COMUNE DI GENOVA

DIREZIONE INFRASTRUTTURE E DIFESA DEL SUOLO
SETTORE ATTUAZIONE OPERE IDRAULICHE

PROGETTO DI SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL RIO FEGINO - III° LOTTO (CODICE MOGE 12367)

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE (integrazione per estensione incarico a monte della sez. 20)

Scala:	Data:	Codice:
-	**06/02/2023**	**PD-S-B**

Il Responsabile Unico del Procedimento:
Ing. Giuseppe Vestrelli

Progetto
STRUTTURALE
- ING.DANIELE CANALE
VIA CORSICA 2/1 - GENOVA



Firmato digitalmente da CANALE DANIELE C: IT

Progetto
ARCHITETTONICO
- STUDIO MARCOLINI BARSOTTI
VIA CORSICA 6 / 9 SCALA DX - GENOVA

Progetto
INDAGINI GEOLOGICHE
- DOTT. GEOL. STEFANO MONTALDO
VIA CORSICA 2/1 - GENOVA

Approvato:	Revisione:

Oggetto:

1. **Indice della Relazione**

1. Indice della Relazione _____ 0
2. Oggetto della Relazione e descrizione degli interventi _____ 1
3. Normativa di Riferimento _____ 4
4. Modalità di calcolo _____ 4
5. Caratteristiche dei materiali utilizzati _____ 5
5.1. Acciaio da carpenteria _____ 5
5.2. Acciaio per armatura pali di fondazione _____ 5
5.3. Calcestruzzo per opere di sostegno e di fondazione _____ 5
5.4. Acciaio da cemento armato _____ 6
6. Carichi di progetto sulle strutture _____ 6
6.1. Azioni sulle paratie tirantate e sui micropali _____ 7
6.2. Valutazione dell'azione sismica di progetto _____ 7
7. Verifica delle strutture _____ 19
7.1. Regole di combinazione _____ 19
7.2. Descrizione dei modelli di calcolo Intervento BU2 – Caso 1- Paratia tirantata _____ 20
7.3. Descrizione dei modelli di calcolo Intervento BU2 – Caso 2 – Paratia con pali a cavalletto 23
7.4. Descrizione dei modelli di calcolo Intervento BU2 – Caso 3 - Paratia con Pali verticali ___ 26
8. Presentazione dei risultati _____ 29
8.1. Verifiche di sicurezza del caso 1 – Paratia tirantata _____ 33
8.2. Verifiche di sicurezza del caso 2 – Pali a cavalletto _____ 39
8.3. Verifiche di sicurezza del caso 3 – Pali verticali _____ 46
8.4. Fattori di sicurezza globale _____ 49
9. Verifiche di sicurezza del ponte carrabile provvisorio _____ 52
9.1. Analisi dei carichi gravitazionali e del traffico _____ 52

2. **Oggetto della Relazione e descrizione degli interventi**

Oggetto della presente relazione sono gli interventi previsti a progetto lungo i tratti terminali del Rio Burlo e del Rio Fegino di monte ovvero lungo l'ultima porzione dei due corsi d'acqua che confluiscono nel rio Fegino. L'area di intervento, per la precisione, si estende dalla sezione 17 del Rio Fegino fino alla sezione 20 dello stesso, punto in cui sia ha la confluenza dei suddetti due corsi d'acqua, e si estende dalla sezione 20 alla sezione 60 per quanto riguarda il Rio Burlo e dalla sezione 20 alla sezione 24 per quanto riguarda il Rio Fegino di monte.

Lungo i tratti di alveo delimitati dalle sopra citate sezioni sono previsti differenti interventi di tipo strutturale, idraulico e geotecnico descritti di seguito:

Rio Burlo

- **Intervento BU1**: realizzazione di una nuova briglia in c.a. posta in corrispondenza delle sezioni 20.4 e 20.5, caratterizzata da un salto idraulico pari a circa 65 cm e dotata di distesa di massi decimetrici a formare drenaggio a tergo della stessa.

- **Intervento BU2**: Realizzazione, dalla sezione 51 alla sezione 56, di un tratto tombinato di alveo con sezione interna di dimensioni 3.2x2.2 m mediante l'impiego di una struttura ipogea in calcestruzzo armato caratterizzata da una platea di fondazione di spessore 35 cm, due sponde di pari spessore ed una copertura in travi autoportanti reticolari miste acciaio-cls con basamento in calcestruzzo (dimensioni non uniformi con quelle delle altre tombinature per via della necessità di garantire adeguati spazi per le utenze poste tra il manto stradale e l'estradosso della tombinatura e per le ridotte dimensioni della struttura).

    - Dalla sezione 51 alla sezione 54 in sponda sinistra della tombinatura è presente un cordolo testapali di dimensioni 105x40 cm dotato di due ordini di micropali, il primo verticale con micropali con diametro di perforazione 200 mm tubo di armatura Φ114.3 mm sp. 10 mm e lunghezza 10 m disposti con passo pari a 0.8 m, il secondo inclinato con micropali con diametro di perforazione 200 mm tubo di armatura Φ114.3 mm sp. 10 mm e lunghezza 12 m disposti con passo pari a 1.6 m.

    - Dalla sezione 51 alla sezione 54 in sponda destra è presente unicamente un ordine di micropali verticali con diametro di perforazione 220 mm tubo di armatura Φ114.3 mm sp. 10 mm e lunghezza 10 m disposti con passo pari a 0.65 m.

    - Dalla sezione 54 alla sezione 55 in sponda sinistra e in sponda destra sono presenti i medesimi micropali verticali ed inclinati già descritti pre la sponda sinistra tra le sezioni 51 e 54.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

- Dalla sezione 55 alla sezione 56 in sponda sinistra, la complessità e la variabilità degli elementi in superficie posti al di sopra del tratto tombinato fanno sì che sia presente una paratia provvisionale di altezza variabile caratterizzata da pali verticali con diametro di perforazione 200 mm tubo di armatura Φ114.3 mm sp. 10 mm e lunghezza 10 m disposti con passo pari a 0.8 m e uno/due ordini di tiranti (vedi piante e sezioni di carpenteria) caratterizzati da tre trefoli e di lunghezze rispettivamente 20 m il tirante superiore e 18 m il tirante inferiore; sulla sponda destra sono presenti due ordini di micropali come descritti per le sezioni 54-55.

- **Intervento BU3:** Dalla sezione 56 alla sezione 59 l'alveo torna ad essere a cielo aperto compreso tra due sponde di nuova realizzazione in calcestruzzo armato e dotate anch'esse di cordolo testa pali e doppio ordine di micropali, il primo verticale con micropali con diametro di perforazione 200 mm tubo di armatura Φ114.3 mm sp. 10 mm e lunghezza 10 m disposti con passo pari a 0.8 m, il secondo inclinato con micropali con diametro di perforazione 200 mm tubo di armatura Φ114.3 mm sp. 10 mm e lunghezza 12 m disposti con passo pari a 1.6 m. e contrastate al piede da cordoli 50x50 cm disposti con passo pari a circa 3 m. Essendo tale tipologia di struttura già stata verificata nella relazione di calcolo del progetto definitivo (doc. codice PD-S del 30/09/2022) per quanto concerne il tratto di valle del rio Fegino, si rimanda a tale documento per tutte le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche.

- **Intervento BU4:** In corrispondenza della sezione 60 è prevista la realizzazione di una nuova briglia in c.a. con un salto idraulico pari a 1.63 m e caratterizzata dalla disposizione di massi decimetrici a tergo a formare drenaggio per la briglia stessa e massi di 3° categoria al piede.

Rio Fegino di Monte

- **Intervento FM1:** Realizzazione, dalla sezione 21 alla sezione 22, di un tratto tombinato di alveo con sezione interna di dimesioni 5.5x3.1 m mediante l'impiego di una struttura ipogea in calcestruzzo armato caratterizzata da una platea di fondazione di spessore 45 cm, due sponde di pari spessore ed una copertura in travetti precompressi in calcestruzzo. Sulle due sponde della tombinatura sono altresì presenti due cordoli testapali di dimensioni 115x40 cm dotati di due ordini di micropali, il primo verticale con micropali con diametro di perforazione 200 mm tubo di armatura Φ114.3 mm sp. 10 mm e lunghezza 10 m disposti con passo pari a 0.8 m, il secondo inclinato con micropali con diametro di perforazione 200 mm tubo di armatura Φ114.3 mm sp. 10 mm e lunghezza 12 m disposti con passo pari a 1.6 m.

- **Intervento FM2:** Dalla sezione 22 alla sezione 23 l'alveo torna ad essere a cielo aperto compreso tra due sponde di nuova realizzazione in calcestruzzo armato realizzate a ridosso delle sponde esistenti e contrastate al piede da cordoli 50x50 cm disposti con passo costante pari a 3 m. Essendo tale

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

tipologia di struttura già stata verificata nella relazione di calcolo del progetto definitivo (doc. codice PD-S del 30/09/2022) per quanto concerne il tratto di valle del rio Fegino, si rimanda a tale documento per tutte le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche.

- **Intervento FM3:** In corrispondenza della sezione 24 è prevista la realizzazione di una briglia in c.a. caratterizzata da un salto idraulico di 2.2 m, la presenza di massi decimetrici a tergo a costituire drenaggio per la briglia stessa e massi di terza categoria al piede.

Rio Fegino (di Valle)

- **Intervento FV1:** Dalla sezione 17 alla sezione 20 è previsto l'allargamento dell'alveo in sponda destra previo esproprio di alcune porzioni di terreno privato. Le strutture permangono invariate nella tipologia ma risultano maggiormente distanziate tra loro. Per la realizzazione dell'argine destro è inoltre necessario realizzare una palificata mediante un cordolo testapalo di dimensioni 100x40 cm dotato di due ordini di micropali, il primo verticale con micropali con diametro di perforazione 200 mm tubo di armatura Φ114.3 mm sp. 10 mm e lunghezza 10 m disposti con passo pari a 0.8 m, il secondo inclinato con micropali con diametro di perforazione 200 mm tubo di armatura Φ114.3 mm sp. 10 mm e lunghezza 12 m disposti con passo pari a 1.6 m.

Opere provvisionali zona giardini

Sono previste inoltre alcune opere provvisionali finalizzate alla corretta realizzazione delle opere sopra illustrate che consentano il traffico veicolare durante le fasi di cantierizzazione previste a progetto. Nel particolare sono previste, sulle porzioni terminali del rio Burlo e del rio Fegino di Monte, alcune opere su micropali a contenere il terreno durante le fasi di scavo per la realizzazione delle tombinature e due porzioni di struttura "a formare due ponti di prima categoria" costituite da un letto di travi in carpenteria metallica di profili HE300A sulle quali viene disposta una soletta in c.a. dello spessore di 20 cm per creare una superficie uniforme sulla quale stendere la finitura bituminosa (10 cm circa). Per una corretta comprensione delle strutture descritte si rimanda alla tavola dedicata alle opere provvisionali (PD-S.07).

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

3. Normativa di Riferimento

- D.M. 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»”;
- Circolare n. 7 del 21 Gennaio 2019: “Istruzioni per l’applicazione dell' «Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni”», di cui al D.M. 17 gennaio 2018 (Circolare applicativa NTC2018);
- D.G.R. 216 del 17 marzo 2017 “OPCM 3519/2016.Aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Liguria”.

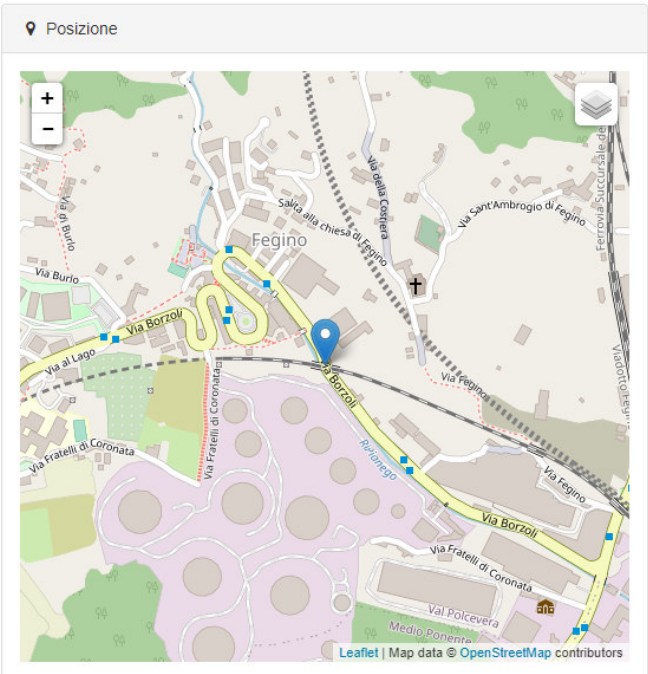
4. Modalità di calcolo

In accordo con la Normativa vigente in materia di costruzioni le verifiche analitiche di sicurezza riportate di seguito vengono sviluppate mediante il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite.

La determinazione delle caratteristiche di sollecitazione e le verifiche di sicurezza sugli elementi strutturali delle opere a progetto sono state effettuate con gli usuali metodi proposti dalla Scienza delle Costruzioni, sia a mano che con l’ausilio del software agli elementi finiti *Plaxis*, in accordo con la *Normativa Italiana* vigente.

L’intervento in oggetto, di cui si riporta la posizione con diversi sistemi di riferimento, è sito nel Comune di Genova e ricade in **zona sismica 3.**





È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Trattandosi di costruzione di *classe d'uso III* (*Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi)* sotto l'effetto delle azioni sismiche il rispetto nei confronti di tutti gli stati limite ultimi qualora siano rispettate le verifiche relative al solo **SLV** (stato limite di salvaguardia della vita).

Trattandosi di opere di sostegno e di fondazione, in accordo con quanto riportato nel paragrafo 7.2.5, si considera sempre un'analisi elastica della struttura eseguita con un fattore di struttura pari a 1.

5. Caratteristiche dei materiali utilizzati

In base a quanto riportato negli elaborati grafici di progetto, sono stati considerati i seguenti materiali.

Al fine delle analisi che verranno svolte di seguito si ipotizza che 1 daN coincida con 1 kg.

5.1. Acciaio da carpenteria

Acciaio S275JR

Modello di calcolo assunto	Elastico perfettamente plastico a deformazione limitata	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} = 275	N/mm^2
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk} = 430	N/mm^2
Modulo elastico	E = 210000	N/mm^2

5.2. Acciaio per armatura pali di fondazione

Acciaio S355JR

Modello di calcolo assunto	Elastico perfettamente plastico a deformazione limitata	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} = 355	N/mm^2
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk} = 510	N/mm^2
Modulo elastico	E = 210000	N/mm^2

5.3. Calcestruzzo per opere di sostegno e di fondazione

Calcestruzzo C32/40

Modello di calcolo assunto	Parabola-rettangolo

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} = 40	N/mm^2
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck} = 32	N/mm^2
Modulo elastico	E = 33345	N/mm^2
Coefficiente resistenze lunga durata	α_{cc} = 0.85	
Coefficiente di sicurezza	γ_c = 1.5	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd} = 18.13	N/mm^2
Deformazione limite elastica	ε_{c2} = 2.0 ‰	
Deformazione limite plastica	ε_{cu} = 3.5 ‰	

5.4. Acciaio da cemento armato

Acciaio B450C

Modello di calcolo assunto	Elastico perfettamente plastico a deformazione limitata	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} = 450	N/mm^2
Coefficiente di sicurezza	γ_s = 1.15	
Modulo elastico	E = 210000	N/mm^2
Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd} = 391.3	N/mm^2

Acciaio B450A (reti elettrosaldate)

Modello di calcolo assunto	Elastico perfettamente plastico a deformazione limitata	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} = 450	N/mm^2
Coefficiente di sicurezza	γ_s = 1.15	
Modulo elastico	E = 210000	N/mm^2
Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd} = 391.3	N/mm^2

6. **Carichi di progetto sulle strutture**

Nel presente capitolo è riportata l'analisi dei carichi condotta per i massimi carichi di progetto. Le azioni di progetto sono valutate in accordo con quanto prescritto dal *D.M. 17 gennaio 2018*.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

6.1. Azioni sulle paratie tirantate e sui micropali

Carichi agenti direttamente/indirettamente sul paramento murario di nuova realizzazione:

Carico dovuto alla presenza di un asse viario a tergo dell'opera 20 kN/m^2

Carico dovuto alla pressione del terreno: essendo i differenti interventi presi in esame nel presente documento modellati ed analizzati mediante il programma agli elementi finiti Plaxis, la pressione a tergo delle paratie e dei micropali dovuta alla presenza del terreno viene computata in automatico dal software una volta implementate le caratteristiche geo-meccaniche del terreno, le quali, in accordo con quanto riportato in precedenza e con il documento integrativo della Relazione Geologica a firma del dott. geol. Stefano Montaldo (doc. codice PD-Ge ~~B del 05/08/2016~~) possono essere riassunte dai seguenti parametri:

STRATO	Condizione	γ_{dry}	γ_{wet}	$k_x=k_y$	E[kN/mq]	ν	C_{ref} [kN/mq]	ϕ'
Deposito 2	M1	18,5	19,5	0,0000001	40000	0,34	5	28,5
	M2	18,5	19,5	0,0000001	40000	0,38	4	23,5
Cappellaccio	M1	21	22	0.0000001	60000	0.31	80	33
	M2	21	22	0.0000001	60000	0.35	64	27

Ove con le diciture sopra riportate si intende:

- Deposito 2: deposito alluvionale con ghiaie, ciotoli e sabbie con matrice coesiva in subordine e con locali episodi di coltri detritiche di versante (AC1);

- Cappellaccio: rappresenta il cappellaccio del substrato lapideo a differente grado di fratturazione ed alterazione. Rispetto al deposito differisce per la presenza della struttura lapidea (non sempre riconoscibile) con spezzoni e frammenti decimetrici che conferiscono una maggiore rigidità rispetto le ghiaie e ciottoli sciolti in matrice coesiva percentualmente variabile. A tutti gli effetti l'Unita rientra nell'ambito dei terreni sciolti.

Per una più completa ed esaustiva comprensione della disposizione e dell'andamento delle stratigrafie lungo il rio, si rimanda alle relazioni geologiche a firma del *dott. Geol. Stefano Montaldo* (doc. PD-Ge ~~e PD-Ge B~~).

6.2. Valutazione dell'azione sismica di progetto

La valutazione dell'azione sismica sulle opere di sostegno e strutturali analizzate nella seguente relazione è di seguito sviluppata conformemente ai dettami del *D.M. 17 gennaio 2018*.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

In particolare, relativamente alle tipologie di opere geotecniche a progetto, le verifiche in condizioni statiche sono svolte nei confronti degli SLU mentre le verifiche in condizioni sismiche sono svolte nei confronti dello SLV (quelle relative allo SLD sono considerate soddisfatte in quanto non sussistono le condizioni di possibile perdita di funzionalità dell'opera, par. 7.11.6.2.2). La determinazione dell'accelerazione sismica viene effettuata in conformità a quanto previsto al paragrafo 7.11.6.2.1. con l'ausilio del software di calcolo della ditta GEOSTRU che permette la valutazione di tutti i parametri sismici di calcolo in funzione delle coordinate topografiche del sito in esame o in automatico dal software di calcolo MasterSAP 2022. Tali parametri sono riassunti di seguito per i diversi stati limite previsti dalla vigente normativa.

Avendo trattato separatamente tre differenti situazioni (una paratia tirantata, una paratia con pali a cavalletto ed una paratia a mensola di soli pali verticali), si riportano nel seguito tre differenti gruppi di parametri riferiti a ciascuna tipologia analizzata. Si precisa che in tutti i casi si tratta di **opere provvisionali o opere in fase costruttiva** e che è stata pertanto assunta una vita nominale Vn=10 anni.

Caso 1: Paratia tirantata

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Paratie

Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 44.441014

longitudine: 8.880678

Classe: 2

Vita nominale: 10

Dati relativi alla paratia

Altezza: 7.25 [m]

us: 0.036 [m]

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 16695 Lat: 44.4450Lon: 8.8684 Distanza: 1066.270

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Sito 2 ID: 16696 Lat: 44.4477Lon: 8.9383 Distanza: 4634.251

Sito 3 ID: 16918 Lat: 44.3977Lon: 8.9421 Distanza: 6852.215

Sito 4 ID: 16917 Lat: 44.3950Lon: 8.8723 Distanza: 5155.013

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

Periodo di riferimento: 35anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0.023 g

Fo: 2.548

Tc*: 0.182 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 35 [anni]

ag: 0.025 g

Fo: 2.540

Tc*: 0.189 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 332 [anni]

ag: 0.060 g

Fo: 2.528

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Tc*: 0.280 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 682 [anni]

ag: 0.078 g

Fo: 2.528

Tc*: 0.291 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1.200

Cc: 1.550

St: 1.200

Kh: 0.017

Kv: 0.000

Amax: 0.324

Beta: 0.520

SLD:

Ss: 1.200

Cc: 1.540

St: 1.200

Kh: 0.019

Kv: 0.000

Amax: 0.350

Beta: 0.520

SLV:

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Ss: 1.200

Cc: 1.420

St: 1.200

Kh: 0.045

Kv: 0.000

Amax: 0.849

Beta: 0.520

SLC:

Ss: 1.200

Cc: 1.410

St: 1.200

Kh: 0.058

Kv: 0.000

Amax: 1.095

Beta: 0.520

Caso 2: Paratia con pali a cavalletto

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Paratie

Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 44.441006

longitudine: 8.880689

Classe: 2

Vita nominale: 10

Dati relativi alla paratia

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Altezza: 2.5 [m]

us: 0.0125 [m]

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 16695 Lat: 44.4450 Lon: 8.8684 Distanza: 1067.433

Sito 2 ID: 16696 Lat: 44.4477 Lon: 8.9383 Distanza: 4633.532

Sito 3 ID: 16918 Lat: 44.3977 Lon: 8.9421 Distanza: 6850.968

Sito 4 ID: 16917 Lat: 44.3950 Lon: 8.8723 Distanza: 5154.244

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

Periodo di riferimento: 35anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0.023 g

Fo: 2.548

Tc*: 0.182 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 35 [anni]

ag: 0.025 g

Fo: 2.540

Tc*: 0.189 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 332 [anni]

ag: 0.060 g

Fo: 2.528

Tc*: 0.280 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 682 [anni]

ag: 0.078 g

Fo: 2.528

Tc*: 0.291 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1.200

Cc: 1.550

St: 1.200

Kh: 0.022

Kv: 0.000

Amax: 0.324

Beta: 0.675

SLD:

Ss: 1.200

Cc: 1.540

St: 1.200

Kh: 0.024

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Kv: 0.000

Amax: 0.350

Beta: 0.675

SLV:

Ss: 1.200

Cc: 1.420

St: 1.200

Kh: 0.058

Kv: 0.000

Amax: 0.849

Beta: 0.675

SLC:

Ss: 1.200

Cc: 1.410

St: 1.200

Kh: 0.075

Kv: 0.000

Amax: 1.095

Beta: 0.675

Caso 3: Solo pali verticali

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Paratie

Muro rigido: 0

Sito in esame.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

latitudine: 44.440524

longitudine: 8.88003

Classe: 2

Vita nominale: 10

Dati relativi alla paratia

Altezza: 2.3 [m]

us: 0.0115 [m]

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 16695 Lat: 44.4450 Lon: 8.8684 Distanza: 1044.297

Sito 2 ID: 16696 Lat: 44.4477 Lon: 8.9383 Distanza: 4693.985

Sito 3 ID: 16918 Lat: 44.3977 Lon: 8.9421 Distanza: 6851.017

Sito 4 ID: 16917 Lat: 44.3950 Lon: 8.8723 Distanza: 5094.543

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

Periodo di riferimento: 35anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0.023 g

Fo: 2.548

Tc*: 0.182 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Tr: 35 [anni]

ag: 0.025 g

Fo: 2.540

Tc*: 0.189 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 332 [anni]

ag: 0.060 g

Fo: 2.528

Tc*: 0.280 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 682 [anni]

ag: 0.078 g

Fo: 2.528

Tc*: 0.291 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1.200

Cc: 1.550

St: 1.200

Kh: 0.023

Kv: 0.000

Amax: 0.324

Beta: 0.685

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

SLD:

Ss: 1.200

Cc: 1.540

St: 1.200

Kh: 0.024

Kv: 0.000

Amax: 0.349

Beta: 0.685

SLV:

Ss: 1.200

Cc: 1.420

St: 1.200

Kh: 0.059

Kv: 0.000

Amax: 0.849

Beta: 0.685

SLC:

Ss: 1.200

Cc: 1.410

St: 1.200

Kh: 0.076

Kv: 0.000

Amax: 1.095

Beta: 0.685

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Geostru software - www.geostru.com

Coordinate WGS84

latitudine: 44.439561

longitudine: 8.878983

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

7. **Verifica delle strutture**

7.1. Regole di combinazione

Combinazioni di carico SLU statiche

Per le verifiche agli stati limite ultimi le condizioni di carico sono state combinate, in assenza di carichi sismici, in accordo a quanto richiesto dalla normativa, nel modo più sfavorevole secondo combinazioni del tipo:

$F_d = g_{G1} G_1 + g_{G2} G_2 + g_{Q1} Q_{K1} + S (\psi_{0i} g_{Qi} Q_{kI})$

G_1	valore caratteristico dei carichi permanenti
G_2	valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali
Q_{1k}	valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione
Q_{ik}	valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti
g_{G1}	= 1,3 (1 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
g_{G2}	= 1,3 (0,8 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
g_Q	= 1,5 (0,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
ψ_{0i}	= coefficienti di combinazione
	= 0,7 categoria A ambienti ad uso residenziale
	= 0,5 neve (copertura)

Combinazioni di carico sismiche (SLV e SLD)

La verifica è stata effettuata per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

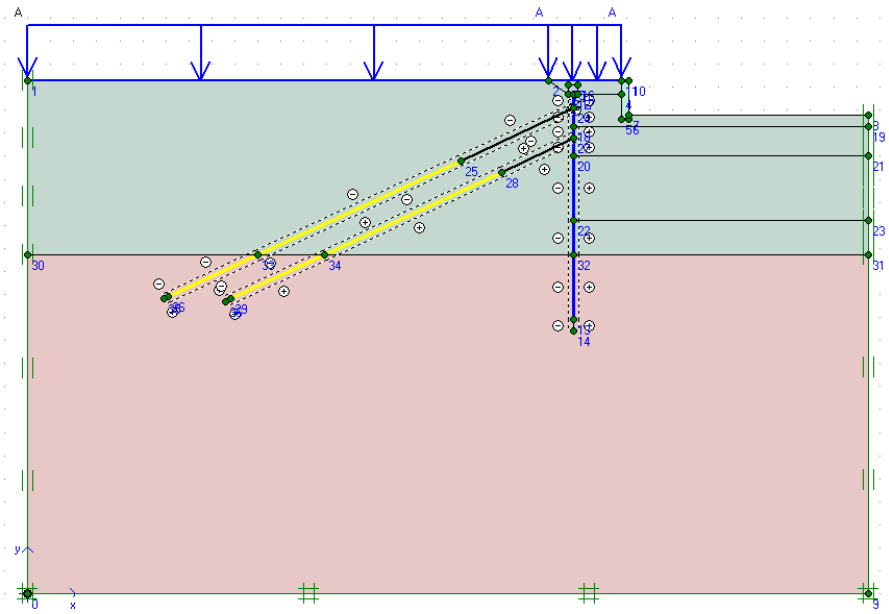
G_1	valore caratteristico dei carichi permanenti
G_2	valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali
Q_{kj}	valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti
ψ_{2j}	= coefficienti di combinazione

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

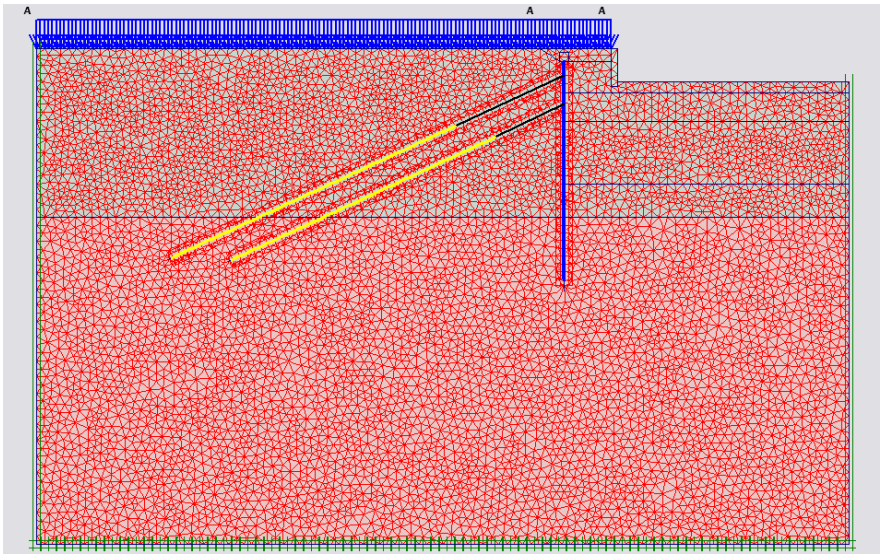
7.2. Descrizione dei modelli di calcolo Intervento BU2 – Caso 1- Paratia tirantata

Nelle figure seguenti si riportano la geometria del modello geotecnico in stato piano dopo l'intervento di consolidamento, la mesh di discretizzazione e le fasi di calcolo. Il modello nello specifico fa riferimento ad una condizione riscontrabile tra le sezioni di carpenteria 55 e 56 ove si verifica la presenza di una paratia tirantata con due ordini di tiranti.

Sezione comprendente le strutture oggetto d'intervento (geometria)



Sezione comprendente le strutture oggetto di intervento (meshatura)



È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Fasi analizzate

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0
k0	1	0	Plastic	Total multipliers	1
FS0	2	1	Plastic	Phi/c reduction	789
A1M1_Carichi	3	1	Plastic	Total multipliers	5
A1M1_Primo scavo	4	3	Plastic	Staged construction	11
A1M1_Pali e cordolo	5	4	Plastic	Staged construction	16
A1M1_Secondo scavo	6	5	Plastic	Staged construction	17
A1M1_Tiranti sup e tiro	7	6	Plastic	Staged construction	22
A1M1_Terzo scavo	8	7	Plastic	Staged construction	28
A1M1_Tiranti inf e tiro	9	8	Plastic	Staged construction	34
A1M1_Quarto scavo	10	9	Plastic	Staged construction	37
A1M1_FS1_Statico	11	10	Plastic	Phi/c reduction	45
M1_Sisma	12	10	Plastic	Total multipliers	145
M1_FS2_Sisma	13	12	Plastic	Phi/c reduction	148
A2_Carichi	14	10	Plastic	Total multipliers	348
A2M2_Quarto scavo	18	14	Plastic	Staged construction	351
A2M2_FS3_Statico	16	18	Plastic	Phi/c reduction	389
M2_Sisma	17	18	Plastic	Total multipliers	387
M2_FS4_Sisma	19	17	Plastic	Phi/c reduction	589

Per quanto riguarda la sezione analizzata, con la simbologia riportata nelle figure si indica:

- **k0**: calcolo dello stato tensionale e deformativo del terreno in condizione di carico vergine in presenza dei manufatti esistenti (γ_M=1 e condizione dell'alveo attuale);

- **FS**: analisi a collasso della struttura al fine di valutare il coefficiente globale (*Fattore di Sicurezza*) nello stato attuale e ad opera ultimata. In particolare:

  - **FS0**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni iniziali con valori nominali delle caratteristiche del terreno e senza sovraccarichi variabili applicati;

  - **A1M1_FS1_Statico**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori nominali delle caratteristiche del terreno e carichi in condizione A1 (statici);

  - **M1_FS2_Sisma**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizione M1 e carichi in combinazione sismica;

  - **A2M2_FS3_Statico**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizioni M2 e carichi in condizione A2 (statici);

  - **M2_FS4_Sisma**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizione M2 e carichi in combinazione sismica;

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

- **A1M1_Carichi**: Attivazione dei carichi e dei sovraccarichi in condizione A1 (sovraccarico variabile distribuito pari a 20.0 kN/mq);

- **A1M1_Primo scavo:** Condizione nella quale viene realizzato il primo scavo di preparazione area di cantiere propedeutico alla realizzazione dei pali: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **A1M1_Pali e cordolo:** Fase nella quale vengono realizzati i micropali: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **A1M1_Secondo scavo:** Condizione nella quale viene realizzato il secondo scavo di preparazione area di cantiere propedeutico alla realizzazione dell'ordine superiore di tiranti: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **A1M1_Tiranti sup e tiro**: Fase nella vengono realizzati i tiranti dell'ordine superiore e vengono tesati ciascuno con 250 kN: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **A1M1_Terzo scavo:** Condizione nella quale viene realizzato il terzo scavo di preparazione area di cantiere propedeutico alla realizzazione dell'ordine inferiore di tiranti: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **A1M1_Tiranti inf e tiro**: Fase nella quale vengono realizzati i tiranti dell'ordine superiore e vengono tesati ciascuno con 250 kN: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **A1M1_Quarto scavo:** Condizione nella quale viene realizzato il quarto scavo di preparazione area di cantiere propedeutico alla realizzazione della tombinatura: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **M1_Sisma**: calcolo dello stato tensionale e deformativo in seguito ad un evento sismico con valori dei parametri geomeccanici in condizioni M1;

- **A2_Carichi**: Attivazione dei carichi e dei sovraccarichi in condizione A2;

- **A2M2_Quarto scavo:** Condizione nella quale viene realizzato il quarto scavo di preparazione area di cantiere propedeutico alla realizzazione della tombinatura: il terreno ha caratteristiche in condizione M2 mentre le azioni sono in condizione A2;

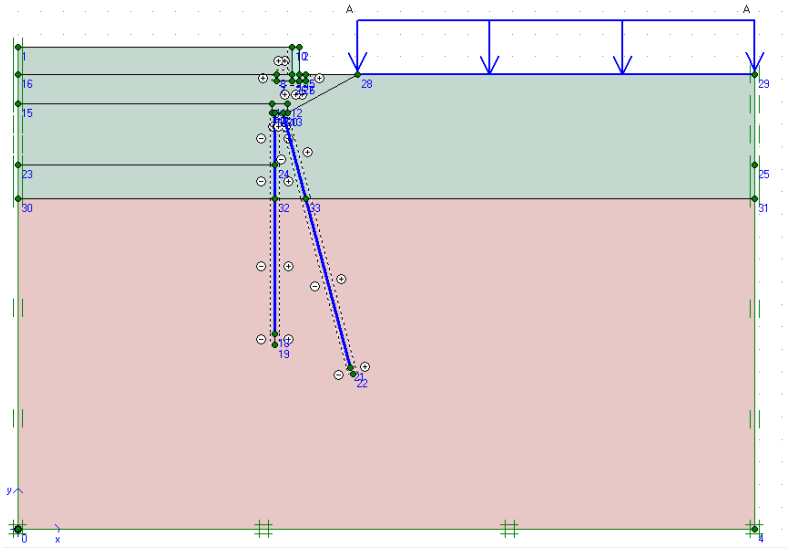
- **M2_Sisma**: calcolo dello stato tensionale e deformativo in seguito ad un evento sismico con valori dei parametri geomeccanici in condizioni M2.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

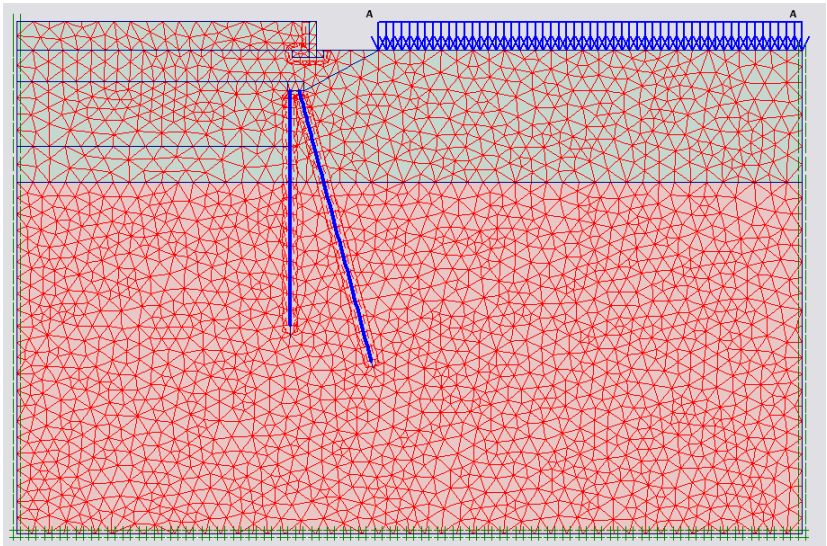
7.3. Descrizione dei modelli di calcolo Intervento BU2 – Caso 2 – Paratia con pali a cavalletto

Nelle figure seguenti si riportano la geometria del modello geotecnico in stato piano dopo l'intervento di consolidamento, la mesh di discretizzazione e le fasi di calcolo. Il modello nello specifico fa riferimento ad una condizione riscontrabile tra le sezioni di carpenteria 55 e 56 ove si verifica la presenza, sulla sponda destra, di due ordini di micropali disposti a cavalletto; tale condizione è stata ritenuta dallo scrivente la più punitiva per le strutture e dunque dimensionante il problema rispontrabile anche in altri tratti di alveo del rio Burlo.

Sezione comprendente le strutture oggetto d'intervento (geometria)



Sezione comprendente le strutture oggetto di intervento (meshatura)



È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Fasi analizzate

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0
k0	1	0	Plastic	Total multipliers	1
FS0	2	1	Plastic	Phi/c reduction	3
A1M1_Carichi	3	1	Plastic	Total multipliers	103
A1M1_Primo scavo	4	3	Plastic	Staged construction	107
A1M1_Secondo scavo	5	4	Plastic	Staged construction	109
A1M1_Pali e cordolo	6	5	Plastic	Staged construction	116
A1M1_Terzo scavo	7	6	Plastic	Staged construction	117
A1M1_FS1_Statico	8	7	Plastic	Phi/c reduction	833
M1_Sisma	9	7	Plastic	Total multipliers	420
M1_FS2_Sisma	10	9	Plastic	Phi/c reduction	423
A2_Carichi	11	7	Plastic	Total multipliers	623
A2M2_Terzo scavo	12	11	Plastic	Staged construction	625
M2_FS3_statico	13	12	Plastic	Phi/c reduction	631
M2_Sisma	14	12	Plastic	Total multipliers	731
M2_FS4_Sisma	15	14	Plastic	Phi/c reduction	733

Per quanto riguarda la sezione analizzata, con la simbologia riportata nelle figure si indica:

- **k0**: calcolo dello stato tensionale e deformativo del terreno in condizione di carico vergine in presenza dei manufatti esistenti (γ_M=1 e condizione dell'alveo attuale);

- **FS**: analisi a collasso della struttura al fine di valutare il coefficiente globale (*Fattore di Sicurezza*) nello stato attuale e ad opera ultimata. In particolare:

    - **FS0**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni iniziali con valori nominali delle caratteristiche del terreno e senza sovraccarichi variabili applicati;

    - **A1M1_FS1_Statico**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori nominali delle caratteristiche del terreno e carichi in condizione A1 (statici);

    - **M1_FS2_Sisma**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizione M1 e carichi in combinazione sismica;

    - **A2M2_FS3_Statico**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizioni M2 e carichi in condizione A2 (statici);

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

    - **M2_FS4_Sisma**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizione M2 e carichi in combinazione sismica;

- **A1M1_Carichi**: Attivazione dei carichi e dei sovraccarichi in condizione A1 (sovraccarico variabile distribuito pari a 20.0 kN/mq);

- **A1M1_Primo scavo:** Condizione nella quale viene realizzato il primo scavo di preparazione area di cantiere: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **A1M1_Secondo scavo:** Condizione nella quale viene realizzato il secondo scavo di preparazione area di cantiere: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **A1M1_Pali e cordolo**: Fase nella vengono realizzati i due ordini di pali verticali ed inclinati: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **A1M1_Terzo scavo:** Condizione nella quale viene realizzato il terzo scavo di preparazione area di cantiere propedeutico alla della tombinatura: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **M1_Sisma**: calcolo dello stato tensionale e deformativo in seguito ad un evento sismico con valori dei parametri geomeccanici in condizioni M1;

- **A2_Carichi**: Attivazione dei carichi e dei sovraccarichi in condizione A2;

- **A2M2_Terzo scavo:** Condizione nella quale viene realizzato il terzo scavo di preparazione area di cantiere propedeutico alla della tombinatura: il terreno ha caratteristiche in condizione M2 mentre le azioni sono in condizione A2;

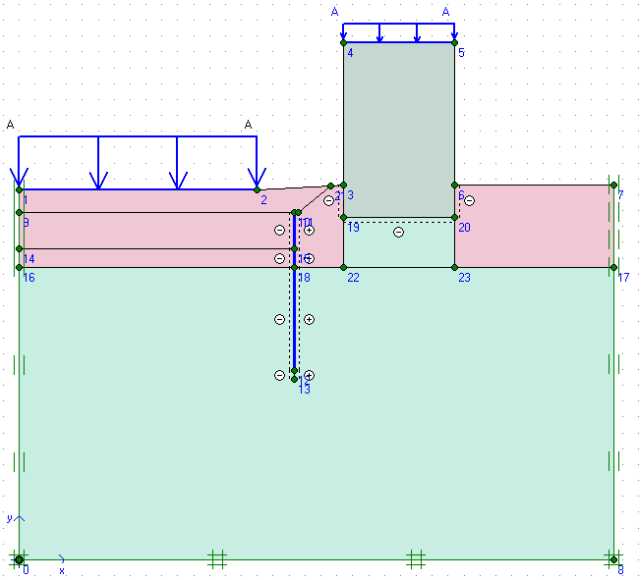
- **M2_Sisma**: calcolo dello stato tensionale e deformativo in seguito ad un evento sismico con valori dei parametri geomeccanici in condizioni M2;

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

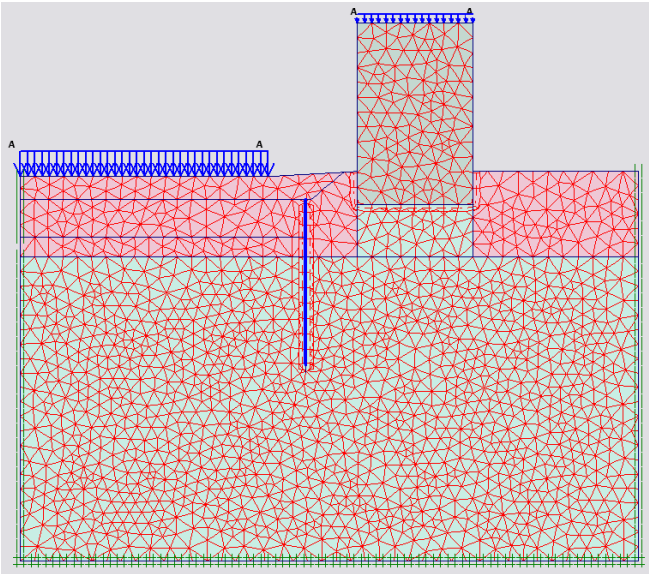
7.4. Descrizione dei modelli di calcolo Intervento BU2 – Caso 3 - Paratia con Pali verticali

Nelle figure seguenti si riportano la geometria del modello geotecnico in stato piano dopo l'intervento di consolidamento, la mesh di discretizzazione e le fasi di calcolo. Il modello nello specifico analizza una condizione riscontrabile tra le sezioni 54 e 55 ovvero dove la vicinanza della nuova tombinatura al corso d'acqua ipogeo esistente impedisce la realizzazione dell'ordine di micropali inclinati

Sezione comprendente le strutture oggetto d'intervento (geometria)



Sezione comprendente le strutture oggetto di intervento (meshatura)



È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Fasi analizzate

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0
k0	1	0	Plastic	Total multipliers	1
FS0	2	1	Plastic	Phi/c reduction	4
A1M1_Carichi	3	1	Plastic	Total multipliers	504
A1M1_Primo scavo	4	3	Plastic	Staged construction	507
A1M1_Pali	5	4	Plastic	Staged construction	511
A1M1_Secondo scavo	6	5	Plastic	Staged construction	512
A1M1_FS1_Statico	7	6	Plastic	Phi/c reduction	516
M1_Sisma	8	6	Plastic	Total multipliers	616
M1_FS2_Sisma	9	8	Plastic	Phi/c reduction	629
A2_Carichi	10	1	Plastic	Total multipliers	729
A2M2_Cambio materiali	11	10	Plastic	Staged construction	732
A2M2_Primo scavo	12	11	Plastic	Staged construction	735
A2M2_Pali	13	12	Plastic	Staged construction	738
A2M2_secondo scavo	14	13	Plastic	Staged construction	739
A2M2_FS3_Statico	15	14	Plastic	Phi/c reduction	744
M2_Sisma	16	14	Plastic	Total multipliers	844
M2_SF4_Sisma	17	16	Plastic	Phi/c reduction	850

Per quanto riguarda la sezione BB, con la simbologia riportata nelle figure si indica:

- **k0**: calcolo dello stato tensionale e deformativo del terreno in condizione di carico vergine in presenza dei manufatti esistenti (γ_M=1 e condizione dell'alveo attuale);

- **FS**: analisi a collasso della struttura al fine di valutare il coefficiente globale (*Fattore di Sicurezza*) nello stato attuale e ad opera ultimata. In particolare:

    - **FS0**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni iniziali con valori nominali delle caratteristiche del terreno e senza sovraccarichi variabili applicati;

    - **A1M1_FS1_Statico**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori nominali delle caratteristiche del terreno e carichi in condizione A1 (statici);

    - **M1_FS2_Sisma**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizione M1 e carichi in combinazione sismica;

    - **A2M2_FS3_Statico**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizioni M2 e carichi in condizione A2 (statici);

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

    - **M2_FS4_Sisma**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizione M2 e carichi in combinazione sismica;

- **A1M1_Primo scavo:** Condizione nella quale viene realizzato il primo scavo di preparazione area di cantiere propedeutico alla realizzazione dei pali verticali ed al cordolo: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **A1M1_Pali**: Fase nella vengono realizzati i pali verticali: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **A1M1_Secondo scavo:** Condizione nella quale viene realizzato il secondo scavo di preparazione area di cantiere propedeutico alla realizzazione della tombinatura: il terreno ha caratteristiche in condizione M1 mentre le azioni sono in condizione A1;

- **M1_Sisma**: calcolo dello stato tensionale e deformativo in seguito ad un evento sismico con valori dei parametri geomeccanici in condizioni M1;

- **A2_Carichi**: Attivazione dei carichi e dei sovraccarichi in condizione A2 (sovraccarico variabile distribuito pari a 20.0 kN/mq);

- **A2M2_Primo scavo:** Condizione nella quale viene realizzato il primo scavo di preparazione area di cantiere propedeutico alla realizzazione dei pali verticali ed al cordolo: il terreno ha caratteristiche in condizione M2 mentre le azioni sono in condizione A2;

- **A1M1_Pali**: Fase nella vengono realizzati i pali verticali: il terreno ha caratteristiche in condizione M2 mentre le azioni sono in condizione A2;

- **A1M1_Secondo scavo:** Condizione nella quale viene realizzato il secondo scavo di preparazione area di cantiere propedeutico alla realizzazione della tombinatura: il terreno ha caratteristiche in condizione M2 mentre le azioni sono in condizione A2;

- **M2_Sisma**: calcolo dello stato tensionale e deformativo in seguito ad un evento sismico con valori dei parametri geomeccanici in condizioni M2;

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

8. **Presentazione dei risultati**

Il programma consente di sviluppare tutta la sezione significativa, compresi sia il P.C. di monte che di valle, impostando la stratigrafia, la morfologia del P.C., la presenza di opere antropiche quali, ad es. fabbricati, fondazioni etc., l'eventuale falda idrica ed altro ancora. Plaxis è un programma agli elementi finiti specificatamente compilato per le analisi di deformazione e di stabilità, necessarie nei progetti d'ingegneria geotecnica.

Un corretto progetto geotecnico richiede l'utilizzo di modelli costitutivi avanzati per una corretta simulazione del comportamento non lineare o dipendente dal tempo, che rappresenta una caratteristica peculiare del comportamento del terreno anche a bassi livelli tensionali. È inoltre fondamentale tenere in debita considerazione anche il comportamento chiaramente multifase del terreno.

Tutto ciò, congiuntamente alla geometria del problema di volta in volta analizzato, consente una piena modellazione dell'interazione terreno-struttura e la risoluzione di numerosi aspetti geotecnici, anche complessi, d'importanza fondamentale nel campo dell'ingegneria geotecnica.

Input della geometria

La geometria del modello, sia essa il piano di campagna, gli strati del terreno, la superficie piezometrica, le fasi di costruzione o di scavo, etc., sono inserite mediante un cad interno allo scopo di ottenere un modello geometrico il più fedele possibile alla realtà fisica studiata. Una volta terminata l'immissione della geometria, il programma permette di definire in maniera interamente automatica e controllata la mesh di calcolo.

Generazione della mesh

La generazione della mesh avviene in maniera automatica; la geometria della mesh è di tipo triangolare, non strutturata, con varie possibilità di aumentarne il grado di finezza (aumentando, quindi, la precisione ma anche i tempi di calcolo). Il generatore di mesh utilizzato è un'evoluzione della procedura Triangolare sviluppata da Sepra (Ingenieusbureau Sepra, Park Nabij 3, 2267 AX Leidschendam (NL)).

Elementi terreno

Gli elementi individuati all'interno della geometria della mesh possono essere distinti in due classi: normali o avanzati.

Questi ultimi sono specificatamente progettati per la ricerca di una più fine distribuzione delle tensioni, all'interno del terreno, nonché per una più precisa analisi di previsione dei carichi di collasso (in alcuni specifici problemi).

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

In ausilio all'elemento triangolare standard a 6 nodi, con precisione quadratica, è quindi affiancato l'elemento triangolare avanzato a 15 nodi con precisione cubica, particolarmente indicato per i problemi assialsimmetrici.

Elemento beam

Allo scopo di simulare le strutture di sostegno del terreno, gli archi delle gallerie ed altre categorie di strutture soggette a flessione, è stato sviluppato l'elemento "beam" definito dalle seguenti caratteristiche:

- rigidezza flessionale;

- rigidezza assiale;

- momento plastico.

Questi elementi sono spesso accoppiati all'elemento "interfaccia" per una miglior simulazione dell'interazione struttura-terreno.

Elemento interfaccia

Questo elemento permette di simulare il contatto fra struttura e terreno (fondazioni, pali, paratie, tiranti, etc.) oppure per simulare le discontinuità presenti all'interno di un ammasso roccioso.

Possono essere definite le stesse caratteristiche di resistenza del terreno, oppure, in alternativa, è possibile definirne di specifiche.

Elemento tirante

Questo elemento è identificato da una molla elastoplastica il cui comportamento è definito mediante:

- una rigidezza assiale [kN];

- un interasse [m];

- una forza di tesatura (se l'elemento è pretensionato) [kN/m].

Come si nota questo elemento consente di simulare, indifferentemente, tiranti attivi o passivi.

Elemento geotessile

Come dice il nome questo elemento è specificatamente progettato per la simulazione del comportamento di tutta quella famiglia di elementi che interagiscono direttamente con il terreno, aumentandone le sue caratteristiche di resistenza; nella

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

simulazione dei tiranti, definiti al paragrafo precedente, esso è utilizzato per la simulazione del tratto di fondazione del tirante stesso (bulbo).

Tale elemento è identificato nel caso specifico del bulbo di un tirante da una rigidezza assiale [kN/m].

Modello costitutivo alla “Mohr-Coulomb”

Questo modello costitutivo del terreno è robusto e semplice ed è quello più comunemente utilizzato nelle applicazioni pratiche.

Questo modello permette di cogliere anche alcuni, ma non tutti, degli aspetti del comportamento non lineare del terreno e può essere efficacemente utilizzato nell’analisi preliminare a collasso utilizzando l’approccio “phi-c reduction” per il calcolo del fattore di sicurezza globale della struttura modellata in corrispondenza di una qualunque fase (provvisionale o definitiva).

Pressione idraulica in regime stazionario

La generazione della pressione idraulica nel terreno, in regime stazionario (ad esempio la condizione Ko), può essere eseguita mediante due approcci diversi: mediante un’analisi di flusso in condizioni bidimensionali o direttamente dall’immissione della superficie piezometrica, nei casi più semplici.

Costruzione a step

Con Plaxis è possibile, in fase di calcolo, simulare tutte le fasi di costruzione della struttura in progetto, attivando l’opzione “Staged Construcion”; in questa maniera, disattivando ed attivando volta per volta elementi di terreno o di strutture in esso definite, è possibile cogliere anche le fasi di lavoro per ottenere l’opera finita.

Calcolo del Fattore di Sicurezza

Il calcolo del fattore di sicurezza del progetto è un elemento d’importanza fondamentale; il fattore di sicurezza è definito come il rapporto fra il carico di collasso ed il carico di lavoro (nel caso delle fondazioni) oppure come il rapporto fra la resistenza a taglio disponibile e le tensioni tangenziali mobilitate.

Il calcolo del fattore di sicurezza è eseguito in automatico, mediante la definizione di uno step addizionale, diminuendo iterativamente il valore dell’angolo di taglio e della coesione, fino ad arrivare alla prima configurazione di collasso (“phi-c reduction”).

In estrema sintesi, la ricerca del Grado di Sicurezza dell’opera nel suo complesso è condotta mediante una procedura iterativa, denominata c-phi reduction, la quale riduce passo passo i valori delle resistenze del terreno (coesione ed angolo di

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

taglio) arrestandosi nell'istante di nascita di una situazione di collasso (o per raggiungimento del criterio di rottura negli elementi terreno o per raggiungimento delle condizioni di rottura in qualche elemento strutturale – pali, tiranti etc. –).

Ovviamente il punto di partenza dell'analisi iterativa coincide con l'ultima fase studiata (e quindi il raggiungimento del fondo di scavo). Il Grado di Sicurezza è definito dalla seguente espressione: $GS = \frac{\tau_{iniziale}}{\tau_{collasso}}$ (4)

ossia dal rapporto fra la resistenza del terreno all'inizio dell'analisi e dalla stessa al momento del collasso.

Risultati

Plaxis permette di presentare i risultati dell'analisi in varie forme:

- mediante rappresentazioni delle tensioni nel modello;
- mediante rappresentazioni delle deformazioni del modello;
- mediante tabulati;
- mediante percorsi tensionali.

La caratterizzazione geotecnica del modello è stata fatta utilizzando i parametri riportati nel paragrafo "Parametri geotecnici del terreno" (Cap.5.4) in relazione alle stratigrafie interessate dall'opera in progetto.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

8.1. Verifiche di sicurezza del caso 1 – Paratia tirantata

A seguito delle analisi condotte sul modello agli elementi finiti è stato possibile determinare le massime sollecitazioni agenti, allo SLU, sui micropali e sui due ordini di tiranti. Di seguito si riportano, in forma tabulare, i risultati precedentemente descritti.

	MICROPALI VERTICALI		TIRO TIRANTI SUPERIORI	TIRO TIRANTI INFERIORI
FASE	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	N [kN/m]
A1M1_Pali e cordolo	-7.11	0.00	/	/
A1M1_Secondo scavo	-18.14	-3.39	/	/
A1M1_Tiranti sup e tiro	-43.01	-14.78	104.2	/
A1M1_Terzo scavo	-58.57	-15.31	112.7	/
A1M1_Tiranti inf e tiro	-81.97	-12.88	86.93	104.2
A1M1_Quarto scavo	-177.76	-24.24	90.90	139.80
M1_Sisma	-98.34	-22.62	80.85	117.6

Il calcolo della capacità portante dei pali è stato eseguito con il Metodo di Berezantzev et al. (1961). Si riportano di seguito i calcoli eseguiti per i pali verticali. Essendo il palo costantemente immerso nella falda presente al di sotto dell'alveo del rio, si è deciso di considerare dei parametri geo-meccanici che tengano conto di tale condizione; si riportano nel seguito i valori assunti per i differenti strati sulla base di tale ipotesi:

STRATO	γ*[kN/mc]	ϕ'	k	μ
Deposito 2	17.5	28.5	0.44	0.54
Cappellaccio	21	33	/	/

Pali verticali

Data

- Metodo di Berezantzev et al. (1961)

Resistenza unitaria laterale del palo in condizioni drenate:

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

$s = k\mu\sigma_{vz}^{'}$

dove:

$k = 0.44$ valore medio assunto sulla base delle caratteristiche geo-meccaniche dello strato di terreno attraversato al variare della profondità.

$\mu = \tan\phi'$ coefficiente di attrito tra palo e terreno

$\sigma_{vz}' = \sigma_{vz} - u_z$ tensione effettiva litostatica verticale

In accordo con quanto riportato nei paragrafi precedenti in merito alle proprietà fisico meccaniche degli strati che costituiscono il terreno, sono stati individuati due differenti valori di s basati su un valore medio litostatico per ogni strato (1=deposito 2, 2=cappellaccio). I valori individuati sono:

$s_1 = 3.2\frac{kN}{m^2}$

$s_2 = 200\frac{kN}{m^2}$

Resistenza unitaria alla punta del palo in condizioni drenate viene calcolata come:

$$Q_{lim,base} = \mathrm{p}_k \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4}$$

Ove p è un valore assunto pari a:

. $\mathrm{p}_k = 2000\ \mathrm{kN/m^2}$

La resistenza alla punta e la resistenza laterale si calcolano come segue:

$$Q_{lim,lat} = \pi \cdot d_s \cdot \int s\,dz = \pi \cdot (1.1 \cdot 0.2) \cdot (3.2 \cdot l_1 + 200 \cdot l_2) = 383.5\ kN$$

Dalla formula si può notare come siano state considerate due lunghezze, le quali corrispondono ai tratti di micropalo che attraversano i due strati ($l_1 = 1.54\ m$ e $l_2 = 2.75\ m$.

$$Q_{lim,base} = \mathrm{p} \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = 2000 \cdot \frac{\pi \cdot (1.1 \cdot 0.2)^2}{4} = 76.0\ kN$$

$d_s = \alpha \cdot d$ diametro reso del palo

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

d = diametro della perforazione $\alpha = 1{,}1$ coeff. di maggiorazione

Capacità portante assunta nei calcoli e portata utile dei pali

La capacità portante assunta nei calcoli è stata calcolata come segue:

$$Q_{lim,lat,k} = {Q_{lim,lat}}/{\xi_4}$$

$$Q_{lim,base,k} = {Q_{lim,base}}/{\xi_4}$$

Tabella 6.4.IV – *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.*

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

$\xi_4 = 1.70$ (a favore di sicurezza *in quanto lontani rispetto al tratto di Rio Fegino nel quale sono già state fatte indagini*)

Fattori di sicurezza (SLU) - Approccio 2 (A1+M1+R3)

Resistenza alla base	γ_b	1,35
Resistenza laterale in compressione	γ_s	1,15
Resistenza laterale in trazione	γ_{st}	1,25

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La portata utile dei pali in caso di compressione è stata calcolata con le relazioni:

$$Q_{utile,comp} = {Q_{lim,lat,k}}/{\gamma_s} + {Q_{lim,base,k}}/{\gamma_b} - 1.3 \cdot W = 215.7\ kN \geq N_{Ed,max,comp} = 177.76 \cdot 0.8 = 142.2\ kN$$

dove W è il peso proprio del palo (pari a 11.0 kN).

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

In ultima istanza si riporta la verifica in termini tensionali a presso-flesisone di un micropalo avente diametro D=114.3 mm sp=10 mm:

$N_{Ed} = 177.76 \cdot 0.8 = 142.2\ kN$

$M_{Ed} = 24.24 \cdot 0.8 = 19.4\ kNm$

$$\sigma_{Ed} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{142200}{3280} + \frac{19.4 \cdot 10^6}{78700} = 289.9\ N/mm^2 \leq f_{yd} = 338.0\ N/mm^2$$

Sia la resistenza meccanica dei micropali che la loro portata utile a compressione sono superiori ai rispettivi valori di sollecitazione riscontrati a seguito delle analisi svolte sui modelli agli elementi finiti.

Dai risultati ottenuti si evince come i requisiti minimi di sicurezza siano rispettati.

Tirante superiore

Per il dimensionamento strutturale dei tiranti, deve risultare rispettata la condizione $E_d < R_d$ (6.2.1) con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

Tabella 6.6.I – *Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi*

	SIMBOLO γ_R	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto P_d, considerando tutti i possibili stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), con la resistenza di progetto R_{ad}, determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} i fattori parziali γ_R riportati nella Tab. 6.6.I.; in questo caso vale $\gamma R3 = 1.1$ (tiranti temporanei).

Tiranti

Il valore caratteristico R_{ak} è stato ricavato, come previsto da Normativa, come di seguito riportato considerando i contributi dei differenti strati di terreno attraversati:

$$s_{1,\text{deposito}} = 27.9\ \frac{kN}{m^2}$$

$$s_{\text{k,capp}} = 200.0\ \frac{kN}{m^2}$$

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_a = \pi \cdot d_s \cdot (s_1 \cdot l_1) = \pi \cdot (1.1 \cdot 0.14) \cdot (27.9 \cdot 9.77 + 200 \cdot 4.22) = 540.2 \text{ kN}$$

$$R_{ak} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}}\right\}. \qquad (6.2.13)$$

Tabella 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

in base alla (6.13.1) e alla tabella 6.6.III che fa riferimento al numero di profili di indagine (cautelativamente considerati pari a 1), per cui:

$$R_{ak} = {R_a}/{1.8} = 300.1 \text{ kN}$$

Essendo i tiranti provvisori, ne risulta come le resistenze offerte da ciascun elemento siano pari a:

$$R_{Rd} = {R_{ak}}/{\gamma_{Ra}} = \frac{300.1}{1.1} = 272.8 \text{ kN} > N_{Ed} = 112.7 \cdot \text{int.} = 112.7 \cdot 2.4 = 270.5\ kN$$

Dai risultati ottenuti si evince come i requisiti minimi di sicurezza siano pienamente soddisfatti.

La verifica a resistenza del tratto libero si scrive come segue:

$$F_{trefoli} = A_{trefoli} \cdot f_{yk} = 3 \cdot 139 \cdot 1570 = 654.7 \text{ kN} \quad > N_{Ed} = 268.6 \text{ kN}$$

La forza di sfilamento del bulbo meglio ancorato vale:

$$F_{sfilamento} = R_{ak} = 300.1 \text{ kN}$$

Risulta dunque che $F_{sfilamento} < F_{trefoli}$

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Il meccanismo di rottura è quello previsto dalla gerarchia delle resistenze pertanto la verifica è soddisfatta.

Tirante inferiore

Per il dimensionamento strutturale dei tiranti, deve risultare rispettata la condizione $E_d < R_d$ (6.2.1) con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

Tabella 6.6.I – *Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi*

	SIMBOLO γ_R	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto P_d, considerando tutti i possibili stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), con la resistenza di progetto R_{ad}, determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} i fattori parziali γ_R riportati nella Tab. 6.6.I.; in questo caso vale $\gamma R3 = 1.1$ (tiranti temporanei).

Tiranti

Il valore caratteristico R_{ak} è stato ricavato, come previsto da Normativa, come di seguito riportato considerando i contributi dei differenti strati di terreno attraversati:

$$s_{1,\text{deposito}} = 29.0 \ \frac{kN}{m^2}$$

$$s_{\text{k,capp}} = 200.0 \ \frac{kN}{m^2}$$

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_a = \pi \cdot d_s \cdot (s_1 \cdot l_1) = \pi \cdot (1.1 \cdot 0.14) \cdot (29.0 \cdot 8.57 + 200 \cdot 6.43) = 742.4 \text{ kN}$$

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

$$R_{ak} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}}\right\}. \qquad (6.2.13)$$

Tabella 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

in base alla (6.13.1) e alla tabella 6.6.III che fa riferimento al numero di profili di indagine (cautelativamente considerati pari a 1), per cui:

$$R_{ak} = {}^{R_a}/_{1.8} = 412.5 \text{ kN}$$

Essendo i tiranti provvisori, ne risulta come le resistenze offerte da ciascun elemento siano pari a:

$$R_{Rd} = {}^{R_{ak}}/_{\gamma_{Ra}} = \frac{412.5}{1.1} = 374.9 \text{ kN} > N_{Ed} = 139.8 \cdot \text{int.} = 139.8 \cdot 2.4 = 335.5\ kN$$

Dai risultati ottenuti si evince come i requisiti minimi di sicurezza siano pienamente soddisfatti. La verifica a resistenza del tratto libero si scrive come segue:

$$F_{trefoli} = A_{trefoli} \cdot f_{yk} = 3 \cdot 139 \cdot 1570 = 654.7 \text{ kN} \quad > N_{Ed} = 335.5 \text{ kN}$$

La forza di sfilamento del bulbo meglio ancorato vale:

$F_{sfilamento} = R_{ak} = 412.5$ kN . Risulta dunque che $F_{sfilamento} < F_{trefoli}$

Il meccanismo di rottura è quello previsto dalla gerarchia delle resistenze pertanto la verifica è soddisfatta.

8.2. Verifiche di sicurezza del caso 2 – Pali a cavalletto

A seguito delle analisi condotte sul modello agli elementi finiti è stato possibile determinare le massime sollecitazioni agenti, allo SLU, sui micropali di fondazione (verticali ed inclinati). Di seguito si riportano, in forma tabulare, i risultati precedentemente descritti.

	MICROPALI VERTICALI		MICROPALI INCLINATI	
FASE	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
A1M1_Pali e cordolo	-3.75	0	-5.04	0

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

A1M1_Terzo scavo	-30.41	5.18	23.18	0.7
M1_Sisma	78.98	5.74	109.64	1.25

Il calcolo della capacità portante dei pali è stato eseguito con il Metodo di Berezantzev et al. (1961). Si riportano di seguito i calcoli eseguiti per i pali verticali. Essendo il palo costantemente immerso nella falda presente al di sotto dell'alveo del rio, si è deciso di considerare dei parametri geo-meccanici che tengano conto di tale condizione; si riportano nel seguito i valori assunti per i differenti strati sulla base di tale ipotesi:

STRATO	γ*[kN/mc]	ϕ'	k	μ
Deposito 2	17.5	28.5	0.44	0.54
Cappellaccio	21	33	/	/

Pali verticali

Data

- Metodo di Berezantzev et al. (1961)

Resistenza unitaria laterale del palo in condizioni drenate:

$$s = k\mu\sigma_{vz}^{'}$$

dove:

$k = 0.44$ valore medio assunto sulla base delle caratteristiche geo-meccaniche dello strato di terreno attraversato al variare della profondità.

$\mu = \tan\phi'$ coefficiente di attrito tra palo e terreno

$\sigma_{vz}' = \sigma_{vz} - u_z$ tensione effettiva litostatica verticale

In accordo con quanto riportato nei paragrafi precedenti in merito alle proprietà fisico meccaniche degli strati che costituiscono il terreno, sono stati individuati due differenti valori di s basati su un valore medio litostatico per ogni strato (1=deposito 2, 2=cappellaccio). I valori individuati sono:

$$s_1 = 3.2\frac{kN}{m^2}$$

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

$s_2 = 200 \frac{kN}{m^2}$

Resistenza unitaria alla punta del palo in condizioni drenate viene calcolata come:

$$Q_{lim,base} = \mathrm{p}_k \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4}$$

Ove p è un valore assunto pari a:

. $\mathrm{p}_k = 2000\ \mathrm{kN/m^2}$

La resistenza alla punta e la resistenza laterale si calcolano come segue:

$$Q_{lim,lat} = \pi \cdot d_s \cdot \int s\, dz = \pi \cdot (1.1 \cdot 0.2) \cdot (3.2 \cdot l_1 + 200 \cdot l_2) = 852.9\ kN$$

Dalla formula si può notare come siano state considerate due lunghezze, le quali corrispondono ai tratti di micropalo che attraversano i due strati ($l_1 = 1.54\ m$ e $l_2 = 5.95\ m$.

$$Q_{lim,base} = \mathrm{p} \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = 2000 \cdot \frac{\pi \cdot (1.1 \cdot 0.2)^2}{4} = 76.0\ kN$$

$d_s = \alpha \cdot d$ diametro reso del palo

d = diametro della perforazione $\alpha =$ 1,1 coeff. di maggiorazione

Capacità portante assunta nei calcoli e portata utile dei pali

La capacità portante assunta nei calcoli è stata calcolata come segue:

$$Q_{lim,lat,k} = {Q_{lim,lat}}/{\xi_4}$$

$$Q_{lim,base,k} = {Q_{lim,base}}/{\xi_4}$$

Tabella 6.4.IV – *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.*

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

$\xi_4 =$ 1.70 (a favore di sicurezza)

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Fattori di sicurezza (SLU) - Approccio 2 (A1+M1+R3)

Resistenza alla base	γ_b	1,35
Resistenza laterale in compressione	γ_s	1,15
Resistenza laterale in trazione	γ_{st}	1,25

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La portata utile dei pali in caso di compressione è stata calcolata con le relazioni:

$$Q_{utile,comp} = {Q_{lim,lat,k}}/{\gamma_s} + {Q_{lim,base,k}}/{\gamma_b} - 1.3 \cdot W = 441.9\ kN \geq N_{Ed,max,comp} = 30.41 \cdot 0.8 = 24.3\ kN$$

dove W è il peso proprio del palo (pari a 10.5 kN).

In ultima istanza si riporta la verifica in termini tensionali a presso-flesisone di un micropalo avente diametro D=114.3 mm sp=10 mm:

$N_{Ed} = 30.41 \cdot 0.8 = 24.3\ kN$

$M_{Ed} = 5.18 \cdot 0.8 = 4.1\ kNm$

$$\sigma_{Ed} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{24300}{3280} + \frac{4.1 \cdot 10^6}{78700} = 59.5 \frac{N}{mm^2} \leq f_{yd} = 338.0\ N/mm^2$$

Sia la resistenza meccanica dei micropali che la loro portata utile a compressione sono superiori ai rispettivi valori di sollecitazione riscontrati a seguito delle analisi svolte sui modelli agli elementi finiti.

La portata utile dei pali in caso di trazione è stata calcolata con le relazioni:

$$Q_{utile,traz} = {Q_{lim,lat,k}}/{\gamma_s} + 1.0 \cdot W = 399.1\ kN \geq N_{Ed,max,traz} = 78.98 \cdot 0.8 = 63.2\ kN$$

dove W è il peso proprio del palo (pari a 10.5 kN).

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

In ultima istanza si riporta la verifica in termini tensionali a tenso-flesisone di un micropalo avente diametro D=114.3 mm sp=10 mm:

$N_{Ed} = 78.98 \cdot 0.8 = 63.2\ kN$

$M_{Ed} = 5.74 \cdot 0.8 = 4.6\ kNm$

$$\sigma_{Ed} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{63200}{3280} + \frac{4.6 \cdot 10^6}{78700} = 77.7 \frac{N}{mm^2} \leq f_{yd} = 338.0\ N/mm^2$$

Sia la resistenza meccanica dei micropali che la loro portata utile a trazione sono superiori ai rispettivi valori di sollecitazione riscontrati a seguito delle analisi svolte sui modelli agli elementi finiti.

Dai risultati ottenuti si evince come i requisiti minimi di sicurezza siano rispettati.

Pali inclinati

Data

- Metodo di Berezantzev et al. (1961)

Resistenza unitaria laterale del palo in condizioni drenate:

$$s = k\mu\sigma_{vz}^{'}$$

dove:

$k = 0.44$ valore medio assunto sulla base delle caratteristiche geo-meccaniche dello strato di terreno attraversato al variare della profondità.

$\mu = \tan\phi'$ coefficiente di attrito tra palo e terreno

$\sigma_{vz}' = \sigma_{vz} - u_z$ tensione effettiva litostatica verticale

In accordo con quanto riportato nei paragrafi precedenti in merito alle proprietà fisico meccaniche degli strati che costituiscono il terreno, sono stati individuati due differenti valori di s basati su un valore medio litostatico per ogni strato (1=deposito 2, 2=cappellaccio). I valori individuati sono:

$$s_1 = 15.3 \frac{kN}{m^2}$$

$$s_2 = 200 \frac{kN}{m^2}$$

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Resistenza unitaria alla punta del palo in condizioni drenate viene calcolata come:

$$Q_{lim,base} = \mathrm{p}_k \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4}$$

Ove p è un valore assunto pari a:

. $\mathrm{p}_k = 2000\ \mathrm{kN/m^2}$

La resistenza alla punta e la resistenza laterale si calcolano come segue:

$$Q_{lim,lat} = \pi \cdot d_s \cdot \int s\,dz = \pi \cdot (1.1 \cdot 0.2) \cdot (15.3 \cdot l_1 + 200 \cdot l_2) = 1117.5\ kN$$

Dalla formula si può notare come siano state considerate due lunghezze, le quali corrispondono ai tratti di micropalo che attraversano i due strati ($l_1 = 3.98\ m$ e $l_2 = 7.78\ m$.

$$Q_{lim,base} = \mathrm{p} \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = 2000 \cdot \frac{\pi \cdot (1.1 \cdot 0.2)^2}{4} = 76.0\ kN$$

$d_s = \alpha \cdot d$ diametro reso del palo

d = diametro della perforazione $\alpha =$ 1,1 coeff. di maggiorazione

Capacità portante assunta nei calcoli e portata utile dei pali

La capacità portante assunta nei calcoli è stata calcolata come segue:

$$Q_{lim,lat,k} = {Q_{lim,lat}}/{\xi_4}$$

$$Q_{lim,base,k} = {Q_{lim,base}}/{\xi_4}$$

Tabella 6.4.IV – *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.*

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

$\xi_4 =$ 1.70 (a favore di sicurezza)

Fattori di sicurezza (SLU) - Approccio 2 (A1+M1+R3)

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Resistenza alla base	γ_b	1,35
Resistenza laterale in compressione	γ_s	1,15
Resistenza laterale in trazione	γ_{st}	1,25

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La portata utile dei pali in caso di compressione è stata calcolata con le relazioni:

$$Q_{utile,comp} = {Q_{lim,lat,k}}/{\gamma_s} + {Q_{lim,base,k}}/{\gamma_b} - 1.3 \cdot W = 588.3\ kN \geq N_{Ed,max,comp} = 5.04 \cdot 1.6 = 8.01\ kN$$

dove W è il peso proprio del palo (pari a 12.7 kN).

In ultima istanza si riporta la verifica in termini tensionali a compressione di un micropalo avente diametro D=114.3 mm sp=10 mm:

$N_{Ed} = 5.04 \cdot 1.6 = 8.01\ kN$

$M_{Ed} = 0.0\ kNm$

$$\sigma_{Ed} = \frac{N}{A} = \frac{8010}{3280} = 2.4 \frac{N}{mm^2} \leq f_{yd} = 338.0\ N/mm^2$$

Sia la resistenza meccanica dei micropali che la loro portata utile a compressione sono superiori ai rispettivi valori di sollecitazione riscontrati a seguito delle analisi svolte sui modelli agli elementi finiti.

La portata utile dei pali in caso di trazione è stata calcolata con le relazioni:

$$Q_{utile,traz} = {Q_{lim,lat,k}}/{\gamma_s} + 1.0 \cdot W = 584.3\ kN \geq N_{Ed,max,traz} = 109.64 \cdot 1.6 = 175.4\ kN$$

dove W è il peso proprio del palo (pari a 12.7 kN).

In ultima istanza si riporta la verifica in termini tensionali a tenso-flesisone di un micropalo avente diametro D=114.3 mm sp=10 mm:

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

$N_{Ed} = 109.64 \cdot 1.6 = 175.4\ kN$

$M_{Ed} = 1.25 \cdot 1.6 = 2.0\ kNm$

$$\sigma_{Ed} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{175400}{3280} + \frac{2.0 \cdot 10^6}{78700} = 78.9 \frac{N}{mm^2} \leq f_{yd} = 338.0\ N/mm^2$$

Sia la resistenza meccanica dei micropali che la loro portata utile a trazione sono superiori ai rispettivi valori di sollecitazione riscontrati a seguito delle analisi svolte sui modelli agli elementi finiti.

Dai risultati ottenuti si evince come i requisiti minimi di sicurezza siano rispettati.

8.3. Verifiche di sicurezza del caso 3 – Pali verticali

A seguito delle analisi condotte sul modello agli elementi finiti è stato possibile determinare le massime sollecitazioni agenti, allo SLU, sui micropali di fondazione. Di seguito si riportano, in forma tabulare, i risultati precedentemente descritti.

MICROPALI VERTICALI

FASE	N [kN/m]	M [kNm/m]
A1M1_Pali	-4.30	0.00
A1M1_Secondo scavo	25.68	9.38
M1_Sisma	90.76	11.71

Il calcolo della capacità portante dei pali è stato eseguito con il Metodo di Berezantzev et al. (1961). Si riportano di seguito i calcoli eseguiti per i pali verticali. Essendo il palo costantemente immerso nella falda presente al di sotto dell'alveo del rio, si è deciso di considerare dei parametri geo-meccanici che tengano conto di tale condizione; si riportano nel seguito i valori assunti per i differenti strati sulla base di tale ipotesi:

STRATO	**γ*[kN/mc]**	**ϕ'**	**k**	**μ**
Deposito 2	17.5	28.5	0.44	0.54
Cappellaccio	21	33	/	/

Pali verticali

Data

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

- Metodo di Berezantzev et al. (1961)

Resistenza unitaria laterale del palo in condizioni drenate:

$$s = k\mu\sigma_{vz}^{'}$$

dove:

$k = 0.44$ valore medio assunto sulla base delle caratteristiche geo-meccaniche dello strato di terreno attraversato al variare della profondità.

$\mu = \tan\phi'$ coefficiente di attrito tra palo e terreno

$\sigma_{vz}' = \sigma_{vz} - u_z$ tensione effettiva litostatica verticale

In accordo con quanto riportato nei paragrafi precedenti in merito alle proprietà fisico meccaniche degli strati che costituiscono il terreno, sono stati individuati due differenti valori di s basati su un valore medio litostatico per ogni strato (1=deposito 2, 2=cappellaccio). I valori individuati sono:

$$s_1 = 2.4\frac{kN}{m^2}$$

$$s_2 = 200\frac{kN}{m^2}$$

Resistenza unitaria alla punta del palo in condizioni drenate viene calcolata come:

$$Q_{lim,base} = \mathrm{p}_k \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4}$$

Ove p è un valore assunto pari a:

. $\mathrm{p}_k = 2000\ \mathrm{kN/m^2}$

La resistenza alla punta e la resistenza laterale si calcolano come segue:

$$Q_{lim,lat} = \pi \cdot d_s \cdot \int s\,dz = \pi \cdot (1.1 \cdot 0.22) \cdot (2.4 \cdot l_1 + 200 \cdot l_2) = 969.1\ kN$$

Dalla formula si può notare come siano state considerate due lunghezze, le quali corrispondono ai tratti di micropalo che attraversano i due strati ($l_1 = 1.54\ m$ e $l_2 = 6.36\ m$).

$$Q_{lim,base} = \mathrm{p} \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = 2000 \cdot \frac{\pi \cdot (1.1 \cdot 0.2)^2}{4} = 76.0\ kN$$

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

$d_s = \alpha \cdot d$ diametro reso del palo

d = diametro della perforazione $\alpha = 1{,}1$ coeff. di maggiorazione

Capacità portante assunta nei calcoli e portata utile dei pali

La capacità portante assunta nei calcoli è stata calcolata come segue:

$$Q_{lim,lat,k} = {Q_{lim,lat}}/{\xi_4}$$

$$Q_{lim,base,k} = {Q_{lim,base}}/{\xi_4}$$

Tabella 6.4.IV – *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.*

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

$\xi_4 = 1.70$ (a favore di sicurezza)

Fattori di sicurezza (SLU) - Approccio 2 (A1+M1+R3)

Resistenza alla base	γ_b	1,35
Resistenza laterale in compressione	γ_s	1,15
Resistenza laterale in trazione	γ_{st}	1,25

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La portata utile dei pali in caso di compressione è stata calcolata con le relazioni:

$$Q_{utile,comp} = {Q_{lim,lat,k}}/{\gamma_s} + {Q_{lim,base,k}}/{\gamma_b} - 1.3 \cdot W = 513.1\ kN \geq N_{Ed,max,comp} = 4.3 \cdot 0.65 = 2.8\ kN$$

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

dove W è il peso proprio del palo (pari a 12.1 kN).

La portata utile dei pali in caso di trazione è stata calcolata con le relazioni:

$$Q_{utile,traz} = {Q_{lim,lat,k}}/{\gamma_s} + 1.0 \cdot W = 468.1\ kN \geq N_{Ed,max,traz} = 90.76 \cdot 0.65 = 59.0\ kN$$

dove W è il peso proprio del palo (pari a 12.1 kN).

In ultima istanza si riporta la verifica in termini tensionali a tenso-flesisone di un micropalo avente diametro D=114.3 mm sp=10 mm:

$$N_{Ed} = 90.76 \cdot 0.65 = 59.0\ kN$$

$$M_{Ed} = 11.71 \cdot 0.65 = 7.6\ kNm$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{59000}{3280} + \frac{7.6 \cdot 10^6}{78700} = 114.6 \frac{N}{mm^2} \leq f_{yd} = 338.0\ N/mm^2$$

Sia la resistenza meccanica dei micropali che la loro portata utile a trazione sono superiori ai rispettivi valori di sollecitazione riscontrati a seguito delle analisi svolte sui modelli agli elementi finiti.

Dai risultati ottenuti si evince come i requisiti minimi di sicurezza siano rispettati.

8.4. Fattori di sicurezza globale

Si riportano ora, in una tabella riassuntiva, i fattori di sicurezza globale ottenuti per ciascuno dei tre casi analizzati e per ciascuna fase considerata:

MODELLO DI CALCOLO	FASE	FATTORE DI SICUREZZA
CASO 1 – PARATIA TIRANTATA	**FS0**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni iniziali con valori nominali delle caratteristiche del terreno e senza sovraccarichi variabili applicati;	**2.0179**
	A1M1_FS1_Statico: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori nominali delle caratteristiche del terreno e carichi in condizione A1 (statici);	**1.5820**

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

	M1_FS2_Sisma: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizione M1 e carichi in combinazione sismica;	**2.3461**
	A2M2_FS3_Statico: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizioni M2 e carichi in condizione A2 (statici);	**1.3815**
	M2_FS4_Sisma: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizione M2 e carichi in combinazione sismica;	**1.3799**
CASO 2 – PALI A CAVALLETTO	**FS0**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni iniziali con valori nominali delle caratteristiche del terreno e senza sovraccarichi variabili applicati;	**2.3156**
	A1M1_FS1_Statico: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori nominali delle caratteristiche del terreno e carichi in condizione A1 (statici);	**1.6466**
	M1_FS2_Sisma: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizione M1 e carichi in combinazione sismica;	**1.9654**
	A2M2_FS3_Statico: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizioni M2 e carichi in condizione A2 (statici);	**1.3987**
	M2_FS4_Sisma: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizione M2 e carichi in combinazione	**1.5761**

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

	sismica;	
CASO 3 – PALI VERTICALI	**FS0**: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni iniziali con valori nominali delle caratteristiche del terreno e senza sovraccarichi variabili applicati;	**12.0840**
	A1M1_FS1_Statico: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori nominali delle caratteristiche del terreno e carichi in condizione A1 (statici);	**2.3354**
	M1_FS2_Sisma: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizione M1 e carichi in combinazione sismica;	**2.3897**
	A2M2_FS3_Statico: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizioni M2 e carichi in condizione A2 (statici);	**2.1309**
	M2_FS4_Sisma: Valutazione del fattore di sicurezza nelle condizioni di progetto con valori delle caratteristiche del terreno in condizione M2 e carichi in combinazione sismica;	**1.9151**

Come riscontrabile nella tabella sopra i requisiti minimi imposti dalle normative sono pienamente rispettati.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

9. **Verifiche di sicurezza del ponte carrabile provvisorio**

Durante le fasi di cantierizzazione previste per la realizzazione degli interventi descritti nei capitoli precedenti (nello specifico nella fase 2B) risulta necessario predisporre una struttura che premetta il passaggio degli autoveicoli al di sopra degli alvei del rio Fegino di Monte e del rio Burlo. Trattasi di porzioni di struttura da affiancare alla copertura esistente per far sì che la carreggiata abbia una larghezza adeguata da consentire il passaggio dei veicoli, in senso unico alternato, senza creare strettoie eccessivamente accentuate.

La struttura che si intende realizzare è costituita da un insieme di profili in carpenteria metallica di sezione HE300A affiancati gli uni agli altri e sopra ai quali viene realizzata una soletta in calcestruzzo spessa 20 cm per creare un piano di posa per la finitura in bitume dello spessore di circa 10 cm.

9.1. Analisi dei carichi gravitazionali e del traffico

Trattandosi a tutti gli effetti di una struttura a ponte di luce massima (riscontrabile al di sopra del rio Fegino di Monte) pari a 5.5 m e dovendo essere un ponte di 1a categoria sulla struttura provvisoria agisce una commistione di carichi parimenti gravitazionali e dovuti al traffico.

In accordo con quanto riportato nei capitoli 3 e 5 delle vigenti normative (NTC2018) sulla struttura in esame agiscono le seguenti sollecitazioni:

Azioni verticali gravitazionali:

- Peso proprio finitura in bitume (sp. 10 cm) 1.5 kN/m^2
- Peso proprio soletta in c.a. (sp. 20 cm) 5.0 kN/m^2
- Sovraccarico variabile dovuto alla neve 0.8 kN/m^2

Azioni verticali da traffico:

Si precisa che, essendo la struttura molto limitata in larghezza tanto da non cansentire la definizione (come riportato nel capitolo 5 delle NTC2018) di corsie convenzionali, si considerano le azioni agenti su un singolo profilo come se esso appartenesse alla “corsia 1” e su di esso incidessero gli effetti di una sola impronta delle varie sollecitazioni tandem che di seguito vengono descritte.

- Schema di carico 1A – 1B – 1C

  Carico distribuito $q_{1k} = 9\ kN/m^2$

  Carichi concentrati su singolo profilo (tandem da 300 kN inizialmente applicati su un’impronta da 40x40 cm e diffusi attraverso uno spessore di 30 cm e

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

suddivisi tra le vaie travi affiancate)

$$Q_{1k} = 45\ kN$$

- Schema di carico 2A – 2B

  Carichi concentrati su singolo profilo (tandem da 400 kN inizialmente applicati su un'impronta da 60x35 cm e diffusi attraverso uno spessore di 30 cm e suddivisi tra le vaie travi affiancate)

$$Q_{1k} = 50\ kN$$

- Schema di carico 3A – 3B – 3C – 3D – 3E

  Carico di frenata/accelerazione su singolo profilo HE300A $q_3 = 220\ kN/m^2$

In accordo con quanto riportato nelle tabelle 5.1.IV e 5.1.V si definiscono le seguenti combinazioni di carico riferite al singolo profilo HE300A:

Schemi di carico 1A – 1B – 1C

$$q_{SLU} = 1.35 \cdot G1 + 1.5 \cdot G2 \cdot b + 1.35 \cdot q_{1k} \cdot b + 1.5 \cdot SL \cdot 0.3$$
$$= 1.35 \cdot 0.883 + 1.5 \cdot (1.5 + 5) \cdot 0.3 + 1.35 \cdot 9 \cdot 0.3 + 1.5 \cdot 0.8 \cdot 0.3$$
$$= 8.1 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{1k} = 45 \cdot 1.35 = 60.8\ kN$$

Schemi di carico 2A – 2B

$$q_{SLU} = 1.35 \cdot G1 + 1.5 \cdot G2 \cdot b + 1.5 \cdot SL \cdot 0.3$$
$$= 1.35 \cdot 0.883 + 1.5 \cdot (1.5 + 5) \cdot 0.3 + 1.5 \cdot 0.8 \cdot 0.3 = 4.5 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{ak} = 50 \cdot 1.35 = 67.5\ kN$$

Schema di carico 3A – 3B – 3C

$$q_{SLU} = [1.35 \cdot G1 + 1.5 \cdot G2 \cdot b + 1.35 \cdot q_{1k} \cdot b] \cdot \psi$$
$$= [1.35 \cdot 0.883 + 1.5 \cdot (1.5 + 5) \cdot 0.3 + 1.35 \cdot 9 \cdot 0.3] \cdot 0.75 = 5.8 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{1k} = 45 \cdot 1.35 \cdot 0.75 = 45.6\ kN$$

$$q_3 = 1.35 \cdot 220 = 297\ kN/m$$

Schema di carico 3D – 3E

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

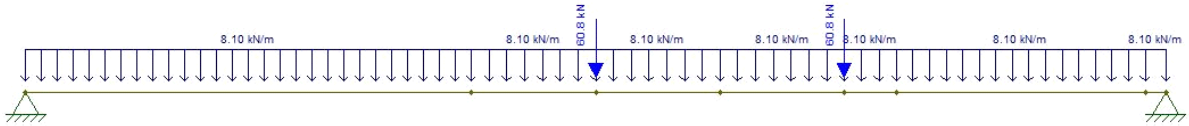
$$q_{SLU} = [1.35 \cdot G1 + 1.5 \cdot G2 \cdot b] \cdot \psi = [1.35 \cdot 0.883 + 1.5 \cdot (1.5 + 5) \cdot 0.3] \cdot 0.75 = 3.1 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{ak} = 50 \cdot 1.35 \cdot 0.75 = 50.6\ kN$$

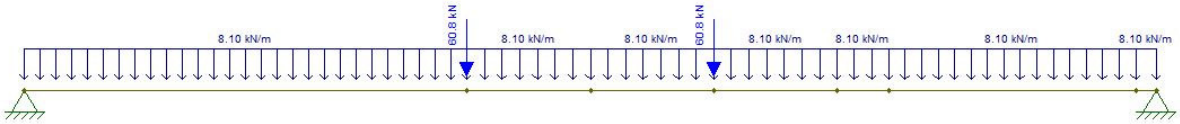
$$q_3 = 1.35 \cdot 220 = 297\ kN/m$$

Di seguito si riportano gli schemi statici considerati in base agli schemi di carico appena descritti e, in forma tabulare, le principali caratteristiche di sollecitazione:

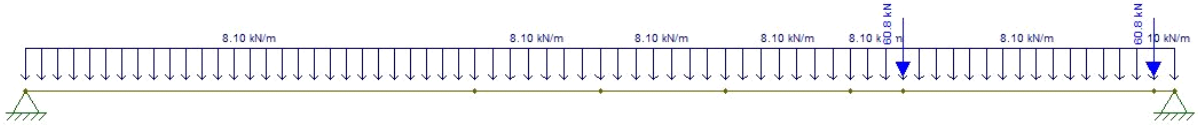
SCHEMA STATICO 1A



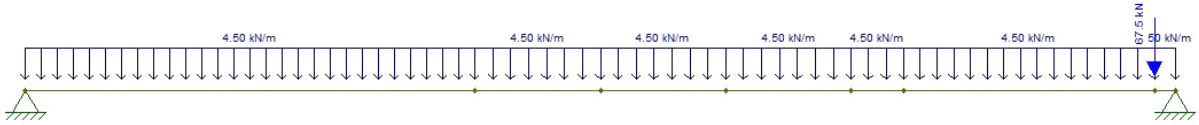
SCHEMA STATICO 1B



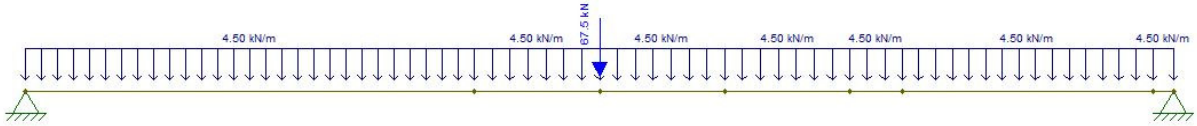
SCHEMA STATICO 1C



SCHEMA STATICO 2A

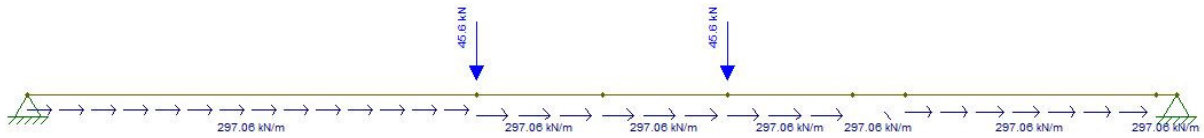


SCHEMA STATICO 2B

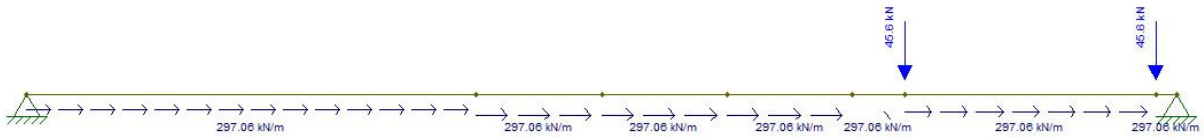


È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

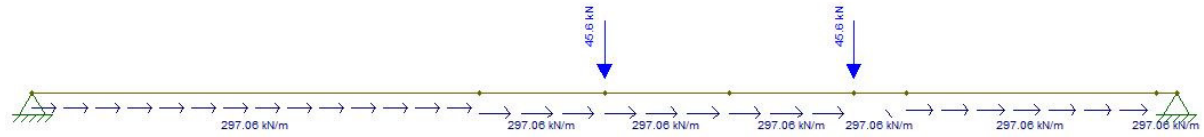
SCHEMA STATICO 3A



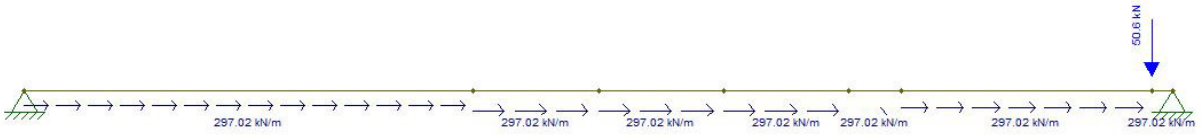
SCHEMA STATICO 3B



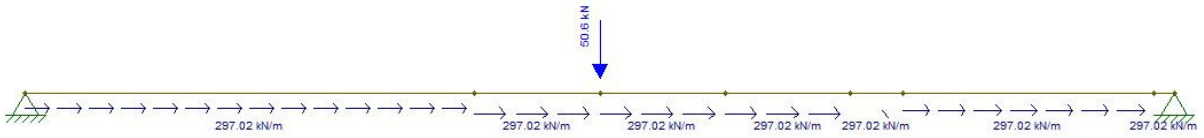
SCHEMA STATICO 3C



SCHEMA STATICO 3D



SCHEMA STATICO 3E



È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Massimi valori delle Caratteristiche di Sollecitazione

Schema di carico	**M [kNm]**	**V [kN]**	**N [kN]**
1A	**161.3**	83.1	/
1B	**161.3**	96.3	/
1C	87.1	**128.4**	/
2A	109.8	46.1	/
2B	20.6	78.6	/
3A	**120.0**	61.6	**816.7**
3B	**120.0**	71.5	**816.7**
3C	64.6	95.5	**816.7**
3D	81.3	33.8	**816.7**
3E	14.4	58.2	**816.7**

Essendo il profilo in questione di Classe 2 i massimi valori resistenti possono essere espressi come segue:

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1383000 \cdot 275}{1.05} = 362.2\ kNm \geq M_{Ed,max} = 161.3\ kNm$$

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{3728 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 563.7\ kN \geq V_{Ed,max} = 128.4\ kN$$

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{11250 \cdot 250}{1.05} = 2946.4 \geq N_{Ed,max} = 816.7\ kN$$

Verifica a pressoflessione:

$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0.5a} \leq M_{pl,Rd}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{816.7}{2946.4} = 0.28$$

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

$$a = \frac{A - 2bt_f}{A} = \frac{11250 - 2 \cdot 300 \cdot 14}{11250} = 0.25$$

$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0.5a} = 362.2 \cdot \frac{1-0.28}{1-0.5 \cdot 0.25} = 298.0\ kNm \geq 120.0\ kNm$$

Dai risultati ottenuti si evince come i requisiti minimi di sicurezza imposti dalle vigenti normative siano soddisfatti.

In ultima istanza si verifica la capacità portante della struttura in c.a. sottostante il ponte di prima categoria. Da quanto è emerso dalle analisi sopra riportate, il taglio in appoggio massimo risulta essere pari a 128.4 kN. Considerando una base di appoggio pari a 30 cm, mediamente è possibile affermare come, a metro lineare di muro di sostegno, agisca una sollecitazione verticale pari a:

$$q_{Ed} = \frac{V_{Ed,max}}{b} = \frac{128.4}{0.3} = 428\ kN/m$$

Si ipotizza che tale sollecitazione, applicata su una larghezza massima di 3.6 m, si trasmetta attraverso il muro provvisionale alto 2.3 m e poi diffonda con angolazione 45° sul muro a progetto (alto 1.9 m). Sulla fondazione, di impronta pari a 1.6x7.4 m agisce, allo SLU; il seguente carico:

$$W = 428 \cdot 3.6 + 1.3 \cdot 0.3 \cdot 2.3 \cdot 3.6 + 1.3 \cdot 25 \cdot 1.22 \cdot 7.4 = 1914.9\ kN$$

$Q_{Ed,SLU} = \frac{W}{A} = \frac{1914.9}{1.6 \cdot 7.4} = 161.7\ kN/m^2$ (pressione media al suolo)

Stando a quanto riportato nella relazione geologica a firma del dott. Geol. Stefano Montaldo, si individuano le seguenti grandezze:

$\phi' = 28.5°$

$c' = 5\ kN/m^2$

$\gamma' = 17.5\ kN/m^3$

$N_c = 26.83$

$N_q = 15.58$

$N_\gamma = 18.03$

$q' = 0.5 \cdot 17.5 = 8.75\ kN/m^2$

$$Q_{lim,k} = \frac{1}{2} \cdot 17.5 \cdot 1.6 \cdot 18.03 + 5 \cdot 26.83 + 8.75 \cdot 15.58 = 522.8 \frac{kN}{m^2}$$

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta

Trattandosi di una verifica condotta secondo la Combinazione 1 dell'approccio 2 A1M1R3, occorre ancora dividere il valore ottenuto per il coefficiente di sicurezza γ_{R3}

$$Q_{lim,d} = \frac{Q_{lim,k}}{\gamma_{R3}} = \frac{522.8}{2.3} = 227.3\ kN/m^2 \geq Q_{Ed,SLU} = 161.7\ kN/m^2$$

Dai risultati ottenuti si evince come i requisiti minimi di sicurezza imposti dalle vigenti normative siano rispettati.

È vietata la riproduzione di questo documento, senza autorizzazione scritta