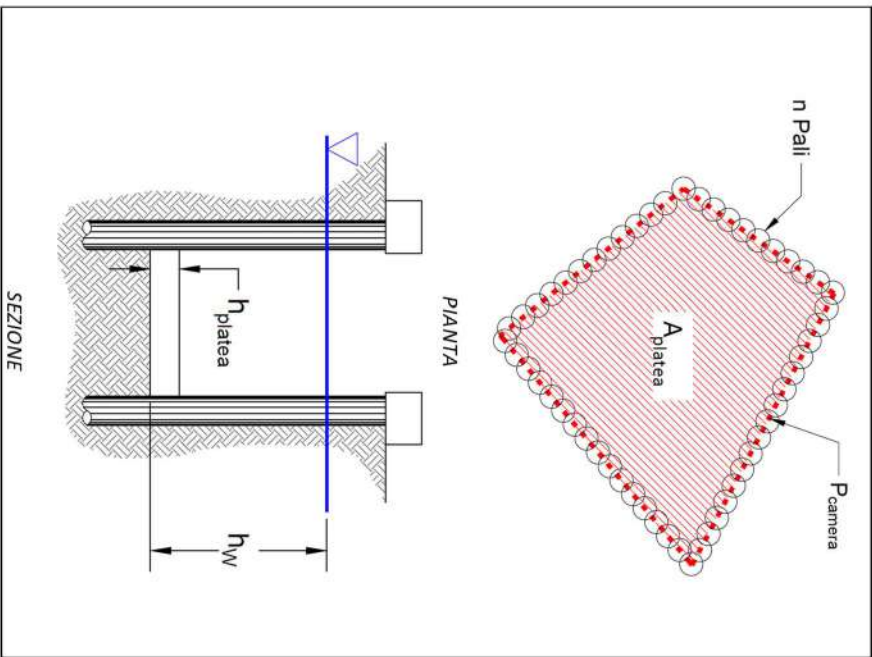
(b)

Figura 8.39 – Coefficienti di sicurezza a flessione in direzione 1 (a) e 2 (b). La verifica è soddisfatta se $FS \leq 1$.

DATI:

perimetro della camera (asse pali)	$P_{camera} =$	61.00	[m]
area della platea di fondo	$A_{platea} =$	235.50	[m ²]
spessore della platea di fondo	$h_{platea} =$	1.50	[m]
diametro dei pali	$\phi =$	0.80	[m]
lunghezza dei pali	$L =$	24.00	[m]
interasse pali	$i =$	0.50	[m]
classe calcestruzzo pali		C25/30	
battente idraulico	$h_w =$	12.00	[m]
peso specifico acqua	$\gamma_w =$	10.00	[kN/m ³]
peso specifico cls	$\gamma_{cls} =$	25.00	[kN/m ³]
pali connessi con spinotti alla soletta		tutti	
numero di spinotti per palo	$n_{sp} =$	2.00	[-]
lunghezza ancoraggio spinotto nel palo	$L_{anc} =$	0.30	[m]
diametro barre spinotto	$\phi_{spin} =$	40.00	[mm]
tensione di snervamento dello spinotto	$f_y =$	950.00	[MPa]
trascurare contributo attrito palo-terreno verifiche UPL		no	
spinta sulla parete nella combinazione finale (*)	$F_h =$	1853.50	[kN/m]
angolo di attrito terreno (valore caratteristico)	$\phi_{terr,k} =$	24.00	[°]
numero pali	$n =$	122	[-]
area del palo	$A =$	0.50	[m ²]
area totale pali compenetrati (**)	$n \cdot A \cdot \beta =$	45.40	[m ²]
numero totale di spinotti adottati	$n_{spin,tot} =$	244	[-]
area singolo spinotto	$A_{spin} =$	1256.64	[mm ²]
pressione all'interfaccia della soletta	$P_w =$	120.00	[kPa]

(*) il valore della spinta deriva dall'ultima fase di scavo in combinazione A2+M2; (**) per il calcolo di β vedere box pag. 2/3 "analisi della sezione compenetrata".



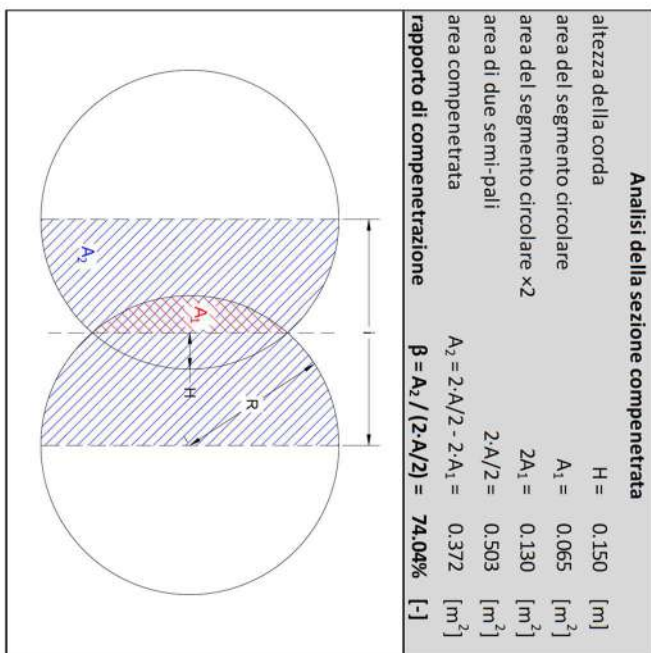
manufatto M4
VERIFICA DEGLI S.L. IDRAULICI E CALCOLO DELLA SOLETTA DI FONDO
14/09/2022 11:04
PAG 2/3

VERIFICA CONNESSIONE SPINOTTO-SOLETTA

Sottospinta idraulica	$V_{net} = 28260.00$ [kN]
Peso Proprio della soletta	$G_{stab,so} = 8831.25$ [kN]
Azione compensata con spinotti ($1.1V_{net} \cdot 0.9G_{stab,so}$)	$Q_{spin} = 23137.88$ [kN]
Azione sul singolo spinotto ($Q_{spin}/n_{sp,tor}$)	$V_{spin} = 94.83$ [kN]
resistenza di progetto a compressione del ds	$f_{cd} = 14.17$ [MPa]
area di contatto spinotto-cis ($l_{anc} \cdot \phi_{spin}$)	$A_c = 0.012$ [m ²]
tensione di schiacciamento cis (V_{spin}/A_c)	$\sigma_c = 7.90$ [MPa]
verifica schiacciamento cis ($\sigma_c \leq f_{cd}$):	soddisfatta
coefficiente parziale acciaio verifiche resistenze	$\gamma_{M0} = 1.05$ [-]
coefficiente parziale acciaio tiranti provvisori	$\gamma_R = 1.10$ [-]
resistenza a taglio di progetto singolo spinotto	$V_{bd} = 596.75$ [kN]
verifica a taglio della barra ($V_{spin} \leq V_{bd}$):	soddisfatta

CALCOLO DELLA RESISTENZA LATERALE PALO-TERRENO

coefficiente di calcolo M2	$\gamma_{M2} = 1.25$ [-]
angolo di attrito del terreno (valore di design)	$\phi_{terr,d} = 0.34$ [rad]
resistenza laterale (al metro lineare)	$f_{lat} = 660.19$ [kN/m]
perimetro	$P_{camera} = 61$ [m]
resistenza laterale totale	$R_{lat} = 40271.29$ [kN]



manufatto M4
VERIFICA DEGLI S.L. IDRAULICI E CALCOLO DELLA SOLETTA DI FONDO
14/09/2022 11:04
PAG 3/3

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO (UPL)	
Peso Proprio dei Pali (STABILIZZANTE)	$G_{stab, pali} = 27242.63$ [kN]
Peso Proprio della soletta (STABILIZZANTE)	$G_{stab, sct} = 8831.25$ [kN]
Resistenza laterale palo-terreno (STABILIZZANTE)	$R_{lat} = 40271.29$ [kN]
Sottospinta idraulica (INSTABILIZZANTE)	$V_{nst} = 28260.00$ [kN]
coefficiente parziale carichi G1 (Favorevoli)	$V_{G1, fav} = 0.90$ [-]
coefficiente parziale carichi G1 (Sfavorevoli)	$V_{G1, sfav} = 1.10$ [-]
Azioni stabilizzanti	$G_{stab, d} = 68710.65$ [kN]
Azioni instabilizzanti	$V_{nst, d} = 31086.00$ [kN]
Verifica UPL ($G_{stab, d} \geq V_{nst, d}$)	soddisfatta

8.9. Caratteristiche dell’opera

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto. Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dell’opera:

Pali:

- gabbia 1 (lunghezza = 5m): 26 ϕ 26 (in acciaio); staffe ϕ 10/10 cm (in acciaio)
- gabbia 2 (lunghezza = 12 m): 30 ϕ 32 + 30 ϕ 32 (in VTR); staffe ϕ 16/10 cm (in VTR)
- gabbia 2 (lunghezza = 12 m): 26 ϕ 26 + 26 ϕ 26 (in acciaio); staffe ϕ 10/10 cm (in acciaio)
- gabbia 3 (lunghezza = 7 m): 26 ϕ 26 (in acciaio); staffe ϕ 10/10 cm (in acciaio)

Cordolo (1.2m x 0.8 m):

- Armatura fibre tese: 8 Φ 26
- Armatura fibre compresse: 8 Φ 26
- Armatura a taglio: Staffa Φ 12/15 + spillo Φ 10/400x400

Puntoni:

- Tubolare 508x16 (I livello)
- 2 travi perimetrali HEM650 + tubolare 610x25 (II livello)

9. PARATIA DI CANTIERE - M4

9.1. Software di calcolo

- ParatiePlus della Harpaceas per l’analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno;

9.2. Descrizione degli interventi

Al fine di sostenere lo scavo si prevede la realizzazione di un’opera di sostegno costituita da una paratia di micropali di diametro $\varnothing 300$ armati con tubolare in acciaio cavo.

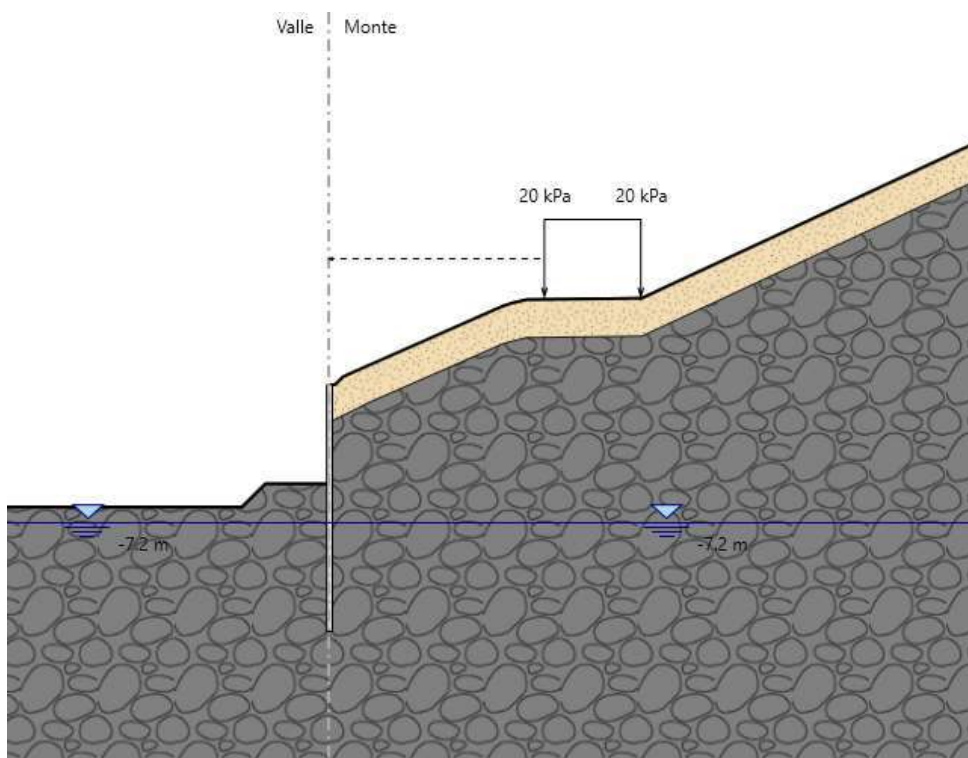


Figura 9.1 – Schematizzazione della paratia di micropali

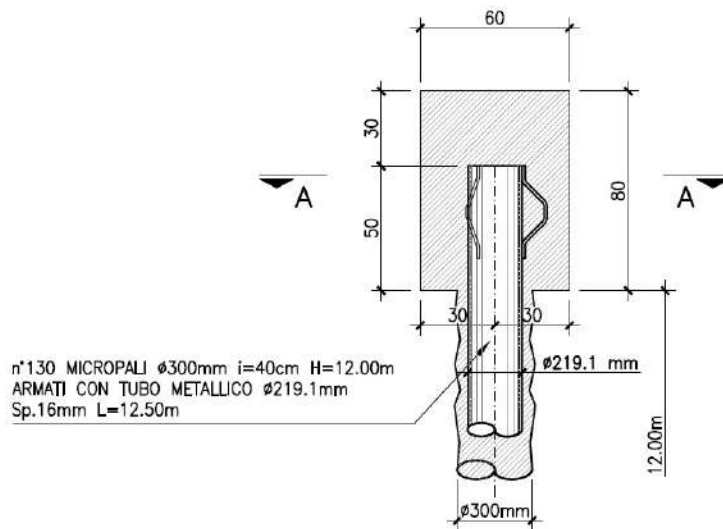


Figura 9.2 – Particolare del micropalo

Per il calcolo e dimensionamento di tale opera si fa riferimento ad una sezione rappresentativa, ovvero, la sezione che risulta maggiormente gravosa dal punto di vista della configurazione di geometrica di scavo e di seguito descritta.

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

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

Nel caso in esame, il 10% della altezza di terreno da sostenere nel caso di opera a sbalzo risulta essere $0.1 \cdot 4.7 \text{ m} = 0.47 \text{ m}$, valore che viene considerato come extra-

scavo nella costruzione del modello geotecnico di calcolo. Nella tabella seguente viene riassunta l’altezza di scavo considerata nel modello di calcolo:

Sezione	Profondità di scavo da p.c.	Scavo massimo da modello	
	m	m	
6	Paratia di cantiere	4.7	5.17

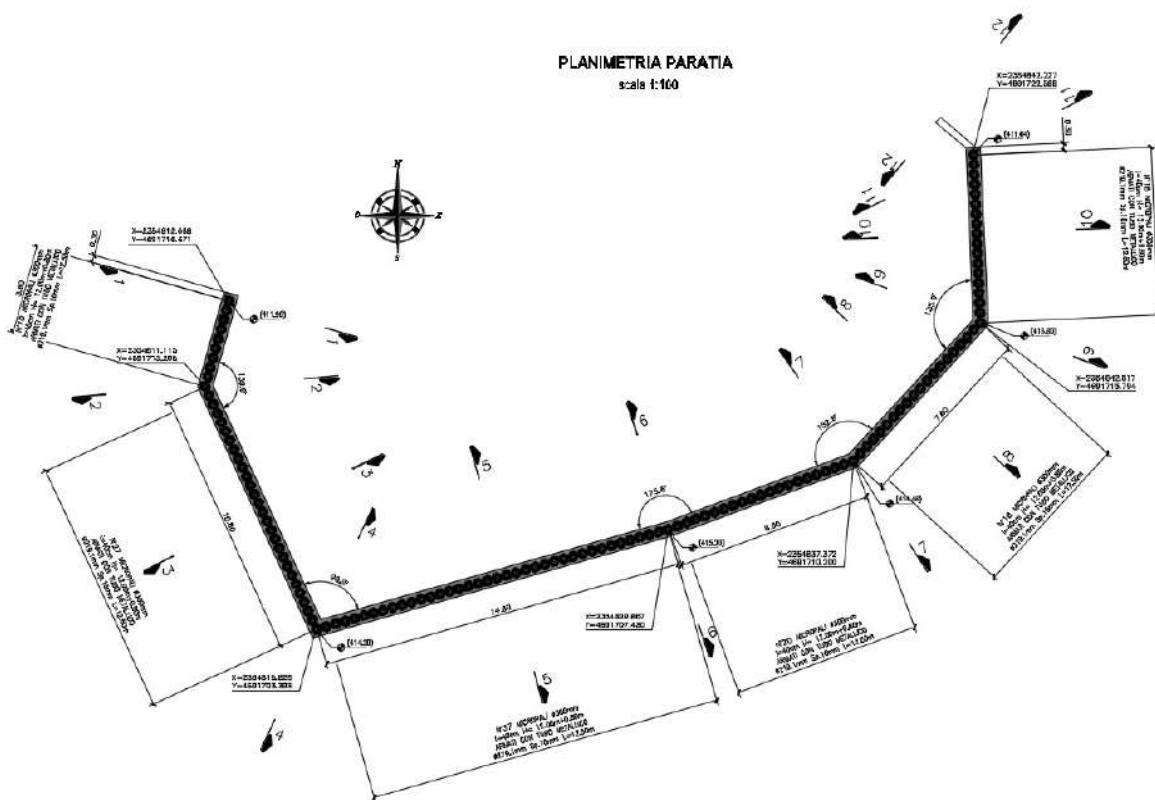


Figura 9.3 - Posizione della sezione di calcolo delle opere di sostegno (Sez. 6)

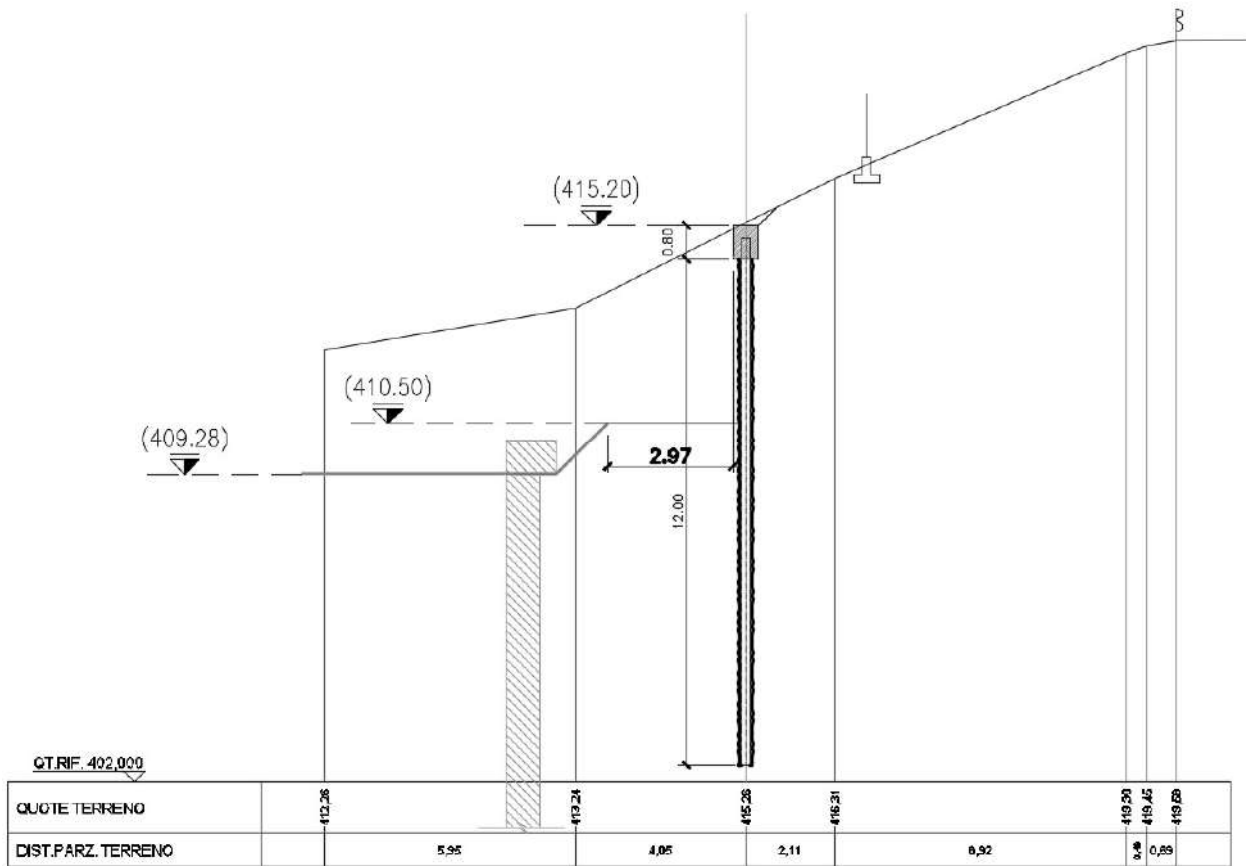


Figura 9.4 – Sezione 6

9.2.1. Sezione 6

L’intervento prevede la realizzazione di una paratia costituita da micropali aventi interasse $i=40$ cm, con un diametro di perforazione di 300 mm, armato tramite un profilato tubolare cavo in acciaio $\varnothing 168.3$ mm e spessore 10 mm. La lunghezza dei suddetti micropali risulta essere di 12.5 m di cui 50 cm interni al cordolo di testa.

9.3. Materiali

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzati per le opere di progetto:

- **Miscela cementizia per micropali**

Classe di resistenza C25/30:

Resistenza cubica a compressione caratteristica $R_{ck} \geq 30,0$ MPa;

Resistenza monoassiale per carichi di breve durata $f_{ck} = 24,9$ MPa;

- **Acciaio del profilato cavo per l’armatura del micropalo**

Acciaio tipo S355NH/NLH:

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 355,0$ MPa;

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 470$ MPa;

Modulo elastico $E_s = 206$ GPa.

9.4. Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento ai seguenti valori. Per i maggiori dettagli sulla descrizione di unità geotecniche si rimanda alla Relazione Geologica (A194PD R002):

Tabella 5 – Sintesi dei parametri geotecnici

Descrizione	Prof.	γ_{nat}	c'	ϕ'	Vs	Eop
	m	kN/m ³	kPa	°	[m/s]	[MPa]
Terreno di riporto	0.0 – 2.0	16.5	0	25 - 30	250	60

UFC – conglomerati da moderatamente a scarsamente cementati	> 2.0	18.5	15	41	400	230
-------------------------------------------------------------	-------	------	----	----	-----	-----

Dalle indagini condotte si rileva la presenza di falda idrica a quota 408 m s.l.m.. Tale falda risulta interagente con la paratia e viene, quindi, presa in esame nel modello di calcolo realizzato ai fini delle analisi.

9.5. Analisi dei carichi

9.5.1. Peso proprio

- Peso proprio cls: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

9.5.2. Carichi accidentali

Viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa al fine di simulare il carico veicolare dovuto alla presenza di una strada a monte dell’intervento.

9.5.3. Azione sismica

L’entità delle azioni sismiche è stata stimata utilizzando il metodo pseudo statico e determinando i parametri sismici in ottemperanza NTC18. Le verifiche sono state realizzate allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) prevedono, per la valutazione delle azioni sismiche, di fare riferimento alla zonazione di dettaglio del territorio nazionale redatta dall’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Secondo tale modello, su tutto il territorio nazionale si è disposta una maglia di punti per ognuno dei quali è assegnato un valore di accelerazione massima su substrato rigido a_g , un fattore di amplificazione spettrale F_0 ed un periodo caratteristico T^*c relativi all’evento sismico atteso in un dato tempo di ritorno, quest’ultimo essendo funzione della vita attesa dell’opera e della classe di utilizzo. Note le coordinate geografiche del punto di interesse, è possibile trovare i quattro punti della maglia che lo circoscrivono e ricavare le tre grandezze citate per il punto specifico interpolando tra i valori dei punti forniti dall’INGV.

Per determinare i parametri sismici è stato necessario definire la vita nominale dell’opera (numero di anni per i quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo

scopo al quale è destinata – V_N) ed il coefficiente d’uso C_U (definito a partire dalla classe d’uso della struttura). Nel caso specifico sono stati stimati i seguenti valori per la vita nominale dell’opera ed il coefficiente d’uso:

- V_N è pari a 35 anni;
- C_U è pari a 1.

Da cui risulta una accelerazione di riferimento su suolo rigido $a_g=0.184g$.

L’accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove S_S e S_T sono rispettivamente i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.

Tabella 6 – Coefficiente stratigrafico S_S

Categorie di suolo di fondazione		V_{S30} (m/s)	Par. geote.di riferimento	Coefficiente S_S	Coefficiente C_c
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800		1.00	1.00
B	Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o di argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri	360 - 800	$N_{SPT} > 50$ $C_u > 250$ kPa	$1.00 \leq 1.40 - 0.4 F_0$ $a_g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.2}$

C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza	180 - 360	15 < N _{SPT} < 50 70 < c _u < 250 kPa	1.00 ≤ 1.70 - 0.6 F ₀ a _g ≤ 1.50	1.05 · (T _c *) ^{-0.33}
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti	< 180	N _{SPT} < 15 c _u < 70 kPa	0.90 ≤ 2.40 - 1.50 F ₀ a _g ≤ 1.80	1.25 · (T _c *) ^{-0.5}
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su un substrato di materiale più rigido (con VS30 > 800 m/s)	Valori simili ai terreni di tipo C o D		1.00 ≤ 2.00 - 1.10 F ₀ a _g ≤ 1.60	1.15 · (T _c *) ^{-0.4}

Tabella 7 - Coefficiente stratigrafico S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell’opera o dell’intervento	S _T
T1	-	1
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1.2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1.4

Nel caso in esame, in relazione ai dati a disposizione si considera una categoria di sottosuolo B e categoria topografica T2, da cui risulta $S_S=1.2$ e $S_T=1.2$.

Da cui risulta un valore di accelerazione massima pari $a_{max}=0.264g$.

Nei metodi pseudo-statici l’azione sismica è definita mediante un’accelerazione equivalente, le cui componenti orizzontali a_h e a_v sono legate alla accelerazione di picco dalle seguenti relazioni:

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

$$a_v/g = k_v = \pm 0.5 k_h;$$

Dove α viene ricavato a partire dall’altezza complessiva della paratia H e della categoria di sottosuolo, mentre β viene definito in funzione dello spostamento massimo permanente u_s che l’opera può tollerare, ossia, $u_s \leq 0.005H = 0.06$ m.

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$ deve assumersi $k_h = 0.2 a_{max}/g$.

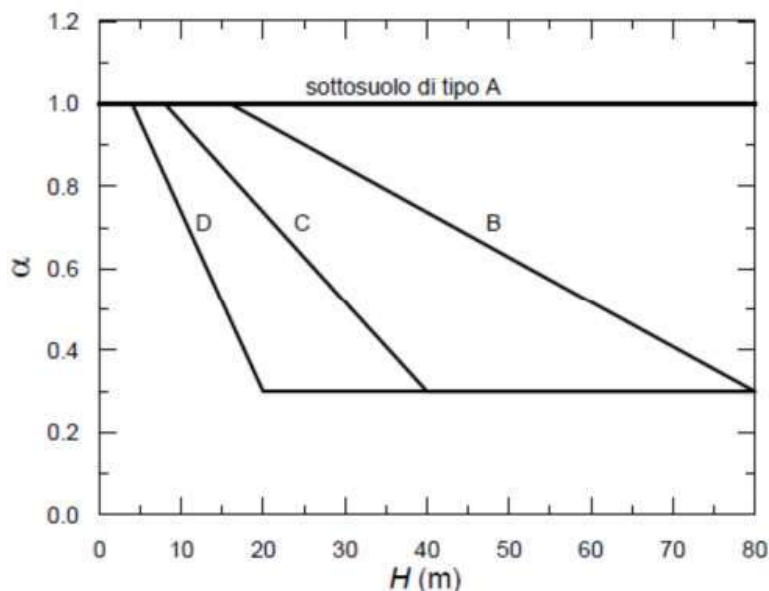


Figura 9.5 – Abaco per la valutazione di α (NTC18 §7.11.6.3.2)

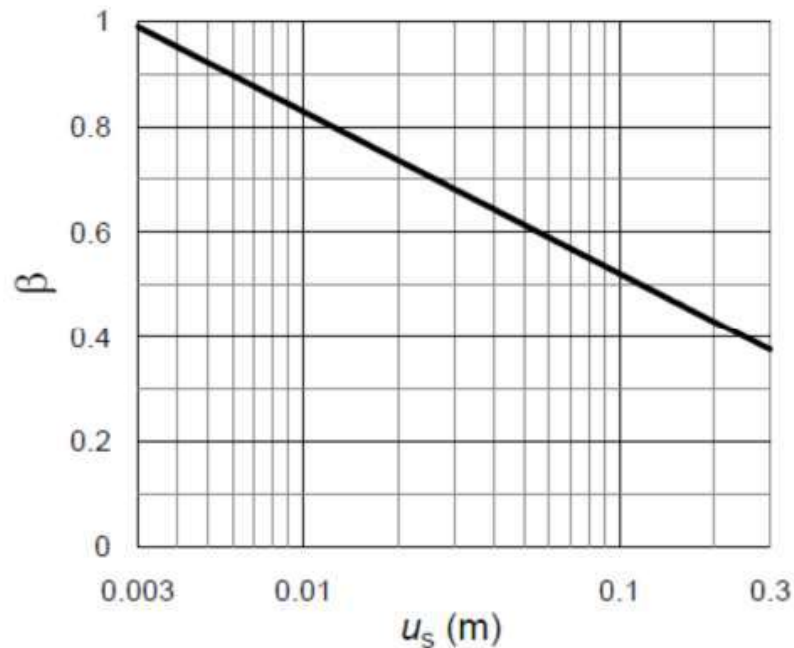


Figura 9.6 – Abaco per la valutazione di β (NTC18 §7.11.6.3.2)

Nel caso in esame si considera $\alpha=1$ e $\beta=0.59$, da cui risulta:

$$k_h=0.155;$$

$$k_v= \pm 0.078.$$

9.5.4. Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

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

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

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

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

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

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

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

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

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito ϕ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

9.6. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione γ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2. V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_R)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qk}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_{G2}

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

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

9.7. Verifiche

9.7.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l’Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

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

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) (NTC18 §6.5.3.1.2).

Nelle verifiche di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali l’analisi deve essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1) (Circolare NTC18 C6.5.3.1.2).

9.7.2. Verifiche SLE

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell’opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell’opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali. In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell’opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell’interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive (NTC18 §6.5.3.2).



9.8. Analisi numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate al fine di dimensionare e verificare le paratie di micropali del collegamento al tronco inferiore destro. Il modello di calcolo per la paratia di micropali con diametro di perforazione 300 di interasse 0.4 m previsto di un sistema di ancoraggio costituito da tiranti è stato realizzato con il programma ParatiePlus, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali allo SLE e le sollecitazioni negli elementi strutturali in condizioni allo stato limite ultimo, in condizioni statiche (SLU) e sismiche (SLV).

9.8.1. Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici di progetto:

Tabella 8 – Modello geotecnico – Sezione 6

	Terreni	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	Terreno di riporto Sabbia / Ghiaia	0	25	$E_{vc} = 60000$ $E_{ur} = 96000$
	Conglomerati da moderatamente a scarsamente cementati Roccia	15	41	$E_{vc} = 230000$ $E_{ur} = 368000$

Le fasi esecutive per l’analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

1. Condizione geostatica iniziale;
2. Realizzazione dei micropali di diametro 300 mm e interasse 0.4 m;
3. Raggiungimento quota fondo scavo a -5.17 dal p.c. Considerando un extra-scavo di 0.47 m;
4. Applicazione del sisma.

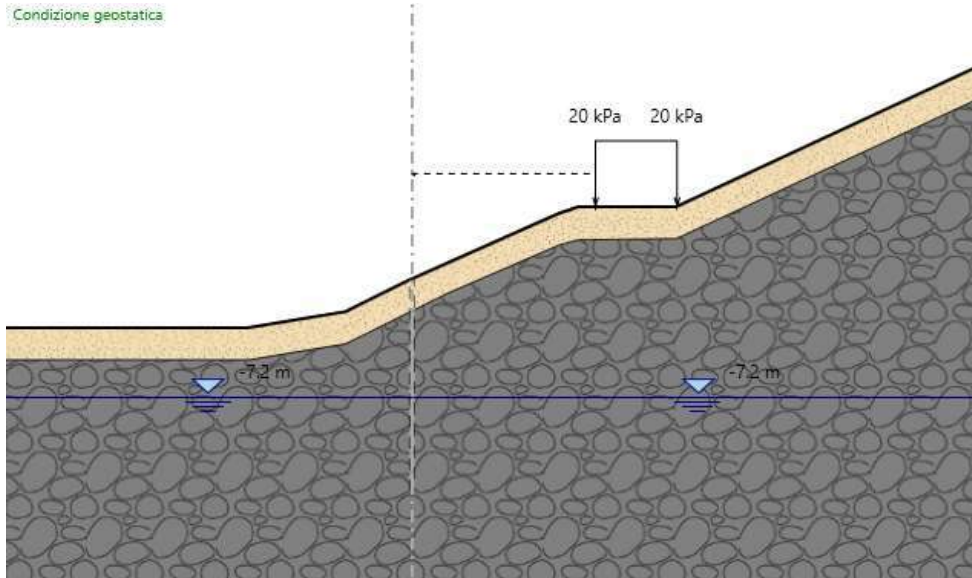


Figura 9.7 – Fase 1

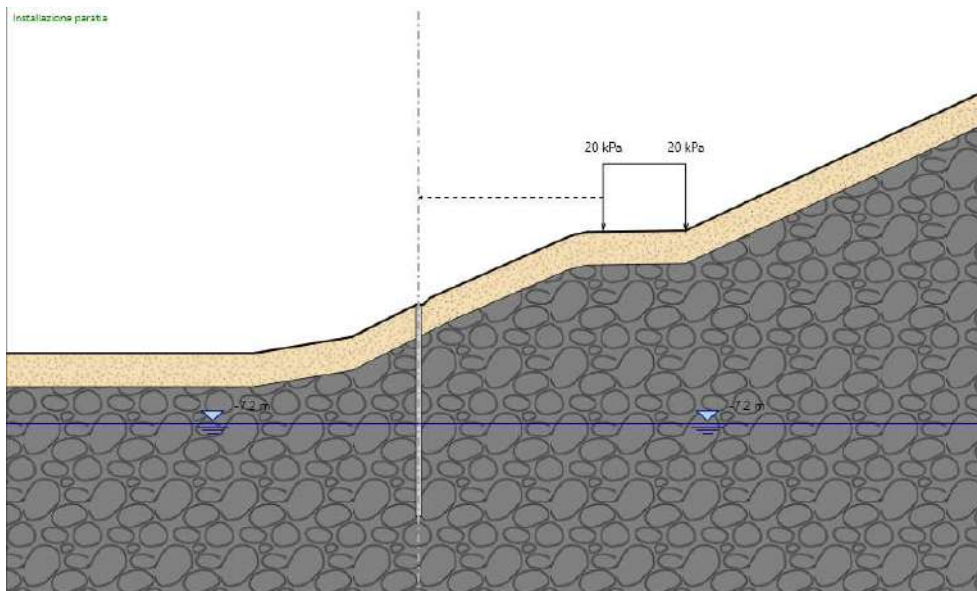


Figura 9.8 – Fase 2

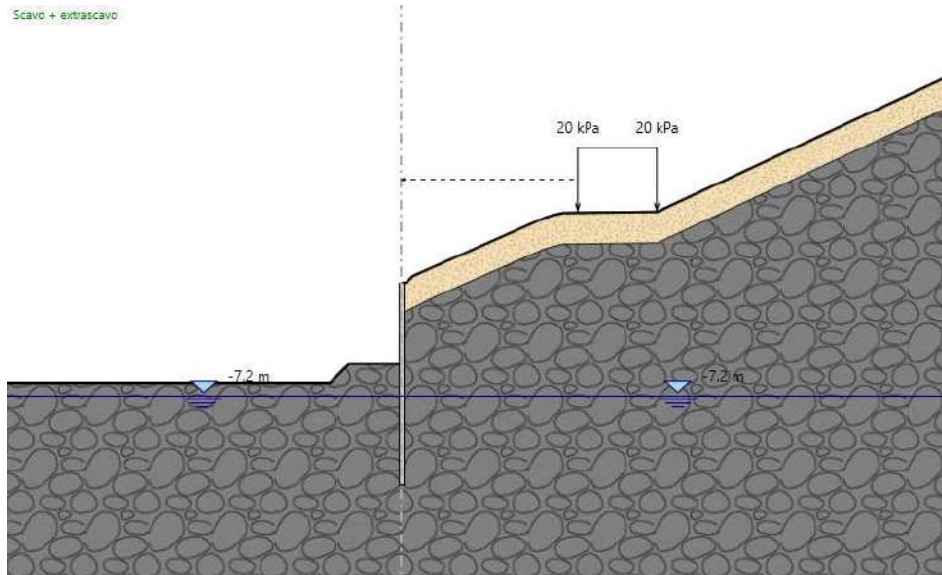


Figura 9.9 – Fase 3

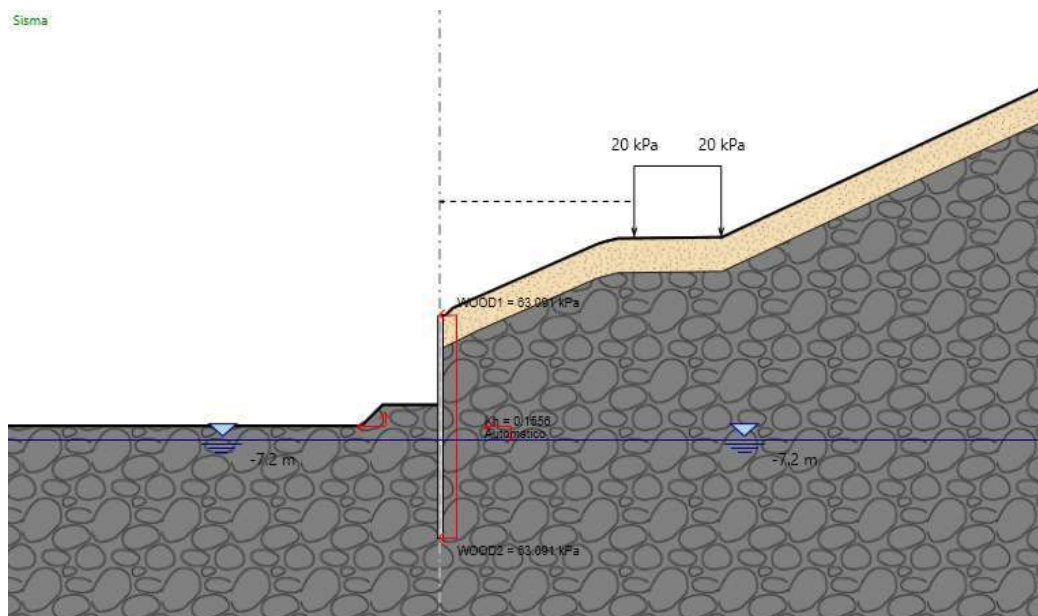


Figura 9.10 - Fase 4

9.9. Risultati

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per il modello implementato, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi.

I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità.

Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche un dimensionamento degli elementi strutturali principali.

9.9.1. Sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Si riportano di seguito gli involuppi delle sollecitazioni dell’analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1) ed SLV.

Il diagramma del momento flettente:

$M_{max} = 173.5 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$; momento flettente massimo

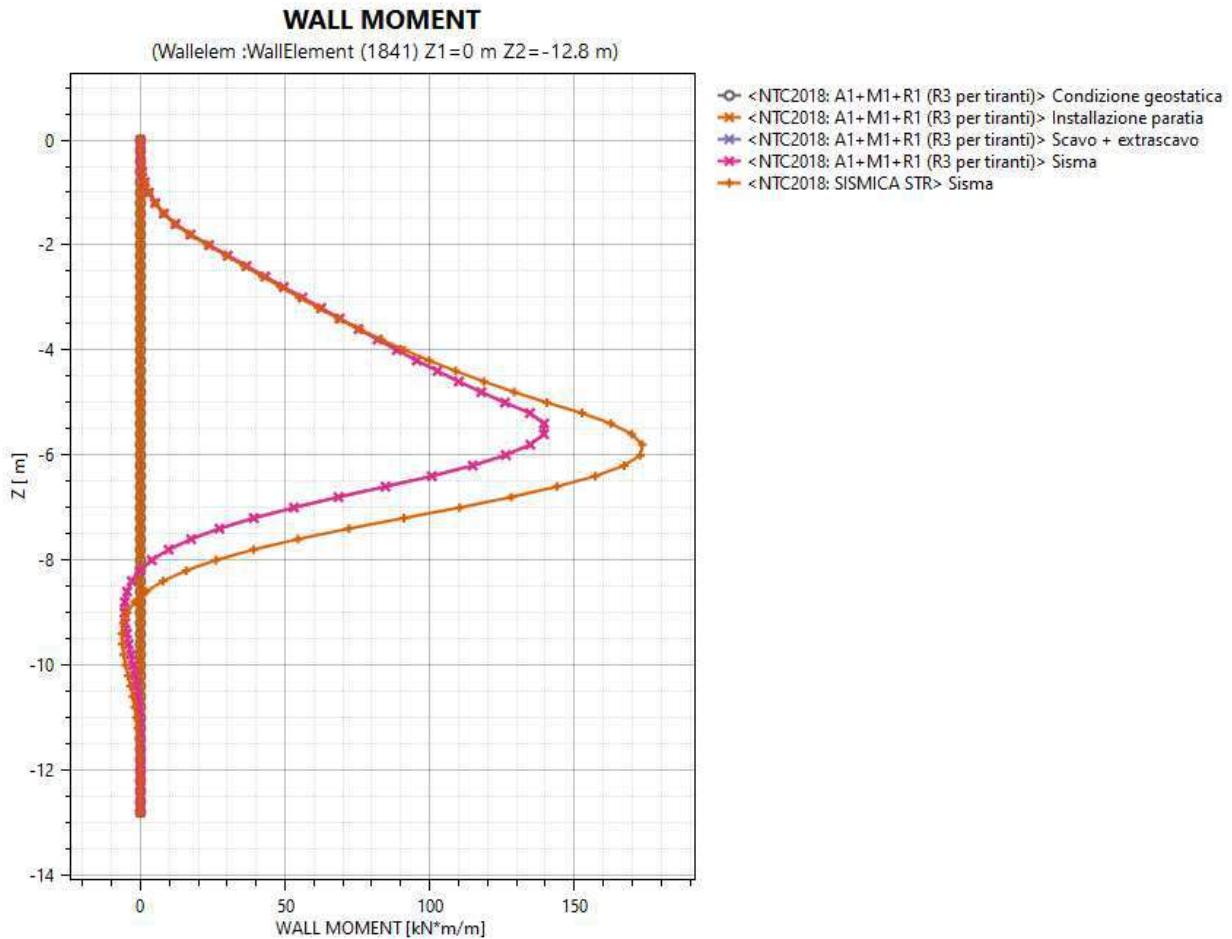


Figura 9.11 – Diagramma Momento Flettente (SLU+SLV) – Paratia di micropali

Il diagramma del Taglio:

$T_{max} = 96.39 \text{ kN/m}$; taglio massimo

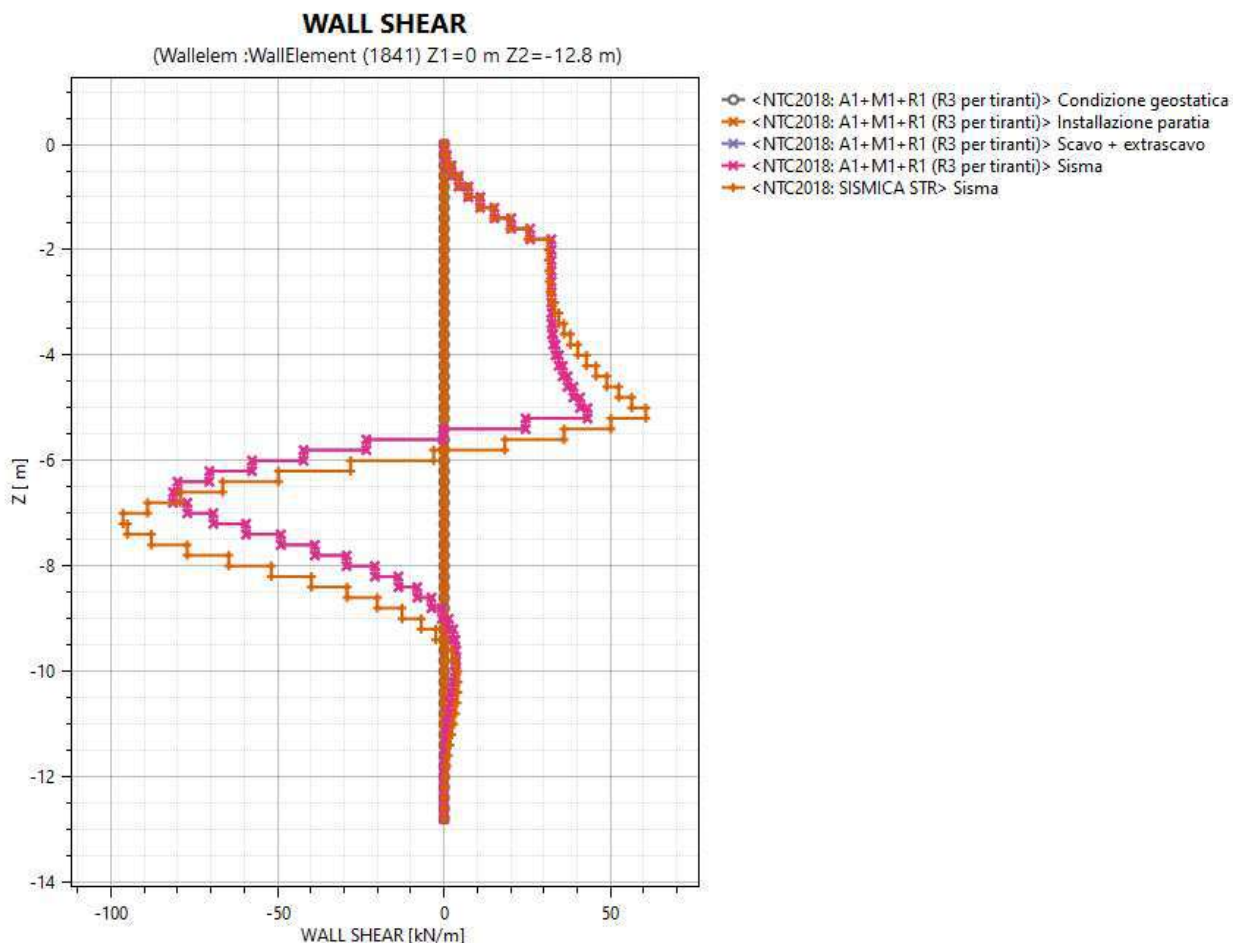


Figura 9.12 – Diagramma del Taglio (SLU + SLV) – paratia di micropali

9.9.2. Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Verifica nei confronti delle deformazioni:

Gli spostamenti orizzontali massimi della paratia agli SLE risultano essere circa 4.6 cm, valore che può ritenersi compatibile con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti e la funzionalità dell'opera stessa prevista peraltro come opera provvisoria.

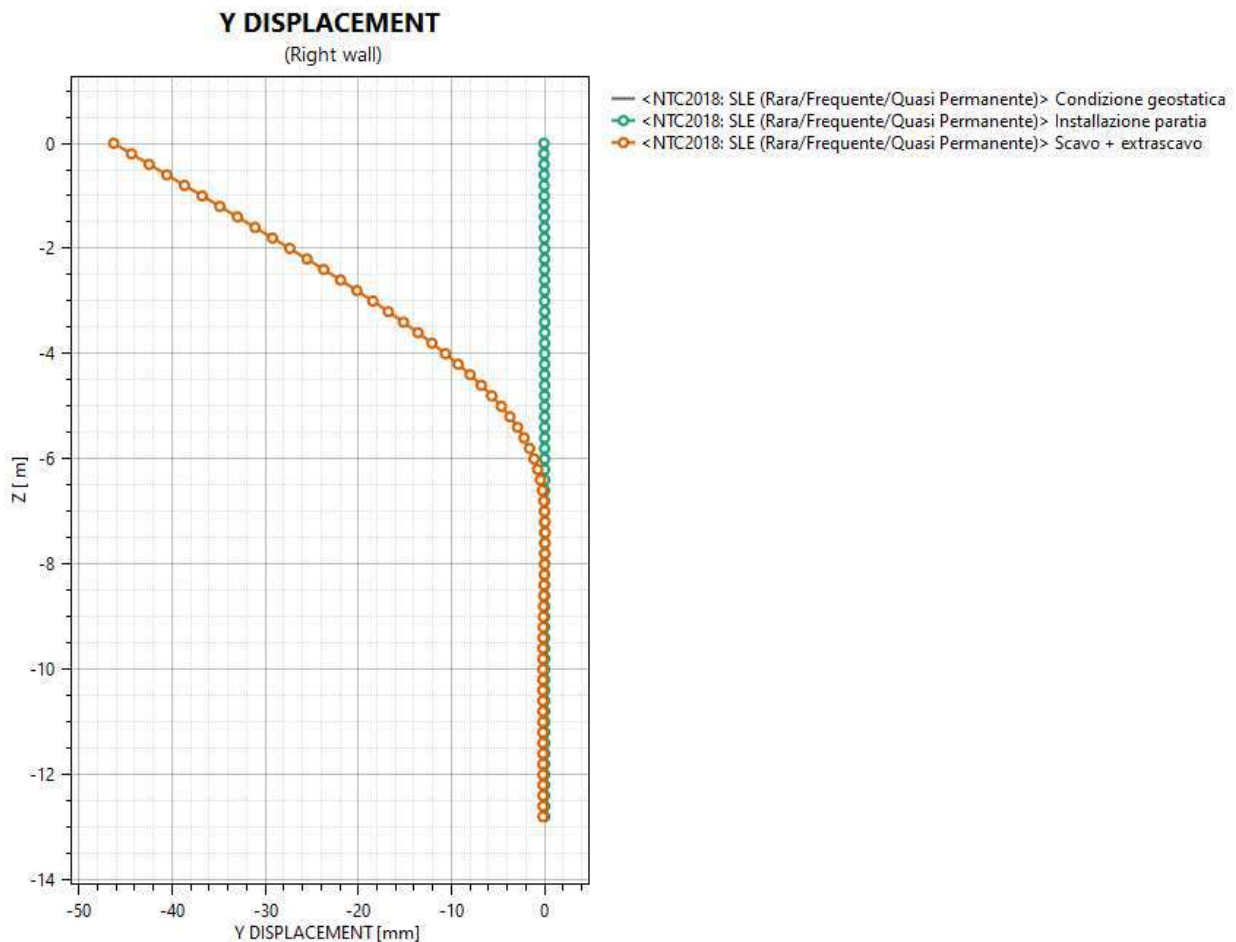


Figura 9.13 – Diagramma spostamenti (SLE) – Paratia di micropali

9.9.3. Verifiche allo Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico

9.9.3.1. Collasso per rotazione intorno ad un punto dell’opera

Tale verifica si riferisce al raggiungimento di una condizione limite del terreno interagente con l’opera, in cui la paratia può compiere un atto di moto rigido, ovvero, una rotazione intorno ad un punto. La stabilità dell’opera deve essere verificata, con riferimento alla normativa italiana, secondo l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2

+ R1) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II. Poiché si è utilizzato il software ParatiePlus che implementa una legge elasto-plastica per il terreno e consente di rispettare i limiti di spinta attiva e passiva assegnati ai vari strati, la verifica allo SLU per collasso per rotazione intorno ad un punto dell’opera (atto di moto rigido) è soddisfatta con il raggiungimento di una condizione equilibrata e congruente nel limite di iterazioni prefissato per il calcolo. Essendo tutte le analisi, ed in particolare quelle relative alla Combinazione 2, sono giunte a convergenza, le verifiche risultano positive; la convergenza garantisce, infatti, la stabilità “geotecnica” dell’opera.

9.9.3.1. Instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

Le verifiche sono state condotte mediante il modulo di verifica di stabilità dei pendii (VSP) interno al codice di calcolo ParatiePlus, utilizzando il metodo all’Equilibrio Limite di Morgenstern-Price.

Il codice di calcolo, analizzando le possibili superfici di scorrimento, restituisce il valore minimo del Fattore di Sicurezza minimo (FS_{min}) relativo alla superficie critica nelle condizione statica e sismica, i cui i risultati vengono di seguito di seguito riportati:

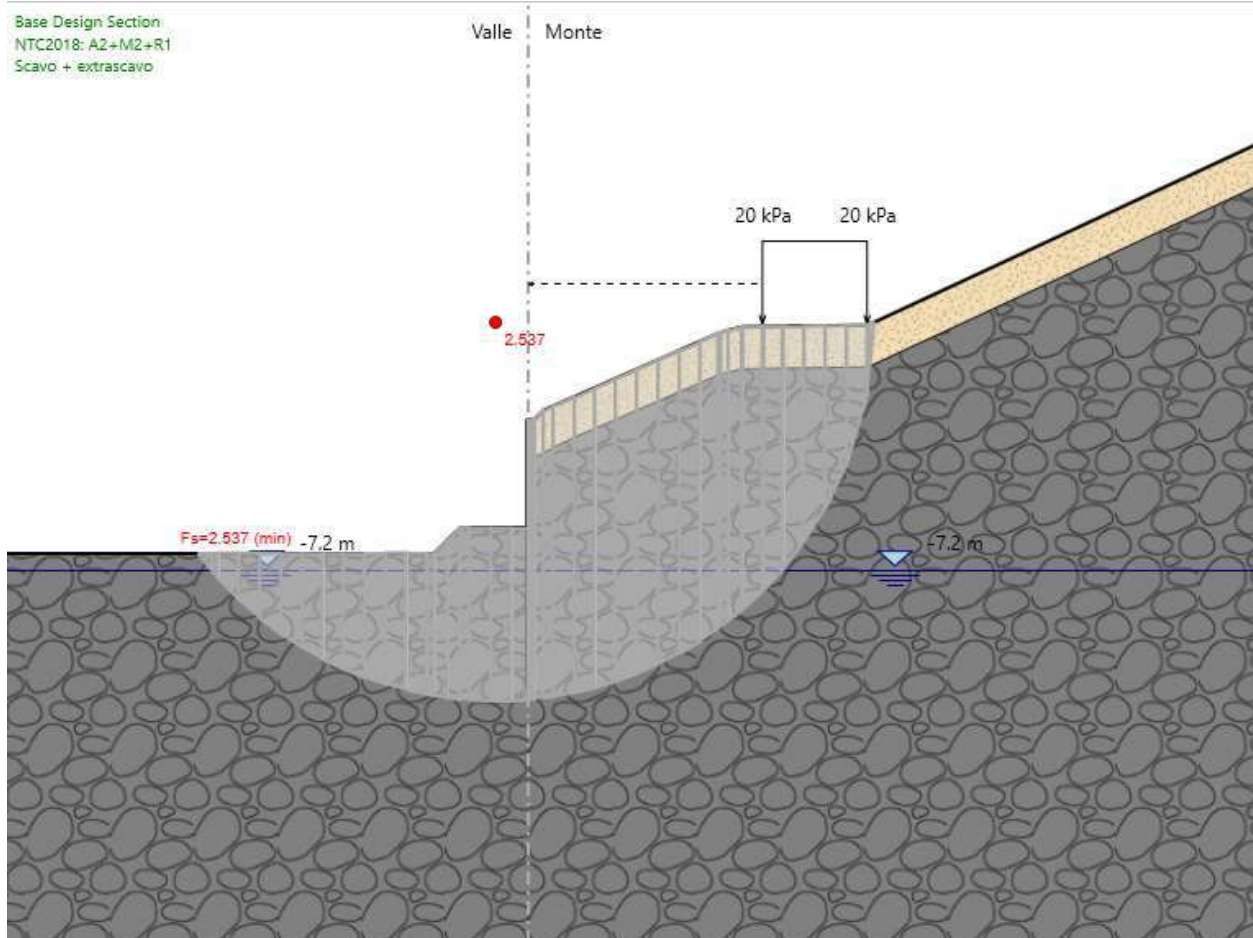


Figura 9-14 – Verifica di stabilità globale (Statica)

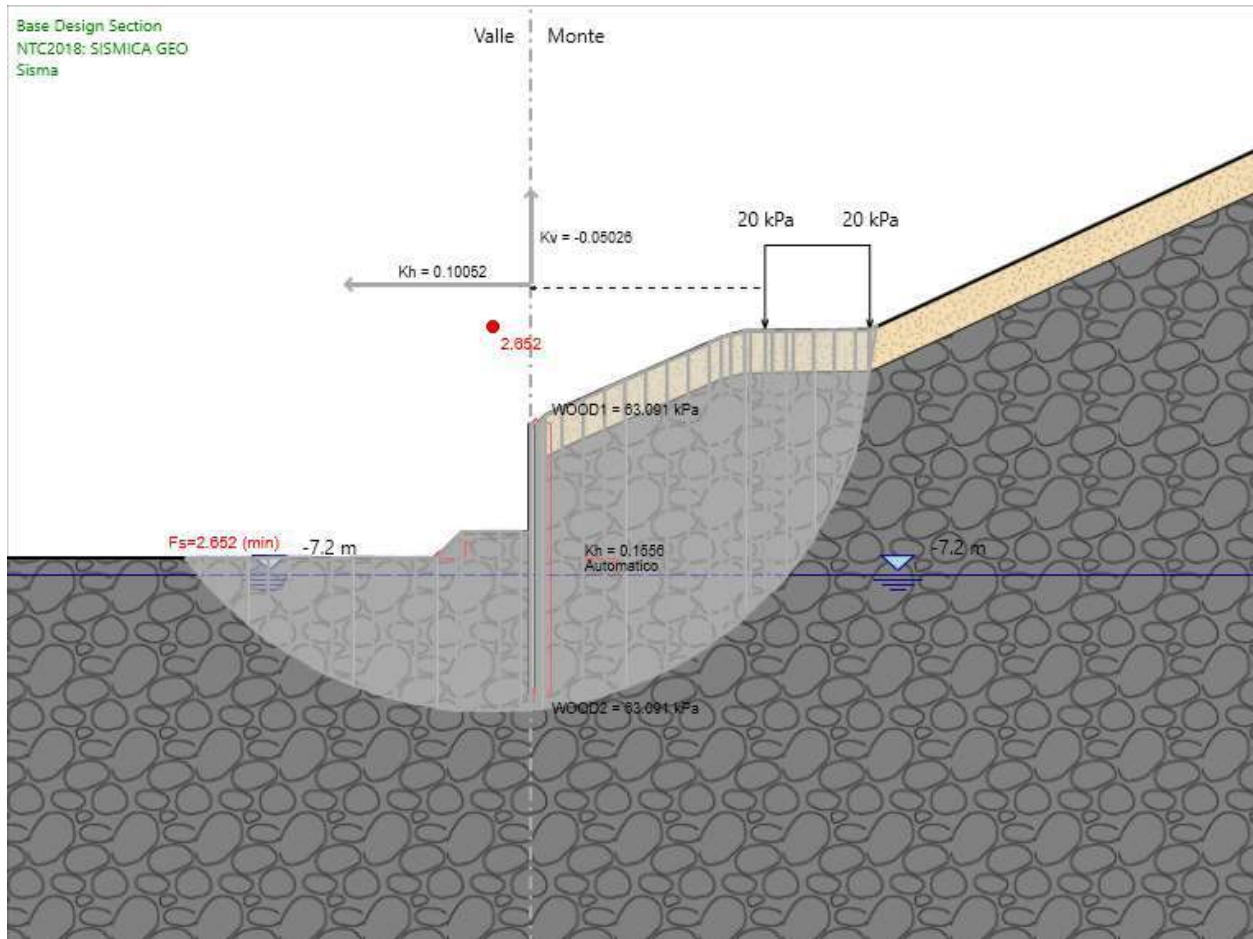


Figura 9-15 - Verifica di stabilità globale (Sismica)

La verifica in accordo con le NTC18 è stata effettuata con la Combinazione 2, in cui $\gamma_R = 1.1$ in condizioni statiche. In condizioni sismiche, invece, si pongono i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici pari all’unità (NTC18 §7.11.1) e impiegando un coefficiente parziale sulle resistenze $\gamma_R = 1.2$ (NTC18 §7.11.1). In accordo con la NTC18 §7.11.4, la definizione della componente orizzontale e verticale della forza statica equivalente viene definita adottando un coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito pari a $\beta_s = 0.38$ relative allo SLV. La

componente verticale dell’azione sismica che viene riportata nei risultati seguenti risulta essere la più gravosa tra quella diretta verso l’alto e verso il basso.

La verifica risulta soddisfatta ai sensi delle NTC18, in quanto:

- $FS_{min} = 2.54 \geq 1.1$ (condizione statica);
- $FS_{min} = 2.6 \geq 1.2$ (condizione sismica).

9.9.4. Verifiche degli elementi strutturali

9.9.4.1. Armatura micropali

Di seguito vengono riportate le verifiche di tipo strutturale effettuate per i tubolari cavi costituenti l’armatura dei micropali.

In Tabella vengono riportate le sollecitazioni allo SLU+SLV a cui è sottoposto il singolo tubolare. Tali sollecitazioni sono state calcolate considerando le sollecitazioni di output del codice di calcolo ParatiePlus (considerando l’involuppo SLU+SLV) e moltiplicate per l’interasse dei micropali pari a 0.4 m.

Tabella 9 – Sollecitazioni allo SLU - Micropalo

	Mmax[kNm]	Tmax [kN]	N [kN]	z [m]
Tubolare cavo S355NH/NLH Ø168.3 sp.10 mm	69.40	-	-10.25	-5.8
	-	38.56	-	-7

dove:

- Mmax ed Tmax sono le sollecitazioni di calcolo; N è lo sforzo normale.

- z è la profondità (rispetto alla testa del palo) in corrispondenza della sollecitazione calcolata.

Di seguito si riportano le caratteristiche del tubolare utilizzato e i risultati delle verifiche effettuate con riferimento ai paragrafi delle NTC18 relativi alle singole verifiche:

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE												
Dati INPUT				Dati OUTPUT								
Caratteristiche acciaio				Dati geometrici								
Qualità acciaio:	UNI EN 10219 S 355 NH/NLH	Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata
$f_{yk} =$	355 [Mpa]	D	T	1	A	I	i	W _{el}	W _{pl}	M	As	L/1t
$f_{tk} =$	470 [Mpa]	[mm]	[mm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[kg/m]	[m ² /m]	[m]
		168,3	10,0		49,73	1563,98	5,61	185,86	250,92	39,04	0,53	25,62
Geometria sezione				Verifiche secondo NTC2018 - §4.2								
D =	168,3 [mm]	Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)			N _{pl,Rd} = 1681,40		N _{Ed} / N _{pl,Rd} =					
t =	10,0 [mm]											
Lunghezza e vincoli asta				Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)			N _{c,Rd} = 1681,40		N _{Ed} / N _{c,Rd} = 0,01		verifica soddisfatta	
L =	12,50 [m]											
β =	1,00 [-]	Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)			M _{c,Rd} = 84,84		M _{y,Ed} / M _{c,Rd} = 0,82					
Sollecitazioni agenti				Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)			V _{c,Rd} = 618,00		V _{Ed} / V _{c,Rd} = 0,06		verifica soddisfatta	
N _{Ed} =	-10,25 [kN]											
V _{Ed} =	38,56 [kN]											
M _{y,Ed} =	69,40 [kNm]	Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)			Sez. Classe 1-2	M _{N,Rd} = 84,84	M _{Ed} / M _{N,Rd} = 0,82		verifica soddisfatta			
ψ =	0,00				Sez. Classe 3	σ _{x,Ed} =	f _{yd} =					

Figura 9-16 – Veriche STR – Armatura micropali

Le verifiche risultano soddisfatte ai sensi delle NTC18.

10. OPERE PROVVISORIALI MANUFATTO M5

Il seguente capitolo ha come oggetto il Progetto Definitivo delle opere provvisionali in corrispondenza del manufatto M5. L’area di studio della nuova opera rientra nell’ambito del territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Cittaducale.



Figura 10.1: Ubicazione del Manufatto M5 (in bianco) – vista planimetrica

10.1. Software di calcolo

- **Paratie Plus** versione **21.0.1** della Ce.A.S. s.r.l per il calcolo di opere di sostegno flessibili e, più in generale, per lo studio di diverse problematiche di Ingegneria Geotecnica correlate alla progettazione di scavi a cielo aperto.

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

Il problema è ricondotto ad un problema piano in cui si analizza una “fetta” di parete di larghezza unitaria. La modellazione numerica dell’interazione terreno-struttura è del tipo “trave su suolo elastico”: le pareti di sostegno sono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ , mentre il terreno è simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

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

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

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



Figura 10.2 - Licenza Paratie Plus 2021

- **Midas Gen 2021** versione **3.1** della MIDAS Information Technology Co.,Ltd. per l’analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale.



Figura 10-3 - Licenza Midas Gen 2021

10.2. Descrizione degli interventi

Al fine di sostenere lo scavo necessario alla realizzazione del manufatto M5 si prevede un’opera provvisoria di sostegno costituita da una paratia di pali compenetrati $\phi 800$. Per il calcolo e il dimensionamento di tali opere si è fatto riferimento ad una sezione rappresentativa, nel seguito descritta. In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo è incrementata di 0.50 m. Nella tabella seguente si riassume l’altezza di scavo assunta nel modello di calcolo.

Sezione	Altezza libera paratia [m]	Prescavo medio [m]	Incremento (NTC 2018) [m]	Scavo max di modello da p.c. [m]
A-A	7.40	1.25	0.50	9.15

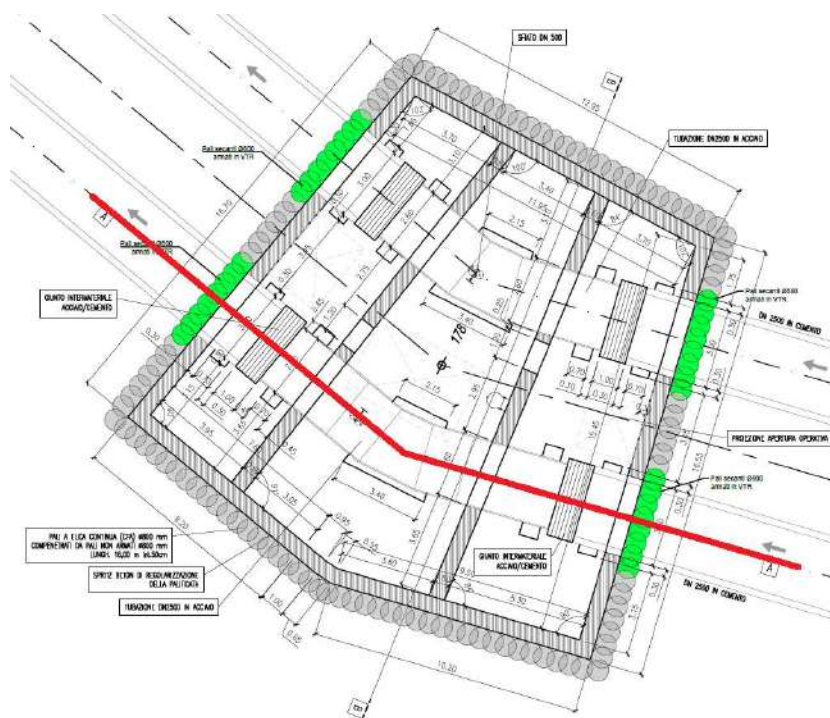


Figura 10.4 – Posizione della sezione di calcolo delle opere provvisorie

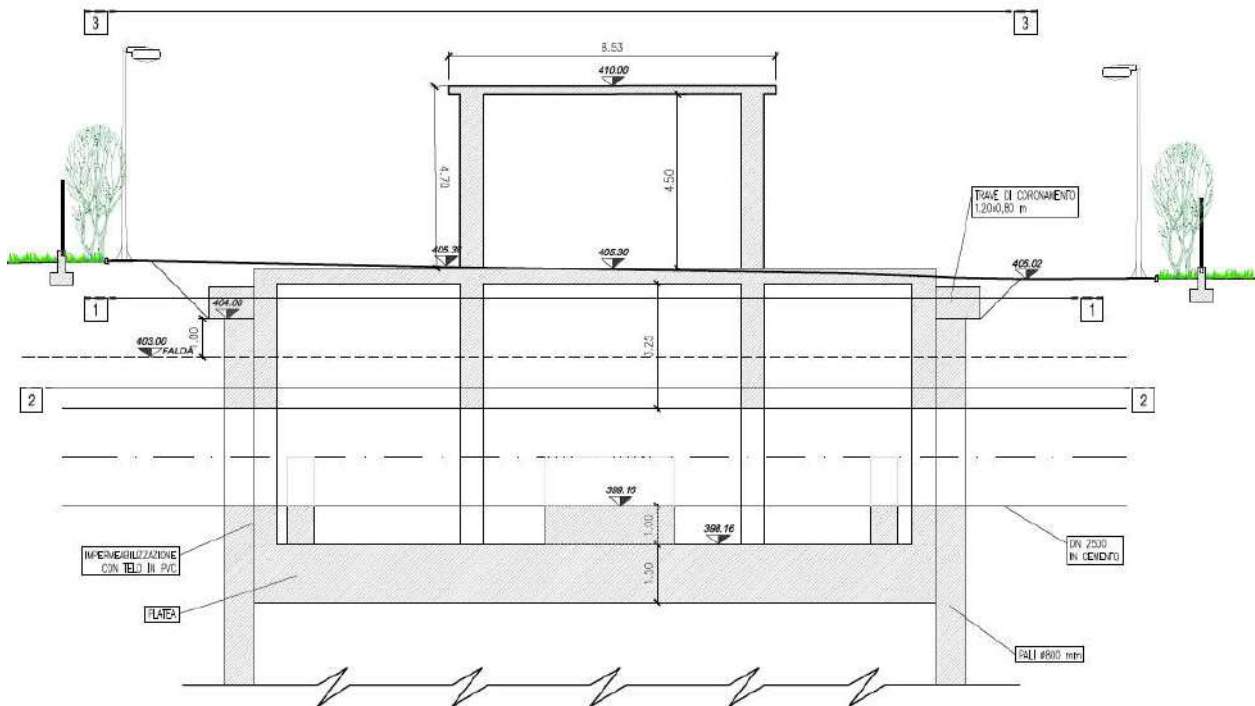


Figura 10.5 – Sezione trasversale A-A

10.2.1. Sezione A-A

In corrispondenza del manufatto M5 si prevede una paratia di pali compenetrati di diametro 800 mm, con interasse longitudinale 500mm, e lunghezza totale 16 m. La sequenza di costruzione dei pali secanti con il sistema CSP (Cased Secant Piles) consiste nell'esecuzione di pali primari e secondari, di cui solo questi ultimi sono armati. Per raggiungere la profondità di scavo di progetto, pari a 9.15 m da piano campagna, si impiega un sistema di puntone formato da:

- Cordolo sommitale in c.a. 120×80 cm con puntoni interni in acciaio S275 a sezione circolare 508×16 mm.

Tale sistema è realizzato interamente sopra la falda freatica. Successivamente, si prosegue con lo scavo sottofalda e con il getto della soletta di fondazione (spessore pari ad 1.5m) in subacqueo. La soletta di fondazione è connessa ai pali della paratia per mezzo di connettori a taglio, da inghisare sia nella soletta sia nella paratia. Le fasi di scavo si concludono con l’aggottamento totale dell’acqua dallo scavo.

10.3. Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio Si(3) e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.

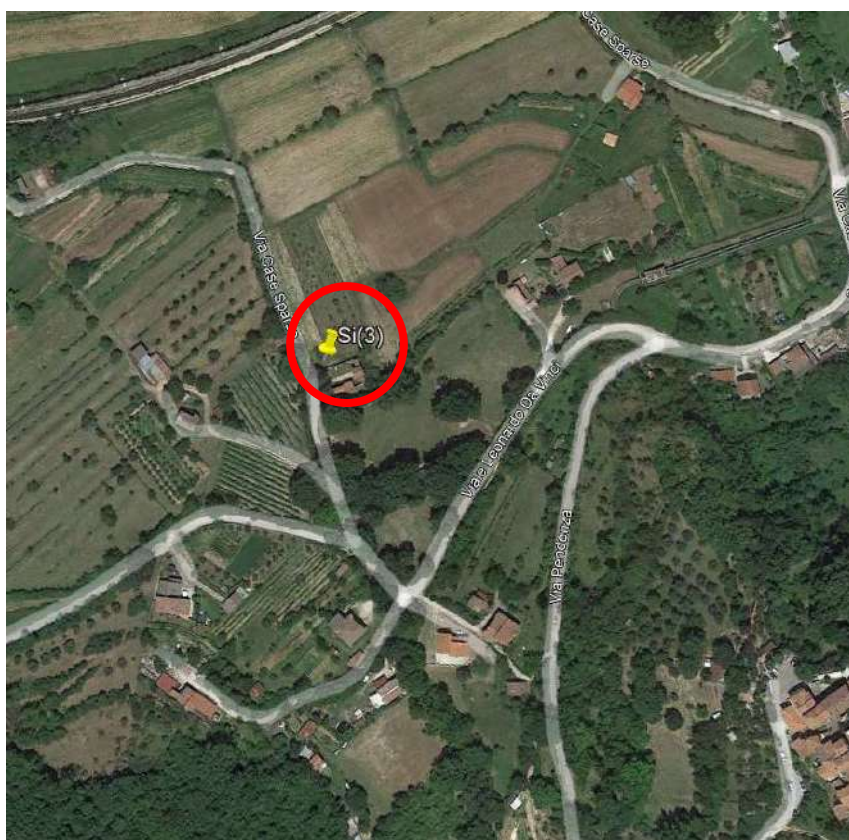


Figura 10-6 – Ubicazione sondaggio Si(3) - Fonte: Google Earth

Nella figura seguente si riporta la scheda del log stratigrafico del sondaggio Si(3).

Committente: Acea Elabors S.p.A.	Sondaggio: Si3
Riferimento: Nuovo Tronco superiore dell'Acquedotto del Peschiera	Data: 06-07/05/2019
Coordinate: 42.361875° N; 12.996441° E	Quota: 412 m slm
Perforazione: Carotaggio Continuo	

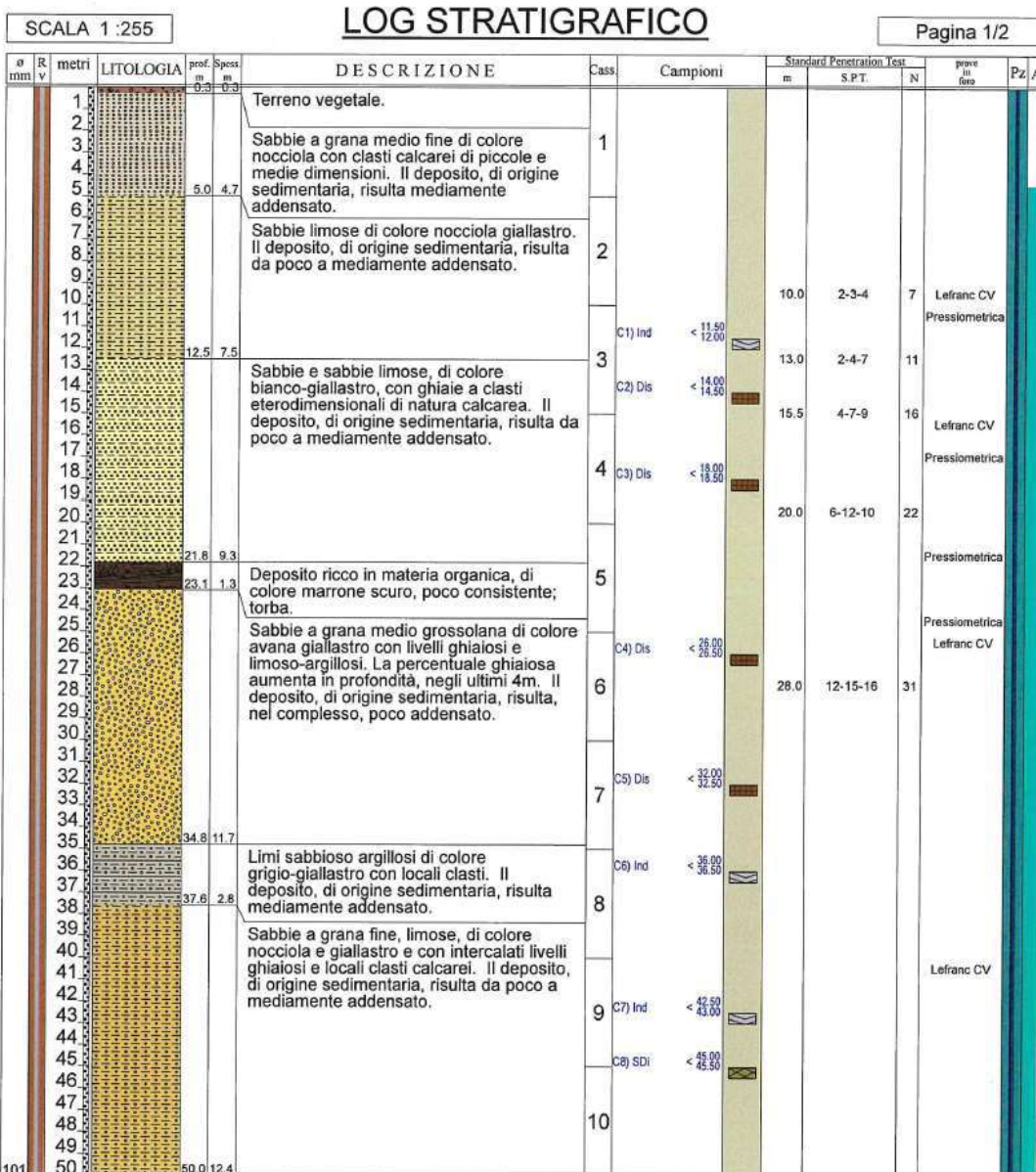


Figura 10.7 – Scheda stratigrafica del sondaggio Si(3)

10.3.1. Prove SPT (Standard Penetration Test)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all’esecuzione di n. 5 prove S.P.T. (*Standard Penetration Test*), i cui risultati sono di seguito riportati:

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N _{spt}
Si(3)	10.0	7
Si(3)	13.0	11
Si(3)	15.5	16
Si(3)	20.0	22
Si(3)	28.0	31

Tabella 10-1 – Risultati della prova SPT – Sondaggio Si(3)

10.3.2. Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia.

Si precisa che non è stato possibile eseguire un campionamento indisturbato in relazione alla natura altamente granulare dei terreni. Sulla base dei risultati ottenuti dal sondaggio Si(3), si individua la presenza di uno strato di riporto (UG1) per un spessore pari a circa 2.5 m formato dal terreno vegetale sabbioso con clasti. A seguire si trova uno strato costituito dal detrito di versante (UG2), fino a profondità circa 8 m dal piano campagna. Per le profondità maggiori è presente un deposito di terreno formato da limo sabbioso debolmente argilloso (UG3).

Per la profondità della falda si assume – 2.7 m da p.c.

Riferimento			Caratteristiche fisiche							Limiti di consistenza				Granulometria				Compr.	Tiglio diretto		Edometrica					
Sond n°	Camp n°	Profondità m	W %	γ kN/m ³	γ_{sec} kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	γ_s kN/m ³	Indice vuoti	Peros. %	Sat. %	LL %	LP %	IP %	IC %	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	σ kPa	ϕ °	e	24.5 kPa	49.0 kPa	98.0 kPa	196.0 kPa	392.0 kPa
Si3	C1	11.50 - 12.00	27.7	19.5	15.3	19.4	26.3	0.72	41.8	103.2	47.3	20.4	26.9	0.73	2.6	45.4	25.4	26.6	20.5	26.9	7.9	3478	3769	5600	10000	11200
Si3	C2	14.00 - 14.50					26.3								6.1	71.3	15.5	7.1								
Si3	C3	18.00 - 18.50					26.1								7.3	66.1	17.4	9.2								
Si3	C4	26.00 - 26.50	17.9	19.0	16.1	19.8	25.8	0.60	37.5	78.6	51.3	22.8	28.5	1.17		38.7	32.9	28.4	118	37.6	13.6	3429	4083	6125	9800	15077
Si3	C5	32.00 - 32.50					26.0								5.7	39.1	33.9	21.3								
Si3	C6	36.00 - 36.50	29.0	18.3	14.2	18.6	25.5	0.79	44.2	95.1	54.8	35.2	19.6	1.32		22.7	56.1	21.2	40.7	25.4	8.7	2229	3065	4086	5769	8717
Si3	C7	42.50 - 43.00	19.9	20.0	16.7	20.3	26.5	0.59	37.1	91.4	41.0	25.3	15.7	1.34	27.2	52.5	11.6	8.7	30.4	27.9	7.2	3502	4903	4715	7486	12819
Si3	C8	45.00 - 45.50					26.5								15.6	38.9	19.4	26.1								

Tabella 10.2 – Risultati delle prove di laboratorio

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	Eop (MPa)	Eed* (MPa)
UG1	0.0 – 2.5	Terreno vegetale sabbioso con clasti spigolosi di origine calcarea	18.0 – 21.0	27 - 32	8 - 10	10	6-8
UG2	2.5 – 8.0	Detrito di Versante	18.0 – 20.0	30 - 35	0 - 5	45	32
UG3	8.0 – 30.0	UFC	17.5 – 20.0	41	15 - 20	200	120

Tabella 10.3 – Sintesi dei parametri geotecnici (* valore riferito alla frazione fine)

10.4. Analisi dei carichi

10.4.1. Peso proprio

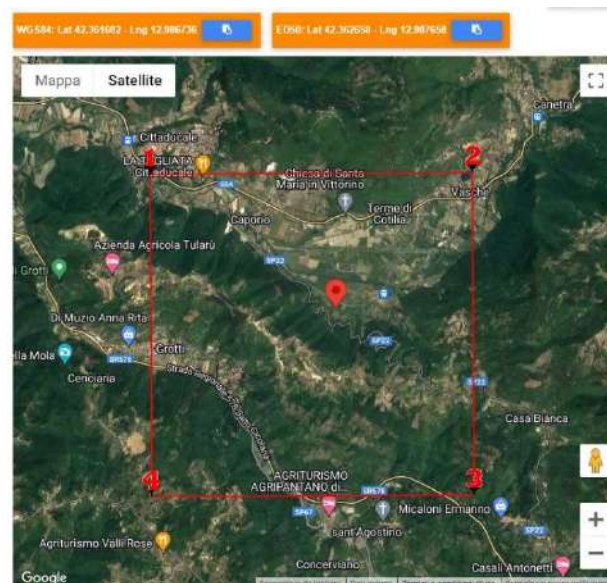
- Peso proprio cls $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

10.4.2. Carichi accidentali

Durante le fasi di costruzione si considera un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

10.4.3. Azione sismica

L’azione sismica, tenuto conto della provvisorialità dell’opera, può essere omessa (DM 17/01/2018 §2.4.1). È stata tuttavia considerata l’eventualità che l’opera permanga per una durata superiore ai 2 anni: nei calcoli, quindi, è stata introdotta l’azione sismica caratterizzata come di seguito illustrato.



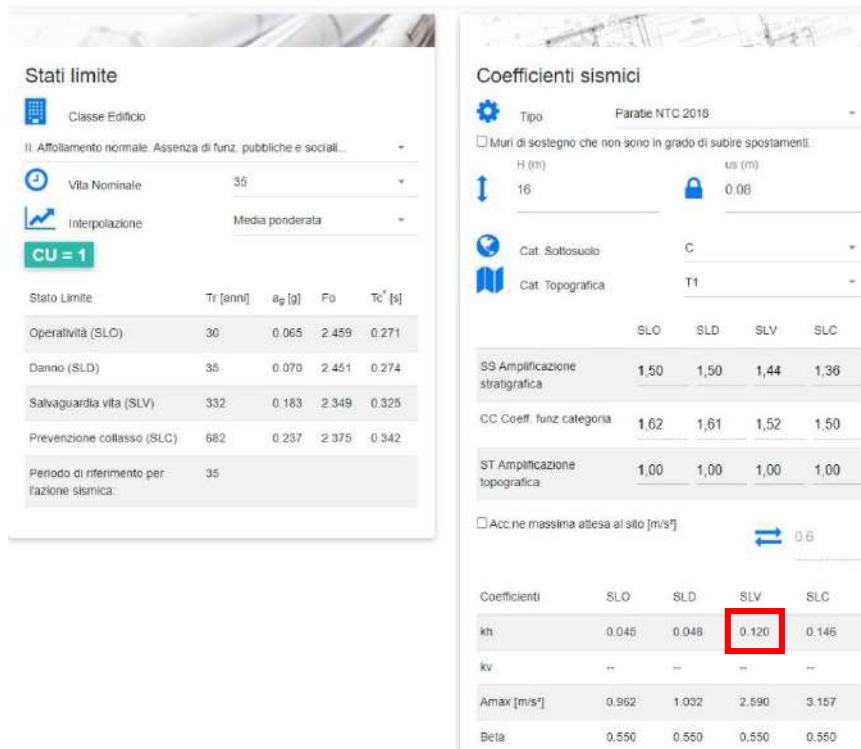


Figura 10.8 – Coefficienti sismici per le paratie M5

10.4.4. Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia. I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno. I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p . Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

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

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

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove: $K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$). I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

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

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

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

10.5. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito. I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_{G1}

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

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

10.6. Verifiche paratie di pali

10.6.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l’Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

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

10.6.2. Verifiche SLE

In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell’opera. Si assume che gli spostamenti siano accettabili se inferiori al valore limite $H/200$, dove H è l’altezza di scavo. Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

10.7. Analisi numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento delle paratie di pali provvisionali in corrispondenza del manufatto M5. Il modello per la paratia di pali secanti Ø800 è stato realizzato con il programma Paratie Plus, in condizioni statiche, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali in condizioni SLE e le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU.

10.7.1. Sezione A-A:

10.7.1.1. Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto:

	Terreni	YSAT [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ³]
	UG1 Sabbia / Ghiaia	18	8	27	E _{vc} = 10000 E _{ur} = 16000
	UG2 Sabbia / Ghiaia	18	0	30	E _{vc} = 45000 E _{ur} = 72000
	UG3 Sabbia / Ghiaia	18	15	41	E _{vc} = 200000 E _{ur} = 320000

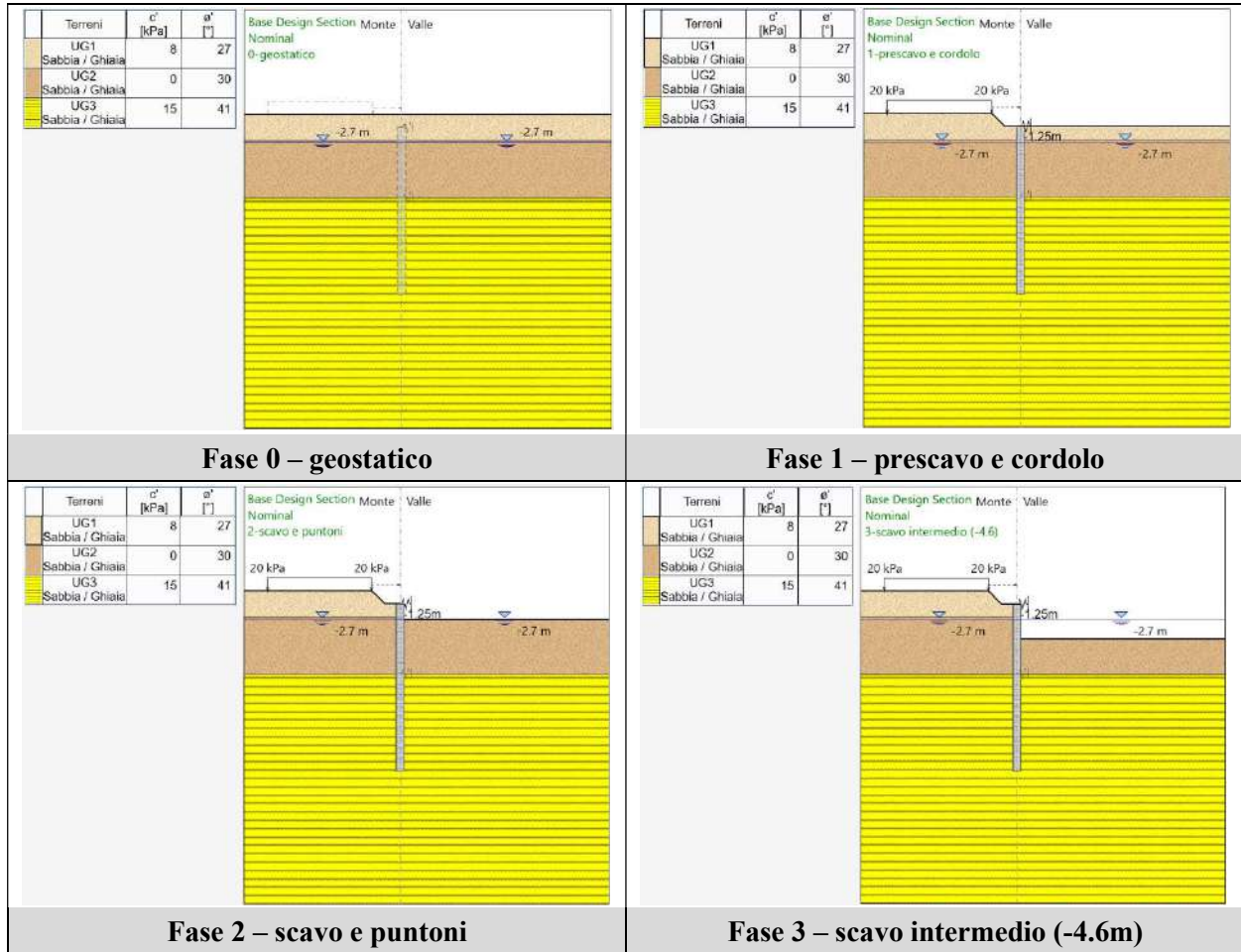
Tabella 10.4 – Modello geotecnico – Sezione A-A

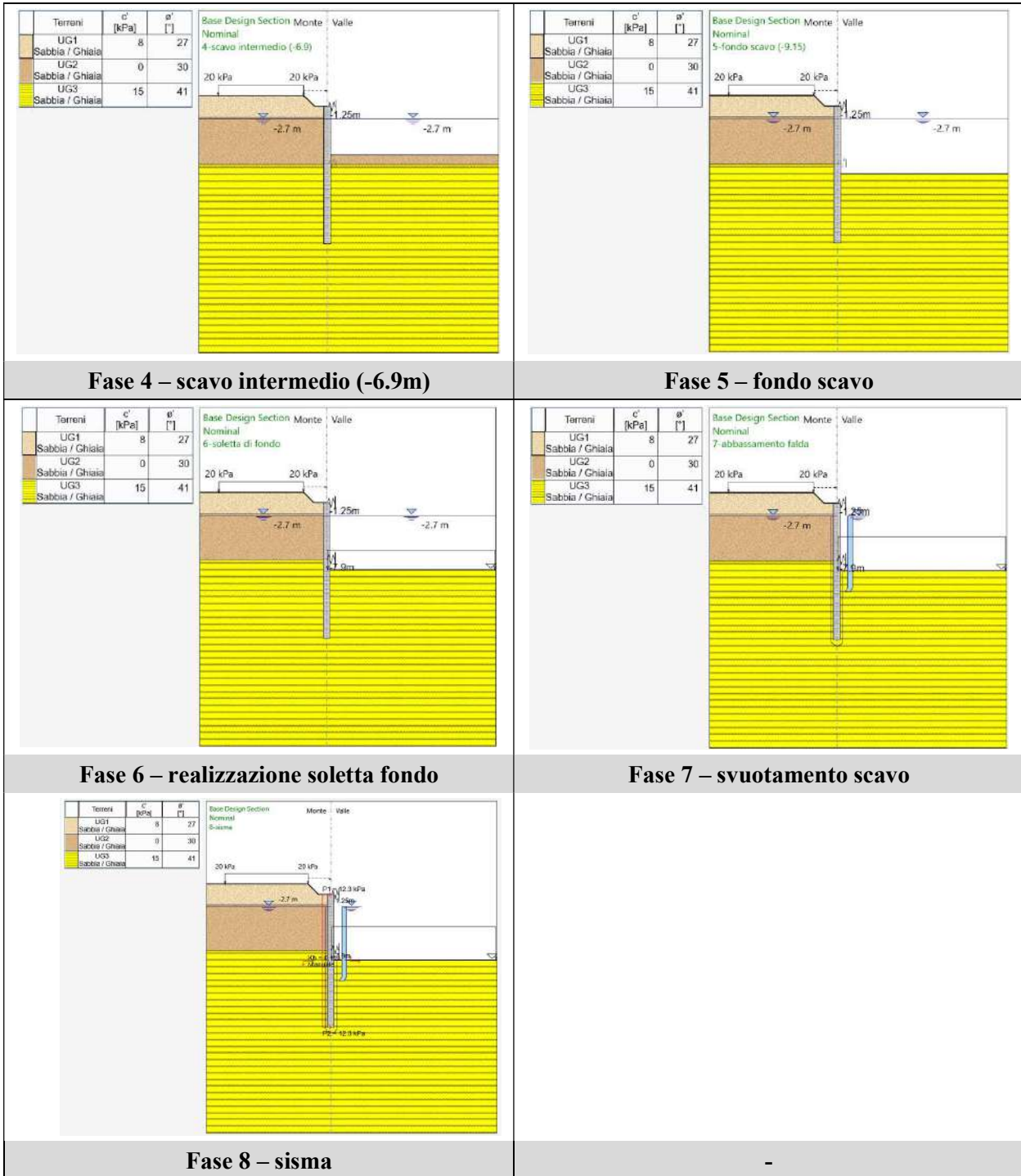
Le fasi esecutive per l’analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

10. Stato geostatico iniziale; la falda è a -2.70 m dal p.c.
11. Prescavo di 1.25 m, realizzazione dei pali e del cordolo sommitale in c.a., quest’ultimo simulato con l’ausilio di una molla di rigidità pari a 8881 kN/m² (nei paragrafi successivi è riportato il dettaglio della taratura); è presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.

- 12.Scavo fino a -2.70 m dal p.c. e realizzazione del sistema di puntoni a sezione circolare 508×16 mm: si aggiorna la rigidezza della molla, che simula il cordolo sommitale, al valore di 53080 kN/m² (nei paragrafi successivi è riportato il dettaglio della taratura); è presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
- 13.Scavo sommerso fino alla quota di -4.6 m da p.c.; è presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
- 14.Scavo sommerso fino alla quota di -6.9 m da p.c.; è presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
- 15.Scavo sommerso fino alla quota finale di -9.15 m da p.c. È presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
- 16.Realizzazione della soletta di fondazione simulata mediante una molla elastica di rigidezza 6000000 kN/m² (nei paragrafi successivi è riportato il dettaglio della taratura) e da un sovraccarico pari a 37.5 kN/m, dovuto dal peso della soletta, sul fondo scavo. È presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
- 17.Svuotamento totale dell’acqua dallo scavo. È presente un sovraccarico di cantiere a tergo della paratia di intensità pari a 20 kPa.
- 18.Fase sismica

Di seguito la rappresentazione grafica degli *stage* sopra descritti:





Le proprietà geometriche ed inerziali della paratia sono state desunte direttamente dalla libreria del software e sono sintetizzate nell’immagine seguente.

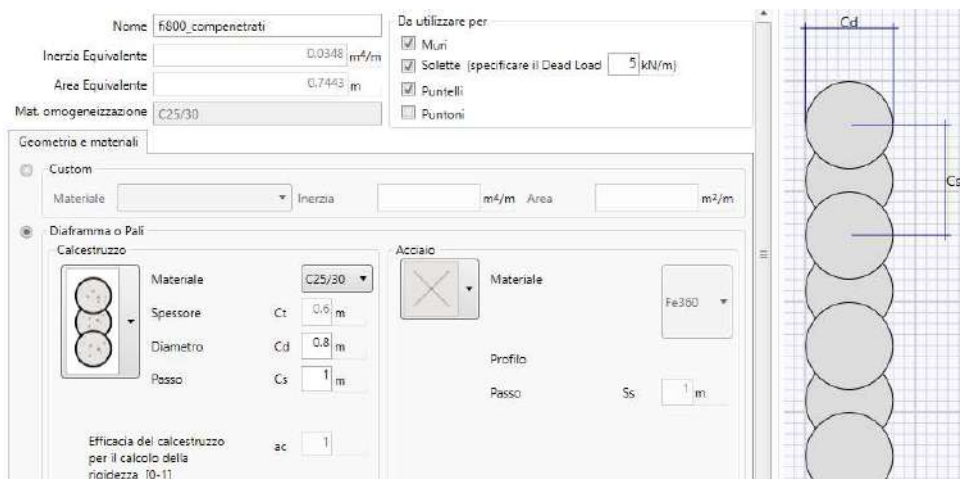


Figura 10.9 - caratteristiche geometriche della parete

10.7.1.2. Calcolo rigidezza dei sistemi di puntonamento

Il modello sviluppato con Paratie Plus prevede una paratia con un ordine di puntoni in testa. Al fine di avere libera l’area dello scavo si ricorre a puntoni inclinati. Per la taratura delle molle sono stati considerati due modelli a telaio così composti:

- *Modello 1*: cordolo sommitale in c.a. 120×80 cm. Tale modello è impiegato per tarare la molla introdotta nella fase 1 in Paratie Plus.
- *Modello 2*: cordolo sommitale in c.a. 120×80 cm con puntoni interni in acciaio a sezione circolare 508×16 mm. Tale modello è impiegato per aggiornare il valore di rigidezza della molla nella fase 2 in Paratie Plus.

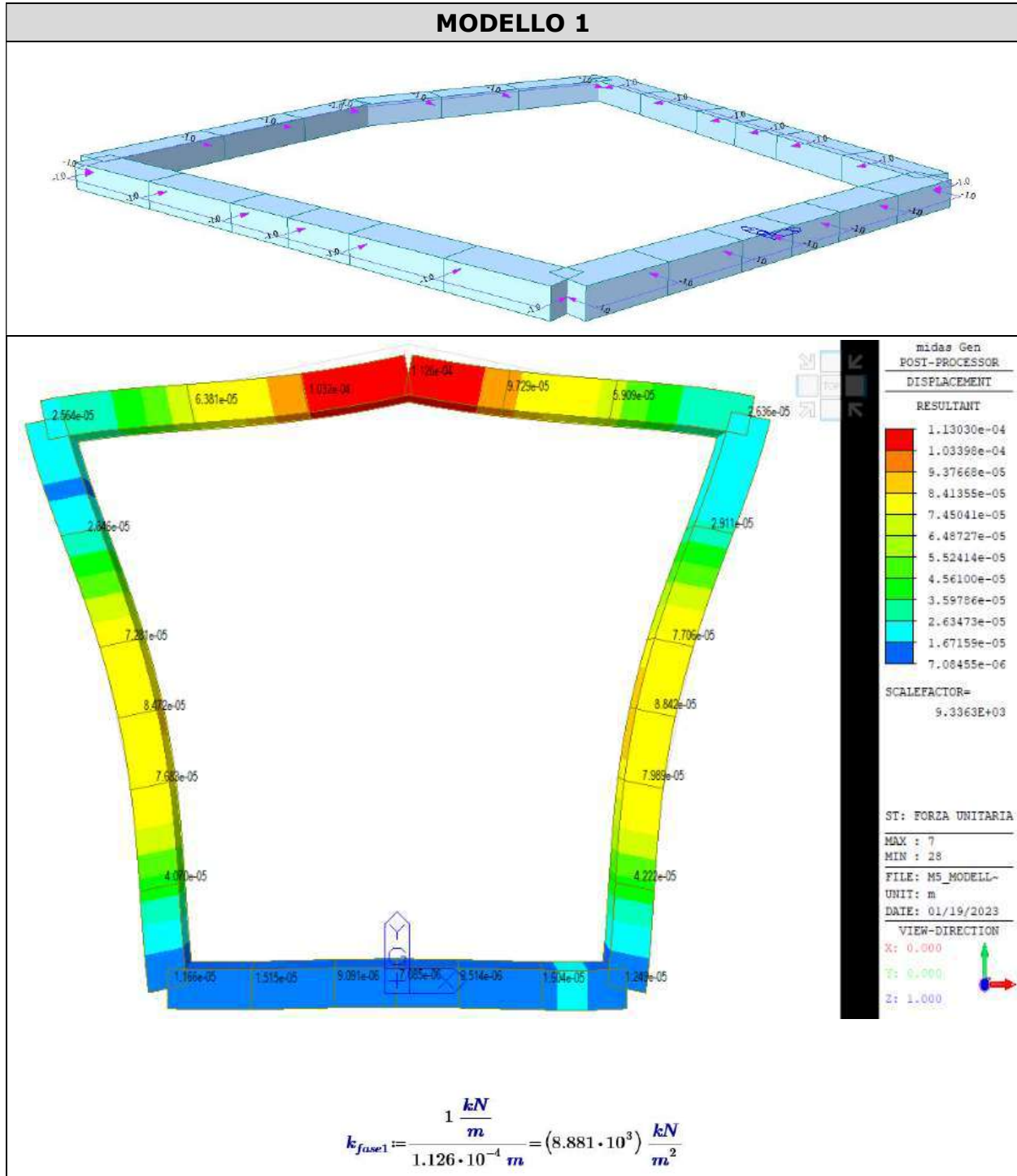
Applicando ai 2 modelli un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m, è stato valutato lo spostamento ortogonale massimo subito dal sistema: invertendo tale

valore è stato ricavato il valore di rigidezza equivalente da fornire al vincolo nel software Paratie.

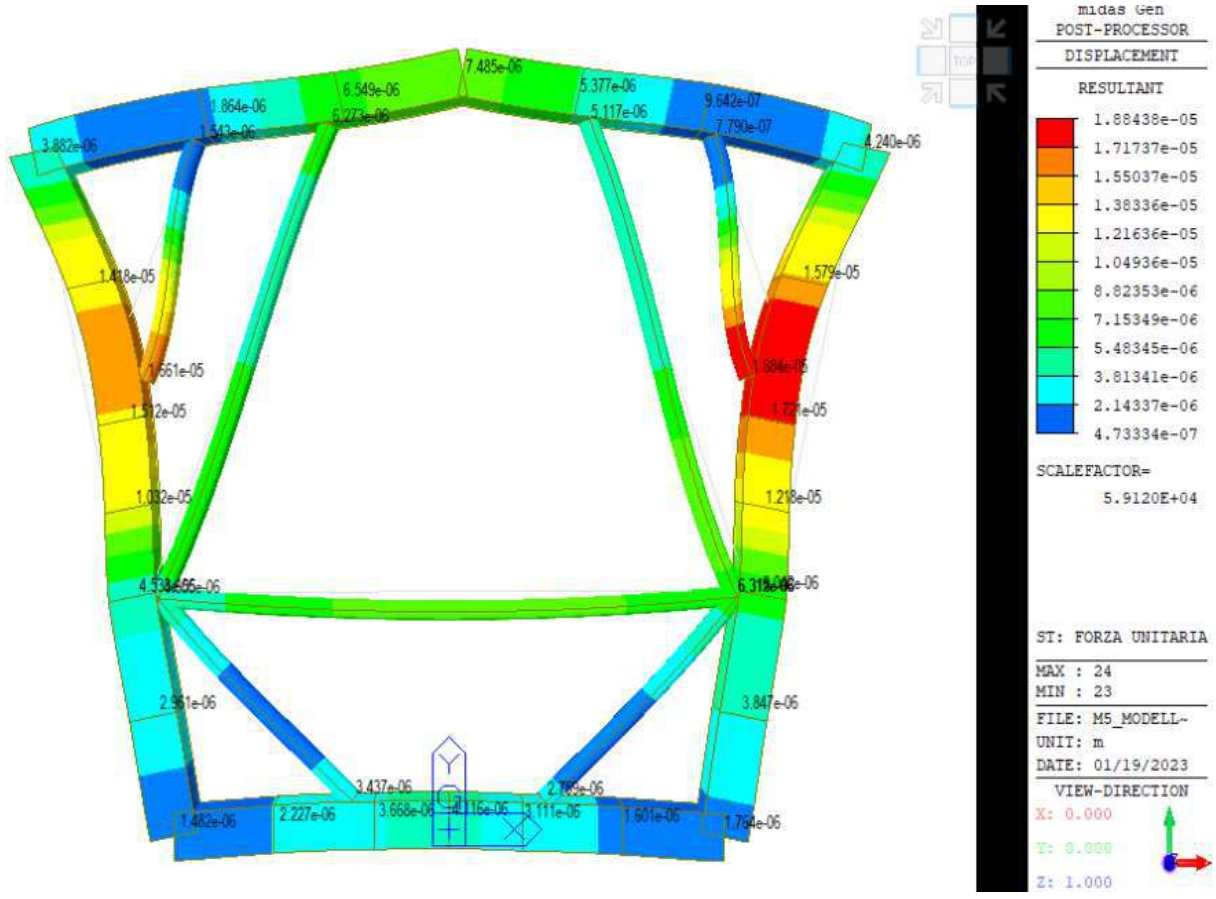
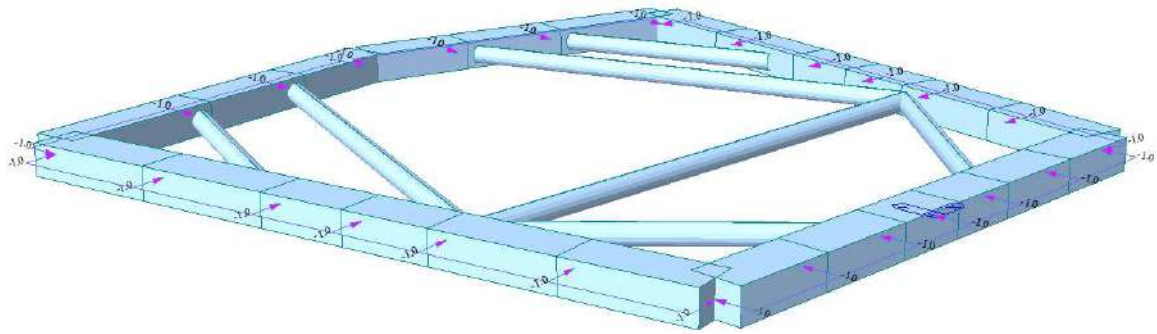
Per la platea di fondo, attiva a partire dalla fase 6 in Paratie Plus, si assume:

$$K_{\text{soletta}} = EA/(0.5 \cdot L_{\text{max}}) = 6000000 \text{ kPa}$$

con $A = 1.5\text{m}$, $E = 30000 \text{ MPa}$ e $L_{\text{max}} = 15\text{m}$. Negli schemi seguenti sono sintetizzati i principali risultati ottenuti.



MODELLO 2



$$k_{fase2} := \frac{1 \frac{kN}{m}}{1.884 \cdot 10^{-5} m} = (5.308 \cdot 10^4) \frac{kN}{m^2}$$

10.8. Risultati – Sezione A-A

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per i modelli implementati, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi. I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità. Ai paragrafi successivi è riportato il dimensionamento degli elementi strutturali principali.

10.8.1. Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)

Si riportano di seguito gli involuppi delle sollecitazioni dell’analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1). Il momento flettente ed il taglio massimo risultano pari a:

$$M_{\max} = 272 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$T_{\max} = 237 \text{ kN/m}$$

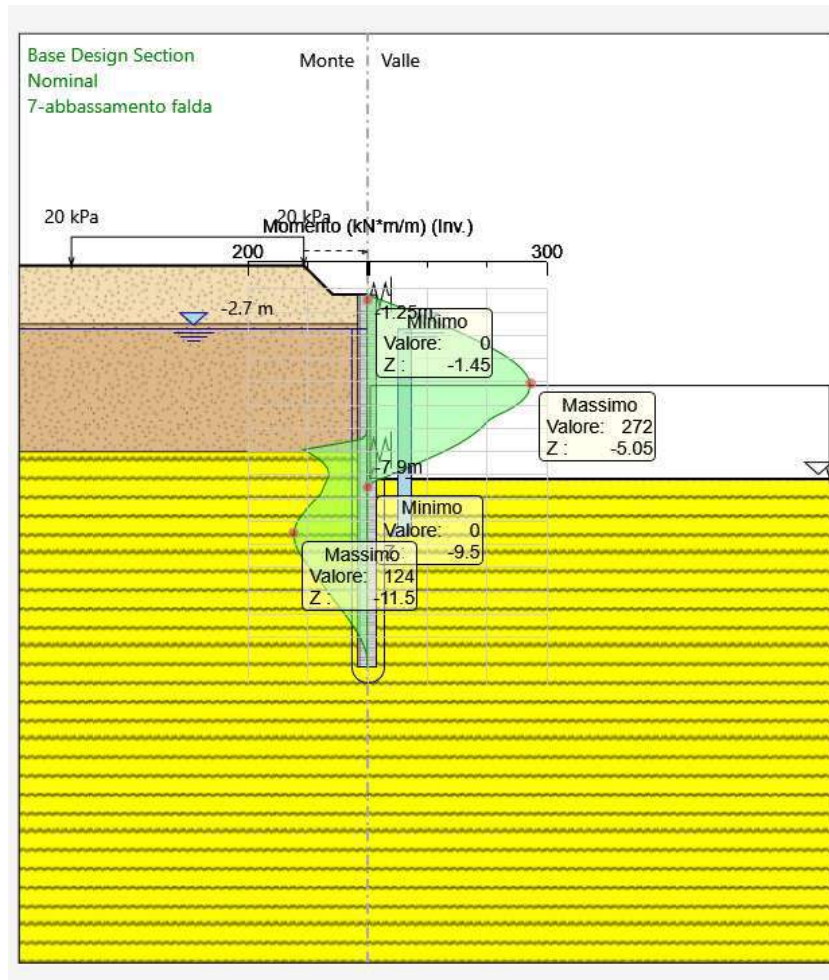


Figura 10.10 – Involuppo del diagramma del momento flettente [kNm/m]

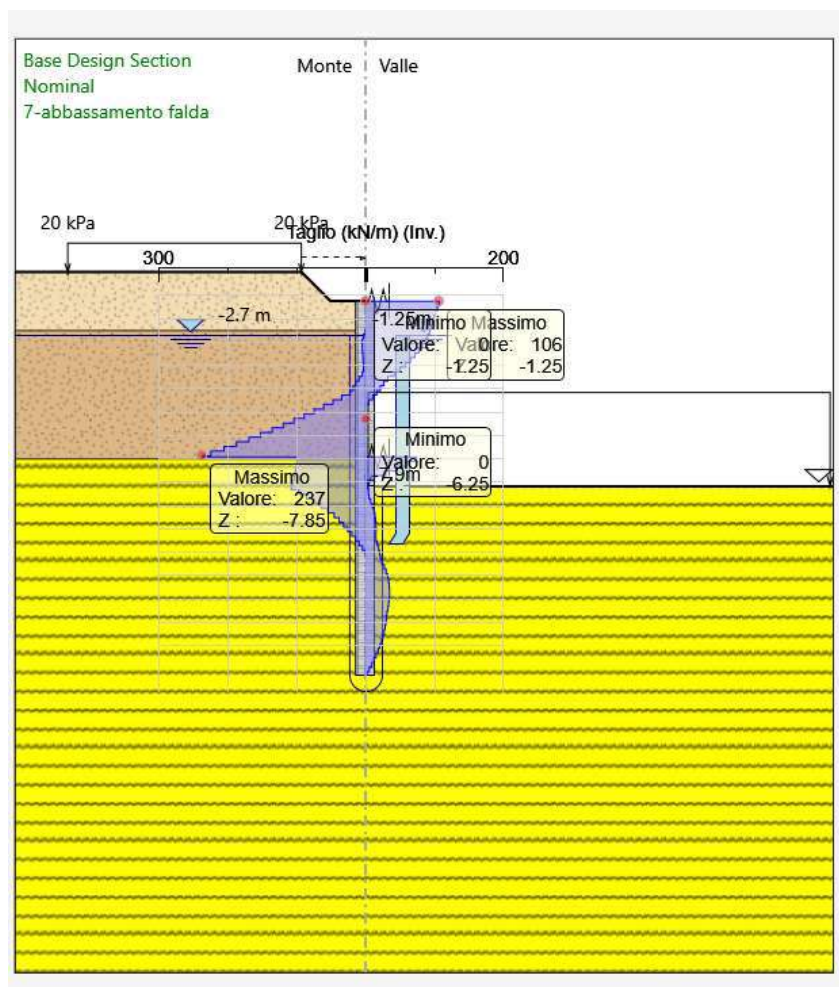


Figura 10.11 – Involuppo del diagramma del taglio [kN/m]

10.8.2. Verifiche degli elementi strutturali

Pali

Di seguito si riportano le verifiche allo SLU dei pali con le seguenti armature:

- barre longitudinali 20 ϕ 22
- spirale ϕ 10/10.

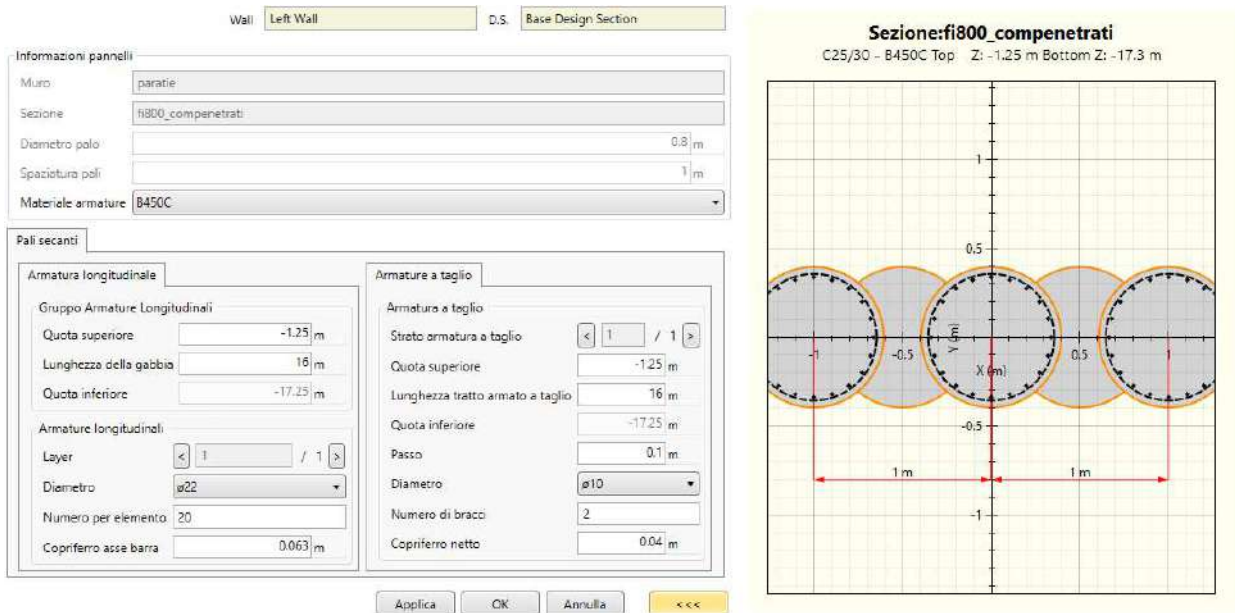
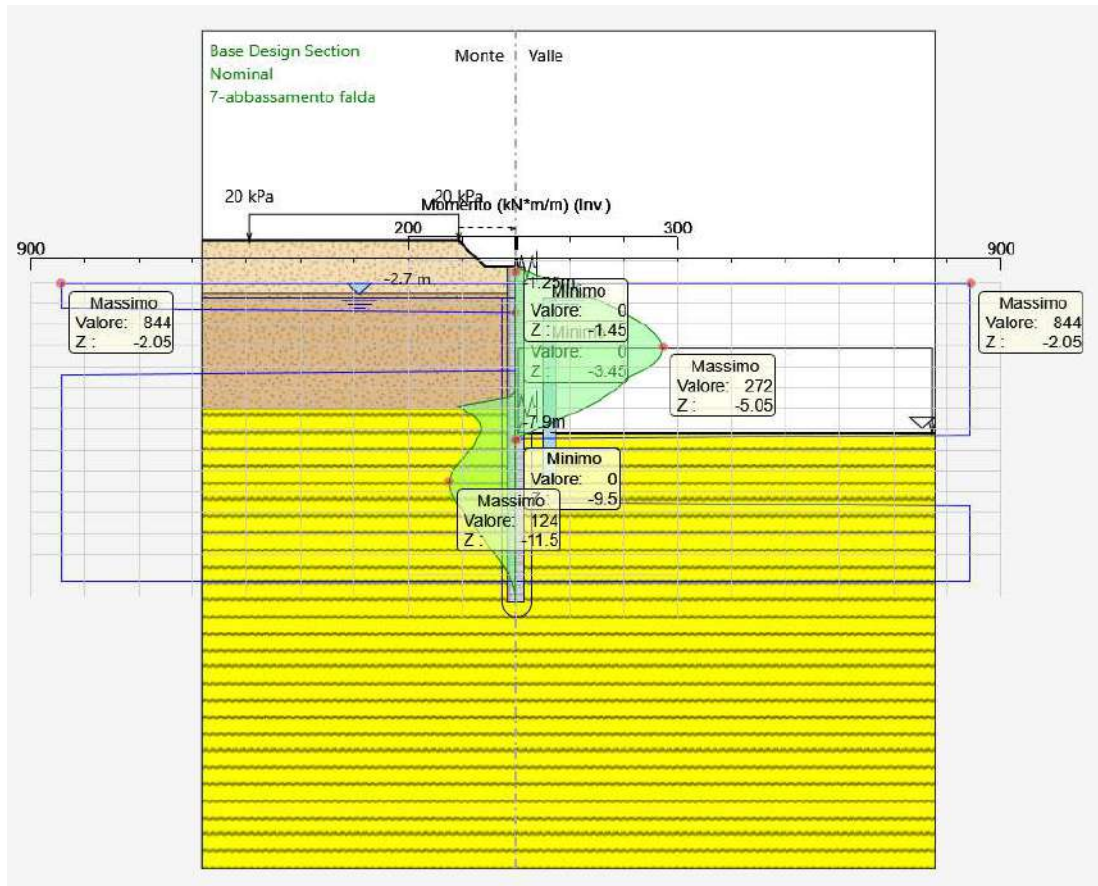


Figura 10.12 – Schemi di armature dei pali

Le verifiche sono state condotte in Paratie Plus confrontando i momenti e tagli resistenti con le azioni sollecitanti.

Come illustrato nelle immagini seguenti, tutte le verifiche risultano soddisfatte

($M_{ed} < M_{rd}$, $V_{ed} < V_{rd}$).



**Figura 100.13 – involucro del mom. flettente allo SLU vs mom. resistente
[kNm/m]**

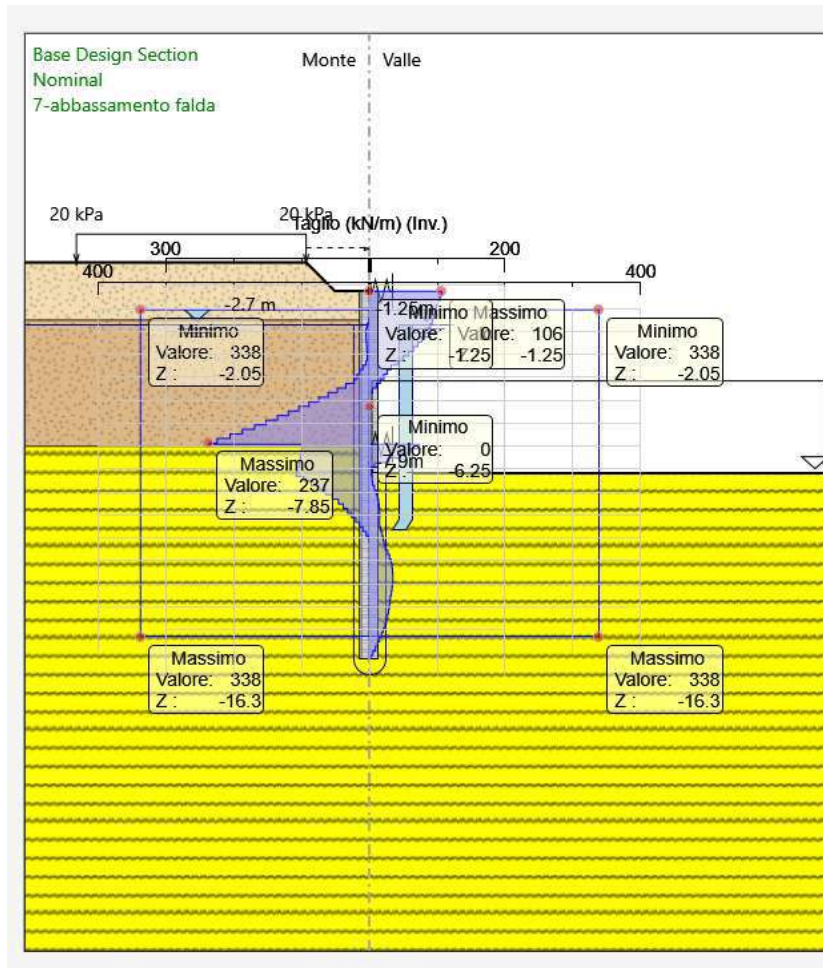


Figura 10.14 – involuppo del taglio allo SLU vs taglio resistente [kN/m]

I pali interferenti con le attività di microtunneling sono armati con barre in vetroresina (VTR) al fine di facilitare l’attraversamento della macchina nella zona di scavo. Per tali sezioni si effettua la verifica della sezione più sollecitata considerando la seguente armatura:

- Armature longitudinali: 20 ϕ 32 (in VTR)
- Armature trasversali: staffe ϕ 16/20 cm (in VTR)

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

$$M_{ed} = 272 \frac{kNm}{m} \cdot 1m = 272 kNm < 966 kNm = M_{rd}$$

Titolo: POZZO M5_sezioni in VTR

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]
 Raggio interno: [] [cm]
 N° barre uguali: 20
 Diametro barre: 3.2 [cm]
 Coprifero (baric.): 6.6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 [] kN
 M_{xEd}: 0 [] kNm
 M_{yEd}: 0 []

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 [] yN: 0 []

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 [] cm Col. modello

Precompresso

Materiali

VTR C25/30

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 446.1 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 46.000 N/mm² f_{cd}: 14.17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 9.698 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 0 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 966.4 kN m

σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 301.6 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 6.557 ‰
 d: 73.4 cm
 x: 25.54 x/d: 0.348
 δ: 0.875

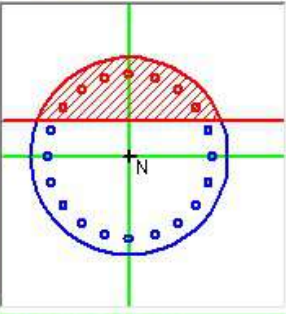


Figura 10.15 – Calcolo del momento resistente del palo φ800 armato con 20 φ32

Per il calcolo dell'armatura a taglio si è fatto riferimento al metodo di Clarke & Birjandi (trattato anche nelle precedenti Norme Tecniche per le Costruzioni al 7.9.5.2.2) che riconduce la sezione circolare ad una "rettangolare equivalente", con il quale è effettuata la verifica a taglio secondo i tradizionali metodi.

Risulta:

$$V_{ed} = 237 \frac{kN}{m} \cdot 1m = 237 kN < 634 kN = V_{rd}$$

Metodo di Clarke & Birjandi

r	500.00 mm	Raggio della sezione circolare.
r _s	450.00 mm	Raggio della parte confinata dall'armatura trasversale. r _s = r - copr.
sin α	0.573 -	sin α = (2 r _s) / (π r).
α	0.610 rad	α = arcsin (sin α).
A _{tot}	785398 mm ²	Area totale della sezione circolare. A = π r ² .
A	662624 mm ²	Area della sezione rettangolare equivalente. A = r ² (π/2 + α + sin α cos α).

Parametri della sezione rettangolare equivalente

b	843 mm	Larghezza equivalente. b = A/d.
h	932 mm	Altezza equivalente. [4] h = A _{tot} /b
d	786 mm	Altezza utile equivalente. d = r (1 + sin α).

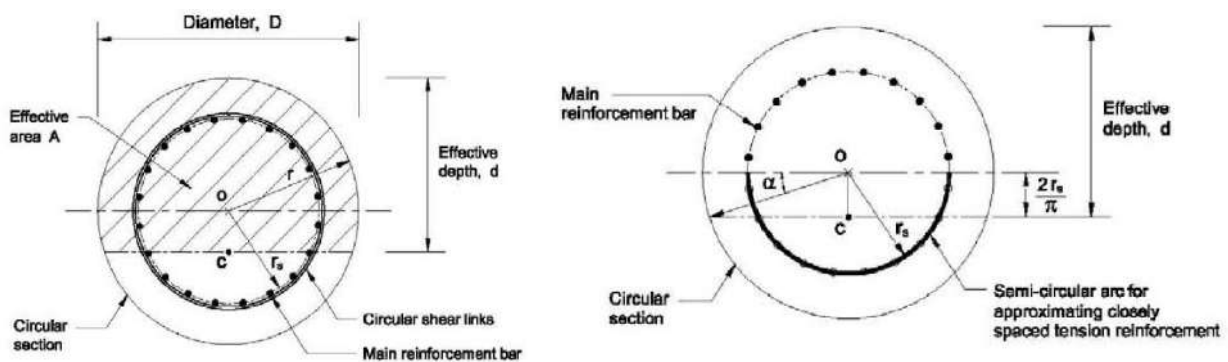


Figura 10.16 - sezione rettangolare equivalente con il metodo di Clarke-Birjandi

DATI SEZ. CIRCOLARE		
r	400	mm
Copriferro	50	mm
r _s	350	mm
α	0.5908	rad
A _{tot}	502655	mm ²
A	419877	mm ²

SEZ. RETTANGOLARE EQUIVALENTE		
b	674	mm
h	746	mm
d	623	mm

Figura 10.17 – risultati del metodo di Clarke-Birjandi

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	674 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	746 mm	Classe cls	C25/30
Copriferro: c =	50 mm	f _{ck}	25 Mpa
DATI ARMATURA		f _{cd}	14 Mpa
		γ _c	1.5
Armatura Longitudinale		ACCIAIO	
Diametro armatura tesa=	32 mm	f _{yk}	513 Mpa
N° barre tese =	10	f _{yd}	446 Mpa
Diametro armatura compressa =	32 mm	γ _s	1.15
N° barre compresse =	10		
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	16 mm	N _{Ed} =	0.00 kN
Passo armatura a Taglio=	200 mm	V=	229.00 kN
N° bracci delle staffe=	2	γ _{Rd} =	1.00
Inclinazione staffe : α=	82 °	V _{Ed} = V * γ _{Rd} =	229.00 kN
Inclinazione puntone : θ=	45 °		

Resistenza sezioni armate a taglio		
Resistenza per rottura armatura a taglio	V_{Rsd}	634.23 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$		
Resistenza per sezioni armate a taglio	V_{Rcd}	1705.42 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$		SEZIONE VERIFICATA
$V_{RD} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		634.23 kN

Cordolo sommitale

Il sistema di puntonamento di testa è realizzato con un cordolo in cls di dimensioni 1200×800m e puntoni interni in tubolari d’acciaio 508×16 mm. La reazione delle molle, inserite nel software di calcolo Paratie, definisce il valore del carico da applicare sul sistema al fine di effettuarne le verifiche. La reazione massima vale:

- 98.9 kN/m in fase 7
- 108 kN/m in fase sismica;

In aggiunta, è stato considerato il peso proprio. Le reazioni massime, nei due casi, risultano quasi coincidenti: le verifiche sono state eseguite considerando una reazione media di 100 kN/m, adottando però il coefficiente 1.3 sul peso proprio dei tubolari: combinazione $1.3G_1+Q_{100kN}$.

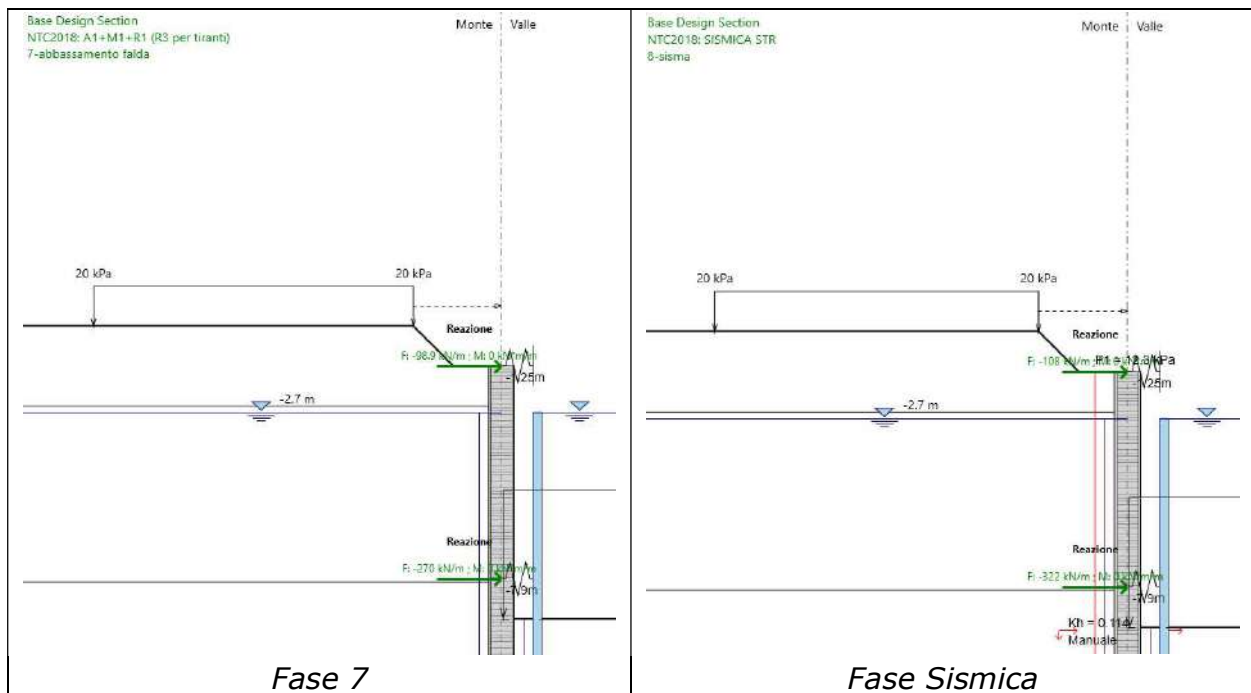


Figura 10.18 – Reazioni dimensionanti della molla sommitale (output di Paratie Plus)

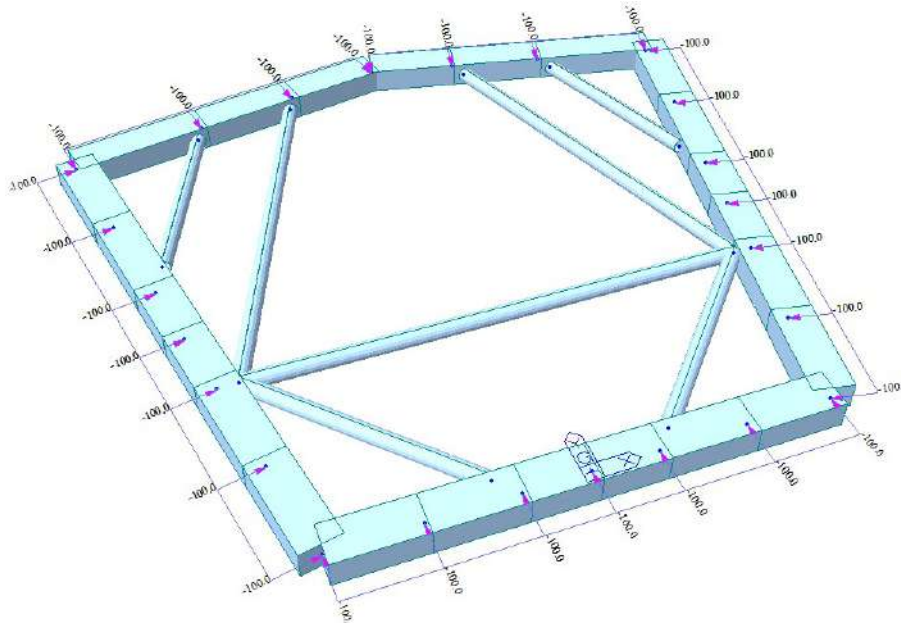


Figura 10.19 – applicazione del carico sul cordolo

Le sollecitazioni agenti nel piano sono le seguenti:

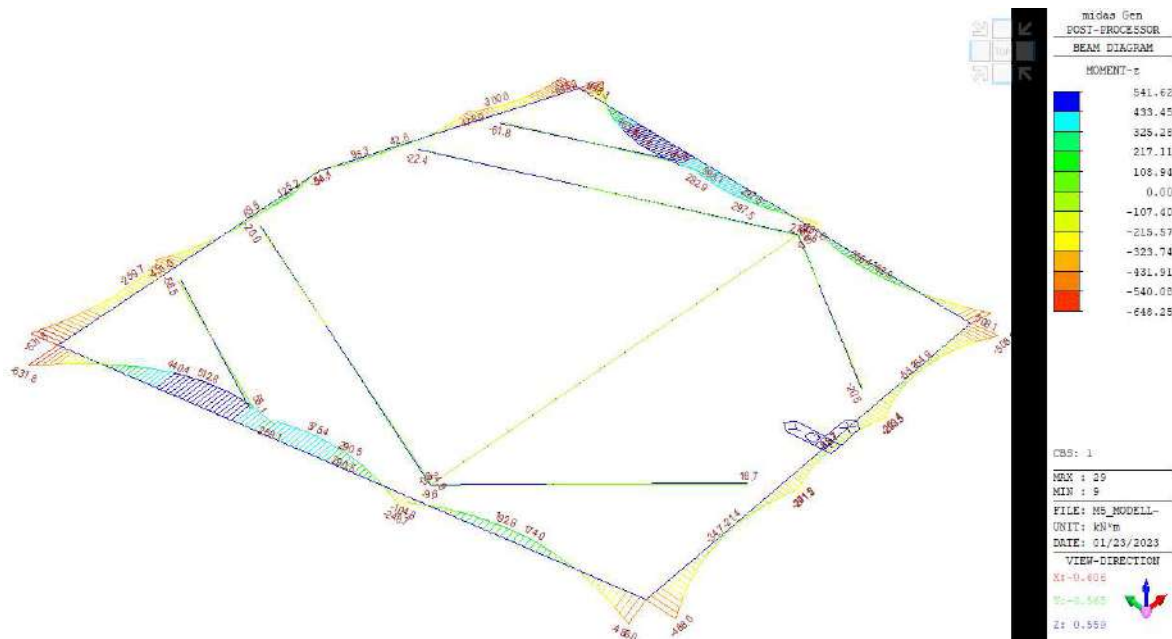


Figura 100.20 – Diagramma del momento flettente

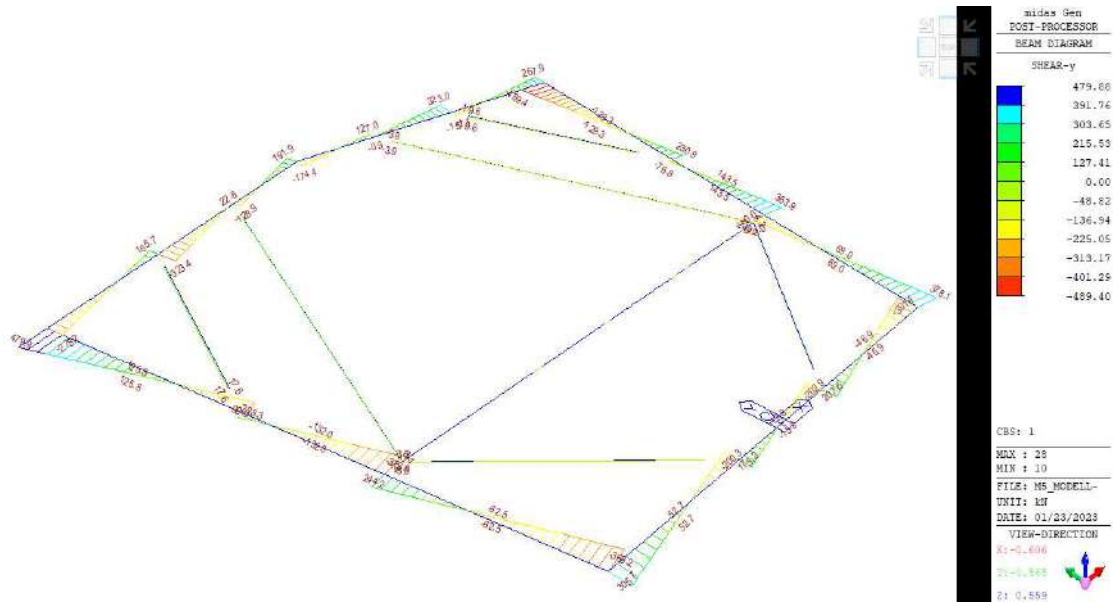


Figura 10.21 – Diagramma del taglio

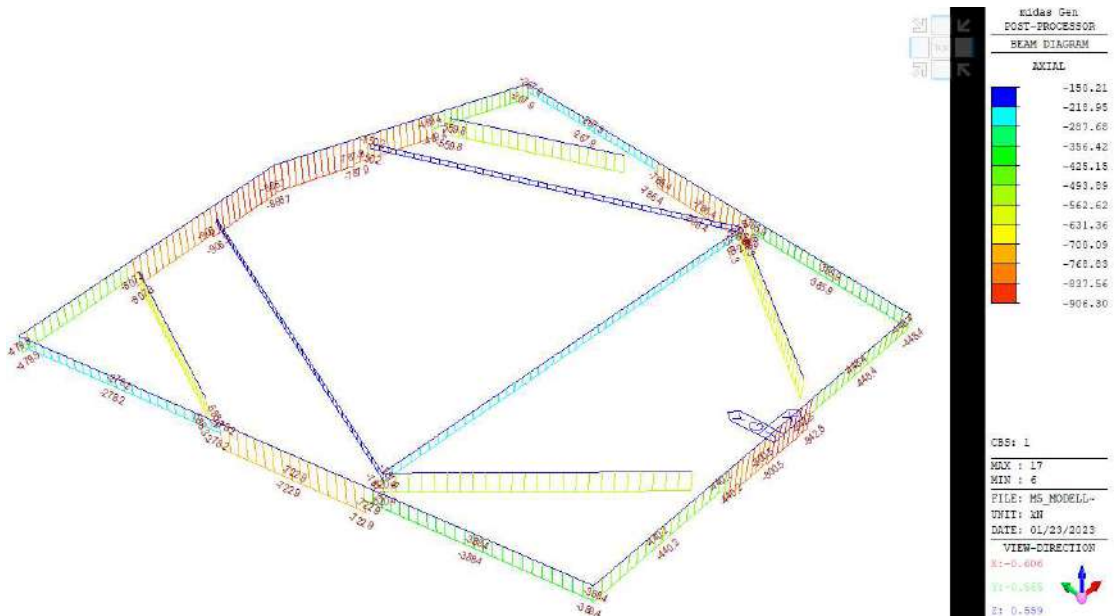


Figura 10.22 – Diagramma dello sforzo assiale

Sono state identificate 3 sezioni di controllo in cui le sollecitazioni flettenti e di sforzo normali risultano più gravose.

SEZ.	N [kN]	M [kNm]
1	866.7	95.3
2	267.9	648.3
3	267.9	541.6

Adottando come armatura principale per il cordolo 8Φ22+8Φ22, le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte:

Titolo: pozzo M4 - cordolo sommitale

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	120	1	30.41	5
			2	30.41	115

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. **Metodo n**

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali:
 B450C C25/30
 E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?]
 E_{syd} 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M xRd 1,322 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 55.71 %
 d 115 cm
 x 6.798 x/d 0.05911
 δ 0.7

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

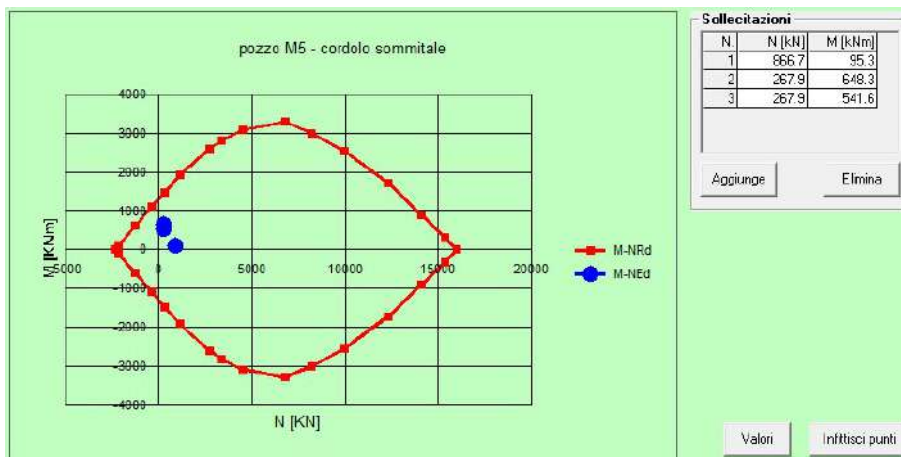
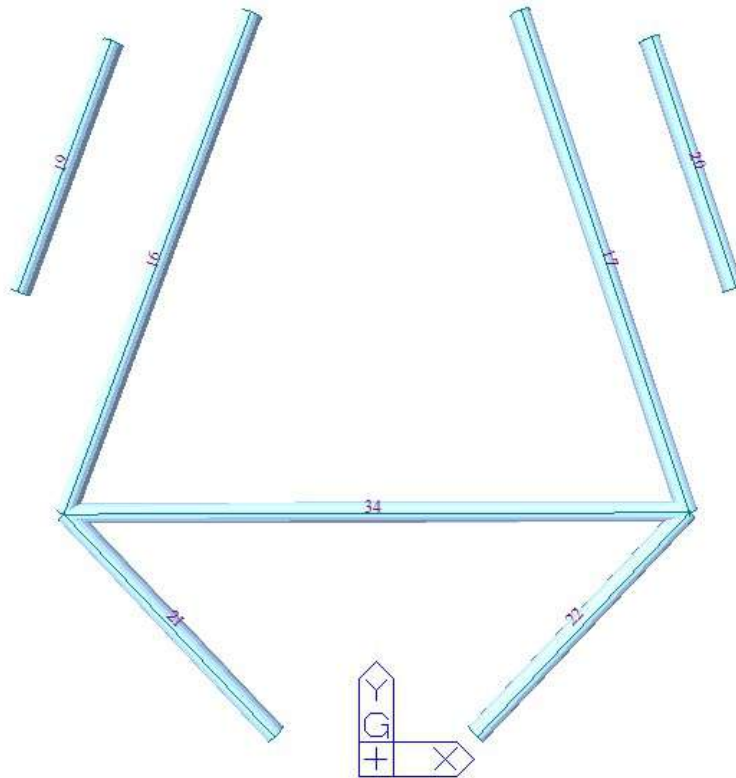


Figura 10-23 – verifiche a pressoflessione del cordolo sommitale

Il taglio massimo, invece, risulta pari a 489.4 kN. Adottando staffe $\Phi 12/15$ le verifiche risultano soddisfatte.

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	800 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	1200 mm	Classe cls	C25/30
Copriferro: c =	50 mm	fck	25 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	14 Mpa
		γ_c	1.5
Armatura Longitudinale		ACCIAIO	
Diametro armatura tesa=	22 mm	fyk	450 Mpa
N° barre tese =	8	fyd	391 Mpa
Diametro armatura compressa =	22 mm	γ_s	1.15
N° barre compresse =	8		
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	12 mm	N_{Ed} =	0.00 kN
Passo armatura a Taglio=	150 mm	V =	489.40 kN
N° bracci delle staffe=	2	γ_{Rd} =	1.00
Inclinazione staffe : α =	90 °	V_{Ed} = V * γ_{Rd} =	489.40 kN
Inclinazione puntone : θ =	45 °		
Resistenza sezioni armate a taglio			
Resistenza per rottura armatura a taglio	V_{Rs,d}	610.42 kN	
$V_{Rs,d} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$			
Resistenza per sezioni armate a taglio	V_{Rcd}	2932.50 kN	
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		SEZIONE VERIFICATA	
$V_{RD} = \min(V_{Rs,d}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		610.42 kN	

Le verifiche sul sistema di puntonamento sono svolte in accordo alle indicazioni normative al paragrafo 4.2.4 delle NTC 2018 e della circolare esplicativa 2019. Di seguito sono riportati i tassi di lavoro degli elementi strutturali:



CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Rd	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
				Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	16	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16		1	13.0306	13.0306	1.000	1.000	-180.98	-33.899	-33.899	24.8508	3.44210	-16.442	0.47506	-
				S275	275000		13.0306	13.0306	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2498.37	2498.37	936.489	-
OK	17	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16		1	12.8820	12.8820	1.000	1.000	-150.21	-32.872	-32.872	27.3785	-3.8645	16.2428	0.50020	-
				S275	275000		12.8820	12.8820	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2498.30	2498.30	936.489	-
OK	19	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16		1	6.51500	6.51500	1.000	1.000	-588.30	-6.0273	-6.0273	58.1130	17.5985	-8.8109	1.34942	-
				S275	275000		6.51500	6.51500	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2496.03	2496.03	936.489	-
OK	20	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16		1	6.43916	6.43916	1.000	1.000	-559.85	-7.6315	-7.6315	64.6067	-19.633	9.16034	1.55887	-
				S275	275000		6.43916	6.43916	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2495.47	2495.47	936.489	-
OK	21	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16		1	7.44499	7.44499	1.000	1.000	-520.45	-11.051	-11.051	16.7173	-3.5366	10.0249	1.72986	-
				S275	275000		7.44499	7.44499	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2495.02	2495.02	936.489	-
OK	22	1	<input type="checkbox"/>	CHS-HF 508X16		1	7.50239	7.50239	1.000	1.000	-569.26	-10.656	-10.656	-20.508	4.33614	9.85969	1.79782	-
				S275	275000		7.50239	7.50239	1.000	1.000	6800.75	0.00000	1065.46	1065.46	2494.83	2494.83	936.489	-

Figura 10.24 – numerazione dei tubolari e sintesi delle verifiche

I fattori di sicurezza sono tutti minori dell’unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte. Il tasso di lavoro maggiore si registra per l’elemento numero 20 per cui si riportano le verifiche in dettaglio.

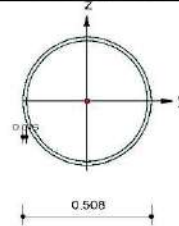
midas Gen

Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...lo cordolo_puntonato_ver.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3 05
 Unit System kN, m
 Member No 20
 Material S275 (No.2)
 (Fy = 275000, Es = 2100000000)
 Section Name CHS-HF 508X16 (No.1)
 (Rolled : CHS-HF 508X16),
 Member Length : 6.43916



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -559.85 (LCB: 1, POS:J)
 Bending Moments My = -7.6315, Mz = 64.6067
 End Moments Myi = 0.04674, Myj = -7.6315 (for Lb)
 Myi = 0.04674, Myj = -7.6315 (for Ly)
 Mzi = -81.811, Mzj = 64.6067 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -19.633 (LCB: 1, POS:1/2)
 Fzz = 9.16034 (LCB: 1, POS:J)

Outer Dia: 0.50800		Wall Thick 0.01600	
Area	0.02473	Asz	0.01237
Qyb	0.08058	Qzb	0.08058
Iyy	0.00075	Izz	0.00075
Ybar	0.25400	Zbar	0.25400
Wely	0.00295	Welz	0.00295
ry	0.17400	rz	0.17400

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 6.43916, Lz = 6.43916, Lb = 6.43916
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 KL/r = 74.9 < 200.0 (Memb:16, LCB: 1)..... O.K
 Axial Resistance
 N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 559.85/6800.75 = 0.082 < 1.000 O.K
 Bending Resistance
 M_Ed/M_Rdy = 7.63/1065.46 = 0.007 < 1.000 O.K
 M_Ed/M_Rdz = 64.61/1065.46 = 0.061 < 1.000 O.K
 Combined Resistance
 R_MNRd = MAX[M_Ed/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
 R_BiM = (M_Ed/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
 R_byN = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), R_byM = M_Ed/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
 Rc.LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
 Rb.LT1 = (kyy*M_Ed)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*M_Edz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
 Rc.LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
 Rb.LT2 = (Kzy*M_Ed)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*M_Edz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
 Rmax = MAX[R_MNRd, R_BiM, (R_byN+R_byM), MAX(Rc.LT1+Rb.LT1, Rc.LT2+Rb.LT2)] = 0.150 < 1.000 ... O.K
 Torsion Strength
 T_Ed/T_Rd = 1.559/936.489 = 0.002 < 1.000 O.K
 Shear Resistance
 V_Ed/Vy_Rd = 0.008 < 1.000 O.K
 V_Ed/Vz_Rd = 0.004 < 1.000 O.K

10.8.3. Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Gli spostamenti dell’opera di sostegno e del terreno circostante risultano compatibili con la funzionalità dell’opera e con la sicurezza dei manufatti adiacenti. Allo SLE risulta infatti uno spostamento orizzontale di circa 2.38 mm, inferiori al limite $H_{\text{scavo}}/200 \approx 4.00$ cm, pertanto, la verifica nei confronti di deformabilità si ritiene soddisfatta.

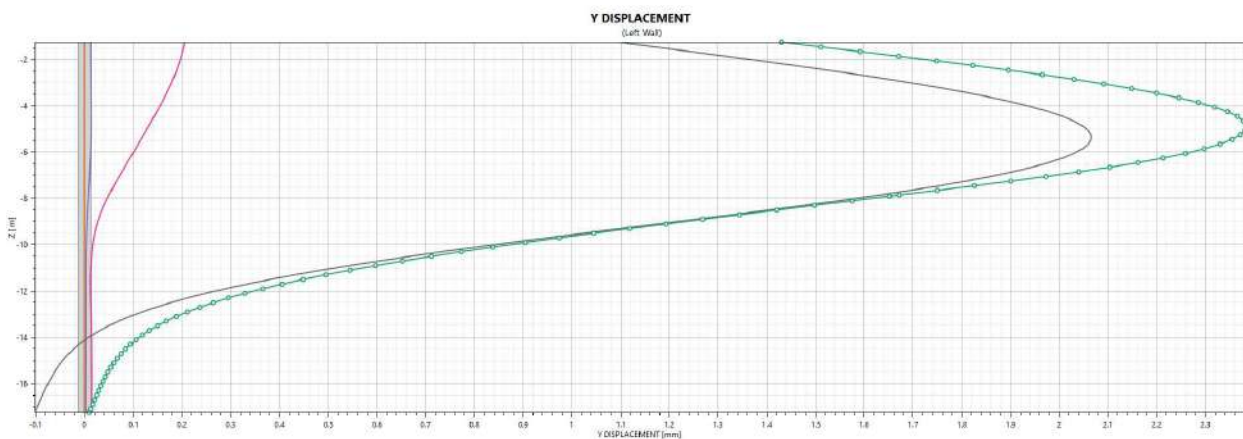
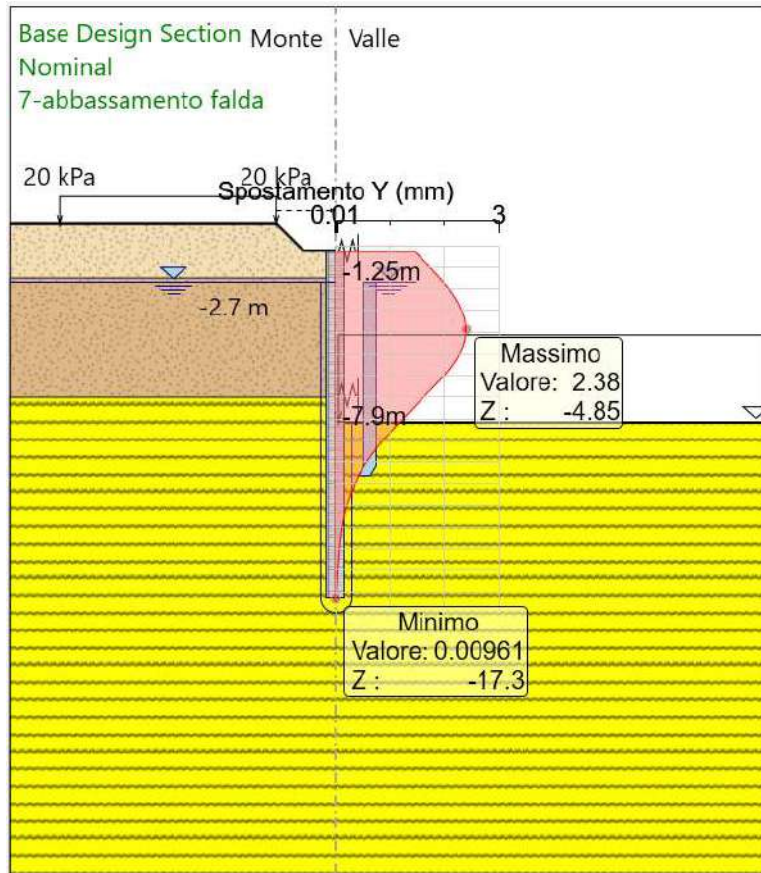


Figura 10.25 – Diagramma spostamenti allo SLE (fase 7 e tutte le fasi)

10.8.4. Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi idraulici e calcolo della soletta di fondo

10.8.4.1. Sollevamento (UPL)

Per la verifica di stabilità al sollevamento si deve verificare la seguente disequaglianza (§6.2.4.2):

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

con il seguente significato dei simboli:

- $V_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione instabilizzante
- $G_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione permanente instabilizzante
- $Q_{inst,d}$ valore di progetto dell’azione variabile instabilizzante
- $G_{stb,d}$ valore di progetto dell’azione permanente stabilizzante
- R_d valore di progetto della resistenza

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono indicati in Tab. 6.2.III delle NTC 2018. I coefficienti parziali da applicare alle proprietà geotecniche sono M2 di Tab. 6.2.II delle NTC 2018.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ 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 γ_{G1}

Le azioni che intervengono nello stato limite idraulico sono:

- Sottospinta dell’acqua (*instabilizzante*): $V_{inst} = p_w \cdot A_{platea}$
- Peso della fondazione (*stabilizzante*): $G_{stab_sol} = \gamma_{cls} \cdot A_{platea} \cdot H_{fond}$
- Peso proprio pali (*stabilizzante*): $G_{stab_pali} = n_p \cdot \gamma_{cls} \cdot L_{palo} \cdot A_{palo}$
- Resistenza laterale dovuta dall’attrito tra il palo e il terreno (*stabilizzante*, di seguito descritta dettagliatamente)

con:

- $p_w = \gamma_w \cdot h_w$
- h_w battente idraulico
- A_{platea} area della platea di fondo
- H_{fond} spessore della platea di fondo
- n_p numero di pali
- γ_{cls} peso specifico del cls
- γ_w peso specifico dell’acqua

Per garantire l’efficacia dello sviluppo di tali azioni e la connessione tra il palo e la soletta, è necessario preventivamente verificare gli spinotti dal punto di vista strutturale.

Per compensare la spinta idrostatica, che in fase provvisoria è superiore al peso di fondazione, si ricorre a barre filettate “tipo Dywidag” al fine di resistere a taglio. Lo sviluppo planimetrico delle opere provvisionali è di circa 69 m e si prevedono uno spinotto sui soli pali armati, sufficienti a trasferire le tensioni dovute al galleggiamento, per totale di $n = 69$ barre. Il valore minimo di taglio affidato alle n barre vale:

$$Q_{barre} = 1.1 \cdot V_{inst} - 0.9 \cdot (G_{stab_sol} + G_{stad})$$

Mentre il taglio sulla singola barra:

$$V_{barra} = \frac{Q_{barre}}{n}$$

La resistenza totale di progetto per singolo spinotto si calcola nel seguente modo:

$$G_{stab_barr} = n \cdot V_{bd}$$

dove:

$$V_{bd} = \frac{A_{barra} f_y}{\gamma_R \gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

Occorre inoltre verificare lo schiacciamento del calcestruzzo in prossimità della barra filettata. Ipotizzando una lunghezza di ancoraggio nel palo di 30 cm, la superficie di contatto barra-cla è pari a:

$$L_{anc} = 30 \text{ cm} \quad A_c = L_{anc} \cdot D_{barra}$$

La tensione nel cla vale:

$$\sigma_{cls} = \frac{V_{barra}}{A_c}$$

La resistenza laterale è stata calcolata con riferimento all’ultima fase di scavo assumendo il criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. Definita F_h la spinta al metro lineare, sulla parete, nella fase finale di scavo (ricavata dal software Paratie Plus come illustrato in figura), l’azione resistente risulta pari a:

$$R_{lat} = [F_h \cdot \tan(\varphi_d)] \cdot P_{camera}$$

Con:

- P_{camera} perimetro della camera delimitata dai pali;
- φ_d media pesata sugli strati dell’angolo di resistenza a taglio di design (cautelativamente assunta pari a 24° nel caso in esame).

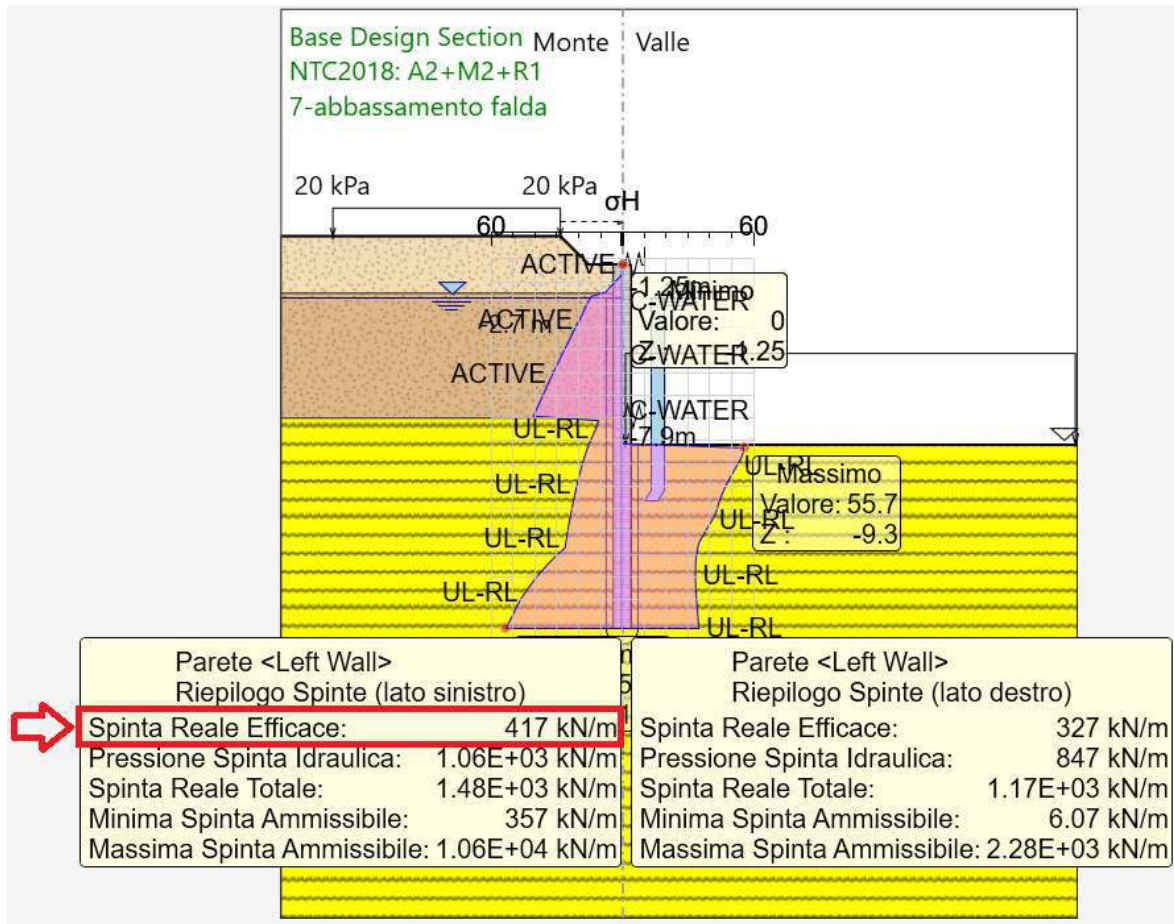


Figura 10.26 –Sforzi efficaci orizzontali (σ'_h) e riepilogo spinte. Fase 9 (finale)

La verifica di sollevamento risulta soddisfatta in quanto:

$$G_{stab,d} = 0.9 \cdot [G_{stab_sol} + G_{stab_pali} + R_{lat}] = 28.8 \text{ MN} > 2.3 \text{ MN} = V_{inst,d}$$

Si osserva inoltre che la verifica al sollevamento è ugualmente soddisfatta ($G_{stab,d} = V_{inst,d}$) anche trascurando il contributo R_{lat} : la resistenza laterale dovuta dall’attrito palo-terreno garantisce un margine di sicurezza maggiore, nei confronti dello stato limite di sollevamento, rispetto alla richiesta di normativa.

Al termine del paragrafo è riportato il dettaglio del calcolo.

L’armatura della soletta di fondo, infine, è stata verificata considerando la soletta stessa semplicemente appoggiata ai pali perimetrali e soggetta a:

- Peso proprio
- Sottospinta idraulica sotto battente idraulico di 6.45 m.

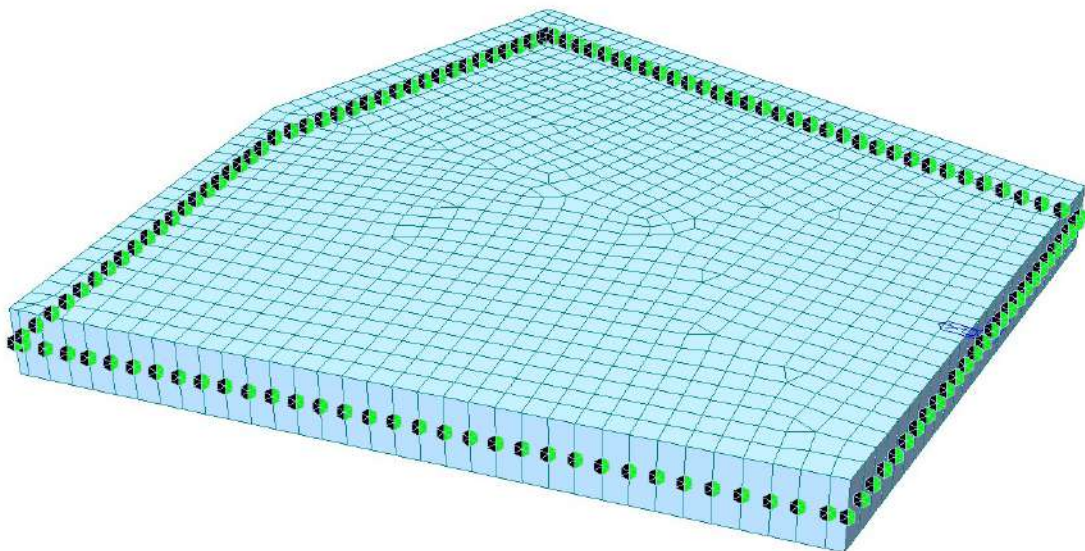
Si riporta di seguito il calcolo effettuato con l’ausilio del software Midas Gen. È stata considerata la seguente combinazione di carico SLU:

$$1.3G_1 + 1.5Q$$

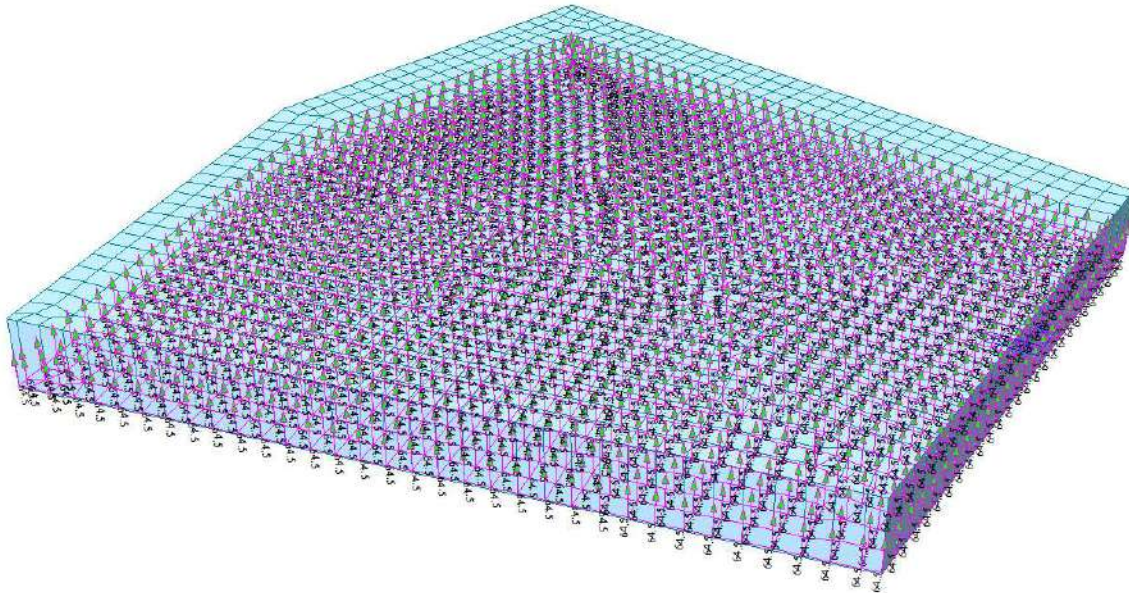
Le verifiche sono state condotte assumendo per la soletta:

- Calcestruzzo C32/40
- Spessore della soletta pari a 1.5 m
- Armatura $10\phi 24/m$ nelle due direzioni, superiormente ed inferiormente
- Copriferro minimo 5 cm

Le verifiche risultano soddisfatte.

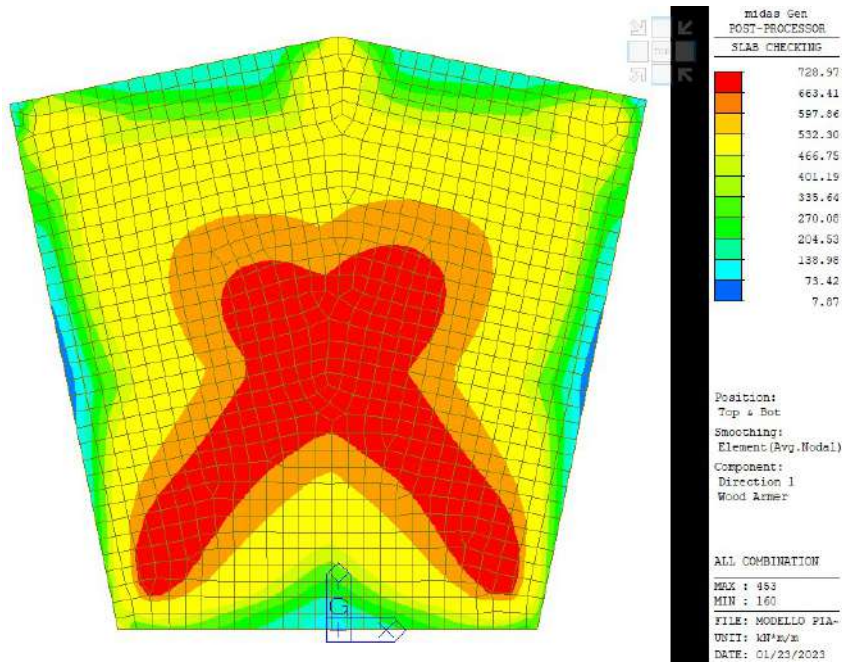


(a)

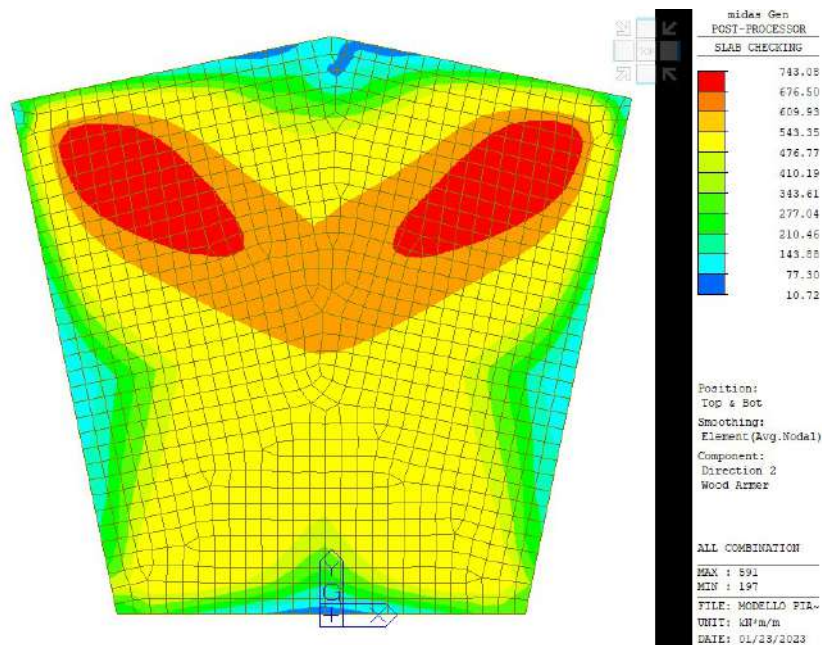


(b)

Figura 10.27 – Modello FEM della piastra di fondo, in evidenza i vincoli di appoggio ai pali (a); applicazione del carico dovuto alla sottospinta idraulica (b)

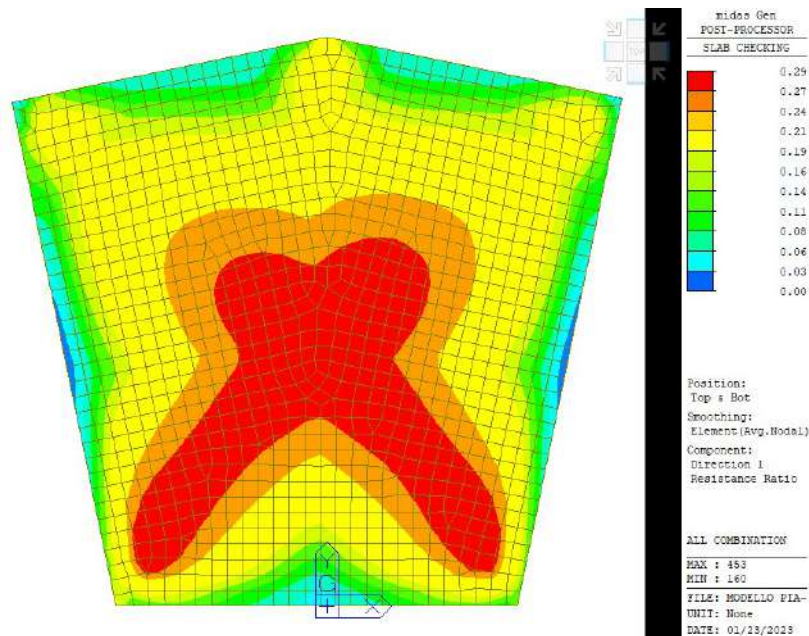


(a)

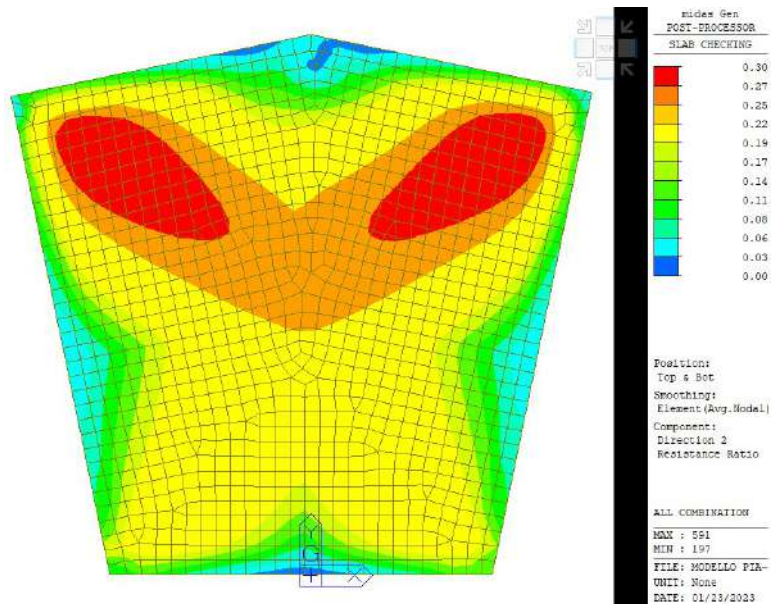


(b)

Figura 10.28 – Wood Armer Moment in direzione 1 (a) e 2 (b)



(a)

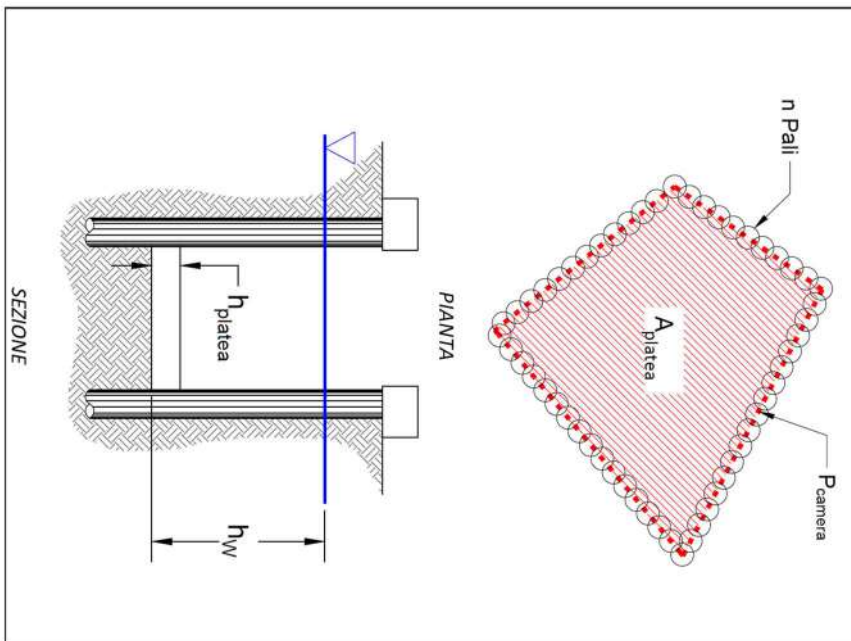


(b)

Figura 10.29 – Coefficienti di sicurezza a flessione in direzione 1 (a) e 2 (b). La verifica è soddisfatta se $FS \leq 1$.

perimetro della camera (asse pali)	$P_{camera} =$	69.36	[m]
area della platea di fondo	$A_{platea} =$	31.95	[m ²]
spessore della platea di fondo	$h_{platea} =$	1.50	[m]
diametro dei pali	$\phi =$	0.80	[m]
lunghezza dei pali	$L =$	16.00	[m]
interasse pali	$i =$	0.50	[m]
classe calcestruzzo pali		C25/30	
battente idraulico	$h_w =$	6.45	[m]
peso specifico acqua	$\gamma_w =$	10.00	[kN/m ³]
peso specifico c/s	$\gamma_{ds} =$	25.00	[kN/m ³]
pali connessi con spinotti alla soletta		alternati	
numero di spinotti per palo	$n_{sp} =$	1.00	[-]
lunghezza ancoraggio spinotto nel palo	$L_{anc} =$	0.30	[m]
diametro barre spinotto	$\phi_{spin} =$	40.00	[mm]
tensione di snervamento dello spinotto	$f_y =$	950.00	[MPa]
trascurare contributo attrito palo-terreno verifiche UPL		no	
spinta sulla parete nella combinazione finale (*)	$F_h =$	417.00	[kN/m]
angolo di attrito terreno (valore caratteristico)	$\phi_{terr,k} =$	24.00	[°]
numero pali	$n =$	138	[-]
area del palo	$A =$	0.50	[m ²]
area totale pali compenetrati (**)	$n \cdot A \cdot \beta =$	51.36	[m ²]
numero totale di spinotti adottati	$n_{sp,tot} =$	69	[-]
area singolo spinotto	$A_{spin} =$	1256.64	[mm ²]
pressione all'interfaccia della soletta	$P_w =$	64.50	[kPa]

(*) il valore della spinta deriva dall'ultima fase di scavo in combinazione A2+M2; (**) per il calcolo di β vedere box pag. 2/3 "analisi della sezione compenetrata".



manufatto M5
VERIFICA DEGLI S. L. IDRAULICI E CALCOLO DELLA SOLETTA DI FONDO
23/01/2023 15:44
PAG 2/3

VERIFICA CONNESSIONE SPINOTTO-SOLETTA

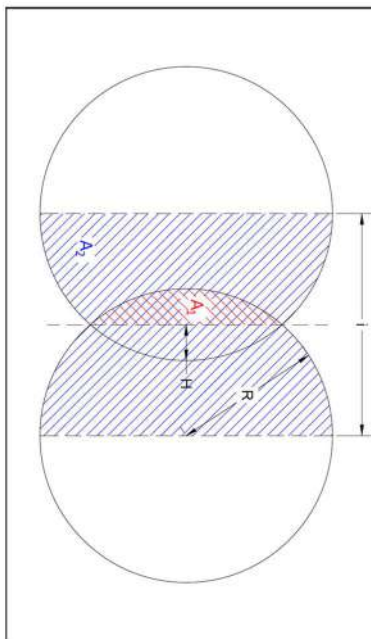
Sottospinta idraulica	$V_{inst} = 2060,78$ [kN]
Peso Proprio della soletta	$G_{stab,sol} = 1198,13$ [kN]
Azione compensata con spinotti ($1,1 \cdot V_{inst} \cdot 0,9G_{stab,sol}$)	$Q_{spin} = 1188,54$ [kN]
Azione sul singolo spinotto ($Q_{spin}/n_{sp,tot}$)	$V_{spin} = 17,23$ [kN]
resistenza di progetto a compressione del cls	$f_{cd} = 14,17$ [MPa]
area di contatto spinotto-cla ($L_{sp,tot} \cdot \phi_{spin}$)	$A_c = 0,012$ [m ²]
tensione di schiacciamento cls (V_{spin}/A_c)	$\sigma_c = 1,44$ [MPa]
verifica schiacciamento cls ($\sigma_c \leq f_{cd}$):	soddisfatta
coefficiente parziale acciaio verifiche resistenze	$\gamma_{w0} = 1,05$ [-]
coefficiente parziale acciaio tiranti provvisori	$\gamma_R = 1,10$ [-]
resistenza a taglio di progetto singolo spinotto	$V_{td} = 596,75$ [kN]
verifica a taglio della barra ($V_{spin} \leq V_{td}$):	soddisfatta

CALCOLO DELLA RESISTENZA LATERALE PALO-TERRENO

coefficiente di calcolo M2	$\gamma_{\phi,M2} = 1,25$ [-]
angolo di attrito del terreno (valore di design)	$\phi_{terr,d} = 0,34$ [rad]
resistenza laterale (al metro lineare)	$f_{lat} = 148,53$ [kN/m]
perimetro	$P_{camera} = 69,36$ [m]
resistenza laterale totale	$R_{lat} = 10301,92$ [kN]

Analisi della sezione compenetrata

altezza della corda	$H = 0,150$ [m]
area del segmento circolare	$A_1 = 0,065$ [m ²]
area del segmento circolare x2	$2A_1 = 0,130$ [m ²]
area di due semi-pali	$2 \cdot A/2 = 0,503$ [m ²]
area compenetrata	$A_2 = 2 \cdot A/2 - 2 \cdot A_1 = 0,372$ [m ²]
rapporto di compenetrazione	$\beta = A_2 / (2 \cdot A/2) = 74,04\%$ [-]



Manufatto M5
VERIFICA DEGLI S. L. IDRAULICI E CALCOLO DELLA SOLETTA DI FONDO
23/01/2023 15:44
PAG 3/3

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO (UPL)

Peso Proprio dei Pali (STABILIZZANTE)	$G_{stab,pali} = 20543.62$ [KN]
Peso Proprio della soletta (STABILIZZANTE)	$G_{stab,soi} = 1198.13$ [KN]
Resistenza laterale palo-terreno (STABILIZZANTE)	$R_{lat} = 10301.92$ [KN]
Sottospinta idraulica (INSTABILIZZANTE)	$V_{inst} = 2060.78$ [KN]
coefficiente parziale carichi G1 (Favorevoli)	$Y_{G1,fav} = 0.90$ [-]
coefficiente parziale carichi G1 (Sfavorevoli)	$Y_{G1,sfav} = 1.10$ [-]
Azioni stabilizzanti	$G_{stb,d} = 28839.3$ [KN]
Azioni instabilizzanti	$V_{inst,d} = 2266.85$ [KN]
Verifica UPL ($G_{stb,d} \geq V_{inst,d}$)	soddisfatta

10.9. Caratteristiche dell’opera

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto. Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dell’opera:

Pali:

- Pali compenetrati (CSP) di diametro 800 mm (interasse 500 mm) lunghezza totale 16 m;
- Armatura corrente: 20 ϕ 22 (in acciaio); staffe ϕ 10/10 cm (in acciaio)
- Armatura pali in VTR: 20 ϕ 32 (in VTR); staffe ϕ 16/10 cm (in VTR)

Cordolo Sommitale:

- Sezione 120 cm \times 80 cm
- Armatura fibre tese: 8 Φ 22
- Armatura fibre compresse: 8 Φ 22
- Armatura a taglio: Staffa Φ 12/15 + spillo Φ 10/400 \times 400

Puntoni:

- Tubolari 508 \times 16 (acciaio S275)

11. PARATIA STRADA DI ACCESSO – M5

11.1. Software di calcolo

- ParatiePlus della Harpaceas per l’analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno.

11.2. Descrizione degli interventi

Al fine di sostenere lo scavo si prevede la realizzazione di un’opera di sostegno costituita da una paratia di micropali di diametro $\varnothing 300$ armati con tubolare in acciaio cavo tirantato con un tirante costituito da 3 trefoli e precaricato con 150 kN.

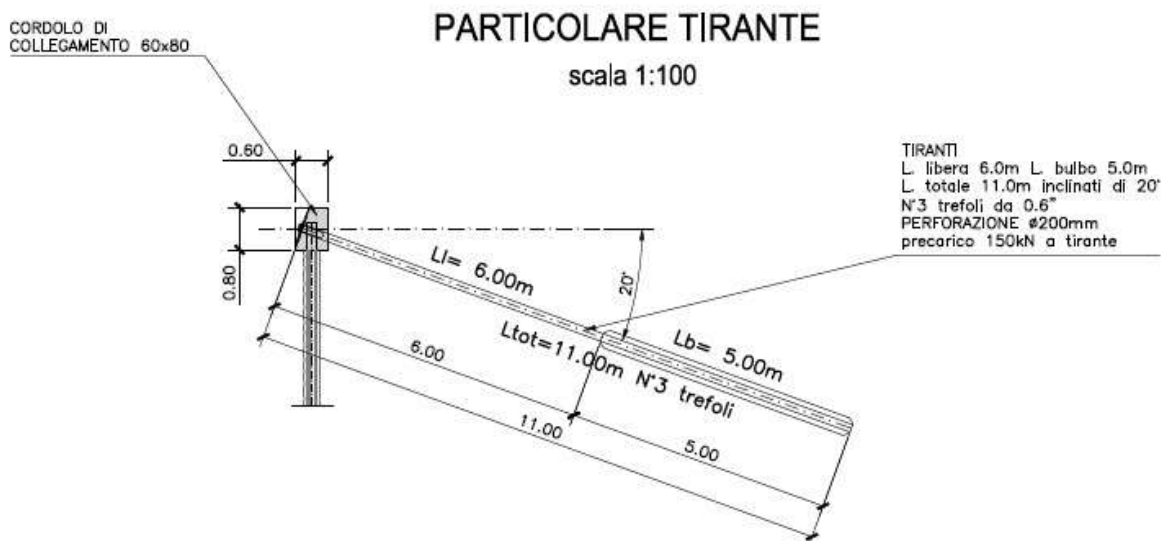


Figura 11-1 – Particolare del micropalo e del tirante

Per il calcolo e dimensionamento di tale opera si fa riferimento ad una sezione rappresentativa, ovvero, la sezione che risulta maggiormente gravosa dal punto di vista della configurazione di geometrica di scavo e di seguito descritta.

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

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

Nel caso in esame, essendo presenti un ordine di tiranti, il 10% della differenza di quota fra il livello dei tiranti e il fondo scavo risulta essere $0.1 \cdot 4 \text{ m} = 0.4 \text{ m}$, valore che viene considerato come extra-scavo nella costruzione del modello geotecnico di calcolo. Nella tabella seguente viene riassunta l’altezza di scavo considerata nel modello di calcolo:

Sezione		Profondità di scavo da p.c.	Scavo massimo da modello
		m	m
I	Paratia di cantiere	4.45	4.85

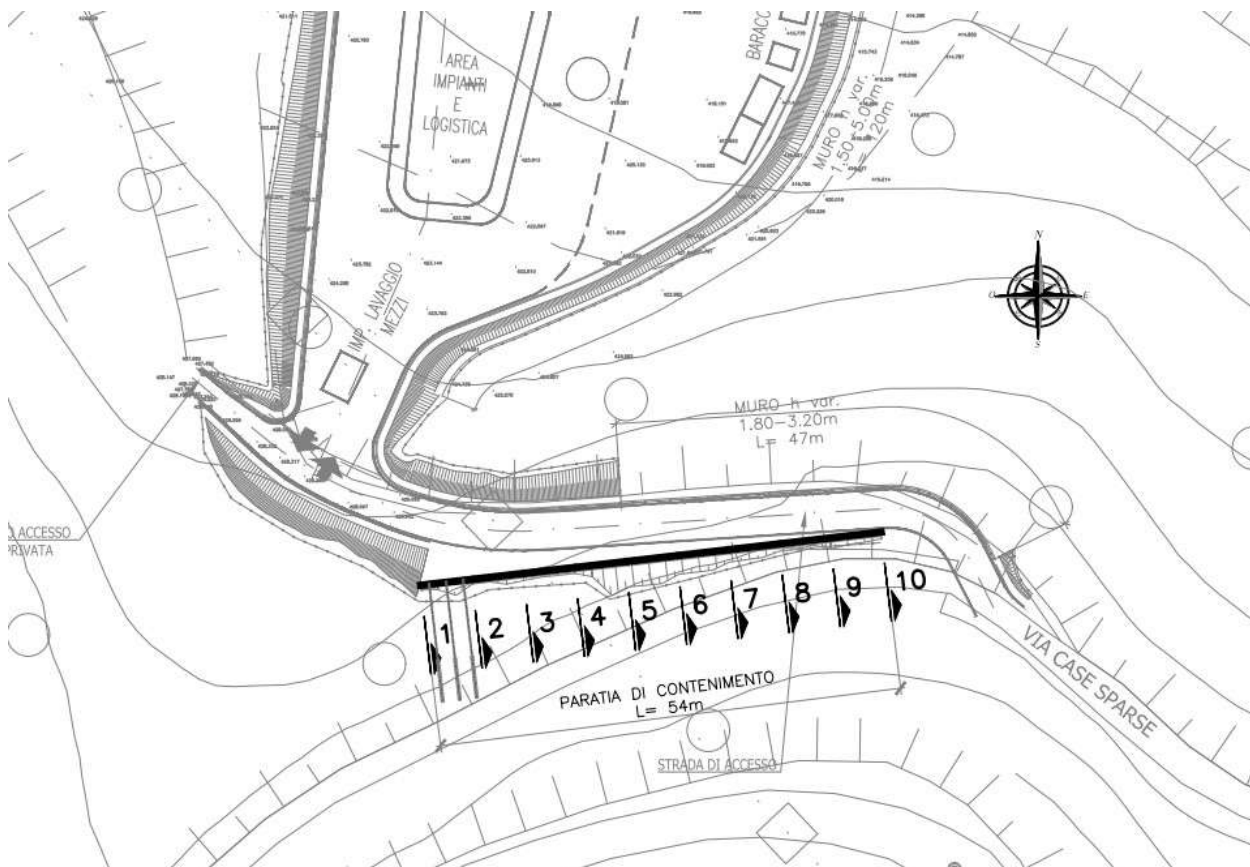


Figura 11.2 - Posizione della sezione di calcolo delle opere di sostegno (Sez. 1)

11.2.1. Sezione 1

L’intervento prevede la realizzazione di una paratia costituita da micropali aventi interasse $i=40$ cm, con un diametro di perforazione di 300 mm, armato tramite un profilato tubolare cavo in acciaio $\varnothing 219.1$ mm e spessore 10 mm. La lunghezza dei suddetti micropali risulta di 6.5 m di cui 0.5 m interni al cordolo di collegamento di dimensioni 60x80 cm. Si prevede, inoltre, l’inserimento di un sistema di tiranti all’estremità sinistra dell’intervento (Figura 1-4), inclinati di 20° rispetto all’orizzontale, passo 2 m e aventi una lunghezza libera di 6 m e lunghezza del bulbo pari a 5 m. Ogni

tirante è costituito da 3 trefoli da 0.6” e viene precaricato con 150 kN; la perforazione prevista è di 200 mm.

La sezione oggetto di dimensionamento e verifica, ovvero, la sezione che come enunciato in precedenza prevede le condizioni più gravose, presenta una lunghezza del micropalo di 6.5 m con un ordine di tiranti.

11.3. Materiali

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzati per le opere di progetto:

- **Miscela cementizia per micropali e tiranti**

Classe di resistenza C25/30:

Resistenza cubica a compressione caratteristica $R_{ck} \geq 30,0$ MPa;

Resistenza monoassiale per carichi di breve durata $f_{ck} = 24,9$ MPa;

- **Acciaio del profilato cavo per l’armatura del micropalo**

Acciaio tipo S355NH/NLH:

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 355,0$ MPa;

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 470$ MPa;

Modulo elastico $E_s = 206$ GPa.

- **Acciaio armonico per tiranti**

Tre trefoli di acciaio armonico:

Sezione nominale del trefolo: $A_p = 139$ mm²;

Resistenza caratteristica a rottura $f_{pt(1)k} = 1670$ MPa;

Resistenza caratteristica allo 1% di deformazione totale $f_{ptk} = 1860$ MPa.

Modulo elastico $E = 201$ GPa.

11.4. Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento ai seguenti valori. Per i maggiori dettagli sulla descrizione di unità geotecniche si rimanda alla Relazione Geologica (A194PD R002):

Tabella 5 – Sintesi dei parametri geotecnici

Descrizione	Prof.	γ_{nat}	c'	ϕ'	Vs	Eop
	m	kN/m ³	kPa	°	[m/s]	[MPa]
Terreno di riporto	0.0 – 2.0	16.5	0	25 - 30	200	60
UFC – conglomerati da moderatamente a scarsamente cementati	> 2.0	18.5	15	41	450	230

Dalle indagini condotte non si rileva la presenza di falda idrica nelle profondità di intervento.

11.5. Analisi dei carichi

11.5.1. Peso proprio

- Peso proprio cls: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

11.5.2. Carichi accidentali

Viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa al fine di simulare il carico veicolare dovuto alla presenza di una strada a monte dell’intervento.

11.5.3. Azione sismica

L’entità delle azioni sismiche è stata stimata utilizzando il metodo pseudo statico e determinando i parametri sismici in ottemperanza NTC18. Le verifiche sono state realizzate allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) prevedono, per la valutazione delle azioni sismiche, di fare riferimento alla zonazione di dettaglio del territorio nazionale redatta dall’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Secondo tale modello, su tutto il territorio nazionale si è disposta una maglia di punti per ognuno dei quali è assegnato un valore di accelerazione massima su substrato rigido a_g , un fattore di amplificazione spettrale F_0 ed un periodo caratteristico T^*c relativi all’evento sismico atteso in un dato tempo di ritorno, quest’ultimo essendo funzione della vita attesa dell’opera e della classe di utilizzo. Note le coordinate geografiche del punto di interesse, è possibile trovare i quattro punti della maglia che lo circoscrivono e ricavare le tre grandezze citate per il punto specifico interpolando tra i valori dei punti forniti dall’INGV.

Per determinare i parametri sismici è stato necessario definire la vita nominale dell’opera (numero di anni per i quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata – V_N) ed il coefficiente d’uso C_U (definito a partire dalla classe d’uso della struttura). Nel caso specifico sono stati stimati i seguenti valori per la vita nominale dell’opera ed il coefficiente d’uso:

- V_N è pari a 50 anni;
- C_U è pari a 1.

Da cui risulta una accelerazione di riferimento su suolo rigido $a_g=0.209g$.

L’accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove S_S e S_T sono rispettivamente i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.

Tabella 6 – Coefficiente stratigrafico S_S

Categorie di suolo di fondazione		V_{S30} (m/s)	Par. geote.di riferimento	Coefficiente S_S	Coefficiente C_c
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800		1.00	1.00
B	Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o di argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri	360 - 800	$N_{SPT} > 50$ $C_u > 250$ kPa	$1.00 \leq 1.40 - 0.4 F_0 a_g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.2}$
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza	180 - 360	$15 < N_{SPT} < 50$ $70 < C_u < 250$ kPa	$1.00 \leq 1.70 - 0.6 F_0 a_g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti	< 180	$N_{SPT} < 15$ $C_u < 70$ kPa	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 a_g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.5}$

E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su un substrato di materiale più rigido (con VS30 > 800 m/s)	Valori simili ai terreni di tipo C o D		$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0$ $a_g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.4}$
----------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------	--	------------------------------------------------	-----------------------------

Tabella 7 - Coefficiente stratigrafico S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell’opera o dell’intervento	S_T
T1	-	1
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1.2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1.4

Nel caso in esame, in relazione velocità delle onde S desunte dalle prove, si considera una categoria di sottosuolo B e categoria topografica T2, quindi, $S_S=1.2$ e $S_T=1.2$.

Da cui risulta un valore di accelerazione massima pari $a_{max}=0.301g$.

Nei metodi pseudo-statici l’azione sismica è definita mediante un’accelerazione equivalente, le cui componenti orizzontali a_h e a_v sono legate alla accelerazione di picco dalle seguenti relazioni:

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

$$a_v/g = k_v = \pm 0.5 k_h ;$$

Dove α viene ricavato a partire dall’altezza complessiva della paratia H (Figura 1-6) e della categoria di sottosuolo, mentre β viene definito in funzione dello spostamento massimo permanente u_s che l’opera può tollerare (Figura 1-7), ossia, $u_s \leq 0.005H = 0.03$ m.

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$ deve assumersi $k_h = 0.2 a_{max}/g$.

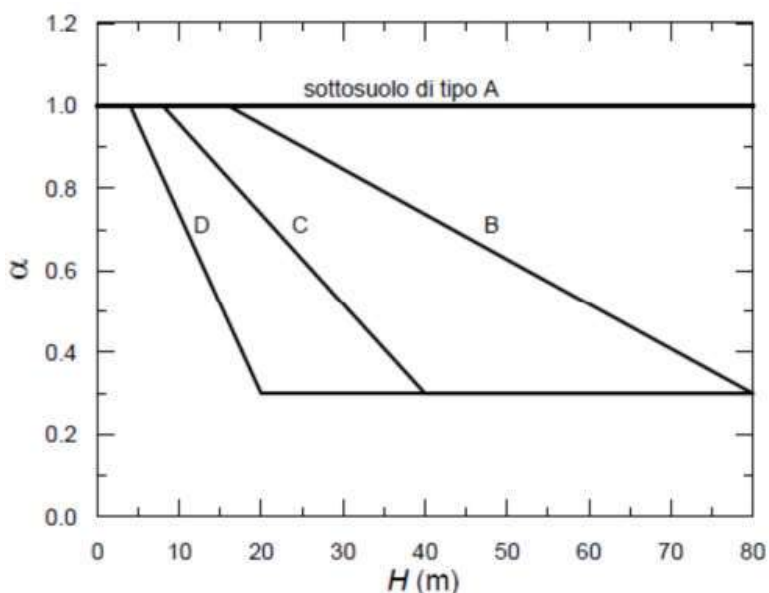


Figura 11.3 – Abaco per la valutazione di α (NTC18 §7.11.6.3.2)

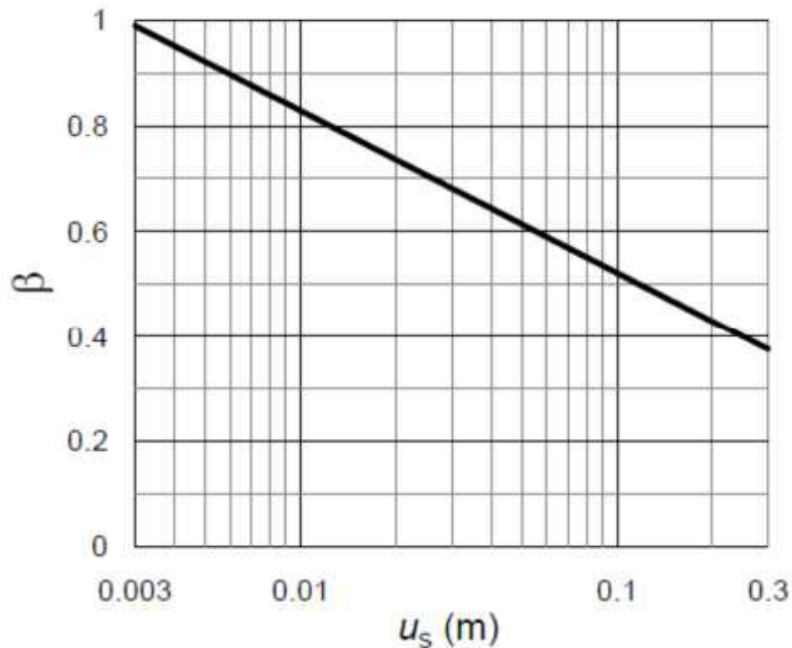


Figura 11.4 – Abaco per la valutazione di β (NTC18 §7.11.6.3.2)

Nel caso in esame si considera $\alpha=1$ e $\beta=0.68$, da cui risulta:

$$k_h=0.205;$$

$$k_v= 0.102.$$

11.5.4. Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

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

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

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

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

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

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

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

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

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

11.6. Verifiche

11.6.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l’Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

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

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) (NTC18 §6.5.3.1.2).

Nelle verifiche di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali l’analisi deve essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1) (Circolare NTC18 C6.5.3.1.2).

Il dimensionamento geotecnico dei tiranti di ancoraggio deve essere verificato con riferimento alla Combinazione A1+M1+R3 (NTC18 §6.6.2).

11.6.2. Verifiche SLE

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell’opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell’opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali. In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell’opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell’interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive (NTC18 §6.5.3.2).

11.7. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione γ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_R)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_{G1}

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

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



11.8. Analisi numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate al fine di dimensionare e verificare le paratie di micropali del collegamento al tronco inferiore destro. Il modello di calcolo per la paratia di micropali con diametro di perforazione 300 di interasse 0.4 m previsto di un sistema di ancoraggio costituito da tiranti è stato realizzato con il programma ParatiePlus, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali allo SLE e le sollecitazioni negli elementi strutturali in condizioni allo stato limite ultimo, in condizioni statiche (SLU) e sismiche (SLV).

18.4.1.3 Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici di progetto:

Tabella 8 – Modello geotecnico – Sezione 1

	Terreni	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	Terreno di riporto Sabbia / Ghiaia	0	25	$E_{vc} = 80000$ $E_{ur} = 96000$
	Conglomerati da moderatamente a scarsamente cementati Roccia	15	41	$E_{vc} = 230000$ $E_{ur} = 368000$

Le fasi esecutive per l’analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

1. Condizione geostatica iniziale;
2. Realizzazione dei micropali di diametro 300 mm e interasse 0.4 m;
3. Scavo a -1.15 m (0.8 m+0.35 m) da p.c. al fine di realizzare il primo ordine di tiranti;
4. Installazione del primo ordine di tiranti a -0.46 m dalla testa della paratia coincidente nel modello numerico con l’estradosso del cordolo.
5. Raggiungimento quota fondo scavo a -4.85 dal p.c., considerando un extra-scavo di 0.4 m;

6. Applicazione del sisma.

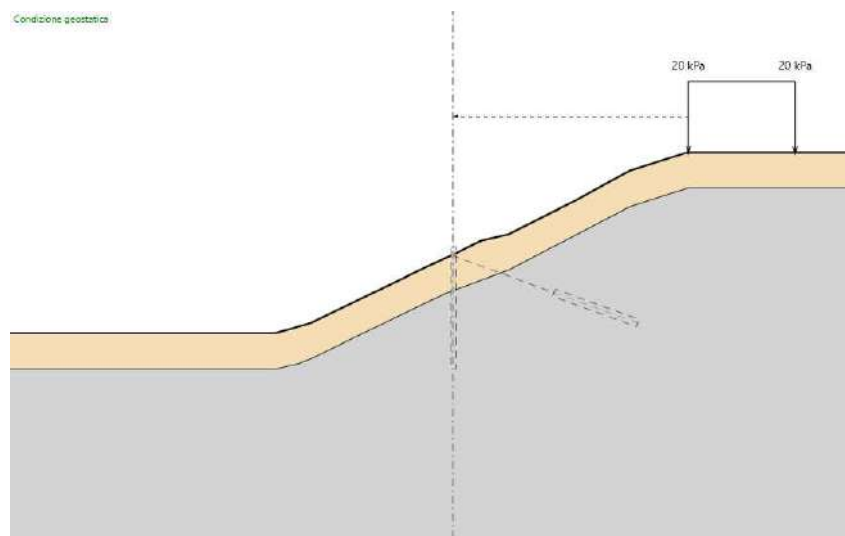


Figura 11.5 – Fase 1

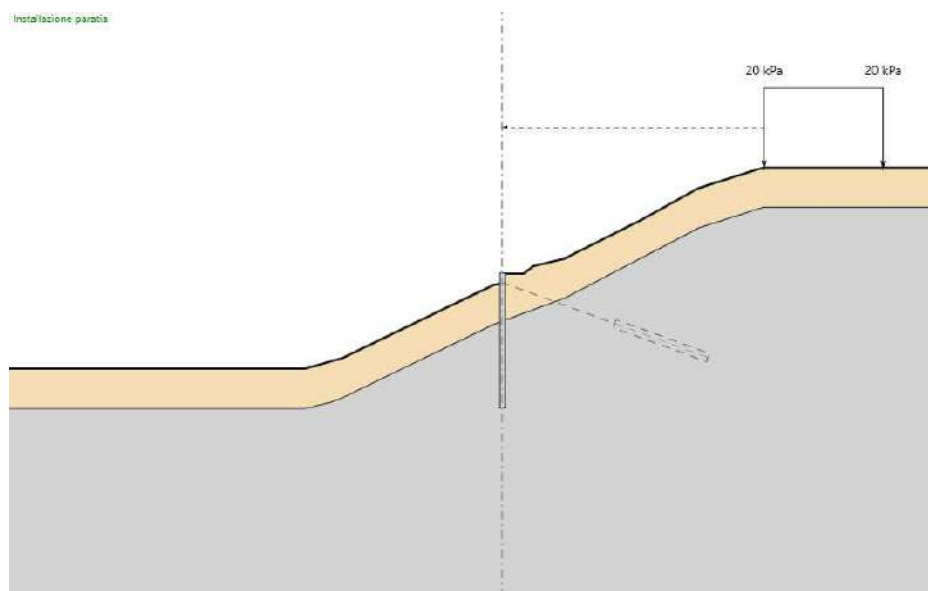


Figura 11.6 - Fase 2

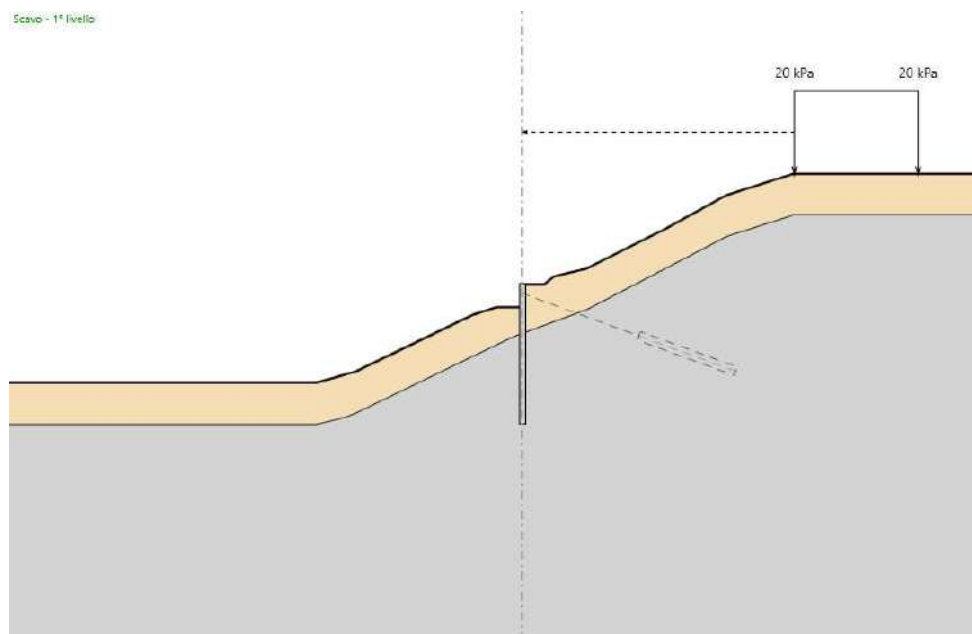


Figura 11.7 – Fase 3

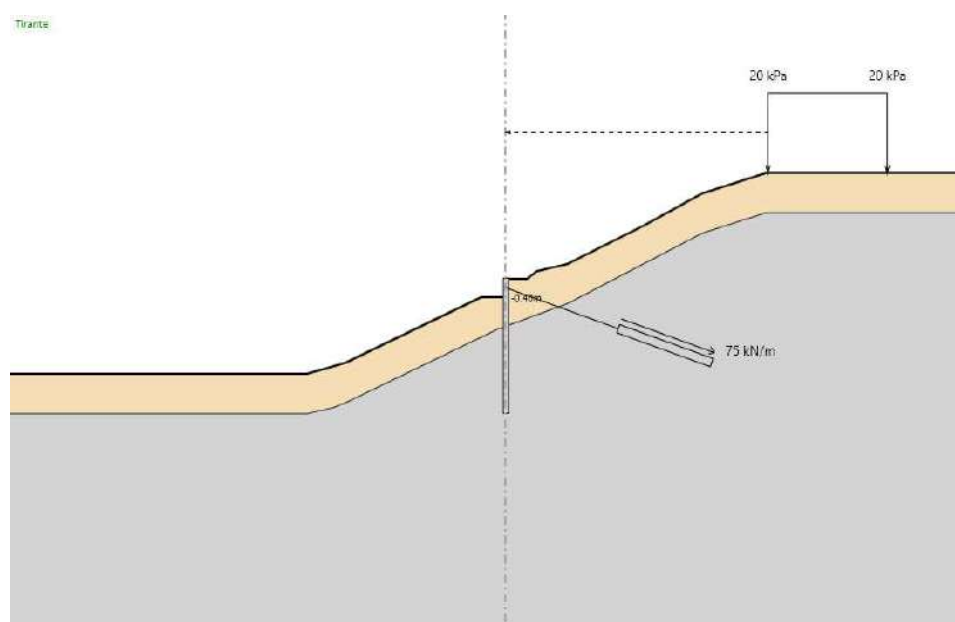


Figura 11.8 – Fase 4

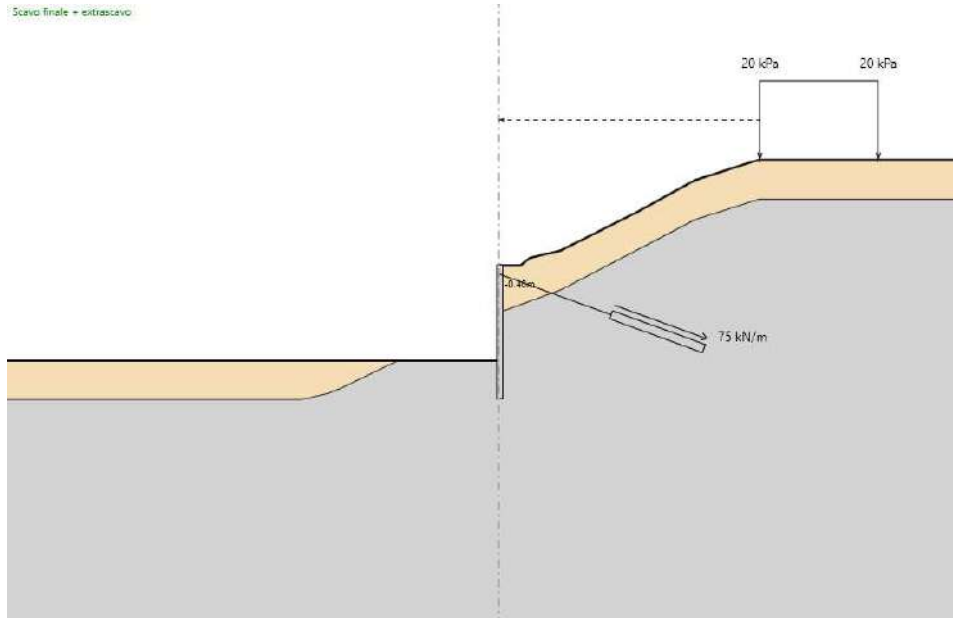


Figura 11.9 - Fase 5

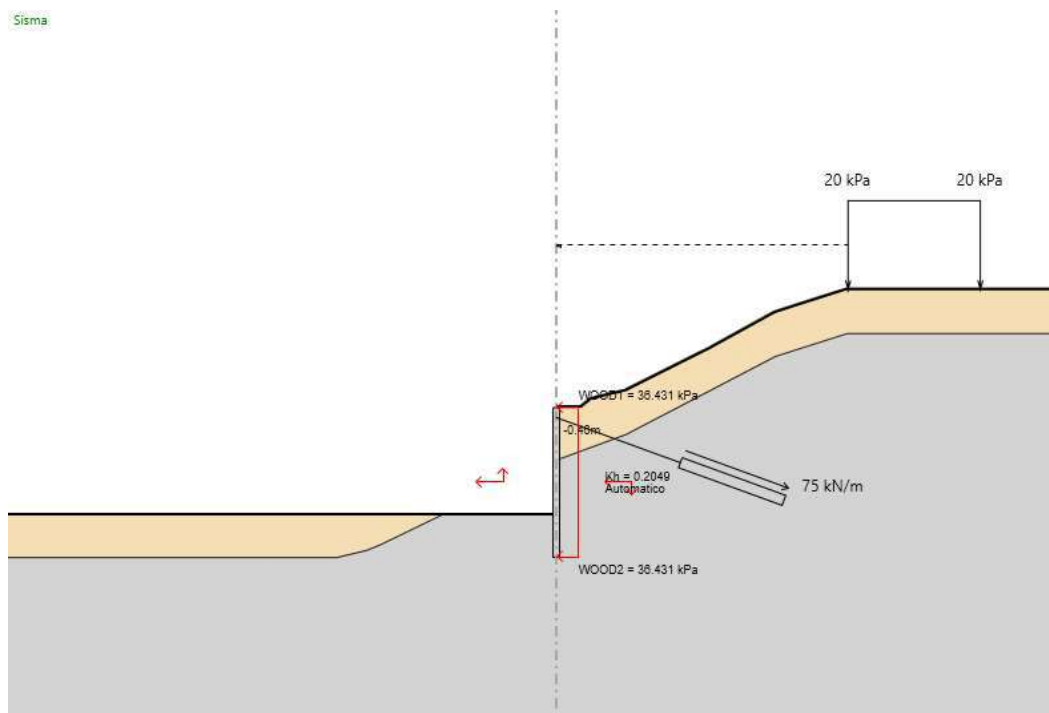


Figura 11.10 – Fase 6

11.9. Risultati

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per il modello implementato, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi.

I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità.

Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche un dimensionamento degli elementi strutturali principali.

11.9.1. Sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Si riportano di seguito gli involuppi delle sollecitazioni dell’analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1) ed SLV.

Il diagramma del momento flettente:

$M_{max} = 45.48 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$; momento flettente massimo

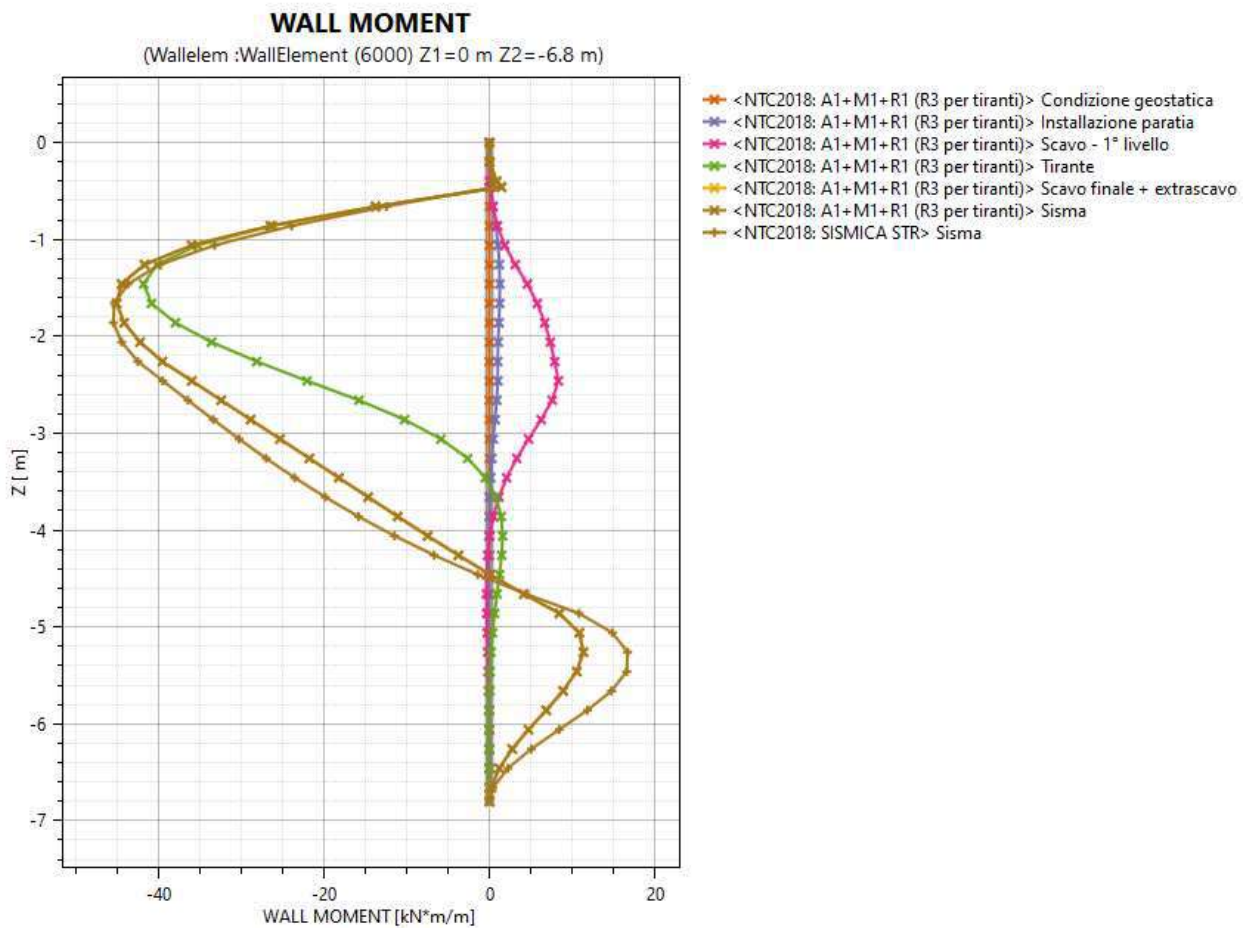


Figura 11.11 – Diagramma Momento Flettente (SLU+SLV) – Paratia di micropali

Il diagramma del Taglio:

$T_{max} = 76.2 \text{ kN/m}$; taglio massimo

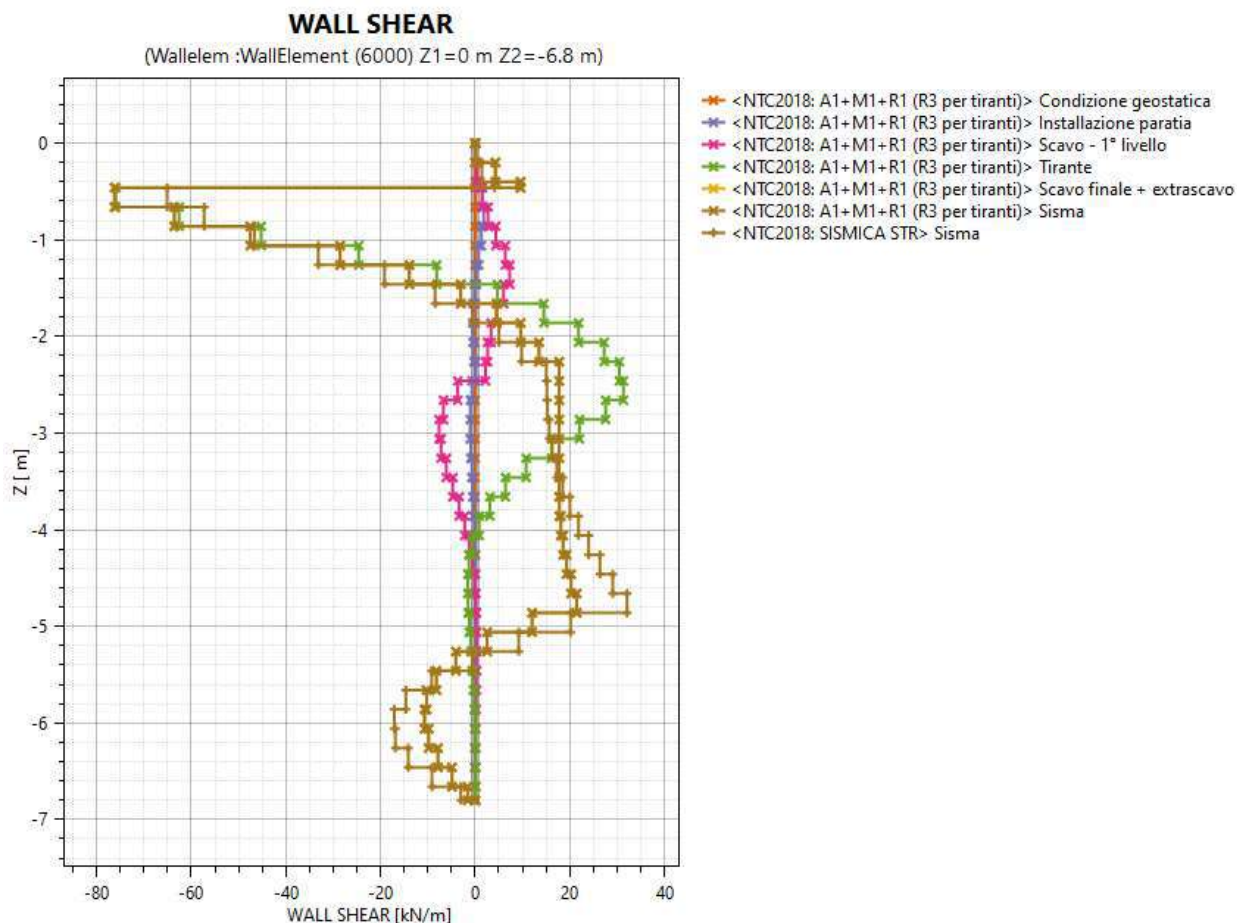


Figura 11.12 – Diagramma del Taglio (SLU + SLV) – paratia di micropali

11.9.2. Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Verifica nei confronti delle deformazioni:

Gli spostamenti orizzontali massimi della paratia agli SLE risultano essere circa 0.2 cm, valore che può ritenersi compatibile con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti e la funzionalità dell’opera stessa prevista peraltro come opera provvisoria.

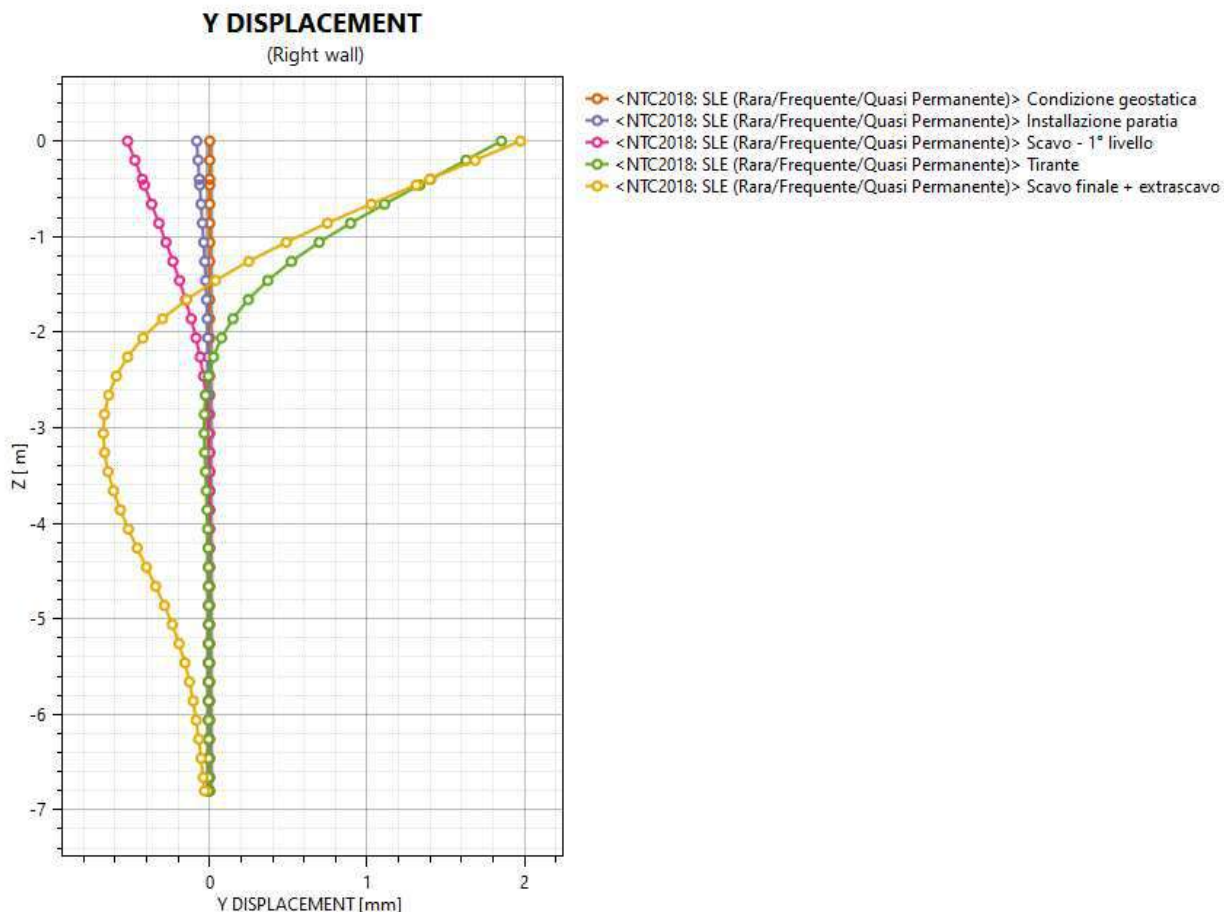


Figura 11.13 – Diagramma spostamenti (SLE) – Paratia di micropali

11.9.3. Verifiche allo Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico

11.9.3.1. Collasso per rotazione intorno ad un punto dell’opera

Tale verifica si riferisce al raggiungimento di una condizione limite del terreno interagente con l’opera, in cui la paratia può compiere un atto di moto rigido, ovvero, una rotazione intorno ad un punto. La stabilità dell’opera deve essere verificata, con riferimento alla normativa italiana, secondo l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R1) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II. Poiché si

è utilizzato il software ParatiePlus che implementa una legge elasto-plastica per il terreno e consente di rispettare i limiti di spinta attiva e passiva assegnati ai vari strati, la verifica allo SLU per collasso per rotazione intorno ad un punto dell’opera (atto di moto rigido) è soddisfatta con il raggiungimento di una condizione equilibrata e congruente nel limite di iterazioni prefissato per il calcolo. Essendo tutte le analisi, ed in particolare quelle relative alla Combinazione 2, sono giunte a convergenza, le verifiche risultano positive; la convergenza garantisce, infatti, la stabilità “geotecnica” dell’opera.

11.9.3.1. Collasso per rotazione intorno ad un punto dell’opera
Instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

Le verifiche sono state condotte mediante il modulo di verifica di stabilità dei pendii (VSP) interno al codice di calcolo ParatiePlus, utilizzando il metodo all’Equilibrio Limite di Morgenstern-Price.

Il codice di calcolo, analizzando le possibili superfici di scorrimento, resiste il valore minimo del Fattore di Sicurezza minimo (FS_{min}) relativo alla superficie critica nelle condizione statica e sismica, i cui risultati vengono di seguito di seguito riportati:

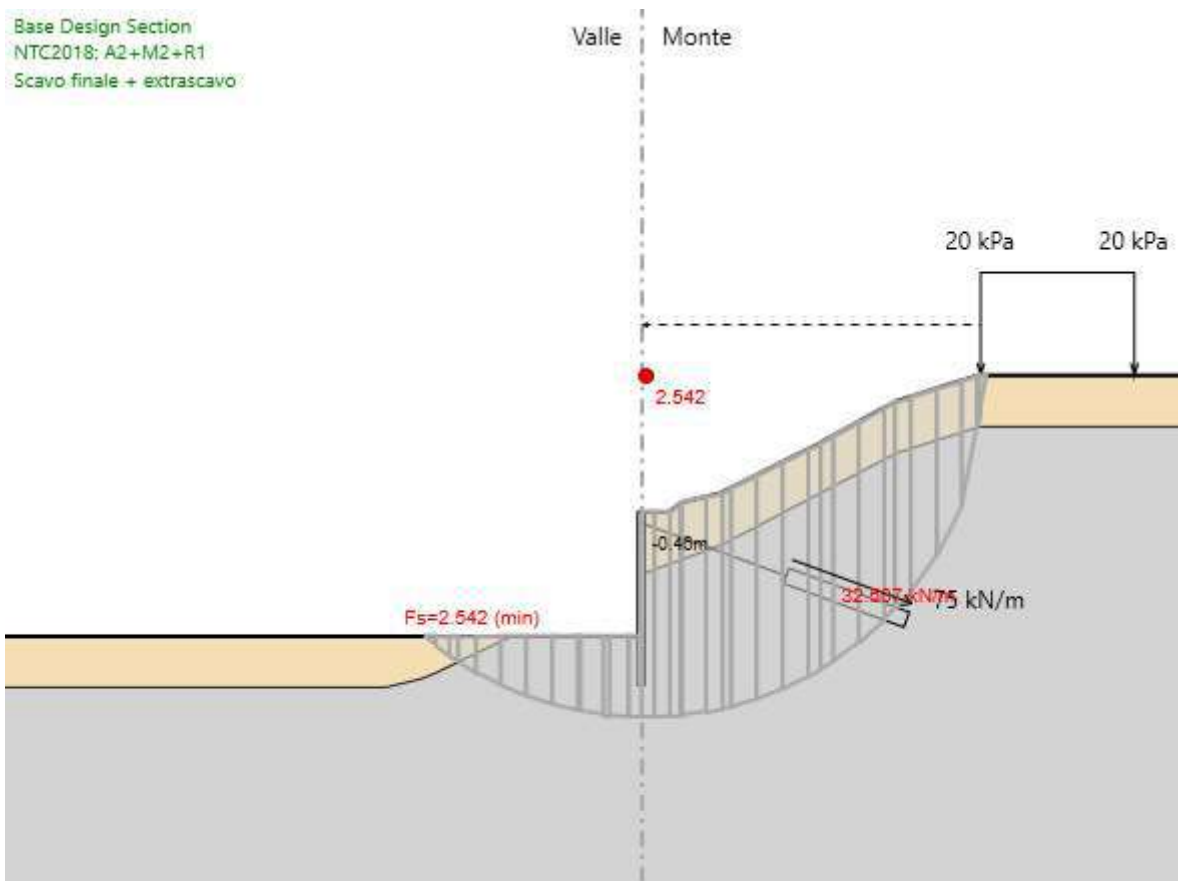


Figura 11.14 – Verifica di stabilità globale (Statica)

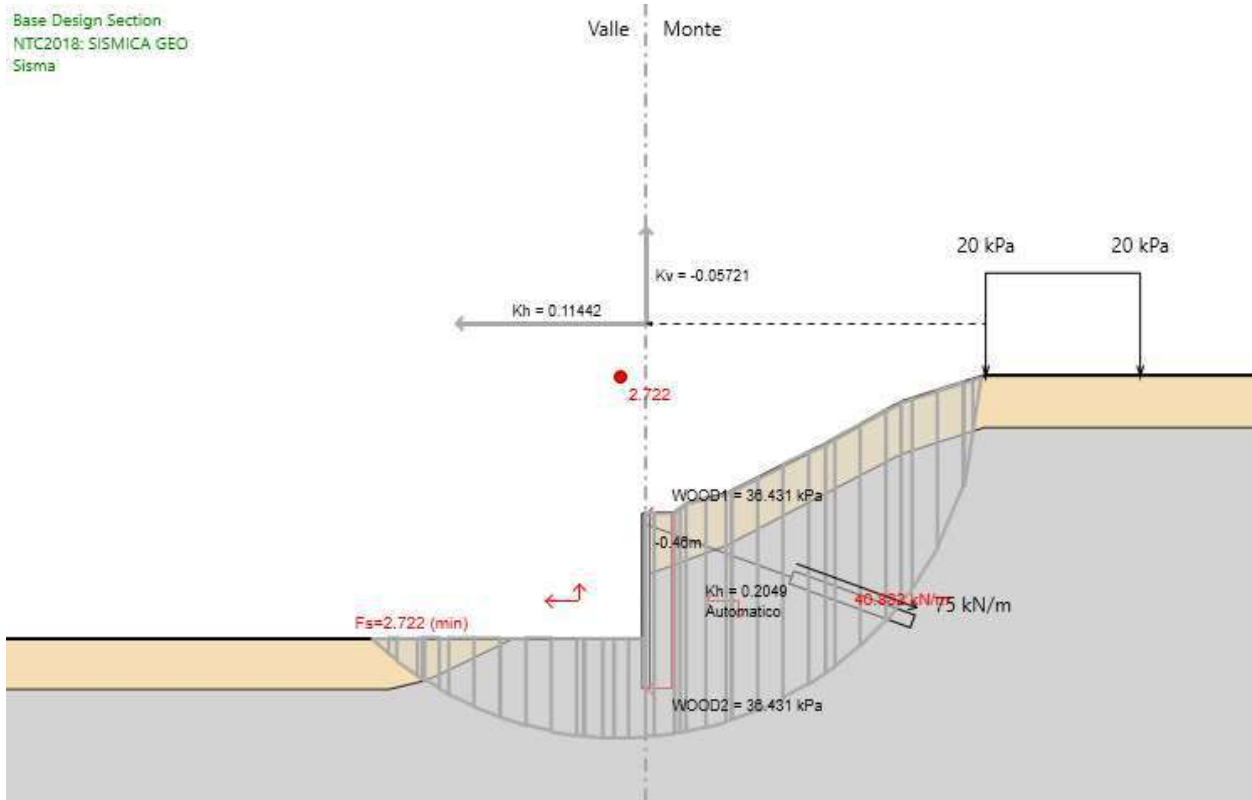


Figura 11.15 - Verifica di stabilità globale (Sismica)

La verifica in accordo con le NTC18 è stata effettuata con la Combinazione 2, in cui $\gamma_R = 1.1$ in condizioni statiche. In condizioni sismiche, invece, si pongono i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici pari all’unità (NTC18 §7.11.1) e impiegando un coefficiente parziale sulle resistenze $\gamma_R = 1.2$ (NTC18 §7.11.1). In accordo con la NTC18 §7.11.4, la definizione della componente orizzontale e verticale della forza statica equivalente viene definita adottando un coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito pari a $\beta_s = 0.38$ relative allo SLV. La componente verticale dell’ azione sismica che viene adottata per i risultati seguenti risulta essere la più gravosa tra quella diretta verso l’alto e verso il basso.

La verifica risulta soddisfatta ai sensi delle NTC18, in quanto:

- $FS_{min} = 2.54 \geq 1.1$ (condizione statica);
- $FS_{min} = 2.72 \geq 1.2$ (condizione sismica).

11.9.4. Verifiche degli elementi strutturali

11.9.4.1. Verifica micropali

Di seguito vengono riportate le verifiche di tipo strutturale effettuate per i tubolari cavi costituenti l’armatura dei micropali.

In Tabella vengono riportate le sollecitazioni allo SLU+SLV a cui è sottoposto il singolo tubolare. Tali sollecitazioni sono state calcolate considerando le sollecitazioni di output del codice di calcolo ParatiePlus (considerando l’involuppo SLU+SLV) e moltiplicate per l’interasse dei micropali pari a 0.4 m.

Tabella 9 – Sollecitazioni allo SLU - Micropalo

	Mmax[kNm]	Tmax [kN]	N [kN]	z [m]
Tubolare cavo S355NH/NHL Ø219.1 sp.10 mm	18.35	-	-9.29	-5.26
	-	30.48	-	-0.46

dove:

- Mmax ed Tmax sono le sollecitazioni di calcolo; N è lo sforzo normale.
- z è la profondità (rispetto alla testa del palo) in corrispondenza della sollecitazione calcolata.

Di seguito si riportano le caratteristiche del tubolare utilizzato e i risultati delle verifiche effettuate con riferimento ai paragrafi delle NTC18 relativi alle singole verifiche:

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE													
Dati INPUT				Dati OUTPUT									
Caratteristiche acciaio				Dati geometrici									
Qualità acciaio:	UNI EN 10219 S355 NH/NLH	Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata	
f_{yk} =	355 [Mpa]	D	T	1	A	I	i	W _{el}	W _{pl}	M	As	L/1t	
f_{tk} =	470 [Mpa]	[mm]	[mm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[kg/m]	[m ² /m]	[m]	
		219,1	10,0		65,69	3598,44	7,40	328,47	437,56	51,57	0,69	19,39	
Geometria sezione				Verifiche secondo NTC2018 - §4.2									
D =	219,1 [mm]	Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)			N _{pl,Rd} = 2220,97		N _{Ed} / N _{pl,Rd} =						
t =	10,0 [mm]	Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)			N _{c,Rd} = 2220,97		N _{Ed} / N _{c,Rd} = 0,00		verifica soddisfatta				
Lunghezza e vincoli asta				Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)			M _{c,Rd} = 147,94		M _{y,Ed} / M _{c,Rd} = 0,12		verifica soddisfatta		
L =	6,50 [m]	Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)			V _{c,Rd} = 816,32		V _{Ed} / V _{c,Rd} = 0,04		verifica soddisfatta				
β =	1,00 [-]	Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)			M _{N,Rd} = 147,94		M _{Ed} / M _{N,Rd} = 0,12		verifica soddisfatta				
Sollecitazioni agenti													
N _{Ed} =	-9,20 [kN]												
V _{Ed} =	30,48 [kN]												
M _{y,Ed} =	18,35 [kNm]												
ψ =	0,00												

Figura 11-16 – Veriche STR – Armatura micropali

Le verifiche risultano soddisfatte ai sensi delle NTC18.

11.9.4.1. Verifica tiranti

Nella seguente tabella si riassumono le caratteristiche dei tiranti:

Tabella 10 – Caratteristiche dei tiranti di ancoraggio

Ordine	Diametro perforazione	Lunghezza Libera	Lunghezza bulbo	Passo	Inclinazione	Trefoli	Tipologia iniezione
	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	N.	-
1	0.2	6	5	2	20	3	IGU

La verifica geotecnica a sfilamento delle barre di ancoraggio è stata condotta secondo quanto previsto per i tiranti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali indicati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per quanto riguarda azioni e parametri del terreno e di un coefficiente parziale sulle resistenze γ_R pari a 1.2 per tiranti permanenti (tabella 6.6.I delle NTC).

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

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

Il valore della resistenza caratteristica allo sfilamento $R_{a,k}$ viene determinato dalla resistenza di calcolo $R_{a,c}$ (considerando il suo valor medio) attraverso il fattore di correlazione (ξ_{a3} in funzione del numero di verticali di indagine ($\xi_{a3} = 1.8$ nel caso in esame avendo a disposizione 1 verticale di indagine):

$$R_{a,k} = R_{a,c} / \xi_{a3}$$

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

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

Il valore della resistenza di calcolo $R_{a,c}$ viene determinato come segue:

$$R_{a,c} = D \cdot \alpha \cdot p \cdot L \cdot \tau_s$$

Dove:

D = diametro di perforazione

α = coefficiente di maggiorazione del diametro di perforazione, funzione del tipo di terreno e di iniezione, assunto pari a 1.10 nel caso in esame per le unità geotecniche attraversate dai tiranti. È stata adottata la tecnica di iniezione globale unica (IGU);

L = lunghezza del bulbo di ancoraggio

τ_s = tensione limite di aderenza fra bulbo e terreno

Tipo di terreno	Coefficiente α	
	IRS*	IGU**
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4
Sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3
Sabbia grossolana	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Argilla	1.8 - 2	1.2
Marna	1.8	1.1 - 1.2
Marna calcarea	1.8	1.1 - 1.2
Arenaria alterata o fratturata	1.8	1.1 - 1.2
Roccia alterata o fratturata	1.2	1.1

IRS: Iniezione ripetuta selettiva
IGU: Iniezione globale unica

Per la stima della tensione limite di aderenza tra bulbo e terreno si è fatto riferimento alle indicazioni di Bustamante e Doix (1985) per le iniezioni IGU relative a terreni incoerenti.

Il valore di della tensione limite di aderenza è stata assunto pari a $\tau_s = 270$ kPa considerando un valore cautelativo rispetto a quelli tipicamente utilizzati per l'unità litotecnica presente in sito alla profondità di interesse (conglomerati cementati), caratterizzata da valori dei parametri di resistenza caratteristici (angolo di attrito) pari a 41° .

Abaco per il calcolo di s per rocce alterate e fratturate

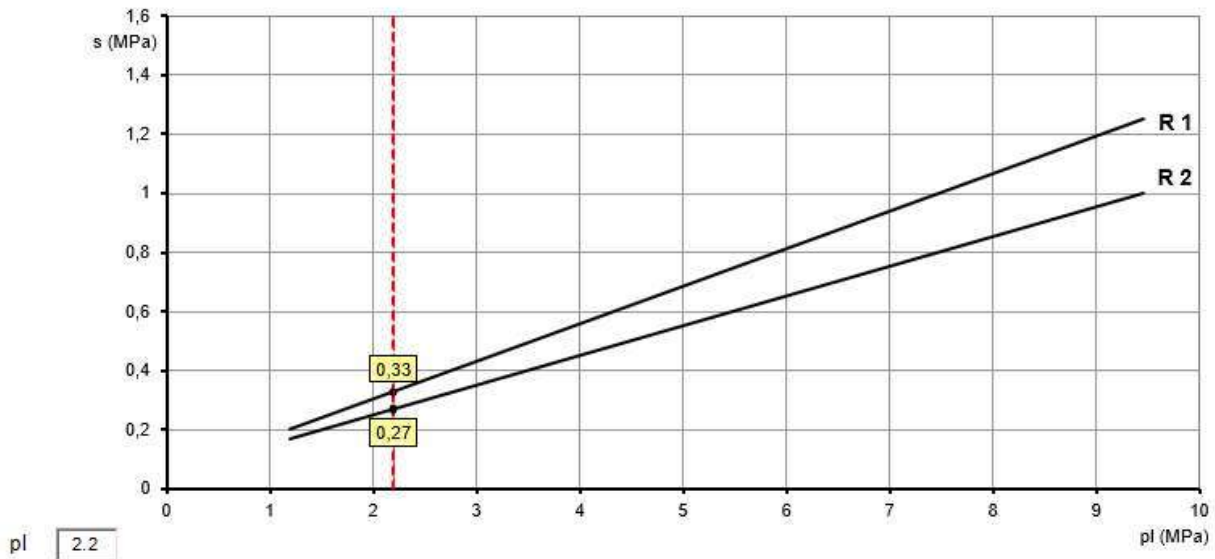


Figura 11-17 - Abaco per la determinazione di s (conglomerati cementati)

*S= τ_s

*R2 = IGU

Il valore della resistenza di progetto allo sfilamento del bulbo $R_{a,d}$ si ottiene applicando alla resistenza caratteristica $R_{a,k}$ il coefficiente parziale sulle resistenze γ_R precedentemente definito:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R = R_{a,c} / (\xi_{a3} \cdot \gamma_R)$$

La verifica allo sfilamento risulta soddisfatta quando:

$$R_{a,d} > E_d \text{ (sollecitazione)}$$

La resistenza a trazione di progetto delle barre in acciaio si determina fattorizzando la tensione di snervamento caratteristica con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.15$. La verifica strutturale del tirante risulta soddisfatta quando:

$$R_{t,d} = f_{yk} / \gamma_s \cdot \text{Acciaio} > E_d$$

Infine va rispettata la gerarchia delle resistenze ovvero la resistenza a trazione di progetto delle barre in acciaio deve essere maggiore della resistenza a sfilamento:

$$R_{t,d} > R_{a,d}$$

Si riportano le verifiche dei tiranti effettuate internamente al software paratie in condizioni statiche e sismiche.

In accordo con la normativa la verifica in condizioni statiche viene effettuata con la combinazione A1+M1+R3:

Design Assumption:

Tiranti	Puntoni	Travi di Ripartizione in Acciaio	Travi di Ripartizione in Calcestruzzo					
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Tirante	195	471.24	605.56	0.414	0.322	✓	✓
Tieback	Scavo finale + extras	195.28	471.24	605.56	0.414	0.322	✓	✓
Tieback	Sisma	195.28	471.24	605.56	0.414	0.322	✓	✓

Figura 11-18 – Verifiche tiranti (Condizione statica)

L’azione sismica nel codice di calcolo utilizzato viene applicata unicamente all’ultimo stage in combinazione sismica. Di seguito, quindi, si riporta la verifica in condizione sismica nella combinazione STR SISMICA:

Design Assumption:

Tiranti	Puntoni	Travi di Ripartizione in Acciaio	Travi di Ripartizione in Calcestruzzo					
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Tirante	150	471.24	605.56	0.318	0.248	✓	✓
Tieback	Scavo finale + extras	150.21	471.24	605.56	0.319	0.248	✓	✓
Tieback	Sisma	154.24	471.24	605.56	0.327	0.255	✓	✓

Figura 11-19 - - Verifiche tiranti (Condizione sismica)

Le verifiche risultano soddisfatte ai sensi delle NTC18, per entrambe le combinazioni.

12. MURO DI SOSTEGNO STRADA DI ACCESSO – M5

12.1. Descrizione degli interventi

L’opera di sostegno si trova a valle della strada di accesso, realizzata successivamente all’installazione della paratia di contenimento, necessaria per lo scavo.

La lunghezza complessiva del muro risulta essere 54 m con un’altezza massima di 3.5 m. Si rimanda agli elaborati grafici per maggiori dettagli.

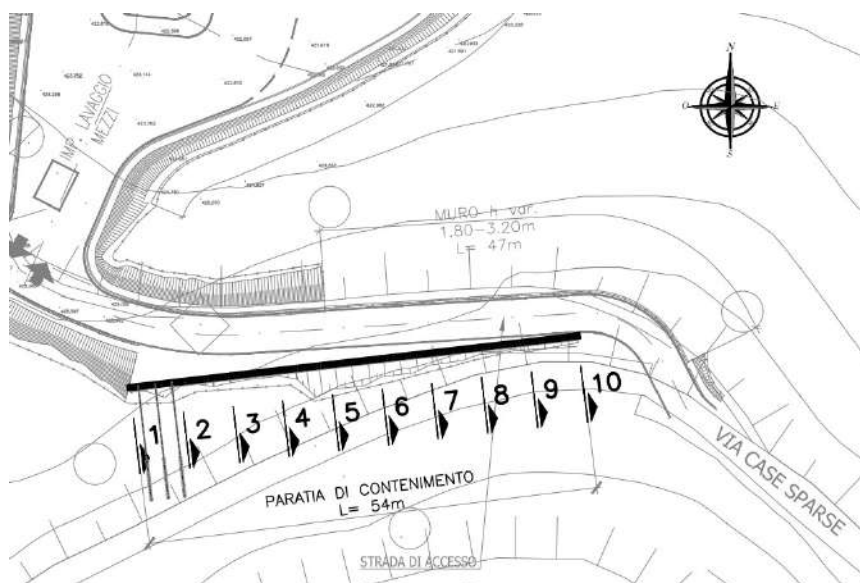


Figura 12.1 - Posizione della sezione di calcolo dell’opera di sostegno (Sez. 8-8)

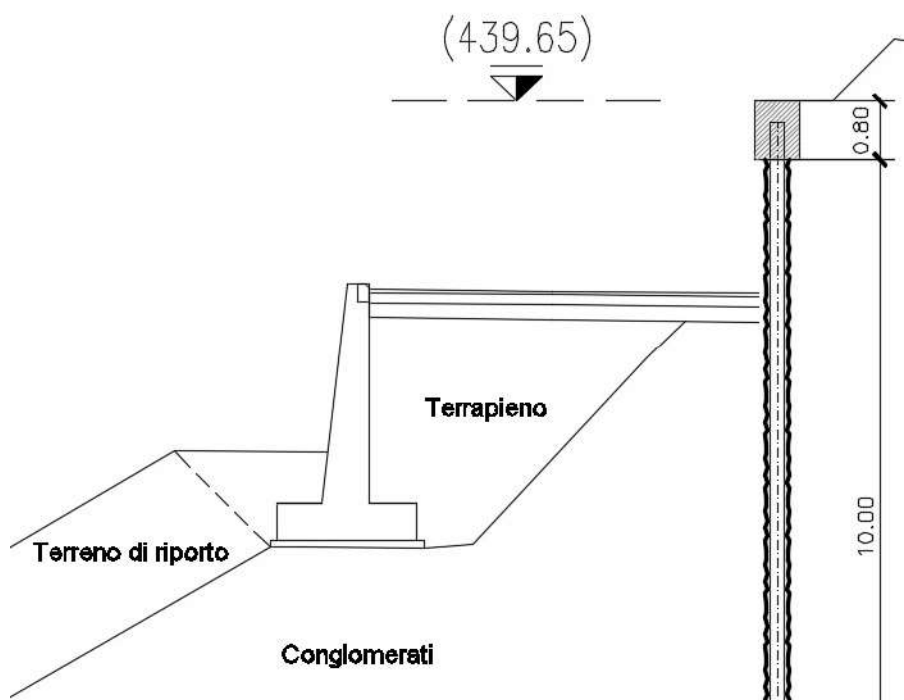


Figura 12.2 – Sezione 8-8

12.1.1. Sezione 8-8

La sezione oggetto di analisi, ovvero, la sezione che come anticipato in precedenza risulta essere la più gravosa dal punto di vista geometrico, presenta un muro di altezza pari a 3.5 m, avente come piano di posa della fondazione lo strato di conglomerati, ovvero, l’unità geotecnica con migliori caratteristiche geomeccaniche. La larghezza di tale fondazione è pari a 1.9 m, con uno spessore di 50 cm. Si riporta in Figura 12.3 la schematizzazione del muro con le relative dimensioni. A valle, una volta effettuata la creazione del piano di posa del muro e la sua successiva esecuzione, si provvede al rinterro della suola mediante il materiale ottenuto dallo scavo. A monte del muro si prevede la rimozione dello strato di terreno formato da terreno di riporto e la formazione del terrapieno sovrastante la suola di monte mediante terreno da rilevato opportunamente compattato, avente le seguenti caratteristiche:

- coesione $c = 0 \text{ kPa}$;
- angolo di attrito $\varphi = 35^\circ$;
- peso per unità di volume $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

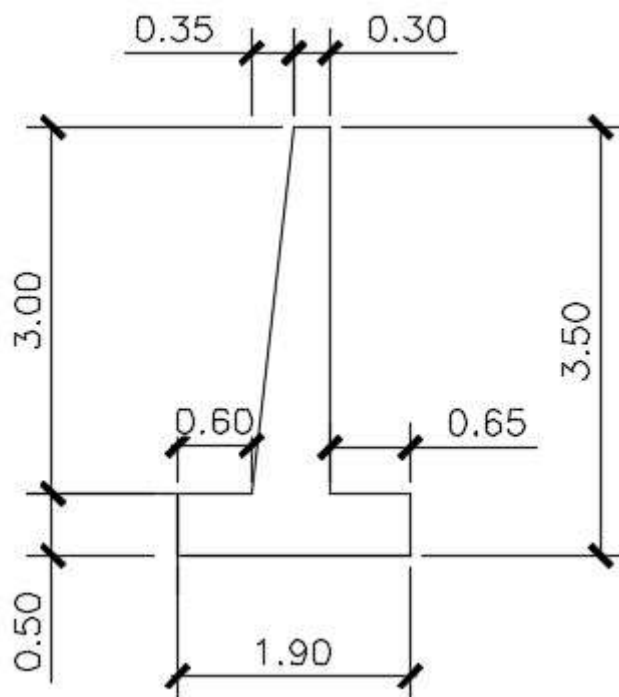


Figura 12.3 – Dimensioni del muro in c.a.

12.2. Materiali

Per quanto concerne i materiali impiegati, si è fatto riferimento ad un calcestruzzo di classe C30/37 e classe C12/15 rispettivamente per il muro di sostegno armato e il magrone di pulizia e livellamento e un acciaio per barre di armatura B450C.

- **Miscela cementizia per muro di sostegno**

Classe di resistenza C30/37:

Resistenza cubica a compressione caratteristica $R_{ck} \geq 37,0 \text{ MPa}$

Resistenza monoassiale per carichi di breve durata $f_{ck} = 30 \text{ MPa} = 0,83 \times R_{ck}$

Coefficiente di sicurezza del materiale $\gamma_c=1,50$

Coefficiente di sicurezza per carico per lunga durata $\alpha_{cc}=0,85$

Modulo elastico (istantaneo) $E_{cm}=32,837$ GPa

Coefficiente di Poisson $\nu=0,20$

Resistenza a trazione semplice (assiale) $f_{ctm}=2,90$ MPa

Classe di esposizione XC2

Classe di consistenza S3

- **Miscela cementizia per magrone**

Classe di resistenza C12/15:

Resistenza cubica a compressione caratteristica $R_{ck}\geq 15,0$ MPa

Resistenza monoassiale per carichi di breve durata $f_{ck}=12,45$ MPa = $0,83 \times R_{ck}$

Classe di esposizione X0

- **Acciaio per armature in c.a.**

Tipo di acciaio B450C

Tensione caratteristica di rottura $f_{ck}\geq 540,0$ MPa

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}\geq 450,0$ MPa

Coefficiente di sicurezza del materiale $\gamma_s=1,15$

Tensione caratteristica di snervamento di calcolo $f_{yd}\geq 391,3$ MPa

Modulo elastico $E_s=206,0$ GPa

12.3. Copriferrì

Il copriferro netto adottato in progetto è di 40 mm.

12.4. Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento ai seguenti valori. Per i maggiori dettagli sulla descrizione di unità geotecniche si rimanda alla Relazione Geologica (A194PD R002):

Tabella 11 – Sintesi dei parametri geotecnici

Descrizione	Prof.	γ_{nat}	c'	ϕ'	Vs	Eop
	m	kN/m ³	kPa	°	[m/s]	[MPa]
Terreno di riporto	0.0 – 2.0	16.5	0	25 - 30	250	60
UFC – conglomerati da moderatamente a scarsamente cementati	> 2.0	18.5	15	41	400	230

Dalle indagini condotte non si rileva la presenza di falda idrica alle quote investigate.

12.5. Analisi dei carichi

12.5.1. Peso proprio

- Peso proprio cls: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

12.5.2. Carichi accidentali

Viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa al fine di simulare il carico veicolare dovuto alla presenza della strada di accesso a monte del muro di sostegno.

12.5.3. Azione sismica

L’entità delle azioni sismiche è stata stimata utilizzando il metodo pseudo statico e determinando i parametri sismici in ottemperanza NTC18. Le verifiche sono state realizzate allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) prevedono, per la valutazione delle azioni sismiche, di fare riferimento alla zonazione di dettaglio del territorio nazionale redatta dall’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Secondo tale modello, su tutto il territorio nazionale si è disposta una maglia di punti per ognuno dei quali è assegnato un valore di accelerazione massima su substrato rigido a_g , un fattore di amplificazione spettrale F_0 ed un periodo caratteristico T^*c relativi all’evento sismico atteso in un dato tempo di ritorno, quest’ultimo essendo funzione della vita attesa dell’opera e della classe di utilizzo. Note le coordinate geografiche del punto di interesse, è possibile trovare i quattro punti della maglia che lo circoscrivono e ricavare le tre grandezze citate per il punto specifico interpolando tra i valori dei punti forniti dall’INGV.

Per determinare i parametri sismici è stato necessario definire la vita nominale dell’opera (numero di anni per i quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata – V_N) ed il coefficiente d’uso C_U (definito a partire dalla classe d’uso della struttura). Nel caso specifico sono stati stimati i seguenti valori per la vita nominale dell’opera ed il coefficiente d’uso:

- V_N è pari a 50 anni;
- C_U è pari a 1.

Da cui risulta una accelerazione di riferimento su suolo rigido $a_g=0.209g$.

L’accelerazione massima attesa al sito può essere valutat con la relazione:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove S_S e S_T sono rispettivamente i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.

Tabella 12 – Coefficiente stratigrafico S_S

Categorie di suolo di fondazione		V_{S30} (m/s)	Par. geote.di riferimento	Coefficiente S_S	Coefficiente C_c
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800		1.00	1.00
B	Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o di argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri	360 - 800	$N_{SPT} > 50$ $C_u > 250$ kPa	$1.00 \leq 1.40 - 0.4 F_0 a_g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.2}$
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza	180 - 360	$15 < N_{SPT} < 50$ $70 < C_u < 250$ kPa	$1.00 \leq 1.70 - 0.6 F_0 a_g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti	< 180	$N_{SPT} < 15$ $C_u < 70$ kPa	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 a_g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.5}$

E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su un substrato di materiale più rigido (con VS30 > 800 m/s)	Valori simili ai terreni di tipo C o D	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0$ $a_g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.4}$
----------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------	------------------------------------------------	-----------------------------

Tabella 13 - Coefficiente stratigrafico S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell’opera o dell’intervento	S_T
T1	-	1
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1.2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1.4

Nel caso in esame, in relazione ai dati a disposizione si considera una categoria di sottosuolo B e categoria topografica T2, da cui risulta $S_S=1.2$ e $S_T=1.2$.

Da cui risulta un valore di accelerazione massima pari $a_{max}=0.301g$.

L’analisi di sicurezza del muro di sostegno, in accordo con la NTC18 §7.11.6.2.1, viene eseguita mediante il metodo pseudo-statico. In tale metodo, l’azione sismica è rappresentata da una forza equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. I coefficienti sismici orizzontale e verticale k_h e k_v , utilizzati nelle verifiche, possono essere valutati come segue:

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

$$k_v = \pm 0.5 k_h.$$

Dove:

β_m = coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa in sito;

g = accelerazione di gravità;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa in sito (precedentemente definita).

Il coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito è pari a $\beta_m = 0.38$ allo stato limite ultimo (SLV).

I coefficienti sismici, quindi, risultano essere pari a:

$$k_h = 0.114;$$

$$k_v = \pm 0.057.$$

Nella verifica al ribaltamento, il coefficiente riduttivo β_m , in accordo con la NTC18 deve essere incrementato del 50% rispetto al valore precedentemente indicato e comunque non superiore all’unità.

12.6. Metodologia di verifica e criteri di calcolo

12.6.1. Spinta delle terre

Al fine di verificare le opere in oggetto sono stati adottati i seguenti criteri:

- Spinta in condizioni statiche: trattandosi di strutture sufficientemente flessibili l’analisi statica è condotta su un modello costituito dall’opera di sostegno e dalla sua fondazione, da un cuneo di terreno dietro la struttura che si suppone in stato di equilibrio limite attivo.

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2$$

dove:

β	angolo di inclinazione rispetto all’orizzontale del terreno a monte
γ	peso specifico del terreno a monte
φ'	angolo di attrito interno del terreno da rilevato
$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$	coefficiente di spinta attiva (formula di Coulomb)
ψ	inclinazione del paramento interno
δ	attrito calcestruzzo del paramento verticale-terreno

- **Spinta in fase sismica:** l’azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico. Si terrà conto che l’azione sismica può agire verso l’alto o verso il basso, così da produrre gli effetti più sfavorevoli. Il cuneo di terreno alle spalle del muro si suppone in stato di equilibrio limite attivo.

Noti i valori del coefficiente sismico orizzontale k_h e del coefficiente sismico verticale k_v , le forze inerziali dovute alla massa propria del muro risultano essere pari a:

$$F_H = k_h \cdot W \qquad F_V = \pm 0.5 \cdot F_H$$

con W massa del muro.

Il valore della spinta in fase sismica è dato dalla seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \mp k_v) \cdot K_s \cdot H^2$$

Dove:

β	angolo di inclinazione rispetto all’orizzontale del terreno a monte
γ	peso specifico del terreno a monte
ϕ	angolo di attrito interno del terreno da rilevato
$K_s = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)} \right]^2}$	coefficiente di spinta in fase sismica per stati attivi e per $\beta \leq \phi - \vartheta$ (formula di Mononobe e Okabe)
ψ	inclinazione del paramento interno
δ	attrito calcestruzzo del paramento verticale-terreno
$\vartheta^- = \arctan \frac{k_h}{1 - k_v}; \quad \vartheta^+ = \arctan \frac{k_h}{1 + k_v};$	I valori ϑ^- e ϑ^+ sono stati utilizzati per calcolare il valore di K_s (e quindi della spinta) rispettivamente nel caso di sisma verticale verso il basso e verso l’alto

12.6.2. Capacità portante della fondazione

Per quanto riguarda la verifica della capacità portante del terreno di fondazione si è fatto riferimento alla relazione di Brinch-Hansen (1970) per fondazione nastriforme:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma_{fond} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

In cui:

q_{lim} capacità portante limite

c' coesione terreno di fondazione

φ' angolo di attrito del terreno di fondazione

γ_{fond} peso unità di volume del terreno di fondazione

$q_0 = \gamma' D$ pressione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione

D affondamento della fondazione

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975):

$$N_q = tg^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot tg(\varphi'))} \quad \text{coefficiente di capacità portante}$$

$$N_c = (N_q - 1) / tg(\varphi') \quad \text{coefficiente di capacità portante}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi') \quad \text{coefficiente di capacità portante}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c' \cdot \cot g(\varphi')} \right]^m \quad \text{coefficiente di inclinazione del carico}$$

$$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{(N_q - 1)} \quad \text{coefficiente di inclinazione del carico}$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c' \cdot \cot g \varphi'} \right]^{m+1} \quad \text{coefficiente di inclinazione del carico}$$

per fondazione nastriforme: $m=2$

H carico orizzontale agente;

N carico assiale, comprensivo del peso efficace della fondazione, ovvero del peso alleggerito dall’eventuale sottospinta idraulica.

12.6.3. Verifica di stabilità globale

Le analisi di stabilità del pendio (verifiche di stabilità globale) sono state condotte secondo quanto previsto nelle NTC (D.M. 17/01/2018) sia per la fase statica che per la fase sismica.

Per le analisi è stato utilizzato un foglio di calcolo realizzato tramite il software Excel, applicando i metodi di analisi all’equilibrio limite di Bishop.

La verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, la si suddivide in conci la parte instabile, studiando dapprima l’equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale. Le ipotesi del metodo in questione sono:

- il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un’ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- la resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell’utilizzare tale metodo di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le

proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l’estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L’equilibrio dell’intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia (“Metodo delle strisce”).

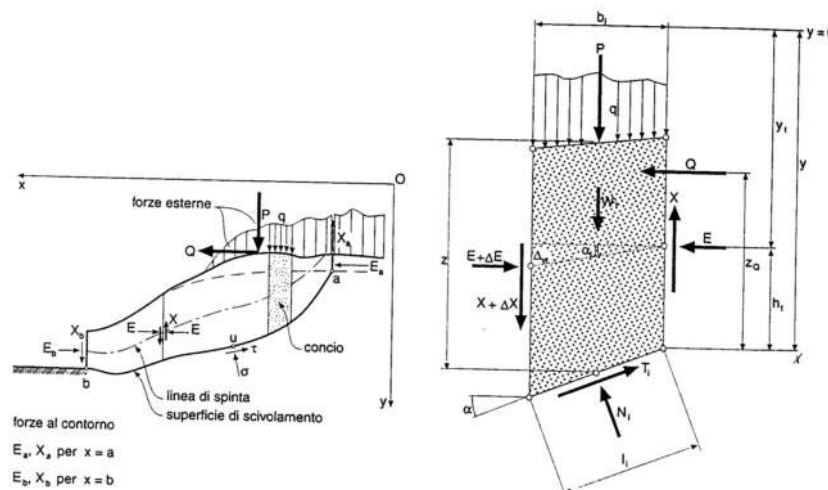


Figura 12.4 - Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l’azione tangenziale alla base T , l’azione normale efficace alla base N , la spinta dell’acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d’interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $(5n-2)$ così composte:

- n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- n-1 valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E)
- n-1 valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $(2n-2)$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a seconda del metodo che si considera; nel presente caso sono state adottate quelle proposte da Bishop.

12.7. Verifiche

Secondo quanto affermato nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018), le verifiche a rottura vengono effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in fase statica che in fase sismica, rispettando la condizione $E_d \leq R_d$, dove:

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;

R_d è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà strutturali con i rispettivi valori di progetto.

Le verifiche sono eseguite con il "metodo dei coefficienti parziali" da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati. Le

caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite “valori caratteristici”.

Coefficienti sulle Azioni

γ_G sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli): $G_d = \gamma_G \cdot G$

γ_Q sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli): $Q_d = \gamma_Q \cdot Q$

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

γ_γ sul peso di volume: $\gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$

γ_ϕ sull’angolo d’attrito (sulla tangente dell’angolo di attrito): $tg\phi_d = \frac{tg\phi}{\gamma_\phi}$

γ_c sulla coesione efficace: $c'_d = \frac{c'}{\gamma_c}$

γ_{cu} sulla coesione non drenata: $\gamma_{cu} = \frac{c_u}{\gamma_{cu}}$

Coefficienti parziali per le Resistenze

$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ variabili a seconda del tipo di fondazione

Nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (17/01/2018) vengono indicati i seguenti coefficienti:

Tabella 14 - Coefficienti parziali sulle azioni (Tab. 6.2.I NTC18)

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_R)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_{G2}

Tabella 15 - Coefficienti parziali sui parametri geotecnici (Tab. 6.2.II NTC18)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

12.7.1. Verifiche SLU

Per i muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite (§6.5.3.1.1 NTC18):

- SLU di tipo geotecnico:
 - Scorrimento sul piano di posa;
 - Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - Ribaltamento;
 - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR):
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;

Le verifiche di tipo STR e GEO, ad esclusione della verifica di stabilità globale, devono essere effettuate secondo l’Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabella 14, Tabella 15 e Tabella 16.

Tabella 16 - Coefficienti parziali per le verifiche dei muri di sostegno (Tab. 6.5.I NTC18)

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Per quanto riguarda invece l’analisi sismica dei muri di sostegno, le verifiche devono essere effettuate ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella Tabella che segue (§ 7.11.6.2.2).

Tabella 17 - Coefficienti parziali per le verifiche agli SLV dei muri di sostegno (Tab. 7.11.III NTC18)

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

I valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale k_h e k_v da utilizzare nelle verifiche sono stati definiti al *Paragrafo 12.5.3*, di cui si riportano di seguito i valori ottenuti per $\beta_m = 0.38$ (SLV):

$$k_h = 0.114;$$

$k_v = \pm 0.057$.

Come anticipato al medesimo paragrafo, nella verifica al ribaltamento il coefficiente riduttivo β_m , in accordo con la NTC18 deve essere incrementato del 50% rispetto al valore precedentemente, così da avere:

$k_h = 0.171$;

$k_v = \pm 0.086$.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8 delle NTC18, secondo l’Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 14 e Tabella 15 per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 18 per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Tabella 18 - Coefficienti per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (Tab. 6.8.I NTC18)

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

La verifica risulta soddisfatta, quindi, se il rapporto tra le forze agenti risulta superiore a 1.1.

In condizioni simiche, invece, si pongono i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici pari all’unità (NTC18 §7.11.1), impiegando un coefficiente parziale sulle resistenze $\gamma_R = 1.2$ (NTC18 §7.11.1). In accordo con la NTC18 §7.11.4, la definizione della componente orizzontale e verticale della forza statica equivalente viene definita adottando un coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito pari a $\beta_s = 0.38$ relative allo SLV.

12.7.2. Verifiche SLE

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell’opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell’opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali. In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell’opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell’interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive (NTC18 §6.5.3.2).

Dal punto di vista strutturale, l’opera di sostegno deve essere verificata agli stati limite di esercizio (SLE) e nel caso specifico nei riguardi di:

- Fessurazione;
- Tensioni di esercizio.

Nello stato limite di apertura delle fessure si distinguono tre valori nominali dell’apertura limite:

- $w_1=0.2$ mm;
- $w_2=0.3$ mm;
- $w_3=0.4$ mm;

Nella tabella seguente sono riportati i criteri di scelta dello stato limit di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientali e e alla sensibilità delle armature:

Tabella 19 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (Tab. 4.1.IV NTC18)

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Nel caso in esame, considerando condizioni ambientali *ordinarie* e utilizzando acciai ordinari appartenenti al gruppo di armature *poco sensibili* si adotterà:

- comb. Frequente $w_k \leq w_3 = 0.4$ mm;
- comb. Frequente $w_k \leq w_3 = 0.4$ mm;

Dove w_k è calcolato come 1,7 volte il prodotto della deformazione media ϵ_{sm} per la distanza media delle fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm}.$$

Nello stato limite di limitazione delle tensioni si valutano le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio alle combinazioni caratteristica e quasi permanente.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ deve rispettare la seguente limitazione:

- Comb. Caratteristica: $\sigma_{c,max} \leq 0.6 f_{ck} = 18$ Mpa ;
- Comb. Quasi-permanente: $\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck} = 13.5$ Mpa.

La massima tensione nell'acciaio $\sigma_{s,max}$ nella combinazione caratteristica deve risultare:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk} = 360$ Mpa ;

12.8. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione γ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati in Tabella 14 e Tabella 15 al *Paragrafo 12.7* della presente relazione e valori dei coefficienti di combinazione $\psi_{0j}=\psi_{1j}=0.7$ e $\psi_{2j}=0.6$ relativi ad aree per il traffico di veicoli con peso $\leq 30\text{kN}$).

12.9. Risultati

Nella tabella che segue si riportano, in forma tabellare, i risultati delle verifiche strutturali dei muri di sostegno di progetto. Si riporta, inoltre, l’armatura presente negli elementi strutturali che compongono le opere e la relativa tensione nelle barre di armatura. La sintesi fa riferimento alle analisi mostrate nel dettaglio ai capitoli che seguono.

Tabella 20 – Caratteristiche geometriche del muro

H	3
B2	0,35
B3	0,3
B4	0
B	1,9
H2	0,5
B1	0,6
Hd	0
Bd	0
H2'	1,3
Zw	assente
eps	0

Tabella 21 - Armatura di progetto

Armatura fondazione	
inferiore (n. barre al ml)	5

inferiore (Ø barre)	16
superiore (n. barre al ml)	5
superiore (Ø barre)	16
$\sigma_{statica}$ (Mpa)	67
$\sigma_{sismica}$ (Mpa)	97

Armatura paramento	
monte (n. barre al ml)	5
monte (Ø barre)	16
valle (n. barre al ml)	5
valle (Ø barre)	16
$\sigma_{statica}$ (Mpa)	85
$\sigma_{sismica}$ (Mpa)	127

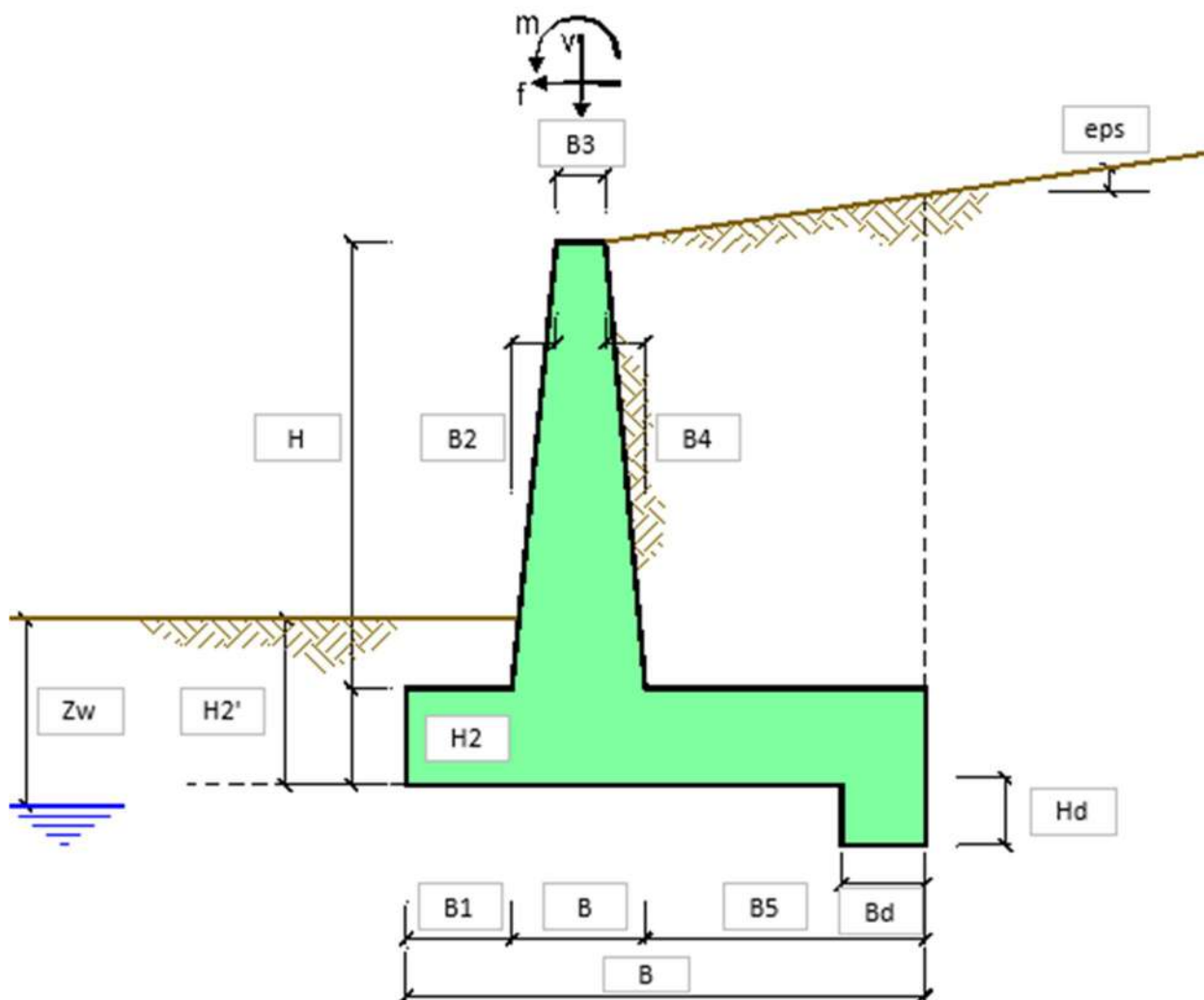
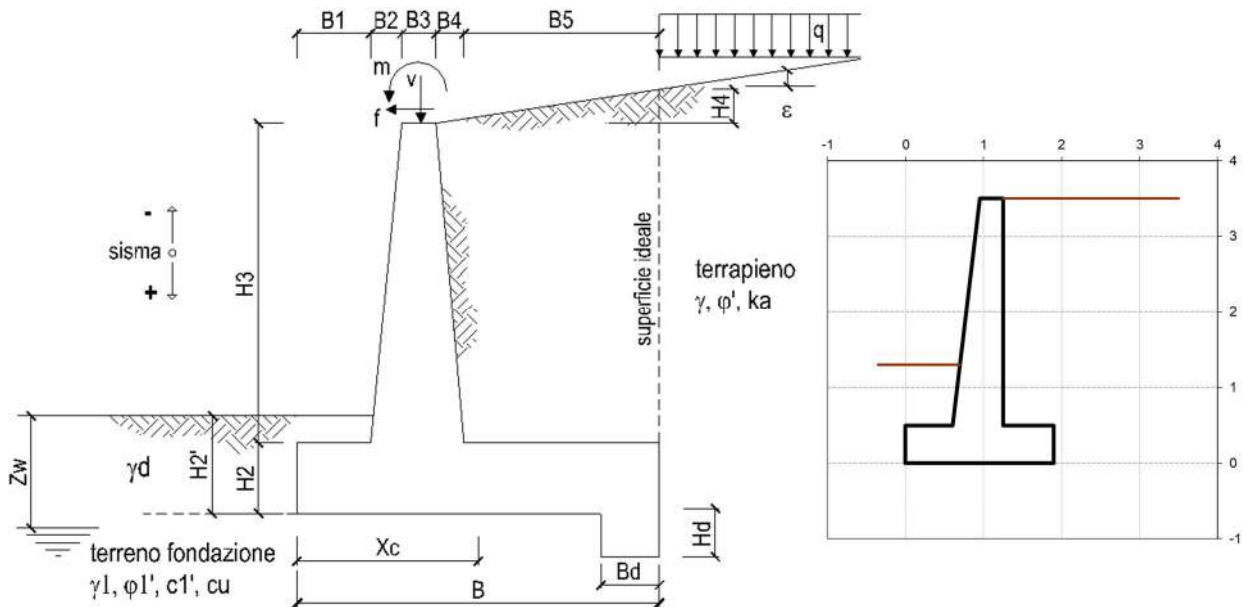


Figura 12.5 – Schematizzazione grandezze di input delle verifiche strutturali e geotecniche

Di seguito si riportano i dettagli dei calcoli eseguiti ai fini delle verifiche strutturali e geotecniche.



OPERA Muro

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3,00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,35	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1,90	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,60	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0,65	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0,95	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25,00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m) 13,13	13,13
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 22,50	22,50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m) 0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 23,75	23,75
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m) 59,38	59,38
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m) 35,10	35,10
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m) 0,00	0,00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m) 0,00	0,00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 13,00	19,50
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m) 48,10	54,60
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 13	19,5
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 13	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO
- Muro (Mm)			
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m) 10,94	10,94
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	(kNm/m) 24,75	24,75
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m) 0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m) 22,56	22,56
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m) 0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m) 58,25	58,25
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	(kNm/m) 55,28	55,28
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	(kNm/m) 0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kNm/m) 0,00	0,00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m) 20,48	30,71
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m) 75,76	86,00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m) 20,475	30,7125
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m) 20,475	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	6,79
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	3,40

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	6,24
Ptsv =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	3,12

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$k_h \cdot P_m \cdot 1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	2,25
MPs2 h=	$k_h \cdot P_m \cdot 2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	5,15
MPs3 h=	$k_h \cdot P_m \cdot 3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 h=	$k_h \cdot P_m \cdot 4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	0,68
MPs5 h=	$-k_h \cdot P_m \cdot 5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	8,08

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$k_v \cdot P_m \cdot 1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0,63
MPs2 v=	$k_v \cdot P_m \cdot 2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	1,42
MPs3 v=	$k_v \cdot P_m \cdot 3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 v=	$k_v \cdot P_m \cdot 4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	1,29
MPs5 v=	$k_v \cdot P_m \cdot 5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	3,33

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$k_h \cdot P_t \cdot 1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	8,03
MPts2 h=	$k_h \cdot P_t \cdot 2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 h=	$k_h \cdot P_t \cdot 3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	8,03

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$k_v \cdot P_t \cdot 1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	3,16
MPts2 v=	$k_v \cdot P_t \cdot 2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 v=	$k_v \cdot P_t \cdot 3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	3,16

12.9.1. Verifiche SLU-GEO

12.9.1.1. Verifica a Scorrimento, Ribaltamento e Carico Limite

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 26,95	35,03
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 17,11	25,66
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 17,11	25,66

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 24,74	32,17
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 15,71	23,56
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 15,71	23,56

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 10,67	13,87
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 6,78	10,16
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 6,78	10,16

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d$	(kN/m) 0,00	0,00
------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 28,87	37,53
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 20,28	26,36
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 27,49	41,24
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 27,49	41,24
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 12,88	19,31
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 12,88	19,31
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 0,00	0,00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0,00	0,00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (A1+M1+R3)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$	148,18	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$	79,29	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg} \phi_1'$	0,87	(-)		
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1,62	>	1,1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (A1+M1+R3)

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	124,70	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	55,01	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	Ms / Mr	2,27	>	1,15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (A1+M1+R3)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [▲]	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{ Sovr acc})$	148,18	148,18	167,68	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	79,29	79,29	79,29	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$	89,23	89,23	119,94	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$	51,54	51,54	39,35	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	15,00		(kPa)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	41,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21,45		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,35	0,23	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1,20	1,43	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) e^{(\pi \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	73,90		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	83,86		(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1) * \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	130,21		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \text{cotg}(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,28	0,35	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,27	0,27	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \text{cotg}(\varphi)))^{m+1}$		0,15	0,16	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	1005,13	1119,61	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	---------	---------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	8,17	>	1,4
		N_{max}	9,55	>	

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	26,95	26,95
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1\ stat$	(kN/m)	9,40	9,40
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	21,83	21,83
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	21,83	21,83

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1\ stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	24,74	24,74
Sst1h sism = $Sst1\ sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	8,63	8,63
Ssq1h perm = $Ssq1\ perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	20,04	20,04
Ssq1h acc = $Ssq1\ acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	20,04	20,04

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1\ stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	10,67	10,67
Sst1v sism = $Sst1\ sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3,72	3,72
Ssq1v perm = $Ssq1\ perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	8,65	8,65
Ssq1v acc = $Ssq1\ acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	8,65	8,65

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = $Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	28,87	28,87
MSst1 sism = $Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	10,07	10,07
MSst2 stat = $Sst1v\ stat \cdot B$	(kNm/m)	20,28	20,28
MSst2 sism = $Sst1v\ sism \cdot B$	(kNm/m)	7,07	7,07
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	70,15	70,15
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	32,85	32,85
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)		0,00
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0,00
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	145,68	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	86,49	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
$f = \operatorname{tg}\phi_1'$	0,87	(-)	
$F_s = (N \cdot f + S_p) / T$	1,46	>	1,00

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N_{min}	N_{max}	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	145,68	158,68	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	86,49		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	75,52	95,99	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	62,88	54,75	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c_1'	coesione terreno di fondaz.	15,00	(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	41,00	(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18,50	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21,45	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,43	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1,04	(m)

I valori di N_c , N_q e N_g sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	73,90		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	83,86		(-)
$N_g = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	130,21		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0,22	0,27	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,21	0,26	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi')))^{m+1}$		0,10	0,11	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	748,55	913,02	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	5,33	>	1,2
		Nmax	6,96	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica -			
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	26,95
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}$	(kN/m)	6,44
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	22,48
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	22,48
- Componente orizzontale condizione sismica -			
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	24,74
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5,91
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	20,64
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	20,64
- Componente verticale condizione sismica -			
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	10,67
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2,55
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	8,91
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	8,91
- Spinta passiva sul dente			
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica -			
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	28,87
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	6,90
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	20,28
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	4,85
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	72,26
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	33,84
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m_s$	(kNm/m)	0,00
Mfext2 =	$(f_p + f_s) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0,00
Mfext3 =	$(v_p + v_s) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	131,99	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	84,98	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
$f = \operatorname{tg}\phi_1'$	0,87	(-)	
$F_s = (N \cdot f + S_p) / T$	1,35	>	1,00

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N_{min}	N_{max}	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	131,99	144,99	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	84,98		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	62,35	82,83	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	63,04	54,92	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c_1'	coesione terreno di fondaz.	15,00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	41,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	21,45		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,48	0,38	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0,94	1,14	(m)

I valori di N_c , N_q e N_g sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	73,90		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	83,86		(-)
$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	130,21		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,18	0,23	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,17	0,22	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^{m+1}$		0,08	0,09	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	592,68	769,99	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	4,24	>	1,2
		N_{max}	6,07	>	

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

STR/GEO

Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	26,95
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1\ stat$	(kN/m)	14,84
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	24,43
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	24,43

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1\ stat \cdot \cos\delta$	(kN/m)	24,74
Sst1h sism = $Sst1\ sism \cdot \cos\delta$	(kN/m)	13,63
Ssq1h perm = $Ssq1\ perm \cdot \cos\delta$	(kN/m)	22,44
Ssq1h acc = $Ssq1\ acc \cdot \cos\delta$	(kN/m)	22,44

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1\ stat \cdot \sin\delta$	(kN/m)	10,67
Sst1v sism = $Sst1\ sism \cdot \sin\delta$	(kN/m)	5,88
Ssq1v perm = $Ssq1\ perm \cdot \sin\delta$	(kN/m)	9,68
Ssq1v acc = $Ssq1\ acc \cdot \sin\delta$	(kN/m)	9,68

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0,00
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

STR/GEO

MSst1 stat = $Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	28,87
MSst1 sism = $Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	15,90
MSst2 stat = $Sst1v\ stat \cdot B$	(kNm/m)	20,28
MSst2 sism = $Sst1v\ sism \cdot B$	(kNm/m)	11,17
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	78,53
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	36,78
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+/3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd^2/2$	(kNm/m)	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)	0,00
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0,00
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,00

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 144,25 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts \quad 69,49 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad 2,1 \quad > \quad 1,00$$

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

STR/GEO

Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	26,95
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	8,24
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	24,43
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	24,43

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	24,74
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7,56
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	22,44
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	22,44

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	10,67
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3,26
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	9,68
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	9,68

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^- + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps}^- \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0,00
------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

STR/GEO

MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	28,87
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	8,82
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	20,28
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	6,20
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	78,53
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	36,78
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + ms$	(kNm/m)	0,00
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0,00
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0,00

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 144,25 \text{ (kNm/m)}$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts \quad 86,86 \text{ (kNm/m)}$$

$$Fr = Ms / Mr \quad 1,66 > 1,00$$

Le verifiche risultano soddisfatte ai sensi delle NTC18 in quanto:

Tabella 22 – Esito delle verifiche

FS_statico	
Scorrimento	1,65 ≥ 1,10
Ribaltamento	2,39 ≥ 1,15
Carico limite	8,17 ≥ 1,4

FS_sismico	
Scorrimento	1,35 ≥ 1,00
Ribaltamento	1,66 ≥ 1,00
Carico limite	4,24 ≥ 1,2

12.9.1.1. Verifiche di stabilità globale

Di seguito si riportano le verifiche di stabilità globale per il Muro.

A favore di sicurezza, in questa verifica si trascura la presenza di materiale di riporto.

- CONDIZIONI STATICHE:

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	16,5	20,46	0	Terreno di riporto
materiale 2	18,5	34,82	12	Conglomerati

In questa condizione il carico accidentale di 20 kPa viene fattorizzato mediante il coefficiente parziale relativo alla combinazione A2+M2+R2, $\gamma_Q=1.3$:

Sovraccarichi

sovraccarico 1

x_{in}	q_{in}	x_{fin}	q_{fin}
101,35	26	107	26

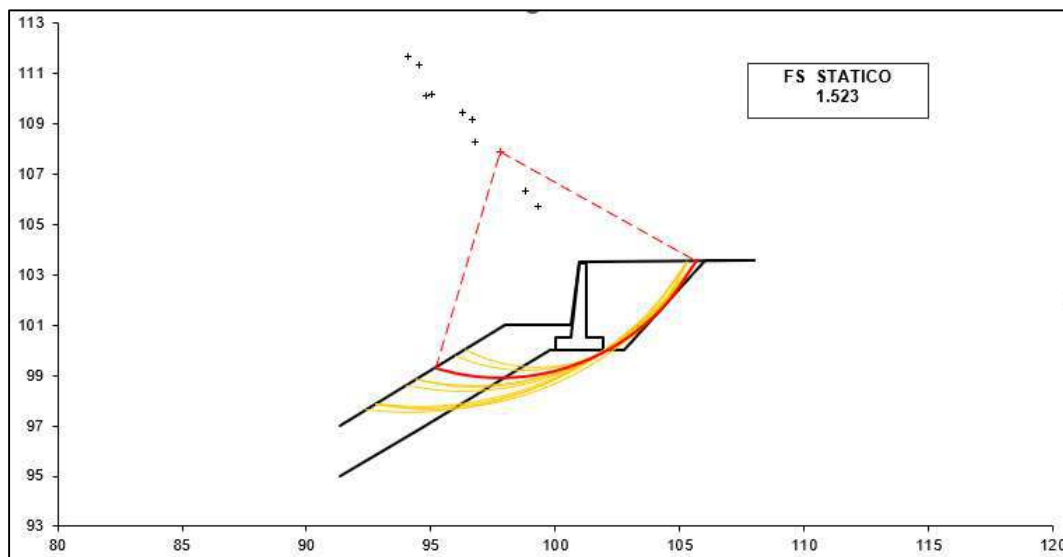


Figura 12.6 – Verifica di stabilità globale (FS statico)

• CONDIZIONI SISMICHE:

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	16,5	25,00	0	Terreno di riporto
materiale 2	18,5	41,00	15	Conglomerati

In questa condizione il carico accidentale di 20 kPa viene fattorizzato mediante il coefficiente parziale pari all’unità:

Sovraccarichi

	X_{in}	q_{in}	X_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	101,35	20	107	20	100%

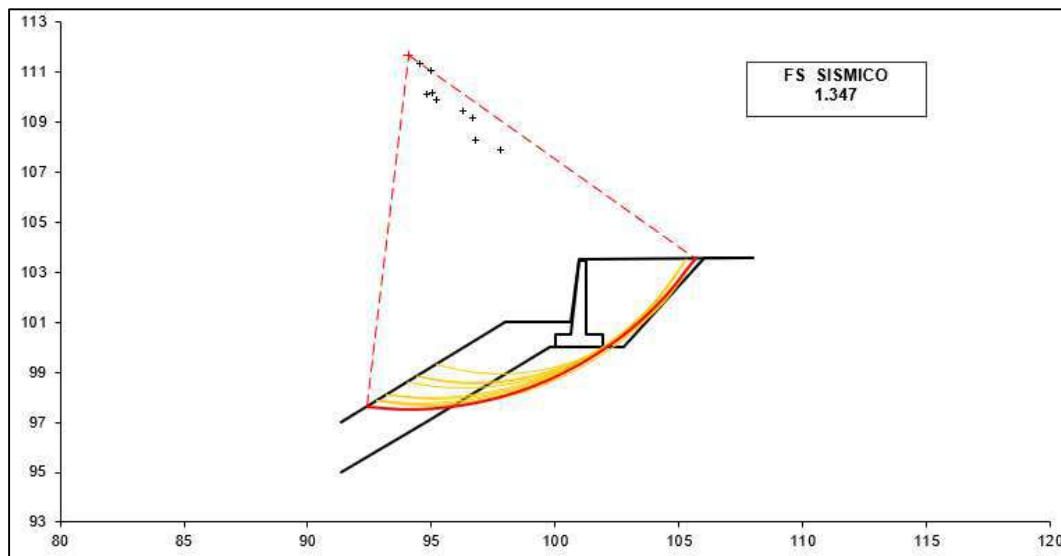


Figura 12.7 – Verifica di stabilità globale (FS sismico+)

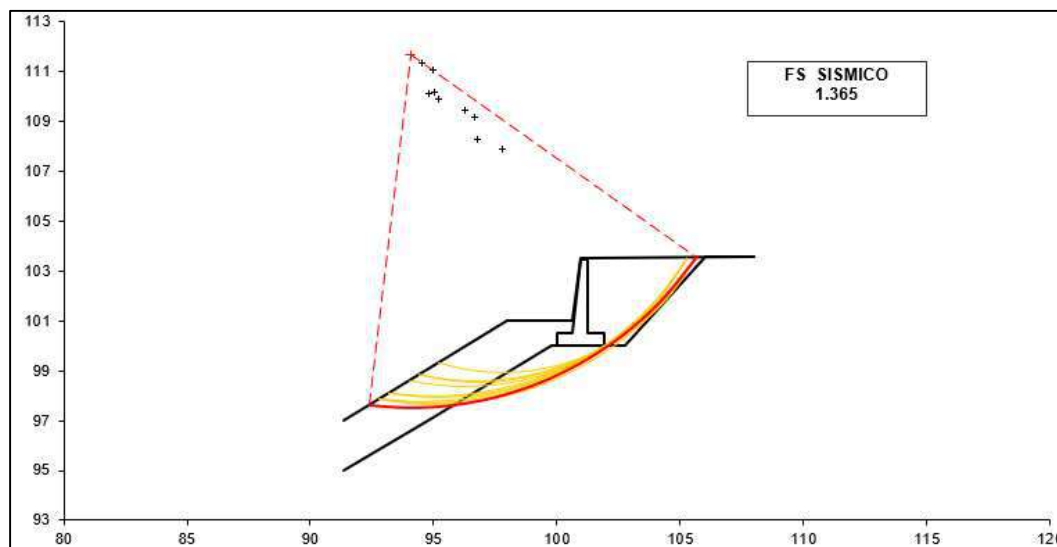


Figura 12.8 - Verifica di stabilità globale (FS sismico-)

La verifica risulta soddisfatta ai sensi delle NTC18, in quanto:

- $FS_{min} = 1.52 \geq 1.1$ (condizione statica);
- $FS_{min} = 1.34 \geq 1.2$ (condizione sismica).

12.9.2. Verifiche SLU/SLV-STR

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

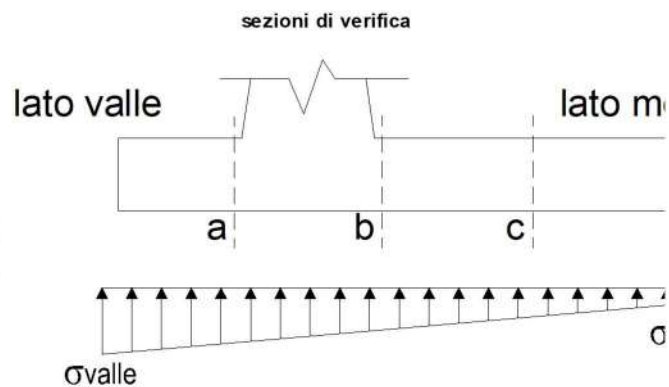
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 1,90 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,60 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	148,18	51,54	164,04	0,00
	167,68	39,35	153,65	22,85
sisma+	145,68	62,88	187,35	0,00
	158,68	54,75	174,87	0,00
sisma-	131,99	63,04	186,27	0,00
	144,99	54,92	169,21	0,00



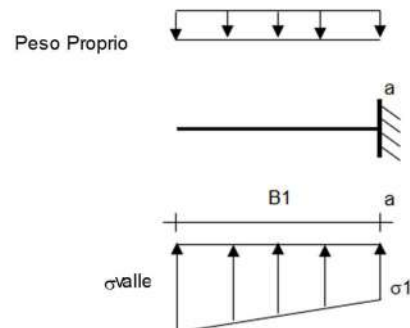
Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 12,50 \quad (kN/m)$$

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	164,04	109,56	24,01	74,58
	153,65	112,35	22,93	72,30
sisma+	187,35	115,07	27,01	97,25
	174,87	117,05	25,76	91,21
sisma-	186,27	107,41	26,68	95,95
	169,21	109,97	24,65	87,67



Mensola Lato Monte

PP = 12,50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

		Nmin	N max stat	N max sism	
pm	=	84,00	114,00	104,00	(kN/m ²)
pvb	=	84,00	114,00	104,00	(kN/m ²)
pvc	=	84,00	114,00	104,00	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) * (1 \pm kv)) * B5^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) * B5^2 / 6 - (pm - p_{vb}) * (1 \pm kv) * B5^2 / 3 +$$

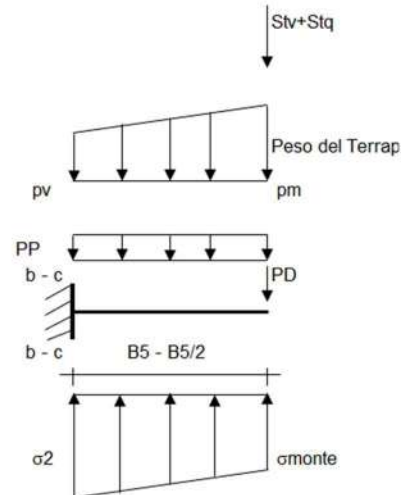
$$- (Stv + Sqv) * B5 - PD * (1 \pm kv) * (B5 - Bd / 2) - PD * kh * (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp * H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) * (1 \pm kv)) * (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) * (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) * (1 \pm kv) * (B5 / 2)^2 / 3 +$$

$$- (Stv + Sqv) * (B5 / 2) - PD * (1 \pm kv) * (B5 / 2 - Bd / 2) - PD * kh * (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp * H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) * (1 \pm kv)) * B5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) * B5 / 2 - (pm - p_{vb}) * (1 \pm kv) * B5 / 2 - (Stv + Sqv) - PD * (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) * (1 \pm kv)) * (B5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) * (B5 / 2) / 2 - (pm - p_{vc}) * (1 \pm kv) * (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) - PD * (1 \pm kv)$$



caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	Vb [kN]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]	Vc [kN]
statico	0,00	50,54	-40,01	-82,86	21,03	-16,02	-63,13
	22,85	67,60	-40,98	-87,03	45,22	-16,20	-64,25
sisma+	0,00	36,76	-41,58	-92,39	0,00	-15,69	-64,84
	0,00	54,42	-43,72	-96,37	23,11	-16,58	-68,94
sisma-	0,00	21,97	-39,29	-88,34	0,00	-14,89	-60,60
	0,00	45,79	-41,73	-91,81	13,70	-15,84	-65,78

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t \text{ stat} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} * \gamma * (1 \pm kv) * h^2 * h / 3$$

$$M_t \text{ sism} = \frac{1}{2} * \gamma * (K_{a_{orizz}} * (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) * h^2 * h / 2 \quad \text{o} * h / 3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} * q * h^2$$

$$M_{ext} = m + f * h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i * b_i * kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i * (1 \pm kv)$$

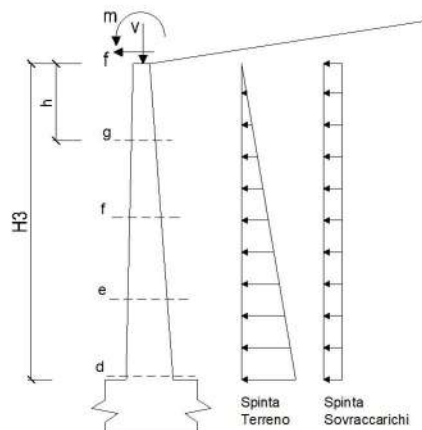
$$V_t \text{ stat} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} * \gamma * (1 \pm kv) * h^2$$

$$V_t \text{ sism} = \frac{1}{2} * \gamma * (K_{a_{orizz}} * (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) * h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz}} * q * h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P m_i * kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,00	23,63	60,59	0,00	84,23	0,00	35,63	35,63
e-e	2,25	9,97	34,08	0,00	44,05	0,00	24,26	24,26
f-f	1,50	2,95	15,15	0,00	18,10	0,00	14,53	14,53
g-g	0,75	0,37	3,79	0,00	4,16	0,00	6,45	6,45

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,00	23,63	40,40	0,00	64,03
e-e	2,25	13,29	30,30	0,00	43,59
f-f	1,50	5,91	20,20	0,00	26,11
g-g	0,75	1,48	10,10	0,00	11,58

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,00	18,18	6,90	51,54	0,00	5,36	81,98	0,00	37,66	37,66
e-e	2,25	7,67	2,91	28,99	0,00	2,80	42,37	0,00	25,64	25,64
f-f	1,50	2,27	0,86	12,88	0,00	1,15	17,17	0,00	15,36	15,36
g-g	0,75	0,28	0,11	3,22	0,00	0,26	3,88	0,00	6,81	6,81

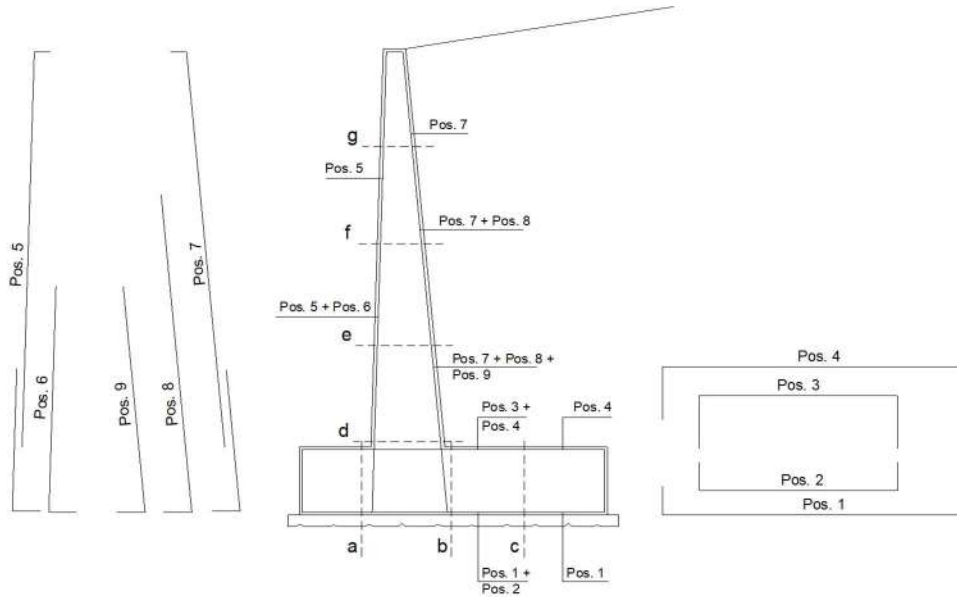
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,00	18,18	6,90	34,36	0,00	4,07	63,51
e-e	2,25	10,23	3,88	25,77	0,00	2,77	42,65
f-f	1,50	4,54	1,73	17,18	0,00	1,66	25,11
g-g	0,75	1,14	0,43	8,59	0,00	0,74	10,89

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,00	18,18	4,73	53,09	0,00	5,36	81,36	0,00	33,59	33,59
e-e	2,25	7,67	2,00	29,86	0,00	2,80	42,33	0,00	22,87	22,87
f-f	1,50	2,27	0,59	13,27	0,00	1,15	17,29	0,00	13,70	13,70
g-g	0,75	0,28	0,07	3,32	0,00	0,26	3,94	0,00	6,08	6,08

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,00	18,18	4,73	35,39	0,00	4,07	62,38
e-e	2,25	10,23	2,66	26,54	0,00	2,77	42,20
f-f	1,50	4,54	1,18	17,70	0,00	1,66	25,09
g-g	0,75	1,14	0,30	8,85	0,00	0,74	11,02

SCHEMA DELLE ARMATURE

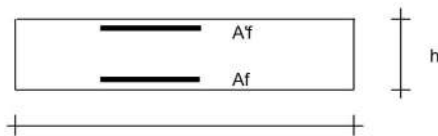


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	16		5	5,0	16	
2			<input type="checkbox"/>	6			<input type="checkbox"/>
3			<input type="checkbox"/>	7	5,0	16	
4	5,0	16		8			<input type="checkbox"/>
				9			<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	27,01	0,00	0,50	10,05	10,05	175,94
b - b	-43,72	0,00	0,50	10,05	10,05	175,94
c - c	-16,58	0,00	0,50	10,05	10,05	175,94
d - d	84,23	35,63	0,65	10,05	10,05	245,20
e - e	44,05	24,26	0,56	10,05	10,05	206,45
f - f	18,10	14,53	0,48	10,05	10,05	169,02
g - g	4,16	6,45	0,39	10,05	10,05	132,69

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Le verifiche a pressoflessione sono effettuate calcolando il momento ultimo della sezione, considerando costante lo sforzo normale e verificando la condizione:

$$M_{Rd} = M_u(N_{Ed}) \geq M_{Ed} .$$

Sez.	V_{Ed}	h	V_{rd}	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V_{Rsd}	V_{Rcd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	(kN)
a - a	97,25	0,50	188,50	0	0	0	21,8	0,00	1213,45
b - b	96,37	0,50	188,50	0	0	0	21,8	0,00	1213,45
c - c	68,94	0,50	188,50	0	0	0	21,8	0,00	1213,45
d - d	64,03	0,65	235,63	0	0	0	21,8	0,00	1609,14
e - e	43,59	0,56	209,66	0	0	0	21,8	0,00	1378,32
f - f	26,11	0,48	183,27	0	0	0	21,8	0,00	1147,50
g - g	11,58	0,39	156,23	0	0	0	21,8	0,00	916,68

La verifica a taglio viene effettuata sulla sezione priva di armatura a taglio, confrontando il taglio agente V_{Ed} con la resistenza a taglio della sezione V_{Rd}.

Per gli elementi provvisti di armatura a taglio deve essere soddisfatta tale condizione:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \geq V_{Ed}$$

Dove:

- V_{Rsd}=resistenza a taglio trazione in riferimento all’armatura trasversale (4.1.28 NTC18)
- V_{Rcd} = resistenza a taglio compressione in riferimento calcestruzzo d’anima (4.1.29 NTC18)

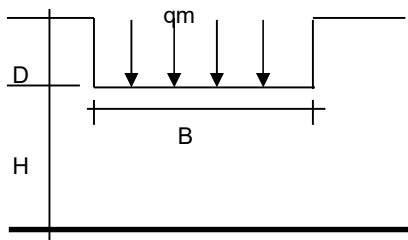
In fase di calcolo, a favore di sicurezza, si considera la sezione priva di armatura a taglio.

La verifica è soddisfatta ai sensi dell NTC18.

12.9.3. Verifiche SLE

Al fine di verificare che gli spostamenti dell’opera di sostegno e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità dell’opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, viene analizzato il cedimento della fondazione mediante la formula Christian e Carrier.

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	129,67	(kN/m)
M	22,61	(kNm/m)
e=M/N	0,17	(m)
B*	1,55	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1,30	(m)
D/B*	0,84	(m)
Hs/B*	2,45	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 95,52 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0,925 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0,75 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 0,45 \quad (\text{mm})$$

Il cedimento risulta essere accettabile in virtù del valore estramente piccolo ottenuto in relazione (0.5 mm) al modulo elastico di 230 MPa relativo allo strato di conglomerati costituente il piano di fondazione del muro.

12.9.3.1. SLE – fessurazione

Si riportano di seguito i valori caratteristici dell’apertura delle fessure w_k , calcolati secondo le relazioni espressa al Paragrafo 12.7.2 e i valori nominali ammissibili per la combinazione *frequente* e *quasi permanente*:

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ^C	σ^S	w_k	w_{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	15,38	0,00	0,50	10,05	10,05	0,66	36,61	0,048	0,400
b - b	-24,81	0,00	0,50	10,05	10,05	1,07	59,09	0,078	0,400
c - c	-9,98	0,00	0,50	10,05	10,05	0,43	23,76	0,031	0,400
d - d	52,51	35,63	0,65	10,05	10,05	1,46	76,01	0,100	0,400
e - e	26,98	24,26	0,56	10,05	10,05	0,96	44,68	0,059	0,400
f - f	10,86	14,53	0,48	10,05	10,05	0,52	20,56	0,027	0,400
g - g	2,43	6,45	0,39	10,05	10,05	0,17	4,78	0,005	0,400

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ^C	σ^S	w_k	w_{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	14,81	0,00	0,50	10,05	10,05	0,64	35,27	0,046	0,300
b - b	-23,82	0,00	0,50	10,05	10,05	1,02	56,72	0,075	0,300
c - c	-9,61	0,00	0,50	10,05	10,05	0,41	22,88	0,030	0,300
d - d	50,49	35,63	0,65	10,05	10,05	1,40	72,46	0,095	0,300
e - e	25,85	24,26	0,56	10,05	10,05	0,92	42,32	0,056	0,300
f - f	10,35	14,53	0,48	10,05	10,05	0,50	19,29	0,025	0,300
g - g	2,30	6,45	0,39	10,05	10,05	0,16	4,39	0,005	0,300

Poiché w_k risulta inferiore al relativo valore ammissibile per la combinazione analizzata, la verifica risulta soddisfatta ai sensi delle NTC18.

18.4.1.4 SLE – Tensioni

Si riportano di seguito i valori delle tensioni calcolate alla combinazione *caratteristica* e *quasi permanente*:

Sez.	condizione Caratteristica						
	M	N	h	Af	A'f	σ^c	σ^s
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	17,97	0,00	0,50	10,05	10,05	0,74	41,90
b - b	-28,84	0,00	0,50	10,05	10,05	1,19	67,24
c - c	-11,39	0,00	0,50	10,05	10,05	0,47	26,56
d - d	58,57	35,63	0,65	10,05	10,05	1,58	85,27
e - e	30,39	24,26	0,56	10,05	10,05	1,05	50,74
f - f	12,37	14,53	0,48	10,05	10,05	0,57	23,79
g - g	2,81	6,45	0,39	10,05	10,05	0,19	5,80

Sez.	condizione Quasi Permanente						
	M	N	h	Af	A'f	σ^c	σ^s
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	14,81	0,00	0,50	10,05	10,05	0,64	35,27
b - b	-23,82	0,00	0,50	10,05	10,05	1,02	56,72
c - c	-9,61	0,00	0,50	10,05	10,05	0,41	22,88
d - d	50,49	35,63	0,65	10,05	10,05	1,40	72,46
e - e	25,85	24,26	0,56	10,05	10,05	0,92	42,32
f - f	10,35	14,53	0,48	10,05	10,05	0,50	19,29
g - g	2,30	6,45	0,39	10,05	10,05	0,16	4,39

Poiché le tensioni massime risultano minori delle limitazioni imposte:

- Comb. Caratteristica: $\sigma_{c,max} = 1.58 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{ck} = 18 \text{ Mpa}$;
- Comb. Quasi-permanente: $\sigma_{c,max} = 1.40 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 13.5 \text{ Mpa}$;
- Comb. Caratteristica: $\sigma_{s,max} = 85.27 \text{ MPa} \leq 0.8 f_{yk} = 360 \text{ Mpa}$;

le verifiche risultano soddisfatte ai sensi delle NTC18.

12.10. Riepilogo

La sezione in analisi è stata verificata considerando l'armatura di seguito riepilogata, con un copriferro netto pari a 40 mm:

Armatura fondazione	
inferiore (n. barre al ml)	5
inferiore (Ø barre)	16
superiore (n. barre al ml)	5
superiore (Ø barre)	16

Armatura paramento	
monte (n. barre al ml)	5
monte (Ø barre)	16
valle (n. barre al ml)	5
valle (Ø barre)	16

Pur non essendo presa in analisi nei calcoli, si prevede comunque un’armatura longitudinale di diametro Ø16 e passo 20 cm disposta simmetricamente lungo il piedritto e la fondazione del muro. Di seguito si riporta il calcolo dell’incidenza dell’acciaio nel calcestruzzo per la sezione del muro di sostegno, distinguendo successivamente l’incidenza per il piedritto e la fondazione. L’incidenza calcolata viene, infine, incrementata al fine di considerare le sovrapposizioni delle barre di armature non prese in analisi nel calcolo:

Muro	
V tot (mc/m)	2,6
P acciaio tot (kg)	194,92
Incidenza (kg/mc)	74,971
Incidenza incrementata(kg/mc)	112
Fondazione	
Volume concio (mc/m)	0,95
Volume totale acciaio (mc/m)	0,009
Peso totale acciaio (kg)	70,867
Incidenza (kg/mc)	74,6
Incidenza incrementata (kg/mc)	112
Piedritto	

Volume concio (mc/m)	1,65
Volume totale acciaio (mc/m)	0,016
Peso totale acciaio (kg)	124,057
Incidenza (kg/mc)	75,2
Incidenza incrementata (kg/mc)	113

13. OPERE PROVVISORIALI MANUFATTO DI PARTENZA DELL'ACQUEDOTTO (M6)

Il seguente capitolo ha come oggetto il Progetto Definitivo delle opere provvisorie in corrispondenza del manufatto M6 relativo al Nuovo Tronco Superiore dell'Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano).

L'area di studio della nuova opera rientra nell'ambito del territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Cittaducale.

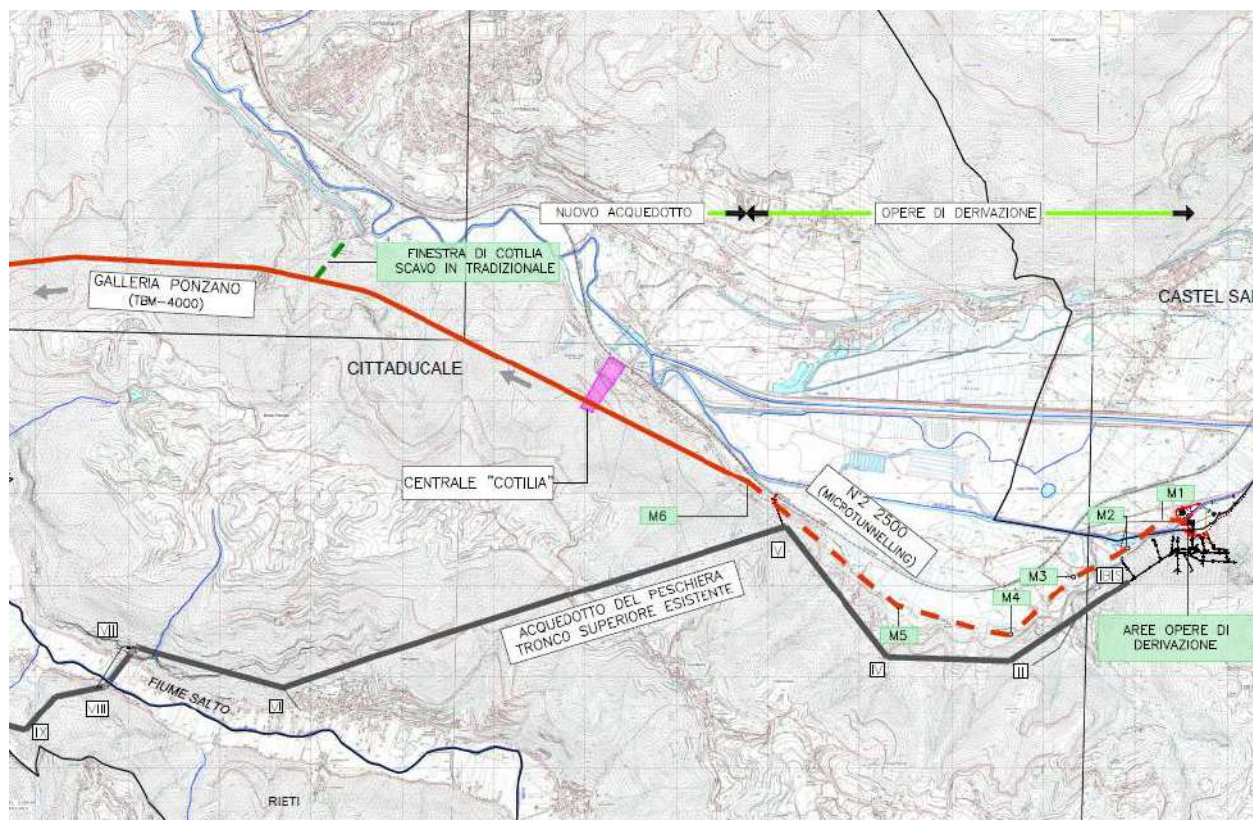


Figura 13.1 – Ubicazione del Manufatto M6 – vista planimetrica

13.1. Software di calcolo

- ParatiePlus ver. 21.1 della Harpaceas per l’analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno;
- RC-SEC V.2018.10.0.774 della Geostru - Licenza n° HJW8Q-EWEA3-PF2LE-6DWDC - per la verifica di sezioni di calcetsruzzo armato;
- SAP 2000 Advanced versione 23.1.0 della CSI per l’analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale:



Figura 13.2: Licenza SAP2000

13.2. Descrizione degli interventi

Al fine di sostenere lo scavo necessario per realizzare il manufatto M6 si prevede la realizzazione di un’opera provvisoria di sostegno costituita da una paratia di pali $\phi 800$ lato arrivo del microtunneling e una paratia di pali $\phi 600$ lato partenza acquedotto. Per il calcolo e il dimensionamento di tali opere si è fatto riferimento a due sezioni rappresentative, Figura 3.3, che nel seguito vengono descritte.

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo viene incrementata di 0.50 m. Nella tabella seguente vengono riassunte le altezze di scavo considerate nei modelli di calcolo:

Sezione	Profondità di scavo da p.c.	Spessore magrone	Incremento (NTC 2018)	Scavo massimo di modello
	m	m	m	m
A-A	14.6	0.15	0.50	15.25
B-B	9.85	0.15	0.50	10.50

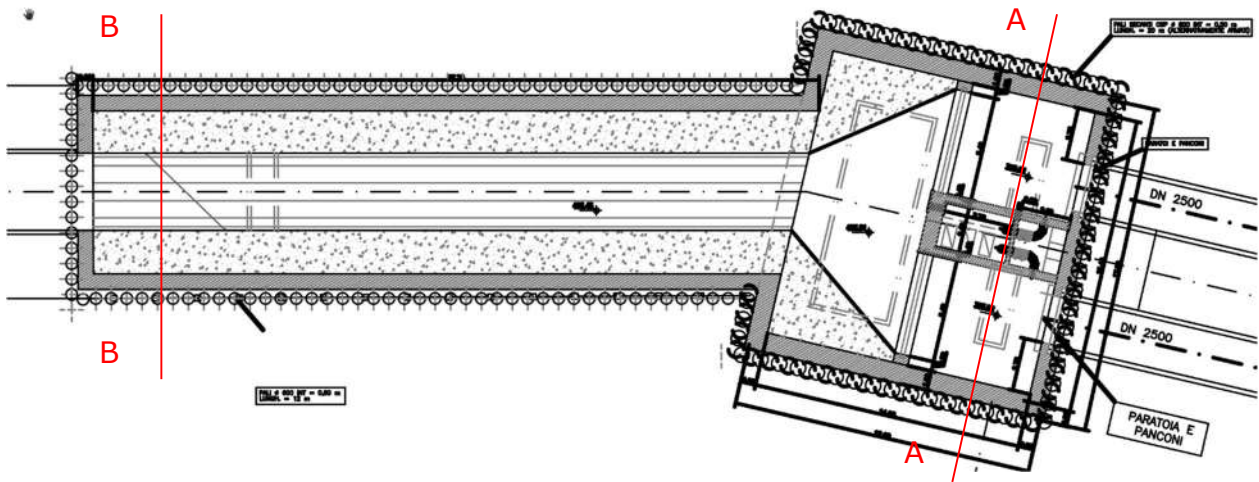


Figura 13.3 – Posizione delle sezioni di calcolo delle opere provvisorie

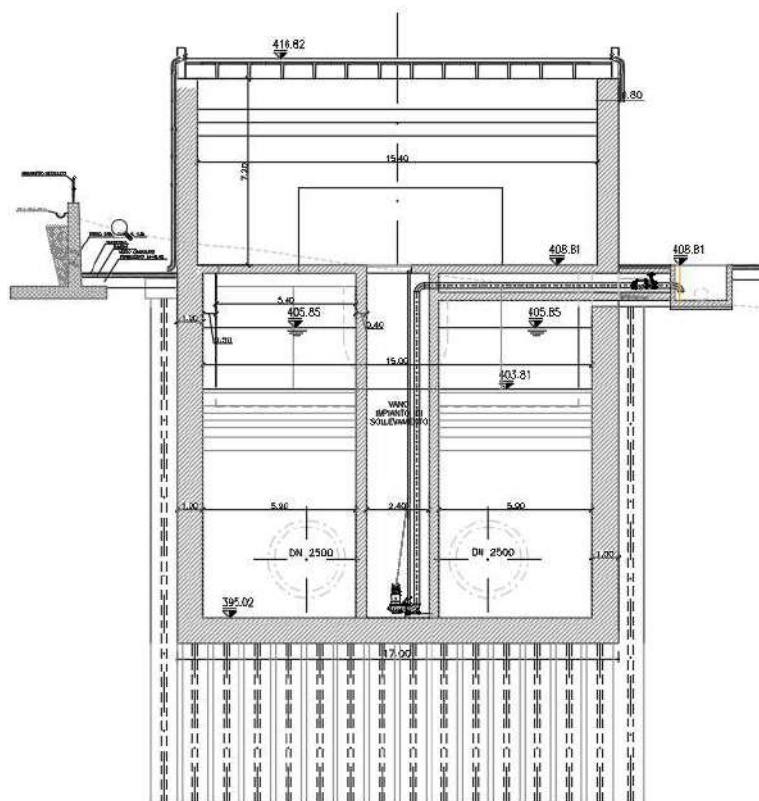


Figura 13.4 – Sezione trasversale A-A

13.2.1. Sezione A-A

In corrispondenza dell’impianto di sollevamento, sezione A-A, si realizza una paratia di pali compenetrati di diametro 800 mm, con interasse longitudinale 500mm, e lunghezza totale 23m. La sequenza di costruzione di pali secanti con il sistema CSP (Cased Secant Piles), prevede l’esecuzione di pali primari e secondari, in cui solo questi ultimi vengono armati. Alla luce di questo, per raggiungere la profondità di scavo di progetto pari a 14.60 m da piano campagna, viene realizzato un sistema di puntonamento formato da travi perimetrali HEM600 e puntoni interni d’angolo HEM500. Tale sistema verrà realizzato interamente sopra la falda freatica. Successivamente, si prosegue lo scavo sotto falda e il getto della soletta di fondazione in subacqueo di spessore pari ad 1.00m. La soletta di fondazione si conetterà ai pali della paratia per mezzo di connettori a taglio, da inghisare sia nella soletta sia nella paratia. Le fasi di scavo vengono concluse con l’aggottamento totale dell’acqua dallo scavo (per la verifica di sollevamento si rimanda al capitolo 4.8.4.1). Per maggiori dettagli riguardo al dimensionamento dei puntoni si veda il Cap. 3.7.2.

13.2.2. Sezione B-B

Lato sbocco galleria Ponzano, sarà realizzata una paratia di pali $\Phi 600$ interasse 80 cm e lunghezza 16m che prevede un ordine di tiranti a -4.00m da piano campagna. Tale opera di sostegno è posta a quote superiori rispetto alla paratia di pali $\phi 800$.

13.3. Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio S1(2) e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.

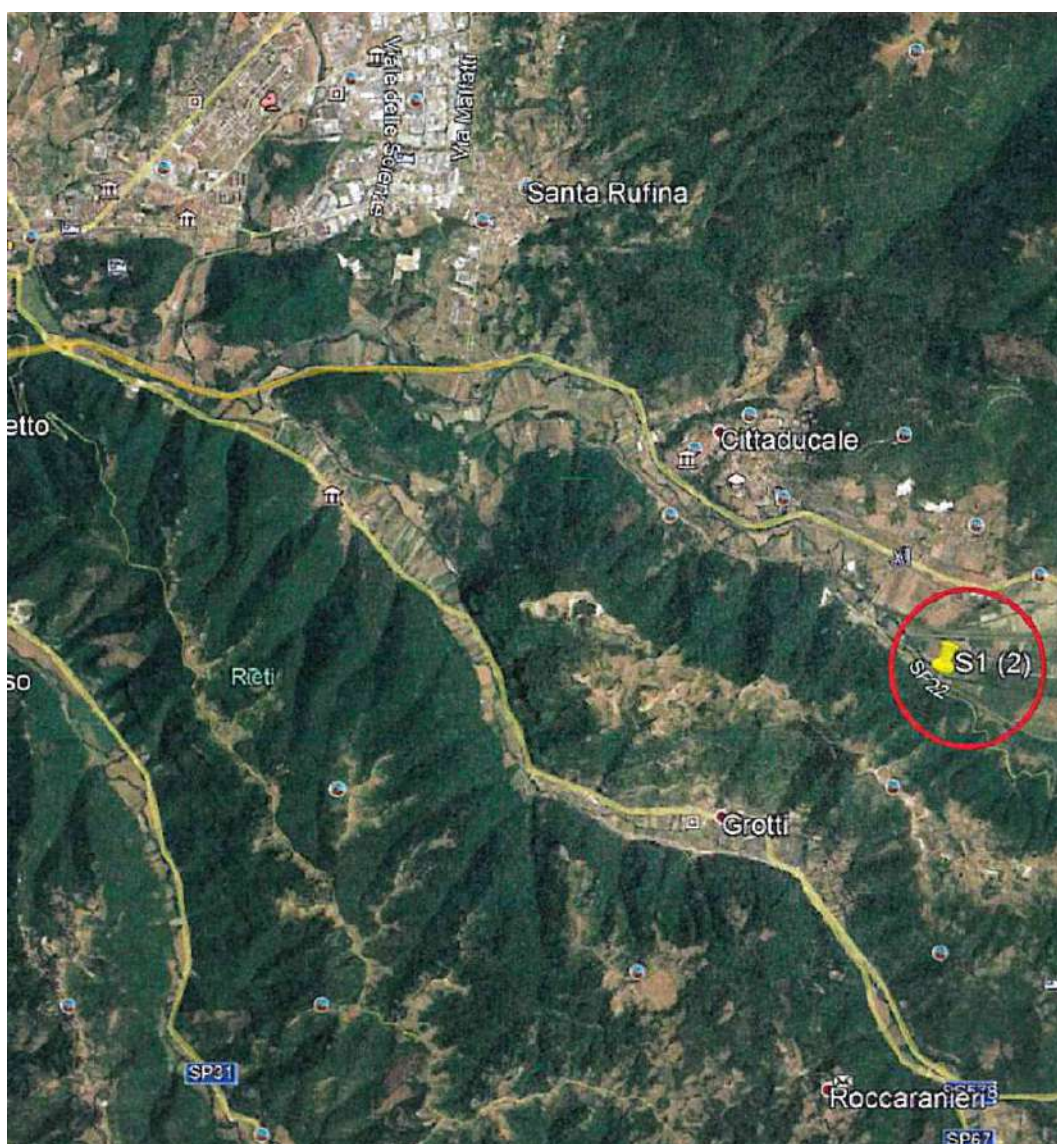


Figura 13.5 – Ubicazione sondaggio S1(2) - Fonte: Google Earth

Nella Figura 3.6 viene illustrata la scheda del log stratigrafico del sondaggio S1(2).

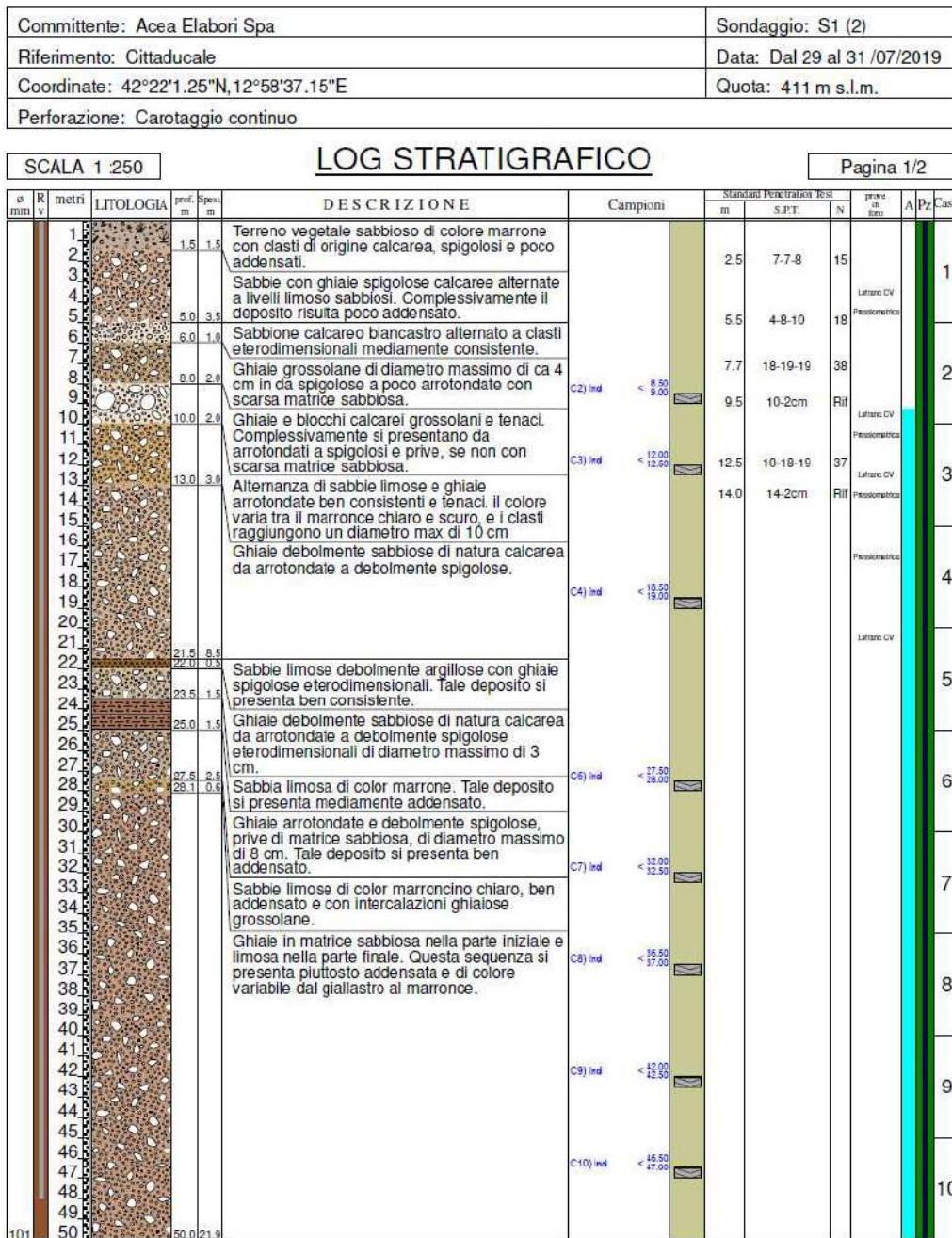


Figura 13.6 – Scheda stratigrafica del sondaggio S1(2)

13.3.1. Prove SPT (Standard Penetration Test)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all’esecuzione di n. 6 prove S.P.T. (*Standard Penetration Test*), i cui risultati sono di seguito riportati:

Tabella 23 – Risultati della prova SPT – Sondaggio S1(2)

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N_{spt}
S1(2)	2.5	15
S1(2)	5.5	18
S1(2)	7.7	38
S1(2)	9.5	Rif
S1(2)	12.5	37
S1(2)	14.0	Rif

13.3.2. Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche ed ai parametri geomeccanici ottenuti con le prove di laboratorio svolte sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia. Per ulteriori approfondimenti e dettagli, si rimanda agli allegati in calce.

Tabella 24 – Risultati delle prove di laboratorio

Riferimento			Caratteristiche fisiche								Limiti di consistenza				Granulometria				Taglie dirette		Edometrica					
Sond. n°	Camp. n°	Profondità m	W %	γ kN/m ³	γ_{sec} kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	γ_s kN/m ³	Indice vuoti	Poros. %	Sat. %	LL %	LP %	IP %	IC %	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	ϕ	c kPa	24.5 kPa	49.0 kPa	98.0 kPa	196.0 kPa	392.0 kPa	
S1(2)	C2	8.50 - 9.00	9.5	19.3	17.6	20.9	26.5	0.51	33.6	50.8					37.1	53.1	8.5	1.3	29.1	7.6						
S1(2)	C3	12.00 - 12.50	22.0	19.2	15.7	19.7	26.3	0.68	40.3	87.3	58.6	27.6	31.0	1.18	9.0	24.7	43.7	22.6	24.9	20.4						
S1(2)	C4	18.50 - 19.00	16.2	19.0	16.3	19.9	25.7	0.58	36.6	73.8	25.7	20.4	5.3	1.79	32.5	52.1	11.9	3.5	30.1	8.8						
S1(2)	C6	27.50 - 28.00	20.6	17.5	14.5	18.9	26.3	0.82	45.0	67.6	36.1	25.8	10.3	1.50	9.1	58.8	27.6	4.5	28.9	11.1	1333	2722	4092	6374	9662	
S1(2)	C7	32.00 - 32.50	11.2	20.2	18.2	21.2	26.4	0.45	31.1	66.4	45.5	27.2	18.3	1.88	17.2	37.8	18.0	27.0	27.1	9.3	6115	2881	3920	4782	7730	
S1(2)	C8	36.50 - 37.00	17.5	18.1	15.4	19.3	25.6	0.66	39.9	68.9	30.7	21.8	8.9	1.49	32.7	51.3	11.5	4.5	30.5	7.9	6000	2722	5765	6125	9333	
S1(2)	C9	42.00 - 42.50	16.9	19.3	16.5	19.9	25.2	0.53	34.5	82.5	30.3	24.4	5.9	2.28	18.9	55.8	22.2	3.1	28.5	14.0						
S1(2)	C10	46.50 - 47.00	19.1	18.3	15.3	19.3	25.9	0.69	40.9	73.0	29.9	22.5	7.4	1.46	45.2	40.8	10.2	3.8	30.9	19.1						

Sulla base dei risultati ottenuti dal sondaggio S1(2), si individua la presenza di uno strato di riporto (UG1) al di sopra di un deposito sabbioso con ghiaia (UG2) che raggiunge una profondità circa 6 m dal p.c. A seguire si trova uno strato costituito da ghiaie grossolane (UG3), fino a profondità circa 11 m dal piano campagna. Nelle profondità maggiori, è presente un banco di terreno formato da alternanze di sabbie limose e ghiaie arrotondate per uno spessore circa 13.0 m (UG4 e UG5). Al di sotto di questo strato e fino alla profondità 40 dal p.c. è presente un deposito di ghiaie arrotondate (UG6). Per le profondità maggiori, fino a 70 m da p.c., è stato riscontrato il materiale ghiaioso in matrice sabbiosa (UG7). Per le profondità maggiori di 70 m da piano campagna si ha la presenza di calcari marnosi e marne calcaree (UG8). Di seguito si riassume una sintesi dei parametri geotecnici:

Tabella 25 – Sintesi dei parametri geotecnici

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	V_s (m/s)	Φ' (°)	C' (kPa)	E_{ed}^* (MPa)
UG1	0.0 – 1.5	Terreno vegetale sabbioso con clasti spigolosi di origine calcarea	16.0	232	25	0	2.5
UG2	1.5 – 6.0	Sabbie con ghiaie spigolose calcaree alternate a livelli limoso-sabbiosi	18.0	315	32	0	4.0
UG3	6.0 – 11.0	Ghiaie grossolane e blocchi calcarei	19.3	452	35	0	6.0
UG4	11.0 – 15.0	Alternanza di sabbie limose e ghiaie arrotondate	19.3	361	25	15	7.0
UG5	15.0 – 24.0		19.0	447	30	9	8.0
UG6	24.0 – 35.0	Ghiaie arrotondate debolmente spigolose	20.2	419	27	10	9.6
	35.0 – 40.0		18.1	644	30	8	7.8
UG7	40.0 – 49.0	Ghiaie in matrice sabbiosa addensata	19.3	664	30	17	10.0
	49.0 – 70.0		18.3	720	30	17	15.0
UG8	> 70.0	Calcarei marnosi, marne calcaree	26.0	800	-	-	-

Quota falda idrica = 401 m s.l.m.

Profondità bedrock (dal p.c.) = -70 metri

* **valore riferito alla frazione fine**

13.3.3. Prova Down-Hole

In corrispondenza del sondaggio S1(2) è stata eseguita una prospezione sismica in foro tramite tecnica *down-hole* (DH).

Tale metodo rappresenta una delle più accurate misure sismiche per la definizione delle proprietà fisico-meccaniche e dinamiche dei terreni. Nel metodo sismico *down-hole* viene misurato il tempo necessario per le onde P e S di spostarsi tra una sorgente

sismica, posta in superficie, e i ricevitori, posti all’interno di un foro di sondaggio opportunamente attrezzato. Di seguito un riepilogo dei risultati ottenuti:

Tabella 26 – Risultati della prova down-hole – Sondaggio S1(2)

Profondità	V _p medio	V _s medio	γ medio	ni medio	G medio	Ed medio	E medio	Ev medio
(m)	(m/s)	(m/s)	(kN/mc)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
3	398.94	211.27	19.14	0.31	87.11	310.6	227.38	194.46
11	867.68	452.49	21.04	0.31	439.22	1615.05	1153.86	1029.42
15	698.44	361.43	20.82	0.32	277.39	1035.84	730.73	665.98
24	863.33	447.16	20.91	0.32	426.44	1589.61	1122.98	1021.02
35	791.96	426.67	20.59	0.30	388.29	1317.08	990.53	807.36

Dove:

- Coefficiente di Poisson medio:

$$v_{\text{medio}} = 0.5 \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}$$

- Modulo di deformazione a taglio medio:

$$G_{\text{medio}} = \rho V_s^2$$

- Modulo di compressibilità edometrica medio

$$E_{\text{dmedio}} = \rho V_p^2$$

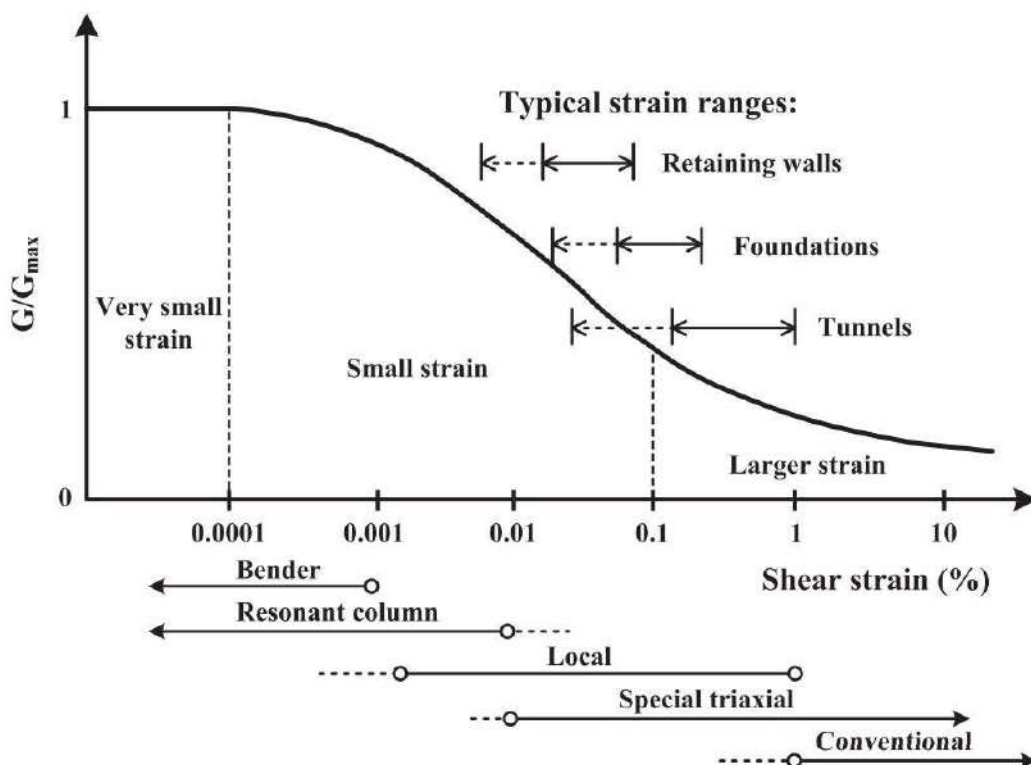
- Modulo di Young medio

$$E_{\text{medio}} = 2\rho V_s^2 (1+\nu)$$

- Modulo di compressibilità volumetrica medio:

$$E_{\text{vmedio}} = \rho \left(V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right)$$

Per quanto concerne la stima dei moduli elastici operativi (E_{op}) è stato riferimento alla curva del degrado dei moduli iniziali Atkinson e Salfors (1991), Figura 3-7. In questa sede, si sono generalmente proposti valori di moduli di Young operativi, ipotizzando valori del decadimento del modulo dell’ordine di 1/5 di quella iniziale.



**Figura 13-7 - Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria
(Atkinson 2000)**

13.3.3.1. Categoria di sottosuolo

Ai sensi del D.M. 17.01.2018 ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tabella 5 (Tab. 3.2.II delle NTC2018), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$.

Tabella 27 – Categorie di sottosuolo che permettono utilizzo dell’approccio semplificato – NTC 2018

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>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.</i>

Si riporta in seguito i risultati della prova down-hole eseguita nel foro di sondaggio S1(2).

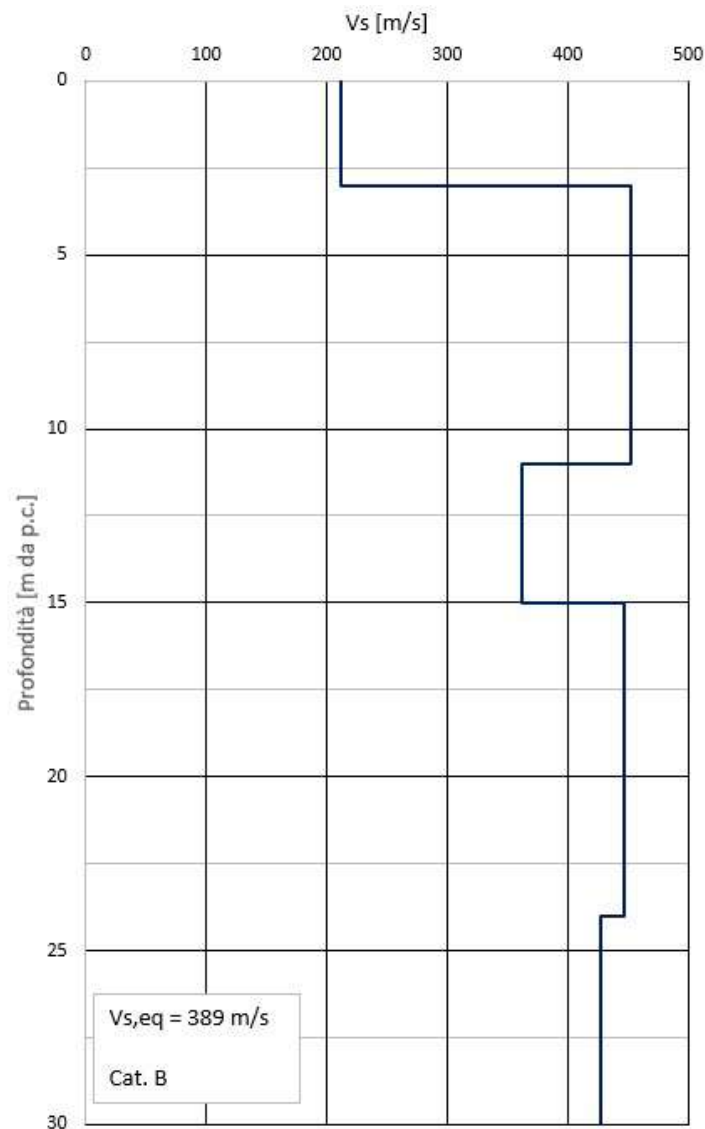


Figura 13.8 – Velocità delle onde di taglio dalla prova down-hole

Dai risultati dell’indagine geofisica ne deriva che la categoria di sottosuolo è la B.

13.4. Analisi dei carichi

13.4.1. Peso proprio

Peso proprio cls $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

▪ Carichi accidentali

Durante le fasi di costruzione viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

13.4.2. Azione sismica

L’azione sismica è valutata con riferimento alle indicazioni del Decreto Ministeriale del 17.01.2018 “Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni”, nel seguito brevemente NTC2018.

La vita nominale di un’opera strutturale è intesa come il numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per l’opera in esame, si considera una vita nominale di 10 anni, a cui corrisponde un periodo di riferimento pari a 35 anni.

Si riportano di seguito le immagini relative alla definizione dello spettro di risposta elastico. Per il caso in esame è stato adottato il software-free SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 (scaricato dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici www.cslp.it).

Per la valutazione dell’azione sismica sono stati utilizzati i seguenti parametri progettuali:

- Classe d’uso IV – CU=2.0
- Vita Nominale (Vn) = 10 anni
- Categoria di suolo: B

- Categoria topografica: T1



Figura 13.9 - Individuazione del sito



Figura 13.10 - Vita nominale e classe d'uso

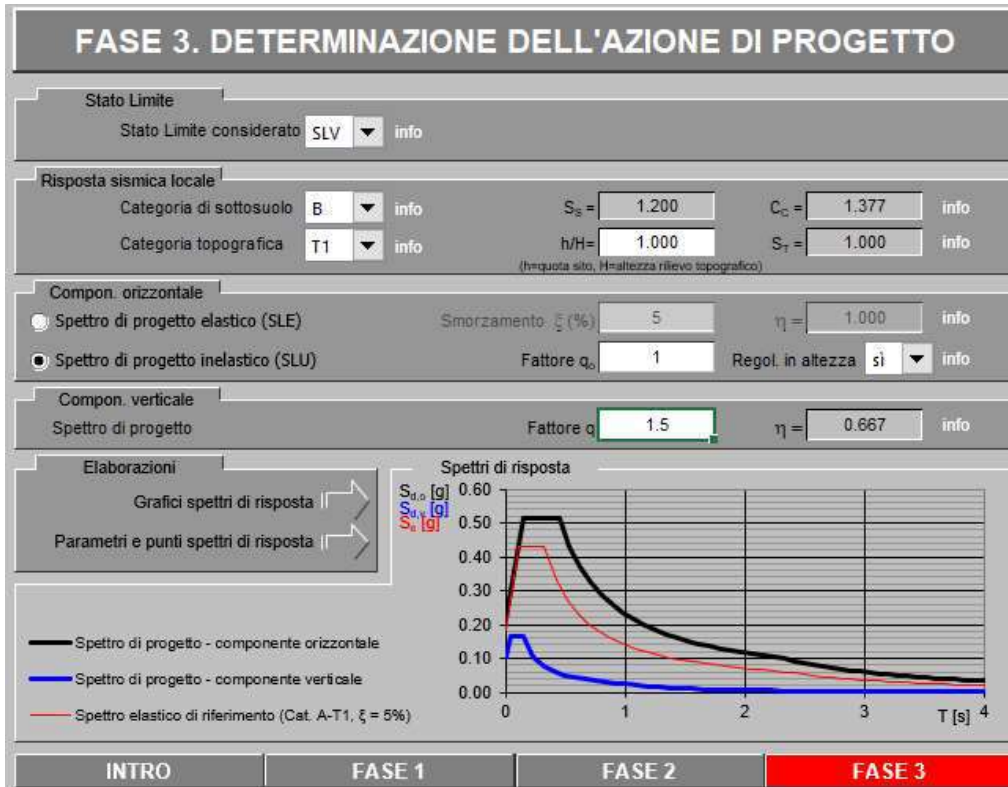


Figura 13.11 – Definizione parametri dell'azione di progetto

Tabella 28 - Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.183 g
F_o	2.349
T_c	0.325 s
S_s	1.200
C_c	1.377
S_T	1.000
q	1.000

Con riferimento allo stato limite SLV (10% della probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR), per l’area di studio il valore massimo della accelerazione su suolo rigido pianeggiante è $a_g = 0.183g$. Considerando il coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.2$ e topografica $S_T = 1.0$, si ottiene la accelerazione massima in sito $a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0.2196g$.

13.4.3. Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

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

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

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

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

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

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

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

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

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito d tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software Paratie Plus.

13.5. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_{F^*})	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_{G2}

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

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

13.6. Verifiche

13.6.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l’Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

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

13.6.2. Verifiche SLE

In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell’opera. Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

13.7. Analisi numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento delle paratie di pali provvisionali in corrispondenza del manufatto M6. Sono stati realizzati due modelli di calcolo, uno per la paratia di pali Ø800 e uno per la paratia di pali Ø600, con il programma ParatiePlus, in condizioni statiche e sismiche, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali in condizioni SLE e le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU ed SLV.

13.7.1. Modello di calcolo

13.7.1.1. Sezione A-A

Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto:

Tabella 29 – Modello geotecnico – Sezione A-A

	Terreni	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	UG1 Sabbia / Ghiaia	0	25	$E_{vc} = 45000$ $E_{ur} = 72000$
	UG2 Sabbia / Ghiaia	0	32	$E_{vc} = 45000$ $E_{ur} = 72000$
	UG3 Sabbia / Ghiaia	0	35	$E_{vc} = 230000$ $E_{ur} = 368000$
	UG4 Sabbia / Ghiaia	15	25	$E_{vc} = 230000$ $E_{ur} = 368000$
	UG5 Sabbia / Ghiaia	9	30	$E_{vc} = 145000$ $E_{ur} = 232000$
	UG6 Sabbia / Ghiaia	10	27	$E_{vc} = 200000$ $E_{ur} = 320000$

Le fasi esecutive per l’analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

1. Stato geostatico iniziale
2. Prescavo di 1.25 m ed applicazione del sovraccarico di cantiere pari a 20 kPa.
3. Getto dei pali compenetrati con il diametro pari a 800 mm e interasse di 0.5 m.
4. Scavo alla quota di -3.25 m da p.c. al fine di realizzare il primo ordine dei puntoni.
5. Installazione del primo ordine dei puntoni a quota -2.75 m da p.c. (-1.5 m da testa dei pali), applicando una molla elastica.
6. Scavo alla quota di -7.5 m da p.c. ai fini di realizzare il secondo ordine dei puntoni.
7. Installazione del secondo ordine dei puntoni a quota -7.0 m da p.c. (-5.75 m da testa dei pali), applicando un’opportuna molla elastica.
8. Scavo sommerso fino alla quota di -12 da p.c.
9. Raggiungimento quota di fondo scavo (-15.25 m da p.c.).
10. Realizzazione della soletta di fondazione applicando una molla elastica e attivazione il sovraccarico pari a 25 kN/m, dovuto dal peso della soletta, sul fondo scavo.
11. Ripristino della condizione idraulica applicando la pressione dell’acqua sulla parete (Applicando l’opzione di Lining Option di software Paratie).
12. Svuotamento dell’acqua dallo scavo fino alla quota -11.1 m da p.c.
13. Svuotamento totale dell’acqua dallo scavo.
14. Applicazione dell’azione sismica considerando un 20% del carico accidentale dovuto ai mezzi di cantiere.

Di seguito la rappresentazione grafica degli stage sopra descritti:

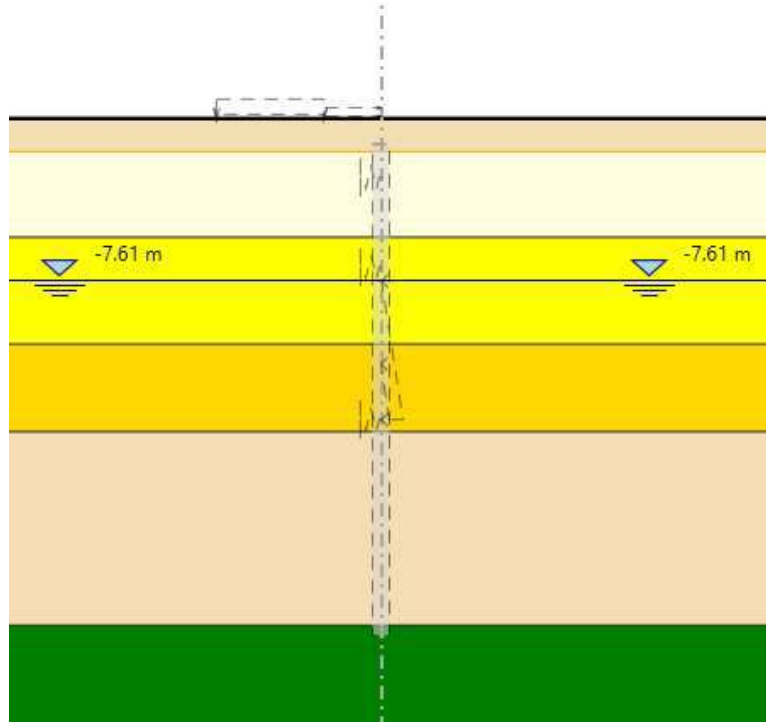


Figura 13.12 – Fase 1

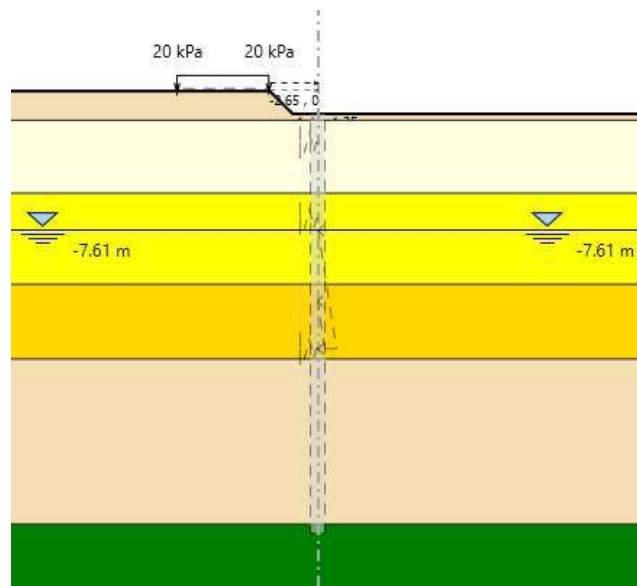


Figura 13.13 – Fase 2

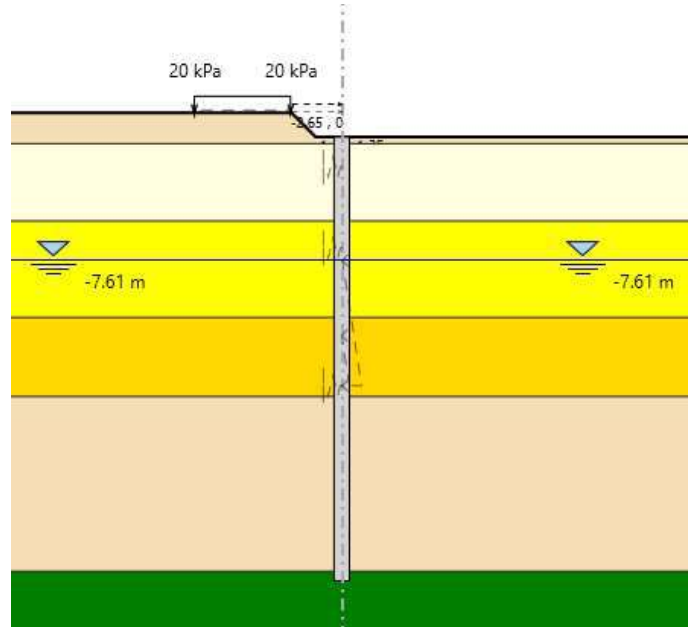


Figura 13.14 – Fase 3

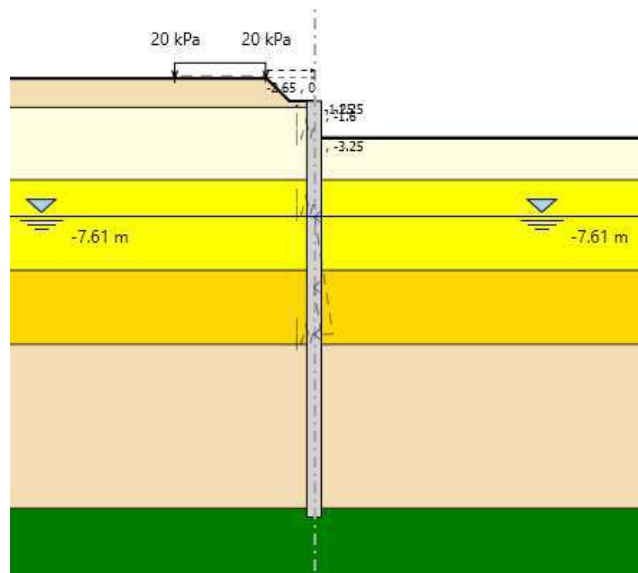


Figura 13.15 – Fase 4

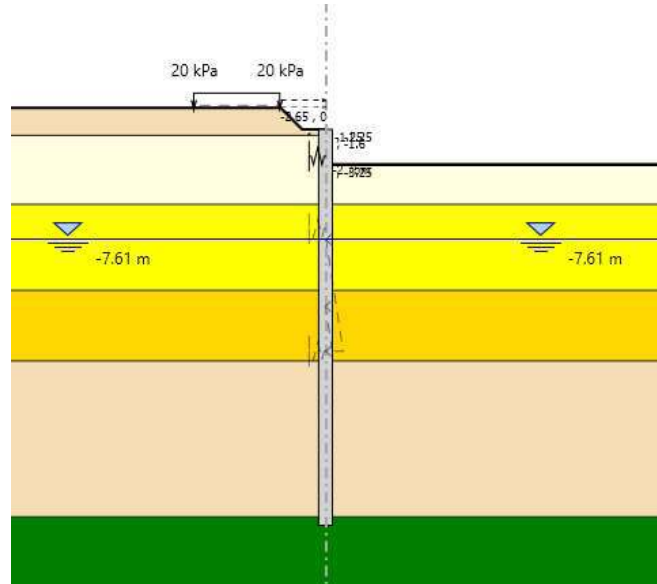


Figura 13.16 – Fase 5

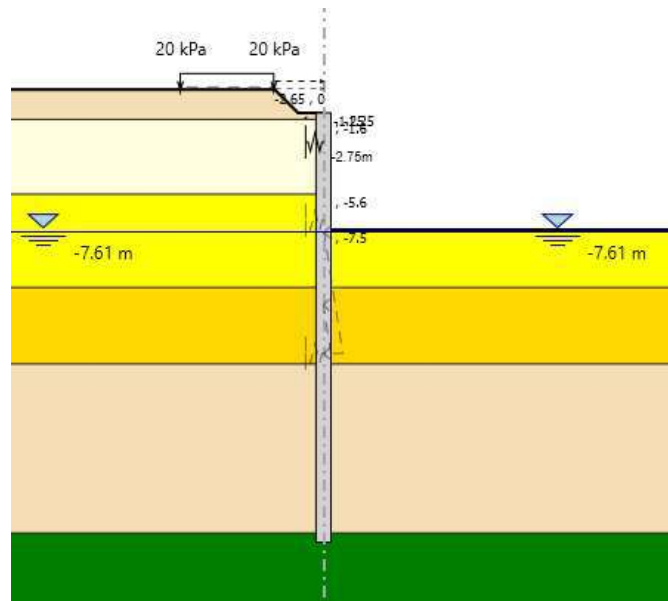


Figura 13.17 – Fase 6

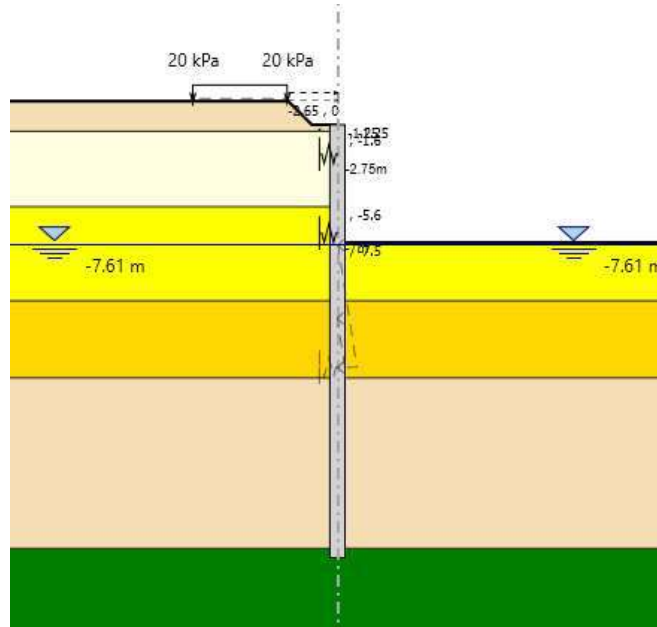


Figura 13.18 – Fase 7

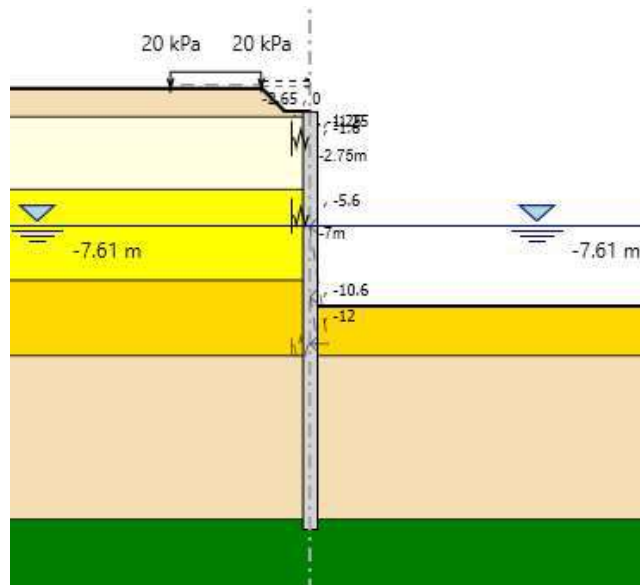


Figura 13.19 – Fase 8

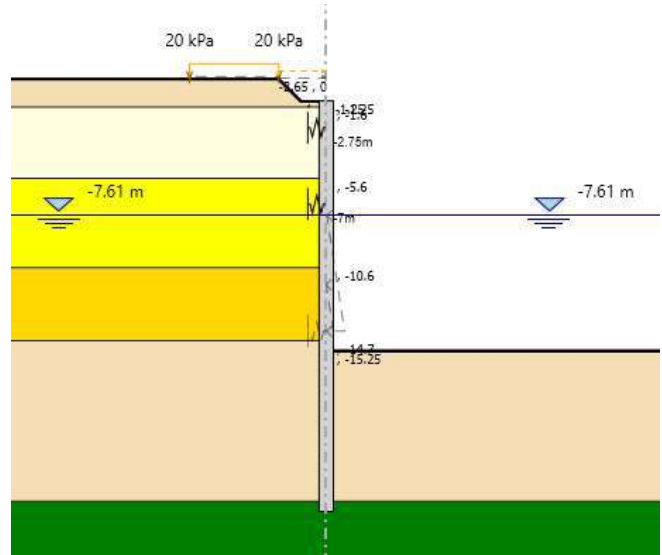


Figura 13.20 – Fase 9

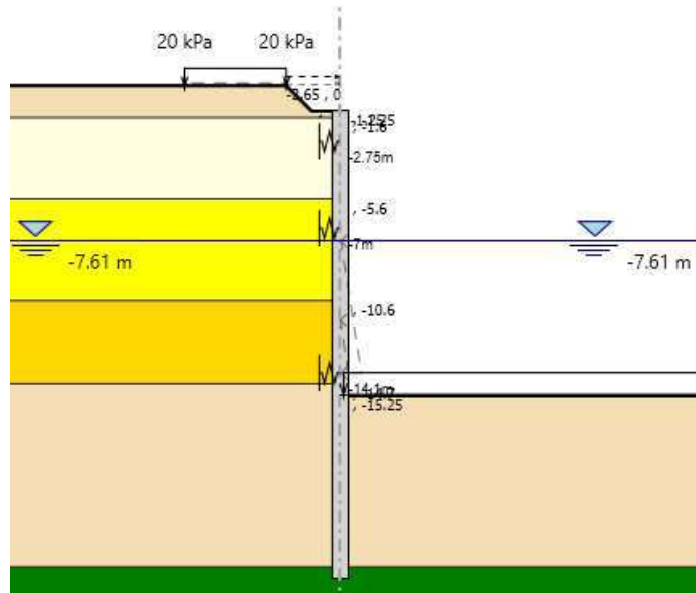


Figura 13.21 – Fase 10

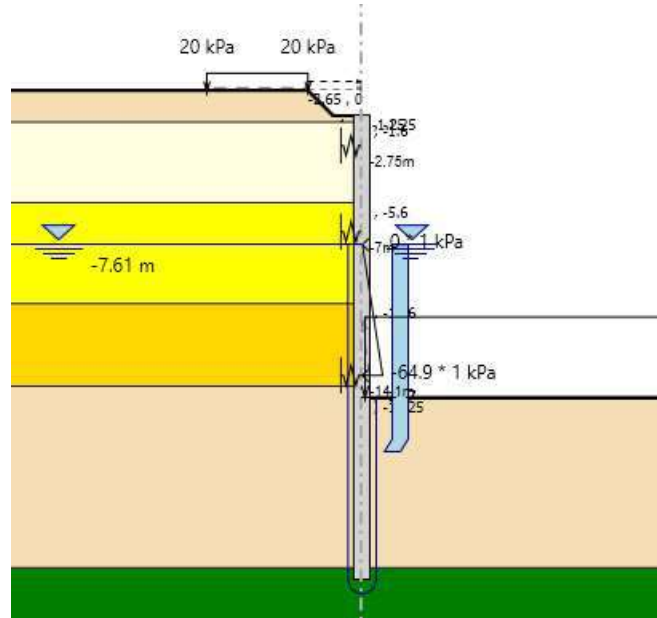


Figura 13.22 – Fase 11

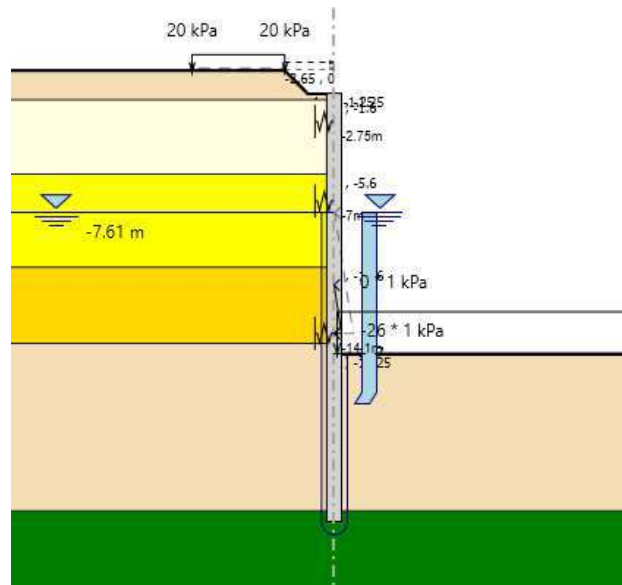


Figura 13.23 – Fase 12

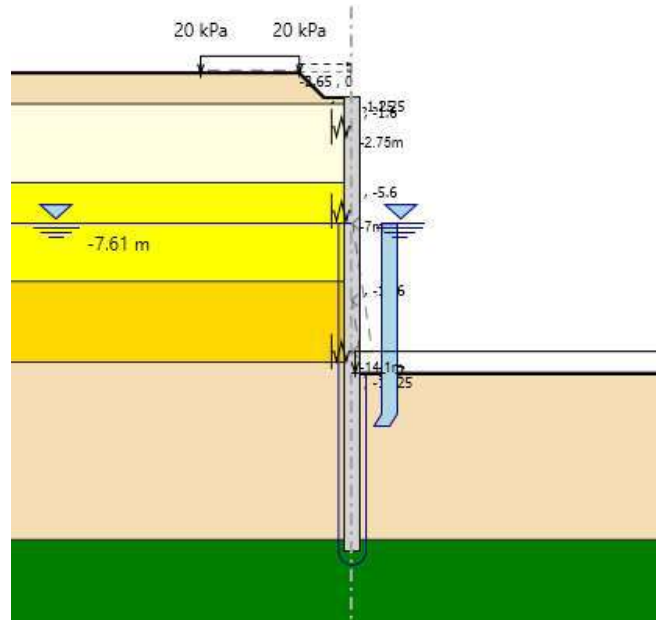


Figura 13.24 – Fase 13

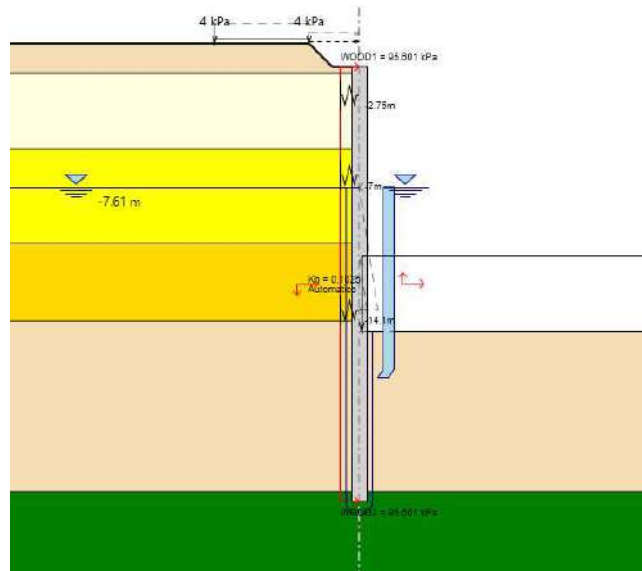


Figura 13.25 – Fase 14

13.7.1.2. Sezione B-B

Nella seguente tabella si riassumono stratigrafia e parametri considerati:


	Terreni	c' [kPa]	ϕ' [°]
	Terreno vegetale sabbioso Sabbia / Ghiaia	0	25
	Sabbie con ghiaie spicolose calcaree alternate a livelli limoso-sabbiosi Sabbia / Ghiaia	0	32
	Ghiaie grossolane e blocchi calcarei Sabbia / Ghiaia	0	35
	Alternanza di sabbie limose e ghiaie arrotondate (a) Sabbia / Ghiaia	15	25
	Alternanza di sabbie limose e ghiaie arrotondate (b) Sabbia / Ghiaia	9	30
	Ghiaie arrotondate debolmente spigolose (a) Sabbia / Ghiaia	10	27

Tabella 30 – Modello geotecnico – Sezione B-B

Le fasi esecutive per l’analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

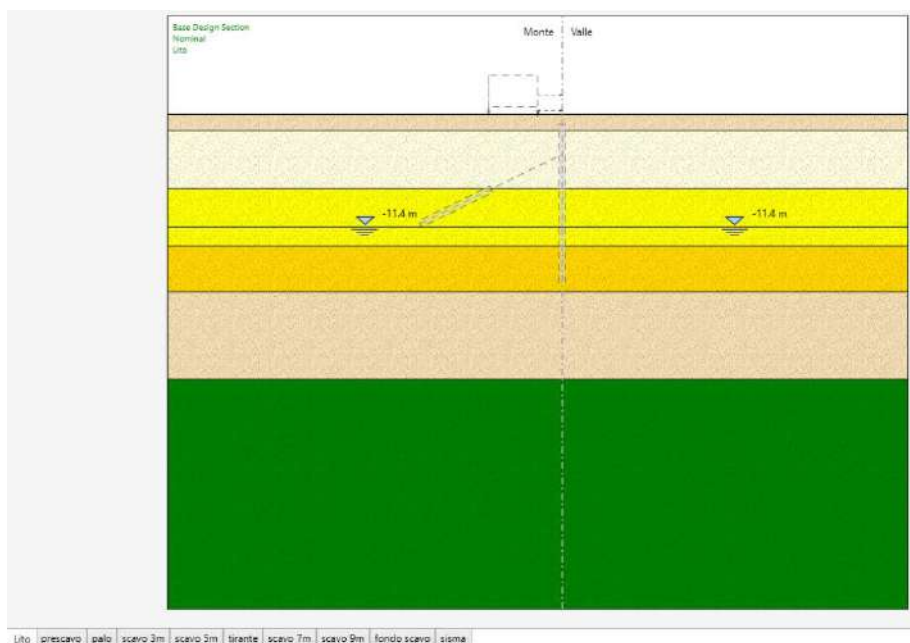


Figura 13.26 – Fase 1 - Generazione delle tensioni litostatiche nel terreno

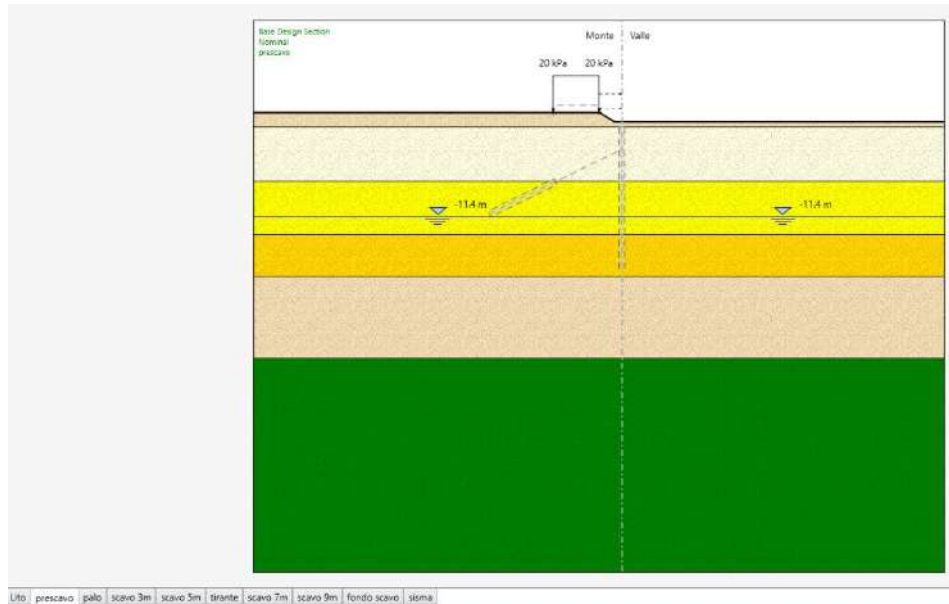


Figura 13.27 – Fase 2 - Prescavo e applicazione del sovraccarico accidentale

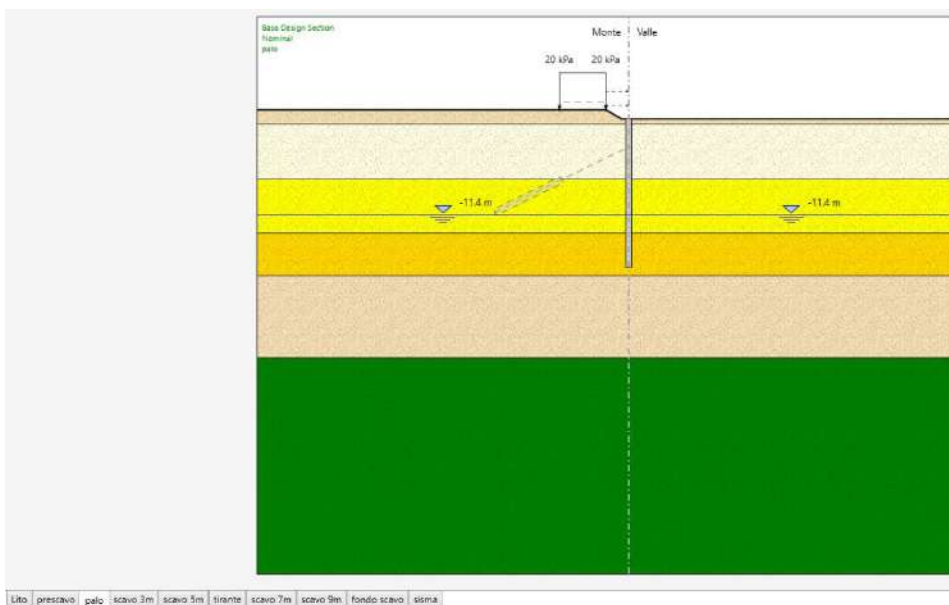


Figura 13.28 – Fase 3 - Realizzazione opera di sostegno

Stage 4 – Scavo a -3m da piano campagna

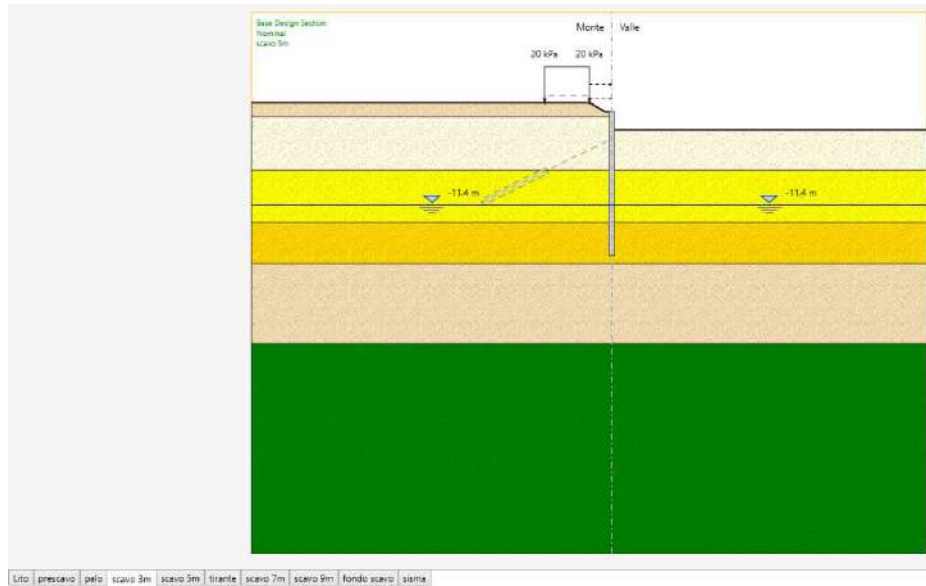


Figura 13.29 – Fase 4 - Scavo a -3m da piano campagna

Stage 5 – Scavo a -5m da piano campagna

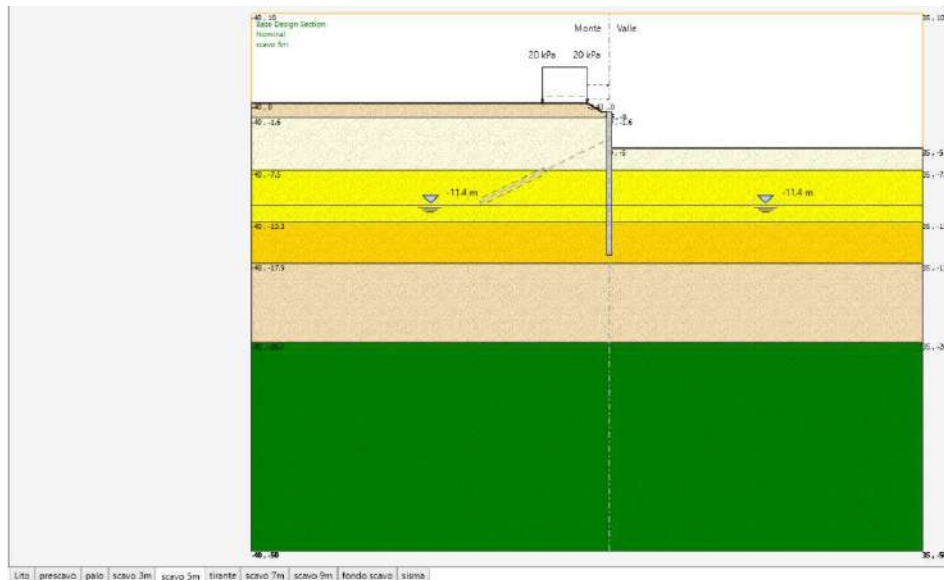


Figura 13.30 – Fase 5 - Scavo a -5m da piano campagna

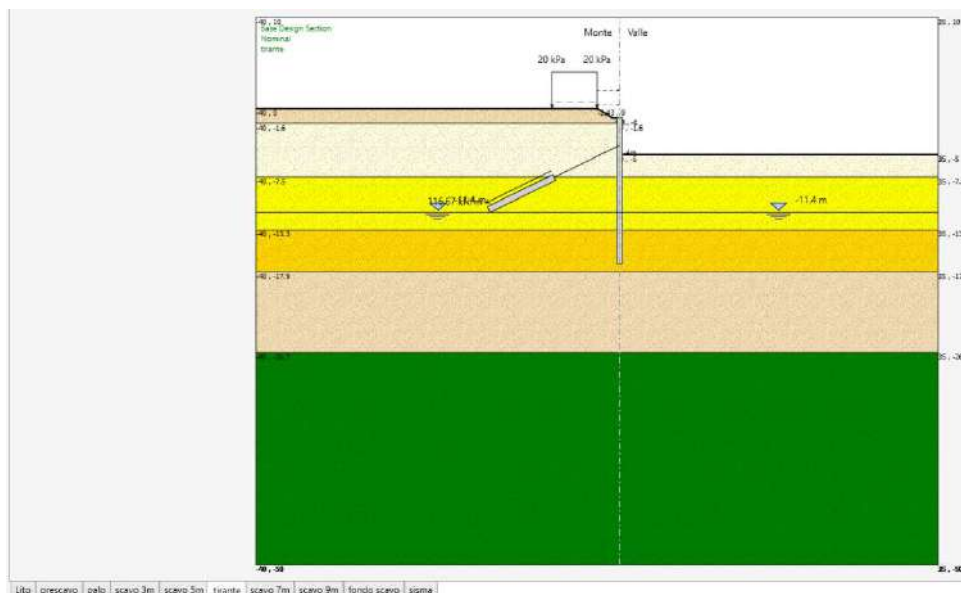


Figura 13.31 – Fase 6 - Installazione primo ordine di tiranti a -4m da piano campagna

Al fine di contenere la deformabilità dell’opera è previsto un ordine di tiranti attivi a quattro trefoli a 3 m di profondità dalla testa della paratia, disposti ad interasse 2.4 m, con inclinazione 26° sull’orizzontale. La lunghezza totale dei tiranti è di 16 m, di cui 8 m di bulbo di ancoraggio. Di seguito le caratteristiche dei tiranti inserite nel software:

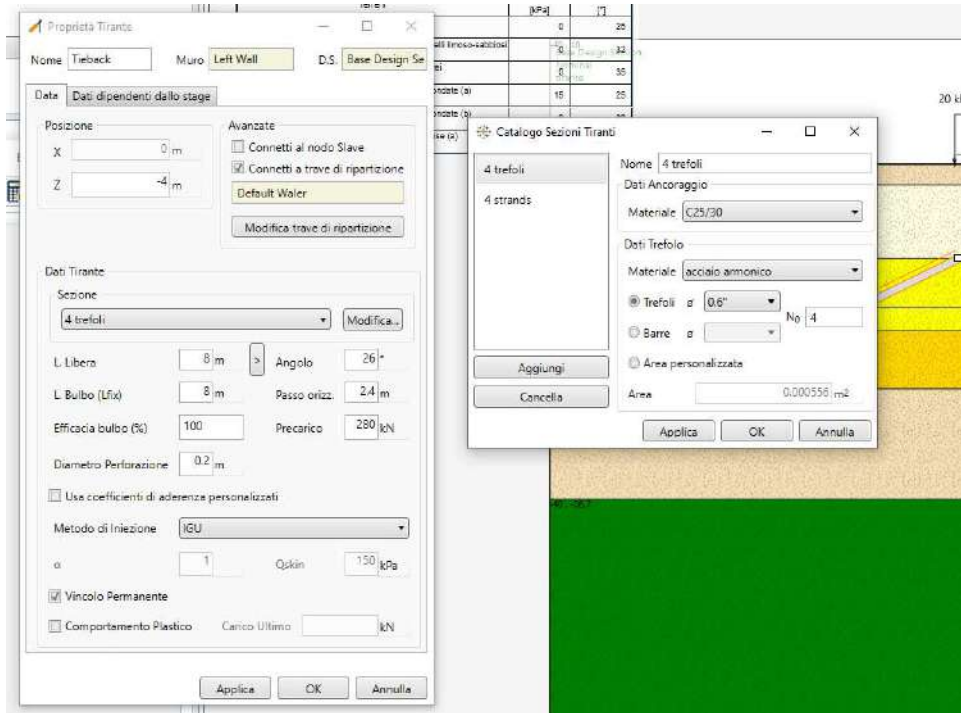


Figura 13.32 – Particolare ancoraggi e tiranti

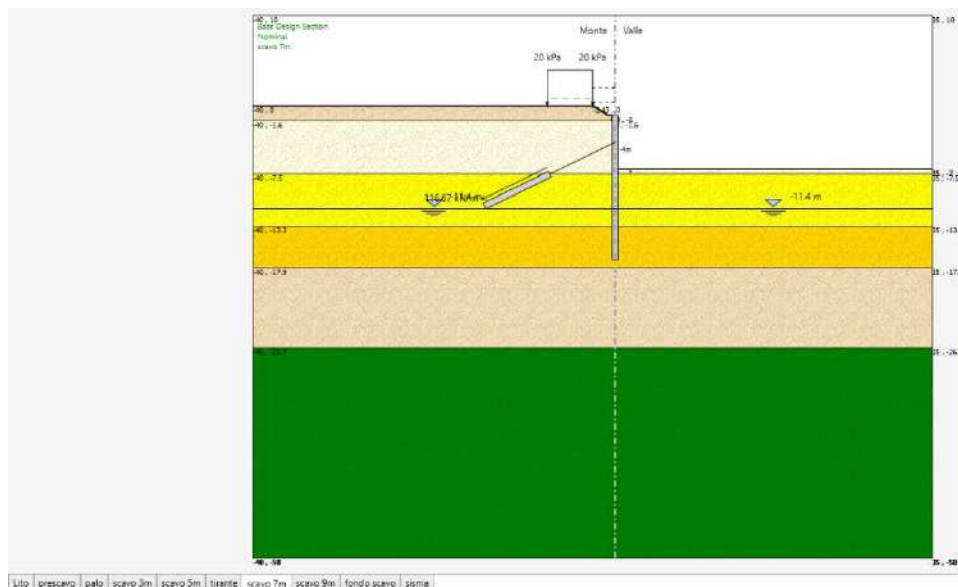


Figura 13.33 – Fase 8 - Scavo a -7m da piano campagna

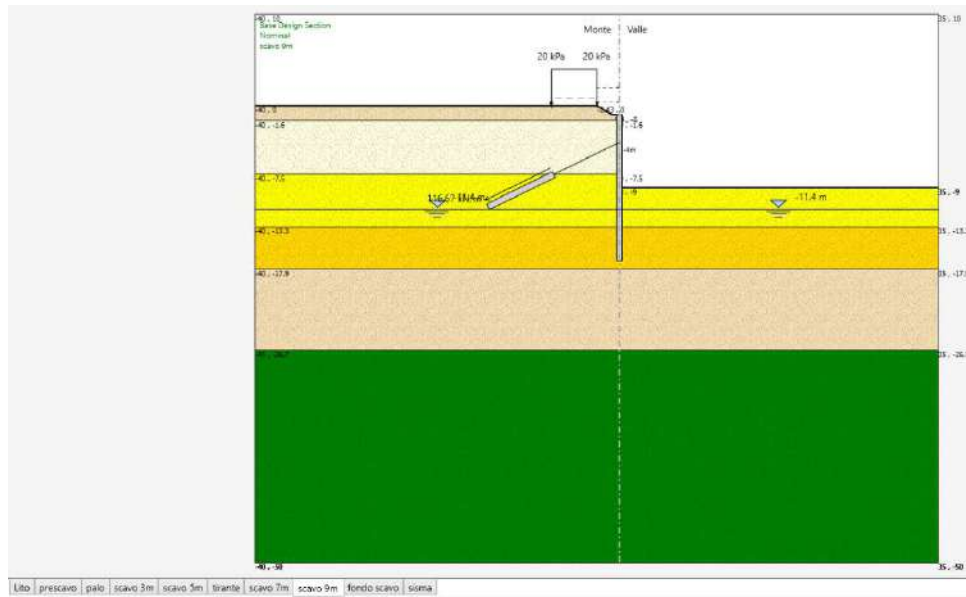


Figura 13.34 – Fase 9 - Scavo a -9m da piano campagna

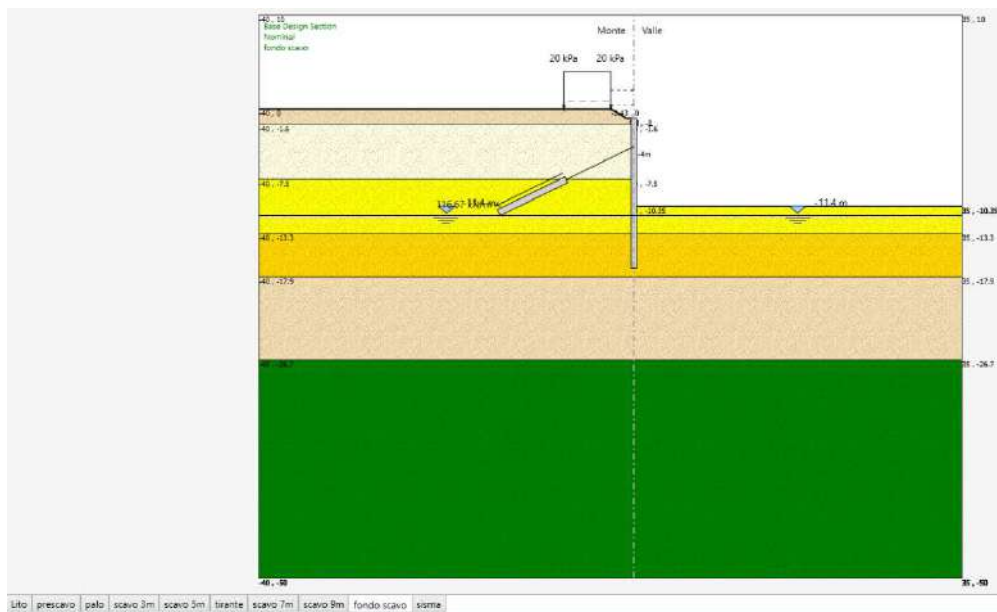


Figura 13.35 – Fase 9 - Fondo scavo (+50cm NTC 6.5.2.2)

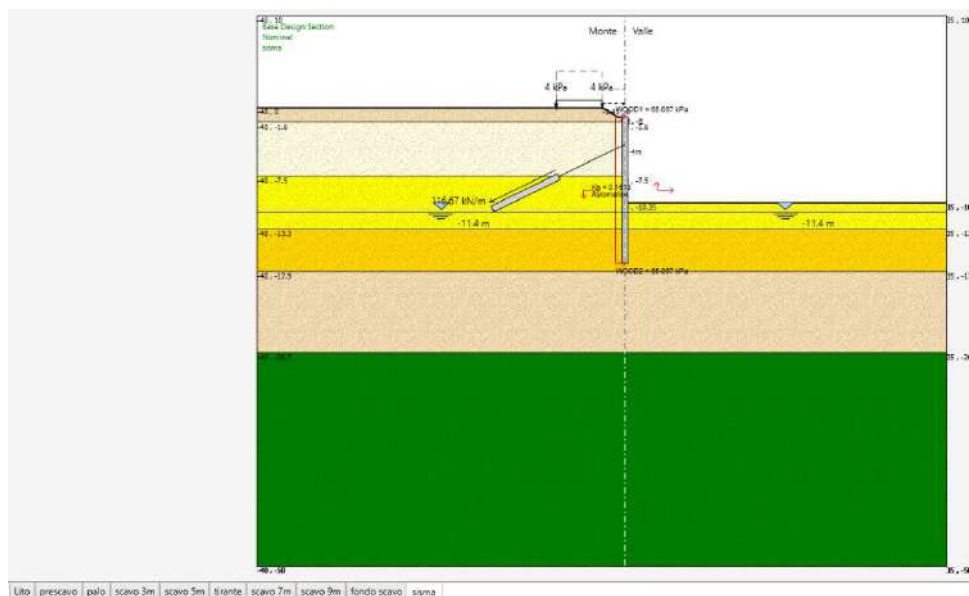


Figura 13.36 – Fase 10 - Applicazione del sisma

13.7.2. Calcolo rigidezza del sistema di puntonamento

Per la taratura delle molle da considerare come simulazione del sistema di puntonamento, è stato considerato un modello di telaio di puntonamento formato da travi perimetrali HEM600 e puntoni interni d’angolo HEM500. La geometria del telaio è stata considerata rettangolare con dimensioni 16.00m x 17.0 m:

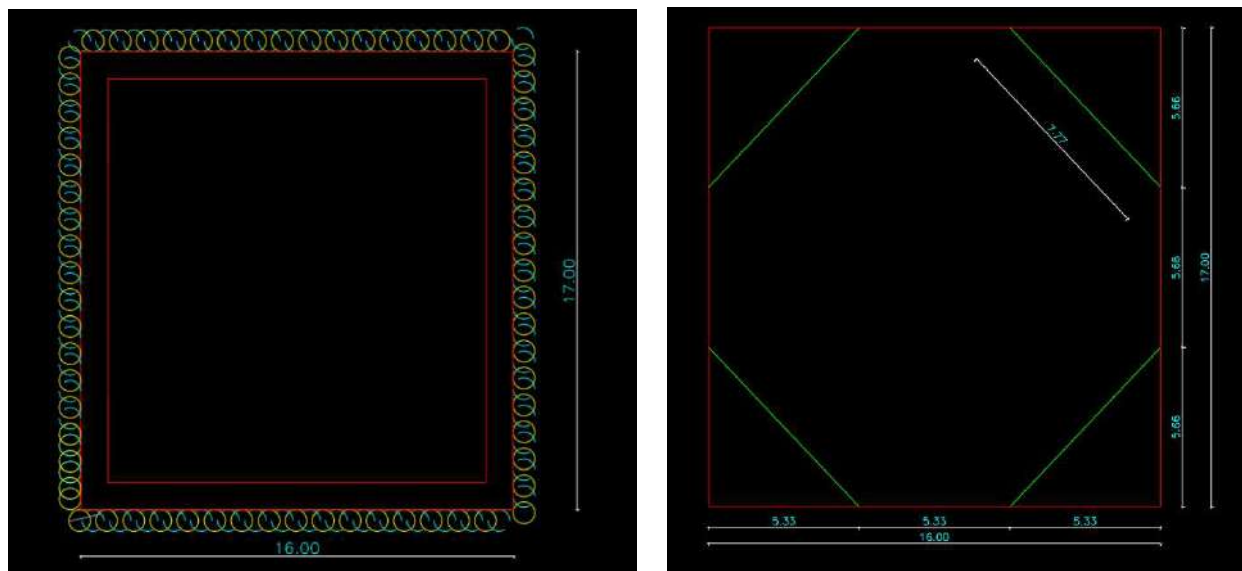


Figura 13-37 – Geometria telaio di puntonamento

Caricando la struttura con un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m, è stato valutato lo spostamento ortogonale subito dal sistema in corrispondenza del lato considerato come rappresentativo della sezione di calcolo. Invertendo tale valore è stato ricavato il valore di rigidità equivalente da fornire al vincolo nel software Paratie.

Il valore di spostamento ottenuto è pari a 0.1028 mm; ne consegue una rigidità $k=9728$ kN/m delle molle.

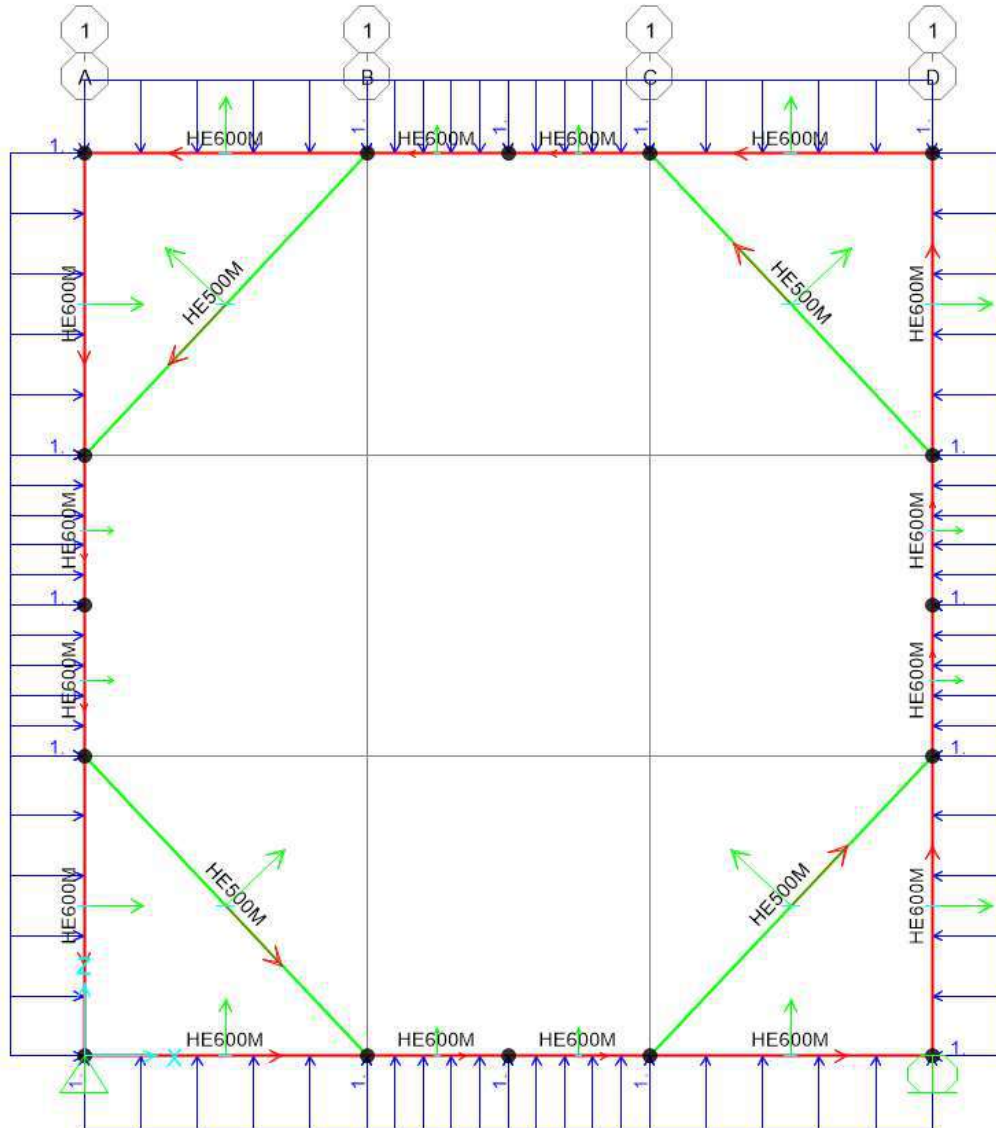


Figura 13-38 – Geometria del telaio modellata nel software SAP 2000

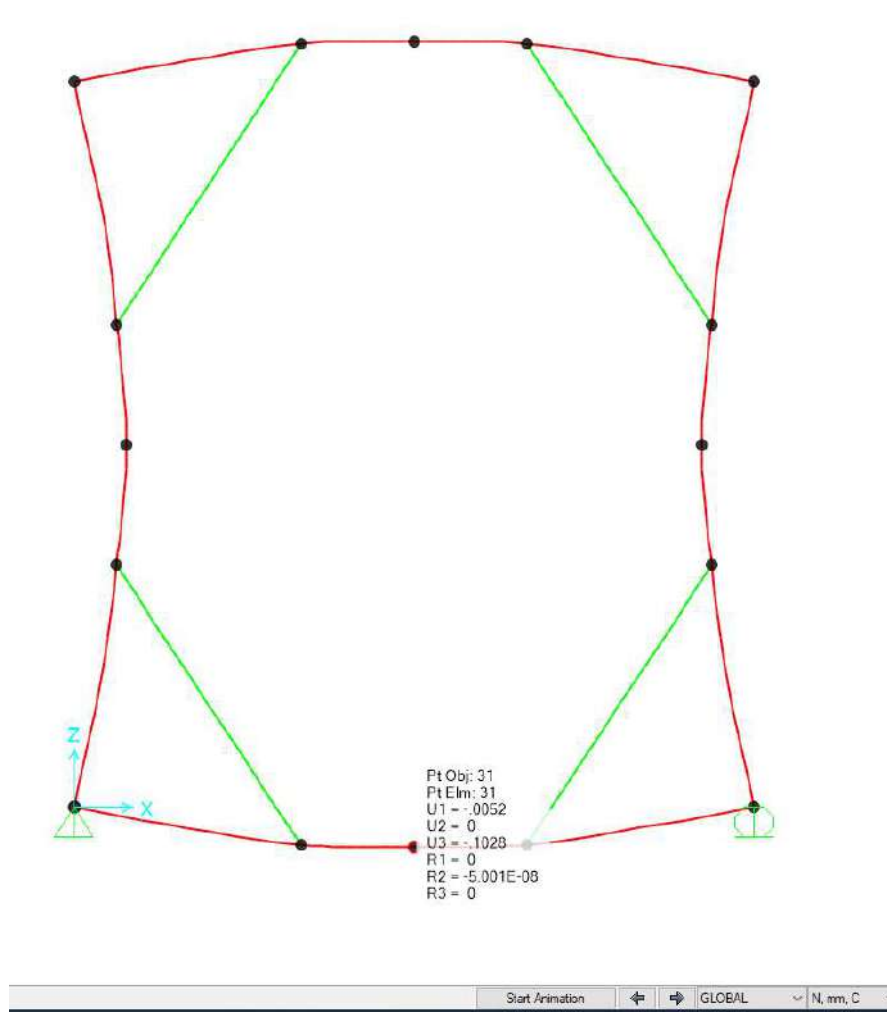


Figura 13-39 – Spostamenti ottenuti con l’applicazione di un carico uniformemente distribuito di 1.0 kN/m

13.8. Risultati

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per i modelli implementati, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi.

I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità.

Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche un dimensionamento degli elementi strutturali principali.

13.8.1. Sezione A-A

13.8.1.1. Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU + SLV)

Si riportano di seguito gli involuppi delle sollecitazioni dell’analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1) e SLV.

Il diagramma del momento flettente:

$M_{max} = 937 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$; momento flettente massimo

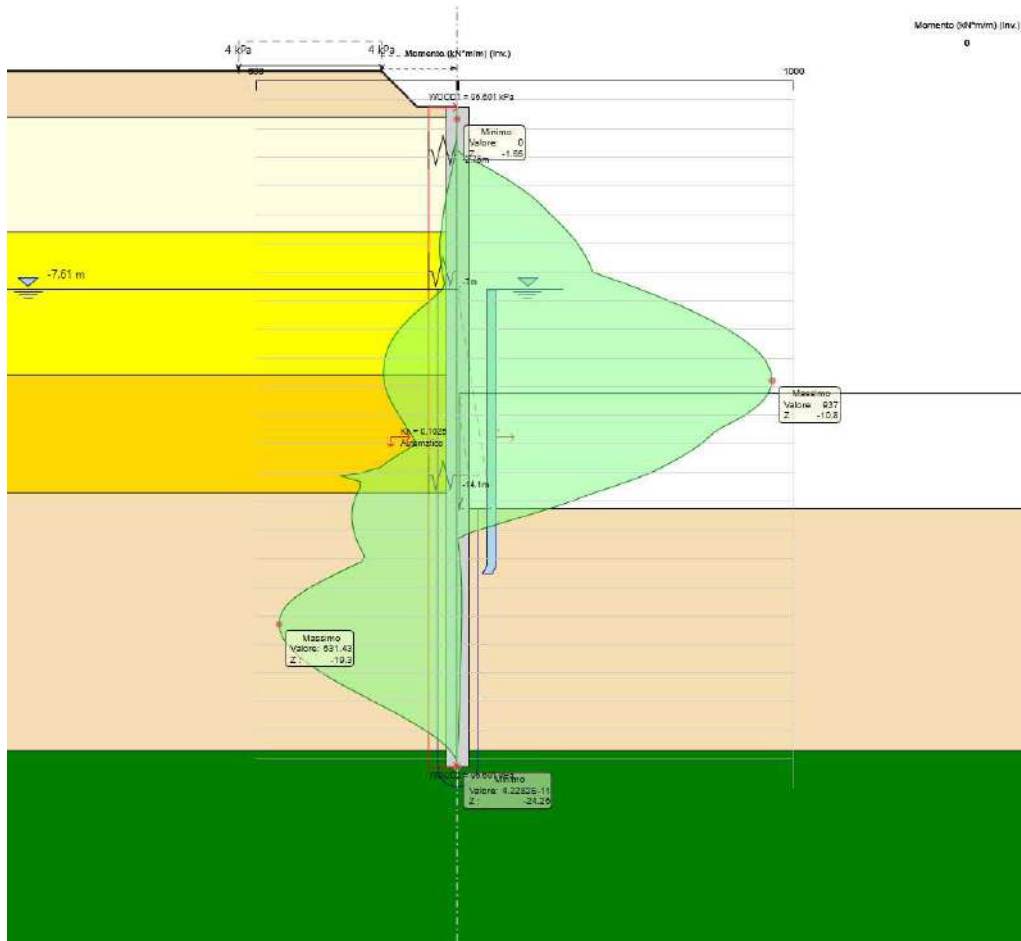


Figura 13.40 – Diagramma del momento flettente – sezione A-A

Il diagramma del Taglio:

$T_{max} = 581.6 \text{ kN/m}$; taglio massimo

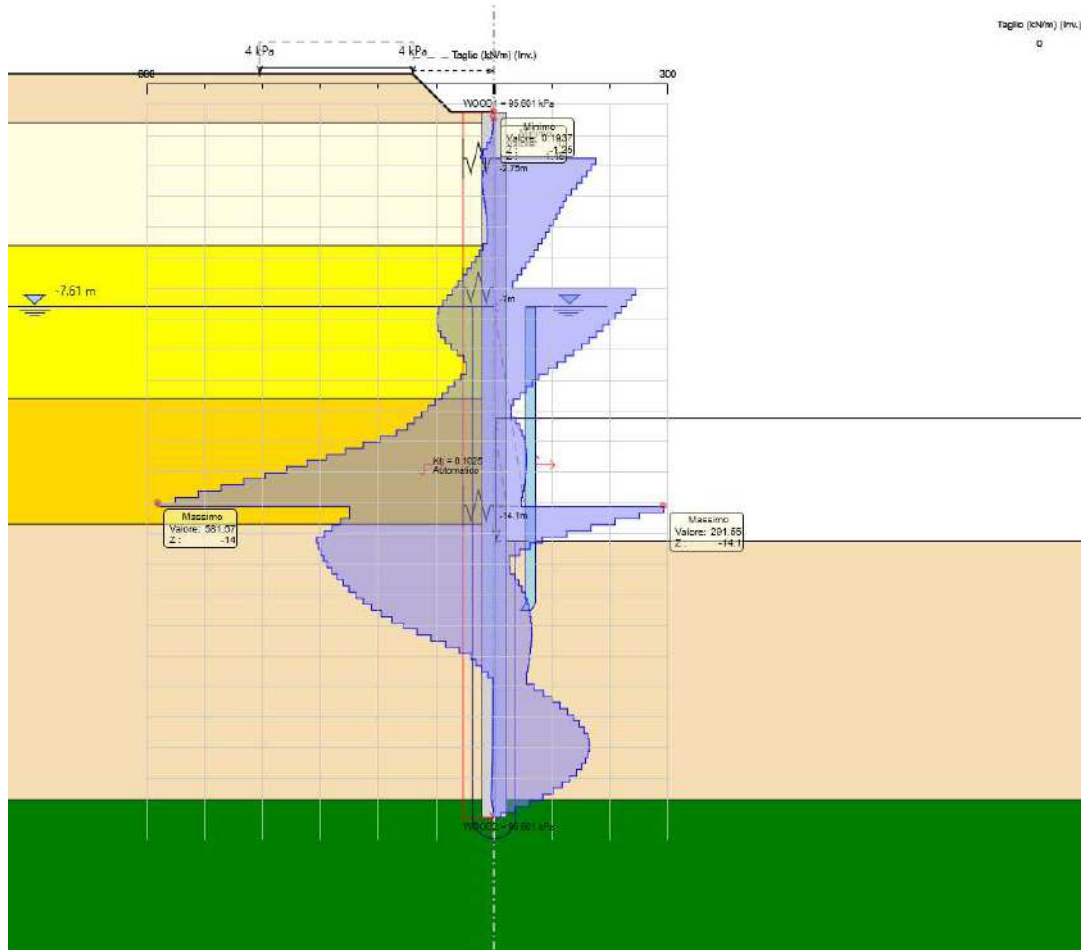


Figura 13.41 – Diagramma del taglio – sezione A-A

13.8.1.2. Verifiche degli elementi strutturali

13.8.1.2.1. Pali

Di seguito vengono riportate le verifiche allo stato limite SLU per tre gabbie di armatura. La gabbia 1, di lunghezza 7m, è stata progettata per la parte superiore. La seconda gabbia di lunghezza 8 m per la parte centrale e più sollecitata, e la terza gabbia di lunghezza 8 m per la parte inferiore dei pali.

Tabella 31 – Sollecitazioni massime – sezione A-A

	M,max [kN.m]	T,max [kN]	z [m]
Gabbia 1	402.50	244.48	7.00
	-	-	-
Gabbia 2	937.00	-	10.80
	-	581.60	14.00
Gabbia 3	531.43	-	19.30
	-	307.63	15.10

13.8.1.2.2. *Gabbia 1 (da 0.0 m a -7.0 m dalla testa palo); L = 7m*

Armature longitudinali: 12 \varnothing 20

Armature trasversali: staffe \varnothing 10/passso 20 cm

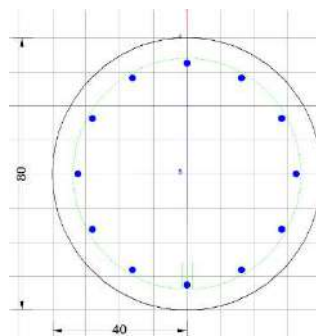


Figura 13-42 – Gabbia 1 – sezione A-A

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C25/30
 Resist. compr. di progetto f_{cd} : 14.160 MPa
 Resist. compr. ridotta f_{cd}' : 7.080 MPa
 Def.unit. max resistenza $ec2$: 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale E_c : 31475.0 MPa
 Resist. media a trazione f_{ctm} : 2.560 MPa

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. f_{yk} : 450.00 MPa
 Resist. caratt. rottura f_{tk} : 450.00 MPa
 Resist. snerv. di progetto f_{yd} : 391.30 MPa
 Resist. ultima di progetto f_{td} : 391.30 MPa
 Deform. ultima di progetto E_{pu} : 0.068
 Modulo Elastico E_f : 2000000 daN/cm²

Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.00.0	32.512	20		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 20.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00402.50	0.00244.50	0.00		

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 14.8 cm

Copriferro netto minimo staffe: 5.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	402.50	0.00	0.00	447.180.00	1.1137.7	(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040.0	0.00192	0.0	32.5	-0.01173	0.0	-32.5	

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.0000000000	0.000210088	-0.004903533		

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro

Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°CombVer	VedVcd	Vwd	d z	bw	CtgAcw	Ast	A.Eff
1	S	244.50	908.28453.6766.5	59.063.0	2.500	1.0004.27.9(0.0)	

13.8.1.2.3. Gabbia 2 (da -7.0 m a -15.0 m dalla testa palo); L = 8m

Armature longitudinali: 18 \varnothing 26

Armature trasversali: staffe \varnothing 10/passso 10 cm

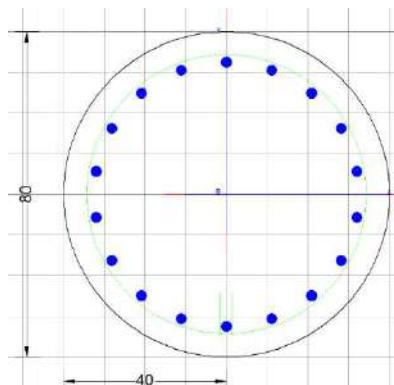


Figura 13-43 - Gabbia 2 – sezione A-A

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30		
Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa	
Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa	
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020		
Def.unit. ultima ecu:	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa	

Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
ACCIAIO - Tipo:	B450C	
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.00.0	32.518	26		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 10.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
---------	---	----	----	----	----

1 0.00937.00 0.00581.60 0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.7 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 5.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	937.00	0.00	0.00	1003.34	0.00	1.07 95.6(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040.0	0.00239	0.0	32.5	-0.00723	0.0	-32.5	

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

1 0.0000000000.000148004-0.002420164

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e D_{med} .
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lunghezza legatura proiettata sulla direzione del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	581.60	940.56834	4.7618	54.370.9	2.500	1.000	10.915	7(0.0)	

13.8.1.2.4. Gabbia 3 (da -15.0 m a -23.0 m dalla testa palo); L = 8m

Armature longitudinali: 14 ϕ 22

Armature trasversali: staffe ϕ 10/passi 20 cm

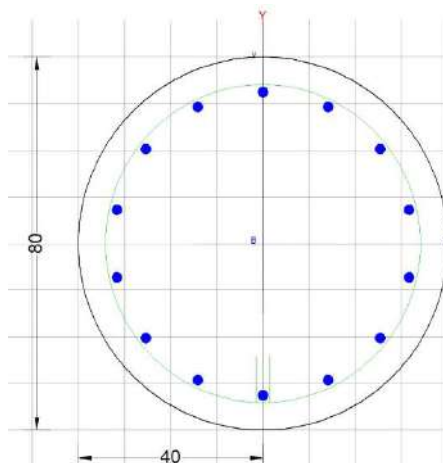


Figura 13-44 - Gabbia 3 – sezione A-A

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C25/30			
Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa	
Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa	
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020		
Def.unit. ultima ecu:	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:		Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa	
Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa	
ACCIAIO - Tipo: B450C			
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa	
Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa	
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa	
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa	
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068		
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.00.0	32.514	22		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00531.43	0.00307.63	0.00		

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.4 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 12.3 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 5.4 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.As Totale
1	S	0.00	531.43	0.00	0.00	605.980.00	1.1453.2(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.040.0	0.00213	0.0	32.5	-0.00978	0.0	-32.5	

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.0000000000	0.000183136	-0.003825446		

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	10 mm
Passo staffe:	20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lunghezza legatura proiettata sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	VedVcd	Vwd	d z	bw	CtgAcw	Ast	A.Eff
1	S	307.63	929.09439.9764.8	57.366.5	2.500	1.0005.57.9(0.0)		

13.8.1.2.5. Puntoni

Il sistema di puntonamento è realizzato da un telaio in acciaio formato da travi perimetrali HEM600 e puntoni interni d’angolo HEM500. La reazione sui puntoni, ovvero sulle molle inserite nel software di calcolo paratie, definisce il valore del carico da applicare sul sistema di puntonamento al fine di effettuarne le verifiche. La reazione massima vale 223 kN/m. Tale valore viene applicato al sistema di puntonamento:

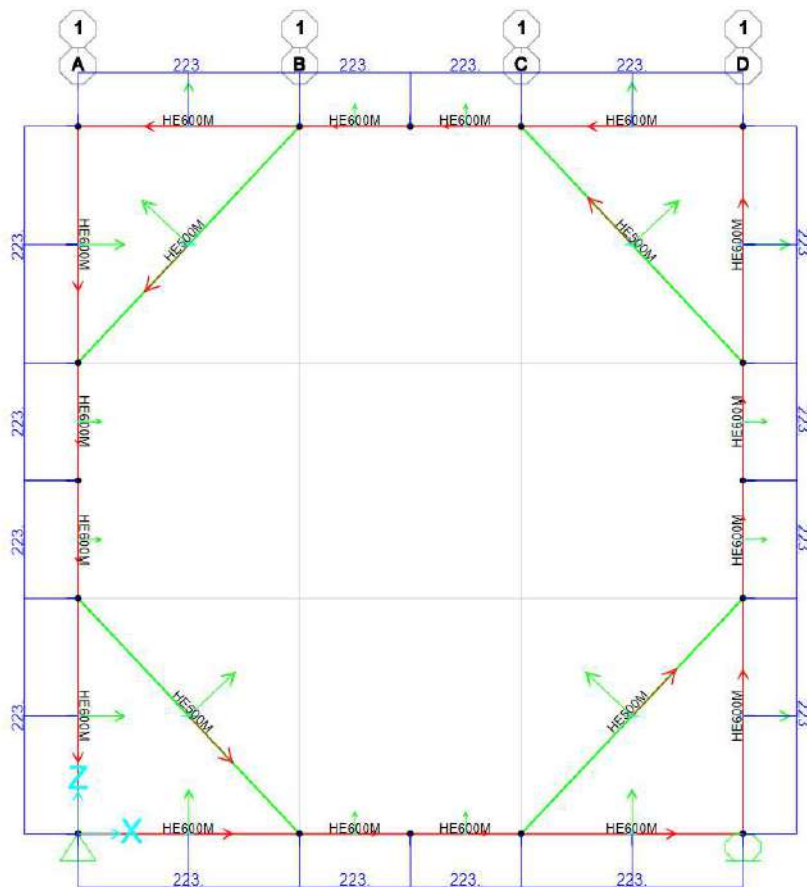


Figura 13-45 – Applicazione del carico sul sistema di puntonamento

Le sollecitazioni agenti nel piano sono le seguenti:

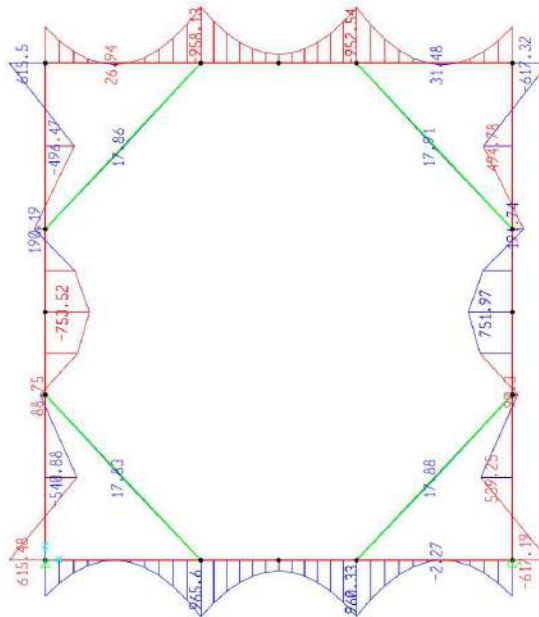


Figura 13-46 – Diagramma del momento flettente

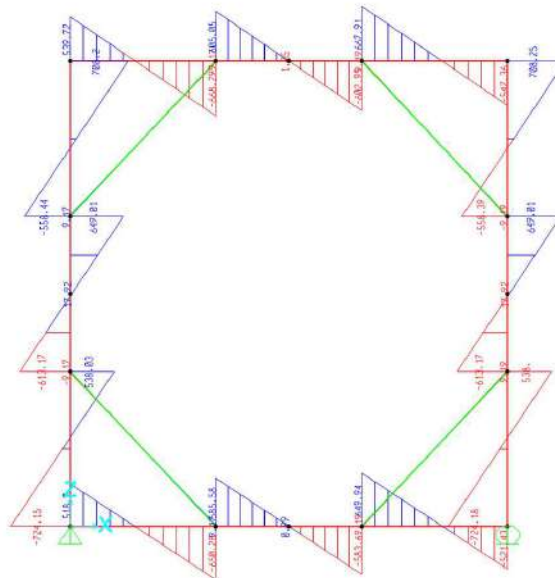


Figura 13-47 – Diagramma del taglio

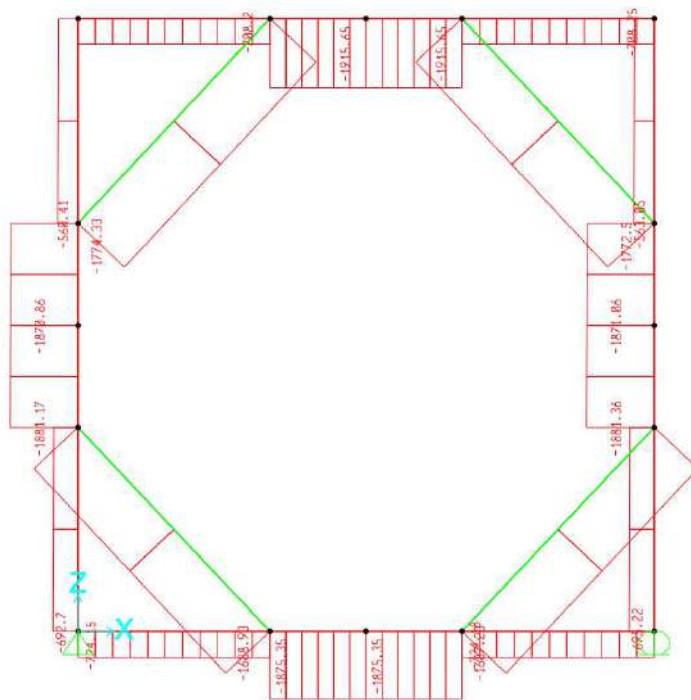


Figura 13-48 – Diagramma dello sforzo assiale

Le verifiche sul sistema di puntonamento sono svolte in accordo alle indicazioni normative al paragrafo 4.2.4 delle NTC 2018 e della circolare esplicativa 2019. Di seguito sono riportati i tassi di lavoro degli elementi strutturali:

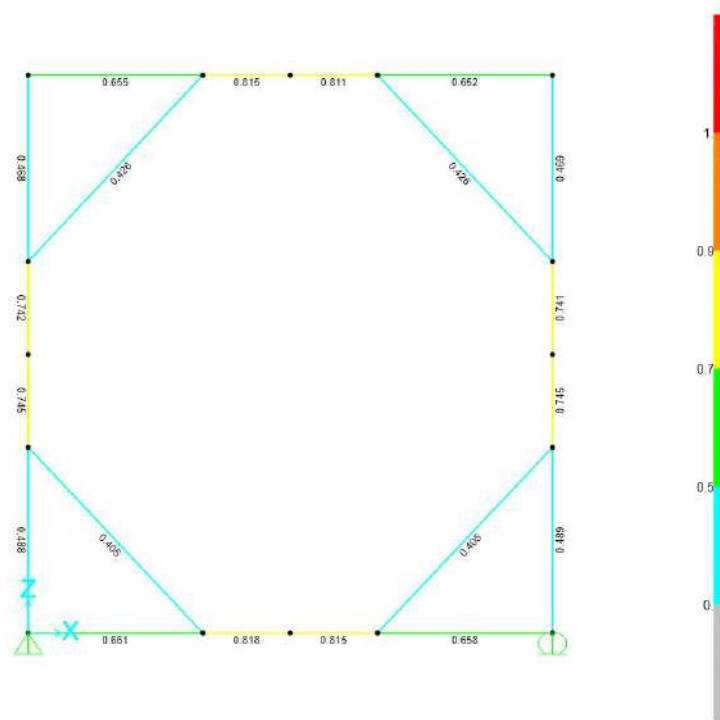


Figura 13-49 – Tasso di sfruttamento degli elementi

I fattori di sicurezza sono tutti minori dell’unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte. Il tasso di lavoro maggiore si registra per le travi perimetrali HEM 600 (FS=0.82<1) per cui si riportano le verifiche in dettaglio:

SAP2000

Engineer _____

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 61 X Mid: 6.663 Combo: SLU 1 Design Type: Beam
Length: 2.665 Y Mid: 0. Shape: HE600M Frame Type: Non Dissipative
Loc : 2.665 Z Mid: 0. Class: Class 1 Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes F-Delta Done?
No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25
An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.75 D/C Lim=0.95

Aeff=0.036 eNy=0. eNz=0.
A=0.036 Iyy=0.002 iyy=0.255 Wel,yy=0.008 Weff,yy=0.008
It=1.570E-05 Izz=1.898E-04 izz=0.072 Wel,zz=0.001 Weff,zz=0.001
Iw=1.596E-05 Iyz=0. h=0.62 Wpl,yy=0.009 Av,y=0.025
E=210000000. fy=275000. fu=430000. Wpl,zz=0.002 Av,z=0.015

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2.665	-1875.348	184.002	0.	0.988	0.	0.

BMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)
D/C Ratio: 0.818 = 0.284 + 0.534 + 0. < 0.95 OK
= Ned/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT
My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
Axial	-1875.348	9533.333	9533.333	9533.333	11269.44	34537.606	34537.597	1.

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	173198.983	0.24	0.533	0.991	9448.292
MajorB (y-y)	a	173198.983	0.24	0.533	0.991	9448.292
Minor (z-z)	b	13847.164	0.85	0.972	0.693	6606.567
MinorB (z-z)	b	13847.164	0.85	0.972	0.693	6606.567
Torsional TF	b	34537.597	0.538	0.702	0.867	8263.693

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mm,Ed Moment	Meq,Ed Moment
Major (y-y)	184.002	965.598	448.579	724.199
Minor (z-z)	0.	0.	0.	0.

	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	2297.429	2297.429	2209.732	1642.368
Minor (z-z)	505.476	505.476	505.476	

LTB

Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
c	0.49	0.716	0.883	0.715	1.596E-05	4707.858

Factors

	kx	psi	C2	C3
1.	1.132	0.459	0.525	
za	zs	zg	zz	zj
0.31	0.	0.31	0.	0.

Factors

	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.519	0.787	0.909	1.312

13.8.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Verifica nei confronti delle deformazioni:

Gli spostamenti orizzontali massimi agli SLE sono di circa 2.23 cm, inferiori al limite $H_{scavo}/200 = 7.62$ cm; pertanto, la verifica di SLE nei confronti di deformabilità viene soddisfatta.

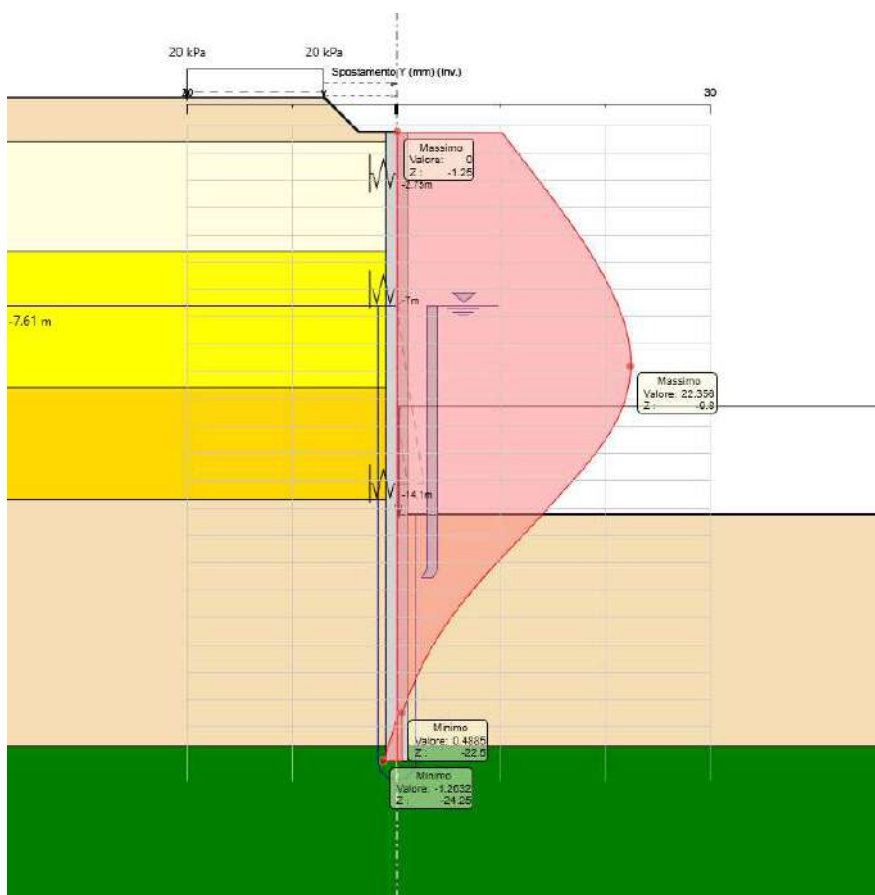


Figura 13.50 – Diagramma spostamenti – sezione A-A

a) Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi idraulici

9.8.1.3.1 Sifonamento

L’opera geotecnica è stata verificata nei confronti del possibile stato limite di sifonamento.

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- a) nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

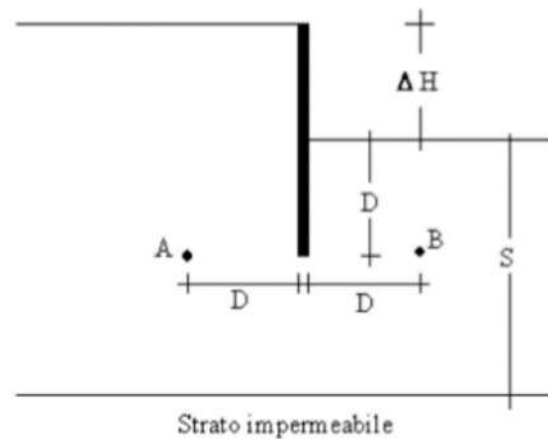
In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da pre-fissare e giustificare esplicitamente.

$$1a) \frac{i_c}{i_m} > 3 \quad i_m = \frac{\Delta H}{\Delta H + 2D}$$

$$2a) \frac{i_c}{i_E} > 2 \quad i_E = \frac{\Delta H}{D}$$

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

punta paratia	24.25	m
fondo scavo	15.25	m
D	9.00	m
h monte	7.61	m
h valle	15.25	m
ΔH	7.64	m
i_m	0.30	-
γ'	8.94	kN/m ³
γ_w	9.81	kN/m ⁴
i_c	0.91	-
FS	3.06	-



- *Sollevamento (UPL)*

Per la verifica di stabilità al sollevamento si deve verificare la seguente disequaglianza (§ 6.2.4.2):

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

con il seguente significato dei simboli:

$V_{inst,d}$ valore di progetto dell'azione instabilizzante

$G_{inst,d}$ valore di progetto dell'azione permanente instabilizzante

$Q_{inst,d}$ valore di progetto dell'azione variabile instabilizzante

$G_{stb,d}$ valore di progetto dell'azione permanente stabilizzante

R_d valore di progetto della resistenza

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono indicati in Tab. 6.2.III delle NTC 2018.

I coefficienti parziali da applicare alle proprietà geotecniche sono M2 di Tab. 6.2.II delle NTC 2018.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ 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 γ_{G1}

La resistenza laterale dovuta dall’attrito tra il palo e terreno è stata calcolata nel seguente modo: in assenza dei valori esatti dei coefficienti della spinta (k), che verranno modificati durante le fasi di scavo, è stato fatto riferimento all’ultima fase di scavo e sono stati ricavati i valori degli sforzi efficaci orizzontali (σ'_h). Successivamente sono stati calcolati gli sforzi tangenziali (τ), assumendo il criterio di rottura Mohr-Coulomb, e integrati lungo tutto il palo.

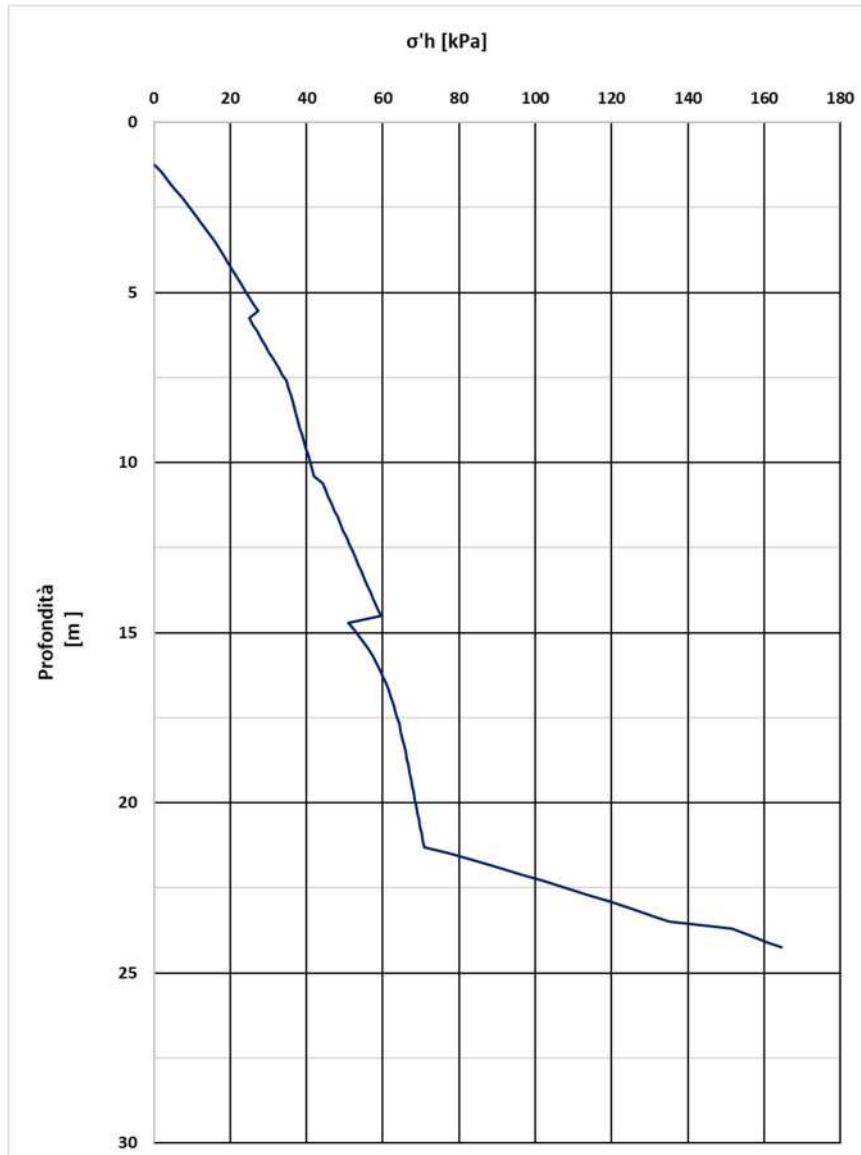


Figura 13-51 – Profilo degli sforzi efficaci orizzontali (σ'_h) lungo il palo

$$\tau_{k,i} = \sigma'_{h,i} * \operatorname{tg}(\varphi'_d)$$

$$R_{k,i} = \frac{(\tau_{k,i} + \tau_{k,i+1}) * \Delta}{2} \quad \text{dove: } \Delta = 20 \text{ cm (passo di integrazione)}$$

$$R_k = \sum R_{k,i}$$

Resistenza laterale (attrito palo-terreno): $R_{tot} = 2 * (L_{cop} + B_{cop}) * R_k$;

(L_{cop} :Lunghezza soletta, B_{cop} :Larghezza soletta).

Verifica di sollevamento (UPL)			
Lunghezza soletta	Lcop	17	m
Larghezza soletta	Bcop	16	m
Area soletta	Bcop x Lcop	272	m2
Spessore fondazione	H fond	1.000	m
Battente idraulico	hw	7.000	m
Peso di volume acqua	γ_w	10.000	kN/m3
Pressione neutra all'interfaccia della soletta	pw	70.000	kPa
Azione instabilizzante	Vinst	19040.000	kN
		19.040	MN
Peso di volume calcestruzzo	γ_{cls}	25.000	kN/m3
Peso proprio fondazione	Gstab_fond	6800.000	kN
		6.800	MN

dove:

Sottospinta dell'acqua: $V_{inst} = p_w * B_{cop} * L_{cop}$; ($p_w = \gamma_w * h_w$)

Peso della fondazione: $G_{stab_fond} = \gamma_{cls} * B_{cop} * L_{cop} * H_{fond}$

Per compensare la spinta idrostatica che in fase provvisoria risulta superiore al peso di fondazione, risulta necessario inserire delle barre filettate tipo Dywidag al fine di resistere a taglio. Lo sviluppo planimetrico delle opere provvisionali è di circa 66 m. Verranno inseriti 2 spinotti in ciascun palo per meglio trasferire le tensioni dovute al galleggiamento, pari ad un numero totale di 132 barre.

La resistenza totale di progetto per singolo spinotto si calcola nel seguente modo:

$G_{stab_barr} = n * V_{bd}$; dove:

$$V_{bd} = \frac{A_{barra} f_y}{\gamma_R \gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

Si considera un contributo minimo di adesione tra la soletta e la paratia di pali:

$G_{stad} = a * A_{lat}$; dove:

$$A_{lat} = (2 * B_{cop} + 2 * L_{cop}) * H_{fond}$$

Numero di barre tipo dywidag per spinotti	n	132.000	
Diametro barre	Dbarra	40.000	mm
Area barre	Abarra	1256.637	mm ²
		0.00125664	m ²
Tensione di snervamento	fy	950.000	Mpa
Coeff. parziale acciaio per verifiche resistenza	γ_{m0}	1.050	
Coeff. parziale acciaio per tiranti provvisori	γ_R	1.100	
Resistenza a taglio di progetto singolo spinotto	Vbd	596.748	kN
Resistenza totale di progetto singolo spinotto	Gstab_barr	78770.715	kN
		78.771	MN
Adesione tra la soletta e la paratia	a	0.000	kPa
Perimetro soletta	P	66.000	m
Area laterale	Alat	66.000	m
Azione stabilizzante dovuta dall'adsione soletta-paratia	Gstad	0.000	MN
Resistenza laterale (attrito palo-terreno)	R,tot	37549.382	kN
		37.549	MN
	γ_{G1} sfav	1.100	
	γ_{G1} fav	0.900	
	Vinst,d	20.944	MN
	Gstb,d	110.808	MN
VERIFICA (Gstb,d>=Vinst,d)	soddisfatta		

La verifica di sollevamento risulta soddisfatta in quanto:

$$(G_{stb,d} :) 0,9 * (G_{stab_fond} + G_{stab_barr} + G_{stad}) = 110.81 \text{ MN} > 20.94 \text{ MN} = V_{inst,d}$$

Occorre verificare a schiacciamento il calcestruzzo in prossimità della barra filettata, adottando una classe C25/30 per il calcestruzzo.

Il valore minimo che barre devono compensare è pari a:

$$Q_{barre} = V_{inst,d} - 0.9 * (G_{stab_fond} + G_{stad})$$

$$V_{barra} = \frac{Q_{barre}}{n}; \quad \text{taglio in ciascuna barra}$$

Ipotizzando una lunghezza di ancoraggio nel palo di 40 cm, la superficie di contatto barra-clt è pari a:

$$L_{anc} = 30 \text{ cm}$$

$A_c = L_{anc} * D_{barra}$; area di contatto spinotto-clt per sollecitazione agente di taglio

$$\sigma_{cls} = \frac{V_{barra}}{A_c}$$

Verifica a schiacciamento del cls			
Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione	Rck	30.000	Mpa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	fck	24.900	Mpa
Resistenza di progetto a compressione	fcd	14.110	Mpa
	Qbarre	14.824	MN
Taglio in ciascuna barra	Vbarra	112.303	kN
Lunghezza di ancoraggio spinotto	L,anc	30.000	cm
Area di contatto spinotto-clt per sollecitazioni agente di taglio	Ac	0.012	m2
Tensione di schiacciamento sul cls	σ_{cls}	9.359	Mpa
VERIFICA ($\sigma_{cls} < f_{cd}$)	soddisfatta		

La verifica a schiacciamento risulta soddisfatta in quanto $\sigma_{cls} < f_{cd}$.

L’armatura della soletta viene verificata in prima battuta considerando la soletta di fondazione appoggiata su 4 lati in corrispondenza dei pali e soggetta alla sottospinta idraulica considerando un tirante idraulico al di sopra della soletta di 7m. Si riporta di seguito il calcolo effettuato:

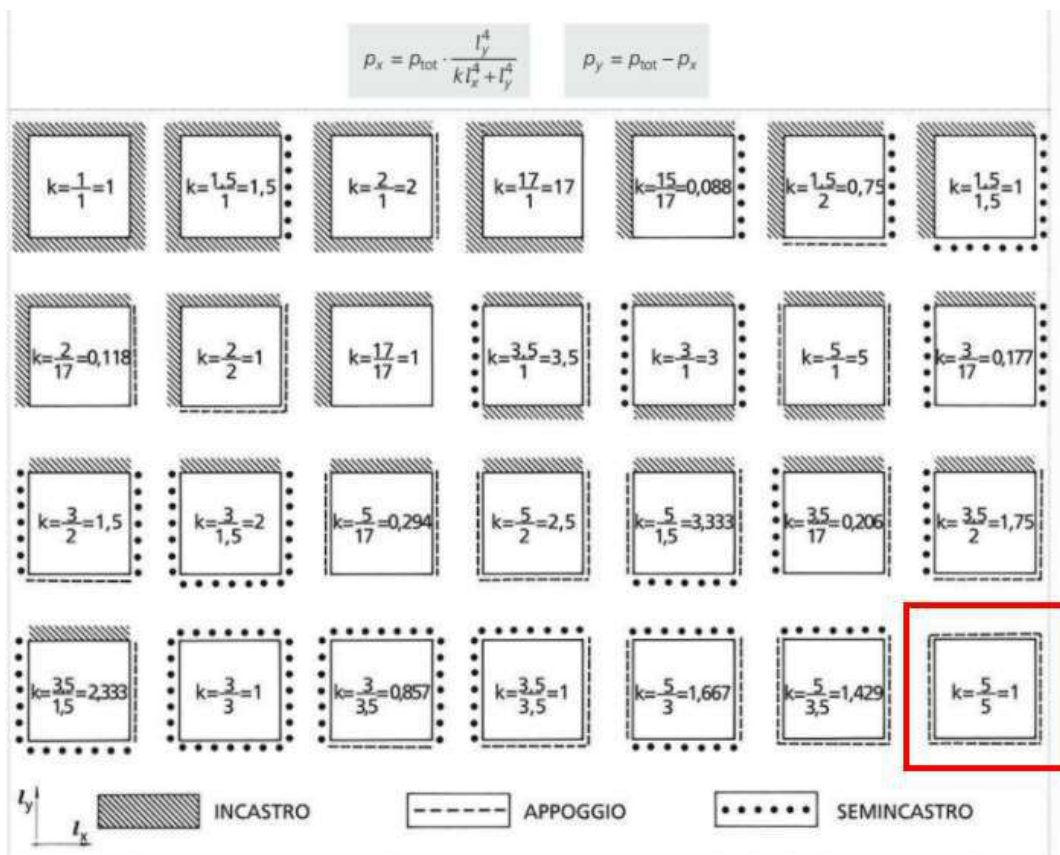


Figura 13.52 – Definizione delle pressioni agenti nelle due direzioni

γ_{water}	10 kN/m ³	peso di volume acqua
h	7 m	altezza falda
pw	70 kN/m ²	sottospinta idraulica
tsoletta	1 m	spessore soletta
γ_{cls}	25 kN/m ³	peso di volume cls
gsoletta	25 kN/m ²	peso soletta
ly	17 m	larghezza piastra in y
k	1	
lx	16 m	larghezza piastra in x
ptot=pw-gsoletta	45 kN/m ²	
px	25 kPa	
py	20 kPa	
Mx	807 kNm	momento di calcolo in direzione x
My	715 kNm	momento di calcolo in direzione y

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **verifica soletta per sottospinta idraulica**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	1000

N°	As [mm ²]	d [mm]
1	2661	71
2	2661	929

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	807	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} 936.5 kN m

σ_c -18.13 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 42.37 ‰

d 929 mm

x 70.89 x/d 0.07631

δ 0.7

La sezione armata con 7Φ22 risulta verificata.

13.8.2. Sezione B-B

13.8.2.1. Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU + SLV)

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni in SLU (A1+M1+R1) ed SLV.

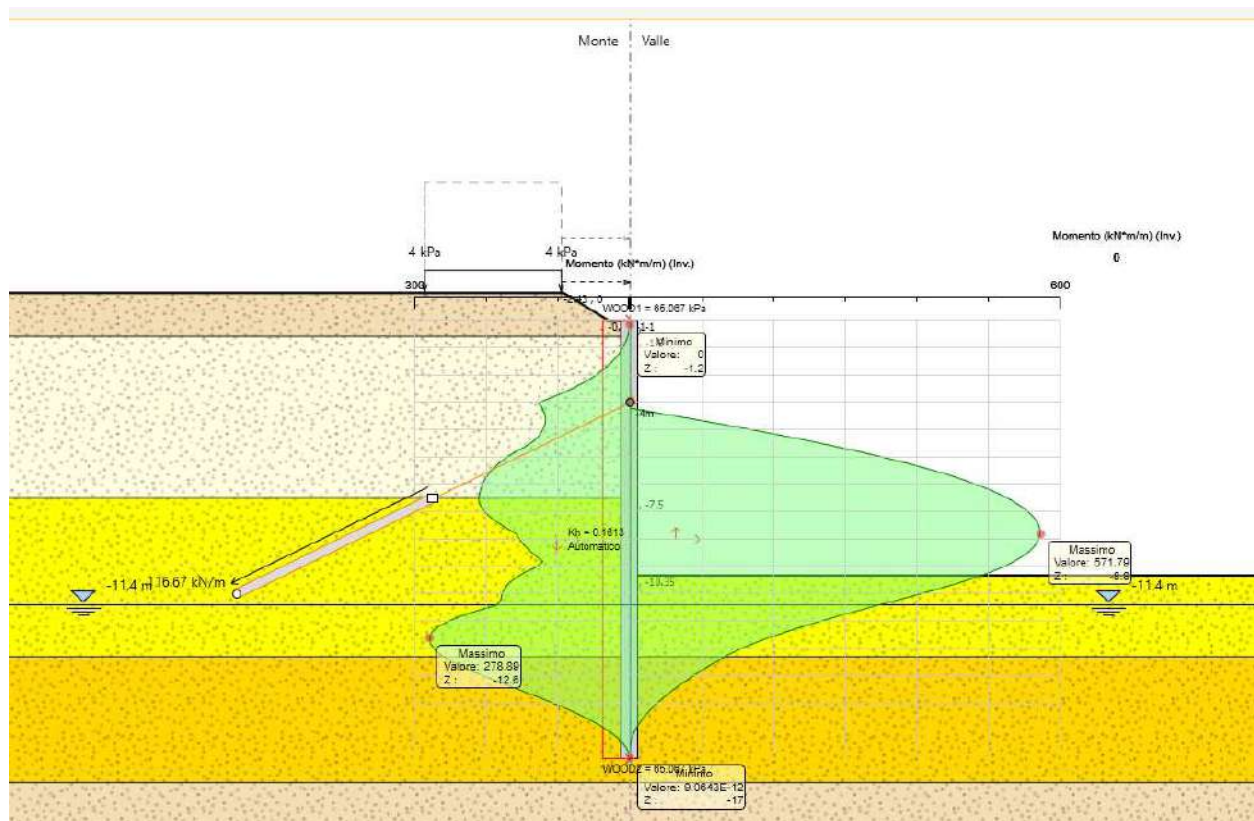


Figura 13.53 – Involuppo diagramma dei momenti SLU-SLV

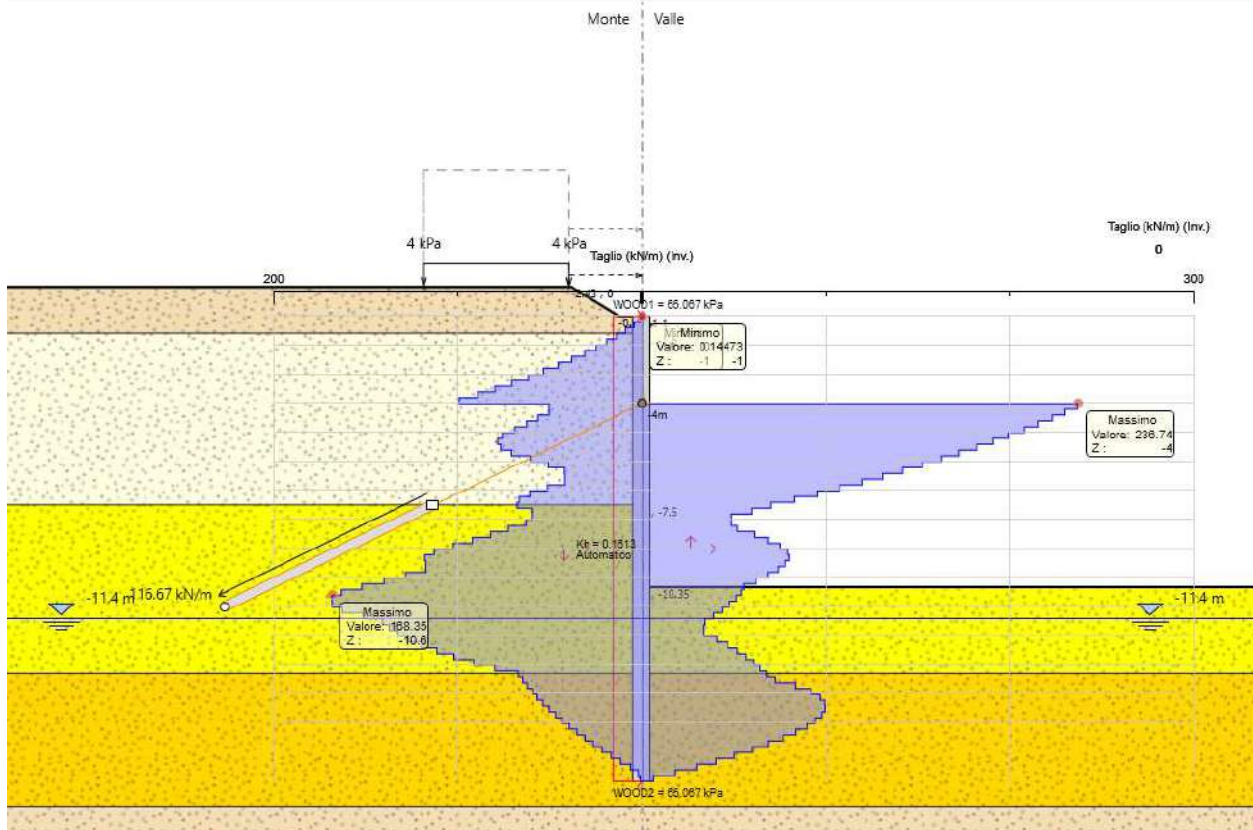


Figura 13.54 – Involuppo diagramma del taglio SLU-SLV

• **Verifiche degli elementi strutturali**

9.8.2.3.1 Verifica sezione circolare pali

Si riportano di seguito le verifiche svolte in SLU per le opere in oggetto.

Le sollecitazioni riportate nei diagrammi precedenti, sono per metro lineare di profondità. Le verifiche strutturali saranno effettuate moltiplicando tali sollecitazioni per l’interasse tra i pali ovvero 80 cm.

$$M_{max} = 572 \text{ kNm/m} \times 0.80 \text{ m} = 458 \text{ kNm};$$

$$V_{max} = 237 \text{ kN/m} \times 0.80 \text{ m} = 190 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si trascura lo sforzo assiale.

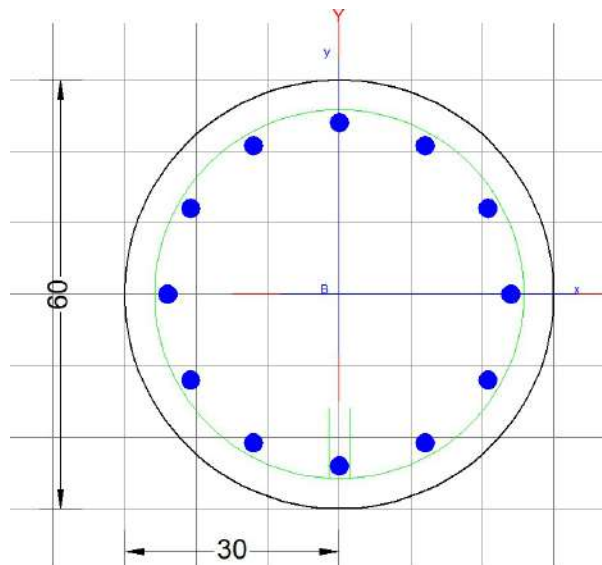


Figura 13.55 – Sezione trasversale

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C25/30	
Resis. compr. di progetto f_{cd} :	14.160	MPa
Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	7.080	MPa
Def.unit. max resistenza e_{c2} :	0.0020	
Def.unit. ultima e_{cu} :	0.0035	

Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec: 31475.0 MPa
Resis. media a trazione fctm: 2.560 MPa

ACCIAIO - Tipo: B450C
Resist. caratt. snervam. fyk: 450.00 MPa
Resist. caratt. rottura ftk: 450.00 MPa
Resist. snerv. di progetto fyd: 391.30 MPa
Resist. ultima di progetto ftd: 391.30 MPa
Deform. ultima di progetto Epu: 0.068
Modulo Elastico Ef 2000000 daN/cm²
Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 30.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.00.0	24.012	26		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 20.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My Vy	Vx
1	0.00458.00	0.00190.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.7 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 9.8 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 3.7 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	458.00	0.00	0.00	489.630.00	1.0737.2	(4.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec maxx/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.003500.353	0.0	30.00.00240	0.0	24.0-0.0064	10.0	-24.0		

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

1 0.0000000000.000183567-0.0020070210.353 0.881

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm
 Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe
 Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con $L=lungh.legat.proietta-$
 ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	190.00		537.943	15.68	45.7	53.6	2.500	1.0004	77.9(0.0)

9.8.2.3.2 Verifica tiranti

La verifica geotecnica a sfilamento delle barre di ancoraggio è stata condotta secondo quanto previsto per i tiranti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali indicati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per quanto riguarda azioni e parametri del terreno e di un coefficiente parziale sulle resistenze γ_R pari a 1.1 per tiranti temporanei (tabella 6.6.I delle NTC).

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

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

Il valore della resistenza caratteristica allo sfilamento $R_{a,k}$ viene determinato dalla resistenza di calcolo $R_{a,c}$ (considerando il suo valor medio) attraverso il fattore di correlazione (ξ_{a3} in funzione del numero di verticali di indagine ($\xi_{a3} = 1.8$ nel caso in esame avendo a disposizione 1 verticale di indagine):

$$R_{a,k} = R_{a,c} / \xi_{a3}$$

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

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

Il valore della resistenza di calcolo $R_{a,c}$ viene determinato come segue:

$$R_{a,c} = D \cdot \alpha \cdot p \cdot L \cdot \tau_s$$

Dove:

D = diametro di perforazione

α = coefficiente di maggiorazione del diametro di perforazione, funzione del tipo di terreno e di iniezione, assunto pari a 1.10 nel caso in esame per le unità geotecniche attraversate dai tiranti. È stata adottata la tecnica di iniezione globale unica (IGU);

L = lunghezza del bulbo di ancoraggio

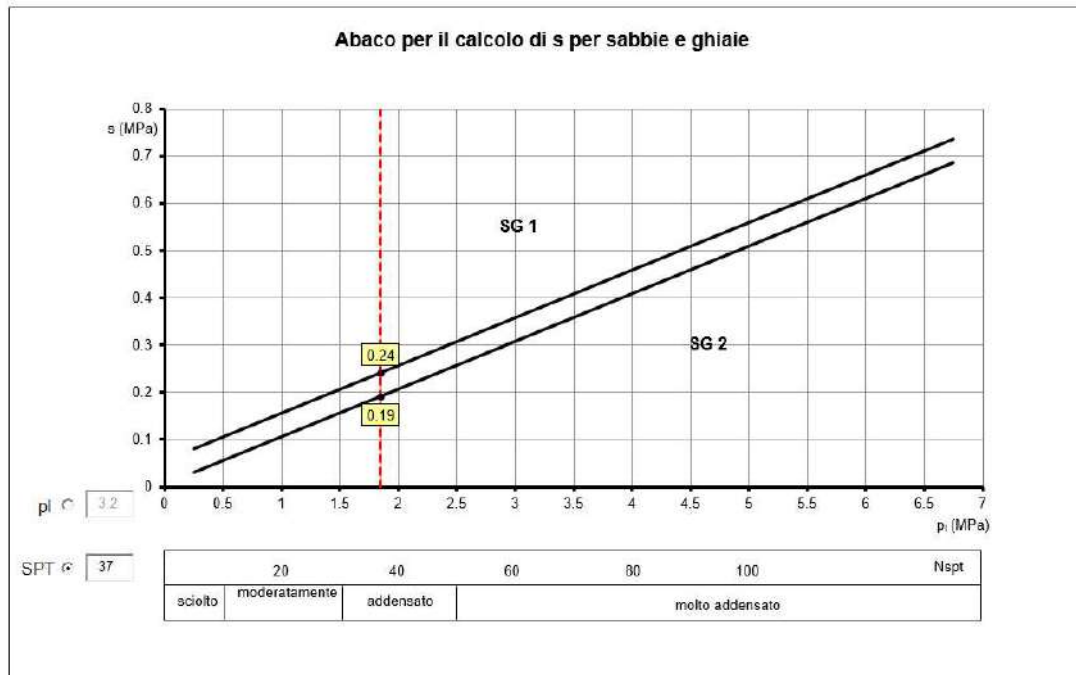
τ_s = tensione limite di aderenza fra bulbo e terreno

Tipo di terreno	Coefficiente α	
	IRS*	IGU**
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4
Sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3
Sabbia grossolana	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Argilla	1.8 - 2	1.2
Marna	1.8	1.1 - 1.2
Marna calcarea	1.8	1.1 - 1.2
Arenaria alterata o fratturata	1.8	1.1 - 1.2
Roccia alterata o fratturata	1.2	1.1

IRS: Iniezione ripetuta selettiva
IGU: Iniezione globale unica

Per la stima della tensione limite di aderenza tra bulbo e terreno si è fatto riferimento alle indicazioni di Bustamante e Doix (1985) per le iniezioni IGU relative a terreni incoerenti.

Dalle indagini in-situ si è ottenuto un valore di N_{spt} 37, da cui $\tau_s = 190$ kPa per lo strato in esame "Ghiaie grossolane e blocchi calcarei".



* $S = \tau_s$

*SG2 = IGU

Il valore della resistenza di progetto allo sfilamento del bulbo $R_{a,d}$ si ottiene applicando alla resistenza caratteristica $R_{a,k}$ il coefficiente parziale sulle resistenze γ_R precedentemente definito:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R = R_{a,c} / (\xi_{a3} \cdot \gamma_R)$$

La verifica allo sfilamento risulta soddisfatta quando:

$$R_{a,d} > E_d \text{ (sollecitazione)}$$

La resistenza a trazione di progetto delle barre in acciaio si determina fattorizzando la tensione di snervamento caratteristica con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.15$. La verifica strutturale del tirante risulta soddisfatta quando:

$$R_{t,d} = f_{yk} / \gamma_s \cdot A_{acciaio} > E_d$$

Infine, va rispettata la gerarchia delle resistenze ovvero la resistenza a trazione di progetto delle barre in acciaio deve essere maggiore della resistenza a sfilamento:

$$R_{t,d} > R_{a,d}$$

Di seguito si riportano le verifiche dei tiranti effettuate internamente al software paratie:

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	tirante	364.1	486.36	807.41	0.749	0.451	✓	✓
Tieback	scavo 7m	371.19	486.36	807.41	0.763	0.46	✓	✓
Tieback	scavo 9m	399.07	486.36	807.41	0.821	0.494	✓	✓
Tieback	fondo scavo	463.79	486.36	807.41	0.954	0.574	✓	✓
Tieback	sisma	463.01	486.36	807.41	0.952	0.573	✓	✓

Figura 13.56 – Verifiche tiranti

Le verifiche risultano soddisfatte ai sensi delle NTC 2018.

- *Verifica trave di ripartizione*

Di seguito si riportano le verifiche strutturali dei profili HEB 180 utilizzati come travi di ripartizione delle reazioni dei tiranti. Per la verifica è stato considerato lo schema strutturale di trave appoggio-appoggio:

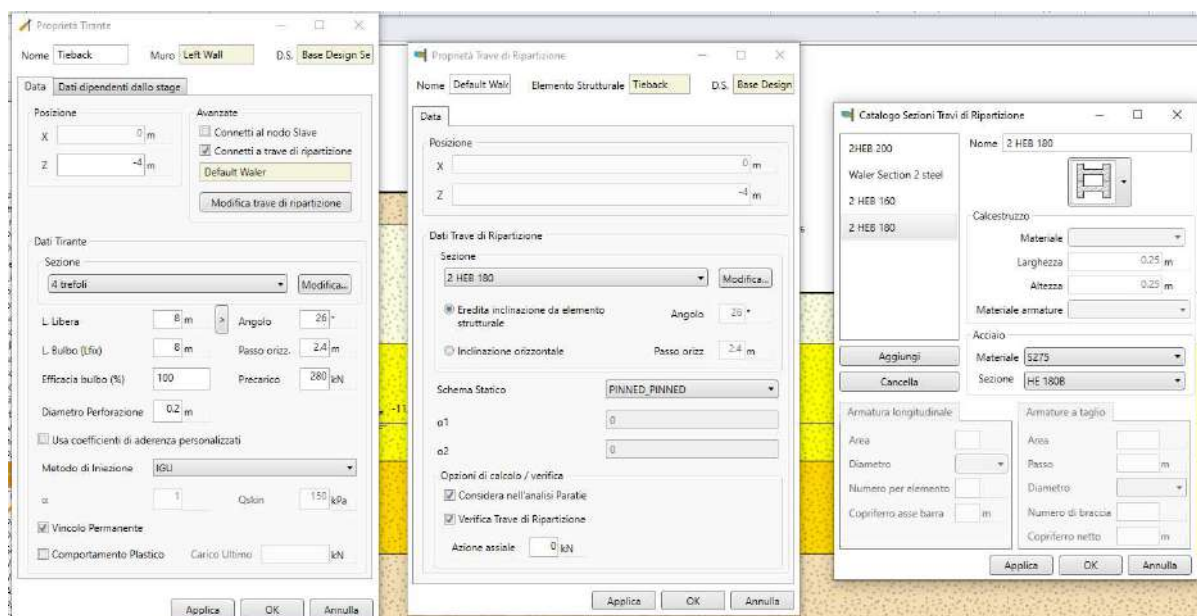


Figura 13.57 – Inserimento trave di ripartizione in Paratie

La verifica è eseguita internamente al software Paratie e di seguito se ne riportano gli esiti:

Verifiche Elementi Strutturali

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

Tiranti | Puntoni | Travi di Ripartizione in Acciaio | Travi di Ripartizione in Calcestruzzo

Trave di Ripartizione	Connessione	Sezione	Materiale	Passo orizz. (m)	D.A.	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Azione Assiale (kN)	Sfruttamento Momento	Sfruttamento Taglio	Instabilità
Default Waler	Tieback	HE 180B	S275	2.4	NTC2018: A1+A	tirante	151.71	0	0.505	0.413	0
Default Waler	Tieback	HE 180B	S275	2.4	NTC2018: A1+A	scavo 7m	154.66	0	0.515	0.421	0
Default Waler	Tieback	HE 180B	S275	2.4	NTC2018: A1+A	scavo 9m	166.28	0	0.554	0.452	0
Default Waler	Tieback	HE 180B	S275	2.4	NTC2018: A1+A	fondo scavo	193.25	0	0.644	0.525	0
Default Waler	Tieback	HE 180B	S275	2.4	NTC2018: A1+A	sisma	192.92	0	0.643	0.525	0

Copia negli appunti

Chiudi

Figura 13.58 – Verifiche trave di ripartizione

Le verifiche risultano soddisfatte.

13.8.2.2. Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Lo spostamento orizzontale massimo in SLE vale 23mm. Tale spostamento si ritiene accettabile in quanto inferiore al limite $H_{scavo}/200 = 10350/200 = 52$ mm.

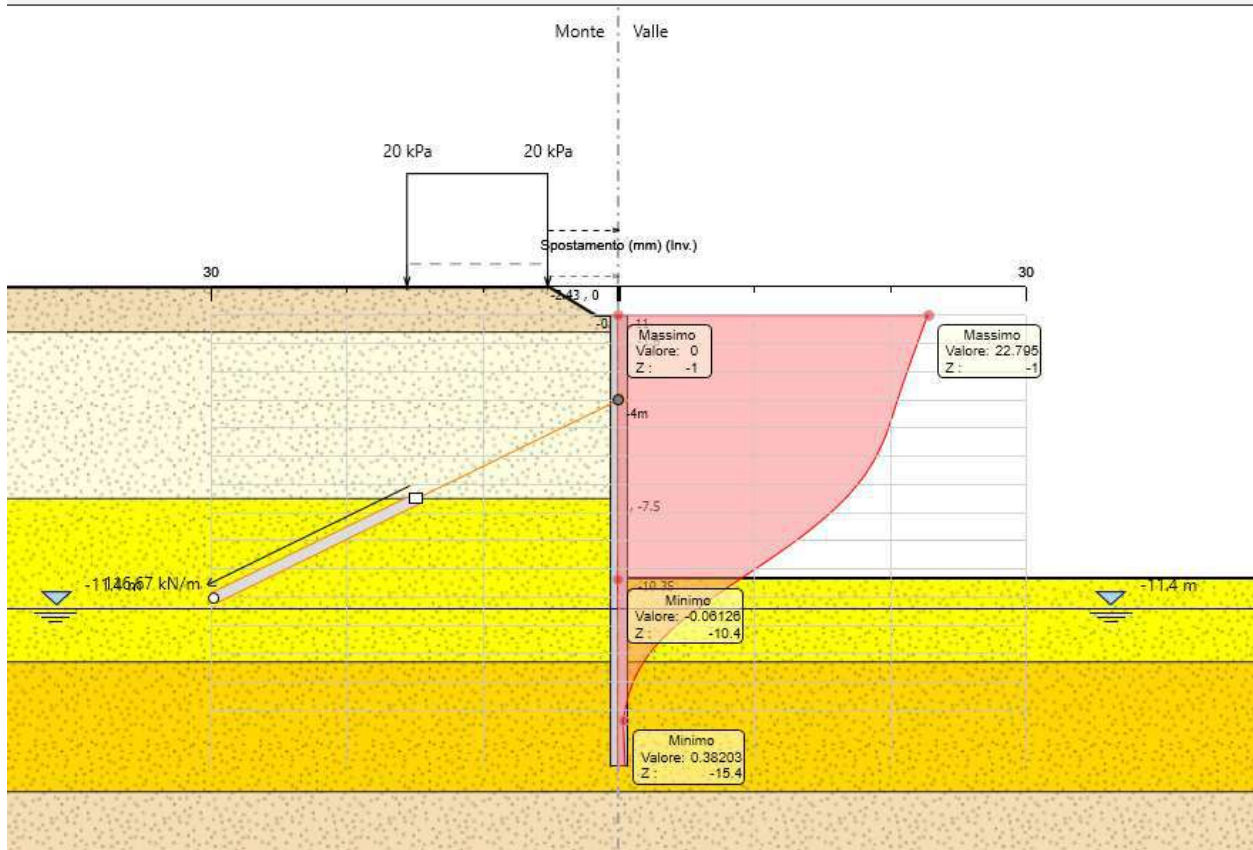


Figura 13.59 – Diagramma spostamento in esercizio

13.9. Caratteristiche dell’opera

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dell’opera:

Armature Sezione A-A:

gabbia 1 (lunghezza = 7 m): 12 Φ 20 - staffe Φ 10/ passo 20 cm

gabbia 2 (lunghezza = 8 m): 18 Φ 26 - staffe Φ 10/ passo 10 cm

gabbia 3 (lunghezza = 8 m): 14 Φ 22 - staffe Φ 10/ passo 20 cm

incidenza totale = 135 kg/m³

Puntoni:

Puntoni interni d’angolo HEM500 + travi perimetrali HEM600

Armature Sezione B-B:

armatura verticale: 12 Φ 26;

staffe: Φ 10/ 20 cm

incidenza totale = 195 kg/m³

14. PARATIA DI CANTIERE SUD EST - CANTIERE M6

14.1. Software di calcolo

- ParatiePlus della Harpaceas per l’analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno;

14.2. Descrizione degli interventi

Al fine di sostenere lo scavo si prevede la realizzazione di un’opera di sostegno costituita da una paratia di micropali di diametro $\varnothing 300$ armati con tubolare in acciaio cavo e un sistema di tiranti, ognuno costituito da 4 trefoli e precaricato con 150 kN.

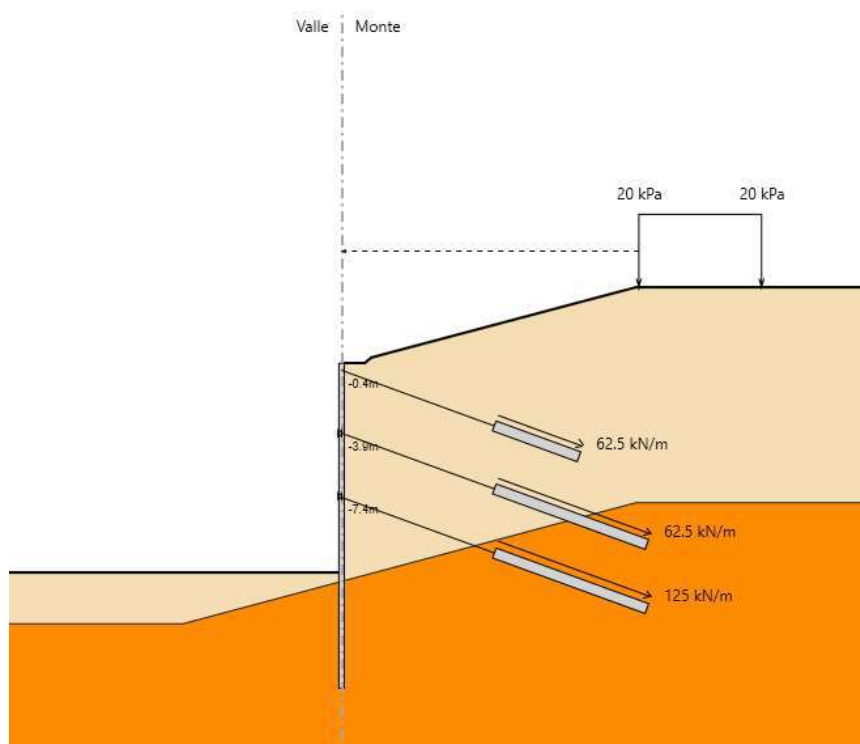


Figura 14.1 – Schematizzazione della paratia di micropali

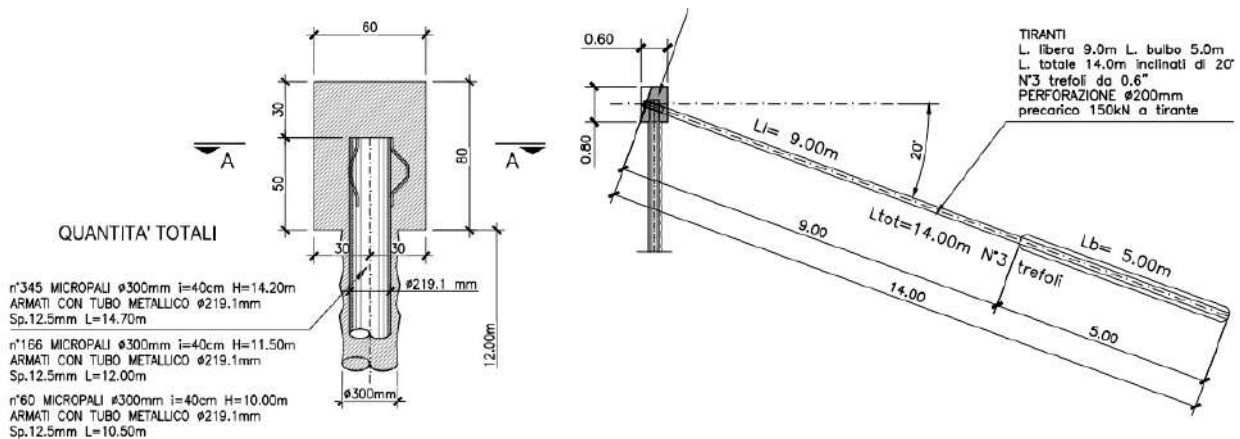


Figura 14.2 – Particolare del micropalo e del tirante (Modificare numero trefoli, diametro di perforazione e inserire anche il tirante di L.bulbo=9m)

Per il calcolo e dimensionamento di tale opera si fa riferimento ad una sezione rappresentativa, ovvero, la sezione che risulta maggiormente gravosa dal punto di vista della configurazione di geometrica di scavo (Figura 1-4) e di seguito descritta.

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

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

Nel caso in esame, essendo presenti tre ordini di tiranti, il 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di tiranti e il fondo scavo risulta essere $0.1 \cdot 3.8 \text{ m} = 0.38 \text{ m}$, valore che viene considerato come extra-scavo nella costruzione del modello geotecnico di

calcolo. Nella tabella seguente viene riassunta l’altezza di scavo considerata nel modello di calcolo:

Sezione	Profondità di scavo da p.c.	Scavo massimo da modello
	m	m
6	11.22	11.60

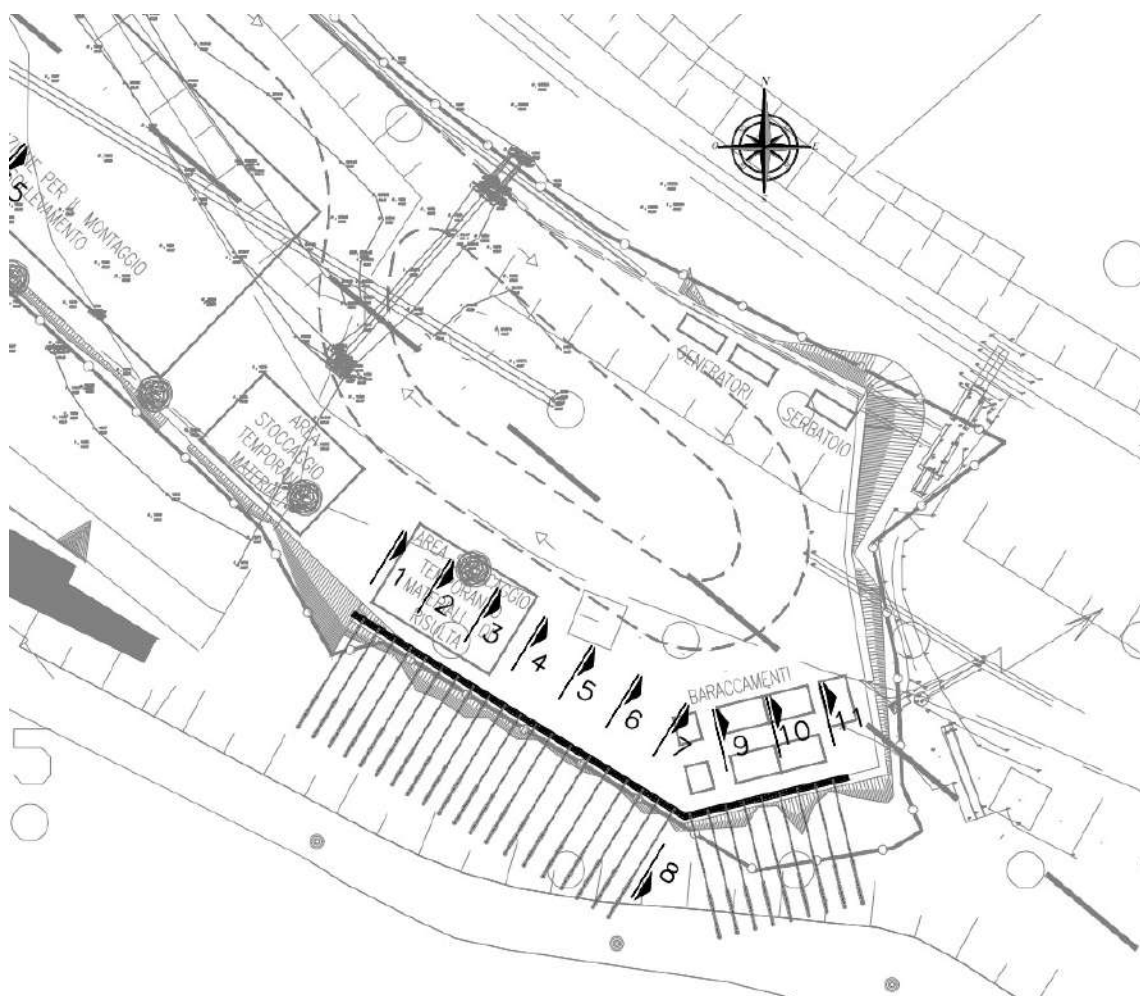


Figura 14.3 - Posizione della sezione di calcolo delle opere di sostegno (Sez. 6)

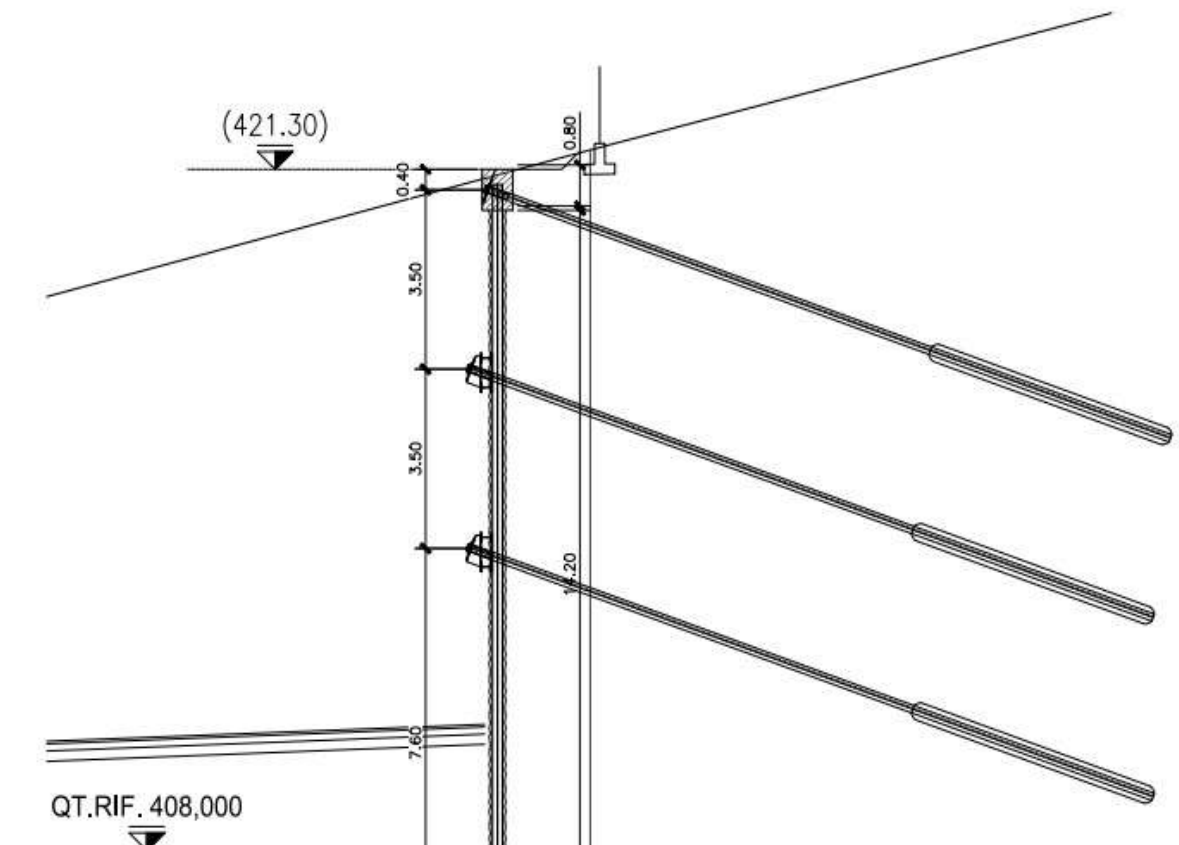


Figura 14.4 – Sezione 6 (Nuova figura con lunghezza della paratia modificata e terzo ordine di tiranti modificato)

14.2.1. Sezione 6

L’intervento prevede la realizzazione di una paratia costituita da micropali aventi interasse $i=40$ cm, con un diametro di perforazione di 300 mm, armato tramite un profilato tubolare cavo in acciaio \varnothing 219.1 mm e spessore 12.5 mm. La lunghezza dei suddetti micropali risulta variabile lungo lo sviluppo della paratia, si rimanda ai relativi elaborati grafici il dettaglio delle diverse dimensioni. Si prevede, inoltre, l’inserimento di un sistema di ancoraggio variabile lungo lo sviluppo della paratia da uno o tre ordini di tiranti, inclinati di 20° rispetto all’orizzontale, passo 2.4 m per i primi due livelli e 1.2 per l’ultimo livello. Il primo ordine di tiranti presenta una lunghezza libera di 9 m e lunghezza del bulbo pari a 5 m, mentre, il secondo e il terzo una lunghezza del bulbo pari a 9 m. Ogni tirante è costituito da 4 trefoli da 0.6” e viene precaricato con 150 kN; la perforazione prevista è di 240 mm.

La sezione oggetto di dimensionamento e verifica, ovvero, la sezione che come enunciato in precedenza prevede le condizioni più gravose, presenta una lunghezza del micropalo di 17.7 m con tre ordini di tiranti.

14.3. Materiali

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzati per le opere di progetto:

- **Miscela cementizia per micropali e tiranti**

Classe di resistenza C25/30:

Resistenza cubica a compressione caratteristica $R_{ck} \geq 30,0$ MPa;

Resistenza monoassiale per carichi di breve durata $f_{ck} = 24,9$ MPa;

- **Acciaio del profilato cavo per l’armatura del micropalo**

Acciaio tipo S355NH/NHL:

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 355,0$ MPa;

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 470$ MPa;

Modulo elastico $E_s = 206$ GPa.

- **Acciaio armonico per tiranti**

Quattro trefoli di acciaio armonico:

Sezione nominale del trefolo: $A_p = 139$ mm²;

Resistenza caratteristica a rottura $f_{pt(1)k} = 1670$ MPa;

Resistenza caratteristica allo 1% di deformazione totale $f_{ptk} = 1860$ MPa.

Modulo elastico $E = 201$ GPa.

14.4. Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento ai seguenti valori. Per i maggiori dettagli sulla descrizione di unità geotecniche si rimanda alla Relazione Geologica (A194PD R002):

Tabella 32 – Sintesi dei parametri geotecnici

Descrizione	Prof.	γ_{nat}	c'	ϕ'	Vs	E_{op}
	m	kN/m ³	kPa	°	m/s	MPa
Ghiaia sabbiosa con matrice limosa argillosa	0.0 – 12.0	18.0	0	35	300	105
Sabbia limosa e ghiaiosa alternata a sabbia con ghiaia limosa	12.0 – 25.0	17.5	8 - 10	28 - 30	450	230

Dalle indagini condotte non si rileva la presenza di falda idrica nelle profondità di intervento.

14.5. Analisi dei carichi

14.5.1. Peso proprio

- Peso proprio cls: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

14.5.2. Carichi accidentali

Viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa al fine di simulare il carico veicolare dovuto alla presenza di una strada a monte dell’intervento.

14.5.3. Azione sismica

L’entità delle azioni sismiche è stata stimata utilizzando il metodo pseudo statico e determinando i parametri sismici in ottemperanza NTC18. Le verifiche sono state realizzate allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) prevedono, per la valutazione delle azioni sismiche, di fare riferimento alla zonazione di dettaglio del territorio nazionale redatta dall’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Secondo tale modello, su tutto il territorio nazionale si è disposta una maglia di punti per ognuno dei quali è assegnato un valore di accelerazione massima su substrato rigido a_g , un fattore di amplificazione spettrale F_0 ed un periodo caratteristico T^*c relativi all’evento sismico atteso in un dato tempo di ritorno, quest’ultimo essendo funzione della vita attesa dell’opera e della classe di utilizzo. Note le coordinate geografiche del punto di interesse, è possibile trovare i quattro punti della maglia che lo circoscrivono e ricavare le tre grandezze citate per il punto specifico interpolando tra i valori dei punti forniti dall’INGV.

Per determinare i parametri sismici è stato necessario definire la vita nominale dell’opera (numero di anni per i quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata – V_N) ed il coefficiente d’uso C_U (definito a partire dalla classe

d’uso della struttura). Nel caso specifico sono stati stimati i seguenti valori per la vita nominale dell’opera ed il coefficiente d’uso:

- V_N è pari a 35 anni;
- C_U è pari a 1.

Da cui risulta una accelerazione di riferimento su suolo rigido $a_g=0.182g$.

L’accelerazione massima attesa al sito può essere valutat con la relazione:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove S_S e S_T sono rispettivamente i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.

Tabella 33 – Coefficiente stratigrafico S_S

Categorie di suolo di fondazione		V_{S30} (m/s)	Par. geote.di riferimento	Coefficiente S_S	Coefficiente C_c
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800		1.00	1.00
B	Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o di argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri	360 - 800	$N_{SPT} > 50$ $C_u > 250$ kPa	$1.00 \leq 1.40 - 0.4 F_0 a_g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.2}$
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di	180 - 360	$15 < N_{SPT} < 50$	$1.00 \leq 1.70 - 0.6 F_0 a_g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$

	argille di media consistenza		$70 < c_u < 250 \text{ kPa}$		
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti	< 180	$N_{SPT} < 15$ $c_u < 70 \text{ kPa}$	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0$ $a_g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.5}$
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su un substrato di materiale più rigido (con $VS_{30} > 800 \text{ m/s}$)	Valori simili ai terreni di tipo C o D		$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0$ $a_g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.4}$

Tabella 34 - Coefficiente stratigrafico S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell’opera o dell’intervento	S_T
T1	-	1
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1.2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1.4

Nel caso in esame, in relazione alla prova MASW da cui risulta $V_{s,eq}=415 \text{ m/s}$, si considera $S_S=1.2$ e $S_T=1.2$.

Da cui risulta un valore di accelerazione massima pari $a_{max}=0.262g$.

Nei metodi pseudo-statici l’azione sismica è definita mediante un’accelerazione equivalente, le cui componenti orizzontali a_h e a_v sono legate alla accelerazione di picco dalle seguenti relazioni:

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

$$a_v/g = k_v = \pm 0.5 k_h;$$

Dove α viene ricavato a partire dall’altezza complessiva della paratia H (Figura 1-6) e della categoria di sottosuolo, mentre β viene definito in funzione dello spostamento massimo permanente u_s che l’opera può tollerare (Figura 1-7), ossia, $u_s \leq 0.005H = 0.085$ m.

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$ deve assumersi $k_h = 0.2 a_{max}/g$.

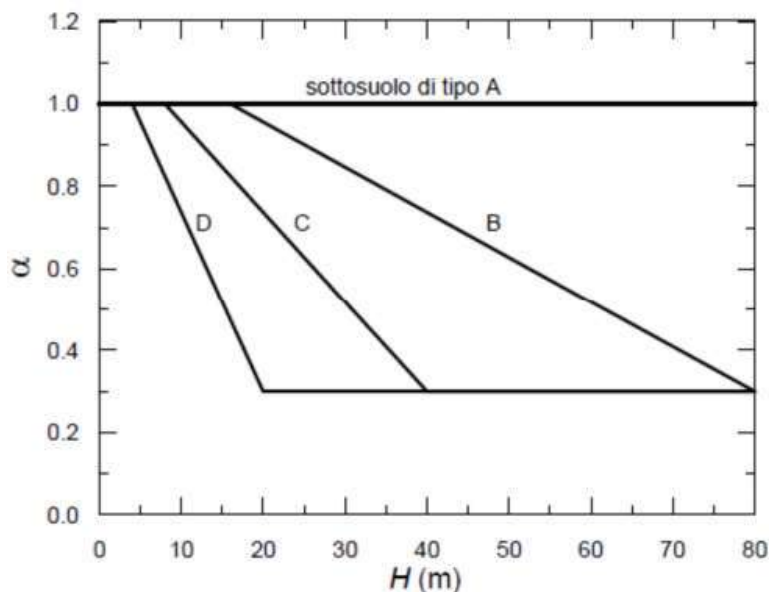


Figura 14.5 – Abaco per la valutazione di α (NTC18 §7.11.6.3.2)

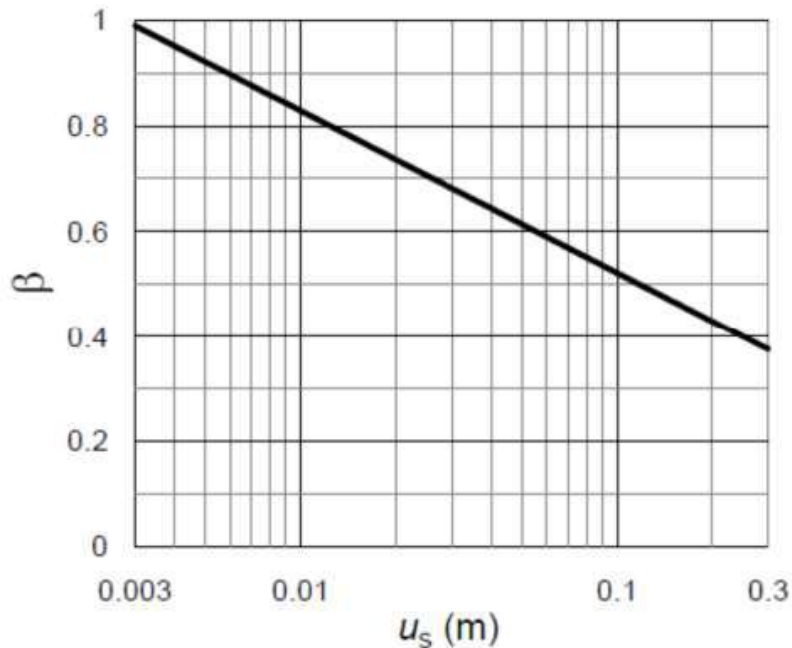


Figura 14.6 – Abaco per la valutazione di β (NTC18 §7.11.6.3.2)

Nel caso in esame si considera $\alpha=0.99$ e $\beta=0.53$, da cui risulta:

$$k_h=0.139;$$

$$k_v= 0.069.$$

14.5.4. Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

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

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

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

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

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

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

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

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

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito ϕ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

14.6. Verifiche

14.6.1. Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l’Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

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

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) (NTC18 §6.5.3.1.2).

Nelle verifiche di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali l’analisi deve essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1) (Circolare NTC18 C6.5.3.1.2).

Il dimensionamento geotecnico dei tiranti di ancoraggio deve essere verificato con riferimento alla Combinazione A1+M1+R3 (NTC18 §6.6.2).

14.6.2. Verifiche SLE

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell’opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell’opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali. In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell’opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell’interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive (NTC18 §6.5.3.2).

14.7. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d’esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione γ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_R)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_{G1}

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	γ_r	γ_γ	1,0	1,0

14.8. Analisi numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate al fine di dimensionare e verificare le paratie di micropali del collegamento al tronco inferiore destro. Il modello di calcolo per la paratia di micropali con diametro di perforazione 300 di interasse 0.4 m previsto di un sistema di ancoraggio costituito da tiranti è stato realizzato con il programma ParatiePlus, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali allo SLE e le sollecitazioni negli elementi strutturali in condizioni allo stato limite ultimo, in condizioni statiche (SLU) e sismiche (SLV).

14.8.1. Sezione 6

14.8.1.1. Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici di progetto:

Tabella 35 – Modello geotecnico – Sezione 6

	Terreni	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	Ghiaia sabbiosa Sabbia / Ghiaia	0	35	$E_{vc} = 105000$ $E_{Lr} = 168000$
	Sabbia limosa e ghiaiosa Sabbia / Ghiaia	8	28	$E_{vc} = 230000$ $E_{Lr} = 368000$

Le fasi esecutive per l’analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

7. Condizione geostatica iniziale;
8. Scavo in sommità per l’installazione della paratia;
9. Realizzazione dei micropali di diametro 300 mm e interasse 0.4 m;
10. Scavo a -1.15 m (0.8 m+0.35 m) da p.c. al fine di realizzare il primo ordine di tiranti;
11. Installazione del primo ordine di tiranti a -0.4 m dalla testa della paratia.

- 12.Scavo a -4.25 m (3.9 m+0.35m) da p.c. al fine di realizzare il secondo ordine di tiranti;
- 13.Installazione del secondo ordine di tiranti a -3.9 m dalla testa della paratia.
- 14.Scavo a -7.75 m (7.4 m+0.35m) da p.c. al fine di realizzare il terzo ordine di tiranti;
- 15.Installazione del terzo ordine di tiranti a -7.4 m dalla testa della paratia.
- 16.Raggiungimento quota fondo scavo a -11.6 dal p.c. considerando un extra-scavo di 0.38 m;
17. Applicazione del sisma.

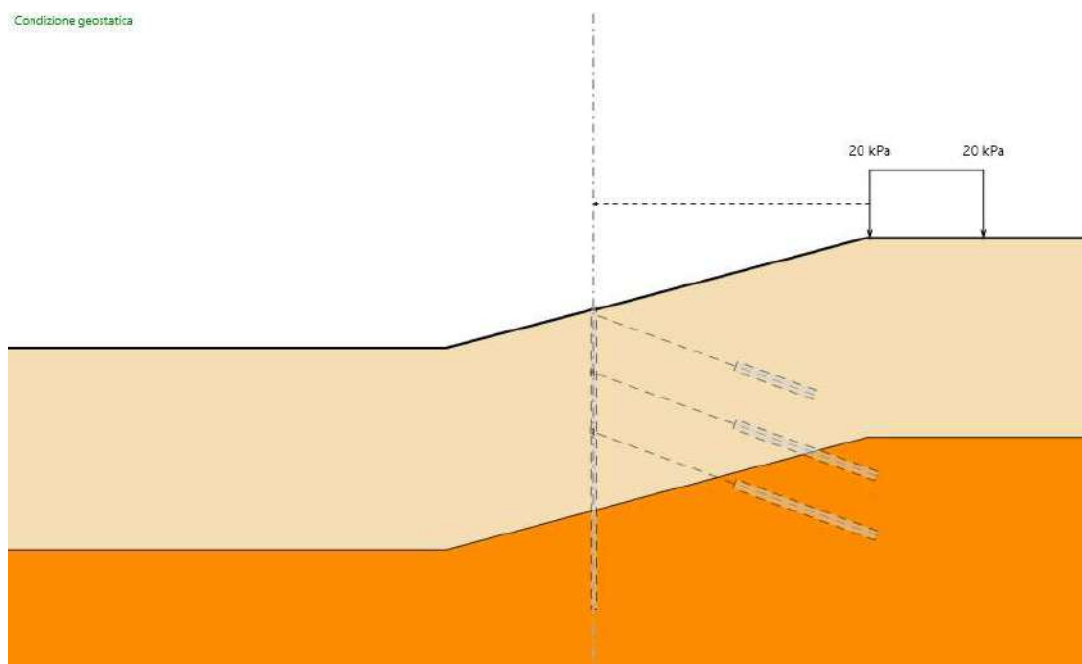


Figura 14.7 – Fase 1

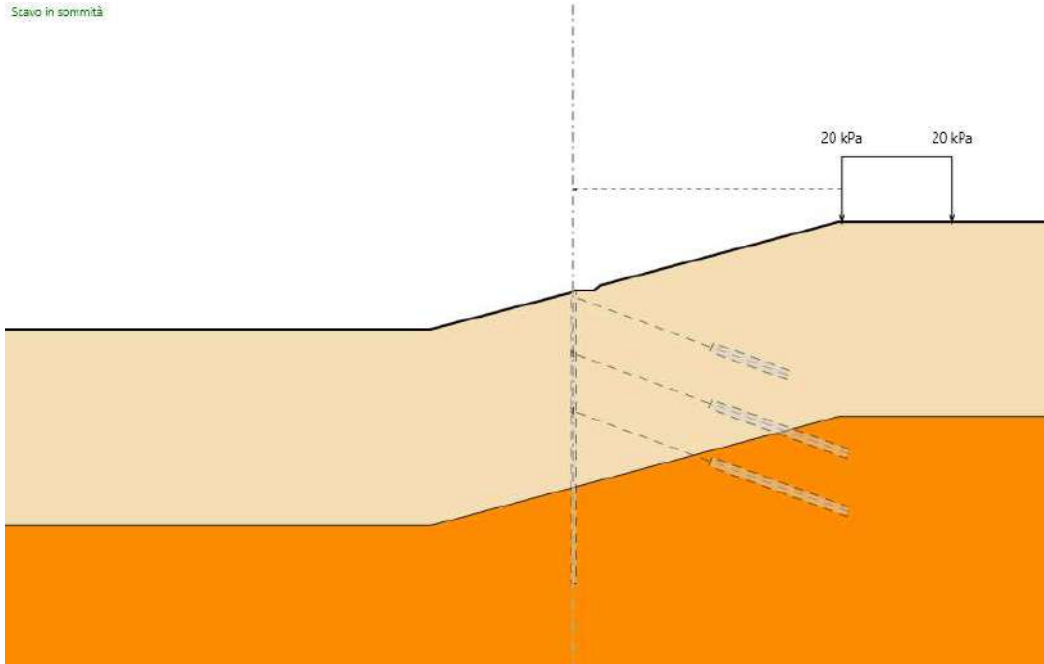


Figura 14.8 - Fase 2

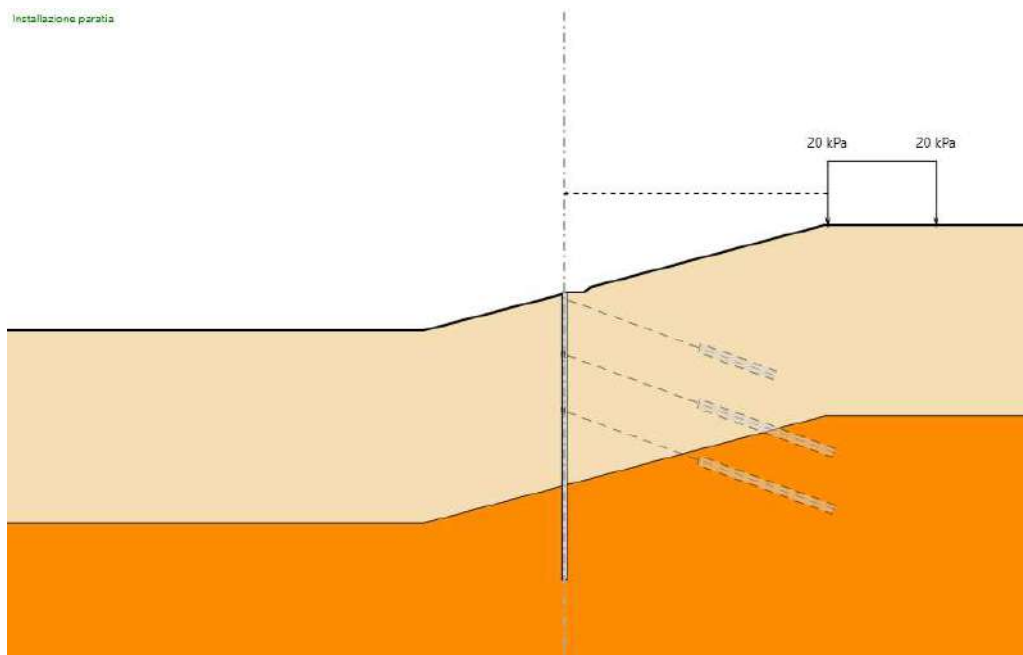


Figura 14.9 – Fase 3

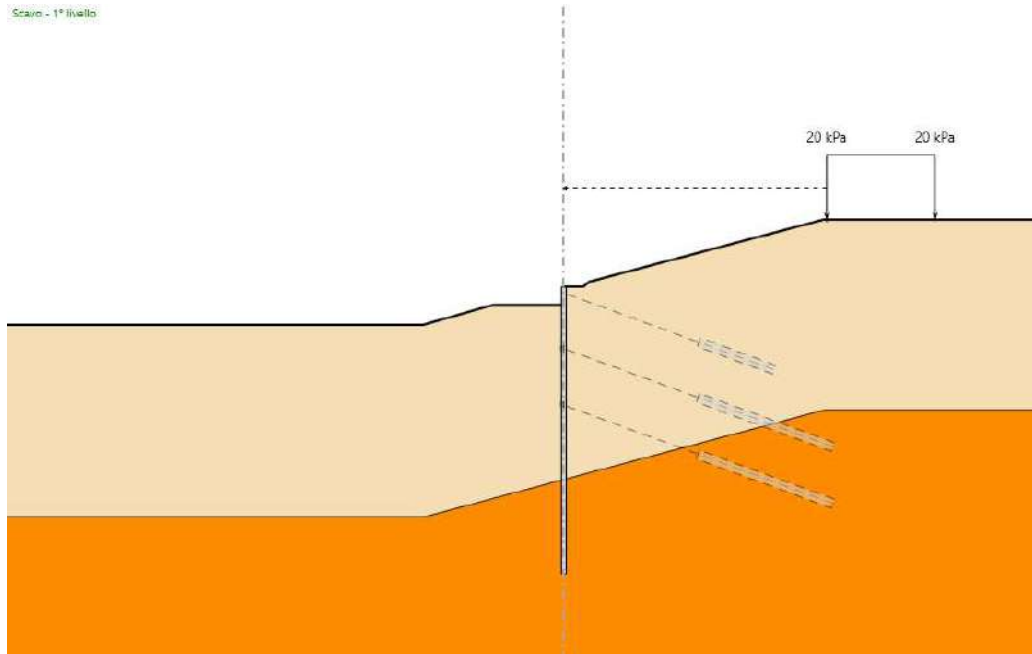


Figura 14.10 – Fase 4

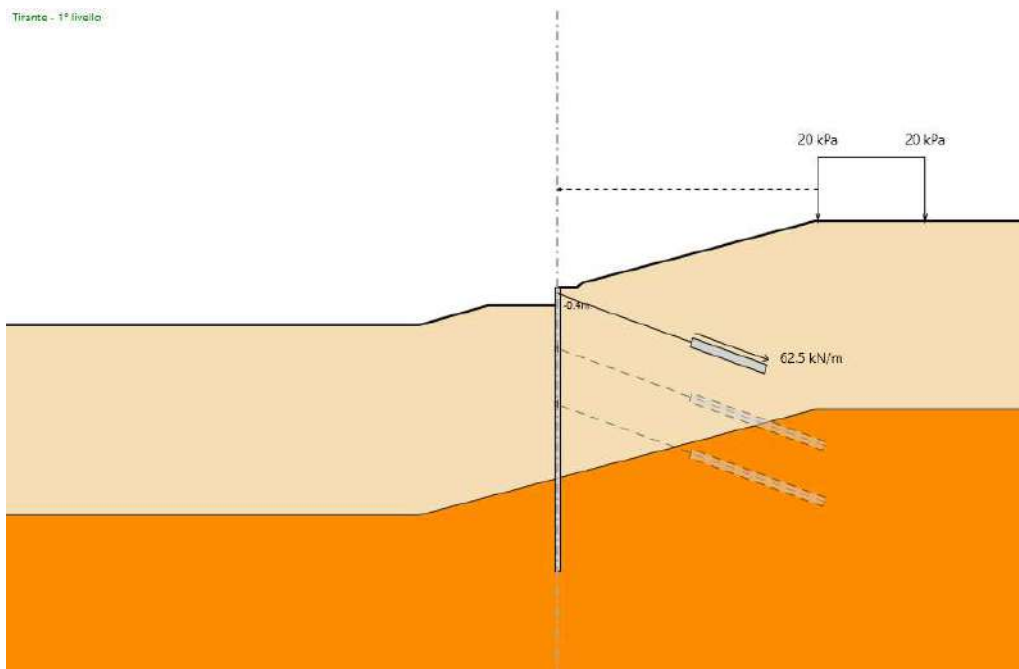


Figura 14.11 - Fase 5

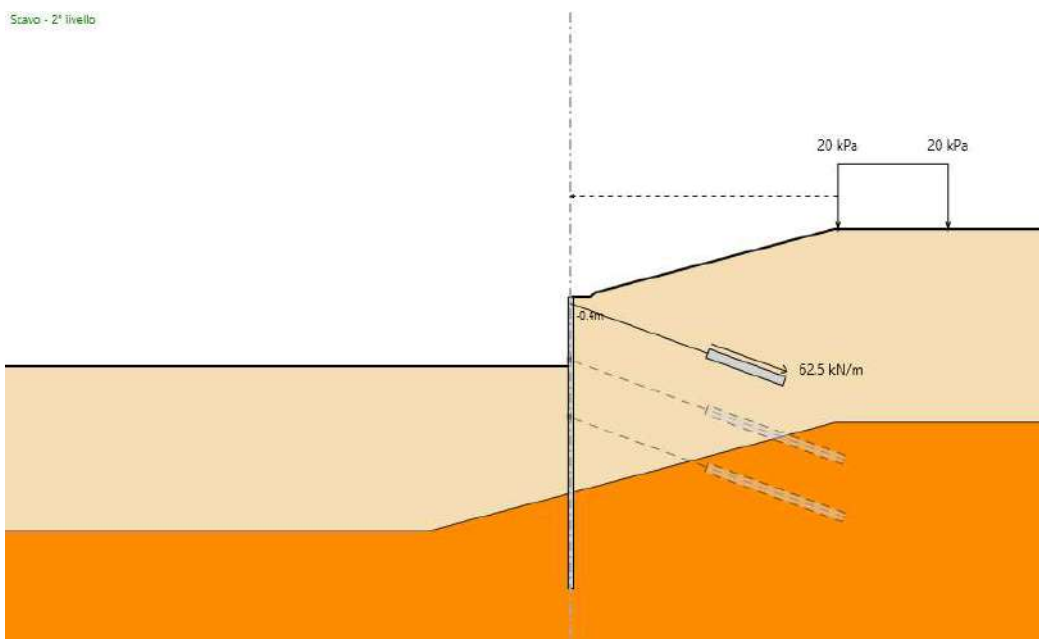


Figura 14.12 – Fase 6

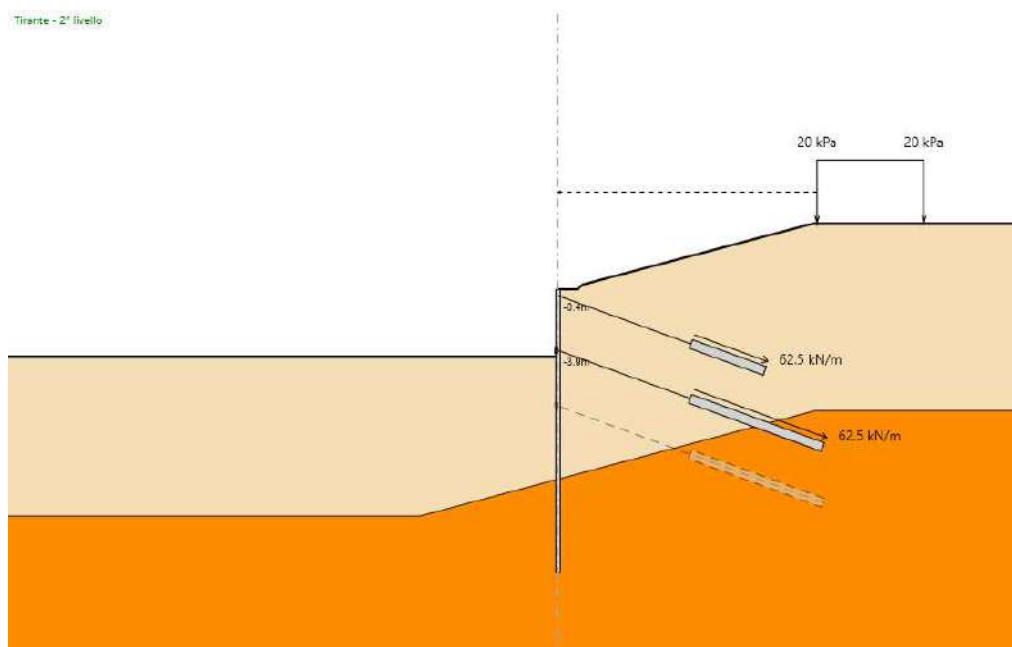


Figura 14.13 – Fase 7

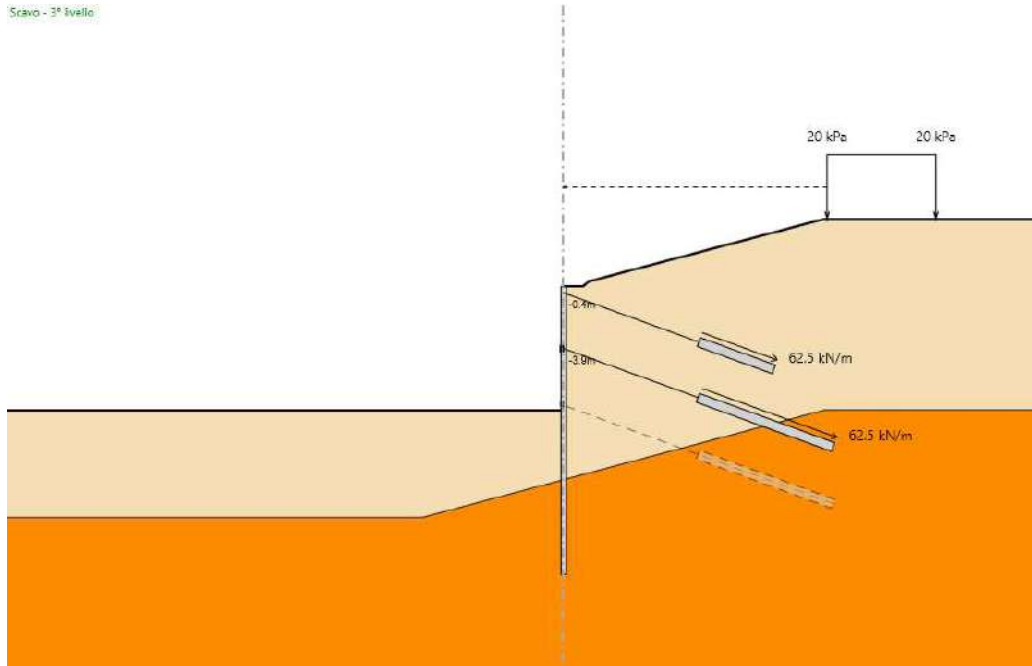


Figura 14.14 – Fase 8

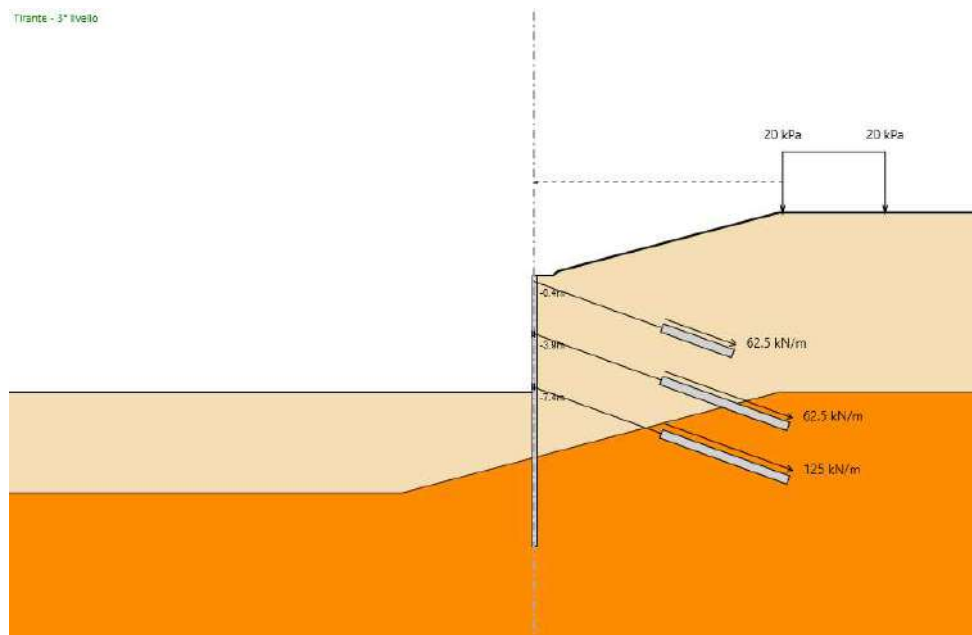


Figura 140.15 – Fase 9

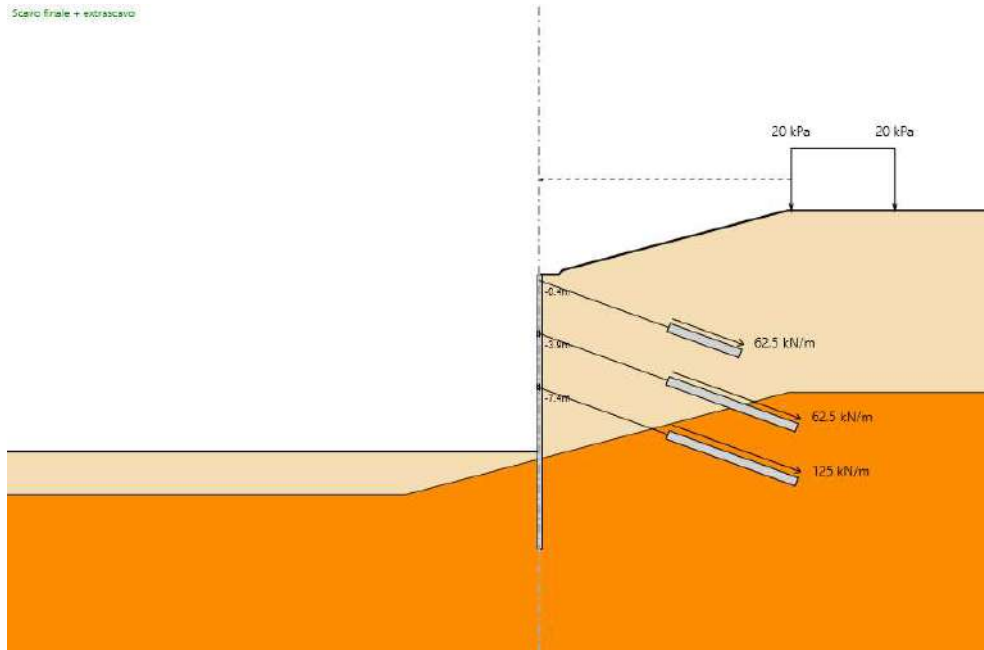


Figura 14.16 – Fase 10

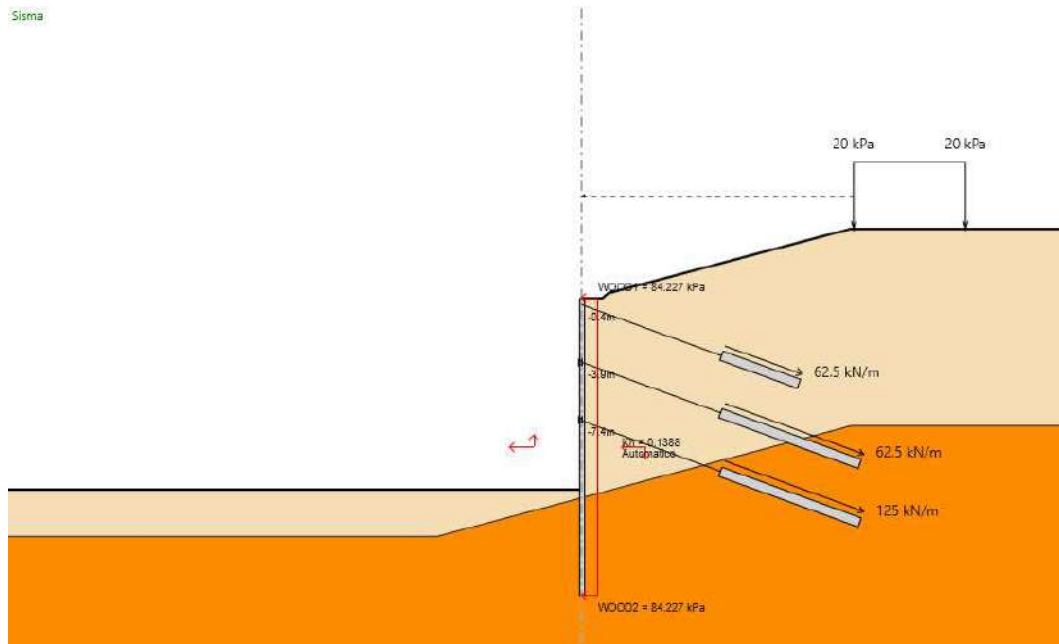


Figura 14.17 – Fase 11

14.9. Risultati

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per il modello implementato, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi.

I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità.

Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche un dimensionamento degli elementi strutturali principali.

14.9.1. Sezione 6 – Paratia di micropali

14.9.1.1. Sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Si riportano di seguito gli involuppi delle sollecitazioni dell’analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1) ed SLV.

Il diagramma del momento flettente:

$M_{max} = 346.79 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; momento flettente massimo

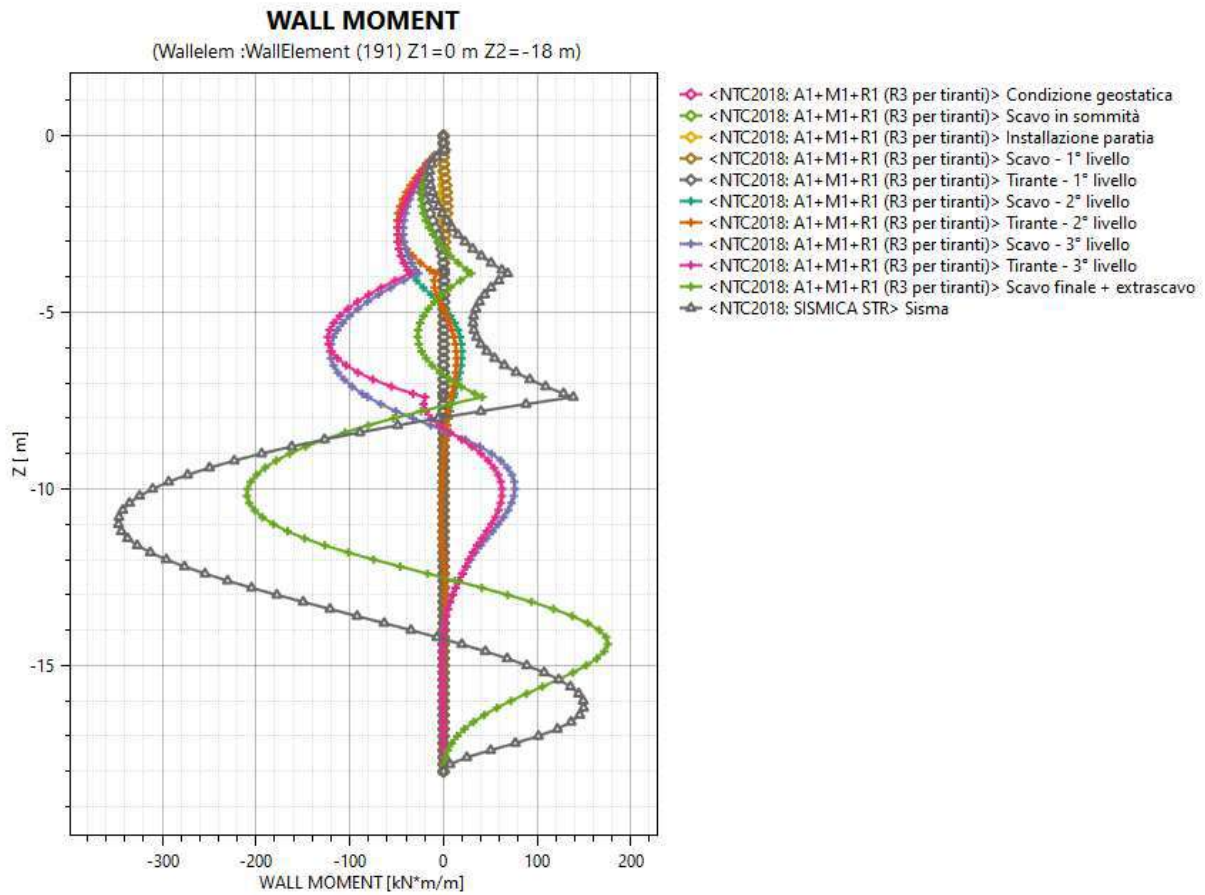


Figura 14.18 – Diagramma Momento Flettente (SLU+SLV) – Paratia di micropali

Il diagramma del Taglio:

Tmax = 252.67 kN/m; taglio massimo

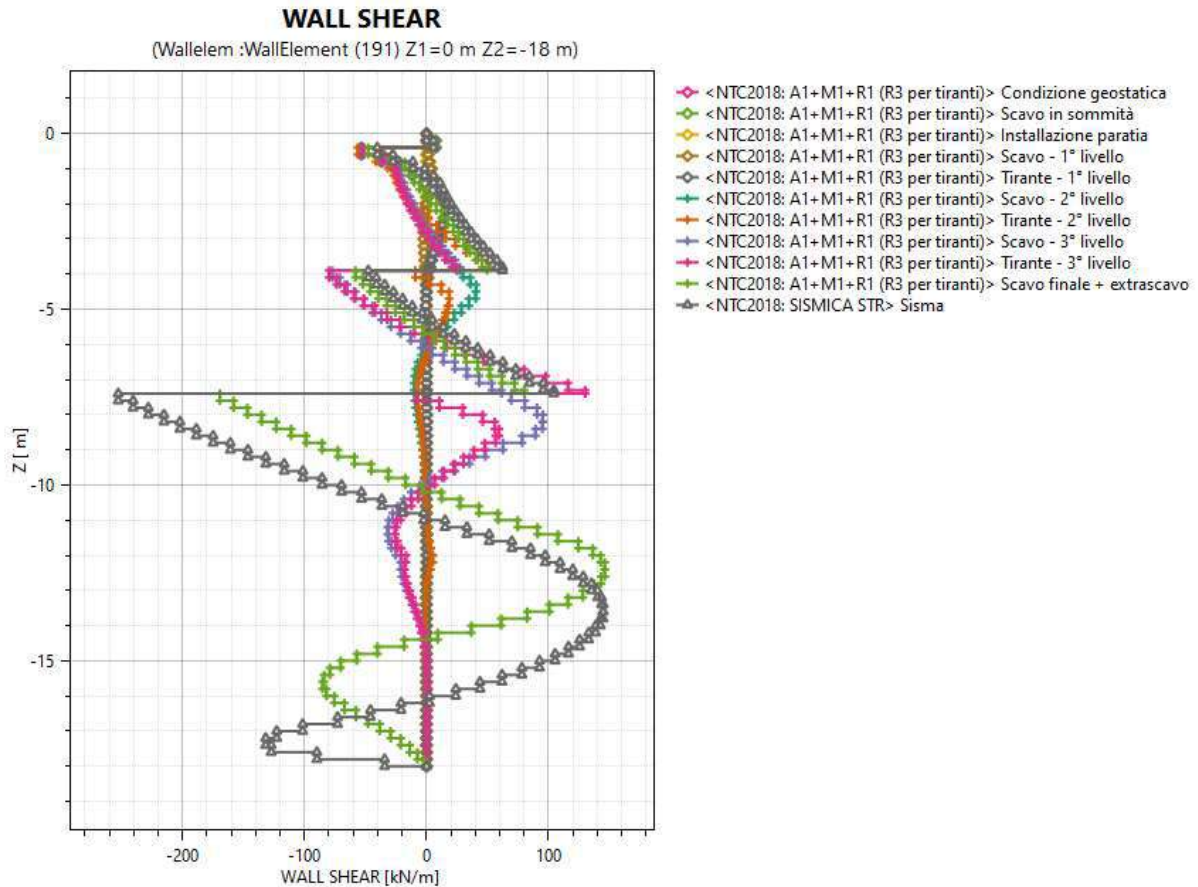


Figura 14.19 – Diagramma del Taglio (SLU + SLV) – paratia di micropali

14.9.1.1. Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Verifica nei confronti delle deformazioni:

Gli spostamenti orizzontali massimi della paratia agli SLE risultano essere circa 2.7 cm, valore che può ritenersi compatibile con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti e la funzionalità dell'opera stessa prevista peraltro come opera provvisoria.

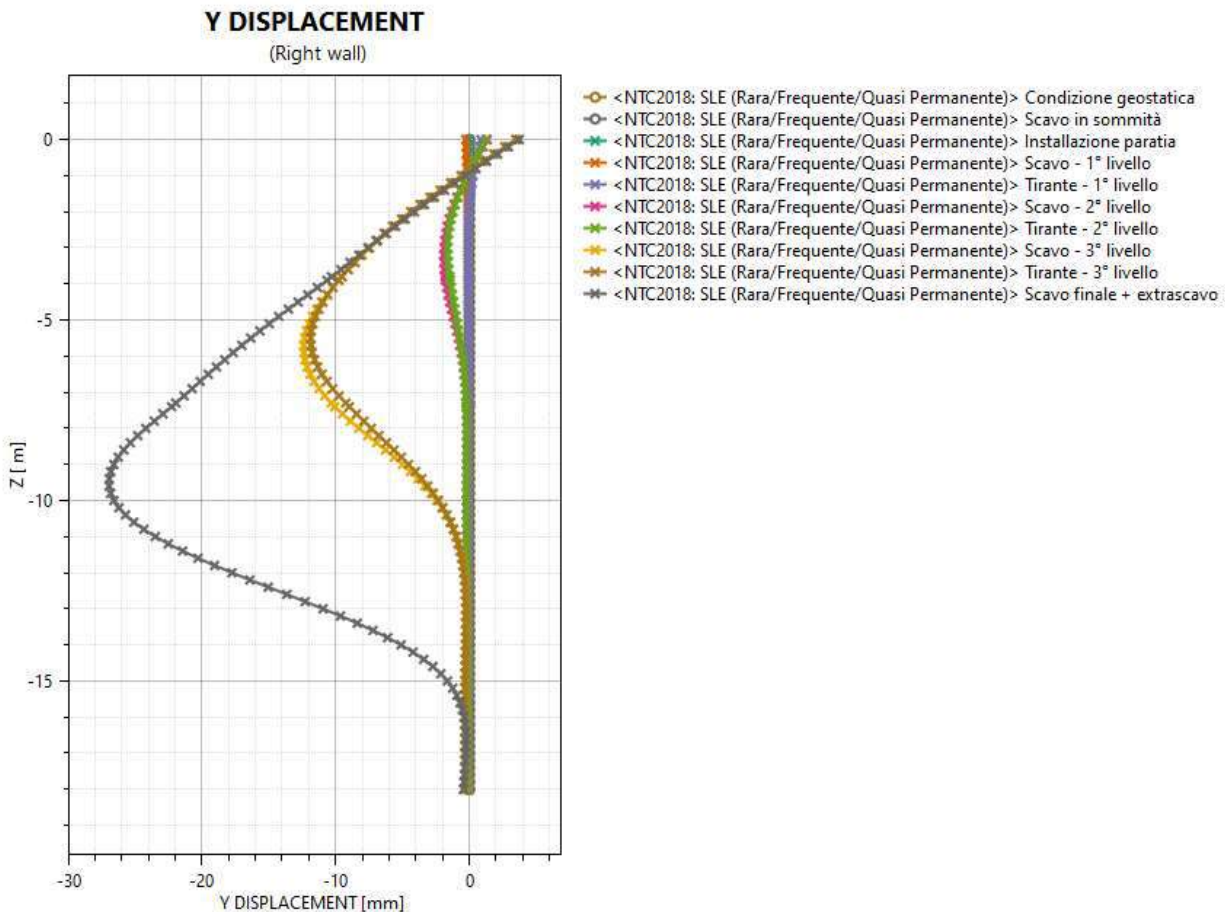


Figura 14.20 – Diagramma spostamenti (SLE) – Paratia di micropali

14.9.1.1. Verifiche allo Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico – Paratia

14.9.1.1.1. *Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera*

Tale verifica si riferisce al raggiungimento di una condizione limite del terreno interagente con l'opera, in cui la paratia può compiere un atto di moto rigido, ovvero, una rotazione intorno ad un punto. La stabilità dell'opera deve essere verificata, con riferimento alla normativa italiana, secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R1) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II. Poiché si

è utilizzato il software ParatiePlus che implementa una legge elasto-plastica per il terreno e consente di rispettare i limiti di spinta attiva e passiva assegnati ai vari strati, la verifica allo SLU per collasso per rotazione intorno ad un punto dell’opera (atto di moto rigido) è soddisfatta con il raggiungimento di una condizione equilibrata e congruente nel limite di iterazioni prefissato per il calcolo. Essendo tutte le analisi, ed in particolare quelle relative alla Combinazione 2, sono giunte a convergenza, le verifiche risultano positive; la convergenza garantisce, infatti, la stabilità “geotecnica” dell’opera.

14.9.1.1.1. Instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

Le verifiche sono state condotte mediante il modulo di verifica di stabilità dei pendii (VSP) interno al codice di calcolo ParatiePlus, utilizzando il metodo all’Equilibrio Limite di Morgenstern-Price.

Il codice di calcolo, analizzando le possibili superfici di scorrimento, restituisce il valore minimo del Fattore di Sicurezza minimo (FS_{min}) relativo alla superficie critica nella condizione statica e sismica, i cui i risultati vengono di seguito di seguito riportati:

Base Design Section:
 NTC2018: A2+M2+R1
 Scavo finale + extrascavo

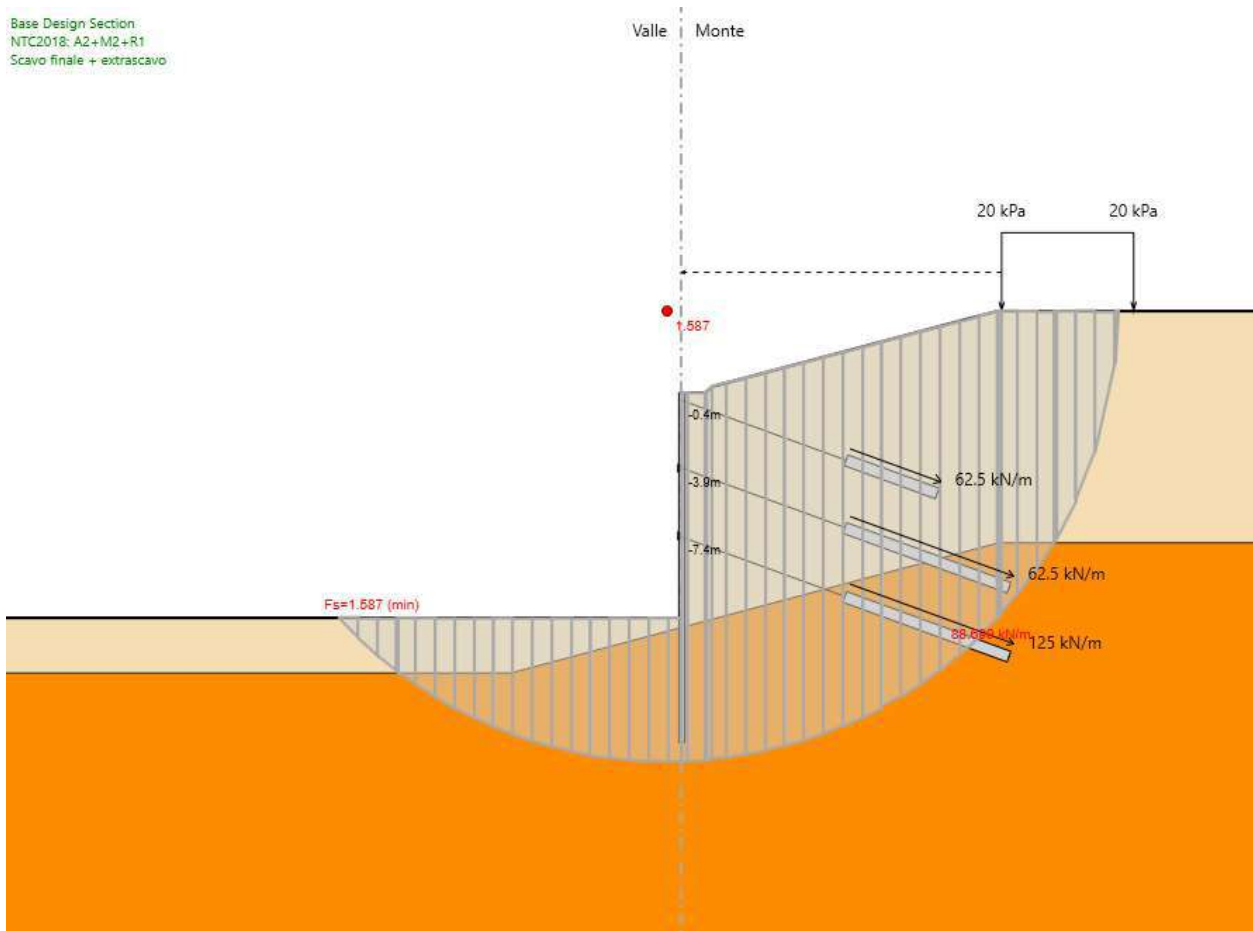


Figura 14.21 – Verifica di stabilità globale (Statica)

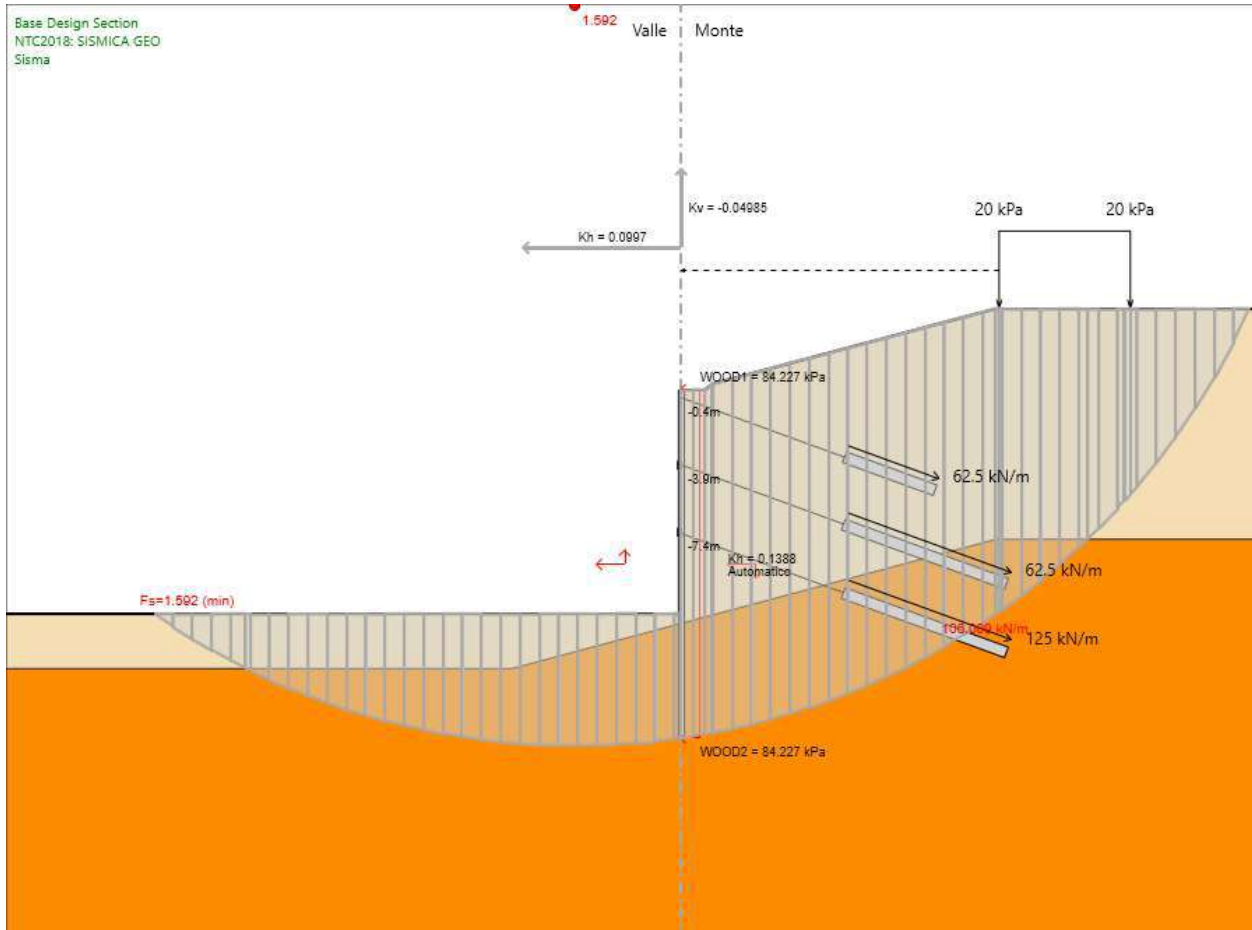


Figura 14.22 - Verifica di stabilità globale (Sismica)

La verifica in accordo con le NTC18 è stata effettuata con la Combinazione 2, in cui $\gamma_R = 1.1$ in condizioni statiche. In condizioni sismiche, invece, si pongono i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici pari all’unità (NTC18 §7.11.1) e impiegando un coefficiente parziale sulle resistenze $\gamma_R = 1.2$ (NTC18 §7.11.1). In accordo con la NTC18 §7.11.4, la definizione della componente orizzontale e verticale della forza statica equivalente viene definita adottando un coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito pari a $\beta_s = 0.38$ relative allo SLV. La

componente verticale dell’azione sismica che viene adottata per i risultati seguenti risulta essere la più gravosa tra quella diretta verso l’alto e verso il basso.

La verifica risulta soddisfatta ai sensi delle NTC18, in quanto:

- $FS_{min} = 1.58 \geq 1.1$ (condizione statica);
- $FS_{min} = 1.59 \geq 1.2$ (condizione sismica).

14.9.1.2. Verifiche degli elementi strutturali

14.9.1.2.1. Armatura micropali

Di seguito vengono riportate le verifiche di tipo strutturale effettuate per i tubolari cavi costituenti l’armatura dei micropali.

In Tabella vengono riportate le sollecitazioni allo SLU+SLV a cui è sottoposto il singolo tubolare. Tali sollecitazioni sono state calcolate considerando le sollecitazioni di output del codice di calcolo ParatiePlus (considerando l’involuppo SLU+SLV) e moltiplicate per l’interasse dei micropali pari a 0.4 m.

Tabella 36 – Sollecitazioni allo SLU - Micropalo

	Mmax[kNm]	Tmax [kN]	N [kN]	z [m]
Tubolare cavo S355NH/NHL Ø219.1 sp.12.5 mm	138.72	-	-19.44	-11
	-	101.1	-	-7.4

dove:

- Mmax ed Tmax sono le sollecitazioni di calcolo; N è lo sforzo normale.
- z è la profondità (rispetto alla testa del palo) in corrispondenza della sollecitazione calcolata.

Di seguito si riportano le caratteristiche del tubolare utilizzato e i risultati delle verifiche effettuate con riferimento ai paragrafi delle NTC18 relativi alle singole verifiche:

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE												
Dati INPUT				Dati OUTPUT								
Caratteristiche acciaio				Dati geometrici								
Qualità acciaio:	UNI EN 10219 S355 NH/NLH	Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata
$f_{yk} =$	355 [Mpa]	D	T	1	A	I	i	W _{el}	W _{pl}	M	As	L/1t
$f_{tk} =$	470 [Mpa]	[mm]	[mm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[kg/m]	[m ² /m]	[m]
		219,1	12,5		81,13	4344,58	7,32	396,58	534,20	63,69	0,69	15,70
Geometria sezione				Verifiche secondo NTC2018 - §4.2								
D =	219,1 [mm]	Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)			N _{pl,Rd} = 2743,02		N _{Ed} / N _{pl,Rd} =					
t =	12,5 [mm]											
Lunghezza e vincoli asta				Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)			N _{c,Rd} = 2743,02		N _{Ed} / N _{c,Rd} = 0,01		verifica soddisfatta	
L =	17,70 [m]											
β =	1,00 [-]											
Sollecitazioni agenti				Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)			M _{c,Rd} = 180,61		M _{y,Ed} / M _{c,Rd} = 0,77		verifica soddisfatta	
N _{Ed} =	-19,44 [kN]											
V _{Ed} =	101,10 [kN]											
M _{y,Ed} =	138,72 [kNm]											
ψ =	0,00											
				Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)			V _{c,Rd} = 1008,20		V _{Ed} / V _{c,Rd} = 0,10		verifica soddisfatta	
				Verifica a presso/tenso-flessione e retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)			M _{N,Rd} = 180,61		M _{Ed} / M _{N,Rd} = 0,77		verifica soddisfatta	
							Sez. Classe 1-2					
							Sez. Classe 3					
							α _{x,Ed} =				f _{yd} =	

Figura 14.23 – Verifiche STR – Armatura micropali

Le verifiche risultano soddisfatte ai sensi delle NTC18.

14.9.1.2.2. Verifica tiranti

Nella seguente tabella si riassumono le caratteristiche dei tiranti:

Tabella 37 – Caratteristiche dei tiranti di ancoraggio

Ordine	Diametro perforazione	Lunghezza Libera	Lunghezza bulbo	Passo	Inclinazione	Trefoli	Tipologia iniezione
	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	N.	-
1	0.24	9	5	2.4	20	4	IGU
2	0.24	9	9	2.4	20	4	IGU
3	0.24	9	9	1.2	20	4	IGU

La verifica geotecnica a sfilamento delle barre di ancoraggio è stata condotta secondo quanto previsto per i tiranti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali indicati

nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per quanto riguarda azioni e parametri del terreno e di un coefficiente parziale sulle resistenze γ_R pari a 1.2 per tiranti permanenti (tabella 6.6.I delle NTC).

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

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

Il valore della resistenza caratteristica allo sfilamento $R_{a,k}$ viene determinato dalla resistenza di calcolo $R_{a,c}$ (considerando il suo valor medio) attraverso il fattore di correlazione (ξ_{a3} in funzione del numero di verticali di indagine ($\xi_{a3} = 1.8$ nel caso in esame avendo a disposizione 1 verticale di indagine):

$$R_{a,k} = R_{a,c} / \xi_{a3}$$

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

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

Il valore della resistenza di calcolo $R_{a,c}$ viene determinato come segue:

$$R_{a,c} = D \cdot \alpha \cdot p \cdot L \cdot \tau_s$$

Dove:

D = diametro di perforazione

α = coefficiente di maggiorazione del diametro di perforazione, funzione del tipo di terreno e di iniezione, assunto pari a 1.10 nel caso in esame per le unità geotecniche attraversate dai tiranti. È stata adottata la tecnica di iniezione globale unica (IGU);

L = lunghezza del bulbo di ancoraggio

τ_s = tensione limite di aderenza fra bulbo e terreno

Tipo di terreno	Coefficiente α	
	IRS*	IGU**
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4
Sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3
Sabbia grossolana	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Argilla	1.8 - 2	1.2
Marna	1.8	1.1 - 1.2
Marna calcarea	1.8	1.1 - 1.2
Arenaria alterata o fratturata	1.8	1.1 - 1.2
Roccia alterata o fratturata	1.2	1.1

IRS: Iniezione ripetuta selettiva
IGU: Iniezione globale unica

Per la stima della tensione limite di aderenza tra bulbo e terreno si è fatto riferimento alle indicazioni di Bustamante e Doix (1985) per le iniezioni IGU relative a terreni incoerenti.

Il valore di della tensione limite di aderenza è stata assunto pari a $\tau_s = 190$ kPa e $\tau_s = 125$ kPa considerando un valore cautelativo rispetto a quelli tipicamente utilizzati per le unità litotecniche presenti in sito, caratterizzate da valori dei parametri di resistenza caratteristici (angolo di attrito) rispettivamente uguali a 35° e 28° .

Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie

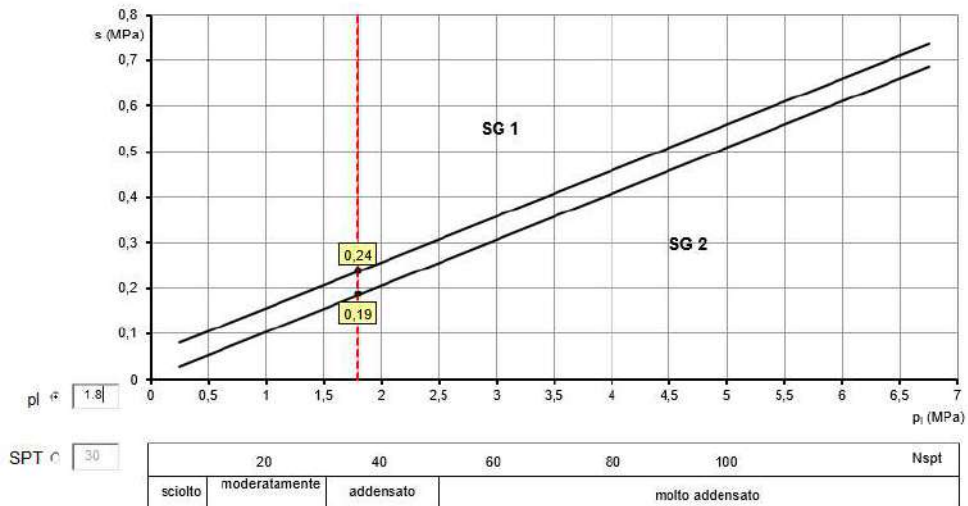


Figura 14.24 - Abaco per la determinazione di s (Ghiaia sabbiosa)

Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie

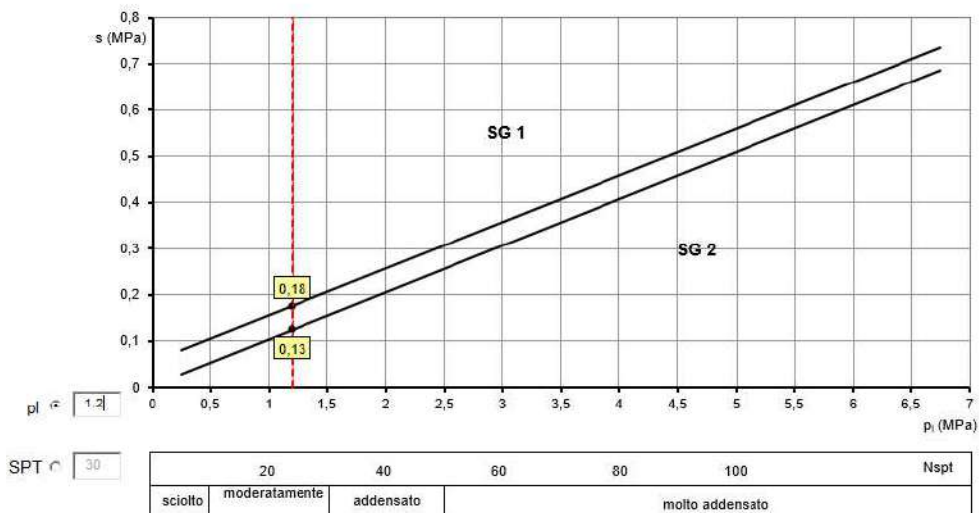


Figura 14.25 – Abaco per la determinazione di s (sabbia limosa e ghiaiosa)

$$*S = \tau_s$$

$$*SG2 = IGU$$

Il valore della resistenza di progetto allo sfilamento del bulbo $R_{a,d}$ si ottiene applicando alla resistenza caratteristica $R_{a,k}$ il coefficiente parziale sulle resistenze γ_R precedentemente definito:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R = R_{a,c} / (\xi_{a3} \cdot \gamma_R)$$

La verifica allo sfilamento risulta soddisfatta quando:

$$R_{a,d} > E_d \text{ (sollecitazione)}$$

La resistenza a trazione di progetto delle barre in acciaio si determina fattorizzando la tensione di snervamento caratteristica con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.15$. La verifica strutturale del tirante risulta soddisfatta quando:

$$R_{t,d} = f_{yk} / \gamma_s \cdot \text{Acciaio} > E_d$$

Infine va rispettata la gerarchia delle resistenze ovvero la resistenza a trazione di progetto delle barre in acciaio deve essere maggiore della resistenza a sfilamento:

$$R_{t,d} > R_{a,d}$$

Si riportano le verifiche dei tiranti effettuate internamente al software paratie in condizioni statiche e sismiche.

In accordo con la normativa la verifica in condizioni statiche viene effettuata con la combinazione A1+M1+R3:

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

Tiranti	Puntoni	Travi di Ripartizione in Acciaio	Travi di Ripartizione in Calcestruzzo						
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze	
Tieback	Tirante - 1° livello	195	397.93	807.41	0.49	0.242	✓	✓	
Tieback	Scavo - 2° livello	193.77	397.93	807.41	0.487	0.24	✓	✓	
Tieback	Tirante - 2° livello	194.41	397.93	807.41	0.489	0.241	✓	✓	
Tieback	Scavo - 3° livello	180.07	397.93	807.41	0.453	0.223	✓	✓	
Tieback	Tirante - 3° livello	180.71	397.93	807.41	0.454	0.224	✓	✓	
Tieback	Scavo finale + extras	177.47	397.93	807.41	0.446	0.22	✓	✓	
Tieback	Sisma	177.47	397.93	807.41	0.446	0.22	✓	✓	
Tieback_New	Tirante - 2° livello	195	600.53	807.41	0.325	0.242	✓	✓	
Tieback_New	Scavo - 3° livello	277.98	600.53	807.41	0.463	0.344	✓	✓	
Tieback_New	Tirante - 3° livello	278.1	600.53	807.41	0.463	0.344	✓	✓	
Tieback_New	Scavo finale + extras	286.85	600.53	807.41	0.478	0.355	✓	✓	
Tieback_New	Sisma	286.85	600.53	807.41	0.478	0.355	✓	✓	
Tieback_New_New	Tirante - 3° livello	195	471.24	807.41	0.414	0.242	✓	✓	
Tieback_New_New	Scavo finale + extras	328.88	471.24	807.41	0.698	0.407	✓	✓	
Tieback_New_New	Sisma	328.88	471.24	807.41	0.698	0.407	✓	✓	

Figura 14.26 – Verifiche tiranti (Condizione statica)

L'azione sismica nel codice di calcolo utilizzato viene applicata unicamente all'ultimo stage in combinazione sismica. Di seguito, quindi, si riporta la verifica in condizione sismica nella combinazione STR SISMICA:

Design Assumption: NTC2018: SISMICA STR ▾

Tiranti	Puntoni	Travi di Ripartizione in Acciaio	Travi di Ripartizione in Calcestruzzo						
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze	
Tieback	Tirante - 1° livello	150	397.93	807.41	0.377	0.186	✓	✓	
Tieback	Scavo - 2° livello	149.04	397.93	807.41	0.375	0.185	✓	✓	
Tieback	Tirante - 2° livello	149.54	397.93	807.41	0.376	0.185	✓	✓	
Tieback	Scavo - 3° livello	138.51	397.93	807.41	0.348	0.172	✓	✓	
Tieback	Tirante - 3° livello	139	397.93	807.41	0.349	0.172	✓	✓	
Tieback	Scavo finale + extras	136.52	397.93	807.41	0.343	0.169	✓	✓	
Tieback	Sisma	140.94	397.93	807.41	0.354	0.175	✓	✓	
Tieback_New	Tirante - 2° livello	150	600.53	807.41	0.25	0.186	✓	✓	
Tieback_New	Scavo - 3° livello	213.79	600.53	807.41	0.356	0.265	✓	✓	
Tieback_New	Tirante - 3° livello	213.88	600.53	807.41	0.356	0.265	✓	✓	
Tieback_New	Scavo finale + extras	220.57	600.53	807.41	0.367	0.273	✓	✓	
Tieback_New	Sisma	292.98	600.53	807.41	0.488	0.363	✓	✓	
Tieback_New_New	Tirante - 3° livello	150	471.24	807.41	0.318	0.186	✓	✓	
Tieback_New_New	Scavo finale + extras	252.8	471.24	807.41	0.536	0.313	✓	✓	
Tieback_New_New	Sisma	467.23	471.24	807.41	0.991	0.579	✓	✓	

Figura 14.27 - - Verifiche tiranti (Condizione sismica)

Le verifiche risultano soddisfatte ai sensi delle NTC18, per entrambe le combinazioni.

14.9.1.2.3. Verifica trave di ripartizione

Di seguito si riportano le verifiche strutturali dei profili HEB 200 in acciaio S275 utilizzati come travi di ripartizione per tiranti.



Figura 14.28 – Inserimento trave di ripartizione in Paratie

La verifica è eseguita internamente al software Paratie e di seguito se ne riportano gli esiti.

In accordo con la normativa la verifica in condizioni statiche viene effettuata con la combinazione A1+M1+R1:

Design Assumption:

Tiranti | Puntoni | **Travi di Ripartizione in Acciaio** | Travi di Ripartizione in Calcestruzzo

Trave di Ripartizione	Connessione	Sezione	Materiale	Passo orizz. (m)	D.A.	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Azione Assiale (kN)	Sfruttamento Momento	Sfruttamento Taglio	Instabilità
Default Waler	Tieback_New	HE 200B	S275	2.4	NTC2018: A1+I	Tirante - 2° live	81.25	0	0.135	0.176	0
Default Waler	Tieback_New	HE 200B	S275	2.4	NTC2018: A1+I	Scavo - 3° livell	115.83	0	0.193	0.25	0
Default Waler	Tieback_New	HE 200B	S275	2.4	NTC2018: A1+I	Tirante - 3° live	115.88	0	0.193	0.25	0
Default Waler	Tieback_New_N	HE 200B	S275	1.2	NTC2018: A1+I	Tirante - 3° live	162.5	0	0.068	0.176	0
Default Waler	Tieback_New	HE 200B	S275	2.4	NTC2018: A1+I	Scavo finale + i	119.52	0	0.199	0.258	0
Default Waler	Tieback_New_N	HE 200B	S275	1.2	NTC2018: A1+I	Scavo finale + i	274.07	0	0.114	0.296	0
Default Waler	Tieback_New	HE 200B	S275	2.4	NTC2018: A1+I	Sisma	119.52	0	0.199	0.258	0
Default Waler	Tieback_New_N	HE 200B	S275	1.2	NTC2018: A1+I	Sisma	274.07	0	0.114	0.296	0

Figura 14.29 – Verifiche travi di ripartizione (Condizione statica)

L’azione sismica nel codice di calcolo utilizzato viene applicata unicamente all’ultimo stage in combinazione sismica. Di seguito, quindi, si riporta la verifica in condizione sismica nella combinazione STR SISMICA:

Design Assumption:

Tiranti | Puntoni | **Travi di Ripartizione in Acciaio** | Travi di Ripartizione in Calcestruzzo

Trave di Ripartizione	Connessione	Sezione	Materiale	Passo orizz. (m)	D.A.	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Azione Assiale (kN)	Sfruttamento Momento	Sfruttamento Taglio	Instabilità
Default Waler	Tieback_New	HE 200B	S275	2.4	NTC2018: SISM	Tirante - 2° live	62.5	0	0.104	0.135	0
Default Waler	Tieback_New	HE 200B	S275	2.4	NTC2018: SISM	Scavo - 3° livell	89.08	0	0.148	0.193	0
Default Waler	Tieback_New	HE 200B	S275	2.4	NTC2018: SISM	Tirante - 3° live	89.118	0	0.148	0.193	0
Default Waler	Tieback_New_N	HE 200B	S275	1.2	NTC2018: SISM	Tirante - 3° live	125	0	0.052	0.135	0
Default Waler	Tieback_New	HE 200B	S275	2.4	NTC2018: SISM	Scavo finale + i	91.904	0	0.153	0.199	0
Default Waler	Tieback_New_N	HE 200B	S275	1.2	NTC2018: SISM	Scavo finale + i	210.67	0	0.088	0.228	0
Default Waler	Tieback_New	HE 200B	S275	2.4	NTC2018: SISM	Sisma	122.08	0	0.203	0.264	0
Default Waler	Tieback_New_N	HE 200B	S275	1.2	NTC2018: SISM	Sisma	389.36	0	0.162	0.421	0

Figura 14.30 – Verifiche travi di ripartizione (Condizione sismica)

Le verifiche risultano soddisfatte ai sensi delle NTC18, per entrambe le combinazioni.