ITEC engineering

COMUNE DI GENOVA

Committente:
Comune di Genova

Livello di Progetto:
Esecutivo

Titolo:

OPERE DI ADEGUAMENTO IDRAULICO DEL TORRENTE CHIARAVAGNA – ULTIMO LOTTO

Oggetto:

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO
RELAZIONE GEOTECNICA

Codice Progetto:
P075-18

Nome File:
P075-18-E-RE-STR-001-A.DOCX

Firme:





Rev.	Modifiche/Revisioni	Redatto	Data	Contr./Appr.	Data
A	Prima emissione	RS	31/05/19	RV	31/05/19

ITEC engineering S.r.l.
19038 SARZANA (SP)
Via Variante Aurelia, 98
TEL. +39 0187 610532
info@itec-engineering.it

16129 GENOVA
Via Antonio Cecchi 7/9-10
TEL. +39 010 5959690
www.itec-engineering.it

ASSOCIATO oice CONFINDUSTRIA

efca FIDIC

ACCREDIA

apave Certification
ISO 9001
N° SC 10-2588/IAF 34

È vietata a norma di legge la riproduzione, anche parziale, non autorizzata di questo documento

INDICE

1 PREMESSA 1

1.1 INTERVENTI GIÀ REALIZZATI O IN FASE DI REALIZZAZIONE 2
1.2 INTERVENTI PREVISTI IN PROGETTO 3
1.2.1 Tratto a valle dell'edificio Leonardo (Ex ELSAG) 3
1.2.2 Tratto in corrispondenza della confluenza tra il Torrente Chiaravagna ed il Rio Ruscarolo 4
1.2.3 Tratto a monte della confluenza tra il Torrente Chiaravagna ed il Rio Ruscarolo 4
1.3 DESCRIZIONE DELLE OPERE PREVISTE 5
1.3.1 Sottomurazioni realizzate mediante berlinesi di micropali 5
1.3.2 Opere provvisionali - paratie di micropali. 7
1.3.3 Muri in c.a. 13
1.3.4 Nuovi muri d'argine. 14
1.3.5 Soglie di fondo. 18
1.3.6 Platea sotto l'edificio Leonardo (Ex Elasag). 19
1.3.7 Profilo idrodinamico 21
1.3.8 Struttura di contrasto permanente nel tratto di intervento compreso tra la passerella pedonale di via VIII Società case ed il ponte obliquo di via Chiaravagna. . 23
1.3.9 Berlinese di micropali in corrispondenza del viadotto autostradale 24

2 RELAZIONE SUI MATERIALI 25

2.1 OPERE IN C.A. 25
2.1.1 Acciaio d'armatura 25
2.1.2 Conglomerato cementizio 25
2.2 OPERE IN ACCIAIO 26
2.3 MICROPALI I.G.U. 26
2.3.1 Malta per micropali 26
2.3.2 Acciaio micropali 26
2.4 TIRANTI PERMANENTI COSTITUITI DA BARRE DYWIDAG 26

3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA 27

3.1 RIFERIMENTI NORMATIVI 27
3.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI 28
3.2.1 Azioni statiche 28
3.2.2 Azione sismica 28
3.3 SCELTE PROGETTUALI 29
3.3.1 Opere in C.A.: Cordolo testa pali, cartelle verticali, travi di collegamento, platee e muri di sostegno 29
3.3.1.1 Classi di esposizione – copriferro 29

4 RELAZIONE STRUTTURALE 29

4.1 MODELLI DI CALCOLO E RELATIVE ANALISI DEI CARICHI 29
4.1.1 Sottomurazioni mediante paratie di micropali 29

4.1.1.1 Schematizzazione dei cordoli e delle paratie *29*
4.1.1.2 Schematizzazione del terreno *30*
4.1.2 Muri di sostegno / muri d'argine. 31
4.1.2.1 Schematizzazione dei muri di sostegno e dei muri d'argine *31*
4.1.3 Muro d'argine in corrispondenza del civico n° 1 di Via Sestri 35
4.1.3.1 Azioni permanenti G1 e G2 ..... *35*
4.1.3.2 Azione dei carichi variabili *35*
4.1.3.3 Azione termica *35*
4.1.3.4 Azione del vento *36*
4.1.3.5 Azioni del terreno a tergo delle paratie *36*
4.1.3.6 Schema dei vincoli *36*
4.1.4 Soglie di fondo 39
4.1.5 Struttura di contrasto permanente realizzata nel tratto di intervento compreso tra la passerella pedonale di via VIII Società case ed il ponte obliquo di Via Chiaravagna. 41
4.2 ANALISI DEI CARICHI 43
4.3 COMBINAZIONI DI CARICO 43
4.3.1 Combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU) 43
4.3.2 Combinazioni sismiche 44
4.3.3 Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE) 44
4.4 VERIFICHE SVOLTE 46
4.4.1 Strutture in c.a. 46
4.4.2 Paratie di microapli 47
4.4.3 Sintesi dei risultati ottenuti 47
5 VERIFICHE STRUTTURALI 48
5.1 PARATIE DI MICROPALI PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE. 48
5.1.1 Opere provvisionali in sponda destra 48
5.1.1.1 Paratia sez 41 ..... *48*
5.1.1.2 Paratia sez. 40 ..... *51*
5.1.1.3 Paratia sez. 25 ..... *56*
5.1.1.4 Paratia sez. 24 ..... *58*
5.1.1.5 Paratia sez. 23 ..... *60*
5.1.1.6 Paratia sez. 19 ..... *64*
5.1.1.7 Paratia sez. 17.1 ..... *68*
5.1.1.8 Paratia sez. 17 (in corrispondenza del parcheggio) *72*
5.1.1.9 Paratia sez. 17 (Edificio a monte ponte obliquo) *76*
5.1.1.10 Paratia sez. 15 ..... *80*
5.1.1.11 Paratia sez. 15 (giardino civico n° 1 di Via Sestri) *82*
5.1.1.12 Paratia sez. 15 (edificio civico n° 1 di Via Sestri) *86*
5.1.1.13 Paratia sez. 11 (edificio ex Cognetex) *92*
5.1.2 Opere provvisionali in sponda sinistra 94
5.1.2.1 Paratia sez 42 ..... *94*
5.1.2.2 Paratia sez 41 ..... *97*
5.1.2.3 Paratia sez 25 ..... *100*
5.1.2.4 Paratia sez 23 ..... *103*
5.1.2.5 Paratia sez 22 ..... *107*
5.1.2.6 Paratia sez 21 ..... *111*

5.1.2.7 Paratia sez 20 115
5.1.2.8 Paratia sez 19 119
5.1.2.9 Paratia sez 18.15 (passerella pedonale di Via Leonardi) 123
5.1.2.10 Paratia sez 17.1 127
5.1.2.11 Paratia sez 17 131
5.1.2.12 Paratia sez 15.20 135
5.1.2.13 Paratia sez 14 138
5.1.2.14 Paratia edificio Leonardo (Ex Elsag) 142
5.1.3 Pareti in c.a. di rivestimento delle paratie nei tratti dove non sono presenti le travi di collegamento ubicate in corrispondenza del fondo alveo. 144
5.1.4 Verifica della tensione sul calcestruzzo dei cordoli indotta dalle piastre di ancoraggio dei tiranti. 146
5.2 MURI IN C.A. 147
5.2.1 Muro h= 1.20 m, ubicato a monte ed a valle della passerella pedonale di Via VIII Società Case 147
5.2.2 Muro in sponda sinistra in corrispondenza della rampa di accesso in alveo . 149
5.2.3 Profilo idrodinamico ubicato a monte della pila centrale di Via Manara 153
5.3 STRUTTURA DEFINITIVA DI CONTRASTO 160
5.4 BLOCCO DI CONTRASTO PROVVISIONALE IN ALVEO SU PALI 167
5.4.1 Verifica strutturale dei pali a cavalletto utilizzati per il blocco di contrasto provvisorio. 170
5.4.2 Verifica strutturale dei pali utilizzati per la fondazione delle soglie di fondo. 175
5.5 SOGLIA DI FONDO 176
5.6 NUOVO MURO D'ARGINE IN CORRISPONDENZA DEL CIVICO N° 1 DI VIA SESTRI 182
5.6.1 Verifiche suola di fondazione 182
5.6.2 Verifiche Muro (rivestimento berlinese micropali) 187
5.6.3 Verifiche soletta a sbalzo 196
5.6.4 Verifiche travi-cordoli in c.a. 202
5.6.5 Verifiche armatura micropali 205
5.7 PLATEA IN CORRISPONDENZA DEL FORNICE DI LEVANTE AL DI SOTTO DELL'EDIFICIO LEONARDO 206
6 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI 218
6.1 MURI ARGINALI IN C.A. SU PALI 218
6.2 PLATEA DI FONDAZIONE FORNICE DI LEVANTE EDIFICIO LEONARDO 218
6.3 MICROPALI 218
7 RELAZIONE GEOTECNICA 219
7.1 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEI SITI 219
7.1.1 Caratteri Geomorfologici 219
7.1.2 Caratteri Geolitologici 219
7.1.3 Andamento stratigrafico lungo il tracciato 221
7.1.4 Caratteristiche fisico – meccaniche dei terreni 224
7.1.4.1 Materiali di riporto e colmata 224
7.1.4.2 Alluvioni quaternarie recenti 224
7.1.4.3 Sedimenti marini 225
7.1.4.4 Formazione delle argille di Ortovero (Zona di alterazione) 225

7.1.4.5 Formazione delle argille di Ortovero (Argille non alterate) *225*
7.1.5 Stratigrafie 227
7.2 PARATIE DI MICROPALI 227
7.3 MURI IN C.A. 227
7.4 MODELLI GEOTECNICI 227
7.4.1 Paratia di micropali 227
7.5 VERIFICHE SVOLTE IN AMBITO GEOTECNICO 228
7.6 APPROCCIO DI VERIFICA ADOTTATO IN AMBITO GEOTECNICO 229
7.7 SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI IN AMBITO GEOTECNICO 232
7.7.1 Opere provvisionali in sponda destra. 232
7.7.1.1 Paratia sez 41 ..... *232*
7.7.1.2 Paratia sez 40 ..... *233*
7.7.1.3 Paratia sez 25 ..... *234*
7.7.1.4 Paratia sez 24 ..... *235*
7.7.1.5 Paratia sez 23 ..... *236*
7.7.1.6 Paratia sez 19 ..... *237*
7.7.1.7 Paratia sez 17.1 ..... *238*
7.7.1.8 Paratia sez 17 (in corrispondenza del parcheggio) *239*
7.7.1.9 Paratia sez 17 (edificio a monte ponte obliquo) *240*
7.7.1.10 Paratia sez 15 ..... *241*
7.7.1.11 Paratia sez 15 (giardino civico n°1 di Via Sestri) *242*
7.7.1.12 Paratia sez 15 (edificio civico n°1 di Via Sestri) *243*
7.7.1.13 Paratia sez 11 (edificio ex Cognetex) *244*
7.7.2 Opere provvisionali in sponda sinistra. 245
7.7.2.1 Paratia sez 42 ..... *245*
7.7.2.2 Paratia sez 41 ..... *246*
7.7.2.3 Paratia sez 25 ..... *247*
7.7.2.4 Paratia sez 23 ..... *248*
7.7.2.5 Paratia sez 22 ..... *249*
7.7.2.6 Paratia sez 21 ..... *250*
7.7.2.7 Paratia sez 20 ..... *251*
7.7.2.8 Paratia sez 19 ..... *252*
7.7.2.9 Paratia sez 18.15 (passerella pedonale di Via Leonardi) *253*
7.7.2.10 Paratia sez 17.1 ..... *254*
7.7.2.11 Paratia sez 17 ..... *255*
7.7.2.12 Paratia sez 15 ..... *256*
7.7.2.13 Paratia sez 14 ..... *257*
7.7.2.14 Paratia edificio Leonardo (Ex Elsag) *258*
7.7.3 Muri in c.a. 259
7.7.3.1 Muro h=1.20 m, ubicato a monte ed a valle della passerella pedonale di Via VIII Società Case *259*
7.7.3.2 Muro in sponda destra in corrispondenza della rampa di accesso in alveo *260*
7.7.3.3 Profilo idrodinamico ubicato a monte della pila centrale di Via Manara *262*
7.7.4 Pali a cavalletto utilizzati per il blocco di contrasto provvisorio. 265
7.7.5 Verifica strutturale dei pali utilizzati per la fondazione delle soglie di fondo. 267

7.7.6 Verifica della portanza della nuova platea in corrispondenza del fornice di levante. 270
7.1 NUOVO MURO D'ARGINE IN CORRISPONDENZA DEL CIVICO N° 1 DI VIA SESTRI 272

8 RELAZIONE SULL'ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI CON CODICE DI CALCOLO AUTOMATICO 273

8.1 TIPO DI ANALISI SVOLTA 273
8.1.1 Platea in c.a. 273
8.1.2 Muri in c.a. 273
8.1.3 Paratie 273
8.1.3.1 Caratteristiche del modello 273
8.1.3.1.1 Introduzione 273
8.1.3.1.2 Schematizzazione della paratia 273
8.1.3.2 Schematizzazione del terreno 274
8.2 VERIFICHE SVOLTE 274
8.2.1 Strutture in c.a. Muri in c.a. e platea in c.a. 274
8.2.2 Paratie 274
8.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO 275
8.4 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO 275
8.4.1 Platea in C.A. 275
8.4.2 Paratie di micropali 275
8.4.3 Muri in c.a. 276
8.4.4 Micropali di fondazione 277
8.4.5 Muro in corrispondenza dell'edificio ubicato al civico n° 1 di via Sestri 279
8.4.5.1 Tipo di analisi svolta 279
8.4.5.2 Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo 280
8.4.5.3 Affidabilità dei Codici di Calcolo 280
8.4.5.4 Modalità di presentazione dei risultati 280
8.4.5.5 Informazioni generali sull'elaborazione 280
8.4.5.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati 281

1 PREMESSA

La presente relazione tecnica viene redatta nell'abito del progetto esecutivo inerente gli interventi *di adeguamento idraulico delle sezioni d'alveo del torrente Chiaravagna - ultimo lotto* da effettuarsi nel Comune di Genova.

L'intervento di adeguamento idraulico del torrente Chiaravagna, prevede prevalentemente operazioni di risagomatura e abbassamento del fondo dell'alveo, risultando il naturale approfondimento e successiva realizzazione di quanto previsto nel progetto generale di sistemazione redatto dall'ATI tra STI e HYDRODATA nel novembre del 2001.

Nell'immagine satellitare riportata di seguito è stata indicata mediante campitura l'area oggetto dell'intervento previsto in progetto.



Figura 1.1 – Vista satellitare dell'intervento di progetto.

Tale progetto individuava tra le possibili configurazioni di progetto, quella più efficace che consente lo smaltimento delle portate 200-ennali mediante i seguenti interventi:

- sistemazione del tratto a monte e realizzazione di una vasca di raccolta del materiale solido trasportato dalla corrente in corrispondenza del ponte autostradale (interventi 1 e 2);
- regolarizzazione tratto dal ponte di Via Bissone alla passerella di Via VIII Società Case (intervento 3);
- abbassamento della quota di fondo alveo lungo tutto il tratto a valle della passerella di Via VIII Case sino allo sbocco a mare (interventi da 4 a 15);
- rifacimento ponte di Via Chiaravagna (intervento 5);
- demolizione e ricostruzione dei ponti di Via Chiaravagna e di Via Giotto con strutture a campata unica (interventi 5 e 7) e sistemazione del tratto intermedio, con demolizione dei fabbricati in alveo a monte e a valle di via Giotto (intervento 6);
- demolizione e ricostruzione del ponte di Via Manara con una struttura a due luci, una sul torrente Chiaravagna e una sul rio Ruscarolo con spostamento a monte della confluenza e relativa sistemazione del tratto di alveo tra Via Giotto e Via Manara, con demolizione dell'edificio di civile abitazione in sponda sinistra del torrente Chiaravagna, immediatamente a monte del ponte di Via Manara (interventi 8 e 9);
- allargamento in sponda sinistra, in corrispondenza dello stabilimento ELSAG (intervento 10);
- allargamento in sponda sinistra nel tratto tra l'edificio Elsag e gli attraversamenti ferroviari (intervento 11);
- realizzazione nuovo fornice in sponda sinistra in corrispondenza degli attraversamenti ferroviari (intervento 12);
- allargamento in sponda sinistra nel tratto prospiciente l'area ILVA compreso tra gli attraversamenti ferroviari e il ponte della Piaggio (intervento 13);
- demolizione ponte Piaggio (intervento 14);
- realizzazione nuovo fornice in sponda sinistra nel tratto interferente con l'area "Piaggio" compreso tra il ponte Piaggio e lo sbocco a mare (intervento 15).

1.1 INTERVENTI GIÀ REALIZZATI O IN FASE DI REALIZZAZIONE

Il progetto preliminare è stato ad oggi quasi totalmente recepito, alcuni interventi sono stati già realizzati o sono in fase di ultimazione, procedendo da monte verso valle, si ha:

- sistemazione del tratto a monte e realizzazione di una vasca di raccolta del materiale solido trasportato dalla corrente in corrispondenza del viadotto autostradale (interventi 1 e 2) - *resta da completare l'abbassamento del fondo in corrispondenza della pila del viadotto*;
- rifacimento del ponte di Via Chiaravagna (intervento 5) - *in corso di realizzazione*;
- sistemazione del tratto compreso tra il ponte di Via Chiaravagna e il ponte di Via Giotto, compreso il rifacimento di quest'ultimo e la demolizione degli edifici in alveo a monte e a valle dello stesso (interventi 6 e 7) - *manca l'abbassamento del fondo alveo lungo tutto il tratto e la realizzazione del muro d'argine in sponda destra a*

monte del ponte di Via Giotto;

- realizzazione nuovo ponte di Via Manara e nuovo fornice in sponda sinistra sotto l'edificio LEONARDO (ex ELSAG), (interventi 8, 9 e 10) - *manca l'abbassamento dell'alveo sulle quote definitive di sistemazione e la risoluzione delle interferenze con la rete mista*;
- allargamento dell'alveo in sponda sinistra tra l'Edificio ELSAG e l'area ILVA, compreso il fornice aggiuntivo al di sotto di Via Albareto e dei ponti ferroviari (interventi 11 e 12) - *manca l'abbassamento dell'alveo sulle quote definitive di sistemazione*;
- allargamento in sponda sinistra nel tratto prospiciente l'area ILVA, demolizione ponte Piaggio e realizzazione nuovo fornice in sponda sinistra nel tratto compreso tra il ponte Piaggio e lo sbocco a mare (interventi 13, 14 e 15).

1.2 INTERVENTI PREVISTI IN PROGETTO

Gli interventi previsti nel presente progetto sono costituiti sostanzialmente dal completamento del progetto preliminare del 2001 rispetto a quanto sino ad oggi realizzato; sono previste operazioni di abbassamento del fondo e di risagomatura delle sezioni trasversali; in particolare il tratto interessato dall'intervento ha uno sviluppo pari a circa 1300 m, inizia circa 70 m a monte del viadotto autostradale A10 Genova-Savona, terminando a valle del ponte stradale di Via Albareto.

Gli interventi previsti, sono suddivisibili secondo tre tratti distinti che saranno descritti procedendo da valle verso monte:

- Tratto a valle dell'edificio Leonardo (Ex ELSAG);
- Tratto in corrispondenza della confluenza tra il Torrente Chiaravagna ed il Rio Ruscarolo;
- Tratto a monte della confluenza con il Rio Ruscarolo.

Analizziamo nel dettaglio gli interventi previsti per i tratti citati.

1.2.1 Tratto a valle dell'edificio Leonardo (Ex ELSAG)

Il tratto in esame inizia a valle dell'edificio Leonardo (Ex Elsag) e termina a valle del ponte stradale di Via Albareto.
Gli interventi previsti riguardano l'asportazione del materiale in eccesso dall'alveo fino al raggiungimento delle quote di progetto, la realizzazione di due sogli di fondo, l'esecuzione delle sottomurazioni in sponda destra per tutto lo sviluppo dell'ex edificio Cognitex; tali opere saranno eseguite mediante berlinesi di micropali rivestite con una cartella in cls armato lato torrente.
L'abbassamento del fondo alveo mediante asportazione di materiale fino al raggiungimento della platea di fondazione esistente, sarà eseguito anche sotto il fornice sul cui estradosso insiste il parcheggio all'interno dell'area ABB.

1.2.2 Tratto in corrispondenza della confluenza tra il Torrente Chiaravagna ed il Rio Ruscarolo

Il tratto considerato è compreso tra la briglia di valle dell'edificio Leonardo ed il ponte di via Giotto.
Le opere afferenti alla porzione sopra descritta possono essere così riassunte:

- Realizzazione di una nuova briglia in corrispondenza della passerella pedonale a valle dell'edificio Leonardo di altezza pari a 0.80 m, con quota di sommità pari a 1.67 m s.l.m.m.;
- Sottomurazione dei setti centrali e dei muri laterali al di sotto dell'edificio;
- Sistemazione del fondo in corrispondenza del nuovo fornice di levante al di sotto dell'edificio Leonardo, con realizzazione di platea in c.a. per il collegamento delle fondazioni esistenti ed abbassamento delle travi di fondazione esistenti;
- Sottomurazione dei tratti di muri d'argine su entrambe le sponde comprese tra Via Manara e Via Giotto;
- Realizzazioje di due nuove briglie; una sul Torrente Chiaravagna a valle del ponte di Via Giotto, con altezza pari a 0.40 m e quota in sommità pari a 3.41 m s.l.m.m, l'altra sul Rio Ruscarolo subito a valle del ponticello in pietra ad arco, di altezza pari a circa 1.8 m e quota in sommità pari a 4.6 m s.l.m.m.;
- Abbassamento e plateazione del fondo alveo per tutto il tratto mediante l'utilizzo di massi cementati tra il ponte di Via Giotto e Via Manara, e mediante realizzazione di platea in c.a. al di sotto dell'edificio Leonardo e Via Manara;
- Realizzazione di un bauletto per la risoluzione dell'interferenza con la fognatura mista esistente, ubicato in corrispondenza della sponda sinistra all'interno del fornice centrale.

1.2.3 Tratto a monte della confluenza tra il Torrente Chiaravagna ed il Rio Ruscarolo

Il tratto in oggetto risulta delimitato a valle dal ponte di Via Giotto, a monte termina circa 70 m a nord della briglia esistente al di sotto del viadotto autostradale A10 Genova – Savona. All'interno di tale area, alcune opere progettuali sono state già realizzate; quelle relative tale progetto possono essere di seguito riassunte:

- Allargamento della sezione idraulica e con demolizione e rifacimento ex novo del muro d'argine ubicato in sponda destra nel tratto a monte di via Giotto, all'altezza del civico 1 di Via Sestri; per garantire l'accesso esistente all'edificio in fregio, sarà realizzata una soletta a sbalzo sul nuovo muro d'argine;
- Sottomurazione in sponda sinistra nel tratto compreso tra il ponte obliquo ed il ponte di via Giotto, escluso il tratto di nuovo argine già sistemato;
- Sottomurazioni dei muri d'argine su entrambe le sponde nel tratto compreso tra il ponte obliquo su Via Chiaravagna e la passerella Pedonale di Via VIII Società Case;
- Realizzazione di rampa di accesso in alveo a valle della passerella pedonale di Via VIII Società Case, con nuovo muro d'argine;
- Plateazione mediante l'utilizzo di massi cementati tra la sezione 25 e 19;
- Demolizione degli edifici in sponda sinistra, ubicati a monte del viadotto autostradale e successiva costruzione dei nuovi muri d'argine, previa realizzazione di berlinesi di

micropali;
- Sottomurazione in sponda destra del tratto di muro di Via Chiaravagna, che va da inizio intervento fino alla briglia esistente nei pressi del viadotto autostradale;
- Demolizione della briglia esistente nei pressi del viadotto autostradale e conseguente spostamento della stessa 40 m a monte, con risagomatura del fondo alveo;
- Nel tratto considerato sarà eseguito l'abbassamento del fondo con la conseguente regolarizzazione delle sezioni di deflusso, con realizzazione di una serie di travi di contrasto in c.a., aventi la funzione di contrastare permanentemente le spinte esercitate dalle opere di sostegno realizzate lungo le sponde;
- Realizzazione di alcune soglie di fondo nei tratti iniziali delle zone in cui risulta prevista la realizzazione di plateazione in massi cementati.

1.3 DESCRIZIONE DELLE OPERE PREVISTE

L'oggetto della presente relazione tecnica riguarda il dimensionamento strutturale delle opere necessarie per l'adeguamento della sezione idraulica del torrente Chiaravagna nel comune di Genova. Le opere previste in progetto si rendono necessarie per consentire l'abbassamento del fondo del torrente, tale da consentire il deflusso in sicurezza delle portate di piena aventi tempi di ritorno di 200 anni, anche a seguito dell'evento alluvionale verificatosi nell'ottobre 2010.
Di seguito saranno illustrate le opere previste in progetto.

1.3.1 Sottomurazioni realizzate mediante berlinesi di micropali

L'abbassamento del fondo del torrente Chiaravagna non avverrà per tutto lo sviluppo del corso d'acqua interessato dal progetto; bensì, sarà previsto un primo tratto nella zona iniziale dell'intervento ed un secondo, a valle della sezione di progetto n° 25. Il primo, presenterà uno sviluppo longitudinale pari a 70 m circa (dalla sezione n° 42 alla sezione n° 35); mentre, il secondo, avrà uno sviluppo longitudinale di circa 300 m.
Nelle due porzioni di intervento, per consentire l'abbassamento del fondo, sarà necessario predisporre in corrispondenza delle due sponde delle opere di sostegno costituite da berlinesi di micropali per assicurare la stabilità degli edifici in fregio al torrente a seguito degli scavi.
Le berlinesi citate saranno principalmente costituite da micropali, realizzati eseguendo una perforazione avente diametro pari a Φ 240 mm; all'interno della quale sarà inserita un'armatura tubolare del dimetro di 168.3 mm con spessore di 10 mm.
L'interasse a cui saranno previsti i micropali sarà pari a 0.50m, la lunghezza complessiva del palo varierà da un massimo di 12 m ad un minimo di 9 m.
Per l'opera di sostegno ubicata in sponda destra (tra le sezioni n° 42 e n° 35) sono previste due file di pali ad interasse trasversale pari a 0.40 m con armatura pari a 139.7 mm e spessore pari a 10 mm
In corrispondenza della testa dei pali verrà realizzato un cordolo in c.a. per garantire il collegamento longitudinale dell'opera di sostegno.
successivamente potrà essere realizzato lo scavo con o senza l'ausilio di puntellazioni provvisorie che sono state considerate laddove le profondità di scavo causavano cedimenti eccessivi della berlinese, compromettendo la stabilità delle strutture fondazionali degli edifici in fregio.
Poiché la paratia per la maggior parte del suo sviluppo sarà fondata su terreni di natura granulare, per impedire che si verifichi lo svuotamento a tergo della stessa, nella zona al di

sotto del piano di imposta delle fondazioni degli edifici, sarà realizzato uno strato di circa 8 cm costituito da calcestruzzo proiettato (Spritz-beton) armato con rete metallica Φ 8 e maglia pari a 20 x 20 cm preventivamente posata e vincolata alle armature tubolari.
A livello definitivo, l'opera di sostegno descritta, ultimata prevedendo una cartella verticale in c.a. per l'intero tratto che rimarrà fuori terra a sistemazione avvenuta e che sarà soggetto all'azione della corrente fluida del canale.
Alcune berlinesi, nello specifico quelle ubicate in corrispondenza del tratto iniziale dell'intervento e quelle previste in sponda sinistra subito a monte del ponte di Via Giotto, saranno munite di tiranti permanenti passivi, ancorati in corrispondenza del cordolo di testa. Detti tiranti saranno realizzati mediante l'impiego di barre tipo Dywidag, aventi diametro par i 32 mm.
Di seguito si riportano alcune sezioni tipo delle opere di sottomurazioni previste in progetto.

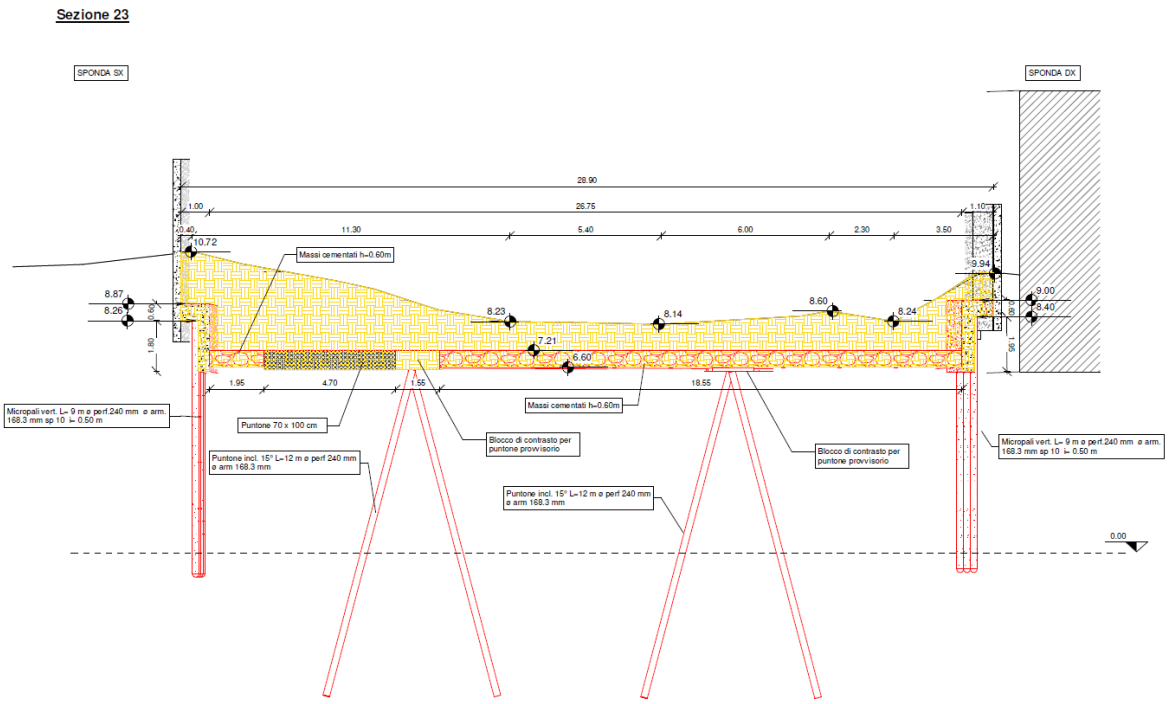


Figura 1.2 – Sezione tipo di sottomurazione senza tiranti.

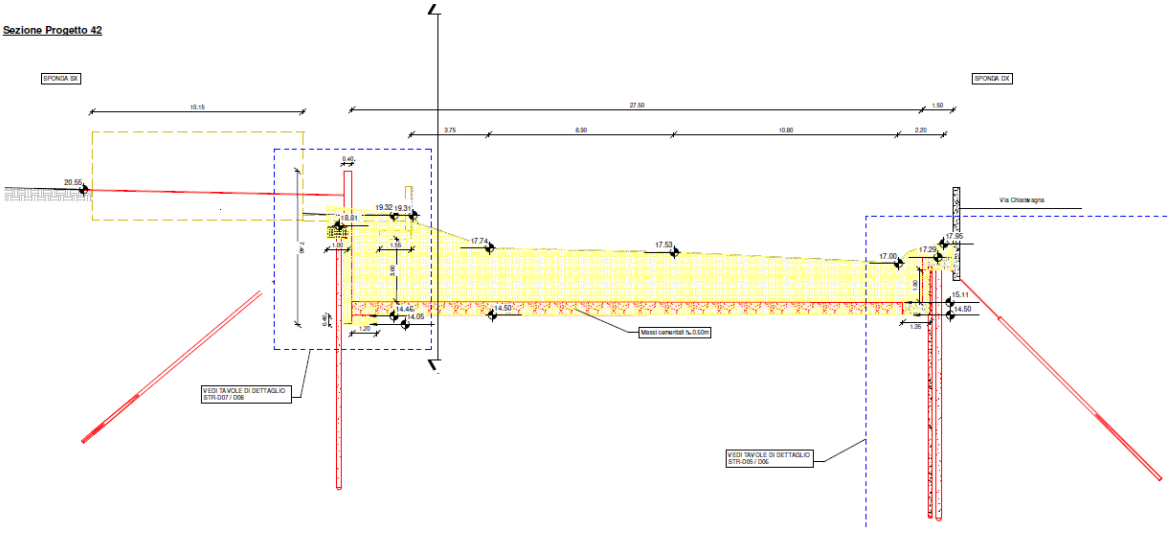


Figura 1.3 – Sezione tipo di opera di sottomurazione provvista di tiranti.

1.3.2 Opere provvisionali - paratie di micropali.

Questo tipo di opere si renderanno necessarie principalmente in tre zone lungo lo sviluppo dell'intervento:

- Paratia in sponda sinistra tra la sezione di progetto n° 42 e la sezione n° 39 a nord del viadotto autostradale;

- Paratia in sponda sinistra tra la sezione di progetto n° 25 e la sezione di progetto n° 24 , per il sostegno dello scavo a valle della passerella pedonale di Via VIII Società case;

- Paratia in sponda destra per il rifacimento del muro d'argine dell'edificio ubicato al civico n° 1 di Via Sestri.

Paratia in sponda sinistra tra la sezione di progetto n° 42 e la sezione n° 39:

L'opera provvisionale suindicata risulta necessaria durante le operazioni di allagamento della sezione idraulica nel tratto considerato, dopo aver demolito i due fabbricati industriali presenti, che allo stato attuale versano in condizioni di abbandono.
Infatti dopo la demolizione dei fabbricati citati, sarà necessario riprofilare l'alveo del torrente asportando del materiale in corrispondenza della sponda considerata; a tal proposito per garantire il sostegno della porzione di terreno rimanente, si realizzerà preventivamente alle operazioni di scavo una paratia di micropali ancorata al terreno a tergo, mediante l'impiego di tiranti passivi, realizzati mediante l'impiego di barre tipo Dywidag, aventi diametro par i 32 mm.
.
L'opera di sostegno provvisionale sarà realizzata mediante l'impiego di micropali aventi diametro di perforazione pari a Φ 240 mm; all'interno della quale sarà inserita un'armatura tubolare del dimetro di 168.3 mm con spessore di 10 mm.
L'interasse a cui saranno previsti i micropali sarà pari a 0.50m e la lunghezza complessiva del palo sarà pari a 12 m.
Per quanto riguarda i tiranti passivi, questi avranno lunghezza pari a 15 m di cui 12 m costituiranno la fondazione, mentre la parte restante sarà libera, poiché compresa all'interno del cuneo di spinta attiva e pertanto non efficace ai fine del funzionamento del tirante.
L'inclinazione del tirante pari a 40° nel primo tratto di monte dello sviluppo pari 25.00 m a e 60 ° rispetto all'orizzontale nel tratto di paratia rimanente, dello sviluppo di 38.00 m circa.
A livello definitivo, l'opera di sostegno descritta, ultimata prevedendo una cartella verticale in c.a. per l'intero tratto che rimarrà fuori terra a sistemazione avvenuta e che sarà soggetto all'azione della corrente fluida del canale.

Di seguito si riporta la sezione tipo dell'opera citata.

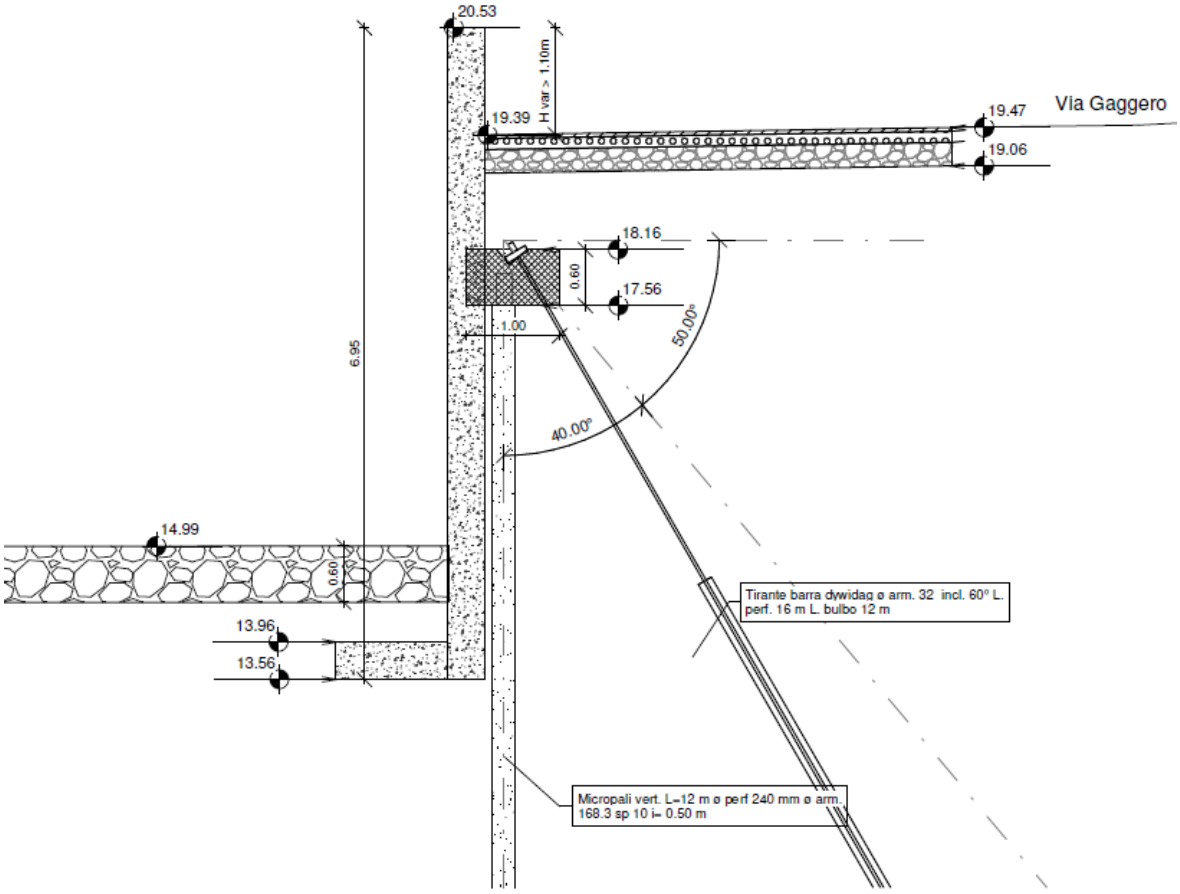


Figura 1.4 – Sezione tipo paratia tirantata in sponda sinistra tratto iniziale di monte.

Paratia in sponda sinistra tra la sezione di progetto n° 25 e la sezione n° 24 :

L'opera di sostegno decritta, è stata prevista in progetto, per la realizzazione del nuovo muro d'argine a protezione della rampa di accesso in alveo che dovrà essere realizzata a valle della passerella di Via VII Società case; detta rampa sarà realizzata tra le sezioni di progetto n° 25 e n° 23.
La paratia sarà necessaria per garantire la stabilità della porzione di terreno a valle della passerella pedonale, della strada limitrofa e dell'edificio antistante la zona di sbarco della passerella.
La berlinese dopo uno sviluppo longitudinale pari a circa 26 m in direzione parallela alla corrente devierà di un angolo di 90° verso l'edificio, per collegarsi con le opere di sottofondazione previste lungo il muro d'argine esistente.
La paratia di micropali descritta sarà ancorata al terreno a tergo mediante la realizzazione di tiranti passivi, costituiti da micropali inclinati di un angolo rispetto alla verticale di 20°, e posti ad interasse di 2.50 m .
I micropali costituenti l'opera saranno realizzati mediante l'esecuzione di una perforazione del diametro pari a Φ 240 mm; all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare del diametro pari a 168.3 mm e spessore pari a 10 mm.
L'interasse a cui saranno disposti i micropali sarà pari a 0.50 m e la lunghezza complessiva del palo sarà pari a 10 m.
Per quanto riguarda i tiranti passivi costituiti da micropali inclinati, questi avranno lunghezza pari a 13 m di cui 9.50 m costituiranno la fondazione, mentre la parte restante sarà libera, poiché compresa all'interno del cuneo di spinta attiva e pertanto non efficace ai fine del funzionamento del tirante.
A livello definitivo, la berlinese sarà ultimata realizzando un muro in c.a. davanti ai micropali per l'intero sviluppo che fungerà da muro d'argine a protezione della nuova rampa di progetto di accesso in alveo.
Il nuovo muro d'argine sarà collegato alla paratia mediante la predisposizione di appositi ancoraggi saldati direttamente sull'armatura tubolare del micropalo e sul cordolo di testa della paratia.
Di seguito si riporta la planimetria ed una sezione tipo dell'opera descritta.

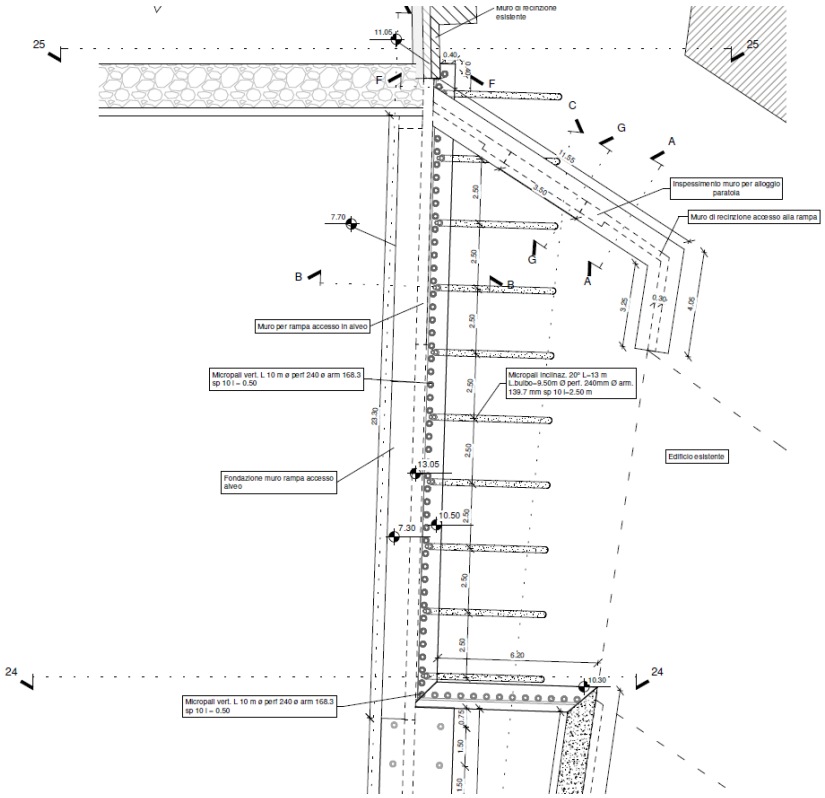


Figura 1.5 – Planimetria della paratia.

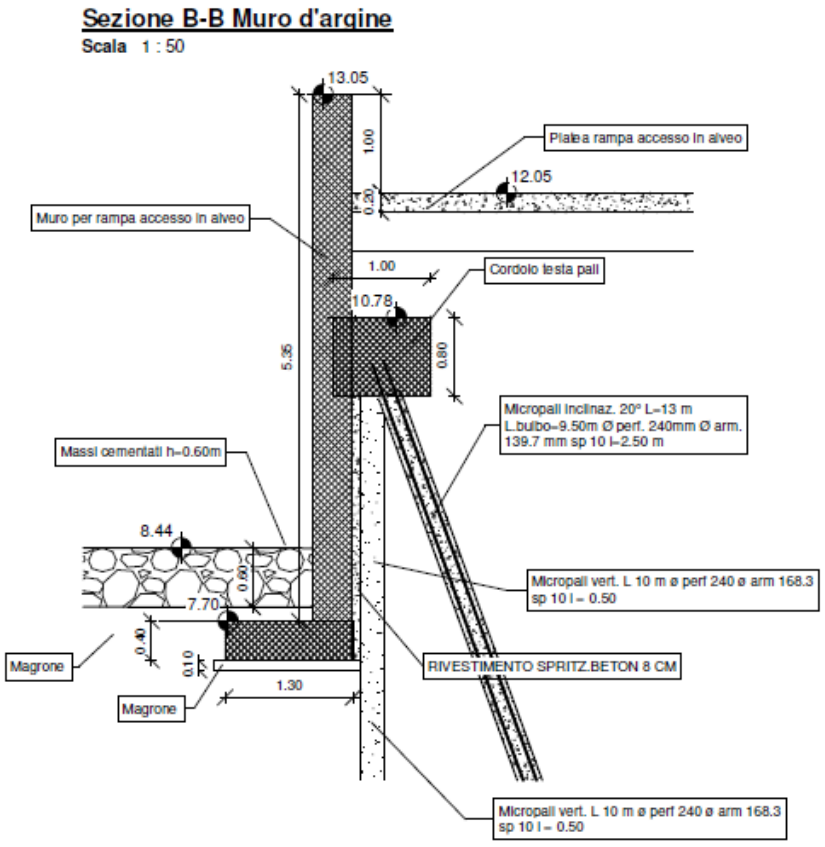


Figura 1.6 – Sezione tipo paratia tirantata (incl. tiranti 20°).

Paratia in sponda destra per il rifacimento del nuovo muro d'argine in corrispondenza dell'edificio ubicato al civico 1 di via Sestri (tra le sezioni di progetto n° 15 e n° 14.93:

Subito a monte del ponte di Via Giotto, in corrispondenza dell'edificio citato in sponda destra, a seguito dell'allargamento del ponte citato, si renderà necessario lo spostamento dell'attuale muro d'argine all'interno della proprietà privata di pertinenza dell'edificio, per ripristinare l'allineamento con la nuova spalla destra del ponte che verrà ricostruita in posizione arretrata di qualche metro rispetto a quella attuale.
Per raccordare la sponda destra con la nuova posizione della spalla destra, sarà necessario quindi, demolire il tratto di muro d'argine esistente di pertinenza del civico n° 1 e ricostruirlo in posizione arretrata, realizzando di fatto un allargamento di sezione d'alveo, e migliorando quindi il deflusso delle portate di piena del torrente nella zona considerata.
A tergo del muro oggetto della demolizione e ricostruzione, è presente il terrapieno dove risulta fondato l'edificio. Prima di procedere con la demolizione del muro d'argine, sarà opportuno realizzare delle opere di presidio che consentano di proteggere le fondazioni da eventuali cedimenti del terreno a seguito degli scavi a previsti.
A tal proposito, per evitare tali inconvenienti, è stata prevista la realizzazione di una paratia di micropali tangenti in corrispondenza di tutto lo sviluppo longitudinale dell'edificio, mentre, in corrispondenza del giardino dello stesso, l'opera provvisionale sarà realizzata mediante micropali posti ad interasse pari a 0.50 m.
La paratia così concepita, sarà sostenuta durante le operazioni di scavo da puntoni di acciaio posti ad interasse pari a 2.50 m collegati all'opera provvisionale per mezzo di profili metallici a doppio T.
L'estremo del puntone in corrispondenza dell'alveo, sarà vincolato ad una struttura esistente costituita da travi in c.a. che è stata utilizzata per il rifacimento del nuovo muro d'argine in sponda sinistra. Queste ultime operazioni sono state già eseguite a seguito della demolizione dell'edificio ubicato al civico n°15 di via Giotto, la cui collocazione interferiva con il deflusso delle piene del torrente, poiché parte delle fondazioni dell'edificio erano state realizzate all'interno dell'alveo del torrente.
Per il tratto di paratia a presidio dell'edificio, i puntoni verranno previsti ad una quota pari a 3.90 m, prossima a quella di imposta delle fondazioni.
Dalle indagini condotte all'interno degli scantinati dell'edificio, più precisamente da un saggio diretto, è stato riscontrato che il piano di imposta delle fondazioni può essere verosimilmente supposto a quota 5.40 m; tuttavia, poiché tale informazione è stata dedotta da un solo saggio, sarà necessario da parte dell'impresa, prima dell'inizio delle lavorazioni, predisporre ulteriori controlli a suffragio dei dati ricavati in questa fase progettuale.
Sarà necessario estendere i sondaggi su più punti in maniera da ricavare con certezza l'andamento del piano di imposta e quindi posare i contrasti previsti alla giusta quota.
La paratia prevista sarà realizzata mediante micropali aventi diametro della perforazione pari a ϕ 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare del diametro pari a 168.3 mm e spessore pari a 10 mm; la lunghezza complessiva del palo risulterà pari a 12 m.
La berlinese presenta uno sviluppo longitudinale pari a circa 30.00 m (20.00 m circa è il tratto in corrispondenza dell'edificio e 10.00 m circa è la lunghezza del tratto in corrispondenza del giardino).
Per quanto riguarda i puntoni provvisionali, questi saranno costituiti da profili tubolari circolari del diametro pari a 244.5 mm e spessore pari a 8 mm.
L'inclinazione del tirante varia tra 11 e 13°, relativamente per il tratto di paratia in corrispondenza dell'edificio e per il tratto in corrispondenza del giardino.

A livello definitivo, davanti alla berlinese sarà realizzato il nuovo muro d'argine in c.a. per l'intero sviluppo dell'opera.
Il nuovo muro d'argine sarà collegato alla paratia mediante la predisposizione di appositi ancoraggi saldati direttamente sull'armatura tubolare del micropalo e sul cordolo di testa della paratia.
A livello dell'alveo, il muro sarà collegato al cordolo centrale già realizzato mediante delle travi collegamento aventi altezza pari a a 1.00 m e larghezza apri a 1.50 m poste ad interasse di 5.00m.
Di seguito si riportano alcune sezioni tipo dell' opera descritta.

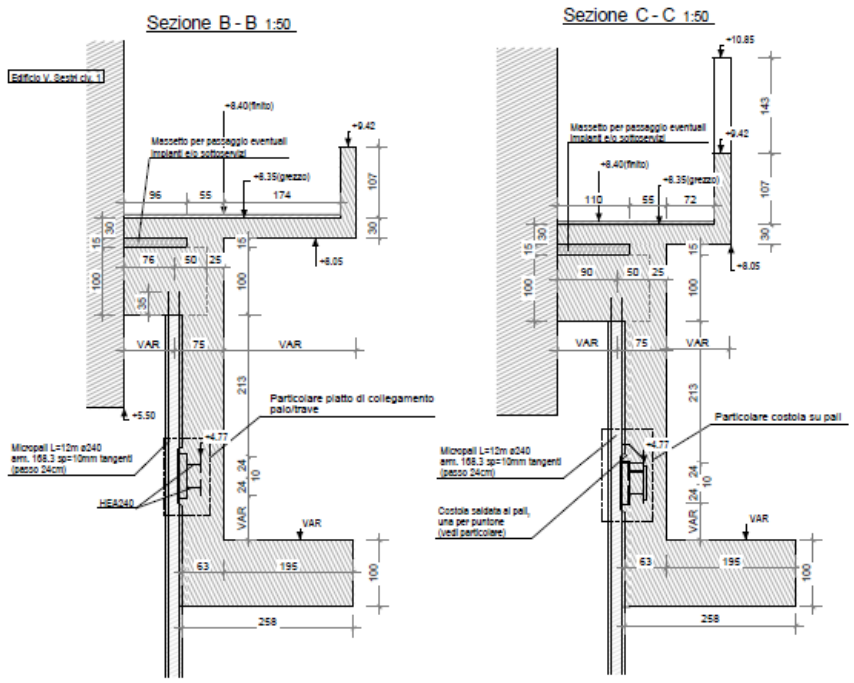


Figura 1.7 – Sezione tipo paratia con muro, in corrispondenza dell'edificio.

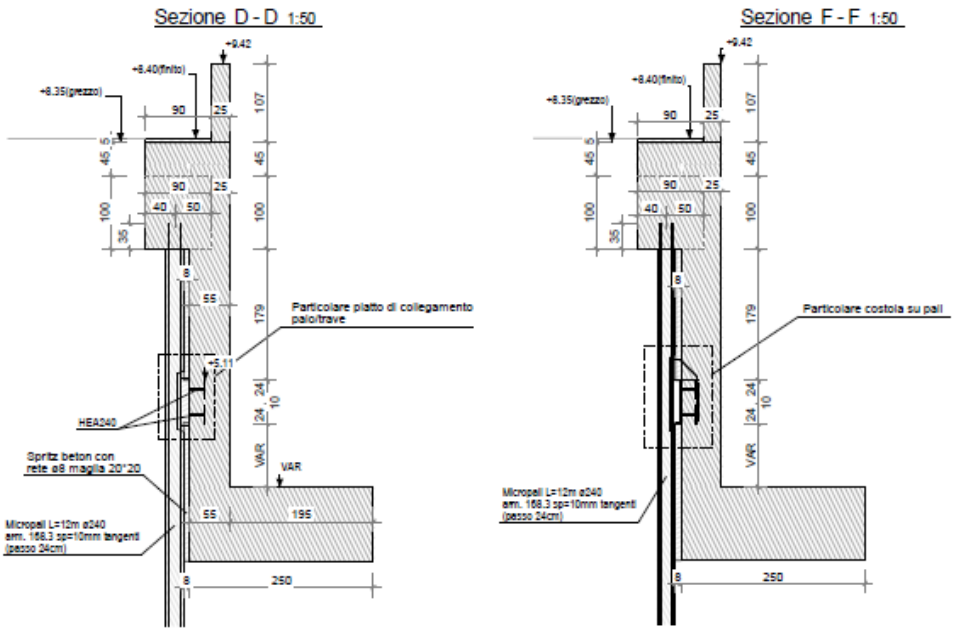


Figura 1.8 – Sezione tipo paratia con muro, in corrispondenza del giardino.

1.3.3 Muri in c.a.

Le opere citate hanno essenzialmente lo scopo di contenere la massima piena all'interno dell'alveo del torrente, senza provocare eventuali allagamenti in corrispondenza delle zone limitrofe rispetto a dove risultano ubicate.
I muri di cui sopra sono due e risultano ubicati in corrispondenza della passerella pedonale di Via VII Società Case, più precisamente; il primo sarà previsto subito a monte della passerella, collegato alla rampa pedonale, mentre, il secondo sarà realizzato subito a valle della scala della suddetta passerella, con lo scopo di impedire il passaggio veicolare nella zona in cui sarà realizzata la nuova rampa di accesso in alveo.
Entrambe i muri, saranno provvisti di una paratoia metallica amovibile della larghezza pari a 3.50 m, per consentire l'accesso in alveo ai mezzi per l'esecuzione delle operazioni di manutenzione ordinaria dell'alveo.
Gli elementi costituenti i muri in oggetto saranno caratterizzati dalle seguenti dimensioni geometriche:

- Altezza paramento verticale 1.40 m;
- Spessore paramento 0.30 m;
- Altezza del dado di fondazione 0.30 m;
- Lunghezza della mensola di monte 0.50 m;
- Lunghezza della mensola di valle 0.50 m.

Di seguito si riportano alcune immagini esplicative delle opere descritte.

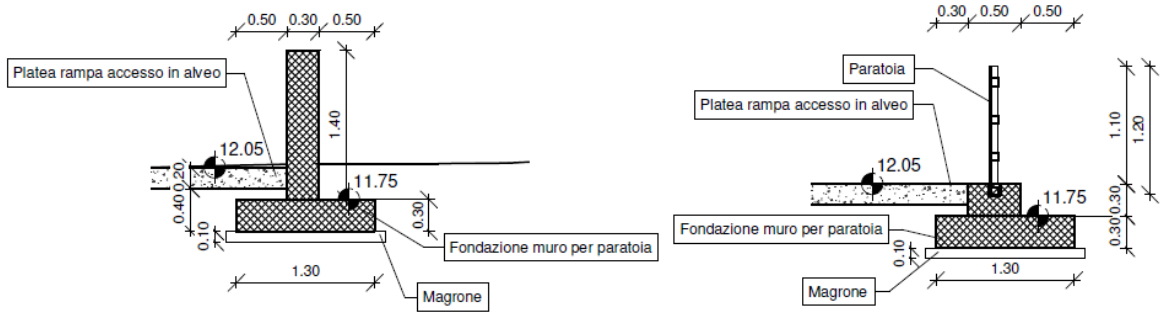


Figura 1.9 – Sezione tipo muro in c.a.

1.3.4 Nuovi muri d'argine.

Questo tipo di opere si renderanno necessarie principalmente in tre zone lungo lo sviluppo dell'intervento:

- Muro arginale realizzato subito a valle della paratia ;

- Muro arginale in corrispondenza dell'edificio ubicato al civico 1 di Via Sestri;

Muro arginale realizzato subito a valle della paratia in sponda destra tra le sezioni di progetto n° 25 e n° 22:

L'opera di sostegno decritta, è stata prevista in prosecuzione del muro d'argine realizzato sulla paratia di micropali realizzata tra le sezioni di progetto n° 25 e n° 22.
Lo sviluppo longitudinale del muro in oggetto misura circa 15 m, tale muro sarà fondato su una doppia fila di pali, realizzati con diametro di perforazione pari a ϕ 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare del diametro pari a 168.3 mm e spessore pari a 10 mm; la lunghezza complessiva del palo risulterà pari a 9 m.
L'interasse longitudinale dei pali sarà pari a 1.50m, mentre quello trasversale risulterà pari a 1.80 m.
Il muro in oggetto avrà la funzione di sostenere la nuova rampa di accesso in alveo prevista in progetto e di contenere la corrente fluida all'interno dell'alveo sistemato del torrente.
Gli elementi costituenti il muro in oggetto saranno caratterizzati dalle seguenti dimensioni geometriche:

- Altezza max paramento verticale 4.95 m;
- Spessore paramento 0.40 m;
- Altezza del dado di fondazione 0.40 m;
- Lunghezza della mensola di monte 0.90 m;
- Lunghezza della mensola di valle 1.50 m.

Di seguito si riportano alcune immagini esplicative dell'opera descritta.

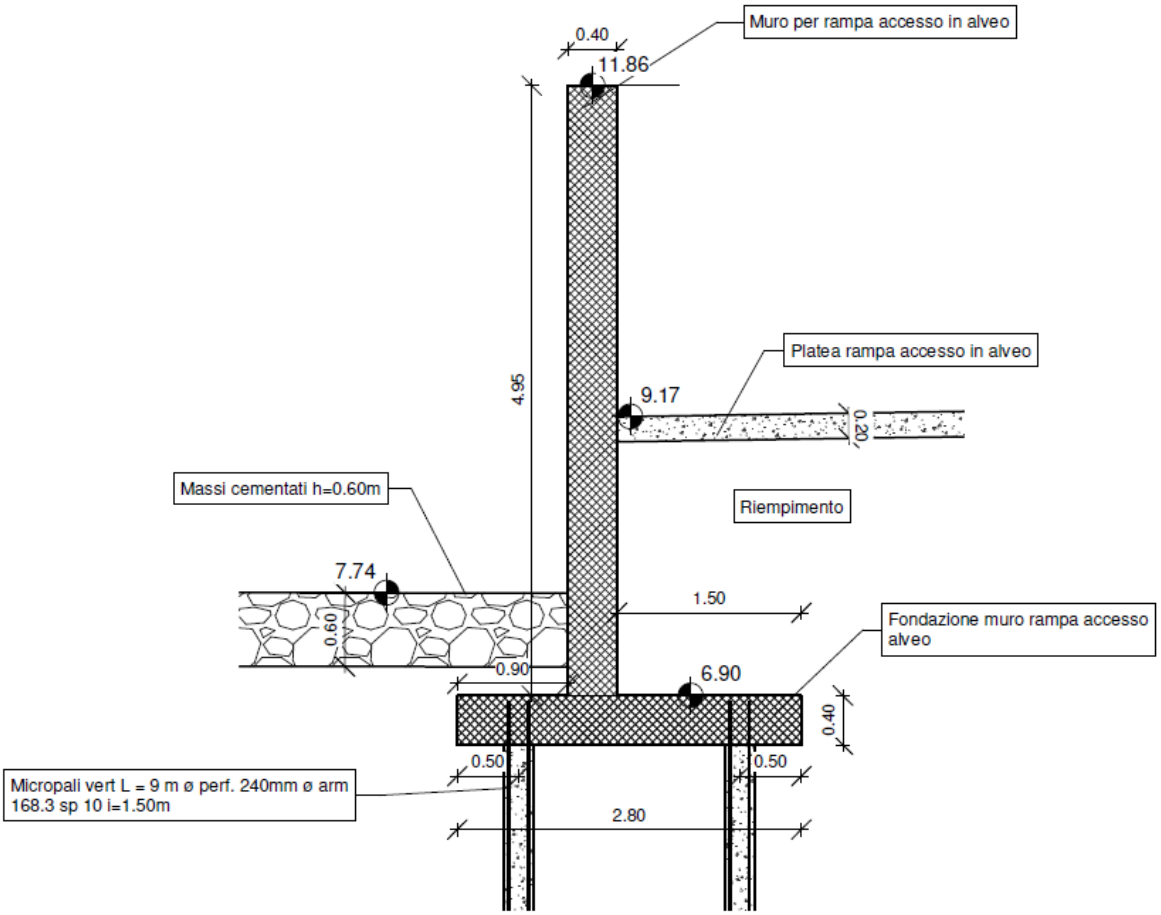


Figura 1.10 – Sezione tipo argine in c.a. su pali.

Muro arginale in corrispondenza dell'edificio ubicato al civico n° 1 di Via Sestri:

Tale opera, risulta prevista come completamento degli interventi necessari per l'allargamento della sezione idraulica a monte del ponte di via Giotto, come precedentemente accennato. Nella zona citata, l'allargamento della sezione di deflusso del torrente Chiaravagna, prevede la demolizione dell'esistente muro d'argine con arretramento dello stesso. Vista la presenza di uno spazio di accesso ai fabbricati prospicienti il corso d'acqua, risulta necessario provvedere al rispristino del medesimo mediante realizzazione di una soletta a sbalzo incastrata sul nuovo muro di sponda. L'area in oggetto risulta accessibile a furgoni e autovetture, oltre che, in caso di emergenza, da mezzi di soccorso.
Lo sviluppo longitudinale del muro in oggetto misura circa 30 m, tale manufatto sarà ancorato alla paratia esistente e sarà munito di un blocco di fondazione avente altezza pari a 1.00 m e lunghezza pari a 2.50 m.
Ad interasse pari a 5.00 m saranno realizzate delle travi in c.a. di collegamento, ancorate alla trave longitudinale, già realizzata in corrispondenza del centro dell'alveo.
In testa al muro, sarà prevista una soletta orizzontale a sbalzo avente larghezza variabile che va da 2.50m a 1.20m; la soletta risulta necessaria per ripristinare l'accesso carrabile esistente ad uso dell'attività commerciale presente nel condominio.
Il muro in oggetto avrà la funzione di nuovo muro d'argine e di sostenere la nuova soletta orizzontale avente larghezza variabile, necessaria per ripristinare l'accesso carrabile esistente ad uso dell'attività commerciale presente nel condominio di Via Sestri..

Gli elementi costituenti il muro in oggetto saranno caratterizzati dalle seguenti dimensioni geometriche:

- Altezza paramento verticale 3.10 m;
- Spessore paramento 0.55 m;
- Altezza del dado di fondazione 1.00 m;
- Lunghezza della mensola di valle 2.50 m.
- Larghezza della soletta orizzontale a sbalzo: variabile da 2.50m a 1.20m;
- Spessore della soletta orizzontale a sbalzo 0.30 m.

Al di sotto della soletta orizzontale a sbalzo è stata prevista una cavità tra la soletta ed il cordolo della paratia dello spessore pari a 0.15 m, per consentire il passaggio di eventuali impianti, qualora se ne riscontrasse la necessità; nel caso in cui non sussista l'esigenza della posa di eventuali corrugati nella cavità citata, questa sarà riempita mediante la posa di un massetto.
A margine della relazione in oggetto saranno prodotte le verifiche espletate per il dimensionamento di un metro lineare di muro.
Di seguito si riportano alcune immagini esplicative dell'opera descritta.

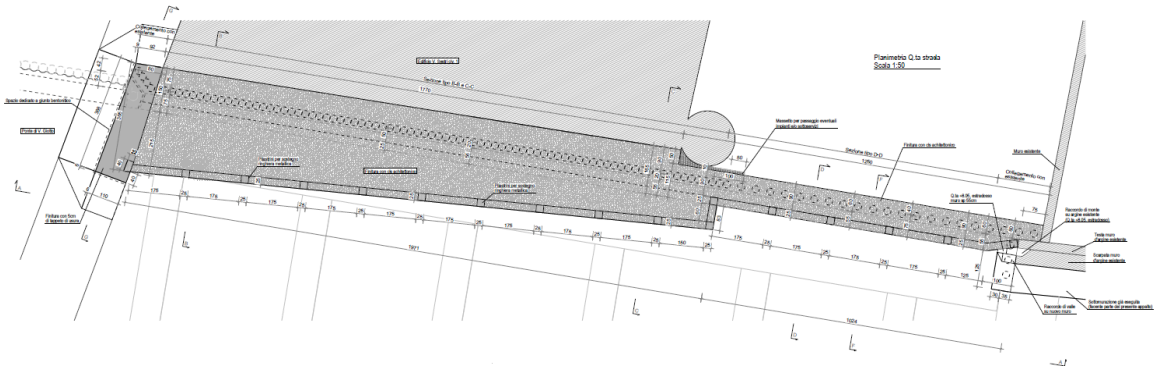


Figura 1.11 – Planimetria nuovo muro d'argine Civico n° 1 di via Sestri, quota soletta.

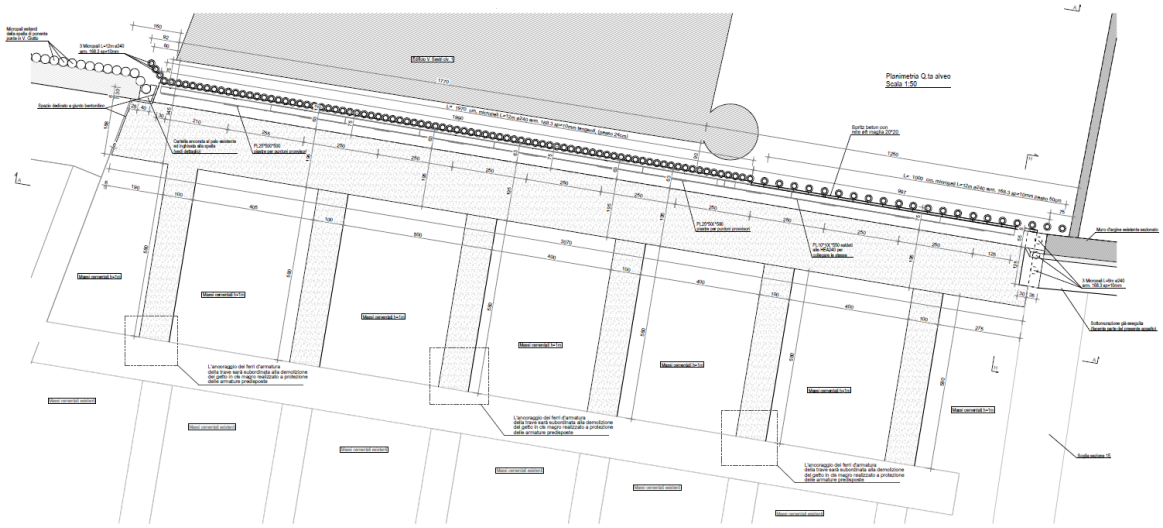


Figura 1.12 – Planimetria nuovo muro d'argine Civico n° 1 di via Sestri, quota fondazioni.

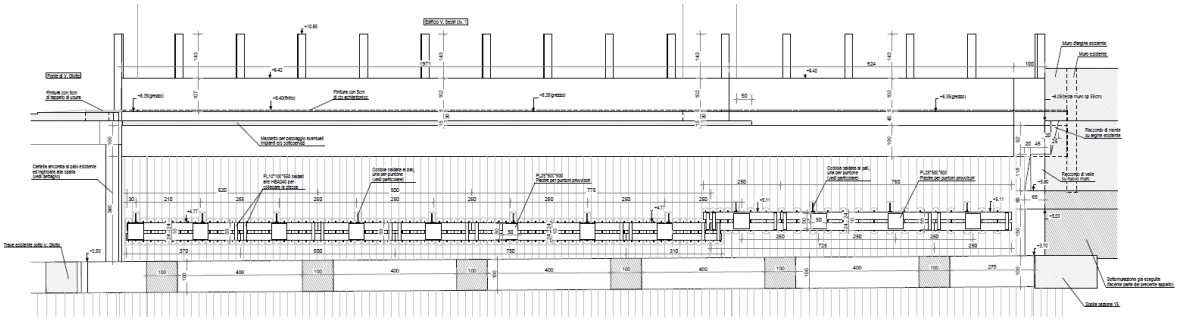


Figura 1.13 – sezione nuovo muro d'argine Civico n° 1 di via Sestri.

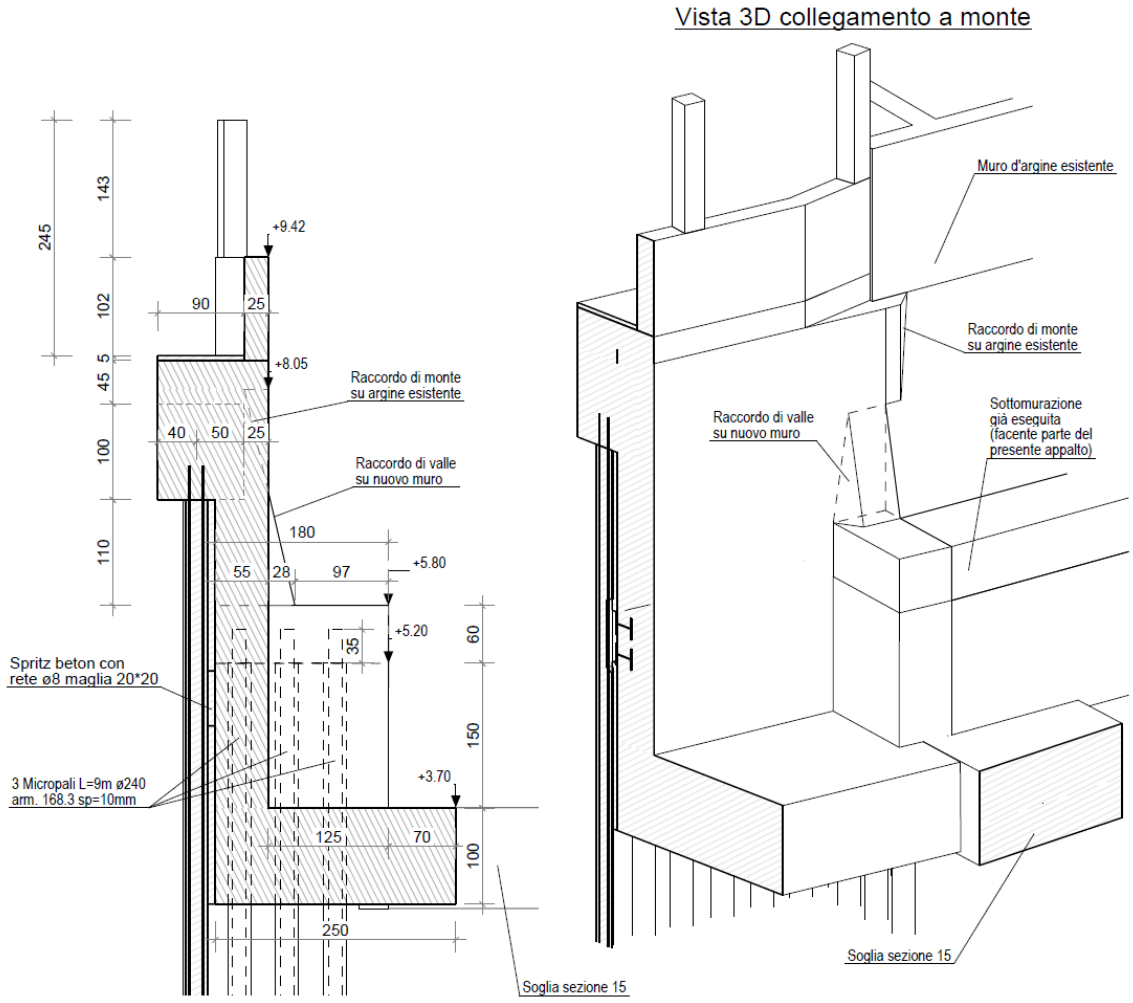


Figura 1.14 – Sezione tipologica nuovo muro d'argine Civico n° 1 di via Sestri, e particolare innesto su muro d'argine esistente lato monte.

1.3.5 Soglie di fondo.

Lungo lo sviluppo longitudinale dell'intervento, nei tratti in cui non risulta prevista la sistemazione del fondo mediante l'utilizzo di massi cementati, si renderà necessaria la realizzazione di soglie di fondo trasversali; tali manufatti avranno la funzione di assicurare il mantenimento delle quote di progetto e della pendenza di fondo durante le operazioni di manutenzione dell'alveo.
Questo tipo di opere di solito vengono realizzate mediante l'utilizzo di massi cementati e presentano dimensioni piuttosto significative con altezze dell'ordine di 2.00 – 2.50 m, e larghezze paragonabili.
A causa delle significative dimensioni di tali opere, è stato necessario studiare soluzioni alternative, tali da ridurre l'entità degli scavi necessari, già dell'ordine dei 2.00 m in certi punti dovuti all'abbassamento dell'alveo.
A tal proposito le soglie di fondo sono state realizzate mediante un manufatto un c.a. fondato su pali per limitare i fenomeni di scalzamento dovuti alla corrente.
Al di sopra della struttura in c.a. è stata previsto un rivestimento dello spessore di 0.60 m costituito da massi cementati.
La parte orizzontale in c.a. della soglia presenta una larghezza pari a 2.00m e spessore pari a 0.45 m, a valle è prevista una parete verticale dello spessore di 0.30m che si estende a tutto lo sviluppo trasversale del manufatto.
La struttura è fondata su una doppia fila di micropali posti ad interasse pari a 0.65 m.
I micropali di monte saranno verticali e realizzati ad interasse pari a 1.00 m, mentre quelli di valle saranno inclinati rispetto alla verticale di un angolo pari a 15° e realizzati ad interasse pari a 0.33 m.
La lunghezza complessiva dei pali risulterà pari a 4.00 m.
I micropali saranno realizzati utilizzando un diametro di perforazione pari a ϕ 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare del diametro pari a 88.9 mm e spessore pari a 8 mm.
Di seguito si riportano alcune immagini esplicative dell'opera descritta.

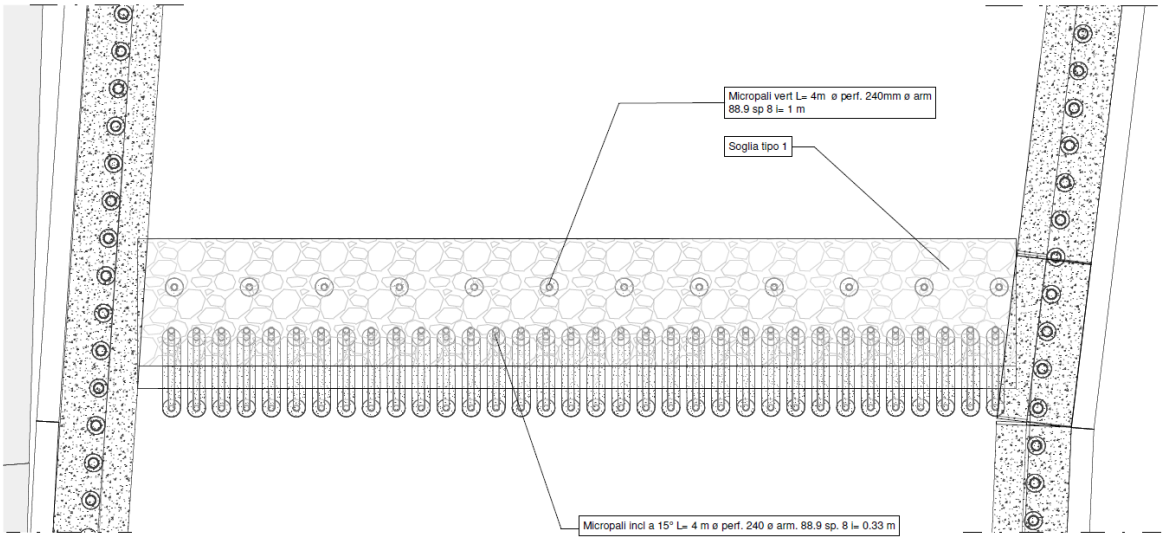


Figura 1.15 – Planimetria tipo delle soglie di fondo.

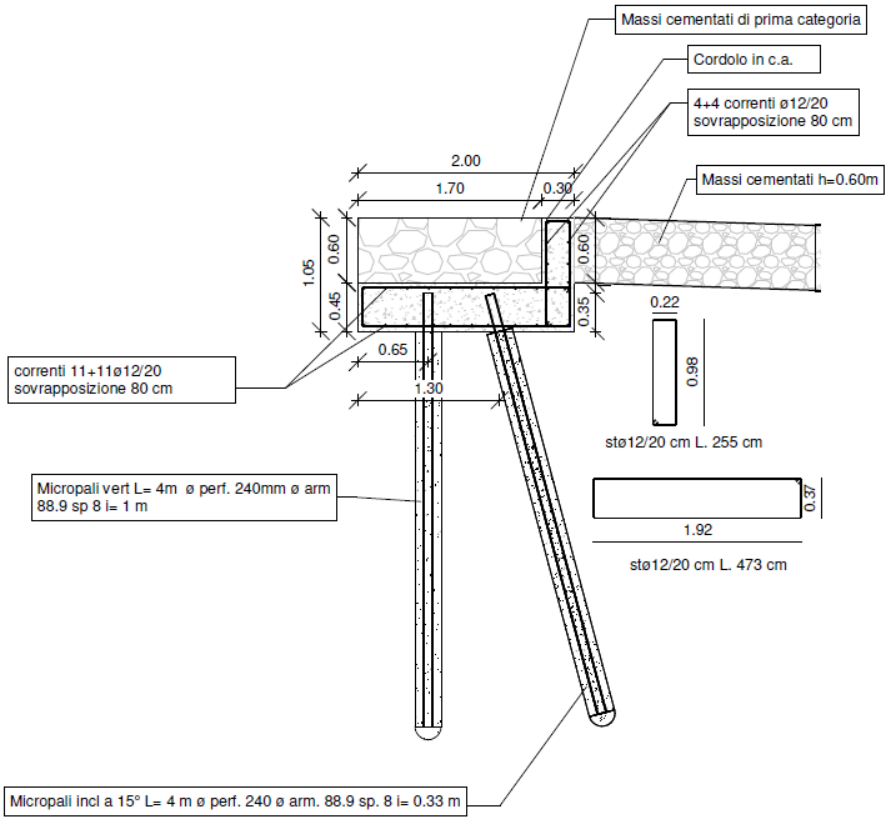


Figura 1.16 – Sezione delle soglie di fondo.

1.3.6 Platea sotto l'edificio Leonardo (Ex Elasag).

Al di sotto dell'edificio Leonardo (Ex Elsag), sarà prevista dopo l'abbassamento del fondo una sistemazione dello stesso a mezzo di platea in c.a. dello spessore pari a 0.40 m.
In particolare, occorrerà prestare attenzione all'interno del nuovo fornice di levante, dove i pilastri dell'edificio citato risultano collegati tra loro mediante delle travi in c.a.. A causa della sistemazione del fondo in progetto, la parte superiore di alcune travi andrà tagliata, questa operazione comporta che l'elemento di collegamento non sarà più in grado di esplicare la sua funzione.
Per evitare possibili cedimenti in fondazione a seguito dell'operazione di taglio delle travi, sarà necessario realizzare preventivamente una platea dello spessore di 0.40 m connettendola alle travi esistenti, in modo da ripristinare il collegamento tra i pilastri e garantire la portanza necessaria per i carichi trasmessi in fondazione dai pilastri una volta tagliate le parti superiori delle travi citate.
A tale scopo, saranno previste delle barre passanti all'interno delle travi esistenti con la funzione collegare la platea prevista.
Di seguito si riportano alcune immagini dell'opera descritta.

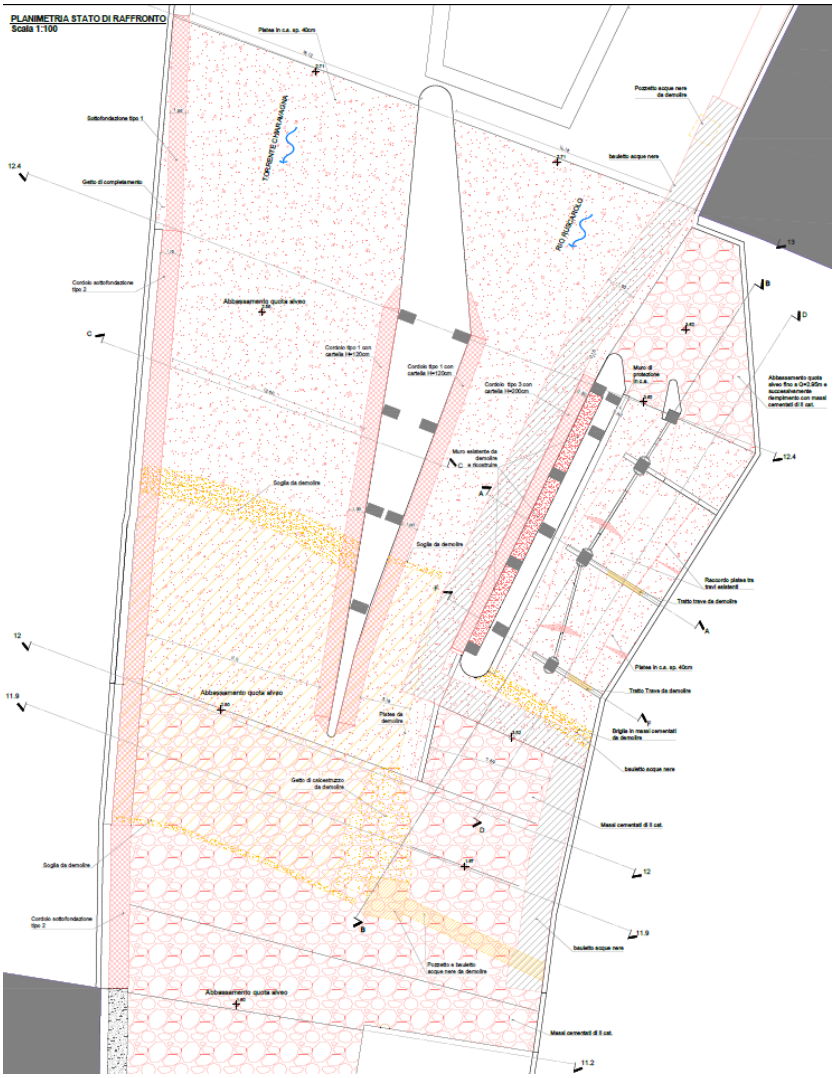


Figura 1.17 – Planimetria platea sotto edificio Leonardo.

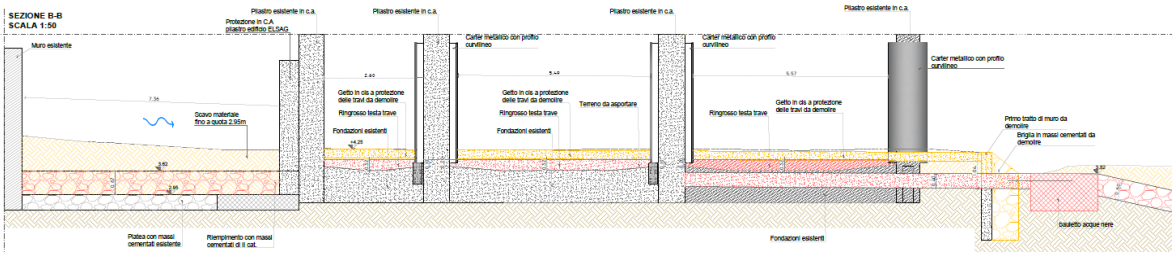


Figura 1.18 – Sezione platea sotto edificio Leonardo.

1.3.7 Profilo idrodinamico

Per lo studio del deflusso delle portate in corrispondenza della zona di confluenza tra il torrente Chiaravagna ed il Rio Ruscarolo, è stato realizzato dall'Università di Genova un modello fisico in scala della zona citata. Dalle simulazioni condotte sul modello è emerso che in corrispondenza della confluenza si verificava un fenomeno di instabilità attraverso la formazione di un onda trasversale non stazionaria, onda che viene riflessa tra le due sponde e raggiunge ampiezze confrontabili con la profondità media della corrente.
Tale oscillazione si riflette sul deflusso all'interno dei fornici della copertura Elsag, che risulta non bilanciato tra i fornici stessi, implicando una riduzione dei franchi di sicurezza e la presenza di onde che portano la superficie libera della corrente a lambire le travi che sostengono la copertura stessa.
A tal proposito, al fine di evitare o quantomeno contenere tale instabilità, risulta necessaria l'introduzione di un setto a monte della pila centrale del nuovo ponte di Via Manara un profilo idrodinamico, costituito da un muro in c.a. a sezione variabile, opportunamente rastremata verso monte, della lunghezza di circa 12 m, che interrompesse tale fenomeno di instabilità trasversale, regolarizzando il deflusso delle portate. Dal punto di vista idraulico, affinché l'opera sia efficiente, l'altezza del paramento verticale rispetto al fondo dovrà essere pari ad almeno 1.80 m; l'altezza del paramento è stata assunta pari a 2.10m.
Il muro in oggetto sarà fondato su una doppia fila di pali posti ad interasse pari a 1.50 m e 0.90 m tra le due file.
I micropali saranno realizzati mediante una perforazione del diametro pari a ϕ 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare del diametro pari a 139.7 mm e spessore pari a 10 mm.
La lunghezza complessiva dei micropali sarà pari a 6.00 m
Gli elementi costituenti il muro in oggetto saranno caratterizzati dalle seguenti dimensioni geometriche:

- Altezza paramento verticale 2.70 m;
- Spessore paramento 0.20 – 0.70 m;
- Altezza del dado di fondazione 0.40 m;
- Larghezza della fondazione 1.70 m.

Di seguito si riportano alcune immagini esplicative dell'opera descritta.

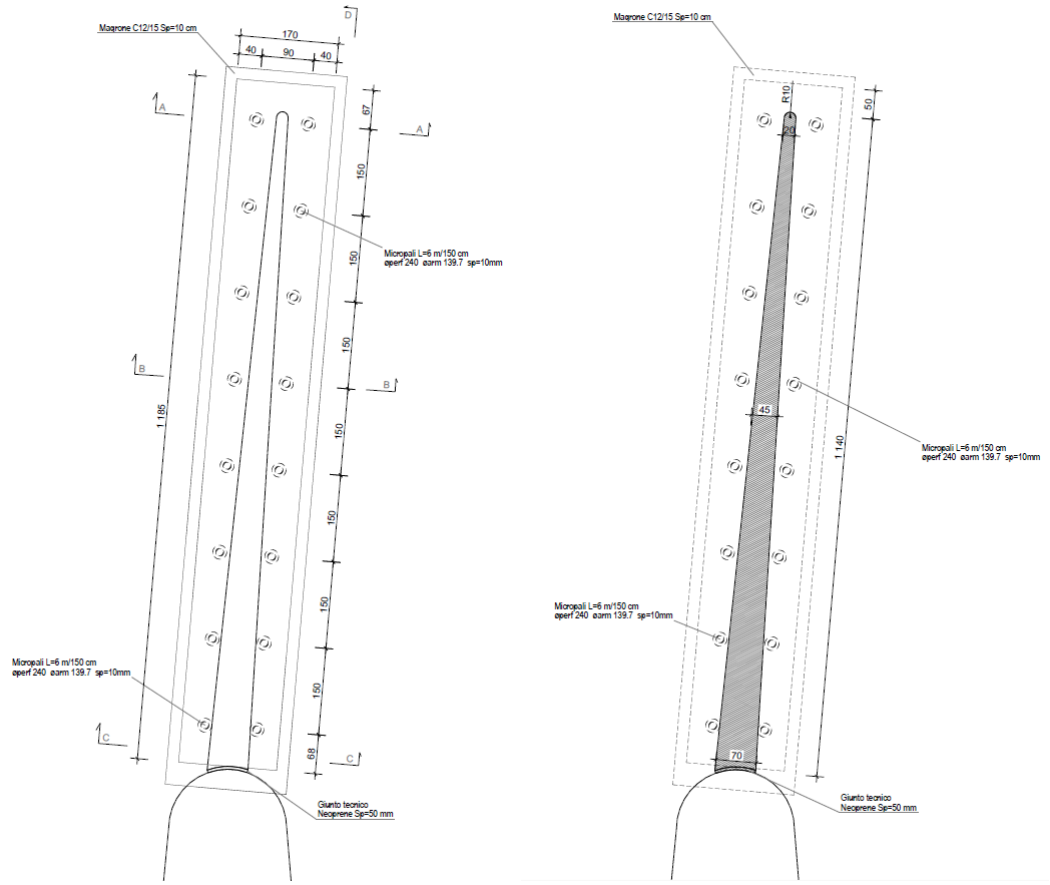


Figura 1.19 – Planimetria profilo idrodinamico.

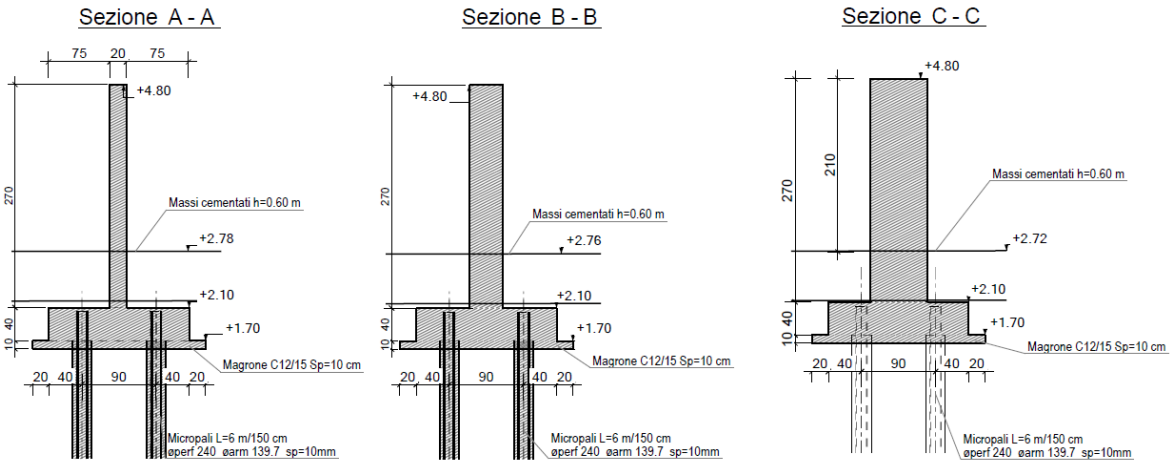


Figura 1.20 – Sezioni profilo idrodinamico.

1.3.8 Struttura di contrasto permanente nel tratto di intervento compreso tra la passerella pedonale di via VIII Società case ed il ponte obliquo di via Chiaravagna.

In corrispondenza del tratto d'alveo sopra citato, l'esecuzione dell'adeguamento idraulico del Torrente Chiaravagna ha implicato un significativo abbassamento della quota di scavo rispetto ai tratti limitrofi: dunque, al fine di evitare l'insorgenza di possibili micro-cedimenti/rotazioni durante le fasi costruttive transitorie, si è reso necessario approntare specifiche opere provvisionali.

Queste ultime consistono essenzialmente nella realizzazioni di puntoni temporanei ancorati da un lato alla parte sommitale della paratia di micropali e, dall'altra, ad una trave in c.a. di dimensioni pari a 100x70cm disposta trasversalmente all'alveo e vincolata a terra, all'incirca nella parte mediana, da una coppia micropali inclinati.

Una volta ultimate le attività lavorative, i puntoni provvisionali saranno rimossi e le azioni di progetto precedentemente assorbite da questi saranno trasmesse alle cartelle verticali realizzate davanti alle paratie di sponda destra e sinistra che, unitamente alla trave in c.a. disposta all'interno dell'alveo, costituiranno una sorta di telaio di "contrasto".

L'interasse di questi strutture di contrasto è fissato in circa 7.0m

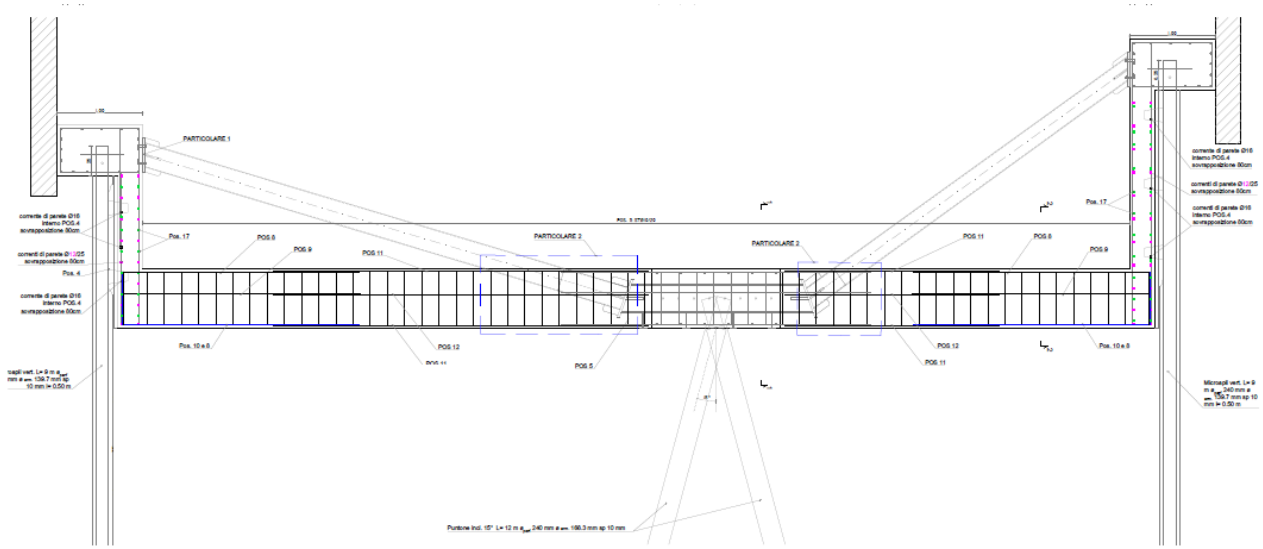


Figura 1.21 – Sezione della struttura di contrasto permanente, in corrispondenza del fondo alveo.

1.3.9 Berlinese di micropali in corrispondenza del viadotto autostradale

La briglia esistente taglia la fondazione della pila del viadotto autostradale, nel tratto di valle del plinto della pila è stato realizzato un palancolato avente la funzione di proteggere la fondazione dal fenomeno dello scalzamento da parte della corrente fluida. Nel tratto di fondazione a monte della briglia, tale intervento non è stato eseguito, poiché tale zona risulta più alta di circa 2.00 m rispetto al tratto di valle.
Con le operazioni di adeguamento delle sezioni idrauliche del torrente, la briglia sarà demolita ed il fondo in quel tratto sarà abbassato fino alle quote di fondo di valle. In questa zona, sarà quindi necessario predisporre un'opera a protezione della fondazione.
A tal proposito, è stata prevista la realizzazione di micropali tangenti (interasse pari a 240 mm) aventi lunghezza pari a 6.00m; detti micropali saranno realizzati sul prolungamento dell'allineamento del palancolato di valle, tale che la geometria dell'opera di presidio risulti simmetrica, come si può notare dalla figura riportata di seguito.
Il diametro della perforazione dei micropali risulterà pari a 240 mm, all'interno della perforazione sarà prevista un'armatura avente diametro esterno pari a 114.3 e spessore 8.00 mm.
Tra il plinto e l'opera di presidio verrà realizzato un getto di completamento in conglomerato cementizio, al cui interno sarà posata un foglio di rete elettrosaldata.
Di seguito si riporta una planimetria indicativa dell'intervento previsto.

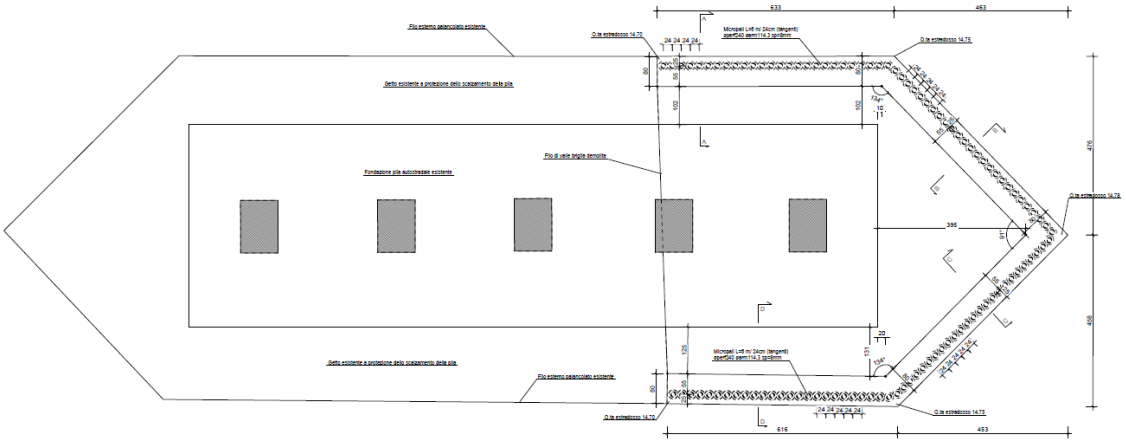


Figura 1.22 – Planimetria della paratia di micropali tangente a protezione della fondazione della pila del viadotto autostradale.

2 RELAZIONE SUI MATERIALI

2.1 OPERE IN C.A.

Per la costruzione delle opere strutturali in C.A. è previsto l'impiego dei seguenti materiali strutturali:

2.1.1 Acciaio d'armatura

- Qualità: **B450C**
- $f_{tk}/f_{yk} \geq$ 1.15
- $f_{tk}/f_{yk} <$ 1.35
- $(f_y)_{nominale}$: 450 N/mm^2
- $(f_t)_{nominale}$: 540 N/mm^2
- $f_{yk} \geq$ $(f_y)_{nominale}$
- $f_{tk} \geq$ $(f_t)_{nominale}$
- E = 210000 N/mm^2

2.1.2 Conglomerato cementizio

Il conglomerato cementizio da impiegarsi per la realizzazione delle opere previste in progetto deve avere le seguenti caratteristiche:

- Classe di resistenza:
  - Fondazione: **C30/37 (R_{ck} = 37 N/mm^2)**
  - Elevazione: **C30/37 (R_{ck} = 37 N/mm^2)**
  - Cordoli: **C30/37 (R_{ck} = 37 N/mm^2)**
  - Magrone: **C12/15 (R_{ck} = 15 N/mm^2)**
- Classe di cemento: CEM II
- Aggregati:
  - Interferro ≥ 35 mm D_{max} = 32 mm
  - Interferro < 35 mm D_{max} = 20 mm
- Classe di consistenza: S4
- Classe di durabilità:
  - Fondazione: **XC4**
  - Elevazione: **XC4**
  - Cordoli: **XC4**
  - Magrone: **X0**
- Classe di contenuto ioni cloruro:
  - Fondazione: **Cl. 0.4**
  - Elevazione: **Cl. 0.4**
  - Cordoli: **Cl. 0.4**
- Rapporto A/C massimo:
  - Fondazione: **0.50**
  - Elevazione: **0.50**
  - Cordoli: **0.50**
- Dosaggio min. cemento:
  - Fondazione: 300 kg/m^3
  - Elevazione: 300 kg/m^3
  - Cordoli: 300 kg/m^3

- Aria intrappolata max:
  - Fondazione: 2.5%
  - Elevazione: 2.5%
  - Cordoli: 2.5%
- Volume di acqua di bleeding: <0.1%.

Il calcestruzzo utilizzato per la realizzazione delle opere in c.a. dovrà essere conforme e controllato secondo le norme UNI EN 206, UNI EN 11104, UNI EN 934-2.

2.2 OPERE IN ACCIAIO

L'acciaio da utilizzarsi per la realizzazione dei traversi di contrasto dovrà essere conforme a quanto segue:

- Qualità: **S355 J0**
- f_{yk} = 355 N/mm^2
- E = 210000 N/mm^2
- ν = 0.30
- ρ = 7850 kg/m^3

2.3 MICROPALI I.G.U.

2.3.1 Malta per micropali

La malta cementizia da impiegarsi per la realizzazione dei micropali deve avere le seguenti caratteristiche

- Malta per iniezioni **R425**

2.3.2 Acciaio micropali

L'acciaio da utilizzarsi per la realizzazione dell'armatura dei micropali (profili tubolari) dovrà essere conforme a quanto segue:

- Qualità: **S355**
- f_{yk} = 355 N/mm^2
- E = 210000 N/mm^2
- ν = 0.30
- ρ = 7850 kg/m^3

2.4 TIRANTI PERMANENTI COSTITUITI DA BARRE DYWIDAG

I tiranti permanenti previsti per l'ancoraggio delle paratie, saranno realizzati mediante barre tipo Diwidag della seguente tipologia:

- Qualità: **950/1050 WR**
- Carico di snervamento 760 kN
- Carico ultimo 845 kN
- Diametro nominale 32 mm

I tiranti permanenti previsti per l'ancoraggio delle paratie, dovranno essere conformi alle norme ETA-12/0601 del 21-12-2018.

3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

3.1 RIFERIMENTI NORMATIVI

La progettazione e la verifica degli interventi sono state condotte:

- Ai sensi del Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»", pubblicata sul S.O. n. 42 della G.U. 20-02-2018;

- Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" pubblicata sul S.O. n. 5 della G.U. 11.02.2019;

Si è fatto, inoltre, riferimento agli Eurocodici strutturali del CEN, per quanto applicabili e richiamati negli specifici punti delle succitate norme tecniche nazionali. I parametri di determinazione nazionale sono stati tratti dalle Appendici Nazionali pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n.73 del 27-3-2013 – Supplemento Ordinario n. 21 con il Decreto Ministeriale 31 luglio 2012 riportante "Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici".
Per le opere in progetto, in particolare, si è fatto riferimento a:

- **UNI EN 1992-1-1** Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1992-2-2** Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Ponti di calcestruzzo.
- **UNI EN 1993–1–1** Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **UNI EN 1993–2** Progettazione delle strutture in acciaio. Ponti in acciaio.
- **UNI EN 1993-1-8** Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- **CNR-DT 207/2008** Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"

- Si richiamano inoltre le seguenti norme tecniche:

- **EN 1090-1** Execution of steel structures and aluminium structures – Part 1: Requirements for conformity assessment of structural components
- **EN 1090-2** Execution of steel structures and aluminium structures – Part 2: Technical requirements for steel structures
- **UNI EN 14399** Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato.

3.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI

3.2.1 Azioni statiche

Nell'ottica della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese, le opere in oggetto rientrano nella categoria delle opere di importanza ordinaria (vita nominale **V_N = 50 anni**) ed una classe d'uso III ("Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi" – **c_u = 1.5**), da cui in definitiva un periodo di riferimento dell'opera **V_R = 75 anni**; tale classe è stata scelta in relazione al contesto in cui sono ubicate le opere e facendo riferimento alla classe d'uso degli interventi già realizzati.

I pesi propri degli elementi strutturali e dei sovraccarichi permanenti sono stati stimati seguendo le indicazioni contenute nel DM al par. 3.1 e, laddove necessario, con riferimento alla Circolare Esplicativa 02 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP in particolare:

- Pesi propri permanenti:
  - Pesi elementi strutturali
    - Calcestruzzo strutturale 25.0 kN/m^3
    - Acciaio 78.5 kN/m^3
- Pesi dei terreni: cfr. par. 7.1.4
- Sovraccarico stradale : 15.00 kN/m^2
- Acqua: 10.0 kN/m^3

Altre azioni considerate nei calcoli per la verifica delle varie opere previste, saranno indicate nei paragrafi relativi alle opere interessate.

3.2.2 Azione sismica

Ai fini della caratterizzazione dell'azione sismica di progetto, si considerano i seguenti tempi di ritorno T_R :

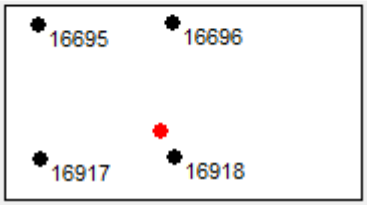
- 75 anni con riferimento allo SLD (pari ad una probabilità di superamento del 63% in 75 anni).
- 712 anni con riferimento allo SLV (pari ad una probabilità di superamento del 10% in 712 anni).

Parametri sismici

	T_R [anni]	a_g [m/s^2]	F_0 [---]	T_C^* [s]
SLO	45	0.279	2.529	0.202
SLD	75	0.342	2.547	0.224
SLV	712	0.769	2.535	0.293
SLC	1462	0.982	2.529	0.301

ID Punto 1 = 16918
ID Punto 2 = 16696
ID Punto 3 = 16695
ID Punto 4 = 16917

Dati sismici rilevati correttamente.



Con riferimento alle caratteristiche del sottosuolo, secondo quanto indicato nella relazione geologica, la **Categoria del sottosuolo** è pari ad **C** "*depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessore del substrato superiori a 30 m"* ed una **Categoria topografica T1** "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°" (coefficiente S_T **= 1.2**).

3.3 SCELTE PROGETTUALI

3.3.1 Opere in C.A.: Cordolo testa pali, cartelle verticali, travi di collegamento, platee e muri di sostegno

3.3.1.1 Classi di esposizione – copriferro

Per la realizzazione delle opere in C.A. in oggetto sono state ipotizzate le classi di durabilità qui di seguito riportate.

- Cordolo di testa pali, platee, solette, pareti verticali, fondazioni, travi di collegamento Classe di esposizione XC4. Data la classe si è proceduto:
  - a classificare l'ambiente circostante come "Aggressivo" secondo il prospetto di Tab. 4.1.III del DM;
  - ad adottare
    - una classe di resistenza minima del calcestruzzo pari a C30/37;
    - un copriferro netto di 40 mm, conforme ai minimi prescritti di 30 mm (Tab. C4.1.IV – Barre da C.A., altri elementi).

4 RELAZIONE STRUTTURALE

4.1 MODELLI DI CALCOLO E RELATIVE ANALISI DEI CARICHI

4.1.1 Sottomurazioni mediante paratie di micropali.

Le paratie di micropali previste in progetto per la realizzazione delle opere di sottofondazione, sono state verificate con dei modelli di calcolo utilizzando il software PAC 14 concesso in licenza da AZTEC informatica:
nei modelli utilizzati l'esecuzione dello scavo verrà considerata per fasi successive; tale metodo di analisi risulta più verosimile a quello che avverrà in cantiere; infatti si considera una prima fase di scavo fino alla quota a cui sarà prevista la realizzazione del cordolo di testa della paratia, dopodiché, nelle varie fasi successive l'esecuzione dello scavo sarà considerata per tratti fino al raggiungimento della quota di scavo prevista.
La singola paratia di micropali risulterà soggetta ai seguenti carichi:

- alla spinta attiva del terreno posto a monte
- alla spinta attiva del sovraccarico posto a monte della paratia, (carico convenzionale).

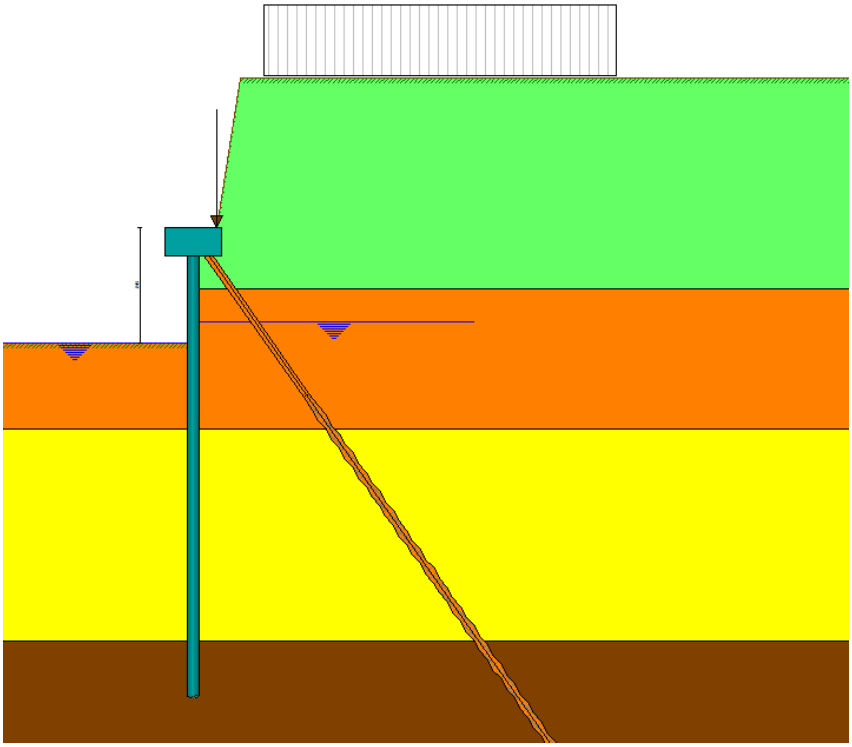
4.1.1.1 Schematizzazione dei cordoli e delle paratie

Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stato messo a punto un modello di calcolo monodimensionale pseudo-statico in cui la paratia viene schematizzato come corpo rigido.

Il cordolo in testa alla paratia è stato schematizzato come trave appoggiata di lunghezza pari a due volte l'interasse fra i micropali i_p, soggetta in mezzeria ad un carico concentrato Q = S / i_p, essendo S la spinta agente sul singolo micropalo.
La paratia viene considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a "trave". Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I del tubolare in acciao e del calcestruzzo interno e l'area A per metro lineare di paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.
Sia il tratto fuori terra che il tratto interrato vengono suddivisi in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri.

4.1.1.2 Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso viene visto come un letto di "molle indipendenti fra di loro" reagenti a solo sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler).
La matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale) e delle molle (rigidezza assiale).
Di seguito si riportano alcuni modelli eseguiti per la verifica delle opere di sostegno, tutti i modelli considerati saranno di seguito nella descrizione delle verifiche svolte in ambito strutturale e geotecnico.



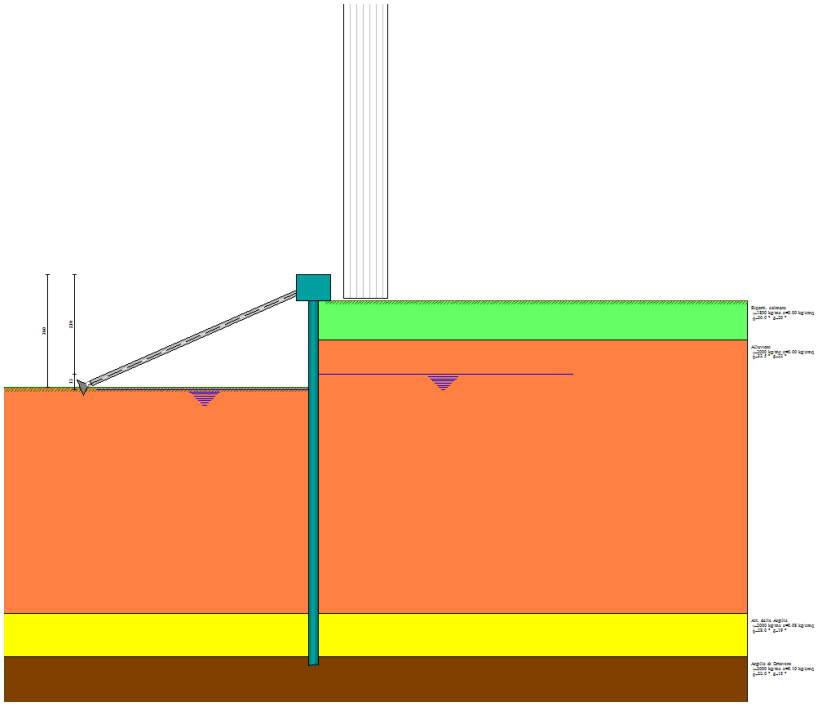


Figura 4.1 – Alcuni modelli delle opere di sostegno previste.

4.1.2 Muri di sostegno / muri d'argine.

4.1.2.1 Schematizzazione dei muri di sostegno e dei muri d'argine

Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica delle opere in oggetto è stato messo a punto un modello di calcolo pseudo-statico in cui i muri di sostegno vengono schematizzati come corpo rigidi vincolati alla base.
Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stato messo a punto un modello di calcolo pseudo-statico in cui i muri di sostegno vengono schematizzati come corpo rigidi vincolati alla base.
Nel calcolo a mensola il paramento viene considerato caricato dal diagramma delle pressioni dovuto alla spinta del terreno (in condizioni statiche ed in condizioni sismiche) dalla forza d'inerzia del paramento stesso e dalla componente tangenziale della spinta (se l'angolo d'attrito terra-muro è diverso da zero).
Il calcolo delle armature viene eseguito considerando la sezione alla generica quota soggetta a pressoflessione.
Nel calcolo delle sollecitazioni per la fondazione di valle questa viene considerata caricata dal basso dalla reazione del terreno (diagramma di tipo lineare) e dall'alto dal peso proprio e dall'eventuale terreno posto sopra la fondazione stessa. Nel calcolo delle sollecitazioni per la fondazione di monte questa viene considerata caricata dal basso dalla reazione del terreno (diagramma di tipo lineare) e dall'alto dal peso proprio e dal carico dovuto al terrapieno e agli eventuali sovraccarichi sul terrapieno.
Poiché tutte le presenti tipologie strutturali presentano un'altezza variabile lungo il loro sviluppo, si è cautelativamente provveduto a modellare tutti i casi rappresentativi delle situazioni staticamente più sfavorevoli.

I carichi agenti considerati sui muri arginali sono quelli permanenti dovuti alla spinta delle terre, al peso del riempimento superiore ed al sovraccarico stradale (20.00 kN/mq) il quale è applicato sul terreno di spinta per il paramento verticale, per una larghezza pari a circa 7.00m.
Nelle combinazioni sismiche è stata considerata una partecipazione del 20% relativamente al sovraccarico stradale (analogamente a quanto indicato per i ponti in zona urbana) mentre si è considerato nullo il contributo alle masse dell'acqua interna al canale.

Di seguito si riportano alcuni modelli relativi ai muri considerati:

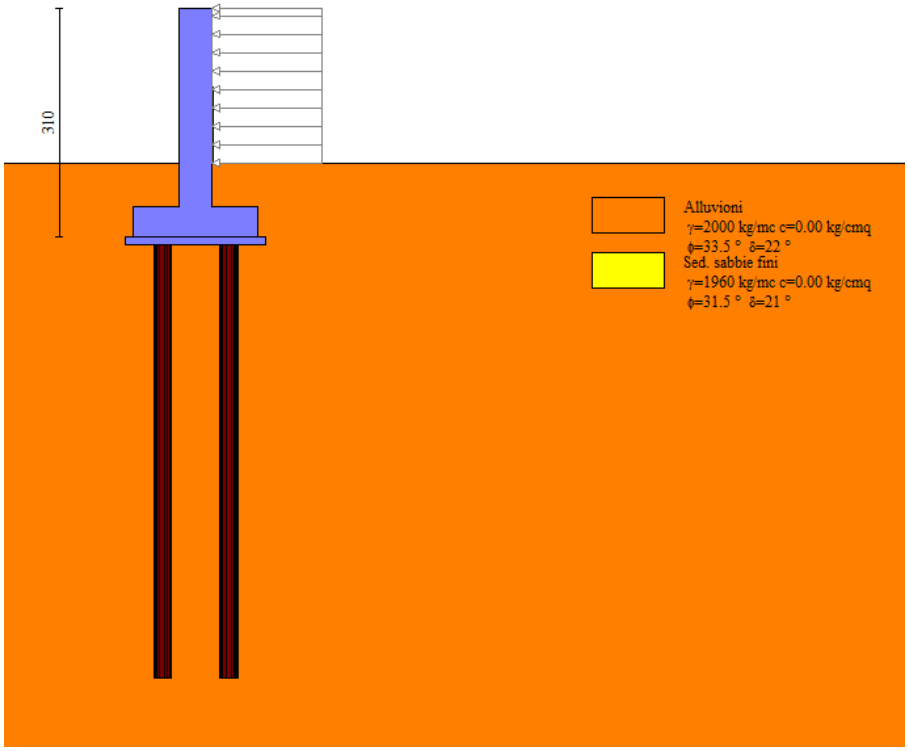


Figura 4.2 – Modello di calcolo del profilo idrodinamico.

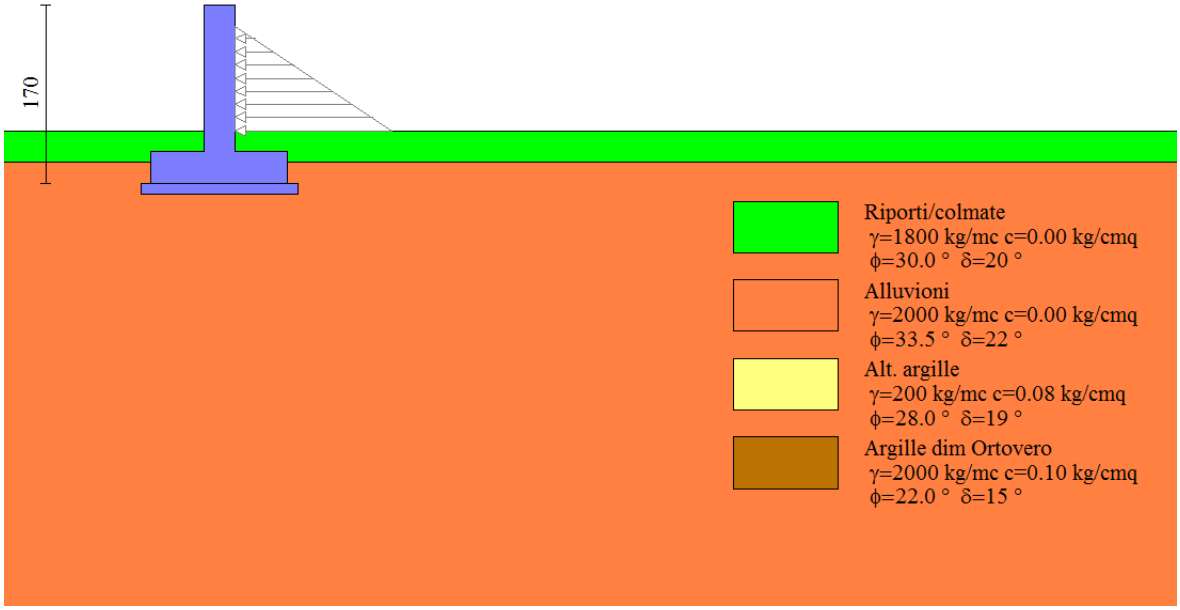


Figura 4.3 – Modello de muro in corrispondenza della passerella pedonale di Via VIII Società case.

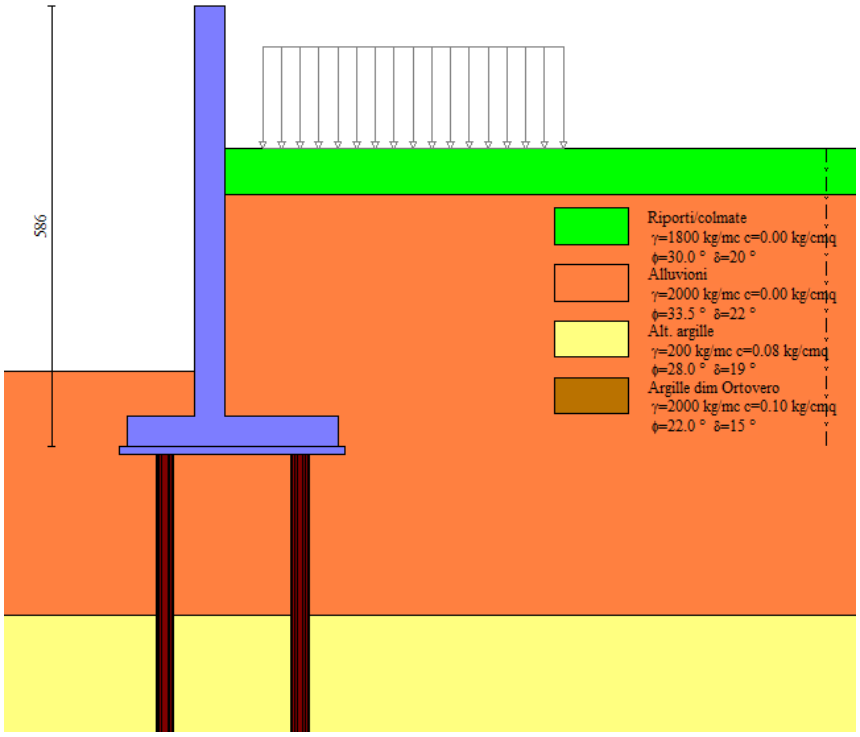


Figura 4.4 – Modello del nuovo muro d'argine in corrispondenza della nuova rampa di accesso in alveo, in corrispondenza della sezione a monte del muro.

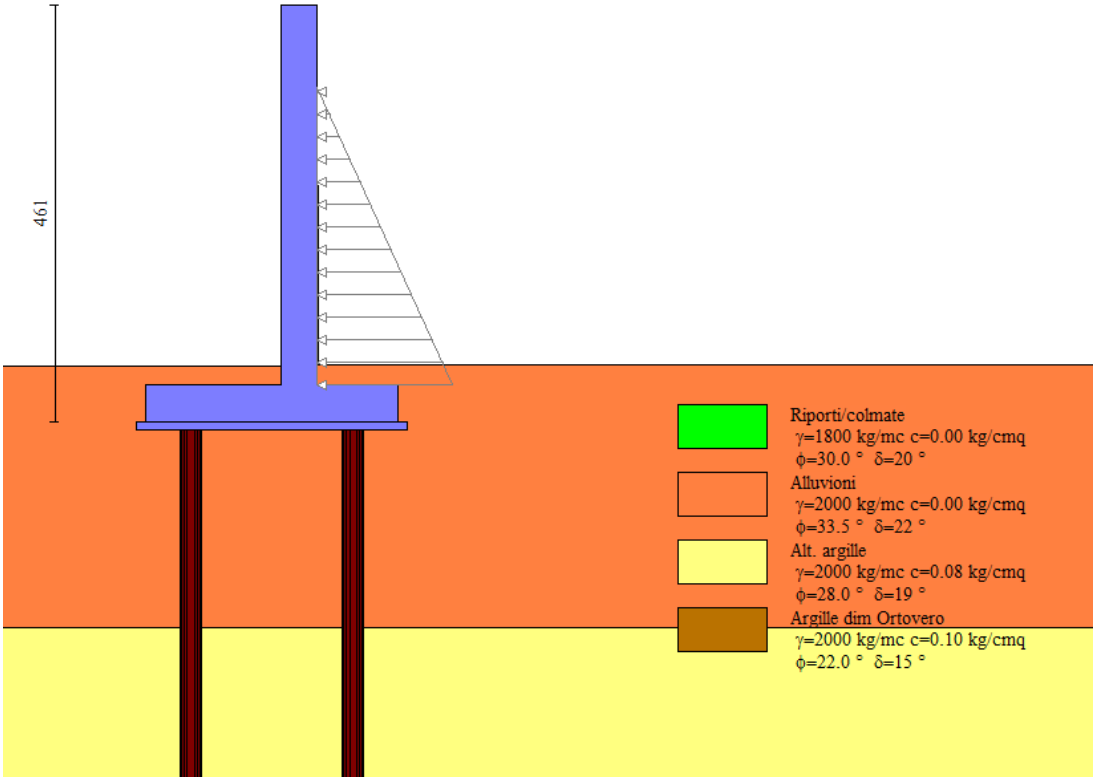


Figura 4.5 – Modello del nuovo muro d'argine in corrispondenza della nuova rampa di accesso in alveo in corrispondenza della sezione di valle del muro.

4.1.3 Muro d'argine in corrispondenza del civico n° 1 di Via Sestri

Per le verifiche strutturali da eseguire per il nuovo muro d'argine in corrispondenza del civico n° 1 di Via Sestri, è stato messo a punto un modello FEM realizzato mediante l'utilizzo del software di MIDAS GEN; di seguito si riportano i vari carichi applicati:

4.1.3.1 Azioni permanenti G1 e G2

Le azioni dei carichi permanenti risultano costituite da:

G1 → azioni permanenti dovute ai pesi propri degli elementi strutturali e, nello specifico, degli elementi in cemento armato. Tali azioni vengono inserite mediante il peso specifico applicato al volume degli elementi medesimi.
Per elementi in cemento armato si assume γ_{cls}**=25 kN/m^3**

G2 → azioni dei permanenti portati che nello specifico risultano costituite dal peso dei massetti, delle pavimentazioni, dei rivestimenti, degli elementi secondari di parapetto.
Vengono inseriti nei modelli FEM le seguenti azioni:

G2 Permanenti Portati

$$G_{2_pavim} := 20\ \text{cm} \cdot 20\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4{,}00\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{2_parap} := \frac{(25\ \text{cm} \cdot 25\ \text{cm} \cdot 220\ \text{cm}) \cdot 25\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{2{,}00\ \text{m}} + \frac{(25\ \text{cm} \cdot 175\ \text{cm} \cdot 100\ \text{cm}) \cdot 25\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{2{,}00\ \text{m}} + 0{,}4\ \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 7{,}59\ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{2_parap_FEM} := \text{round}\left(\frac{G_{2_parap}}{\frac{\text{kN}}{\text{m}}};\ 1\right)\frac{\text{kN}}{\text{m}} = 7{,}6\ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4.1.3.2 Azione dei carichi variabili

Le azioni da carichi variabili sono costituite dai carichi da traffico agenti sulla soletta di copertura.
L'area è classificata come Cat. G secondo Tab. 3.1.II NTC2018 "Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso tra 30 kN e 160 kN)"

q_k = 5,00 kN/mq
Qk = 2x10,00 kN su 2 impronte 200x200 mm distanziate 1,80 m

Ai fini del calcolo si utilizza nel modello FEM un carico ripartito su aree specifiche della soletta pari a 20 kN/mq

4.1.3.3 Azione termica

Trattandosi di struttura in c.a. esposta si adottano i valori di delta T indicati al punto 3.5.5 delle NTC2018 $\Delta T_u = \pm 15°C$.

4.1.3.4 Azione del vento

Stante la tipologia di opera esaminata l'azione del vento non risulta significativa e pertanto viene omessa dalle verifiche.

4.1.3.5 Azioni del terreno a tergo delle paratie

L'azione sulla paratia dovuta al terreno e carico edifici a tergo viene inserita mediante forze concentrate pari alla reazione dei puntoni cambiate di segno (l'azione corrisponde alla rimozione dei puntoni). I valori delle medesime sono i seguenti.

Azioni Puntoni - rimozione

Puntoni in corrispondenza fabbricato inclinaz. 11° Reazione 42 ton da inserire in Comb SLU con coeff. 1 (A2 M2 R2)

Puntoni in corrispondenza del terrapieno inclinaz. 13° Reazione 31 ton

$Reaz_F := 42\ tonf \qquad ang_F := 11\ °$

$Reaz_F \cdot \cos(ang_F) = 366,7856\ kN$

$Reaz_F \cdot \sin(ang_F) = 71,2959\ kN$

$Reaz_T := 31\ tonf \qquad ang_T := 13\ °$

$Reaz_T \cdot \cos(ang_T) = 268,7213\ kN$

$Reaz_T \cdot \sin(ang_T) = 62,0392\ kN$

Il modello FEM di insieme è stato realizzato all'interno del software Midas GEN utilizzando elementi beam e plate. Come vincoli sono stati considerati i "pile spring support" e "surface spring support" entrambi facenti parte delle libreria del software utilizzato per le calcolazioni.
Come modulo di sottofondo si è utilizzato il valore di 15 N/cm^3

4.1.3.6 Schema dei vincoli

Nota sulla simbologia a seguire.
I vincoli esterni sono rappresentati secondo due tipi diversi di simbologia convenzionale.
La prima prevede l'impiego di un triangolo giallo con sottostante sestina di numeri binari che rappresentano nell'ordine i GDL (gradi di libertà) dx, dy, dz, rx, ry, rz con la convenzione 1 →GDL vincolato ; 0 →GDL libero



→ *vincolo dx + dy*

La seconda (standard) prevede l'impiego di esagoni posti sui nodi vincolati e suddivisi in 6 triangoli che rappresentano il grado di vincolo del nodo con la seguente convenzione:

- triangolo verde → GDL vincolato – triangolo nero → GDL libero
- i GDL (gradi di libertà) dx, dy, dz, rx, ry, rz sono rappresentati dai vari triangoli a partire da ore 12 ruotando in senso orario

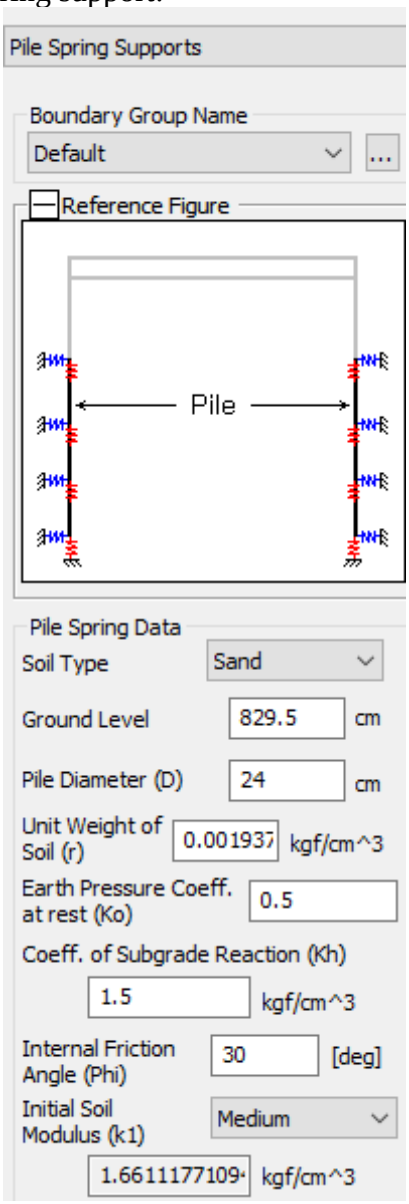
- i nodi con rappresentata anche una terna di riferimento rappresentata presentano un sistema di riferimento locale rispetto al quale sono applicati i vincoli



→ *vincolo dx + dy*

Notazione codici di rilascio: i codici di rilascio di una estremità di un'asta sono rappresentati da una sestina di numeri binari; "0" significa non rilasciato e "1" significa rilasciato. La sestina, è relativa al sistema di riferimento locale dell'asta ed è così composta: Fx, Fy, Fz, Mx, My, Mz.

Parametri assunti per i pile spring support:



Nel seguito si riporta una serie di immagini atte a descrivere il modello strutturale.

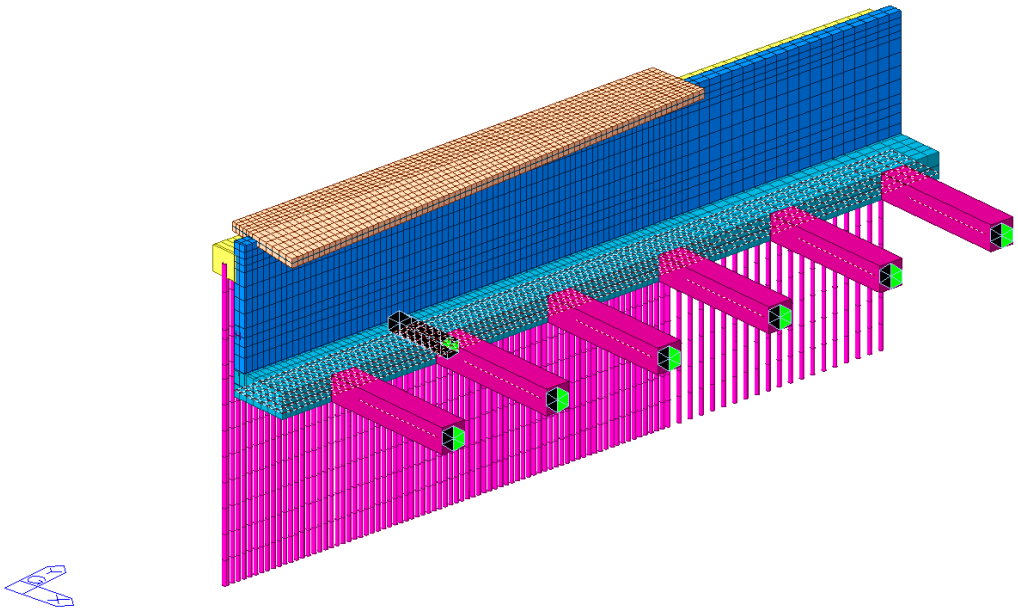


Figura 4.6 – Modello del nuovo muro d'argine in corrispondenza del Civico 1 di via Sestri.

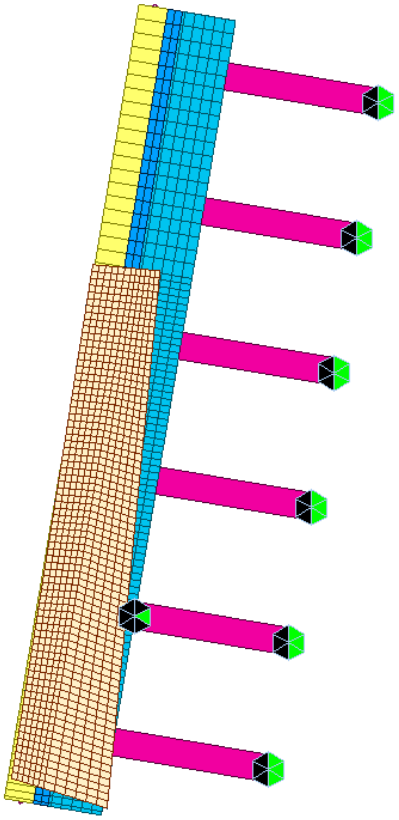


Figura 4.7 – Vista in pianta del Modello del nuovo muro d'argine in corrispondenza del Civico 1 di via Sestri.

4.1.4 Soglie di fondo

Per la verifica delle soglie di fondo è stato messo a punto un modello FEM mediante l'utilizzo del software MIDAS GEN, in cui la soglia è stata modellata mediante elementi plate ed i micropali mediante elementi beam dotati di sezione circolare cava in acciaio in accordo con le dimensioni dell'armatura tubolare.
Tali pali vengono incastrati in testa e incastrati in corrispondenza dell'estremità inferiore; tale condizione di vincolo risulta la peggiore ai fini delle sollecitazioni sui pali.
Le verifiche sono state eseguite su una soglia avente sviluppo trasversale pari a1.00 m
I carichi applicati al modello descritto sono riassunti di seguito:

Azioni da applicare per il dimensionamanto della soglia di fondo

- Pessione idrodinamica della corrente:

$c_D := 1.5$ Coefficiente di forma per la spinta idrodinamica (cfr. libro petrangeli tab 2.1)

$v := 2.5 \frac{m}{s}$ Velocità della corrente

$\rho_w := 1000 \frac{kg}{m^3}$ Densità dell'acqua

$F_{idr} := \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot v^2 \cdot c_D = 4.69 \frac{kN}{m^2}$ Pressione idrodinamica

Tale sollecitazione, è stata applicata alla parete a monte della soglia, nell'ipotesi che risultasse completamente scalzata per l'intera altezza.

- Azione radente della corrente:

$F_{rad} := 500 \frac{N}{m^2}$ Azione radente sull'estradosso della soglia dovuta alla corrente fluida

- Pressione della colonna d'acqua sopra la soglia:

$h := 3.00\,m$ Altezza della colonna d'acqua

$\gamma_w := 10 \frac{kN}{m^3}$ Peso specifico dell'acqua

$F_{Istat} := \gamma_w \cdot h = 30.00 \frac{kN}{m^2}$ Pressione della colonna d'acqua sopra la soglia

N.B. Le azioni sopra descritte sono state applicate ad un tratto di soglia, della larghezza pari ad 1.00m, con lo scopo di ricavare le sollecitazioni agenti sui pali.
Con le sollecitazione di calcolo, sono state eseguite le verifiche strutturali sui pali e determinate le lunghezze degli stessi ai fini del soddisfacimento della portanza geotecnica.
Per i pali anteriori, la portanza è state determinata su una lunghezza netta pari a 2.60m, avendo considerato un'altezza di scalzamento pari a 1.00m. Mentre per i pali posteriori, la lunghezza netta su cui è stata eseguita la verifica della portanza alle azioni verticali è stata assunta pari a 3.10m, avendo considerato un'altezza di scalzamento pari a 0.50m.
Alla luce di tali verifiche, la lunghezza complessiva dei pali è stata assunta pari a 4.00m.
La lunghezza netta di calcolo dei micropali risulta pari a 3.60m, poichè i primi 0.40m risultano inseriti all'interno della struttura in C.A. della soglia.
I micropali considerati dovranno essere realizzati impiegando la tecnologia IGU.

Di seguito si riporta l'immagine del modello:

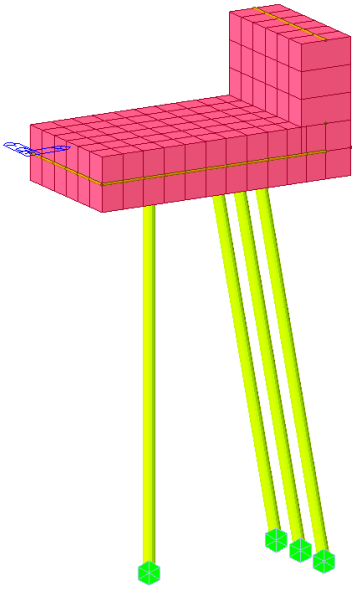


Figura 4.8 – Modello FEM della soglia di fondo.

4.1.5 Struttura di contrasto permanente realizzata nel tratto di intervento compreso tra la passerella pedonale di via VIII Società case ed il ponte obliquo di Via Chiaravagna.

Per la verifica delle opere strutturali provvisionali precedentemente descritte è stato realizzato un apposito modello FEM utilizzando il software MIDAS GEN: in esso sono stati impiegati sia elementi tipo "*beam*" che elementi tipo "*plate*": i primi sono stati utilizzati per la modellazione dei micropali e della trave in c.a. 100x70cm, mentre i secondi per le cartelle di rivestimento ed i cordoli delle paratie.
La connessione fra i micropali ed il rivestimento di calcestruzzo frontale è stato schematizzato utilizzando degli elementi beam aventi le stesse caratteristiche inerziali delle barre di armatura ad omega realmente impiegate per porre in essere il collegamento in cantiere.
La presenza del terreno al di sotto della trave in c.a. è stata tenuta in conto mediante degli specifici *surface spring support* aventi un valore di rigidezza pari a circa 1.5 $kg_f/cm^2/cm$
La porzione di micropalo infissa nel terreno è stata invece modellata impiegando *elastic link* implentati direttamente dal software all'atto dell'inserimento delle caratteristiche geo-meccaniche del terreno e della quota del piano compagna.
Lo stesso modello ha permesso di eseguire tutte le verifiche strutturali sugli elementi strutturali in ottemperanza alle vigenti normative Nazionali.
Di seguito si riporta un'immagine del modello FEM sopra descritto.

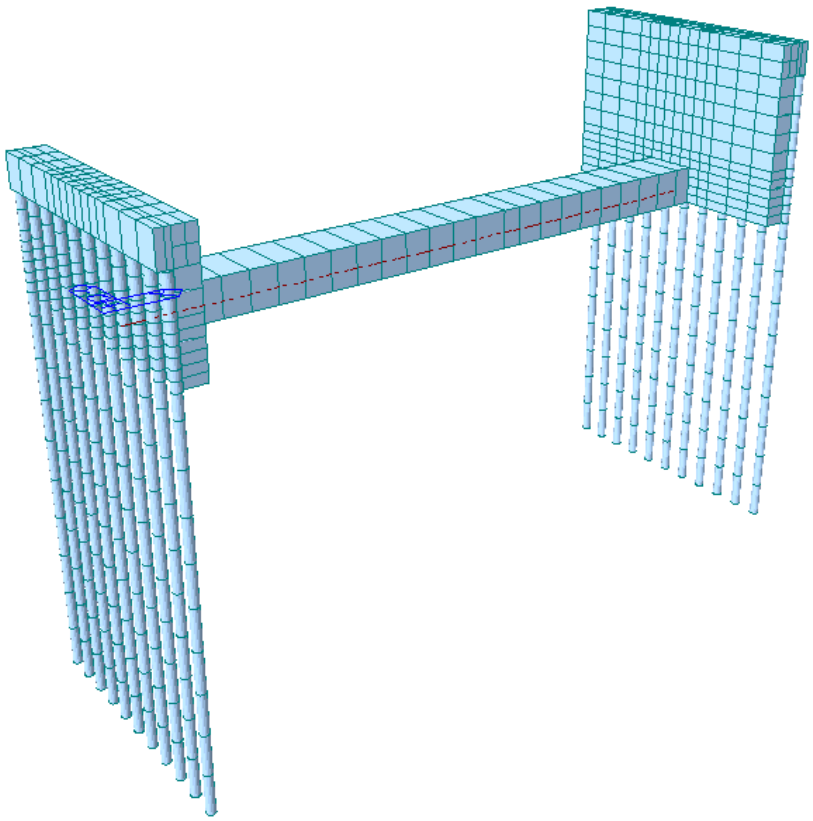


Figura 4.9 – Immagine tridimensionale del modello FEM.

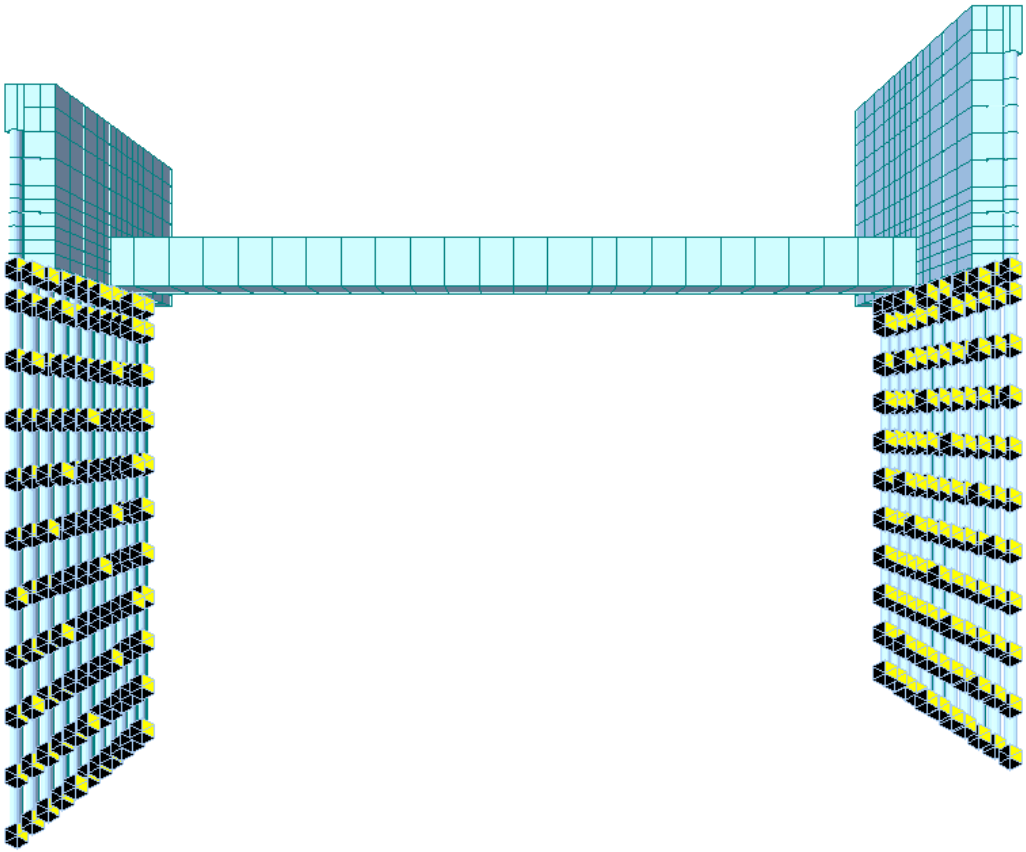


Figura 4.10 – Prospetto frontale del modello FEM.

4.2 ANALISI DEI CARICHI

In accordo con quanto imposto nel DM Infrastrutture 17 gennaio 2018, sono state prese in considerazione le seguenti azioni elementari di calcolo:

- 1) G1 – Carichi permanenti strutturali (γ_{fav}=1.00 ; γ_{sfav}=1.30).
  - Pesi propri elementi
    - C.A.: 25.00 kN/m^3
- 2) G2 – Carichi permanenti non strutturali (γ_{fav}=0.80 ; γ_{sfav}=1.50).
  - Terreno: par. 7.1.4
  - Acqua: 10.0 kN/m^3.
- 3) Q1 – Sovraccarico accidentale (γ_{fav}=0.00 ; γ_{sfav}=1.50).
  - Carico distribuito stradale: 15.00 kN/m^2
- Spinte dei terreni in ambito statico e sismico (spinta attiva di monte e passiva di valle)
- Azione sismica allo SLV e SLD valutata secondo le indicazioni riportate al par. 3.2 del DM Infrastrutture 17 gennaio 2018.

Con le sollecitazioni derivanti dai modelli di calcolo sopra descritti sono state effettuate tutte le verifiche previste dalla vigente Normativa.

4.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni allo Stato Limite Ultimo sono state valutate secondo quanto previsto al paragrafo 2.5.3 del DM Infrastrutture 17 gennaio 2018.

4.3.1 Combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

La combinazione di carico fondamentale allo SLU risulta definita dalla seguente espressione:

$$E = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i$$

dove :

- γ_{G1} è il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti;
- γ_{G2} è il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti non strutturali;
- γ_{Qi} è il coefficiente parziale di sicurezza delle azioni variabili;
- G_1 rappresenta i carichi permanenti strutturali;
- G_2 rappresenta i carichi permanenti non strutturali;
- Q_i rappresenta i carichi variabili.

Nel definire le differenti combinazioni coerenti con la formulazione sopra riportata, la condizione di carico relativa al terreno è stata considerata con i coefficienti di sicurezza a sfavore di sicurezza.

4.3.2 Combinazioni sismiche

La combinazione di carico in ambito sismico risulta definita dalla seguente espressione:

$$E = E_{sism} + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3}$$

dove l'azione sismica E_{sism} viene valutata con riferimento allo Stato Limite considerato.

4.3.3 Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Si definiscono i seguenti Stati Limite:

- SLE Raro (combinazione caratteristica)

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

- SLE Frequente

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

- SLE Quasi permanente

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

I valori dei coefficienti di combinazione sono riportati nelle Tabelle seguenti (Tab. 2.6.I-Tab. 5.1.V – Tab. 2.5.I – Tab. 5.1.VI) del DM. Infrastrutture 17 gennaio 2018.

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[1]	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tab. 5.1.V – *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

		Coefficiente	EQU[1]	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali [2] g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_{Q}	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

Tab. 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tab. 5.1.VI - *Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali*

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

4.4 VERIFICHE SVOLTE

4.4.1 Strutture in c.a.

Le strutture in c.a. sono state verificate considerando quanto riportato nel D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018. In particolare sono state eseguite:

- Con riferimento agli Stati Limite Ultimi:
  - la resistenza a flessione e a taglio dei vari organi strutturali:
    - $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$; la resistenza a flessione e sforzo normale delle sezioni ;
    - $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$ la resistenza a taglio della sezione, dotata di armature resistenti a taglio;
    - $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$ la resistenza a taglio della sezione, priva di armature resistenti a taglio;

- Con riferimento agli Stati Limite di Esercizio:
  - la sicurezza nei confronti della fessurazione, assumendo un ambiente aggressivo:
    - Stato Limite di Apertura delle fessure w_2=0.3 mm in condizioni frequenti;
    - Stato Limite di Apertura delle fessure w_1=0.2 mm in condizioni quasi permanenti;

4.4.2 Paratie di microapli

Con riferimento alla paratia di micropali sono state eseguite le verifiche previste dai parr. 4.1 – 4.2 del DM 14/01/2008.
Si elencano qui di seguito alcune delle verifiche eseguite:

- Opere in C.A.
  - Cordolo di sommità
    - Con riferimento agli Stati Limite Ultimi:
      - la resistenza a flessione e sforzo normale delle sezioni (par. 4.1.2.1.2);
      - la resistenza a taglio della sezione, provvista di armature resistenti a taglio (par. 4.1.2.1.3.2);
      - la resistenza di aderenza fra barre d'armatura e calcestruzzo secondo quanto indicato in 4.1.2.1.8.
  - Micropali
    - Con riferimento agli Stati Limite Ultimi:
      - la resistenza a flessione monoassiale dei profilati metallici (assumendo come capacità resistente quella al limite elastico in accordo con 4.2.4.1.2);
      - la resistenza a taglio dei profilati metallici in accordo con 4.2.4.1.2.
      - la resistenza e la stabilità a pressoflessione in accordo con 4.2.4.1.3.3

4.4.3 Sintesi dei risultati ottenuti

Sono state svolte le verifiche secondo l'Approccio 1 che prevede per le verifiche STR allo SLU la Combinazione 1 par. 6.5.3.1.2 delle NTC18 (DM Infrastrutture 17 Gennaio 2018) e sempre tale combinazione per le verifiche sismiche allo SLV. Le verifiche GEO sono state condotte secondo la Combinazione 1 e la Combinazione 2 par. 6.5.3.1.2 delle NTC18. Per i muri di sostegno è stato utilizzato l'approccio 2.

5 VERIFICHE STRUTTURALI

5.1 PARATIE DI MICROPALI PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE.

Di seguito si riportano gli esiti delle verifiche strutturali condotte sui modelli relativi alle opere di sostegno considerate.

5.1.1 Opere provvisionali in sponda destra

5.1.1.1 Paratia sez 41

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	2.00	0.00	0.00	1-Riporto, colmate	1-Riporto, colmate	
2	3.00	0.00	0.00	2-Alluvioni	2-Alluvioni	
3	4.50	0.00	0.00	4-Alterazione delle il	4-Alterazione delle a e	
4	10.00	0.00	0.00	5-Argille di Ortovero	5-Argille di Ortovero	

Per il carico variabile applicato sul terreno sono stati assunti 15kN/m^2.

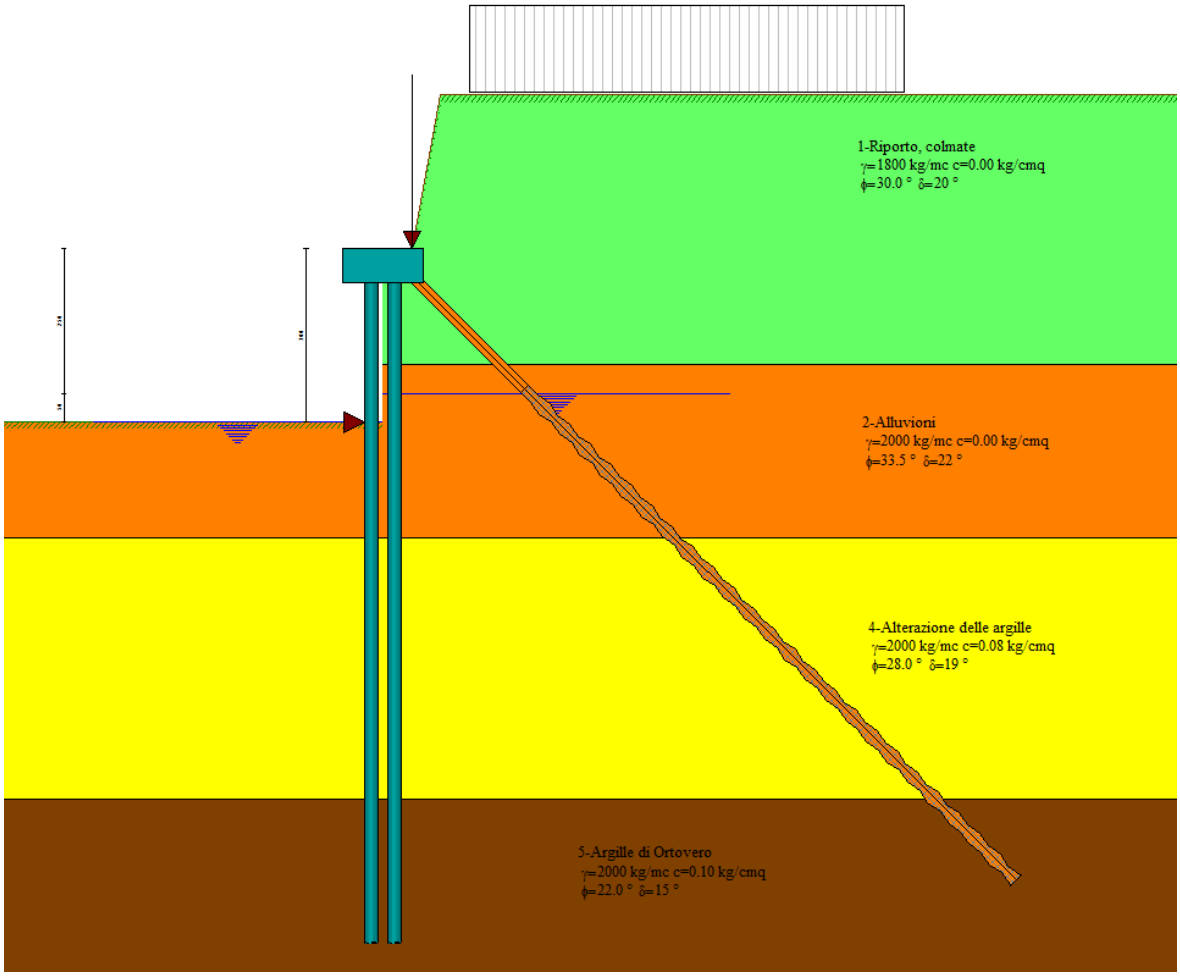


Figura 5.1 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

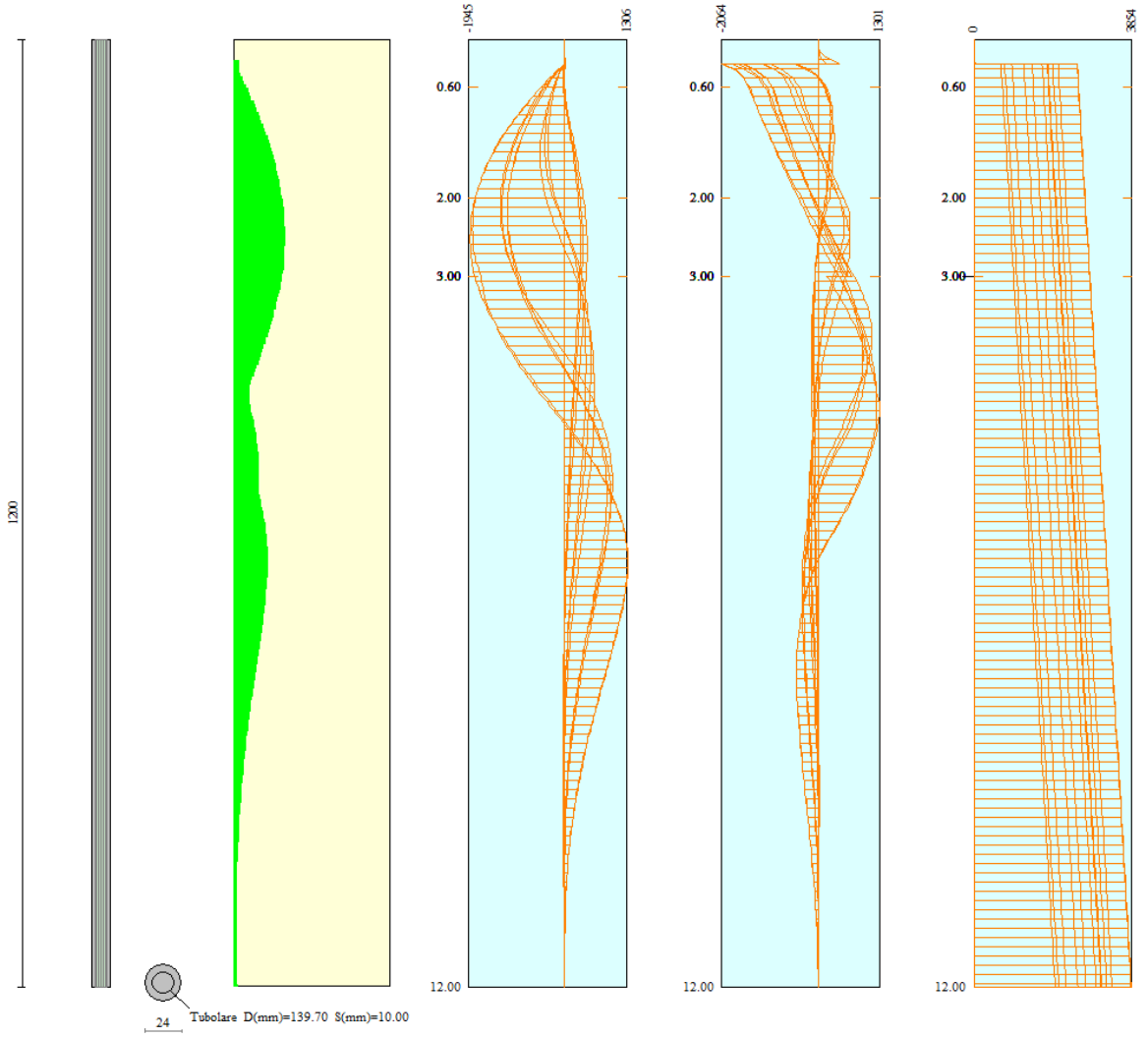


Figura 5.2 – Impegno micropalo.

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui tiranti, relativo alla fase più critica.

Risultati Tiranti

	Y [m]	nt	N [kg]	L [m]	Lf [m]	sf [kg/cmq]	Fs
●	0.30	32	29239	15.00	12.00	3635.59	1.12

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sul vincolo al piede, relativo alla fase più critica.

Reazioni vincolari

	Y [m]	Rmn/ml [kg]	Rmx/ml [kg]	Mmn/ml [kgm]	Mmx/ml [kgm]
●	3.00	-1766	0	0	0

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una doppia fila di micropali, posti ad interasse trasversale pari a 0.40 m ed interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia in sponda destra del torrente Chiaravagna sarà pari a 12.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 139.7 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
I tiranti saranno costituiti da barre dywidag aventi diametro pari a 32 mm, inseriti all'interno di una perforazione avente diametro pari a 160 mm; la testata risulterà ancorata in corrispondenza del cordolo della paratia e posti ad interasse pari a 2.00 m.
Il tirante avrà inclinazione pari a 45° rispetto all'orizzontale con lunghezza totale pari a 15.00 m e fondazione avente lunghezza pari a 12.00 m.
Al piede della paratia, a livello definitivo sarà realizzato un cordolo, al quale verranno ancorati dei tiranti passivi costituiti da micropali inclinati di 25° rispetto alla verticale. Detti tiranti saranno realizzati con diametro della perforazione pari a 220 mm, al cui interno verrà predisposta un'armatura tubolare del diametro di 139.7 mm e spessore 10.00 mm.
La lunghezza totale dei tiranti risulterà pari a 8.00 m.
La verifica del tirante è stata effettuata considerando la reazione vincolare massima al metro; tale verifica è riportata al paragrafo seguente.

5.1.1.2 Paratia sez. 40

Stratigrafia

	Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
✸	1	1.30	0.00	0.00	1-Riporto, colmate	1-Riporto, colmate	···
	2	3.00	0.00	0.00	2-Alluvioni	2-Alluvioni	···
	3	4.50	0.00	0.00	4-Alterazione delle il	4-Alterazione delle a e	···
	4	10.00	0.00	0.00	5-Argille di Ortovero	5-Argille di Ortovero	···

Per il carico variabile applicato sul terreno sono stati assunti 15kN/m^2.

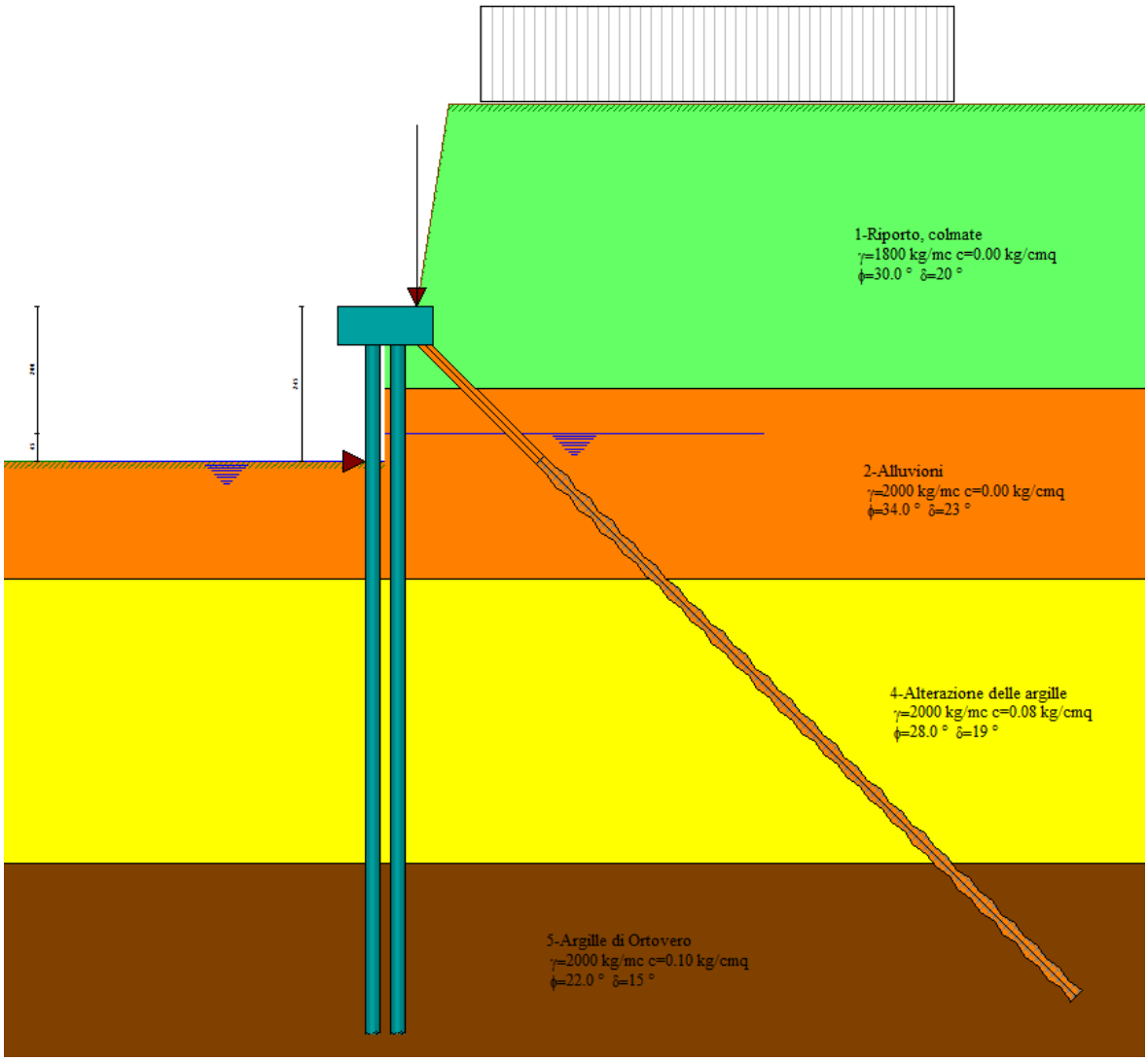


Figura 5.3 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

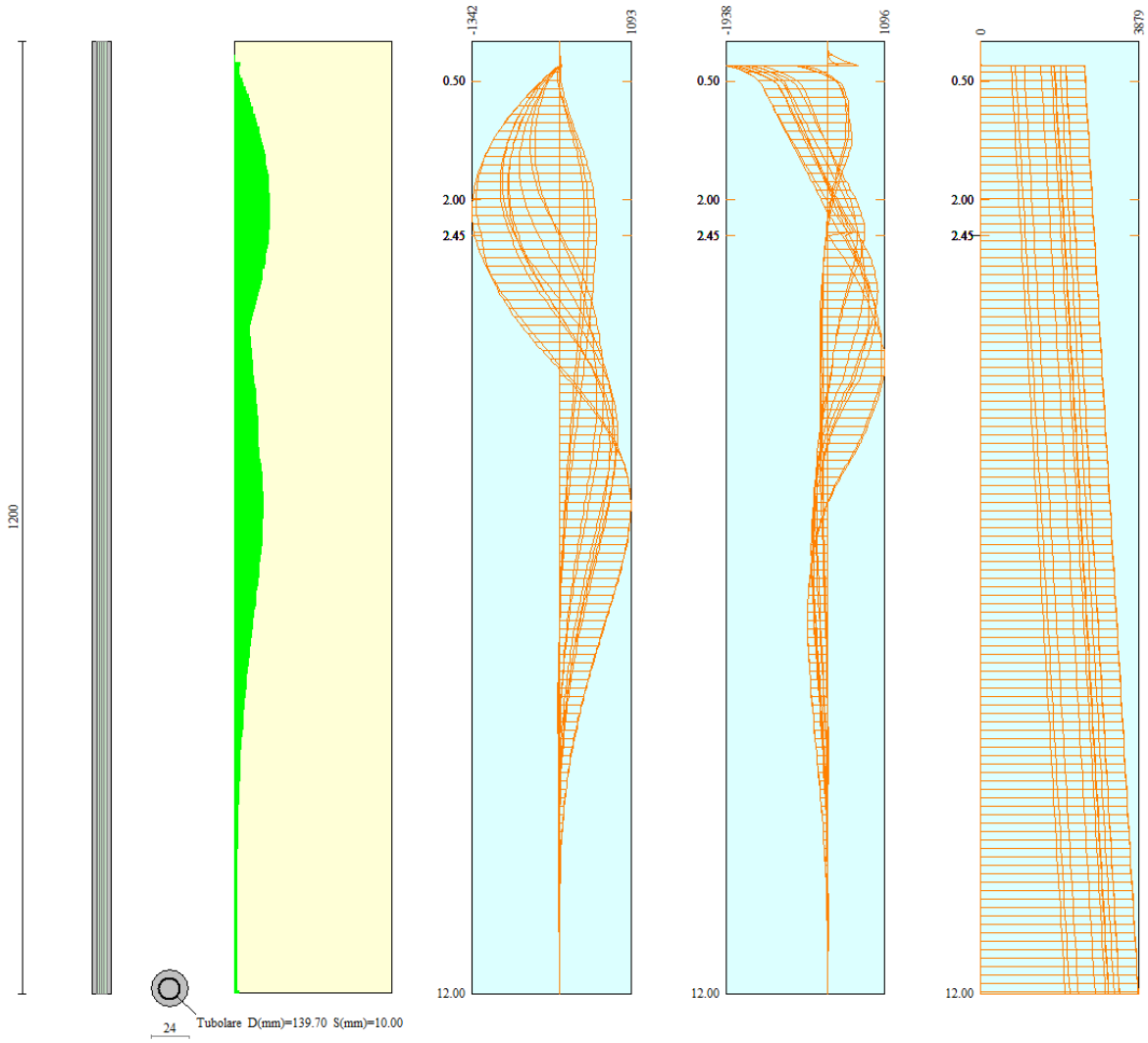


Figura 5.4 – Impegno micropalo.

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui tiranti, relativo alla fase più critica.

Risultati Tiranti

	Y [m]	nt	N [kg]	L [m]	Lf [m]	sf [kg/cmq]	Fs
✸	0.30	32	29540	15.00	12.00	3673.00	1.13

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sul vincolo al piede, relativo alla fase più critica.

Reazioni vincolari

	Y [m]	Rmn/ml [kg]	Rmx/ml [kg]	Mmn/ml [kgm]	Mmx/ml [kgm]
✸	2.45	-1755	0	0	0

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una doppia fila di micropali, posti ad interasse trasversale pari a 0.40 m ed interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata in sponda destra del torrente Chiaravagna sarà pari a 12.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 139.7 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
I tiranti saranno costituiti da barre dywidag aventi diametro pari a 32 mm, inseriti all'interno di una perforazione avente diametro pari a 160 mm; la testata risulterà ancorata in corrispondenza del cordolo della paratia e posti ad interasse pari a 2.00 m.
Il tirante avrà inclinazione pari a 45° rispetto all'orizzontale con lunghezza totale pari a 15.00 m e fondazione avente lunghezza pari a 12.00 m.
Al piede della paratia, a livello definitivo sarà realizzato un cordolo, al quale verranno ancorati dei tiranti passivi costituiti da micropali inclinati di 25° rispetto alla verticale. Detti tiranti saranno realizzati con diametro della perforazione pari a 220 mm, al cui interno verrà predisposta un'armatura tubolare del diametro di 139.7 mm e spessore 8.00 mm.
La lunghezza totale dei tiranti risulterà pari a 10.00 m
La verifica della lunghezza di tali tiranti passivi è riassunta di seguito, assumendo come sforzo al metro lineare sul tirante un valore pari a 1800 kg/m.

CALCOLO SOLLECITAZIONE TIRANTE AL PIEDE DELLA PARATIA

$R_{vincolo} := 1800 \frac{kgf}{m}$ Reazione vincolo fisso al metro di paratia

$int := 4\ m$ Interasse tirante

$\alpha := 25°$ Inclinazione tirante rispetto alla verticale

$$R_t := \frac{R_{vincolo}}{\cos(90° - \alpha)} = 4259.16 \frac{kgf}{m}$$

$T_{Ed} := R_t \cdot int = 17036.65\ kgf$ Sforzo di calcolo Tirante

Verifica tirante, metodo di Bustamante & Doix

CARATTERISTICHE TIRANTE

$\Phi_{arm} := 139.7\ mm$ Diametro tubolare

$\gamma_s := 1.05$

$f_{ptk} := 510 \frac{N}{mm^2}$ Tensione caratteristica di rottura barra

$s_p := 10\ mm$ Spessore armatura tubolare

$f_{p1k} := 355 \frac{N}{mm^2}$ Tensione caratteristica di snervamento barra

$$A_{arm} := \frac{\pi \cdot \left(\Phi_{arm}^2 - \left(\Phi_{arm} - 2 \cdot s_p\right)^2\right)}{4} = 4074.65\ mm^2$$ Area armatura

$D := 220\ mm$ Diametro perforazione

$\zeta := 1.8$ Coeff. verticali/prove sfilamento

$\gamma_{R3} := 1.2$ Coeff.Resistenza Sfil. bulbo

Strato 1:

$\alpha_1 := 1.25$ Coeff. di sbulbatura

$f_{s1} := 0.8160 \frac{kgf}{cm^2}$

$L_1 := 1.50\ m$

$$P_{a1} := \frac{\pi \cdot D \cdot \alpha_1 \cdot L_1 \cdot f_{s1}}{\zeta \cdot \gamma_{R3}} = 48.01\ kN$$

Strato 2:

$\alpha_2 := 1.15$ Coeff. di sbulbatura

$f_{s2} := 0.75 \frac{kgf}{cm^2}$

$L_2 := 5.0\ m$

$$P_{a2} := \frac{\pi \cdot D \cdot \alpha_2 \cdot L_2 \cdot f_{s2}}{\zeta \cdot \gamma_{R3}} = 135.32\ kN$$

$L_{fond} = 6.5\ m$ Lunghezza fondazione tirante

CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO CALCESTRUZZO C 25/30

$f_{ck} := 25\ \frac{N}{mm^2}$ $\gamma_c := 1.5$

$f_{bd} = 2.69\ \frac{N}{mm^2}$

$P_{at} := P_{a1} + P_{a2} + P_{a3} + P_{a4} = 183.33\ kN$ Resitenza allo sfilamento del bulbo di fondazione

$P_{sfil} := f_{bd} \cdot \pi \cdot \Phi_{arm} \cdot L_{fond} = 7682.99\ kN$ Resistenza allo sfilamento tubolare/malta

$P_{tl} := A_{arm} \cdot f_{p1k} = 1446.50\ kN$ Resistenza a rottura del tratto libero

---

RIEPILOGO VERIFICHE

$T_{Ed} = 167.07\ kN$ Sollecitazione di calcolo

$T_{Rd} = 183.33\ kN$ Resistenza tirante

$FS := \frac{T_{Rd}}{T_{Ed}} = 1.10$

Verifica Sfilamento bulbo

$P_{at} = 183.332\ kN$

$VERIFICA_s = \text{"SODDISFATTA"}$

Verifica Sfilamento trefolo/malta

$P_{sfil} = 7682.9887\ kN$

$VERIFICA_{stm} = \text{"SODDISFATTA"}$

Verifica rottura tratto libero

$P_{tl} = 1446.4992\ kN$

$VERIFICA_{tl} = \text{"SODDISFATTA"}$

5.1.1.3 Paratia sez. 25

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	3.30	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	
2	5.60	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	
3	1.80	0.00	0.00	Alt. delle Argille	Alt. delle Argille	
4	6.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	

I carichi permanenti applicati al terreno sono i seguenti:

- 8500 kgf/m^2 scarico in fondazione muro d'argine;
- 500 kgf/m^2 riempimento a tergo del muro.

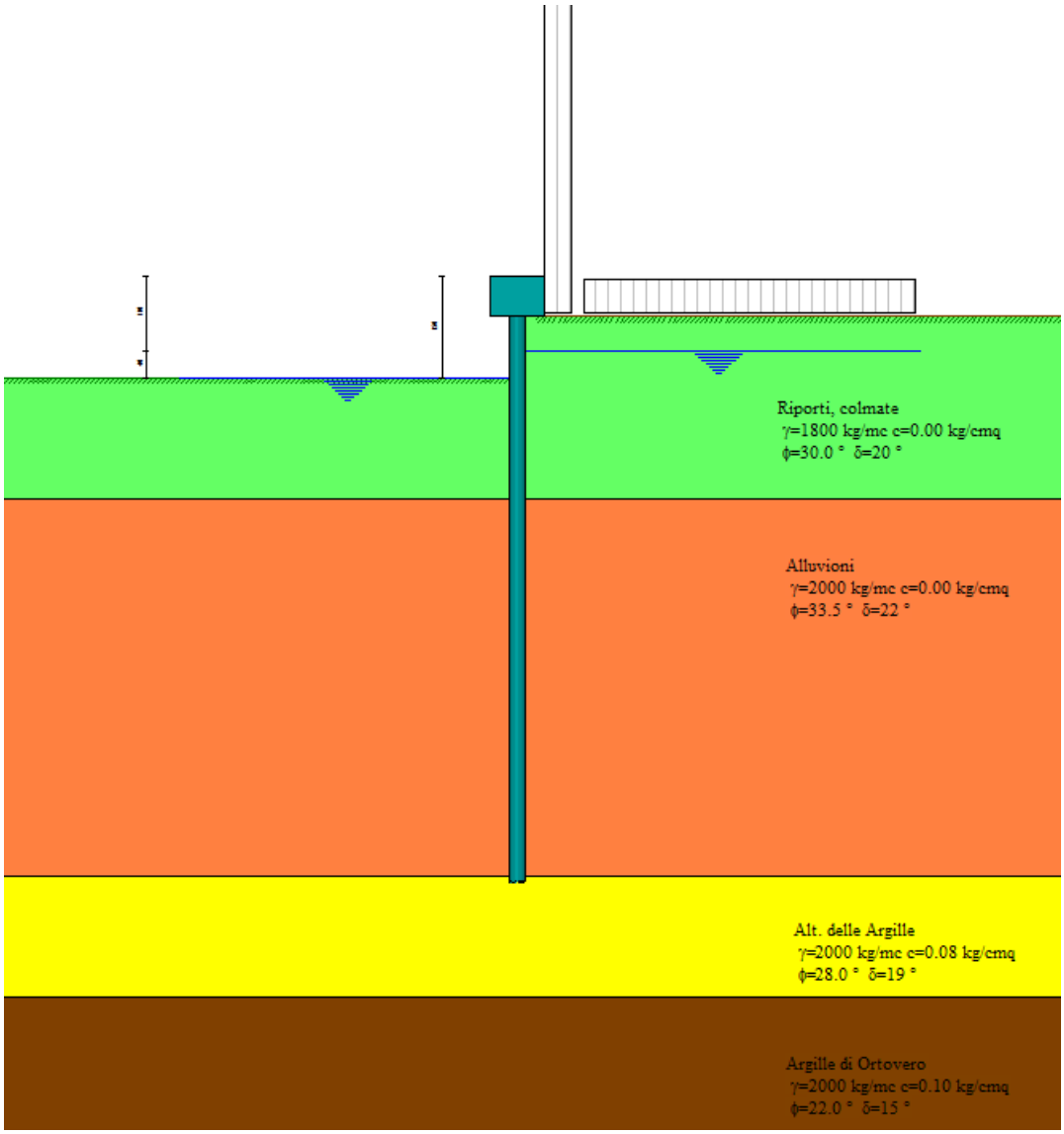


Figura 5.5 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

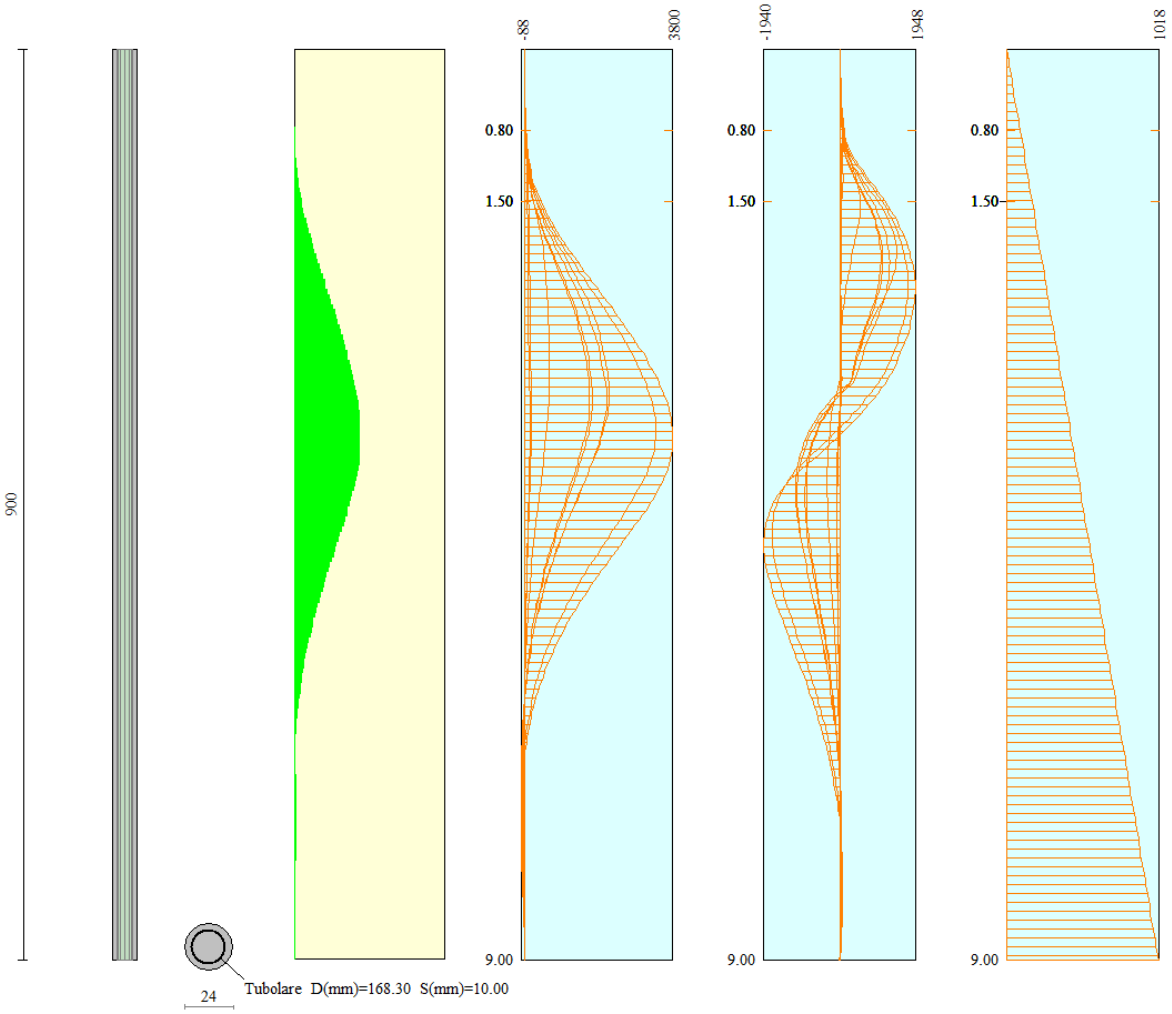


Figura 5.6 – Impegno micropalo.

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm.

5.1.1.4 Paratia sez. 24

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	3.30	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	...
2	5.60	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
3	1.80	0.00	0.00	Alt. delle Argille	Alt. delle Argille	...
4	6.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

I carichi permanenti applicati al terreno sono i seguenti:

- 8500 kgf/m^2 scarico in fondazione muro d'argine;
- 500 kgf/m^2 riempimento a tergo del muro.

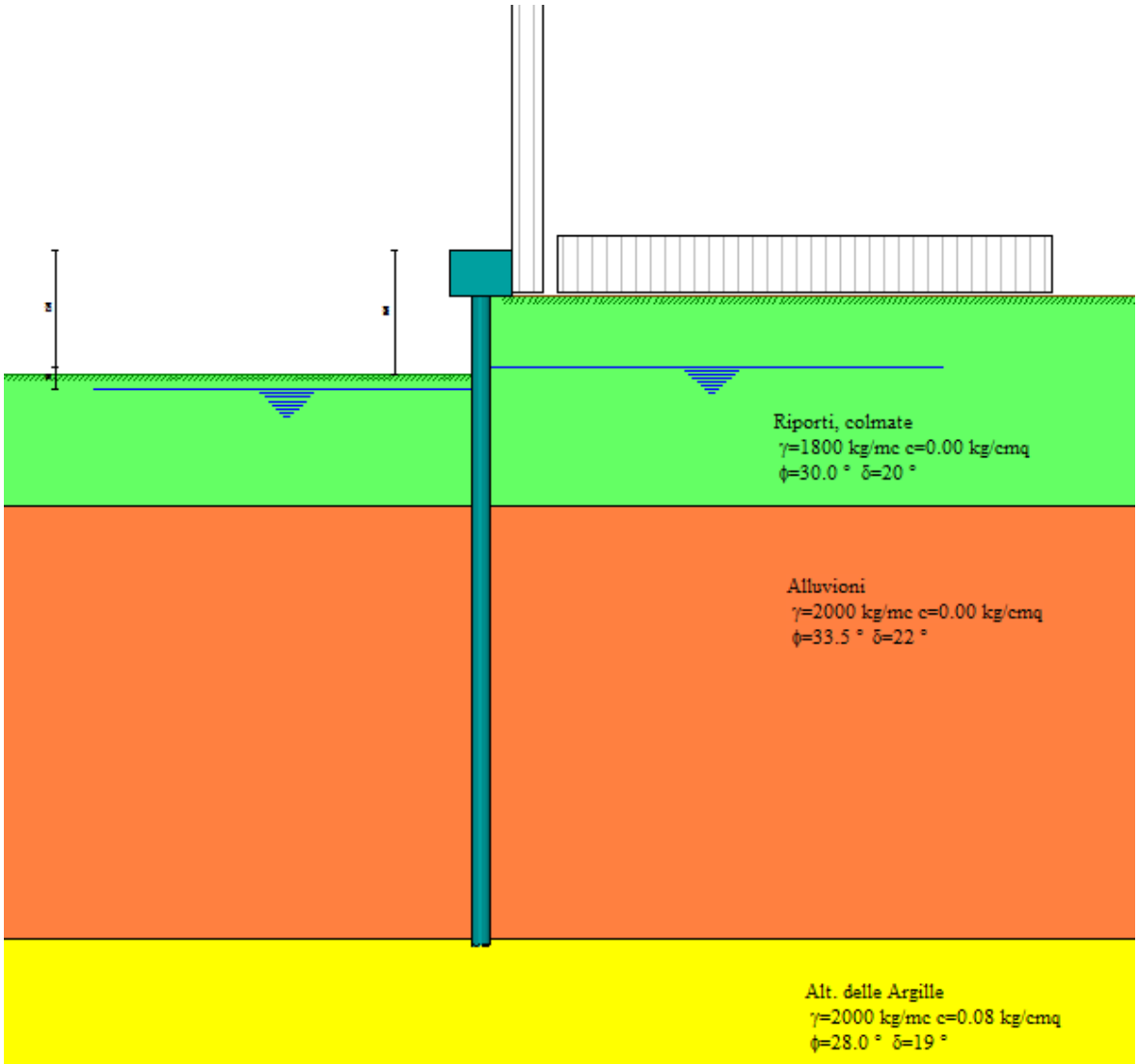


Figura 5.7 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

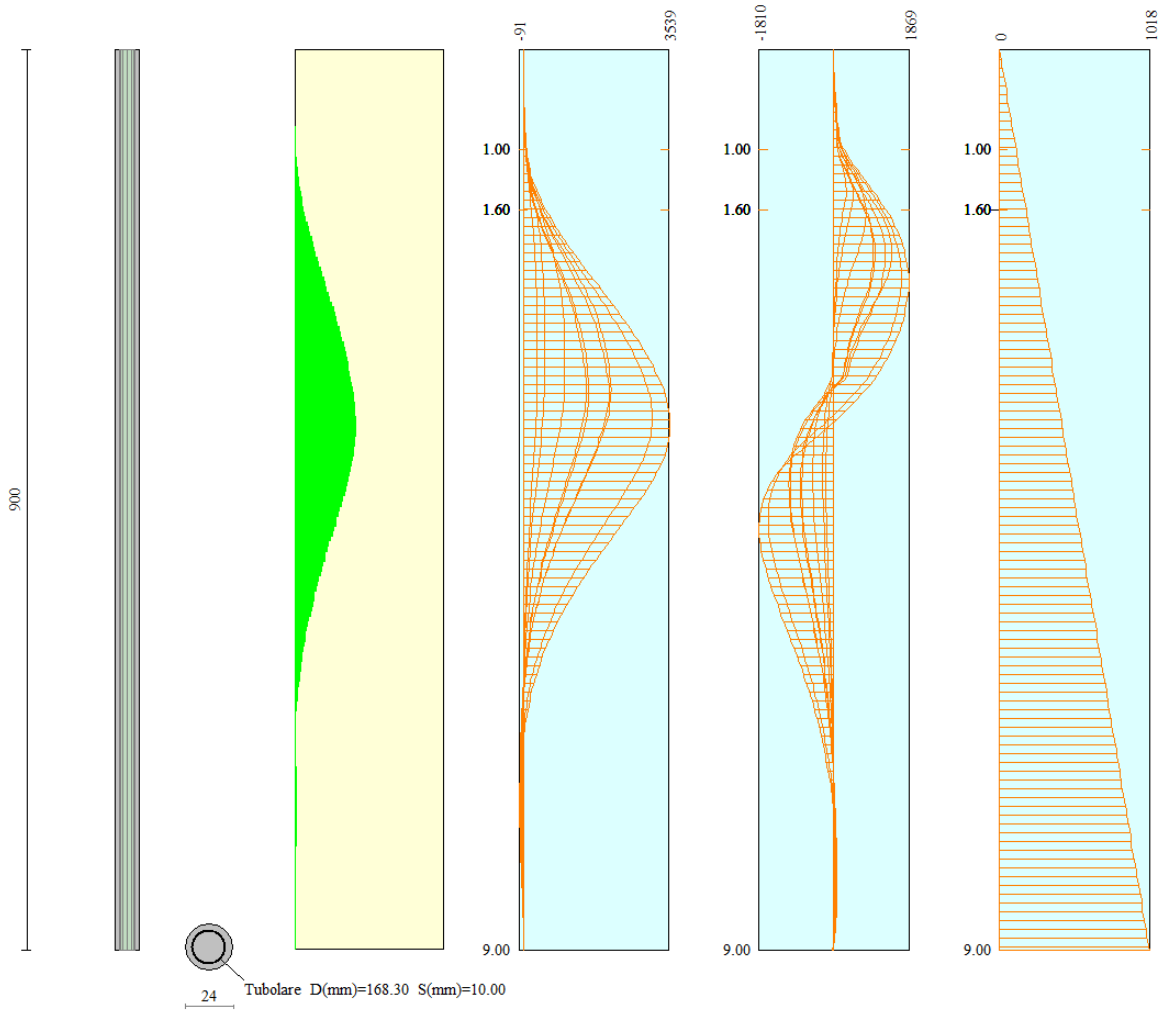


Figura 5.8 – Impegno micropalo.

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm.

5.1.1.5 Paratia sez. 23

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	3.30	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	...
2	5.60	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
3	1.80	0.00	0.00	Alt. delle Argille	Alt. delle Argille	...
4	6.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

I carichi permanenti applicati al terreno sono i seguenti:

- 12350 kgf/m^2 scarico in fondazione edifici;

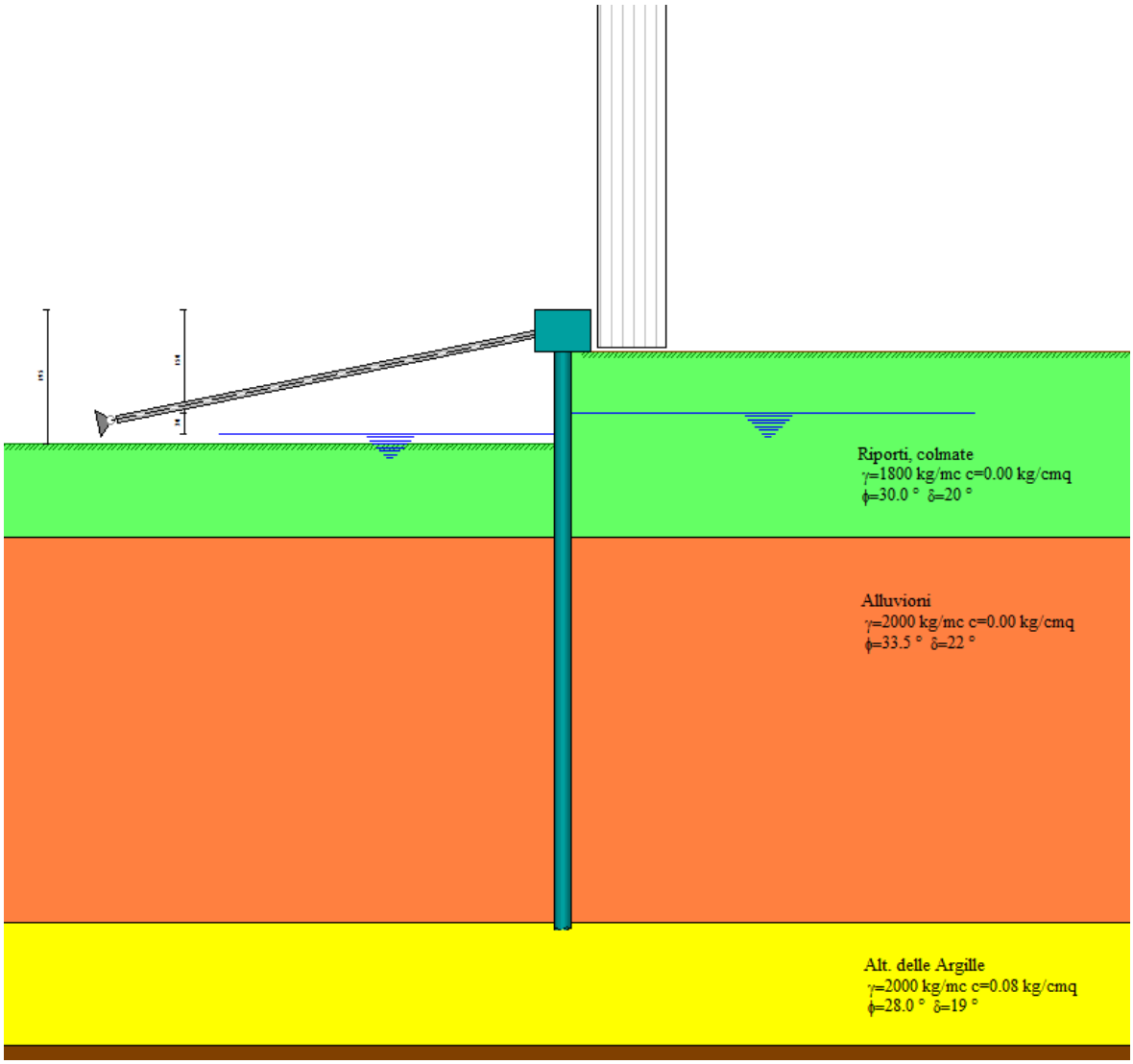


Figura 5.9 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

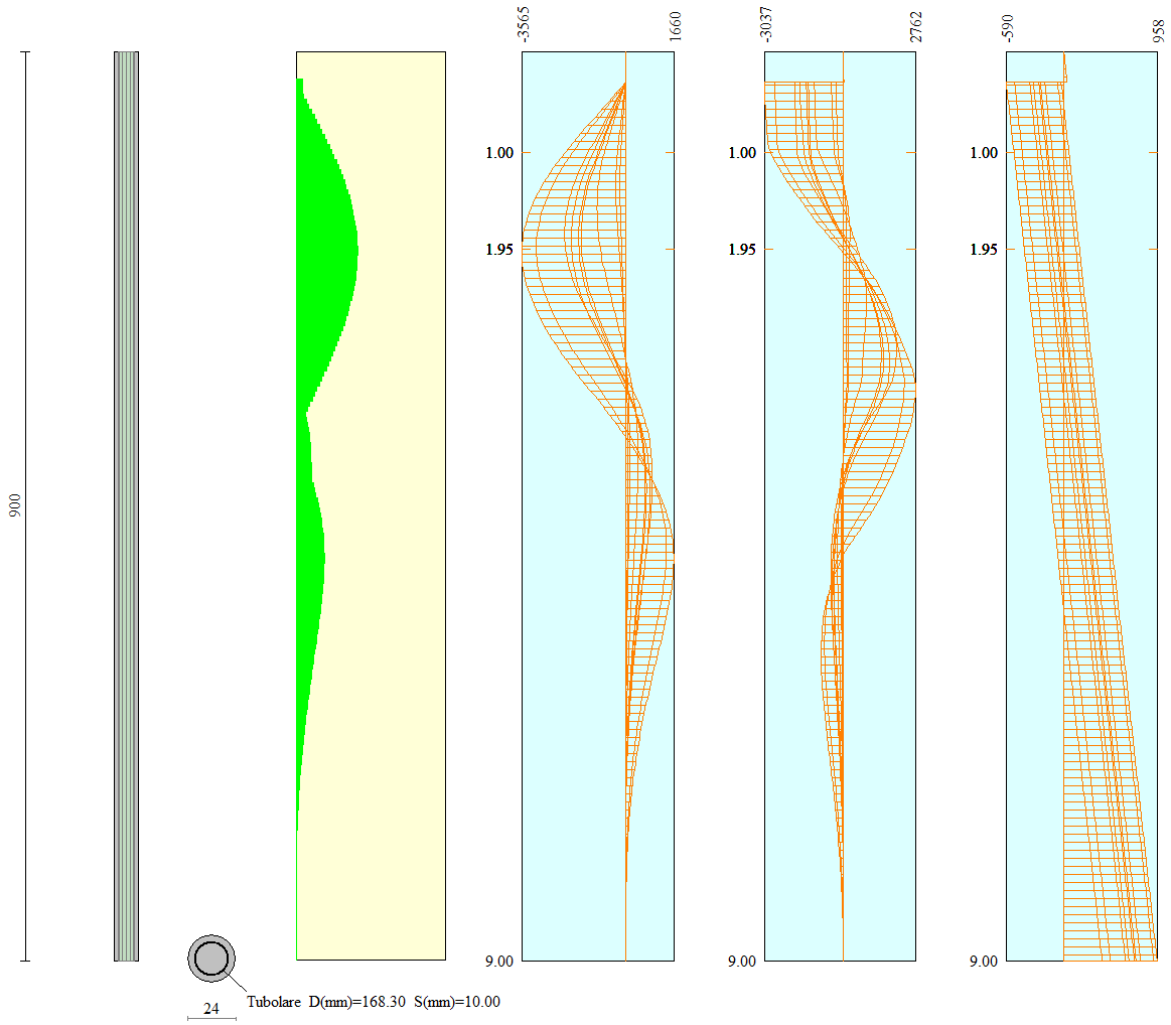


Figura 5.10 – Impegno micropalo.

Per limitare le deformazioni dell'opera di sostegno, sarà previsto l'impiego di puntoni metallici posti ad interasse pari a 7.00 m in fase di scavo; tali sostegni provvisionali, da un lato saranno vincolati in corrispondenza del cordolo di testa della paratia, in alveo sarà realizzato un blocco di ancoraggio fondato su 4 pali disposti a cavalletto della lunghezza pari a 12.00 m.
Lo sforzo da considerato agente sui puntoni sarà il massimo derivante dall'analisi del modello, non considerando la combinazione sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 17/gennaio/2018).

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
✸	-0.30	6	-31942	-5324	41975	1242.89

La verifica ad instabilità del puntone tubolare è riportata di seguito:

VERIFICA INSTABILITA'PUNTONE TUBOLARE

$\Phi := 244.5\ mm$ Diametro esterno

$s_p := 8\ mm$ Spessore

$E := 2.1 \cdot 10^{8}\ \frac{kN}{m^2}$ Modulo elastico acciaio

$L := 7.00\ m$ Lunghezza puntone

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

$A := \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} - \frac{\pi \cdot (\Phi - 2 \cdot s_p)^2}{4} = 59.44\ cm^2$ Area armatura tubolare

$J := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{64} = 4160.45\ cm^4$ Momento d'inerzia armatura

$W := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{32 \cdot \Phi} = 340.32\ cm^3$ Modulo di resistenza armatura

$\rho_{amin} := \sqrt{\frac{J}{A}} = 8.37\ cm$ Raggio d'inerzia minimo

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ASTA COMPRESSA (§ 4.2.4.1.3.1 - NTC 2018)

$f_{yk} := 355\ MPa$ Tensione di snervamento acciaio

$\gamma_{M1} := 1.05$ Coefficiente parziale di sicurezza

$f_{tk} := 520\ MPa$ Tensione di rottura acciaio

$\alpha := 0.21$ Fattore d'imperfezione (§ Tab.4.2.VIII - NTC18)

$\beta := 1$ Coeff. relativo alle condizioni di vincolo

$N_{Ed} := 313.24\ kN$ sforzo di compressione di calcolo

$31942\ kgf = 313.24\ kN$

$L_o := \beta \cdot L = 7.00\ m$ Lunghezza libera d'inflessione

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_o^2} = 1759.80\ kN$ Carico critico Euleriano

$\lambda_0 := \frac{L_o}{\rho_{amin}} = 83.67$ Snellezza nel piano d'inflessione considerato

$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.10$ Snellezza normalizzata

$\varphi := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right) = 1.19$ Coefficiente

$\chi_c := \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}\right)} = 0.60$ Coefficiente

---

$N_{brd} := \frac{\chi \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 1204.61\ kN$ Resistenza all'instabilità per compressione

---

$N_{Ed} = 313.24\ kN$ $N_{brd} = 1204.61\ kN$

$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} = 0.260$ VERIFICA = "SODDISFATTA"

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Per i puntoni provvisionali sarà utilizzato un profilo tubolare avente diametro pari a 244.5 mm e spessore 8.00 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm, collegata inferiormente da travi in c.a. realizzate a livello dell'alveo della sezione pari a 07.0 x 1.00 m poste ad interasse pari a 7.00 m, come già descritto.

5.1.1.6 Paratia sez. 19

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	1.50	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	...
2	6.30	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
3	1.00	0.00	0.00	Alt. delle Argille	Alt. delle Argille	...
4	6.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

I carichi permanenti applicati al terreno sono i seguenti:

- 12000 kgf/m^2 scarico in fondazione edifici;

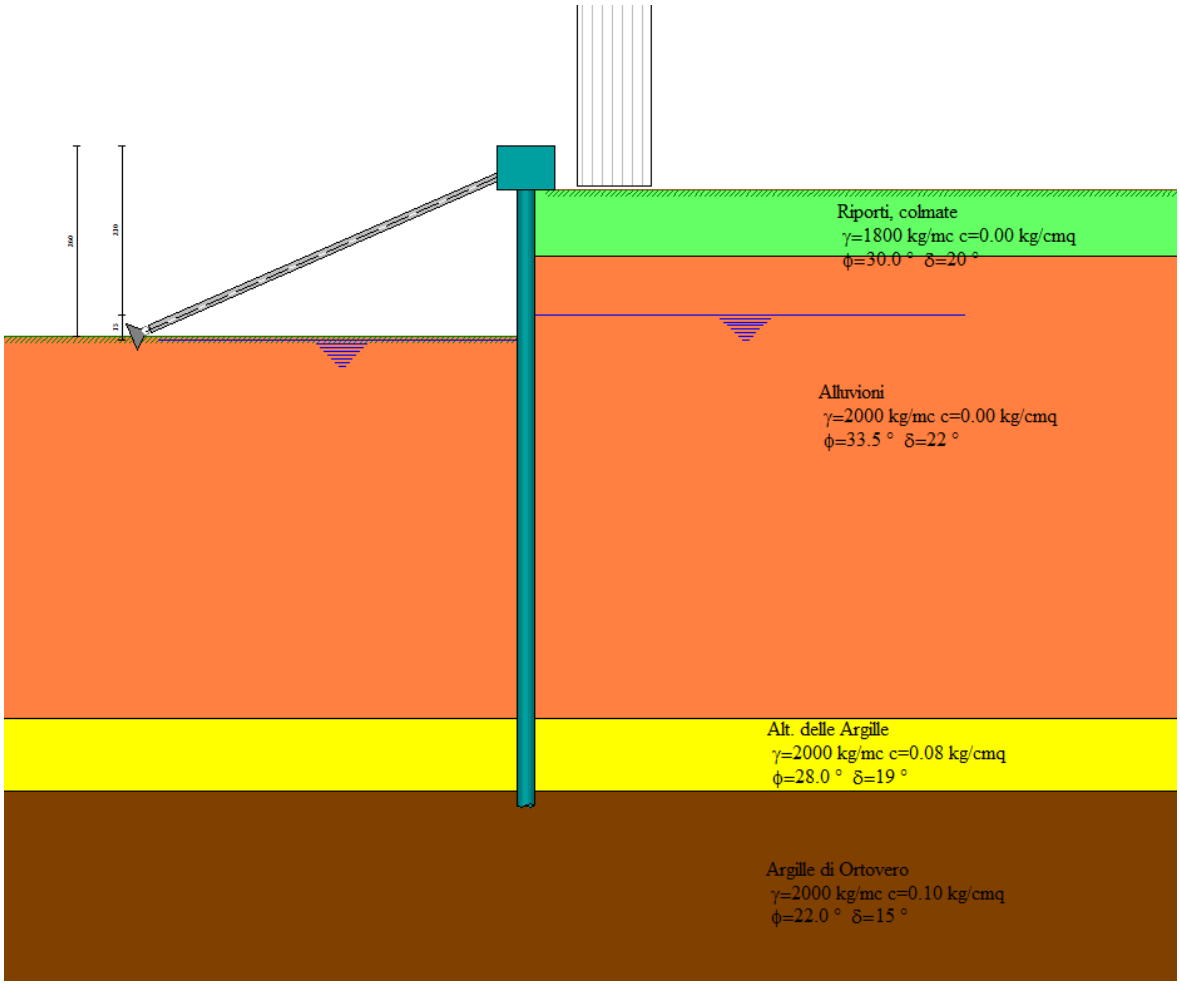


Figura 5.11 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

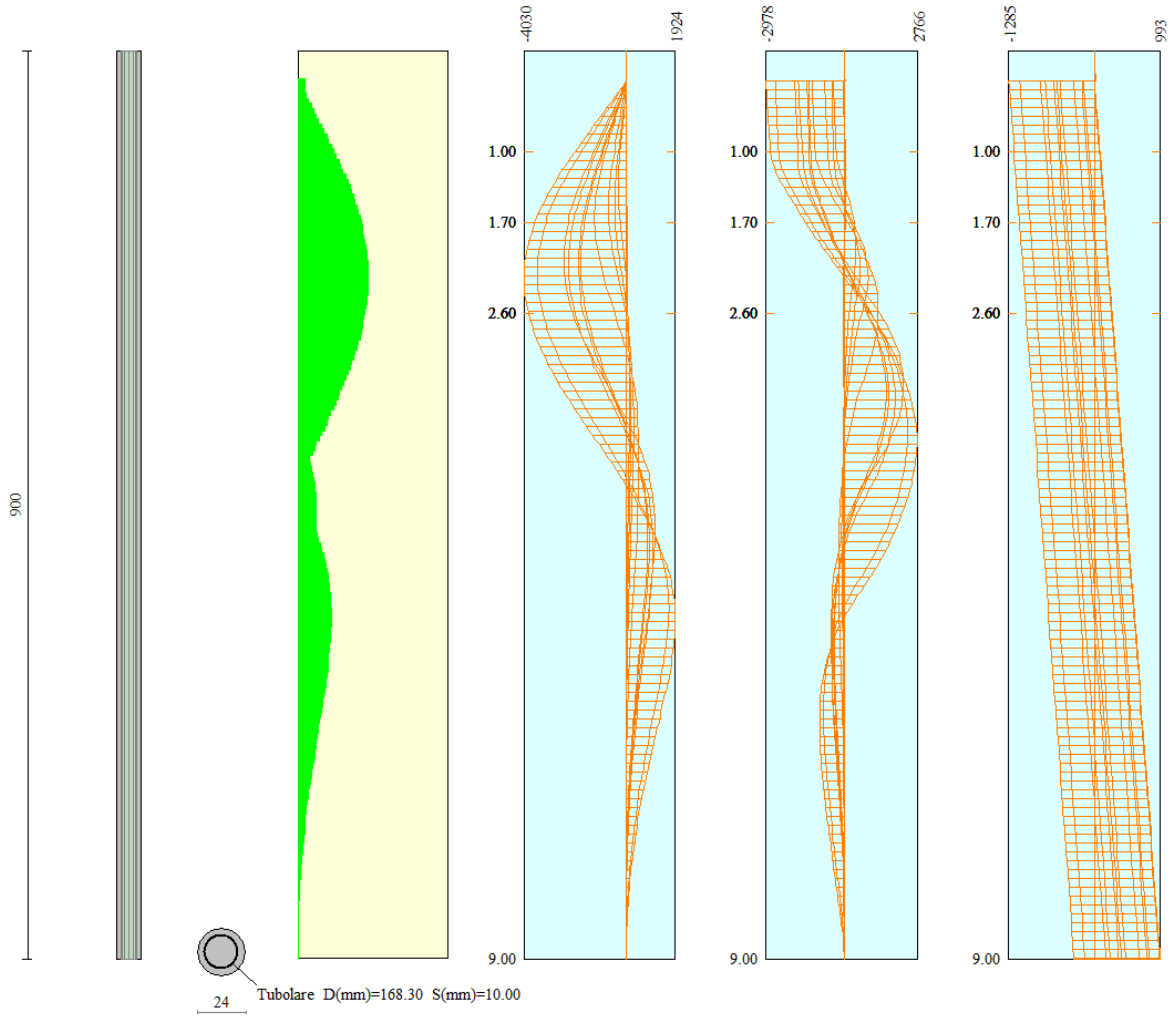


Figura 5.12 – Impegno micropalo.

Per limitare le deformazioni dell'opera di sostegno, sarà previsto l'impiego di puntoni metallici posti ad interasse pari a 7.00 m in fase di scavo; tali sostegni provvisionali, da un lato saranno vincolati in corrispondenza del cordolo di testa della paratia, in alveo sarà realizzato un blocco di ancoraggio fondato su 4 pali disposti a cavalletto della lunghezza pari a 12.00 m.

Lo sforzo da considerato agente sui puntoni sarà il massimo derivante dall'analisi del modello, non considerando la combinazione sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 17/gennaio/2018).

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
●	-0.30	7	-39360	-5740	59456	1531.50

La verifica ad instabilità del puntone tubolare è riportata di seguito:

VERIFICA INSTABILITA'PUNTONE TUBOLARE

$\Phi := 244.5\ mm$ Diametro esterno

$s_p := 8\ mm$ Spessore

$E := 2.1 \cdot 10^{8}\ \frac{kN}{m^2}$ Modulo elastico acciaio

$L := 7.00\ m$ Lunghezza puntone

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

$A := \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} - \frac{\pi \cdot (\Phi - 2 \cdot s_p)^2}{4} = 59.44\ cm^2$ Area armatura tubolare

$J := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{64} = 4160.45\ cm^4$ Momento d'inerzia armatura

$W := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{32 \cdot \Phi} = 340.32\ cm^3$ Modulo di resistenza armatura

$\rho_{amin} := \sqrt{\frac{J}{A}} = 8.37\ cm$ Raggio d'inerzia minimo

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ASTA COMPRESSA (§ 4.2.4.1.3.1 - NTC 2018)

$f_{yk} := 355\ MPa$ Tensione di snervamento acciaio

$\gamma_{M1} := 1.05$ Coefficiente parziale di sicurezza

$f_{tk} := 520\ MPa$ Tensione di rottura acciaio

$\alpha := 0.21$ Fattore d'imperfezione (§ Tab.4.2.VIII - NTC18)

$\beta := 1$ Coeff. relativo alle condizioni di vincolo

$N_{Ed} := 385.99\ kN$ sforzo di compressione di calcolo

$39360\ kgf = 385.99\ kN$

$L_o := \beta \cdot L = 7.00\ m$ Lunghezza libera d'inflessione

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_o^2} = 1759.80\ kN$ Carico critico Euleriano

$\lambda_0 := \frac{L_o}{\rho_{amin}} = 83.67$ Snellezza nel piano d'inflessione considerato

$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.10$ Snellezza normalizzata

$\varphi := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right) = 1.19$ Coefficiente $\chi_c := \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}\right)} = 0.60$ Coefficiente

---

$N_{brd} := \frac{\chi \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 1204.61\ kN$ Resistenza all'instabilità per compressione

---

$N_{Ed} = 385.99\ kN$ $N_{brd} = 1204.61\ kN$

$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} = 0.320$ $VERIFICA = \text{"SODDISFATTA"}$

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Per i puntoni provvisionali sarà utilizzato un profilo tubolare avente diametro pari a 244.5 mm e spessore 8.00 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm, collegata inferiormente da travi in c.a. realizzate a livello dell'alveo della sezione pari a 07.0 x 1.00 m poste ad interasse pari a 7.00 m, come già descritto.

5.1.1.7 Paratia sez. 17.1

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	1.05	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	...
2	7.65	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
3	10.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 16000 kgf/m^2 scarico in fondazione edifici.

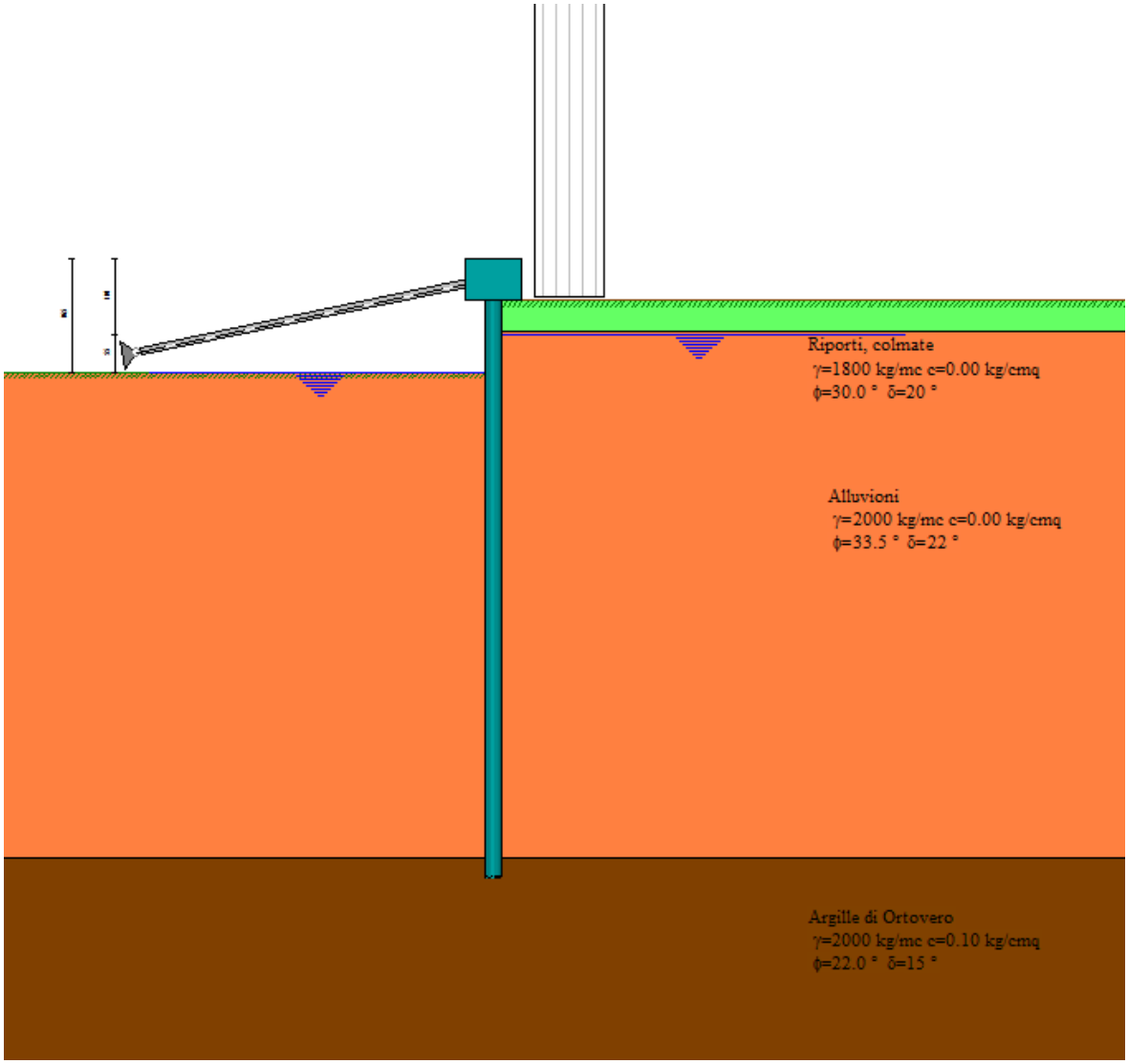


Figura 5.13 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

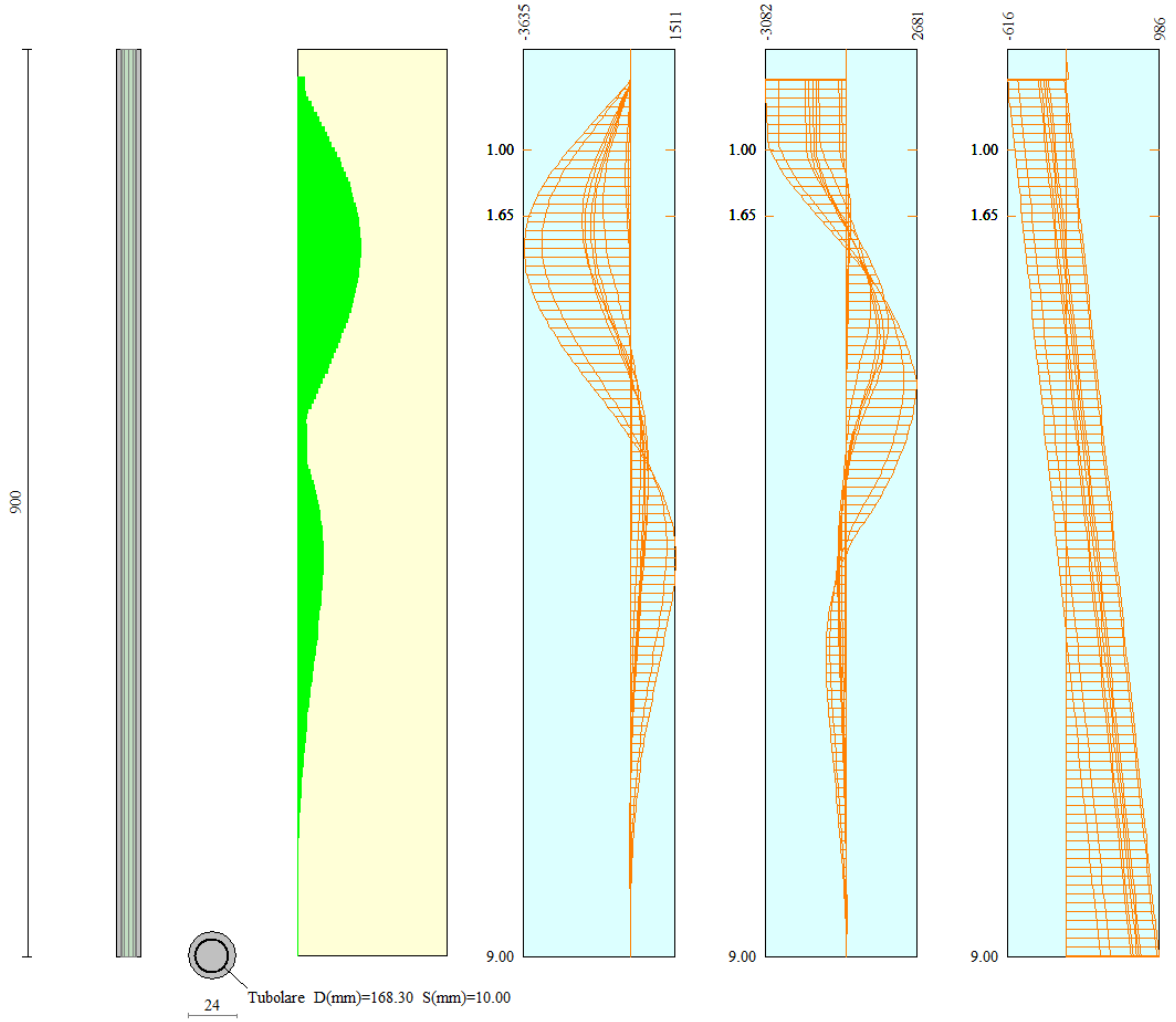


Figura 5.14 – Impegno micropalo.

Per limitare le deformazioni dell'opera di sostegno, sarà previsto l'impiego di puntoni metallici posti ad interasse pari a 7.00 m in fase di scavo; tali sostegni provvisionali, da un lato saranno vincolati in corrispondenza del cordolo di testa della paratia, in alveo sarà realizzato un blocco di ancoraggio fondato su 4 pali disposti a cavalletto della lunghezza pari a 12.00 m.

Lo sforzo da considerato agente sui puntoni sarà il massimo derivante dall'analisi del modello, non considerando la combinazione sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 17/gennaio/2018).

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
●	-0.30	14	-26453	-5291	67969	1029.28

La verifica ad instabilità del puntone tubolare è riportata di seguito:

VERIFICA INSTABILITA'PUNTONE TUBOLARE

$\Phi := 244.5\ mm$ Diametro esterno

$s_p := 8\ mm$ Spessore

$E := 2.1 \cdot 10^{8}\ \frac{kN}{m^2}$ Modulo elastico acciaio

$L := 7.00\ m$ Lunghezza puntone

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

$A := \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} - \frac{\pi \cdot (\Phi - 2 \cdot s_p)^2}{4} = 59.44\ cm^2$ Area armatura tubolare

$J := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{64} = 4160.45\ cm^4$ Momento d'inerzia armatura

$W := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{32 \cdot \Phi} = 340.32\ cm^3$ Modulo di resistenza armatura

$\rho_{cmin} := \sqrt{\frac{J}{A}} = 8.37\ cm$ Raggio d'inerzia minimo

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ASTA COMPRESSA (§ 4.2.4.1.3.1 - NTC 2018)

$f_{yk} := 355\ MPa$ Tensione di snervamento acciaio

$f_{tk} := 520\ MPa$ Tensione di rottura acciaio

$\gamma_{M1} := 1.05$ Coefficiente parziale di sicurezza

$\alpha := 0.21$ Fattore d'imperfezione (§ Tab.4.2.VIII - NTC18)

$\beta := 1$ Coeff. relativo alle condizioni di vincolo

$N_{Ed} := 259.42\ kN$ sforzo di compressione di calcolo

$26453\ kgf = 259.42\ kN$

$L_o := \beta \cdot L = 7.00\ m$ Lunghezza libera d'inflessione

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_o^2} = 1759.80\ kN$ Carico critico Euleriano

$\lambda_0 := \frac{L_o}{\rho_{cmin}} = 83.67$ Snellezza nel piano d'inflessione considerato

$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.10$ Snellezza normalizzata

$\varphi := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right) = 1.19$ Coefficiente $\quad \chi_c := \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}\right)} = 0.60$ Coefficiente

---

$N_{brd} := \frac{\chi \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 1204.61\ kN$ Resistenza all'instabilità per compressione

---

$N_{Ed} = 259.42\ kN \qquad N_{brd} = 1204.61\ kN$

$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} = 0.215$ $\quad VERIFICA = \text{"SODDISFATTA"}$

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Per i puntoni provvisionali sarà utilizzato un profilo tubolare avente diametro pari a 244.5 mm e spessore 8.00 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm, collegata inferiormente da travi in c.a. realizzate a livello dell'alveo della sezione pari a 07.0 x 1.00 m poste ad interasse pari a 7.00 m, come già descritto.

5.1.1.8 Paratia sez. 17 (in corrispondenza del parcheggio)

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	1.05	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	...
2	7.40	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
3	10.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 8000 kgf/m^2 scarico in fondazione Muro;
- 300 kgf/m^2 carico parcheggio;

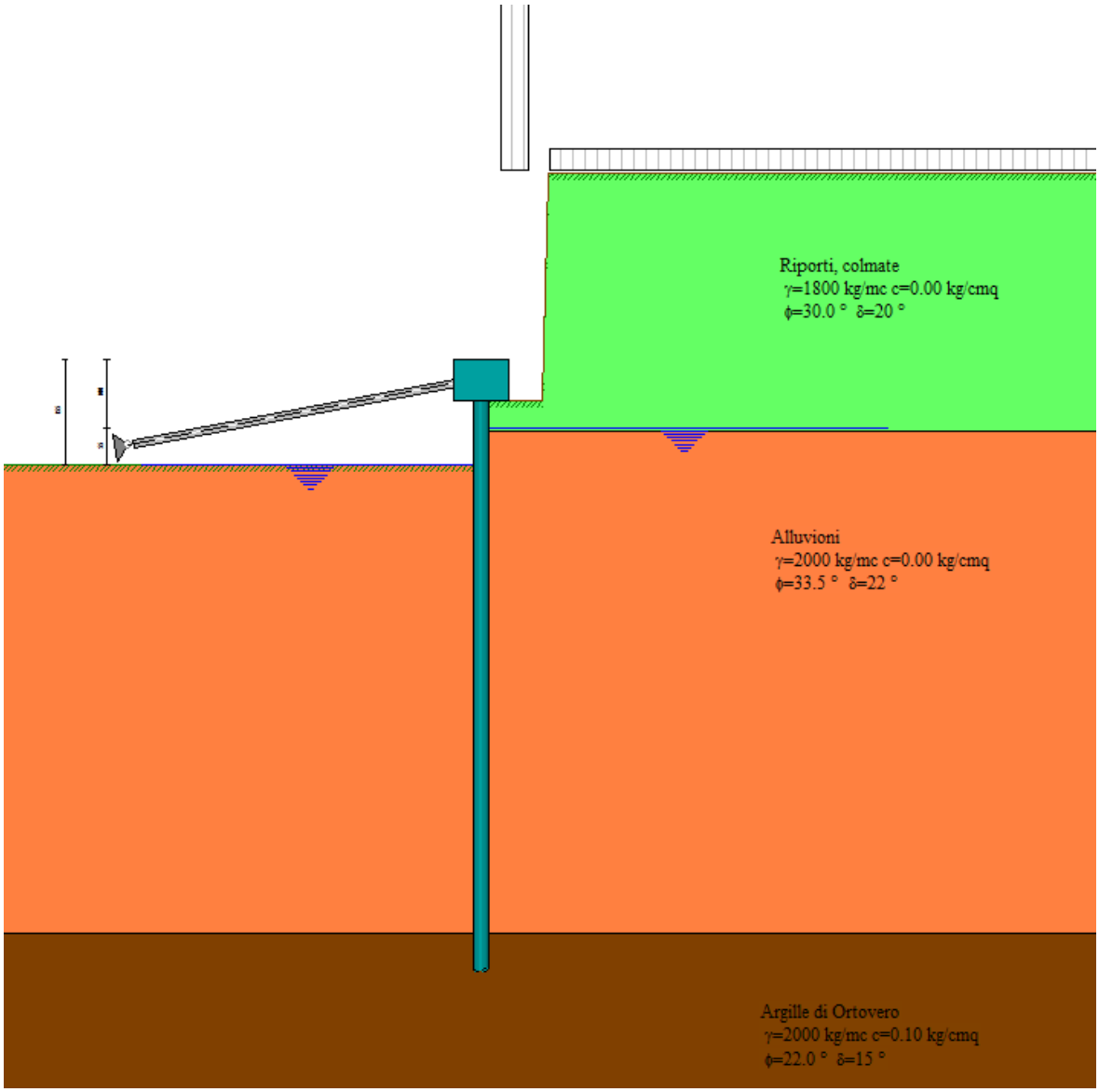


Figura 5.15 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

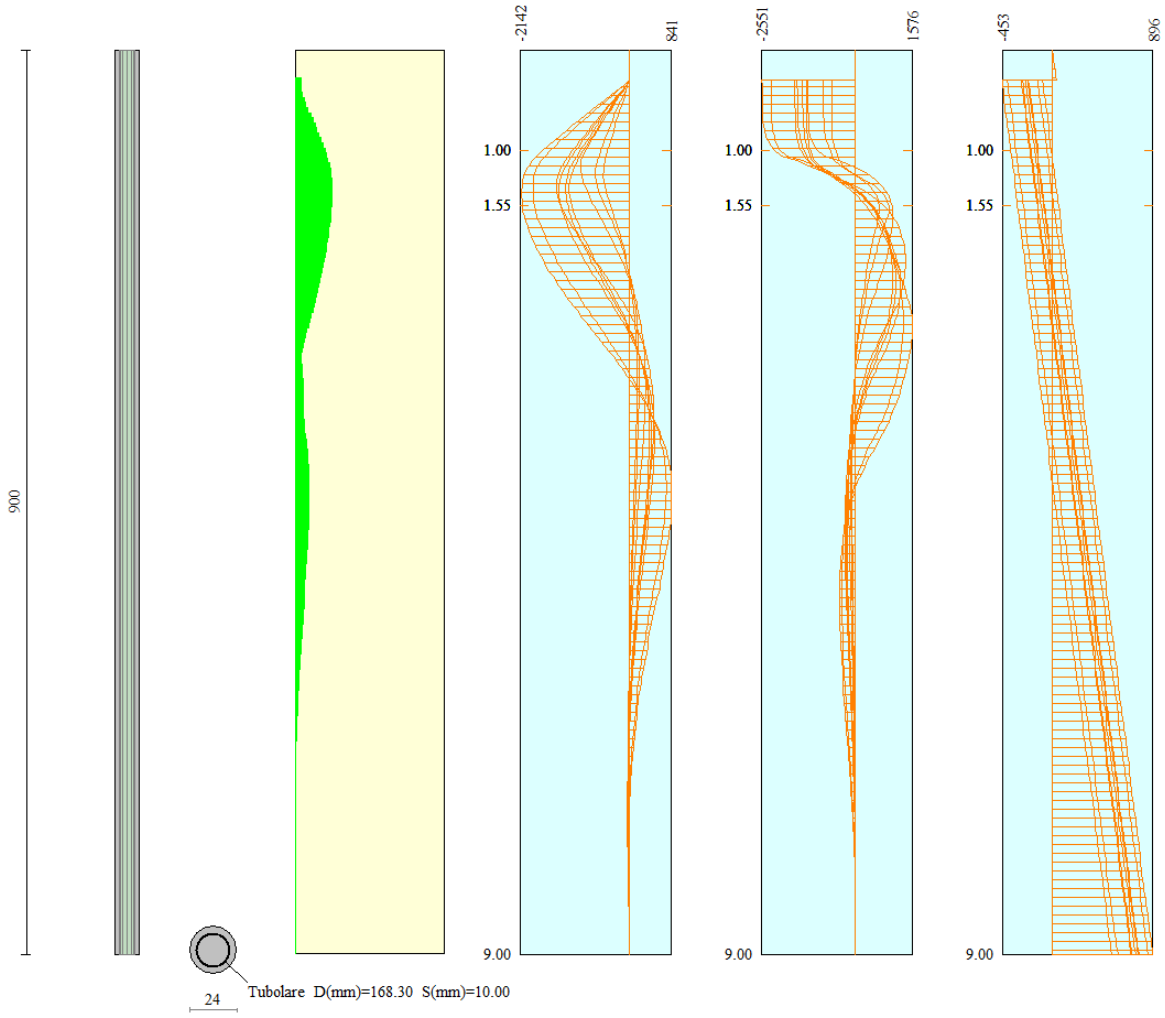


Figura 5.16 – Impegno micropalo.

Per limitare le deformazioni dell'opera di sostegno, sarà previsto l'impiego di puntoni metallici posti ad interasse pari a 7.00 m in fase di scavo; tali sostegni provvisionali, da un lato saranno vincolati in corrispondenza del cordolo di testa della paratia, in alveo sarà realizzato un blocco di ancoraggio fondato su 4 pali disposti a cavalletto della lunghezza pari a 12.00 m.

Lo sforzo da considerato agente sui puntoni sarà il massimo derivante dall'analisi del modello, non considerando la combinazione sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 17/gennaio/2018).

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
●	-0.30	10	-32804	-4686	68494	1276.41

La verifica ad instabilità del puntone tubolare è riportata di seguito:

VERIFICA INSTABILITA'PUNTONE TUBOLARE

$\Phi := 244.5\ mm$ Diametro esterno

$s_p := 8\ mm$ Spessore

$E := 2.1 \cdot 10^{8}\ \frac{kN}{m^2}$ Modulo elastico acciaio

$L := 7.00\ m$ Lunghezza puntone

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

$A := \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} - \frac{\pi \cdot (\Phi - 2 \cdot s_p)^2}{4} = 59.44\ cm^2$ Area armatura tubolare

$J := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{64} = 4160.45\ cm^4$ Momento d'inerzia armatura

$W := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{32 \cdot \Phi} = 340.32\ cm^3$ Modulo di resistenza armatura

$\rho_{cmin} := \sqrt{\frac{J}{A}} = 8.37\ cm$ Raggio d'inerzia minimo

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ASTA COMPRESSA (§ 4.2.4.1.3.1 - NTC 2018)

$f_{yk} := 355\ MPa$ Tensione di snervamento acciaio

$\gamma_{M1} := 1.05$ Coefficiente parziale di sicurezza

$f_{tk} := 520\ MPa$ Tensione di rottura acciaio

$\alpha := 0.21$ Fattore d'imperfezione (§ Tab.4.2.VIII - NTC18)

$\beta := 1$ Coeff. relativo alle condizioni di vincolo

$N_{Ed} := 321.70\ kN$ sforzo di compressione di calcolo

32804 kgf = 321.70 kN

$L_o := \beta \cdot L = 7.00\ m$ Lunghezza libera d'inflessione

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_o^2} = 1759.80\ kN$ Carico critico Euleriano

$\lambda_0 := \frac{L_o}{\rho_{cmin}} = 83.67$ Snellezza nel piano d'inflessione considerato

$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.10$ Snellezza normalizzata

$\varphi := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right) = 1.19$ Coefficiente $\chi_o := \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}\right)} = 0.60$ Coefficiente

---

$N_{brd} := \frac{\chi \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 1204.61\ kN$ Resistenza all'instabilità per compressione

---

$N_{Ed} = 321.70\ kN$ $N_{brd} = 1204.61\ kN$

$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} = 0.267$ VERIFICA = "SODDISFATTA"

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Per i puntoni provvisionali sarà utilizzato un profilo tubolare avente diametro pari a 244.5 mm e spessore 8.00 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm, collegata inferiormente da travi in c.a. realizzate a livello dell'alveo della sezione pari a 07.0 x 1.00 m poste ad interasse pari a 7.00 m, come già descritto.
In corrispondenza dell'edificio compreso tra le sezioni n° 17.1 e n° 17, poiché il piano di imposta delle fondazioni risulta più basso delle quote di progetto dopo l'abbassamento dell'alveo; a scopo precauzionale sarà prevista una paratia di micropali con lunghezza dei pali pari a 6.00 m e stessa armatura.

5.1.1.9 Paratia sez. 17 (Edificio a monte ponte obliquo)

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	1.05	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	...
2	7.65	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
3	10.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 23500 kgf/m^2 scarico in fondazione edifici.

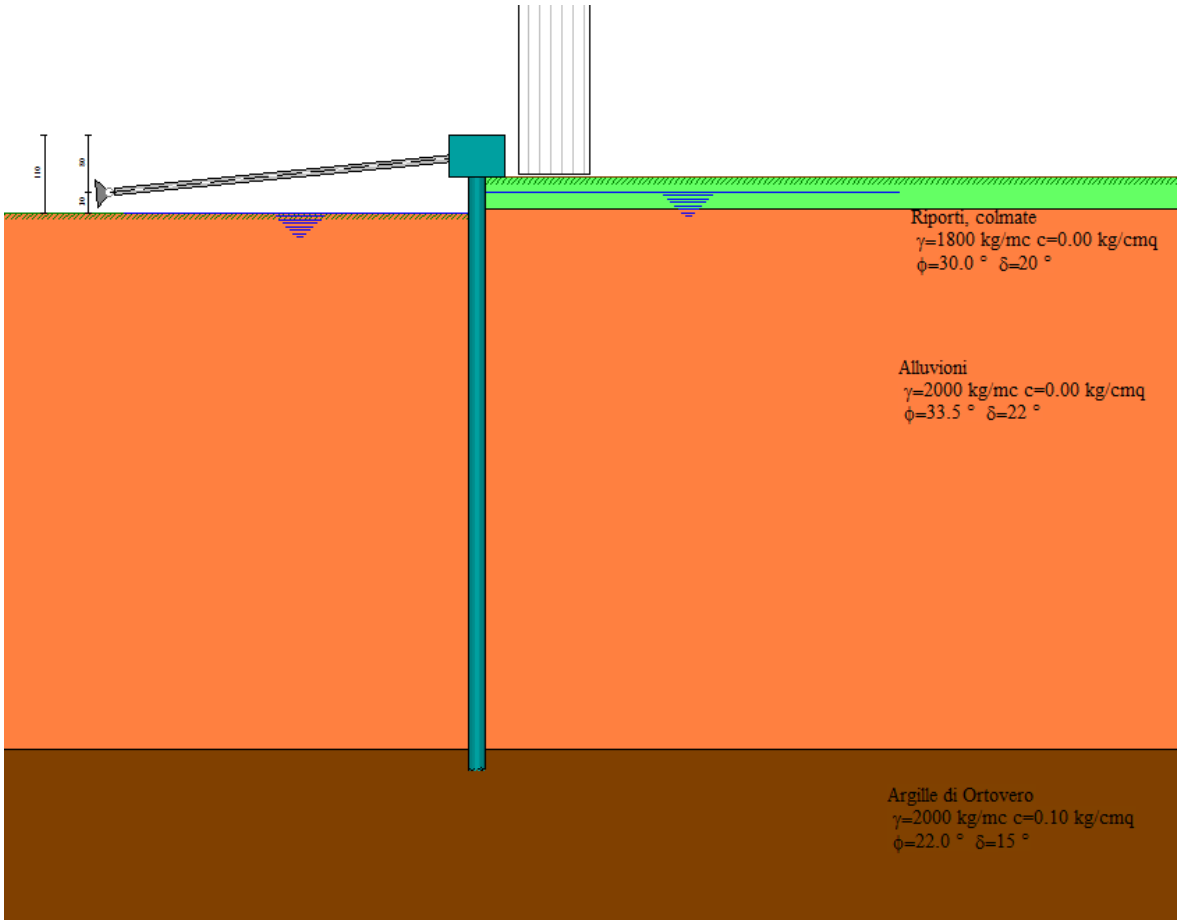


Figura 5.17 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

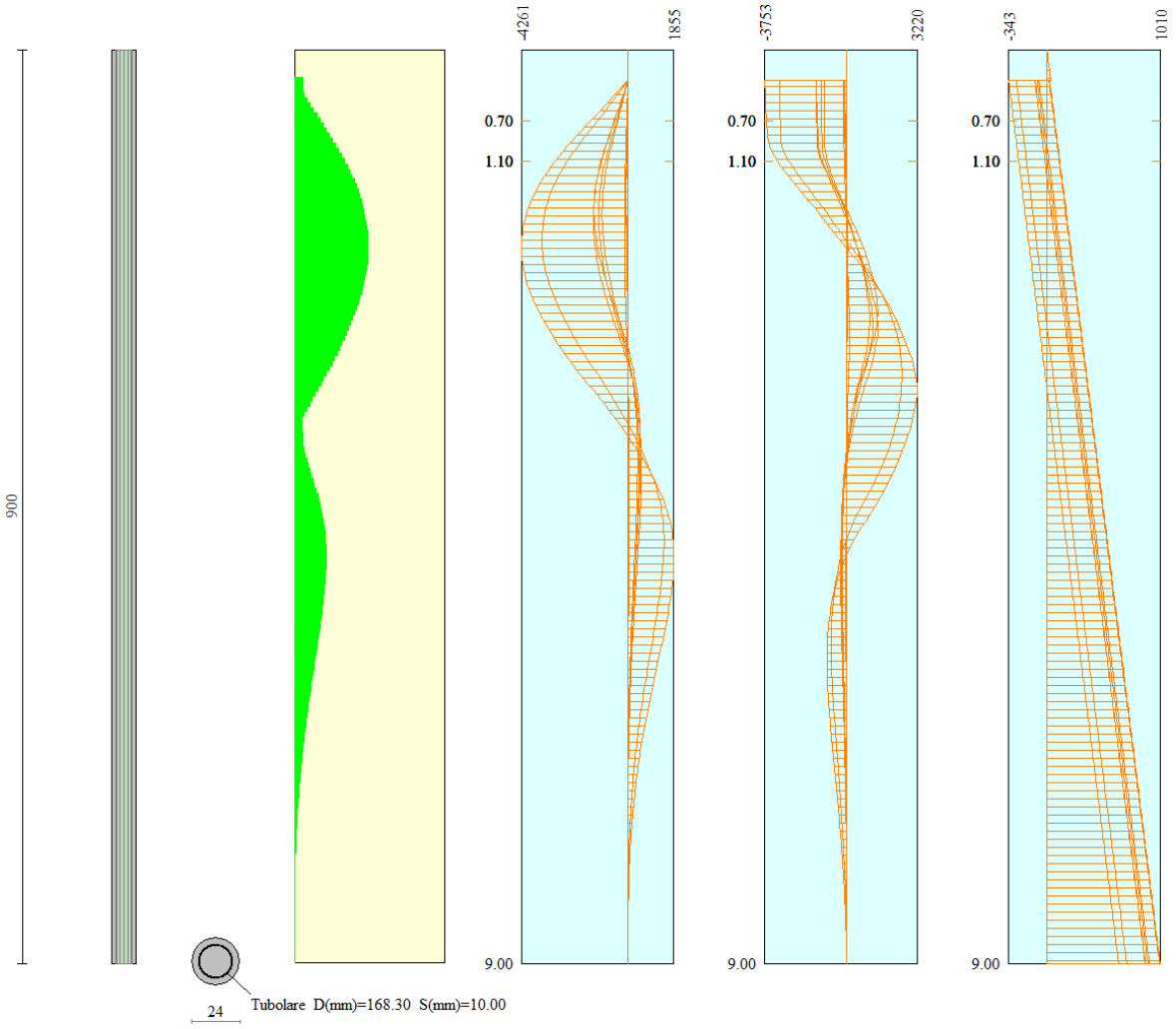


Figura 5.18 – Impegno micropalo.

Per limitare le deformazioni dell'opera di sostegno, sarà previsto l'impiego di puntoni metallici posti ad interasse pari a 7.00 m in fase di scavo; tali sostegni provvisionali, da un lato saranno vincolati in corrispondenza del cordolo di testa della paratia, in alveo sarà realizzato un blocco di ancoraggio fondato su 4 pali disposti a cavalletto della lunghezza pari a 12.00 m.

Lo sforzo da considerato agente sui puntoni sarà il massimo derivante dall'analisi del modello, non considerando la combinazione sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 17/gennaio/2018).

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
*	-0.30	10	-43139	-6163	70264	1678.55

La verifica ad instabilità del puntone tubolare è riportata di seguito:

VERIFICA INSTABILITA'PUNTONE TUBOLARE

$\Phi := 244.5\ mm$ Diametro esterno

$s_p := 8\ mm$ Spessore

$E := 2.1 \cdot 10^{8}\ \frac{kN}{m^2}$ Modulo elastico acciaio

$L := 7.00\ m$ Lunghezza puntone

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

$A := \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} - \frac{\pi \cdot (\Phi - 2 \cdot s_p)^2}{4} = 59.44\ cm^2$ Area armatura tubolare

$J := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{64} = 4160.45\ cm^4$ Momento d'inerzia armatura

$W := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{32 \cdot \Phi} = 340.32\ cm^3$ Modulo di resistenza armatura

$\rho_{cmin} := \sqrt{\frac{J}{A}} = 8.37\ cm$ Raggio d'inerzia minimo

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ASTA COMPRESSA (§ 4.2.4.1.3.1 - NTC 2018)

$f_{yk} := 355\ MPa$ Tensione di snervamento acciaio

$\gamma_{M1} := 1.05$ Coefficiente parziale di sicurezza

$f_{tk} := 520\ MPa$ Tensione di rottura acciaio

$\alpha := 0.21$ Fattore d'imperfezione (§ Tab.4.2.VIII - NTC18)

$\beta := 1$ Coeff. relativo alle condizioni di vincolo

$N_{Ed} := 423.05\ kN$ sforzo di compressione di calcolo

$43139\ kgf = 423.05\ kN$

$L_o := \beta \cdot L = 7.00\ m$ Lunghezza libera d'inflessione

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_o^2} = 1759.80\ kN$ Carico critico Euleriano

$\lambda_0 := \frac{L_o}{\rho_{cmin}} = 83.67$ Snellezza nel piano d'inflessione considerato

$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.10$ Snellezza normalizzata

$\varphi := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right) = 1.19$ Coefficiente

$\chi_c := \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}\right)} = 0.60$ Coefficiente

---

$N_{brd} := \frac{\chi \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 1204.61\ kN$ Resistenza all'instabilità per compressione

---

$N_{Ed} = 423.05\ kN$ $N_{brd} = 1204.61\ kN$

$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} = 0.351$ $VERIFICA = \text{"SODDISFATTA"}$

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Per i puntoni provvisionali sarà utilizzato un profilo tubolare avente diametro pari a 244.5 mm e spessore 8.00 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm, collegata inferiormente da travi in c.a. realizzate a livello dell'alveo della sezione pari a 07.0 x 1.00 m poste ad interasse pari a 7.00 m, come già descritto.

5.1.1.10 Paratia sez. 15

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	0.85	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	...
2	9.50	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
3	10.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 12000 kgf/m^2 scarico in fondazione edifici.

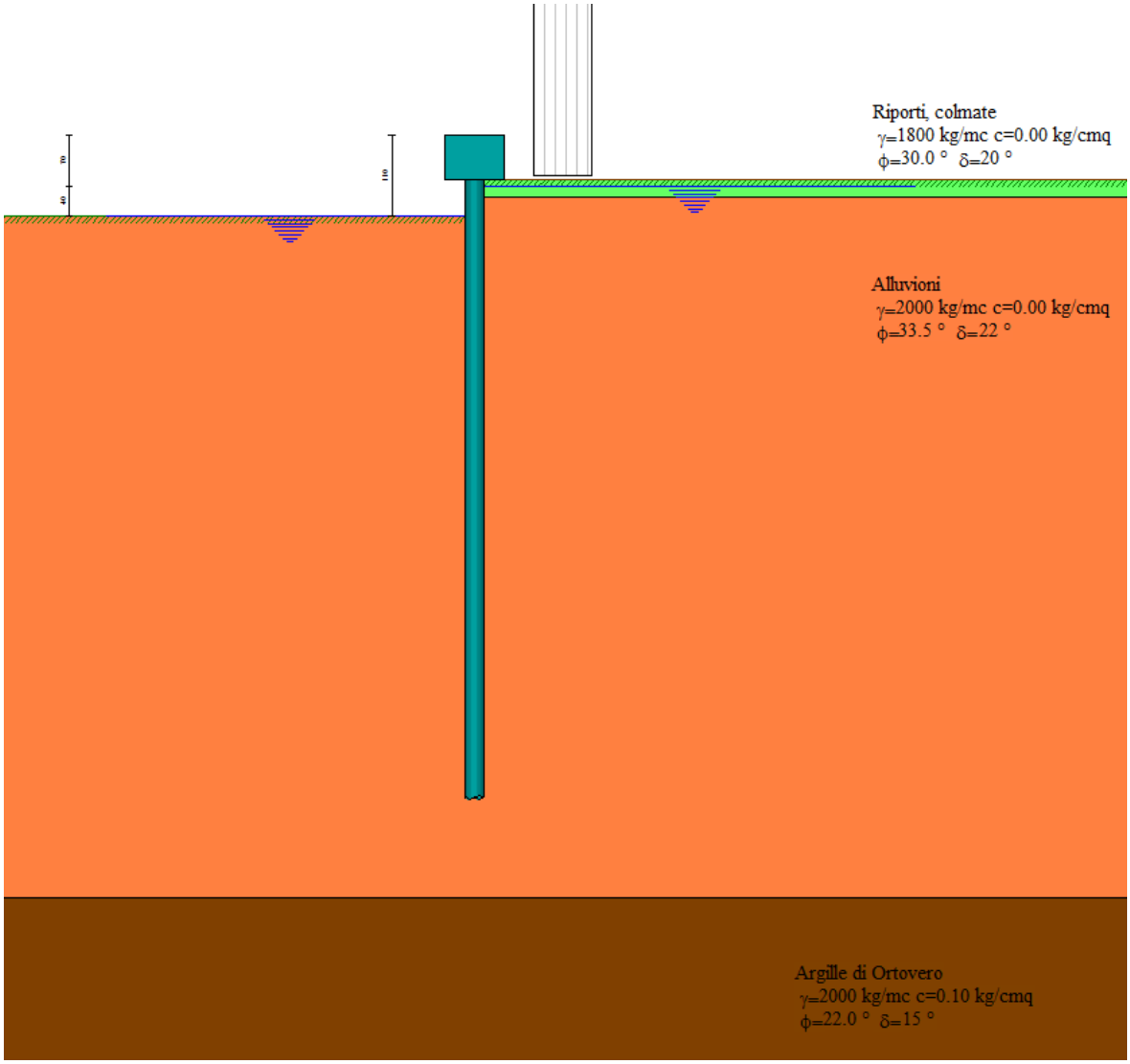


Figura 5.19 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

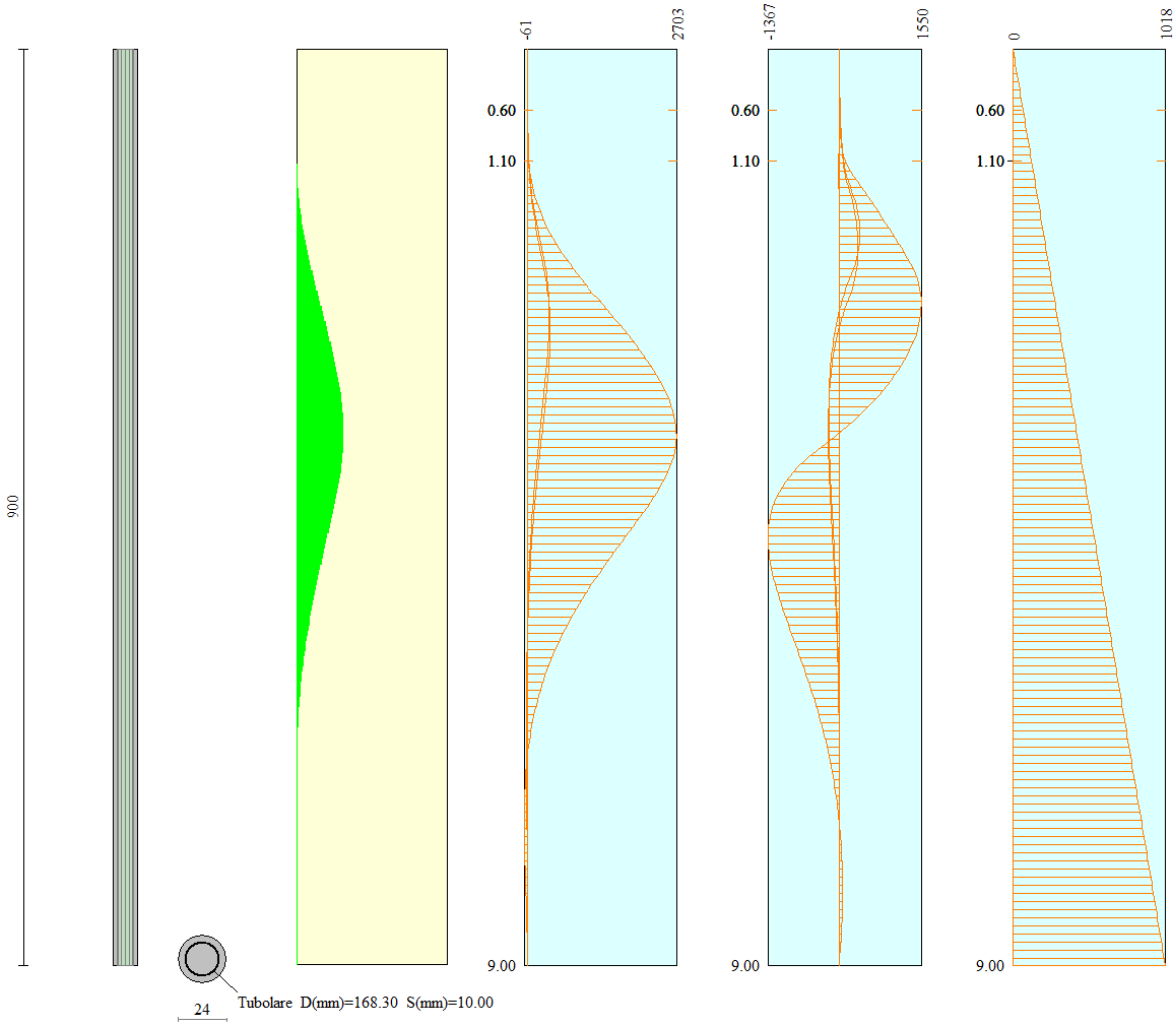


Figura 5.20 – Impegno micropalo.

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm.

5.1.1.11 Paratia sez. 15 (giardino civico n° 1 di Via Sestri)

Stratigrafia

	Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
✸	1	3.60	0.00	0.00	Riporti /Colmate	Riporti /Colmate	...
	2	9.50	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
	3	10.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

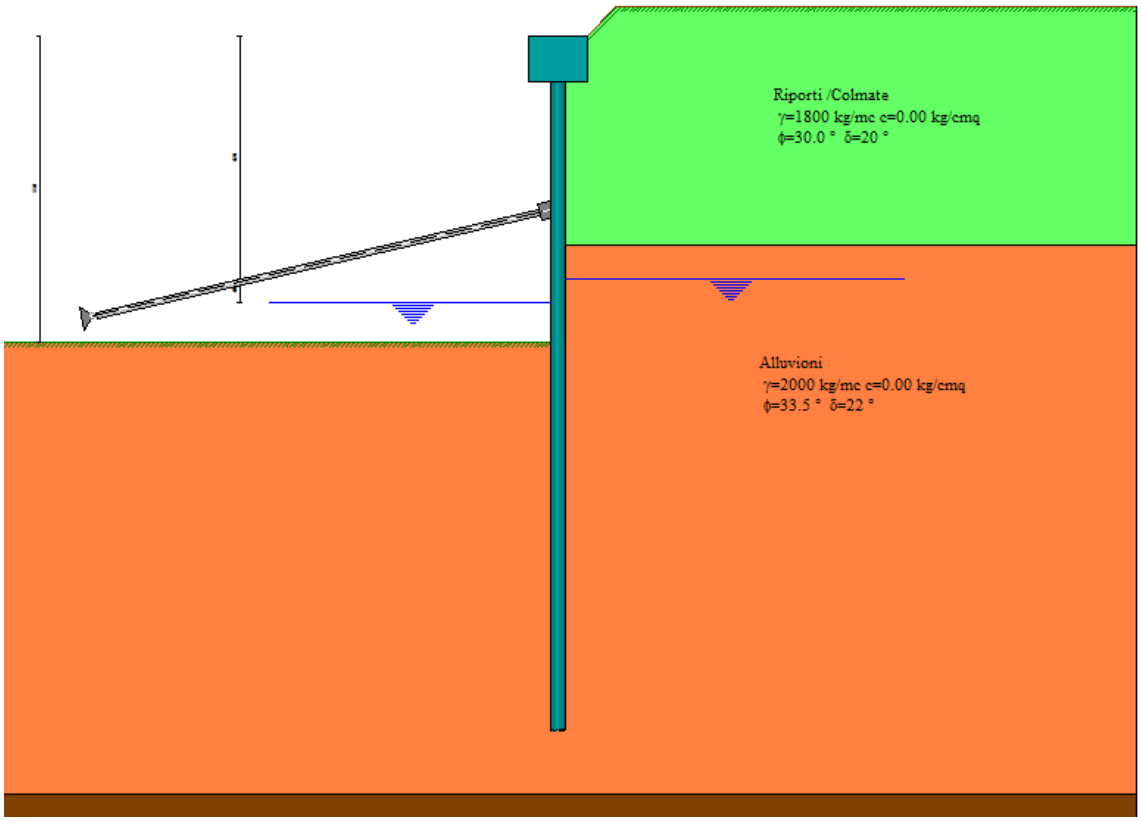


Figura 5.21 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

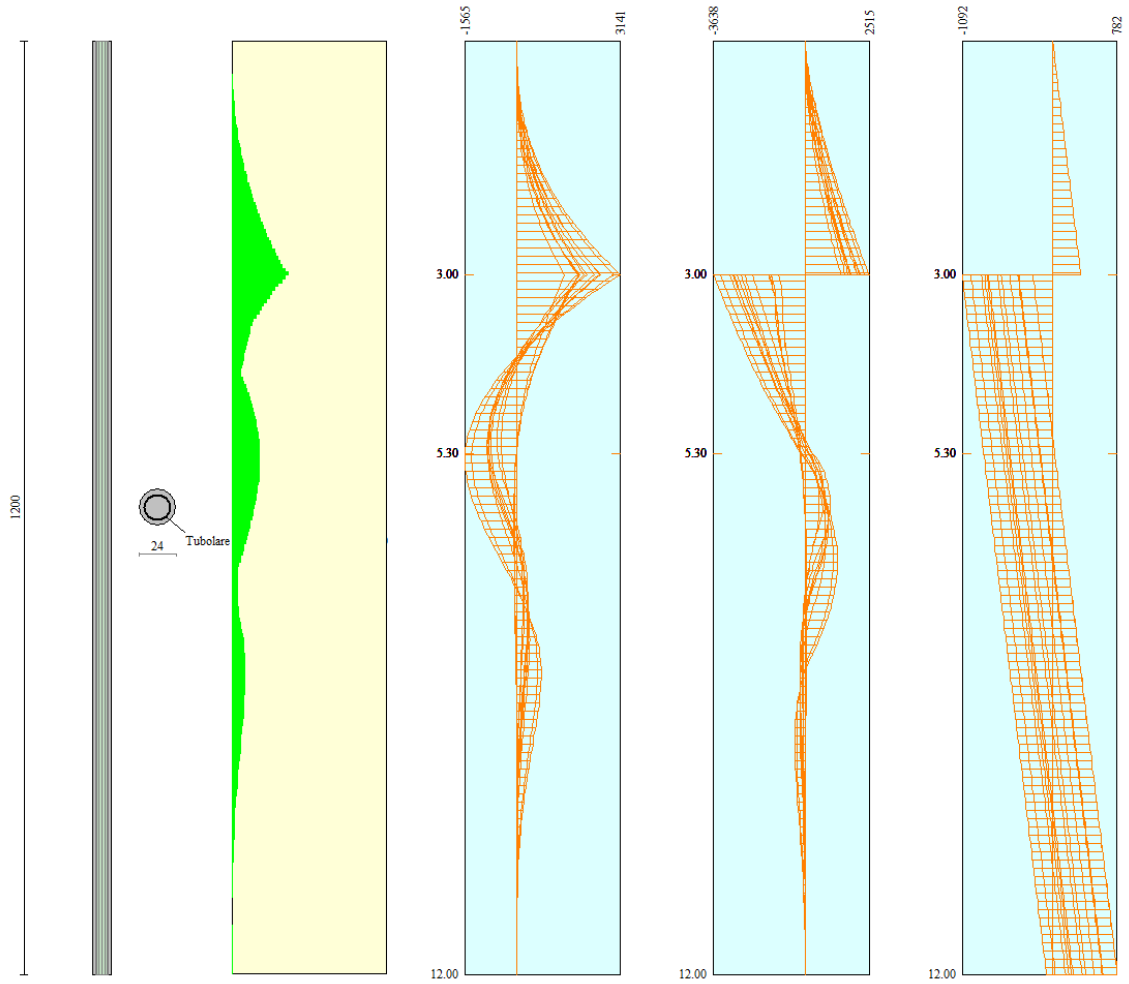


Figura 5.22 – Impegno micropalo.

Per limitare le deformazioni dell'opera di sostegno, sarà previsto l'impiego di puntoni metallici posti ad interasse pari a 2.50 m in fase di scavo; tali sostegni provvisionali, da un lato saranno vincolati in corrispondenza del cordolo formato da profilati metallici posti a quota -3.00 m dal cordolo di testa della paratia, in alveo il puntone sarà alla struttura esistente, realizzata per l'intervento eseguito in sponda sinistra.
Lo sforzo considerato agente sui puntoni sarà il massimo derivante dall'analisi del modello, non considerando la combinazione sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 17/gennaio/2018).

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
●	-3.00	4	-30728	-11596	908170	271.93

La verifica ad instabilità del puntone tubolare è riportata di seguito:

VERIFICA INSTABILITA'PUNTONE TUBOLARE

$\Phi := 244.5\ mm$ Diametro esterno

$s_p := 8\ mm$ Spessore

$E := 2.1 \cdot 10^{8}\ \frac{kN}{m^2}$ Modulo elastico acciaio

$L := 8.00\ m$ Lunghezza puntone

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

$A := \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} - \frac{\pi \cdot (\Phi - 2 \cdot s_p)^2}{4} = 59.44\ cm^2$ Area armatura tubolare

$J := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{64} = 4160.45\ cm^4$ Momento d'inerzia armatura

$W := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{32 \cdot \Phi} = 340.32\ cm^3$ Modulo di resistenza armatura

$\rho_{cmin} := \sqrt{\frac{J}{A}} = 8.37\ cm$ Raggio d'inerzia minimo

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ASTA COMPRESSA (§ 4.2.4.1.3.1 - NTC 2018)

$f_{yk} := 355\ MPa$ Tensione di snervamento acciaio

$\gamma_{M1} := 1.05$ Coefficiente parziale di sicurezza

$f_{tk} := 520\ MPa$ Tensione di rottura acciaio

$\alpha := 0.21$ Fattore d'imperfezione (§ Tab.4.2.VIII - NTC18)

$\beta := 1$ Coeff. relativo alle condizioni di vincolo

$N_{Ed} := 304.01\ kN$ sforzo di compressione di calcolo

$31000\ kgf = 304.01\ kN$

$L_o := \beta \cdot L = 8.00\ m$ Lunghezza libera d'inflessione

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_o^2} = 1347.35\ kN$ Carico critico Euleriano

$\lambda_0 := \frac{L_o}{\rho_{cmin}} = 95.62$ Snellezza nel piano d'inflessione considerato

$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.25$ Snellezza normalizzata

$\varphi := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right) = 1.39$ Coefficiente $\chi_o := \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}\right)} = 0.50$ Coefficiente

---

$N_{brd} := \frac{\chi \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 1001.64\ kN$ Resistenza all'instabilità per compressione

---

$N_{Ed} = 304.01\ kN$ $N_{brd} = 1001.64\ kN$

$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} = 0.304$ $VERIFICA = \text{"SODDISFATTA"}$

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 12.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, davanti alla paratia sarà realizzato il nuovo muro d'argine descritto.

5.1.1.12 Paratia sez. 15 (edificio civico n° 1 di Via Sestri)

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	3.60	0.00	0.00	Riporto/colmate	Riporto/colmate	
2	9.50	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	
3	10.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	

Il carico applicato alla paratia è stato determinato considerando la distribuzione delle tensioni all'interno del terreno secondo la teoria di Boussinesq, considerando la fondazione dell'edificio nastriforme.

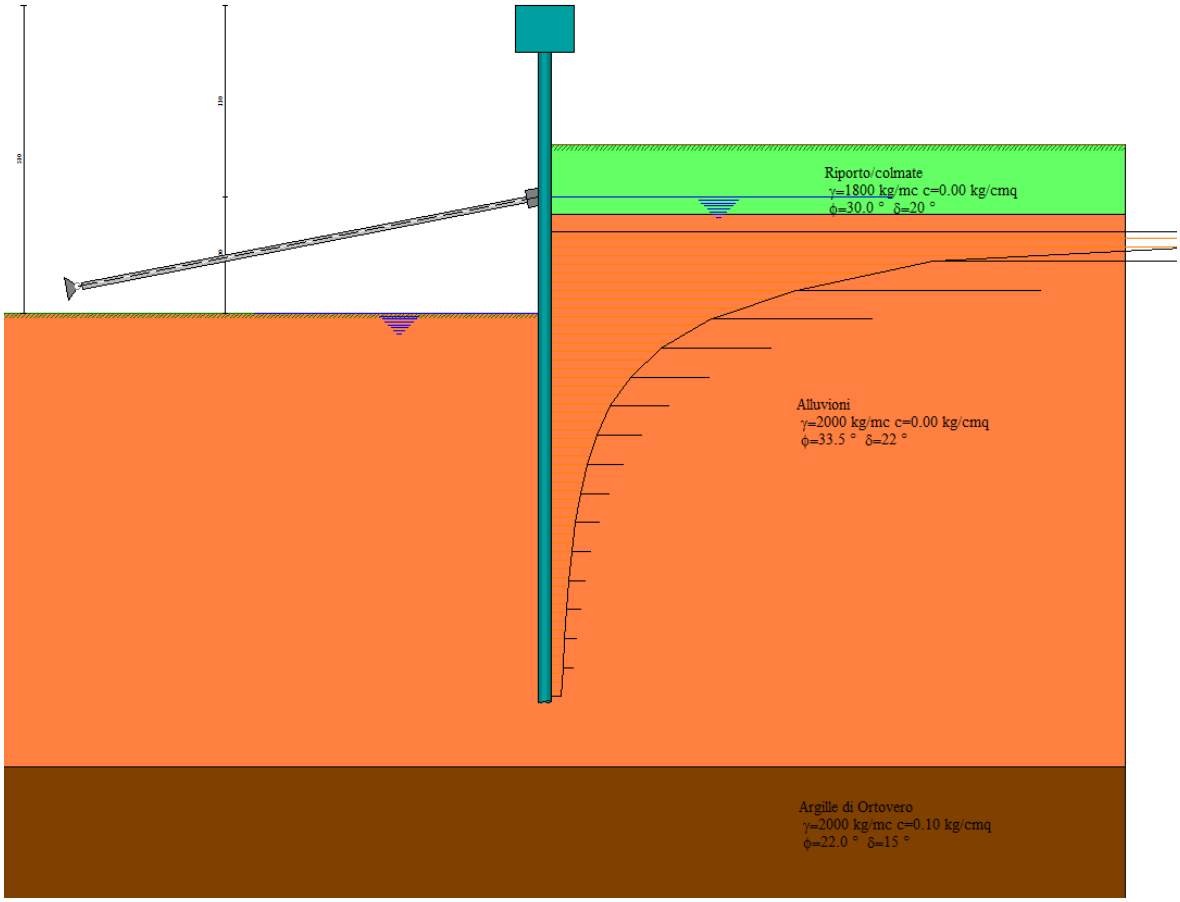
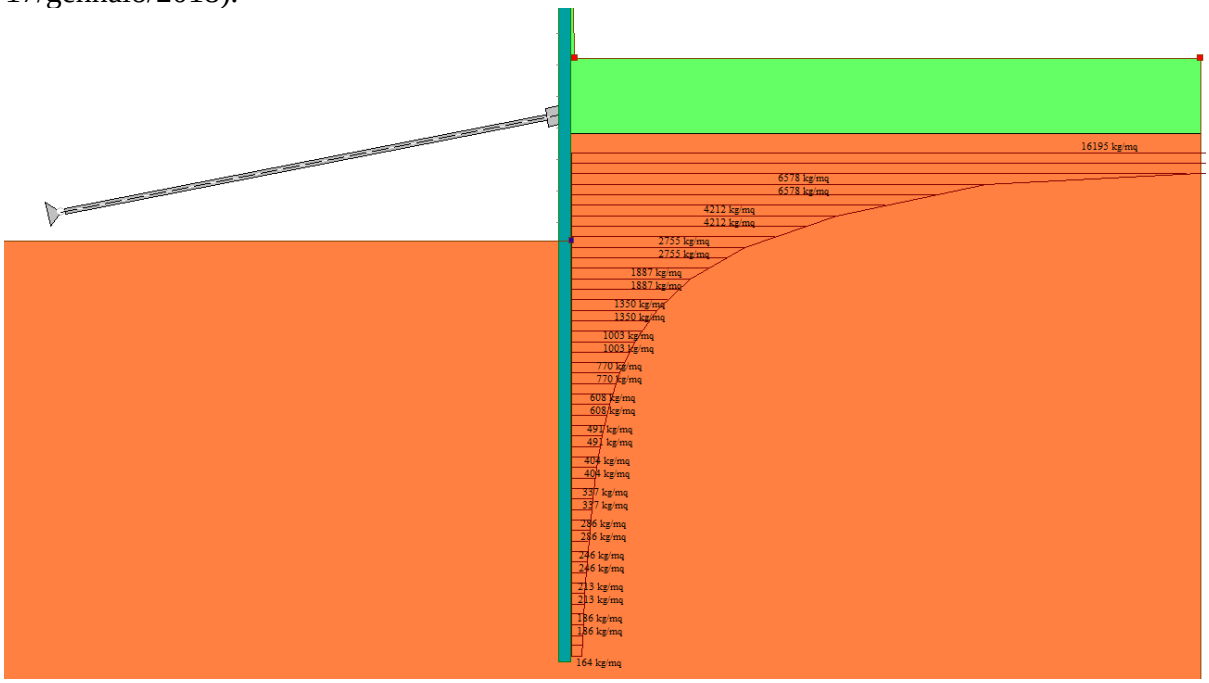


Figura 5.23 – Modello paratia.

Per limitare le deformazioni dell'opera di sostegno, sarà previsto l'impiego di puntoni metallici posti ad interasse pari a 2.50 m in fase di scavo; tali sostegni provvisionali, da un lato saranno vincolati in corrispondenza del cordolo formato da profilati metallici posti a quota -3.30 m dal cordolo di testa della paratia, in alveo il puntone sarà alla struttura esistente, realizzata per l'intervento eseguito in sponda sinistra.
Lo sforzo considerato agente sui puntoni sarà il massimo derivante dall'analisi del modello, non considerando la combinazione sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate

previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 17/gennaio/2018).



Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

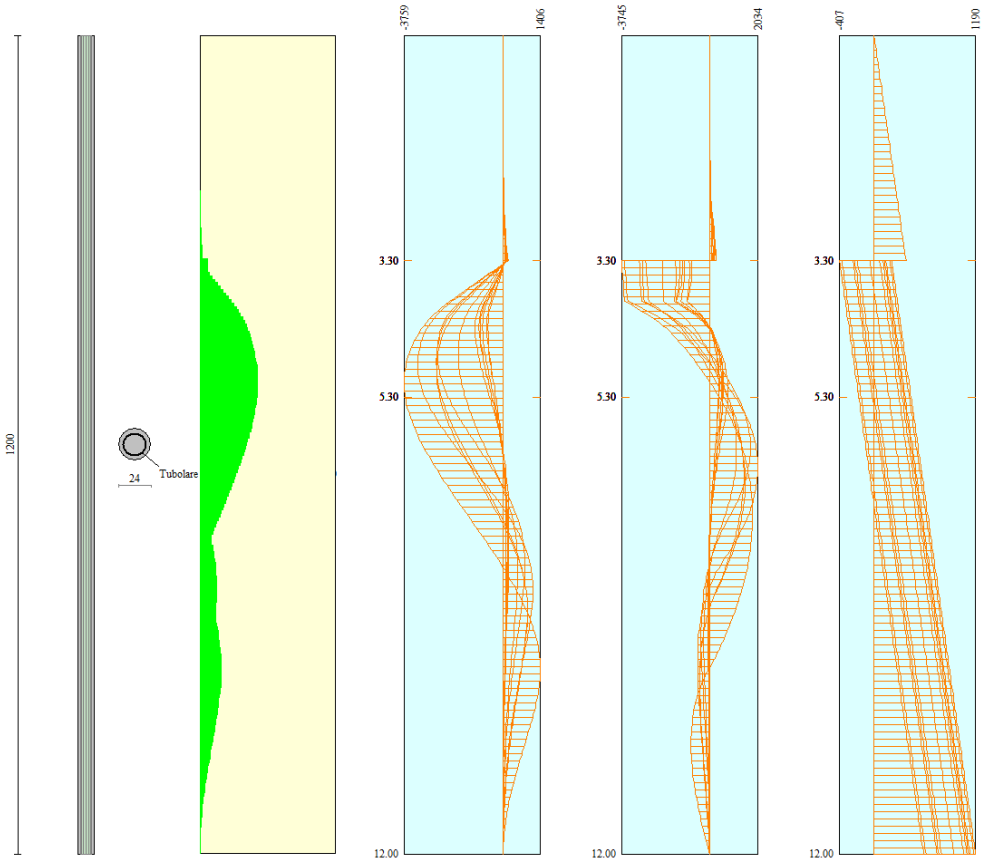


Figura 5.24 – Impegno micropalo.

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
●	-3.30	8	-41398	-16155	922444	366.35

La verifica ad instabilità del puntone tubolare è riportata di seguito:

VERIFICA INSTABILITA'PUNTONE TUBOLARE

$\Phi := 244.5\ mm$ Diametro esterno

$s_p := 8\ mm$ Spessore

$E := 2.1 \cdot 10^{8}\ \frac{kN}{m^2}$ Modulo elastico acciaio

$L := 8.00\ m$ Lunghezza puntone

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

$A := \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} - \frac{\pi \cdot (\Phi - 2 \cdot s_p)^2}{4} = 59.44\ cm^2$ Area armatura tubolare

$J := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{64} = 4160.45\ cm^4$ Momento d'inerzia armatura

$W := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{32 \cdot \Phi} = 340.32\ cm^3$ Modulo di resistenza armatura

$\rho_{cmin} := \sqrt{\frac{J}{A}} = 8.37\ cm$ Raggio d'inerzia minimo

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ASTA COMPRESSA (§ 4.2.4.1.3.1 - NTC 2018)

$f_{yk} := 355\ MPa$ Tensione di snervamento acciaio

$f_{tk} := 520\ MPa$ Tensione di rottura acciaio

$\gamma_{M1} := 1.05$ Coefficiente parziale di sicurezza

$\alpha := 0.21$ Fattore d'imperfezione (§ Tab.4.2.VIII - NTC18)

$\beta := 1$ Coeff. relativo alle condizioni di vincolo

$N_{Ed} := 405.98\ kN$ sforzo di compressione di calcolo

$41398\ kgf = 405.98\ kN$

$L_o := \beta \cdot L = 8.00\ m$ Lunghezza libera d'inflessione

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_o^2} = 1347.35\ kN$ Carico critico Euleriano

$\lambda_0 := \frac{L_o}{\rho_{cmin}} = 95.62$ Snellezza nel piano d'inflessione considerato

$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.25$ Snellezza normalizzata

$\varphi := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right) = 1.39$ Coefficiente $\chi_c := \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}\right)} = 0.50$ Coefficiente

---

$N_{brd} := \frac{\chi \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 1001.64\ kN$ Resistenza all'instabilità per compressione

---

$N_{Ed} = 405.98\ kN$ $N_{brd} = 1001.64\ kN$

$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} = 0.405$ VERIFICA = "SODDISFATTA"

La verifica del cordolo metallico di contrasto è riportata di seguito:

VERIFICA TRAVERSO DI CONTRASTO PARATIA

$N := 41398\ kgf$ Sforzo Tirante/puntone

$\alpha := 0\ °$ Inclinazione rispetto alla verticale Tirante/Puntone

$int := 485\ cm$ Interasse Tiranti/puntoni

$\gamma_{M0} := 1.05$

$f_{yk} := 355\ \frac{N}{mm^2}$ Tensione caratt. snervamento acciaio

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 3447.61\ \frac{kgf}{cm^2}$ Tensione di calcolo acciaio

$\tau_{yd} := \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 1990.48\ \frac{kgf}{cm^2}$ Sforzo tangenziale di calcolo

$N_{orizz} := N \cdot \cos(\alpha) = 41398.00\ kgf$ Comp. orizzontale sforzo

$N_{vert} := N \cdot \sin(\alpha) = 0\ kgf$ Comp. verticale sforzo

$q_h := \frac{N_{orizz}}{int} = 85.36\ \frac{kgf}{cm}$ Carico orizzontale sulla trave

$q_v := \frac{N_{vert}}{int} = 0\ \frac{kgf}{cm}$ Carico verticale sulla trave

$M_h := \frac{q_h \cdot int^2}{8} = 2.51 \cdot 10^6\ kgf\ cm$ Momento massimo dovuto al carico orizzontale

$M_v := \frac{q_v \cdot int^2}{8} = 0\ kgf\ cm$ Momento massimo dovuto al carico verticale

$W_{zMIN} := \frac{M_h}{f_{yd}} = 727.97\ cm^3$ Modulo di resitenza min. asse verticale

$W_{yMIN} := \frac{M_v}{f_{yd}} = 0\ cm^3$ Modulo di resistenza min. asse orizzontale

PROFILI UTILIZZATI N° 2 HEA 240

$n_{prof} := 2$

$W_{zs} := 675.10\ cm^3$ Modulo di resistenza asse verticale (Singolo profilo)

$W_{ys} := 230.70\ cm^3$ Modulo di resistenza asse orizzontale (Singolo profilo)

$t_w := 0.75\ cm$ Spessore anima singolo profilo

$h_i := 20.60\ cm$ Altezza anima singolo profilo

$W_z := W_{zs} \cdot n_{prof} = 1350.20\ cm^3$ $VERIFICA_z = "OK"$

$W_y := W_{ys} \cdot n_{prof} = 461.40\ cm^3$ $VERIFICA_y = "OK"$

VERIFICA A FLESSIONE

$\sigma_{Edz} := \frac{M_h}{W_z} = 1858.80\ \frac{kgf}{cm^2}$ $\sigma_{Edy} := \frac{M_v}{W_y} = 0.00\ \frac{kgf}{cm^2}$

$\sigma_{id} := \sqrt{\sigma_{Edz}^2 + \sigma_{Edy}^2} = 1858.80\ \frac{kgf}{cm^2}$ $VERIFICA_\sigma = "SODDISFATTA"$

$Tasso_f := \frac{\sigma_{id}}{f_{yd}} = 53.92\ \%$

VERIFICA A TAGLIO

$T_{max} := \frac{q_h \cdot int}{2} = 20699.00\ kgf$

$A_w := t_w \cdot h_i \cdot n_{prof} = 30.90\ cm^2$

$\tau_{Ed} := \frac{T_{max}}{A_w} = 669.87\ \frac{kgf}{cm^2}$

$VERIFICA_\tau = "SODDISFATTA"$

$Tasso_t := \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{yd}} = 33.65\ \%$

Per il traverso di contrasto dei puntoni sulla paratia, saranno impiegati due profili HEA 240 accoppiati, come si può evincere dalla verifica.

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 12.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, davanti alla paratia sarà realizzato il nuovo muro d'argine descritto.

Allo scopo di contrastare la componente verticale dello sforzo assiale di compressione trasferito dai puntoni sulla paratia, in virtù della loro inclinazione rispetto al piano orizzontale, verranno previste delle costole in acciaio collegate, per mezzo di cordoni di saldatura, sia all'armatura tubolare dei micropali, sia al traverso di contrasto.
Per valutare lo stato tensionale a cui è soggetto il sistema irrigidente, è stato realizzato un modello agli elementi finiti della singola costola, costituita da elementi platea a 4 nodi di spessore 20 mm, in acciaio. Per schematizzare il vincolo offerto dai cordoni di saldatura che solidarizzano la costola all'armatura del palo, sono stati assegnati dei vincoli alla traslazione nelle direzioni X e Y (vedi Figura 5.25)

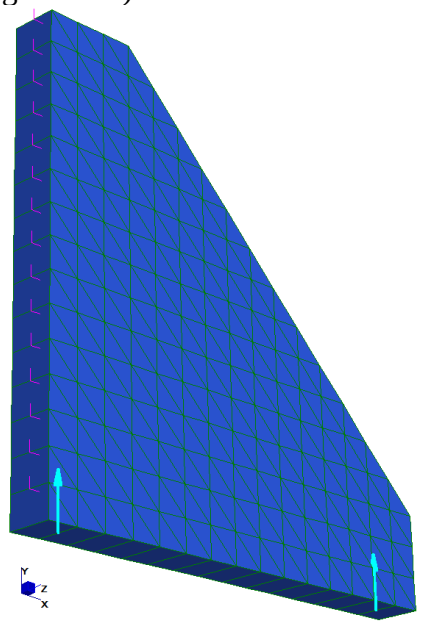


Figura 5.25 – Modello costola d'irrigidimento.

La condizione di carico assegnata al modello è costituita dalla componente verticale dello sforzo assiale agente nei puntoni, scomposta in due carichi nodali trasferiti in corrispondenza del contatto con le piattabande del traverso di contrasto sottostante.
Tali forze sono naturalmente dirette verso l'alto (Dir. Y) con intensità pari a:

$$N_{V,i} = \frac{N\ sen(13°)}{2} = 47.5\ kN$$

dove sono stati assunti come intensità dello sforzo assiale nel puntone N = 420 kN e inclinazione θ = 13°, ossia quella che dà luogo alla massima componente verticale.
La verifica della singola costola viene condotta controllando che la mappatura delle tensioni alla Von Mises, restituita dall'analisi, fornisca valori di tensione inferiori al limite di snervamento dell'acciaio, di classe S355. Si riporta di seguito quanto ottenuto:

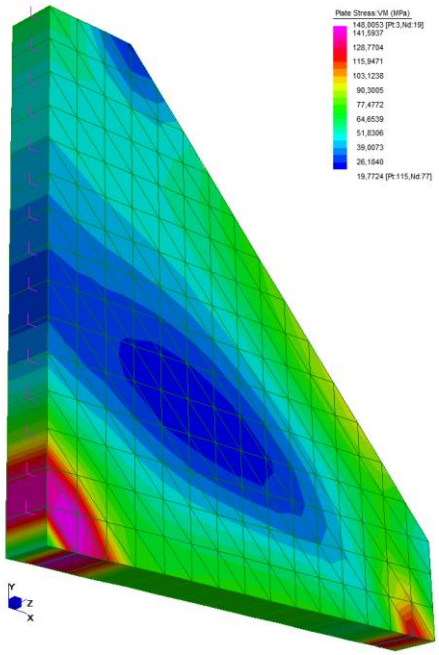


Figura 5.26 – Modello costola d'irrigidimento – Mappatura delle tensioni alla Von Mises.

Come si può evincere dalla mappatura di Figura 5.26, il limite di resistenza è abbondantemente superiore alla massima tensione esplicata per effetto della forza applicata, di valore pari a 148 MPa. Si specifica peraltro che è stato trascurato, a favore di sicurezza, l'effetto ripartitore della piastra orizzontale posta tra la costola ed il traverso di contrasto, per cui le due forze applicate nel modello non sono di natura puntuale ma godrebbero di una maggior distribuzione.
Per quanto riguarda i cordoni di saldatura che solidarizzano la costola all'armatura del palo, il criterio di resistenza specificato al par 4.2.8.2.4 del D.M. 17/01/2018, per un acciaio S355, impone che:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)} = \sqrt{3\ (40\ MPa)^2} = 70\ MPa \leq \frac{f_{tk}}{\beta\gamma_{M2}} = \frac{510\ MPa}{0.9 \cdot 1.25} = 450\ MPa$$

La verifica può quindi ritenersi soddisfatta.

5.1.1.13 Paratia sez. 11 (edificio ex Cognetex)

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	1.00	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	...
2	5.70	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
3	6.70	0.00	0.00	Sedimenti sabbie fir	Sedimenti sabbie fini	...

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 11300 kgf/m^2 scarico in fondazione edifici.

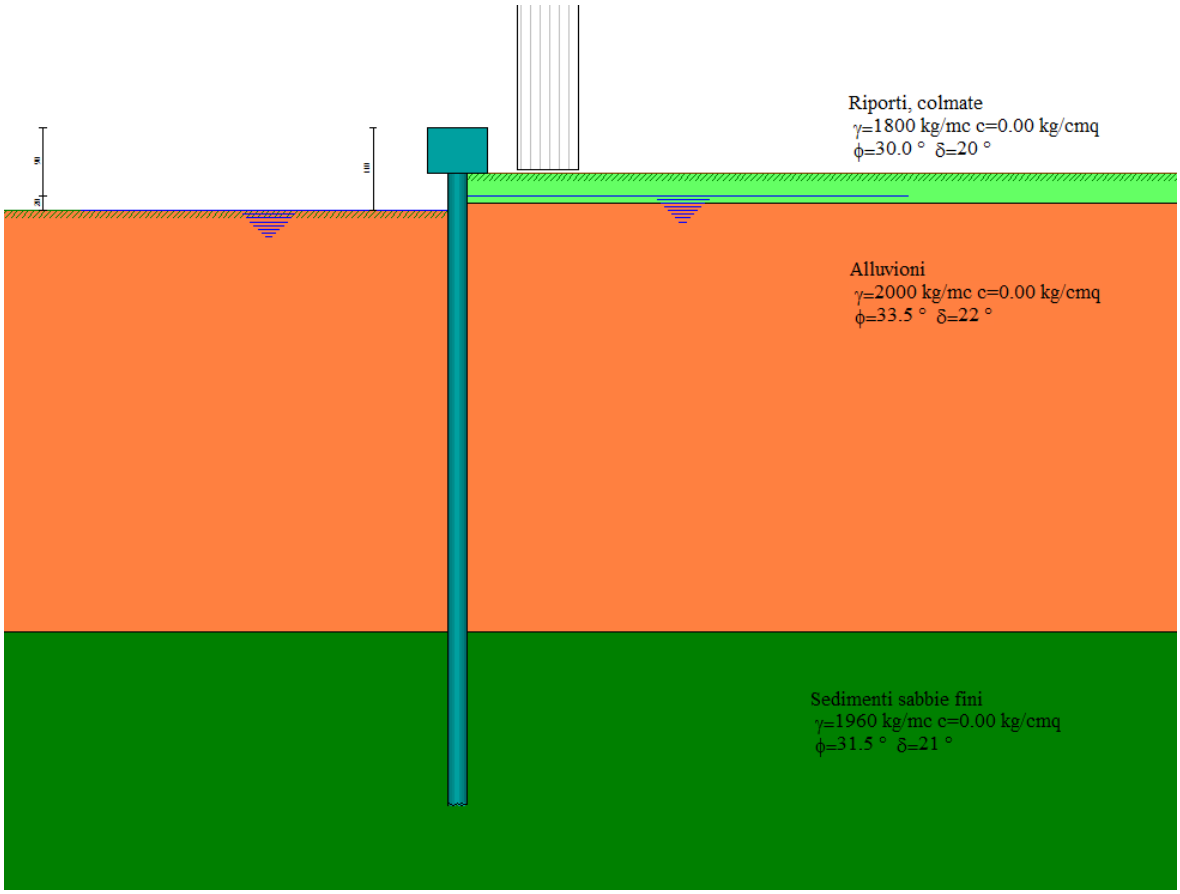


Figura 5.27 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

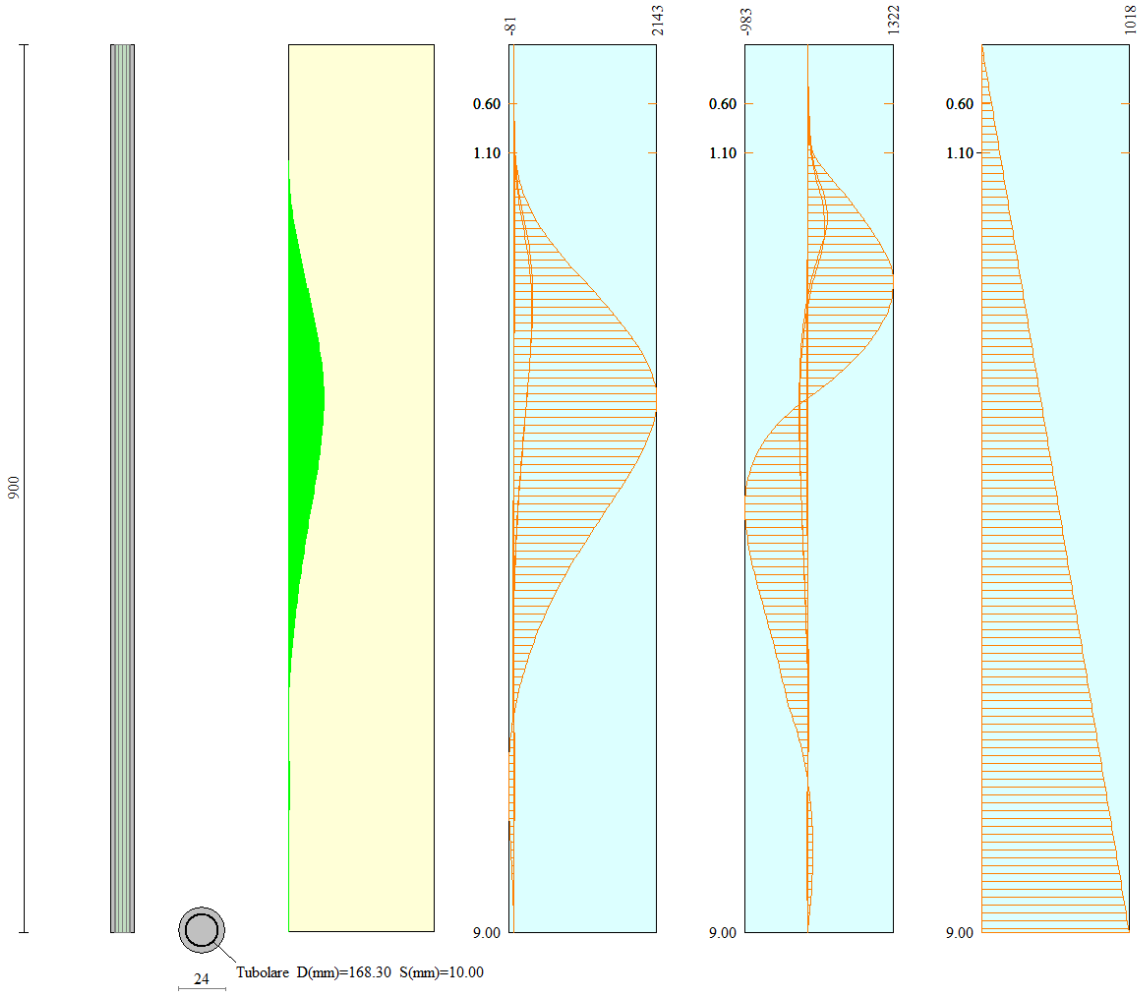


Figura 5.28 – Impegno micropalo.

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, davanti alla paratia sarà realizzato il nuovo muro d'argine descritto.

5.1.2 Opere provvisionali in sponda sinistra

5.1.2.1 Paratia sez 42

Stratigrafia

	Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
✸	1	3.20	0.00	0.00	1-Riporto, Colmate	1-Riporto, Colmate	⋯
	2	3.00	0.00	0.00	2-Alluvioni	2-Alluvioni	⋯
	3	4.50	0.00	0.00	4-Alterazioni argille	4-Alterazioni argille	⋯
	4	10.00	0.00	0.00	5-Argille di Ortoverc	5-Argille di Ortovero	⋯

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 15 kN/m^2 carico variabile dovuto al traffico.

Oltre a tale carico, è stato considerata una forza orizzontale ed un momento, entrambi al metro lineare, agenti sul cordolo della paratia dovuti alla spinta del terreno sulla parte di cartella verticale al di sopra della paratia. Per la forza è stato assunto un valore pari a 708 kgf/m, mentre per il momento 378 kgf m/m.

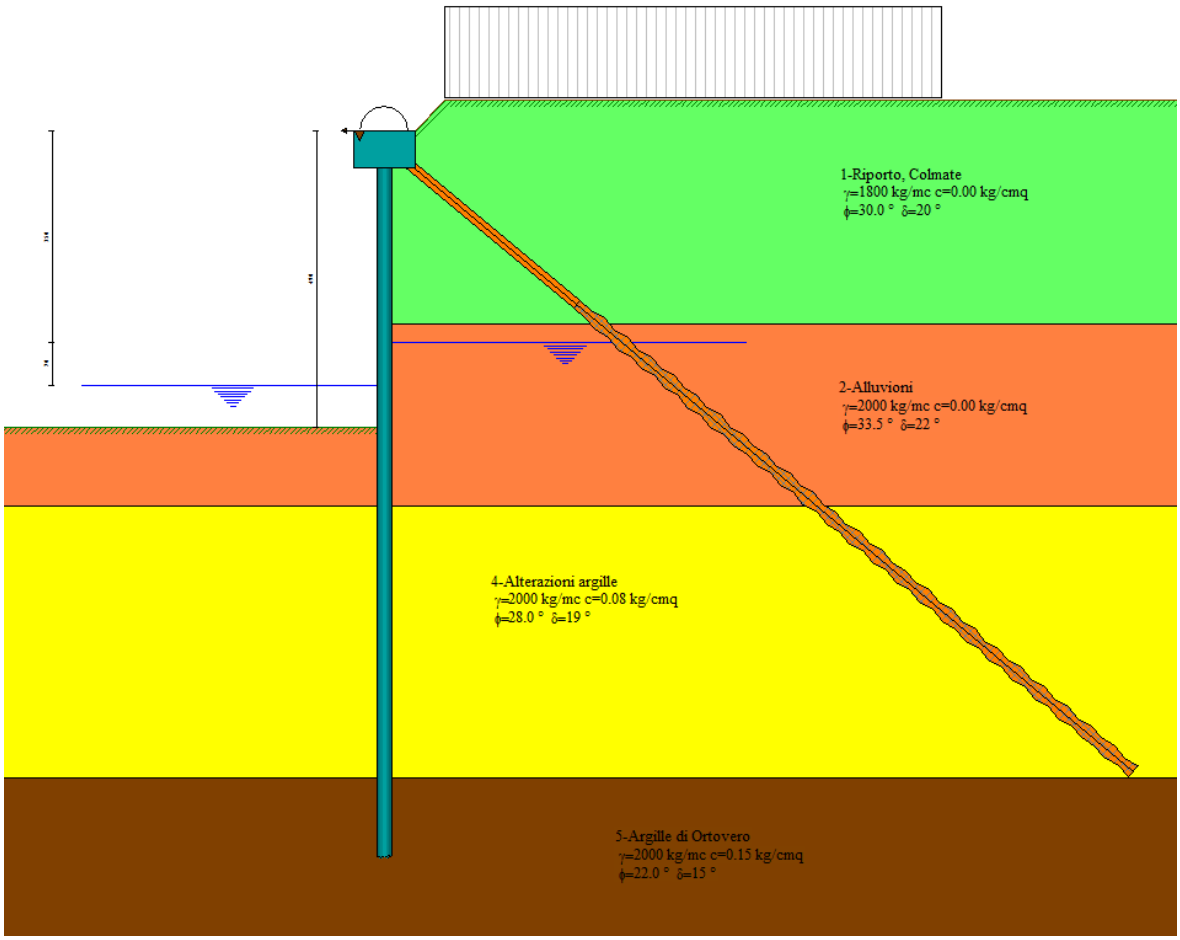


Figura 5.29 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

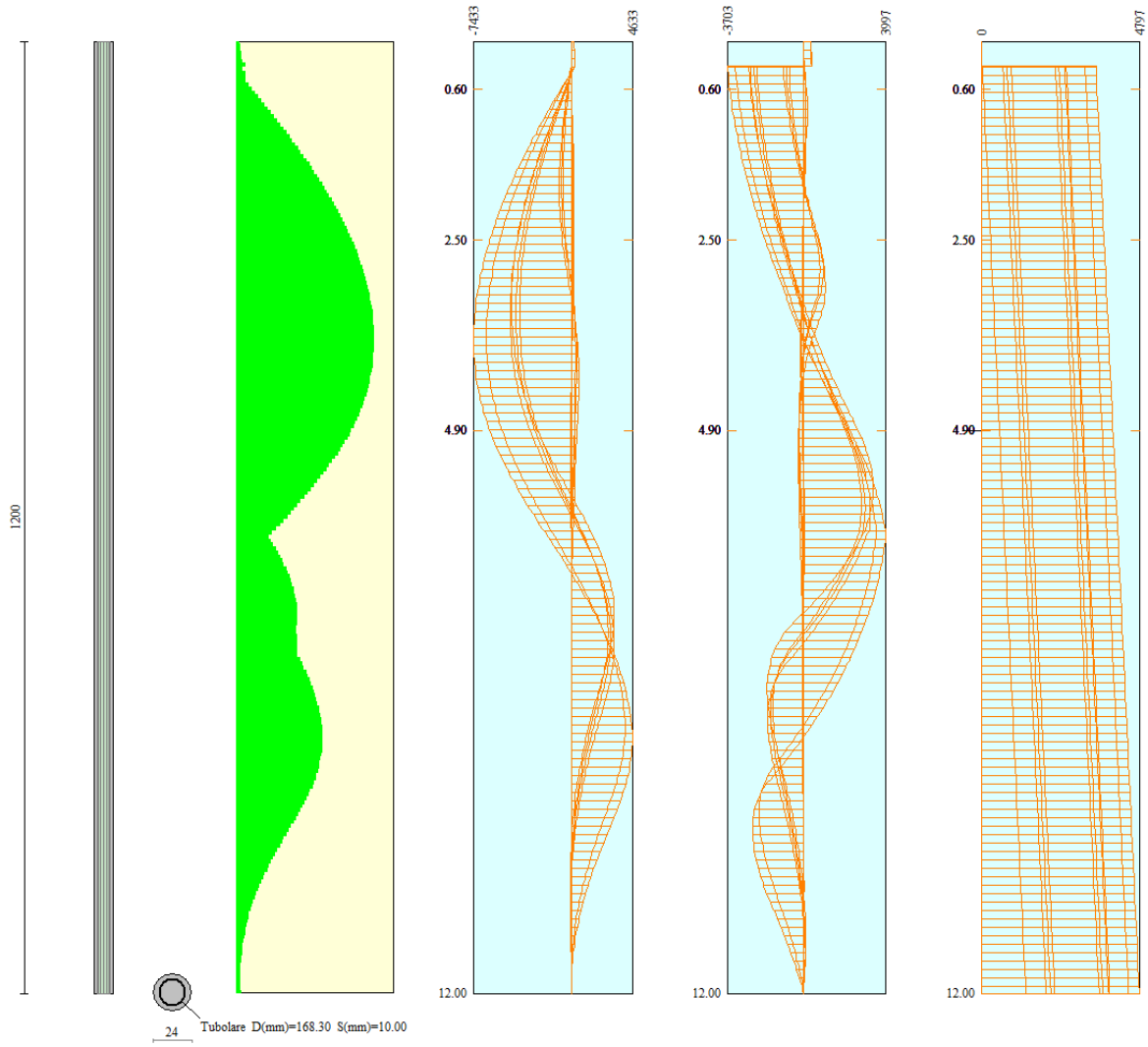


Figura 5.30 – Impegno micropalo.

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui tiranti, relativo alla fase più critica.

Risultati Tiranti

Y [m]	nt	N [kg]	L [m]	Lf [m]	sf [kg/cmq]	Fs
0.30	10	24084	16.00	12.00	2994.54	1.33

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m, lo sviluppo longitudinale di tale tratto risulta pari a circa 22.00 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia sarà pari a 12.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.

I tiranti passivi previsti, saranno costituiti da barre dywidag aventi diametro pari a 32 mm, inseriti in una perforazione avente diametro da 160 mm; la testata risulterà ancorata in corrispondenza del cordolo della paratia e posti ad interasse pari a 2.00 m.
Il tirante avrà inclinazione pari a 40° rispetto all'orizzontale con lunghezza totale pari a 16.00 m e fondazione avente lunghezza pari a 12.00 m.
A livello definitivo, sarà realizzata una cartella verticale in c.a., ancorata alla paratia per mezzo di idonea armatura predisposta in corrispondenza del cordolo e lungo l'armatura dei micropali.

5.1.2.2 Paratia sez 41

Stratigrafia

	Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
✸	1	3.20	0.00	0.00	1-Riporto, Colmate	1-Riporto, Colmate	···
	2	3.00	0.00	0.00	2-Alluvioni	2-Alluvioni	···
	3	4.50	0.00	0.00	4-Alterazioni argille	4-Alterazioni argille	···
	4	10.00	0.00	0.00	5-Argille di Ortovero	5-Argille di Ortovero	···

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 15 kN/m^2 carico variabile dovuto al traffico.

Oltre a tale carico, è stato considerata una forza orizzontale ed un momento, entrambi al metro lineare, agenti sul cordolo della paratia dovuti alla spinta del terreno sulla parte di cartella verticale al di sopra della paratia. Per lka forza è stato assunto un valore pari a 708 kgf/m, mentre per il momento 378 kgf m/m.

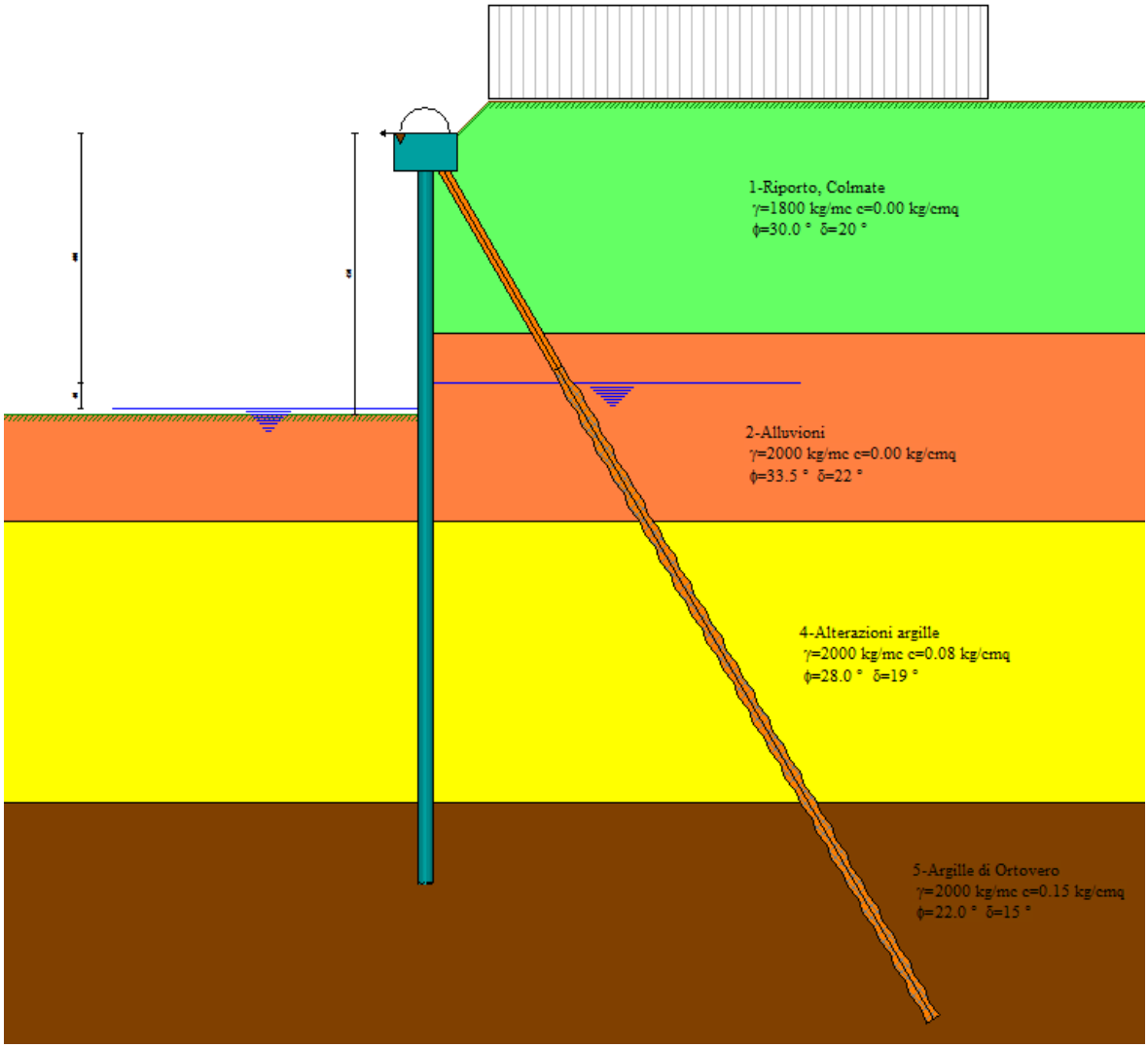


Figura 5.31 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

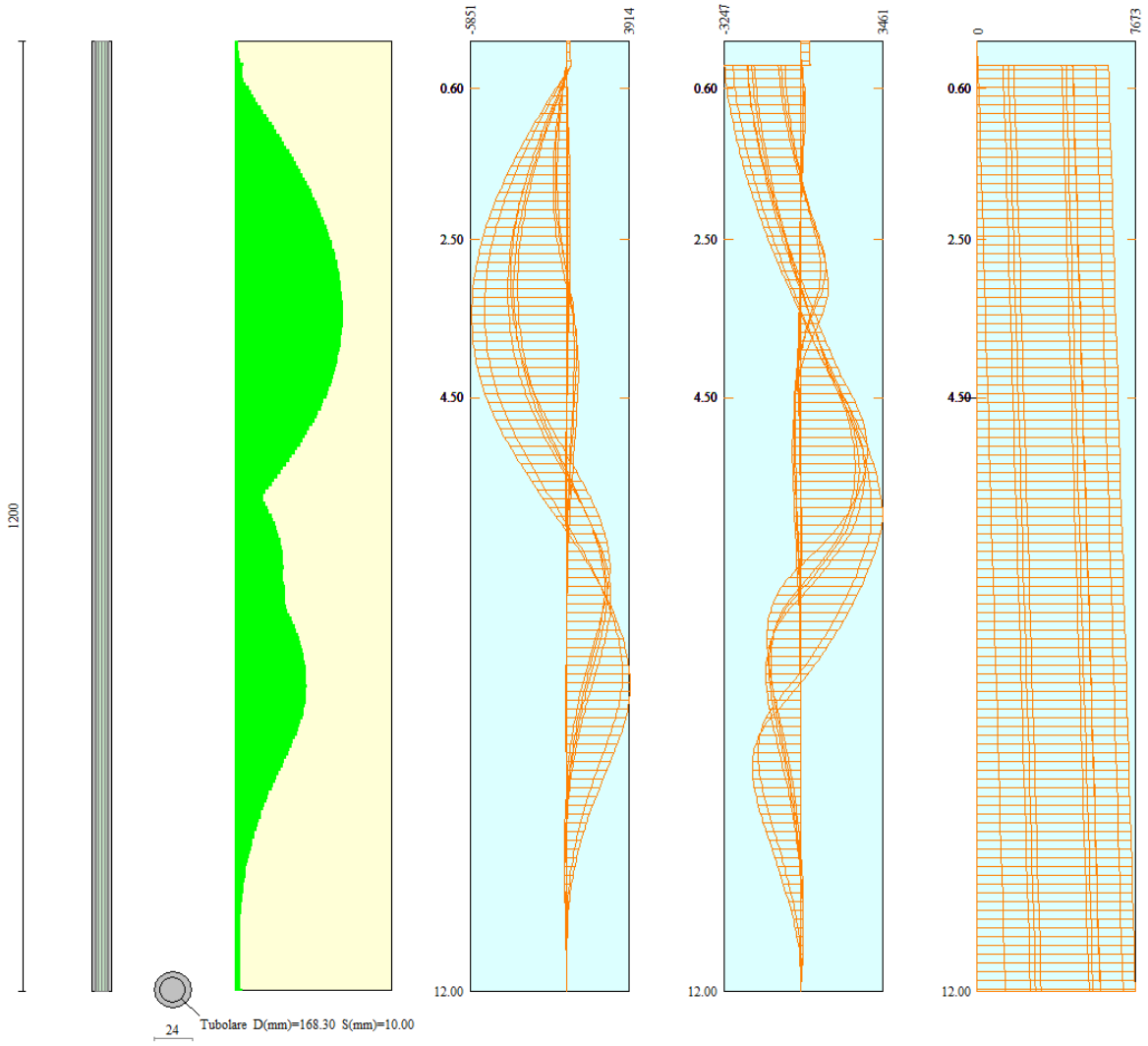


Figura 5.32 – Impegno micropalo.

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui tiranti, relativo alla fase più critica.

Risultati Tiranti

	Y [m]	nt	N [kg]	L [m]	Lf [m]	sf [kg/cmq]	Fs
✸	0.30	19	28789	16.00	12.00	3579.67	1.14

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m, lo sviluppo longitudinale di tale tratto risulta pari a circa 38.00 m.

La lunghezza dei micropali costituenti la paratia sarà pari a 12.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
I tiranti passivi previsti, saranno costituiti da barre dywidag aventi diametro pari a 32 mm, inseriti in una perforazione avente diametro da 160 mm; la testata risulterà ancorata in corrispondenza del cordolo della paratia e posti ad interasse pari a 2.00 m.
Il tirante avrà inclinazione pari a 60° rispetto all'orizzontale con lunghezza totale pari a 16.00 m e fondazione avente lunghezza pari a 12.00 m.
A livello definitivo, sarà realizzata una cartella verticale in c.a., ancorata alla paratia per mezzo di idonea armatura predisposta in corrispondenza del cordolo e lungo l'armatura dei micropali.

5.1.2.3 Paratia sez 25

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	1.30	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	...
2	5.60	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
3	1.80	0.00	0.00	Alt. delle Argille	Alt. delle Argille	...
4	6.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 300 kgf/m^2 carico variabile per macchine operatrici.

Oltre a tale carico, è stato considerata una forza orizzontale ed un momento, entrambi al metro lineare, agenti sul cordolo della paratia dovuti alla spinta del terreno sulla parte di cartella verticale al di sopra della paratia. Per la forza è stato assunto un valore pari a 540 kgf/m, mentre per il momento 160 kgf m/m.

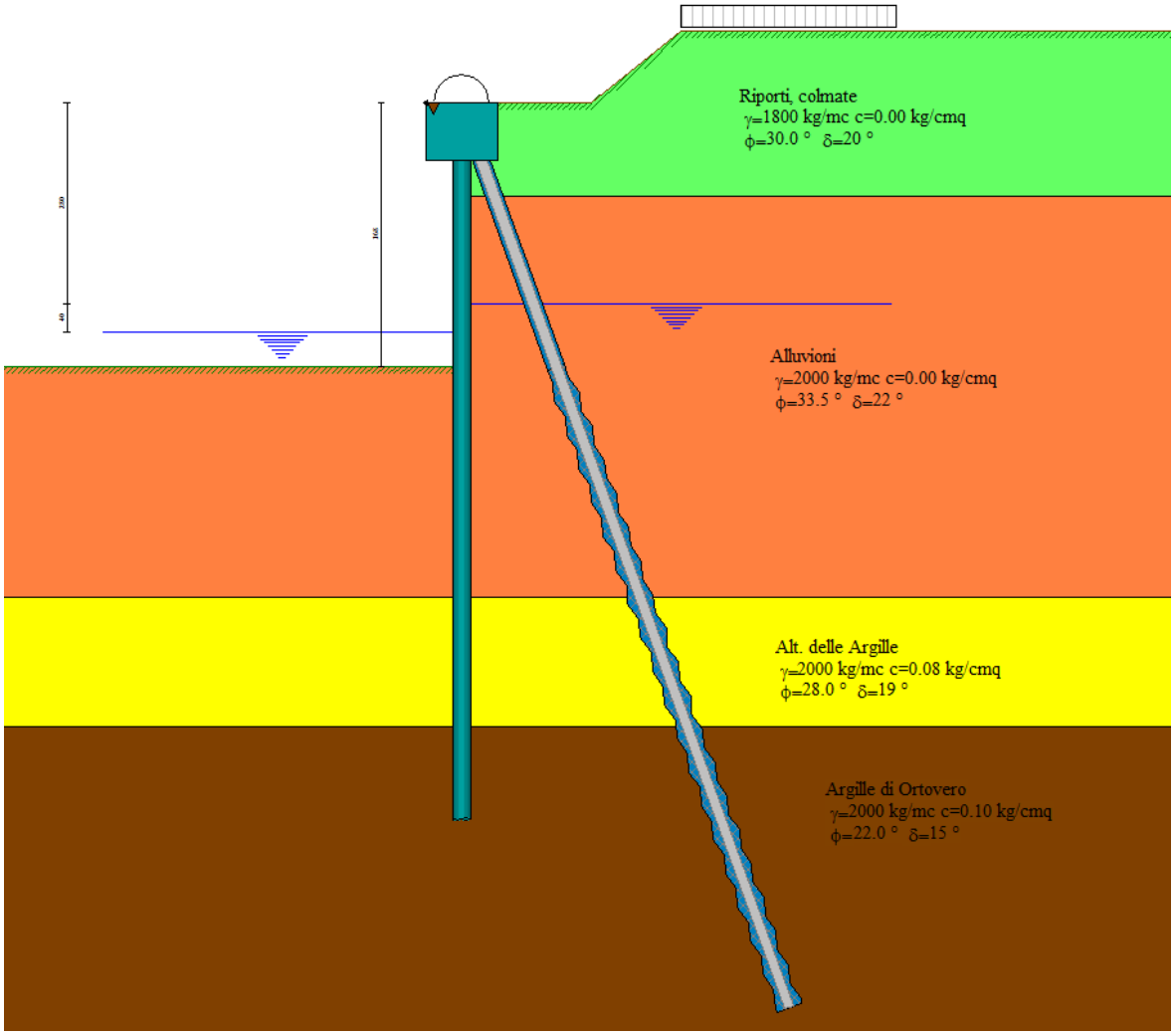


Figura 5.33 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

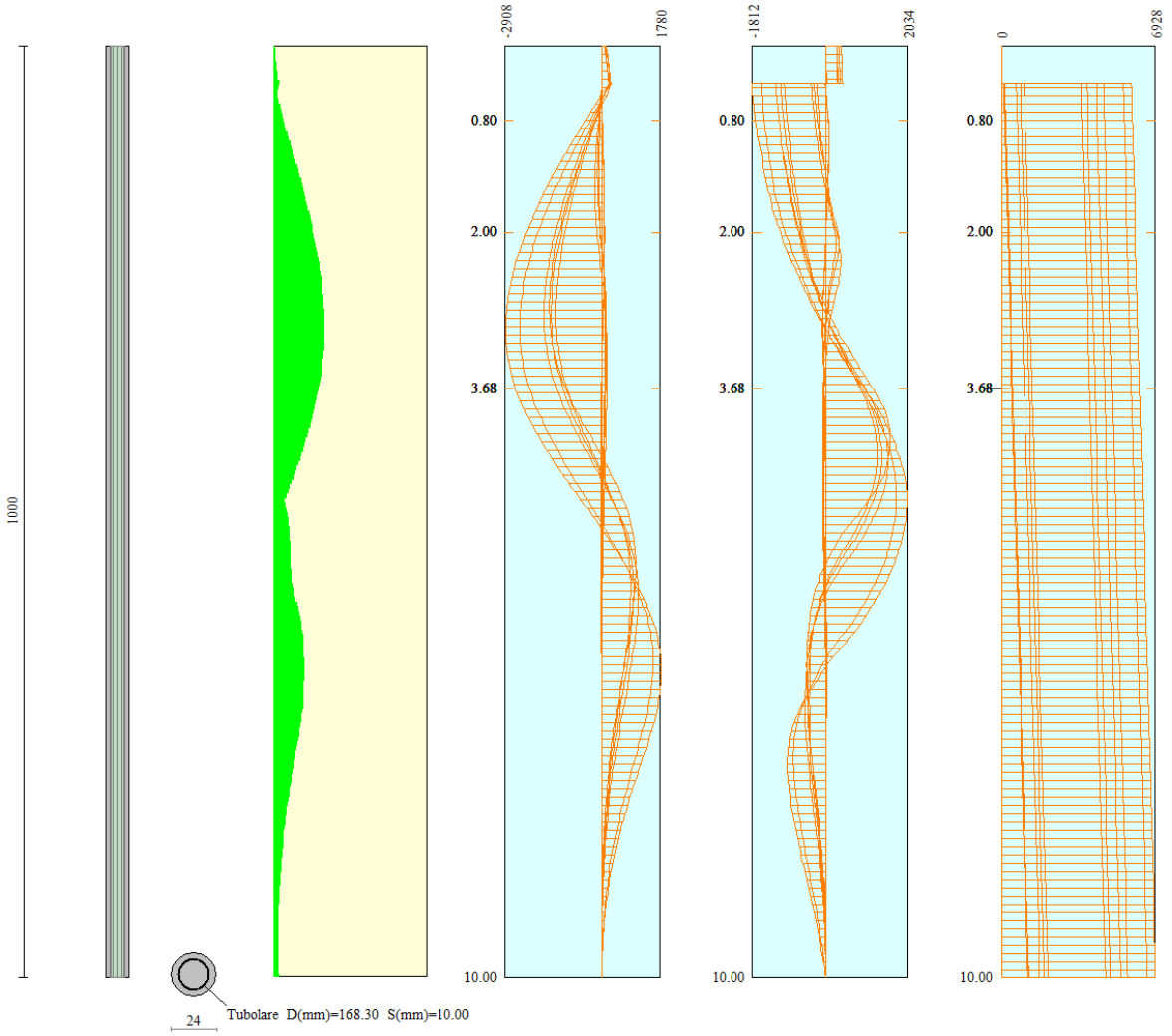


Figura 5.34 – Impegno micropalo.

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui tiranti, relativo alla fase più critica.

Risultati Tiranti

Y [m]	nt	N [kg]	L [m]	Lf [m]	sf [kg/cmq]	Fs
0.40	10	32778	13.00	9.50	804.43	1.13

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m, lo sviluppo longitudinale di tale tratto risulta pari a circa 26.40 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia sarà pari a 10.00 m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.

I tiranti passivi previsti, saranno costituiti da micropali inclinati, inseriti in una perforazione avente diametro da 240 mm, con armatura tubolare avente diametro pari a 139.7 e spessore 10.00 mm; la testata del tirante risulterà ancorata in corrispondenza del cordolo della paratia. L'interasse dei tiranti risulterà pari a 2.50 m.
Il tirante avrà inclinazione pari a 20° rispetto all'orizzontale con lunghezza totale pari a 13.00 m e fondazione avente lunghezza pari a 9.50 m.
A livello definitivo, sarà realizzata una cartella verticale in c.a., ancorata alla paratia per mezzo di idonea armatura predisposta in corrispondenza del cordolo e lungo l'armatura dei micropali.
Tale paratia, a valle, devierà di un angolo pari a 90° andandosi ad attestare in corrispondenza delle sottomurazioni previste lungo il muro d'argine esistente in sponda sinistra, subito a valle del fabbricato esistente.

5.1.2.4 Paratia sez 23

Stratigrafia

	Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
✸	1	1.50	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	...
	2	6.30	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
	3	1.00	0.00	0.00	Alt. delle Argille	Alt. delle Argille	...
	4	6.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 11420 kgf/m^2 , scarico del muro sul terreno;
- 140 kgf/m^2 , peso pavimentazione piazzale;
- 200 kgf/m^2 , carico per auto parcheggiate compresa la pavimentazione del piazzale in corrispondenza del muro d'argine;

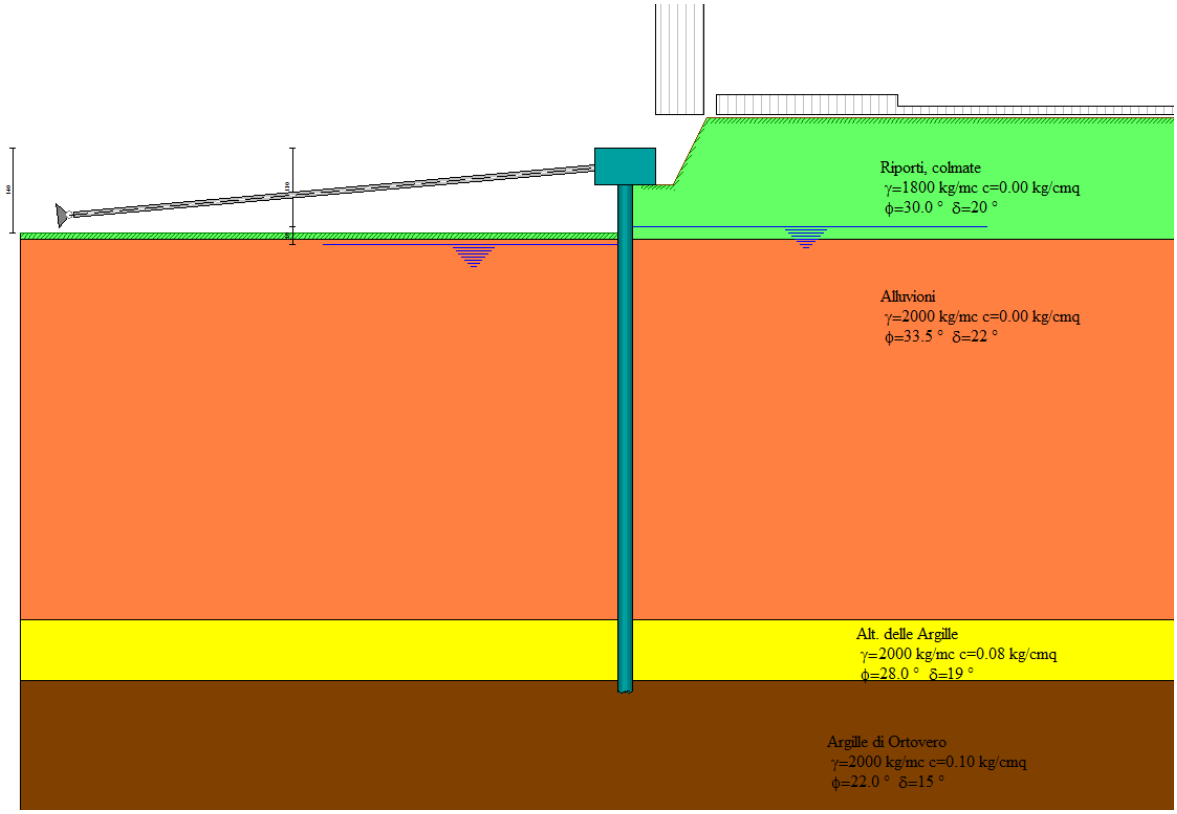


Figura 5.35 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

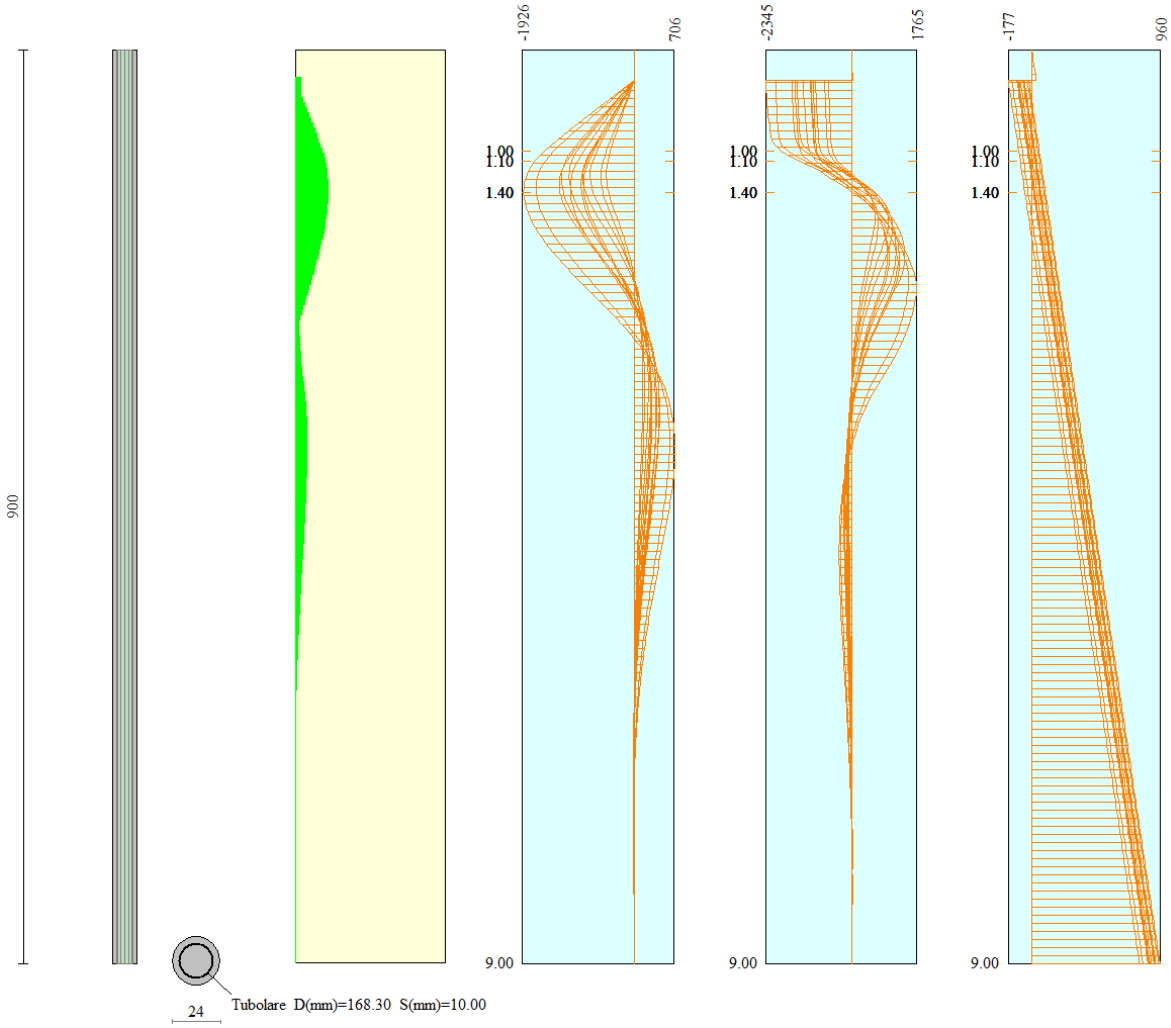


Figura 5.36 – Impegno micropalo.

Per limitare le deformazioni dell'opera di sostegno, sarà previsto l'impiego di puntoni metallici posti ad interasse pari a 7.00 m in fase di scavo; tali sostegni provvisionali, da un lato saranno vincolati in corrispondenza del cordolo di testa della paratia, in alveo sarà realizzato un blocco di ancoraggio fondato su 4 pali disposti a cavalletto della lunghezza pari a 12.00 m.

Lo sforzo da considerare agente sui puntoni sarà il massimo derivante dall'analisi del modello, non considerando la combinazione sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 17/gennaio/2018).

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
✸	-0.30	3	-20914	-4183	48947	622.45

La verifica ad instabilità del puntone tubolare è riportata di seguito:

VERIFICA INSTABILITA' PUNTONE TUBOLARE

$\Phi := 244.5\ mm$ Diametro esterno

$s_p := 8\ mm$ Spessore

$E := 2.1 \cdot 10^{8}\ \frac{kN}{m^2}$ Modulo elastico acciaio

$L := 9.00\ m$ Lunghezza puntone

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

$A := \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} - \frac{\pi \cdot (\Phi - 2 \cdot s_p)^2}{4} = 59.44\ cm^2$ Area armatura tubolare

$J := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{64} = 4160.45\ cm^4$ Momento d'inerzia armatura

$W := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{32 \cdot \Phi} = 340.32\ cm^3$ Modulo di resistenza armatura

$\rho_{cmin} := \sqrt{\frac{J}{A}} = 8.37\ cm$ Raggio d'inerzia minimo

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ASTA COMPRESSA (§ 4.2.4.1.3.1 - NTC 2018)

$f_{yk} := 355\ MPa$ Tensione di snervamento acciaio

$\gamma_{M1} := 1.05$ Coefficiente parziale di sicurezza

$f_{tk} := 520\ MPa$ Tensione di rottura acciaio

$\alpha := 0.21$ Fattore d'imperfezione (§ Tab.4.2.VIII - NTC18)

$\beta := 1$ Coeff. relativo alle condizioni di vincolo

$N_{Ed} := 205.10\ kN$ sforzo di compressione di calcolo

$20914\ kgf = 205.10\ kN$

$L_o := \beta \cdot L = 9.00\ m$ Lunghezza libera d'inflessione

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_o^2} = 1064.57\ kN$ Carico critico Euleriano

$\lambda_0 := \frac{L_o}{\rho_{cmin}} = 107.57$ Snellezza nel piano d'inflessione considerato

$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.41$ Snellezza normalizzata

$\varphi := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right) = 1.62$ Coefficiente

$\chi_c := \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}\right)} = 0.41$ Coefficiente

---

$N_{brd} := \frac{\chi \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 832.13\ kN$ Resistenza all'instabilità per compressione

---

$N_{Ed} = 205.10\ kN$ $N_{brd} = 832.13\ kN$

$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} = 0.246$ VERIFICA = "SODDISFATTA"

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Per i puntoni provvisionali sarà utilizzato un profilo tubolare avente diametro pari a 244.5 mm e spessore 8.00 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm, collegata inferiormente da travi in c.a. realizzate a livello dell'alveo della sezione pari a 07.0 x 1.00 m poste ad interasse pari a 7.00 m, come già descritto.

5.1.2.5 Paratia sez 22

Stratigrafia

	Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
✸	1	1.50	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	...
	2	6.30	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
	3	1.00	0.00	0.00	Alt. delle Argille	Alt. delle Argille	...
	4	6.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 11420 kgf/m^2 , scarico del muro sul terreno;
- 140 kgf/m^2 , peso pavimentazione piazzale;
- 200 kgf/m^2 , carico per auto parcheggiate compresa la pavimentazione del piazzale in corrispondenza del muro d'argine;

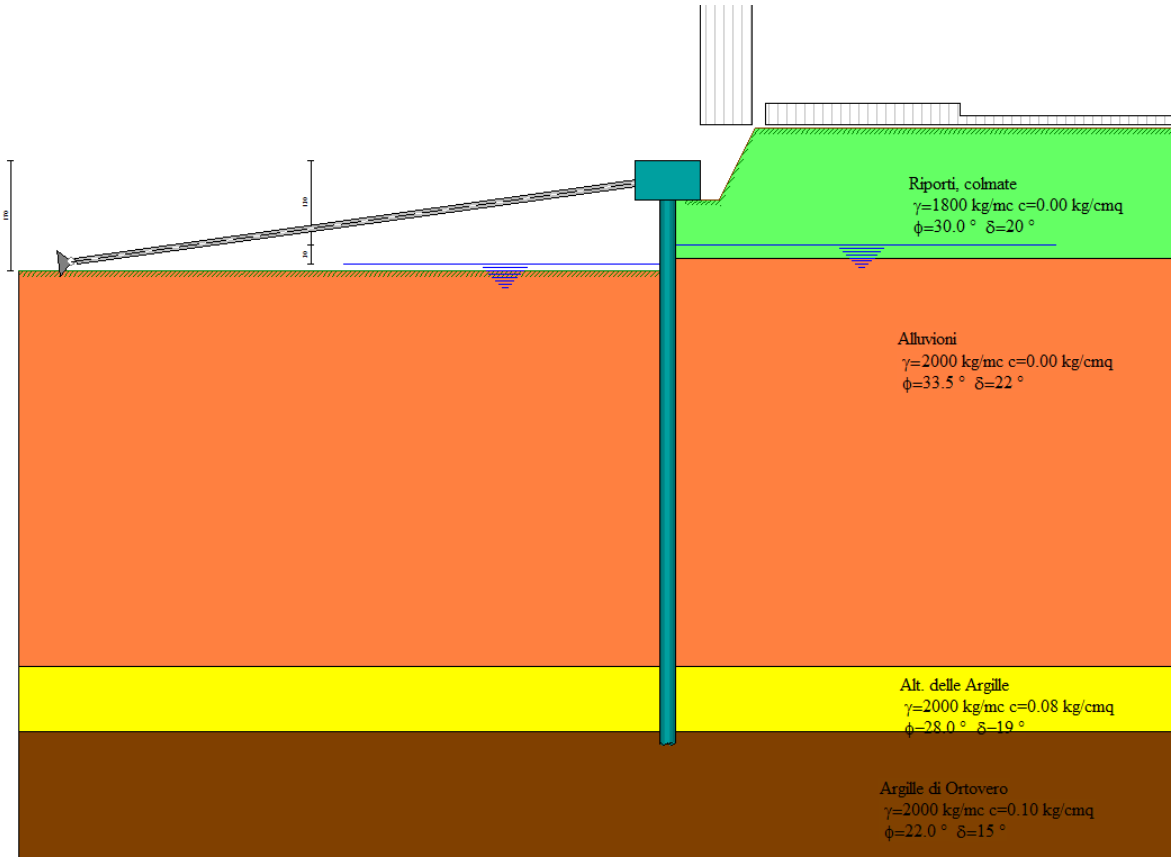


Figura 5.37 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

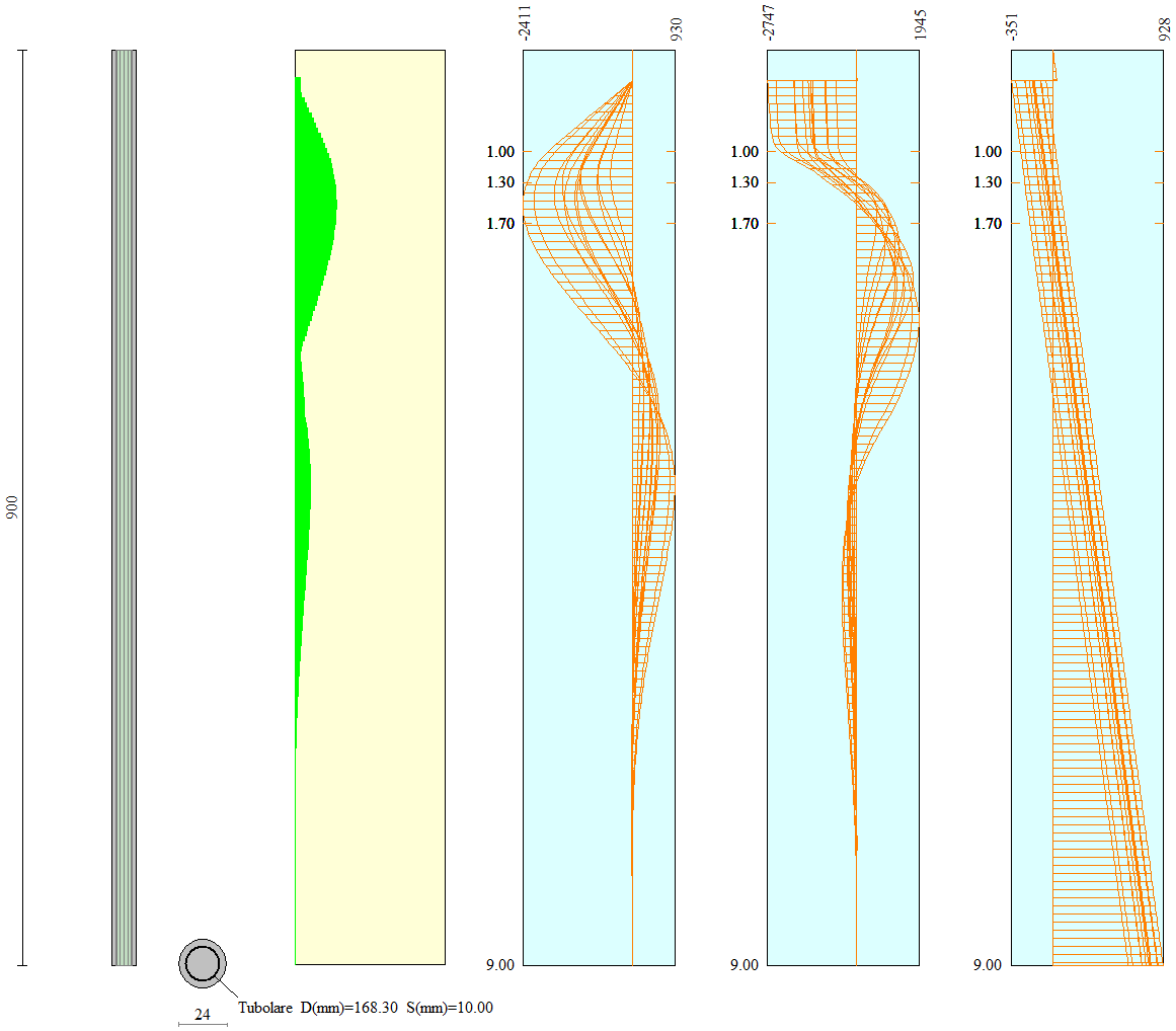


Figura 5.38 – Impegno micropalo.

Per limitare le deformazioni dell'opera di sostegno, sarà previsto l'impiego di puntoni metallici posti ad interasse pari a 7.00 m in fase di scavo; tali sostegni provvisionali, da un lato saranno vincolati in corrispondenza del cordolo di testa della paratia, in alveo sarà realizzato un blocco di ancoraggio fondato su 4 pali disposti a cavalletto della lunghezza pari a 12.00 m.

Lo sforzo da considerare agente sui puntoni sarà il massimo derivante dall'analisi del modello, non considerando la combinazione sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 17/gennaio/2018).

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
●	-0.30	3	-25209	-5042	48400	750.26

La verifica ad instabilità del puntone tubolare è riportata di seguito:

VERIFICA INSTABILITA'PUNTONE TUBOLARE

$\Phi := 244.5\ mm$ Diametro esterno

$s_p := 8\ mm$ Spessore

$E := 2.1 \cdot 10^{8}\ \frac{kN}{m^2}$ Modulo elastico acciaio

$L := 9.00\ m$ Lunghezza puntone

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

$A := \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} - \frac{\pi \cdot (\Phi - 2 \cdot s_p)^2}{4} = 59.44\ cm^2$ Area armatura tubolare

$J := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{64} = 4160.45\ cm^4$ Momento d'inerzia armatura

$W := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{32 \cdot \Phi} = 340.32\ cm^3$ Modulo di resistenza armatura

$\rho_{cmin} := \sqrt{\frac{J}{A}} = 8.37\ cm$ Raggio d'inerzia minimo

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ASTA COMPRESSA (§ 4.2.4.1.3.1 - NTC 2018)

$f_{yk} := 355\ MPa$ Tensione di snervamento acciaio

$\gamma_{M1} := 1.05$ Coefficiente parziale di sicurezza

$f_{tk} := 520\ MPa$ Tensione di rottura acciaio

$\alpha := 0.21$ Fattore d'imperfezione (§ Tab.4.2.VIII - NTC18)

$\beta := 1$ Coeff. relativo alle condizioni di vincolo

$N_{Ed} := 247.22\ kN$ sforzo di compressione di calcolo

$25209\ kgf = 247.22\ kN$

$L_o := \beta \cdot L = 9.00\ m$ Lunghezza libera d'inflessione

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_o^2} = 1064.57\ kN$ Carico critico Euleriano

$\lambda_0 := \frac{L_o}{\rho_{cmin}} = 107.57$ Snellezza nel piano d'inflessione considerato

$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.41$ Snellezza normalizzata

$\varphi := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right) = 1.62$ Coefficiente

$\chi_c := \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}\right)} = 0.41$ Coefficiente

---

$N_{brd} := \frac{\chi \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 832.13\ kN$ Resistenza all'instabilità per compressione

---

$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} = 0.297$ $VERIFICA = \text{"SODDISFATTA"}$

$N_{Ed} = 247.22\ kN$ $N_{brd} = 832.13\ kN$

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Per i puntoni provvisionali sarà utilizzato un profilo tubolare avente diametro pari a 244.5 mm e spessore 8.00 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm, collegata inferiormente da travi in c.a. realizzate a livello dell'alveo della sezione pari a 07.0 x 1.00 m poste ad interasse pari a 7.00 m, come già descritto.

5.1.2.6 Paratia sez 21

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	1.50	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	...
2	6.30	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
3	1.00	0.00	0.00	Alt. delle Argille	Alt. delle Argille	...
4	6.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 11420 kgf/m^2 , scarico del muro sul terreno;
- 140 kgf/m^2 , peso pavimentazione piazzale;
- 200 kgf/m^2 , carico per auto parcheggiate compresa la pavimentazione del piazzale in corrispondenza del muro d'argine;
-

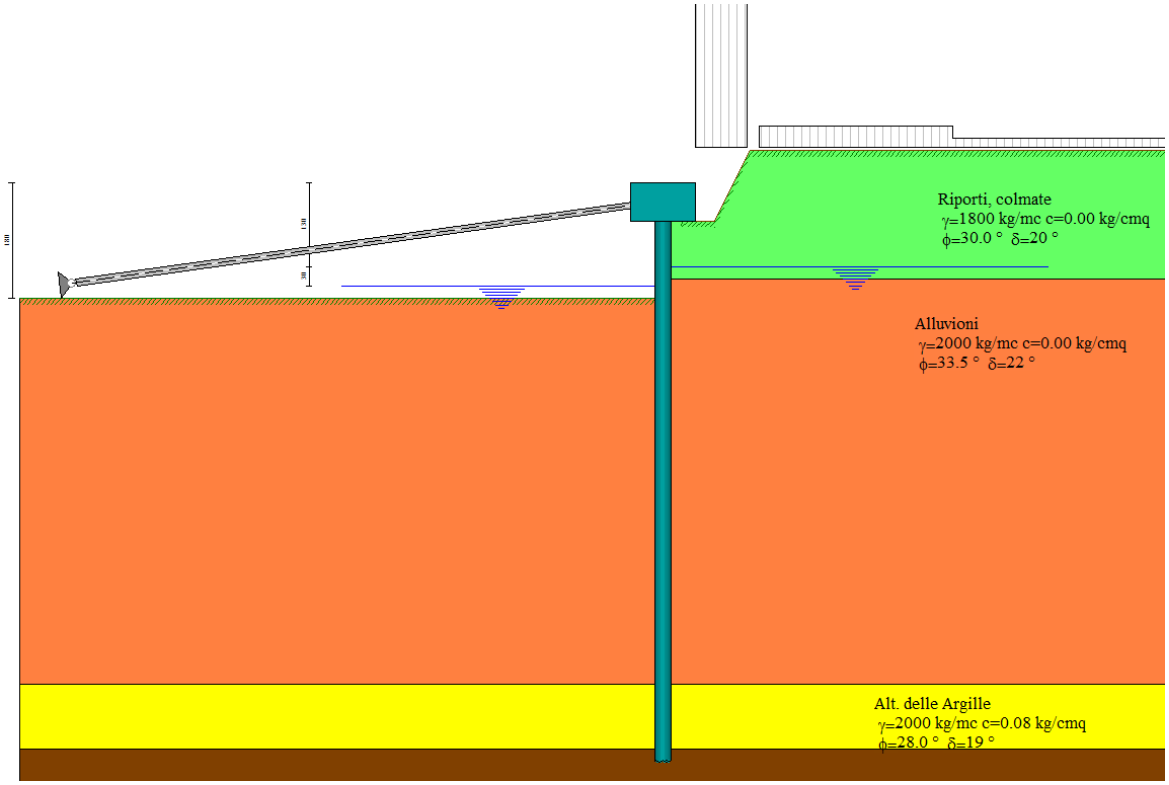


Figura 5.39 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

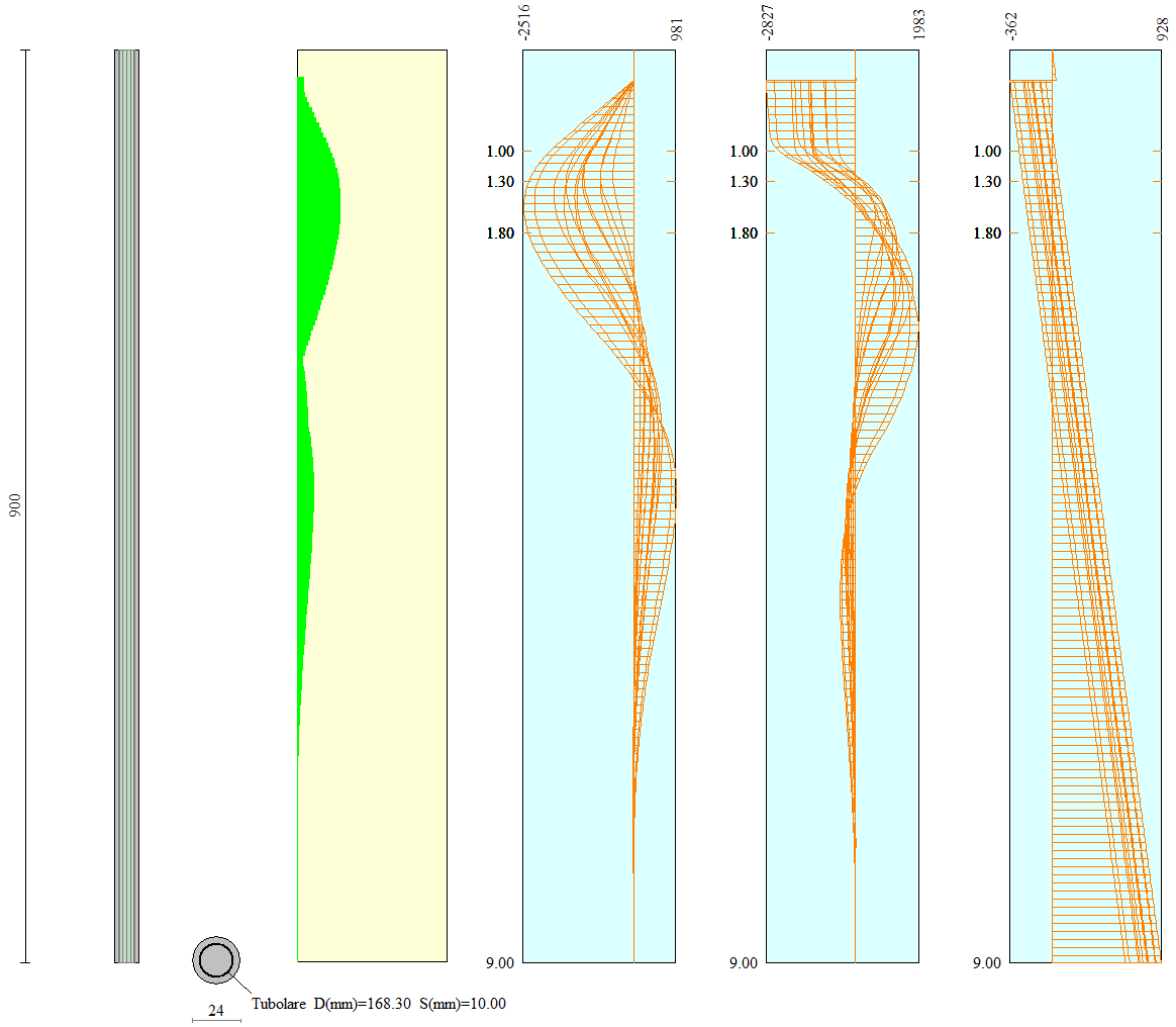


Figura 5.40 – Impegno micropalo.

Per limitare le deformazioni dell'opera di sostegno, sarà previsto l'impiego di puntoni metallici posti ad interasse pari a 7.00 m in fase di scavo; tali sostegni provvisionali, da un lato saranno vincolati in corrispondenza del cordolo di testa della paratia, in alveo sarà realizzato un blocco di ancoraggio fondato su 4 pali disposti a cavalletto della lunghezza pari a 12.00 m.
Lo sforzo da considerare agente sui puntoni sarà il massimo derivante dall'analisi del modello, non considerando la combinazione sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 17/gennaio/2018).

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
✸	-0.30	3	-26065	-5213	48400	775.73

La verifica ad instabilità del puntone tubolare è riportata di seguito:

VERIFICA INSTABILITA' PUNTONE TUBOLARE

$\Phi := 244.5\ mm$ Diametro esterno

$s_p := 8\ mm$ Spessore

$E := 2.1 \cdot 10^{8}\ \frac{kN}{m^2}$ Modulo elastico acciaio

$L := 9.00\ m$ Lunghezza puntone

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

$A := \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} - \frac{\pi \cdot (\Phi - 2 \cdot s_p)^2}{4} = 59.44\ cm^2$ Area armatura tubolare

$J := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{64} = 4160.45\ cm^4$ Momento d'inerzia armatura

$W := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{32 \cdot \Phi} = 340.32\ cm^3$ Modulo di resistenza armatura

$\rho_{cmin} := \sqrt{\frac{J}{A}} = 8.37\ cm$ Raggio d'inerzia minimo

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ASTA COMPRESSA (§ 4.2.4.1.3.1 - NTC 2018)

$f_{yk} := 355\ MPa$ Tensione di snervamento acciaio

$\gamma_{M1} := 1.05$ Coefficiente parziale di sicurezza

$f_{tk} := 520\ MPa$ Tensione di rottura acciaio

$\alpha := 0.21$ Fattore d'imperfezione (§ Tab.4.2.VIII - NTC18)

$\beta := 1$ Coeff. relativo alle condizioni di vincolo

$N_{Ed} := 255.61\ kN$ sforzo di compressione di calcolo

$26065\ kgf = 255.61\ kN$

$L_o := \beta \cdot L = 9.00\ m$ Lunghezza libera d'inflessione

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_o^2} = 1064.57\ kN$ Carico critico Euleriano

$\lambda_0 := \frac{L_o}{\rho_{cmin}} = 107.57$ Snellezza nel piano d'inflessione considerato

$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.41$ Snellezza normalizzata

$\varphi := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right) = 1.62$ Coefficiente

$\chi_c := \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}\right)} = 0.41$ Coefficiente

---

$N_{brd} := \frac{\chi \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 832.13\ kN$ Resistenza all'instabilità per compressione

---

$N_{Ed} = 255.61\ kN$ $N_{brd} = 832.13\ kN$

$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} = 0.307$ $VERIFICA = \text{"SODDISFATTA"}$

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Per i puntoni provvisionali sarà utilizzato un profilo tubolare avente diametro pari a 244.5 mm e spessore 8.00 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm, collegata inferiormente da travi in c.a. realizzate a livello dell'alveo della sezione pari a 07.0 x 1.00 m poste ad interasse pari a 7.00 m, come già descritto.

5.1.2.7 Paratia sez 20

Stratigrafia

	Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
✸	1	1.50	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	...
	2	6.30	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
	3	1.00	0.00	0.00	Alt. delle Argille	Alt. delle Argille	...
	4	6.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 11420 kgf/m^2 , scarico del muro sul terreno;
- 140 kgf/m^2 , peso pavimentazione piazzale;
- 200 kgf/m^2 , carico per auto parcheggiate compresa la pavimentazione del piazzale in corrispondenza del muro d'argine;
-

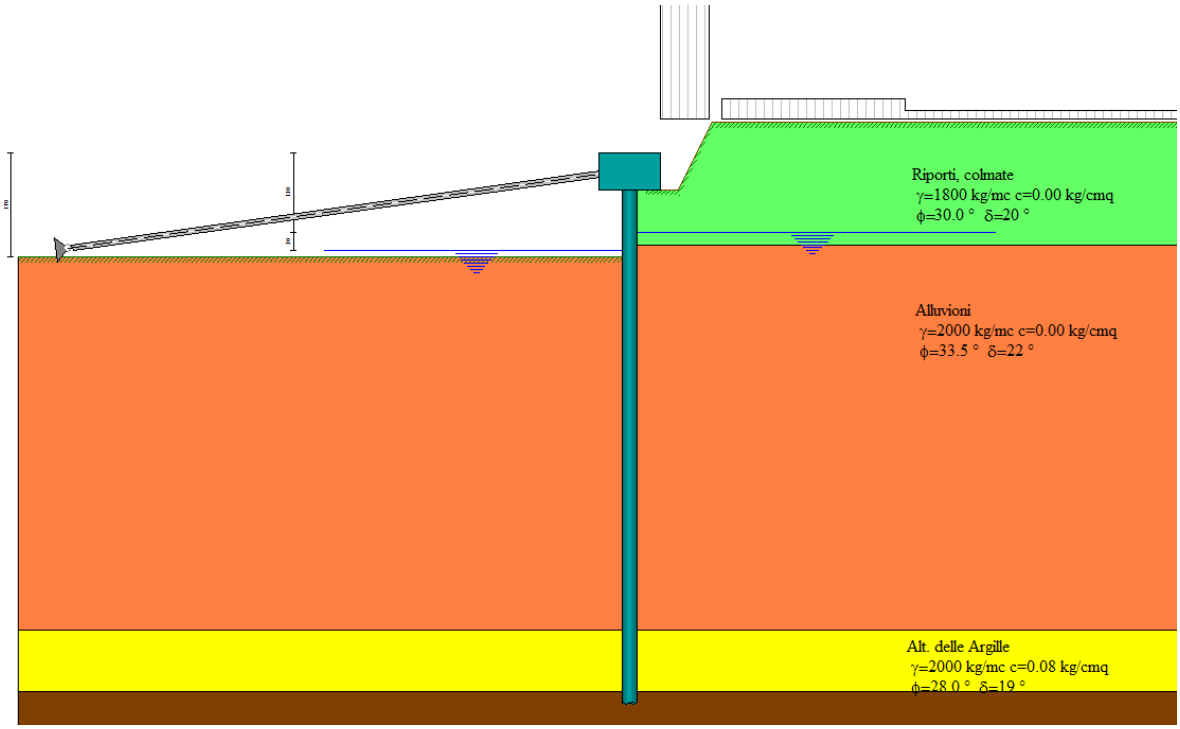


Figura 5.41 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

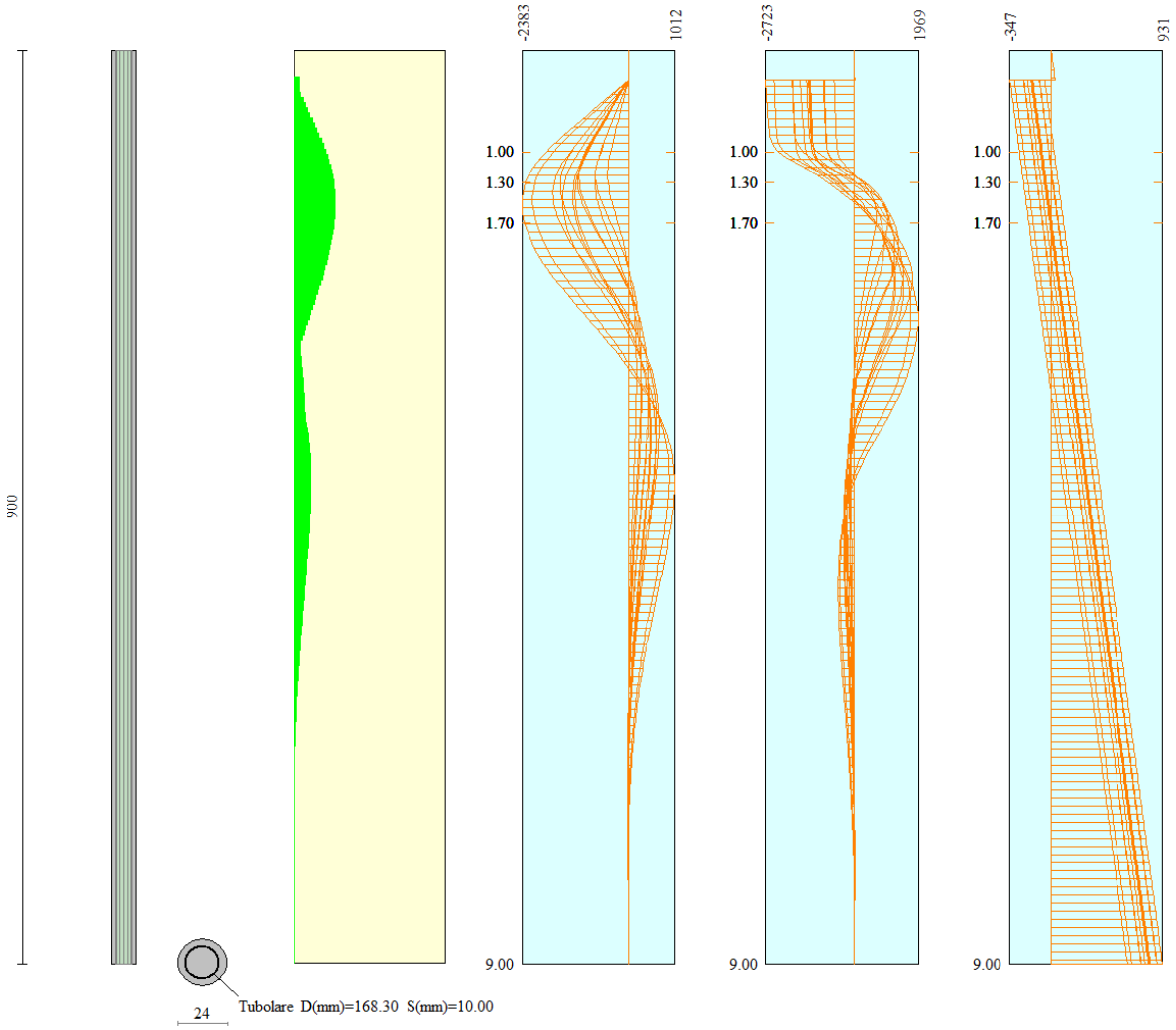


Figura 5.42 – Impegno micropalo.

Per limitare le deformazioni dell'opera di sostegno, sarà previsto l'impiego di puntoni metallici posti ad interasse pari a 7.00 m in fase di scavo; tali sostegni provvisionali, da un lato saranno vincolati in corrispondenza del cordolo di testa della paratia, in alveo sarà realizzato un blocco di ancoraggio fondato su 4 pali disposti a cavalletto della lunghezza pari a 12.00 m.

Lo sforzo da considerare agente sui puntoni sarà il massimo derivante dall'analisi del modello, non considerando la combinazione sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 17/gennaio/2018).

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
✸	-0.30	3	-33306	-4996	48400	991.26

La verifica ad instabilità del puntone tubolare è riportata di seguito:

VERIFICA INSTABILITA'PUNTONE TUBOLARE

$\Phi := 244.5\ mm$ Diametro esterno

$s_p := 8\ mm$ Spessore

$E := 2.1 \cdot 10^{8}\ \frac{kN}{m^2}$ Modulo elastico acciaio

$L := 10.00\ m$ Lunghezza puntone

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

$A := \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} - \frac{\pi \cdot (\Phi - 2 \cdot s_p)^2}{4} = 59.44\ cm^2$ Area armatura tubolare

$J := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{64} = 4160.45\ cm^4$ Momento d'inerzia armatura

$W := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{32 \cdot \Phi} = 340.32\ cm^3$ Modulo di resistenza armatura

$\rho_{cmin} := \sqrt{\frac{J}{A}} = 8.37\ cm$ Raggio d'inerzia minimo

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ASTA COMPRESSA (§ 4.2.4.1.3.1 - NTC 2018)

$f_{yk} := 355\ MPa$ Tensione di snervamento acciaio

$\gamma_{M1} := 1.05$ Coefficiente parziale di sicurezza

$f_{tk} := 520\ MPa$ Tensione di rottura acciaio

$\alpha := 0.21$ Fattore d'imperfezione (§ Tab.4.2.VIII - NTC18)

$\beta := 1$ Coeff. relativo alle condizioni di vincolo

$N_{Ed} := 326.62\ kN$ sforzo di compressione di calcolo

$33306\ kgf = 326.62\ kN$

$L_o := \beta \cdot L = 10.00\ m$ Lunghezza libera d'inflessione

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_o^2} = 862.30\ kN$ Carico critico Euleriano

$\lambda_0 := \frac{L_o}{\rho_{cmin}} = 119.53$ Snellezza nel piano d'inflessione considerato

$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.56$ Snellezza normalizzata

$\varphi := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right) = 1.87$ Coefficiente

$\chi_c := \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}\right)} = 0.35$ Coefficiente

---

$N_{brd} := \frac{\chi \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 696.45\ kN$ Resistenza all'instabilità per compressione

---

$N_{Ed} = 326.62\ kN$ $N_{brd} = 696.45\ kN$

$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} = 0.469$ $VERIFICA = \text{"SODDISFATTA"}$

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Per i puntoni provvisionali sarà utilizzato un profilo tubolare avente diametro pari a 244.5 mm e spessore 8.00 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm, collegata inferiormente da travi in c.a. realizzate a livello dell'alveo della sezione pari a 07.0 x 1.00 m poste ad interasse pari a 7.00 m, come già descritto.

5.1.2.8 Paratia sez 19

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	1.50	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	...
2	6.30	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
3	1.00	0.00	0.00	Alt. delle Argille	Alt. delle Argille	...
4	6.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 11420 kgf/m^2 , scarico del muro sul terreno;
- 140 kgf/m^2 , peso pavimentazione piazzale;
- 200 kgf/m^2 , carico per auto parcheggiate compresa la pavimentazione del piazzale in corrispondenza del muro d'argine;

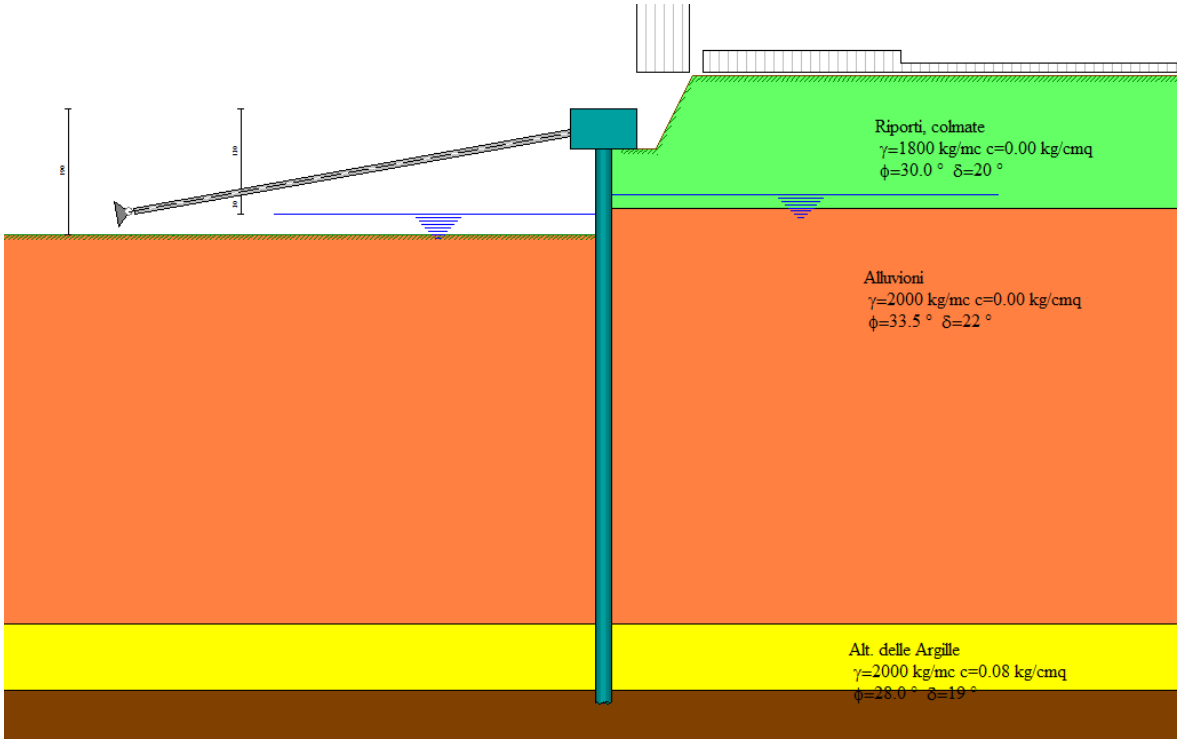


Figura 5.43 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

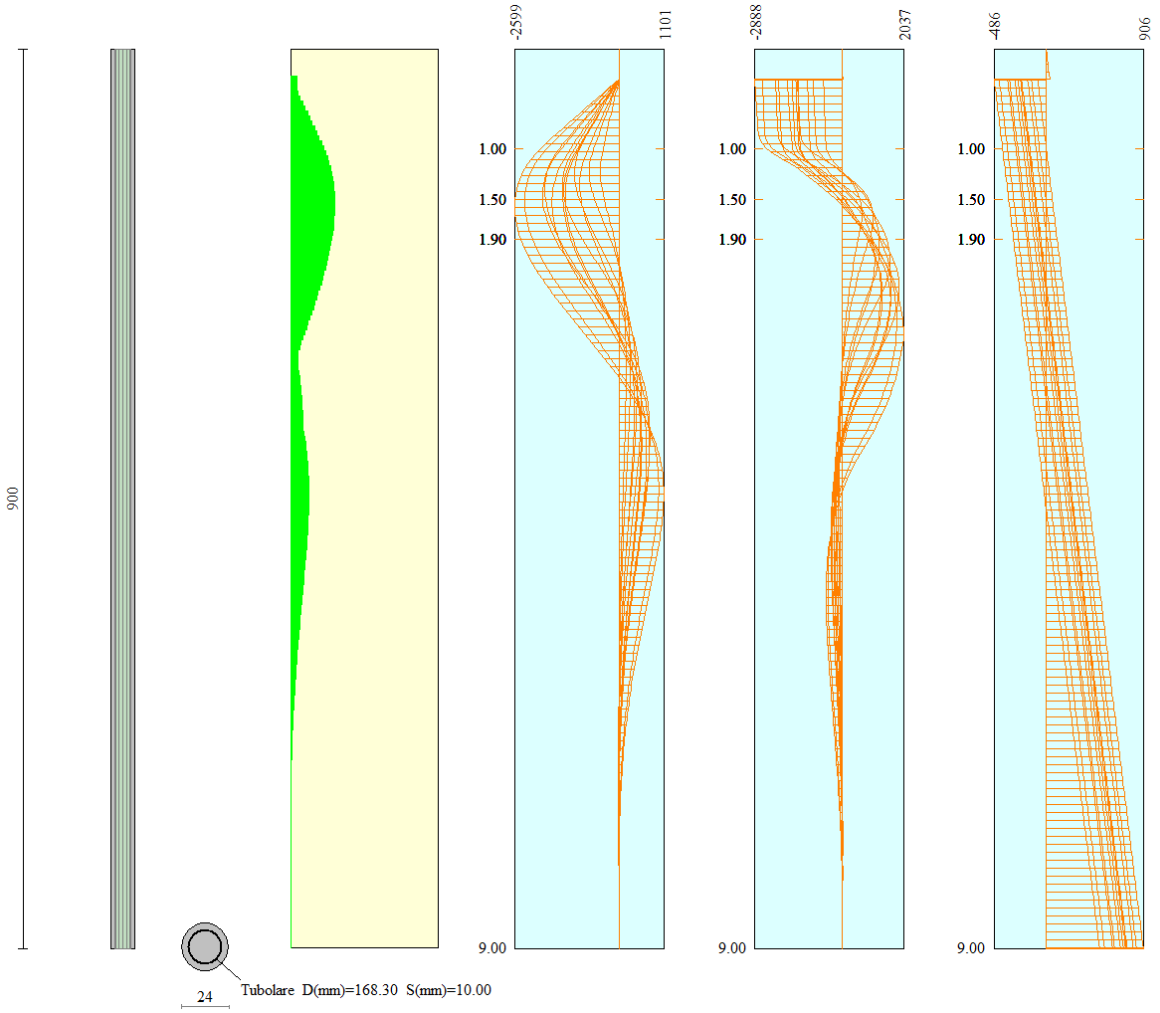


Figura 5.44 – Impegno micropalo.

Per limitare le deformazioni dell'opera di sostegno, sarà previsto l'impiego di puntoni metallici posti ad interasse pari a 7.00 m in fase di scavo; tali sostegni provvisionali, da un lato saranno vincolati in corrispondenza del cordolo di testa della paratia, in alveo sarà realizzato un blocco di ancoraggio fondato su 4 pali disposti a cavalletto della lunghezza pari a 12.00 m.

Lo sforzo da considerare agente sui puntoni sarà il massimo derivante dall'analisi del modello, non considerando la combinazione sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 17/gennaio/2018).

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
●	-0.30	4	-43038	-5380	79031	1280.89

La verifica ad instabilità del puntone tubolare è riportata di seguito:

VERIFICA INSTABILITA'PUNTONE TUBOLARE

$\Phi := 244.5\ mm$ Diametro esterno

$s_p := 8\ mm$ Spessore

$E := 2.1 \cdot 10^{8}\ \frac{kN}{m^2}$ Modulo elastico acciaio

$L := 8.00\ m$ Lunghezza puntone

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

$A := \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} - \frac{\pi \cdot (\Phi - 2 \cdot s_p)^2}{4} = 59.44\ cm^2$ Area armatura tubolare

$J := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{64} = 4160.45\ cm^4$ Momento d'inerzia armatura

$W := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{32 \cdot \Phi} = 340.32\ cm^3$ Modulo di resistenza armatura

$\rho_{cmin} := \sqrt{\frac{J}{A}} = 8.37\ cm$ Raggio d'inerzia minimo

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ASTA COMPRESSA (§ 4.2.4.1.3.1 - NTC 2018)

$f_{yk} := 355\ MPa$ Tensione di snervamento acciaio

$f_{tk} := 520\ MPa$ Tensione di rottura acciaio

$\gamma_{M1} := 1.05$ Coefficiente parziale di sicurezza

$\alpha := 0.21$ Fattore d'imperfezione (§ Tab.4.2.VIII - NTC18)

$\beta := 1$ Coeff. relativo alle condizioni di vincolo

$N_{Ed} := 422.06\ kN$ sforzo di compressione di calcolo

$43038\ kgf = 422.06\ kN$

$L_o := \beta \cdot L = 8.00\ m$ Lunghezza libera d'inflessione

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_o^2} = 1347.35\ kN$ Carico critico Euleriano

$\lambda_0 := \frac{L_o}{\rho_{cmin}} = 95.62$ Snellezza nel piano d'inflessione considerato

$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.25$ Snellezza normalizzata

$\varphi := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right) = 1.39$ Coefficiente $\chi_c := \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}\right)} = 0.50$ Coefficiente

---

$N_{brd} := \frac{\chi \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 1001.64\ kN$ Resistenza all'instabilità per compressione

---

$N_{Ed} = 422.06\ kN$ $N_{brd} = 1001.64\ kN$

$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} = 0.421$ $VERIFICA = "SODDISFATTA"$

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Per i puntoni provvisionali sarà utilizzato un profilo tubolare avente diametro pari a 244.5 mm e spessore 8.00 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm, collegata inferiormente da travi in c.a. realizzate a livello dell'alveo della sezione pari a 07.0 x 1.00 m poste ad interasse pari a 7.00 m, come già descritto.

5.1.2.9 Paratia sez 18.15 (passerella pedonale di Via Leonardi)

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	1.05	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	...
2	6.55	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
3	0.70	0.00	0.00	Alt. delle Argille	Alt. delle Argille	...
4	10.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 11800 kgf/m^2 , scarico del muro sul terreno;
- 11000 kgf/m, scarico dovuto alla passerella.

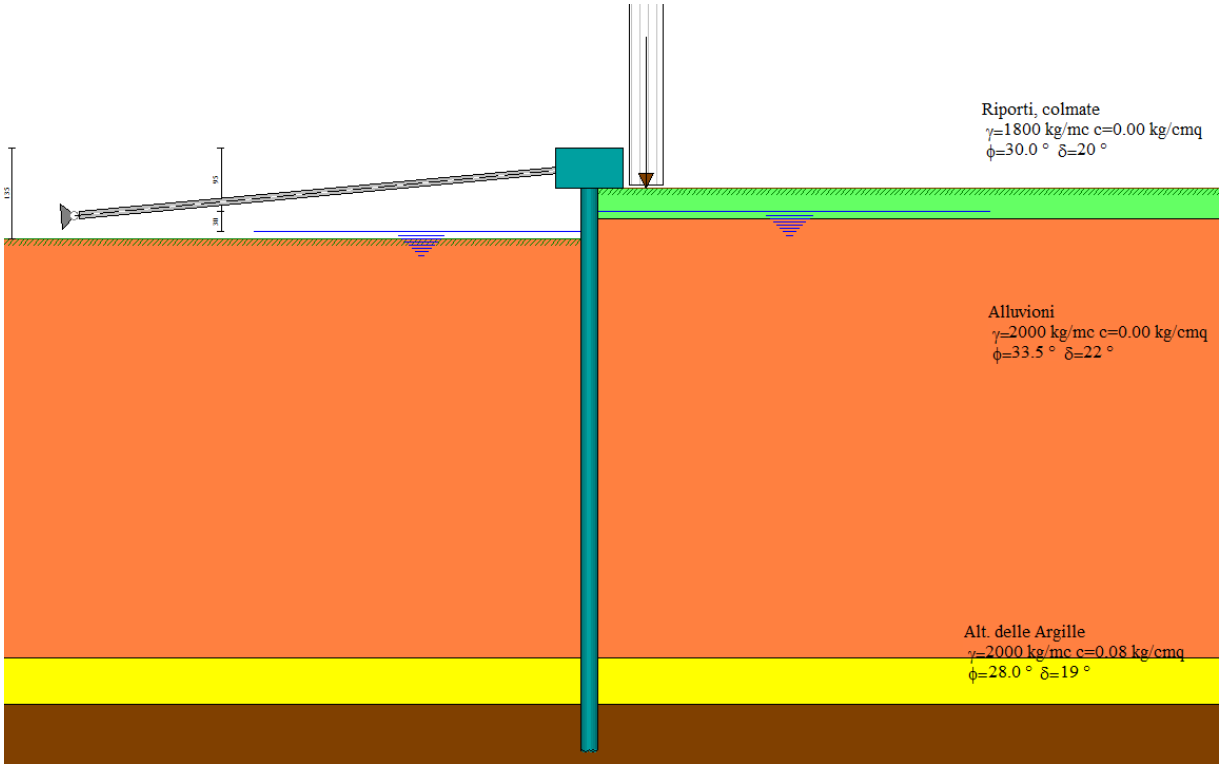


Figura 5.45 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

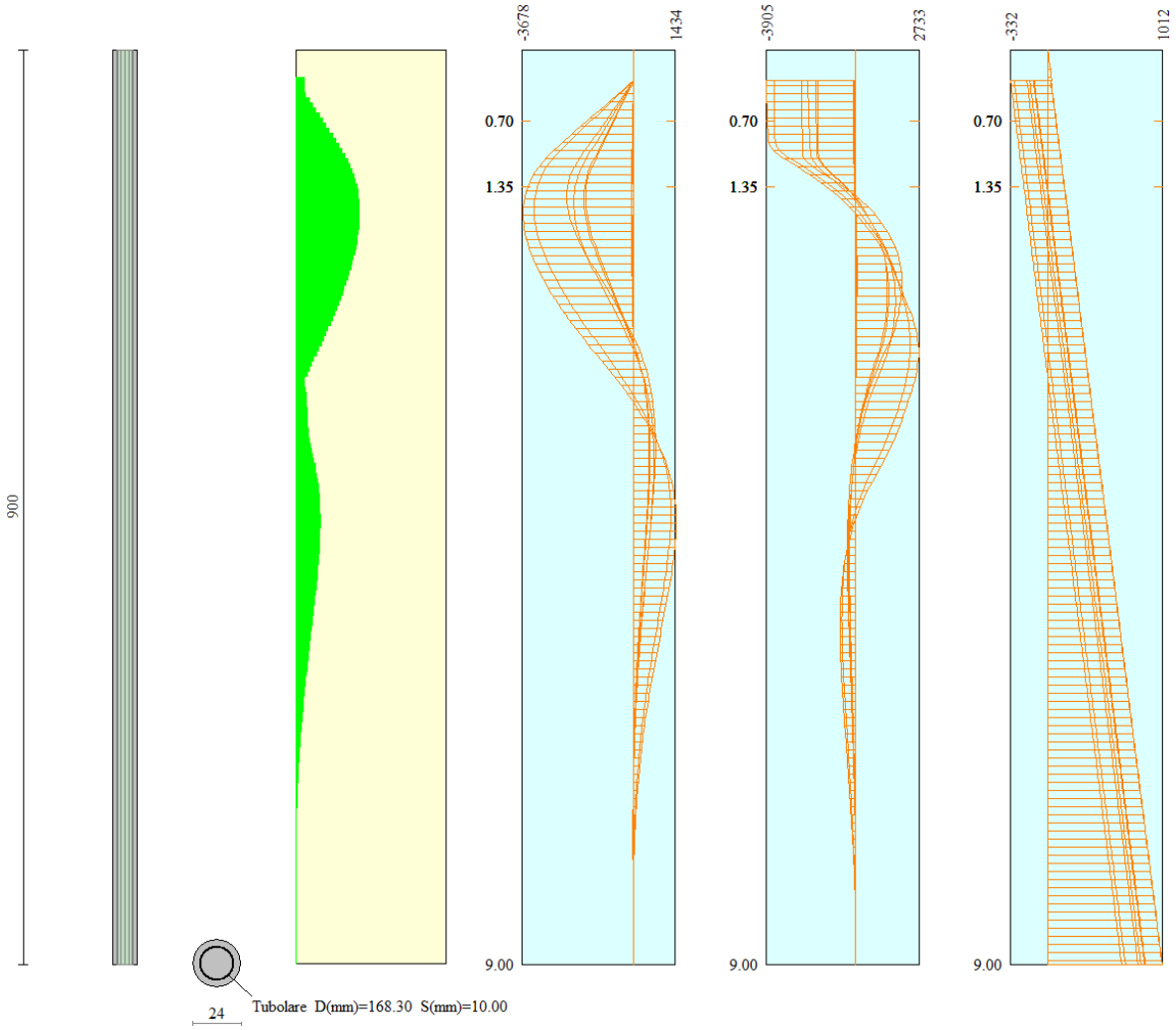


Figura 5.46 – Impegno micropalo.

Per limitare le deformazioni dell'opera di sostegno, sarà previsto l'impiego di puntoni metallici posti ad interasse pari a 7.00 m in fase di scavo; tali sostegni provvisionali, da un lato saranno vincolati in corrispondenza del cordolo di testa della paratia, in alveo sarà realizzato un blocco di ancoraggio fondato su 4 pali disposti a cavalletto della lunghezza pari a 12.00 m.
Lo sforzo da considerare agente sui puntoni sarà il massimo derivante dall'analisi del modello, non considerando la combinazione sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 17/gennaio/2018).

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
●	-0.30	6	-41635	-7137	70427	1239.14

La verifica ad instabilità del puntone tubolare è riportata di seguito:

VERIFICA INSTABILITA'PUNTONE TUBOLARE

$\Phi := 244.5\ mm$ Diametro esterno

$s_p := 8\ mm$ Spessore

$E := 2.1 \cdot 10^{8}\ \frac{kN}{m^2}$ Modulo elastico acciaio

$L := 8.00\ m$ Lunghezza puntone

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

$A := \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} - \frac{\pi \cdot (\Phi - 2 \cdot s_p)^2}{4} = 59.44\ cm^2$ Area armatura tubolare

$J := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{64} = 4160.45\ cm^4$ Momento d'inerzia armatura

$W := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{32 \cdot \Phi} = 340.32\ cm^3$ Modulo di resistenza armatura

$\rho_{cmin} := \sqrt{\frac{J}{A}} = 8.37\ cm$ Raggio d'inerzia minimo

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ASTA COMPRESSA (§ 4.2.4.1.3.1 - NTC 2018)

$f_{yk} := 355\ MPa$ Tensione di snervamento acciaio

$\gamma_{M1} := 1.05$ Coefficiente parziale di sicurezza

$f_{tk} := 520\ MPa$ Tensione di rottura acciaio

$\alpha := 0.21$ Fattore d'imperfezione (§ Tab.4.2.VIII - NTC18)

$\beta := 1$ Coeff. relativo alle condizioni di vincolo

$N_{Ed} := 408.30\ kN$ sforzo di compressione di calcolo

$41635\ kgf = 408.30\ kN$

$L_o := \beta \cdot L = 8.00\ m$ Lunghezza libera d'inflessione

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_o^2} = 1347.35\ kN$ Carico critico Euleriano

$\lambda_0 := \frac{L_o}{\rho_{cmin}} = 95.62$ Snellezza nel piano d'inflessione considerato

$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.25$ Snellezza normalizzata

$\varphi := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right) = 1.39$ Coefficiente $\chi_c := \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}\right)} = 0.50$ Coefficiente

---

$N_{brd} := \frac{\chi \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 1001.64\ kN$ Resistenza all'instabilità per compressione

---

$N_{Ed} = 408.30\ kN$ $N_{brd} = 1001.64\ kN$

$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} = 0.408$ $VERIFICA = \text{"SODDISFATTA"}$

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Per i puntoni provvisionali sarà utilizzato un profilo tubolare avente diametro pari a 244.5 mm e spessore 8.00 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm, collegata inferiormente da travi in c.a. realizzate a livello dell'alveo della sezione pari a 07.0 x 1.00 m poste ad interasse pari a 7.00 m, come già descritto.

5.1.2.10 Paratia sez 17.1

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	1.05	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	...
2	6.70	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
3	10.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 12300 kgf/m^2 , scarico in fondazione dovuto agli edifici.

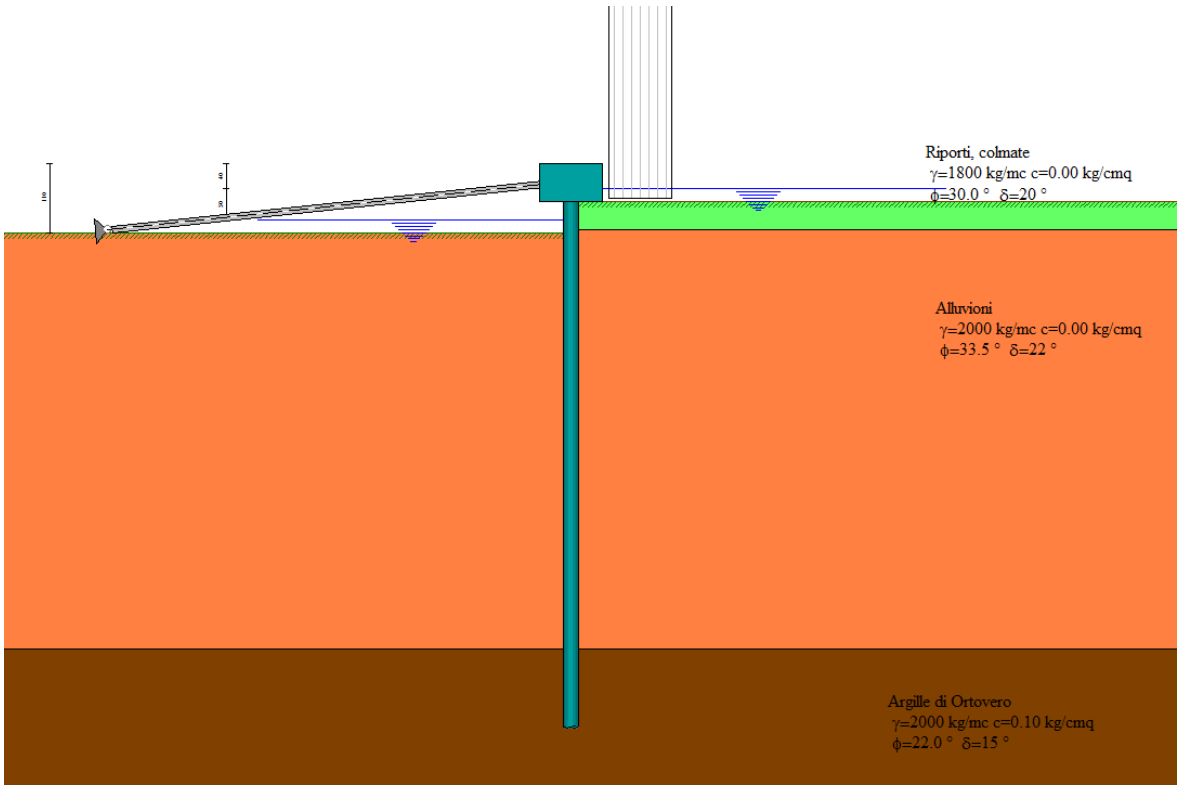


Figura 5.47 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

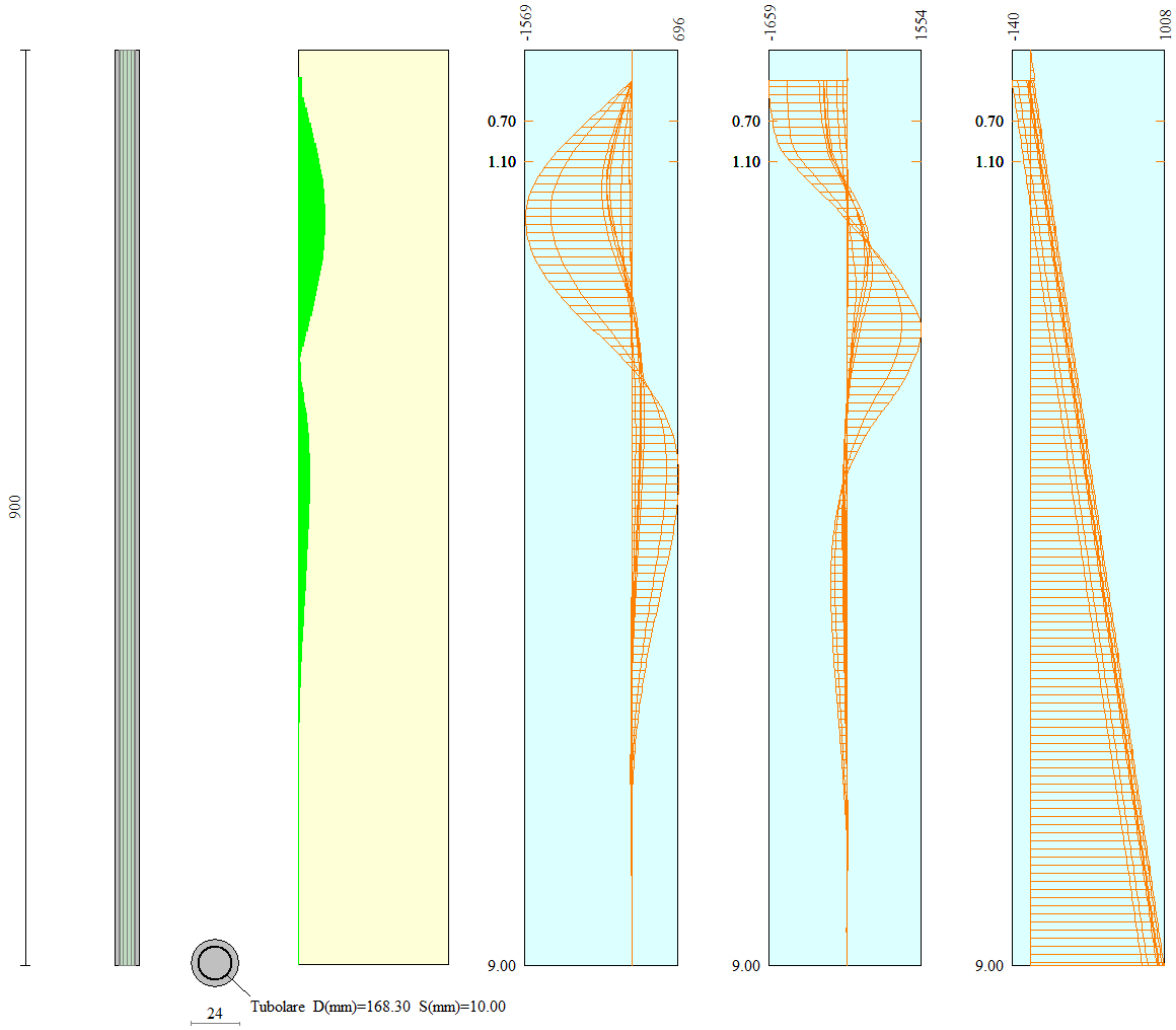


Figura 5.48 – Impegno micropalo.

Per limitare le deformazioni dell'opera di sostegno, sarà previsto l'impiego di puntoni metallici posti ad interasse pari a 7.00 m in fase di scavo; tali sostegni provvisionali, da un lato saranno vincolati in corrispondenza del cordolo di testa della paratia, in alveo sarà realizzato un blocco di ancoraggio fondato su 4 pali disposti a cavalletto della lunghezza pari a 12.00 m.
Lo sforzo da considerare agente sui puntoni sarà il massimo derivante dall'analisi del modello, non considerando la combinazione sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 17/gennaio/2018).

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
*	-0.30	4	-18530	-2538	33856	721.02

La verifica ad instabilità del puntone tubolare è riportata di seguito:

VERIFICA INSTABILITA'PUNTONE TUBOLARE

$\Phi := 244.5\ mm$ Diametro esterno

$s_p := 8\ mm$ Spessore

$E := 2.1 \cdot 10^{8}\ \frac{kN}{m^2}$ Modulo elastico acciaio

$L := 8.00\ m$ Lunghezza puntone

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

$A := \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} - \frac{\pi \cdot (\Phi - 2 \cdot s_p)^2}{4} = 59.44\ cm^2$ Area armatura tubolare

$J := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{64} = 4160.45\ cm^4$ Momento d'inerzia armatura

$W := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{32 \cdot \Phi} = 340.32\ cm^3$ Modulo di resistenza armatura

$\rho_{cmin} := \sqrt{\frac{J}{A}} = 8.37\ cm$ Raggio d'inerzia minimo

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ASTA COMPRESSA (§ 4.2.4.1.3.1 - NTC 2018)

$f_{yk} := 355\ MPa$ Tensione di snervamento acciaio

$\gamma_{M1} := 1.05$ Coefficiente parziale di sicurezza

$f_{tk} := 520\ MPa$ Tensione di rottura acciaio

$\alpha := 0.21$ Fattore d'imperfezione (§ Tab.4.2.VIII - NTC18)

$\beta := 1$ Coeff. relativo alle condizioni di vincolo

$N_{Ed} := 181.72\ kN$ sforzo di compressione di calcolo

$18530\ kgf = 181.72\ kN$

$L_o := \beta \cdot L = 8.00\ m$ Lunghezza libera d'inflessione

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_o^2} = 1347.35\ kN$ Carico critico Euleriano

$\lambda_0 := \frac{L_o}{\rho_{cmin}} = 95.62$ Snellezza nel piano d'inflessione considerato

$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.25$ Snellezza normalizzata

$\varphi := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right) = 1.39$ Coefficiente $\chi_c := \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}\right)} = 0.50$ Coefficiente

---

$N_{brd} := \frac{\chi \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 1001.64\ kN$ Resistenza all'instabilità per compressione

---

$N_{Ed} = 181.72\ kN$ $N_{brd} = 1001.64\ kN$

$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} = 0.181$ VERIFICA = "SODDISFATTA"

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Per i puntoni provvisionali sarà utilizzato un profilo tubolare avente diametro pari a 244.5 mm e spessore 8.00 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm, collegata inferiormente da travi in c.a. realizzate a livello dell'alveo della sezione pari a 07.0 x 1.00 m poste ad interasse pari a 7.00 m, come già descritto.

5.1.2.11 Paratia sez 17

Stratigrafia

	Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
✸	1	1.05	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	···
	2	7.65	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	···
	3	10.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	···

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 12300 kgf/m^2 , scarico in fondazione dovuto agli edifici.

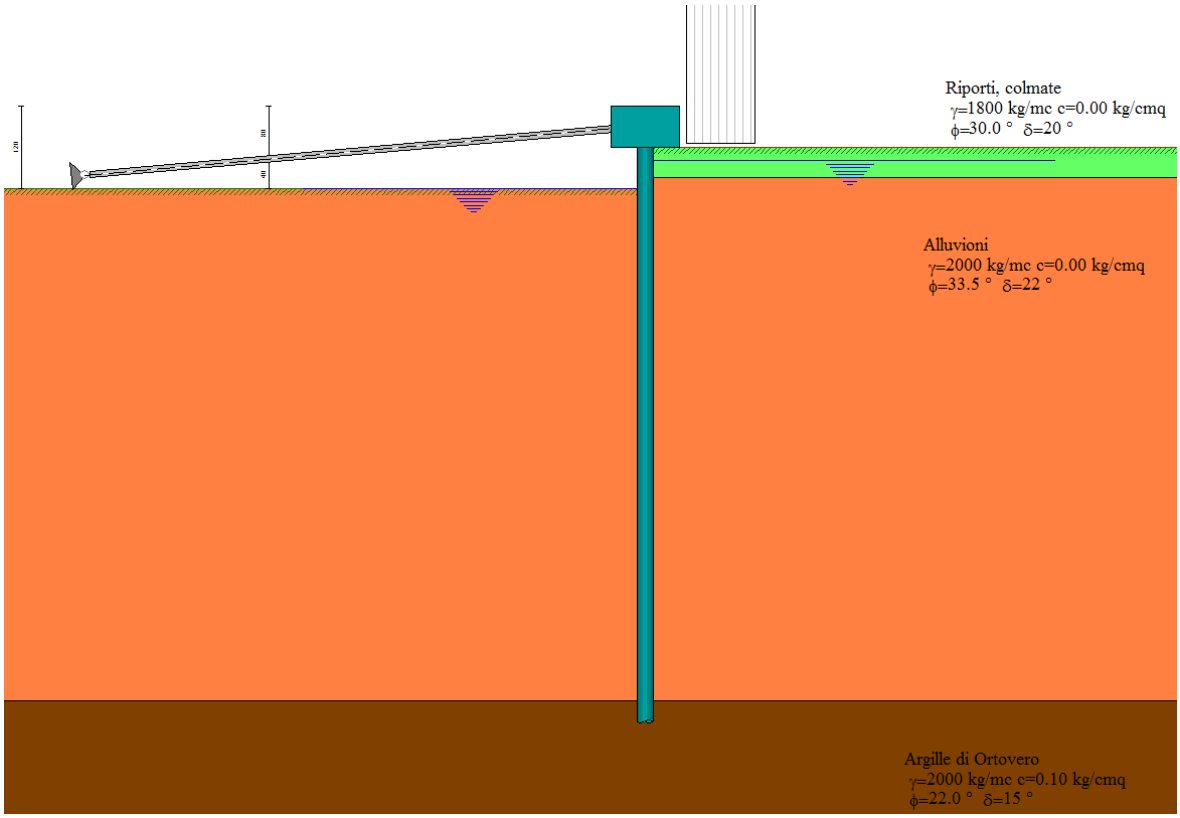


Figura 5.49 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

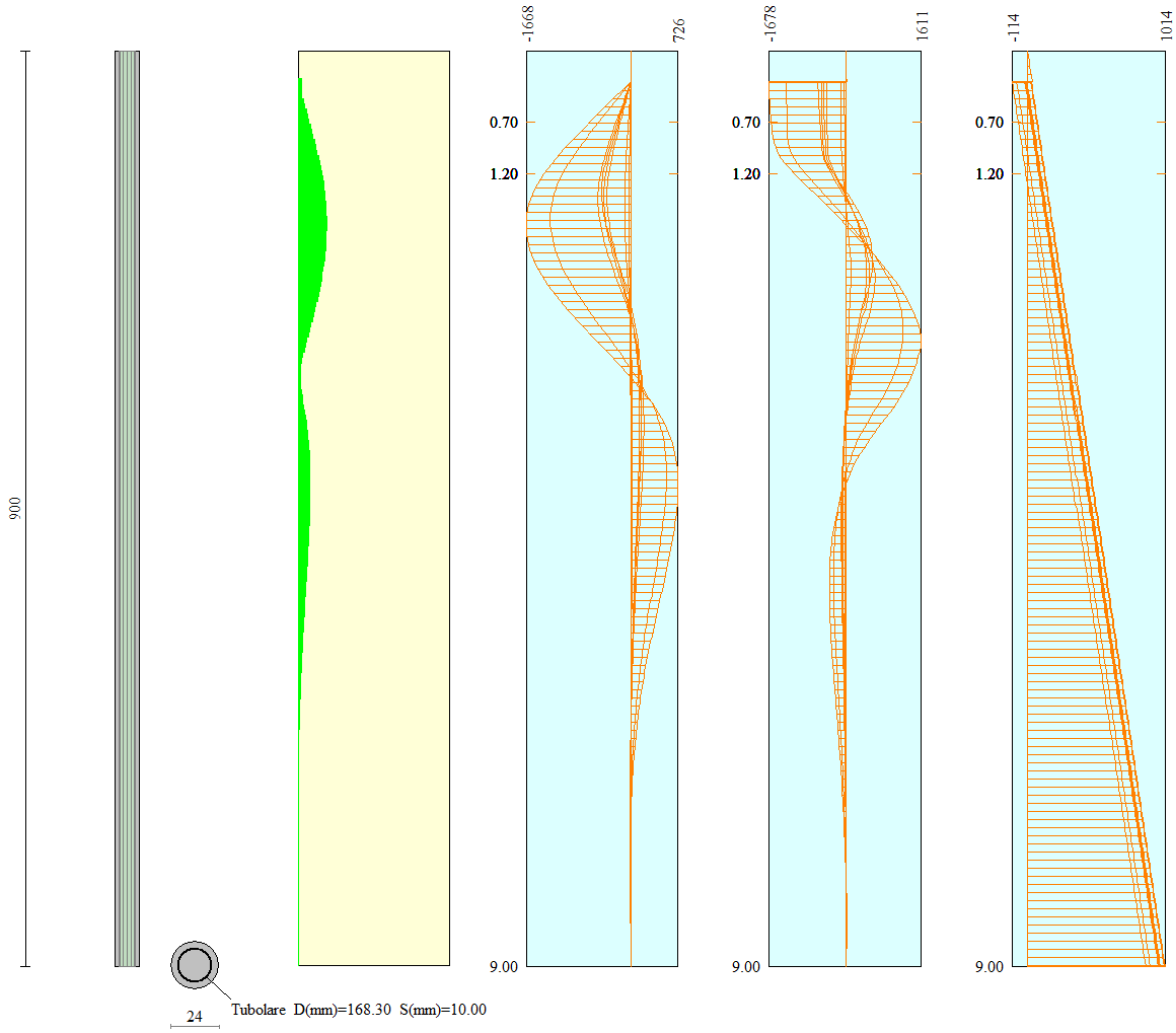


Figura 5.50 – Impegno micropalo.

Per limitare le deformazioni dell'opera di sostegno, sarà previsto l'impiego di puntoni metallici posti ad interasse pari a 7.00 m in fase di scavo; tali sostegni provvisionali, da un lato saranno vincolati in corrispondenza del cordolo di testa della paratia, in alveo sarà realizzato un blocco di ancoraggio fondato su 4 pali disposti a cavalletto della lunghezza pari a 12.00 m.

Lo sforzo da considerare agente sui puntoni sarà il massimo derivante dall'analisi del modello, non considerando la combinazione sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 17/gennaio/2018).

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
●	-0.30	6	-14747	-2602	27511	573.82

La verifica ad instabilità del puntone tubolare è riportata di seguito:

VERIFICA INSTABILITA' PUNTONE TUBOLARE

$\Phi := 244.5\ mm$ Diametro esterno

$s_p := 8\ mm$ Spessore

$E := 2.1 \cdot 10^{8}\ \frac{kN}{m^2}$ Modulo elastico acciaio

$L := 8.50\ m$ Lunghezza puntone

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

$A := \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} - \frac{\pi \cdot (\Phi - 2 \cdot s_p)^2}{4} = 59.44\ cm^2$ Area armatura tubolare

$J := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{64} = 4160.45\ cm^4$ Momento d'inerzia armatura

$W := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{32 \cdot \Phi} = 340.32\ cm^3$ Modulo di resistenza armatura

$\rho_{cmin} := \sqrt{\frac{J}{A}} = 8.37\ cm$ Raggio d'inerzia minimo

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ASTA COMPRESSA (§ 4.2.4.1.3.1 - NTC 2018)

$f_{yk} := 355\ MPa$ Tensione di snervamento acciaio

$f_{tk} := 520\ MPa$ Tensione di rottura acciaio

$\gamma_{M1} := 1.05$ Coefficiente parziale di sicurezza

$\alpha := 0.21$ Fattore d'imperfezione (§ Tab.4.2.VIII - NTC18)

$\beta := 1$ Coeff. relativo alle condizioni di vincolo

$N_{Ed} := 144.62\ kN$ sforzo di compressione di calcolo

$14747\ kgf = 144.62\ kN$

$L_o := \beta \cdot L = 8.50\ m$ Lunghezza libera d'inflessione

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_o^2} = 1193.50\ kN$ Carico critico Euleriano

$\lambda_0 := \frac{L_o}{\rho_{cmin}} = 101.60$ Snellezza nel piano d'inflessione considerato

$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.33$ Snellezza normalizzata

$\varphi := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right) = 1.50$ Coefficiente

$\chi_c := \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}\right)} = 0.45$ Coefficiente

---

$N_{brd} := \frac{\chi \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 912.42\ kN$ Resistenza all'instabilità per compressione

---

$N_{Ed} = 144.62\ kN$ $N_{brd} = 912.42\ kN$

$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} = 0.159$ VERIFICA = "SODDISFATTA"

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.
Per i puntoni provvisionali sarà utilizzato un profilo tubolare avente diametro pari a 244.5 mm e spessore 8.00 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm, collegata inferiormente da travi in c.a. realizzate a livello dell'alveo della sezione pari a 07.0 x 1.00 m poste ad interasse pari a 7.00 m, come già descritto.
In corrispondenza dell'edificio a valle della sezione n° 17, poiché il piano di imposta delle fondazioni risulta più basso delle quote di progetto dopo l'abbassamento dell'alveo, a scopo precauzionale sarà prevista una paratia di micropali con lunghezza dei pali pari a 6.00 m.

5.1.2.12 Paratia sez 15.20

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	0.85	0.00	0.00	Riporti, colmate	Riporti, colmate	
2	9.50	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	
3	10.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 8900 kgf/m^2 , scarico dovuto al muro esistente;
- 1500 kgf/m^2 , dovuto al traffico veicolare.

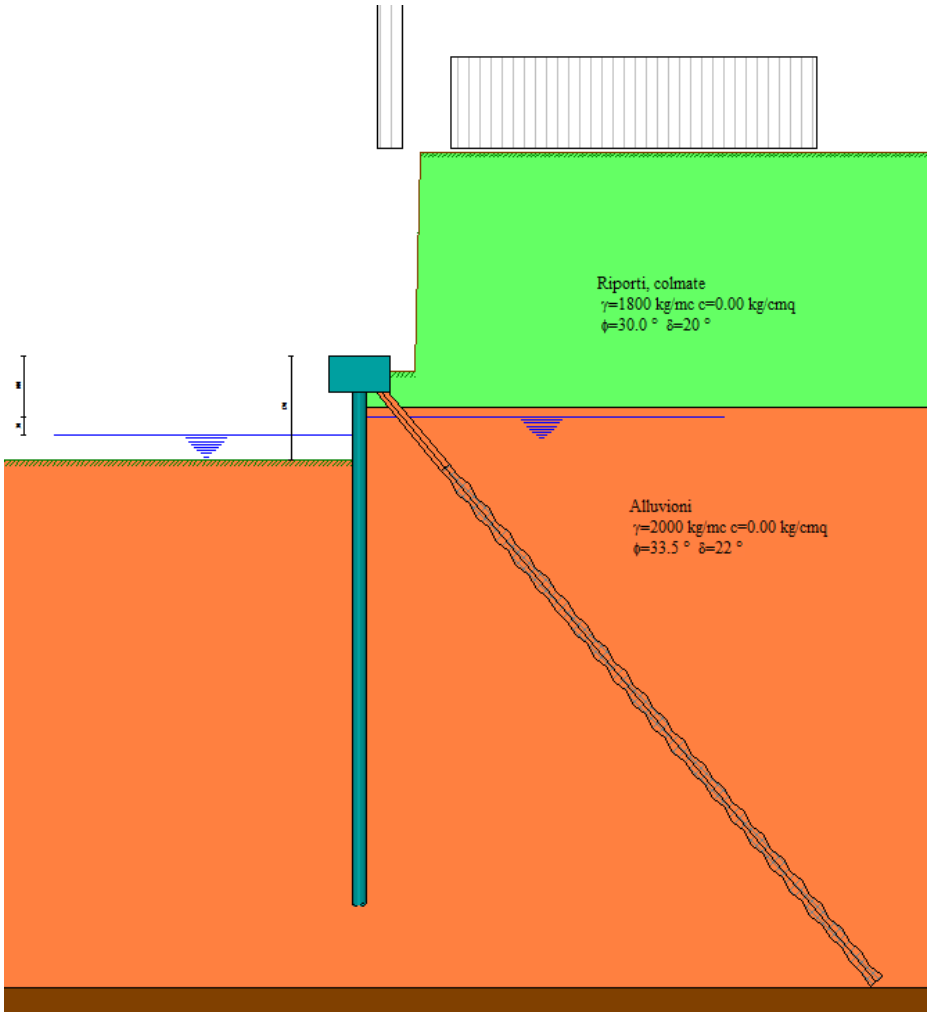


Figura 5.51 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

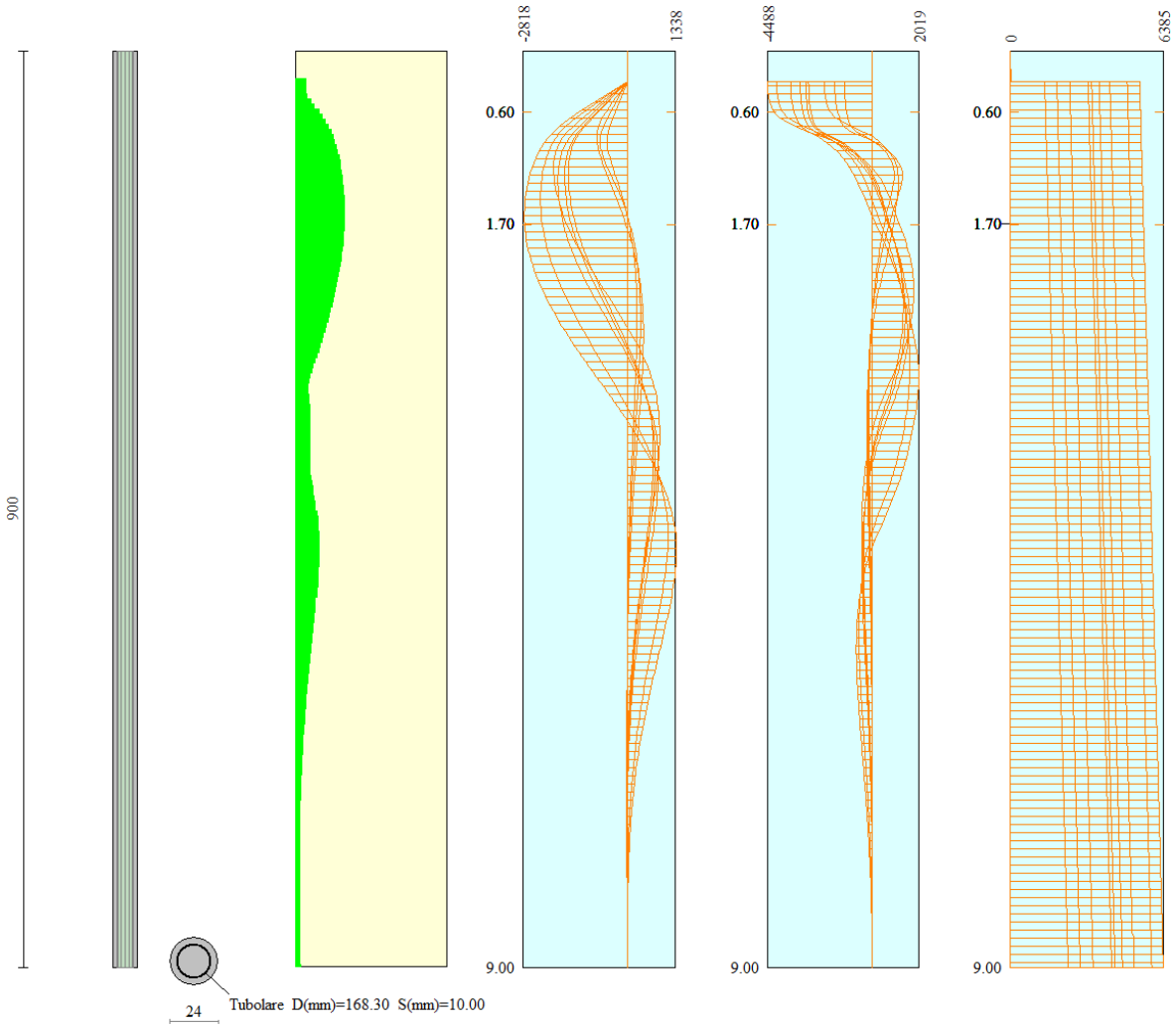


Figura 5.52 – Impegno micropalo.

Nella figura seguente, si riporta lo sforzo massimo agente sui tiranti, relativo alla fase più critica.

Risultati Tiranti

Y [m]	nt	N [kg]	L [m]	Lf [m]	sf [kg/cmq]	Fs
0.30	35	28023	13.00	11.00	3484.33	1.12

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m, lo sviluppo longitudinale di tale tratto risulta pari a circa 38.00 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia sarà pari a 9.00m. Il diametro della perforazione risulterà pari a 240 mm, all'interno della stessa sarà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm, con spessore del tubo pari a 10 mm.

I tiranti passivi previsti, saranno costituiti da barre dywidag aventi diametro pari a 32 mm, inseriti in una perforazione avente diametro da 160 mm; la testata risulterà ancorata in corrispondenza del cordolo della paratia e posti ad interasse pari a 2.00 m.
Il tirante avrà inclinazione pari a 50° rispetto all'orizzontale con lunghezza totale pari a 13.00 m e fondazione avente lunghezza pari a 11.00 m.
A livello definitivo, sarà realizzata una cartella verticale in c.a., ancorata alla paratia per mezzo di idonea armatura predisposta in corrispondenza del cordolo e lungo l'armatura dei micropali.

5.1.2.13 Paratia sez 14

Stratigrafia

Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
1	13.00	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
2	1.40	0.00	0.00	Sedimenti sabbie fir	Sedimenti sabbie fini	...
3	4.00	0.00	0.00	Argille di Ortovero	Argille di Ortovero	...

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 22000 kgf/m^2 , scarico in fondazione dovuto all'edificio.

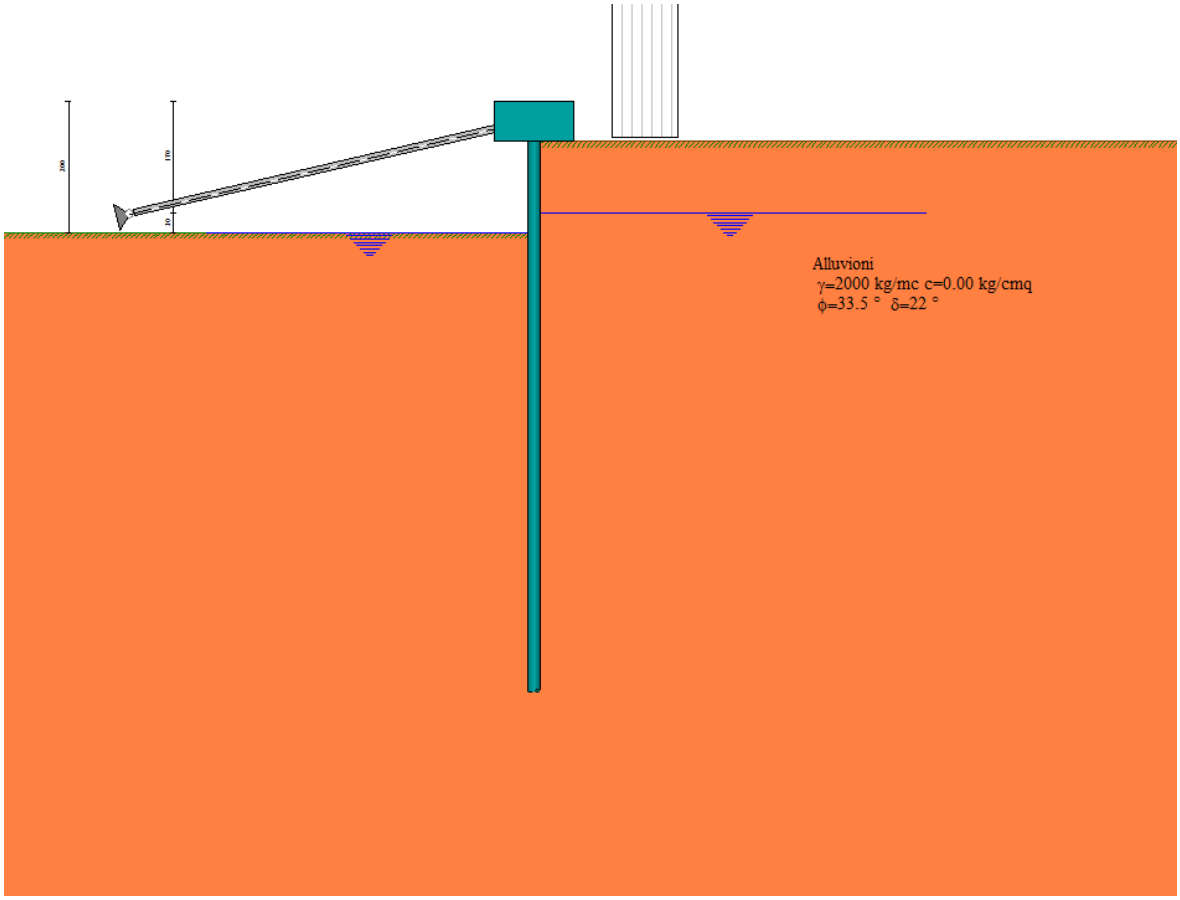


Figura 5.53 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

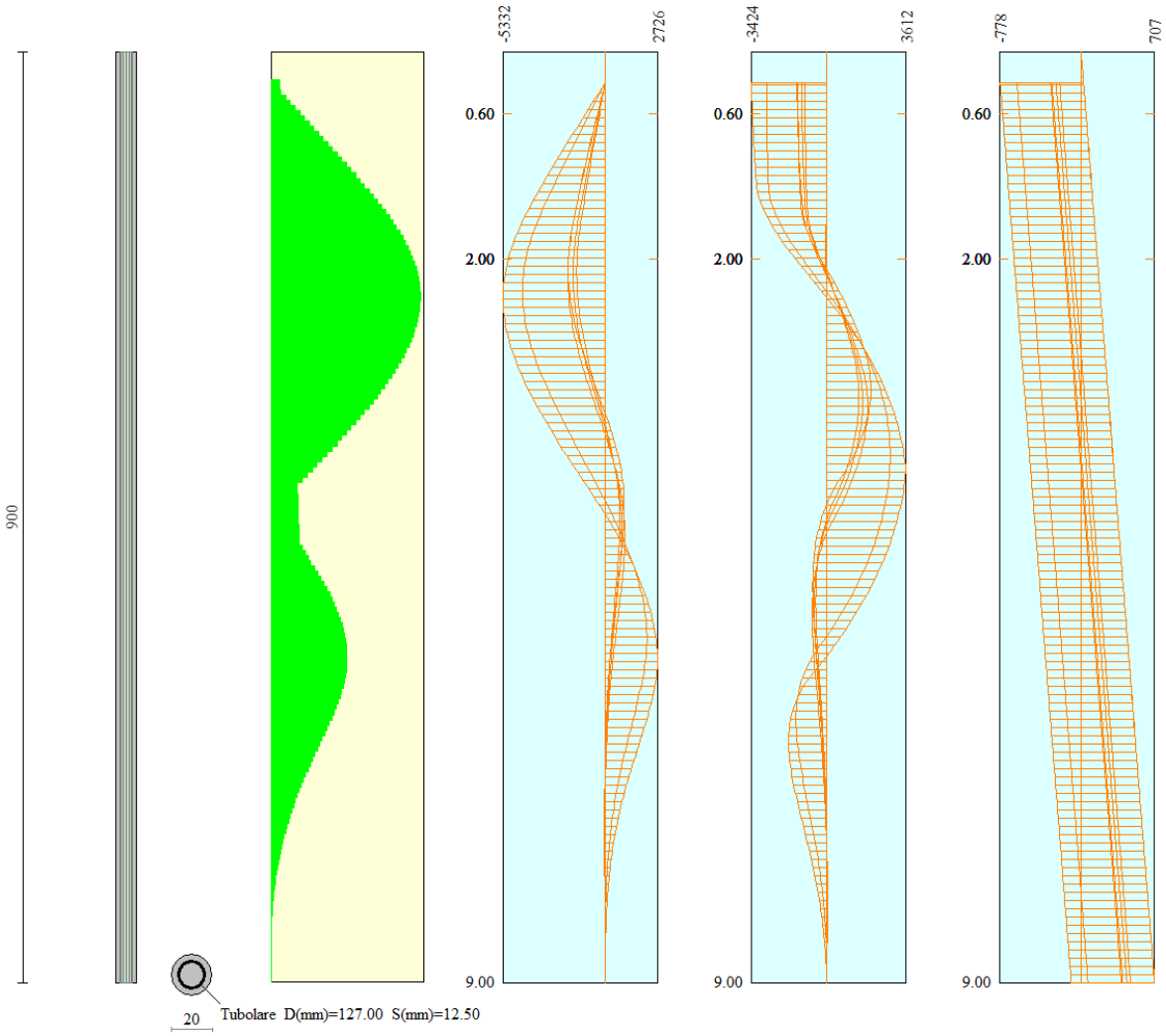


Figura 5.54 – Impegno micropalo.

Per limitare le deformazioni dell'opera di sostegno, sarà previsto l'impiego di puntoni metallici posti ad interasse pari a 7.00 m in fase di scavo; tali sostegni provvisionali, da un lato saranno vincolati in corrispondenza del cordolo di testa della paratia, in alveo sarà realizzato un blocco di ancoraggio fondato su 4 pali disposti a cavalletto della lunghezza pari a 12.00 m.

Lo sforzo da considerare agente sui puntoni sarà il massimo derivante dall'analisi del modello, non considerando la combinazione sismica, poiché trattasi di opere provvisionali, infatti per tale tipo di opere le verifiche sismiche possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni (cfr. par 2.4.1 DM infrastrutture 17/gennaio/2018).

Risultati Puntoni

	Y [m]	np	N [kg]	Rt/ml [kg]	Ncrit [kg]	sf [kg/cmq]
✸	-0.30	3	-39383	-5680	105269	1172.11

La verifica ad instabilità del puntone tubolare è riportata di seguito:

VERIFICA INSTABILITA' PUNTONE TUBOLARE

$\Phi := 244.5\ mm$ Diametro esterno

$s_p := 8\ mm$ Spessore

$E := 2.1 \cdot 10^{8}\ \frac{kN}{m^2}$ Modulo elastico acciaio

$L := 8.50\ m$ Lunghezza puntone

GRANDEZZE CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

$A := \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} - \frac{\pi \cdot (\Phi - 2 \cdot s_p)^2}{4} = 59.44\ cm^2$ Area armatura tubolare

$J := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{64} = 4160.45\ cm^4$ Momento d'inerzia armatura

$W := \frac{\pi \cdot \left(\Phi^4 - (\Phi - 2 \cdot s_p)^4\right)}{32 \cdot \Phi} = 340.32\ cm^3$ Modulo di resistenza armatura

$\rho_{cmin} := \sqrt{\frac{J}{A}} = 8.37\ cm$ Raggio d'inerzia minimo

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ASTA COMPRESSA (§ 4.2.4.1.3.1 - NTC 2018)

$f_{yk} := 355\ MPa$ Tensione di snervamento acciaio

$f_{tk} := 520\ MPa$ Tensione di rottura acciaio

$\gamma_{M1} := 1.05$ Coefficiente parziale di sicurezza

$\alpha := 0.21$ Fattore d'imperfezione (§ Tab.4.2.VIII - NTC18)

$\beta := 1$ Coeff. relativo alle condizioni di vincolo

$N_{Ed} := 386.22\ kN$ sforzo di compressione di calcolo

$39383\ kgf = 386.22\ kN$

$L_o := \beta \cdot L = 8.50\ m$ Lunghezza libera d'inflessione

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L_o^2} = 1193.50\ kN$ Carico critico Euleriano

$\lambda_0 := \frac{L_o}{\rho_{cmin}} = 101.60$ Snellezza nel piano d'inflessione considerato

$\lambda := \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 1.33$ Snellezza normalizzata

$\varphi := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right) = 1.50$ Coefficiente

$\chi_c := \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}\right)} = 0.45$ Coefficiente

---

$N_{brd} := \frac{\chi \cdot f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 912.42\ kN$ Resistenza all'instabilità per compressione

---

$\frac{N_{Ed}}{N_{brd}} = 0.423$ $VERIFICA = \text{"SODDISFATTA"}$

$N_{Ed} = 386.22\ kN$ $N_{brd} = 912.42\ kN$

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m.
Per la presenza in facciata di alcuni balconi, nell'edificio interessato dalle sottofondazioni, che creano limiti in altezza, sarà necessario operare con una macchina perforatrice di dimensioni ridotte rispetto ad una tradizionale. A tal proposito per il diametro della perforazione si potrà assumere al massimo un diametro pari a 200 mm. L'armatura tubolare utilizzata avrà un diametro esterno pari a 127.00 mm, con spessore del tubo pari a 12.50 mm.
Per i puntoni provvisionali sarà utilizzato un profilo tubolare avente diametro pari a 244.5 mm e spessore 8.00 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm, collegata inferiormente da travi in c.a. realizzate a livello dell'alveo della sezione pari a 07.0 x 1.00 m poste ad interasse pari a 7.00 m, ancorate ai blocchi di contrasto su pali realizzati in precedenza.

5.1.2.14 Paratia edificio Leonardo (Ex Elsag)

Stratigrafia

	Nr.	sp [m]	inc M [°]	inc V [°]	Terreno monte	Terreno valle	Dettagli
✱	1	0.50	0.00	0.00	Riporti-colmate	Riporti-colmate	...
	2	6.20	0.00	0.00	Alluvioni	Alluvioni	...
	3	9.30	0.00	0.00	Sedimenti sabbie fir	Sedimenti sabbie fini	...

I carichi permanenti e variabili applicati al terreno sono i seguenti:

- 20000 kgf/m^2 , scarico in fondazione dovuto all'edificio.

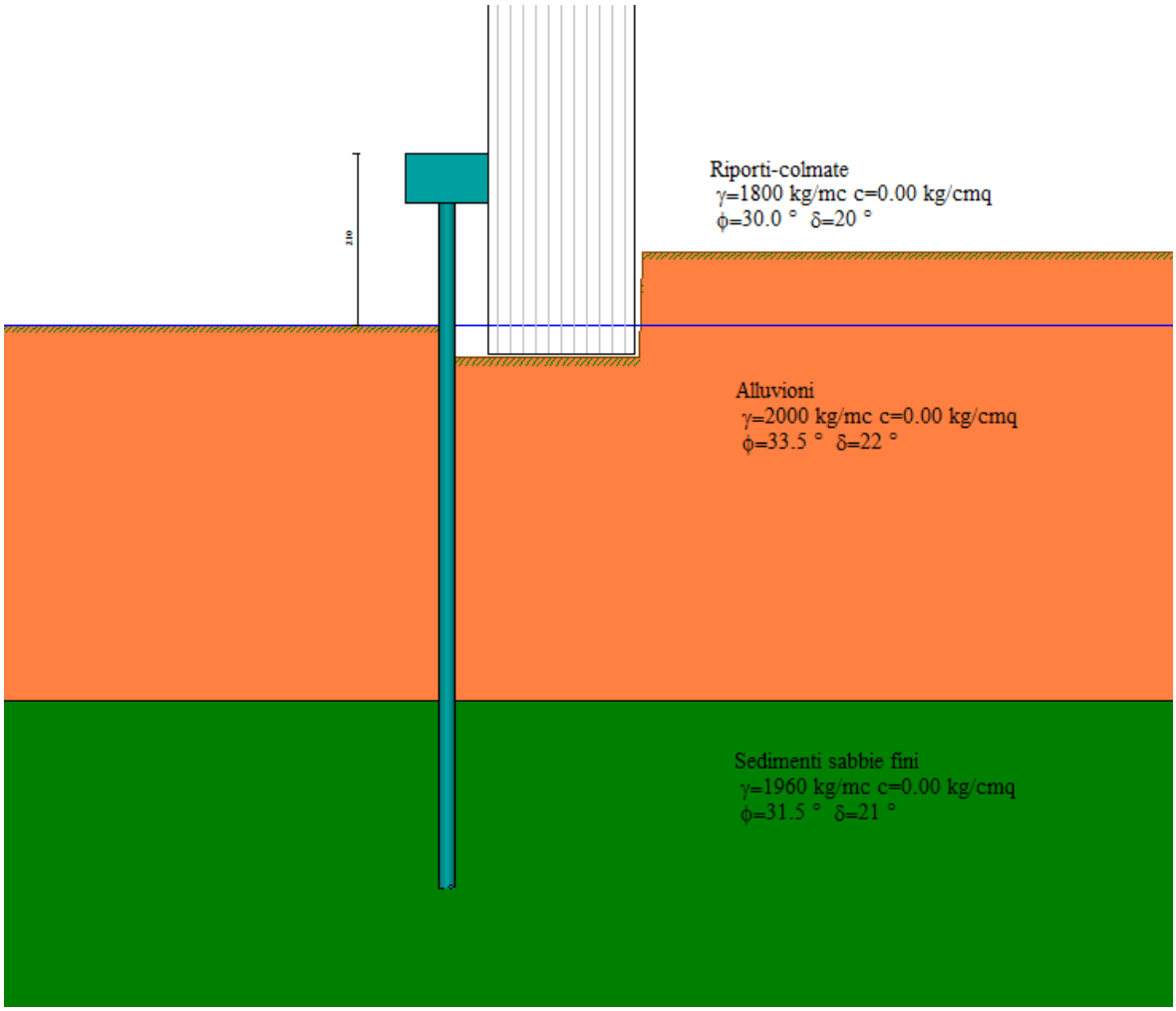


Figura 5.55 – Modello paratia.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia considerata, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro).

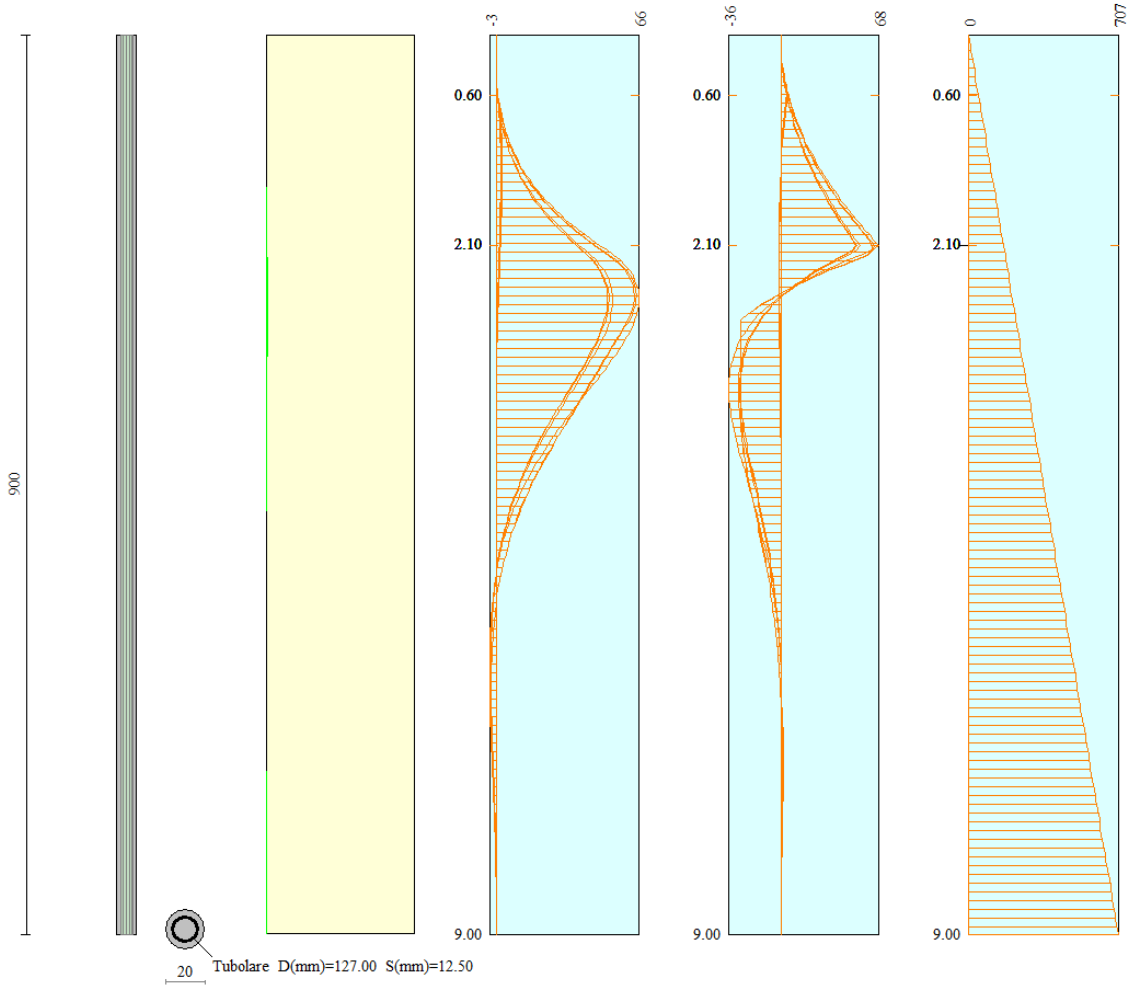


Figura 5.56 – Impegno micropalo.

Per il tratto di opera di sostegno considerato, la paratia sarà composta da una fila di micropali, posti ad interasse longitudinale pari a 0.50 m, che andranno interrotti in corrispondenza dei plinti dell'edificio.
A livello progettuale, le dimensioni dei plinti sono state ipotizzate pari a 3.00 m x 3.00m, tuttavia, in fase preliminare, prima di procedere alla perforazione, sarà opportuno eseguire dei saggi in alveo in corrispondenza dei pilastri, in maniera da ricavare con esattezza la posizione dei plinti e fissare di conseguenza i limiti delle perforazioni per i micropali.
La lunghezza dei micropali costituenti la paratia considerata sarà pari a 9.00m, in corrispondenza dei plinti, i pali non verranno realizzati, procedendo soltanto con la cartella ed il cordolo verticale.
Anche in questo caso, a causa delle limitate altezze presenti all'interno dei fornici sarà necessario operare con una macchina perforatrice di dimensioni ridotte rispetto ad una tradizionale. A tal proposito per il diametro della perforazione si potrà assumere al massimo un diametro pari a 200 mm. L'armatura tubolare utilizzata avrà un diametro esterno pari a 127.00 mm, con spessore del tubo pari a 12.50 mm.
Dopo aver eseguito lo scavo davanti alla paratia, verrà realizzato uno strato di spritz beton dello spessore di circa 8.00 cm, e successivamente, a completamento dell'opera di sottofondazione, sarà realizzata una cartella verticale dello spessore di circa 40 cm, che verrà collegata con la platea in c.a. prevista per la sistemazione del fondo.

5.1.3 Pareti in c.a. di rivestimento delle paratie nei tratti dove non sono presenti le travi di collegamento ubicate in corrispondenza del fondo alveo.

Le armature da predisporre nelle pareti di rivestimento delle berlinesi di micropali, nei tratti in cui non sono previste le strutture di contrasto costituite dalle travi in c.a., realizzate in corrispondenza del fondo alveo, sono state determinate secondo le prescrizioni riportate nel D.M. 17/01/2018 al paragrafo 4.1.6, che indicano le armature minime per le travi.
Per pareti avente spessore pari a 30 cm le armature sono state determinate di seguito:

ARMATURE MINIME secondo D.M. 17/01/2019 (Par. 4.1.6)

Si considera un cls con classe di esposizione XC4 e classe di resistenza C30/37

$b_t := 1.00\ m$ $\quad h := 30\ cm$ $\quad f_{ynom} := 450\ \frac{N}{mm^2}$ $\quad \gamma_s := 1.15$ $\quad f_{ck} := 30\ \frac{N}{mm^2}$

$c := 40\ mm$ Copriferro

$d := h - c = 26.00\ cm$ $\quad A_c := b_t \cdot h = 3000.00\ cm^2$ Area trasversale di cls

---

$A_{smin1} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 5.00\ cm^2$

AREA MINIMA PER L'ARMATURA TESA

$A_{smin2} := 0.0013 \cdot b_t \cdot d = 3.38\ cm^2$

$A_{smax} := 0.04 \cdot A_c = 120.00\ cm^2$ AREA MASSIMA PER L'ARMATURA TESA

ARMATURA VERTICALE

$A_{smin} = 5.00\ cm^2$ $\quad \Phi_v := 14\ mm$ Barre utilizzate $\quad n_b := 4$ Numero di barre al metro

$A_{smax} = 120.00\ cm^2$ $\quad A_v := \frac{n_b \cdot \pi \cdot \Phi_v^2}{4} = 6.16\ cm^2$ $\quad Passo_v := \frac{100}{n_b}\ cm = 25.00\ cm$

Per l'armatura orizzontale si considera un area di acciaio pari al 20% rispetto a quella utilizzata verticalmente:

ARMATURA ORIZZONTALE

$A_{tmin} := 0.20 \cdot A_v = 1.23\ cm^2$ $\quad \Phi_t := 10\ mm$ Barre utilizzate $\quad n_{bt} := 4$ Numero di barre al metro

$A_t := \frac{n_{bt} \cdot \pi \cdot \Phi_t^2}{4} = 3.14\ cm^2$ $\quad Passo_t := \frac{100}{n_{bt}}\ cm = 25.00\ cm$

$VERIFICA_{avmin} = \text{"SODDISFATTA"}$ $\quad VERIFICA_{at} = \text{"SODDISFATTA"}$

$VERIFICA_{avmax} = \text{"SODDISFATTA"}$

Si assumeranno come armature verticali barre aventi diametro ϕ 14 a passo pari a 25 cm. L'area delle armature orizzontali è stata assunta considerando il 20% dell'area di quelle verticali; pertanto saranno utilizzate barre aventi diametro ϕ 10 passo 25 cm; in aggiunta a tale armatura saranno impiegate delle barre orizzontali aventi diametro pari a ϕ 16, in corrispondenza del collegamento della parete con l'armatura tubolare dei micropali.

Per pareti avente spessore pari a 40 cm le armature sono state determinate di seguito:

ARMATURE MINIME secondo D.M. 17/01/2019 (Par. 4.1.6)

Si considera un cls con classe di esposizione XC4 e classe di resistenza C30/37

$b_t := 1.00\ m$ $\quad h := 40\ cm$ $\quad f_{ynom} := 450\ \frac{N}{mm^2}$ $\quad \gamma_s := 1.15$ $\quad f_{ck} := 30\ \frac{N}{mm^2}$

$c := 40\ mm$ Copriferro

$d := h - c = 36.00\ cm$ $\quad A_c := b_t \cdot h = 4000.00\ cm^2$ Area trasversale di cls

---

$A_{smin1} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 6.93\ cm^2$

$A_{smin2} := 0.0013 \cdot b_t \cdot d = 4.68\ cm^2$

AREA MINIMA PER L'ARMATURA TESA

$A_{smax} := 0.04 \cdot A_c = 160.00\ cm^2$

AREA MASSIMA PER L'ARMATURA TESA

ARMATURA VERTICALE

$A_{smin} = 6.93\ cm^2$

$A_{smax} = 160.00\ cm^2$

$\Phi_v := 16\ mm$ Barre utilizzate

$n_b := 4$ Numero di barre al metro

$A_v := \frac{n_b \cdot \pi \cdot \Phi_v^2}{4} = 8.04\ cm^2$

$Passo_v := \frac{100}{n_b}\ cm = 25.00\ cm$

Per l'armatura orizzontale si considera un area di acciaio pari al 20% rispetto a quella utilizzata verticalmente:

ARMATURA ORIZZONTALE

$A_{tmin} := 0.20 \cdot A_v = 1.61\ cm^2$

$\Phi_t := 10\ mm$ Barre utilizzate

$n_{bt} := 4$ Numero di barre al metro

$A_t := \frac{n_{bt} \cdot \pi \cdot \Phi_t^2}{4} = 3.14\ cm^2$

$Passo_t := \frac{100}{n_{bt}}\ cm = 25.00\ cm$

$VERIFICA_{avmin} = \text{"SODDISFATTA"}$

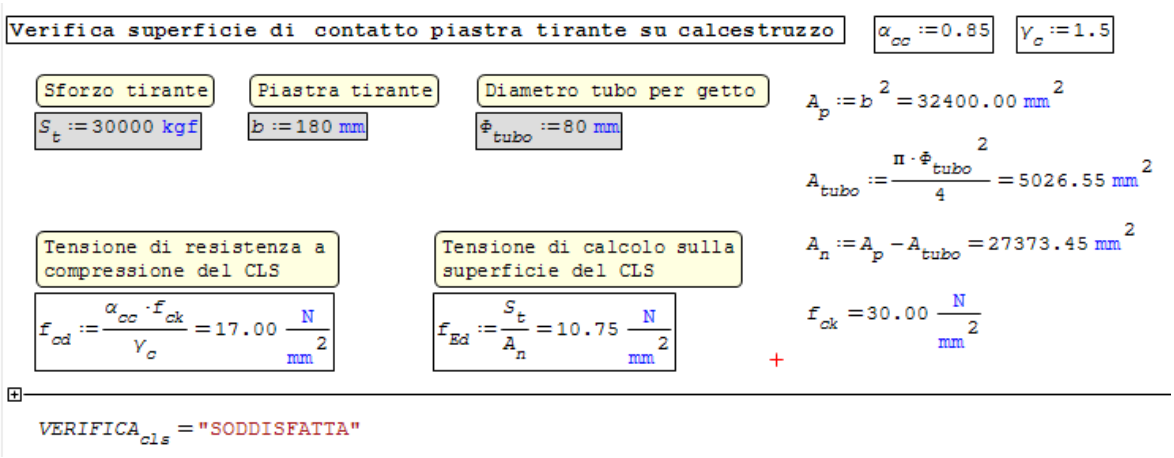
$VERIFICA_{avmax} = \text{"SODDISFATTA"}$

$VERIFICA_{at} = \text{"SODDISFATTA"}$

Si assumeranno come armature verticali barre aventi diametro ϕ 16 a passo pari a 25 cm. L'area delle armature orizzontali è stata assunta considerando il 20% dell'area di quelle verticali; pertanto saranno utilizzate barre aventi diametro ϕ 10 passo 25 cm; in aggiunta a tale armatura saranno impiegate delle barre orizzontali aventi diametro pari a ϕ 16, in corrispondenza del collegamento della parete con l'armatura tubolare dei micropali.

5.1.4 Verifica della tensione sul calcestruzzo dei cordoli indotta dalle piastre di ancoraggio dei tiranti.

Tale verifica è stata condotta considerando il massimo sforzo agente sui tiranti, considerando che la piastra fornita con il tirante permanente costituito da barre dywidag ϕ 32, ha dimensioni 180 x 180 mm. Ai fini della verifica è stata determinata la tensione sul calcestruzzo indotta dalla piastra, considerando che nella zona centrale sia predisposto un tubo del diametro pari a 80 mm, e verificato che risulti inferiore alla f_{cd} relativa al calcestruzzo considerato.
La verifica è riportata di seguito:



5.2 MURI IN C.A..

5.2.1 Muro h= 1.20 m, ubicato a monte ed a valle della passerella pedonale di Via VIII Società Case

Il muro in oggetto è presente in due tratti, il primo dello sviluppo pari a 7.00 m circa è ubicato a monte della rampa della passerella pedonale citata; mentre il secondo tratto di muro dello sviluppo di 15 m circa risulta ubicato a valle della scala della passerella pedonale, tale manufatto procede parallelamente alla strada per andarsi a collegare al fabbricato esistente a valle della predetta passerella.
Su entrambe i tratti di muro sono presenti due paratoie amovibili in acciaio, della larghezza netta di 3.50 m per consentire l'accesso in alveo delle macchine operatrici per espletare le operazioni di manutenzione.
I carichi applicati al paramento del muro sono la spinta idrostatica dell'acqua per tutta l'altezza.
Di seguito si riportano le verifiche strutturali condotte.

Stratigrafia sezione

N	Hs [m]	a [°]	Terreno	Dettagli
1	1.50	0.00	Riporti/colmate	
2 [P]	5.60	0.00	Alluvioni	
3	1.80	0.00	Alt. argille	
4	6.00	0.00	Argille dim Ortovero	

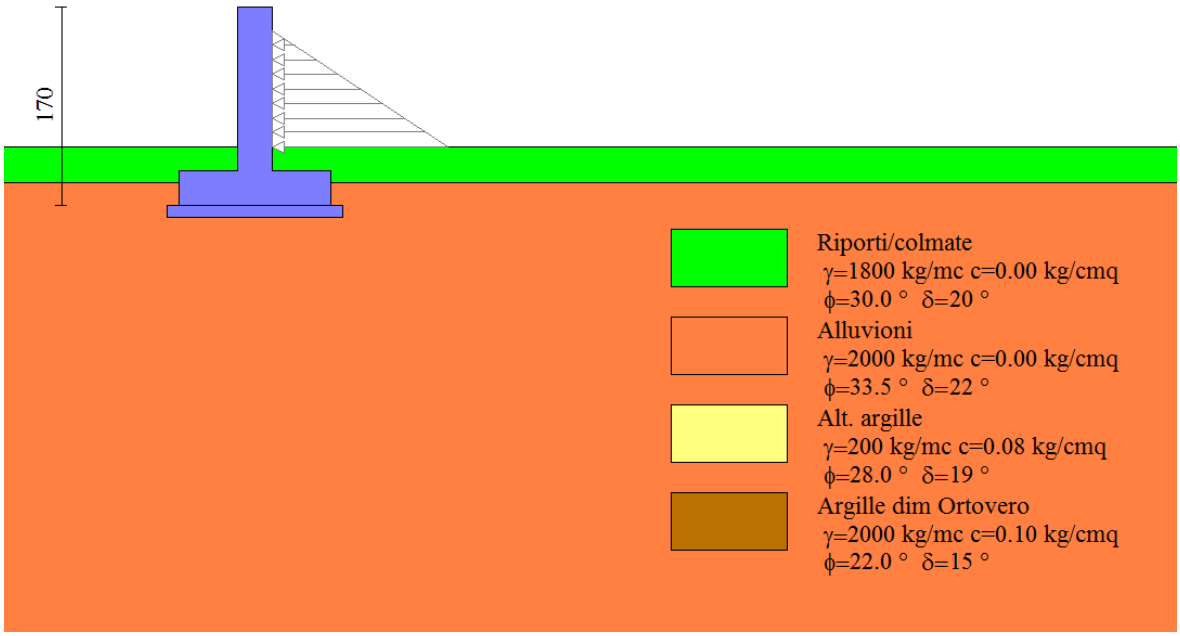


Figura 5.57 – Modello muro.

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.
Si riporta qui di seguito, il report sintetico relativo alle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sul paramento e sulla fondazione (inviluppo delle fasi di lavoro).

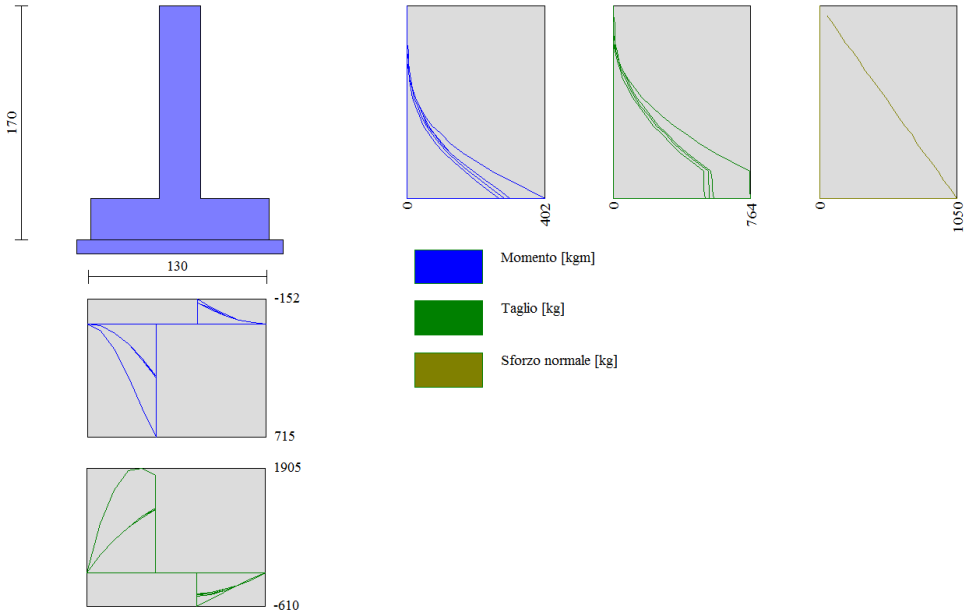


Figura 5-58 – Caratteristiche delle sollecitazioni sul paramento e sulla fondazione.

Sulla base delle caratteristiche delle sollecitazioni derivanti dal calcolo, sono state verificate le armature delle fondazioni e del paramento verticale.
I ferri di armatura della fondazione risultano ϕ14/20 cm sia superiormente che inferiormente; mentre le armature relative al paramento verticale risultano ϕ14/20 cm sia lato valle che lato monte. Per quanto concerne le armature di ripartizione sono state impiegate ϕ10/20 cm sia in fondazione che nel paramento.
Per ulteriori approfondimenti in merito si rimanda agli allegati di calcolo riportati in calce alla presente relazione.

5.2.2 Muro in sponda sinistra in corrispondenza della rampa di accesso in alveo

L'opera in oggetto fa parte dell'ultimo tratto di muro d'argine presente in sponda destra a valle della sezione di progetto n° 25; il tratto di muro considerato inizia in corrispondenza della sezione n° 24 e termina in corrispondenza della fine della rampa.
Lo sviluppo longitudinale del muro risulta pari a circa 15.00 m.
Il muro in oggetto risulta fondato su una doppia fila di micropali, aventi diametro della perforazione pari a 240 mm, al cui interno andrà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm e spessore 10 mm.
I micropali presentano un interasse longitudinale pari a 1.50 m, mentre quello trasversale risulta pari a 1.80 m. le due file risultano allineate.
La lunghezza complessiva dei pali risulterà pari a 9.00 m.
Per la verifica del muro sono state modellate due sezioni.
La prima sezione è relativa a quella di inizio del muro, in cui è presente la rampa di accesso in alveo, mentre la seconda sezione è relativa al tratto finale di valle, in cui non è presente la rampa ed è stata considerata agente sul paramento al spinta dell'acqua.
Per il dimensionamento del muro queste due condizioni sono le più gravose.

Stratigrafia sezione

	N	Hs [m]	a [°]	Terreno	Dettagli	
✸	1	2.50	0.00	Riporti/colmate	⋯	
	2 [P]	5.60	0.00	Alluvioni	⋯	
	3	1.80	0.00	Alt. argille	⋯	
	4	6.00	0.00	Argille dim Ortovero	⋯	

Sul terreno è stato applicato un carico pari a 1200 kgf/m^2 ed è stata considerata la spinta ridotta del terreno a tergo del muro, considerando che la larghezza della nuova rampa di accesso sia pari a 8.00 m.

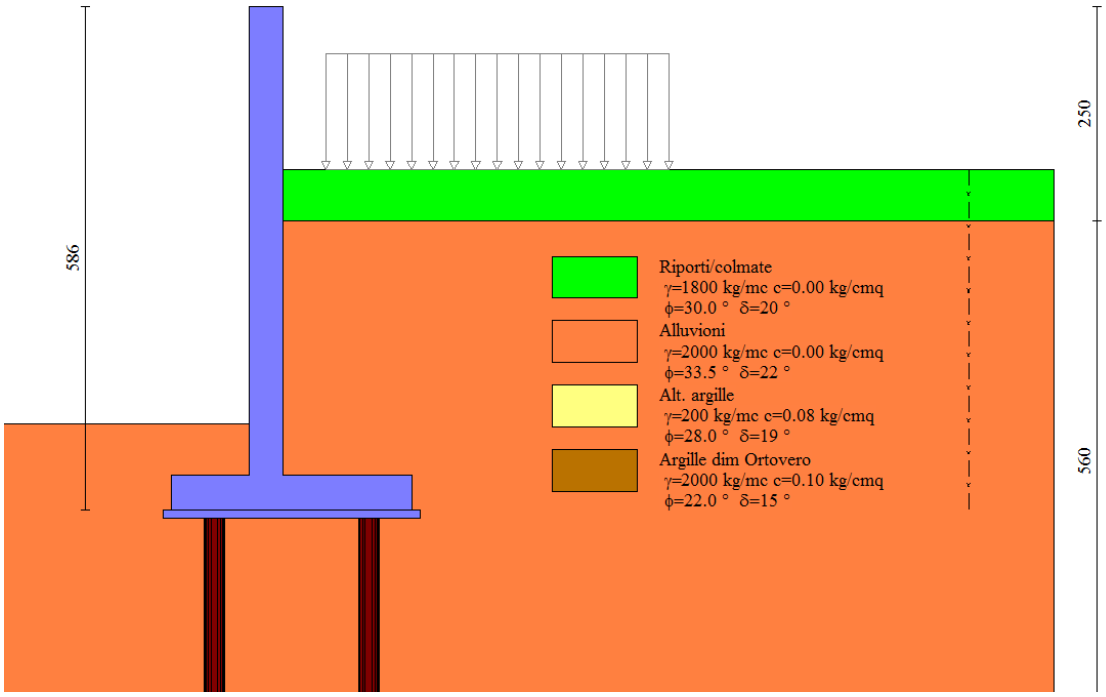


Figura 5.59 – Sezione del muro in corrispondenza del tratto iniziale.

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.
Si riporta qui di seguito, il report sintetico relativo alle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sul paramento e sui pali di fondazione (inviluppo delle fasi di lavoro).

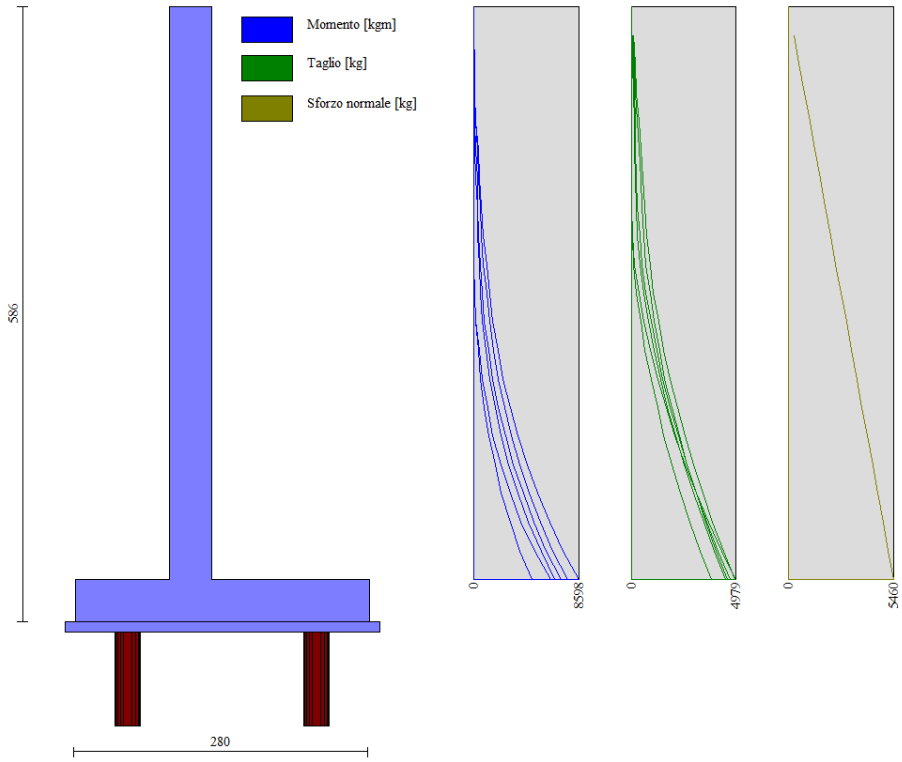


Figura 5.60 – Sollecitazioni sul paramento.

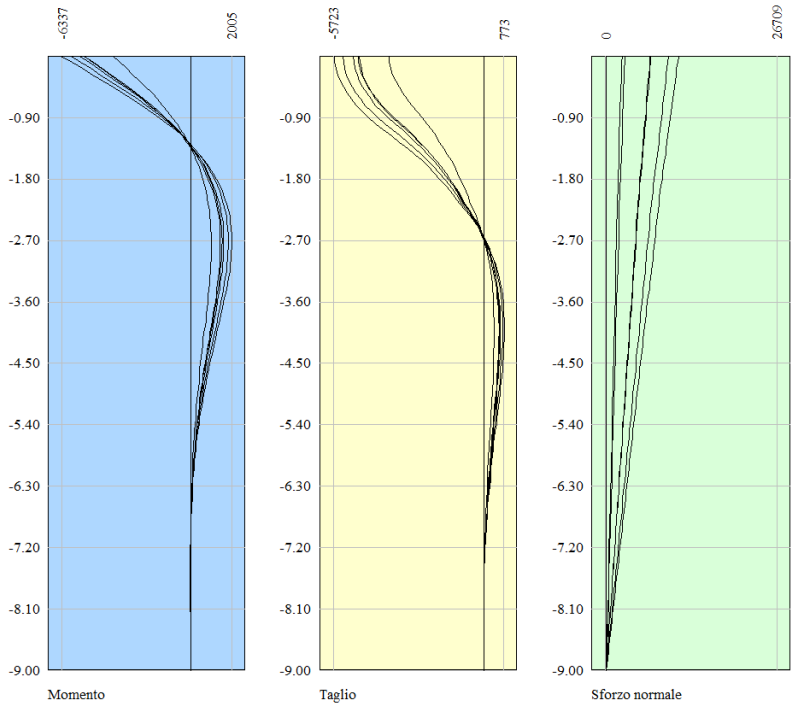


Figura 5.61 – Sollecitazioni sui pali.

Per il modello considerando la spinta dell'acqua si ha:

Stratigrafia sezione

	N	Hs [m]	a [°]	Terreno	Dettagli	
✸	1	1.30	0.00	Riporti/colmate	⋯	
	2 [P]	5.60	0.00	Alluvioni	⋯	
	3	1.80	0.00	Alt. argille	⋯	
	4	3.00	0.00	Argille dim Ortovero	⋯	

Sul paramento è stata applicata la spinta idrostatica per un'altezza d'acqua pari a 3.3 m .

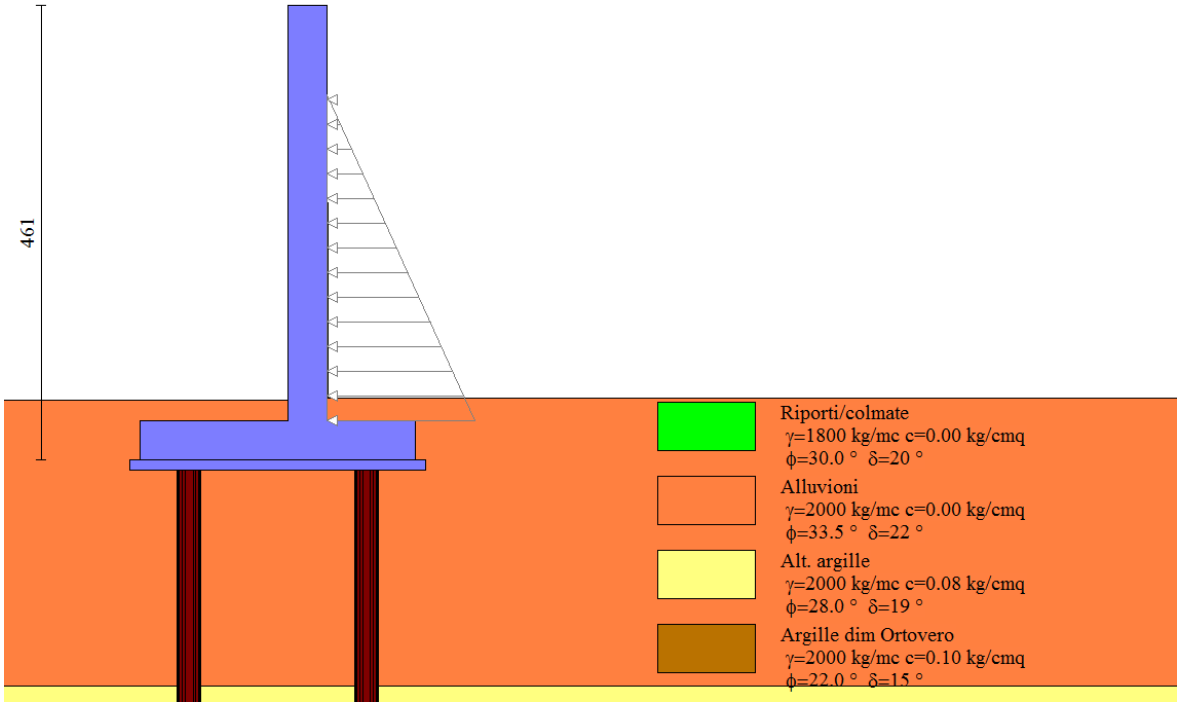


Figura 5.62 – Sezione del muro in corrispondenza del tratto finale.

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.
Si riporta qui di seguito, il report sintetico relativo alle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sul paramento e sui pali di fondazione (inviluppo delle fasi di lavoro).

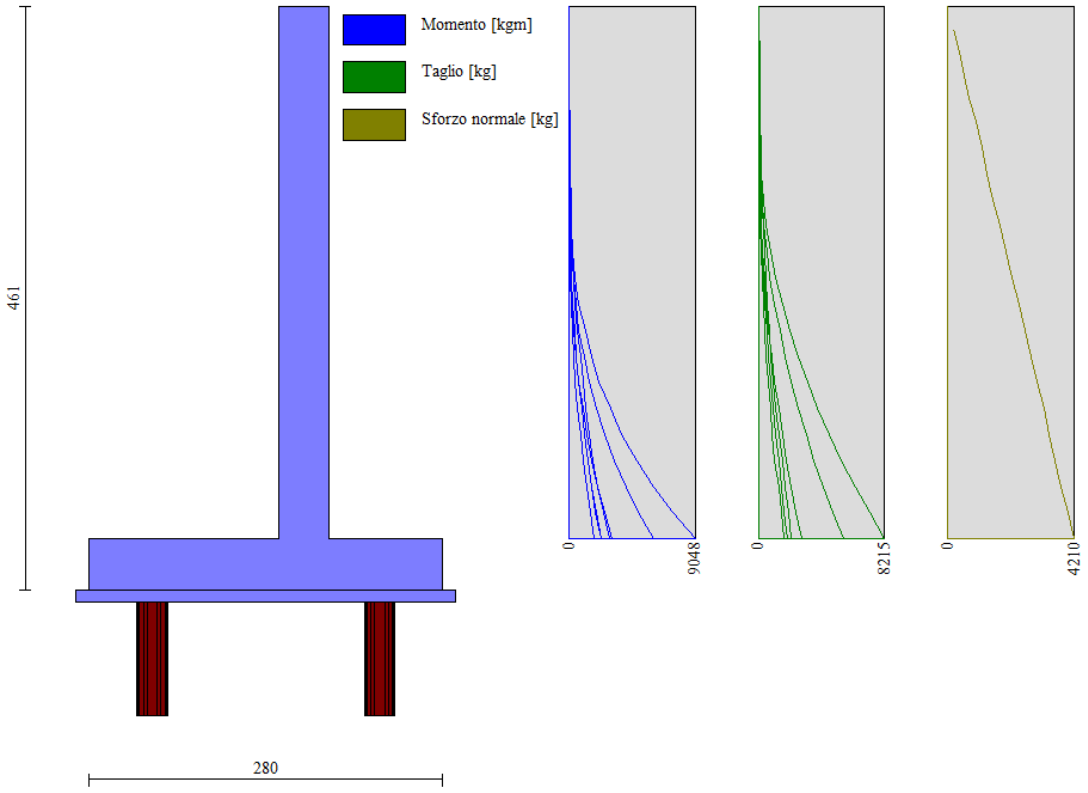


Figura 5.63 – Sollecitazioni sul paramento.

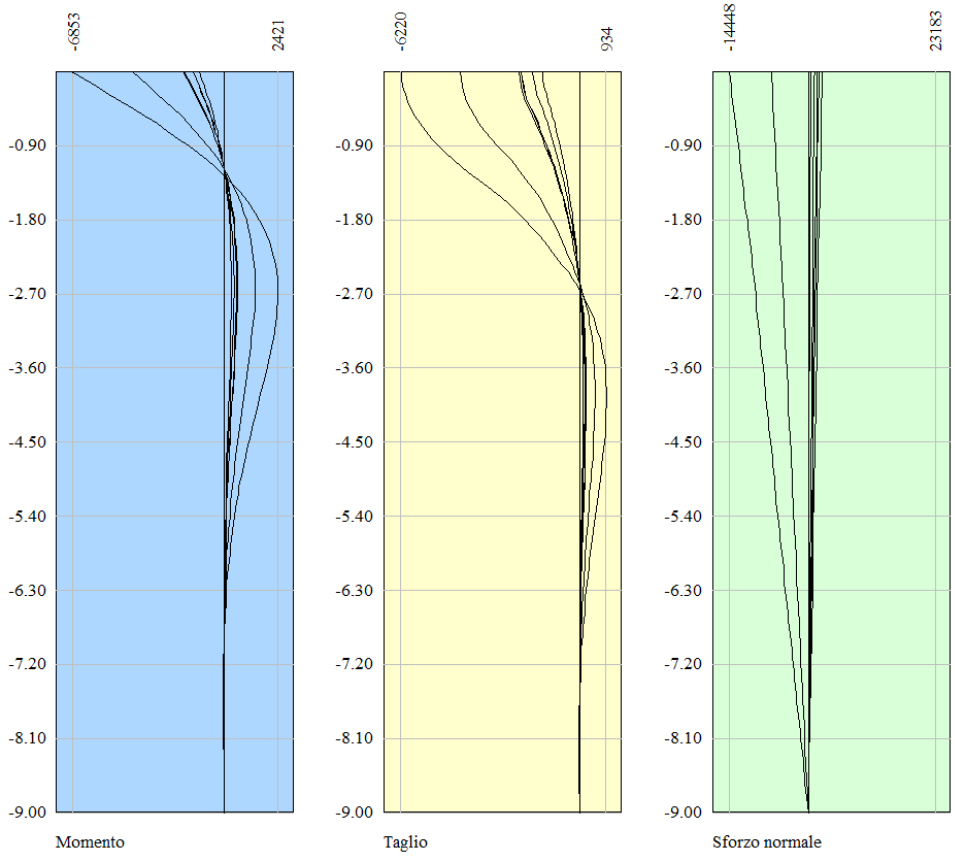


Figura 5.64 – Sollecitazioni sui pali.

Sulla base delle caratteristiche delle sollecitazioni derivanti dal calcolo, sono state verificate le armature delle fondazioni e del paramento verticale.
I ferri di armatura della fondazione risultano ϕ16/25 cm sia superiormente che inferiormente; quelli inferiori andranno integrati con ulteriori 10 ϕ16 come indicati nella tavola relativa alle armature del muro. Le armature relative al paramento verticale risultano ϕ16/25 cm sia lato valle che lato monte. Per quanto concerne le armature di ripartizione del paramento sono state impiegate ϕ10/20 cm, mentre le armature di ripartizione longitudinali in fondazione saranno pari a ϕ16/25 cm sia superiormente che inferiormente.

5.2.3 Profilo idrodinamico ubicato a monte della pila centrale di Via Manara

La verifica di tale manufatto è stata condotta formulando le seguenti ipotesi sui carichi da applicare.
Per il calcolo della spinta idrostatica agente sul paramento del muro, è stata considerata una differenza di altezza d'acqua tra il lato di paramento sul torrente Chiaravagna e quello sul rio Ruscarolo pari a 1.00 m; pertanto la sollecitazione agente su un metro di paramento, sarà pari alla differenza tra le due spinte.
Inoltre è stata considerata anche la spinta idrodinamica, visto che la corrente non risulta radente al paramento, ma impatta sul paramento con un angolo prossimo a 90°.
La sollecitazione applicata al paramento sarà data dalla somma delle due azioni, applicate secondo una distribuzione uniforme a favore di sicurezza.
La determinazione del valore dell'azione applicata è riportato di seguito.

Azioni muro di prolungamento della pila centrale del ponte di Via Manara

- Spinta idrostatica:

$h_1 := 2.10\ m$ Altezza d'acqua lato Chiaravagna

$p := 1\ m$ Sviluppo long. di muro

$\gamma_w := 1000\ \frac{kgf}{m^3}$ Peso specifico dell'acqua

$h_2 := 1.10\ m$ Altezza d'acqua lato Ruscarolo

$P_{w1_max} := \gamma_w \cdot h_1 = 20.59\ \frac{kN}{m^2}$

$P_{w2_max} := \gamma_w \cdot h_2 = 10.79\ \frac{kN}{m^2}$

$S_{w1} := \frac{P_{w1_max} \cdot h_1 \cdot p}{2} = 21.62\ kN$

$S_{w2} := \frac{P_{w2_max} \cdot h_2 \cdot p}{2} = 5.93\ kN$

$\Delta_s := S_{w1} - S_{w2} = 15.69\ kN$

$P := \frac{\Delta_s}{h_1 \cdot p} = 7.47\ \frac{kN}{m^2}$

Sui due paramenti del muro, sono state considerate due diverse altezze d'acqua a favore di sicurezza; applicando al paramento lato Chiaravagna una pressione con distr. uniforme,pari alla differenza tra le spinte idrostatiche considerate.

$P = 761.90\ \frac{kgf}{m^2}$ Pressione da applicare data dalle differenti spinte sui due paramenti

- Spinta idrodinamica della corrente:

$c_D := 1.5$ Coefficiente di forma per la spinta idrodinamica (cfr. libro Petrangeli tab 2.1)

$\rho_w := 1000\ \frac{kg}{m^3}$ Densità dell'acqua

$v := 2.5\ \frac{m}{s}$ Velocità della corrente

$F_{idr} := \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot v^2 \cdot c_D = 4.69\ \frac{kN}{m^2}$

$F_{idr} = 477.99\ \frac{kgf}{m^2}$ Pressione idrodinamica

La pressione totale da applicare al paramento del muro risulta:

$P_T := P + F_{idr} = 1240\ \frac{kgf}{m^2}$ Pressione totale applicata al paramento

Per l'espletamento delle verifiche condotte su tale manufatto, visto che il paramento presenta una sezione trasversale variabile lungo l'ascissa longitudinale, sono stati eseguiti tre modelli aventi larghezza trasversale del paramento rispettivamente pari a 0.70 m, 0.45 m, 0.20 m.
Per la determinazione delle armature saranno considerate le condizioni più gravose derivanti dai tre modelli.

Il muro in oggetto risulta fondato su una doppia fila di micropali, aventi diametro della perforazione pari a 240 mm, al cui interno andrà inserita un'armatura tubolare avente diametro esterno pari a 168.3 mm e spessore 10 mm.
I micropali presentano un interasse longitudinale pari a 1.50 m, mentre quello trasversale risulta pari a 0.90 m. le due file risultano allineate.
La lunghezza complessiva dei pali risulterà pari a 6.00 m.

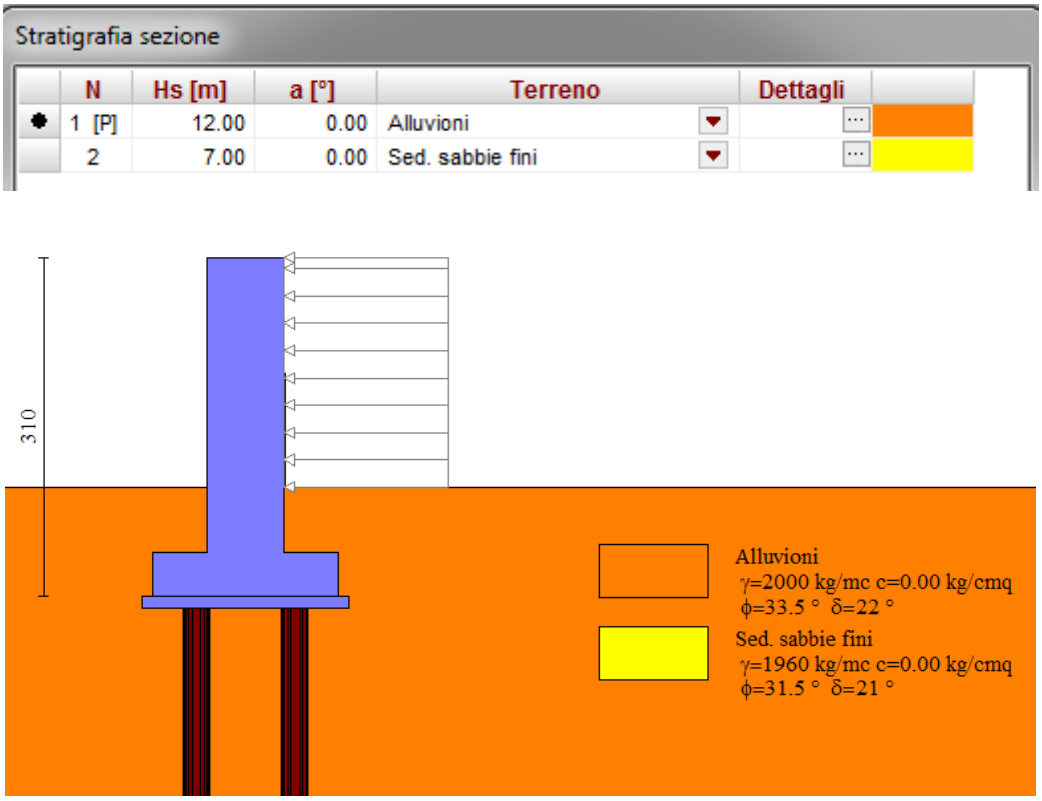


Figura 5.65 – Modello muro spessore paramento 0.70 m.

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.
Si riporta qui di seguito, il report sintetico relativo alle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sul paramento e sui pali di fondazione (inviluppo delle fasi di lavoro).

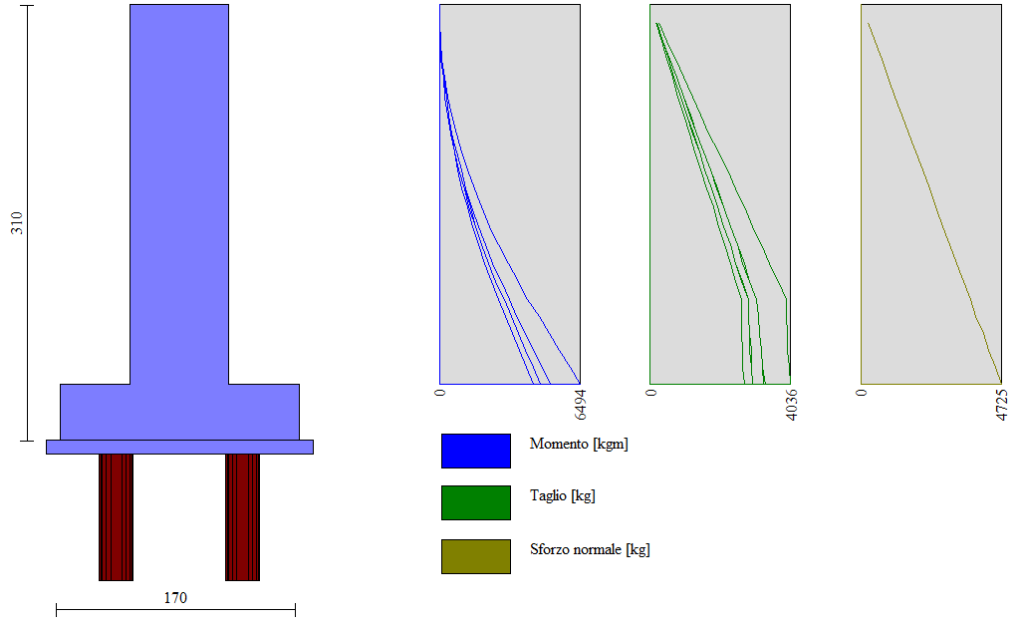


Figura 5.66 – Sollecitazioni sul paramento.

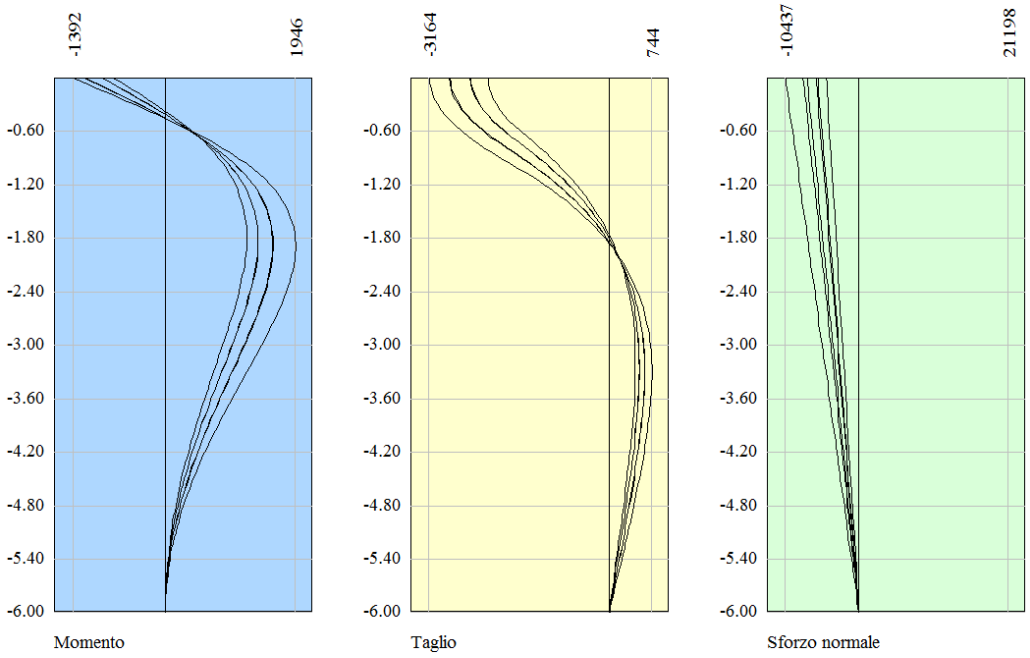


Figura 5.67 – Sollecitazioni sui pali.

Sulla base delle caratteristiche delle sollecitazioni derivanti dal calcolo, sono state verificate le armature delle fondazioni e del paramento verticale.
I ferri di armatura della fondazione risultano ϕ14/20 cm sia superiormente che inferiormente.
Le armature relative al paramento verticale risultano ϕ14/20 cm sia lato valle che lato monte.
Per quanto concerne le armature di ripartizione del paramento sono state impiegate ϕ10/20 cm, mentre le armature di ripartizione longitudinali in fondazione saranno pari a ϕ14/20 cm sia superiormente che inferiormente.

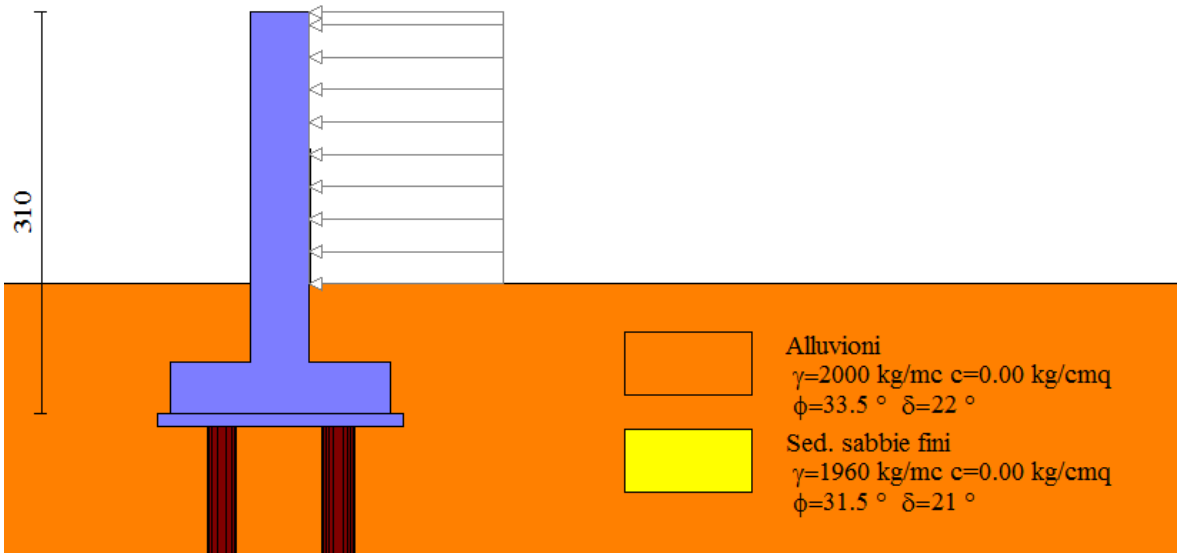


Figura 5.68 – Modello muro spessore paramento 0.45 m.

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.
Si riporta qui di seguito, il report sintetico relativo alle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sul paramento e sui pali di fondazione (inviluppo delle fasi di lavoro).

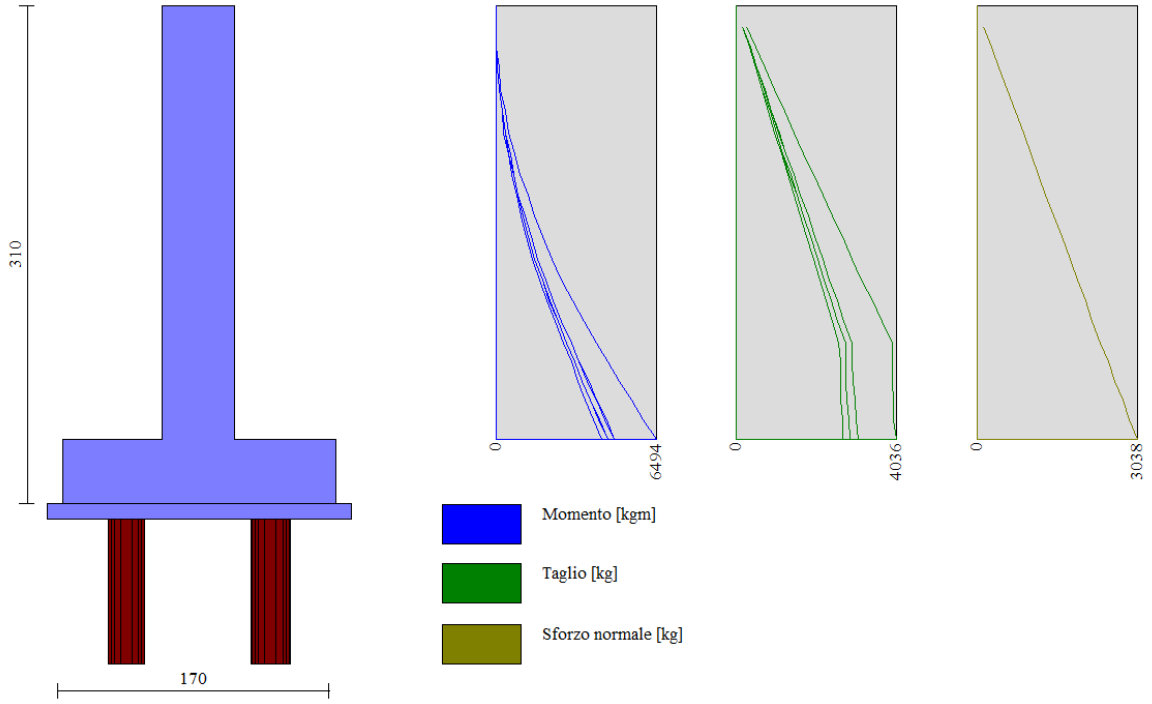


Figura 5.69 – Sollecitazioni sul paramento.

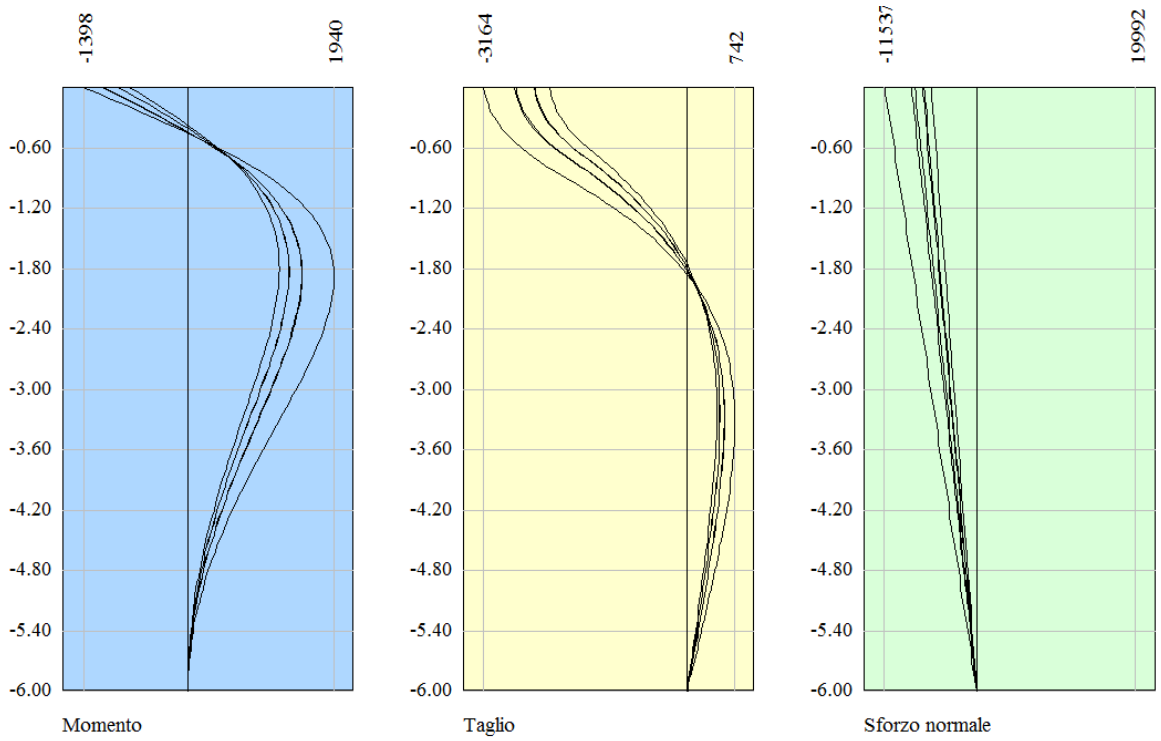


Figura 5.70 – Sollecitazioni sui pali.

Sulla base delle caratteristiche delle sollecitazioni derivanti dal calcolo, sono state verificate le armature delle fondazioni e del paramento verticale.
I ferri di armatura della fondazione risultano ϕ14/20 cm sia superiormente che inferiormente.
Le armature relative al paramento verticale risultano ϕ14/20 cm sia lato valle che lato monte.
Per quanto concerne le armature di ripartizione del paramento sono state impiegate ϕ10/20 cm, mentre le armature di ripartizione longitudinali in fondazione saranno pari a ϕ14/20 cm sia superiormente che inferiormente.

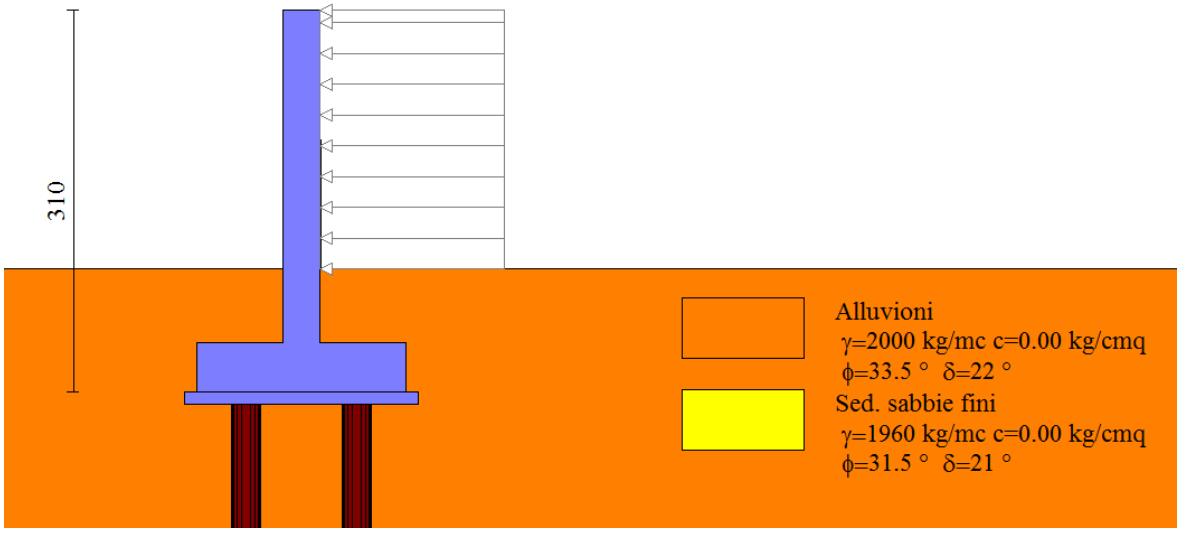


Figura 5.71 – Modello muro spessore paramento 0.20 m.

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.
Si riporta qui di seguito, il report sintetico relativo alle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sul paramento e sui pali di fondazione (inviluppo delle fasi di lavoro).

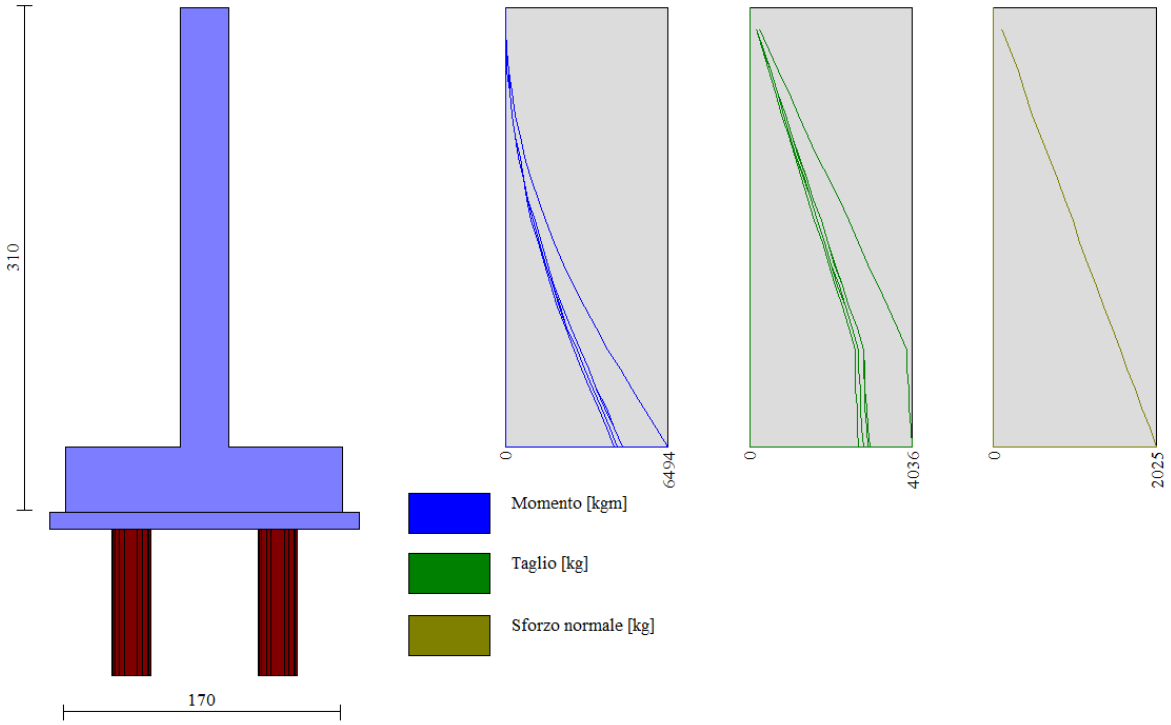


Figura 5.72 – Sollecitazioni sul paramento.

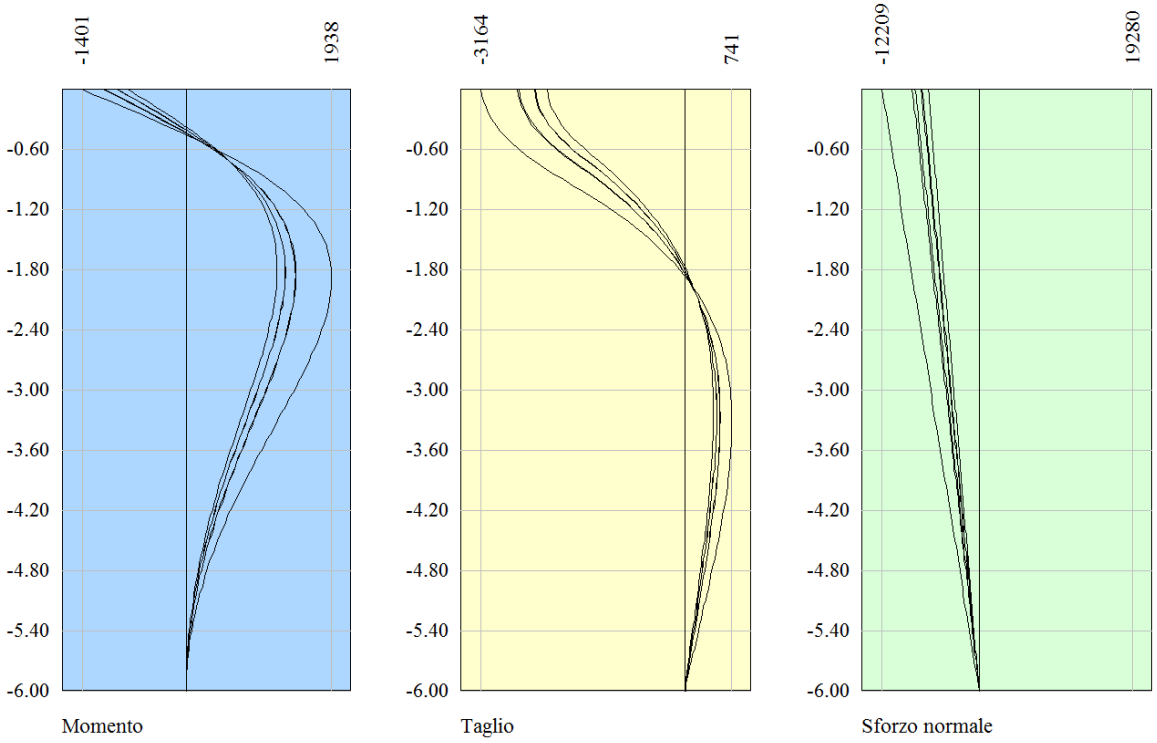


Figura 5.73 – Sollecitazioni sui pali.

Sulla base delle caratteristiche delle sollecitazioni derivanti dal calcolo, sono state verificate le armature delle fondazioni e del paramento verticale.
I ferri di armatura della fondazione risultano ϕ14/20 cm sia superiormente che inferiormente.
Le armature relative al paramento verticale risultano ϕ14/20 cm sia lato valle che lato monte.
Per quanto concerne le armature di ripartizione del paramento sono state impiegate ϕ10/20 cm, mentre le armature di ripartizione longitudinali in fondazione saranno pari a ϕ14/20 cm sia superiormente che inferiormente.

In tutti e tre i modelli, impiegando le medesime armature, le verifiche risultano soddisfatte, tuttavia, sono state previste delle armature aggiuntive sul paramento per un tratto avente lunghezza pari a 3.30 m a partire dall'estremità di monte, dove la sezione trasversale risulta minore. Le armature risultano costituite da barre ϕ10/20 cm poste sia verticalmente che orizzontalmente al paramento, posate tra le barre ϕ14.
Tale armatura aggiuntiva è stata predisposta con lo scopo di assicurare una migliore protezione al tratto iniziale che potrebbe risultare maggiormente esposto agli urti da parte di corpi solidi trasportati dalla corrente.
Per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato grafico dedicato ed agli allegati di calcolo.

5.3 STRUTTURA DEFINITIVA DI CONTRASTO

Le verifiche della struttura di contrasto è stata condotta in corrispondenza della sezione n°19 valutata geometricamente più sfavorevole. Come accennato in precedenza, i carichi considerati ai fini del dimensionamento strutturale sono stati, oltre ai presi propri, le sollecitazioni trasmesse dai puntoni provvisionali e l'azione tangente dell'acqua agente sull'estradosso della trave in c.a.. Nel modello, le pareti spondali hanno uno sviluppo longitudinale pari all'interasse tra le travi di contrasto, ossia 7.00 m.

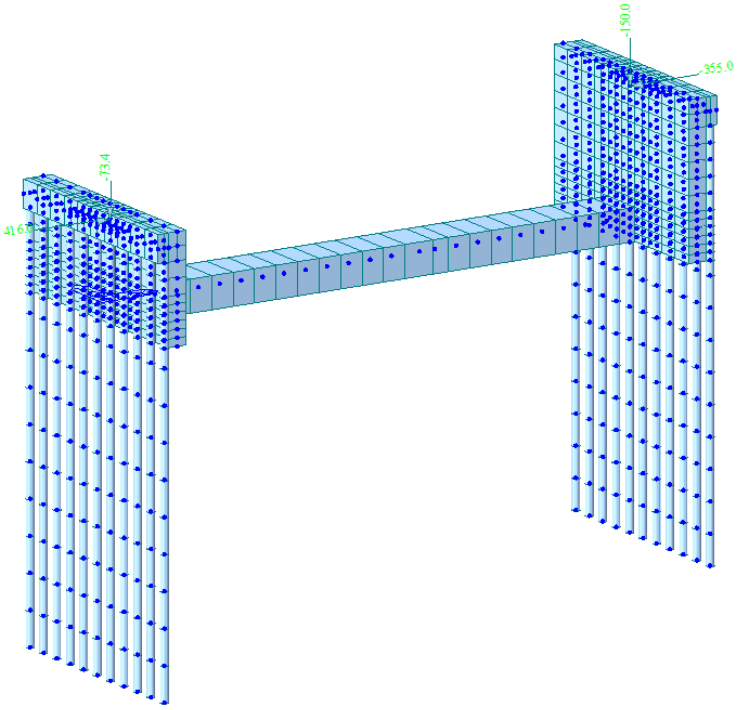


Figura 5.74 – Azioni nodali indotte dai puntoni provvisionali.

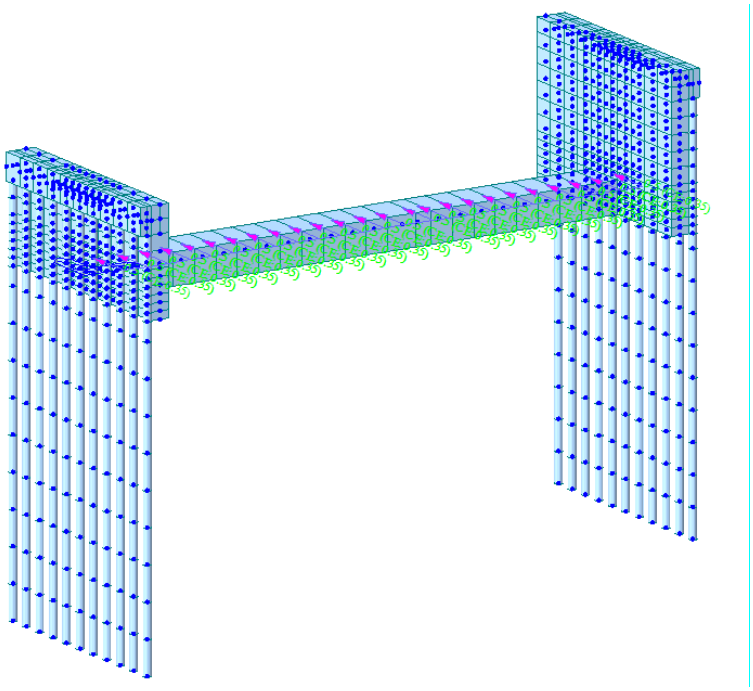


Figura 5.75 – Azione tangente agente all'estradosso della trave in c.a.

Si riportano nel seguito, a titolo esemplificativo, i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sulla trave in c.a. – dim. 100x70cm. e sulla parete di rivestimento di sponda destra (qualitativamente simile a quella di sponda sinistra).

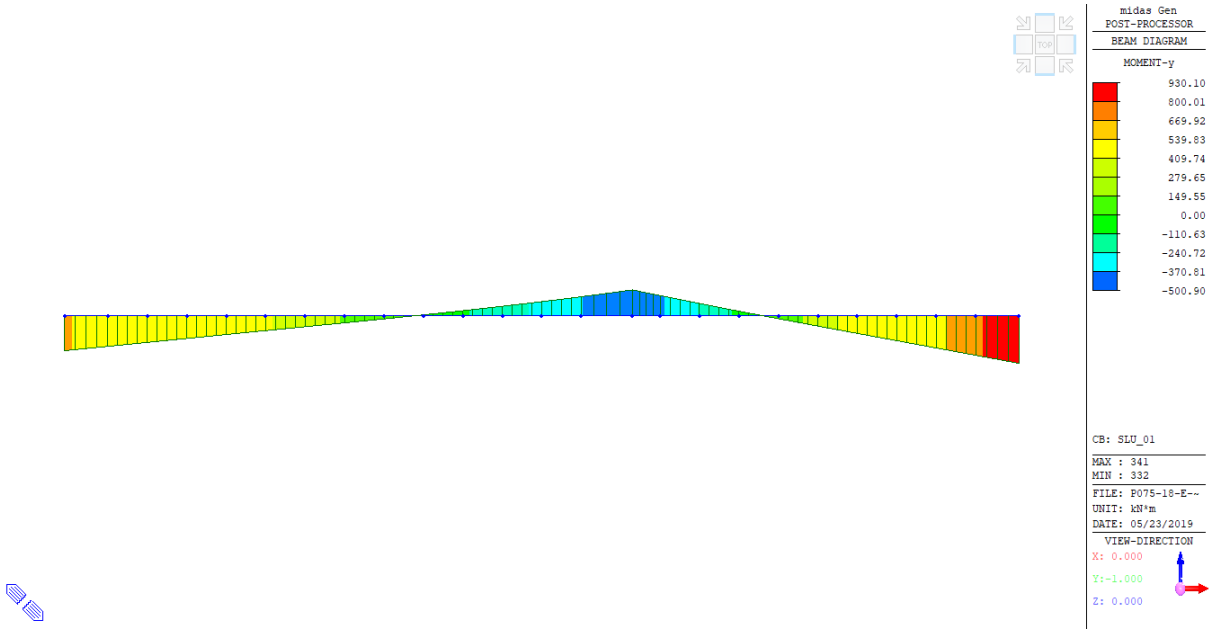


Figura 5.76 – Diagramma del momento flettente sulla trave in c.a. – SLU_01.

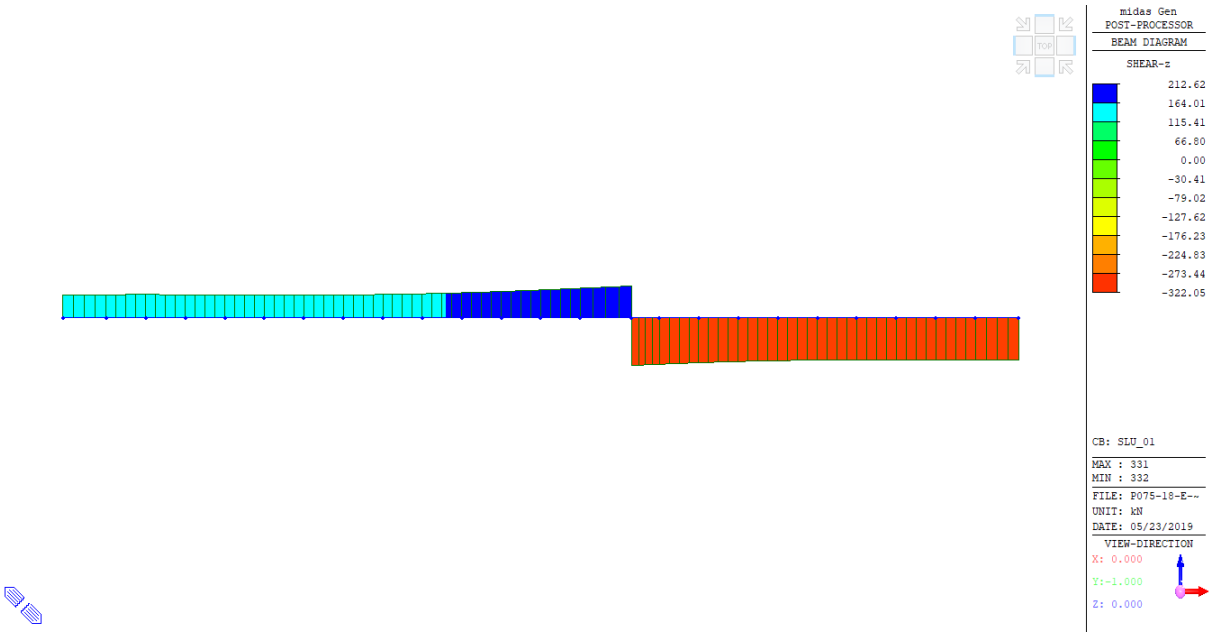


Figura 5.77 – Diagramma del taglio sulla trave in c.a. – SLU_01.

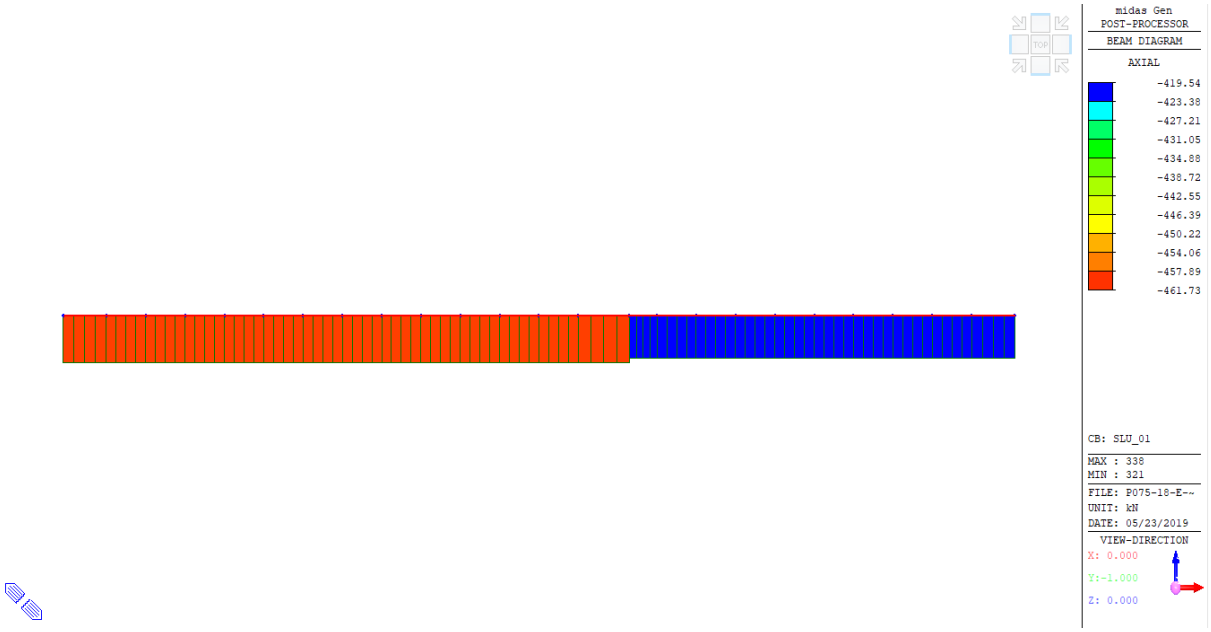


Figura 5.78 – Diagramma dello sforzo normale sulla trave in c.a. – SLU_01.

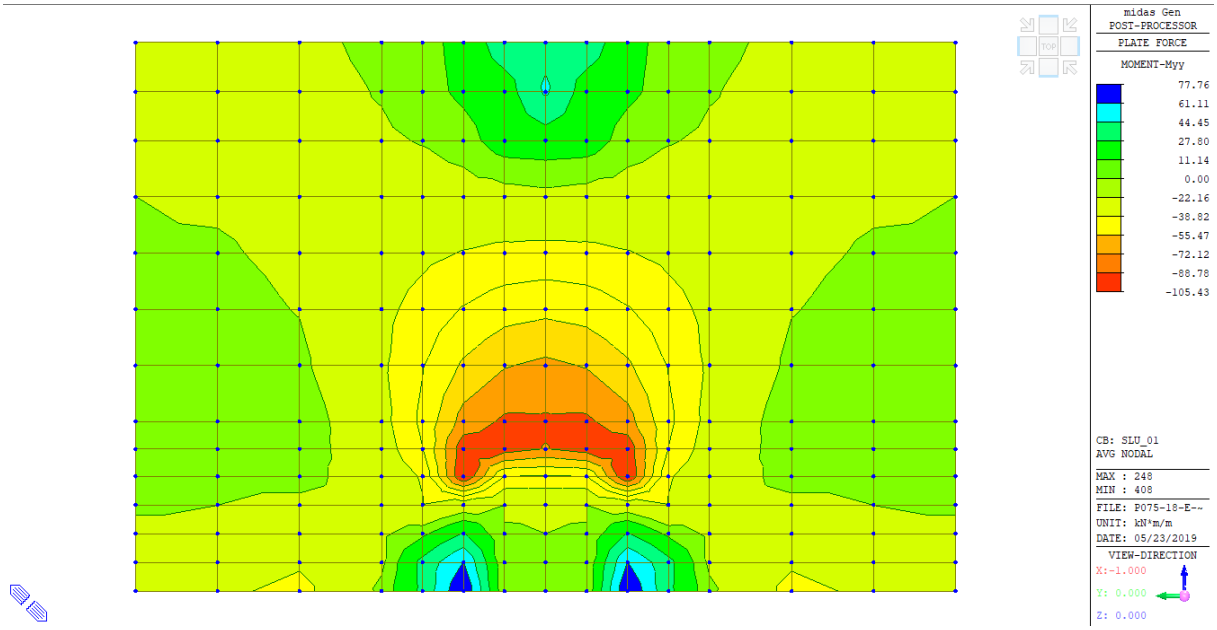


Figura 5.79 – myy moment sulla parete sponda destra – SLU_01.

Le armature a taglio da inserire all'interno della trave di contrasto in corrispondenza del fondo alveo, saranno costituite da staffe a due braccia aventi diametro pari a ϕ 10mm, disposte a passo pari a 20 cm. Il massimo taglio di calcolo risulta pari a 322 kN, mentre il massimo taglio resistente, determinato considerando il metodo di strutture dotate di apposita armatura resistente al taglio risulta pari a 449 kN. La verifica può considerarsi soddisfatta.

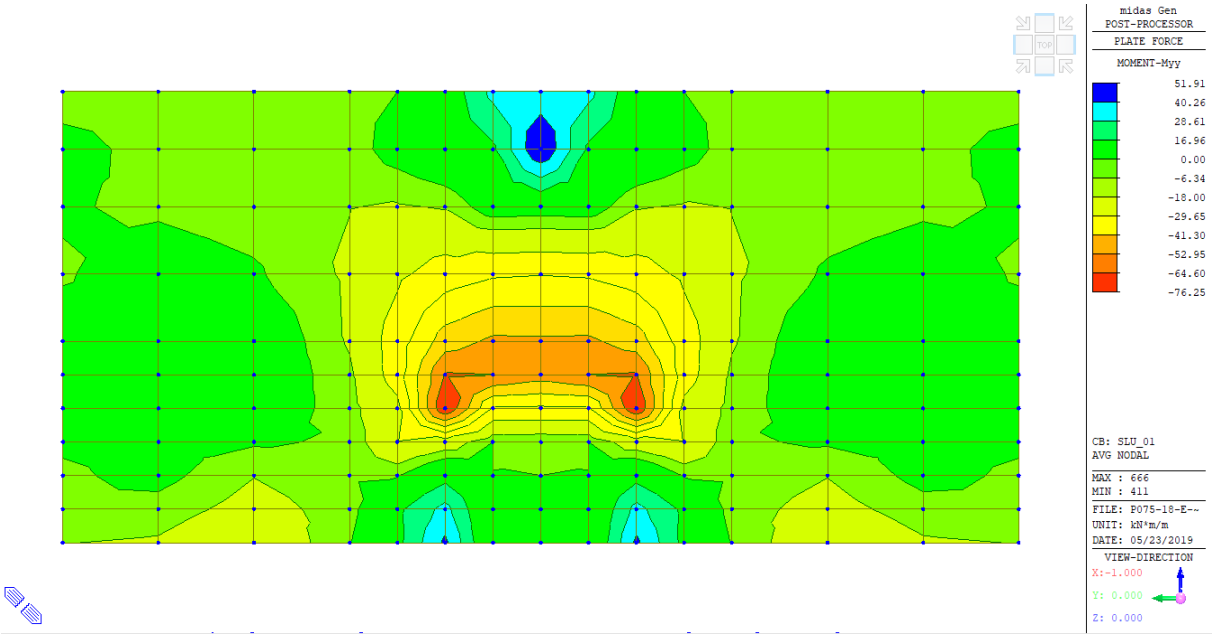


Figura 5.80 – myy moment sulla parete sponda sinistra – SLU_01.

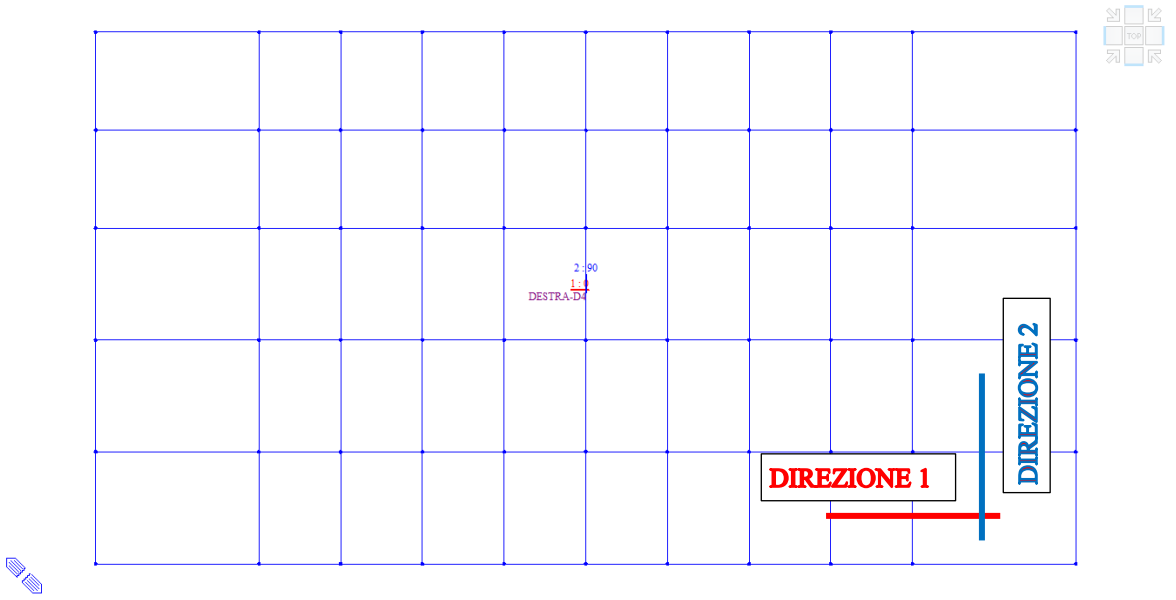


Figura 5.81 – Convenzione delle direzioni di armatura.

Per quanto riguarda le armature in direzione 1, si avranno delle barre ϕ12/25 cm disposte su entrambe i lati delle pareti; nella zona indicata in rosso avente larghezza pari a 3.00m ed altezza pari a 2.00m, sarà prevista un'armatura integrativa costituita da barre ϕ16/25 cm su entrambe i lati delle pareti.
Per le armature in direzione 2, in corrispondenza della zona compressa (lato torrente) andranno previste delle barre ϕ14/20 nelle due zone in blu della larghezza pari a 2.00 m.
All'interno della zona campita in rosso avente larghezza pari a 3.00 m ed altezza coincidente con quella della parete, dovranno essere posate delle armature aventi diametro ϕ20/10.
Tali armature dovranno essere estese a tutto il tratto interessato da tali strutture di contrasto.

Si seguito sono riportate le mappature indicanti la collocazione delle armature pocanzi decrittte.

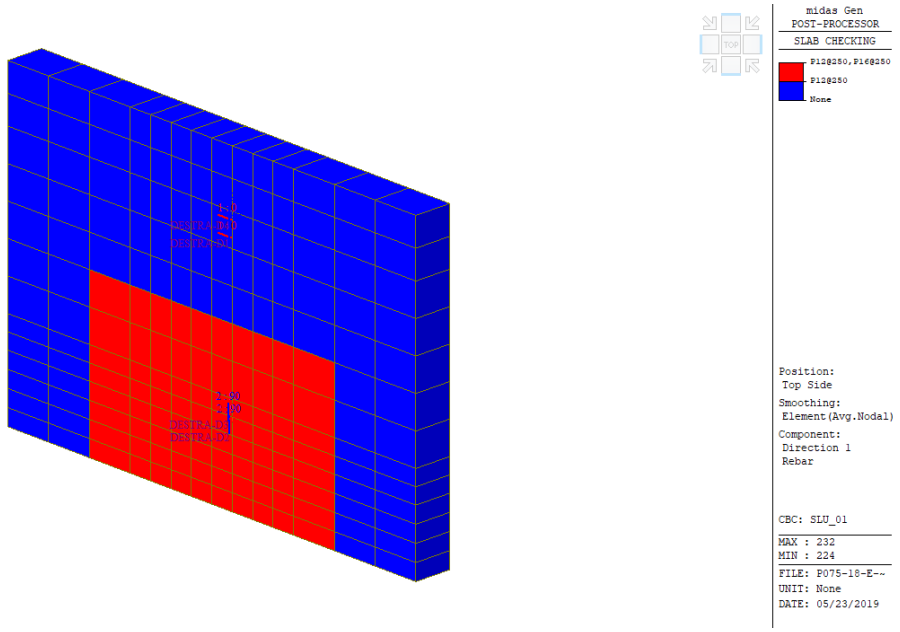


Figura 5.82 – Armatura parete sponda dex – direzione 1.

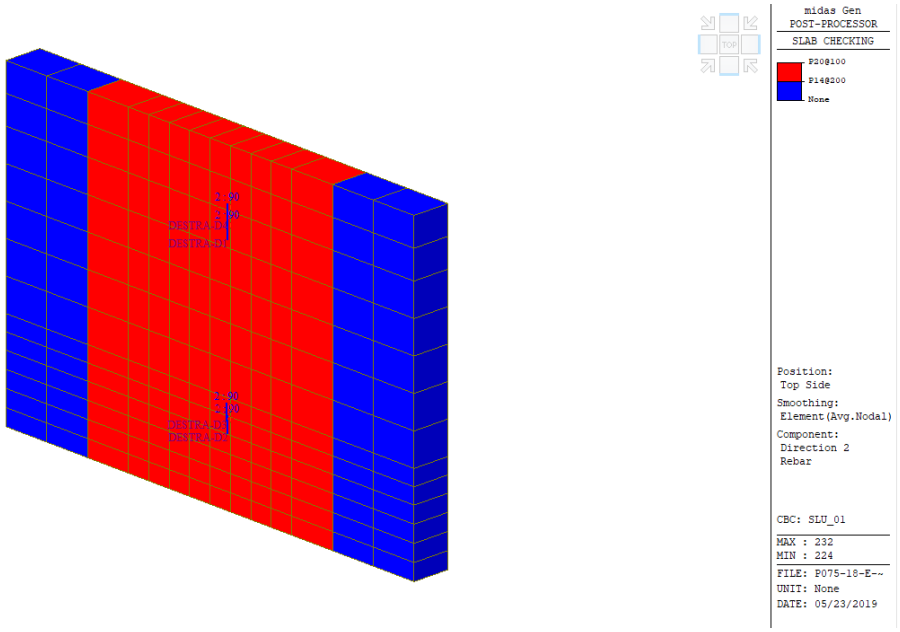


Figura 5.83 – Armatura parete sponda dex – direzione 2.

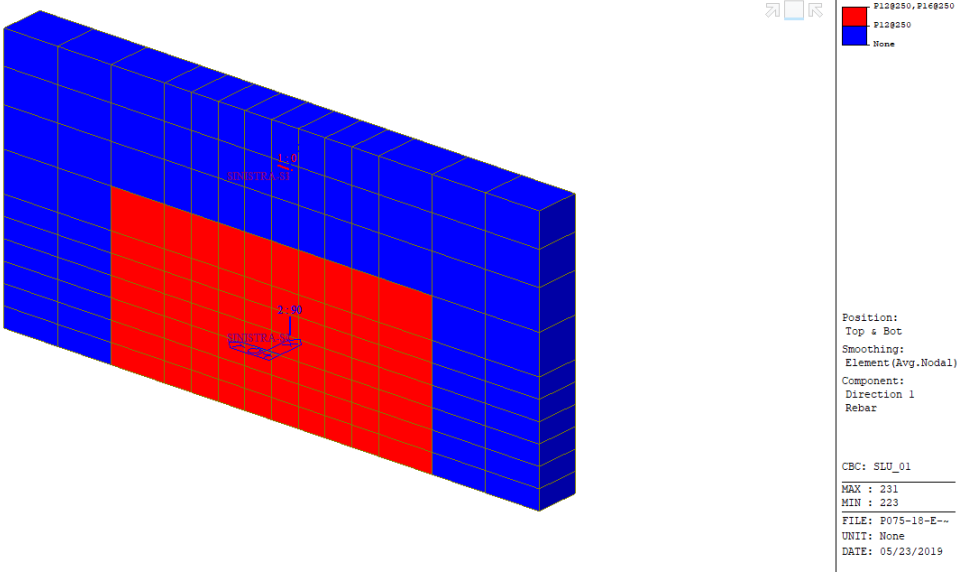


Figura 5.84 – Armatura parete sponda six – direzione 1.

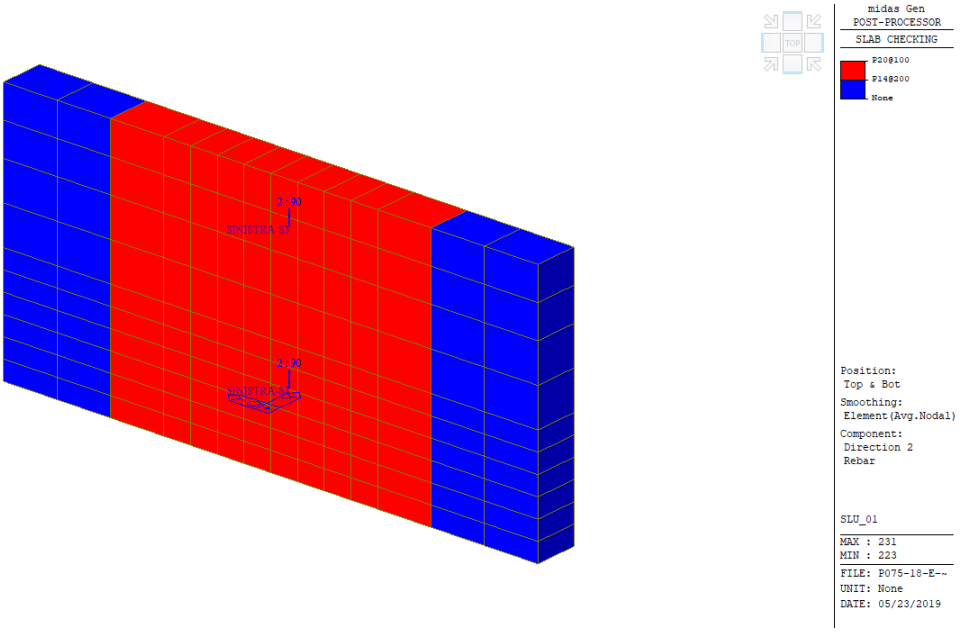


Figura 5.85 – Armatura parete sponda six – direzione 2.

Si riporta nel seguito la verifica sintetica della trave in c.a. 100x70cm.
Per maggiori dettagli sulle verifiche eseguite si rimanda agli specifici allegati di calcolo.

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Windows User	File Name	Y:\...-18-E-Puntone_Sezione_19.mgb

1. Design Information

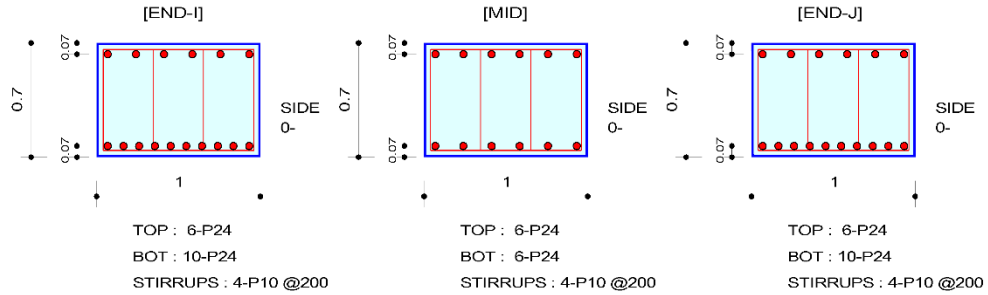
Member Number: 318

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 30000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property: TRAVE 100x70 (No : 1) Beam Span : 12.1 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	1	2
Moment (M_Ed)	0.00	500.90	0.00
Factored Strength (M_Rd)	632.47	631.39	632.47
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.0000	0.7933	0.0000
Neutral Axis (x/d)	0.1140	0.1152	0.1140
(+) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M_Ed)	684.04	220.87	930.10
Factored Strength (M_Rd)	1024.50	631.39	1024.50
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.6677	0.3498	0.9079
Neutral Axis (x/d)	0.1514	0.1152	0.1514
Using Rebar Top (As_top)	0.0027	0.0027	0.0027
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0045	0.0027	0.0045

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	2	2	2
Factored Shear Force (V_Ed)	156.37	274.51	280.68
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	328.78	277.31	328.78
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	350.55	350.55	350.55
Shear Strength by Rebar.(V_Rdmax)	2409.75	2409.75	2409.75
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0016	0.0016	0.0016
Using Stirrups Spacing	4-P10 @200	4-P10 @200	4-P10 @200
Shear Ratio by Conc	0.4756	0.9899	0.8537
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	0.4461	0.7831	0.8007
Check Ratio	0.4756	0.9899	0.8537

5.4 BLOCCO DI CONTRASTO PROVVISIONALE IN ALVEO SU PALI

Nei tratti di alveo compresi tra le sezioni di progetto n°25 e n° 16.25, ed in corrispondenza della sponda sinistra, subito a valle del ponte di Via Giotto fino alla sezione n°13.4, le opere di sostegno previste, dovranno essere sostenute mediante delle opere provvisionali costituite da puntoni metallici.
Per realizzare un contrasto fisso in corrispondenza del fondo alveo, verranno realizzati dei blocchi in calcestruzzo opportunamente fondati su due coppie di micropali disposti a cavalletto, della lunghezza complessiva pari a 12.00 m.
All'interno del blocco in posizione centrale è inserito un profilo metallico a doppio T munito di due piastre inclinate alle estremità, per poter saldare i puntoni circolari con i rispettivi irrigidimenti.
Il profilo metallico utilizzato è un HEA 340, in corrispondenza dell'anima del profilo, in posizione baricentrica sono state inserite alcune barre trasversali utilizzate per trasferire lo sforzo di taglio dal profilo al calcestruzzo ed infine ai pali a cavalletto.
Di seguito è riporta una pianta esplicativa del blocco di contrasto citato.

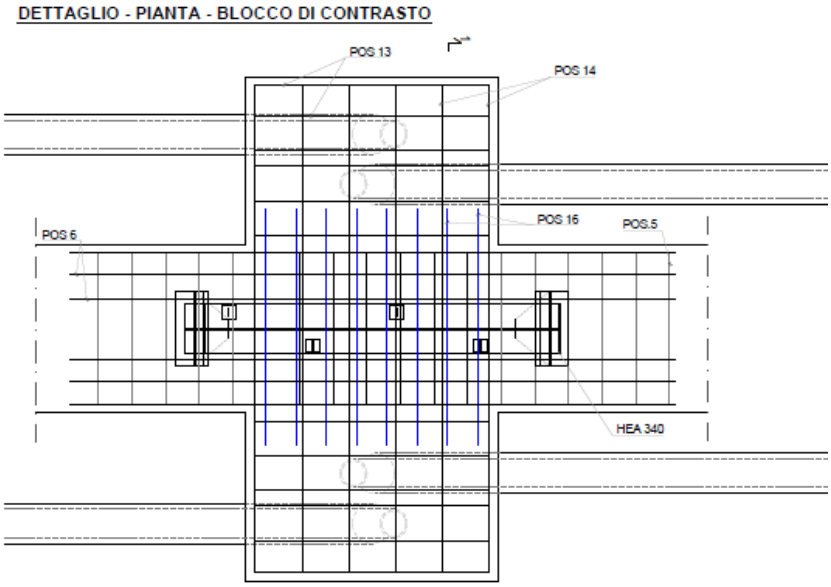


Figura 5.86 – Pianta blocco di contrasto in alveo.

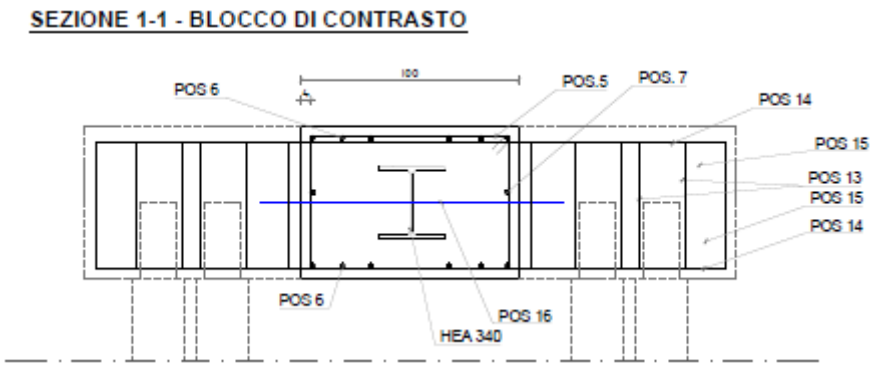


Figura 5.87 – Sezione blocco di contrasto in alveo.

Per il dimensionamento del numero di barre trasversali da predisporre lungo l'anima del profilo è stato utilizzato il metodo proposto da Model Code 2010, considerando come meccanismo per la trasmissione dello sforzo di taglio quello del funzionamento a spinotto da parte della barra.
Oltre alla verifica di tale funzionamento, è stata eseguita la verifica a rifollamento dei fori in corrispondenza dell'anima del profilo.
Per la sollecitazione tagliante agente è stato fatto riferimento al massimo sforzo determinato nei modelli di calcolo delle paratie di micropali.
Di seguito si riporta la verifica del numero di barre e la verifica a rifollamento dei fori praticati sull'anima del profilo.

Verifica e dimensionamento barre passanti meccanismo restistente - effetto spinotto

PROFILO UTILIZZATO HEA 340

-Veifica a rifollamento anima profilo:

Diam. barra: $d := 24\ mm$

Spess. anima: $t_w := 9.5\ mm$

Tens. rottura profilo: $f_{tk} := 510\ \frac{N}{mm^2}$

Tens. rottura barra C.A.: $f_{tbk} := 540\ \frac{N}{mm^2}$

$\gamma_{M2} := 1.25$

$e_1 := 420\ mm$ $\quad e_2 := 160\ mm$ $\quad p_1 := 180\ mm$ $\quad p_2 := 1000\ mm$ $\quad d_0 := d + 1.5\ mm = 25.50\ mm$

$F_{bRd} = 232.56\ kN$ Resistenza a Rifollamento per singolo spinotto

- Verifica effetto spinotto:

$f_{ck_N} := 30\ \frac{N}{mm^2}$ $\quad \alpha_{cc} := 0.85$ $\quad \gamma_s := 1.15$ $\quad \gamma_c := 1.5$ $\quad \gamma_{M0} := 1.05$ $\quad f_{yk} := 450\ \frac{N}{mm^2}$

$f_{cd_N} := \frac{f_{ck_N} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 17.00\ \frac{N}{mm^2}$ $\quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.30\ \frac{N}{mm^2}$

$d = 24.00\ mm$ $\quad L_{barra} := 140\ cm$

$A_b := \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 4.52\ cm^2$ $\quad V_{Rd_spinotto} := 1.3 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd_N}} = 61.07\ kN$

$k_2 := 1.6$

$V_{dd_MC2010} := \min\left(\begin{bmatrix} k_2 \cdot A_b \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd_N}} \\ \frac{A_b \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} \\ f_{cd_N} \cdot d \cdot \frac{L_{barra}}{2} \end{bmatrix}\right) = 59.04\ kN$ Portata del singolo spinotto Model Code 2010

$V_{Ed} := 422\ kN$ Sforzo di taglio di calcolo Sez.17 Edificio sponda dx.

n° spinotti minimi: $n_{sp_min} := \frac{V_{Ed}}{V_{dd_MC2010}} = 7.15$

n° spinotti di progetto: $n_{sp_prog} := 8$

$V_{Ed_spinotto} := \frac{V_{Ed}}{n_{sp_prog}} = 52.75\ kN$

Verifica portata spinotti: $Verifica_{sp} = "OK"$

Verifica rifollamento profilo: $Verifica_{rif} = "OK"$

Com'è possibile dedurre dalle verifiche, le barre trasversali da disporre in corrispondenza dell'anima del profilo, saranno pari a 8, aventi diametro ϕ 24 con lunghezza complessiva pari a 140 cm.
Le armature trasversali da predisporre sul blocco che collega i due cavalletti costituiti dai micropali saranno costituite da barre superiori ed inferiori aventi diametro ϕ 16 e disposte ad interasse pari a 20 cm; la determinazione dell'area di tali armature è stato considerato di predisporre delle barre trasversali, la cui area è stata determinata assumendo che debbano assorbire uno sforzo di trazione pari al taglio sollecitante il blocco.
Con la predisposizione delle barre prevista, tale verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Inoltre saranno previste anche delle staffe predisposte in corrispondenza dei blocchi posti lateralmente alla trave all'interno dei quali saranno collocati a pali a cavalletto.
Considerato che il massimo taglio agente sulla struttura in fase provvisionale sia pari a 422 kN e che tale sforzo venga suddiviso in due parti uguali, la verifica delle staffe da predisporre nel blocco è stata eseguita secondo quanto indicato nel D.M.17/01/18, relativamente agli elementi strutturali dotate di apposita armatura resistente al taglio.

VERIFICA A TAGLIO PER ELEMENTI APPOSITAMENTE ARMATI

R_{ck}	37	Mpa
f_{ck}	30.71	Mpa
f_{cd}	17.40	Mpa
f_{yd}	391.30	Mpa
A_{sw}	157.08	mm²
ϕ barre	10	mm

s	200	mm
h	700	mm
c	40	mm
α	90	°
α	1.571	
n° bracci	2	

d	660	mm		
b_w	1000	mm		
ν_1	0.446			
cotϑ	2.500			
N_{Ed}	0	kN		
σ_{cp}	0	MPa		
α_c	1	non compresse		
	1	0 ≤ σcp < 0.25fcd	0.000	4.351
	1.25	0.25fcd ≤ σcp ≤	4.351	8.701
	2.50	0.5fcd < σcp <fcd	8.701	17.402
	1			
V_{Rsd}	456.38	kN		
V_{Rcd}	1782.24	kN		
V_{Rd}	**456.38**	kN		
V_{Ed}		kN	VERIFICA	0.0%

Com'è possibile notare dalla tabella riportata sopra, la verifica risulta soddisfatta.

5.4.1 Verifica strutturale dei pali a cavalletto utilizzati per il blocco di contrasto provvisorio.

Per la verifica strutturale dei quattro pali a cavalletto che costituiscono la fondazione del blocco di contrasto provvisionale, è stato fatto riferimento alle massime sollecitazioni ricavate sui puntoni dai modelli delle paratie eseguiti con Pac 14. Per quanto riguarda tale verifica le massime sollecitazioni sono state determinate in corrispondenza della sezione 17 (Edificio a monte ponte Obliquo), in tale sezione lo sforzo a compressione sul puntone è risultato pari a 43150 kgf, l'inclinazione di tale puntone risulta pari a 5°, pertanto le componenti orizzontale e verticale dello sforzo saranno pari a:

- Componente verticale = 36.88 kN;
- Componente orizzontale = 421.55 kN.

Tali sforzi sono stati applicati all'interno del modello FEM eseguito con il software Straus 7, in cui è stata riportata la geometria dei pali a cavalletto, schematizzando i due pali mediante elementi beam; oltre ai carichi applicati, è stato considerato il peso del blocco provvisionale di ancoraggio pari a 79 kN.
Il modello FEM utilizzato è riportato di seguito:

- Peso proprio del blocco di ancoraggio:

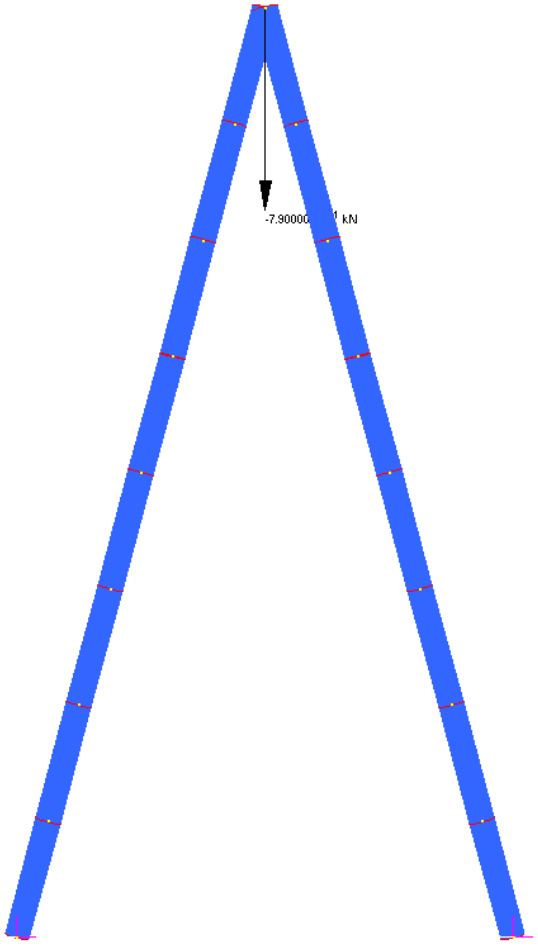


Figura 5.88 – Schema a cavalletto dei micropali del blocco di ancoraggio con peso blocco.

- Azione orizzontale:

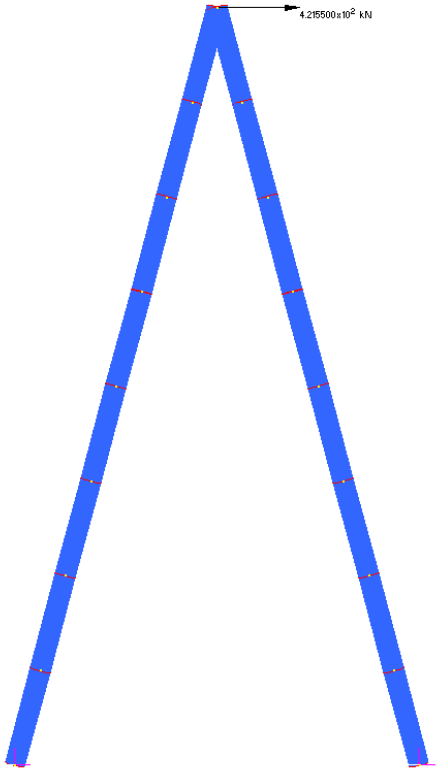


Figura 5.89 – Schema a cavalletto dei micropali del blocco di ancoraggio con azione orizzontale.

- Azione verticale:

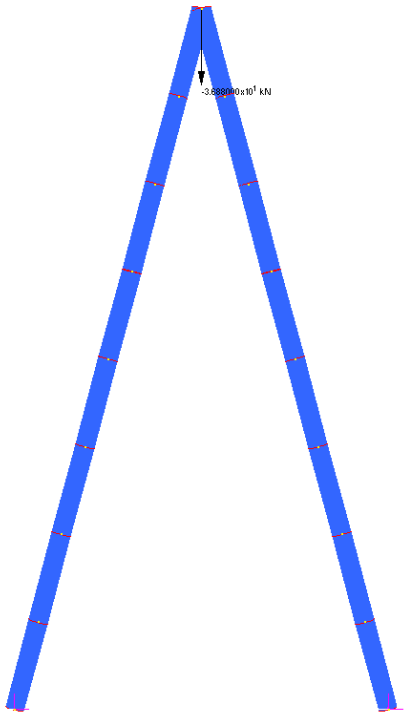


Figura 5.90 – Schema a cavalletto dei micropali del blocco di ancoraggio con azione verticale.

Il carico da applicare sui pali per la verifica strutturale delle armature e geotecnica è stato ricavato dal diagramma dello sforzo normale combinando le azioni sopracitate. Il diagramma dello sforzo normale sui due pali è riportato di seguito:

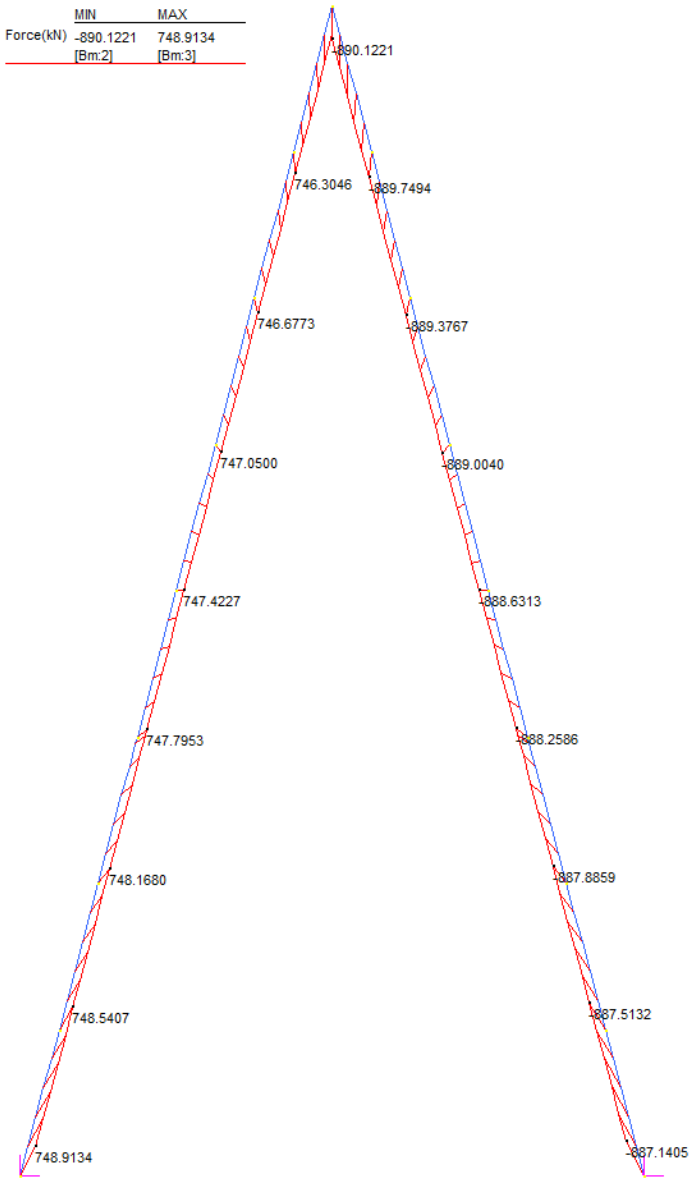


Figura 5.91 – Sforzo normale sui micropali.

Dall'analisi, è possibile dedurre lo sforzo sul palo compresso e sul palo teso, dividendo per due gli sforzi ricavati, visto che le sollecitazioni saranno assorbite da quattro pali.

- Sforzo normale di compressione = 891 kN / 2 = 445.5 kN = 45428.36 kgf – si assumerà 45430 kgf;
- Sforzo normale di trazione = -747 kN / 2 = 373.5 kN = -38086.40 kgf, si assumerà -38090 kgf.

Tali valori sono stati inseriti all'interno del modello del palo realizzato con il software Pac 14, considerando la stratigrafia in corrispondenza della sezione considerata.

Di seguito si riportano le sollecitazioni sulle armature del micropalo compresso e di quello teso.

- Micropalo compresso:

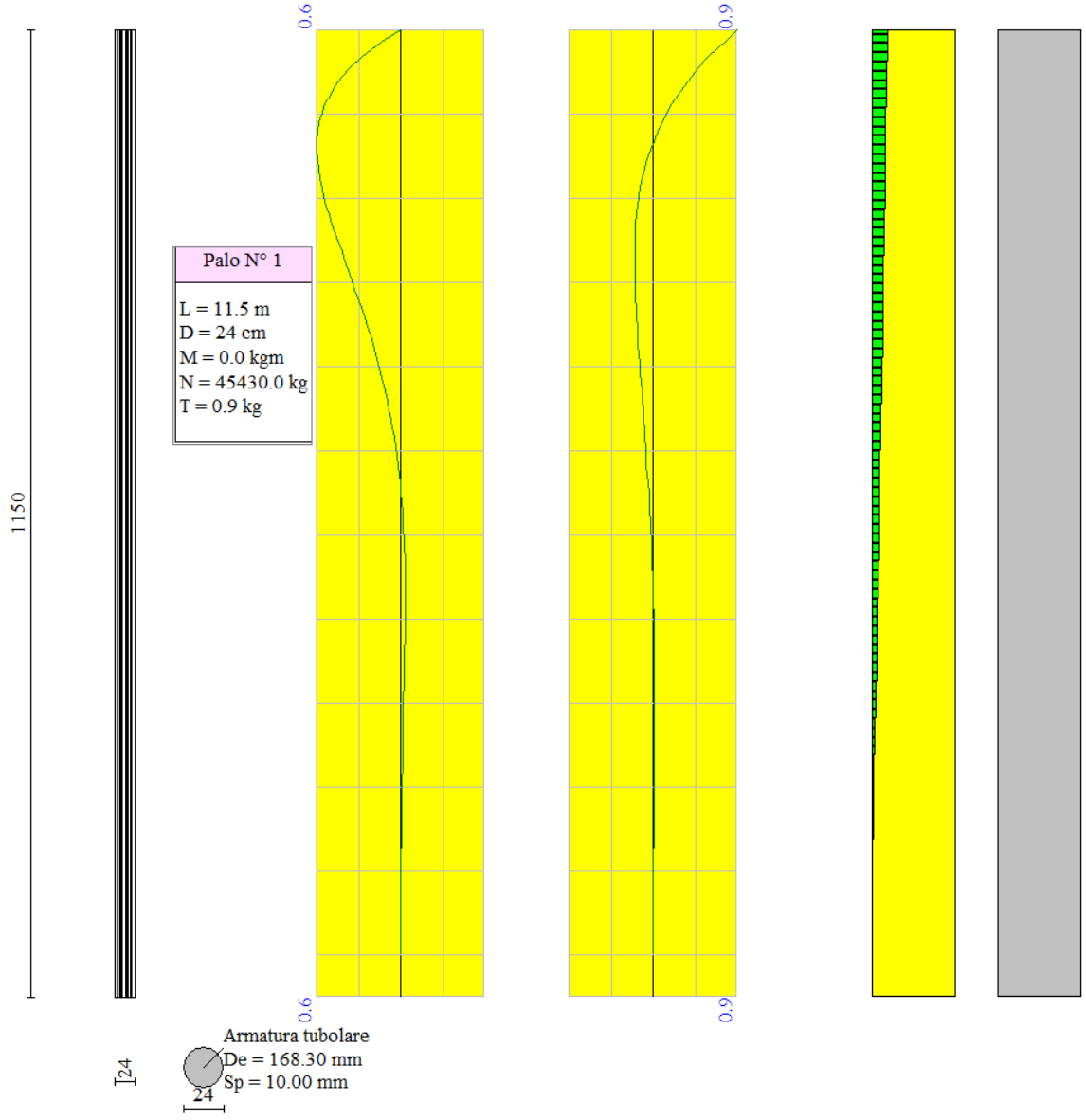


Figura 5.92 – impegno dell'armatura sul micropalo compresso.

- Micropalo teso:

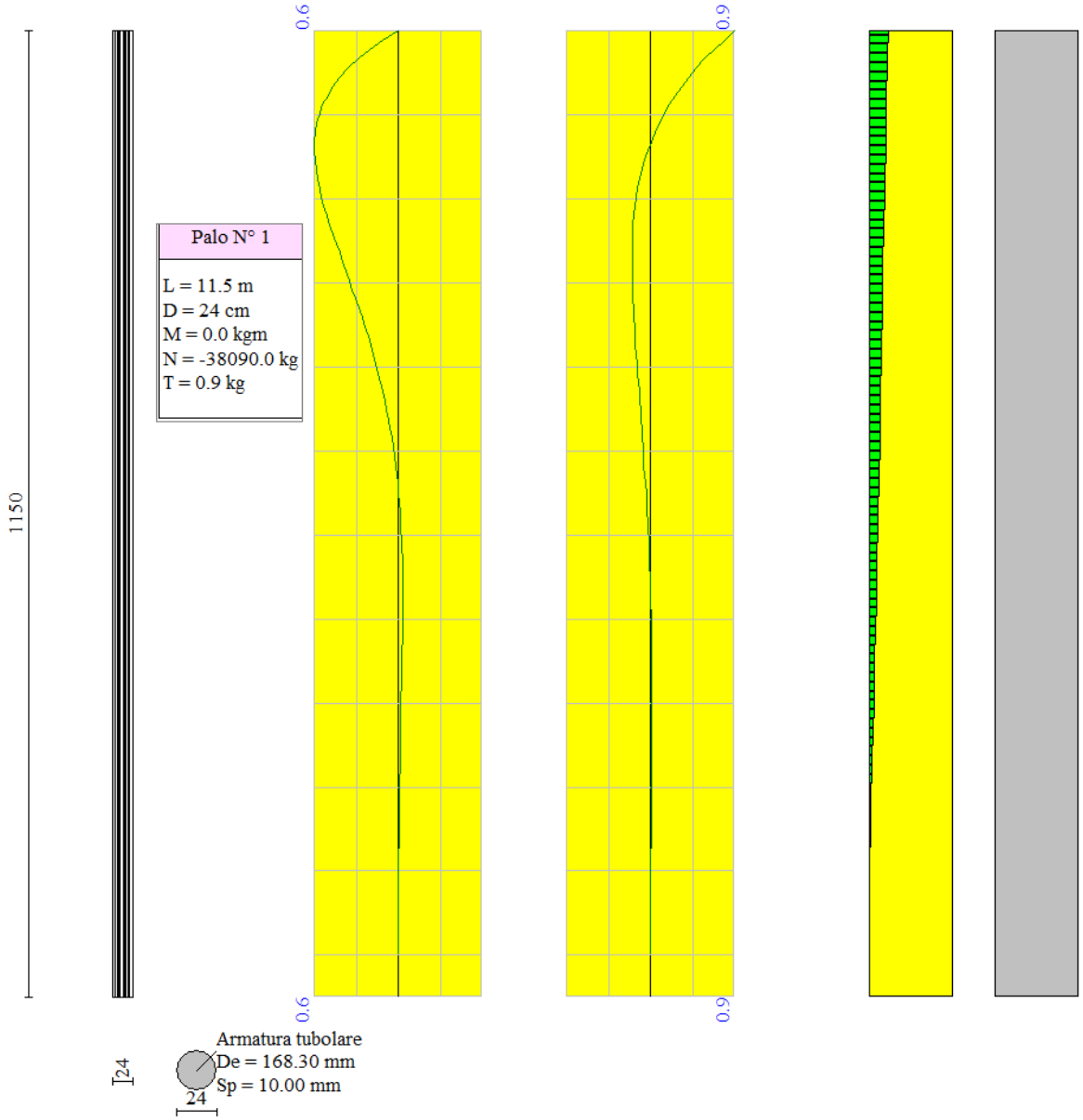


Figura 5.93 – impegno dell'armatura sul micropalo compresso.

La verifica strutturale delle armature ha dato esisto positivo.
I micropali considerati saranno realizzati predisponendo un'armatura avente diametro esterno pari a 168.3 mm e spessore di 10 mm, con lunghezza totale della stessa pari a 12.00 m. L'armatura tubolare, sarà inserita all'interno di un foro di perforazione avente diametro pari a 240 mm.

5.4.2 Verifica strutturale dei pali utilizzati per la fondazione delle soglie di fondo.

Dal modello FEM della soglia di fondo eseguito mediante l'utilizzo del software MIDAS GEN sono stati ricavati gli sforzi agenti sui micropali posteriori e anteriori della soglia di fondo; sulla base di tali sollecitazioni sono state condotte le verifiche strutturali sull'armatura e quelle geotecniche.
I micropali anteriori sono posti ad interasse pari a 0.33m mentre quelli posteriori risultano realizzati ad interasse pari a 1.00 m. La lunghezza complessiva dell'armatura risulterà pari a 4.00 m. Il diametro della perforazione sarà pari a 240 mm; all'interno, sarà inserita un'armatura avente diametro esterno pari a 88.90 mm con spessore pari a 8.00 mm.
Di seguito si riportano le verifiche strutturali eseguite sull'armatura tubolare del micropalo.

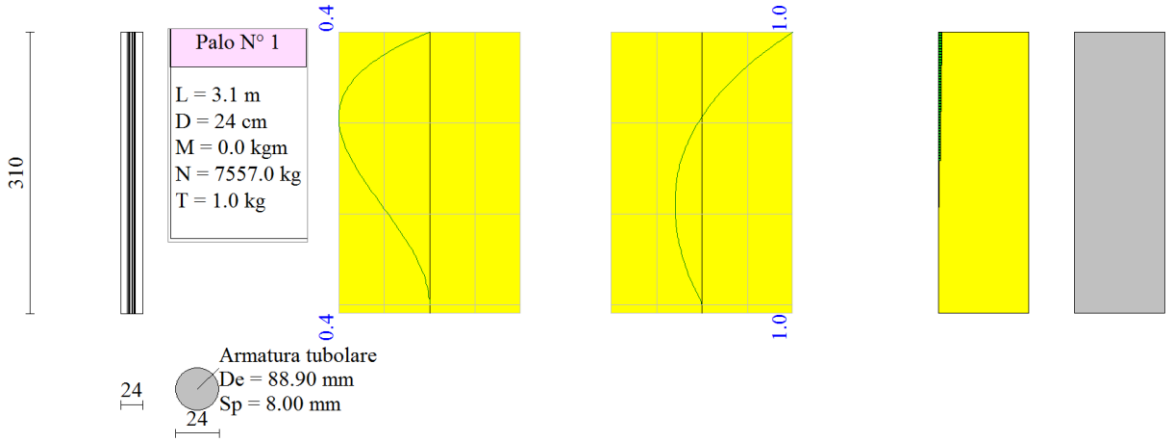


Figura 5.94 – impegno dell'armatura sul micropalo posteriore.

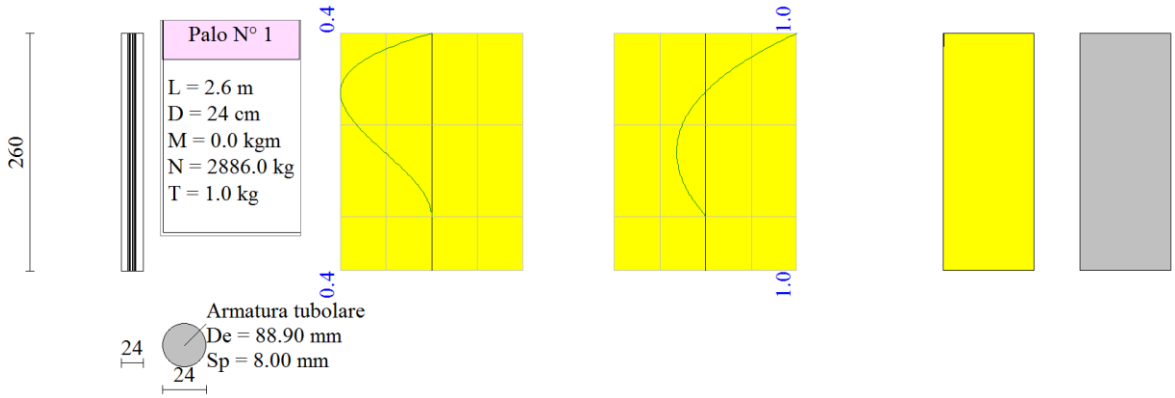


Figura 5.95 – impegno dell'armatura sul micropalo anteriore.

Come si può notare, le verifiche strutturali hanno fornito esisto positivo.
Per i pali anteriori, la portanza è state determinata su una lunghezza netta pari a 2.60m, avendo considerato un'altezza di scalzamento pari a 1.00m. Mentre per i pali posteriori, la lunghezza netta su cui è stata eseguita la verifica della portanza alle azioni verticali è stata assunta pari a 3.10m, avendo considerato un'altezza di scalzamento pari a 0.50m.
Alla luce di tali verifiche, la lunghezza complessiva dei pali è stata assunta pari a 4.00m.
La lunghezza netta di calcolo dei micropali risulta pari a 3.60m, poichè i primi 0.40m

risultano inseriti all'interno della struttura in C.A. della soglia.
I micropali considerati dovranno essere realizzati impiegando la tecnologia IGU.

5.5 SOGLIA DI FONDO

La verifica strutturale dei pali della soglia di fondo, è stata condotta considerando un modello FEM avente sviluppo longitudinale pari a 1.00 m. I carichi applicati nel modello sono quelli già descritti in precedenza, di seguito si riporta il diagramma dello sforzo normale gravante sui micropali

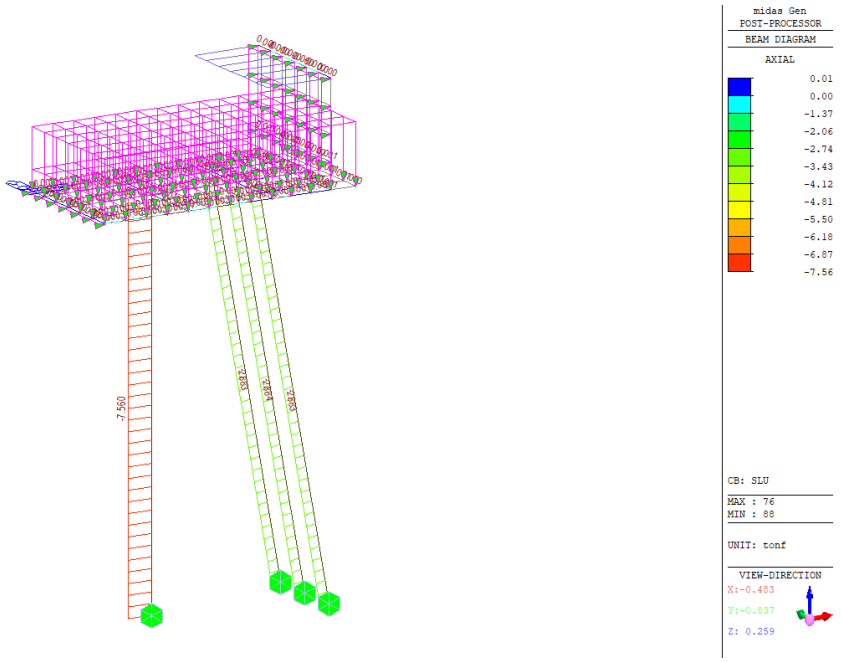


Figura 5.96 – Sforzo normale sui pali della soglia di fondo.

La parte in c.a. della soglia è stata armata considerando barre del dimetro pari a ϕ 12 posate a passo pari a 20 cm, sia trasversalmente, che longitudinalmente; tali armature sono state ritenute sufficienti a seguito delle sollecitazioni esigue dei plate nel modello.
Di seguito sono riassunti i report di verifica elaborati dal software MIDAS GEN relativi ai micropali.

```
midas Gen - Steel Code Checking  [ Eurocode3:05 ]                              Gen 2019
================================================================================================


      +============================================================+
      |  MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software)    |
      |  midas Gen - Design & checking system for windows          |
      +============================================================+
      |  Steel Member Applicable Code Checking                     |
      |  Based On  Eurocode3:05, Eurocode3, AISC(15th)-LRFD16,     |
      |            AISC(15th)-ASD16, AISC(14th)-LRFD10,            |
      |            AISC(14th)-ASD10, AISC(13th)-LRFD05,            |
      |            AISC(13th)-ASD05, AISC-LRFD2K, AISC-LRFD93,     |
      |            AISC-ASD89, CSA-S16-01, BS5950-90               |
      |                                                            |
      |                                                            |
      |                                                            |
      |                                                            |
      |                                          (c)SINCE 1989     |
```

```
        +============================================================+
        |  MIDAS Information Technology Co.,Ltd.          (MIDAS IT)  |
        |  MIDAS IT Design Development Team                          |
        +============================================================+
        |            HomePage : www.MidasUser.com                    |
        +============================================================+
        |  Gen 2019                                                  |
        +============================================================+


    *. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.
-------------------------------------------------------------------------------------
     LCB  C    Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
-------------------------------------------------------------------------------------
       1  1              G1( 1.300) +            G2( 1.300) +          IDRO( 1.500)
               + IDRO_TANG_ROT( 1.500) +      IDRO_DIN( 1.500)
-------------------------------------------------------------------------------------
      *. PROJECT     : P075-18-FONDO
      *. MEMBER NO   =     88,  ELEMENT TYPE = Beam
      *. LOADCOMB NO =      1,  MATERIAL NO  =     3,  SECTION NO =     2
      *. UNIT SYSTEM : tonf, m

      *. SECTION PROPERTIES : Designation = CHS-CF 88.9X5
         Shape     = P - Section. (Rolled)
         Outer Dia. =      0.089,  Wall Thick  =      0.005

         Area = 1.31800e-003,  Avy  = 8.39065e-004,  Avz  = 8.39065e-004
         Ybar = 4.44500e-002,  Zbar = 4.44500e-002,  Qyb  = 1.76605e-003,  Qzb  = 1.76605e-
003
         Wely = 2.61800e-005,  Welz = 2.61800e-005,  Wply = 2.61800e-005,  Wplz = 2.61800e-
005
         Iyy  = 1.16400e-006,  Izz  = 1.16400e-006,  Iyz  = 0.00000e+000
         iy   = 2.97200e-002,  iz   = 2.97200e-002
         J    = 2.32748e-006,  Cwp  = 1.00000e+028

      *. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
         Ly   = 3.00000e+000,  Lz   = 3.00000e+000,  Lb   = 3.00000e+000
         Ky   = 1.00000e+000,  Kz   = 1.00000e+000

      *. MATERIAL PROPERTIES :
         Fy   = 3.61999e+004,  Es   = 2.14140e+007,  MATERIAL NAME  = S355


      *. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :
         Axial Force      Fxx =-7.51523e+000
         Shear Forces     Fyy = 0.00000e+000,  Fzz = 8.08495e-002
         Bending Moments  My  = 1.28612e-001,  Mz  = 0.00000e+000
         End Moments      Myi = 1.28612e-001,  Myj =-1.13937e-001  (for Lb)
                          Myi = 1.28612e-001,  Myj =-1.13937e-001  (for Ly)
                          Mzi = 0.00000e+000,  Mzj = 0.00000e+000  (for Lz)

      *. Sign conventions for stress and axial force.
         - Stress : Compression positive.
         - Axial force: Tension positive.


      ( ). Determine classification of tublar section(hollow pipe).
           [ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 3 of 3) ]
           -. e      = SQRT( 235/fy )  =    0.81
           -. d/t    = DTR =   17.78
           -. DTR < 50*e^2  ( Class 1 : Plastic ).

=====================================================================================
   [[[*]]]   APPLIED FACTORS.
=====================================================================================

      ( ). Calculate equivalent uniform moment factors (Cmy,Cmz,CmLT).
           [ Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2 ]
           -. Cmy,0    = 0.484
           -. Cmz,0    = 1.066
           -. Cmy (Default or User Defined Value) = 0.850
           -. Cmz (Default or User Defined Value) = 0.850
           -. CmLT (Default or User Defined Value) = 1.000
```

```
      ( ). Partial Factors (Gamma_Mi).
           [ Eurocode3:05 6.1 ]
           -. Gamma_M0 =  1.05
           -. Gamma_M1 =  1.05
           -. Gamma_M2 =  1.25

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK AXIAL RESISTANCE.
================================================================================

      ( ). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).
           [ Eurocode3:05  6.3.1 ]
           -. Kl/i  =   100.9  <   200.0  --->  O.K.

      ( ). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).
           [ Eurocode3:05  6.1, 6.2.4 ]
           -. Nc_Rd    = fy * Area / Gamma_M0 =         45.44 tonf.

      ( ). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nc_Rd).
               N_Ed               7.52
           -. -----  =  ---------------  =  0.165  <  1.000  --->  O.K.
              Nc_Rd              45.44

      ( ). Calculate buckling resistance of compression member (Nb_Rdy, Nb_Rdz).
           [ Eurocode3:05  6.3.1.1, 6.3.1.2 ]
           -. Beta_A    = Aeff / Area      =   1.000
           -. Lambda1   = Pi * SQRT(Es/fy) =  76.409
           -. Lambda_by = {(Ky*Ly/iy)/Lambda1} * SQRT(Beta_A) =   1.321
           -. Ncry      = Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2             =         27.33 tonf.
           -. Lambda_by > 0.2 and N_Ed/Ncry > 0.04 --> Need to check.
           -. Alphay    =   0.490
           -. Phiy      = 0.5 * [ 1 + Alphay*(Lambda_by-0.2) + Lambda_by^2 ]   =   1.647
           -. Xiy       = MIN [ 1 / [Phiy + SQRT(Phiy^2 - Lambda_by^2)], 1.0 ] =   0.380
           -. Nb_Rdy    = Xiy*Beta_A*Area*fy / Gamma_M1 =         17.27 tonf.

           -. Lambda_bz = {(Kz*Lz/iz)/Lambda1} * SQRT(Beta_A) =   1.321
           -. Ncrz      = Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2             =         27.33 tonf.
           -. Lambda_bz > 0.2 and N_Ed/Ncrz > 0.04 --> Need to check.
           -. Alphaz    =   0.490
           -. Phiz      = 0.5 * [ 1 + Alphaz*(Lambda_bz-0.2) + Lambda_bz^2 ]   =   1.647
           -. Xiz       = MIN [ 1 / [Phiz + SQRT(Phiz^2 - Lambda_bz^2)], 1.0 ] =   0.380
           -. Nb_Rdz    = Xiz*Beta_A*Area*fy / Gamma_M1 =         17.27 tonf.

      ( ). Check ratio of buckling resistance (N_Ed/Nb_Rd).
           -. Nb_Rd  = MIN[ Nb_Rdy, Nb_Rdz ] =         17.27 tonf.
               N_Ed               7.52
           -. -----  =  ---------------  =  0.435  <  1.000  --->  O.K.
              Nb_Rd              17.27
================================================================================
   [[[*]]]   CHECK TORSIONAL RESISTANCE.
================================================================================

      ( ). Calculate parameters for torsional resistance.
                    4I     4*PI*[d^4 - (d-2*t)^4]
           -. Wt = ---- = ------------------------  =     5.24e-005 m^3.
                    d              64*d

      ( ). Calculate torsional resistance (T_Rd).
         [ Eurocode3:05 6.2.7]
           -. T_Rd = Wt * fy / sqrt[3] / Gamma_M0 =          1.04 tonf-m.

      ( ). Check ratio of torsional resistance (T_Ed/T_Rd).
               T_Ed               0.00
           -. ------  =  --------------  =  0.000  <  1.000  --->  O.K.
               T_Rd               1.04

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK SHEAR RESISTANCE.
================================================================================

      ( ). Calculate shear area.
           [ Eurocode3:05  6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2 ]
           -. Avy   = 2*Area/Pi =        0.0008 m^2.
           -. Avz   = 2*Area/Pi =        0.0008 m^2.
```

```
      ( ). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_T_Rdz).
           [ Eurocode3:05  6.1, 6.2.6 ]
           -. Vpl_Rdz   = [ Avy*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 =         16.70 tonf.
           -. Taut_Ed   = T_Ed / Wt =          0.00 tonf/m^2.
           -. Vpl_T_Rdz = [ 1 - Taut_Ed/(fy/SQRT(3)/Gamma_M0) ]*Vpl_Rdz =        16.70 tonf.

      ( ). Shear Buckling Check.
           [ Eurocode3:05 6.2.6 ]
           -. HTR < 72*e/Eta   --->  No need to check!

      ( ). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vpl_T_Rdz).
           ( LCB =    1, POS =    I )
           -. Applied shear force : V_Edz   =          0.08 tonf.
                V_Edz                0.08
           -. ---------  =  ---------------  =  0.005  <  1.000  --->  O.K.
              Vpl_T_Rdz            16.70

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.
================================================================================

      ( ). Calculate plastic resistance moment about major axis.
           [ Eurocode3:05  6.1, 6.2.5 ]
           -. Wply     =   2.6180e-005 m^3.
           -. Mc_Rdy   = Wply * fy / Gamma_M0 =          0.90 tonf-m.

      ( ). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).
            M_Edy               0.13
           -. ------  =  ---------------  =  0.142  <  1.000  --->  O.K.
              Mc_Rdy               0.90

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.
================================================================================

      ( ). Calculate plastic resistance moment about minor axis.
           [ Eurocode3:05  6.1, 6.2.5 ]
           -. Wplz     =   2.6180e-005 m^3.
           -. Mc_Rdz   = Wplz * fy / Gamma_M0 =          0.90 tonf-m.

      ( ). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).
              M_Edz               0.00
           -. ------  =  ---------------  =  0.000  <  1.000  --->  O.K.
              Mc_Rdz               0.90

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.
================================================================================

      ( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.
           [ Eurocode3:05  6.2.8 (6.30) ]
           -. In case of V_Edz / Vpl_Rdz < 0.5
           -. My_Rd = Mc_Rdy =          0.90 tonf-m.

      ( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.
           [ Eurocode3:05  6.2.8 (6.30) ]
           -. In case of V_Edy / Vpl_Rdy < 0.5
           -. Mz_Rd = Mc_Rdz =          0.90 tonf-m.

      ( ). Check general interaction ratio.
           [ Eurocode3:05  6.2.1 (6.2) ] - Class1 or Class2
                       N_Ed     M_Edy     M_Edz
           -. Rmax1  = ------ + ------- + -------
                       N_Rd     My_Rd     Mz_Rd
                     =  0.308  <  1.000  --->  O.K.

      ( ). Check interaction ratio of bending and axial force member.
           [ Eurocode3:05  6.2.9 (6.31 ~ 6.41) ] - Class1 or Class2
           -. Alpha  =  2.000
           -. Beta   =  2.000
           -. N_Ed < 0.25*Npl_Rd           =         11.36 tonf.
              Therefore, No allowance for the effect of axial force.
           -. Mny_Rd = Mply_Rd        =          0.90 tonf-m.
```

```
          -. Rmaxy  = M_Edy / Mny_Rd =  0.142  <  1.000  --->  O.K.
          -. Mnz_Rd = Mplz_Rd        =          0.90 tonf-m.
          -. Rmaxz  = M_Edz / Mnz_Rd =  0.000  <  1.000  --->  O.K.

          -. Rmax2  = MAX[ Rmaxy, Rmaxz ] =  0.142  <  1.000  --->  O.K.

      ( ). Check interaction ratio of bending and axial compression member.
           [ Eurocode3:05  6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A ]
           -. N_Ed     =         -7.52 tonf.
           -. M_Edy    =          0.13 tonf-m.
           -. M_Edz    =          0.00 tonf-m.
           -. kyy      =   0.949
           -. kyz      =   0.569
           -. kzy      =   0.569
           -. kzz      =   0.949
           -. Xiy      =   0.380
           -. Xiz      =   0.380
           -. XiLT     =   1.000
           -. N_Rk     = A*fy    =         47.71 tonf.
           -. My_Rk    = Wply*fy =          0.95 tonf-m.
           -. Mz_Rk    = Wplz*fy =          0.95 tonf-m.
           -. N_Ed*eNy = 0.0 (Not Slender)
           -. N_Ed*eNZ = 0.0 (Not Slender)
                                 N_Ed                   M_Edy + N_Ed*eNy             M_Edz +
N_Ed*eNz
           -. Rmax_LT1 = ----------------- + kyy * ------------------- + kyz * ------------
----
                         Xiy*N_Rk/Gamma_M1        XiLT*My_Rk/Gamma_M1         Mz_Rk/Gamma_M1
                       =  0.570  <  1.000  --->  O.K.
                                 N_Ed                   M_Edy + N_Ed*eNy             M_Edz +
N_Ed*eNz
           -. Rmax_LT2 = ----------------- + kzy * ------------------- + kzz * ------------
----
                         Xiz*N_Rk/Gamma_M1        XiLT*My_Rk/Gamma_M1         Mz_Rk/Gamma_M1
                       =  0.516  <  1.000  --->  O.K.

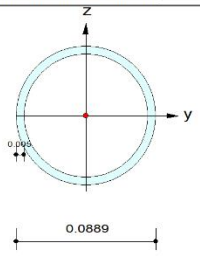
           -. Rmax   = MAX[ MAX(Rmax1, Rmax2), MAX(Rmax_LT1, Rmax_LT2) ] =  0.570  <  1.000
--->  O.K.
```

midas Gen **Steel Checking Result**

MIDAS	**Company**	ITEC Engineering srl	**Project Title**	P075-18-FONDO
	Author	ITEC-99	**File Name**	Y:\...\Midas\BRIGLIA.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 88
Material : S355 (No:3)
(Fy = 355000, Es = 210000000)
Section Name : CHS-CF 88.9X5 (No:2)
(Rolled : CHS-CF 88.9X5).
Member Length : 3.00000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -73.699 (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments My = 1.26125, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 1.26125, Myj = -1.1173 (for Lb)
Myi = 1.26125, Myj = -1.1173 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
Fzz = 0.79286 (LCB: 1, POS:1/2)

Outer Dia.	0.08890	Wall Thick	0.00500
Area	0.00132	Asz	0.00066
Qyb	0.00177	Qzb	0.00177
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.04445	Zbar	0.04445
Wely	0.00003	Welz	0.00003
ry	0.02972	rz	0.02972

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 3.00000, Lz = 3.00000, Lb = 3.00000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 102.6 < 200.0 (Memb:85, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 73.699/169.349 = 0.435 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 1.26125/8.85133 = 0.142 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.00000/8.85133 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.570 < 1.000 .. O.K
Torsion Strength
T_Ed/T_Rd = 0.0000/10.2210 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.005 < 1.000 ..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2019

Print Date/Time : 06/07/2019 18:41

5.6 NUOVO MURO D'ARGINE IN CORRISPONDENZA DEL CIVICO N° 1 DI VIA SESTRI

Di seguito si riportano le verifiche condotte sul muro in esame, rispettivamente per quanto riguarda la suola di fondazione, il paramento verticale, la soletta a sbalzo, e le travi di collegamento in c.a. al cordolo centrale a centro alveo esistente.

5.6.1 Verifiche suola di fondazione

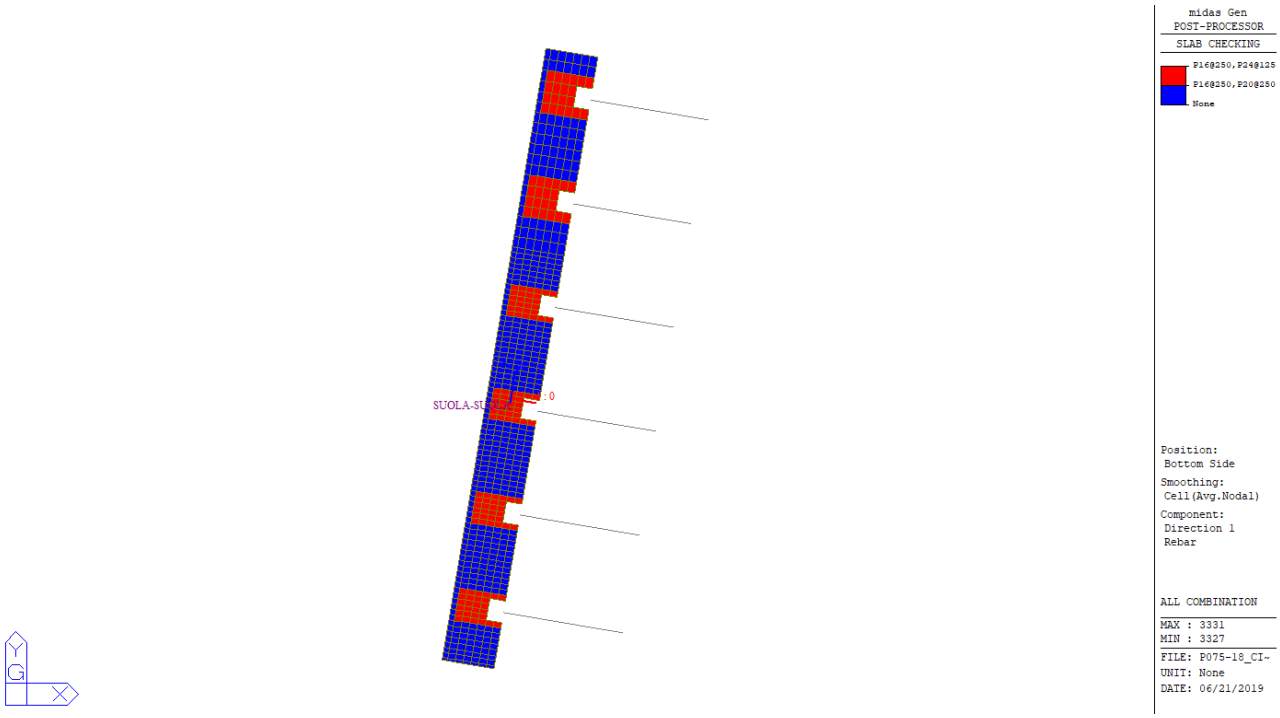


Figura 5.97 – Arm. SUOLA D1 bot.

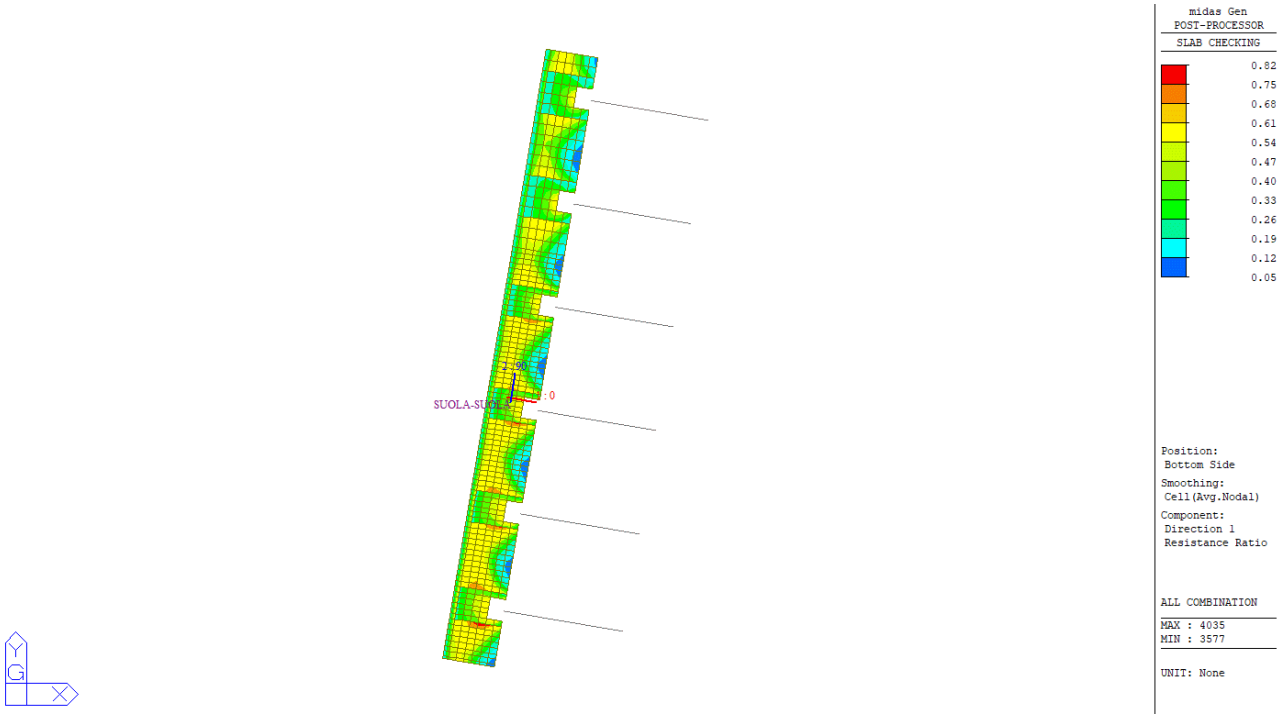


Figura 5.98 – Chk SUOLA D1 bot.

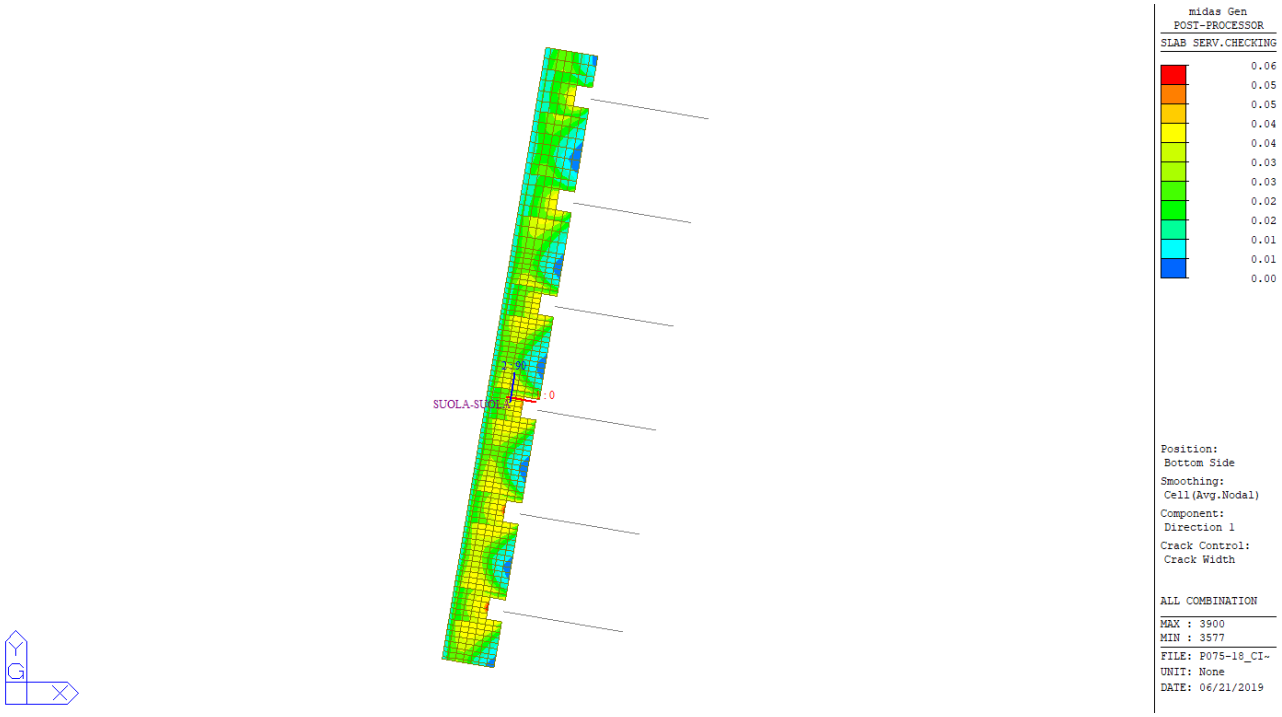


Figura 5.99 – Chk SUOLA fess D1.

```
--------------------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - RC-Slab Serviceability Checking [ Eurocode2:04 & NTC2018 ]     Gen 2019
============================================================================================


================================================================================
    [[[*]]]   SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN SUOLA-SUOLA, Dir 1.
================================================================================

 << BOTTOM >>

 -. Information of Parameters.
    Elem No.  : 3900
    LCB No.   :   40
    Materials :  fck =   3000.0000 N/cm^2.
                 fyk =  31500.0000 N/cm^2.
    Thickness :  100.0000 cm.
    Covering  :  dB  =   6.5000 cm.
                 dT  =   6.5000 cm.
 -. Information of Checking.
    gamma_c  =   1.500  (for Concrete)
    gamma_s  =   1.150  (for Reinforcement)
    fcd      = fck / gamma_c =  2000.00000 N/cm^2.
    fyd      = fyk / gamma_s = 27391.30435 N/cm^2.
    b        =   0.1000 cm.  (by Code Unit Length).
    d        =  93.5000 cm.
    As_use   =      44.2000 cm^2/m.  (       0.4420 cm^2/cm.)

-. Information of Crack Checking Result.

   [ Check Crack Width ]
   fcm      = fck+8(MPa)    =  3800.00000 N/cm^2.
   fctm     = 0.30*fck^(2/3)=   289.64682 N/cm^2.(fck<=C50/60)
   fct.eff  = fctm (by 28 days).
   Sigma_s  =     1924.356 N/cm^2.
   kt       = 0.6 (for short term loading.).
   X        =    26.80050 cm.
   hc,ef    = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] =    16.25000 cm.
   Ac.eff   = Bc*hc,ef             =     1.62500 cm^2.
```

```
Rho_p.eff= As/Ac.eff              =   0.0272
Ecm      = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 3283656.803 N/cm^2. (by Table 3.1)
Alpha_e  = Es/Ecm               =     6.09077
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
                =  -0.000276
                  < 0.6*Sigma_s/Es =  0.000058
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es =  0.000058

Bond coefficient(k1)                =   0.8000
Strain distribution coefficient(k2) =   0.5000
NAD Value (k3)                      =   3.4000
NAD Value (k4)                      =   0.4250
c        =     5.50000 cm.
Phi      =     2.00000 cm.
S_r.max  = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff =    31.20000 cm.
wk       = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm)    =     0.00180 cm.
wk <  0.030 cm.   --->  O.K !

[ Check Max Rebar Dia ]
Dia_use  =     2.00000 cm.
Dia_max not checked. (Allowable crack width or Steel stress is out of range.)

[ Check Max Rebar Space ]
s_use  =    12.50000 cm.
s_max not checked. (Allowable crack width or Steel stress is out of range.)

[ Check Minimum As ]
Sig_s    =   26428.0720 N/cm^2.( by Using Dia and Allowable Crack Width. )
kc       = 0.4 (for pure bending)
k        = 1.0
Act      = b*Thickness/2 =       5.0000 cm^2.
Asmin    = kc*k*fct.eff*Act/Sig_s/b =       0.2192 cm^2/cm.
Asmin < As_use   ---> O.K !
```

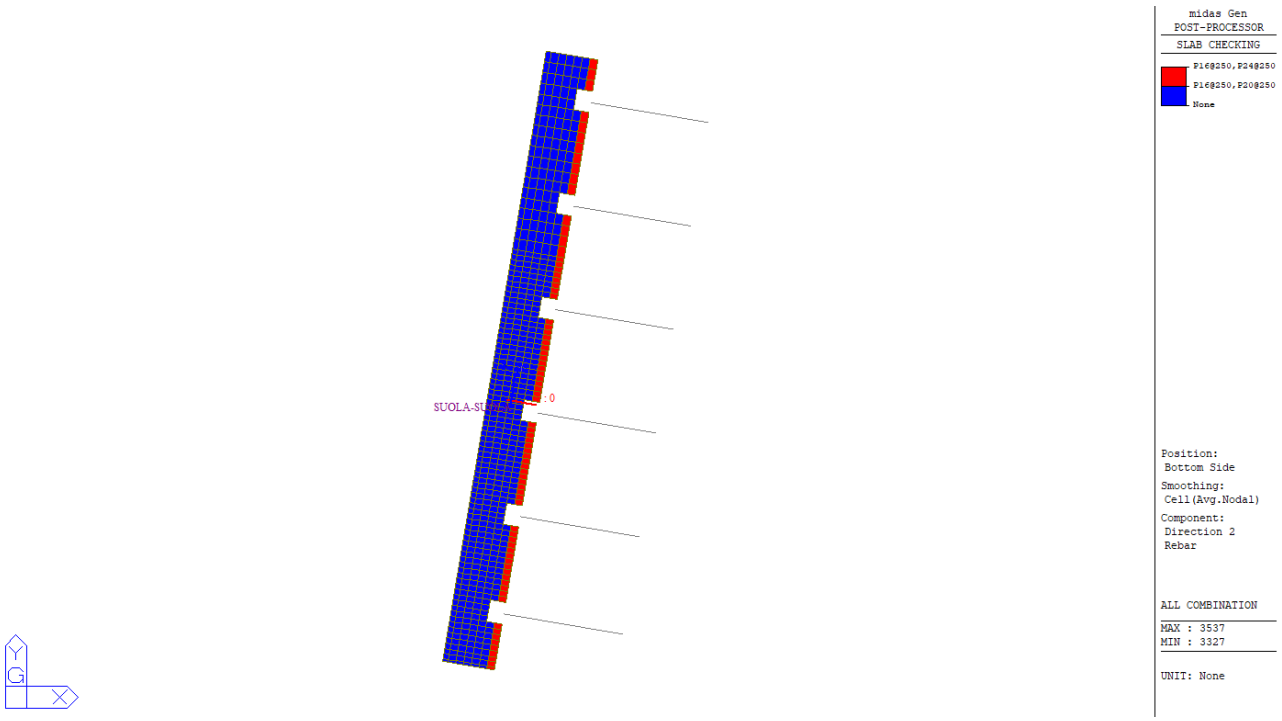


Figura 5.100 – Arm SUOLA D2 bot.

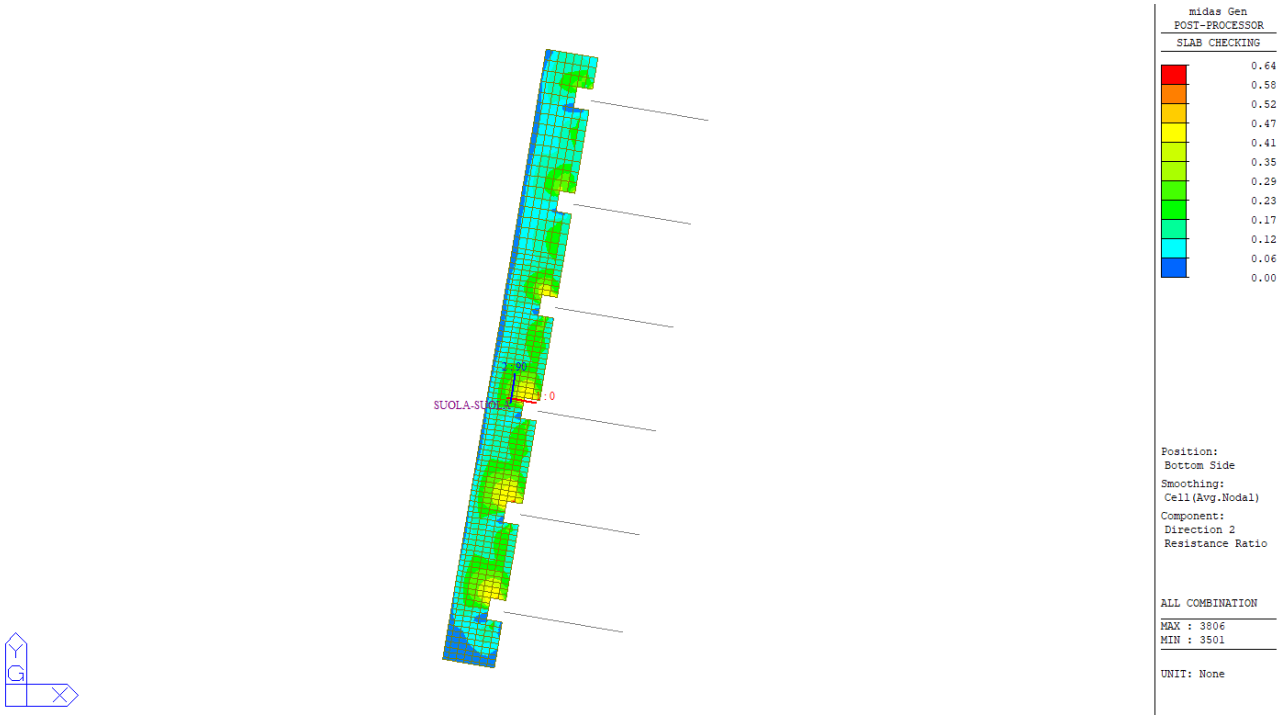


Figura 5.101 – Chk SUOLA D2 bot.

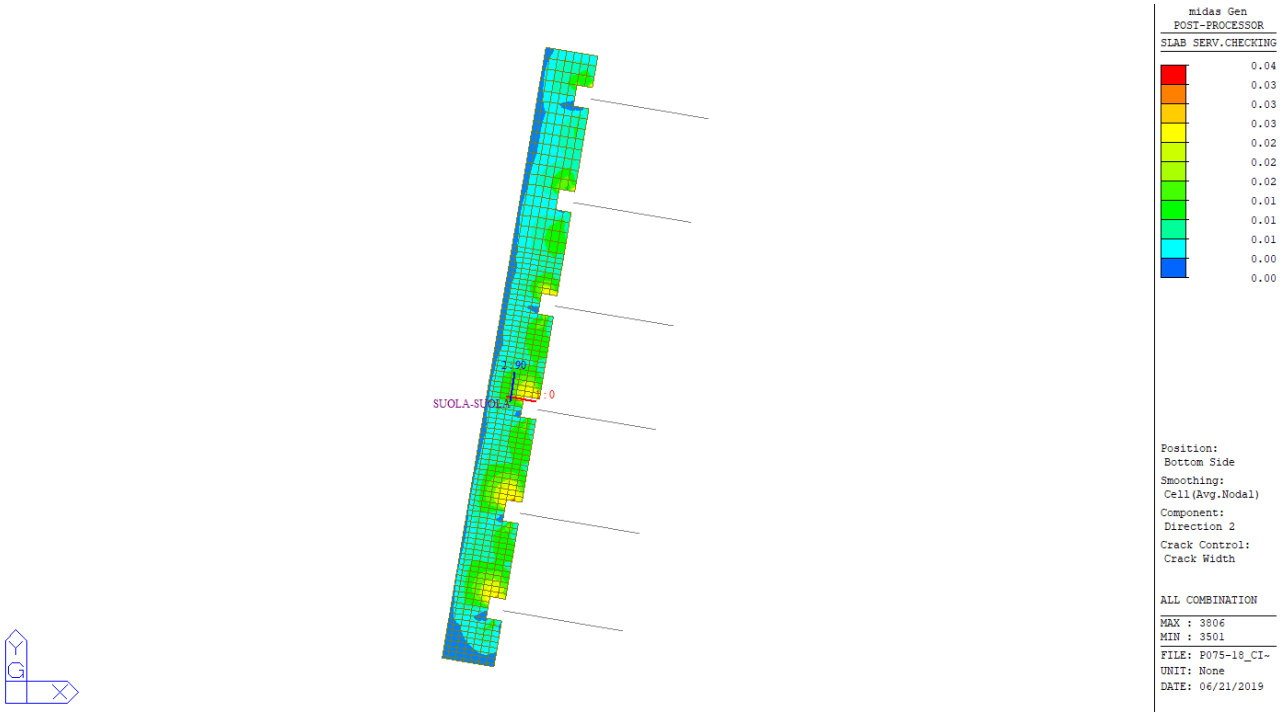


Figura 5.102 – Chk SUOLA fess D2.

```
------------------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - RC-Slab Flexural Checking   [ Eurocode2:04 & NTC2018 ]         Gen 2019
==========================================================================================


==========================================================================
    [[[*]]]   SLAB CHECKING MAXIMUM RESULT DATA  : DOMAIN SUOLA-SUOLA, Dir 2.
==========================================================================
 ---------------------------------------------------------------------
     Thk   Elem POS  AsReq  AsUse |    M_Ed( LCB)    M_Rd   Rat CHK
 ---------------------------------------------------------------------
  100.00   3806 BOT 0.1429 0.2060 |  329266(  33)  513302 0.641  OK
           3777 TOP 0.1248 0.2060 |  287775(  33)  513302 0.561  OK
 ---------------------------------------------------------------------


 << BOTTOM >>

 -. Information of Parameters.
    Elem No.  : 3806
    Thickness :  100.0000 cm.
    Materials :  fck =   3000.0000 N/cm^2.
                 fcd =   1700.0000 N/cm^2.
                 fyk =  31500.0000 N/cm^2.
    Covering  :  dB  =    6.5000 cm.
                 dT  =    6.5000 cm.
    LCB No.   :   33

 -. Information of Design.
    b        =   0.1000 cm.  (by Code Unit Length).
    d        =  93.5000 cm.
    lambda   =   0.800
    a        = lambda * x  =   3.287 cm.
    eta      =   1.000
    Cc       = eta*fcd*b*a =    558.8086 N.
    M_Rd     = Cc*(d-a/2)  =  513301.7103  N-cm./cm.

 -. Information of Moments and Result.
    Rein. Bar :  P16 @250 / P20 @250
    As_req =       0.1429 cm^2/cm.  (      14.2850 cm^2/m.)
    M_Ed   =  329266.2615  N-cm./cm.
    M_Rd   =  513301.7103  N-cm./cm.
    RatM   = M_Ed / M_Rd =   0.641  <  1.0  --->  O.K !

 -. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.
    x/d         =    0.044
    Limit(x/d)  =    0.450  ( fck <= 50 MPa.)
    x/d     <    0.450  --->  O.K
```

5.6.2 Verifiche Muro (rivestimento berlinese micropali)

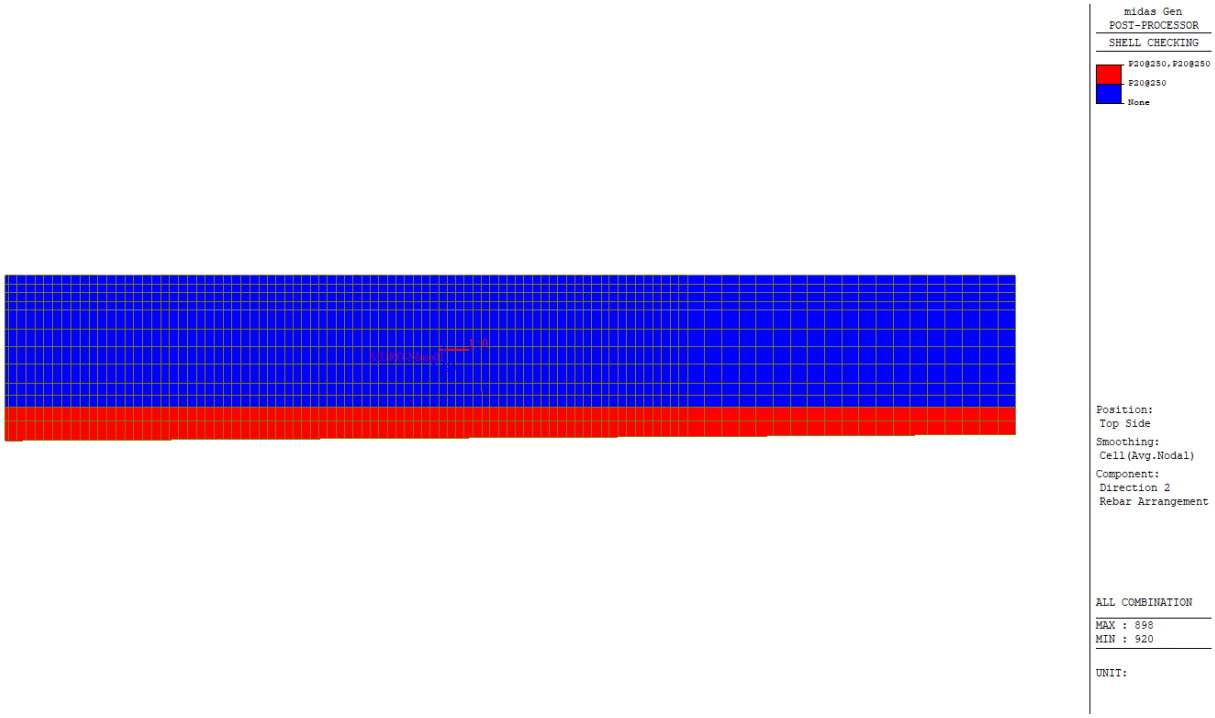


Figura 5.103 – Arm MURO D2 top.

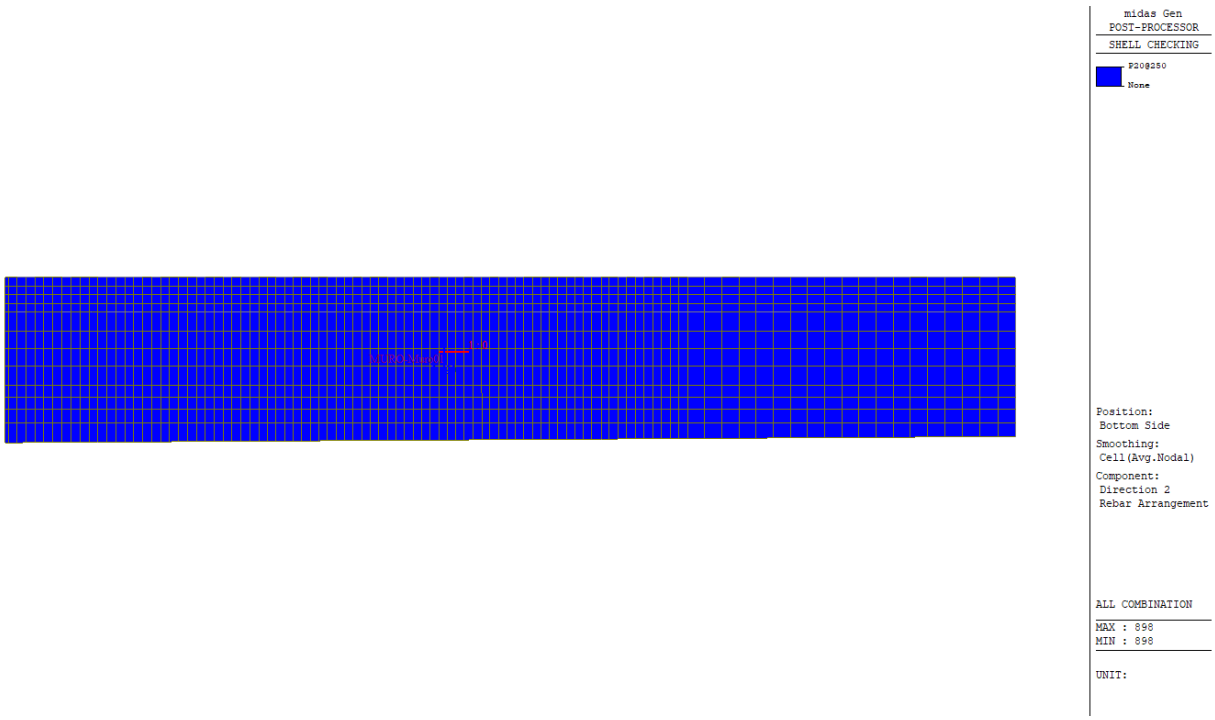


Figura 5.104 – Arm MURO D2 bot.

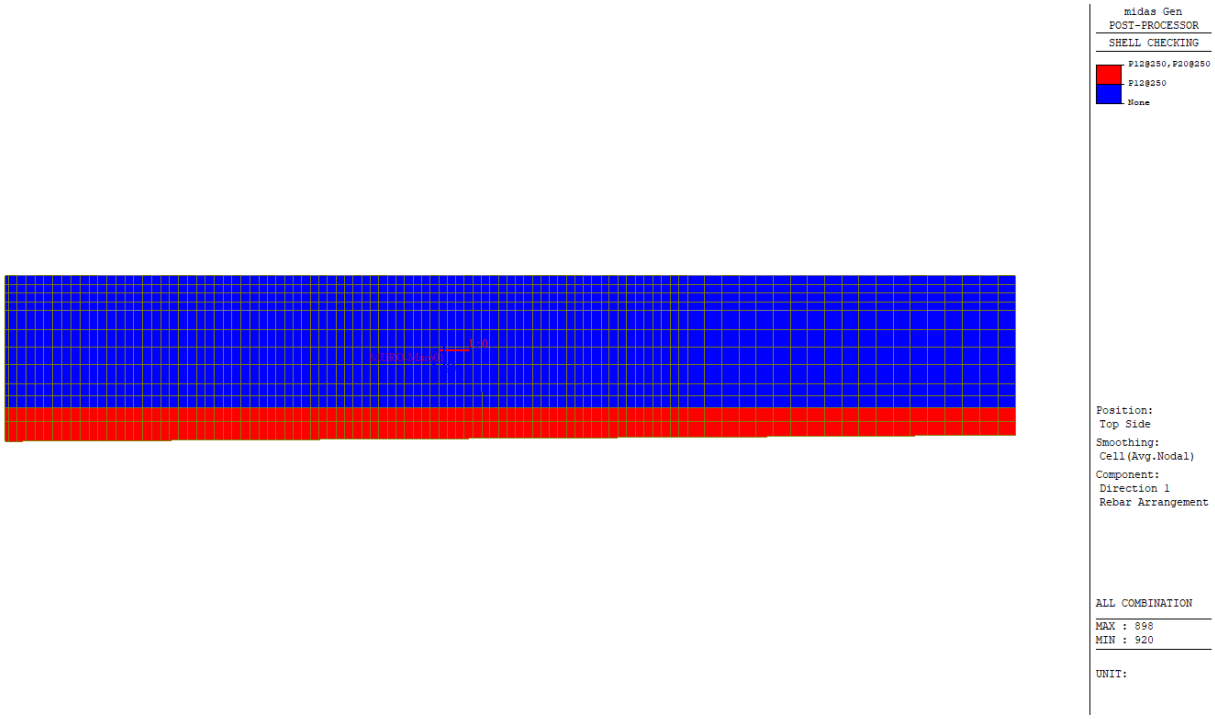


Figura 5.105 – Arm MURO D1 top.

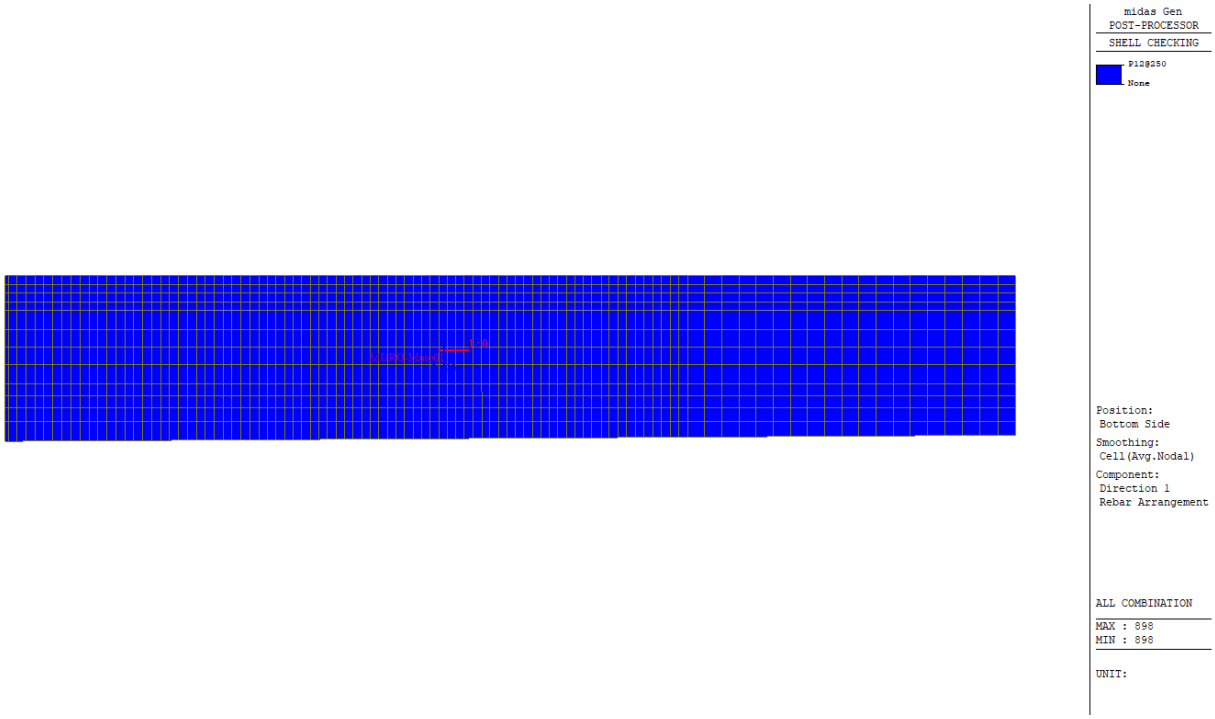


Figura 5.106 – Arm MURO D1 bot.

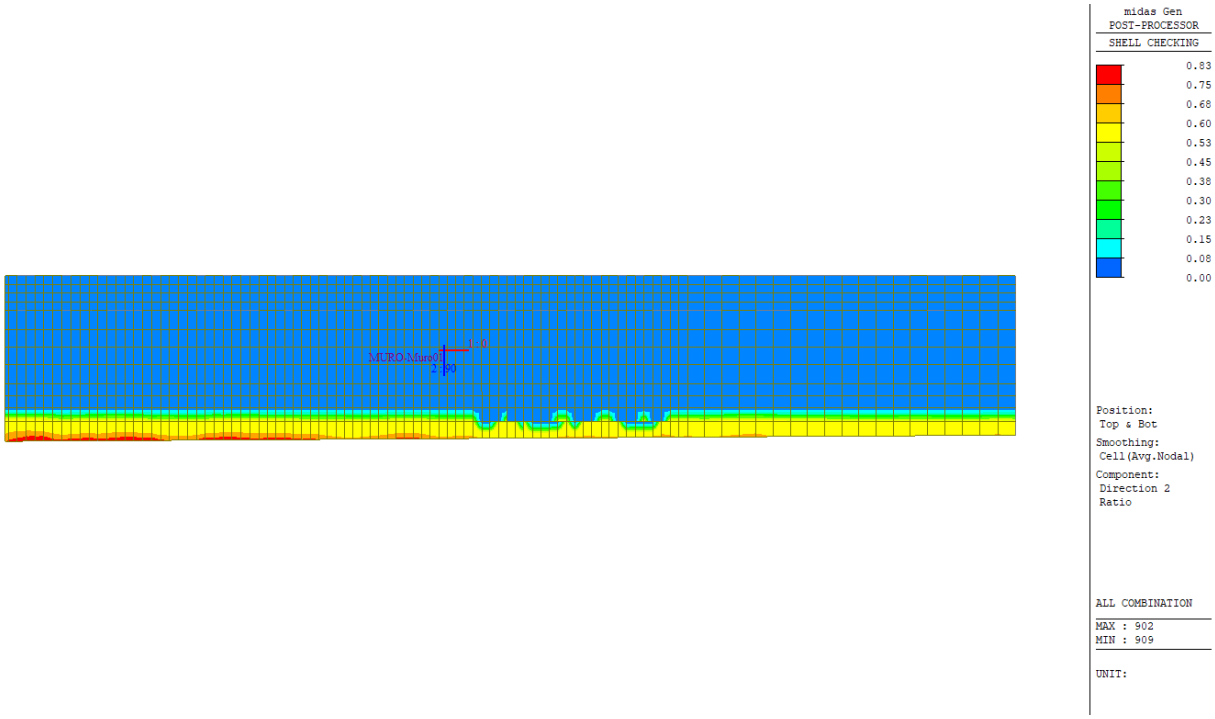


Figura 5.107 – Chk MURO D2 both.

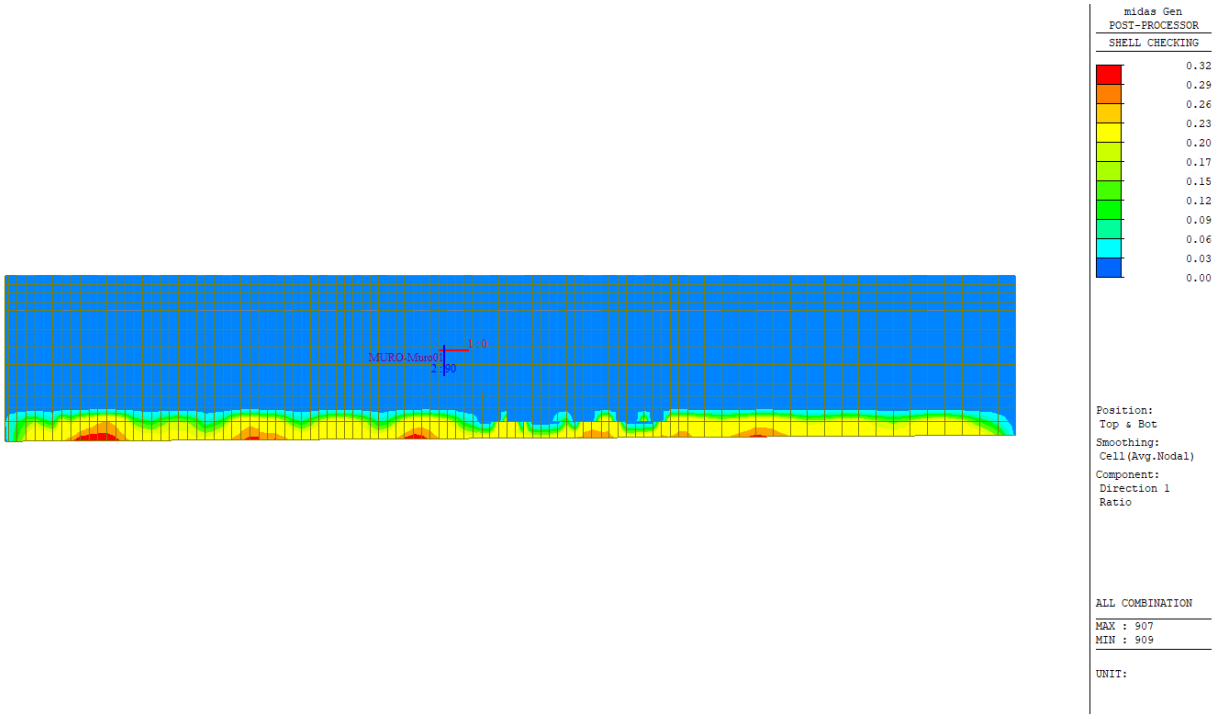


Figura 5.108 – Chk MURO D1 both.

```
---------------------------------------------------------------------------------------------
---
 midas Gen - RC-Shell Flexural Checking[ Eurocode2:04 & NTC2018 ]           Gen 2019
=============================================================================================


       +============================================================+
       |  MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software)    |
       |  midas Gen - Design & checking system for windows          |
       +============================================================+
       |  RC-Member(Beam/Column/Brace/Wall) Analysis and Design     |
       |  Based On  Eurocode2:04, Eurocode2, ACI318-14,             |
       |            ACI318M-14, ACI318-11, ACI318-08, ACI318-05,    |
       |            ACI318-02, ACI318-99, ACI318-95, ACI318-89,     |
       |            NSR-10, CSA-A23.3-94, BS8110-97                 |
       |                                                            |
       |                                          (c)SINCE 1989     |
       +============================================================+
       |  MIDAS Information Technology Co.,Ltd.         (MIDAS IT)  |
       |  MIDAS IT Design Development Team                          |
       +============================================================+
       |            HomePage : www.MidasUser.com                    |
       +============================================================+
       |  Gen 2019                                                  |
       +============================================================+


    *. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.
---------------------------------------------------------------------------------------------
     LCB  C    Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
---------------------------------------------------------------------------------------------
      21  1           NcLCB1( 1.000)
      22  1           NcLCB2( 1.000)
      23  1           NcLCB3( 1.000)
      31  1          NcLCB11( 1.000)
      32  1          NcLCB12( 1.000)
      33  1          NcLCB13( 1.000)
---------------------------------------------------------------------------------------------
=============================================================================================
    [[[*]]]   MESHED SHELL CHECKING MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN MURO-Muro01.
=============================================================================================

---------------------------------------------------------------------------------------------
    [*]   SHELL FLEXURAL MAXIMUM RESULT : TOP, REINFORCEMENT DIR-1
---------------------------------------------------------------------------------------------

 ( ). Information of Parameters.
    -. Elem No.  : 908
    -. Node No.  : 744
    -. LCB No.   :  33
    -. Materials :  fck =   3000.0000 N/cm^2.,  fyk =  31500.0000 N/cm^2.
    -. Thickness :  t   =     54.0000 cm.
    -. Covering  :  dB  =      5.0000 cm., dT  =      5.0000 cm.

 ( ). Check elements cracked or not.
    [ EN1992-2:2005, Annex LL, (LL.101) ]
    -. Sig1   = Sig,max =    526.6726 N/cm^2.
    -. Sig2   = Sig,min =    126.9210 N/cm^2.
    -. Sig3   =      0.0000 N/cm^2. (2D Element)
    -. fcm    =   3800.0000 N/cm^2.
    -. alpha  =  4.0817
    -. lambda = 14.0968
    -. beta   =  4.5867
                alpha*J2   lambda*SQRT[J2]     beta*I1
    -. PHI    = -------- + ---------------  + -------- - 1.0 =  0.8299
                 fcm^2           fcm            fcm
          ---> CRACKED. A SANDWICH MODEL SHOULD BE USED !!!

 ( ). Membrane forces.
    -. NEdx  =   1435.4196 N/cm.
    -. NEdy  =   5553.6996 N/cm.
    -. NEdxy =     71.6003 N/cm.

 ( ). Necessary reinforcement and concrete stress.
```

```
   -. f'tdx    =    138.2704 N/cm^2.
   -. f'tdy    =    516.1260 N/cm^2.
   -. Sigcd    =     13.2593 N/cm^2.
   -. rhox,req = max[ f'tdx/fyd*(ck/t), rhox,min ] =  0.0020
   -. rhoy,req = max[ f'tdy/fyd*(ck/t), rhoy,min ] =  0.0038
   -. Asx,req  =      0.1080 cm^2/cm.  (     10.8000 cm^2/m.)
   -. Asy,req  =      0.2035 cm^2/cm.  (     20.3501 cm^2/m.)

 ( ). Rebar Arrangement.
   -. Rebar,x : P12 @250/P20 @250
   -. Rebar,y : P20 @250/P20 @250

 ( ). Tensile strengths provided by reinforcement.
   -. Asx,use  =      0.1708 cm^2/cm.  (     17.0800 cm^2/m.)
   -. Asy,use  =      0.2512 cm^2/cm.  (     25.1200 cm^2/m.)
   -. rhox,use =  0.0032
   -. rhoy,use =  0.0047
   -. ftdx     = rhox,use*fyd*(t/ck) =    433.1884 N/cm^2.
   -. ftdy     = rhoy,use*fyd*(t/ck) =    637.1014 N/cm^2.
 ( ). Concrete strength limit.
   -. Sigcn    = nu*fcd =    850.0000 N/cm^2.

 ( ). Check results.
   -. Rat,barx = f'tdx/ftdx  =  0.3192
   -. Rat,bary = f'tdy/ftdy  =  0.8101
   -. Rat,conc = Sigcd/Sigcn =  0.0156
   -. Rat      = MAX[ Rat,barx, Rat,bary, Rat,conc ] =  0.8101 ---> O.K.

-------------------------------------------------------------------------------
    [*]   SHELL FLEXURAL MAXIMUM RESULT : TOP, REINFORCEMENT DIR-2
-------------------------------------------------------------------------------

 ( ). Information of Parameters.
   -. Elem No.  : 903
   -. Node No.  : 739
   -. LCB No.   :   33
   -. Materials :  fck =   3000.0000 N/cm^2.,  fyk =  31500.0000 N/cm^2.
   -. Thickness :  t   =     54.0000 cm.
   -. Covering  :  dB  =      5.0000 cm., dT  =      5.0000 cm.

 ( ). Check elements cracked or not.
   [ EN1992-2:2005, Annex LL, (LL.101) ]
   -. Sig1   = Sig,max =    523.7044 N/cm^2.
   -. Sig2   = Sig,min =     75.0303 N/cm^2.
   -. Sig3   =      0.0000 N/cm^2. (2D Element)
   -. fcm    =   3800.0000 N/cm^2.
   -. alpha  =  4.0817
   -. lambda = 14.3605
   -. beta   =  4.5867
              alpha*J2   lambda*SQRT[J2]     beta*I1
   -. PHI    = -------- + ---------------  + -------- - 1.0 =  0.8156
                fcm^2           fcm            fcm
         ---> CRACKED. A SANDWICH MODEL SHOULD BE USED !!!

 ( ). Membrane forces.
   -. NEdx  =    937.0592 N/cm.
   -. NEdy  =   5458.8624 N/cm.
   -. NEdxy =   -293.0795 N/cm.

 ( ). Necessary reinforcement and concrete stress.
   -. f'tdx    =    112.8663 N/cm^2.
   -. f'tdy    =    527.7455 N/cm^2.
   -. Sigcd    =     54.2740 N/cm^2.
   -. rhox,req = max[ f'tdx/fyd*(ck/t), rhox,min ] =  0.0020
   -. rhoy,req = max[ f'tdy/fyd*(ck/t), rhoy,min ] =  0.0039
   -. Asx,req  =      0.1080 cm^2/cm.  (     10.8000 cm^2/m.)
   -. Asy,req  =      0.2081 cm^2/cm.  (     20.8083 cm^2/m.)

 ( ). Rebar Arrangement.
   -. Rebar,x : P12 @250/P20 @250
   -. Rebar,y : P20 @250/P20 @250

 ( ). Tensile strengths provided by reinforcement.
   -. Asx,use  =      0.1708 cm^2/cm.  (     17.0800 cm^2/m.)
```

```
   -. Asy,use  =      0.2512 cm^2/cm.  (     25.1200 cm^2/m.)
   -. rhox,use =  0.0032
   -. rhoy,use =  0.0047
   -. ftdx     = rhox,use*fyd*(t/ck) =    433.1884 N/cm^2.
   -. ftdy     = rhoy,use*fyd*(t/ck) =    637.1014 N/cm^2.

 ( ). Concrete strength limit.
   -. Sigcn    = nu*fcd =    850.0000 N/cm^2.

 ( ). Check results.
   -. Rat,barx = f'tdx/ftdx  =  0.2605
   -. Rat,bary = f'tdy/ftdy  =  0.8284
   -. Rat,conc = Sigcd/Sigcn =  0.0639
   -. Rat      = MAX[ Rat,barx, Rat,bary, Rat,conc ] =  0.8284 ---> O.K.

-------------------------------------------------------------------------------
    [*]   SHELL FLEXURAL MAXIMUM RESULT : TOP, CONCRETE STRESS
-------------------------------------------------------------------------------

 ( ). Information of Parameters.
   -. Elem No.  : 905
   -. Node No.  : 742
   -. LCB No.   :   33
   -. Materials :  fck =   3000.0000 N/cm^2.,  fyk =  31500.0000 N/cm^2.
   -. Thickness :  t   =     54.0000 cm.
   -. Covering  :  dB  =      5.0000 cm., dT  =      5.0000 cm.

 ( ). Check elements cracked or not.
   [ EN1992-2:2005, Annex LL, (LL.101) ]
   -. Sig1   = Sig,max =    516.6309 N/cm^2.
   -. Sig2   = Sig,min =    106.2845 N/cm^2.
   -. Sig3   =      0.0000 N/cm^2. (2D Element)
   -. fcm    =   3800.0000 N/cm^2.
   -. alpha  =  4.0817
   -. lambda = 14.2107
   -. beta   =  4.5867
              alpha*J2   lambda*SQRT[J2]     beta*I1
   -. PHI    = -------- + ---------------  + -------- - 1.0 =  0.7932
                fcm^2           fcm            fcm
         ---> CRACKED. A SANDWICH MODEL SHOULD BE USED !!!

 ( ). Membrane forces.
   -. NEdx  =   1229.0361 N/cm.
   -. NEdy  =   5355.9841 N/cm.
   -. NEdxy =    120.0367 N/cm.

 ( ). Necessary reinforcement and concrete stress.
   -. f'tdx    =    123.7786 N/cm^2.
   -. f'tdy    =    502.4295 N/cm^2.
   -. Sigcd    =     22.2290 N/cm^2.
   -. rhox,req = max[ f'tdx/fyd*(ck/t), rhox,min ] =  0.0020
   -. rhoy,req = max[ f'tdy/fyd*(ck/t), rhoy,min ] =  0.0037
   -. Asx,req  =      0.1080 cm^2/cm.  (     10.8000 cm^2/m.)
   -. Asy,req  =      0.1981 cm^2/cm.  (     19.8101 cm^2/m.)

 ( ). Rebar Arrangement.
   -. Rebar,x : P12 @250/P20 @250
   -. Rebar,y : P20 @250/P20 @250

 ( ). Tensile strengths provided by reinforcement.
   -. Asx,use  =      0.1708 cm^2/cm.  (     17.0800 cm^2/m.)
   -. Asy,use  =      0.2512 cm^2/cm.  (     25.1200 cm^2/m.)
   -. rhox,use =  0.0032
   -. rhoy,use =  0.0047
   -. ftdx     = rhox,use*fyd*(t/ck) =    433.1884 N/cm^2.
   -. ftdy     = rhoy,use*fyd*(t/ck) =    637.1014 N/cm^2.

 ( ). Concrete strength limit.
   -. Sigcn    = nu*fcd =    850.0000 N/cm^2.

 ( ). Check results.
   -. Rat,barx = f'tdx/ftdx  =  0.2857
   -. Rat,bary = f'tdy/ftdy  =  0.7886
   -. Rat,conc = Sigcd/Sigcn =  0.0262
```

```
   -. Rat      = MAX[ Rat,barx, Rat,bary, Rat,conc ] =  0.7886 ---> O.K.

-------------------------------------------------------------------------------
    [*]   SHELL FLEXURAL MAXIMUM RESULT : BOTTTOM, REINFORCEMENT DIR-1
-------------------------------------------------------------------------------

 ( ). Information of Parameters.
   -. Elem No.  : 905
   -. Node No.  : 750
   -. LCB No.   :   31
   -. Materials :  fck =   3000.0000 N/cm^2.,  fyk =  31500.0000 N/cm^2.
   -. Thickness :  t   =     54.0000 cm.
   -. Covering  :  dB  =      5.0000 cm., dT  =      5.0000 cm.

 ( ). Check elements cracked or not.
   [ EN1992-2:2005, Annex LL, (LL.101) ]
   -. Sig1   = Sig,max =    306.0754 N/cm^2.
   -. Sig2   = Sig,min =     36.6729 N/cm^2.
   -. Sig3   =      0.0000 N/cm^2. (2D Element)
   -. fcm    =   3800.0000 N/cm^2.
   -. alpha  =  4.0817
   -. lambda = 14.4007
   -. beta   =  4.5867
              alpha*J2   lambda*SQRT[J2]     beta*I1
   -. PHI    = -------- + ---------------  + -------- - 1.0 =  0.0550
                fcm^2           fcm            fcm
         ---> CRACKED. A SANDWICH MODEL SHOULD BE USED !!!

 ( ). Membrane forces.
   -. NEdx  =   -271.3494 N/cm.
   -. NEdy  =  -4503.0885 N/cm.
   -. NEdxy =   -344.9556 N/cm.

 ( ). Necessary reinforcement and concrete stress.
   -. f'tdx    =    -22.1475 N/cm^2.
   -. f'tdy    =      0.0000 N/cm^2.
   -. Sigcd    =    419.3994 N/cm^2.
   -. rhox,req = max[ f'tdx/fyd*(ck/t), rhox,min ] =  0.0020
   -. rhoy,req = max[ f'tdy/fyd*(ck/t), rhoy,min ] =  0.0010
   -. Asx,req  =      0.1080 cm^2/cm.  (     10.8000 cm^2/m.)
   -. Asy,req  =      0.0540 cm^2/cm.  (      5.4000 cm^2/m.)

 ( ). Rebar Arrangement.
   -. Rebar,x : P12 @250
   -. Rebar,y : P20 @250

 ( ). Tensile strengths provided by reinforcement.
   -. Asx,use  =      0.0452 cm^2/cm.  (      4.5200 cm^2/m.)
   -. Asy,use  =      0.1256 cm^2/cm.  (     12.5600 cm^2/m.)
   -. rhox,use =  0.0008
   -. rhoy,use =  0.0023
   -. ftdx     = rhox,use*fyd*(t/ck) =    114.6377 N/cm^2.
   -. ftdy     = rhoy,use*fyd*(t/ck) =    318.5507 N/cm^2.

 ( ). Concrete strength limit.
   -. Sigcn    = nu*fcd =    850.0000 N/cm^2.

 ( ). Check results.
   -. Rat,barx = f'tdx/ftdx  =  0.1932
   -. Rat,bary = f'tdy/ftdy  =  0.0000
   -. Rat,conc = Sigcd/Sigcn =  0.4934
   -. Rat      = MAX[ Rat,barx, Rat,bary, Rat,conc ] =  0.4934 ---> O.K.

-------------------------------------------------------------------------------
    [*]   SHELL FLEXURAL MAXIMUM RESULT : BOTTOM, REINFORCEMENT DIR-2
-------------------------------------------------------------------------------

 ( ). Information of Parameters.
   -. Elem No.  : 905
   -. Node No.  : 750
   -. LCB No.   :   33
   -. Materials :  fck =   3000.0000 N/cm^2.,  fyk =  31500.0000 N/cm^2.
   -. Thickness :  t   =     54.0000 cm.
   -. Covering  :  dB  =      5.0000 cm., dT  =      5.0000 cm.
```

```
 ( ). Check elements cracked or not.
    [ EN1992-2:2005, Annex LL, (LL.101) ]
    -. Sig1   = Sig,max =    322.5376 N/cm^2.
    -. Sig2   = Sig,min =     35.0522 N/cm^2.
    -. Sig3   =      0.0000 N/cm^2. (2D Element)
    -. fcm    =   3800.0000 N/cm^2.
    -. alpha  =  4.0817
    -. lambda = 14.4169
    -. beta   =  4.5867
                alpha*J2   lambda*SQRT[J2]     beta*I1
    -. PHI    = -------- + ---------------  + -------- - 1.0 =  0.1119
                 fcm^2           fcm            fcm
          ---> CRACKED. A SANDWICH MODEL SHOULD BE USED !!!

 ( ). Membrane forces.
    -. NEdx  =   -230.6251 N/cm.
    -. NEdy  =  -4771.0006 N/cm.
    -. NEdxy =   -407.8382 N/cm.

 ( ). Necessary reinforcement and concrete stress.
    -. f'tdx    =    -17.6522 N/cm^2.
    -. f'tdy    =      0.0000 N/cm^2.
    -. Sigcd    =    444.9874 N/cm^2.
    -. rhox,req = max[ f'tdx/fyd*(ck/t), rhox,min ] =  0.0020
    -. rhoy,req = max[ f'tdy/fyd*(ck/t), rhoy,min ] =  0.0010
    -. Asx,req  =      0.1080 cm^2/cm.  (     10.8000 cm^2/m.)
    -. Asy,req  =      0.0540 cm^2/cm.  (      5.4000 cm^2/m.)

 ( ). Rebar Arrangement.
    -. Rebar,x : P12 @250
    -. Rebar,y : P20 @250

 ( ). Tensile strengths provided by reinforcement.
    -. Asx,use  =      0.0452 cm^2/cm.  (      4.5200 cm^2/m.)
    -. Asy,use  =      0.1256 cm^2/cm.  (     12.5600 cm^2/m.)
    -. rhox,use =  0.0008
    -. rhoy,use =  0.0023
    -. ftdx     = rhox,use*fyd*(t/ck) =    114.6377 N/cm^2.
    -. ftdy     = rhoy,use*fyd*(t/ck) =    318.5507 N/cm^2.

 ( ). Concrete strength limit.
    -. Sigcn    = nu*fcd =    850.0000 N/cm^2.

 ( ). Check results.
    -. Rat,barx = f'tdx/ftdx  =  0.1540
    -. Rat,bary = f'tdy/ftdy  =  0.0000
    -. Rat,conc = Sigcd/Sigcn =  0.5235
    -. Rat      = MAX[ Rat,barx, Rat,bary, Rat,conc ] =  0.5235 ---> O.K.

-------------------------------------------------------------------------------
    [*]   SHELL FLEXURAL MAXIMUM RESULT : BOTTOM, CONCRETE STRESS
-------------------------------------------------------------------------------

 ( ). Information of Parameters.
    -. Elem No.  : 905
    -. Node No.  : 750
    -. LCB No.   :   33
    -. Materials :  fck =   3000.0000 N/cm^2.,  fyk =  31500.0000 N/cm^2.
    -. Thickness :  t   =     54.0000 cm.
    -. Covering  :  dB  =      5.0000 cm., dT  =      5.0000 cm.

 ( ). Check elements cracked or not.
    [ EN1992-2:2005, Annex LL, (LL.101) ]
    -. Sig1   = Sig,max =    322.5376 N/cm^2.
    -. Sig2   = Sig,min =     35.0522 N/cm^2.
    -. Sig3   =      0.0000 N/cm^2. (2D Element)
    -. fcm    =   3800.0000 N/cm^2.
    -. alpha  =  4.0817
    -. lambda = 14.4169
    -. beta   =  4.5867
                alpha*J2   lambda*SQRT[J2]     beta*I1
    -. PHI    = -------- + ---------------  + -------- - 1.0 =  0.1119
                 fcm^2           fcm            fcm
```

```
          ---> CRACKED. A SANDWICH MODEL SHOULD BE USED !!!

( ). Membrane forces.
   -. NEdx  =   -230.6251 N/cm.
   -. NEdy  =  -4771.0006 N/cm.
   -. NEdxy =   -407.8382 N/cm.

( ). Necessary reinforcement and concrete stress.
   -. f'tdx    =    -17.6522 N/cm^2.
   -. f'tdy    =      0.0000 N/cm^2.
   -. Sigcd    =    444.9874 N/cm^2.
   -. rhox,req = max[ f'tdx/fyd*(ck/t), rhox,min ] =  0.0020
   -. rhoy,req = max[ f'tdy/fyd*(ck/t), rhoy,min ] =  0.0010
   -. Asx,req  =      0.1080 cm^2/cm.  (     10.8000 cm^2/m.)
   -. Asy,req  =      0.0540 cm^2/cm.  (      5.4000 cm^2/m.)

( ). Rebar Arrangement.
   -. Rebar,x : P12 @250
   -. Rebar,y : P20 @250

( ). Tensile strengths provided by reinforcement.
   -. Asx,use  =      0.0452 cm^2/cm.  (      4.5200 cm^2/m.)
   -. Asy,use  =      0.1256 cm^2/cm.  (     12.5600 cm^2/m.)
   -. rhox,use =  0.0008
   -. rhoy,use =  0.0023
   -. ftdx     = rhox,use*fyd*(t/ck) =    114.6377 N/cm^2.
   -. ftdy     = rhoy,use*fyd*(t/ck) =    318.5507 N/cm^2.

( ). Concrete strength limit.
   -. Sigcn    = nu*fcd =    850.0000 N/cm^2.

( ). Check results.
   -. Rat,barx = f'tdx/ftdx  =  0.1540
   -. Rat,bary = f'tdy/ftdy  =  0.0000
   -. Rat,conc = Sigcd/Sigcn =  0.5235
   -. Rat      = MAX[ Rat,barx, Rat,bary, Rat,conc ] =  0.5235 ---> O.K.
```

5.6.3 Verifiche soletta a sbalzo

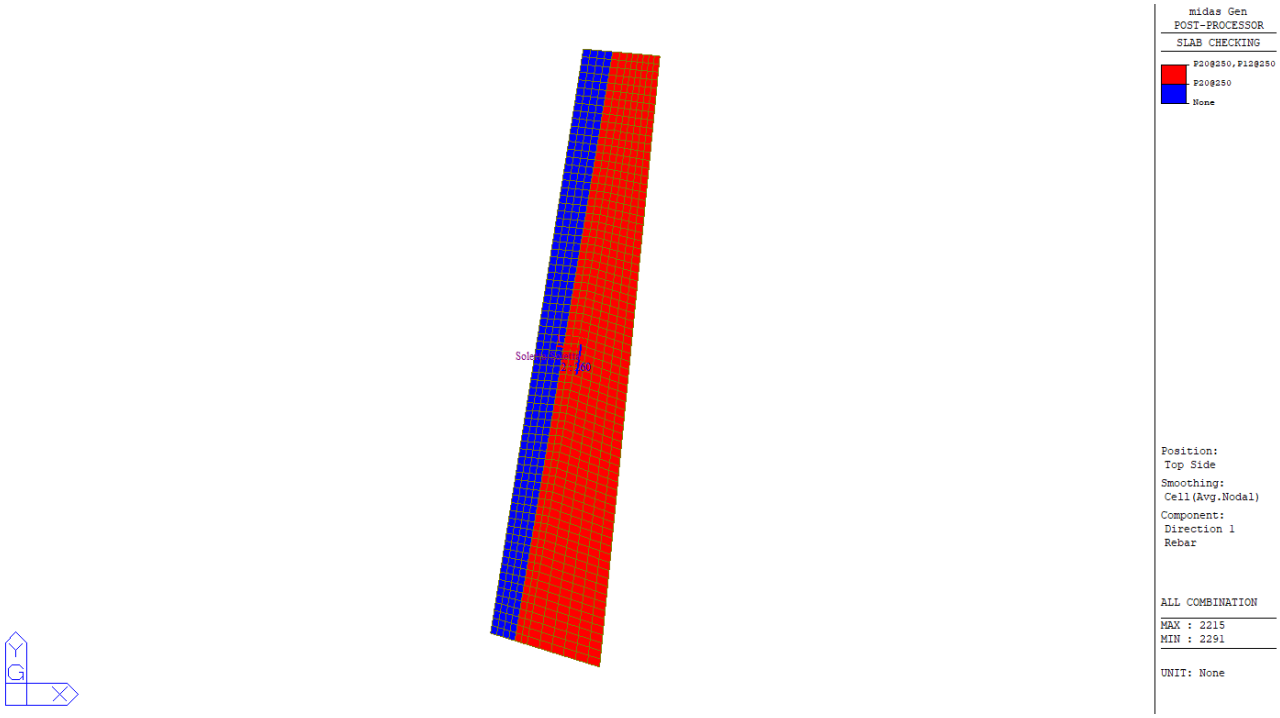


Figura 5.109 – Arm soletta D1 top.

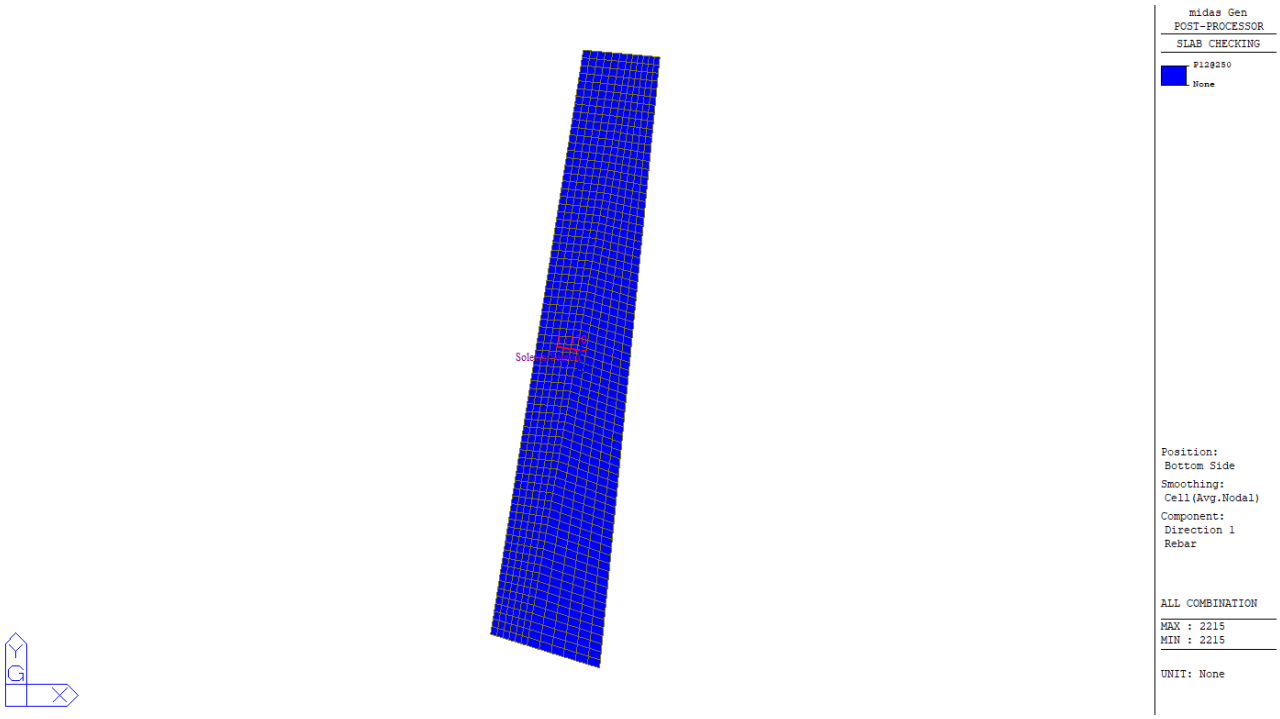


Figura 5.110 – Arm soletta D1 bot.

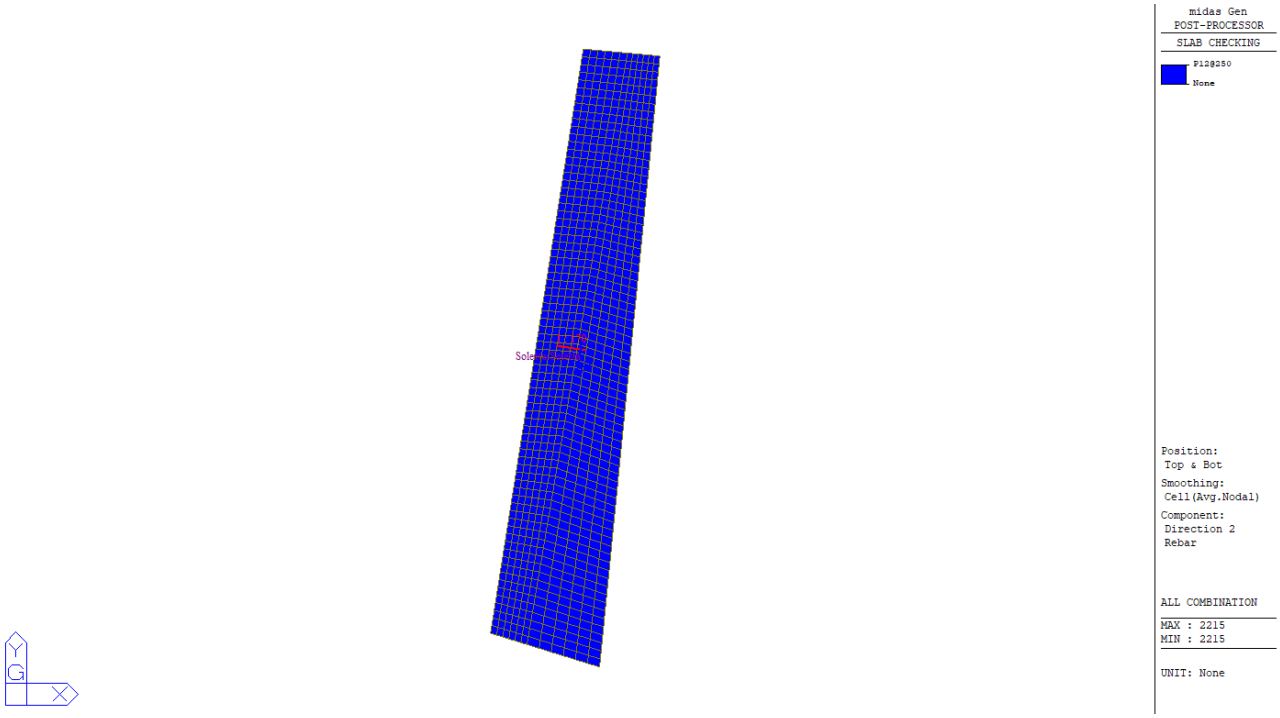


Figura 5.111 – Arm soletta D2 both.

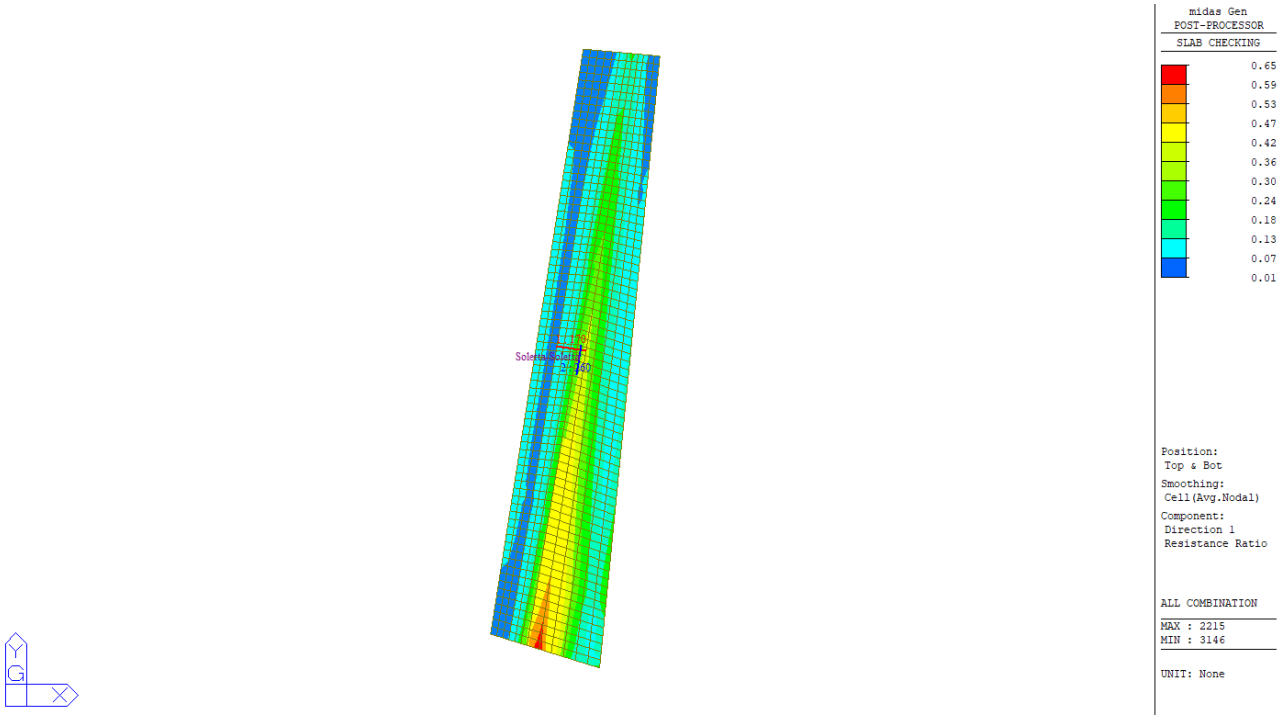


Figura 5.112 – Chk Flex Soletta D1 both.

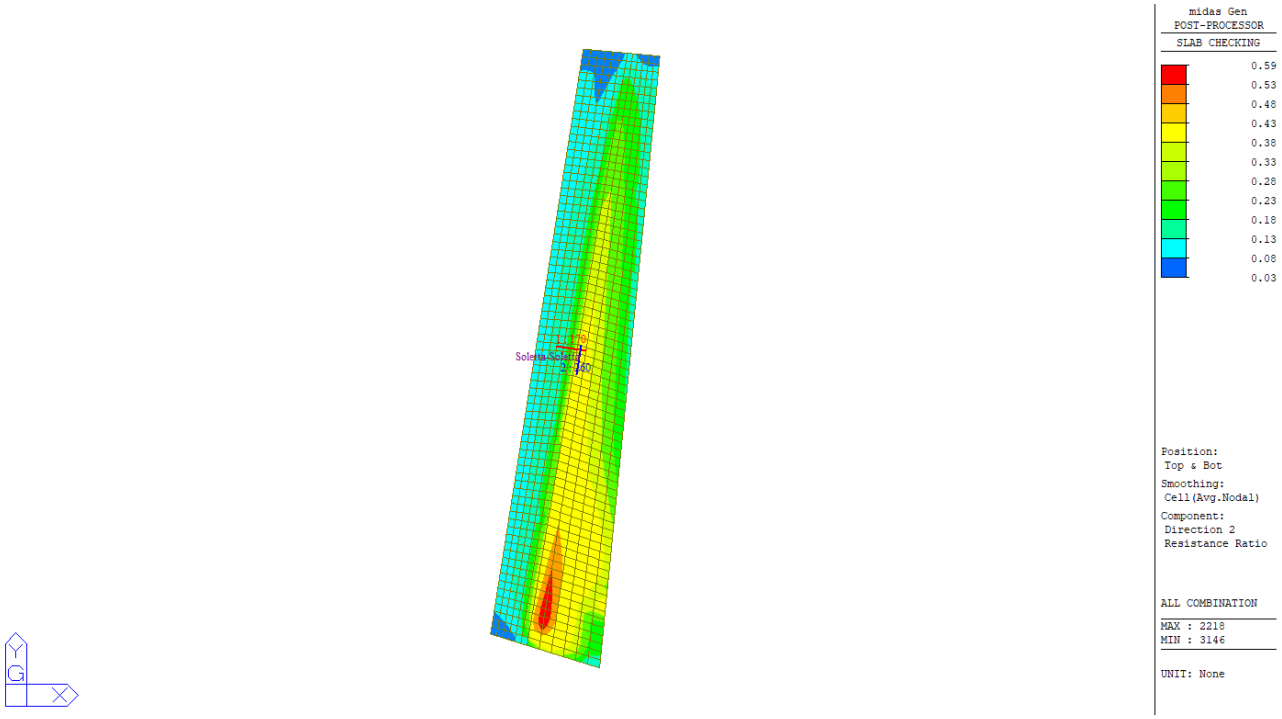


Figura 5.113 – Chk Flex Soletta D2 both.

```
-------------------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - RC-Slab Flexural Checking    [ Eurocode2:04 & NTC2018 ]          Gen 2019
===========================================================================================


=============================================================================
    [[[*]]]   SLAB CHECKING MAXIMUM RESULT DATA  : DOMAIN Soletta-Soletta, Dir 2.
=============================================================================
 ---------------------------------------------------------------------
     Thk   Elem POS  AsReq  AsUse |    M_Ed( LCB)    M_Rd   Rat CHK
 ---------------------------------------------------------------------
  35.000   2806 BOT 0.0681 0.0452 | 13064.4(  32) 34614.9 0.377  OK
           2782 TOP 0.0681 0.0452 | 20282.3(  32) 34614.9 0.586  OK
 ---------------------------------------------------------------------


 << BOTTOM >>

 -. Information of Parameters.
    Elem No.  : 2806
    Thickness :   35.0000 cm.
    Materials :  fck =   3000.0000 N/cm^2.
                 fcd =   1700.0000 N/cm^2.
                 fyk =  31500.0000 N/cm^2.
    Covering  :  dB  =    6.5000 cm.
                 dT  =    6.5000 cm.
    LCB No.   :   32

 -. Information of Design.
    b        =   0.1000 cm.  (by Code Unit Length).
    d        =  28.5000 cm.
    lambda   =   0.800
    a        = lambda * x  =   0.724 cm.
    eta      =   1.000
    Cc       = eta*fcd*b*a =    123.0176 N.
    M_Rd     = Cc*(d-a/2)  =   34614.9120  N-cm./cm.

 -. Information of Moments and Result.
    Rein. Bar :  P12 @250
    As_req =       0.0681 cm^2/cm.   (       6.8136 cm^2/m.)
    M_Ed   =   13064.3734  N-cm./cm.
```

```
   M_Rd    =    34614.9120  N-cm./cm.
   RatM    = M_Ed / M_Rd =    0.377  <  1.0  --->  O.K !

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.
   x/d          =     0.032
   Limit(x/d)   =     0.450  ( fck <= 50 MPa.)
   x/d      <     0.450  --->  O.K

<< TOP >>

-. Information of Parameters.
   Elem No.  : 2782
   Thickness :   35.0000 cm.
   Materials :  fck =   3000.0000 N/cm^2.
                fcd =   1700.0000 N/cm^2.
                fyk =  31500.0000 N/cm^2.
   Covering  :  dB  =    6.5000 cm.
                dT  =    6.5000 cm.
   LCB No.   :   32

-. Information of Design.
   b         =    0.1000 cm.  (by Code Unit Length).
   d         =   28.5000 cm.
   lambda    =    0.800
   a         = lambda * x  =    0.724 cm.
   eta       =    1.000
   Cc        = eta*fcd*b*a =     123.0176 N.
   M_Rd      = Cc*(d-a/2)  =    34614.9120  N-cm./cm.

-. Information of Moments and Result.
   Rein. Bar :  P12 @250
   As_req =       0.0681 cm^2/cm.  (       6.8136 cm^2/m.)
   M_Ed    =    20282.3246  N-cm./cm.
   M_Rd    =    34614.9120  N-cm./cm.
   RatM    = M_Ed / M_Rd =    0.586  <  1.0  --->  O.K !

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.
   x/d          =     0.032
   Limit(x/d)   =     0.450  ( fck <= 50 MPa.)
   x/d      <     0.450  --->  O.K
```

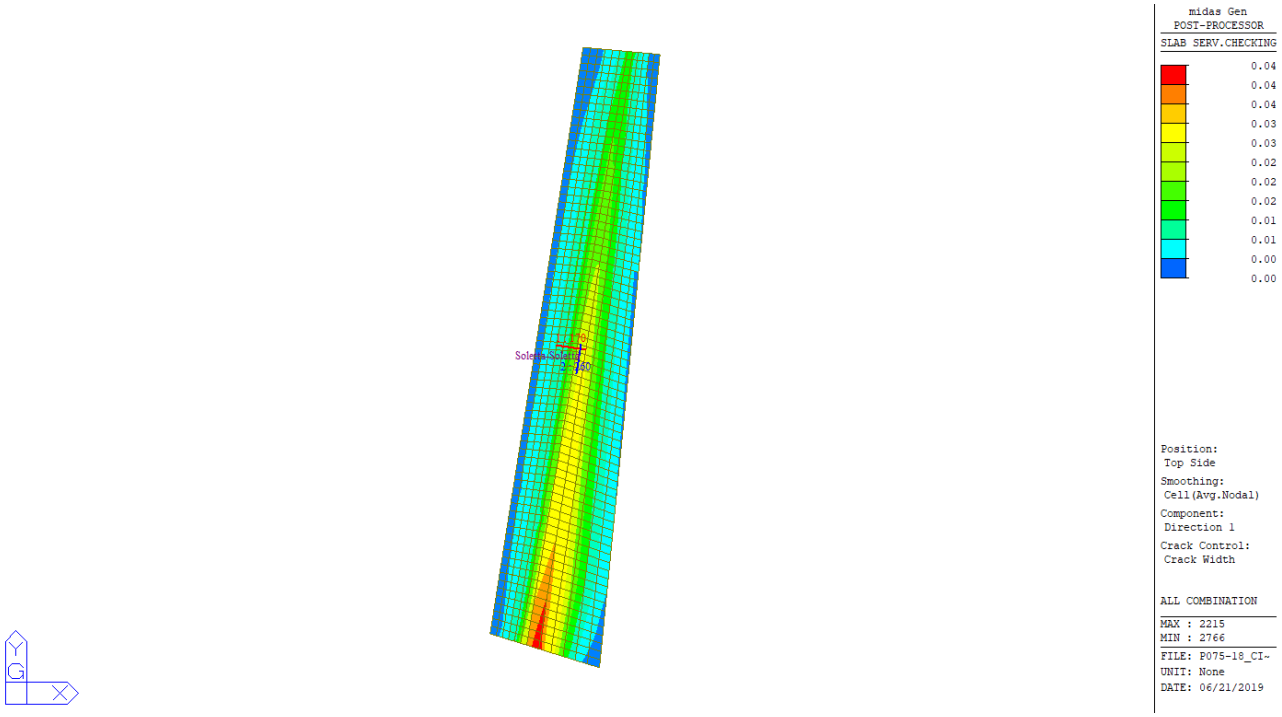


Figura 5.114 – Chk SOLETTA fess D1 top.

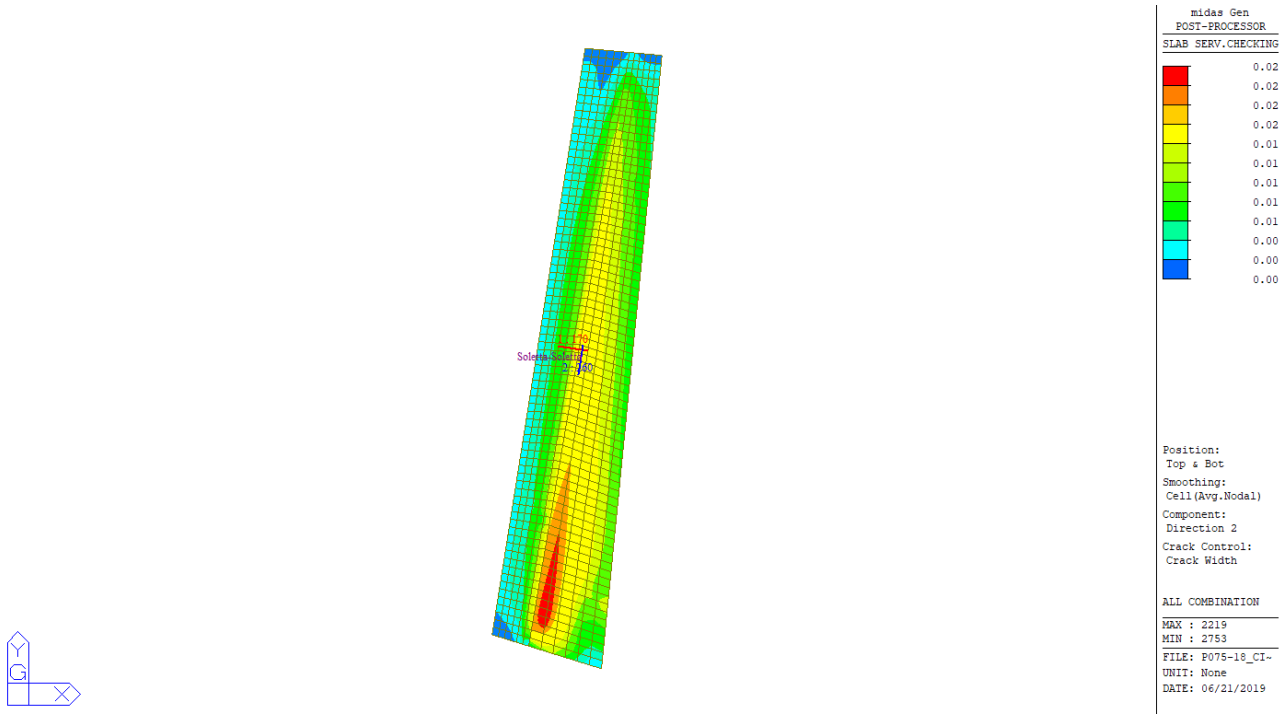


Figura 5.115 – Chk SOLETTA fess D2.

```
    ------------------------------------------------------------------------------------------
---
 midas Gen - RC-Slab Serviceability Checking [ Eurocode2:04 & NTC2018 ]     Gen 2019
==========================================================================================


================================================================================
    [[[*]]]   SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Soletta-Soletta, Dir 1.
================================================================================

 << BOTTOM >>

 -. Information of Parameters.
    Elem No.  : 2821
    LCB No.   :   40
    Materials :  fck =   3000.0000 N/cm^2.
                 fyk =  31500.0000 N/cm^2.
    Thickness :   35.0000 cm.
    Covering  :  dB  =    6.5000 cm.
                 dT  =    5.5000 cm.
 -. Information of Checking.
    gamma_c  =   1.500  (for Concrete)
    gamma_s  =   1.150  (for Reinforcement)
    fcd      = fck / gamma_c =  2000.00000 N/cm^2.
    fyd      = fyk / gamma_s = 27391.30435 N/cm^2.
    b        =   0.1000 cm.  (by Code Unit Length).
    d        =  28.5000 cm.
    As_use   =       4.5200 cm^2/m.  (       0.0452 cm^2/cm.)

-. Information of Crack Checking Result.

   [ Check Crack Width ]
   fcm      = fck+8(MPa)    =  3800.00000 N/cm^2.
   fctm     = 0.30*fck^(2/3)=   289.64682 N/cm^2.(fck<=C50/60)
   fct.eff  = fctm (by 28 days).
   Sigma_s  =      127.826 N/cm^2.
   kt       = 0.6 (for short term loading.).
   X        =     5.07848 cm.
   hc,ef    = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] =     9.97384 cm.
```

```
   Ac.eff   = Bc*hc,ef             =     0.99738 cm^2.
   Rho_p.eff= As/Ac.eff            =   0.0045
   Ecm      = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 3283656.803 N/cm^2. (by Table 3.1)
   Alpha_e  = Es/Ecm               =     6.09077
   (Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
                   =  -0.001964
                     < 0.6*Sigma_s/Es =  0.000004
   (Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es =  0.000004

   Bond coefficient(k1)                =   0.8000
   Strain distribution coefficient(k2) =   0.5000
   NAD Value (k3)                      =   3.4000
   NAD Value (k4)                      =   0.4250
   c        =     5.90000 cm.
   Phi      =     1.20000 cm.
   S_r.max  = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff =    65.07468 cm.
   wk       = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm)    =     0.00025 cm.
   wk <  0.030 cm.   --->  O.K !

 << TOP >>

 -. Information of Parameters.
    Elem No.  : 2215
    LCB No.   :   40
    Materials :  fck =   3000.0000 N/cm^2.
                 fyk =  31500.0000 N/cm^2.
    Thickness :   35.0000 cm.
    Covering  :  dB  =   6.5000 cm.
                 dT  =   5.5000 cm.
 -. Information of Checking.
    gamma_c  =   1.500  (for Concrete)
    gamma_s  =   1.150  (for Reinforcement)
    fcd      = fck / gamma_c =  2000.00000 N/cm^2.
    fyd      = fyk / gamma_s = 27391.30435 N/cm^2.
    b        =   0.1000 cm.  (by Code Unit Length).
    d        =  29.5000 cm.
    As_use   =      17.0800 cm^2/m.  (       0.1708 cm^2/cm.)

-. Information of Crack Checking Result.

   [ Check Crack Width ]
   fcm      = fck+8(MPa)    =  3800.00000 N/cm^2.
   fctm     = 0.30*fck^(2/3)=   289.64682 N/cm^2.(fck<=C50/60)
   fct.eff  = fctm (by 28 days).
   Sigma_s  =     1496.437 N/cm^2.
   kt       = 0.6 (for short term loading.).
   X        =     9.19264 cm.
   hc,ef    = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] =     8.60245 cm.
   Ac.eff   = Bc*hc,ef             =     0.86025 cm^2.
   Rho_p.eff= As/Ac.eff            =   0.0199
   Ecm      = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 3283656.803 N/cm^2. (by Table 3.1)
   Alpha_e  = Es/Ecm               =     6.09077
   (Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
                   =  -0.000416
                     < 0.6*Sigma_s/Es =  0.000045
   (Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es =  0.000045

   Bond coefficient(k1)                =   0.8000
   Strain distribution coefficient(k2) =   0.5000
   NAD Value (k3)                      =   3.4000
   NAD Value (k4)                      =   0.4250
   c        =     4.70000 cm.
   Phi      =     1.60000 cm.
   S_r.max  = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff =    29.67946 cm.

   wk       = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm)    =     0.00133 cm.
   wk <  0.030 cm.   --->  O.K !
```

5.6.4 Verifiche travi-cordoli in c.a.

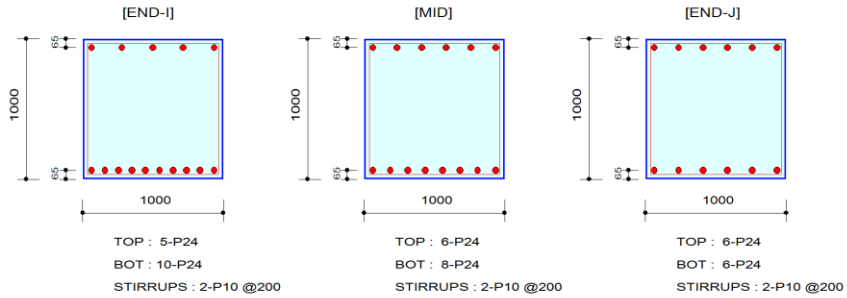
midas Gen **RC Beam Strength Checking Result**

MIDAS	**Company**	ITEC Engineering srl	**Project Title**	P075-18 CIV01
	Author	ITEC-99	**File Name**	C:\...\P075-18_CIV1_R00.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008
Unit System : N, mm
Material Data : fck = 30, fyk = 315, fyw = 315 MPa
Section Property : 100x100 (No : 2)
Beam Span : 5746.35 mm

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	33	33	33
Moment (M_Ed)	0.00	0.00	0.00
Factored Strength (M_Rd)	571830152.42	676540515.96	677440152.04
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.0000	0.0000	0.0000
Neutral Axis (x/d)	0.0652	0.0667	0.0660
(+) Load Combination No.	33	33	33
Moment (M_Ed)	1043918312.78	749591631.50	263016423.75
Factored Strength (M_Rd)	1103078636.68	889021722.47	677440152.04
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.9464	0.8432	0.3883
Neutral Axis (x/d)	0.0801	0.0720	0.0660
Using Rebar Top (As_top)	2260.0000	2712.0000	2712.0000
Using Rebar Bot (As_bot)	4520.0000	3616.0000	2712.0000

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	33	33	33
Factored Shear Force (V_Ed)	224021.51	187111.67	203214.32
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	400163.33	371478.73	337510.82
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	182093.28	182093.28	182093.28
Shear Strength by Rebar.(V_Rdmax)	3576375.00	3576375.00	3576375.00
Using Shear Reinf. (Asw)	790.0000	790.0000	790.0000
Using Stirrups Spacing	2-P10 @200	2-P10 @200	2-P10 @200
Shear Ratio by Conc	0.5598	0.5037	0.6021
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	1.2303	1.0276	1.1160
Check Ratio	0.5598	0.5037	0.6021

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2019

Print Date/Time : 06/19/2019 20:09

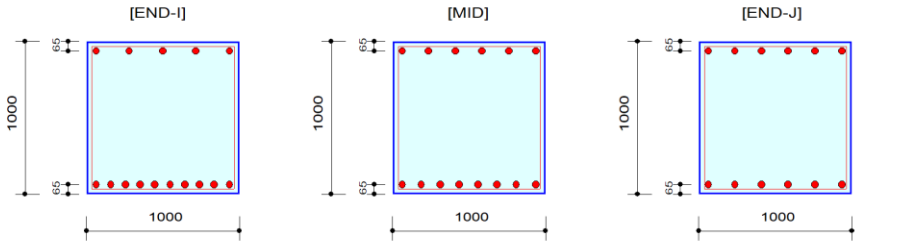
midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	**Company**	ITEC Engineering srl	**Project Title**	P075-18 CIV01
	Author	ITEC-99	**File Name**	C:\...\P075-18_CIV1_R00.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008
Unit System : N, mm
Material Data : fck = 30, fyk = 315, fyw = 315 MPa
Section Property : 100x100 (No : 2)
Beam Span : 5746.35 mm

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	40(Q)	40(Q)	40(Q)	40(Q)	40(Q)	40(Q)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	*****	*****	*****	*****	*****	*****
(+) Load Combination No.	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)	36(C)
Stress(s)	8.77	226.54	6.64	200.47	1.15	12.14
Allowable Stress(sa)	18.00	252.00	18.00	252.00	18.00	252.00
Stress Ratio(s/sa)	0.4872	0.8990	0.3691	0.7955	0.0636	0.0482

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	40(Q)	40(Q)	40(Q)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.0000	0.0000
Result	*****	*****	*****
(+) Load Combination No.	40(Q)	40(Q)	40(Q)
Stress(s)	2.55	1.93	0.77
Allowable Stress(sa)	13.50	13.50	13.50
Stress Ratio(s/sa)	0.1887	0.1427	0.0571
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

MIDAS	Company	ITEC Engineering srl	Project Title	P075-18 CIV01
	Author	ITEC-99	File Name	C:\...\P075-18_CIV1_R00.mgb

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	40(Q)	40(Q)	40(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	*****	*****	*****
(+) Load Combination No.	40(Q)	40(Q)	40(Q)
Crack Width(w)	0.03	0.02	0.01
Allowable Crack Width(wa)	0.30	0.30	0.30
Check Ratio(w/wa)	0.0844	0.0729	0.0347

6. Deflection Control

L/250 = 22.985398 > 0.6499 (LCB:36, POS:2553.9mm from END-I)..... O.K

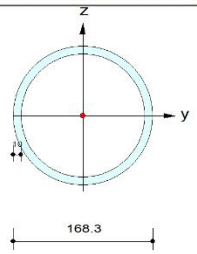
5.6.5 Verifiche armatura micropali

midas Gen **Steel Checking Result**

MIDAS	**Company**	ITEC Engineering srl	**Project Title**	P075-18 CIV01
	Author	ITEC-99	**File Name**	C:\...\P075-18_CIV1_R00.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : N, mm
Member No : 5213
Material : S275 (No:2)
(Fy = 275.000, Es = 210000)
Section Name : CHS-CF 168.3X10 (No:4)
(Rolled : CHS-CF 168.3X10).
Member Length : 968.058



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -40568 (LCB: 26, POS:I)
Bending Moments My = 7299558, Mz = -1287391
End Moments Myi = 7299558, Myj = -74270 (for Lb)
Myi = 7299558, Myj = -74270 (for Ly)
Mzi = -1287391, Mzj = 8742.20 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -1338.9 (LCB: 26, POS:J)
Fzz = 7617.14 (LCB: 26, POS:I)

Outer Dia.	168.300	Wall Thick	10.0000
Area	4973.00	Asz	2486.57
Qyb	6289.72	Qzb	6289.72
Iyy	15640000	Izz	15640000
Ybar	84.1500	Zbar	84.1500
Wely	185900	Welz	185900
ry	56.0800	rz	56.0800

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 968.058, Lz = 968.058, Lb = 968.058
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 25.0 < 200.0 (Memb:5364, LCB: 17)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 40568/1367575 = 0.030 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 7299558/51122500 = 0.143 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 1287391/51122500 = 0.025 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.198 < 1.000 .. O.K
Torsion Strength
T_Ed/T_Rd = 0/59017420 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.003 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.015 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 300.0 = 1.1667 > 0.2861 (Memb:5234, LCB: 6, Dir-X)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2019
Print Date/Time : 06/19/2019 19:53

5.7 PLATEA IN CORRISPONDENZA DEL FORNICE DI LEVANTE AL DI SOTTO DELL'EDIFICIO LEONARDO

Al di sotto dell'edificio Leonardo, durante i lavori per la realizzazione del nuovo ponte di via Manara, è stato ricavato un terzo fornice demolendo una parte dell'edificio citato.
All'interno del fornice citato, sono presenti delle travi che collegano le fondazioni dei pilastri presenti in alveo, le quote di progetto per tale fornice, sono state fissate affinché si recasse il minor disturbo possibile alle travi citate. Tuttavia, a seguito della pendenza che dovrà avere il fondo in questo tratto, le ultime due travi di collegamento dovranno essere tagliate nella parte centrale per un'altezza pari a circa 10-12 cm.
Questa operazione purtroppo, comprometterà il funzionamento strutturale degli elementi e pertanto prima di procedere alle operazioni di taglio, sarà necessario realizzare un collegamento efficiente tra i pilastri. A tal proposito è stata prevista la realizzazione di una platea dello spessore di 0.40 m all'interno dell'area interessata, che opportunamente collegata alle travi esistenti, prima del taglio, assicuri la portanza necessaria ed il collegamento in fondazione.
A tal proposito per verificare il funzionamento di tale platea è stato realizzato un modello FEM,, simulando il comportamento della struttura prima della realizzazione della platea (stato attuale) e con la realizzazione della platea (stato di progetto).
Il modello è stato realizzato schematizzando le travi di collegamento esistenti, i pilastri ed i plinti ove presenti; le dimensioni di questi ultimi sono state ricavate dai saggi condotti durante le lavorazioni relative all'apertura del fornice.
Le travi di collegamento, la trave rovescia ed i pilastri, sono stati schematizzati nel modello mediante elementi di tipo "beam", mentre per i plinti di fondazione e la platea di progetto, sono stati utilizzati elementi di tipo "plate".
Per quanto riguarda i carichi applicati al modello, sono stati considerati oltre al peso proprio degli elementi strutturali, anche i carichi gravanti sui pilastri, determinati considerando un carico per ogni piano pari a 1000 kg_f/m^2, e 500 kg_f/m^2 per la copertura.
I carichi da applicare a ciascun pilastro, sono stati determinati moltiplicando i carichi al metro quadrato citati per la superficie di influenza che compete a ciascun pilastro per il numero dei piani.
La presenza del terreno al di sotto dei plinti di fondazione e delle travi di collegamento, è stata tenuta in conto inserendo degli appoggi cedevoli materializzate da molle (schematizzazione del terreno alla Winkler) aventi un valore della costante pari a 3.5 kg_f/cm^3, sulla base delle caratteristiche del terreno presente all'interno della zona considerata.
La presenza delle molle verticali viene tenuta in conto nel modello, applicando ai vari elementi presenti un support, calcolato come di seguito indicato.

Di seguito si riporta il calcolo dei carichi verticali applicati ai pilastri.

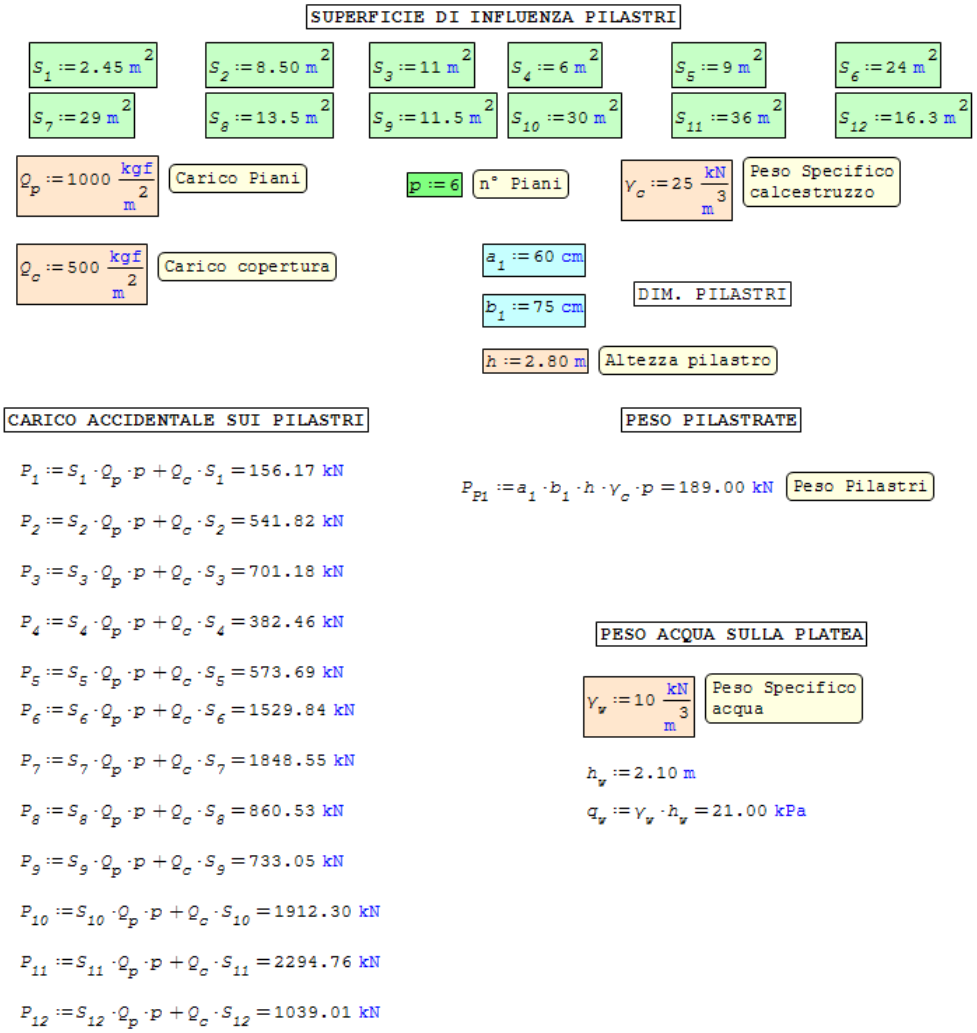


Figura 5.116 – Calcolo delle azioni verticali da applicare ai pilastri.

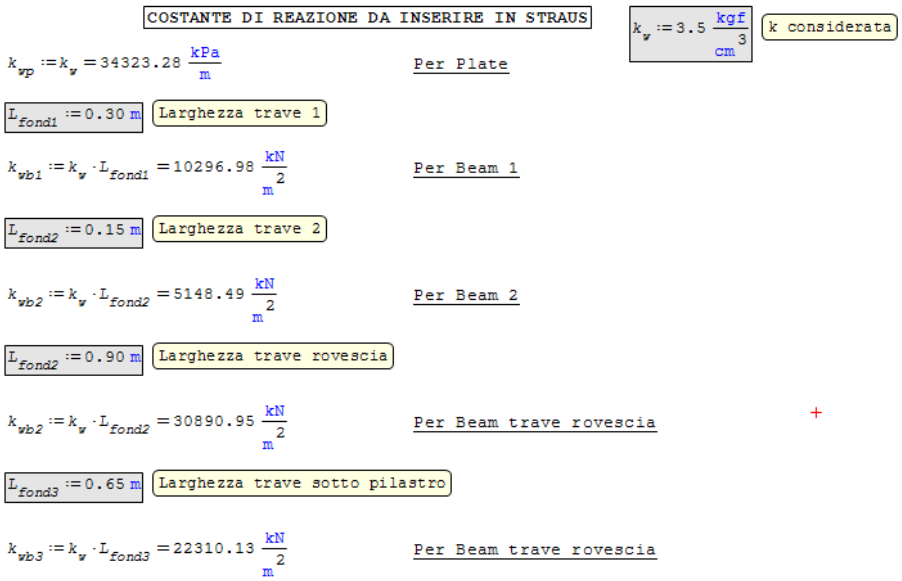


Figura 5.117 – Calcolo dei valori dei support da applicare ai vari elementi strutturali presenti nel modello.

Il modello considerato è il seguente.

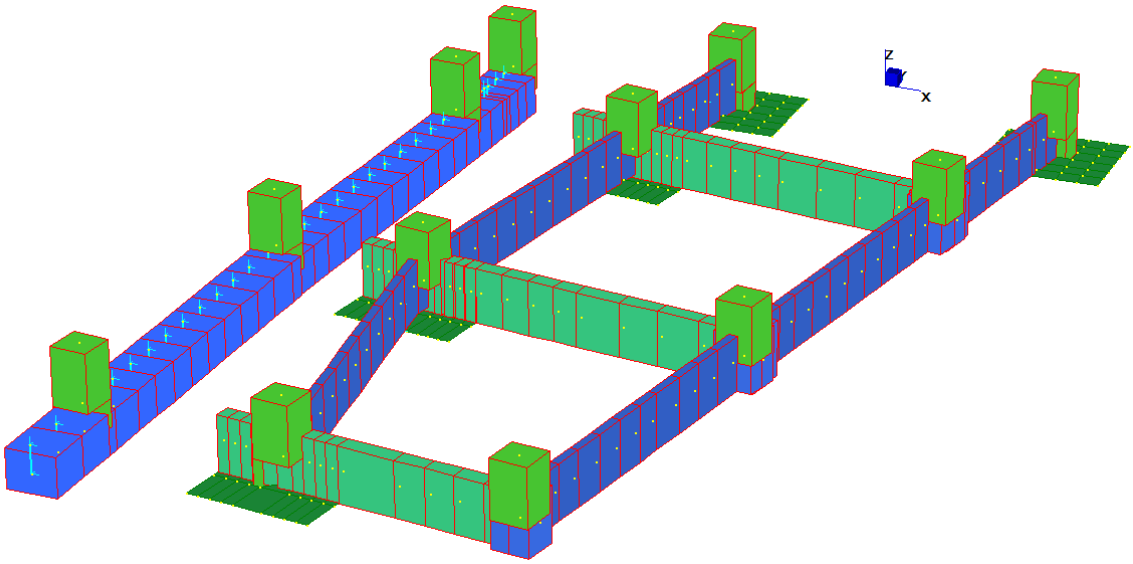


Figura 5.118 – Modello FEM considerato per le strutture di collegamento dei pilastri in alveo all'interno del nuovo fornice di levante.

A tale modello è stata inserita la platea di collegamento prevista in progetto.

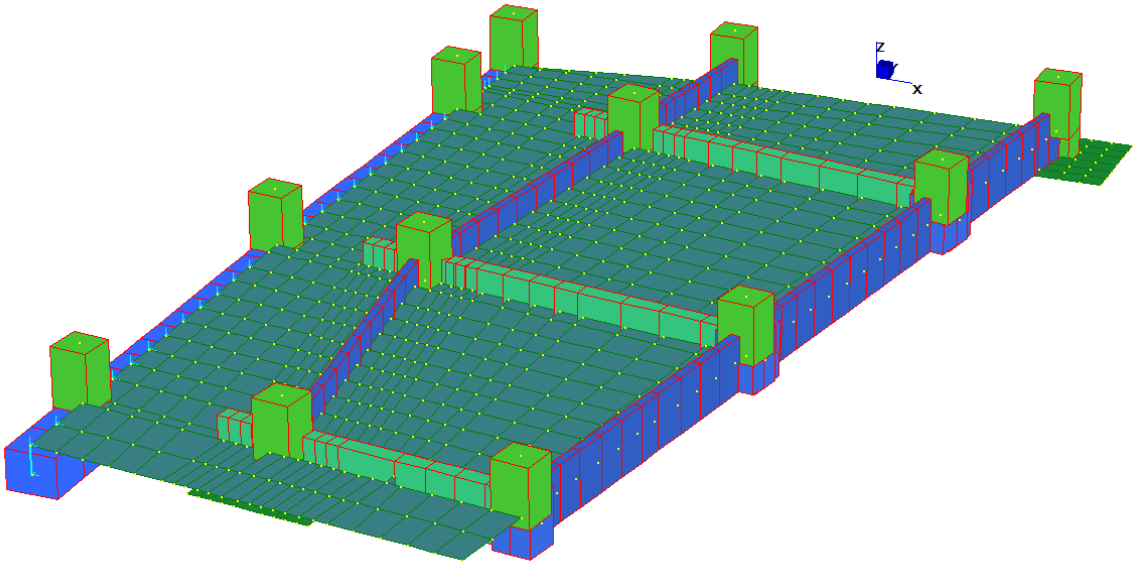


Figura 5.119 – Modello FEM considerato per le strutture di collegamento dei pilastri in alveo all'interno del nuovo fornice di levante, con la nuova platea di progetto.

Prima dei eseguire il taglio delle travi interferenti, sarà necessario realizzare la platea e renderla solidale alle travi esistenti, a tal proposito, è prevista la posa di barre passanti all'interno delle travi, tali barre saranno posate eseguendo dei fori sulle travi.
Per il dimensionamento del numero e del passo delle barre trasversali da predisporre lungo la trave, è stato utilizzato il metodo proposto da Model Code 2010, considerando come meccanismo per la trasmissione dello sforzo di taglio quello del funzionamento a spinotto da parte della barra.

La verifica è stata condotta sulla base del taglio agente sulle travi di collegamento, tale verifica sarà riportata di seguito.
Sulla base dei carichi applicati, sono state determinate le caratteristiche delle sollecitazioni agli SLU sulla platea derivanti dal calcolo, e con tali valori sono state determinate le armature della platea nelle due direzioni (X e Y).
Il momento Mxx allo SLU sulla platea è riportato di seguito.

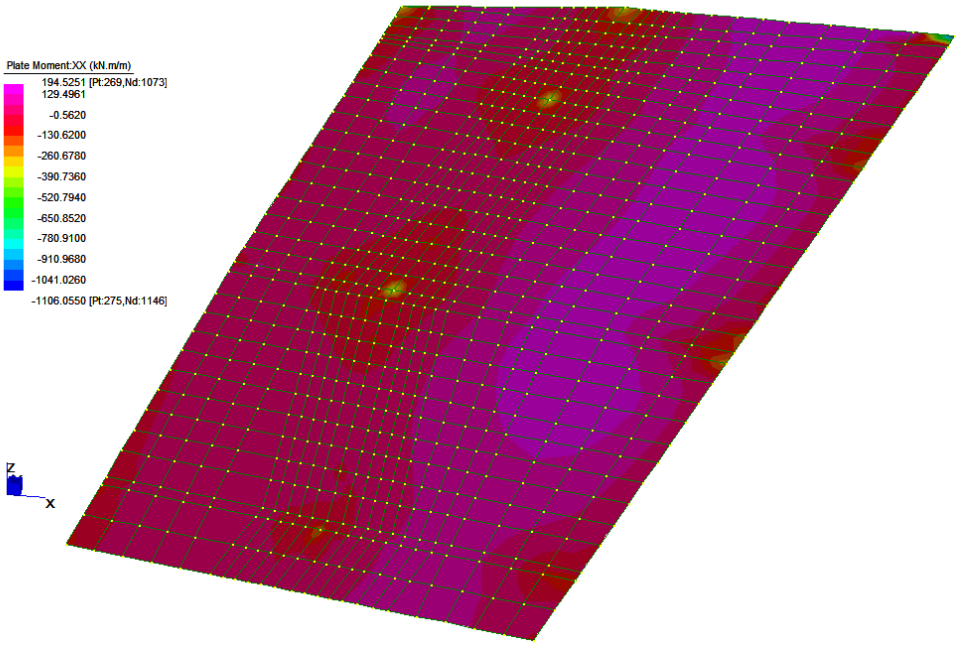
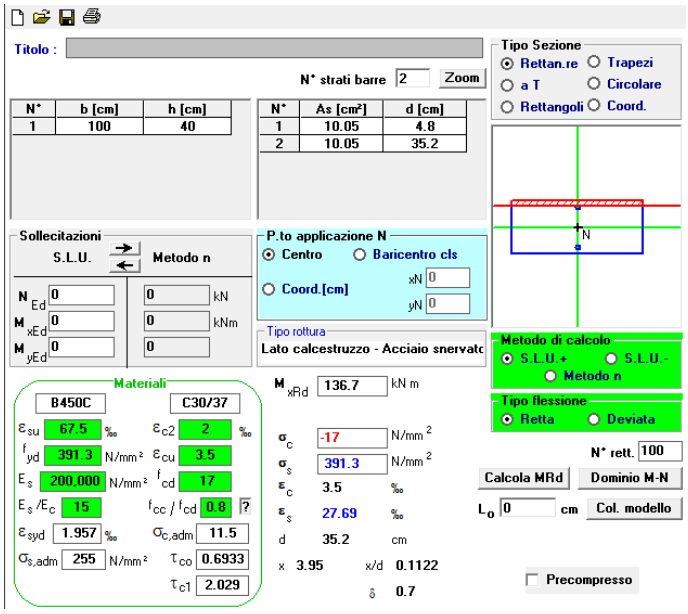


Figura 5.120 – Momento Mxx.

Per l'armatura della platea nella direzione X sono stati considerate barre aventi diametro ϕ 16 mm poste a passo 20 cm sia superiormente che inferiormente in posizione esterna.
Considerando un copriferro pari a 4 cm il momento resistente risulta pari a 136.7 kN m/m



Per tale valore del momento resistente, in alcune aree sarà necessario implementare le armature superiormente, nelle zone a momento negativo, comè possibile notare dalla mappatura riportata di seguito.

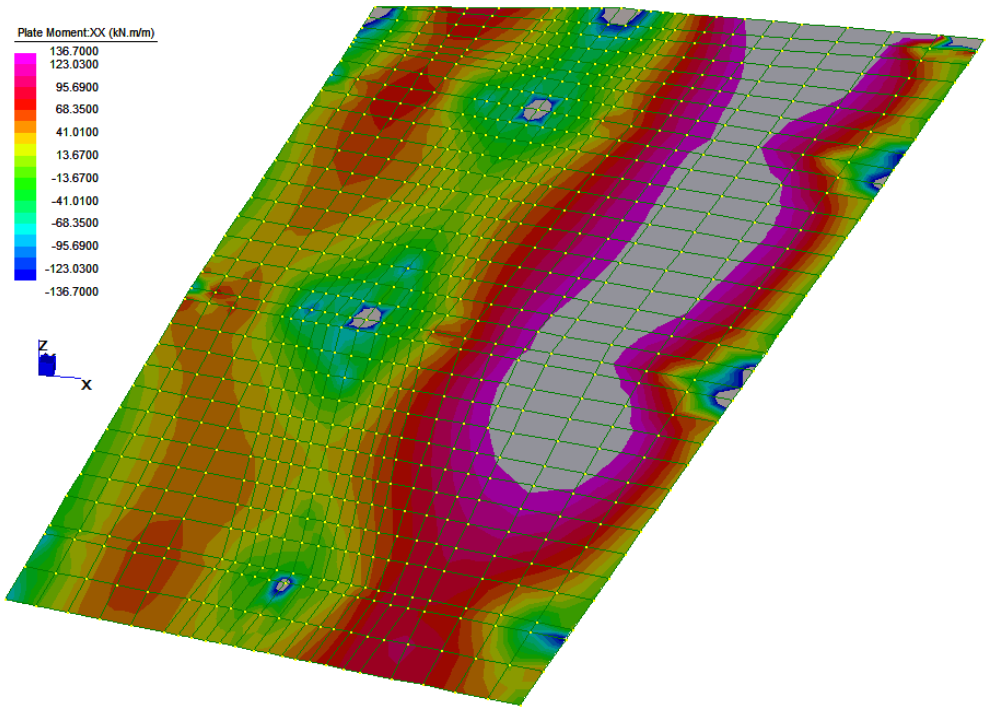
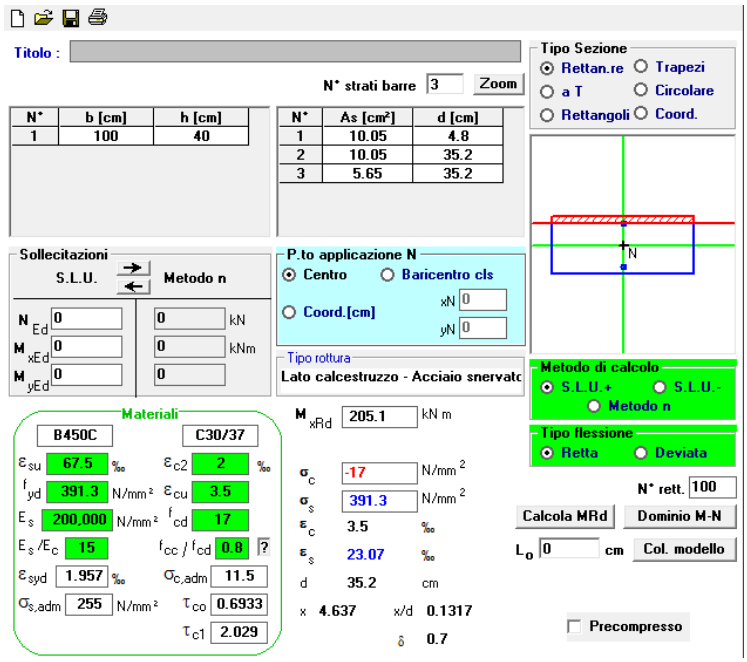


Figura 5.121 – Momento Mxx.

Pertanto nelle zone centrali sarà necessario predisporre superiormente ed inferiormente oltre alle barre ϕ 16 mm poste a passo 20 cm anche delle barre ϕ 12 mm poste a passo 20 alternate con le barre ϕ 16 mm. Con tale armatura aggiuntiva il momento resistente risulta pari a 205.1 kN m/m.



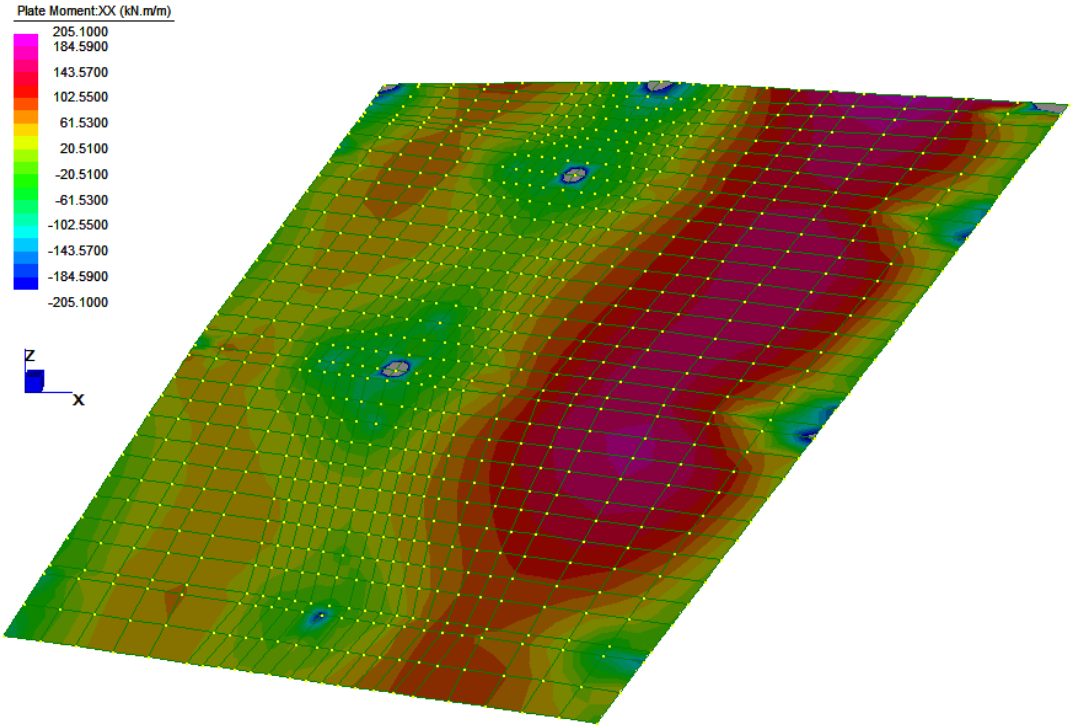


Figura 5.122 – Momento Mxx.

La verifica può considerarsi soddisfatta, sono presenti alcuni picchi in corrispondenza dei pilastri, infatti in tali punti dovrebbe essere presente il foro del pilastro che èer semplicità di modellazione non è stato eseguito, pertanto tali punti non sono significativi ai fini delle verifiche.
Il momento Myy allo SLU sulla platea è riportato di seguito.

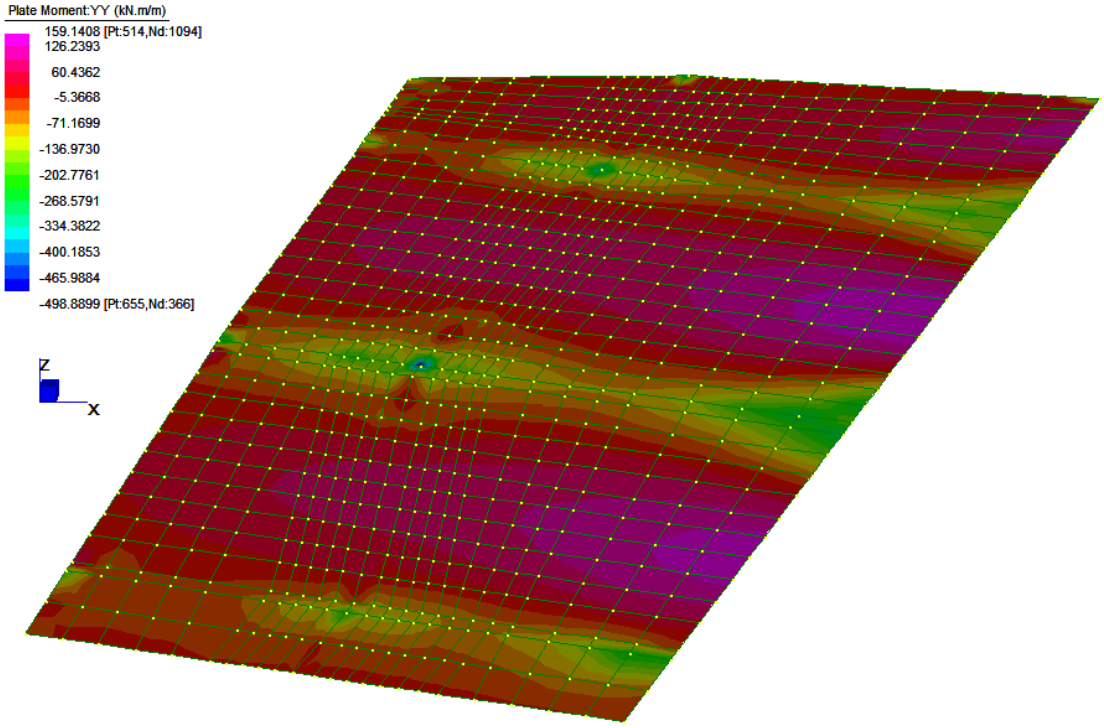
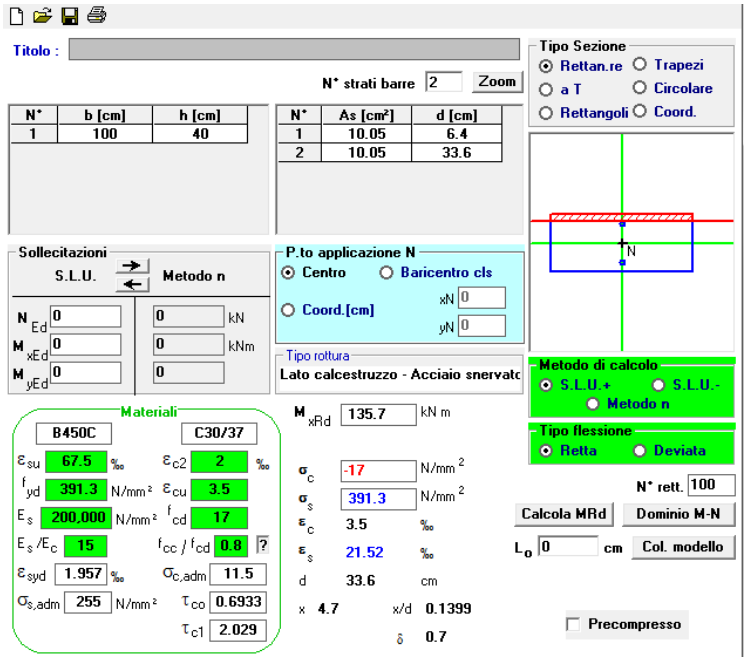
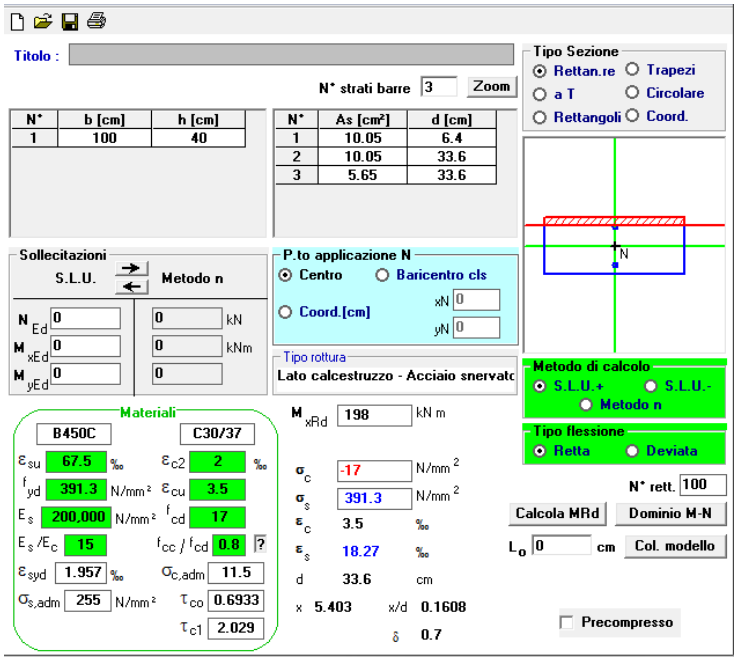


Figura 5.123 – Momento Myy.

Per l'armatura della platea nella direzione Y sono state considerate barre aventi diametro ϕ 16 mm poste a passo 20 cm sia superiormente che inferiormente in posizione interna a quelle in direzione X.
Considerando un copriferro pari a 4 cm e l'ingombro delle barre dell'altro ordine di armatura, il momento resistente risulta pari a 135.7 kN m/m



Per tale valore del momento resistente, in alcune aree sarà necessario implementare le armature superiormente
Pertanto nelle zone centrali sarà necessario predisporre superiormente ed inferiormente oltre alle barre ϕ 16 mm poste a passo 20 cm anche delle barre ϕ 12 mm poste a passo 20 alternate con le barre ϕ 16 mm. Con tale armatura aggiuntiva il momento resistente risulta pari a 198 kN m/m.



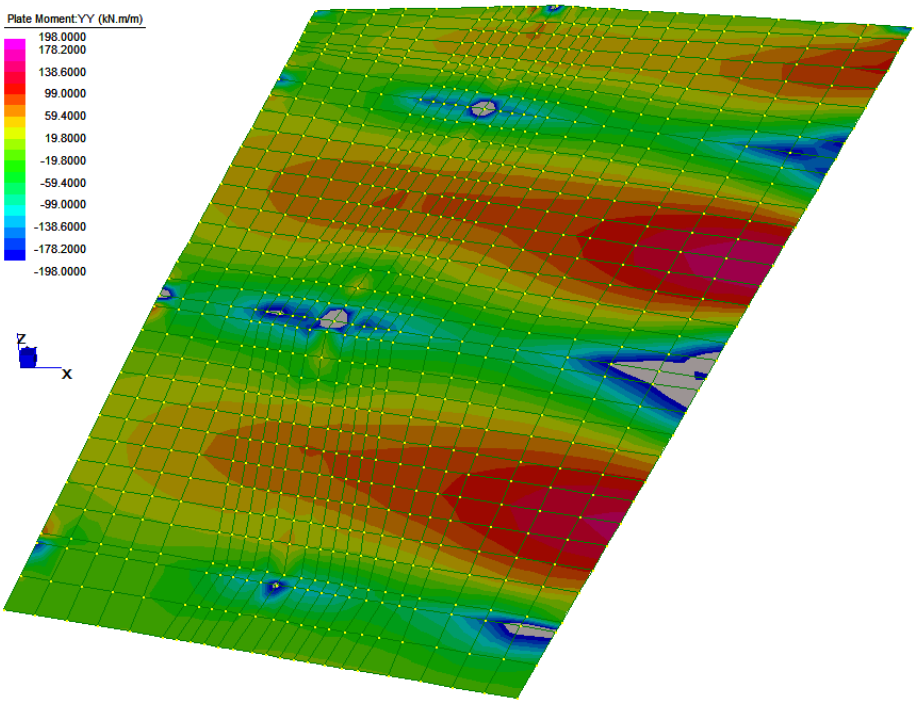
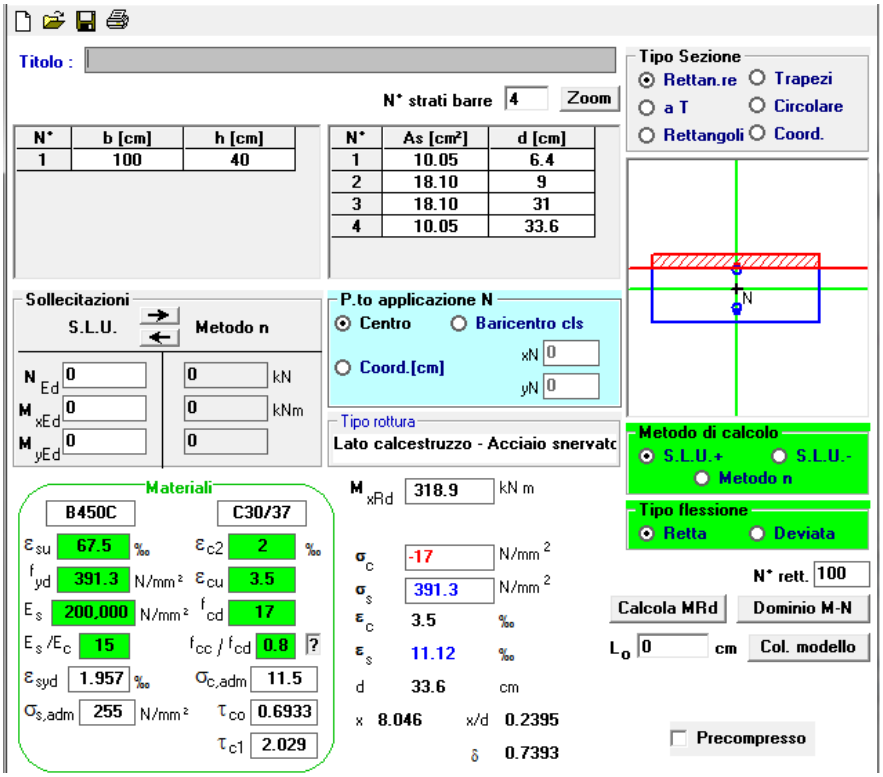


Figura 5.124 – Momento Myy.

La verifica per i campi di platea centrale può considerarsi soddisfatta, come si può notare intorno alle travi di collegamento in momento risulta più alto, c'è da considerare che in tali zone è presente un'armatura attorno alle travi costituita da barre aventi diametro ϕ 24 mm, come indicato sugli elaborati di progetto, considerando anche tali armature; in tali zone il momento resistente risulta pari a 318.9kN m/m



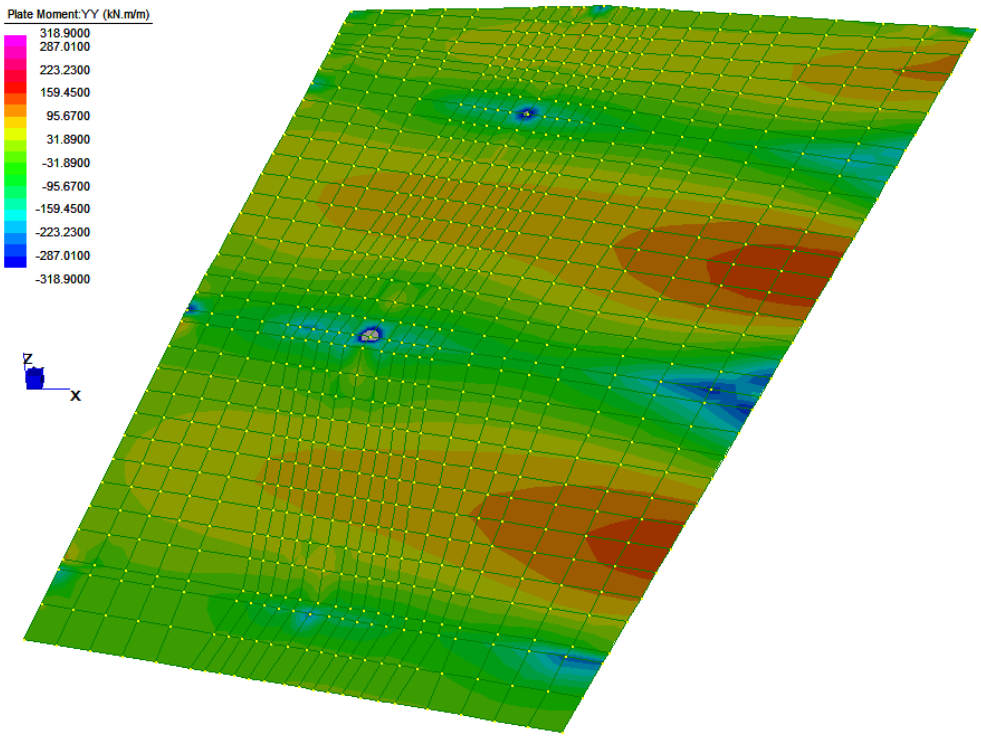


Figura 5.125 – Momento Myy.

La verifica può considerarsi soddisfatta, sono presenti alcuni picchi in corrispondenza dei pilastri, infatti in tali punti dovrebbe essere presente il foro del pilastro che per semplicità di modellazione non è stato eseguito, pertanto tali punti non sono significativi ai fini delle verifiche.
Si riportano i cedimenti della platea valutati per la combinazione SLE.

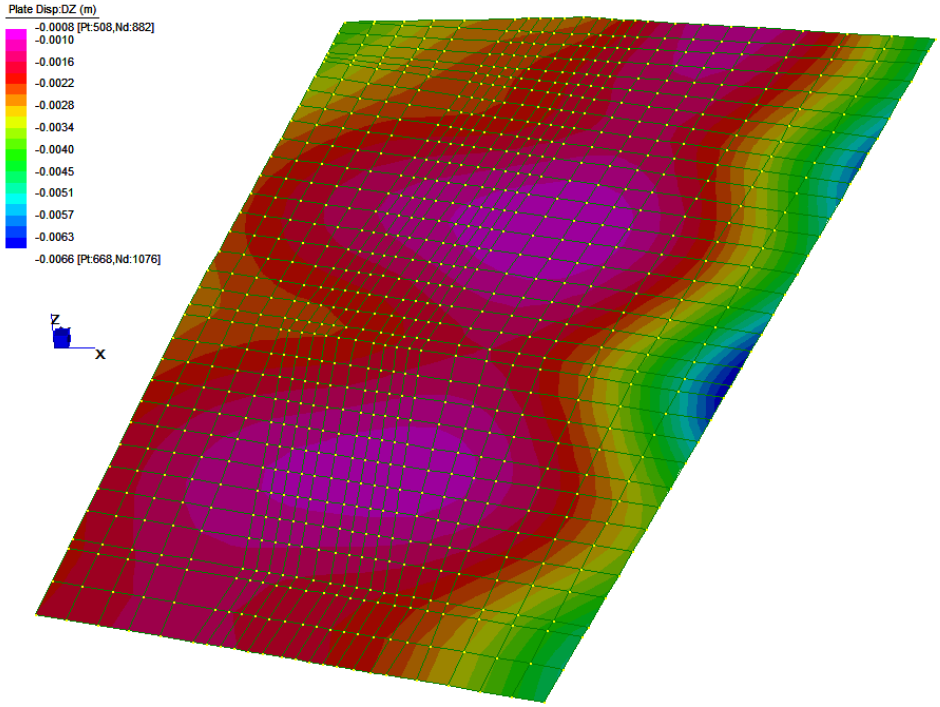


Figura 5.126 – Cedimenti verticali della platea agli SLE .

Si riporta un particolare delle armature previste in corrispondenza delle travi di collegamento esistenti.

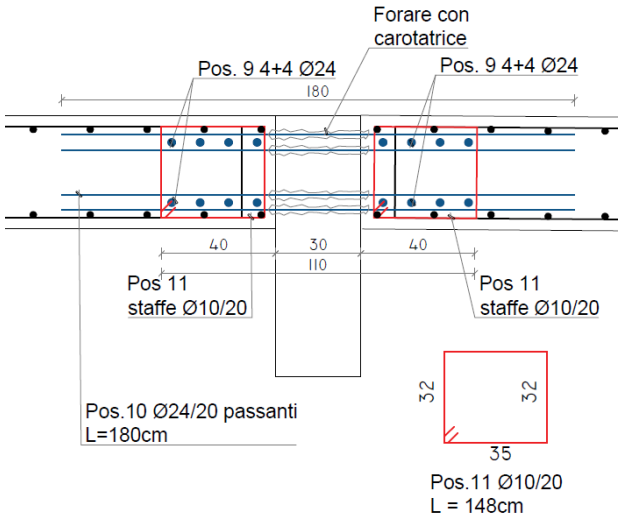


Figura 5.127 – Particolare armatura della platea in corrispondenza delle travi di collegamento esistenti

Per il calcolo del numero delle barre passanti al metro, che dovranno garantire il collegamento delle due porzioni di platea ai lati delle travi di collegamento, è stato utilizzato il metodo proposto da Model Code 2010. Per il dimensionamento delle barre è stato considerato il taglio agente sulle travi riferito ad un metro di lunghezza.

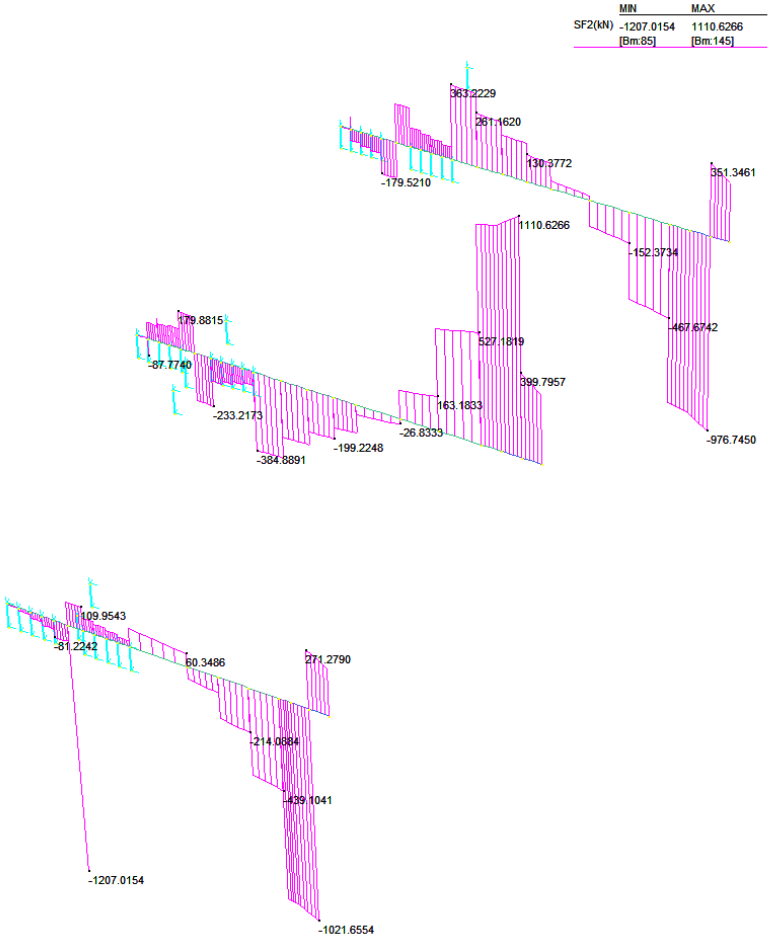


Figura 5.128 – diagramma del taglio agli SLU nelle travi di collegamento.

Com'è possibile vedere dall'immagine precedente il massimo taglio si avrà in corrispondenza dei pilastri. Dall'andamento del taglio è stato considerato che il taglio medio riferito su un metro in corrispondenza dei pilastri risulta pari a 750 kN, mentre, per le altre zone della trave il taglio medio al metro considerato risulta pari a 350 kN, valori compatibili con i risultati ottenuti dal calcolo.
Con tali valori sono stati determinati il numero di barre passanti al metro, in corrispondenza della zona vicino ai pilastri di sviluppo pari a 1.00 m e per resto dello sviluppo della trave.
Di seguito i riporta la verifica per entrambe le zone descritte.
La resistenza del calcestruzzo costituenti le travi esistenti, è stata assunta pari a 20 N/mm^2.

- Determinazione del numero di barre passanti nel tratto a ridosso dei pilastri

$f_{ck_N} := 20 \frac{N}{mm^2}$ $\alpha_{cc} := 0.85$ $\gamma_s := 1.15$ $\gamma_c := 1.5$ $\gamma_{M0} := 1.05$ $f_{yk} := 450 \frac{N}{mm^2}$

$f_{cd_N} := \frac{f_{ck_N} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 11.33 \frac{N}{mm^2}$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.30 \frac{N}{mm^2}$

$\Phi_s := 24.00\ mm$ Diametro Spinotti $L_{barra} := 180\ cm$ Lunghezza Spinotti

$A_b := \frac{\pi \cdot \Phi_s^2}{4} = 4.52\ cm^2$ $V_{Rd_spinotto} := 1.3 \cdot \Phi_s^2 \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd_N}} = 49.87\ kN$

$k_2 := 1.6$

$$V_{dd_MC2010} := \min\left(\begin{bmatrix} k_2 \cdot A_b \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd_N}} \\ \frac{A_b \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} \\ f_{cd_N} \cdot \Phi_s \cdot \frac{L_{barra}}{2} \end{bmatrix}\right) = 48.20\ kN$$ Portata del singolo spinotto Model Code 2010

$V_{Ed} := 750\ kN$ Sforzo di taglio da ripristinare su un metro

n° spinotti minimi

$n_{sp_min} := \frac{V_{Ed}}{V_{dd_MC2010}} = 15.56$

n° spinotti di progetto

$n_{sp_prog} := 16$

$V_{Ed_spinotto} := \frac{V_{Ed}}{n_{sp_prog}} = 46.88\ kN$

Verifica portata spinotti

$Verifica_{sp} = "OK"$

Dalla verifica condotta, sul tratto a ridosso dei pilastri, avente sviluppo pari a 1.00 m si dovranno prevedere almeno 16 barre aventi dimetro pari a ϕ 24 mm della lunghezza pari a 180 cm.

- Determinazione del numero di barre passanti nel tratto interno.

$f_{ck_N} := 20 \frac{N}{mm^2}$ $\alpha_{cc} := 0.85$ $\gamma_s := 1.15$ $\gamma_c := 1.5$ $\gamma_{M0} := 1.05$ $f_{yk} := 450 \frac{N}{mm^2}$

$f_{cd_N} := \frac{f_{ck_N} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 11.33 \frac{N}{mm^2}$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.30 \frac{N}{mm^2}$

$\Phi_s := 24.00\ mm$ Diametro Spinotti

$L_{barra} := 180\ cm$ Lunghezza Spinotti

$A_b := \frac{\pi \cdot \Phi_s^2}{4} = 4.52\ cm^2$ $V_{Rd_spinotto} := 1.3 \cdot \Phi_s^2 \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd_N}} = 49.87\ kN$

$k_2 := 1.6$

$$V_{dd_MC2010} := \min\left(\begin{bmatrix} k_2 \cdot A_b \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd_N}} \\ \frac{A_b \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} \\ f_{cd_N} \cdot \Phi_s \cdot \frac{L_{barra}}{2} \end{bmatrix}\right) = 48.20\ kN$$

Portata del singolo spinotto Model Code 2010

$V_{Ed} := 350\ kN$ Sforzo di taglio da ripristinare su un metro

n° spinotti minimi

$n_{sp_min} := \frac{V_{Ed}}{V_{dd_MC2010}} = 7.26$

n° spinotti di progetto

$n_{sp_prog} := 10$

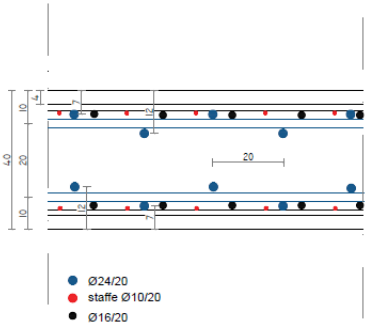
$V_{Ed_spinotto} := \frac{V_{Ed}}{n_{sp_prog}} = 35.00\ kN$

Verifica portata spinotti

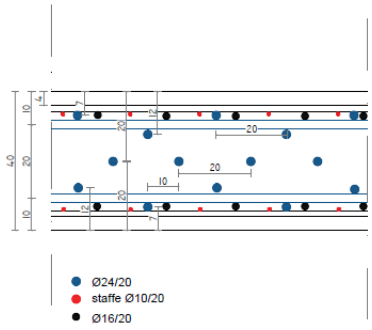
$Verifica_{sp} = "OK"$

Dalla verifica condotta, nel tratto interno compreso tra i tratti limitrofi ai pilastri, si dovranno prevedere almeno 10 barre al metro aventi diametro pari a ϕ 24 mm della lunghezza pari a 180 cm, ossia 2 barre disposte verticalmente a passo pari a 20 cm.

Dettaglio posizione armature in corrispondenza delle travi
Scala 1:10



Dettaglio posizione armature in corrispondenza delle travi e dei pilastri
Scala 1:10



La disposizione delle barre trasversali passanti, è riportata negli elaborati progettuali relativi.

6 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

6.1 MURI ARGINALI IN C.A. SU PALI

Il tipo di fondazione prevista per i muri arginali in C.A. sarà di tipo profondo su una doppia fila di micropali verticali.
I micropali avranno un diametro di perforazione pari a ϕ 240 mm, saranno provvisti di armatura tubolare avente diametro pari a 168.3 mm e spessore 10 mm.
Detti micropali saranno collegati al muro mediante una piastra di fondazione di dimensioni adeguate.
Nella fattispecie gli strati in cui risultano infissi i micropali sono pressoché costanti lungo lo sviluppo longitudinale dell'opera. La lunghezza dei micropali sarà variabile da 9,00 m 5.00 m, in funzione dell'opera considerata; tale lunghezza risulta sufficiente a consentire il trasferimento dei carichi all'interno del terreno in cui risultano infissi.

6.2 PLATEA DI FONDAZIONE FORNICE DI LEVANTE EDIFICIO LEONARDO

La platea di fondazione prevista sarà fondata sullo strato relativo alle alluvioni costituite da ghiaie sabbiose.
Lo strato d'interfaccia risulta pressoché costante in funzione della posizione planimetrica del manufatto. Tale opera risulta idonea a consentire il trasferimento dei carichi al terreno.

6.3 MICROPALI

I micropali previsti per la fondazione dei blocchi di contrasto dei puntoni provvisionali, avranno un diametro di perforazione pari a ϕ 240 mm, e saranno provvisti di armatura tubolare avente diametro pari a 168.3 mm e spessore 10 mm.
Detti micropali saranno collegati alla struttura di contrasto mediante dei blocchi in c.a. di dimensioni adeguate.
Nella fattispecie gli strati in cui risultano infissi i micropali sono pressoché costanti lungo lo sviluppo longitudinale dell'opera. La lunghezza dei micropali sarà pari a 12.00 m, i micropali sono disposti a cavalletto al fine di eliminare gli sforzi di taglio derivanti dfalle opere di contrasto, tale da far sì che i pali possano risultare sollecitati da soli sforzi assiali di trazione o di compressione; tale lunghezza risulta sufficiente a consentire il trasferimento dei carichi all'interno del terreno in cui risultano infissi.

7 RELAZIONE GEOTECNICA

7.1 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEI SITI

Per quanto concerne la caratterizzazione geologica del sito oggetto degli interventi di progetto, si è fatto riferimento alla relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Luciano Minetti nel mese di febbraio 2019.

7.1.1 Caratteri Geomorfologici

Il tratto di T. Chiaravagna interessato dall'intervento di sistemazione è ubicato in un ambito territoriale completamente urbanizzato ed i tratti morfologici naturali sono quindi completamente mascherati dall'antropizzazione.
Il bordo costiero all'intorno dello sfocio è costituito da riempimenti portuali e aeroportuali di rilevanti spessori.
L'assetto geomorfologico del comparto è illustrato nella figura seguente.

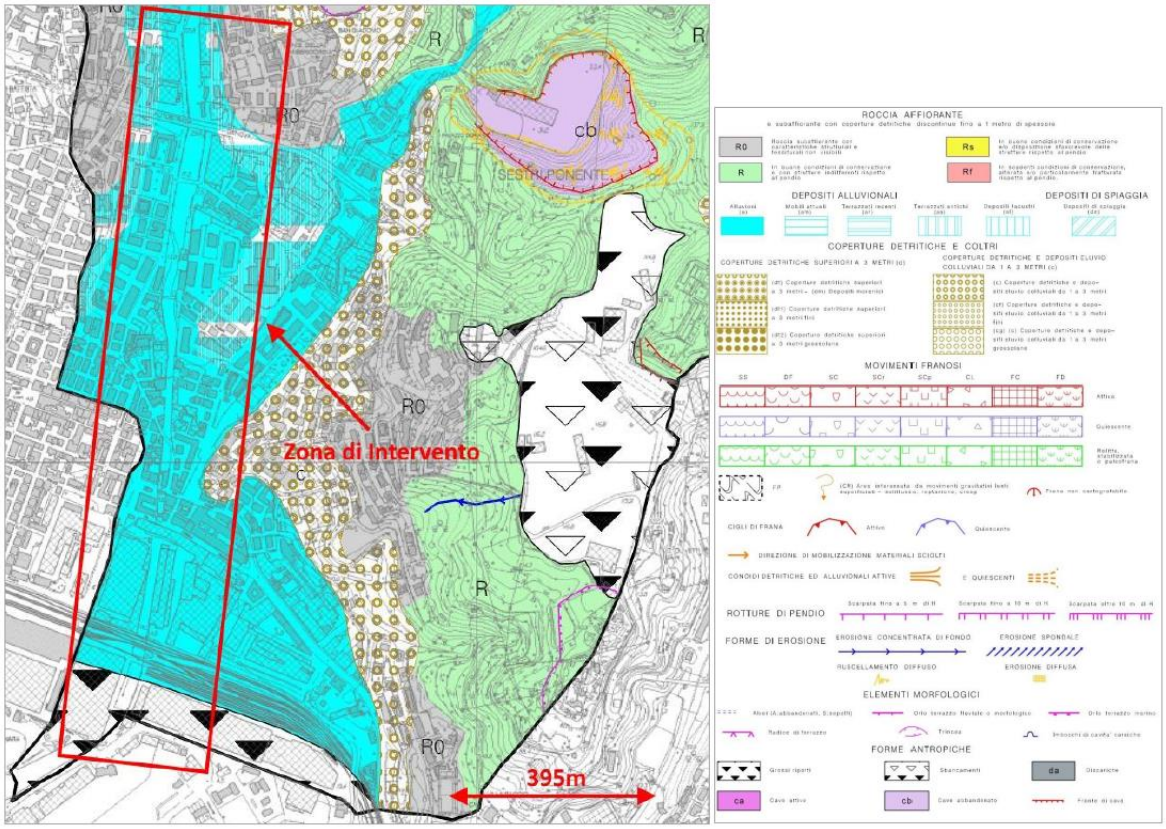


Figura 7.1 – Carta Geomorfologica.

7.1.2 Caratteri Geolitologici

La situazione geologica nel tratto esaminato è costituita da lineamenti molto semplici. Il corso del torrente, oltre ai depositi alluvionali attuali che ne costituiscono l'alveo, è bordato da depositi quaternari di origine continentale con disposizione asimmetrica rispetto l'asse torrentizio, essendo, infatti, molto più estesi sul lato di ponente rispetto al lato di levante.
Tali depositi sono tipicamente costituiti da alluvioni grossolane, ciottoli e ghiaia, con presenza di una percentuale variabile di matrice sabbioso-limosa; lenti, tasche ed

interdigitazioni di terreni fini che possono in ogni caso essere presenti nel corpo del sedimento grossolano.
Nella parte prossima allo sfocio i depositi grossolani si assottigliano con progressiva transizione a sedimenti costieri di granulometria più fine, sabbiosa e sabbioso-limosa.
Questi sedimenti sono sempre sottostanti a spessori, anche notevoli, di terreni di riporto, tipicamente eterogenei dal punto di vista della loro composizione e pertanto difficilmente riconducibili ad una descrizione di validità generalizzata.
Ampliando, per completezza d'informazione, il raggio di esame dell'assetto geologico alle aree limitrofe al basso corso del T. Chiaravagna, si rileva la presenza, nella parte più a monte del tratto di interesse, di lembi di argille plioceniche della Formazione di Ortovero, che, in sponda sinistra, ne bordano l'alveo per alcune centinaia di metri.
Procedendo in direzione della foce, sempre lungo la sponda sinistra, le alluvioni sono delimitate da metabasalti e da brecce, sempre basaltiche, appartenenti all'Unità di M.te Figogna e di età Cretacico-Giurassica.
La situazione appena descritta è rappresentata nella carta di sintesi geologica della Figura 1 allegata.

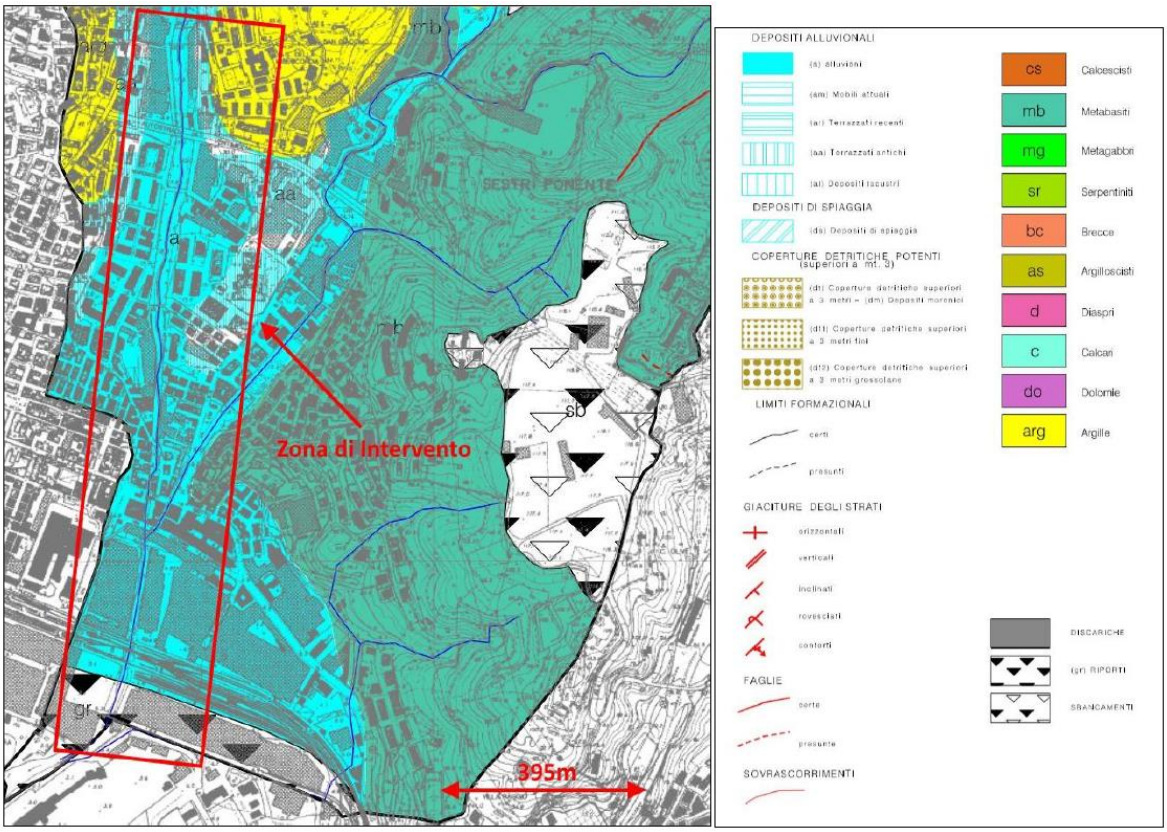


Figura 7.2 – Carta Geolitologica.

Si osserva che dal punto di vista progettuale le litologie sopra indicate non saranno per nessun aspetto interessate dalle nuove strutture.
Per quanto riguarda la natura del bedrock sottostante il corpo delle alluvioni nella zona del progetto non si dispone di informazioni stratigrafiche che consentono di ipotizzarne la natura, si osserva, comunque, che lo spessore delle alluvioni nel tratto specifico è dell'ordine di alcune decine di metri,

A puro titolo indicativo si rileva che in corrispondenza dell'edificio Italposte, a margine della Via Siffredi, ubicato a circa 200m dalla sponda sinistra del torrente, è stata evidenziata, in due sondaggi, la presenza delle argille plioceniche a profondità dell'ordine di 10-14m.

7.1.3 Andamento stratigrafico lungo il tracciato

Il Progetto relativo all'ultimo lotto delle opere di adeguamento idraulico del T. Chiaravagna prevede interventi di sottomurazione degli argini e abbassamento dell'alveo nel tratto compreso tra la vasca di sedimentazione di monte, realizzata grosso modo all'altezza del viadotto autostradale, e il fascio di binari della ferrovia Genova – XX Miglia a valle.

Per quanto riguarda gli aspetti geologico – stratigrafici e geotecnici non sono previste ulteriori indagini geognostiche in quanto sia l'alveo, le sponde del torrente e le aree adiacenti ad esso sono state oggetto, nel corso degli ultimi venti anni circa, di numerose campagne di indagine condotte ai fini della progettazione di interventi strutturali e idraulici distribuiti lungo il corso del torrente e, pertanto, sono disponibili molti dati, sia stratigrafici sia geotecnici, relativi ai primi 15 – 20 m di sottosuolo.

Queste informazioni, qualitative e quantitative, sono state esaminate ed accorpate in modo da ricostruire una sezione stratigrafica che copre in modo continuo il tratto compreso tra i limiti spaziali sopra indicati; identificata la sequenza stratigrafica tipica che presenta continuità e omogeneità di caratteri si è provveduto ad attribuire a ciascuno strato un "set" di valori medi delle proprietà fisiche, granulometriche e di resistenza.

Nel successivo paragrafo si elencano le fonti dalle quali si sono tratte le informazioni utilizzate per definire le caratteristiche dei geo – materiali, per questa ricostruzione si sono presi in considerazione i punti di indagine (sondaggi) più vicini all'asta del torrente: complessivamente si sono utilizzati i risultati di 12 sondaggi distribuiti lungo un tratto esteso per circa 1700m.

Per la ricostruzione della sezione stratigrafica continua del tratto in progetto che si sviluppa per una lunghezza di circa 1700m si sono utilizzati solo i sondaggi ubicati in alveo, sulle sponde ovvero quelli adiacenti alle stesse, in particolare da valle a monte.

La sezione ricavata non differenzia variazioni puntuali di tipologia dei terreni di modesto spessore e quindi è rappresentato il tipo di geo – materiale predominante in senso verticale e con continuità orizzontale.
Si nota inoltre che il bedrock, quale che sia la sua litologia, non è stato individuato in corrispondenza di tutte le verticali di sondaggio, ciò si verifica in particolare per i primi 600m circa della sezione, questa situazione è sostanzialmente normale in quanto lo spessore del depositi alluvionali o marini aumenta procedendo in direzione mare.
La stratigrafia ricostruita rispecchia una situazione largamente diffusa lungo la fascia litoranea e l'immediato retroterra.
Si distingue una sequenza di terreni articolata su tre tipologie di terreni, procedendo dall'alto al profondo si ha:

- **Terreni di riporto o colmata**
  Costituiti da depositi fortemente rimaneggiati ed eterogenei, spesso di materiali antropici in commistione con elementi di origine naturale quali possono essere prodotti provenienti a sterri successivamente sversati in periodi storici, in particolare nella seconda metà dell'Ottocento nella fase di pieno sviluppo delle attività industriali del Ponente Genovese che necessitavano di nuovi spazi. Questi depositi costituiscono sempre un elemento d'incertezza per quanto riguarda le loro proprietà fisiche e meccaniche: fattori quali il grado di addensamento o consistenza sono molto variabili anche nel caso di aree limitrofe; si tratta quindi di situazioni che devono essere valutate con cautela quando i riporti sono interessati da opere di fondazione. Un secondo elemento d'incertezza che caratterizza i riporti consiste nel loro spessore che, come la composizione, è spesso molto variabile arealmente: in media si riscontrano spessori compresi tra 2m e 5m. L'aspetto relativo alle loro proprietà è trattato successivamente.

- **Depositi di alluvioni e sedimenti marini**
  Il secondo strato rilevato al letto dei riporti costituisce l'antico livello naturale originale successivamente obliterato dagli accumuli storici. Questi depositi quaternari formavano la modesta, per estensione, piana alluvionale del Chiaravagna. Le alluvioni torrentizie si presentano con granulometria grossolana, litologia poligenica in quanto l'alimentazione proveniva sia dallo smantellamento di rocce femiche e metamorfiche ma anche da litologie carbonatiche. Alla base delle ghiaie, che comunque si presentano anche in commistione con frazioni granulometricamente più fini, quali sabbie e limi, si rinvengono i sedimenti marini costituiti da sabbie in genere fini o finissime, anche limose. Alternanze di alluvioni grossolane e sabbie, che talvolta si manifestano, testimoniano le oscillazioni del livello marino. Per quanto riguarda la potenza del corpo alluvionale grossolano si riscontra una discreta variabilità tra 1m e 5-6m, al pari delle sottostanti sabbie, si nota però che lo strato di sabbie si annulla in corrispondenza della risalita a minori profondità del substrato che abbiamo collocato intorno alla progressiva 600-650m della sezione; resta invece non definibile la potenza dei sedimenti sabbiosi nel primo tratto, per la ridotta profondità dalle perforazioni eseguite in questo settore.

- **Substrato roccioso**
  Come detto in precedenza il substrato non è stato individuato con continuità lungo il tratto studiato, in particolare nella prima metà, a causa della limitata profondità massima raggiunta dai sondaggi. Procedendo verso monte, la risalita del substrato verso minori profondità ha fatto sì che questi venisse intercettato nell'ambito delle lunghezze di perforazione raggiunte. La litologia è costituita da argille e argille marnose plioceniche appartenenti alla Formazione delle Argille di Ortovero, non si tratta in realtà di una formazione rocciosa propriamente detta bensì di una argilla da molto consistente a dura in quanto sovra consolidata, al limite di una roccia tenera, nei depositi pliocenici possono ritrovarsi blocchi lapidei di basalti che costituiscono il basamento in corrispondenza del percorso del Rio Ruscarolo, verso mare, i basalti si approfondiscono rapidamente, questa situazione fa ritenere logico attribuire alle argille plioceniche anche la natura dei geo –materiali al letto (non identificato) delle alluvioni e dei sedimenti a valle della ELSAG.

La sezione stratigrafica elaborata sulla base delle informazioni raccolte è riportata di seguito:

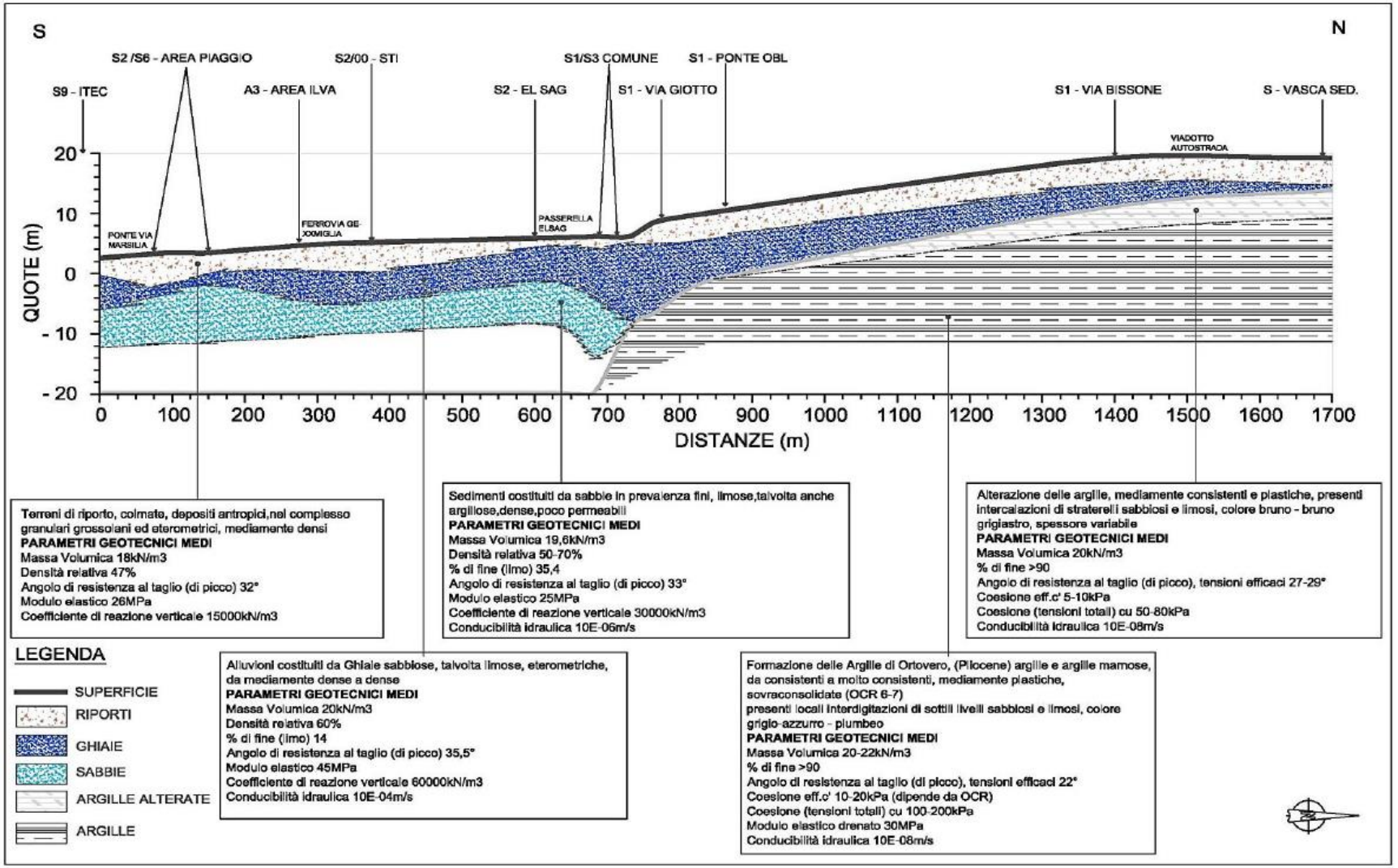


Figura 7.3 – Sezione Stratigrafica.

7.1.4 Caratteristiche fisico – meccaniche dei terreni

Le informazioni e gli elementi necessari per la classificazione e il calcolo dei parametri geotecnici delle differenti unità che formano il sottosuolo per tutta l'estensione del tratto del corso del Chiaravagna interessato dalla progettazione degli interventi sono stati ricavati dai risultati delle prove eseguite nei fori di sondaggio e delle prove di laboratorio condotte sui campioni prelevati dalle carote recuperate durante le operazioni di perforazione.

Le fonti di tali dati sono costituite dalle prove SPT in foro, dalle indagini con metodi geofisici e dai risultati delle prove geotecniche.
La natura prevalentemente granulare dei geo – materiali attraversati dalle perforazioni rende ragionevolmente attendibili le stime dei parametri di resistenza dai valori di Nspt, disponibili in numero consistente.
Le prove di laboratorio permettono, la definizione delle proprietà fisiche, granulometriche, di plasticità di terreni di qualsiasi tipo e di resistenza nel caso dei terreni fini.
La caratterizzazione geotecnica dei vari strati per ogni zona considerata, è riportata di seguito, fornendo le grandezze geotecniche medi per i vari strati:

7.1.4.1 Materiali di riporto e colmata

Depositi costituiti da materiali rimaneggiati provenienti da scavi, materiali di origine antropica, a volte in commistione con terreni alluvionali, granulometria etero metrica con possibilità di presenza di trovanti di roccia dura, tasche di terreni fini anche plastici.
La loro importanza risiede nel fatto che buona parte degli scavi e delle opere di sostegno li vedrà coinvolti: si possono comunque fornire i dati seguenti:

- **Spessore dello strato 2.0 – 5.0 m**
    - Peso di volume naturale: 18.00 kN/m^3;
    - Angolo di res. al taglio (Di Picco): 32°;
    - Angolo di res. al taglio (Operativo): 28°;
    - Coesione efficace: 0.00 kPa;
    - Densità relativa: 47%;
    - Modulo elastico: 26 Mpa;
    - Coefficiente di reazione verticale: 15000 – 10000 kN/m^3.

7.1.4.2 Alluvioni quaternarie recenti

Costituiscono lo strato al letto dei riporti, affiorano in alveo (sedimenti mobili), ghiaie e ghiaie sabbiose talvolta limose, eterometriche, poligeniche, da mediamente dense a dense.

- **Spessore dello strato 2.0 – 8.0 m**
    - Peso di volume naturale: 20.00 kN/m^3;
    - Angolo di res. al taglio (Di Picco): 35.5°;
    - Angolo di resist. al taglio (Operativo): 32°;
    - Coesione efficace: 0.00 kPa;

- Densità relativa: 60%;
- Modulo elastico: 45 Mpa;
- Coefficiente di reazione verticale: 60000 kN/m^3.

7.1.4.3 Sedimenti marini

Si ritrovano con continuità nel primo tratto di sezione alla base delle alluvioni grossolane, sono costituiti da sabbie fini o finissime, limose, talvolta argillose, mediamente dense o dense, poco permeabili, non si riscontrano a monte della ELSAG.

- **Spessore dello strato N.D.**

  - Peso di volume naturale: 19.60 kN/m^3;
  - Angolo di res. al taglio (Di Picco): 33°;
  - Angolo di res. al taglio (Operativo): 30°;
  - Coesione efficace: 0.00 kPa;
  - Densità relativa: 50 – 70 %;
  - Modulo elastico: 25 Mpa;
  - Coefficiente di reazione verticale: 30000 kN/m^3.

7.1.4.4 Formazione delle argille di Ortovero (Zona di alterazione)

Costituisce la frangia superiore della Formazione, trattasi di argille brune, alterate per ossidazione, omogenee, mediamente consistenti e plastiche, con intercalazioni di sottili strati sabbiosi e limosi; appaiono entro le profondità indagate a monte dell'area ELSAG, spessore a crescere in direzione monte.

- **Spessore dello strato 0 – 4.0 m**

  - Peso di volume naturale: 20.00 kN/m^3;
  - Angolo di res. al taglio (Di Picco): 27 – 29°;
  - Coesione efficace: 5 - 10 kPa;
  - Coesione non drenata: 60 - 80 kPa;

7.1.4.5 Formazione delle argille di Ortovero (Argille non alterate)

Argille e argille marnose, da consistenti a molto consistenti, sovra consolidate, mediamente plastiche presenti intercalazioni di sottili strati sabbiosi e limosi; colore grigio azzurro – plumbeo.

- **Spessore dello strato N.D.**

  - Peso di volume naturale: 20.00 – 22.00 kN/m^3;
  - Angolo di res. al taglio (Di Picco) OC: 22°;
    Angolo di res. al taglio (Di Picco) NC: 28°;
  - Coesione efficace: 10-20 kPa (dipende da OCR);

- Coesione non drenata: 100–200 kPa (dipende da OCR);
- Grado di sovraconsolidazione OCR: 6 - 7;
- Modulo elastico drenato: 30 MPa;

Ai fini della verifica geotecnica dei tiranti, è stato utilizzato il metodo di Bustamante e Doix, assumendo peri vari strati di terreni presenti, i vari parametri caratteristici, in termini di coefficiente α e fs; i valori per ogni strato considerato risultano i seguenti:

- Strato n° 1 : $\alpha = 1.25$ $f_s = 0.7650$ kg/cm^2;
- Strato n° 2 : $\alpha = 1.25$ $f_s = 0.8160$ kg/cm^2;
- Strato n° 3 : $\alpha = 1.20$ $f_s = 0.8160$ kg/cm^2;
- Strato n° 4 : $\alpha = 1.15$ $f_s = 0.750$ kg/cm^2;
- Strato n° 5 : $\alpha = 1.15$ $f_s = 0.750$ kg/cm^2.

Ovviamente, i valori assunti per ogni strato, sono stati ricavati dai grafici relativi al tipo di terreno costituente le strato considerato.

7.1.5 Stratigrafie

Le stratigrafie di riferimento relative alle opere previste in progetto, sono state assunte considerando quanto riportato nell'elaborato a carattere geologico e tenendo conto sia dell'ubicazione che delle quote di imposta delle opere stesse.

7.2 PARATIE DI MICROPALI

Tali opere di sostegno si rendono necessarie su entrambe le sponde del torrente in corrispondenza di quasi tutto lo sviluppo longitudinale dell'intervento; per le sezioni stratigrafiche assunte ai fini del dimensionamento delle opere di sostegno considerate, si è fatto riferimento all'ubicazione dell'opera di sostegno nel profilo stratigrafico elaborato.
Tuttavia gli spessori dei vari strati per ciascun opera di sostegno verificata saranno indicati nella descrizione dei modelli eseguiti.

7.3 MURI IN C.A.

Tali opere di sostegno si rendono necessarie dove indicato nei paragrafi inziali del presente documento; per le sezioni stratigrafiche assunte ai fini del dimensionamento delle opere considerate, si è fatto riferimento all'ubicazione della stessa nel profilo stratigrafico elaborato.
Tuttavia gli spessori dei vari strati per ciascun opera di sostegno verificata saranno indicati nella descrizione dei modelli eseguiti.

7.4 MODELLI GEOTECNICI

7.4.1 Paratia di micropali

Il calcolo della spinta dei terreni dell'opera di sostegno è stata valutata secondo quanto segue:

- spinta attiva di monte;
- sovraccarico dovuto al carico stradale, nelle sezioni dove presente;
- sovraccarico dovuto al terreno di riempimento;
- sovraccarico dovuto alla presenza delle fondazioni dei fabbricati in adiacenza alle opere di sostegno considerate.

Con riferimento al calcolo della spinta, l'angolo di attrito terreno paratia δ' è stato assunto pari a 2/3 dell'angolo di attrito interno del terreno φ'.

La verifica nei confronti dello sfilamento dei micropali inclinati e dei tiranti realizzati mediante l'utilizzo di barre dywidag è stata condotta utilizzando il metodo di Bustamante e Doix, considerando la sola aliquota laterale.

La stabilità locale del complesso opera – terreno è stata infine verificata impiegando un metodo pseudo-statico ed utilizzando come teoria per la ricerca delle possibili superfici di

scorrimento quelle di Fellenius seguendo la Combinazione 1 dell'Approccio 1 par. 6.5.3.1.2 delle NTC18.

7.5 VERIFICHE SVOLTE IN AMBITO GEOTECNICO

Il calcolo della sicurezza in ambito geotecnico è stata verificata seguendo le indicazioni contenute nel D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018 ai par. 6.5.3.1.2 (progettazione per azioni statiche) e 7.11.6.3 (progettazione per azioni sismiche).

In ambito di Stato Limite Ultimo sono stati svolti i seguenti controlli di normativa:

- verifica della capacità portante dei micropali di fondazione, delle platee di fondazione, delle paratie di micropali e dei muri di sostegno su micropali.
- verifica a sfilamento dei tiranti
- verifica di stabilità globale

In ambito di Stato Limite di Esercizio è stata controllata:

- la compatibilità degli spostamenti orizzontali delle opere di sostegno con la sicurezza delle opere stesse.

Alla luce della campagna di indagini svolta, i valori caratteristici di resistenza utilizzati nel calcolo sono stati determinati assumendo un numero di verticali indagate pari a 1, a favore di sicurezza. Ne derivano i seguenti fattori di correlazione:

- *Pali*:
  - ζ_3 =1.70 (applicato ai valori medi)
  - ζ_4 =1.70 (applicato ai valori minimi)
- *Tiranti*:
  - ζ_3 =1.80 (applicato ai valori medi)
  - ζ_4 =1.80 (applicato ai valori minimi)

7.6 APPROCCIO DI VERIFICA ADOTTATO IN AMBITO GEOTECNICO

Paratia di micropali

La sicurezza in ambito geotecnico è stata verificata adottando quello che il DM Infrastrutture 17 gennaio 2018 definisce Approccio 1al par. 6.5.3.1.2, ovvero seguendo la seguente impostazione semiprobabilistica:

- verifiche di collasso per carico limite e sfilamento:
  - A1 – M1 – R1
  - A2 – M2 – R1
- verifica di stabilità del complesso opera di sostegno – terreno:
  - A2 – M2 – R2.

Le azioni di progetto vengono quindi combinate impiegando i coefficienti di tipo "A1" - "A2" previsti dalla Tab. 2.6.I del DM e qui di seguito riportati:

Azioni	Simbolo	Coeff. A1 (sfav)	Coeff. A2 (sfav.)
Carichi permanenti	γ_{G1}	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	1.50	1.30
Carichi variabili	γ_{Q}	1.50	1.30

I valori caratteristici delle proprietà sono invece convenientemente ridotti secondo i coefficienti di tipo "M1" – "M2" indicati in Tab. 6.2.II e riassunti nel prospetto seguente:

Parametri	Simbolo	Coeff. M1	Coeff. M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Alle resistenze geotecniche sono stati infine applicati i coefficienti di sicurezza "R1" – "R2" – "R3" indicati nelle Tab. 6.4.II e qui riassunti

Resistenza	Simbolo	Coeff. R1	Coeff. R2	Coeff.R3
Stabilità globale	γ_{R}	---	1.10	---
Resistenza alla punta	γ_{R}	1.00	1.70	---
Resistenza laterale compressione	γ_{R}	1.00	1.45	---
Resistenza laterale trazione	γ_{R}	1.00	1.60	---

Muri di sostegno

La sicurezza in ambito geotecnico è stata verificata adottando quello che il DM Infrastrutture 17 gennaio 2018 definisce Approccio 2 al par. 6.5.3.1.2, ovvero seguendo la seguente impostazione semiprobabilistica:

- verifiche di collasso per carico limite e sfilamento:
  - A1 – M1 – R3
- verifica di stabilità del complesso opera di sostegno – terreno:
  - A2 – M2 – R2.

Le azioni di progetto vengono quindi combinate impiegando i coefficienti di tipo "A1" - "A2" previsti dalla Tab. 2.6.I del DM e qui di seguito riportati:

Azioni	Simbolo	Coeff. A1 (sfav)	Coeff. A2 (sfav.)
Carichi permanenti	γ_{G1}	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	1.50	1.30
Carichi variabili	γ_{Q}	1.50	1.30

I valori caratteristici delle proprietà sono invece convenientemente ridotti secondo i coefficienti di tipo "M1" – "M2" indicati in Tab. 6.2.II e riassunti nel prospetto seguente:

Parametri	Simbolo	Coeff. M1	Coeff. M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Alle resistenze geotecniche sono stati infine applicati i coefficienti di sicurezza "R1" – "R2" – "R3" indicati nelle Tab. 6.4.II e qui riassunti

Resistenza	Simbolo	Coeff. R1	Coeff. R2	Coeff.R3
Stabilità globale	γ_{R}	---	1.10	---
Capacità portante fondazione	γ_{R}	---	---	1.40
Scorrimento	γ_{R}	---	---	1.10
Resistenza del terreno a valle	γ_{R}	---	---	1.40

Le verifiche geotecniche hanno dato esito positivo, fornendo valori dei coefficienti di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

Muri di sostegno

La sicurezza in ambito geotecnico è stata verificata adottando quello che il DM Infrastrutture 17 gennaio 2018 definisce Approccio 2 al par. 6.5.3.1.2, ovvero seguendo la seguente impostazione semiprobabilistica:

- verifiche di collasso per carico limite e sfilamento:
  - A1 – M1 – R3
- verifica di stabilità del complesso opera di sostegno – terreno:
  - A2 – M2 – R2.

Le azioni di progetto vengono quindi combinate impiegando i coefficienti di tipo "A1" - "A2" previsti dalla Tab. 2.6.I del DM e qui di seguito riportati:

Azioni	Simbolo	Coeff. A1 (sfav)	Coeff. A2 (sfav.)
Carichi permanenti	γ_{G1}	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	1.50	1.30

Carichi variabili	γ_Q	1.50	1.30

I valori caratteristici delle proprietà sono invece convenientemente ridotti secondo i coefficienti di tipo "M1" – "M2" indicati in Tab. 6.2.II e riassunti nel prospetto seguente:

Parametri	Simbolo	Coeff. M1	Coeff. M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

Alle resistenze geotecniche sono stati infine applicati i coefficienti di sicurezza "R1" – "R2" – "R3" indicati nelle Tab. 6.4.II e qui riassunti

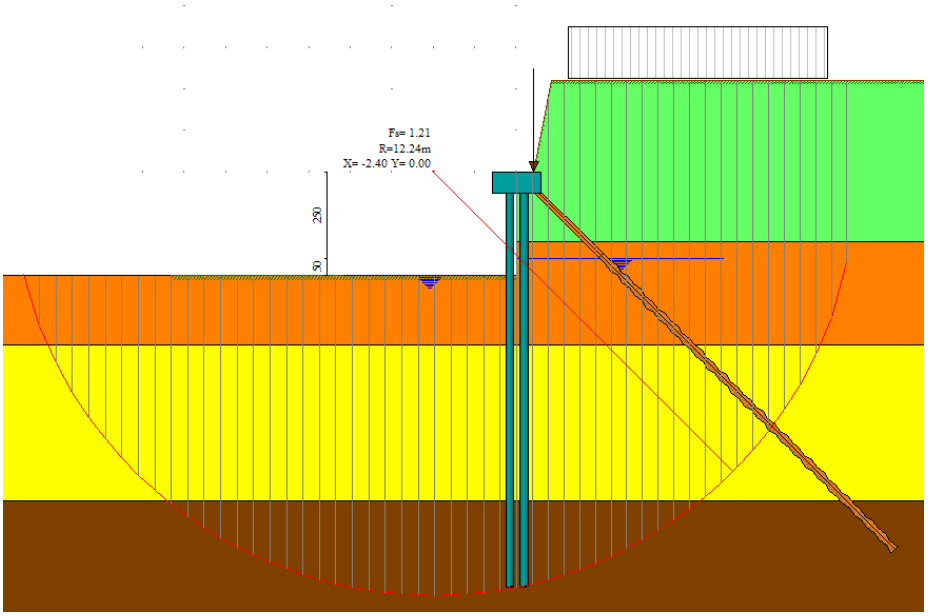
Resistenza	Simbolo	Coeff. R1	Coeff. R2	Coeff.R3
Stabilità globale	γ_R	---	1.10	---
Capacità portante fondazione	γ_R	---	---	1.40
Scorrimento	γ_R	---	---	1.10
Resistenza del terreno a valle	γ_R	---	---	1.40

7.7 SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI IN AMBITO GEOTECNICO

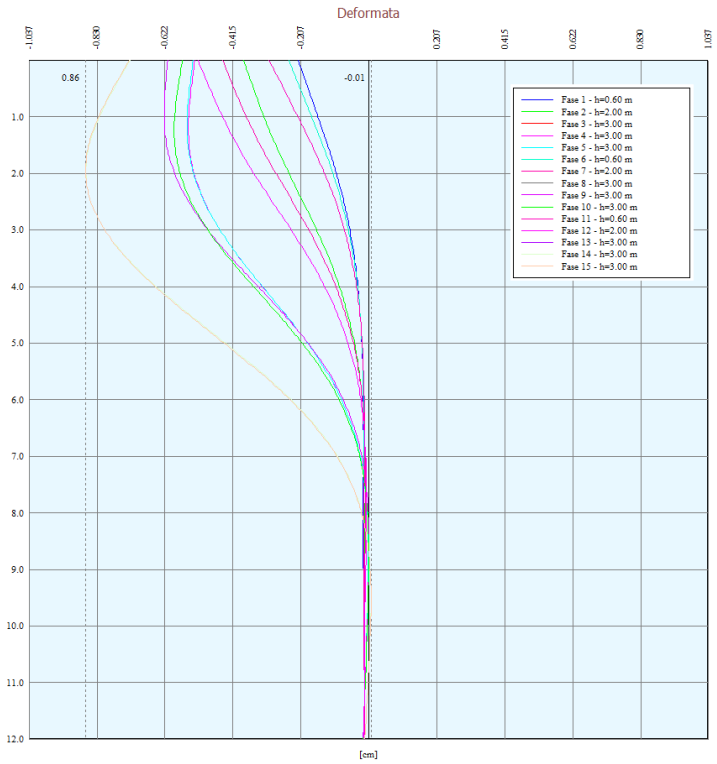
Di seguito vengono riportate le verifiche svolte in ambito geotecnico per le opere di sostegno (Muri e Paratie) previste lungo tutto l'intero intervento, ubicate rispettivamente in sponda destra e sinistra del torrente Chiaravagna.

7.7.1 Opere provvisionali in sponda destra.

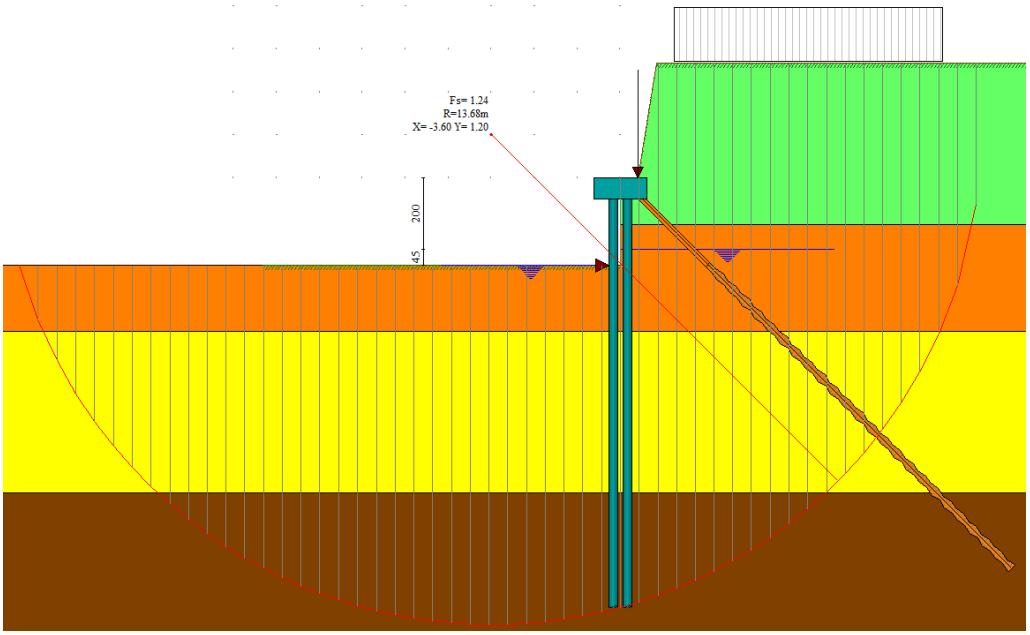
7.7.1.1 Paratia sez 41



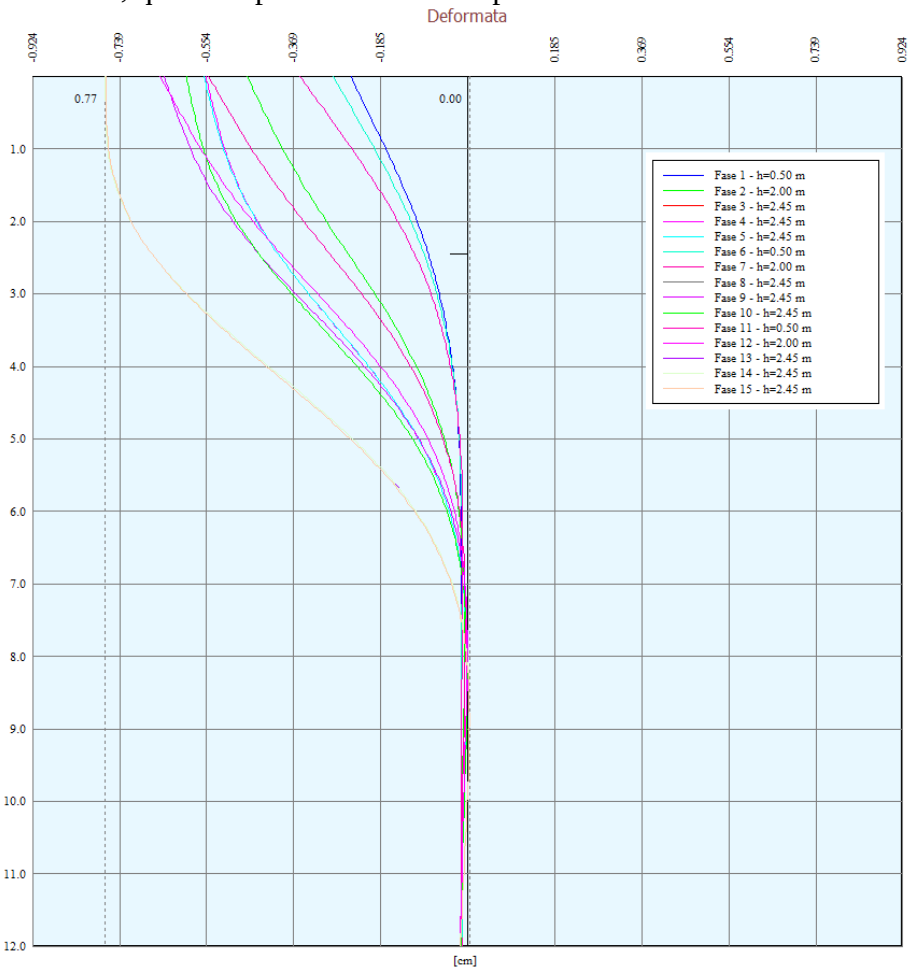
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.21, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



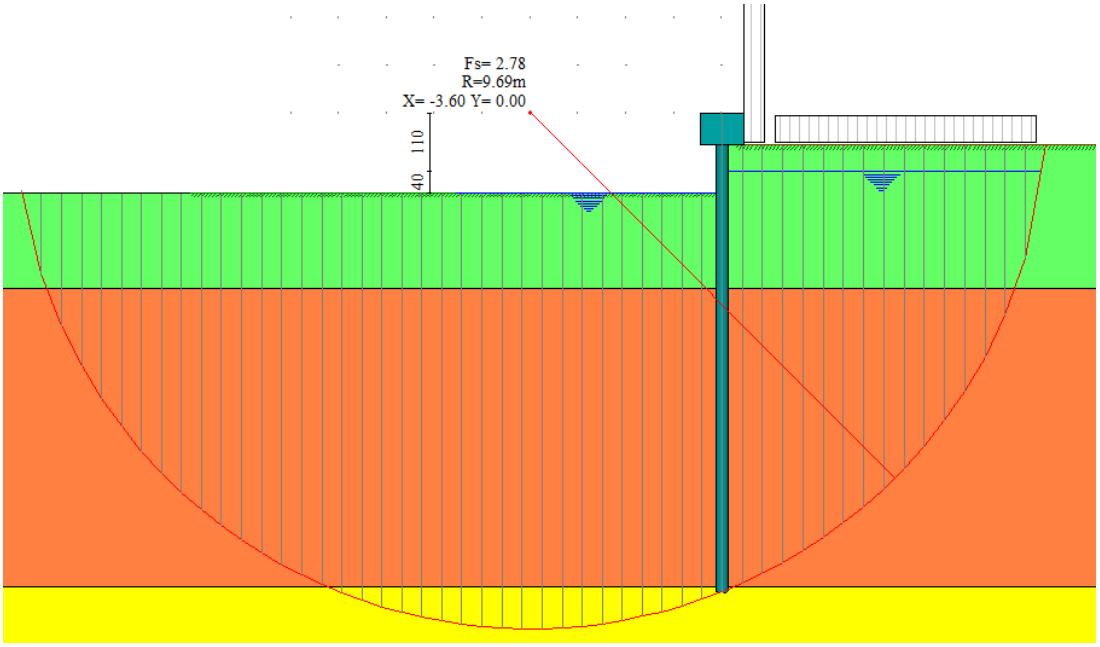
7.7.1.2 Paratia sez 40



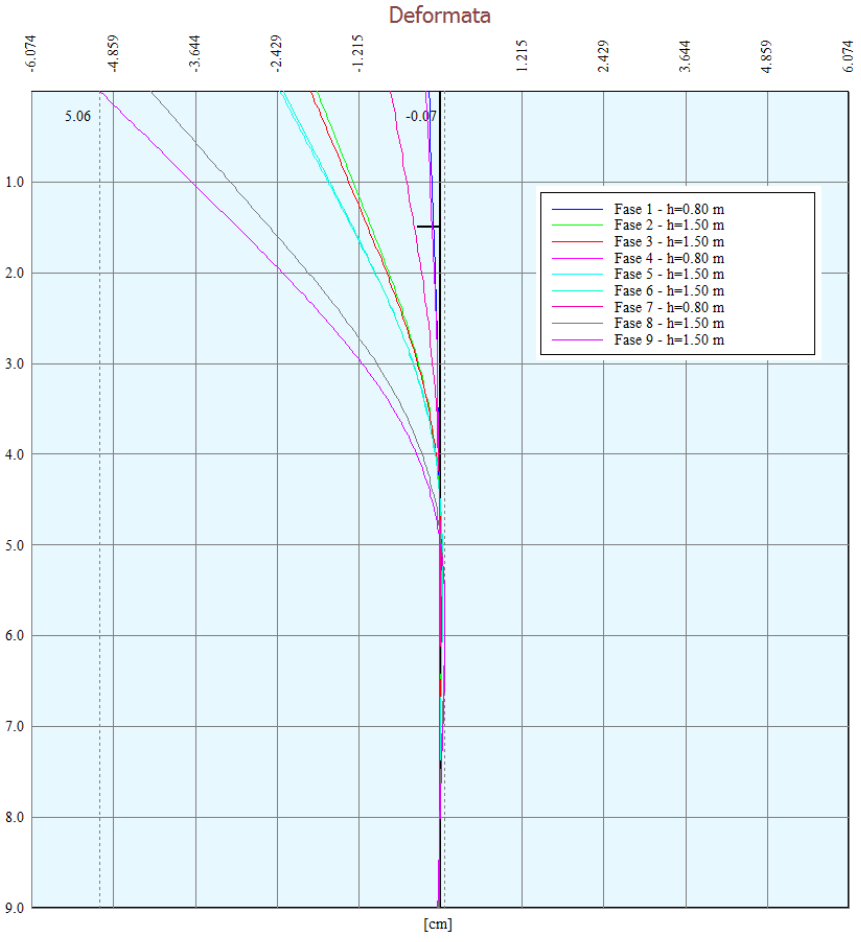
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.24, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



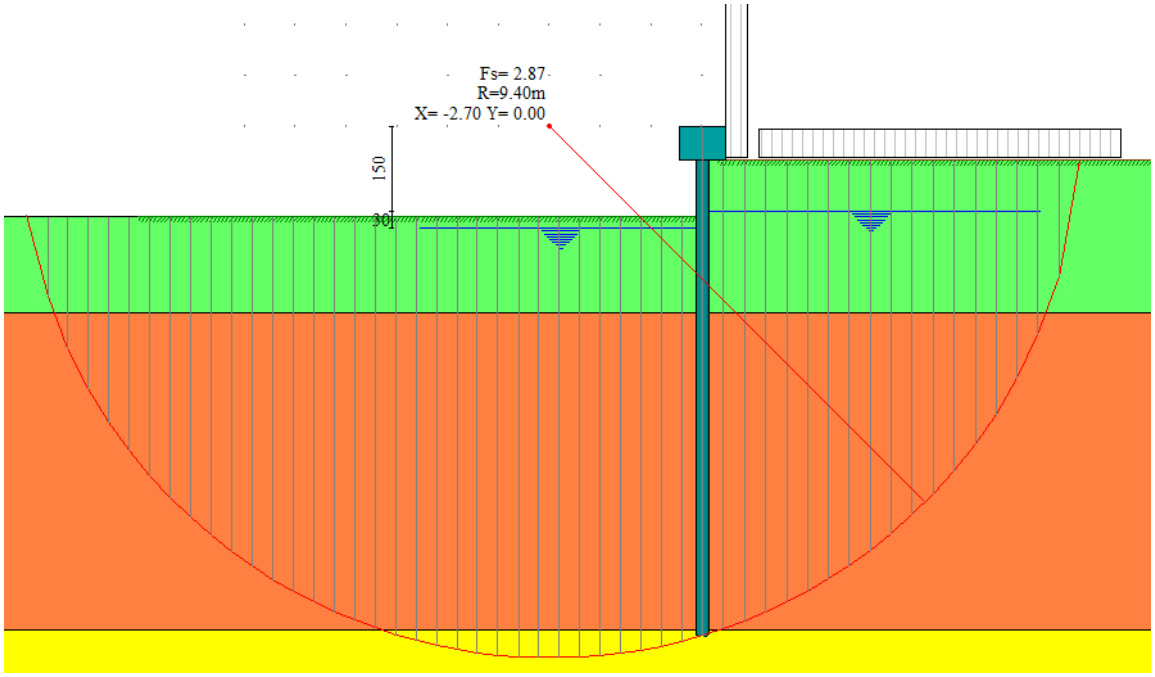
7.7.1.3 Paratia sez 25



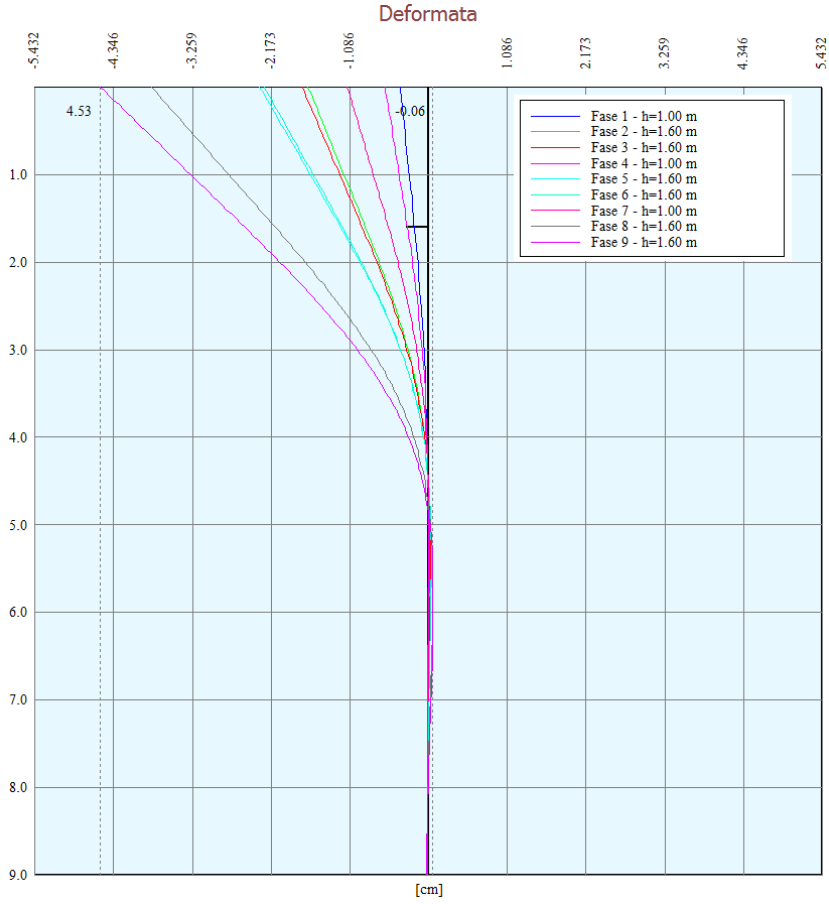
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 2.78, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



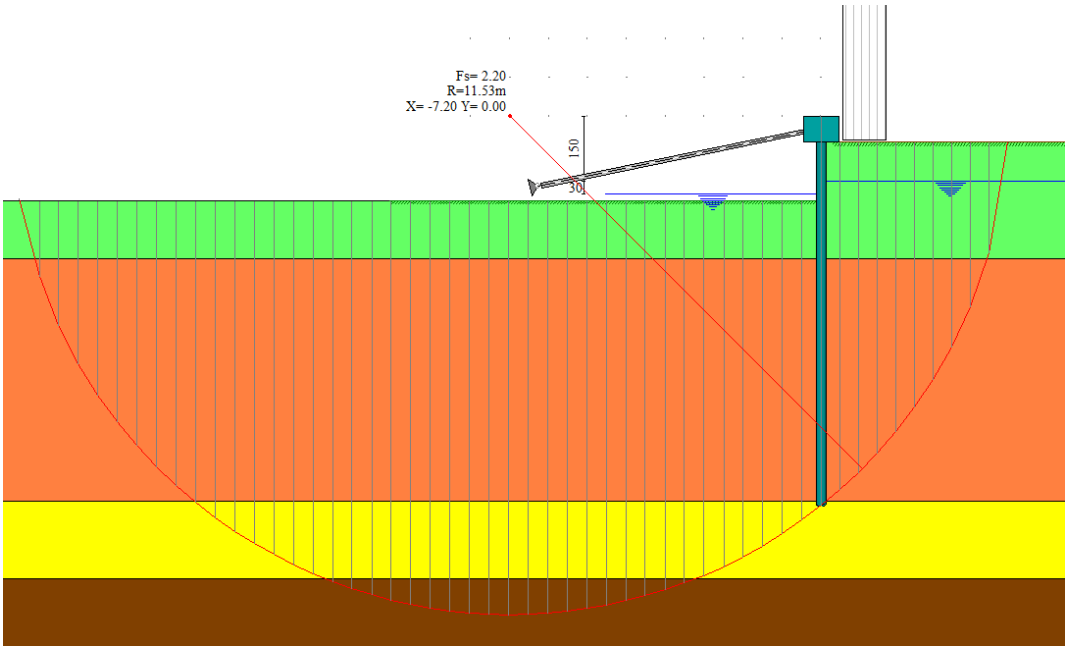
7.7.1.4 Paratia sez 24



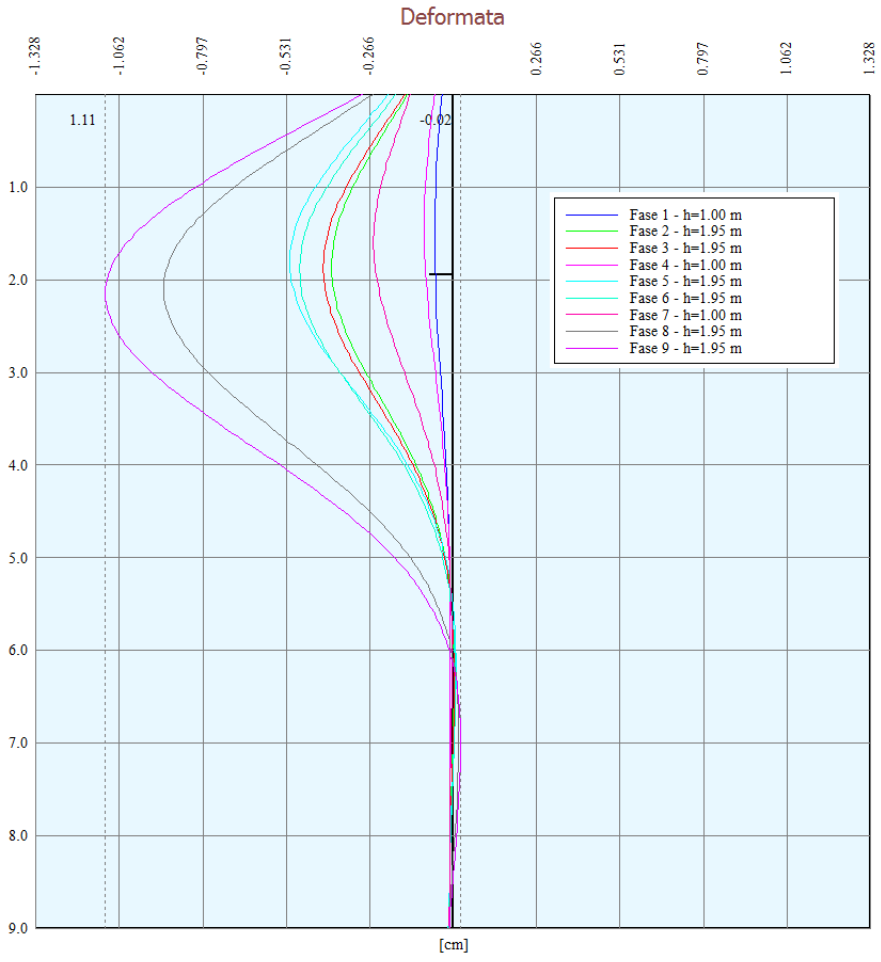
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 2.87, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



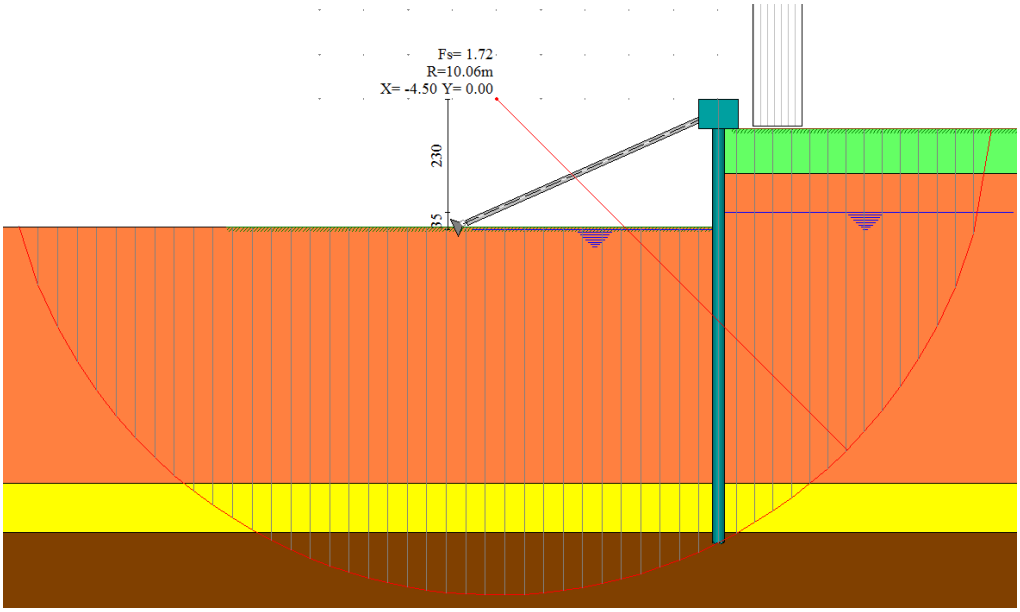
7.7.1.5 Paratia sez 23



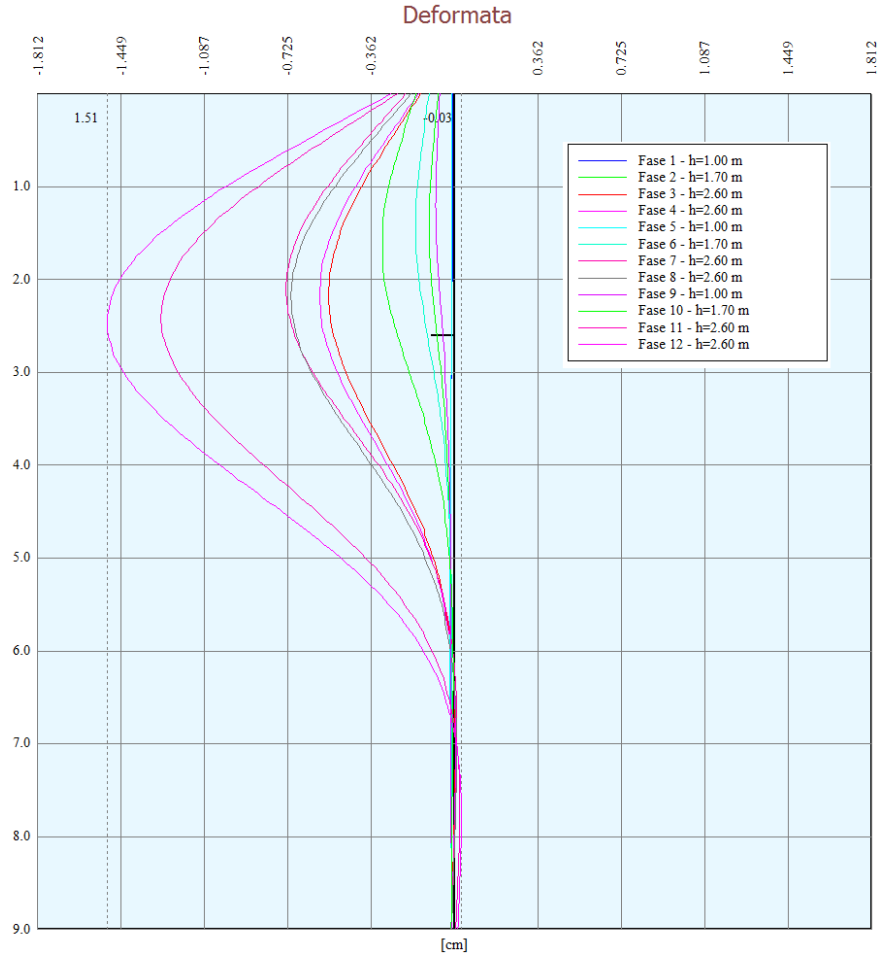
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 2.20, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



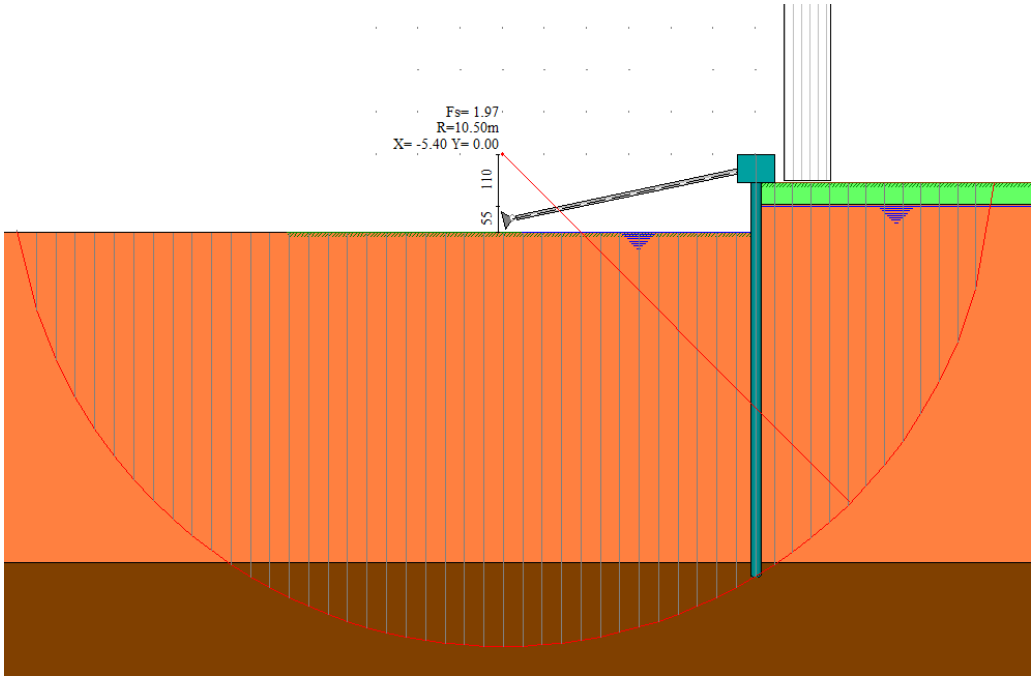
7.7.1.6 Paratia sez 19



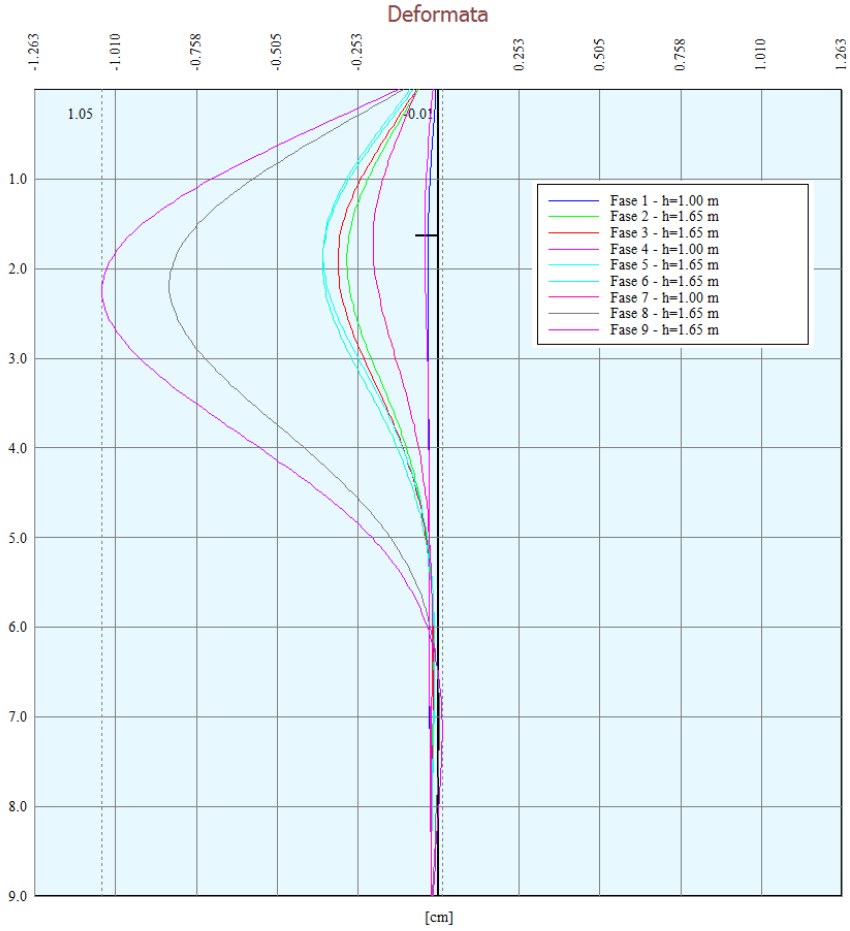
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.72, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



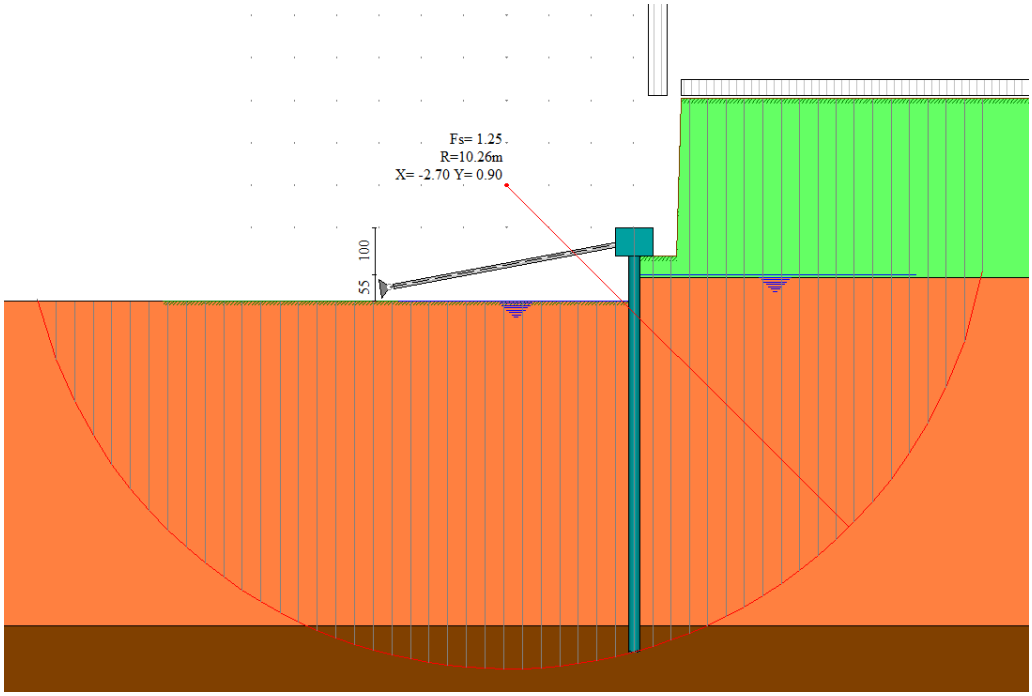
7.7.1.7 Paratia sez 17.1



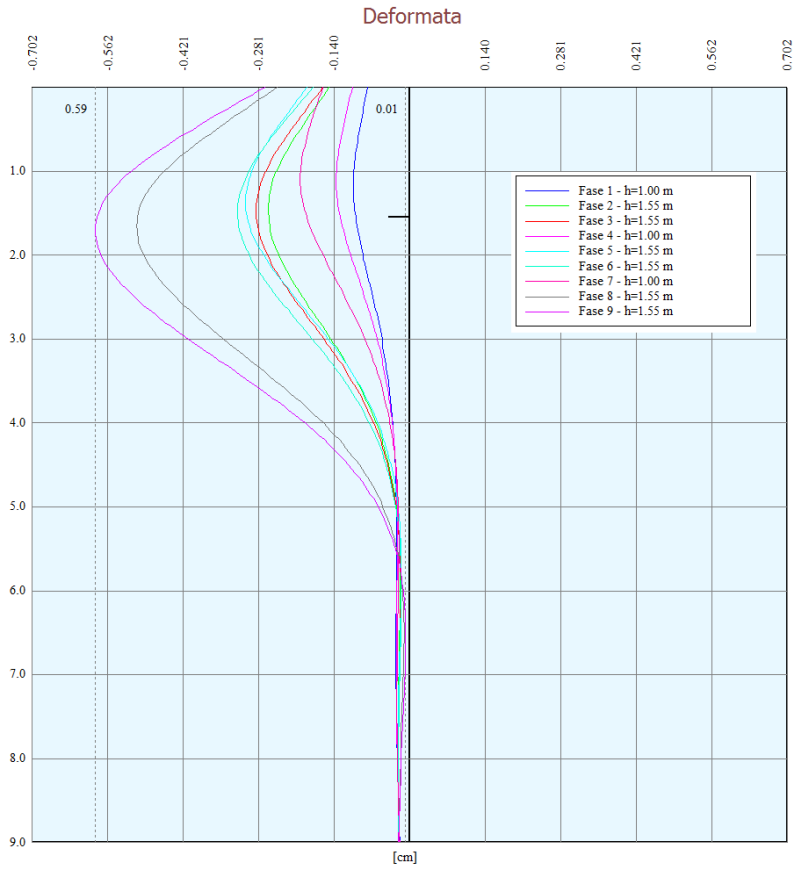
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.97, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



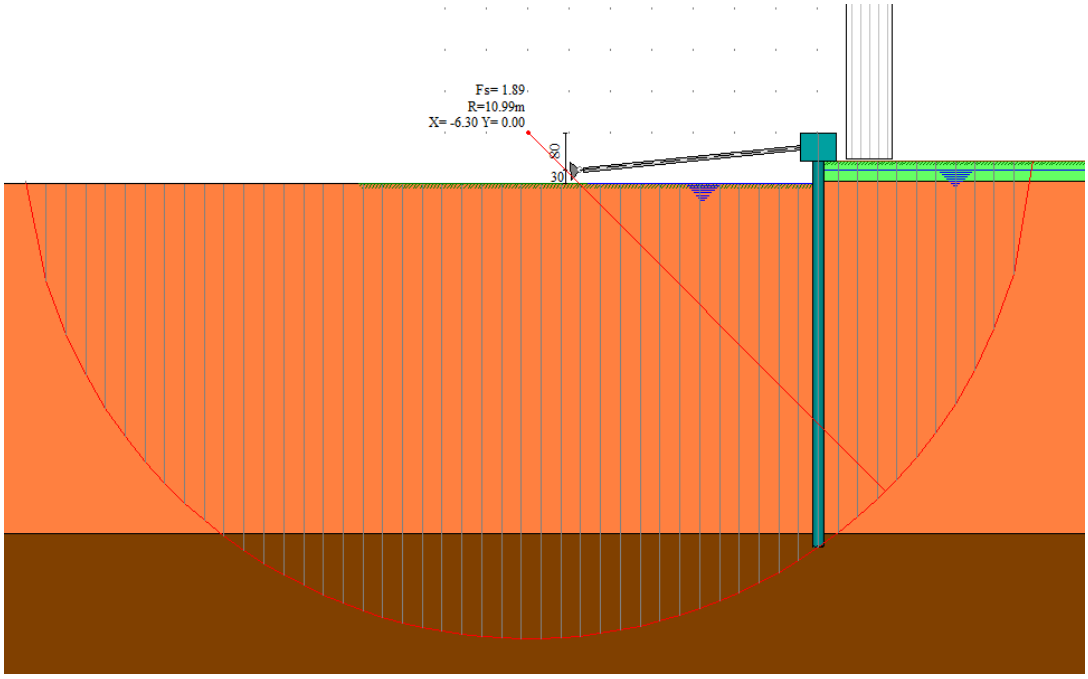
7.7.1.8 Paratia sez 17 (in corrispondenza del parcheggio)



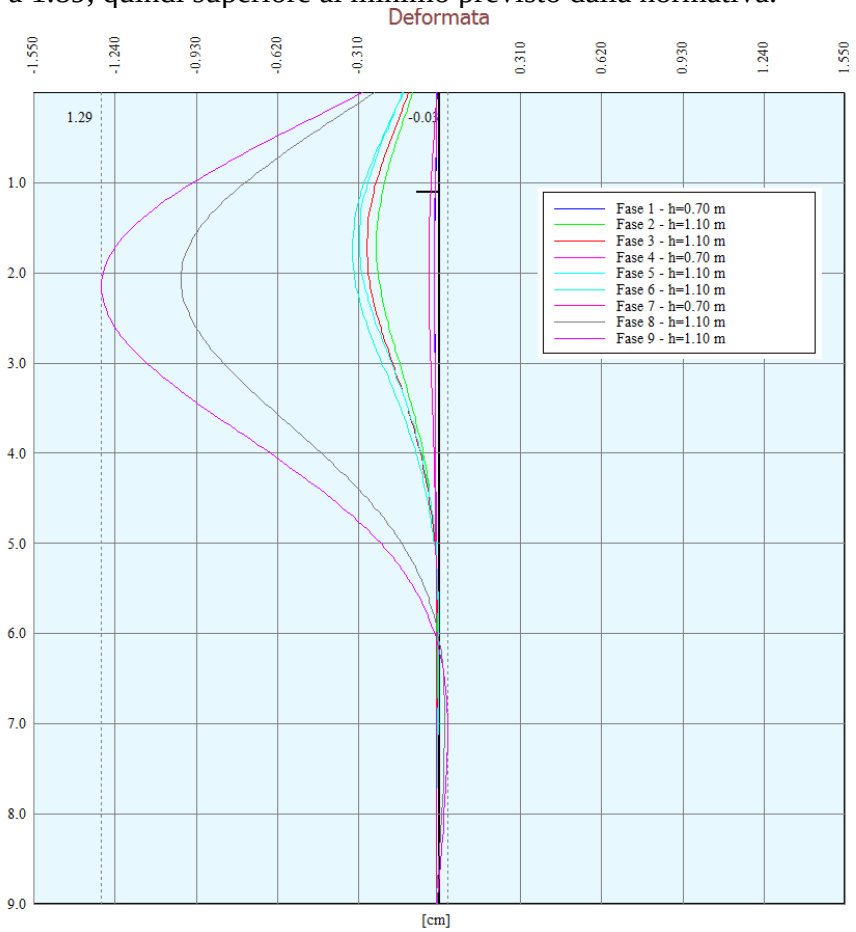
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.25, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



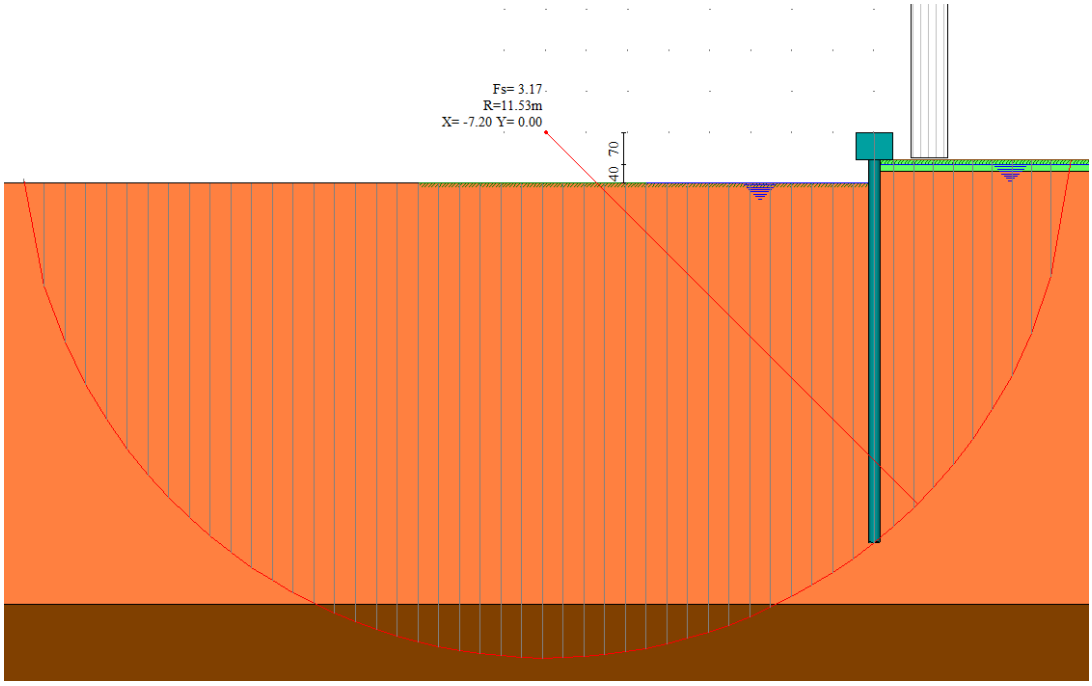
7.7.1.9 Paratia sez 17 (edificio a monte ponte obliquo)



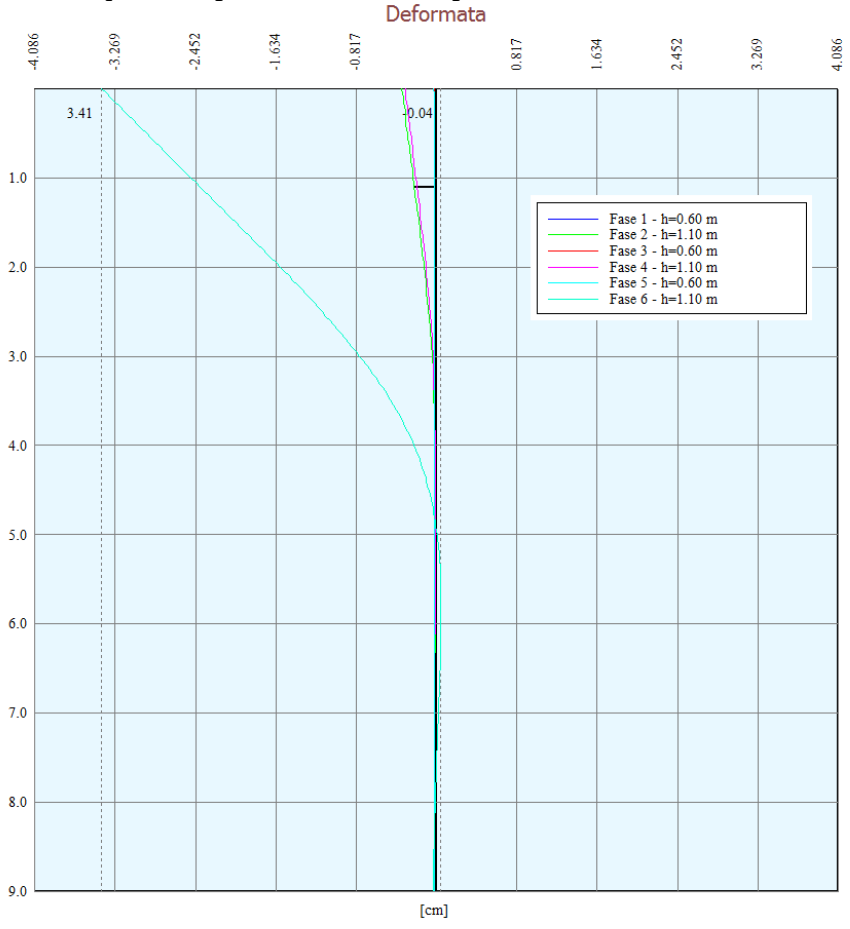
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.89, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



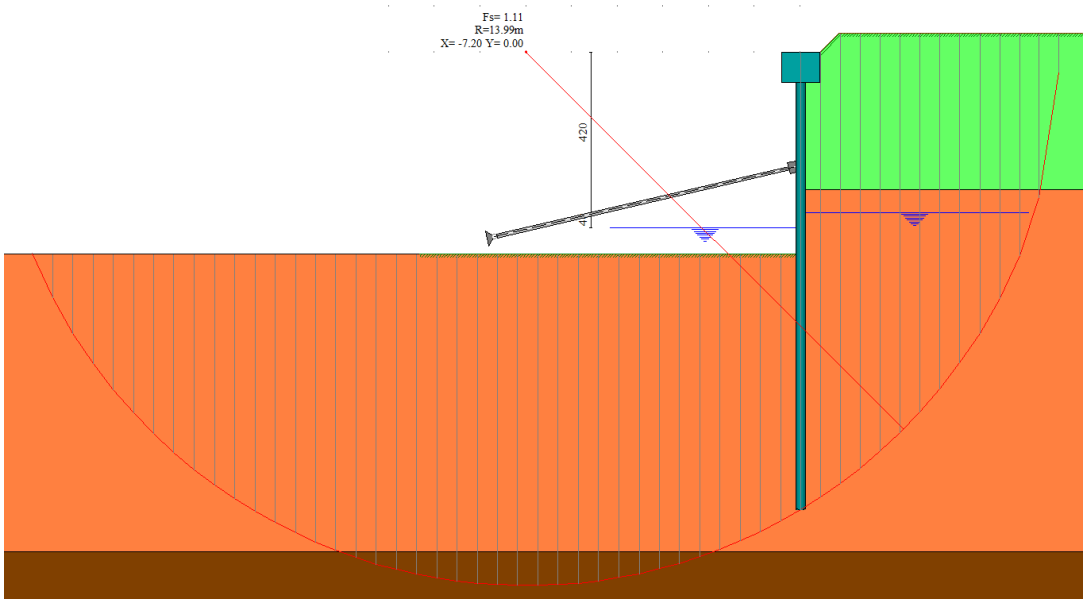
7.7.1.10 Paratia sez 15



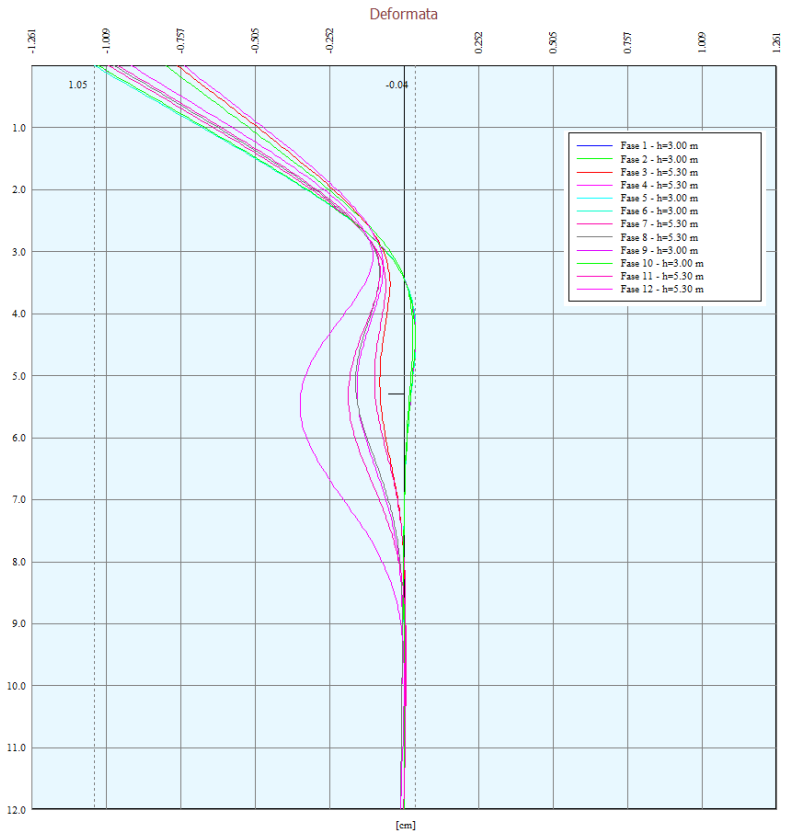
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.89, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



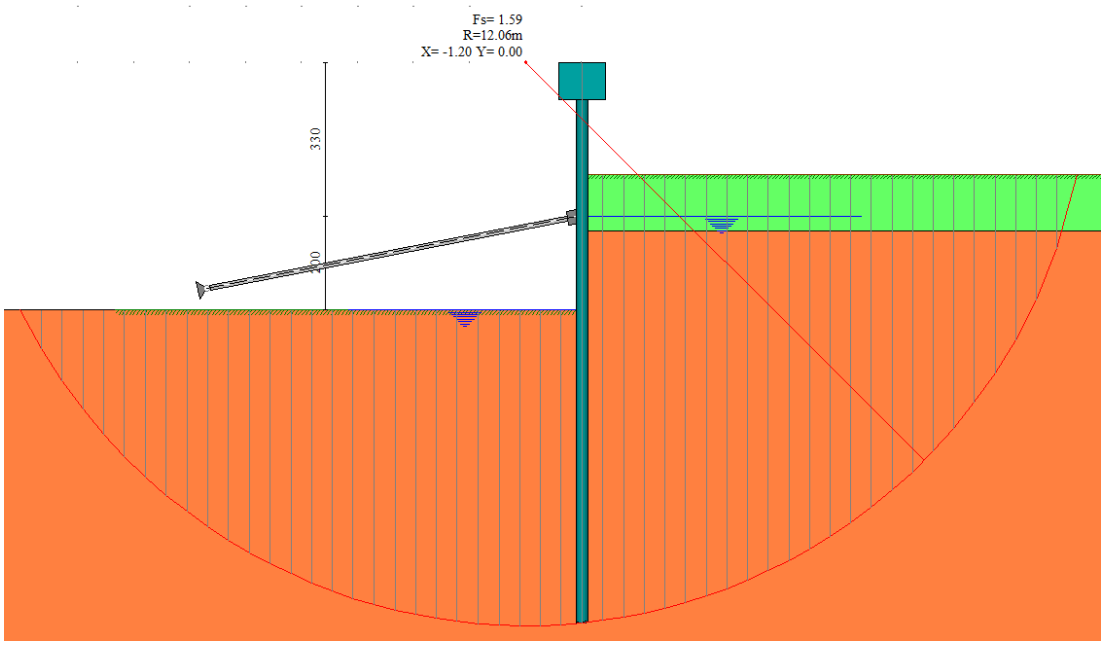
7.7.1.11 Paratia sez 15 (giardino civico n°1 di Via Sestri)



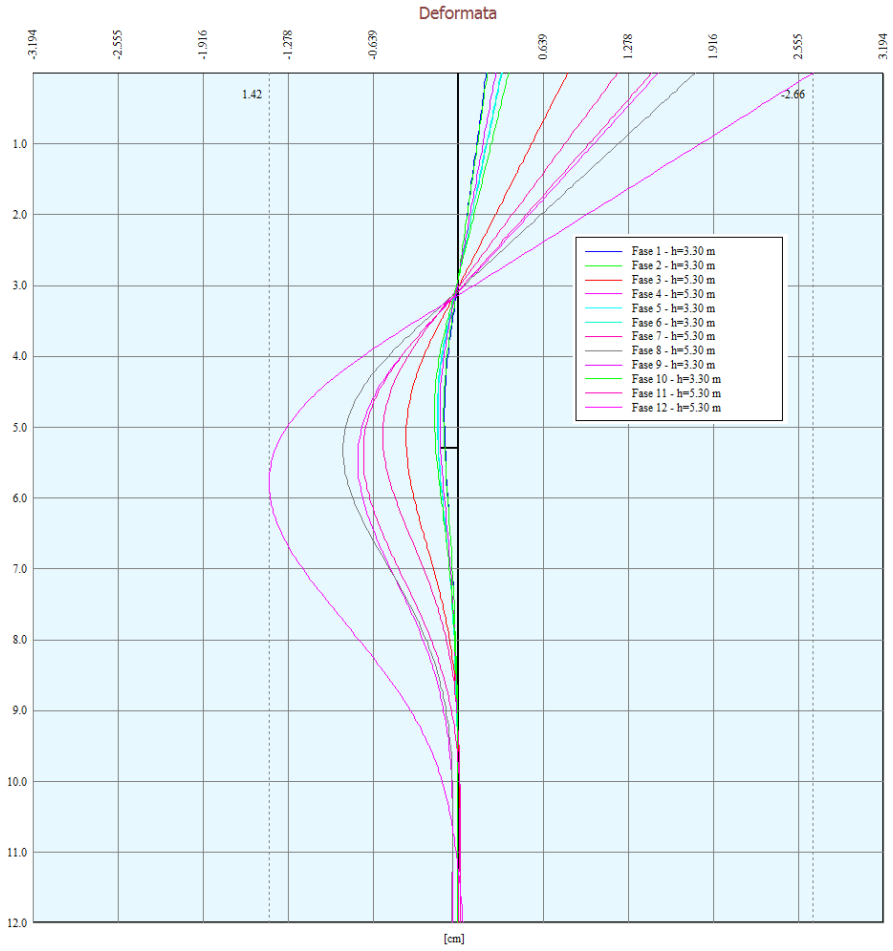
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.03, tuttavia la modellazione è stata condotta non tenendo in conto delle strutture presenti in sponda sinistra, che sicuramente contribuiranno alla stabilità (sono presenti dei pali, un muro d'argine e la strada); il successivo valore risulta 1.11, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa; pertanto si ritiene che tale verifica risulti soddisfatta.



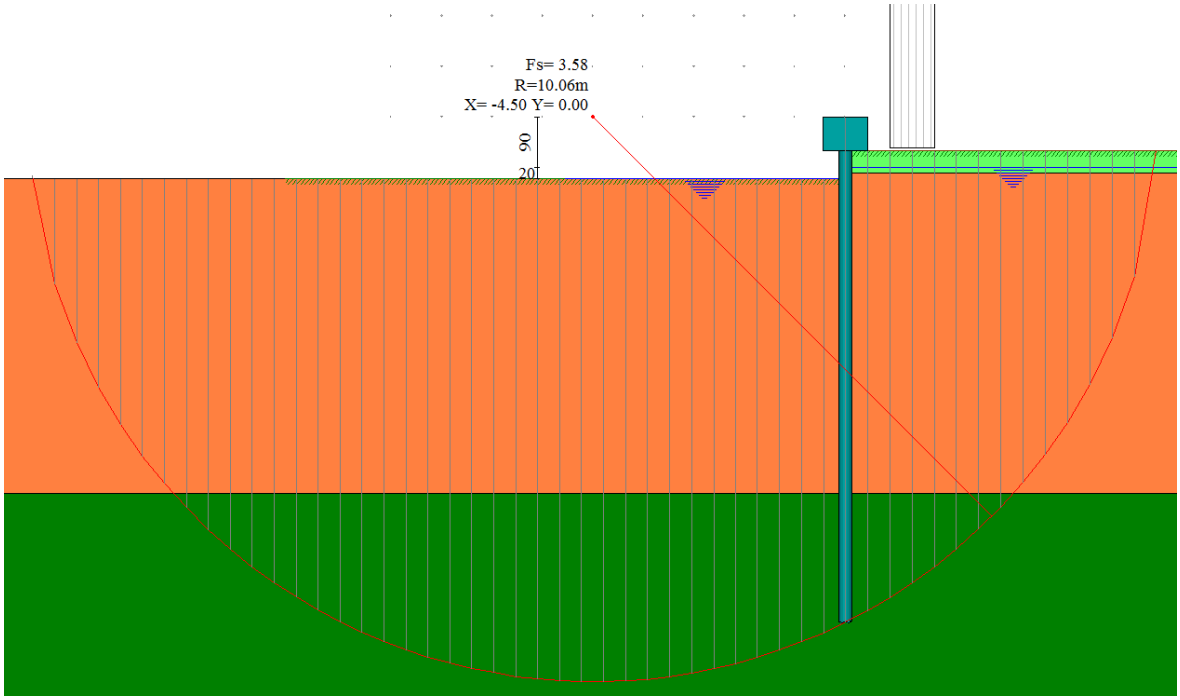
7.7.1.12 Paratia sez 15 (edificio civico n°1 di Via Sestri)



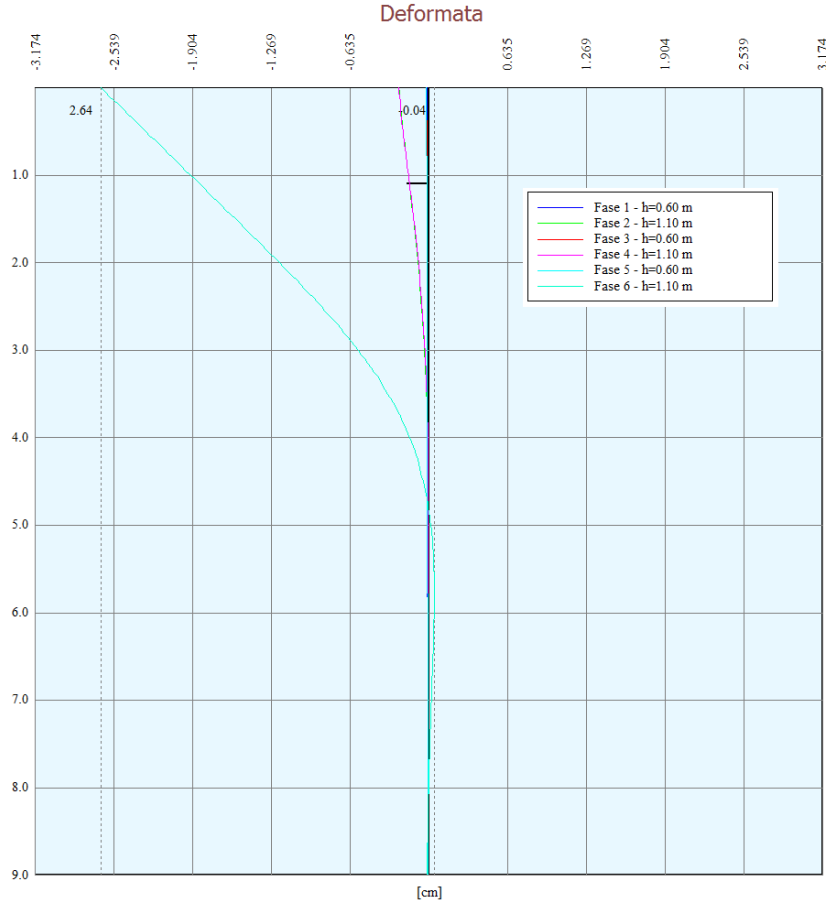
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.89, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



7.7.1.13 Paratia sez 11 (edificio ex Cognetex)

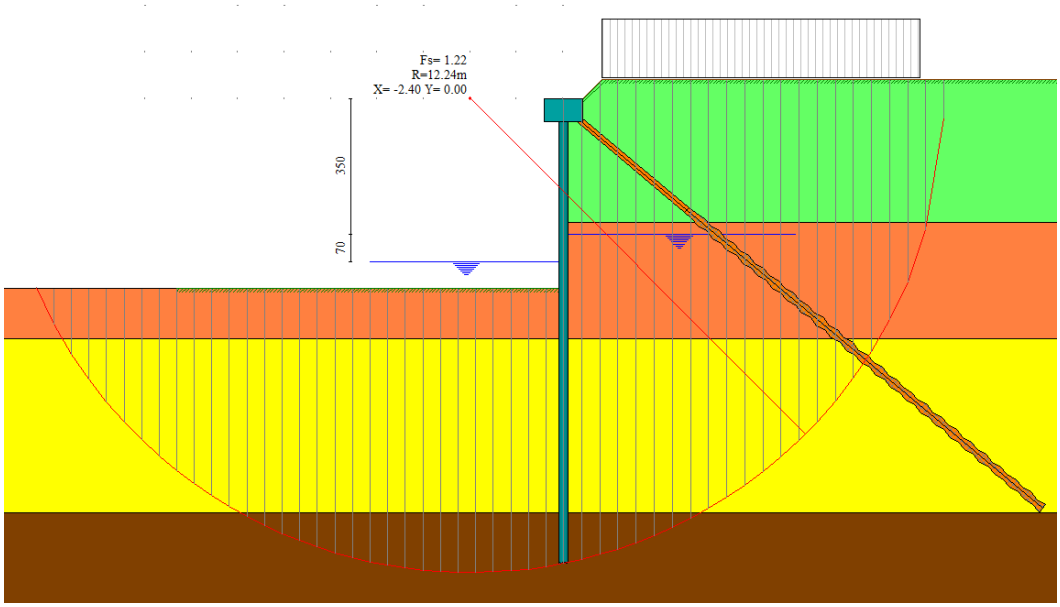


Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 3.58, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.

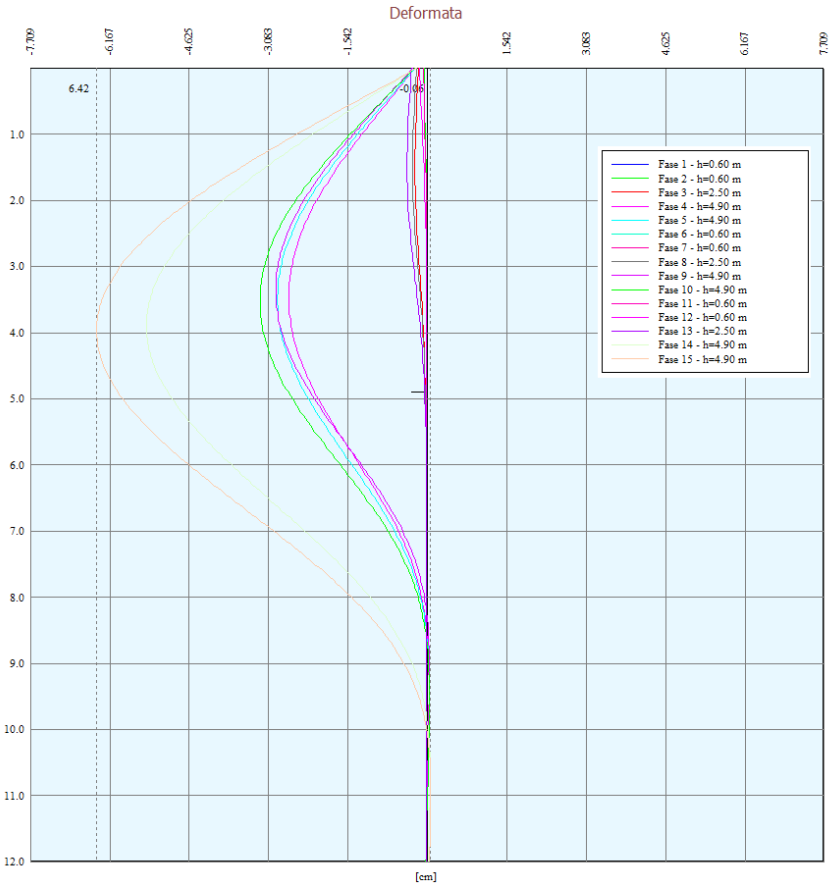


7.7.2 Opere provvisionali in sponda sinistra.

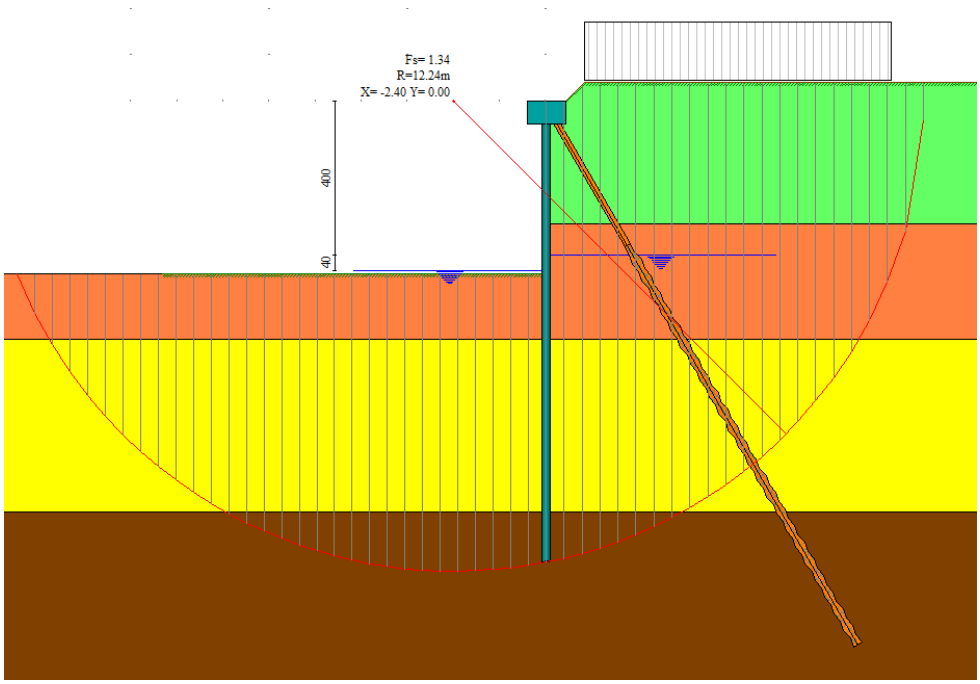
7.7.2.1 Paratia sez 42



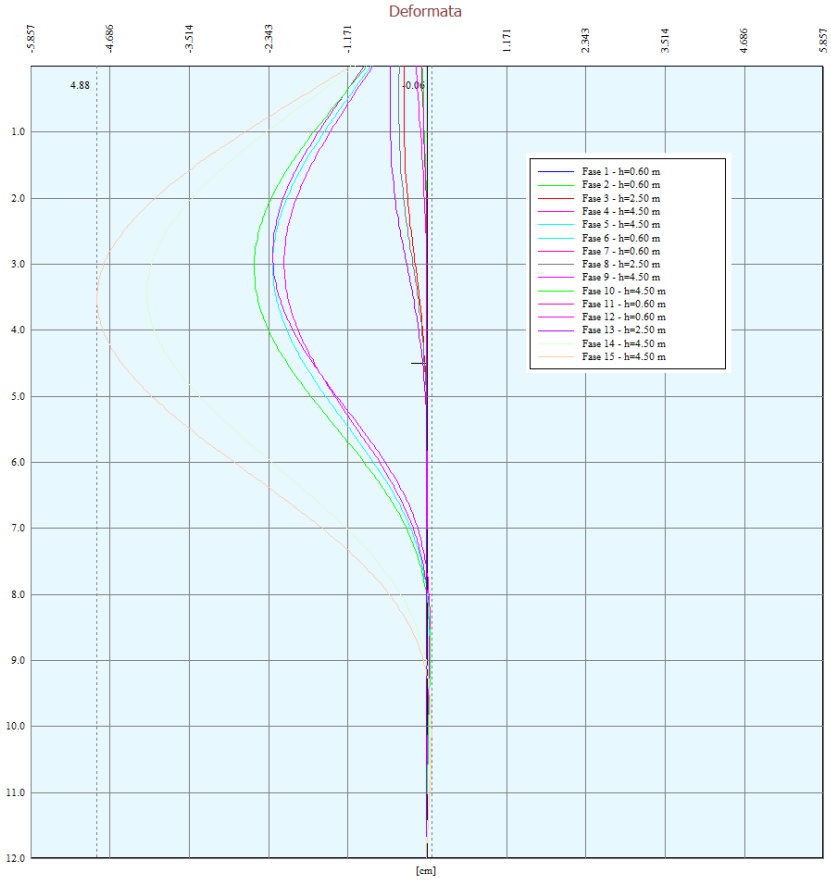
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.22, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



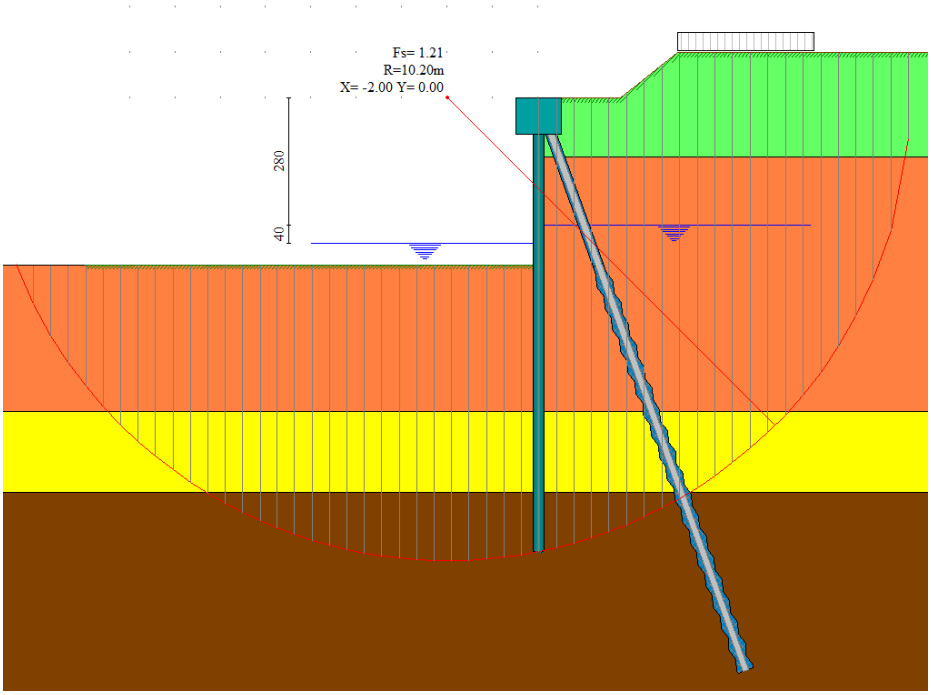
7.7.2.2 Paratia sez 41



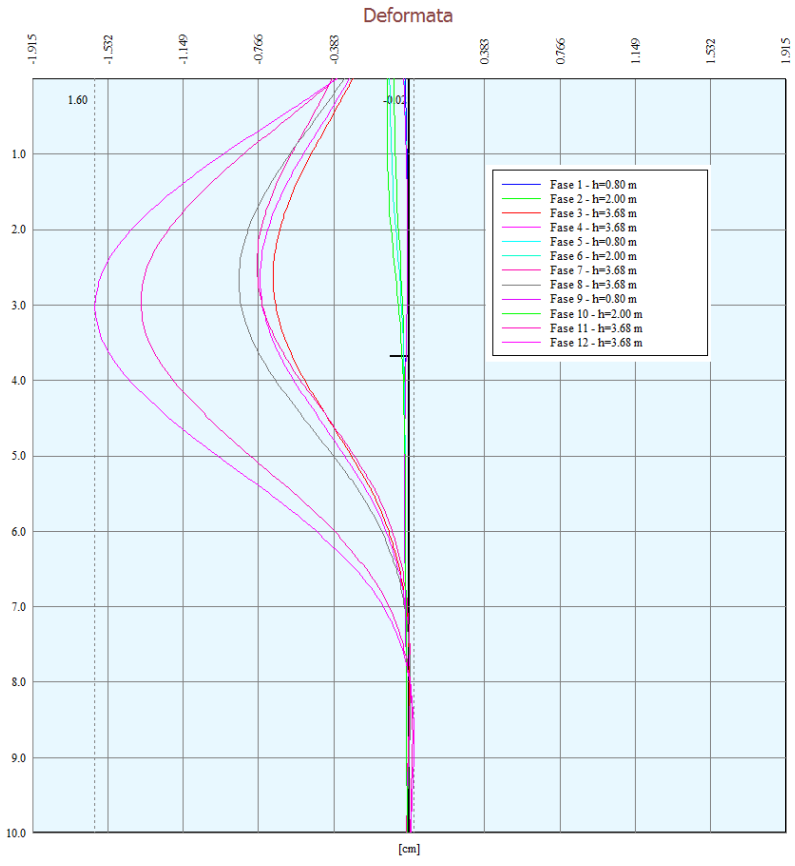
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.34, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



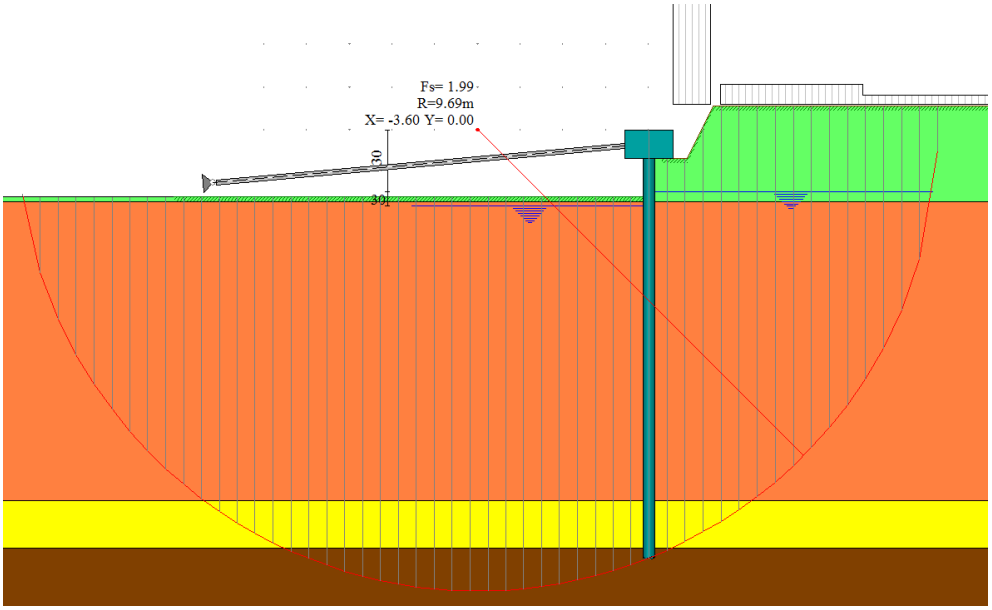
7.7.2.3 Paratia sez 25



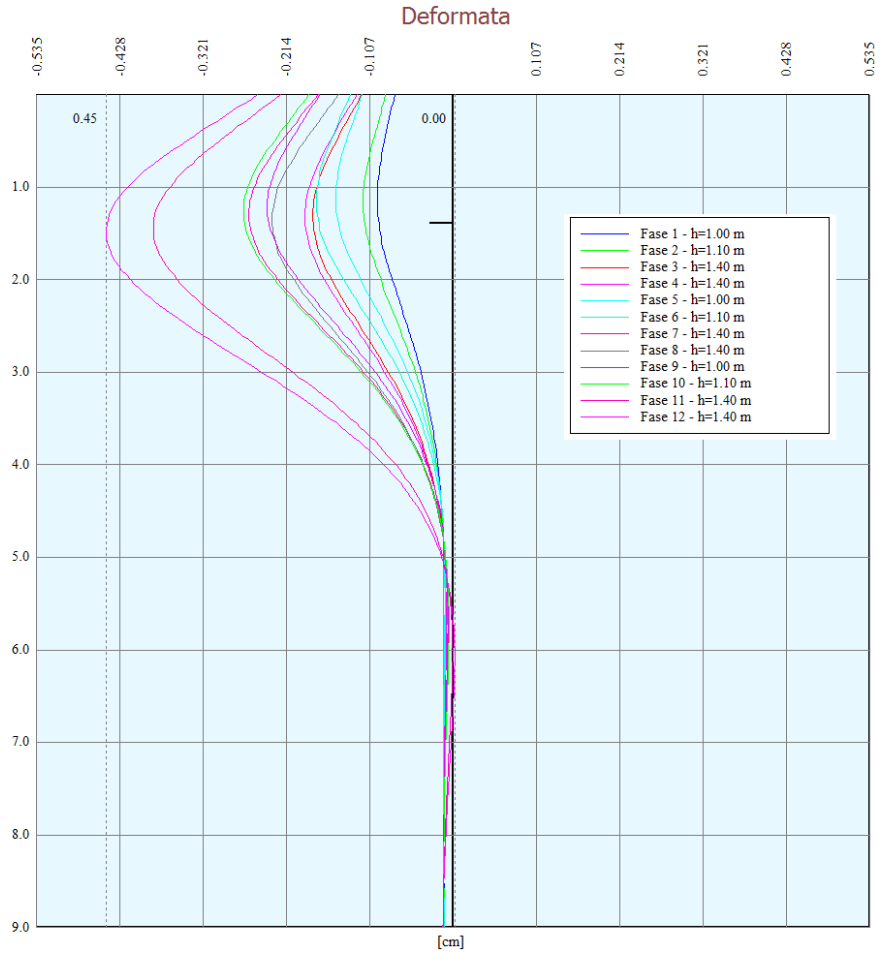
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.31, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



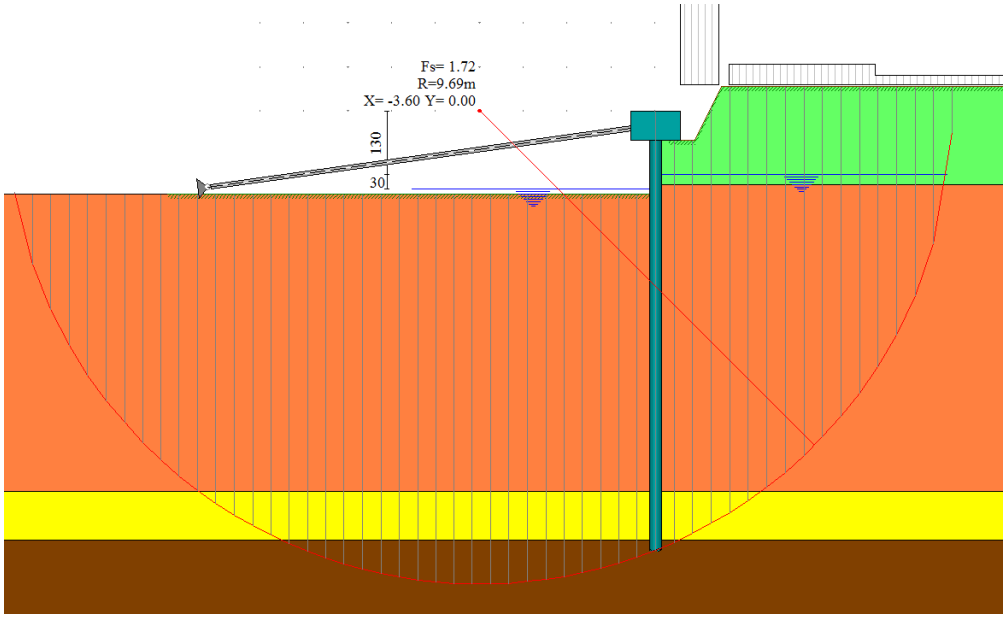
7.7.2.4 Paratia sez 23



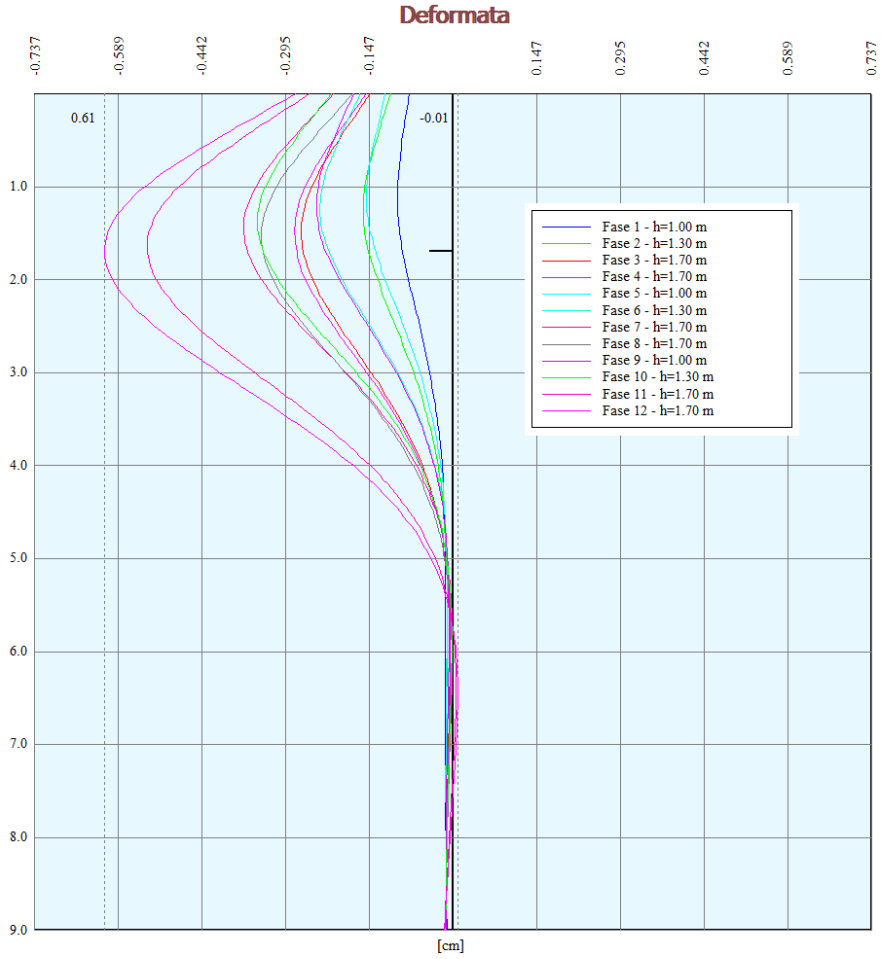
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.99, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



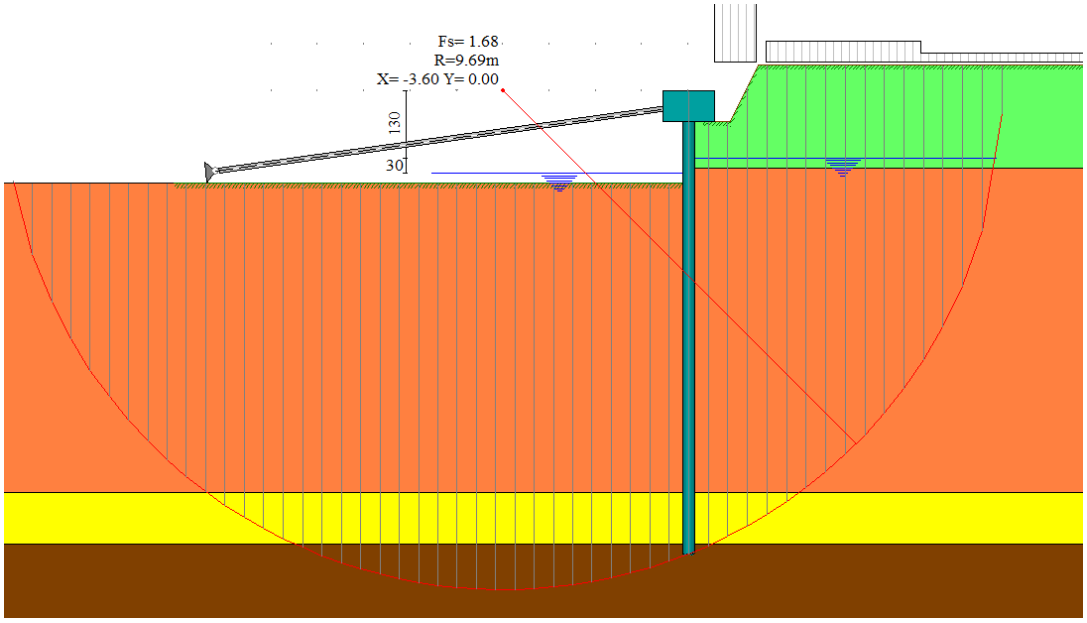
7.7.2.5 Paratia sez 22



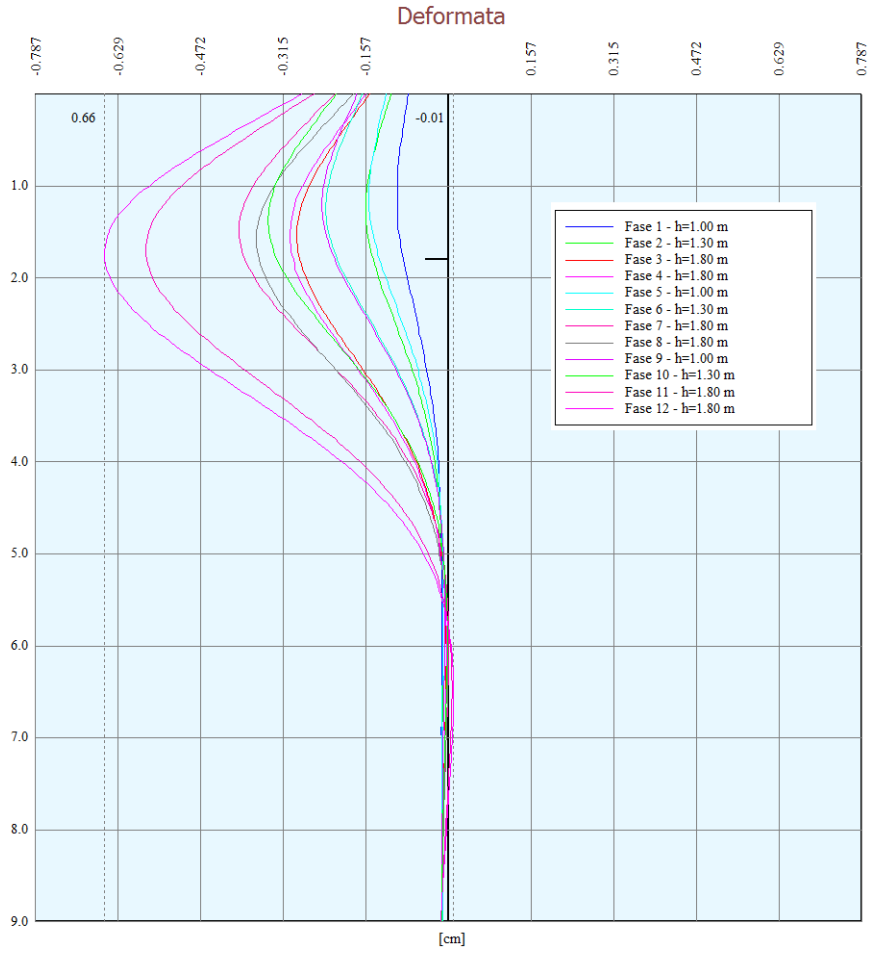
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.72, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



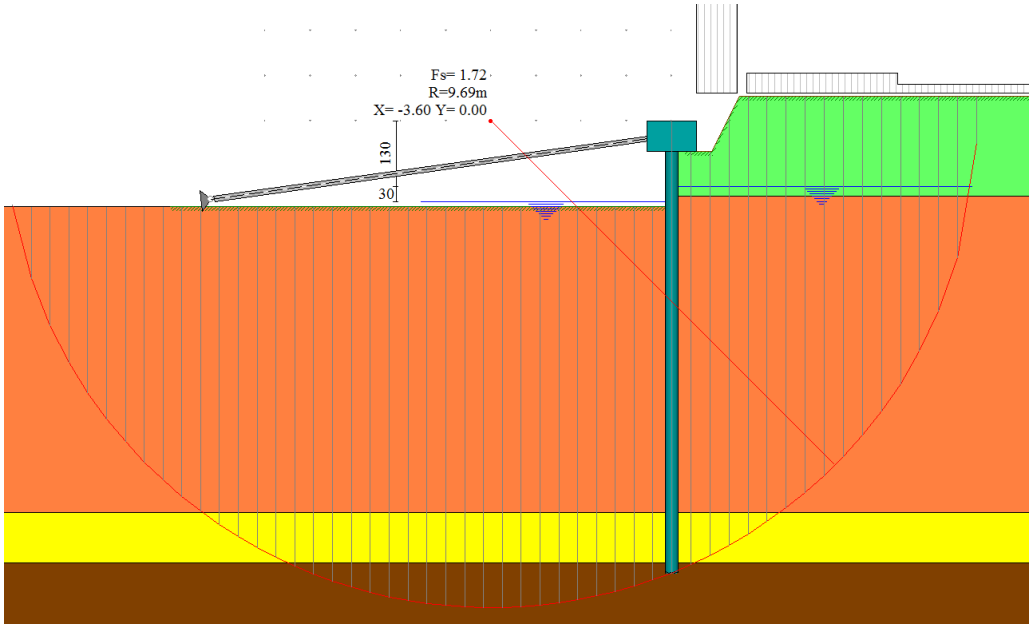
7.7.2.6 Paratia sez 21



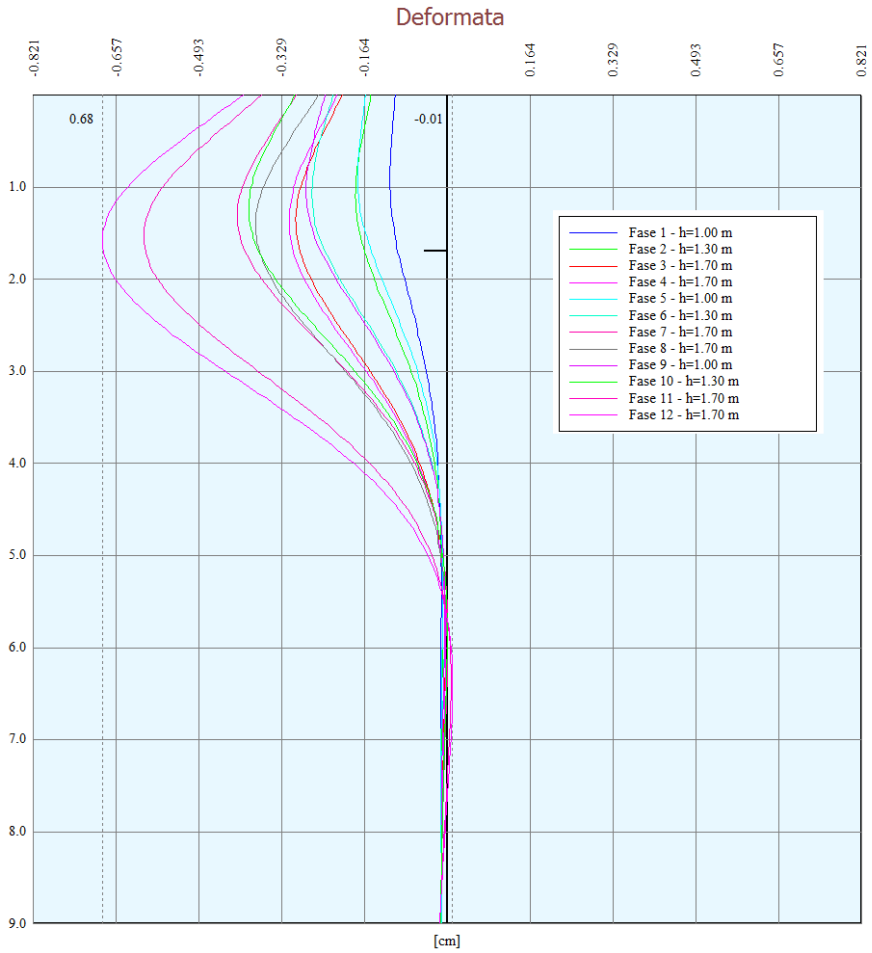
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.68, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



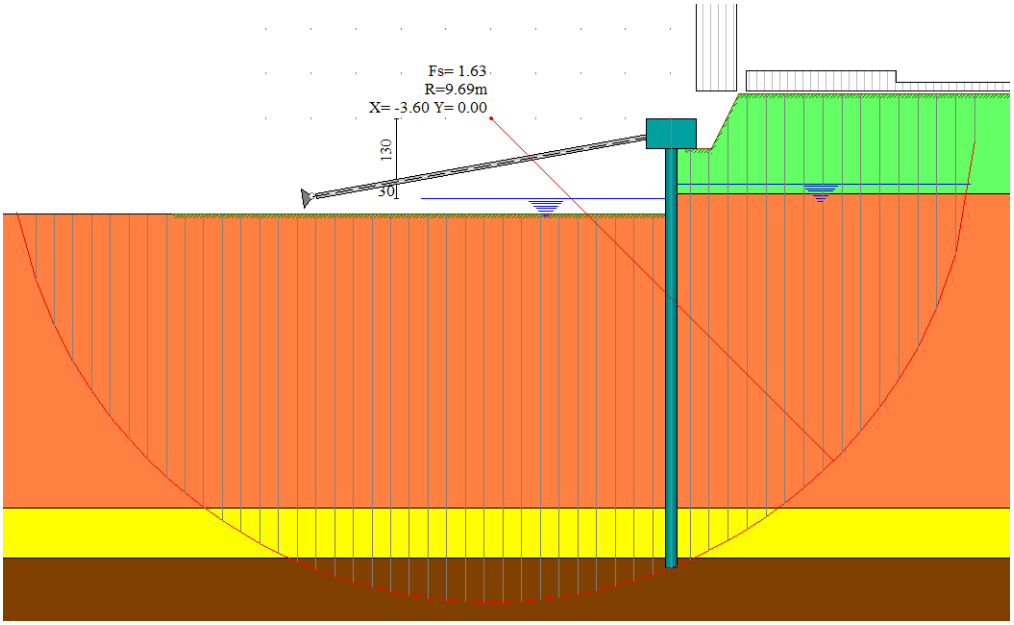
7.7.2.7 Paratia sez 20



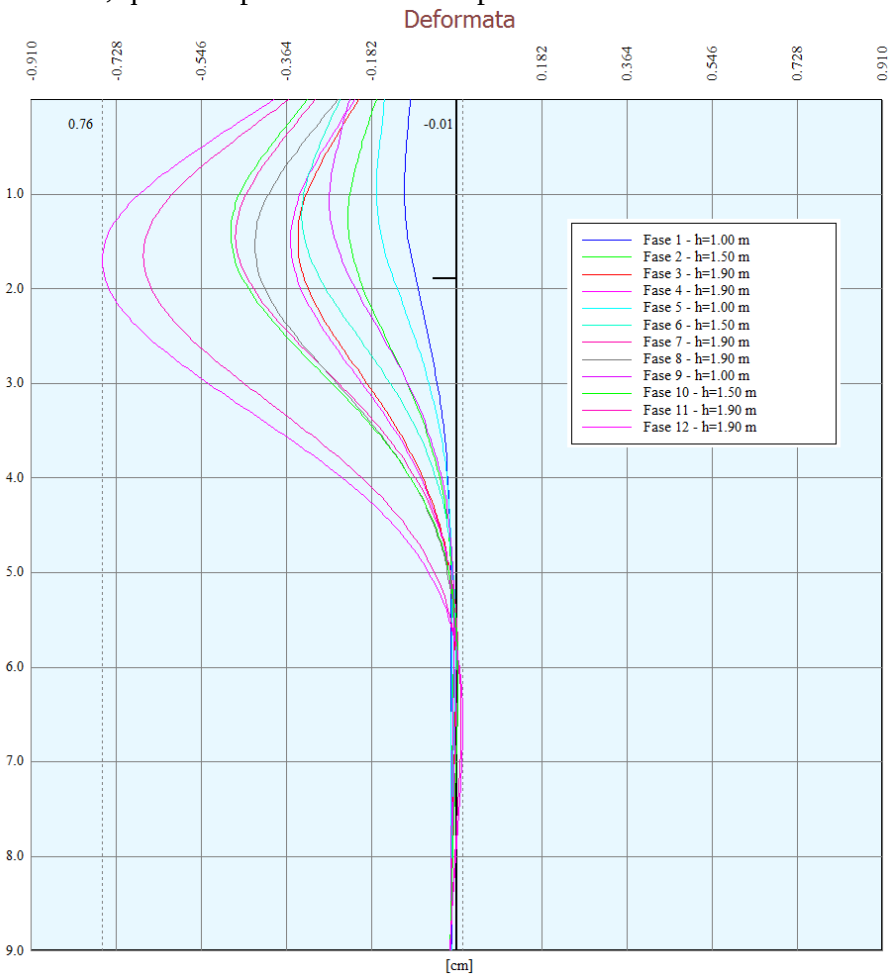
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.72, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



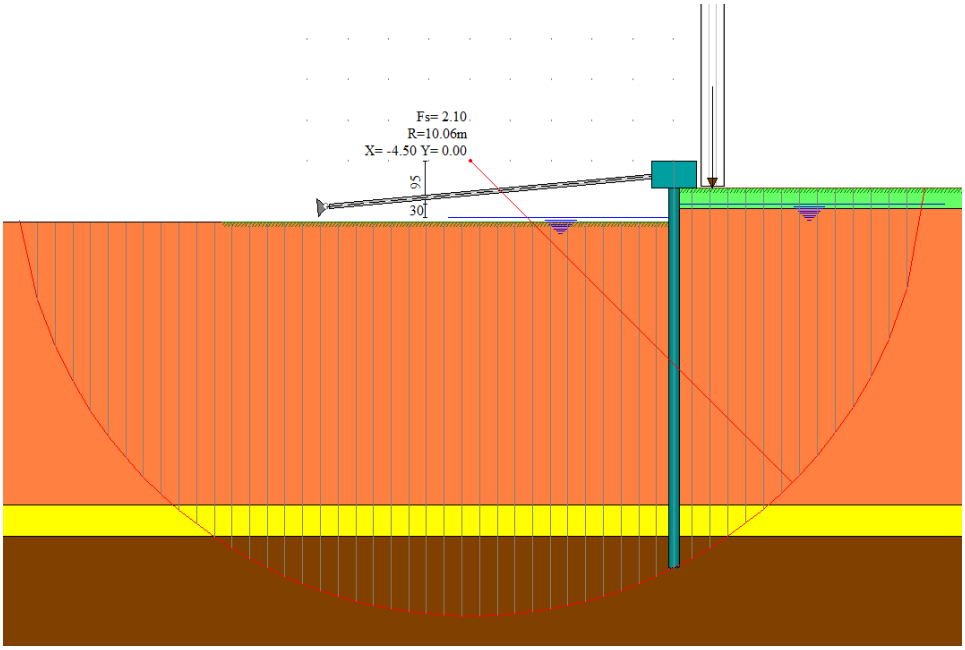
7.7.2.8 Paratia sez 19



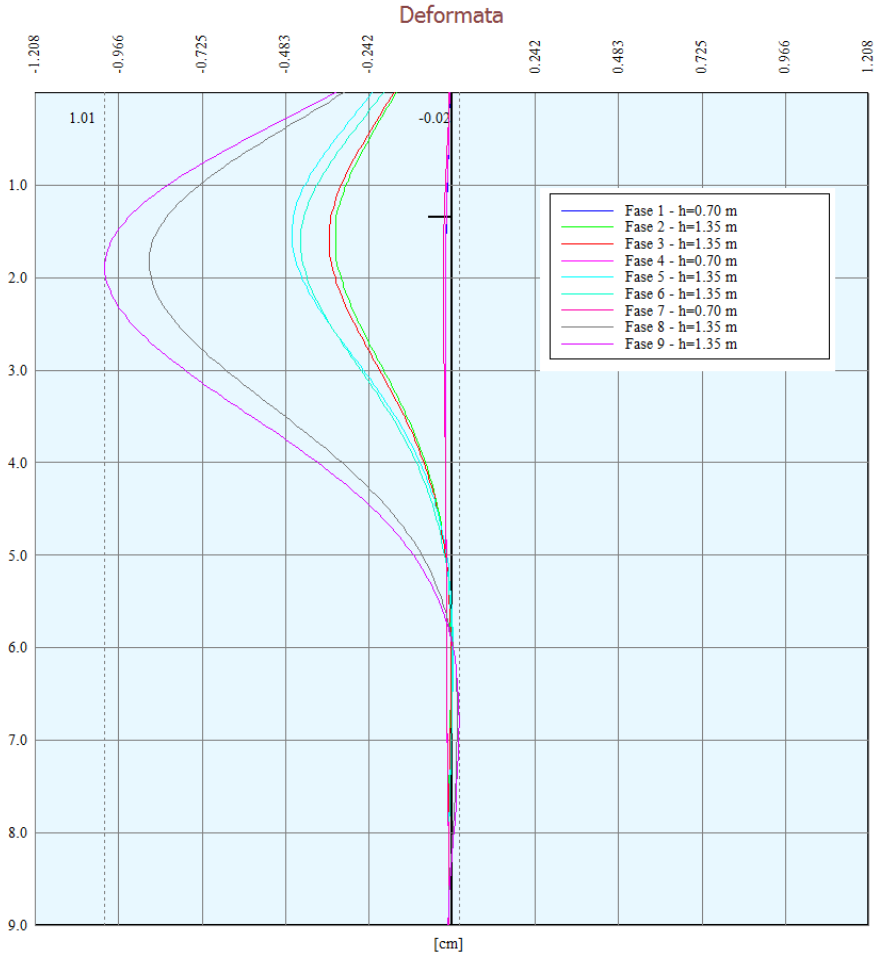
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.63, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



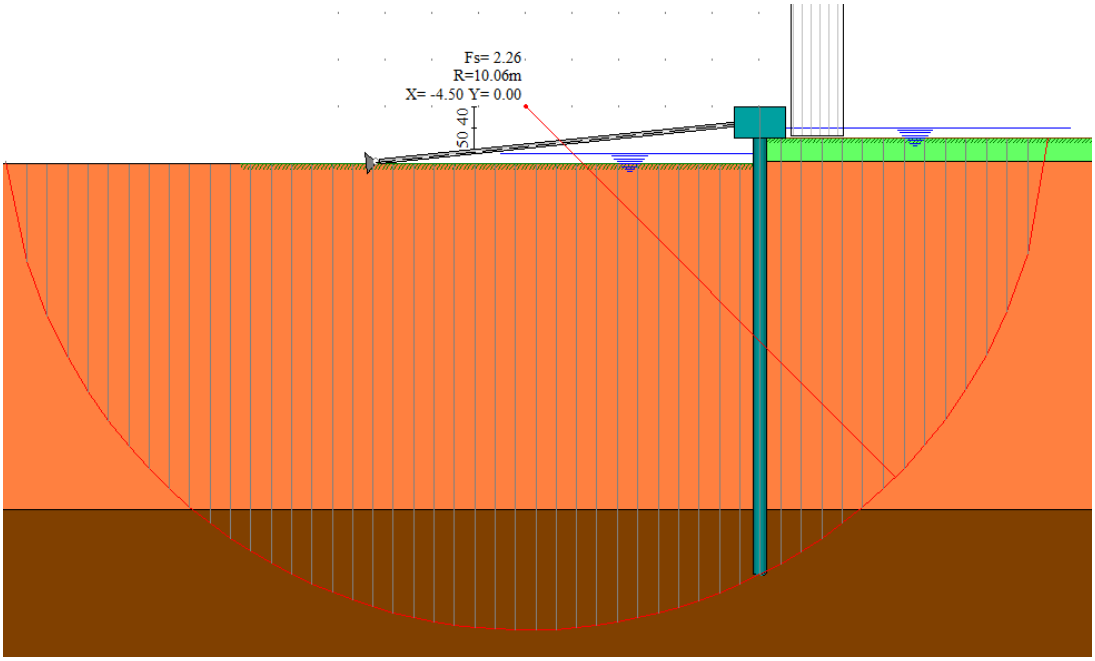
7.7.2.9 Paratia sez 18.15 (passerella pedonale di Via Leonardi)



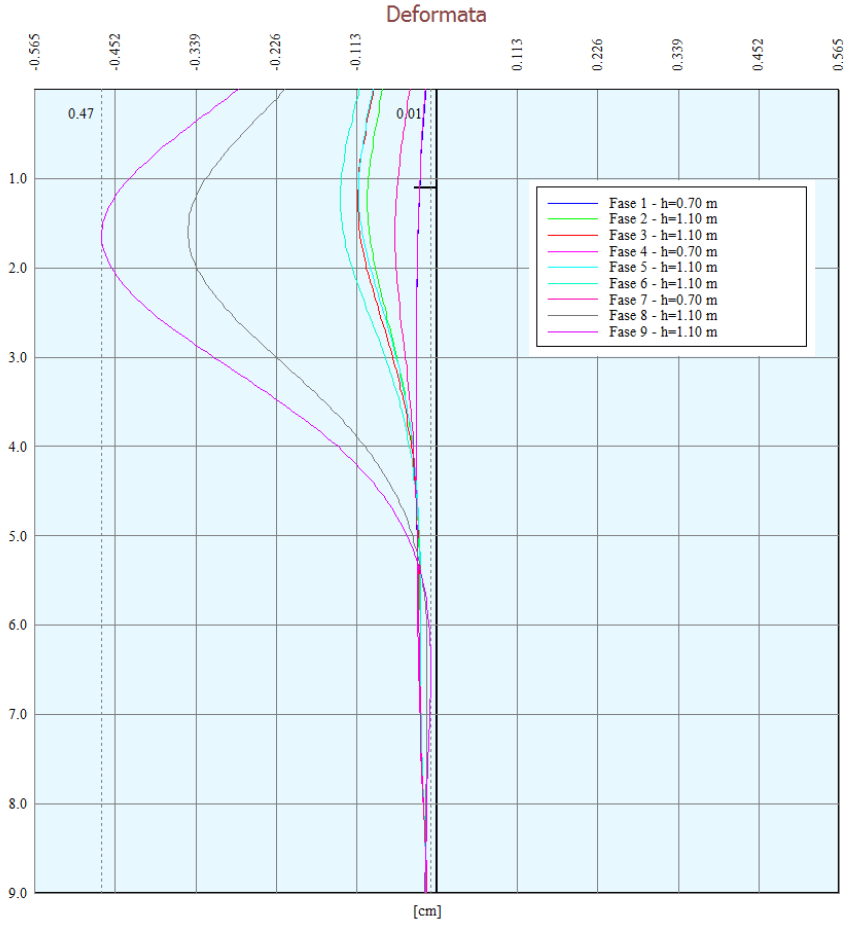
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 2.10, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



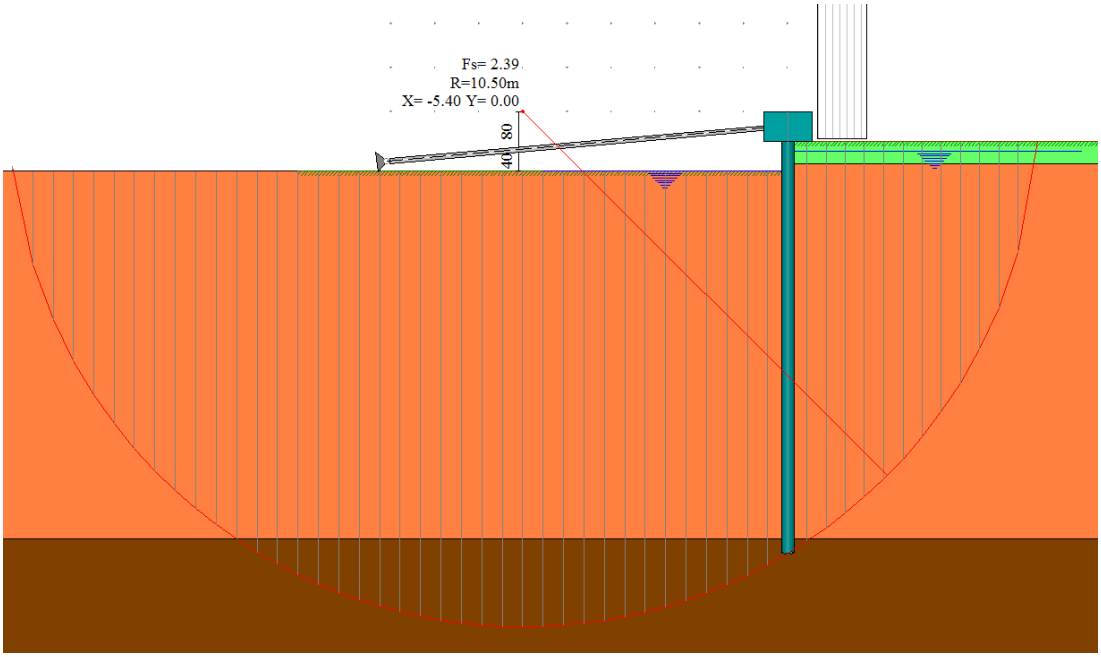
7.7.2.10 Paratia sez 17.1



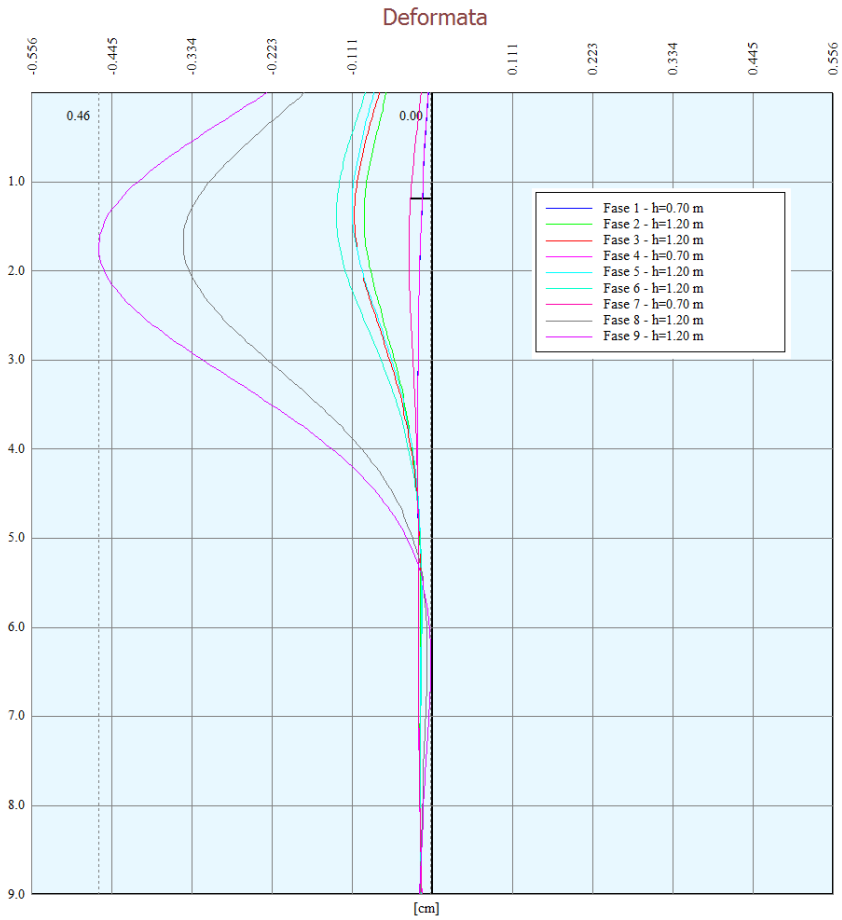
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 2.26, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



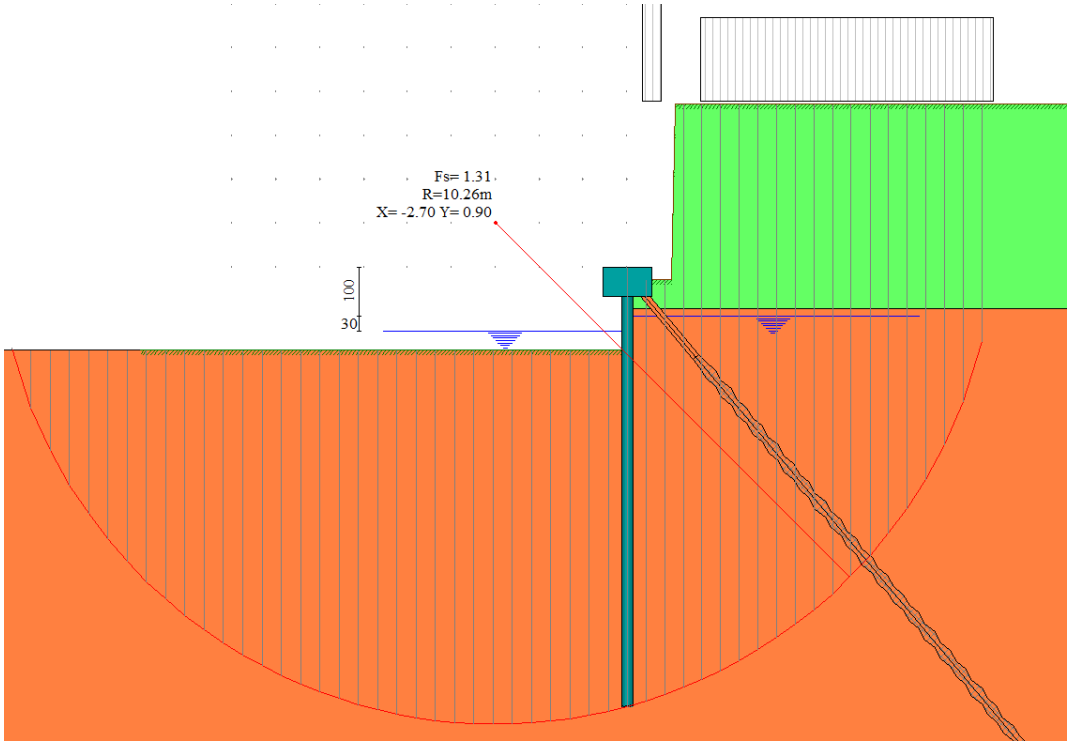
7.7.2.11 Paratia sez 17



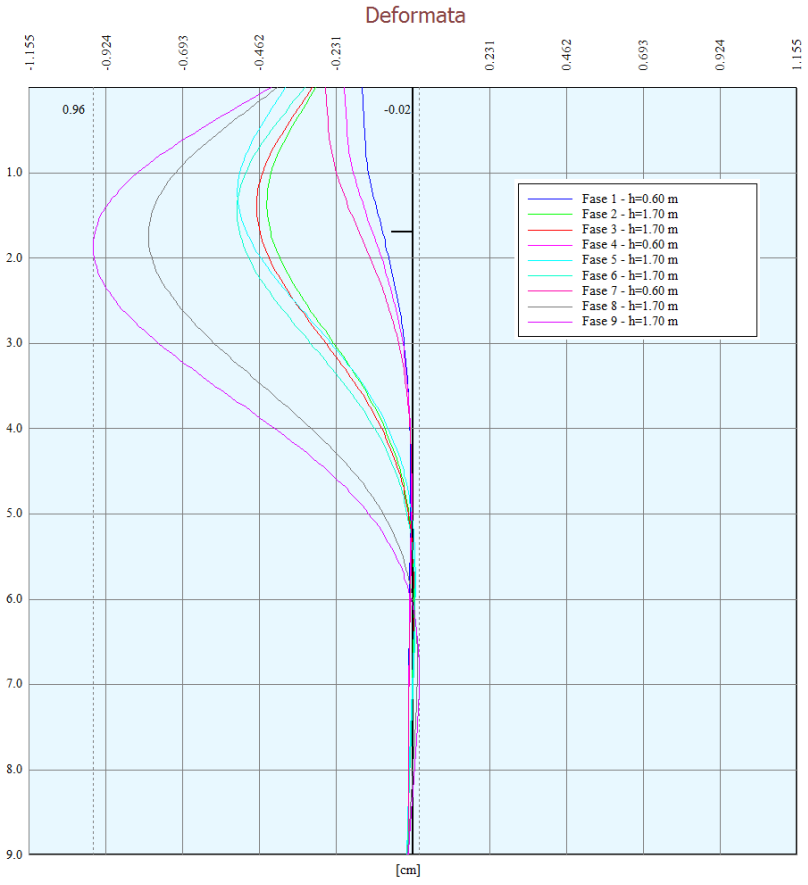
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 2.39, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



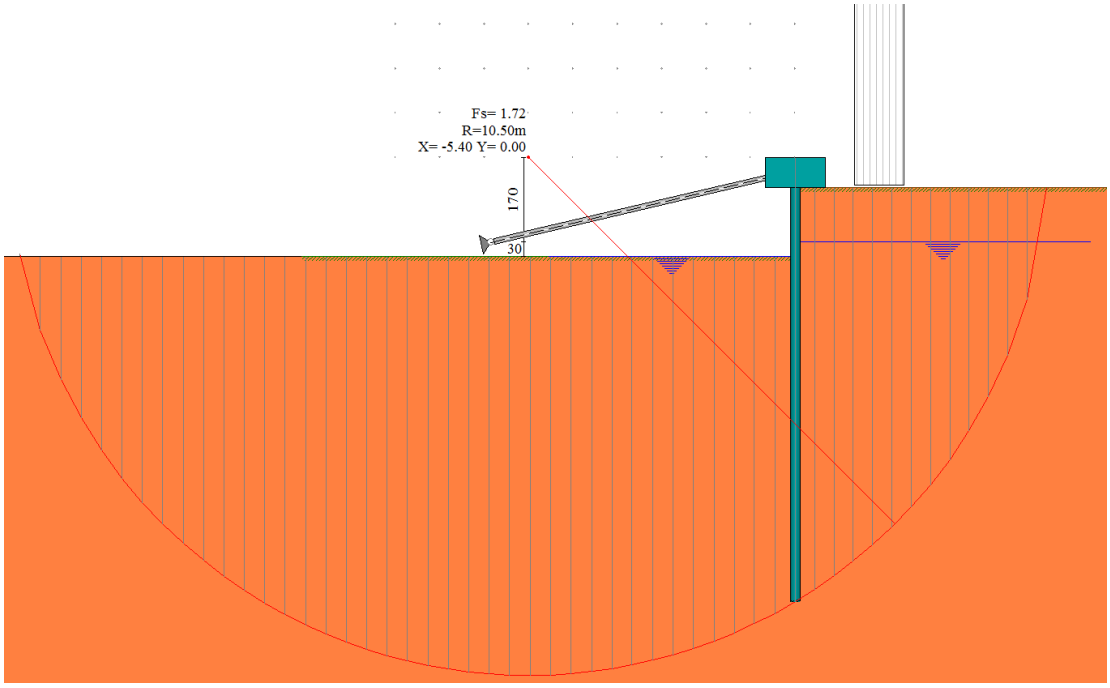
7.7.2.12 Paratia sez 15



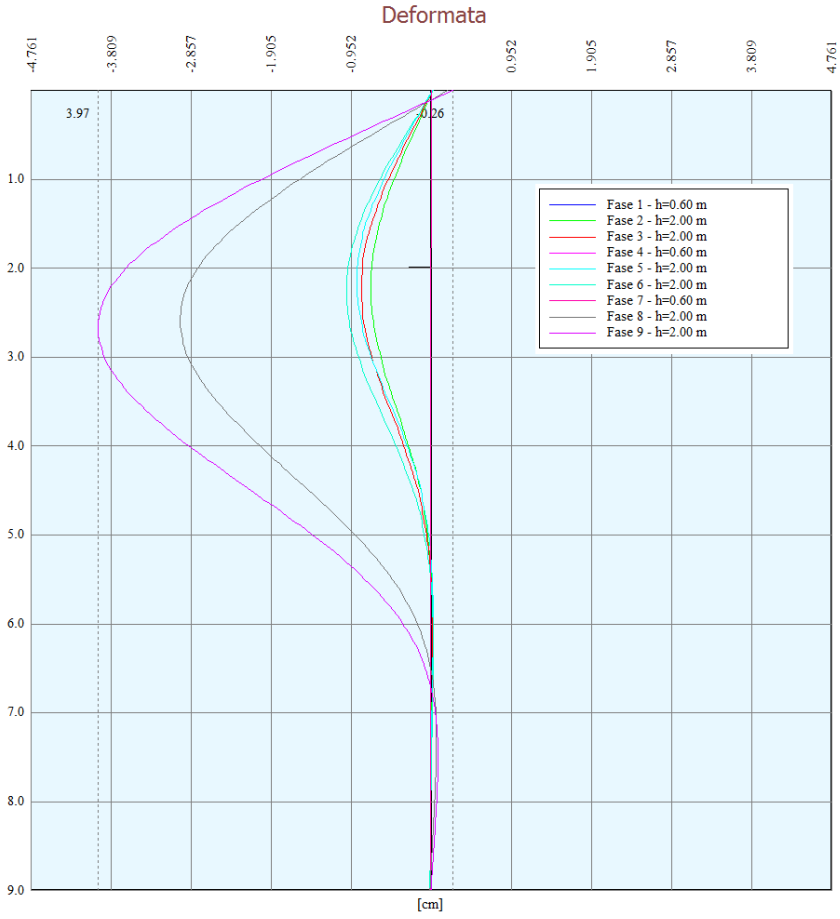
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.31, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



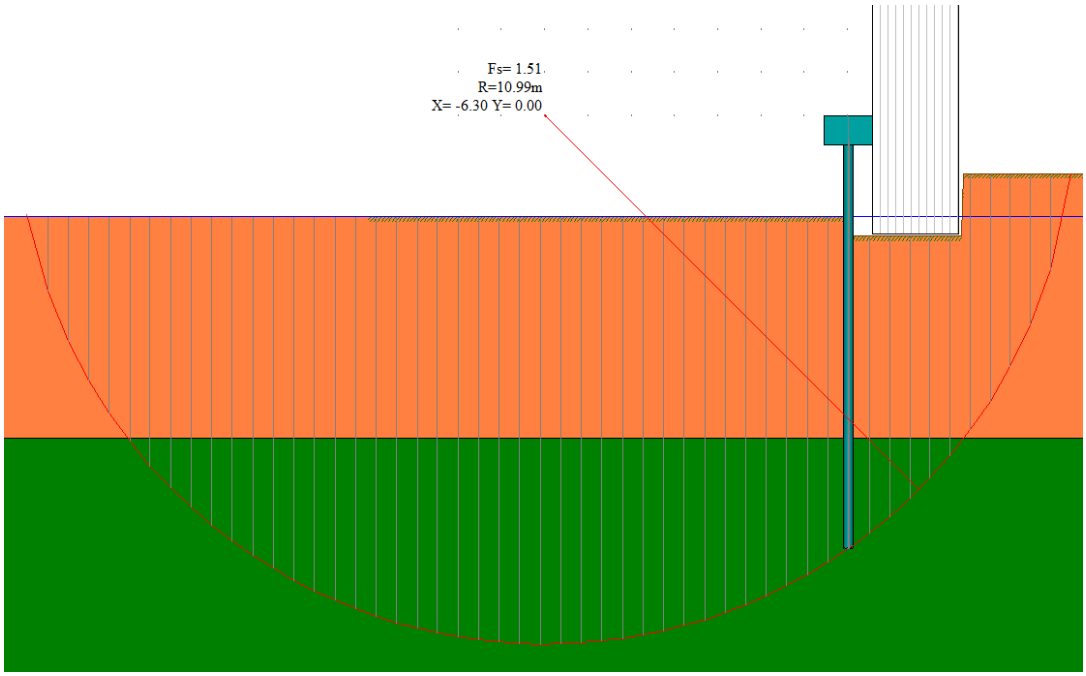
7.7.2.13 Paratia sez 14



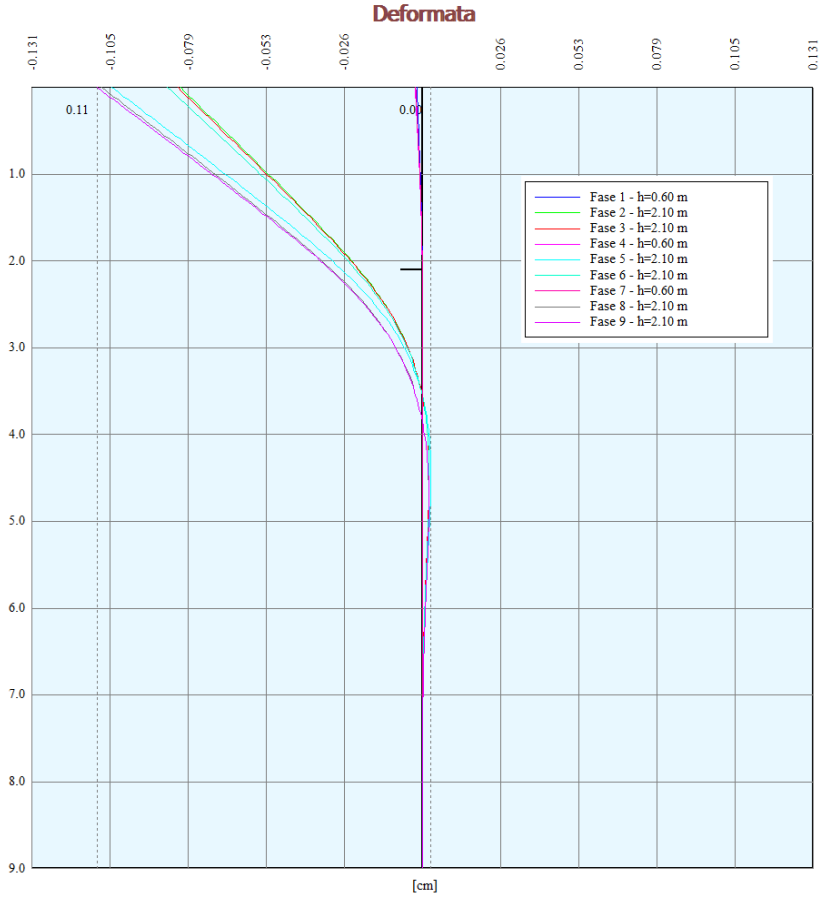
Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.72, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



7.7.2.14 Paratia edificio Leonardo (Ex Elsag)

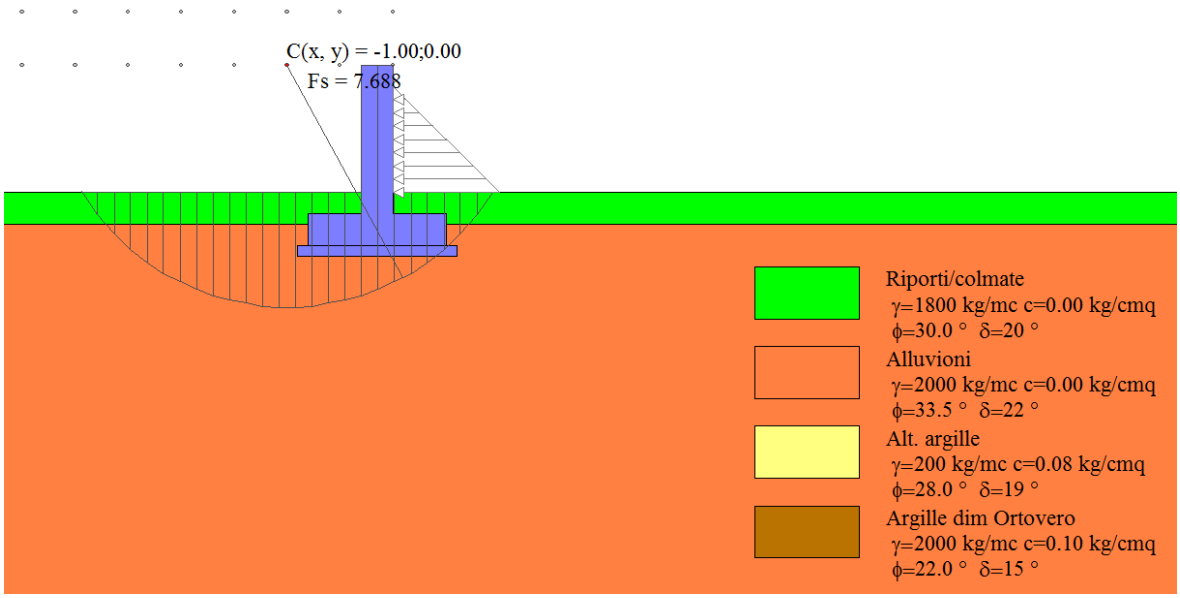


Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, è risultato pari a 1.51, quindi superiore al minimo previsto dalla normativa.



7.7.3 Muri in c.a.

7.7.3.1 Muro h=1.20 m, ubicato a monte ed a valle della passerella pedonale di Via VIII Società Case

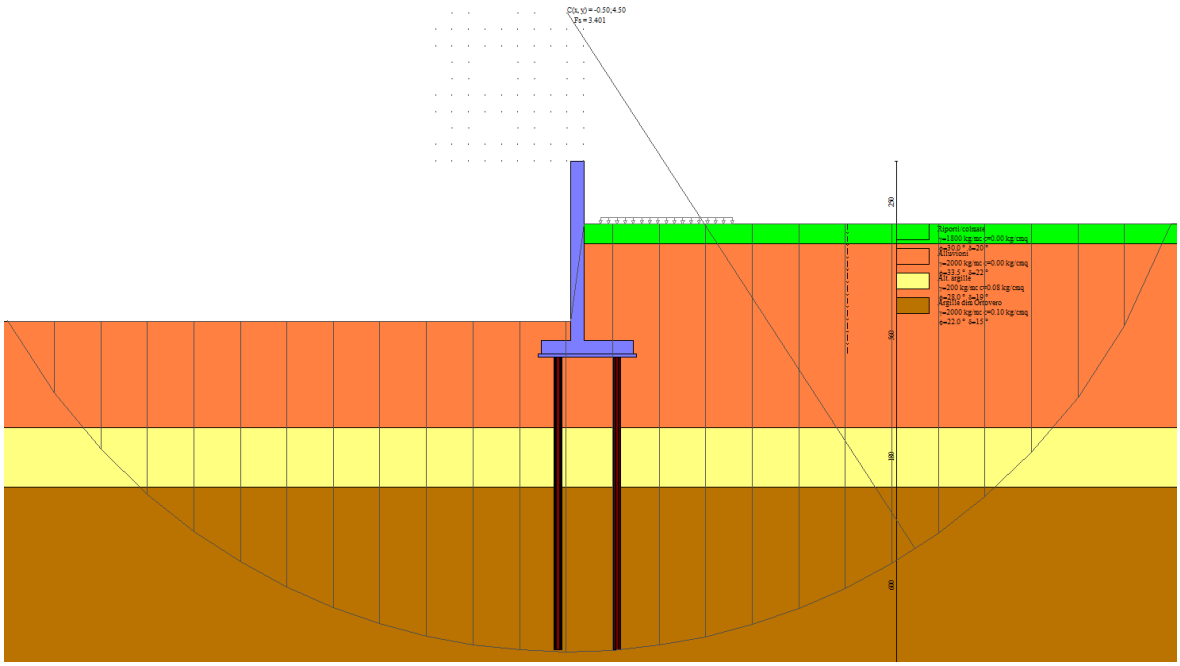






7.7.3.2 Muro in sponda destra in corrispondenza della rampa di accesso in alveo

Per la sezione relativa all'inizio della rampa si ha:



Risultati Muro

Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare

Coefficienti Sicurezza | Spinta | Forze | Risultanti

	CALCOLATI	RICHIESTI	MINIMI
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento		--	
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.27	--	1.27 (2)
Coefficiente di sicurezza a carico limite	6.27	--	6.27 (2)
Coefficiente di sicurezza stabilità globale			

Risultati Muro

Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare

Coefficienti Sicurezza | Spinta | Forze | Risultanti

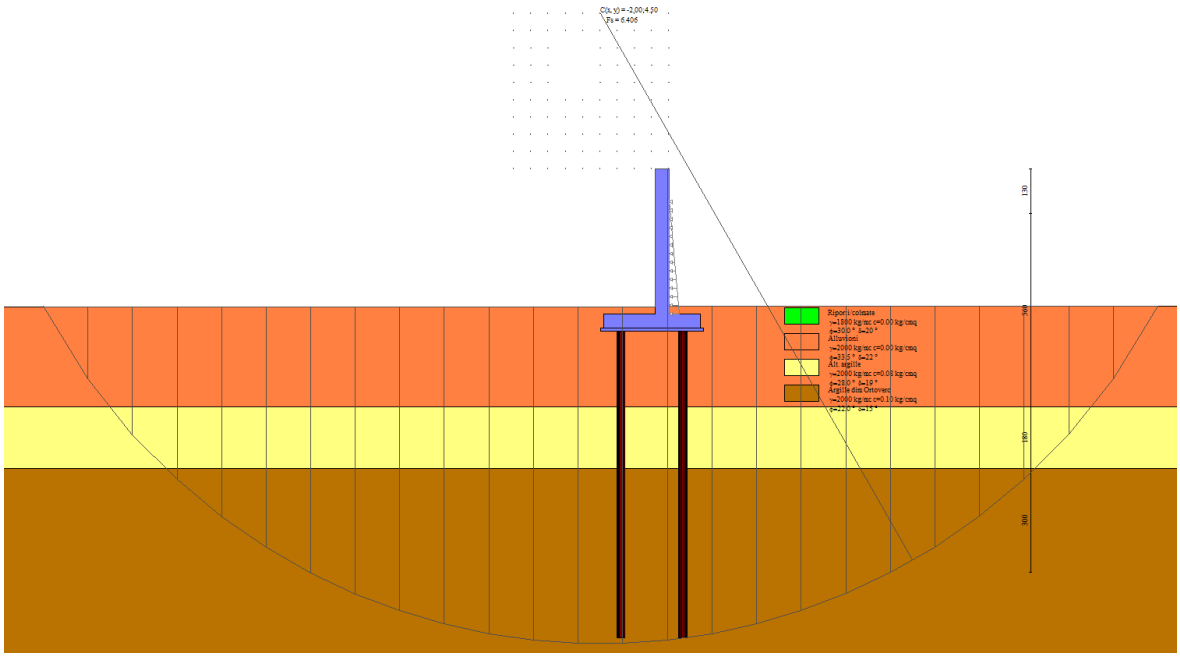
	CALCOLATI	RICHIESTI	MINIMI
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento		--	
Coefficiente di sicurezza a scorrimento		--	
Coefficiente di sicurezza a carico limite		--	
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	3.27	1.20	3.27 (6)

Risultati portanza dei micropali

Pali - Verifiche geotecniche

N°	xf[m]	N [kg]	Pd [kg]	FSv	FSvmin	T [kg]	Td [kg]	FSo	FSomin	Np
1	0.50	9767	30077	3.080	3.080 (1)	-4761	7330	**1.540**	**1.269 (2)**	10
2	2.30	20775	30077	**1.448**	**1.126 (2)**	-4761	7330	1.540	1.269 (2)	10

Per la sezione relativa alla fine della rampa si ha:



Risultati Muro

Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare

Coefficienti Sicurezza | Spinta | Forze | Risultanti

	CALCOLATI	RICHIESTI	MINIMI
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento		--	
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.17	--	1.17 (1)
Coefficiente di sicurezza a carico limite	6.02	--	6.02 (1)
Coefficiente di sicurezza stabilità globale			

Risultati Muro

Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare

Coefficienti Sicurezza | Spinta | Forze | Risultanti

	CALCOLATI	RICHIESTI	MINIMI
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento		--	
Coefficiente di sicurezza a scorrimento		--	
Coefficiente di sicurezza a carico limite		--	
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	6.41	1.20	6.41 (6)

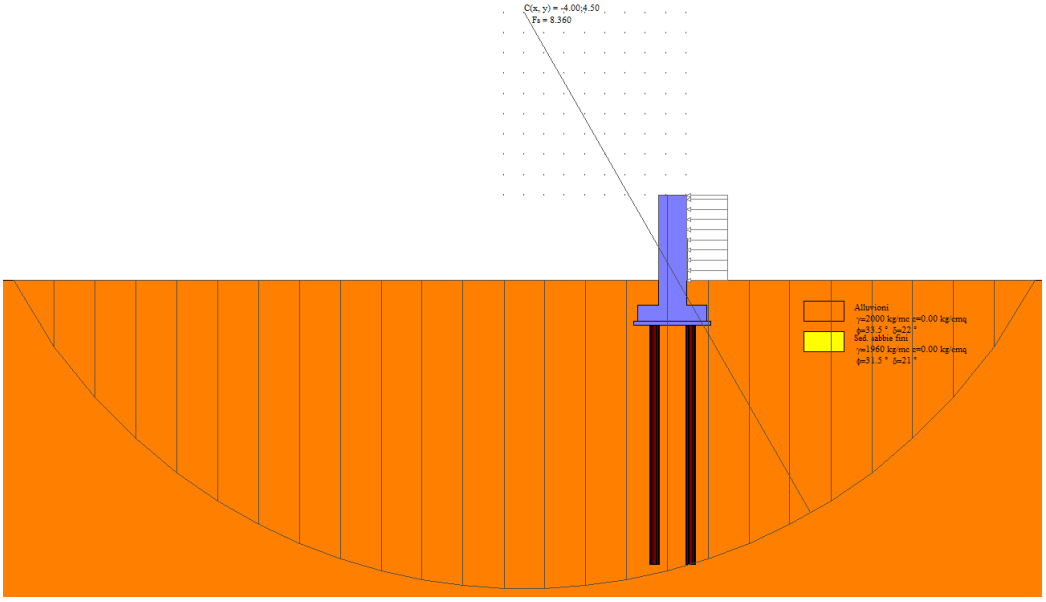
Risultati portanza dei micropali

Pali - Verifiche geotecniche

N°	xf[m]	N [kg]	Pd [kg]	FSv	FSvmin	T [kg]	Td [kg]	FSo	FSomin	Np
1	0.50	-14448	30043	2.079	2.079 (1)	-6220	7297	**1.173**	**1.173 (1)**	10
2	2.30	23183	30107	**1.299**	**1.299 (1)**	-6220	7297	1.173	1.173 (1)	10

7.7.3.3 Profilo idrodinamico ubicato a monte della pila centrale di Via Manara

Per la sezione avente spessore del paramento pari a 0.70 m si ha:



Risultati Muro

Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare

Coefficienti Sicurezza | Spinta | Forze | Risultanti

	CALCOLATI	RICHIESTI	MINIMI
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento		--	
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.14	--	2.14 (1)
Coefficiente di sicurezza a carico limite		--	
Coefficiente di sicurezza stabilità globale			

Risultati Muro

Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare

Coefficienti Sicurezza | Spinta | Forze | Risultanti

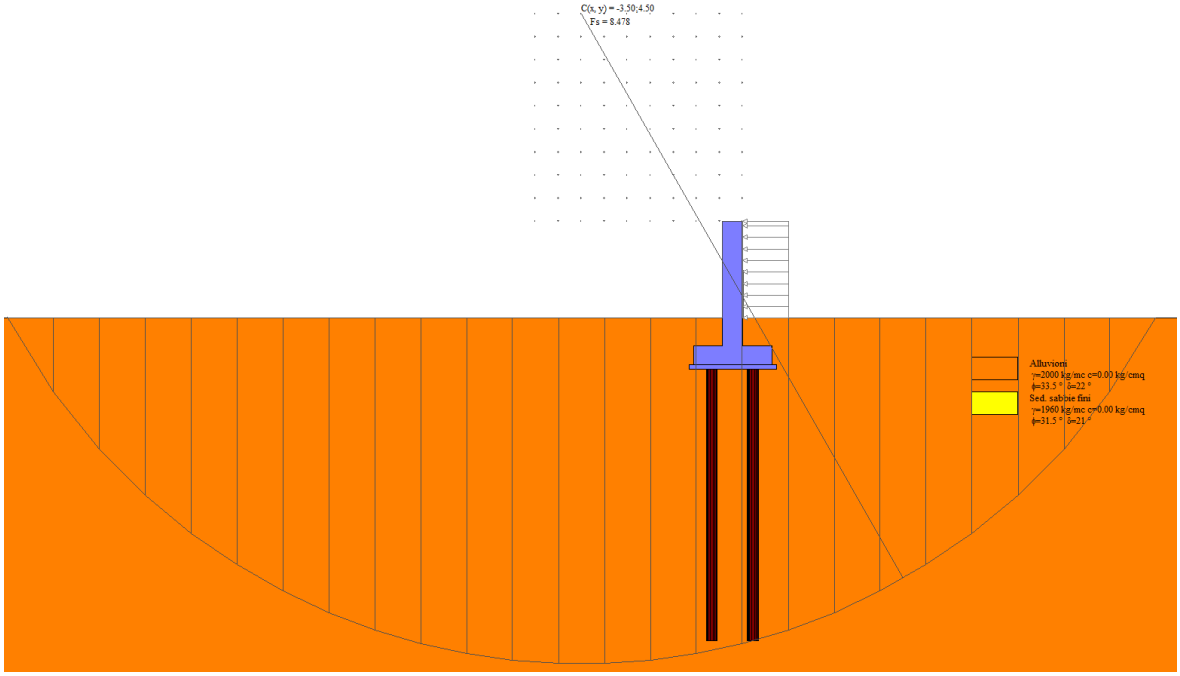
	CALCOLATI	RICHIESTI	MINIMI
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento		--	
Coefficiente di sicurezza a scorrimento		--	
Coefficiente di sicurezza a carico limite		--	
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	8.36	1.20	8.36 (6)

Risultati portanza dei micropali

Pali - Verifiche geotecniche

N°	xf[m]	N [kg]	Pd [kg]	FSv	FSvmin	T [kg]	Td [kg]	FSo	FSomin	Np
1	0.40	-10437	22529	2.158	2.158 (1)	-3164	6761	**2.137**	**2.137 (1)**	8
2	1.30	21198	22789	**1.075**	**1.075 (1)**	-3164	6761	2.137	2.137 (1)	8

Per la sezione avente spessore del paramento pari a 0.45 m si ha:



Risultati Muro

Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare

Coefficienti Sicurezza | Spinta | Forze | Risultanti

	CALCOLATI	RICHIESTI	MINIMI
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento		--	
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.14	--	2.14 (1)
Coefficiente di sicurezza a carico limite		--	
Coefficiente di sicurezza stabilità globale			

Risultati Muro

Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare

Coefficienti Sicurezza | Spinta | Forze | Risultanti

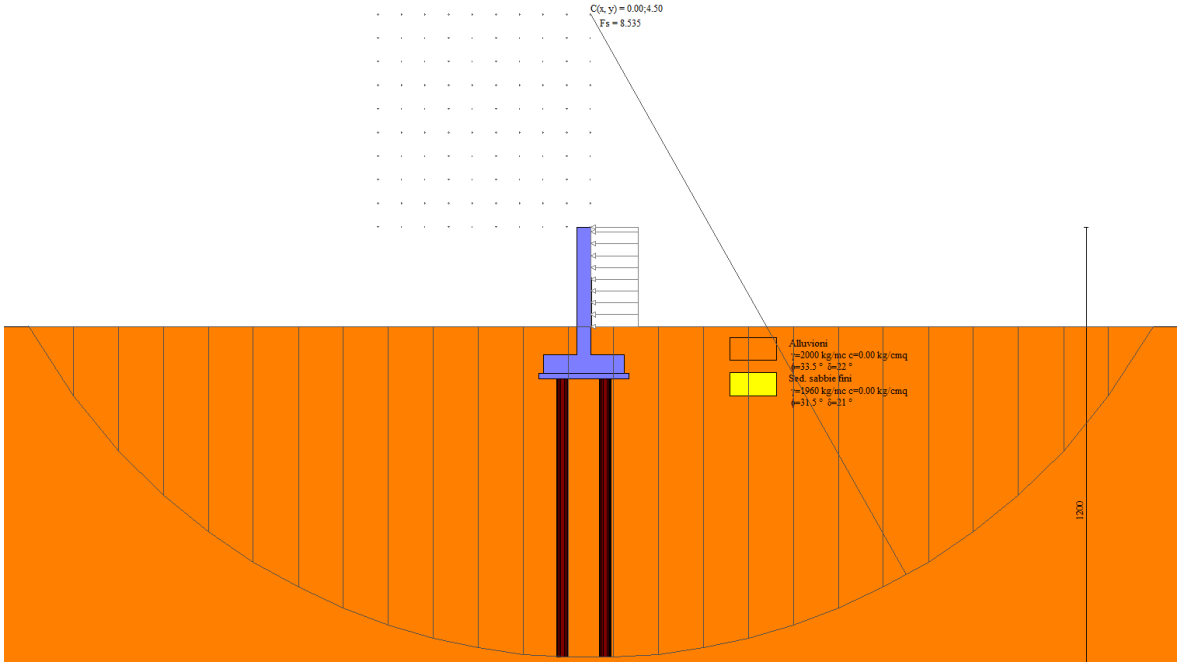
	CALCOLATI	RICHIESTI	MINIMI
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento		--	
Coefficiente di sicurezza a scorrimento		--	
Coefficiente di sicurezza a carico limite		--	
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	8.48	1.20	8.48 (6)

Risultati portanza dei micropali

Pali - Verifiche geotecniche

N°	xf[m]	N [kg]	Pd [kg]	FSv	FSvmin	T [kg]	Td [kg]	FSo	FSomin	Np
1	0.40	-11537	22529	1.953	1.953 (1)	-3164	6768	**2.139**	**2.139 (1)**	8
2	1.30	19992	22789	**1.140**	**1.140 (1)**	-3164	6768	2.139	2.139 (1)	8

Per la sezione avente spessore del paramento pari a 0.20 m si ha:



Risultati Muro

Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare

Coefficienti Sicurezza | Spinta | Forze | Risultanti

	CALCOLATI	RICHIESTI	MINIMI
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento		--	
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.14	--	2.14 (1)
Coefficiente di sicurezza a carico limite		--	
Coefficiente di sicurezza stabilità globale			

Risultati Muro

Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare

Coefficienti Sicurezza | Spinta | Forze | Risultanti

	CALCOLATI	RICHIESTI	MINIMI
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento		--	
Coefficiente di sicurezza a scorrimento		--	
Coefficiente di sicurezza a carico limite		--	
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	8.54	1.20	8.54 (6)

Risultati portanza dei micropali

Pali - Verifiche geotecniche

	N°	xf[m]	N [kg]	Pd [kg]	FSv	FSvmin	T [kg]	Td [kg]	FSo	FSomin	Np	
*	1	0.40	-12209	22529	1.845	1.845 (1)	-3164	6768	**2.139**	**2.139 (1)**	8	
	2	1.30	19280	22789	**1.182**	**1.182 (1)**	-3164	6768	2.139	2.139 (1)	8	

Il minimo fattore di sicurezza per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera – terreno, per tutte le tipologie di muri esaminati è risultato superiore al minimo previsto dalla normativa.
Le verifiche geotecniche hanno dato esito positivo.

7.7.4 Pali a cavalletto utilizzati per il blocco di contrasto provvisorio.

È stata eseguita la determinazione della portanza dei micropali disposti a cavalletto, utilizzati per la fondazione del blocco di contrasto provvisorio in alveo; tale verifica risulta necessaria per accertare che la lunghezza dei micropali sia sufficiente a trasferire al terreno i carichi applicati.
La stratigrafia considerata è la seguente:

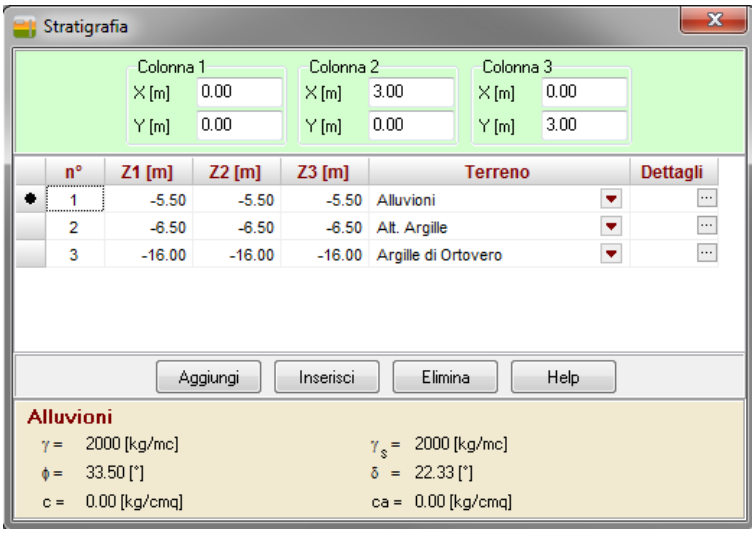


Figura 7.4 – Stratigrafia considerata.

La sollecitazione di compressione applicata al palo è riportata nella figura seguente:

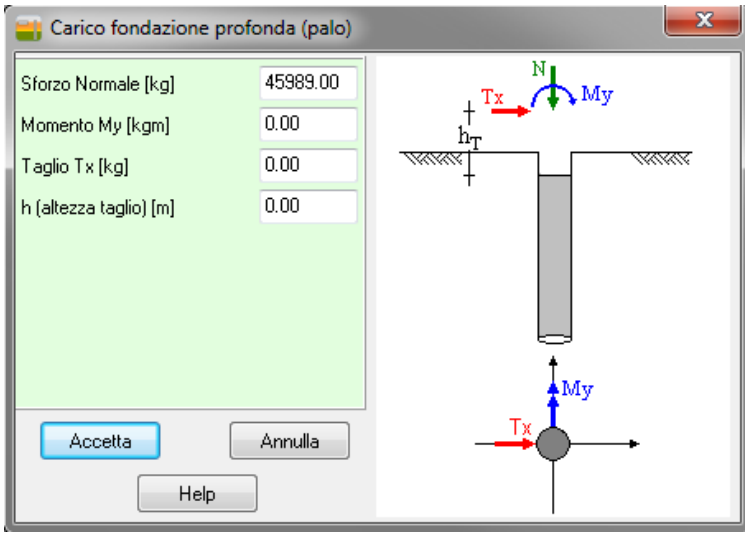
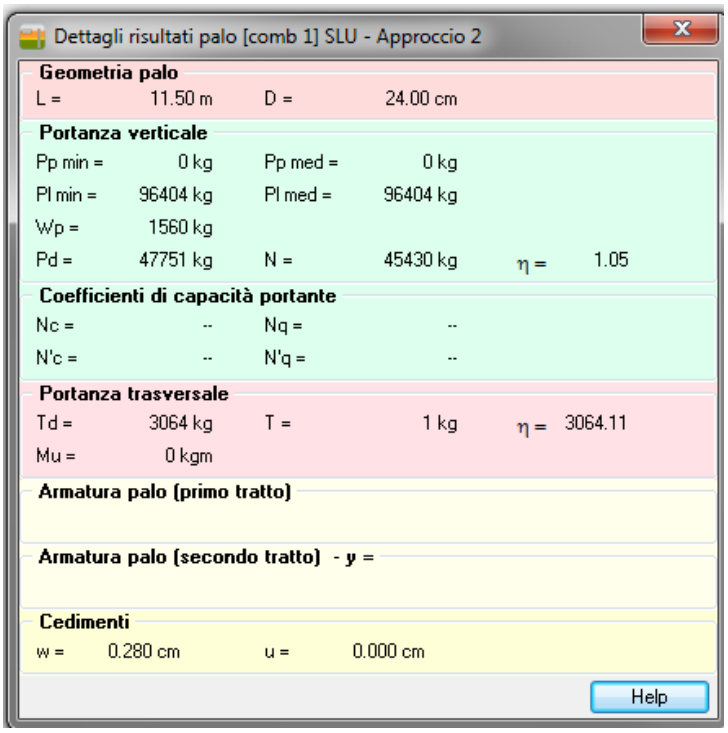


Figura 7.5 – Sollecitazioni palo compresso.

Per la determinazione della portanza del micropalo è stata utilizzata la teoria di Bustamante e Doix, considerando la sola portanza laterale.

L’esito delle verifiche condotte viene riassunto nel successivo report.



La sollecitazione di trazione applicata al palo è riportata nella figura seguente:

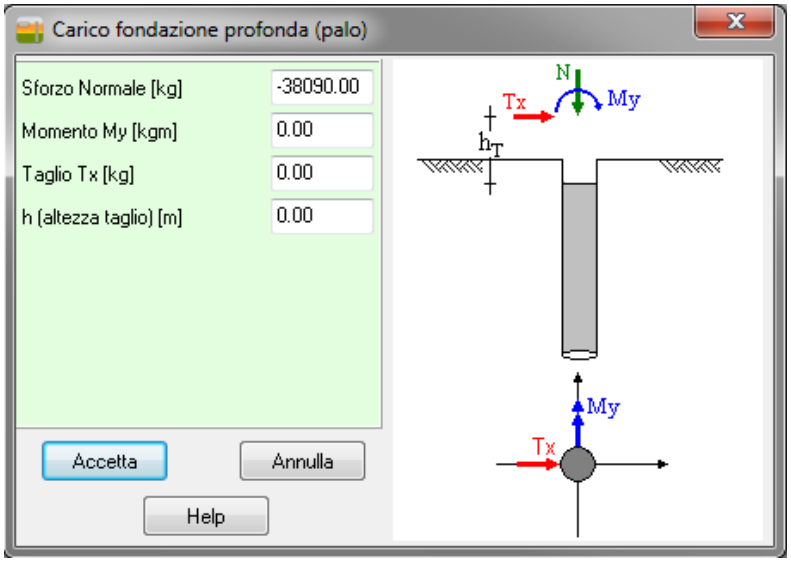
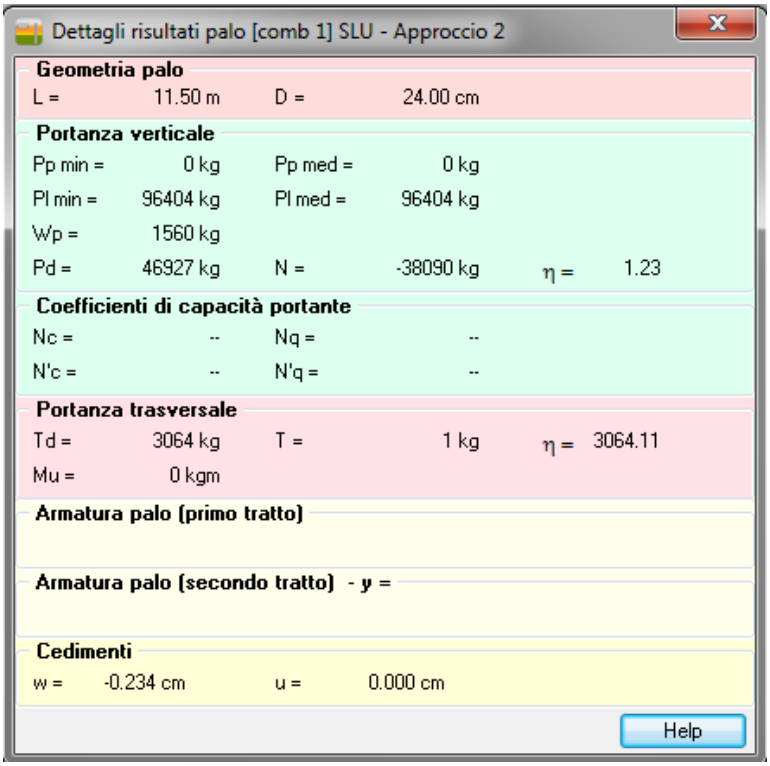


Figura 7.6 – Sollecitazioni palo teso.

L’esito delle verifiche condotte viene riassunto nel successivo report.



Le verifiche condotte hanno fornito esito positivo, rispettando tutte le prescrizioni normative.

7.7.5 Verifica strutturale dei pali utilizzati per la fondazione delle soglie di fondo.

È stata eseguita la determinazione della portanza dei micropali disposti a cavalletto, utilizzati per la fondazione del blocco di contrasto provvisorio in alveo; tale verifica risulta necessaria per accertare che la lunghezza dei micropali sia sufficiente a trasferire al terreno i carichi applicati.
La stratigrafia considerata è la seguente:

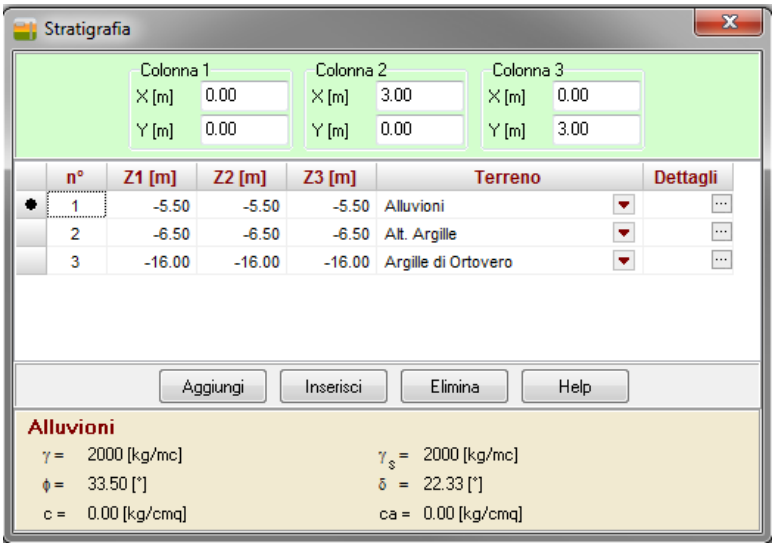


Figura 7.7 – Stratigrafia considerata.

La sollecitazione di compressione applicata al palo posteriore è riportata nella figura seguente:

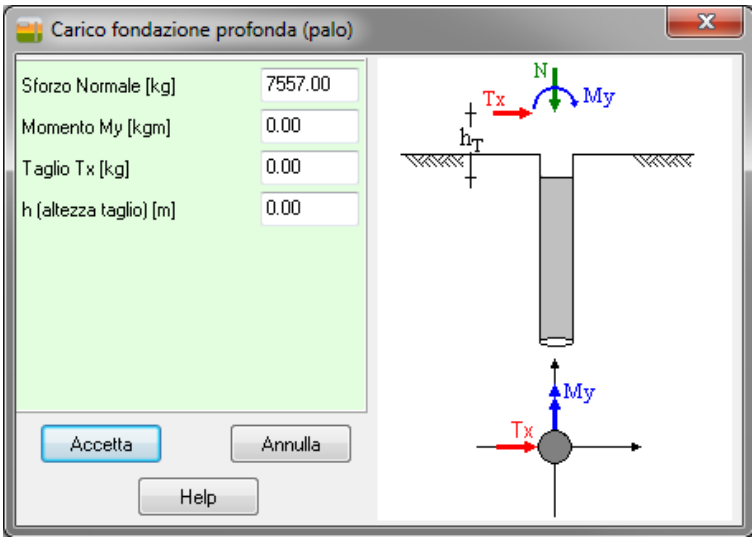
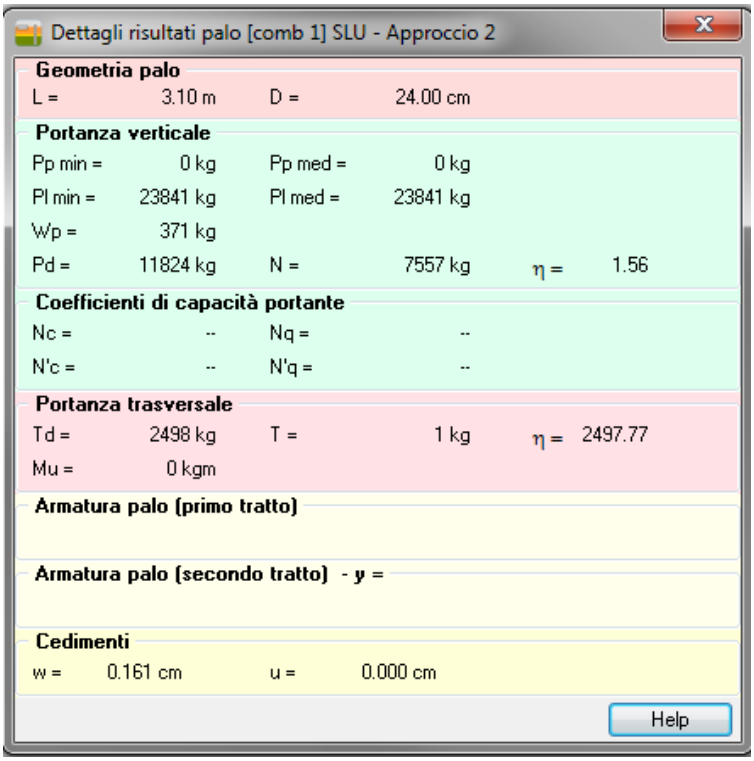


Figura 7.8 – Sollecitazioni palo posteriore.

Per la determinazione della portanza del micropalo è stata utilizzata la teoria di Bustamante e Doix, considerando la sola portanza laterale.
L'esito delle verifiche condotte viene riassunto nel successivo report.



La sollecitazione di compressione applicata al palo anteriore è riportata nella figura seguente:

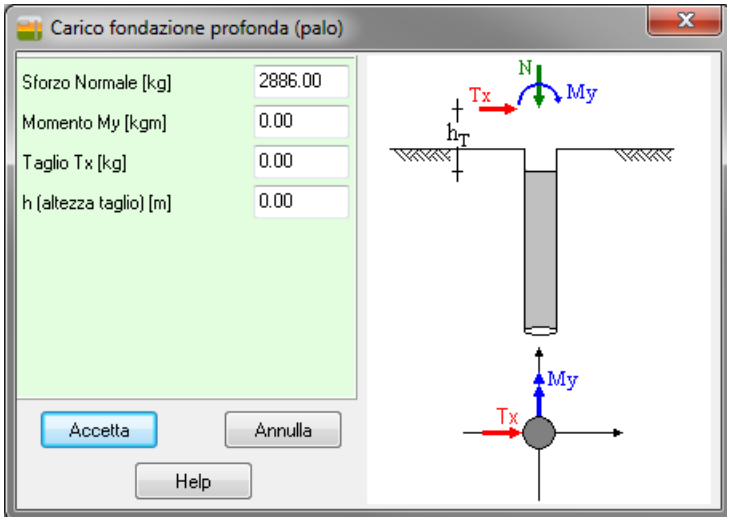
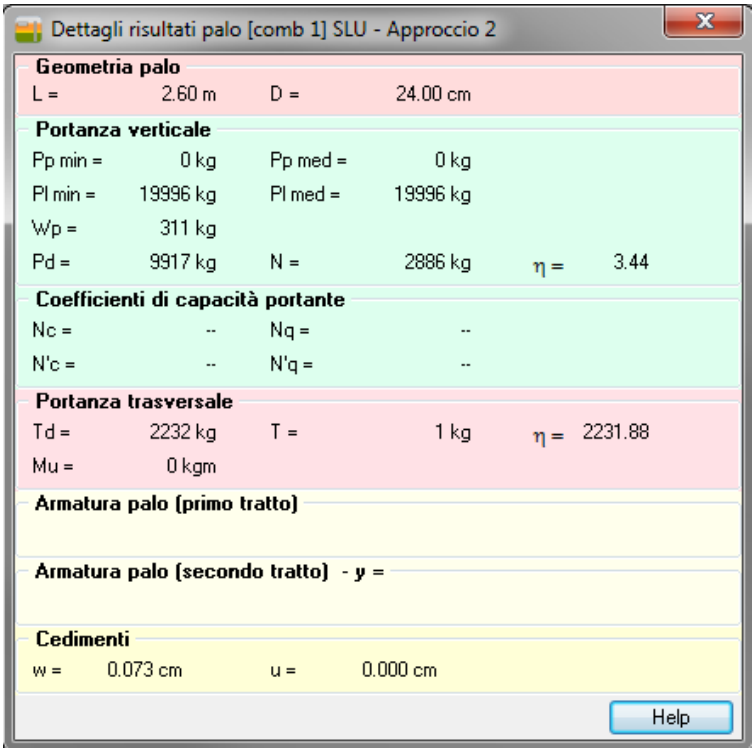


Figura 7.9 – Sollecitazioni palo anteriore.

Per la determinazione della portanza del micropalo è stata utilizzata la teoria di Bustamante e Doix, considerando la sola portanza laterale.
L'esito delle verifiche condotte viene riassunto nel successivo report.

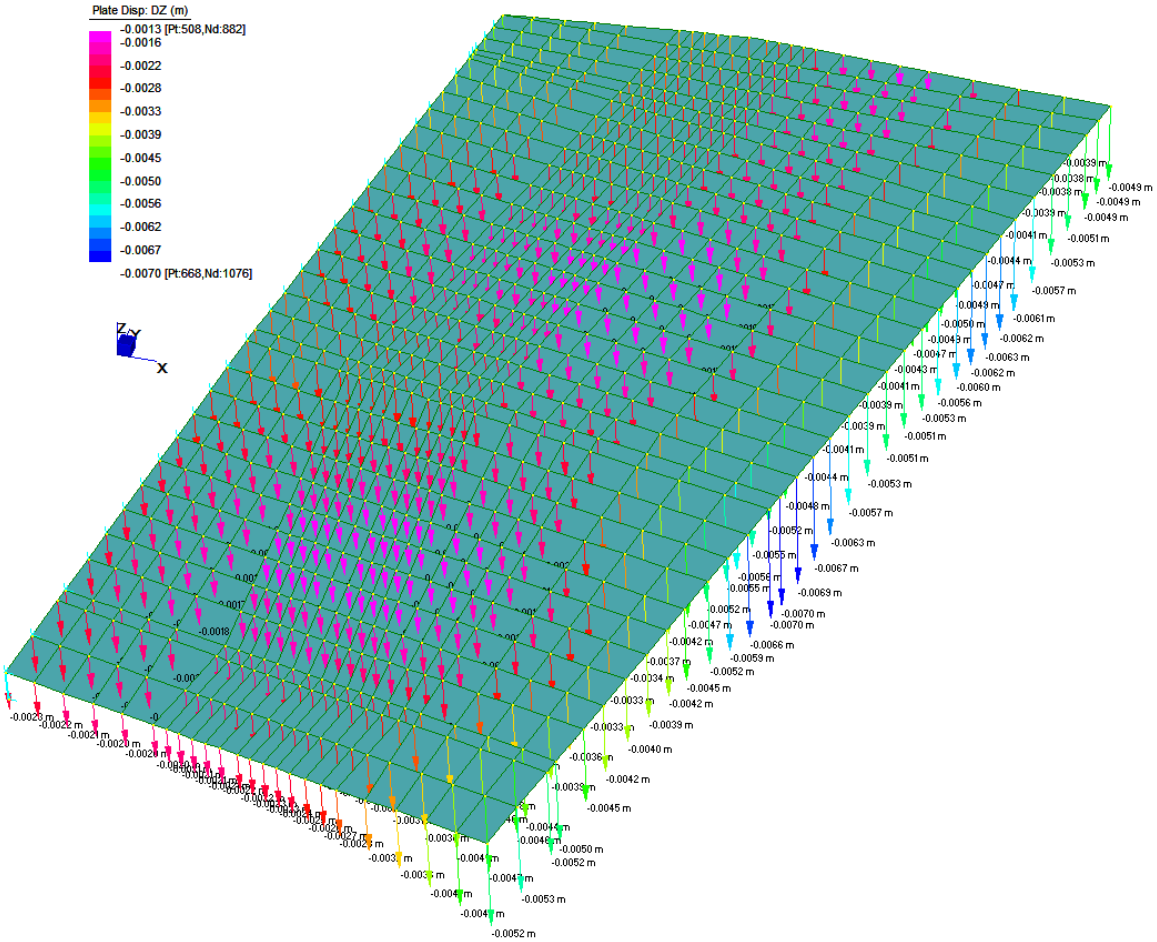


Come si può notare, le verifiche strutturali hanno fornito esisto positivo.
Per i pali anteriori, la portanza è state determinata su una lunghezza netta pari a 2.60m, avendo considerato un'altezza di scalzamento pari a 1.00m. Mentre per i pali posteriori, la

lunghezza netta su cui è stata eseguita la verifica della portanza alle azioni verticali è stata assunta pari a 3.10m, avendo considerato un'altezza di scalzamento pari a 0.50m.
Alla luce di tali verifiche, la lunghezza complessiva dei pali è stata assunta pari a 4.00m.
La lunghezza netta di calcolo dei micropali risulta pari a 3.60m, poichè i primi 0.40m risultano inseriti all'interno della struttura in C.A. della soglia.
Le verifiche condotte hanno fornito esito positivo, rispettando tutte le prescrizioni normative.

7.7.6 Verifica della portanza della nuova platea in corrispondenza del fornice di levante.

Le verifiche di portanza della platea del fornice di levante è stata condotta utilizzando la teoria di Meyerhoff. Il terreno di posa della fondazione, tenuto conto dell'ubicazione dell'opera è stato considerato quello dello strato relativo alle alluvioni costituite da ghiaie sabbiose. La quota di imposta della fondazione è stata fissata ad una profondità pari a 1.0 metri.



L'abbassamento massimo verticale della struttura per lo stato limite di esercizio risulta pari a 7.00 mm, come indicato nella mappatura seguente.
La massima pressione sul terreno, considerando che la costante di winkler utilizzata risulta essere pari a 3.5 kg_f/cm^3, la massima tensione sul terreno risulta pari a $\sigma_t = 3.5 \times 0.7 = 2.45$

kg_f/cm^2, determinata moltiplicando la costante elastica del terreno considerata (3.5 kg/cm^3 x cm) per il massimo abbassamento verticale della fondazione relativo alla combinazione considerata, che risulta pari a 7.00 mm
Tale platea ha una lunghezza di 16 m, ed una larghezza di 7.80 m.
Di seguito si riporta l'esito della verifica.

Determinazione dei fattori di capacità portante (Meyerhoff)

Angolo di attrito interno del terreno:	$\phi°=$	**33.5**	=	0.5847	RAD	
$Nq=e^{(\pi*\tan\phi)}*\tan^2(45+\phi/2)=$	27.71	=>	27			
$Nc=(Nq-1)*\cot g\phi=$	40.35	=>	40			
$N\gamma=(Nq-1)*\tan(1.4*\phi)=$	28.54	=>	28			
Dimensioni in pianta della fondazione:			**B(m)=**	**7.8**	**L(m)=**	**16**
Determinazione dei fattori di forma			**Kp=**	**3.46**		
$sc=1+0.20*Kp*(B/L)=$	1.34					
$sq=s\gamma=1+0.10*Kp*(B/L)=$	1.17					
Determinazione dei fattori di profondità						
$dc=1+0.20*(Kp)^{(1/2)}*(B/L)$	1.18					
$dq=d\gamma=1+0.10*(Kp)^{(1/2)}*(B/L)=$	1.09					
Determinazione fattori di inclinazione:			$\theta°=$	**0**	= 0.0000	RAD
$ic=iq=(1-\theta/90)^2=$	1.00					
$ig=(1-\theta/\phi)^2=$	1.00					

Determinazione della portanza massima limite.

Profondità del piano di posa riferito al piano di campagna:	D(m)=	**1**		
Peso specifico del terreno:	$\gamma=$	**2000**	$Kg/m^3 = KN/m^3$	20
Coesione	c=	**0**	Kg/cmq=Kpa	0
$q_{ult}=c*Nc*sc*dc+\gamma*D*Nq*sq*dq+0.50*\gamma*B*N\gamma*s\gamma*d\gamma=$		3472.83	KPa=Kg/cmq	34.73
Coefficiente di riduzione	$\gamma r=$	**2.3**		
$R_d=q_{lim}/\gamma_R=$		**15.10**	Kg/cmq	

In termini di resistenza ai carichi verticali, la massima tensione indotta nel terreno in ambito di Stato Limite Ultimo è pari a 2.45 kg_f/cm^2.

La verifica risulta ampiamente soddisfatta 2.45 < 15.10 kg_f/cm^2.

7.1 NUOVO MURO D'ARGINE IN CORRISPONDENZA DEL CIVICO N° 1 DI VIA SESTRI

Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti sui pali della berlinese (sforzo normale) e sulla suola della fondazione.

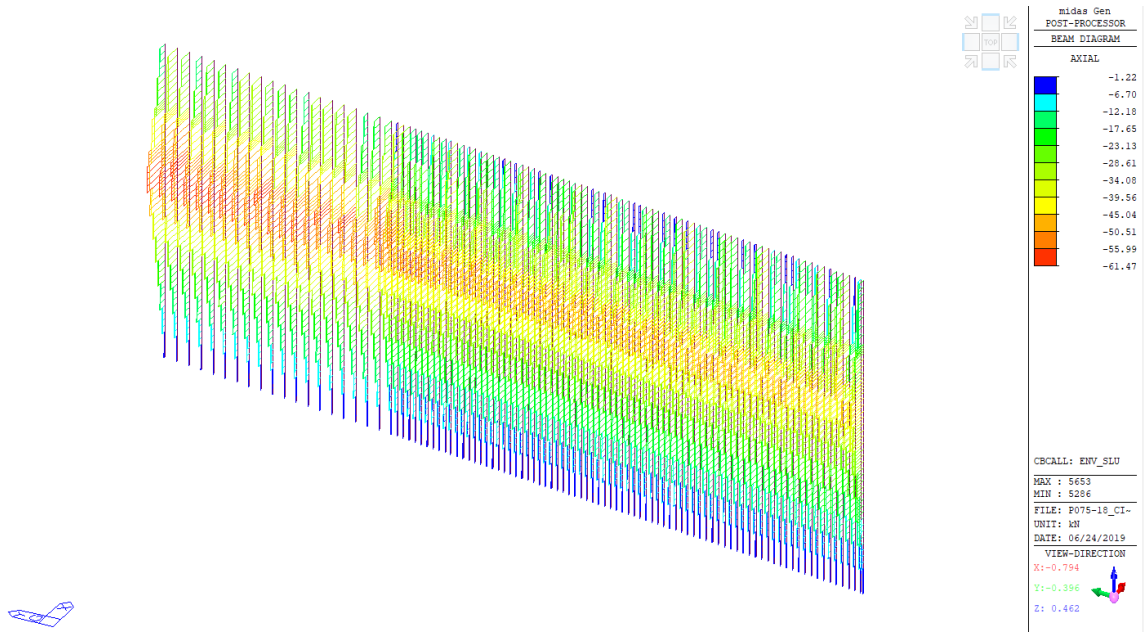


Figura 7.10 – Sollecitazioni Micropali – Inviluppo sforzo normale – Max 61.5 kN.

Data l'esigua sollecitazione agente sui pali, si ritiene non necessario l'esplicitazione delle verifiche di portanza sugli stessi.

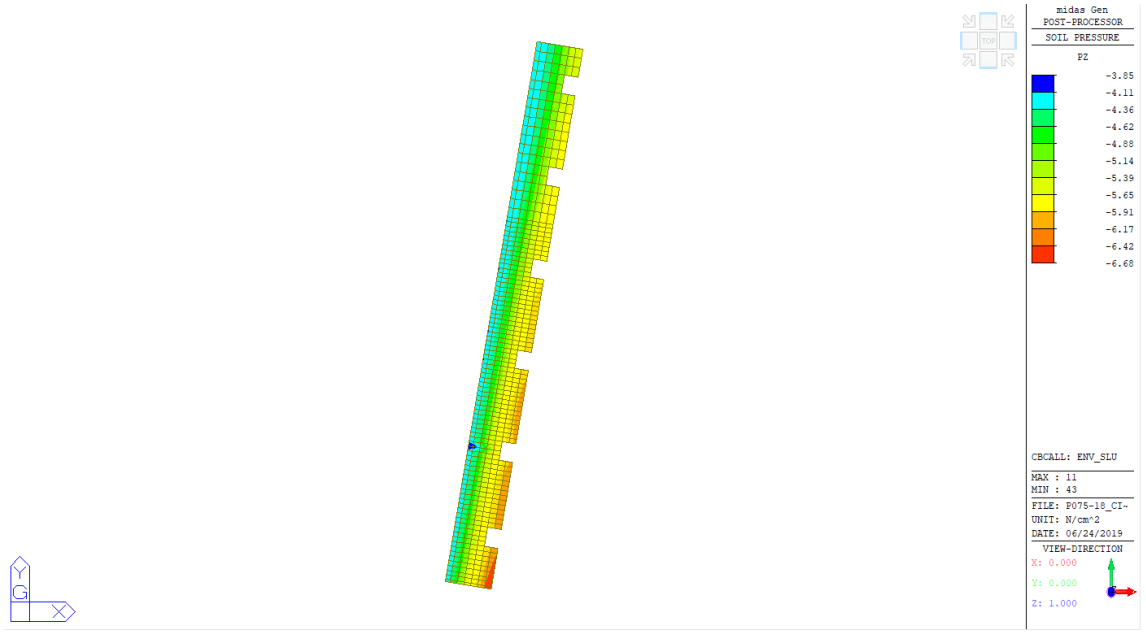


Figura 7.11 – Suola di fondazione – massima pressione sul terreno (inviluppo combinazioni SLU).

La massima pressione su terreno indotta dalla fondazione del muro, risulta pari a 6.68 N/cm^2, dato l'esiguo valore, si ritiene che la verifica geotecnica relativa alla portanza sia soddisfatta.

8 RELAZIONE SULL'ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI CON CODICE DI CALCOLO AUTOMATICO

8.1 TIPO DI ANALISI SVOLTA

8.1.1 Platea in c.a.

La progettazione della platea prevista in corrispondenza dell'edificio Leonardo è stata svolta mediante delle analisi elastiche lineari eseguite con un modello FEM, impiegando elementi di tipo monodimensionale ("beam") e bidimensionale ("plate"). Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto in campo elastico lineare.

8.1.2 Muri in c.a.

Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stato messo a punto un modello di calcolo pseudo-statico in cui i muri di sostegno vengono schematizzati come corpo rigidi, in questo caso la piastra di base risulta vincolata a due micropali.
Nel calcolo a mensola il paramento viene considerato caricato dal diagramma delle pressioni dovuto alla spinta dell'acqua (in condizioni statiche ed in condizioni sismiche) e dalla pressione dinamica dell'acqua agente sul paramento.
Il calcolo delle armature viene eseguito considerando la sezione alla generica quota soggetta a pressoflessione.
Nel calcolo delle sollecitazioni per la fondazione di valle questa viene considerata caricata dal basso dalla reazione del terreno (diagramma di tipo lineare) e dall'alto dal peso proprio e dall'eventuale terreno posto sopra la fondazione stessa. Nel calcolo delle sollecitazioni per la fondazione di monte questa viene considerata caricata dal basso dalla reazione del terreno (diagramma di tipo lineare) e dall'alto dal peso proprio e dal carico dovuto al terrapieno e agli eventuali sovraccarichi sul terrapieno.
Verrà eseguita anche la verifica al punzonamento della piastra di fondazione sotto l'azione dei micropali di fondazione.

8.1.3 Paratie

8.1.3.1 Caratteristiche del modello

8.1.3.1.1 Introduzione

Le paratie di micropali sono state verificate con dei modelli di calcolo a sé stanti rispetto al solaio di copertura.

- La singola paratia di micropali è stata modellata come libera di ruotare e di traslare in testa:
  - alla spinta attiva del terreno posto a monte
  - alla spinta attiva del sovraccarico posto a monte del micropalo.
  - all'azione sismica.

8.1.3.1.2 Schematizzazione della paratia

Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stato messo a punto un modello di calcolo monodimensionale pseudo-statico in cui la paratia viene schematizzata come corpo rigido.

Il cordolo in testa alla paratia è stato schematizzato come trave appoggiata di lunghezza pari a due volte l'interasse fra i micropali i_p, soggetta in mezzeria ad un carico concentrato Q = S / i_p, essendo S la spinta agente sul singolo micropalo.

La paratia viene considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a "trave". Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.
Sia il tratto fuori terra che il tratto interrato vengono suddivisi in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri.

8.1.3.2 Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso viene visto come un letto di "molle indipendenti fra di loro" reagenti a solo sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler).
La matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

L'analisi dello schema statico qui descritto viene svolta in ambito non lineare tenendo conto dell'equilibrio delle spinte, della mobilitazione delle molle e della relativa plasticizzazione.

8.2 VERIFICHE SVOLTE

8.2.1 Strutture in c.a. Muri in c.a. e platea in c.a.

Sono state svolte le seguenti verifiche:

- Ambito strutturale
  - Stati Limite Ultimi
    La verifica delle sezioni in C.A. è stata svolta in ambito non lineare supponendo il calcestruzzo non reagente a trazione ed ipotizzando:
    - per il calcestruzzo un comportamento elasto – plastico con limite di deformazione a compressione del 3.5 ‰.
    - per l'acciaio d'armatura un comportamento elastico – indefinitamente plastico.

- Ambito geotecnico
  - Stati Limite Ultimi
    - verifica di portanza della fondazione
  - Stati Limite di Esercizio
    - verifica dei cedimenti

8.2.2 Paratie

Sono state svolte le seguenti verifiche:

- Ambito strutturale
  - Verifica delle sezioni in acciaio è stato svolto in ambito lineare ipotizzando per l'acciaio dell'armatura tubolare un comportamento elastico – indefinitamente plastico.

- Ambito geotecnico
  - Stati Limite Ultimi
    - verifica della stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno;
    - verifica a ribaltamento dell'opera di sostegno.
  - Stati Limite di Esercizio
    - verifica della compatibilità dei cedimenti (orizzontali e verticali).

8.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni allo Stato Limite Ultimo sono state valutate secondo quanto previsto al paragrafo 2.5.3 del DM Infrastrutture 17 gennaio 2018.
Si rimanda ai precedenti paragrafi della relazione per una più esaustiva trattazione sulle regole di combinazione delle azioni, mentre si rimanda all'output dei programmi di calcolo per un più dettagliato elenco delle combinazioni impiegate in sede di verifica.

8.4 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

8.4.1 Platea in C.A.

Il calcolo è stato svolto con il programma di calcolo agli elementi finiti STRAUS 7 (vers. 2.4.6), regolarmente concesso in licenza alla ITEC engineering. La modellazione della platea in c.a. è stata condotta considerando elementi "plate", mentre le travi ed i pialstri sono stati modellati mediante elementi "beam". Le funzioni di forma utilizzate dal programma per i vari elementi finiti, sono state controllate esaminando la numerosa documentazione di validazione allegata al programma, nella quale vengono confrontati i risultati ottenuti, con il calcolo svolto con altri programmi o con quanto si ottiene da soluzioni in forma chiusa.
La documentazione è reperibile agli indirizzi web:

www.straus7.com
www.strand7.com

Per il caso in esame i risultati sono stati verificati controllando le sezioni maggiormente sollecitate con schemi semplificati. I controlli hanno dato esito positivo e quindi si ritiene che i risultati siano accettabili in relazione alle ipotesi assunte per la creazione del modello.

8.4.2 Paratie di micropali

Con riferimento alle paratie, la progettazione – verifica delle strutture in C.A., sia in ambito strutturale che in ambito geotecnico, è stata condotta con l'ausilio del software "PAC14.0", prodotto da "Aztec Informatica s.r.l" e regolarmente concesso in licenza alla ITEC engineering.

Il programma PAC è dedicato all'analisi ed al calcolo di paratie, palancolate e scavi sbadacchiati. Possono essere analizzate paratie di pali o micropali, disposti anche su più file, paratie a setti in c.a., paratie con sezione a T, e paratie metalliche a sezione generica. La paratia da analizzare può essere ancorata tramite una o più file di tiranti, attivi o passivi.
Per il profilo del terreno, PAC consente la definizione per punti con possibilità di inserire

sovraccarichi (concentrati e distribuiti) in qualsiasi punto o tratto del profilo. E' possibile stratificare il terreno di monte e di valle. La caratterizzazione del terreno avviene fornendo i valori dei parametri fisici e meccanici più comuni.
La falda può essere messa in conto con quote differenti per la zona di monte e quella di valle.
PAC permette di inserire, in un ambiente grafico integrato nel programma, carichi (forza X, forza Y, momento), vincoli (traslazione X e rotazione) e diagrammi di carico aggiuntivi (costanti o variabili linearmente).
Date le caratteristiche del terreno, i sovraccarichi e l'altezza fuori terra della paratia, PAC calcola la profondità di infissione necessaria per l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione (problema di Progetto) con i metodi classici (diagramma di spinta attiva, resistenza passiva, controspinta). E' possibile impostare il fattore di sicurezza per il calcolo della profondità di infissione secondo le metodologie suggerite dagli Eurocodici. PAC, inoltre, consente di analizzare la paratia con il metodo delle molle equivalenti.
La paratia è discretizzata, mediante il metodo degli elementi finiti, in una serie di elementi tipo trave, mentre il terreno viene schematizzato con una serie di molle a comportamento elastoplastico reagenti solo a compressione (problema di Verifica). Questo tipo di analisi presenta il vantaggio, rispetto ai metodi classici, di considerare la paratia con la sua effettiva rigidezza ed è in grado di fornire una soluzione in termini di spostamenti (i metodi classici non sono in grado di fornire informazioni sugli spostamenti).
Nel programma PAC è possibile selezionare il metodo con cui analizzare la paratia, nella opportuna finestra di opzioni di analisi. Nella fase di Verifica è possibile effettuare l'analisi per fasi di scavo. PAC esegue, inoltre, l'analisi di stabilità del pendio nei pressi dell'opera, così come prescrive la Normativa vigente, con il metodo di Fellenius o di Bishop.
L'analisi della paratia può essere eseguita sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche. Nel caso di paratie di pali o a setti in c.a., PAC esegue il progetto delle armature in funzione delle direttive impostate dall'Utente La verifica delle sezioni può essere eseguita con il metodo delle Tensioni Ammissibili oppure con il metodo degli Stati Limite Ultimi. A conclusione dell'analisi e prima di effettuare la stampa degli elaborati, PAC consente, in un ambiente grafico integrato, la visualizzazione di tutti i risultati ottenuti.

8.4.3 Muri in c.a.

La progettazione – verifica del muro di contenimento, sia in ambito strutturale che in ambito geotecnico, è stata condotta con l'ausilio del software "Max 15", prodotto da "Aztec Informatica s.r.l" e regolarmente concesso in licenza alla ITEC engineering.
Il programma MAX è dedicato all'analisi ed al calcolo dei muri di sostegno. Le diverse tipologie di muri di sostegno che è possibile analizzare con MAX sono:

- muri a gravità
- muri a semigravità
- muri a mensola

In funzione della tipologia e del materiale costituente il muro (calcestruzzo o pietrame) possono essere considerati i seguenti elementi:

- gradoni (a monte, a valle o su entrambi i lati)
- contrafforti (a monte o a valle) gettati in opera o prefabbricati
- mensole di marciapiede e/o di contrappeso
- pali o micropali di fondazione anche inclinati
- tiranti di ancoraggio anche inclinati (attivi o passivi)

- sperone (o dente) con posizione a scelta tra le posizioni di monte, centro e valle.

Il programma consente di inserire dei carichi lungo l'altezza del muro e di tener conto del peso dell'eventuale rivestimento. I carichi sono gestiti per condizioni e combinazioni di carico. La caratterizzazione del terreno avviene fornendo i valori dei parametri fisici e meccanici più comuni (peso di volume naturale, peso di volume saturo, angolo di attrito, attrito terra-muro, coesione e adesione) per i vari terreni che costituiscono la stratigrafia. Il terreno di fondazione e quello del terrapieno possono essere stratificati secondo superfici rettilinee aventi pendenza generica. La falda può essere messa in conto con quote differenziate a monte e a valle del muro. Aspetto rilevante di MAX è l'ampia possibilità di scelta tra le diverse opzioni di analisi messe a disposizione. Il metodo di calcolo della spinta, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, può essere scelto tra Rankine, Coulomb, Culmann e Mononobe-Okabe. Per il calcolo della portanza della fondazione superficiale sono a disposizione i metodi di Terzaghi, Meyerhof, Hansen e Vesic. In presenza di pali di fondazione MAX permette di scegliere la geometria dei pali (pali circolari in c.a. o pali a sezione generica), il tipo di armatura da disporre (armatura a tubolare o ferri longitudinali con staffe o spirale), la tipologia dei pali (infissi o trivellati). E' possibile selezionare il tipo di portanza (portanza di punta, portanza laterale), la modalità di rottura del sistema palo-terreno e l'andamento della pressione geostatica. L'analisi di stabilità del pendio nei pressi dell'opera, così come prescrive la Normativa vigente, può essere eseguita con il metodo di Fellenius o di Bishop. Per il progetto delle armature, MAX consente di impostare i seguenti parametri:

- copriferro
- diametro dei ferri del paramento e della fondazione
- percentuale di armatura tesa e compressa

L'analisi viene eseguita per tutte le combinazioni di carico definite dall'Utente e, per ogni combinazione, vengono riportate le verifiche globali con i relativi coefficienti di sicurezza. Il calcolo delle sollecitazioni, nei casi di muri con contrafforti gettati in opera, tiranti e/o pali, vista la disposizione generica che possono avere questi elementi, viene effettuato considerando il paramento e/o la fondazione come una piastra ed analizzata con il metodo degli elementi finiti (FEM). Nel caso, invece, di muro senza gli elementi menzionati, il calcolo delle sollecitazioni viene eseguito considerando il muro come una mensola. Il calcolo delle armature e la verifica delle sezioni possono essere eseguiti con il metodo delle tensioni ammissibili o con il metodo degli stati limite. Nell'ambito della verifica agli stati limite è possibile effettuare sia la verifica allo stato limite ultimo (S.L.U.) sia la verifica allo stato limite di esercizio (S.L.E.). In particolare per quest'ultima verifica verranno presi in considerazione lo stato limite di fessurazione e lo stato limite delle tensioni di esercizio. Nel caso di muri a gravità o a gradoni, oltre alle verifiche globali, vengono eseguite le verifiche nei materiali, come prescritto dalla Normativa vigente per questo tipo di strutture. Il programma consente l'analisi secondo la Normativa di cui al D.M. 88 + D.M. 96 (tensioni ammissibili e stati limiti), secondo la NTC 2008 (D.M. 14/01/08 + Circ. 617/09) e secondo la NTC 2018 (D.M. 17/01/18).

8.4.4 Micropali di fondazione

La verifica dei micropali di fondazione è stata svolta mediante l'utilizzo del software CARL 14 fornito da Aztec informatica, regolarmente concesso in licenza alla ITEC engineering.

Tale software è dedicato al calcolo del carico limite, dei cedimenti e delle tensioni di fondazioni superficiali e profonde.
Le fondazioni superficiali per le quali è possibile eseguire l'analisi sono:
- fondazione nastriforme;
- fondazione circolare;
- fondazione rettangolare.
E' inoltre possibile analizzare il rilevato stradale. Sulla fondazione possono agire carichi verticali, momenti flettenti e carichi orizzontali. I carichi agenti sono definiti per condizioni, in modo da permettere successivamente di definire le combinazioni di carico. L'interazione con il terreno della fondazione superficiale viene espressa attraverso i seguenti parametri: angolo di attrito terreno-fondazione e adesione terreno fondazione.
La stratigrafia del terreno viene descritta per colonne stratigrafiche, con i vari strati che possono presentare giacitura orizzontale o anche inclinata, ma non possono intersecarsi al di sotto delle fondazioni. Può essere messa in conto la falda definendone la quota rispetto al piano campagna. I terreni costituenti i vari strati sono definiti attraverso le caratteristiche fisiche e meccaniche (angolo di attrito, coesione, peso dell'unità di volume naturale e saturo) e le caratteristiche di deformabilità (coefficiente di Poisson, modulo edometrico, modulo elastico, modulo elastico in condizioni non drenate, modulo di Taglio, Rapporto di Ricompressione (RR), Rapporto di Compressione (CR), Rapporto di sovraconsolidazione (OCR)). L'analisi può essere condotta in condizioni drenate e non drenate. Per il calcolo della capacità portante, nel caso di fondazioni superficiali, sono disponibili i seguenti metodi: Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic, Brinch-Hansen e EC7. Il calcolo delle tensioni per le fondazioni superficiali può essere effettuato secondo uno dei seguenti metodi: Boussinesq, Westergaard e Diffusione imposta (definendo il valore dell'angolo di diffusione). Per il calcolo dei cedimenti può essere utilizzato uno dei seguenti metodi: Edometrico, Elasticico, Skempton, Schmertmann e Burland-Burbidge. Se la scelta ricade sugli ultimi due metodi, si possono inserire i dati ottenuti dalla prova SPT (Standard Penetration Test) per il metodo di Burland o della prova CPT (Cone Penetration Test) per il metodo di Schmertmann. Il calcolo dei cedimenti può essere fatto al centro della fondazione, sui vertici (se la fondazione è quadrata) o sui bordi se la fondazione è nastriforme.
Per il calcolo della portanza verticale dei cedimenti e delle tensioni possono essere visualizzati:
- coefficienti di capacità portante e coefficienti correttivi secondo il metodo scelto;
- carico limite in termini di pressione e carico con relativo coefficiente di sicurezza;
- i risultati intermedi in forma tabellare e grafica con rappresentazione dei volumi significativi per il calcolo dei cedimenti;
- i risultati in forma grafica delle tensioni nel semispazio elastico secondo curve di livello e mappature di colore con la possibilità di effettuare sezioni lungo la direzione X ed Y;
- i cedimenti differenziali quando sono definite più fondazioni. Il programma consente l'analisi secondo la Normativa di cui al D.M. 88 + D.M. 96 (tensioni ammissibili e stati limiti) e secondo la Normativa Tecnica per le Costruzioni 2008 (D.M. 14/01/08) e sue integrazioni.
Per le fondazioni profonde il programma analizza un palo in c.a. armato con tondini e staffe oppure un micropalo armato con tubolare. Il palo può essere a sezione costante o a sezione tronco conica (rastremato), infisso o trivellato. E' possibile prevedere eventuali sbulbamenti alla punta e lungo il fusto del palo. In testa al palo di fondazione possono agire carico verticale, momento flettente e carico orizzontale. Per il palo di fondazione il programma consente di calcolare la portanza per carichi verticali e la portanza per carichi orizzontali. Il

calcolo della capacità portante verticale è diviso tra aliquota di base e aliquota per attrito laterale. Il calcolo della capacità portante verticale alla base del palo può essere effettuato con uno dei seguenti metodi: Terzaghi, Berezantsev, Meyerhof, Hansen, Vesic, Berezantsev ridotto, Wright-Reese e Bustamante-Gianeselli (da una prova CPT). La capacità portante per i micropali può essere calcolata secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix. Il calcolo della capacità portante verticale per attrito laterale viene determinata attraverso i seguenti parametri di interazione: angolo di attrito terreno-palo, adesione terreno-palo e coefficiente di spinta laterale (Ks). Per la determinazione della portanza per carichi orizzontali (carico trasversale ultimo), il terreno viene considerato come un solido elastico perfettamente plastico e viene effettuata un'analisi agli elementi finiti. La rottura del terreno per l'analisi elasto-plastica può avvenire per il raggiungimento di uno spostamento limite e/o per il raggiungimento della pressione limite. L'andamento della pressione limite può essere scelto tra: pressione limite costante con la profondità, pressione limite passiva affetta da un moltiplicatore, legge di variazione binomia funzione della profondità e criterio di Brinch-Hansen. Il calcolo dei cedimenti del palo, per effetto dei carichi verticali, può essere effettuato con il metodo degli elementi finiti o con il metodo di Meyerhof. Nel primo caso, viene effettuata l'analisi elastoplastica del palo, immerso in un letto di molle tangenziali calcolate dal programma in funzione delle caratteristiche del terreno e del diametro del palo. Il progetto e la verifica dell'armatura del palo può essere effettuato con il metodo delle Tensioni ammissibili o con il metodo degli Stati limite ultimi. Per i pali possono essere visualizzati i diagrammi delle sollecitazioni limiti e di esercizio (Momento, Taglio, Sforzo normale, Pressioni sul terreno e Spostamenti), i diagrammi carico-cedimento, anche in scala logaritmica e le armature e relativi diagrammi di tensione nei materiali.
La documentazione è reperibile all' indirizzo web:

www.aztec.it

I controlli hanno dato esito positivo e quindi si ritiene che i risultati siano accettabili in relazione alle ipotesi assunte per la creazione del modello.

8.4.5 Muro in corrispondenza dell'edificio ubicato al civico n° 1 di via Sestri

8.4.5.1 Tipo di analisi svolta

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica lineare secondo le disposizioni del D.M. 17/01/2018.
L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico impiegando il metodo degli elementi finiti.
Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi.
La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita secondo i criteri delle NTC18 considerando gli stati limite richiesti al tipo di struttura in esame.

Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

8.4.5.2 Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:	
Titolo:	Midas Gen 2019 (v. 2.1)
Versione:	Advanced (build 07/12/2018)
Produttore-Distributore:	MIDAS Information Technology Co. Ltd Distributore per l'Italia: HARPACEAS Milano www.harpaceas.it CSPFea Este (PD) www.cspfea.net
Dati utente finale:	ITEC Engineering
Chiave HW:	U001-06469

8.4.5.3 Affidabilità dei Codici di Calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software *ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico*. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

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

Le funzioni di forma utilizzate dal programma per i vari elementi finiti, sono state controllate esaminando la numerosa documentazione di validazione allegata al programma, nella quale vengono confrontati i risultati ottenuti, con il calcolo svolto con altri programmi o con quanto si ottiene da soluzioni in forma chiusa.

La documentazione è reperibile all'indirizzo web:

http://en.midasuser.com/support/Verification.asp?

8.4.5.4 Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione. In particolare la relazione di calcolo oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini, almeno per le parti più sollecitate della struttura, tale da avere una sintesi completa e efficace del comportamento della struttura per ogni tipo di analisi svolta

8.4.5.5 Informazioni generali sull'elaborazione

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei

dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale

8.4.5.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura.
Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.) .
In base a quando detto, si può asserire che l' elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.