

Canale del Nuovo Waterfront di Levante

Area Fiera del Mare – Genova

Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica – Relazione Tecnica Paratie



Canale del Nuovo Waterfront di Levante **Area Fiera del Mare – Genova**

Municipio VIII- Quartiere Medio Levante - Genova

Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica

Relazione Tecnica Paratie

*Genova, **Marzo 2018***

Progetto n. **15.22.00**

Moge 17242

SOMMARIO

0.	GENERALITA'	3
0.1.	<i>Premessa</i>	3
1.	INTERVENTO IN PROGETTO	5
1.1.	<i>Obiettivi dell'intervento e descrizione generale</i>	5
1.2.	<i>Motivazione delle scelte progettuali e possibili alternative</i>	6
2.	OPERE IN PROGETTO – PARATIE DI PALI SECANTI	8
2.1.	<i>Tecnologie costruttive</i>	8
2.2.	<i>Metodi di dimensionamento delle paratie</i>	15
2.3.	<i>Indagini geologiche e geotecniche</i>	22
2.4.	<i>Normative di riferimento</i>	23
2.5.	<i>Codice di calcolo</i>	24
2.6.	<i>Dimensionamento delle paratie</i>	25
2.7.	<i>Armature in vetroresina</i>	29

0. GENERALITA'

0.1. Premessa

Il progetto che riguarda la sistemazione del nuovo Waterfront della città di Genova, prevede la realizzazione di un nuovo canale navigabile all'interno del quartiere fieristico.

La Giunta Comunale, con deliberazione n.185, in data 30/07/2015, infatti, ha reso esecutiva, ai sensi di legge, l'accettazione del "Blueprint per Genova", un disegno d'assieme contenente un approfondimento paesaggistico, infrastrutturale e urbanistico relativo alle aree di Levante del Porto di Genova, comprese tra Calata Gadda e Punta Vagno, effettuate dall'Arch. Renzo Piano e dal "R.P.B.W."

A seguito di ciò la Giunta Comunale, con deliberazione n. 253 del 28/10/2017, ha accettato la donazione, sempre da parte dell'Arch. Renzo Piano e del "R.P.B.W.", del "Waterfront di Levante", contenente la rielaborazione e l'aggiornamento del disegno d'assieme "Blueprint", volto a valorizzare le relazioni fra città e mare, in termini di sostenibilità dell'ambiente e di attrattività sociale ed economica delle attività insediabili.

Nell'ambito del "Waterfront di Levante" un ruolo chiave è ricoperto dal nuovo "canale urbano" o "darsena navigabile" che, traendo origine dalle darsene ad ovest dell'esistente edificio "Nira", si spinge verso monte insinuandosi nell'area fieristica, nel sedime attualmente occupato dal padiglione C. Il canale, a ridosso delle mura antiche della città, passando sul retro del 'padiglione B' della fiera di Genova, andrà a lambire il lato Ovest del 'padiglione S'.

Mentre il tratto del canale parallelo al mare sarà oggetto di progettazione da parte di soggetti privati, il Comune si è posto come obiettivo la realizzazione mediante appalto pubblico dell'imbocco del canale medesimo.

E' stato previsto lo scavo del canale anzidetto previa realizzazione delle paratie che lo delimitano; sono state prese in considerazione diverse tecniche per la costruzione di dette paratie (vd paragrafi successivi) e la tecnica scelta dall'Amministrazione, per i motivi esposti nel seguito, è quella delle paratie realizzate con pali secanti.



Immagine 1 - Vista aerea dell'area (Google Earth)

La presente relazione riporta gli approfondimenti tecnici che hanno portato al dimensionamento di massima ed alla verifica della paratia di pali trivellati che costituisce la parete del canale in oggetto.

Tale paratia viene realizzata, come detto sopra, con pali secanti, aventi diametro 1m, sovrapposti per 30cm al fine di realizzare pareti del canale impermeabili all'acqua.

1. INTERVENTO IN PROGETTO

1.1. Obiettivi dell'intervento e descrizione generale

Il presente progetto sviluppa gli elaborati di progetto al livello di fattibilità tecnico-economica secondo quanto prescritto dalla vigente normativa in materia di appalti (Decreto legislativo 18 aprile 2016, n. 50 - Codice dei contratti pubblici, aggiornato con il decreto legislativo 19 aprile 2017 n. 56 e la legge 21 giugno 2017 n. 96)

Sono state a tal fine condotte specifiche indagini per la caratterizzazione geologico-geotecnica dei terreni di fondazione e dei sedimenti che costituiranno materiali di risulta di scavi e demolizioni da movimentare nell'ambito dell'intervento.

La presente relazione è articolata in diversi punti che illustrano le motivazioni delle scelte progettuali e le possibili alternative prese in considerazione, l'intervento in progetto e le relative tecnologie costruttive, le indagini geotecniche effettuate, gli aspetti ambientali, gli aspetti collegati alla sicurezza nonché le valutazioni economiche a riguardo.

L'intervento, dal punto di vista strutturale, è articolato nell'esecuzione di più ramificazioni che costituiscono le pareti del canale. Nell'area meridionale, a fianco dell'attuale edificio "Nira", ed in corrispondenza delle esistenti darsene, il piazzale è quota +1.0; in tali aree verrà mantenuto l'allineamento con i fili delle darsene realizzando due tratti paralleli di paratia, uno in area portuale ed uno in area fiera, aventi in sommità un cordolo di collegamento con estradosso a quota +1.0 nella parte più meridionale. Spostandosi verso nord nell'area prossima alla batteria stella, vista l'attuale quota del piazzale, è inevitabile un salto di quota: la paratia avrà il cordolo di testa pali con estradosso a quota +4.00. In quest'area verrà successivamente aperto il ramo di ponente del canale, da cui emerge la necessità di realizzare una paratia da demolire in seguito, utilizzando particolari accorgimenti in relazione alla tipologia di armatura di cui si tratterà nei paragrafi successivi.

Analogamente, nel tratto di canale che si aprirà sul futuro canale rettilineo parallelo all'esistente banchina, la quota di piazzale è ad oggi tra +4.0 e +5.0 e sarà necessario realizzare, propedeuticamente all'esecuzione delle paratie, una riprofilatura del piazzale, in modo da portare la quota esistente fino a quota +1.0 in corrispondenza dell'allineamento del nuovo banchinamento. Successivamente verranno realizzate le paratie a partire dalla quota +1.0. Il tratto di paratie che congiunge le due sponde del canale, dovrà anche in questo caso essere successivamente demolito per consentire la realizzazione del ramo lungo di canale. In analogia con altri tratti provvisori, si utilizzeranno anche qui particolari accorgimenti in relazione alla tipologia di armatura per consentire una demolizione più agevole.

In corrispondenza dell'attuale Batteria Stella la quota di piazzale è ad oggi prossima a +5.0 ma si prevede di portare l'attuale via dei Pescatori a quota +4.0. La quota sommitale del cordolo di testa delle paratie sarà qui dunque a quota +4.00. In tale area la roccia è molto superficiale, da cui discende la progettazione di paratie ammorsate per un tratto di lunghezza molto ridotto, seppur a fronte di una notevole altezza del terrapieno da sostenere.

1.2. Motivazione delle scelte progettuali e possibili alternative

Le tecniche utilizzabili per la costruzione di una paratia quale sponda di un canale sono molteplici: escluso l'impiego di palancole per la presenza di roccia superficiale, le pareti del canale possono essere realizzate con un diaframma scavato con benna a valve, un diaframma scavato con idrofresa, con una paratia di pali (tangenti o secanti) di medio o grande diametro, con micropali.

In relazione alle tecnologie impiegabili sono state effettuate considerazioni in merito all'accessibilità del sito in questione, alla geologia del terreno, alla localizzazione del cantiere, alla profondità richiesta per il canale medesimo, e non ultimo all'economicità dell'appalto.

La tecnica del diaframma scavato con benna a valve è apparsa appare di difficile applicazione per la presenza di roccia superficiale; ben diverso sarebbe lo scavo di un diaframma con idrofresa, che consentirebbe di attraversare la roccia in modo agevole e pulito. Quest'ultima tecnica tuttavia non è stata valutata economicamente vantaggiosa alla luce del relativo limitato sviluppo della superficie del diaframma da realizzare. La tecnica dei diaframmi comporta altresì il problema del trattamento dei fanghi necessari alla lavorazione, associato alla presenza di un impianto di cantiere di dimensioni notevoli, il che ha portato – insieme alle considerazioni sull'economicità dell'appalto – a scartare in questa fase detta tecnica. I micropali potrebbero essere vantaggiosamente impiegati per una minima parte dell'intervento, in particolare laddove la roccia è molto superficiale, ma il loro utilizzo per le altre pareti del canale potrebbe non essere ottimale.

In relazione a quanto sopra esposto si è scelto di effettuare la progettazione del canale assumendo che le sue sponde siano realizzate mediante paratie di pali secanti. Questo sistema appare versatile in relazione alla localizzazione delle sponde in progetto, che saranno in parte realizzate laddove la roccia è affiorante ed in parte dove è più profonda. L'impianto di cantiere potrà così avere dimensioni più limitate, dal momento che non è necessaria la presenza di un impianto di trattamento fanghi, il che appare compatibile con le attività presenti nell'area attigua al cantiere.

I pali secanti possono essere eseguiti con diverse tecniche ma in tal caso è comunque inevitabile gestire tubi di grande diametro (circa 1m) in materiali lapidei, per cui la lavorazione – estremamente peculiare - richiede macchine moderne e costruite ad hoc per tali lavorazioni. Rimandando la descrizione delle tecnologie di scavo della paratia ai paragrafi successivi, si evidenzia comunque che la potenza dell'attrezzatura dovrà essere molto elevata, e lo stesso dicasi per la massa e la coppia nominale in modo da garantire produttività, velocità di esecuzione, verticalità e precisione di lavoro. E' altresì necessario l'utilizzo del sistema a doppia testa di rotazione solidale per evitare le pericolose lavorazioni di sgancio ed aggancio dei tubi di rivestimento in caso di testa singola. Essendo inoltre l'intervento in zona urbana, l'inquinamento acustico dovrà essere ridotto al minimo, scegliendo macchine ed utensili, come le aste di perforazione, "insonorizzati". Per il medesimo motivo, i motori delle macchine che si richiederanno saranno endotermici di ultima generazione con consumi limitati ed emissioni ridotte di CO₂. Per aumentare l'efficienza si richiederà altresì che le macchine impiegate

abbiano un sistema di gestione elettronico dei parametri di scavo e loro restituzione grafica per l'analisi, e lo stesso dicasi per i parametri di getto con puntuale restituzione.

Nell'ottica di lavorazioni in parte definitive in parte temporanee (paratie provvisorie in attesa che altri rami del canale siano aperti) è previsto l'utilizzo di materiali d'armatura misti: le orditure saranno in acciaio B450C per le strutture definitive mentre si prevede anche l'impiego di barre in vetroresina, tecnologia di recente impiego, per i pali provvisori che dovranno essere in seguito demoliti (vd. paragrafo specifico su armature in vetroresina).

Da quanto sopra esposto si evince che le lavorazioni in oggetto presentano una componente tecnologica prevalente. Fatta salva la scelta della tecnologia dei pali secanti per la redazione del progetto definitivo, non si esclude che, in sede di esecutivo e quindi di affinamento del progetto sulla base delle condizioni al contorno esistenti, la scelta possa cadere su un sistema alternativo e più efficace, alla luce del know how dell'Impresa aggiudicataria e delle macchine di ultima generazione a disposizione sul mercato, al fine di aumentare ulteriormente la produttività del cantiere e la velocità di esecuzione delle paratie, diminuendo contemporaneamente gli impatti sull'ambiente.

2. OPERE IN PROGETTO – PARATIE DI PALI SECANTI

2.1. Tecnologie costruttive

Un palo è un elemento strutturale che trasferisce l'azione proveniente dalla struttura in elevato agli strati profondi del terreno. Tra le più moderne tecniche di trivellazione di pali troviamo i sistemi CFA e CCFA.

Pali singoli in CFA

Le fasi esecutive di un palo CFA (Continuous Flight Auger) prevedono lo scavo del palo tramite infissione di un'elica continua assemblata su un tubo centrale cavo. Al termine delle fasi di scavo l'estrazione dell'elica avviene in contemporanea al getto del calcestruzzo pompato dall'interno dell'elica stessa. Ove previsto, i pali possono essere armati per tutta la lunghezza tramite gabbie di armatura inserite nel calcestruzzo ancora fresco. In tal modo si possono eseguire pali aventi diametro compreso tra 400mm e 1.400 mm e profondità max 35÷40 metri (con caricatore di eliche) in funzione del diametro e della consistenza del terreno.

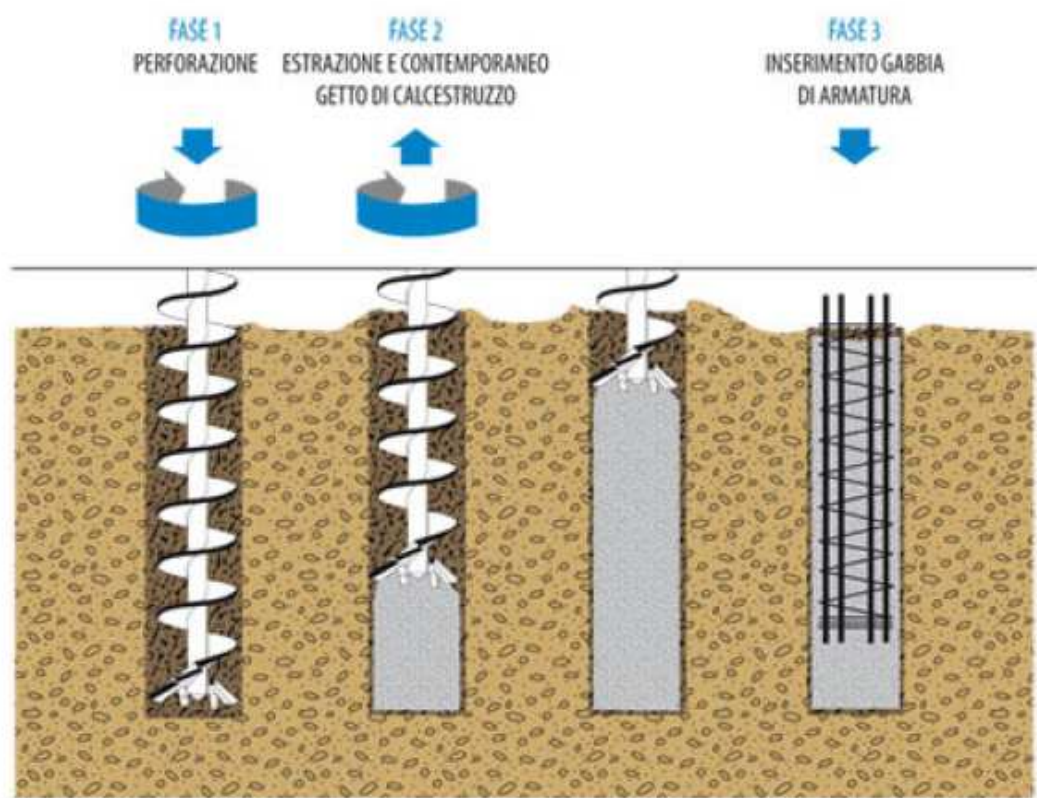


Immagine 2 – Tecnica di realizzazione di un palo CFA

Pali secanti e CCFA

Il palo secante è un ottimo sistema per realizzare paratie strutturali, di media profondità (ca. 15-25 m) e con discrete caratteristiche di impermeabilità in “Single Pass” ovvero in battuta unica.

Il palo secante è realizzabile con vari sistemi:

1. Semplicemente trivellato, con ausilio di tubo forma indipendente o gestito da morsa
2. Trivellato e rivestito con Torque Multiplier
3. Trivellato e rivestito in doppia testa
4. Trivellato e rivestito in doppia testa FoW

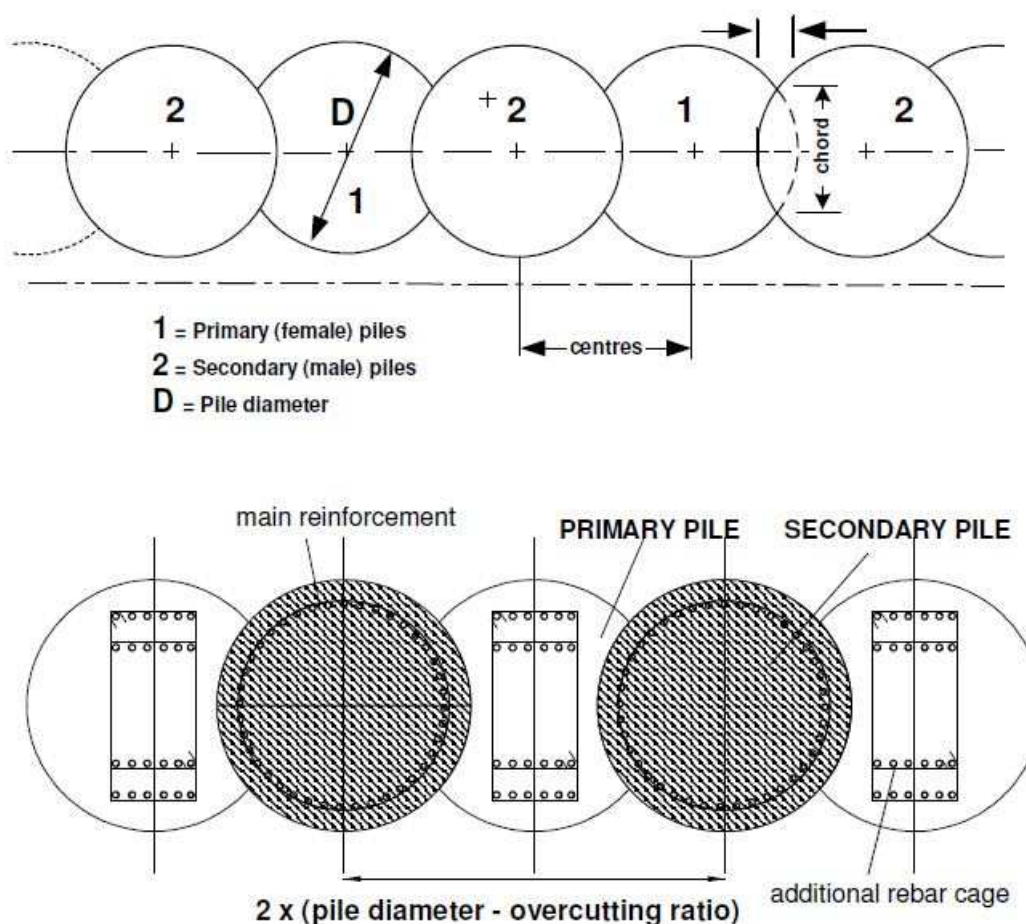


Immagine 3 – Sezione schematica di una paratia eseguita con pali CFA
(l'armatura dei pali "secati" è facoltativa)

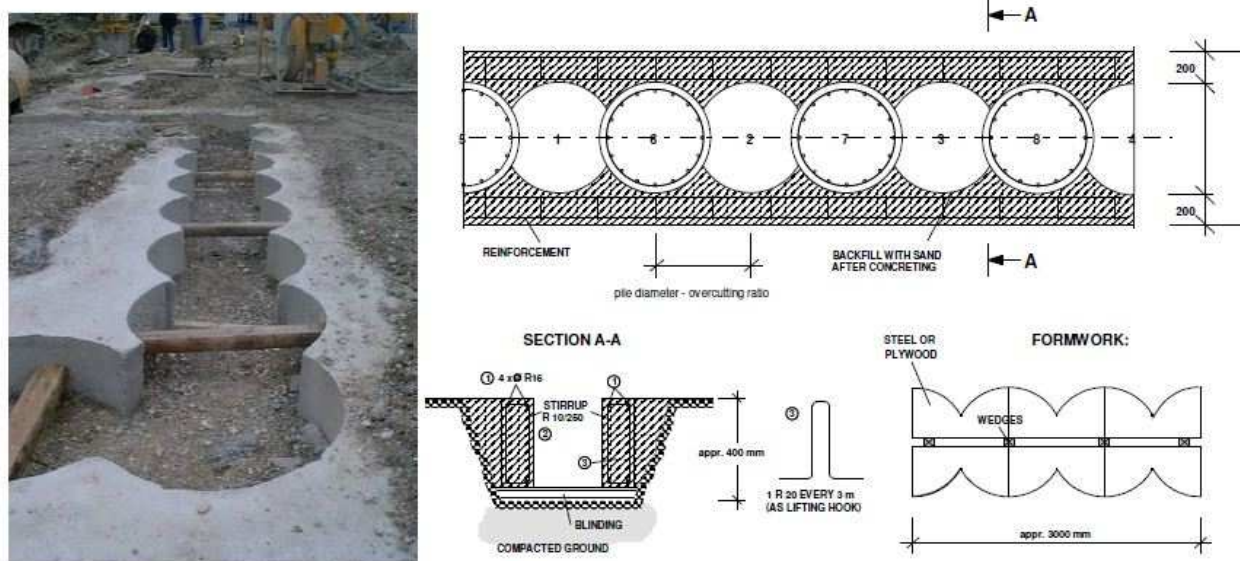


Immagine 4 – Cordoli guida (dime) per paratia eseguita con pali CFA

1-A. Trivellato e non rivestito, perforazione con uso di kelly e casings

E' la metodologia più classica; prevede l'utilizzo di macchine stabili, di stazza e potenza idonea, coppia esuberante, asta kelly, utensili di vario tipo (bucket, eliche e carotieri) ed un trascinatore dei rivestimenti in grado di gestire le colonne di casings.

Si possono eseguire pali tubati (senza morsa) nei seguenti limiti indicativi:

—•••2.500 ca. 20 m

—•••1.500 ca. 50 m

E' possibile utilizzare tubi di rivestimento componibili di varie lunghezze (ca. 6 m max)

La gestione dei rivestimenti nella fase di collegamento e scollegamento dal trascinatore degli stessi (solidale alla rotary) ha sempre rappresentato un problema di sicurezza e di velocità operativa, oltre alla necessità di avere a disposizione mezzi di sollevamento idonei e manodopera dedicata. Nella perforazione tubata la sicurezza e velocità operativa è fondamentale (si gestiscono tubi molto pesanti); sono stati pertanto progettati idonei sistemi automatici, a funzionamento elettropneumatico, per gestire tali operazioni in modo economico, efficiente e sicuro.

1-B. Trivellato e non rivestito, perforazione con uso di kelly, casings e morsa

Nel caso in cui esistano problematiche legate a situazioni particolari o combinazioni di alcune di esse quali una geologia non favorevole, diametri elevati, profondità elevate, macchine non sufficientemente performanti, tempi lunghi di posa delle armature e di getto,

può essere necessario un ausilio di una morsa idraulica (oscillator) in grado di generare coppie e tiri/spinte aggiuntivi ed anche di mantenere in rotazione la batteria di rivestimenti (rotator).

2. Trivellato e non rivestito, perforazione con rotary e moltiplicatore di coppia

Tale sistema prevede che la rotary sia collegata meccanicamente all'elica e tramite un giunto cardanico il moltiplicatore di coppia è solidale al rivestimento permettendo l'inversione della direzione di rotazione, il raddoppio della coppia limitata però dalla tipologia di mast e della classe del moltiplicatore, il dimezzamento della velocità rotazione.

Il sistema è semplice ma presenta importanti limitazioni in produttività (velocità ridotta e dipendenza delle mutue rotazioni) rispetto al sistema che utilizza rotary disgiunte ed accoppiate.

3. Trivellato e non rivestito, perforazione con 2 rotary indipendenti

Tale sistema prevede la presenza di 2 rotary indipendenti installate sul mast. Entrambe le rotary sono rese solidali a 2 carrelli indipendenti che permettono un certo disallineamento tra la rotary che comanda i rivestimenti e quella che scava all'interno degli stessi. Tale metodologia presenta però alcuni inconvenienti che possono inficiare pesantemente la produttività quali complicazioni di carattere idraulico e meccanico, una lavorazione di scavo non continua, la limitazione della coppia utilizzabile, nonché una carenza degli argani in tiro e spinta.

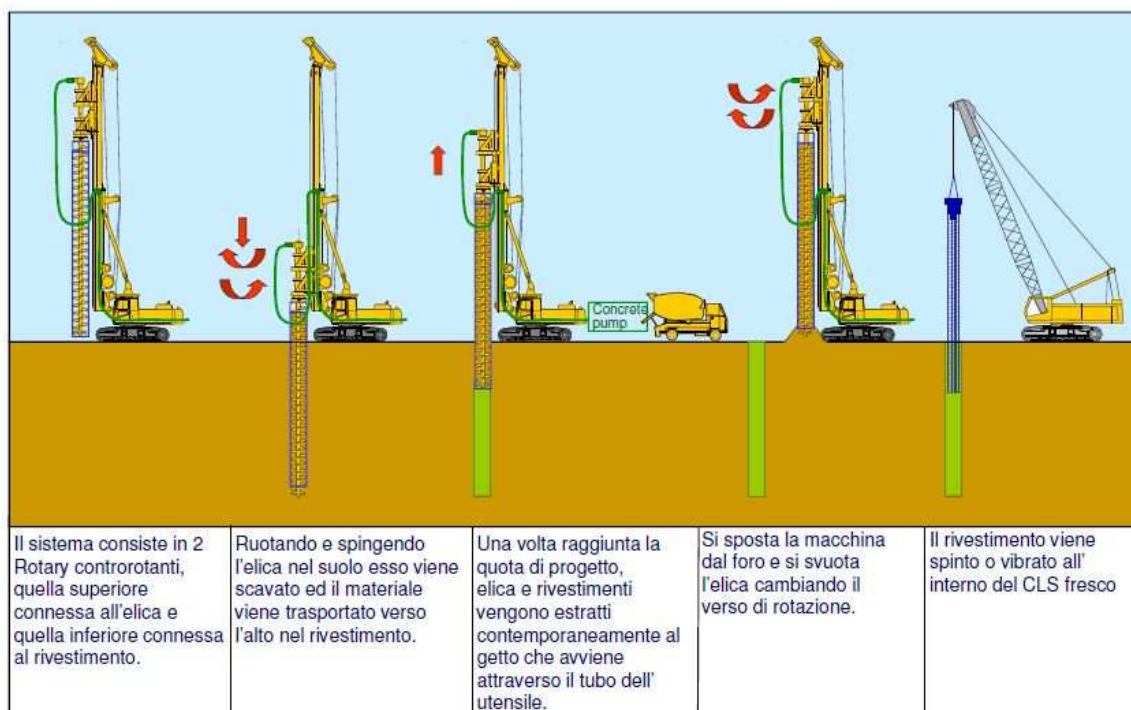


Immagine 5 – Fasi di realizzazione di un palo CFA, con l'uso di 2 rotary indipendenti

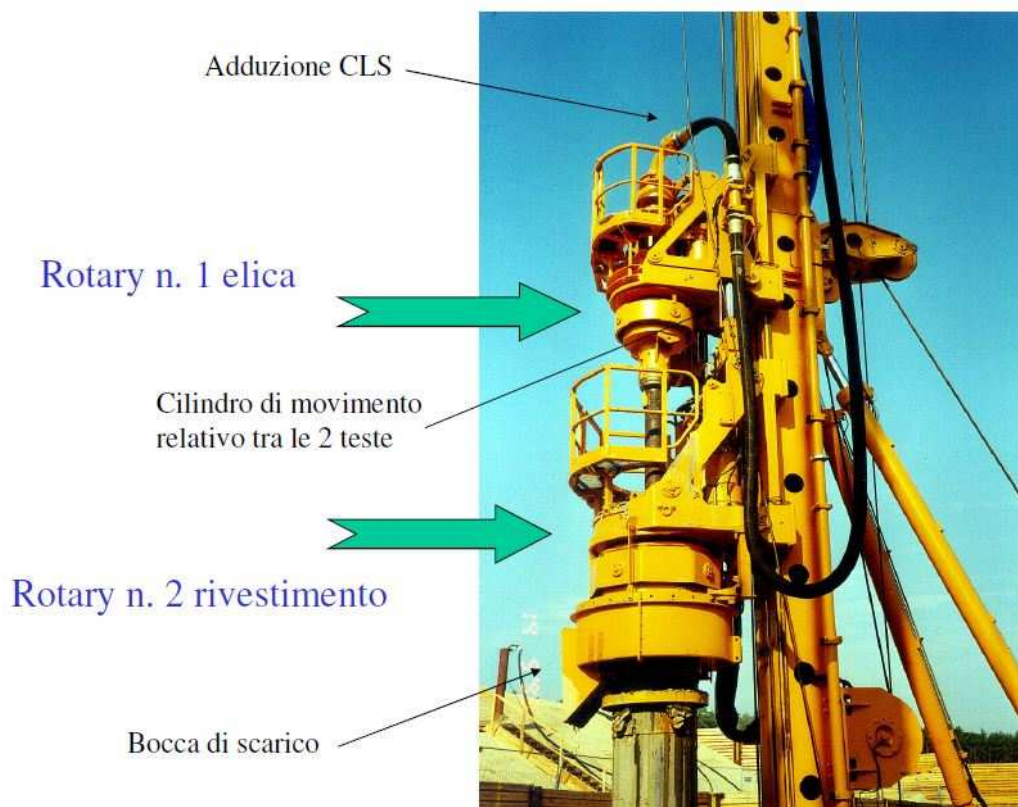


Immagine 6 - dettaglio delle 2 rotary indipendenti

3. Trivellato e non rivestito, perforazione con 2 rotary accoppiate e tecnica FoW

Tale sistema prevede la presenza di 2 rotary indipendenti collegate tra di loro meccanicamente, idraulicamente ed elettronicamente. Il «blocco» rotary è solidale ad un unico carrello sul quale insiste il sistema di pull-push (ad argano). Anche in questo caso un speciale sistema permette un certo disallineamento tra i tubi di rivestimento e l'elica di scavo. La perforazione e lo smaltimento del materiale di risulta avviene in maniera integrata e continua, definita in «single pass». Solo macchine potenti possono eseguire la lavorazione. I vantaggi sono elevate produttività, accuratezza in verticalità, minor consumo di calcestruzzo, maggior sicurezza dell'intera lavorazione, minori emissioni acustiche, maggiori capacità di carico assiale, ed un minor costo per metro lineare. Il disegno compatto della doppia testa permette di lavorare in adiacenza a strutture esistenti, e da qui discende il nome della tecnica FoW «Front of Wall». Le 2 teste lavorano in contro-rotazione.

1. Elica e rivestimento vengono inseriti contemporaneamente
2. L'elica scava il materiale trasferendolo lungo il rivestimento verso l'esterno
3. Raggiunta la profondità di scavo inizia la fase di getto
4. Contestualmente la batteria viene retratta
5. L'operazione si conclude con la posa dell'armatura

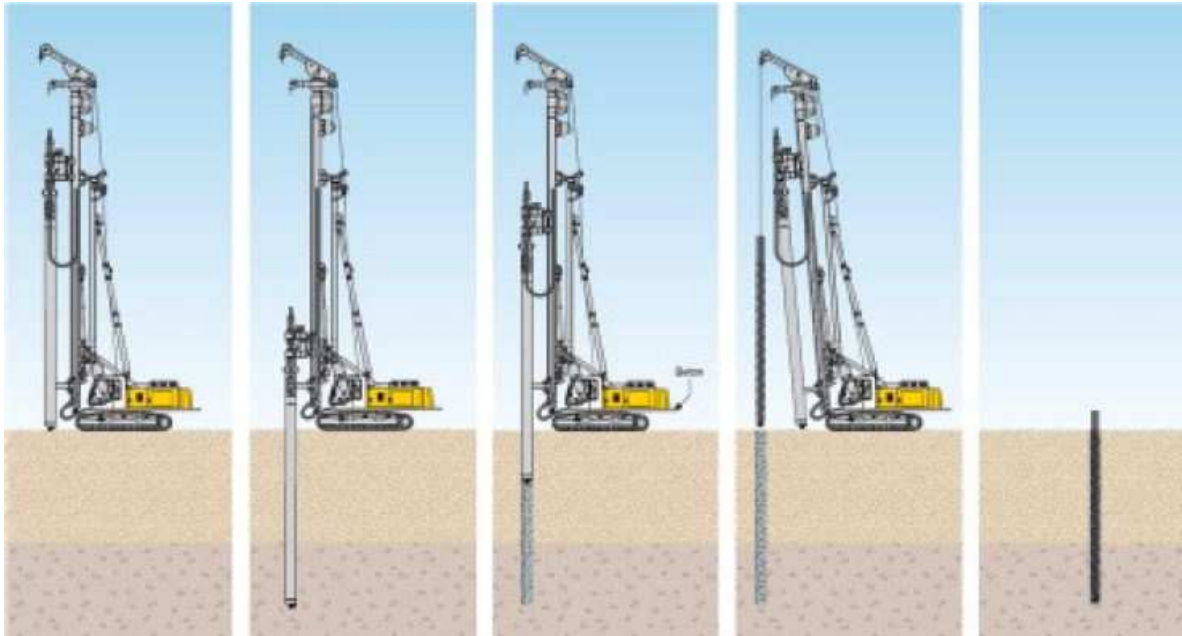


Immagine 7 – Fasi di realizzazione di un palo CFA, con l'uso di 2 rotary indipendenti e FoW



Immagine 8 – esempi di perforazioni con l'uso di 2 rotary indipendenti e FoW

Il materiale di risulta viene espulso dal rivestimento tramite un'adeguata apertura, ciò può avvenire per caduta libera o per caduta controllata tramite un opportuno sistema quale un tubo spiralato concentrico automaticamente retrattile.



Immagine 9 – espulsione del materiale di risulta con l'uso di 2 rotary indipendenti e FoW

In alcuni casi viene utilizzata aria compressa pompata lungo l'asta cava dell'elica, ciò al fine di facilitare la risalita del materiale di risulta e contrastare la pressione dell'acquifero.

Per quanto riguarda la posa delle armature, operazione fortemente collegata alle geometrie di lavoro ed alla tipologia di CLS, si può semplificare tale lavorazione tramite l'ausilio di un opportuno vibratore.

Le macchine utilizzate per questo tipo di lavorazione devono avere:

1. Elevata potenza idraulica
2. Mast robusto e rigido
3. Elevate forze push/pull (Spinte da 800-900 kN)
4. Elevate coppie
5. Regolazione automatica mast
6. Quality control & data recording

Da qui discendono potenze da 600-700 kW, spinte da 800-900 kN, mast da 30-35 m, pesi da 90-160 ton. Nondimeno, questa tipologia di macchina è ormai disponibili ampiamente nel mercato internazionale.

Controllo ed assicurazione di qualità

Grazie alla avanzata tecnologia CAN-Bus il processo di perforazione in doppia testa viene controllato interamente dall'operatore in cabina tramite manipolatori a controllo elettroidraulico proporzionale. Una serie completa di sensori monitora e visualizza tutti i dati rilevanti del processo. Durante la lavorazione pertanto l'operatore viene assistito in tutte le fasi, dalla perforazione al getto con importanti automatismi quali la velocità di estrazione della batteria di perforazione in funzione del quantitativo in calcestruzzo pompato. Si ha infatti la misurazione in automatico delle portate e delle pressioni di getto. I report di lavoro possono essere direttamente visualizzati e stampati in cabina e/o inviati in via remota ove è necessario.

2.2. Metodi di dimensionamento delle paratie

Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la controspinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la controspinta sarà assente.

Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, controspinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am} diagramma della spinta attiva agente da monte

K_{av} diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata

K_{pm} diagramma della spinta passiva agente da monte

K_{p_v} diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad \text{e} \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione

si può agire con tre modalità :

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su $\tan(\phi)$ e sulla coesione

Calcolo della spinte - Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

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

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.

Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico o idrodinamico*.

Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota h al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

Spinta in presenza di sisma

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

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con W il peso del cuneo e con C il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W \cdot C$$

Indicando con S la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/3 dell'altezza della parete stessa (diagramma triangolare con vertice in alto).

Analisi ad elementi finiti

La paratia è 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 larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_f l'area di armatura nel tirante ed E_s il

modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L , area A_f , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo, k , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo $[F/L^3]$. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ($b=100$ cm) occorre ricavare l'area equivalente, A_m , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con E_m il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in Kg/cm^2), l'equivalenza, in termini di rigidezza, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidezza flessionale e tagliente nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi 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, tagliente ed assiale), delle matrici di rigidezza dei tiranti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma **PAC**). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si

assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max} ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max} . Tale pressione p_{max} può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidezza, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p_0 , fino a raggiungere il carico totale p . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riasssemblata escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riasssemblaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).

Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

Analisi per fasi di scavo

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).

Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi)

attivi per quella fase, tenendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con u ed u_0 gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con s ed s_0 gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con K la matrice di rigidezza della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s = s_0 + K(u - u_0)$$

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1,10.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

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

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

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

dove il termine m è espresso da

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

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

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

Verifiche idrauliche

Verifica a sifonamento

Per la verifica a sifonamento si utilizza il metodo del gradiente idraulico critico.

Il coefficiente di sicurezza nei confronti del sifonamento è dato dal rapporto tra il gradiente critico i_c e il gradiente idraulico di efflusso i_E .

$$FS_{SIF} = i_c / i_E.$$

Il gradiente idraulico critico è dato dal rapporto tra il peso efficace medio γ_m del terreno interessato da filtrazione ed il peso dell'acqua γ_w .

$$i_c = \gamma_m / \gamma_w.$$

Il gradiente idraulico di efflusso è dato dal rapporto tra la differenza di carico ΔH e la lunghezza della linea di flusso L .

$$i_E = \Delta H / L.$$

Il moto di filtrazione è assunto essere monodimensionale.

Verifica a sollevamento del fondo scavo

Per la verifica a sollevamento si utilizza il metodo di Terzaghi.

Il coefficiente di sicurezza nei fenomeni di sollevamento del fondo scavo deriva da considerazioni di equilibrio verticale di una porzione di terreno a valle della paratia soggetta a tale fenomeno.

Secondo Terzaghi il volume interessato da sollevamento ha profondità D e larghezza $D/2$.

D rappresenta la profondità di infissione della paratia.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra il peso del volume di terreno sopra descritto W e la pressione idrica al piede della paratia U dovuta dalla presenza di una falda in moto idrodinamico.

$$FS_{SCAVO} = W / U.$$

La pressione idrodinamica è calcolata nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

2.3. Indagini geologiche e geotecniche

Ad oggi risultano in corso gli accertamenti di laboratorio per una definizione esaustiva delle caratteristiche geologico geotecniche del terreno in oggetto.

Le indagini recenti hanno investigato l'area fiera mediante diversi sondaggi collocati come segue:

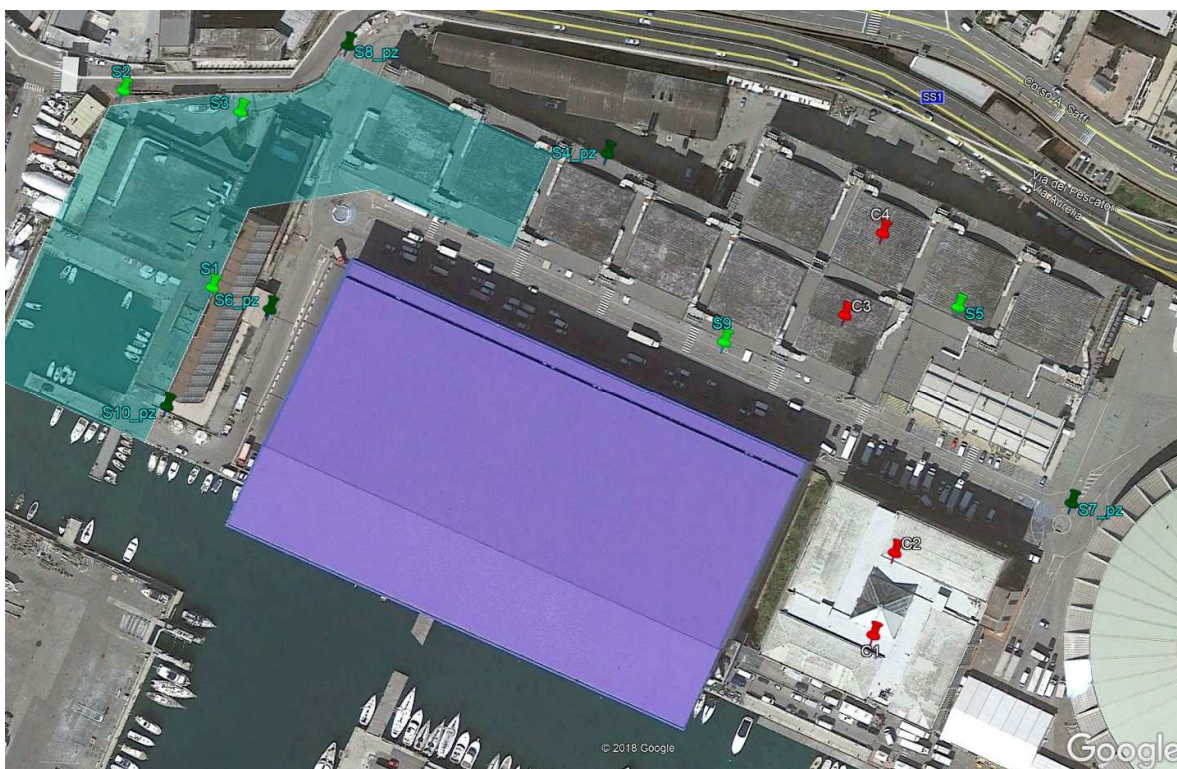


Immagine 10 – ubicazione dei nuovi sondaggi effettuati nell'ambito del progetto Waterfront di Levante

Dalle indagini a disposizione si rileva che i depositi detritici artificiali (riporti) a comportamento geotecnico prevalentemente granulare (senza coesione) possiedono parametri geotecnici di base scadenti, ed in assoluto estremamente variabili sia verticalmente sia orizzontalmente.

I depositi sedimentari marini interposti tra il bedrock e i riporti, qualitativamente possiedono caratteristiche geotecniche discrete e comunque senz'altro più omogenee rispetto ai riporti.

Il substrato roccioso, possiede caratteristiche geotecniche e geomeccaniche in facies salda e tenace decisamente buone.

In via preliminare, in base ad indagini in sito eseguite sulla stessa tipologia di materiale, i principali parametri geotecnici di questi "3" livelli stratigrafici, assunti per il predimensionamento, sono di seguito riportati:

Riporti:

$$\varphi' = 30^\circ$$

$$c' = 0$$

$$\gamma = 18 \text{ Kn/mc}$$

$$E' = 30000 \text{ KN/mq}$$

Sedimenti marini:

$$\varphi' = 31^\circ$$

$$c' = 0$$

$$\gamma = 20 \text{ Kn/mc}$$

Substrato roccioso (Calcari di M.te Antola):

$$\varphi' = 40^\circ$$

$$c' = 100 \text{ KN/mq}$$

$$\gamma = 25 \text{ Kn/mc}$$

$$E' = 5000 \text{ KN/mq}$$

2.4. Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'.

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996.

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009 :Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

2.5. Codice di calcolo

L'analisi strutturale e le verifiche sono state condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni, l'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica non-lineare, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (2 spostamenti e 1 rotazioni).

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo PAC - Analisi e Calcolo Paratie - Versione 12.10

Produttore Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)

Utente Comune di Genova - Licenza AIU4015VV

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

In calce alla presente vengono riportate le relazioni di calcolo delle diverse tipologie di paratie nelle condizioni di esercizio e nella fase di costruzione. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di

elementi non verificati. Il codice di calcolo ha consentito di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni del software sono stati sottoposti a controlli, confrontandoli con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. L'elaborazione computazionale è dunque valutata corretta ed idonea al caso specifico, ed i risultati di calcolo ottenuti con l'uso del software sono da ritenersi validi ed accettabili.

2.6. Dimensionamento delle paratie

In calce alla presente relazioni sono riportate le risultanze dei calcoli e dimensionamenti delle paratie in oggetto, diversificati in funzione della profondità della paratia e della condizione di carico. In particolare sono state esaminate sia le paratie in fase di esercizio - sottoposte alla spinta del terreno a tergo ed alla controspinta dell'acqua davanti ad esse - sia le paratie in condizioni di scavo del canale, sottoposte alla spinta del terreno ma non ancora giovanti della controspinta dell'acqua del canale.

Paratie di pali secanti con quota sommitale +1.00

Si riporta la sezione tipica della paratia avente quota sommitale dei pali pari a +1.0.

Tale paratia viene realizzata con pali secanti, aventi diametro 1m, sovrapposti per 30cm al fine di realizzare pareti del canale impermeabili all'acqua. Il modello riportato nella presente analisi riporta, a favore di sicurezza, unicamente i pali armati della paratia medesima, cioè i pali da 1m distanti tra loro 1,40. Non vengono conservativamente considerate le sezioni non armate atte ad impermeabilizzare la paratia, realizzate mediante le prime perforazioni da 1m successivamente attraversate in modo parziale per la realizzazione dei pali armati. L'armatura longitudinale è realizzata con 28 ϕ 24, mentre l'armatura a taglio è costituita da una staffatura a spirale ϕ 12 passo 15cm.

La paratia presenta in questo caso una parte infissa pari a 9m, ed una parte libera pari a 5m. I pali sono collegati in sommità da un cordolo testa-pali avente dimensioni 120x120cm.

La struttura è stata verificata in condizioni di esercizio, in cui la paratia è sottoposta a monte alla spinta del terrapieno su cui grava un carico da traffico pari a 2000 kg/mq, ed a valle dalla controspinta idrostatica data dal battente d'acqua di 4m; inoltre è stata effettuata la verifica nella fase di costruzione, in cui è assente il battente d'acqua fronte paratia e sul terrapieno a tergo insiste un carico da traffico pari a 1000 kg/mq.

Verifica in presenza di spinta idrostatica

Sono state eseguite le verifiche allo Stato Limite Ultimo (A1-M1 ed A2-M2 in presenza ed in assenza di sisma) ed allo Stato Limite di Esercizio (combinazione rara, frequente e quasi permanente in assenza di sisma).

Il massimo spostamento allo stato limite ultimo in condizioni sismiche è pari a 4,77 cm, mentre in condizioni di esercizio si rileva uno spostamento massimo pari a 1,47 cm.

Il coefficiente di sicurezza a stabilità globale è pari a 2,28.

Si rimanda all'allegato in calce alla presente relazione per i dati e le verifiche specifiche.

Verifica in assenza di spinta idrostatica - fase di scavo del canale

Sono state eseguite le verifiche allo Stato Limite Ultimo (A1-M1 ed A2-M2 in assenza di sisma) ed allo Stato Limite di Esercizio (combinazione rara, frequente e quasi permanente in assenza di sisma). Il massimo spostamento allo stato limite ultimo è pari a 7,72 cm, mentre in condizioni di esercizio si rileva uno spostamento massimo pari a 2,19 cm. Il coefficiente di sicurezza a stabilità globale è pari a 2,34. Nella verifica a sifonamento il coefficiente di sicurezza è pari a 4,01, mentre nella verifica a sollevamento del fondo scavo, il coefficiente di sicurezza è pari a 1,44.

Si rimanda all'allegato in calce alla presente relazione per i dati e le verifiche specifiche.

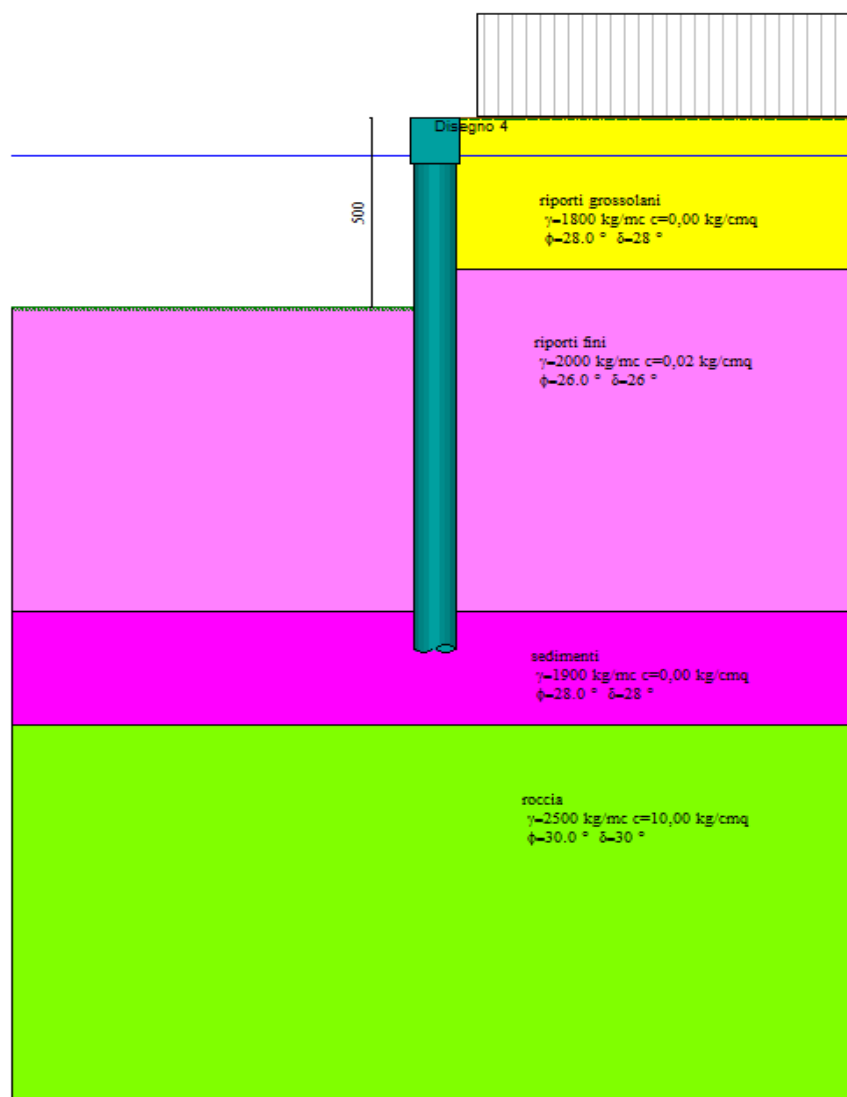


Immagine 11 – sezione con stratigrafia - paratia di pali secanti con quota sommitale +1.00

Paratie di pali secanti con quota sommitale +4.00

Si riporta la sezione tipica della paratia avente quota sommitale dei pali pari a +4.0.

Tale paratia viene anch'essa realizzata con pali secanti, aventi diametro 1m, sovrapposti per 30cm al fine di realizzare pareti del canale impermeabili all'acqua. Il modello riportato nella presente analisi riporta, a favore di sicurezza, unicamente i pali armati della paratia medesima, cioè i pali da 1m distanti tra loro 1,40. Non vengono conservativamente considerate le sezioni non armate atte ad impermeabilizzare la paratia, realizzate mediante le prime perforazioni da 1m successivamente attraversate in modo parziale per la realizzazione dei pali armati. L'armatura longitudinale è realizzata, nella sezione più sollecitata, con 36 ϕ 28 (su 2 file: valore molto elevato a causa della verifica a fessurazione), mentre l'armatura a taglio è costituita da una staffatura a spirale ϕ 12 passo 10cm.

La paratia presenta in questo caso una parte infissa pari a 4m, ed una parte libera pari a 8m. I pali sono collegati in sommità da un cordolo testa-pali avente dimensioni 120x120cm.

La struttura è stata verificata in condizioni di esercizio, in cui la paratia è sottoposta a monte alla spinta del terrapieno su cui grava un carico da traffico pari a 2000 kg/mq, ed a valle dalla contropinta idrostatica data dal battente d'acqua di 4m; inoltre è stata effettuata la verifica nella fase di costruzione, in cui è assente il battente d'acqua fronte paratia e sul terrapieno a tergo insiste un carico da traffico pari a 1000 kg/mq.

Verifica in presenza di spinta idrostatica

Sono state eseguite le verifiche allo Stato Limite Ultimo (A1-M1 ed A2-M2 in presenza ed in assenza di sisma) ed allo Stato Limite di Esercizio (combinazione rara, frequente e quasi permanente in assenza di sisma).

Il massimo spostamento allo stato limite ultimo in condizioni sismiche è pari a 2,65 cm, mentre in condizioni di esercizio si rileva uno spostamento massimo pari a 1,99 cm.

Il coefficiente di sicurezza a stabilità globale è superiore a 17.

Si rimanda all'allegato in calce alla presente relazione per i dati e le verifiche specifiche.

Verifica in assenza di spinta idrostatica - fase di scavo del canale

Sono state eseguite le verifiche allo Stato Limite Ultimo (A1-M1 ed A2-M2 in assenza di sisma) ed allo Stato Limite di Esercizio (combinazione rara, frequente e quasi permanente in assenza di sisma).

Il massimo spostamento allo stato limite ultimo è pari a 2,62 cm, mentre in condizioni di esercizio si rileva uno spostamento massimo pari a 2,04 cm.

Il coefficiente di sicurezza a stabilità globale è superiore a 15.

Nella verifica a sifonamento il coefficiente di sicurezza è pari a 2,70, mentre nella verifica a sollevamento del fondo scavo, il coefficiente di sicurezza è pari a 1,47.

Si rimanda all'allegato in calce alla presente relazione per i dati e le verifiche specifiche.

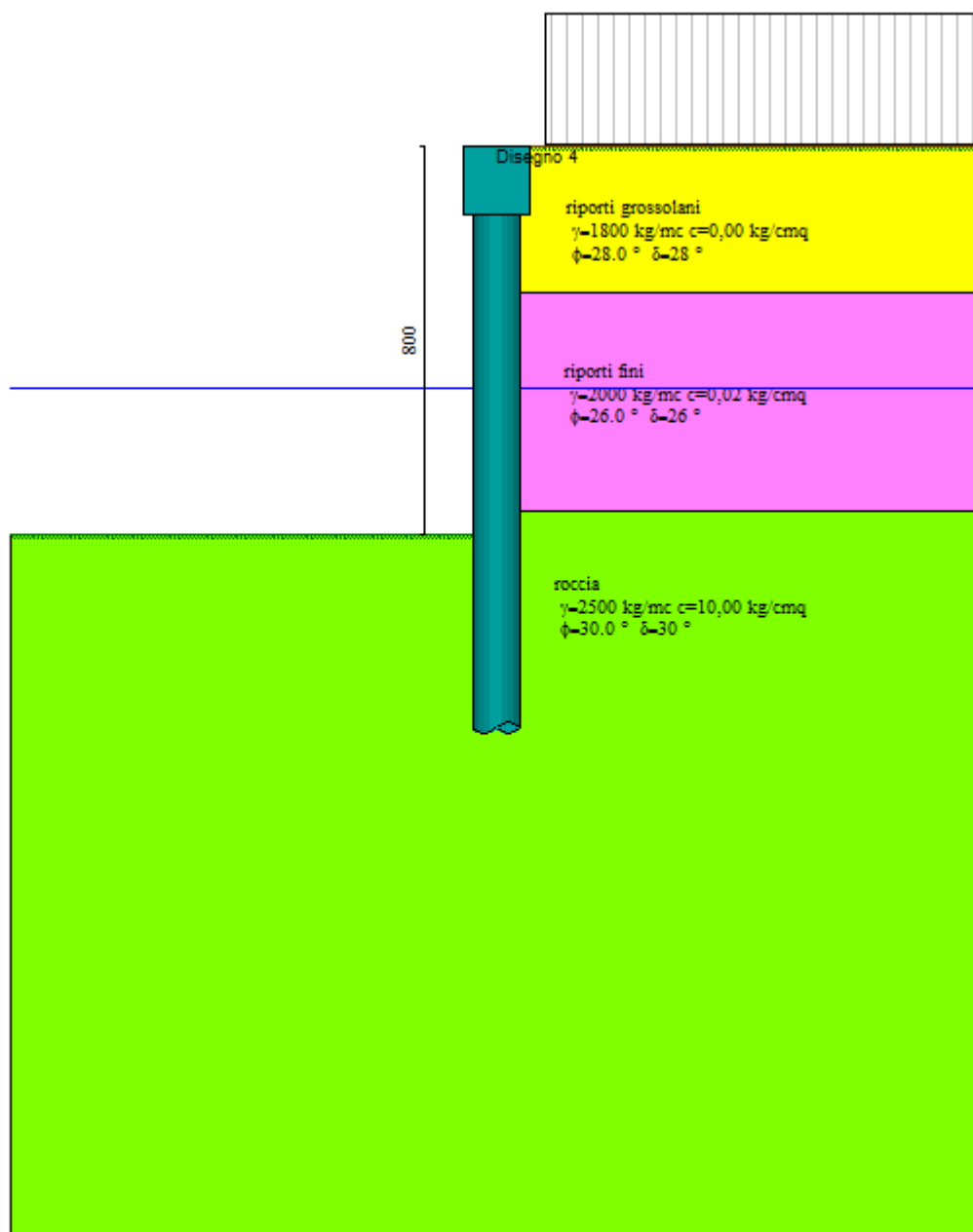


Immagine 12 – sezione con stratigrafia - paratia di pali secanti con quota sommitale +4.00

2.7. Armature in vetroresina

Nella realizzazione delle paratie laddove l'opera di sostegno dovrà essere successivamente demolita per consentire l'apertura di nuovi rami del canale (verso ponente e verso il palasport, nonché a sud dell'area, nella fase apertura dell'imbocco del canale), le gabbie di armatura in fibra di vetro - impiegate per la parte di paratia non infissa e che dovrà essere dunque demolita in seguito - costituiscono una soluzione innovativa al problema dell'attraversamento della zona di scavo da parte delle macchine utilizzate per la realizzazione delle paratie.

Le barre in fibra di vetro hanno infatti un'elevata resistenza alla trazione e risultano semplici da tagliare. La bassa resistenza al taglio permette all'elica di attraversare facilmente la sezione di diaframma rinforzato con fibra di vetro, con enormi vantaggi in termini di sicurezza, di risparmio di tempo e quindi anche economici. Questa tecnica di scavo consiste infatti nell'utilizzare armature in fibra di vetro in sostituzione della tradizionale gabbia in ferro.

Uno dei problemi più difficili da affrontare nell'ambito dello scavo di un canale è effettivamente l'attraversamento e/o la demolizione di strutture in calcestruzzo armato preesistenti. L'attraversamento e la demolizione delle paratie armate non può essere eseguito con le comuni eliche, perché ne risulterebbero danneggiate, ma deve essere effettuato distruggendo il muro "manualmente". Questa operazione richiede molto tempo ed è inoltre pericolosa, soprattutto in presenza di terreni saturi d'acqua, perché man mano che si procede con la rimozione del rinforzo in ferro, la pressione può provocare la rottura della paratia, e crolli improvvisi.

Ad oggi la tecnica costruttiva che prevede l'impiego di barre in vetroresina viene ampiamente utilizzata in tutto il mondo e si è estesa anche a diversi campi di applicazione. Le armature sono realizzate con barre e profili in fibra di vetro con resina vinilestere. Sono stati sviluppati per applicazioni di lungo termine, dove la durabilità e la resistenza alla corrosione (indotta da agenti chimici o da correnti vaganti) sono requisiti fondamentali. Costituiscono una intelligente alternativa all'acciaio comune o inox e sono utilizzate come elementi di rinforzo nelle applicazioni permanenti quali strutture portuali, piattaforme offshore, pali e micropali, ancoraggi e chiodature, solette di ponti ove previsto l'uso di sali antighiaccio, elementi in calcestruzzo per l'industria chimica, petrolchimica e trattamento acque, strutture fognarie, rivestimento definitivo di tunnel.

Nell'intervento in oggetto si è previsto l'impiego, nelle sezioni di palo più sollecitate, di un armatura in vetro equivalente realizzata con n°28 barre diametro 32mm (gabbia ferri longitudinali) ed anelli circolari (staffe) realizzati con 2 giri di barre piatte 35x5mm passo 200mm. Le armature in acciaio potranno essere legate alle armature in vetroresina tramite opportuni connettori ad U.



Immagine 13 – barre per armature longitudinali in vetroresina



Immagine 14 – barre per armature a taglio in vetroresina



Immagine 15 – Sezione Gabbia in vetroresina per pali



Immagine 16 – montaggio gabbia in vetroresina per pali



Immagine 17 –gabbia in acciaio e vetroresina per palo



Immagine 18 – inserimento della gabbia in acciaio e vetroresina

Direzione Progettazione

Coordinamento Progettazione

PROGETTO ARCHITETTONICO

COLLABORATORI:

F.D.T. F.S.T.	Arch. Ing.	Roberto Chiara	GRILLO TARTAGLIA
--------------------------------	-----------------------------	---------------------------------	-----------------------------------

F.D.T.	Arch.	Roberto	GRILLO
--------	-------	---------	--------

I.S.T.		Maura	GENOVESE
I.S.T.		Maria Cristina	CAMOIRANO
I.S.T.	Arch.	Paolo	VASSALLO

PROGETTO STRUTTURALE

COLLABORATORI:

F.S.T.	Ing.	Chiara	TARTAGLIA
--------	------	--------	-----------

F.S.T.	Ing.	Lucia	LA ROSA
I.S.T.	Ing.	Simone	GIMELLI

Allegati

Relazioni di calcolo