

REGIONE ABRUZZO

COMUNE DI PESCARA



"DEVIAZIONE DEL PORTO CANALE DI PESCARA" (CUP D24B16000260001)
"COMPLETAMENTO DEI NUOVI MOLI GUARDIANI" (CUP D21C18000210001)
FASE A: REALIZZAZIONE DEL MOLO NORD

FASE B: INTERVENTI DI DEVIAZIONE DEL PORTO CANALE (CUP J24E21001210006)

FASE C: INTERVENTI DI COMPLETAMENTO

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Titolo elaborato :

RELAZIONE GEOTECNICA

Progettazione:

Dott. Ing. Giuseppe Nicola BERNABEO
Dott. Geol. Mattia IPPOLITO
Dott. Arch. Lorenzo DI GIROLAMO

Supporto alla progettazione:

AGiS Ingegneria
Via Sabotino, 46
00195 ROMA

MODIM
Via Monte Zebio 40
00195 ROMA

Studi specialistici Idraulico-Marittimo:

Prof. Ing. Paolo DE GIROLAMO
Prof. Ing. Marcello DI RISIO (UNIVAQ – UNIVERSITÀ DELL'AQUILA)

Responsabile Unico Del Procedimento:

Dott. Ing. Tommaso IMPICCIATORE

Scala:

Dimensioni foglio:

Elaborato:

MC-24-219-B

Data	Rev.	DESCRIZIONE	Disegnato:	Controllato:	Validato:
Maggio 2024	0	EMISSIONE			

1. SOMMARIO

1.	SOMMARIO	1
2.	PREMESSA	3
3.	INTERVENTI PREVISTI.....	4
4.	QUADRO GEOLOGICO ED AMBIENTALE	7
5.	INDAGINI DISPONIBILI	8
6.	SCHEMI STRATIGRAFICI	11
6.1.	Zona marina	11
6.2.	Zona a terra.....	12
7.	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI	13
7.1.	Riporti.....	14
7.2.	Depositi di fondale del Fiume Pescara	15
7.2.1.	Depositi di fondale attuali DFA.....	16
7.2.2.	Depositi di ex-fondale DFA*	18
7.3.	Depositi costieri - Sabbie addensate (DSL).....	18
7.4.	Limi-argillosi-sabbiosi intermedi LAS	22
7.5.	Limi argillosi sabbiosi torbosi LAT	24
7.6.	Ghiaie in matrice limosa-argillosa GLA	27
7.7.	Argille grigio-azzurre di substrato APL	27
7.8.	Materiali di costruzione.....	27
7.9.	Sedimenti di dragaggio conferiti in colmata.....	28
8.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	29
8.1.	Pericolosità sismica di base	29
8.2.	Accelerazione massima attesa.....	29
9.	ASPETTI GEOTECNICI	31
10.	MOLO NORD	33
10.1.	Descrizione delle opere	33
10.1.1.	Sezione A-A a parete verticale antiriflettente	33
10.1.2.	Sezioni B-B e C-C a parete verticale	35
10.2.	Problematiche geotecniche connesse con gli interventi e linee di intervento	37
11.	MOLO SUD E VASCA DI COLMATA A	38
11.1.	Descrizione delle opere	38
11.2.	Problematiche geotecniche – Molo Sud	40
11.2.1.	Criteri di dimensionamento dell'intervento di consolidamento	41
11.3.	Problematiche geotecniche – Vasca di colmata A.....	42
11.3.1.	Accorgimenti per la minimizzazione dei potenziali risentimenti al contorno.....	42
11.3.2.	Consolidamento dei sedimenti refluiti.....	44
11.3.3.	Stabilizzazione degli argini perimetrali	45
12.	OPERE DI PRESIDIO BANCHINE ESISTENTI	48
12.1.	Interventi in sinistra idraulica	49
12.1.1.	Sezione corrente (S2).....	49
12.1.2.	Sezione speciale a ridosso delle fondazioni del Ponte del Mare (S1)	50
12.2.	Interventi in destra idraulica.....	52
12.2.1.	Sezione corrente (D2).....	52
12.2.2.	Sezione speciale a ridosso delle fondazioni del Ponte del Mare (D1)	53

13.	INTERVENTI DI TAGLIO E RACCORDO ALLE BANCHINE ESISTENTI	55
13.1.	Raccordo alle banchine esistenti	55
13.2.	Taglio banchina esistente	55
13.3.	Prolungamento Banchina porto commerciale e vasca di colmata D 56	
13.3.1.	Modalità operative e fasi lavorative	57
14.	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	58

2. PREMESSA

Come meglio rappresentato nella Relazione Generale, gli interventi previsti nel presente progetto costituiscono una sostanziale semplificazione e razionalizzazione di altre possibili soluzioni già studiate e proposte a diverso livello di approfondimento riguardanti la definitiva sistemazione della foce fluviale del fiume Pescara oltre l'attuale diga foranea.

Gli interventi previsti, insieme ad altri complementari di protezione e alla realizzazione di casse di colmata in cui verranno conferiti parte dei materiali di dragaggio che costituisce la fase iniziale della nuova Darsena Commerciale, potranno conferire al Porto quei caratteri di definitiva funzionalità e prospettiva in accordo con le linee di PRP e le attese ipotesi di sviluppo.

La semplicità e la sicura affidabilità tecnica e funzionale degli interventi debbono pertanto costituire, in questa delicata fase storica e sociale, imprescindibile elemento atto a consentire una tempestiva e razionale utilizzazione delle risorse nel rispetto di sanciti indirizzi statali di investimento.

In questo spirito è stato ritenuto fondamentale, già in questa fase di progettazione, inquadrare, approfondire ed ottimizzare le importanti problematiche geotecniche derivanti dal complesso ed articolato quadro geologico complessivo del territorio.

A tale scopo è stata preventivamente eseguita una raccolta e attenta valorizzazione di tutte le informazioni derivanti da studi geologici, indagini stratigrafiche e geotecniche nonché dati e rilievi, acquisiti nel corso delle importanti esperienze costruttive, registrati su interventi eseguiti in passato. Ciò ha consentito di inquadrare le problematiche geotecniche ad un livello di definizione sufficiente a proporre definitive indicazioni progettuali e dimensionali adeguatamente supportate da affidabili modellazione e verifiche preliminari.

3. INTERVENTI PREVISTI

Le diverse tipologie delle opere previste in progetto sono di seguito rappresentate attraverso la ricostruzione di alcune sezioni tipo di riferimento.

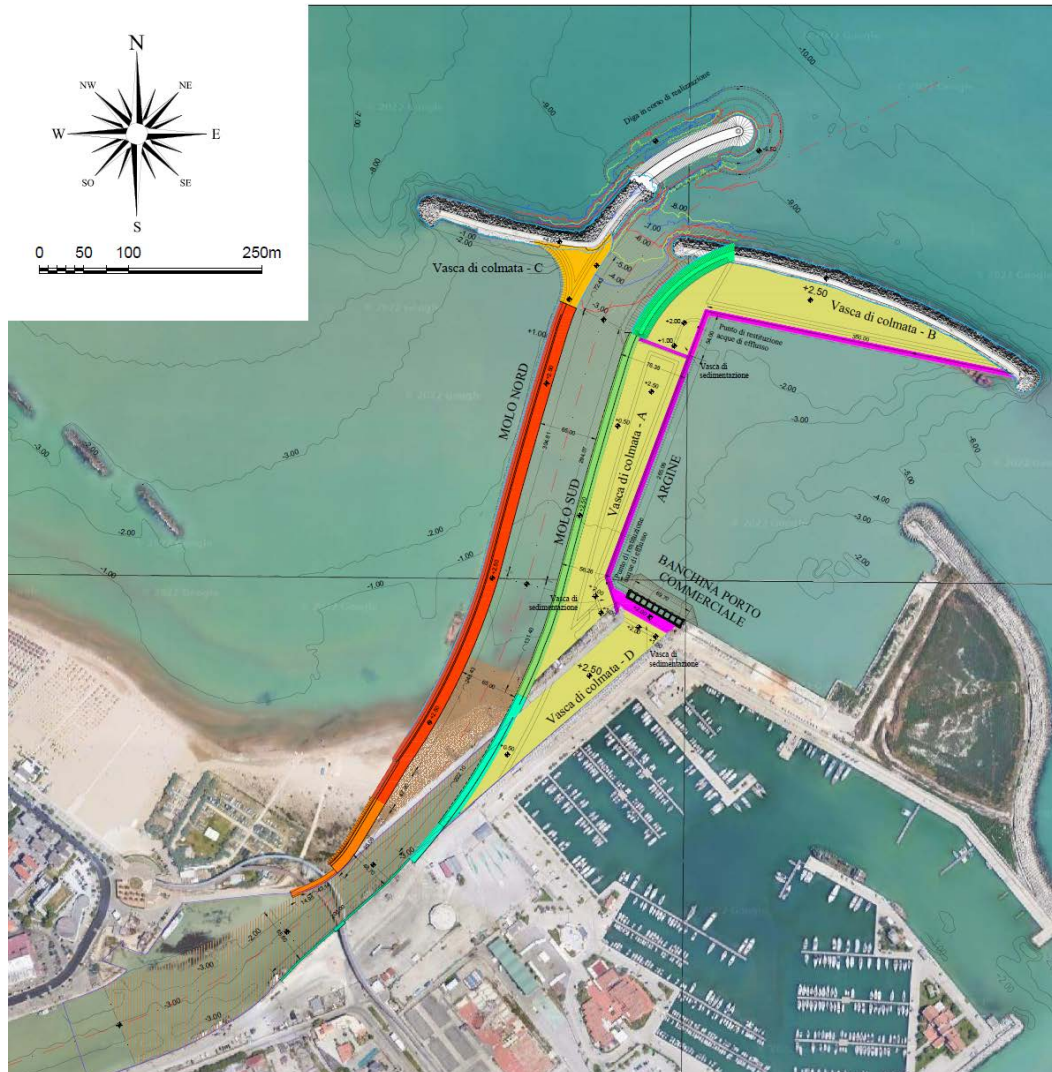


Figura 3-1 – Planimetria delle opere necessarie alla deviazione del porto canale.

Le opere necessarie per la realizzazione della deviazione, riportate nella planimetria di progetto (vedi tavole allegate) e schematicamente nella figura 3.1 sono costituite da:

1. Realizzazione di due nuovi moli guardiani (Nord e Sud) disposti con giacitura curvilinea a forma di S;
2. un pennello di foce posto in sinistra idraulica del canale deviato;
3. protezione spondale atta a preservare l'integrità strutturale delle banchine esistenti in destra e sinistra idraulica e in corrispondenza degli appoggi del Ponte del Mare;
4. un terrapieno posto in destra idraulica destinato ad accogliere "tout venant" e/o materiale proveniente dai dragaggi;

Pag.
4

5. dragaggio del nuovo tracciato fluviale fino a raggiungere le quote di progetto;
6. protezioni del fondale necessarie per contenere i fenomeni di escavazione del nuovo alveo fluviale durante le piene;
7. demolizione del tratto di sponda sinistra dell'attuale canale di accesso al porto intercettato dai due nuovi moli guardiani.

Il progetto prevede anche la realizzazione di vasche di colmata nell'ambito portuale commerciale ove conferire parte dei sedimenti provenienti dalla nuova deviazione del fiume Pescara.

Le opere per come impostate si integrano e armonizzano con gli interventi già eseguiti o in corso di esecuzione da parte del Provveditorato Interregionale per le OO.PP. del Lazio, Abruzzo e Sardegna (Figura 3-2) in anticipazione di alcune opere previste dal PRP 2008, quali:

- una barriera sommersa in massi naturali con giacitura simile alla sponda sinistra del nuovo molo di delimitazione del fiume deviato;
- primo tratto del pennello di foce previsto dal PRP 2008 posto in sinistra idraulica del canale deviato;
- apertura parziale (varco) nella diga foranea, per un tratto pari a circa 70,0 m inclusa la realizzazione di una testata provvisoria dell'attuale diga foranea così rescata.

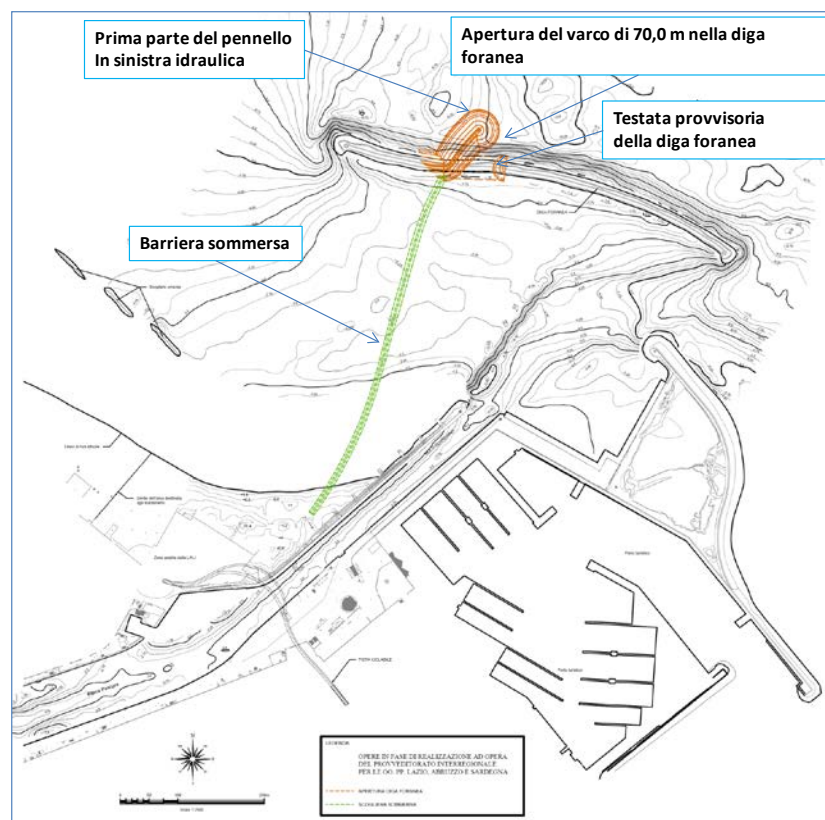


Figura 3-2 – Opere completate da parte del Provveditorato Interregionale per le OO.PP. Lazio, Abruzzo e Sardegna

e da parte di ARAP (Figura 3-3) quali:

- completamento del pennello di foce al fine di garantire una migliore protezione all'area portuale;
- elevazione della barriera sommersa in modo da bloccare la risalita del plume fluviale verso il litorale Nord – Ovest contribuendo, di conseguenza, al miglioramento della qualità delle acque di balneazione.



Figura 3-3 – Opere in parte completate ed in parte in fase di completamento da parte di ARAP

4. QUADRO GEOLOGICO ED AMBIENTALE

Come un più ampio inquadramento geologico preliminare della zona consente di evidenziare, la fascia costiera di Pescara è sicuramente articolata e va esaminata ed interpretata con specifica attenzione e competenza.

L'area in esame è costituita da depositi recenti, dovuti alla sovrapposizione dinamica costiera e di quella fluviale del Fiume Pescara, che a loro volta ricoprono i terreni più antichi. Il complesso geologico di base che fa da riferimento all'intera zona è quello dei depositi marini di età plio-pleistocenica delle "Argille grigio-azzurre" ("Formazione di Mutignano") sul quale sono sovrapposti più recenti complessi sedimentari di età ed origine diversa, difficilmente riconducibili ad un unico e semplice schema stratigrafico.

Sovrapposti al complesso marino si ritrovano depositi fluvio-deltizi, costituiti da un banco di ghiaia grossolana con sabbia, più o meno continuo e con spessore variabile da qualche metro ad una decina di metri, in diminuzione verso l'estenso.

Nella fascia costiera risultano infine presenti, in sommità, importanti complessi sedimentari più recenti, collegati alle diverse fasi della evoluzione della stessa linea di costa. Questi sono costituiti da variegati strati e banchi di terreni prevalentemente sabbiosi attuali e recenti, ("Depositi costieri" "DSL"), distinguibili in base al colore medio e convenzionalmente definiti "Formazione sabbiosa giallo-verdastra" e "Formazione sabbiosa grigia" rispettivamente. Tali termini sono sovrapposti ai terreni appartenenti al complesso delle alluvioni oloceniche del F. Pescara (Figura 4-1).



SUCCESSIONE DEL QUATERNARIO CONTINENTALE

DEPOSITI OLOCENICI

I depositi olocenici sono costituiti da una gran varietà di litofaccies riferibili a depositi di fans, depositi alluvionali, colli olivo-colluviali, depositi eolici, depositi lacustri e palustri, depositi di spiaggia e depositi antropici. Il limite inferiore è sempre erosivo sui depositi delle successioni marine e sui sistemi sialitoclastici della successione continentale; il limite superiore è costituito da una superficie deposizionale, in molti casi attiva.

Depositi di frana - Depositi poligenici in assetto caotico. In generale sono formati da fanghi prevalentemente argillosi e sabbiosi o da blocchi conglomeratici e arenacei (sa₁).

Depositi alluvionali - Sabbie, ghiaie e limi fluviali, con livelli e lenti di argille e torbe, ghiaie e sabbie di conoidi alluvionali. I livelli ghiaiosi, prevalenti nella parte basale, sono costituiti da ciasti di dimensione da centimetriche a decimetriche, localmente pluridecimetriche, poligenici, da sub-angolari ad arrotondati, con intercalazioni di sabbie e limi-sabbie (sa₂).

Colli olivo-colluviali - Limi sabbiosi, limi argillosi e sabbie da grigiasti a giallastri a bruno-rossastri con ciasti centimetrici arenacei e calcarei dispersi all'interno di materiali fini residuali, sono presenti frequentemente concorrenze calcaree; sono in assetto caotico o disposti in lenti e livelli cino-stratificati conformemente ai versanti (sa₃).

Depositi eolici - Sabbie a granulometria medio-fine, ben classate, sciolte o debolmente addensate (sa₄).

Depositi lacustri e palustri - Peliti palustri e peliti sabbioso-oliottose, terreni di bonifica e torbe (sa₅).

Depositi di spiaggia - Sabbie a granulometria medio - fine, sciolte o addensate, ghiale con ciostoli eterometrici da arrotondati a sub-angolati, generalmente soppalati (sa₆).

Depositi antropici - Depositi caotici eterometrici costituiti da ghiaia, sabbia, limo e argilla e da frammenti di manufatti.

In corrispondenza di cave di ghiaia dismesse sono costituiti dai residui, essenzialmente sabbioso-imosi, dell'attività estrattiva (sa₇).



SUCCESSIONE MARINA DEL PLOCENE SUPERIORE-PLEISTOCENE INTERIORE

FORMAZIONE DI MUTIGNANO

PLEISTOCENE SUPERIORE - PLEISTOCENE INTERIORE

associazione sabbioso-conglomeratica (M1)

Sabbie ed arenarie di colore giallastro, frequentemente bioturbate, con intercazioni di livelli di ghiaie e di conglomerati composti da ciostoli di qualche centimetro, spesso ben sciaccati ed embriciati, in prevalenza calcarei o, subordinatamente, silicei. Sia le sabbie che i conglomerati sono in genere stratificati in sei tabulari al cui interno è possibile osservare stratificazione e laminazione incrociata a basso angolo e tracce ripresе simmetriche tipiche di ambiente di spiaggia. Localmente sono presenti livelli da millimetrici a centimetrici di peliti grigie. (Zona MN119c-17' A: non fossiliferi calcarei). Lo spessore varia da 5-10 m fino ad un massimo di 50 m.

associazione sabbioso-pellica (M2)

Arenarie di sabbie e sabbie silicee di colore giallo-ocra, a diverso grado di cementazione, ed argille e argille silicee grigiastre sottilmente laminare. Lo spessore degli strati sabbiosi aumenta dal basso verso l'alto da sottile a medio ed il rapporto sabbia/argilla è pressoché pari a 1. È presente una ricca macrofauna a bivalvi (Pecten, Chlamys, Ostrea) e gasteropodi di ambiente marino. Lo spessore varia da alcune decine di metri fino ad un massimo di 60-70 m. (Zona MN119c: M1/2 o non fossiliferi calcarei).

associazione pellico-sabbiosa (M3)

Argille ed argille marnose di colore grigio con intercalazioni di sottili livelli sabbiosi e sabbioso-imosi fossiliferi; il rapporto sabbia/argilla è nettamente inferiore all'unità, il contenuto fossilifero, frequente soprattutto in corrispondenza degli orizzonti sabbiosi, è rappresentato da molluschi quali bivalvi, piccoli gasteropodi ed echinodermi che individuano un ambiente di offshore. Lo spessore massimo osservato è di circa 400 m. (Zona MN118-MN119c a non fossiliferi calcarei).



Figura 4-1 - Stralcio di Foglio Geologico 351 "Pescara" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 realizzata nell'ambito del Progetto CARG, con indicata l'area di progetto.

All'interno del complesso alluvionale si possono riconoscere alcuni termini di diversa composizione granulometrica prevalente, compresi tra i limi-argillosi e le argille limose con livelli di sabbia-ghiaiosi variamente intercalati. Nei livelli limoso-argillosi di colore grigio-scuro è frequente la presenza di sostanza organica più o meno carbonizzata e livelli di torba vera e propria. Al tetto e al letto della formazione è generalmente presente un livello metrico di ghiaie poligeniche in matrice limo-argillosa, con presenza di ciottoli arrotondati e locali resti torbosi, di ambiente fluviale di transizione ("GLA").

A ridosso delle banchine esistenti, i terreni sono ricoperti da uno spessore di materiali di riporto di diversa origine associati agli interventi di potenziamento del Porto Canale.

5. INDAGINI DISPONIBILI

Le caratteristiche dei terreni che costituiscono il tratto di fondale marino e di canale interessato dalla Nuova Deviazione del Porto Canale, sono state tratte dall'esame di dati derivanti dai sondaggi geognostici effettuati in diverse campagne di indagine eseguite tra il 2015 e 2018:

- Campagna di Progetto preliminare effettuata dalla Società Sondedile S.r.l. nel 2017;
- Campagna di indagine per la progettazione della barriera soffolta a mare effettuata dalla società CMG Testing S.r.l. nel 2015.
- Campagna di indagine in corrispondenza degli appoggi del Ponte del Mare e della linea di costa eseguita dalla Società Tecnoil S.r.l. nel 2018.

Oltre alle indagini mirate, il presente studio si avvale anche di dati ricavati da notizie bibliografiche e da campagne geognostiche riguardanti lavori diversi comunque ricadenti nelle aree portuali interessate dagli interventi riportati nella Relazione Geologica del PRP 2008 a firma del Dott. Geol. Iezzi, quali:

- Indagini geognostiche finalizzate alla caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni interessati dalla diga foranea, eseguita per conto del Genio Civile per le Opere Marittime di Ancona nel 1988.
- Campagna di progetto per la progettazione del Ponte del Mare di attraversamento ciclo-pedonale del Porto canale di Pescara (2007);
- Campagna integrativa eseguita nel 2006a supporto del progetto di consolidamento di un tratto di banchina dissestato in zona Madonnina.

L'ubicazione di tutte le indagini disponibili è rappresentata in Figura 5-1:

Pag.

8

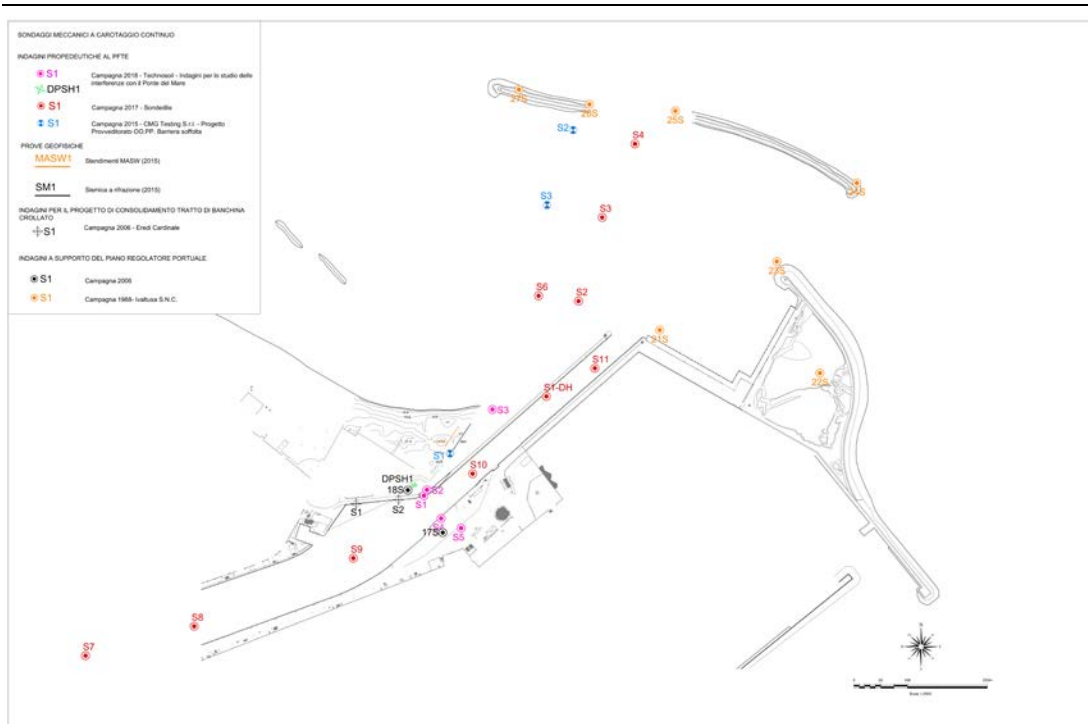


Figura 5-1 – Indagini disponibili nell’area di intervento

In particolare, la campagna 2017 fatta eseguire direttamente da ARAP, è consistita in sondaggi meccanici, prove in sito ed analisi di laboratorio su campioni di terreno appositamente prelevati. I sondaggi sono stati spinti a profondità variabile compresa tra 5 m (S7, S8, S9 e S11) e tra 20 e 50 metri (S1, S2, S3, S4, S6 e S10), e sono stati integrati da prove in sito, del tipo prove penetrometriche dinamiche tipo SPT.



Figura 5-2 – Campagna di indagine 2017

Nell’ambito dei terreni a matrice fine e finissima, sono stati inoltre prelevati, ove possibile, campioni indisturbati su cui sono state effettuate, oltre alle usuali prove di identificazione

e classifica, prove meccaniche di laboratorio. Il sondaggio S1-DH eseguito a terra sul corpo banchina è stato attrezzato per una prova down-hole.

La campagna eseguita nel 2015 nel tratto di mare antistante nel settore centro settentrionale del porto canale di Pescara è consistita in n.3 sondaggi a carotaggio continuo; di questi, due sono stati eseguiti a mare (S2 e S3), mentre S1 è stato eseguito a terra nei pressi della linea di costa. I sondaggi sono stati spinti generalmente ad una profondità sufficientemente rappresentativa e sono stati integrati da prove in sito (soprattutto da prove penetrometriche dinamiche tipo SPT).

In fase di perforazione sono stati prelevati n.4 campioni indisturbati sui quali sono stati effettuate usuali prove di caratterizzazione fisica e meccanica di laboratorio. A completamento di indagine sono state eseguite n.2 prospezioni di tipo MASW utili alla caratterizzazione sismica del sottosuolo nella zona a terra.

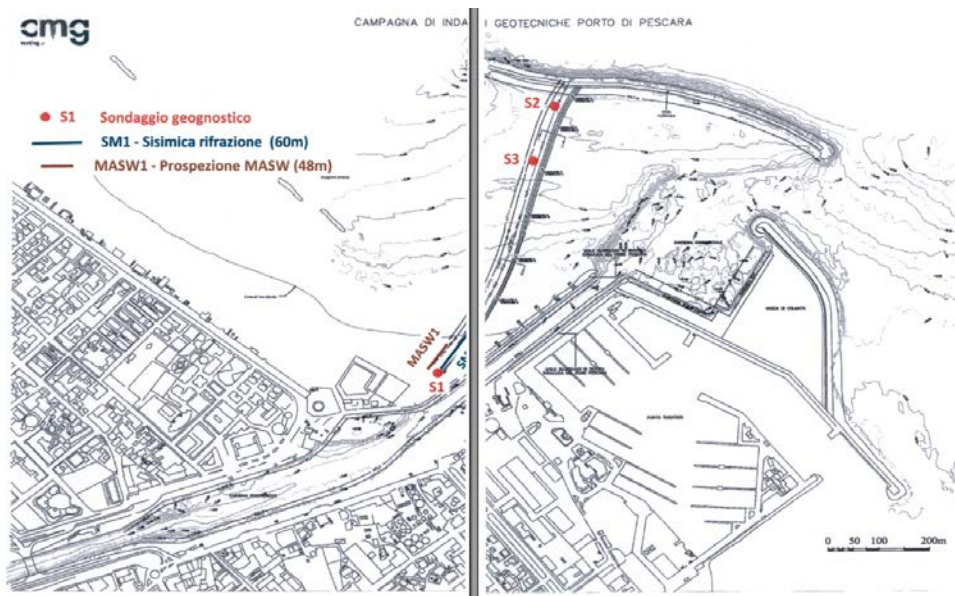


Figura 5-3 – Campagna di indagine 2015

Ulteriori specifici sondaggi sono stati eseguiti nel 2018 dalla Società TecnoSoil S.r.l., a mare, in corrispondenza della zona a terra a ridosso delle fondazioni del Ponte del Mare.

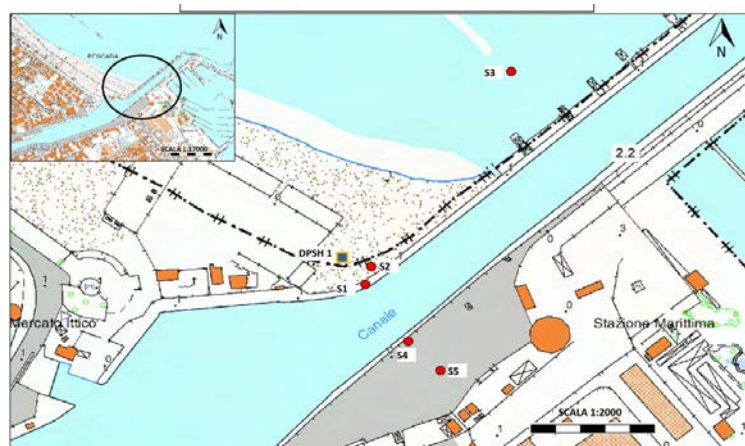


Figura 5-4 – Campagna di indagine 2018

In particolare sono stati eseguiti n.5 sondaggi a carotaggio continuo spinti a una profondità di 30 m, corredati da prove in foro dinamiche di tipo SPT e prelievo di campioni; di questi, n.4 sondaggi (S1, S2, S4 e S5) sono stati eseguiti a terra e uno a mare (S3). I sondaggi sono state inoltre integrati da prove penetrometriche continue tipo DPSH.

Le stratigrafie dei sondaggi insieme ai dettagli ed ai risultati delle prove geotecniche di laboratorio e in foro si rinvia agli specifici Rapporti Tecnici allegati al progetto.

6. SCHEMI STRATIGRAFICI

Dalla ricostruzione stratigrafica complessiva ottenuta risulta che le opere da realizzare ricadono in due diverse sequenze stratigrafiche di riferimento, caratterizzanti rispettivamente la zona dell'attuale foce (Zona a terra) e quella a mare immediatamente antistante (Zona Marina).

Nella zona direttamente interessata dai nuovi Moli Guardiani, in particolare, sono presenti depositi sedimentari costieri di natura sabbiosa, impostati sui termini limo-argillosi torbosi alluvionali. Tali formazioni sono ricoperte in superficie da depositi sedimentari attuali collegati alle diverse fasi della evoluzione della stessa linea di costa e condizionati dagli apporti del F.Pescara e da recenti lavori di dragaggio.

Nella zona più prossima alla costa prevalgono depositi di colmata del Porto Canale, di natura per lo più sabbiosa e ghiaiosa, impostati su termini limo-sabbiosi e sabbiosi.

6.1. Zona marina

In questo ambito sono stati effettuati il maggiore numero di sondaggi delle campagne 2015 e 2017; inoltre alcuni sondaggi S sono stati eseguiti sul molo frangiflutto già esistente mentre, il sondaggio S10, è stato eseguito in prossimità della foce del Porto Canale.

Nel complesso i dati acquisiti sono omogenei tra loro ed indicano la successione di due complessi costieri sabbiosi, distinguibili in base al colore medio e convenzionalmente definiti “*Formazione sabbiosa giallo-verdastra*” e “*Formazione sabbiosa grigia*” rispettivamente, sovrapposti l'uno all'altro.

Nella zona antistante la foce del F. Pescara questa sequenza è preceduta da depositi limosi sabbiosi soffici ricchi di resti organici, di colore grigio-nerastro (DFA) di spessore variabile compreso tra 2-3 e 3-4.5 metri. L'abbondante presenza di resti vegetali talora in putrefazione, gli conferisce localmente un forte odore torboso.

La “*Formazione sabbiosa giallastra*”, più superficiale, è costituita da una sabbia media e fine limosa con resti di frammenti organogeni e rari inclusi ghiaiosi (“SL1”) generalmente addensata di colore variabile dal giallastro al grigio verdastrò. La sottostante “*Formazione sabbiosa grigia*” (“SL2”) è costituita da sabbie fini e medie debolmente limose di colore grigio, ben addensate e con materiale organogeno (frammenti di conchiglie).

Nella zona più a sud interessata dai lavori del Molo Sud, al tetto delle sabbie grigie SL2i sondaggi hanno intercettato un livello intermedio di limi argillosi grigi localmente con

tracce di torba (“LAS”) di spessore comunque modesto e al più compreso tra 1.0 e 2.5 metri.

La serie dei depositi costieri risulta impostata direttamente su un potente banco di limi argillosi torbosi intercalati a sottili livelli di sabbie fini limose e resti lignei in decomposizione (“LAT”), attribuibile presumibilmente al complesso alluvionale. Nella zona compresa tra la radice e la testata del molo Sud più prossima alla diga foranea, i limi si rinven- gono a profondità comprese tra 20 m e 30 m, mentre risultano attestarsi a profondità superiori a quelle massime indagate lungo il Molo Nord. Al tetto e al letto della formazione è stato riconosciuto un livello metrico di ghiaie poligeniche di transizione in matrice limo- argillosa, con presenza di ciottoli arrotondati e locali resti torbosi (“GLA”).

6.2. Zona a terra

La caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dei terreni profondi è stata assunta in con- tinuità con quella ben indagata e verificata sulla base di specifiche ed approfondite indagini per la zona a mare.

Nella zona di radice del nuovo Molo Nord, in particolare, per un primo tratto interessata dai lavori di circa 100 m che si estende fino all’attuale linea di costa a partire dal quale si sviluppa il molo nord, i sondaggi S1(2015), S10(2017) e S3(2018) hanno confermato la presenza di sabbie medio-fini limose di colore marrone e grigie (“*Formazione sabbiosa*”) con grado di addensamento in aumento con la profondità, sovrapposte a circa 20-21 metri al complesso banco di limi argillosi torbosi alluvionali LAT. Nel solo sondaggio S1(2015) nell’ambito della Formazione sabbiosa SL1 è stato intercettato a circa 5 metri di profon- dità un residuo livello di limi argillosi sabbiosi grigio-scuri intercalati riconducibili al com- plesso dei depositi di ex-fondale (“DFA*”).

In corrispondenza delle banchine esistenti, il quadro generale appare profondamente in- fluenzato dalle importanti modificazioni antropiche condotte in passato collegate alle di- versi fasi di realizzazione del porto che hanno profondamente obliterato i caratteri mor- fologici naturali nei tratti più superficiali.

Dall’analisi dei sondaggi in particolare è stato possibile riconoscere terreni di riporto con caratteristiche di composizione granulometrica e addensamento variabili, indicativamente riconducibili ai seguenti caratteri medi:

- ghiaia in matrice sabbiosa-limosa in matrice sabbiosa di ottime caratteristiche fisi- che e meccaniche (Materiale tipo “A”);
- materiali prevalentemente sabbiosi-limosi grigiastri, generalmente poco addensati, con rari inclusi ghiaiosi (Materiale tipo “B”).

Nella zona immediatamente a ridosso del Ponte del Mare, in particolare, la colmata è costituita fino ad una quota di -3/-4 m slm da ghiaie in matrice sabbiosa-limosa (Materiale tipo A), mentre nella zona di piazzale in destra, si rinviene uno strato intermedio di sabbie poco addensate (B) da -1.5 a -3.0 m slm. In tutti i casi per raggiungere la quota di +2.50 m slm è stato impiegato materiale inerte per lo strato di fondazione della pavimentazione.

Al di sotto dei riporti si riconoscono i terreni della successione marina, con presenza di una fascia di limi sabbiosi organici compenetrati e consolidati sotto il peso dei sedimenti

costieri progressivamente accumulati (DFA*) di spessore metrico, sovrapposta ai depositi sabbiosi costieri (SL1 e SL2). I limi torbosi (LAT) si rinvencono a profondità di circa 20 metri da p.c..

A profondità maggiore, la situazione stratigrafica dovrebbe risultare sostanzialmente in linea con quella evidenziata dai sondaggi profondi eseguiti in corrispondenza degli appoggi del Ponte del Mare, con presenza di un complesso basale di limi argillosi consistenti, a luoghi debolmente marnosi ed intercalati a sottili livelli di sabbie fini limose di origine marina (“Formazione di Mutignano” - “argille grigio-azzurre”, “APL”), a partire da circa 50 metri di profondità.

7. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Per la modellazione stratigrafica e geotecnica dei terreni si è preliminarmente proceduto ad una raccolta e rielaborazione complessiva delle prove e dati geotecnici disponibili.

Le diverse categorie di materiali impiegati per la realizzazione delle colmate esistenti sono state caratterizzate da punto di vista geotecnico, al fine di fare significative previsioni di comportamento delle opere di presidio.

Per quanto riguarda le opere a mare, moli guardiani e colmata, i diversi complessi stratigrafici di riferimento sono stati così schematizzati:

- Formazione dei “Depositi di fondale” del Fiume Pescara attuali “DFA” e di ex-fondale “DFA*”;
- Depositi costieri - Sabbie addensate “DSL”(“SL1/SL2”);
- Limi argillosi e sabbiosi intermedi (“LAS”);
- Depositi di transizione (ghiaie poligeniche “GLA”).
- Depositi alluvionali (Limi argillosi torbosi “LAT”).

Per quanto riguarda i depositi insistenti sui fondali, alla grande variabilità di caratteristiche tra campioni prelevati in zone diverse è associata una corrispondente variabilità di caratteristiche geotecniche, per cui una loro caratterizzazione “media” non ha pertanto un grande significato pratico.

Facendo riferimento agli esiti delle numerose prove di caratterizzazione ambientali eseguite nei diversi settori di intervento è stato possibile distinguere i sedimenti prevalentemente sabbiosi assimilabili da un punto di vista geotecnico alla formazione dei depositi costieri sottostante, dai sedimenti limosi soffici insistenti sui fondali antistanti la foce del F. Pescara (“DFA”). Questi ultimi, in particolare, risultano essere quelli di maggiore interesse applicativo per il ruolo che assumono nei cedimenti che i rilevati di lavoro subiranno nella fase di collocazione in opera e più in generale per il comportamento dei nuovi moli a cofferdam.

I due complessi sabbiosi sovrapposti precedentemente descritti sottostanti (SL1 e SL2), sono stati unificati in un unico termine la cui caratterizzazione geotecnica è stata basata essenzialmente sull'interpretazione delle prove SPT in foro.

Per i livelli coesivi intermedi appartenenti al complesso LAS, come risulta dall'insieme delle prove di laboratorio si tratta per lo più di limi con argille sabbiosi da poco a mediamente consistenti. Tali termini daranno un modesto contributo al cedimento totale perché fittamente stratificati e tali pertanto da permetterne l'esaurimento in tempi ragionevolmente rapidi.

Un numero limitato di prove di classificazione e di caratterizzazione meccanica ha infine riguardato il potente strato basale di terreni alluvionali limosi-argillosi-torbosi (LAT) con livelletti sabbiosi fittamente stratificati, mentre per quanto riguarda i livelli ghiaiosi presenti al letto e tetto (GLA), questi terreni sono caratterizzati da buone caratteristiche di resistenza e bassa compressibilità. Infine per quanto riguarda le argille grigio-azzurre plio-pleistoceniche di substrato "APL", pur non interagendo tali terreni con le nuove opere, si è comunque fatto riferimento all'ampia letteratura tecnica disponibile.

In quanto segue, per ciascun complesso vengono definiti i parametri geotecnici di riferimento per la progettazione delle opere ottenuti dall'interpretazione delle prove disponibili.

7.1. Riporti

In questa categoria di materiali ricadono i materiali costituenti i banchinamenti interni oltre che a materiali di imbasamento e protezione presenti a ridosso del tratto di canale oggetto di intervento.

Nel complesso, il corpo della banchina è costituito da materiali estremamente eterogenei che genericamente possono essere assimilati a ghiaia con matrice sabbioso limosa e sabbie limose da poco a moderatamente addensate. La quantità di matrice varia da luogo a luogo passando da preponderante a completamente assente.

Trattandosi di materiali di colmata, lo stesso grado di addensamento appare estremamente variabile. Alcune prove SPT, quando non hanno raggiunto il rifiuto strumentale, hanno fornito valori di N_{SPT} compresi tra i 4 e 20 colpi/piede di avanzamento. In base ai valori ottenuti, per tali termini possono essere attribuiti i seguenti range di parametri geotecnici:

Materiali tipo A – Materiali ghiaiosi

Il materiale ottenuto presenta caratteri tipicamente granulari descritti dai seguenti range di parametri di riferimento: $\gamma=19.5\div 20.5$ kN/m³; $c' = 0$ kN/m² e $\phi' = 35-40^\circ$; $E' = 25-50$ MPa.

Materiali tipo B – Materiali sabbiosi

Si tratta di sabbie limose da poco a moderatamente addensate descritti dai seguenti range di parametri di riferimento: $\gamma=18-19$ kN/m³; $c' = 0$ kN/m² e $\phi' = 30^\circ$; $E' = 10-15$ MPa.

7.2. Depositi di fondale del Fiume Pescara

Con tale termine si intende rappresentare quei livelli più superficiali (“DFA”) in parte asportati dalle operazioni di dragaggio operate in tempi recenti e quelli profondi riconosciuti al di sotto delle colmate esistenti (di ex fondale, “DFA*”), collegati alle diverse fasi di apporto del F. Pescara.

Sulla base dell’interpretazione delle indagini ambientali è possibile confermare la loro presenza soprattutto nella zona del Canale interno e nella zona antistante lo sbocco a mare del Porto Canale.

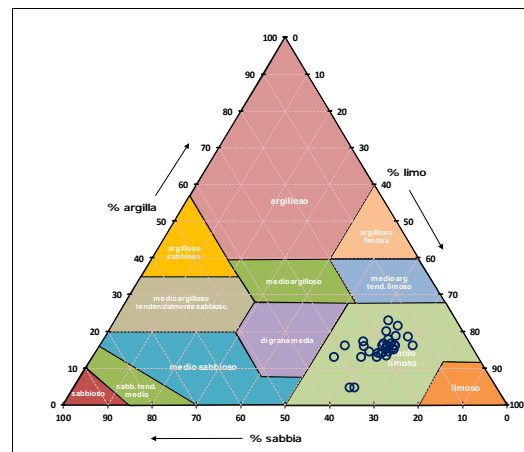
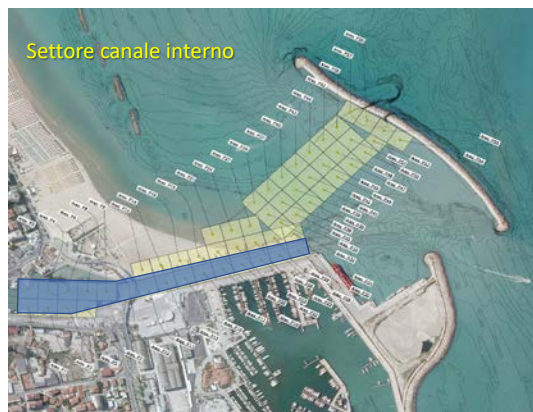


Figura 7-1 – Granulometrie campionamenti ambientali nella zona del canale interno

Nella zona a mare compresa tra la fascia a ridosso della barriera soffolta e l’area di imposta dei nuovi Moli Guardiani i sedimenti viceversa rientrano in un ampio “range” granulometrico compreso tra quello delle sabbie medie e fini limose, dei limi sabbiosi e dei limi organici a tratti contraddistinti come livelli di “torba”. Questi ultimi, come confermano anche i sondaggi eseguiti, sono presenti soprattutto lungo l’allineamento del futuro Molo Sud.

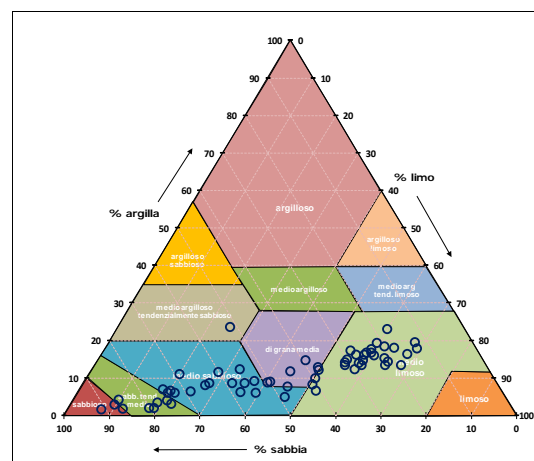


Figura 7-2 – Granulometrie campionamenti ambientali zona a mare

Facendo riferimento alla zona di costa a ridosso dell’attuale Porto Canale interessata dalla zona di radice del Molo Nord e sede di importanti processi di interrimento negli ultimi

decenni, i dati acquisiti appaiono viceversa relativamente omogenei tra loro ed indicano la presenza di sabbie ben addensate assimilabili da un punto di vista geotecnico alle formazioni sabbiose sottostanti estese in profondità.

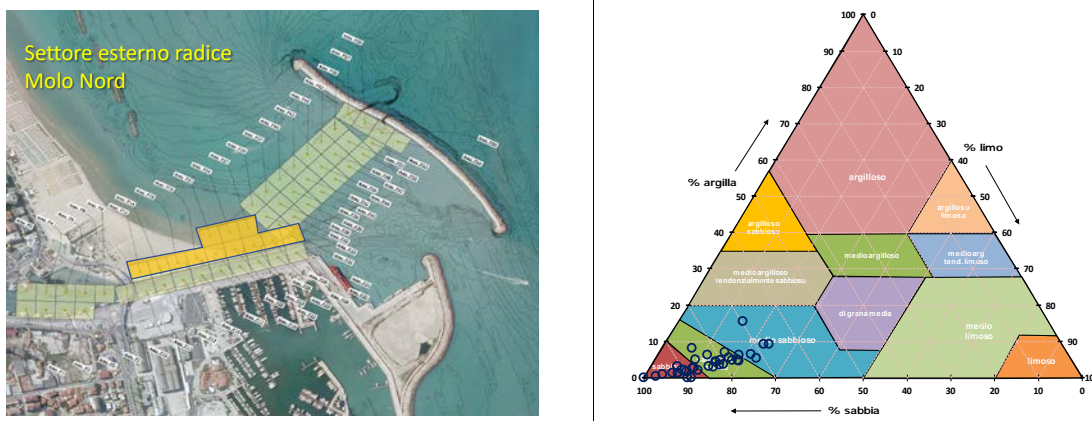


Figura 7-3 – Granulometrie campionamenti ambientali nella zona di radice Molo Nord

7.2.1. Depositi di fondale attuali DFA

La caratterizzazione geotecnica dei Depositi di fondale DFA risulta particolarmente complessa. La bassa consistenza insieme alla marcata eterogeneità di costituzione ha infatti consentito il prelievo di un numero limitato di campioni per cui la caratterizzazione geotecnica è stata basata sulle prove di caratterizzazione granulometrica a fini ambientali ed a consolidate correlazioni empiriche.

Si tratta infatti di terreni prevalentemente limosi, poco consistenti e ricchi di materia organica, a luoghi assimilabili a dei veri e propri fanghi di fondale ancora in fase di consolidazione e/o progressivamente consolidati sotto il peso proprio.

Da alcune prove di classificazione condotte su campioni sabbioso-limosi e limosi-sabbiosi argillosi il peso per unità di volume γ_{sat} è variabile tra circa 18.4 e 18.8 kN/m³, mentre l'indice dei vuoti e_0 è superiore all'unità e verosimilmente superiore al limite liquido, a testimonianza di fenomeni di consolidazione tuttora in atto sotto l'effetto del peso proprio. Valori più bassi compresi tra 16 e 17 kN/m³ sono attesi per i termini prettamente limosi. Alcune prove SPT hanno fornito bassissimi valori di N_{SPT} compresi tra 2 e 3.

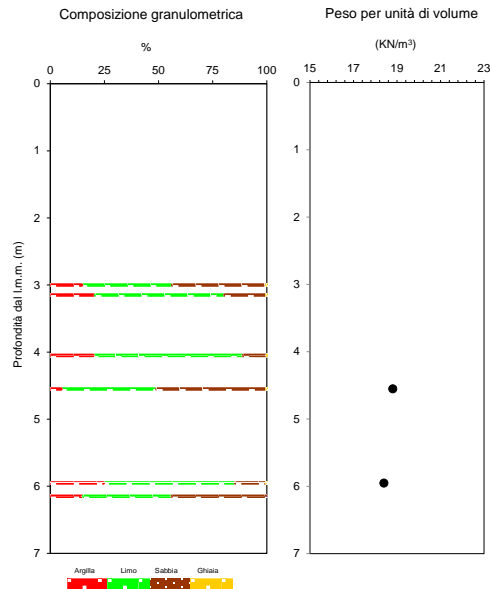


Figura 7-4 – Caratteristiche fisiche sui campioni prelevati DFA

La resistenza al taglio non drenata c_u è da attendersi marginale, nell'ordine di 5-10 kPa; in mancanza di prove specifiche, il modulo edometrico E_{ed} può essere stimato attraverso la nota relazione che lega i parametri di compressibilità in condizioni edometriche:

$$E_{ed} = \frac{\sigma'_v \cdot (1 + e)}{0.435 \cdot c_c}$$

imponendo un valore del coefficiente di compressibilità c_c pari a ≈ 0.40 ottenuto dalla seguente relazione empirica:

$$C_c = 0.009 \cdot (w_L - 10)$$

assumendo prudenzialmente un valore di $w_L \approx 55$, massimo valore ottenuto dalle prove di classificazione. Agendo in tal modo si ottiene un valore di riferimento E'_{0ed} a 100 kPa, nell'ambito del campo di pressioni di interesse per il rilevato di futura costruzione compreso tra 1.15 a 1.45 MPa per valori dell'indice dei vuoti iniziale e_0 compresi tra 1.00 e 1.50. Il modulo E' può essere corrispondentemente assunto compreso tra 1 e 2 MPa. Per quanto riguarda la permeabilità, può essere assunto un valore di $K_v = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s per i terreni prevalentemente sabbiosi e di $K_v = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s per quelli prevalentemente limosi, mentre $K_h = 5 \cdot 0 \cdot K_v$.

Per quanto riguarda i parametri di resistenza in condizioni drenate, da alcune prove di taglio diretto sono risultati valori di ϕ' compresi tra 28 e 30°, con $c' = 0$. Vista la natura dei campioni prelevati e l'andamento di tipo incoerente delle curve sforzi-deformazioni, tali valori possono essere ragionevolmente rappresentativi delle condizioni di stato critico e compatibili con le caratteristiche granulometriche e di plasticità medie attese ($I_p \approx 20-25$) sulla base dell'abaco proposto da Jamiolkowski et al. (1979).

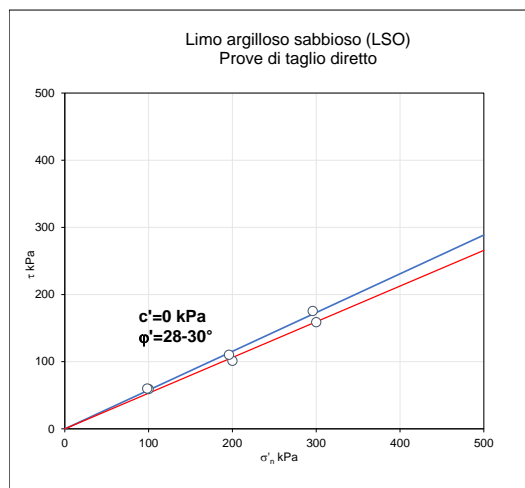


Figura 7-5 – Prove di taglio diretto

Alla luce di tali considerazioni, ai materiali prevalentemente limosi possono essere attribuiti parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate piuttosto prudenziali, quali: $\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$; $c' = 0$, $\phi' = 22^\circ$.

7.2.2. Depositi di ex-fondale DFA*

Le caratteristiche geotecniche medie dei livelli compenetrati e consolidati sotto il peso dei depositi recenti e delle banchine esistenti possono assumersi ragionevolmente migliori e compresi nei seguenti range: $\gamma_{\text{sat}} = 18-19,0 \text{ kN/m}^3$, $c' = 0$, $\phi' = 28-30^\circ$ ed un modulo di compressibilità $E' = 5-10 \text{ MPa}$.

7.3. Depositi costieri - Sabbie addensate (DSL)

Da un punto di vista stratigrafico il complesso si caratterizza come accennato come sabbie medie e fini limose con resti di frammenti organogeni e rari inclusi ghiaiosi, da addensate a molto addensate. Le numerose prove di classificazione granulometrica hanno chiaramente confermato questa situazione.

Come accennato la caratterizzazione geotecnica di questi terreni è stata basata sulla interpretazione delle numerose prove penetrometriche dinamiche tipo SPT disponibili, utilizzando correlazioni di carattere empirico che legano i valori del numero di colpi per "piede di avanzamento", N_{SPT} , ai parametri geotecnici.

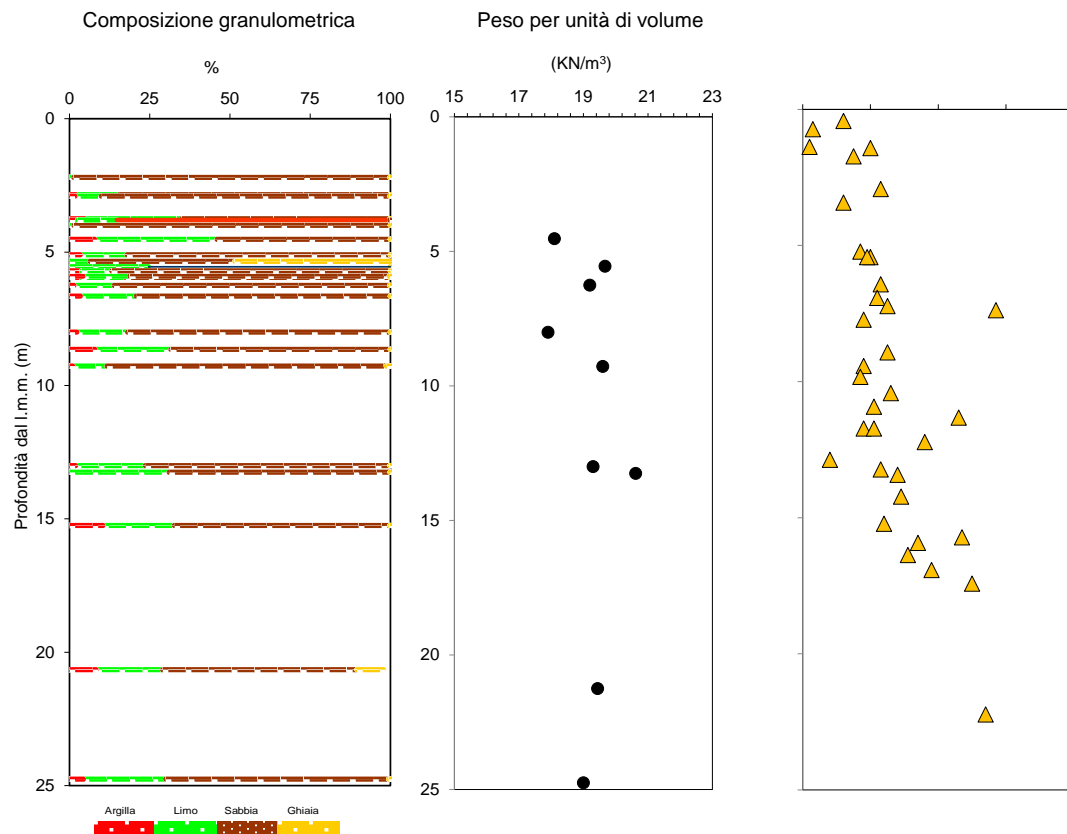


Figura 7-6 – Caratteristiche fisiche terreni sabbiosi

I valori di N_{SPT} risultano generalmente crescenti con la profondità e per lo più compresi tra i 20 e 50 colpi/piede di avanzamento. Adottando il valore di N_{SPT} corretto secondo la nota espressione di Terzaghi:

$$N'_{SPT} = 15 + \frac{N_{SPT} - 15}{2}$$

dai dati disponibili sono risultati valori di densità relativa D_R stimati con il metodo di Skempton compresi generalmente tra il 55 ed il 70 % ad indice di uno stato di addensamento da “medio” a “elevato”:

$$D_R(\%) = 100 \times \left(\frac{N'_{SPT}}{A + B \times \sigma'_v} \right)^2$$

dove A e B sono costanti empiriche variabili tra $A=27.5 \div 43.3$ e $B=21.7 \div 27.5$ (sabbie fini/grosse NC) e σ'_v (espresso in kg/cm^2) il valore della tensione verticale efficace alla profondità di prova.

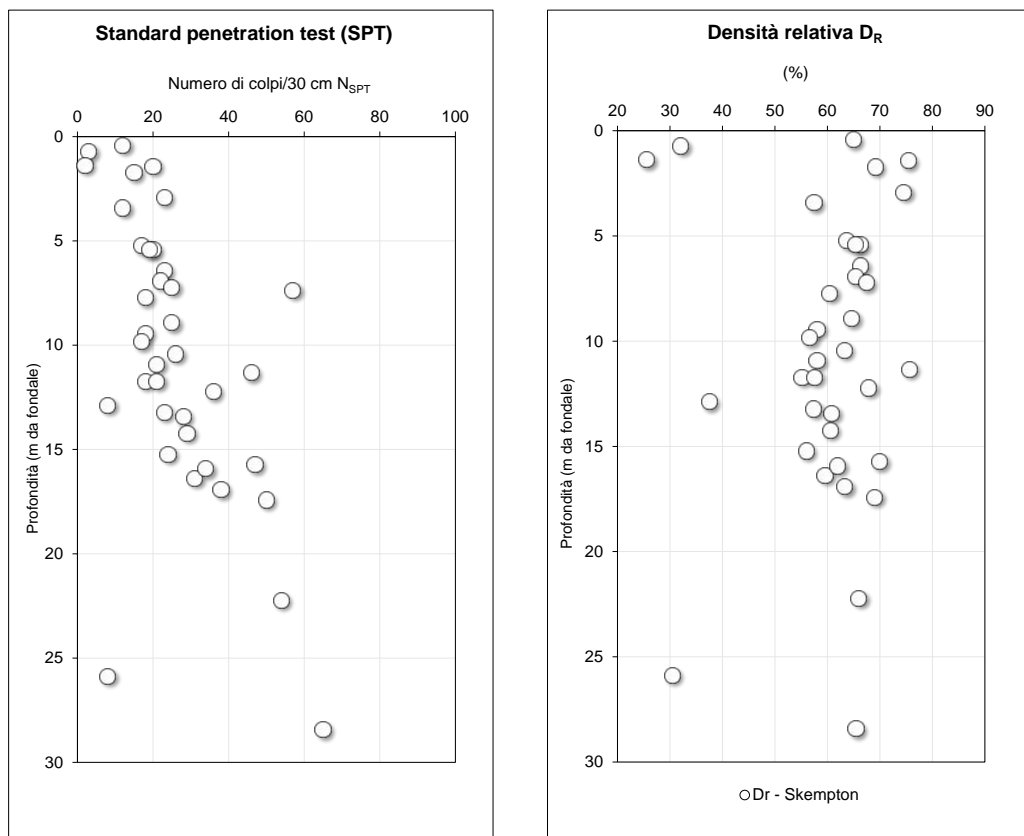


Figura 7-7 – Prove SPT e stima Densità relativa

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio di picco φ'_p è stata adottata la nota relazione proposta da Bolton (1986):

$$\varphi'_p = \varphi'_{cv} + 3I_R$$

dove I_R è assunto pari a:

$$I_R = D_R(10 - \ln p_r') - 1$$

con $p_r' = \sigma'_{ff} = 1.4 \times 272$ kPa, assumendo cautelativamente un valore di $\varphi'_{cv} = 30^\circ$ stimato da una prova di taglio diretto ed un valore di D_R precedentemente stimato con la formula di Skempton, si ottengono valori dell'angolo di resistenza al taglio di picco mediamente nell'ordine di 34° . Valori di φ' sostanzialmente in linea sono stati ottenuti con la nota correlazione diretta di con il Hatanaka e Uchida:

$$\varphi' = 17 + \sqrt{20 \times N_{78}}$$

In base ai valori ottenuti, nelle analisi geotecniche le caratteristiche meccaniche dei terreni sono rappresentate dai seguenti parametri: $\gamma = 19$ kN/m³ $c' = 0$ kN/m² $\varphi' = 34^\circ$.

Per una stima dei moduli elastici operativi da adoperare nel calcolo dei cedimenti dei rilevati di lavoro, trattandosi di problemi di "primo carico", caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica iniziale, nel caso di terreni prettamente sabbiosi si è fatto riferimento alla correlazione proposta da Jamiolkowski (1988):

$$E'_{25}(MPa) = (10.5 - 3.5 \times Dr) \times N_{SPT}/10$$

dove E'_{25} è il modulo secante ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%. Considerate le significative variazioni di composizione che a luoghi contraddistinguono i diversi termini a composizione sabbiosa comunque prevalente, i moduli sono stati calcolati anche con la correlazione empirica fornito dall'abaco di Baldi et al. (1988) dove il modulo normalizzato E'/q_c rispetto alla resistenza alla punta penetrometrica statica q_c equivalente è espresso in funzione della densità relativa e del grado di sovraconsolidazione. In particolare a partire dal valore della resistenza alla punta penetrometrica statica q_c preliminarmente stimata mediante la nota correlazione di Jamiolkowski et al. (2001) in funzione della densità relativa precedentemente calcolata con il metodo di Skempton e della profondità di prova:

$$\frac{q_c}{p_a} = e^{D_r \times C_2} \times C_0 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{C_1}$$

dove p_a è la pressione atmosferica $p_a=98.1$ kPa, e C_0 , C_1 and C_2 fattori di correlazione sperimentali, per $E' = 3.5 q_c$ si ottengono valori di E' compresi tra 10 e 30 MPa in aumento con la profondità, sostanzialmente in linea a quelli stimati con la correlazione empirica di Jamiolkowski.

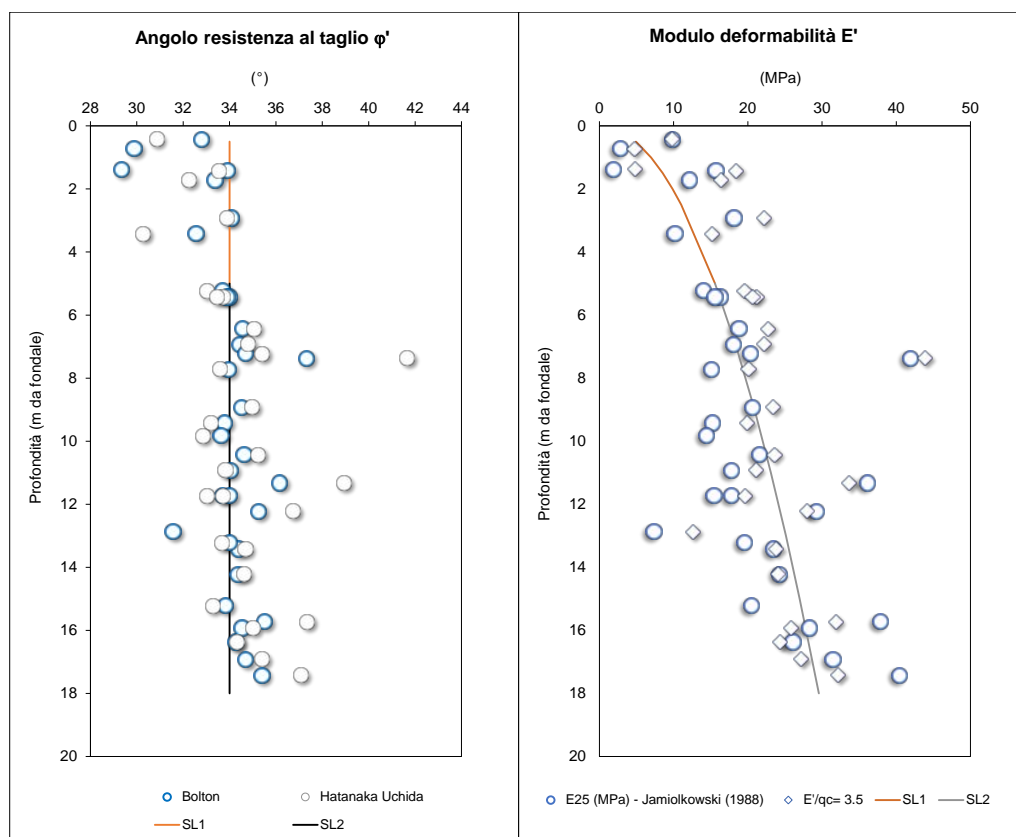


Figura 7-8 – Prove SPT -Stima angolo di resistenza a taglio e modulo E'

Per quanto riguarda la permeabilità, per le successive modellazioni può essere assunto prudenzialmente un valore medio di $K_v=1 \cdot 10^{-6}$ m/s con $K_h=5.0 \cdot K_v$.

7.4. Limi-argillosi-sabbiosi intermedi LAS

Come accennato, soprattutto lungo il Molo Sud, all'interno della formazione sabbiosa costiera sono presenti livelli intermedi di limi argillosi intercalati a sottili fitti livelletti sabbiosi ("LAS") che talvolta risultano addirittura preponderanti, poco o mediamente consistenti e con presenza di materia organica. Nella Figura 7-9 viene riportato l'andamento con la profondità delle principali caratteristiche fisiche e meccaniche determinate sui campioni indisturbati.

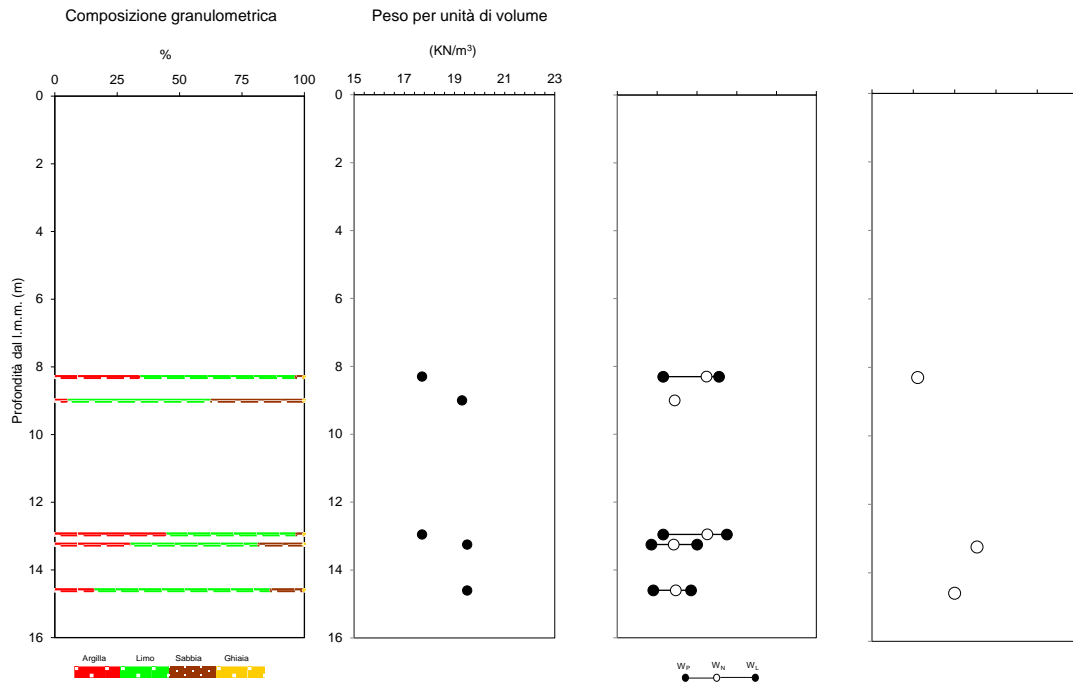


Figura 7-9 – Caratteristiche fisiche terreni limo-sabbiosi-argillosi

Il peso di volume risulta compreso tra $\gamma=17-19 \text{ kN/m}^3$. Dalle prove di identificazione e classifica è risultata sempre chiaramente evidente una relazione tra composizione granulometrica e "plasticità": i campioni si pongono infatti in un range che rientra nel campo delle cosiddette "argille a media-alta plasticità" (classifica USCS: CL-CH). Il grado di consistenza è risultato piuttosto basso. I terreni sono caratterizzati inoltre da un'attività non elevata, mediamente pari a 0.75.

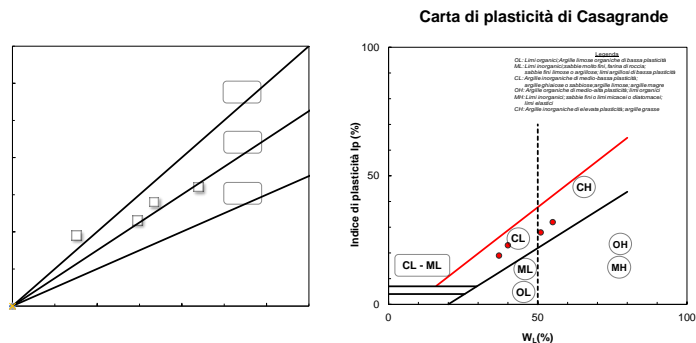


Figura 7-10 – Caratteristiche di plasticità terreni limo-sabbiosi-argillosi

Alcune prove edometriche hanno evidenziato uno stato di normalconsolidazione od al più di leggera sovraconsolidazione. La resistenza al taglio non drenata c_u ottenuta da prove Tx-UU è risultata nell'ordine di 30 kPa, compatibile con la legge $c_u/\sigma'_v=0.35-0.40$ ottenuta dall'interpretazione delle prove Tx-CIU.

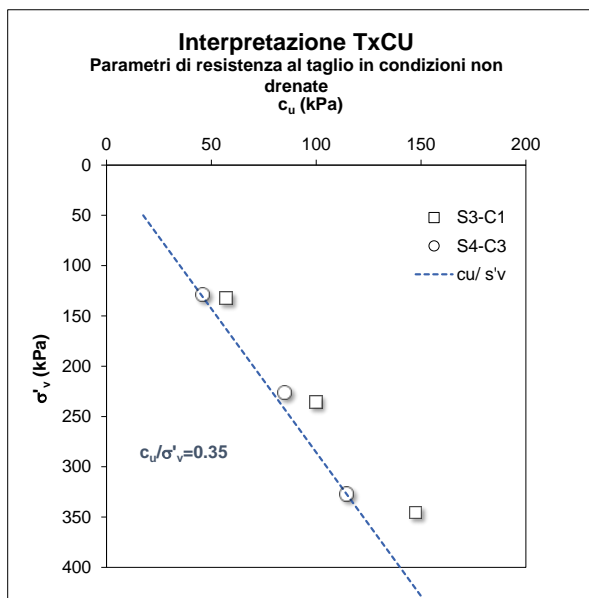


Figura 7-11 – Resistenza non drenata da triassiali Tx-CIU

I valori dell'indice di compressibilità c_c , compresi tra $0.13 \div 0.35$, trovano accordo con le caratteristiche di plasticità medie solo per i valori più elevati, presumibilmente a causa della significativa frazione sabbiosa. Assumendo un valore del limite liquido $w_L \approx 50$, il valore dell'indice di compressibilità c_c dovrebbe risultare significativamente maggiore e dell'ordine proprio di $0.3-0.4$. I valori dell'indice di scarico c_s risultano compresi tra $0.02 \div 0.05$. Per quanto riguarda la permeabilità, per le successive modellazioni può essere assunto prudenzialmente un valore medio di $K_v = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s con $K_h = 5.0 \cdot K_v$.

Trattandosi di materiali normalconsolidati, per il modulo edometrico di riferimento in condizioni di primo carico è stato dedotto dalla nota relazione che lega i parametri di compressibilità in condizioni edometriche:

$$E_{ed} = \frac{\sigma'_v \cdot (1 + e)}{0.435 \cdot c_c}$$

L'andamento è stato quindi espresso in termini della tensione verticale efficace σ'_v agente attraverso la seguente relazione:

$$E_{ed} = E_{ed,ref} \left(\frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_v}{p_{ref}} \right)^m$$

in cui E_{ed} è il valore di riferimento alla pressione di riferimento $p_{ref} = 100$ kPa. Una analoga legge è impiegabile per il modulo di scarico-ricarico $E'_{0ed,ur}$. Per le successive modellazioni sono stati in via preliminare assunti seguenti valori di riferimento: E'_{0ed} (100 kPa) = 1.50 MPa; $E'_{0ed,ur,ref}$ (100 kPa) = 9.00 MPa; $m = 1.0$, ottenuti imponendo prudenzialmente $e_0 = 1.20$ e $c_c = 0.35$ ($CR \approx 0.16$).

I parametri di resistenza al taglio ottenuti dalle prove triassiali Tx-CIU sono risultati variabili in un ampio range in funzione della composizione granulometrica dei campioni: $c'=0-4$ kPa e $\varphi'=19-25^\circ$; Valori marcatamente superiori dell'angolo di resistenza a taglio φ' sono stati ottenuti dalle prove di taglio diretto probabilmente a causa dell'elevata frazione sabbiosa dei campioni: $c'=0$ kPa e $\varphi'=31-38^\circ$; In via preliminare si possono assumere i seguenti valori geotecnici medi: $\gamma=18$ kN/m³, $c'=2$ kPa e $\varphi'=22^\circ$, $c_u/\sigma'_v=0.35$.

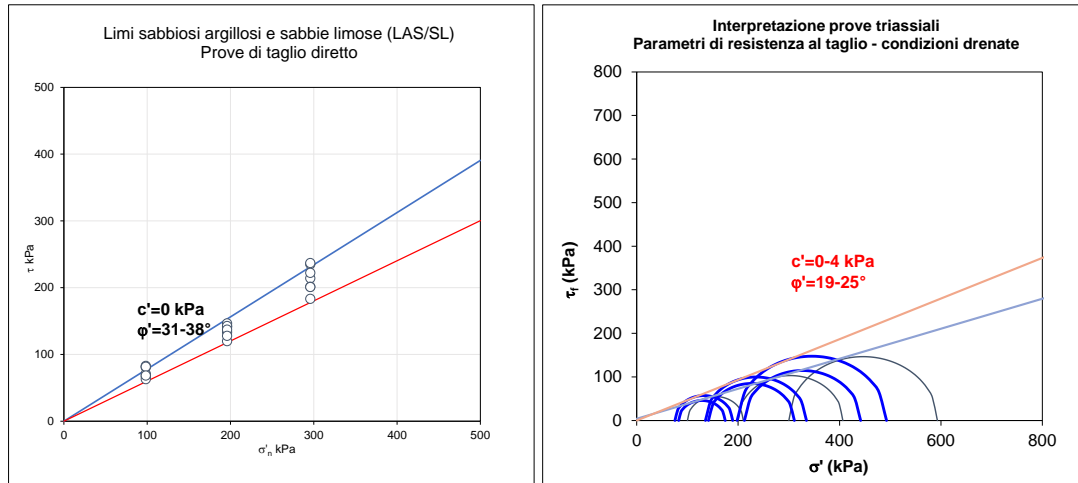


Figura 7-12 – Prove di caratterizzazione meccanica

7.5. Limi argillosi sabbiosi torbosi LAT

I termini alluvionali profondi sono costituiti da limi argillosi e argille limose torbosi debolmente sabbiosi. Si tratta di terreni normalconsolidati di peso di volume compreso tra $\gamma=16.5-19$ kN/m³ in aumento con la profondità. Laddove rappresentative, le tensioni di preconsolidazione σ'_p ottenute dall'interpretazione delle prove edometriche ben approssimano infatti le tensioni litostatiche σ'_v a conferma di uno stato di normalconsolidazione (OCR=1.0)

Dalle prove di identificazione e classifica è risultata sempre chiaramente evidente una relazione tra composizione granulometrica e “plasticità”: una parte dei campioni dell'unità LAT si pone in un range che rientra nel campo delle cosiddette “argille a media-elevata plasticità” (classifica USCS: CL-CH), mentre la rimanente parte nell'ambito dei limi inorganici “limi argillosi di medio-bassa plasticità” e dei limi “organici” (ML-OH). I contenuti d'acqua sono spesso superiori al 40%, mentre l'indice di consistenza non supera 0.3-0.4.

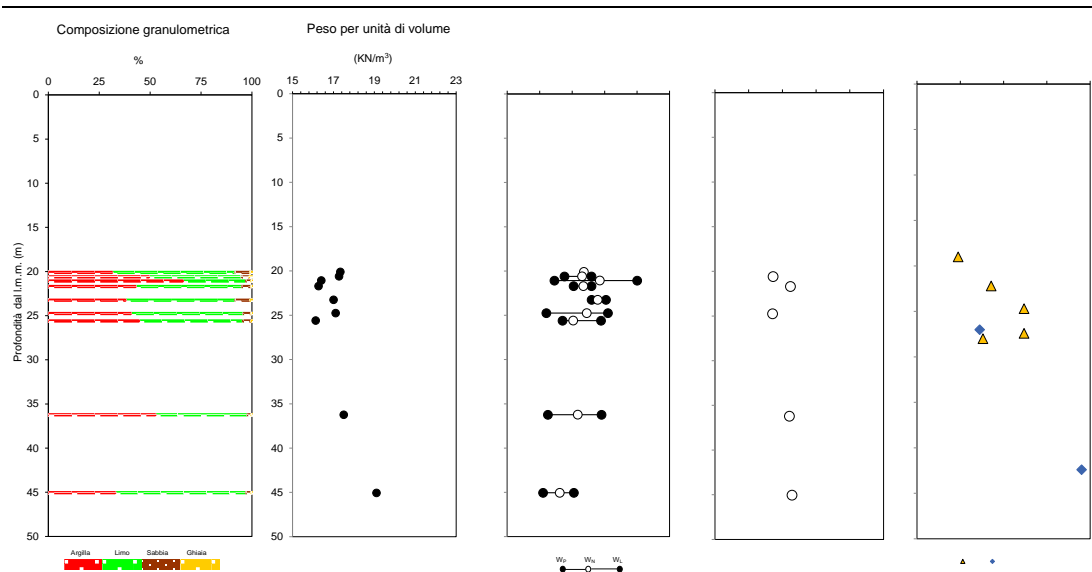


Figura 7-13 – Caratteristiche fisiche

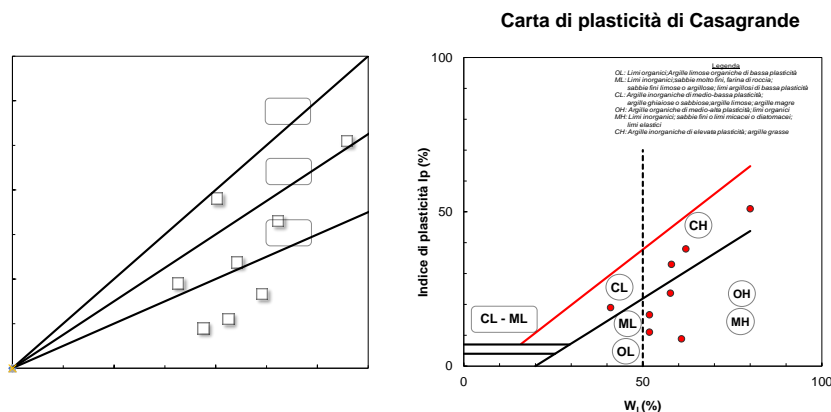


Figura 7-14 – Caratteristiche plasticità

Le prove di taglio diretto hanno fornito un range di valori identificato da un limite inferiore pari a $c' = 5 \text{ kPa}$ e ϕ' di 16° . Parametri leggermente superiori $c' = 4-5 \text{ kPa}$ e $\phi' = 18-24^\circ$ sono stati ottenuti dalle prove triassiali. In base ai valori ottenuti, nelle successive analisi possono essere considerati i seguenti parametri medi: $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $c' = 4 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 21^\circ$.

La resistenza al taglio non drenata c_u ottenuta da prove T_x -UU è risultata compresa per lo più tra circa 28 e 76 kPa, con valori massimi al letto dello strato, in linea con i caratteri di consistenza rilevati dai pocket su carota, oltre che dalle prove SPT e DPSH mediante la nota correlazione di Stroud:

$$c_u = f_1 \cdot N_{\text{SPT}}$$

Tali andamenti risultano inoltre in accordo con quelli di resistenza alla punta misurata in una prova penetrometriche CPT eseguita nel comprensorio che ha fornito valori per lo più compresi tra circa $q_c = 0.5$ e 1.0 MPa in progressivo aumento con la profondità.

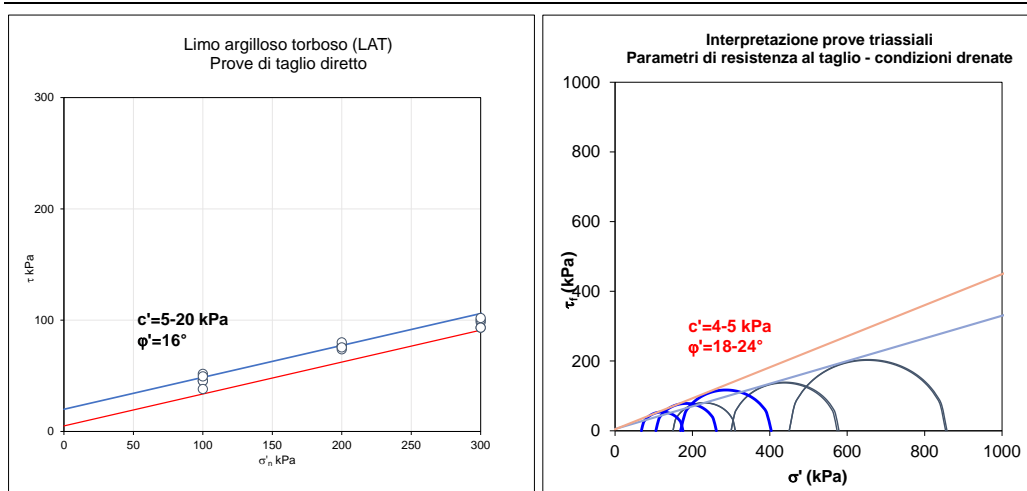


Figura 7-15 – Resistenza al taglio LAT

Ai fini applicativi è possibile assumere un aumento della resistenza non drenata iniziale secondo la tipica legge $c_u/\sigma'_v = 0.22$. Con riferimento a valori corrispondenti ad un livello di sforzo pari al 50% di quello a rottura dei terreni, per terreni con medio-bassa plasticità ($30\% < I_p < 50\%$) e normalmente o debolmente sovraconsolidati ($OCR < 3$), Viggiani (2001) suggerisce un valore di $E_{u,50}/c_u = 400$. Assumendo un range di variazione di c_u pari a 25-35 kPa, si ottiene un valore minimo del modulo $E_{u,50}$ compreso tra circa 11 e 22 MPa.

Una stima del valore del modulo di deformazione (deviatoriche) in condizioni drenate E'_{50} può essere ottenuto direttamente dal modulo non drenato E_u con riferimento alla nota relazione:

$$E_{u,50} = E'_{50} \times \frac{(1 + \nu')}{(1 + \nu_u)}$$

dove, adottando un valore del coefficiente di Poisson ν' pari a 0.3, si ottiene mediamente $E_u \approx 1.1E'$, con $E'_{50} = 10 - 20$ MPa. Il modulo di scarico-ricarico (E_{ur}) può essere assunto in un range compreso tra 4÷5 volte quello di primo carico.

Per quanto riguarda i parametri di compressibilità, i valori del coefficiente di compressibilità c_c e di scarico c_s ottenuti dalle prove edometriche risultano compresi tra 0.44÷0.65 e 0.09÷0.14 rispettivamente, a sono associabili valori del coefficiente di compressione nel campo vergine $CR = 0.20 \div 0.30$, mediante pari a $CR = 0.25$. Le deformazioni volumetriche misurate su campioni sabbiosi sono risultate chiaramente più basse ed espressi da valori di $c_c = 0.22$ e $c_s = 0.04$ conseguentemente inferiori.

Trattandosi di materiali normalconsolidati, per il modulo edometrico di riferimento in condizioni vergini di primo carico è stato dedotto anche in questo caso in funzione del valore di c_c imponendo prudenzialmente $e_0 \approx 1.27$ e $c_c = 0.55$ ($CR \approx 0.24$).

Per le successive modellazioni sono stati in via preliminare assunti seguenti valori di riferimento: $E'_{0ed}(100 \text{ kPa}) = 0.95$ MPa; $E'_{0ed,ur,ref}(100 \text{ kPa}) = 3.8$ MPa; $m = 1.0$. Per quanto riguarda la permeabilità, per le successive modellazioni può essere assunto prudenzialmente un valore medio di $K_v = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s con $K_h = 5.0 \cdot K_v$.

7.6. Ghiaie in matrice limosa-argillosa GLA

Come accennato, al tetto e soprattutto al letto della formazione limosa-argillosa è presente un livello di spessore metrico di ghiaie poligeniche in matrice limo-argillosa, con ciottoli arrotondati e locali resti torbosi (“GLA”).

Ai fini dei calcoli e delle verifiche, tali terreni risultano dotati di buone caratteristiche meccaniche e possono essere descritti dai seguenti valori dei parametri geotecnici: peso dell'unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; coesione efficace $c' = 0$, angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 38^\circ$, modulo $E' = 50 \text{ MPa}$. Per quanto riguarda la permeabilità, per le successive modellazioni può essere assunto prudenzialmente un valore medio di $K_h = K_v = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$.

7.7. Argille grigio-azzurre di substrato APL

Con tale termine si vuole convenzionalmente comprendere un esteso complesso basale ben noto e caratterizzato, diffusamente presente nel comprensorio. Alla uniformità del deposito corrisponde peraltro una variabilità locale di caratteristiche che variano da quelle di una sabbia fine limosa a quella di una argilla marnosa. I terreni, caratteristici per il colore grigio scuro, sono dotati di una elevata consistenza di insieme collegabile anche ad un marcato grado di consolidazione per cui non pongono particolari problematiche

Per quanto riguarda i parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate, considerati i caratteri di sovraconsolidazione, possono quindi rappresentati dai seguenti parametri di riferimento: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$. $c' = 30 \text{ kPa}$ e di $\varphi' = 26^\circ$; $c_u = 200 \text{ kPa}$.

7.8. Materiali di costruzione

Il riempimento dei cofferdam e i rilevati di lavoro verrà eseguito con materiale di buone caratteristiche intrinseche, assimilabili a quelle di un tout venant di cava, di parametri geotecnici parametri: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{\text{sat}} = 21 \text{ kN/m}^3$; coesione efficace $c' = 0$, angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 40^\circ$. Il modulo E' , considerato il relativamente basso stato di addensamento iniziale che caratterizza tali terreni, può essere compreso tra 10 MPa e 30 MPa a seguito dell'addensamento conseguente alle operazioni di precarico o costipamento per passaggio dei mezzi.

Parametri sostanzialmente simili possono essere attribuiti ai materiali dello strato filtro; peso di volume $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$; ; $\gamma_{\text{sat}} = 20.6 \text{ kN/m}^3$; $c' = 0$, $\varphi' = 40^\circ$, $E' = 30 \text{ MPa}$. Per i massi di 2° categoria costituenti le mantellate esterne possono essere attribuiti ragionevolmente parametri geotecnici relativamente migliori: $\gamma = 15.5 \text{ kN/m}^3$; ; $\gamma_{\text{sat}} = 19.5 \text{ kN/m}^3$; $c' = 0$, $\varphi' = 45^\circ$, $E' = 50 \text{ MPa}$.

Pag.
27

7.9. Sedimenti di dragaggio conferiti in colmata

Nella zona compresa tra il molo sud e la futura Darsena Commerciale il progetto prevede la realizzazione di una colmata in cui verranno smaltiti in una prima i materiali provenienti dai lavori di dragaggio.

Dalla ricostruzione stratigrafica complessiva risulta che i terreni da dragare possono essere suddivisi in due grandi categorie di materiali, appartenenti rispettivamente a quella di sabbie più o meno limose ed a quella dei limi. Nella tabella seguente sono sintetizzate le tipologie di materiale ragionevolmente attese nei vari settori di dragaggio da eseguire:

Zone Dragaggio	Profondità (m s.l.m.m.)	% Corrispondente per tipologia di terreno	
		Limi	Sabbie
<i>Canale interno</i>	-4/-5	100%	0%
<i>Settore esterno radice</i>	-4/-5	0%	100%
<i>Tratto esterno deviazione</i>	-4/-6	40-50	50-60

Tabella 7-1 – Categorie materiali da dragare

La selezione del materiale sarà senza dubbio utile a favorire una ragionata disposizione e riutilizzazione, ad esempio, come riempimento dei cofferdam, mentre la parte prevalentemente limosa verrà conferita in cassa di colmata dove, per motivi strettamente ambientale, si rende necessario garantire la tenuta del fondo e degli argini perimetrali con una geomembrana.

Nelle prime fasi di versamento in acqua il comportamento geotecnico di questi ultimi materiali è assimilabile a quello dei fanghi di fondale. Nelle condizioni di lungo termine, ai materiali consolidati sotto il peso dei livelli sovrastanti possono essere attribuiti parametri di resistenza e deformabilità sensibilmente migliori: $\gamma_{\text{sat}}=18-19,0 \text{ kN/m}^3$, $c'=0$, $\varphi'=28-30^\circ$ ed un modulo di compressibilità $E'=5-10 \text{ MPa}$. Per quanto riguarda i materiali sabbiosi, considerato il relativamente basso stato di addensamento iniziale a questi terreni è possibile attribuire parametri geotecnici prudenziali: $\gamma_{\text{sat}}=18-19,0 \text{ kN/m}^3$, $c'=0$, $\varphi'=30-32^\circ$ ed un modulo di compressibilità $E'=10-15 \text{ MPa}$.

8. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

8.1. Pericolosità sismica di base

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “*pericolosità sismica di base*” del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g , in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

La valutazione della pericolosità sismica viene fatta utilizzando i dati pubblicati dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ed impiegati per la redazione della mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

Considerando che la vita nominale dell'opera (V_N) è pari a 50 anni e che il coefficiente d'uso C_u è pari a 1.50, si ha quale periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = C_u \cdot V_N = 75$ anni. Trattandosi di opere geotecniche, il dimensionamento deve essere eseguito con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Considerando la probabilità di superamento corrispondente a SLV, si ottiene un tempo di ritorno pari a:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - P_{VR})^{1/V_R}} = 712 \text{ anni}$$

A tale tempo di ritorno nel sito in esame corrisponde una accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido a_g pari a 0.15 g circa.

STATO LIMITE	Tr (anni)	F ₀ (-)	Tc* (s)	a _g (g)
SLV	712	2.534	0.387	0.148

Tabella 8-1 - Porto di Pescara: valutazione dell'azione sismica. valori di riferimento per sito su superficie piana e sottosuolo rigido

8.2. Accelerazione massima attesa

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, da adottare nelle verifiche di stabilità, si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2 del DM 17/01/2018.

Il valore massimo dell'accelerazione a_{max} è calcolato sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche proprie del sito, attraverso la relazione:

$$a_{max} = S_s \times S_t \times a_g$$

in cui:

- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica calcolato secondo la Tabella 3.2.IV del DM 17/01/18, variabile per ogni stato limite di riferimento;
- S_t = coefficiente di amplificazione topografico calcolato considerando le condizioni topografiche del sito secondo Tabella 3.2.V.

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione può essere effettuata ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$, definita dall'espressione (Tab. 3.2.II):

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

con:

- h_i spessore dell' i -esimo strato;
- $V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Per la classificazione sismica dei terreni di imposta sono disponibili i risultati di alcune prove MASW e di una prova *Down-Hole* S1-DH che ha fornito un valore $V_{s,30}$ pari a circa 250 m/s, compete una classe di sottosuolo C, per la quale può essere assunto un valore di S_s pari a 1.475. La stessa classe C può essere adottata negli altri casi.

A riguardo delle condizioni topografiche, tutte le aree interessate dalle opere di progetto sono caratterizzate da un fondale o piano campagna lievemente inclinati; per tale motivo, le analisi di stabilità in corrispondenza delle opere sono eseguite tenendo conto di una categoria topografica T1, che secondo Tabella 3.2.IV e Tabella 3.2.VI della normativa di riferimento corrisponde ad un coefficiente amplificativo $S_t = 1.0$. I valori da utilizzare nelle verifiche sismiche sono riassunti nella Tabella 8-2.

STATO LIMITE	Tempo di ritorno T_r (anni)	a_g (g)	S_s	S_T	a_{max} (g)
SLV	712	0.148	1.475	1.0	0.218

Tabella 8-2- porto di Pescara: valutazione dell'azione sismica. Valori di riferimento per la verifica delle opere dopo l'amplificazione topografica e stratigrafica

9. ASPETTI GEOTECNICI

La realizzazione della Deviazione del Porto Canale di Pescara pone interessanti problemi geotecnici derivanti dalla presenza, sul fondale, di uno spessore variabile di depositi recenti a consistenza semi-fluida, sovrapposti, in profondità, ad un potente banco di limi argillosi torbosi compressibili di spessore importante.

In tale ambito, le soluzioni di progetto sono state basate su una attenta ricostruzione preliminare del comportamento delle banchine esistenti e su di una valutazione dei potenziali cedimenti associati alla realizzazione delle opere e della colmata in zona molo Sud.

L'attuale foce del Fiume Pescara, in particolare, rappresenta infatti il risultato dei vari interventi di rafforzamento e ricostruzione delle opere di banchina che durante gli anni si sono resi necessari per ripristinarne l'efficienza anche a seguito degli importanti danni subiti durante la Seconda guerra mondiale.

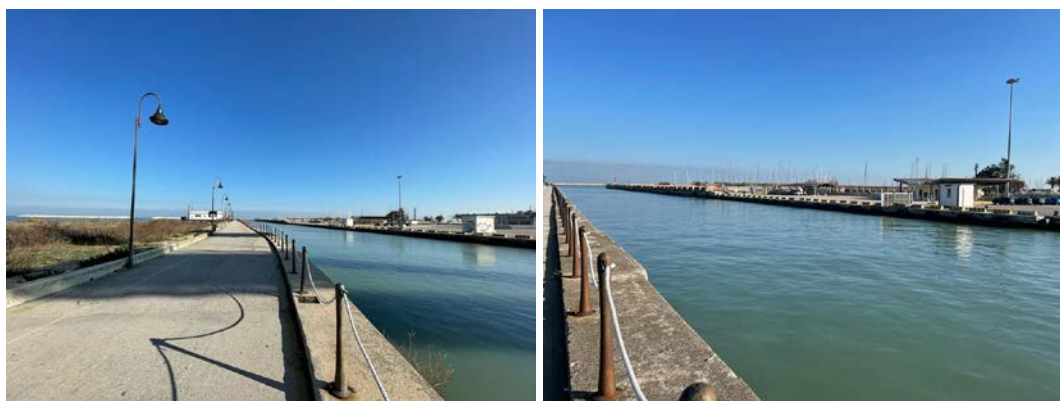


Figura 9-1 – Attuale foce del Porto Canale

L'opera, da quanto risulta, si compone essenzialmente di una paratia di pali accostati lungo il filo esterno, ancorati a tergo a pali a maglia regolare disposti nel rinfianco grossolano ed infissi nelle sabbie addensate, per dimensioni trasversali complessive comprese per lo più tra 6 e 7 metri. Tali geometrie, come confermato anche da alcune analisi numeriche preliminari, grazie ai caratteri tipici di una fondazione "mista", consentono di garantire una massima "efficienza" geotecnica sia in termini di portanza complessiva che di assenza di pratici cedimenti indotti nel complesso alluvionale profondo.

Sulla base di quanto ricostruito, per la realizzazione dei moli guardiani sono state quindi previste strutture che replicassero, per quanto possibile, il comportamento delle banchine esistenti, accoppiate a soluzioni tecniche ed accorgimenti tali da anticipare alle fasi costruttive gli inevitabili cedimenti connessi con la presenza dei richiamati fanghi di fondale in superficie.

A tal fine sono state previste delle strutture di contenimento tipo “cofferdam” di dimensioni trasversali compatte ed inferiori a quelle proposte in passato, da realizzare a mare a partire da rilevati di lavoro preventivamente consolidati e precaricati. Nel caso del Molo Nord, ciò consentirà di impiegare per la loro formazione, oltre a materiale idoneo da cava, anche i sedimenti sabbiosi provenienti dai dragaggi ed i massi della barriera soffolta esistente per la realizzazione di una scogliera esterna.

Come accennato, l'intervento prevede anche la realizzazione di vasche di colmata nell'ambito portuale commerciale ove verranno conferiti parte dei sedimenti provenienti dalla nuova deviazione del fiume Pescara.

In tale ambito, uno specifico carattere del progetto ha riguardato anche la quantificazione dei volumi di dragaggio che tengono conto anche dell'aliquota dei cedimenti del fondo e, soprattutto, l'adozione di distanze minima di “rispetto” per il sovralzo massimo della colmata, in modo da limitare al minimo potenziali effetti di richiamo sulle stesse opere previste in progetto.

Le analisi svolte hanno consentito di preconfigurare specifici accorgimenti utili a limitare al minimo i possibili effetti sulle opere di finitura e completamento nella zona di passaggio tra colmata stessa e il molo sud. Questi ultimi interventi oltre ai consolidamenti propedeutici alla realizzazione dei piazzali esulano dal presente progetto e saranno compiutamente definiti nelle successive fasi di approfondimento progettuale della Darsena Commerciale.

Per quanto riguarda le zone a terra, le principali problematiche geotecniche riguardano:

- a) condizioni di stabilità delle banchine esistenti da sottoporre a dragaggio dei fondali antistanti e al “taglio” preventivo per consentire la deviazione del F. Pescara;
- b) limitazione dei risentimenti sulle preesistenze associati al dragaggio, con particolare riferimento agli appoggi del Ponte del Mare.

In tutti i casi il dragaggio dei fondali interesserà principalmente i fanghi limosi di fondale, per cui non sono da attendersi particolari effetti per le strutture di banchina presumibilmente saldamente ammassate sulle sabbie addensate sottostanti.

Tuttavia in mancanza di schemi costruttivi di dettaglio, in progetto sono state previste specifiche opere di contenimento in grado di inglobare le strutture esistenti, limitando al minimo le operazioni di demolizione.

Considerati i vincoli di natura idraulica sulla sezione minima trasversale di deflusso, nel tratto in corrispondenza del Ponte del Mare è previsto di consolidare le banchine direttamente da terra, senza modificare il filo esterno.

In quanto segue vengono rappresentati i principali interventi di rinforzo e consolidamento dei terreni previsti a fini geotecnici mentre per completezza si rimanda alla specifica Relazione Interventi di progetto per la descrizione delle opere strutturali.

10. MOLO NORD

10.1. Descrizione delle opere

Il molo Nord è contraddistinto da due tipologie strutturali diverse, mantenendo la banchina lato fiume a parete verticale:

1. Banchina con celle antiriflettenti per smorzare la riflessione del moto ondoso incidente in prossimità dell'imboccatura portuale (Sez. A)
2. Banchina completamente riflettente (Sezz. B e C)



Figura 10-1 – Planimetria con inquadramento delle sezioni del Molo Nord

10.1.1. Sezione A-A a parete verticale antiriflettente

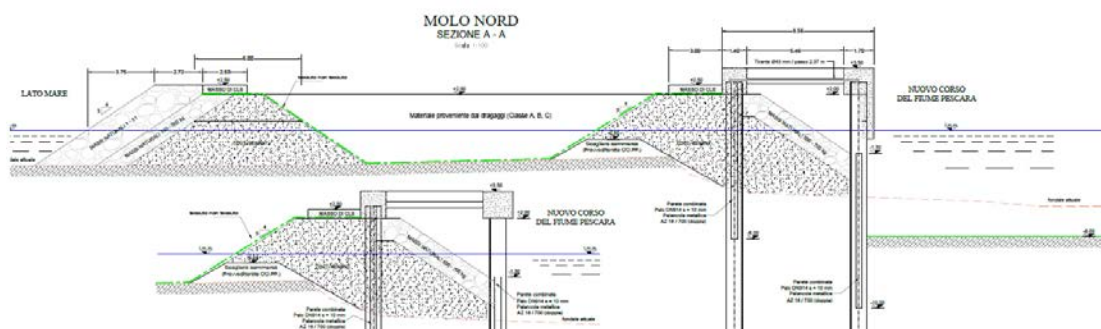


Figura 10-2 – Molo Nord Sezione A-A

Lo schema strutturale è il seguente:

1. paramento esterno della banchina realizzato con una paratia di acciaio combinata pali-palancole così costituita:
 - pali tubolari con diametro esterno $\phi_{\text{ext}} = 914$ mm e spessore costante $s = 10$ mm e lunghezza $L = 10$ m, posti ad interasse longitudinale $i = 2.37$ m (parallelamente al filo banchina) ed infissi alla quota di -20 m s.m.m (top $+2.70$ m slm, lunghezza totale 22.7 metri);
 - palancole di tipo AZ 18/700 ($s = 9$ mm, doppie $D=1.4$ m) intestate alla profondità di -13.3 m s.m.m. (lunghezza 12 metri) con quota di sommità a -1.30 m s.l.m., venendo così a formare una finestra delimitata: ai due lati dai pali; in basso dalla sommità della palancola; in alto dalla trave di coronamento; tale configurazione consente al moto ondoso di entrare all'interno della cella e dissiparsi a ridosso della scogliera;
2. lato terra, paratia combinata palo – palancole con funzione di ancoraggio/fondazione e di separare la cella antiriflettente dal retrostante terrapieno ed è costituita da:
 - pali tubolari in acciaio di diametro $\phi_{\text{ext}} = 914$ mm e spessore $s = 10$ mm con una lunghezza di 17.7 m, infissi alla quota di -15 m s.m.m, disposti ad interasse longitudinale $i = 2.37$ m (parallelamente al filo banchina) e trasversale 7.0 m;
 - palancole di tipo AZ 18/700 ($s = 9$ mm, doppie $D=1.4$ m) intestate alla profondità di -6.30 m s.m.m. (lunghezza 9 m) con quota di sommità a $+2.70$ m s.l.m
3. sistema di ancoraggio costituito di barre in acciaio (*tiranti di ancoraggio*) di diametro 43 mm, poste ad interasse orizzontale di 2.37 m (parallelamente al filo banchina), collegate ai due allineamenti in corrispondenza della testa dei pali in acciaio; i tiranti di ancoraggio sono posti alla quota di $+2.70$ m sul l.m.m..
4. Struttura di coronamento comprendente: trave in c.a. di coronamento della parete combinata di dimensioni rettangolari fino a quota $+3.50$ m slm, con veletta esterna fino a quota -1.0 m slm; trave di coronamento interna a geometria quadrata di lato 1.4 m; soletta di collegamento di c.a. di 30 cm.

Nella zona compresa tra i due palancole, verrà realizzata la cella antiriflettente completa di una scogliera in massi naturali con pezzatura di prima categoria.

Nella zona retrostante, invece, sono costruiti gli argini di delimitazione della vasca di colmata C, destinata ad ospitare i sedimenti dragati con classe ambientale fino a C.

10.1.2. Sezioni B-B e C-C a parete verticale

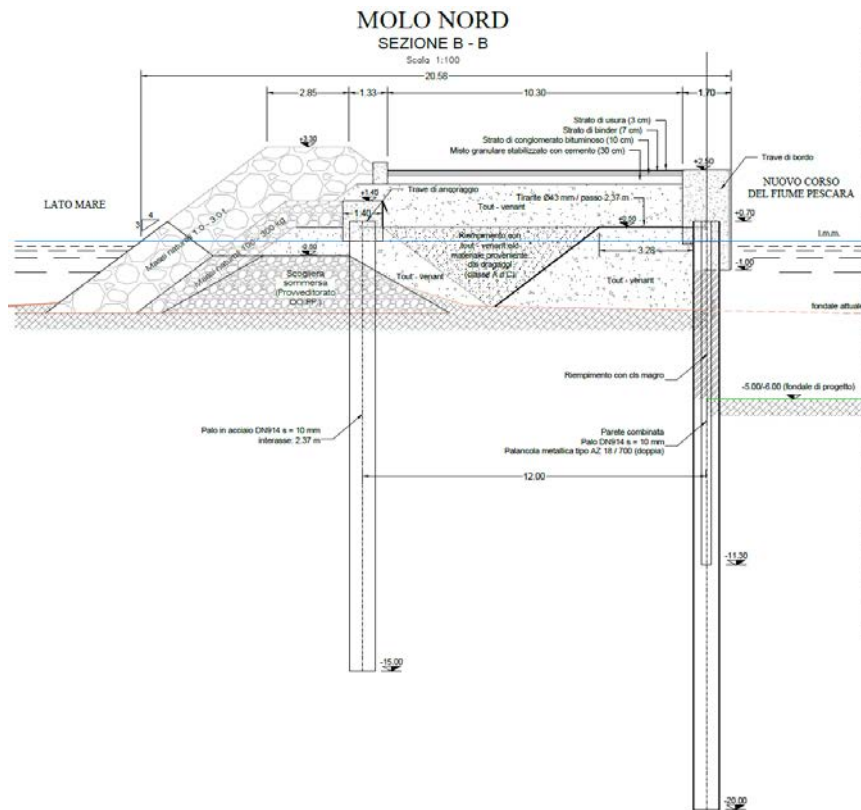


Figura 10-3 – Molo Nord Sezione B-B

Lo schema strutturale è il seguente:

1. paramento esterno della banchina realizzato con una paratia di acciaio combinata pali-palancole così costituita:
 - pali tubolari con diametro esterno $\phi_{\text{ext}} = 914$ mm e spessore costante $s = 10$ mm e lunghezza $L = 10$ m, posti ad interasse trasversale $i = 2.37$ m (parallelamente al filo banchina) ed infissi alla quota di -20 m s.m.m (top $+0.7$ m slm, lunghezza totale 20.7 metri);
 - palancole di tipo AZ 18/700 ($s = 9$ mm, doppie $D=1.4$ m) intestate alla profondità di -11.3 m s.m.m. (lunghezza 12 metri);
2. lato terra, pali di ancoraggio e fondazione del tipo tubolari in acciaio di diametro $\phi_{\text{ext}} = 914$ mm e spessore $s = 10$ mm con una lunghezza di 15.7 m, infissi alla quota di -15 m s.m.m, disposti ad interasse longitudinale $i = 2.37$ m (parallelamente al filo banchina) e trasversale 12 metri;
3. sistema di ancoraggio costituito di barre in acciaio (*tiranti di ancoraggio*) di diametro 43 mm, poste ad interasse orizzontale di 2.37 m (parallelamente al filo banchina), collegate ai due allineamenti in corrispondenza della testa dei pali in acciaio; i tiranti di ancoraggio sono posti alla quota di $+0.50$ m sul l.m.m..
4. Struttura di coronamento comprendente: la trave in c.a. di coronamento della parete combinata di dimensioni rettangolari fino a quota $+2.50$ m slm, con veletta

esterna fino a quota -1.0 m slm; sulla trave di coronamento interna a geometria quadrata di lato 1.4 m, spicca il muro paraonde di larghezza 50 cm fino a quota +3.3 m slm.

Una parte del nuovo Molo Nord (Sez B-B) ricade sulla scogliera di raccordo realizzata tra la spiaggia e la diga foranea. Per la sua realizzazione sarà quindi adottata una opportuna procedura costruttiva per fasi che permetta il reimpiego dei massi naturali che costituiscono l'attuale mantellata della scogliera.

In una prima fase è prevista l'infissione della parete combinata esterna in corrispondenza del limite funzionale di piano, con realizzazione di un rilevato di lavoro a tergo a forma trapezoidale di larghezza di base superiore pari a 3 metri, e 7 metri nel tratto immerso e fino ad una quota pari a circa -2.5 m s.l.m., con pendenza 4:3.

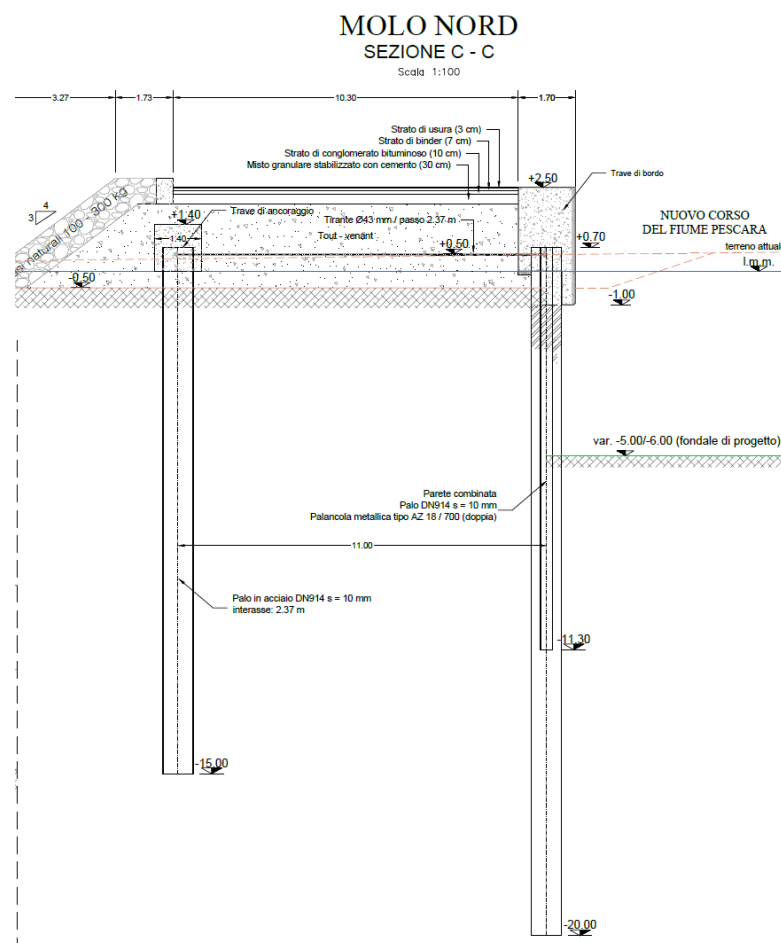


Figura 10-4 – Molo Nord Sezione C-C

Nelle fasi successive è previsto il salpamento della parte sommitale della attuale mantellata esterna di protezione e il sovrizzo della parte interna con tout venant in modo da consentire la preparazione del piano di lavoro a +0.5 m slm da cui infiggere i pali di ancoraggio. Dopo il collegamento dei pali in acciaio in sommità è previsto il riempimento del nucleo interno con tout venant di cava e/o idoneo materiale sabbioso proveniente dal dragaggio.

A completamento dell'opera è prevista la realizzazione di un piano di imposta del pacchetto di pavimentazione finale del piazzale al finito alla quota di + 2,50 m s.l.m., e fondazione in tout venant.

La scogliera esterna è costituita da una mantellata in massi naturali di pezzatura di 3^a e 2^a categoria, strato filtro 100-300 kg e e nucleo interno in tout venant, con quota sommitale +3.0 m slm. La pendenza delle sponde è prevista $b/h=3/2$. Nelle figure seguenti si riportano alcune sezioni tipologiche della banchina.

10.2. Problematiche geotecniche connesse con gli interventi e linee di intervento

In tale settore le buone caratteristiche di resistenza al taglio e modesta compressibilità dei terreni sabbiosi di imposta consentono di affermare che non si incontreranno particolari problemi geotecnici durante la costruzione dell'opera.

Tuttavia, stante l'estrema dinamicità delle modalità deposizionali alla foce del Fiume Pescara, soprattutto nella porzione più esterna a ridosso della barriera, non è possibile escludere a priori la presenza di sacche di materiali limosi-organici di scadenti caratteristiche geotecniche.

Escludendo anche in questo caso la pratica possibilità di bonifiche, durante la fase di messa in opera dei materiali di rinfianco si potrà operare analogamente a quanto previsto per il Molo Sud, prevedendo una percentuale di compenetrazione del materiale arido pari a circa il 20-25% dello spessore complessivo del rilevato. A questo punto si potrà procedere con le operazioni di finitura del molo aggiungendo materiale fino al raggiungimento delle quote di progetto con un opportuno sovrizzo al fine di compensare i cedimenti dovuti all'applicazione del carico aggiuntivo. Dopo circa 2/3 mesi sarà possibile eseguire la riprofilatura finale secondo la sezione di progetto.

11. MOLO SUD E VASCA DI COLMATA A

11.1. Descrizione delle opere

Un analogo schema a cofferdam è previsto per il Molo Sud, dove verrà realizzato un rilevato di lavoro con un precarico e ad un preventivo consolidamento dei fanghi di fondale come meglio rappresentato in seguito.

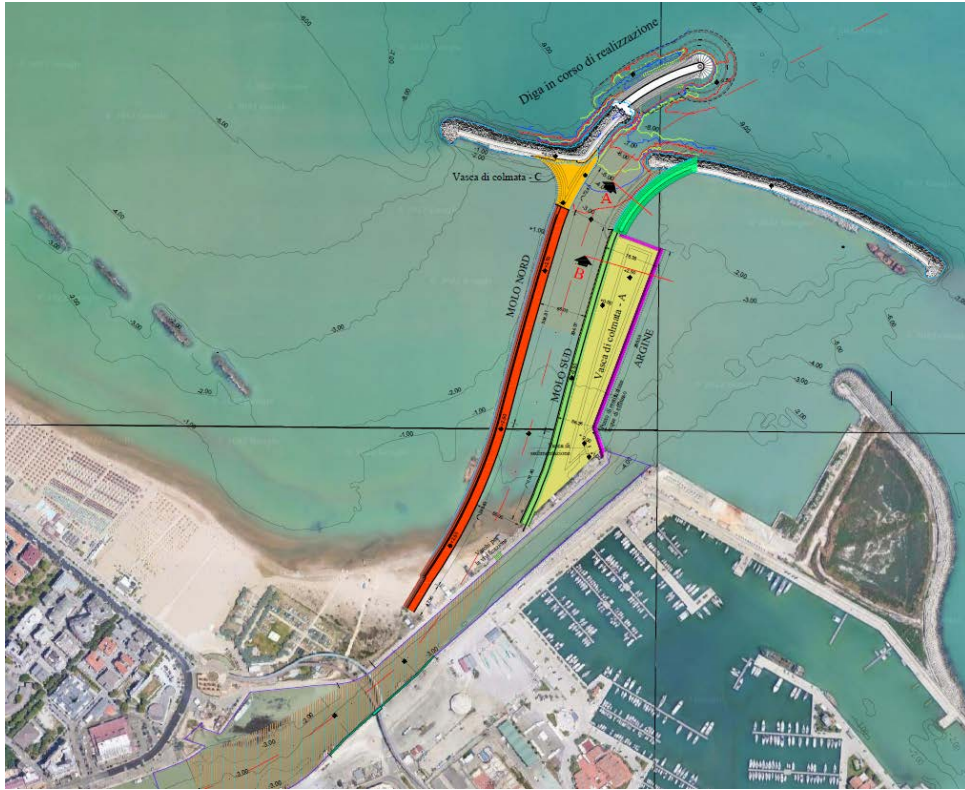


Figura 11-1 – Planimetria con inquadramento delle sezioni Molo Sud

Lo schema strutturale è il seguente:

1. paramento esterno della banchina realizzato con una paratia di acciaio combinata pali-palancole così costituita:
 - pali tubolari con diametro esterno $\phi_{\text{ext}} = 914$ mm e spessore costante $s = 10$ mm e lunghezza $L = 10$ m, posti ad interasse trasversale $i = 2.37$ m (parallelamente al filo banchina) ed infissi alla quota di -21 m s.m.m (top $+0.7$ m slm, lunghezza totale 21.7 metri);
 - palancole di tipo AZ 18/700 ($s = 9$ mm, doppie $D=1.4$ m) intestate alla profondità di -11.3 m s.m.m. (lunghezza 12 metri);
2. lato terra, pali di ancoraggio e fondazione del tipo tubolari in acciaio di diametro $\phi_{\text{ext}} = 914$ mm e spessore $s = 10$ mm con una lunghezza di 19.2 m, infissi alla quota di -18.5 m s.m.m, disposti ad interasse longitudinale $i = 2.37$ m (parallelamente al filo banchina) e trasversale 12 metri;

3. sistema di ancoraggio costituito di barre in acciaio (*tiranti di ancoraggio*) di diametro 43 mm, poste ad interasse orizzontale di 2.37 m (parallelamente al filo banchina), collegate ai due allineamenti in corrispondenza della testa dei pali in acciaio; i tiranti di ancoraggio sono posti alla quota di +0.50 m sul l.m.m..
4. Struttura di coronamento comprendente: la trave in c.a. di coronamento della parete combinata di dimensioni rettangolari fino a quota +2.50 m slm, con veletta esterna fino a quota -1.0 m slm; la trave di collegamento dei pali interni è a geometria quadrata di lato 1.4 m.

I pali e le palancole saranno infissi direttamente da un rilevato di lavoro che verrà realizzato a partire dalla zona a terra, di larghezza di base pari a circa 15 metri, e tale da raggiungere una quota sommitale alla +0.5 m s.l.m., con pendenza 2:1. La porzione più interna del rilevato verrà a costituire di fatto il cuneo di spinta del cofferdam, mentre la spalla esterna verrà salpata ed i materiali ritenuti idonei riutilizzati nell'ambito delle lavorazioni. Nelle figure seguenti sono riportate le sezioni tipologiche dell'opera.

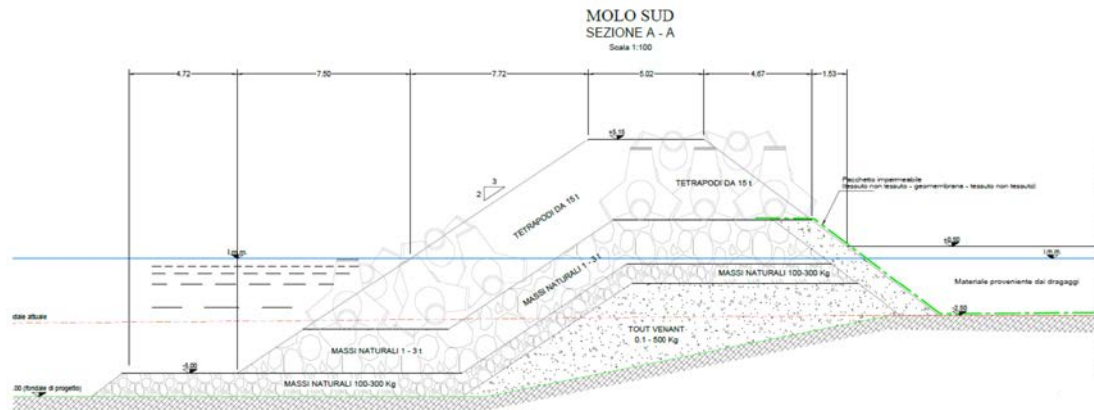


Figura 11-2 – Molo Sud sezione A-A

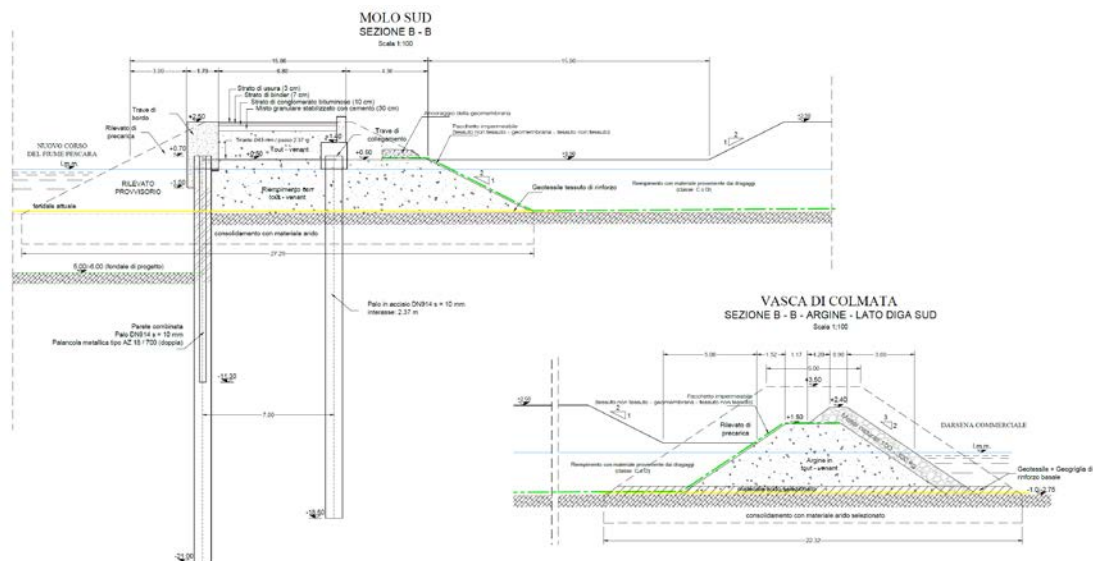


Figura 11-3 – Molo Sud sezione B-B con argine vasca di colmata

Agli argini perimetrali della nuova cassa di colmata A è affidata l'importante funzione di contenimento e tenuta dei sedimenti dragati, per cui in progetto è prevista l'adozione di specifici accorgimenti accoppiate a fasi realizzative che consentano di garantire idonee condizioni di stabilità e ridurre i cedimenti comunque attesi in fase di colmamento.

11.2. Problematiche geotecniche – Molo Sud

Così come risulta dalla caratterizzazione geotecnica preliminare, c'è da considerare che i terreni di imposta del molo, soprattutto nella fascia superficiale, sono caratterizzati da un bassissimo addensamento dal quale potrebbero derivare importanti cedimenti oltre che locali problemi di stabilità dei rilevati di lavoro dei cofferdam.

Per anticipare tali problematiche e garantire la richiesta massima affidabilità dei risultati si prevede l'esecuzione di un preventivo intervento di stabilizzazione attraverso il consolidamento preventivo dei terreni superficiali di più scadenti caratteristiche geotecniche mediante la "compensazione forzata" di uno strato di materiale ghiaioso di specifica pezzatura e altezza, preventivamente disposto in modo uniforme sul fondale da trattare, all'interno della matrice limo sabbiosa poco consistente.

Operativamente, tale operazione potrà avvenire sfruttando proprio il peso del rilevato di lavoro successivamente precaricato sovrastante che ne favorirà la stessa compensazione.

Tale provvedimento, di fatto già impiegato nella realizzazione delle banchine esistenti, è da ritenere sicuramente più efficace ed affidabile di altri possibili interventi più onerosi e di incerta affidabilità quali la bonifica e sostituzione. In questo caso, viste le limitazioni di carattere ambientale ed i condizionamenti geotecnici presenti, si rischierebbe di fatto di modificare sostanzialmente i caratteri dell'appalto.

In particolare, è previsto un trattamento esteso all'intera area di impronta del rilevato di lavoro del molo sud: dopo la stesa di una quantità teorica di $1,50 \text{ m}^3/\text{m}^2$ di materiale direttamente sul fondale, partendo preferibilmente dal centro del rilevato estendendosi verso i bordi, in modo da favorire la parziale evacuazione del fango verso l'esterno, è prevista la stesa di un geotessile in fibre di poliestere (PET) ad elevato modulo ed adeguato peso e resistenza ($T \geq 100 \text{ kN/m}$ per deformazioni $\leq 10\%$), disposto lungo l'intera larghezza di base del rilevato, con i teli leggermente sovrapposti e giuntati (a mezzo di grafature o simili), orientati in direzione perpendicolare all'asse maggiore della pista.

Il geotessile sarà a sua volta ricoperto da un primo strato di materiale arido di piccola pezzatura dello spessore di almeno 50 cm, e "spinto" in opera, in avanzamento, con pala meccanica di peso limitato peso o mediante il versamento in avanzamento di ulteriore materiale.

Successivamente il rilevato verrà realizzato in due fasi, impiegando materiali inerti di cava di idonee caratteristiche fisiche e meccaniche, tali da consentirne la costituzione senza particolari problemi di addensamento.

In una prima fase un rilevato di lavoro raggiungerà una quota di 0.5 m slm. Il successivo precarico verrà formato per strati successivi dello spessore di 50 cm eventualmente da

compattarsi alla superficie al fine di consentire la transitabilità dei mezzi di trasporto terra. Il precarico, in considerazione dei carichi e sovraccarichi di esercizio, potrà essere ragionevolmente limitato ad un sovraccarico dell'ordine di 40 kPa, corrispondente alla collocazione di uno strato di materiale granulare idoneo (Tipo A1-A2) di 2 metri esteso all'intera sommità.

11.2.1. Criteri di dimensionamento dell'intervento di consolidamento

La maggior parte dei cedimenti deriverà dalla consolidazione dello strato di fanghi di fondale. Per una stima delle quantità teoriche di materiale di apporto è utile richiamare brevemente proprio gli elementi che in una lavorazione di questo tipo comportano una riduzione del volume di terreno comunque collocato in opera ed addensato.

Un primo elemento deriva effettivamente dal richiamato effetto di compenetrazione degli elementi lapidei che si verifica in caso di terreni di imposta eccezionalmente soffici assimilabili ai cosiddetti "fanghi di fondale". Compenetrazione che si esaurisce al momento che i singoli elementi, inizialmente casualmente dispersi nel fango, arrivano a costituire un pur instabile "scheletro" strutturale.

Un secondo elemento deriva da progressivo addensamento che subiscono i vari strati di materiale collocato in opera per effetto del carico indotto dagli strati sovrastanti e dalla costipazione sugli strati superiori, a prescindere dalle modalità di posa in opera adottate.

Un terzo elemento infine è legato ai cedimenti di insieme che subisce il terreno di imposta nel suo insieme per effetto del sovraccarico costituito da tutto il rinterro.

Nel caso specifico le particolari modalità di collocazione in opera del materiale ed i caratteri stratigrafici e geotecnici dei terreni di imposta fanno ritenere sicuramente influenti tutti e tre gli elementi rappresentati.

La distinzione e la valutazione dei diversi fenomeni è di non semplice interpretazione in quanto inevitabilmente essi si influenzano e sovrappongono in un unico effetto complessivo. Al fine di valutare e distinguere la cosiddetta perdita di volume associata alla collocazione in opera del materiale di riempimento, sono state eseguite delle specifiche analisi numeriche riferite ad una stratigrafia media esemplificativa del complesso quadro stratigrafico originario, considerando il materiale ingozzato come un terreno reale dotato di una propria e specifica reologia.

Le analisi eseguite hanno confermato la possibilità di cedimenti importanti dei terreni di imposta. In particolare, simulando la progressiva messa a dimora del materiale di rilevato e della precarica, assumendo una profondità dei fanghi H nell'ordine dei 4-5 m, sono stati ottenuti valori dei cedimenti massimi nell'ordine degli 85 cm per effetto della precarica.

A tali valori occorre aggiungere il contributo associato alla perdita di volume che deriva dal richiamato effetto di compenetrazione degli elementi lapidei sui sedimenti di fondale e può essere ragionevolmente stimato compresa tra il 20 e 30% del volume teorico del rilevato di altezza pari a 5 metri comprensiva della precarica, pari a circa 100/150 cm. A tal fine, per garantire una idonea compenetrazione, si prevede quindi prudenzialmente una quantità teorica di $1,50 \text{ m}^3/\text{m}^2$ di materiale da collocare preventivamente sul fondale,

per uno sviluppo lineare complessivo pari a circa 250 m. La fascia di intervento dovrà riguardare l'area di imbasamento del rilevato di lavoro, per una larghezza di circa 23 m.

Come accennato uno specifico studio ha quindi riguardato la possibilità di adottare un intervento di "precarica" sui rilevati proprio al fine di anticipare il decorso dei cedimenti nel tempo. In considerazione dello spessore relativamente limitato dello strato tenero superficiale e della presenza in profondità di prevalenti strati granulari, si può ritenere che il 25% circa del cedimento totale atteso possa esaurirsi durante il raggiungimento della quota di sommità di costruzione del rilevato di lavoro, ed altrettanto durante la posa in opera del precarico.

In base al coefficiente di consolidazione assunto ($c_v > 5.0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) si calcola che dopo quattro mesi di permanenza in opera del precarico si sia raggiunto il 90% del cedimento di consolidazione teorico. L'andamento del cedimento nel tempo verrà comunque misurato a mezzo di sezioni sperimentale costituite da assestimetri a piastra e l'asportazione della precarica verrà decisa soltanto in base all'andamento dei cedimenti effettivamente registrato.

11.3. Problematiche geotecniche – Vasca di colmata A

11.3.1. Accorgimenti per la minimizzazione dei potenziali risentimenti al contorno

Come accennato, la quantificazione dei volumi di dragaggio da conferire provvisoriamente nelle vasche di colmata ha dovuto tener conto dei potenziali problemi di interazione tra la stessa colmata e il nuovo molo sud.

Il primo problema deriva dalla accennata presenza dello spesso strato di circa 4-5 metri costituito da fango di fondale a modestissima consistenza. Tenuto conto che in questo caso non è previsto un pretrattamento come per i rilevati di lavoro, e che parte del materiale tenero tenderà a refluire lateralmente durante il versamento in acqua del materiale di colmata, per evitare improprie spinte sulle strutture del molo Sud si è ritenuto ragionevole assumere una distanza di sicurezza tra la zona da adibire a colmata ed i pali interni di ancoraggio del corpo banchina di almeno $2 \times h_{DFA}$, pari a 8 m. Tale fascia verrà occupata dalla porzione più esterna dei rilevati di lavoro, che in questa fase avranno funzione di argine di colmata.

Un secondo aspetto riguarda i potenziali risentimenti sul corpo banchina associati ai potenziali cedimenti di insieme dei terreni limosi-argillosi torbosi profondi in funzione dei nuovi sovraccarichi agenti e soprattutto della distribuzione dei corpi di carico all'interno dell'area da adibire a colmata.

Al fine di stabilire un criterio obiettivo e sufficientemente cautelativo è stato eseguito uno specifico studio dei cedimenti profondi che ha confermato la necessità di realizzare la colmata ad una distanza di sicurezza dal filo di banchina. In particolare, ipotizzando un range di pressioni applicate sul fondale dalla colmata comprese tra:

- caso 1) $18 \times 0.5 + 8 \times 2.5 = 29 \text{ kPa}$ per colmata fino a +0.5 m slm;

-
- caso 2) $18 \times 2 + 8 \times 2.5 = 56$ kPa per colmata fino a +2 m slm;
 - caso 3) $18 \times 4 + 8 \times 2.5 = 92$ kPa per colmata fino a +4 m slm;
 - caso 4) $18 \times 6 + 8 \times 2.5 = 128$ kPa per colmata fino a +6 m slm;

e nell'ipotesi medie di:

- fondale a -2.0 m slm;
- peso materiali di colmata cautelativamente assunto pari a $\gamma = 18$ kN/m³.

è possibile ottenere una stima dei cedimenti di consolidazione s_c dello strato di argille limose torbose basali (LAT) mediante la nota formulazione:

$$s_c = CR \times \sum h_i \times \log \left(\frac{\sigma'_{mi} + \Delta\sigma}{\sigma'_{mi}} \right)$$

essendo:

- C_R = coefficiente di compressione nel campo vergine assunto pari a 0.24;
- D_s = pressione applicata dalla colmata sul fondale attuale;
- σ'_m = pressione verticale efficace in mezzeria allo strato considerato.

Imponendo valori degli angoli di diffusione pari a φ' con la profondità attribuiti a ciascun terreno, il carico della colmata è distribuito su una area che aumenta con la profondità in funzione della profondità sotto l'area sovraccaricata dalla colmata. A partire dal cedimento complessivo s_c , è quindi possibile ottenere una stima dei cedimenti attesi in funzione della distanza dalla superficie di applicazione dei carichi.

Tale metodologia è stata applicata al caso della colmata ottenendo utili indicazioni sulla migliore distribuzione dei corpi di carico all'interno della colmata e sulla ampiezza della fascia di rispetto da prevedere rispetto al molo Sud.

In funzione dello spessore di colmata si ottiene che gli effetti associati ad un riempimento generalizzato fino a +0.50 m slm risultano modesti ed al più nell'ordine degli 8-10 cm a circa 15 metri dal filo banchina. Tali cedimenti potranno essere comunque compensati con la realizzazione delle opere di finitura e completamento dei piazzali della nuova Darsena Commerciale.

In particolare, come ben evidenziano le curve tipiche, un marcato incremento dei cedimenti teorici è associato alla coltivazione fuori terra per sovraccarichi efficaci superiori ai 50-60 kPa, mentre è da attendersi una marcata riduzione dei potenziali effetti da una distanza di circa 20 metri dal filo interno del nuovo Molo Sud assunto come zero.

Sulla base di tali semplici considerazioni, la migliore configurazione dei volumi è quella che prevede un aumento di quota (da +2 m slm a +4 m slm, eventualmente fino a +6 m slm) almeno da una distanza superiore ai 20 metri dal filo interno del nuovo Molo Sud.

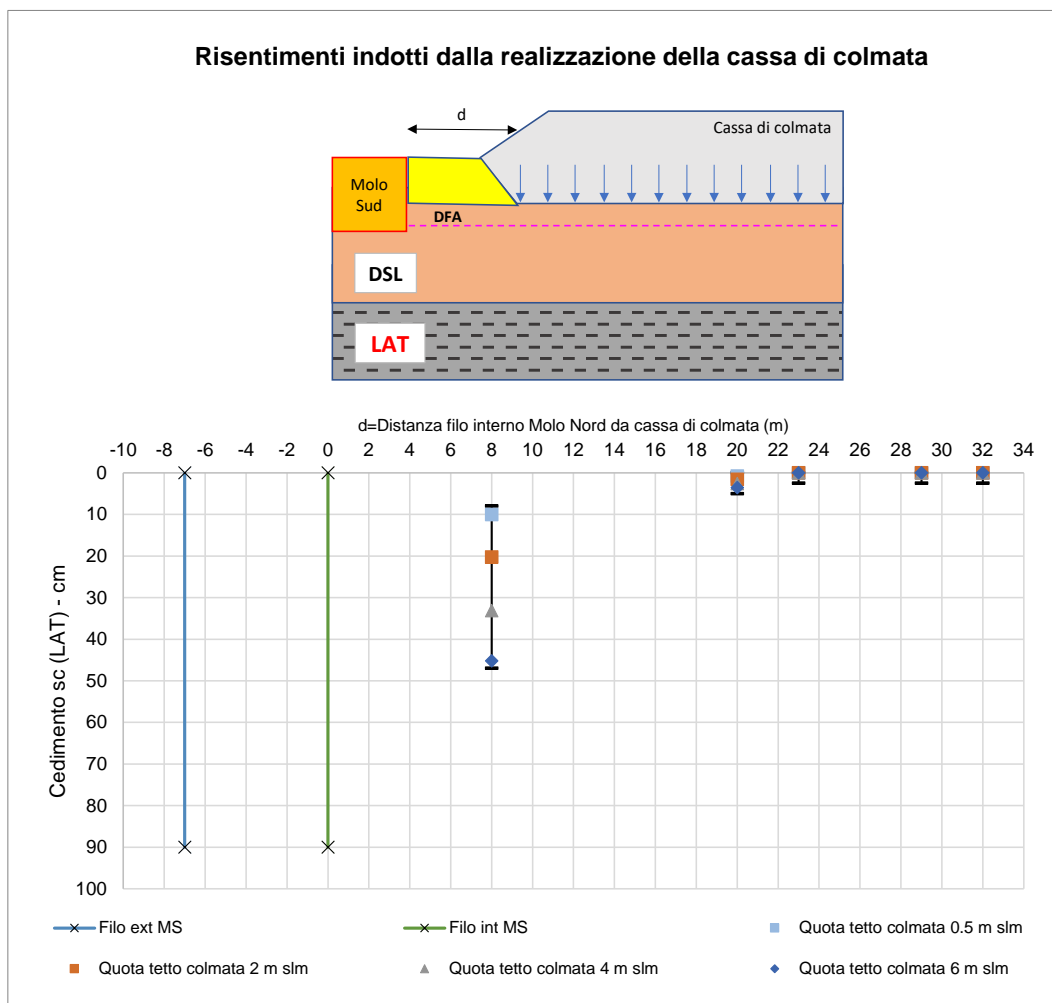


Figura 11-4 – Risentimenti teorici associati alla realizzazione della colmata

Sulla base di tali ragionevoli considerazioni in progetto è stata definita la morfologia di colmata in grado di rispondere ai requisiti sui cedimenti ammissibili precedentemente stimati.

11.3.2. Consolidamento dei sedimenti refluiti

Per il consolidamento dei sedimenti refluiti si prevede la messa in opera di un geocomposito drenante intermedio alla colmata a quota mediamente +0.50 m slm, per il drenaggio massivo dell'acqua, accoppiata alla installazione di dreni verticali prefabbricati del tipo a nastro di lunghezza media 3 m.

In particolare il geocomposito proposto è realizzato mediante accoppiamento industriale di due geotessili non-tessuti (con funzione filtrante), con una struttura reticolare tridimensionale realizzata per estrusione e stiratura di polipropilene, in modo da costituire una struttura rigida "a telaio" ("box-net") ed è in grado di garantire portate idrauliche sufficienti a smaltire le acque di drenaggio.

L'accoppiamento con i dreni verticali, grazie anche alla disposizione di uno strato sabbioso di colmata all'interfaccia di spessore 20 cm, consentirà di ottenere una significativa

accelerazione del processo di consolidazione e contestuale riduzione dell'onerosità dei costi degli interventi necessari al completamento della colmata prima e alla realizzazione dei piazzali successivamente.

Il geocomposito, grazie alla sua resistenza a trazione, steso sull'intera superficie di colmata, consentirà anche un significativo miglioramento delle condizioni di lavoro e di stabilità delle porzioni più esterne dell'abbancamento nei confronti di potenziali superfici di scorrimento che le potrebbero interessare durante le operazioni di abbancamento dei sedimenti in colmata.

I materiali stesi al di sopra del geocomposito, posti in strati di spessore massimo 2.0 m, saranno ulteriormente compattati mediante il ripetuto passaggio del mezzo compattatore utilizzato in colmata.

11.3.3. Stabilizzazione degli argini perimetrali

Come accennato, agli argini perimetrali della nuova cassa di colmata è affidata l'importante funzione di contenimento e tenuta dei sedimenti dragati, per cui in progetto è prevista l'adozione di specifici accorgimenti accoppiate a fasi realizzative che consentano di garantire idonee condizioni di stabilità e ridurre i cedimenti comunque attesi in fase di colmamento.

A tal fine, in associazione al consolidamento dei terreni di fondale, in progetto è previsto uno specifico intervento di rinforzo basale mediante impiego di una geogriglia performante da 300 kN/m appositamente studiata per la costruzione di rilevati su terreni di scarsa portanza. Preventivamente sul fondale consolidato è prevista la posa di un sintetico tessuto non tessuto avente funzione di filtro e separazione (TNT) di medio peso (almeno ≈ 500 gr/mq).

Dopo la posa in opera del geotessuto e della geogriglia (entrambi disposti con la parte più resistente in direzione perpendicolare all'asse principale della pista) si procederà al versamento in acqua di materiale arido per strati successivi dello spessore di 50 cm, eventualmente da compattarsi alla superficie, fino ad una quota di +3.50 m s.l.m., in modo da costituire un precarico dell'ordine dei 40 kPa.

Dopo aver raggiunto la stabilizzazione dei cedimenti è prevista la risagomatura dell'argine nella configurazione finale e la successiva realizzazione della colmata.

Un simile intervento di consolidamento e stabilizzazione è previsto per l'argine previsto a chiusura del terrapieno posto in corrispondenza dell'attuale foce del F. Pescara destinato ad accogliere "tout venant" e materiale proveniente dai dragaggi in destra idraulica. In questo caso il sondaggio appositamente eseguito (S11) conferma infatti la presenza di almeno 2-3 metri di sedimenti limosi poco consistenti.

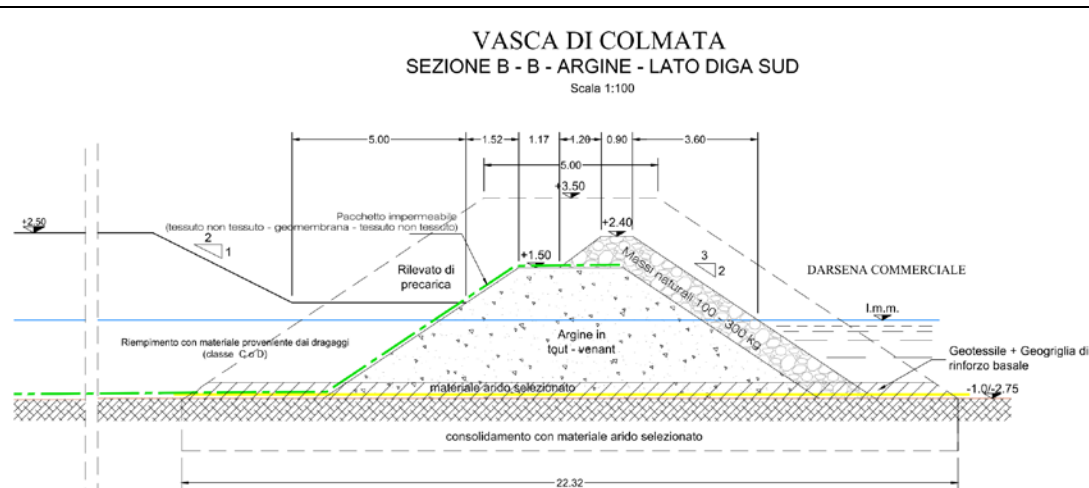


Figura 11-5 – Sezione tipo intervento di rinforzo e consolidamento del fondo argini perimetrali vasca di colmata

La geogriglia di rinforzo prevista in progetto dovrà avere almeno le seguenti caratteristiche:

- Resistenza minima Longitudinale a breve termine $\geq 300 \text{ kN/m}$
- Resistenza minima trasversale a breve termine $\geq 50 \text{ kN/m}$
- Deformazione massima alla resistenza nominale a breve termine, in direzione longitudinale e trasversale $\leq 10 \%$
- rapporto tra la superficie del rinforzo rispetto all'area di scorrimento totale (dimensionante scorrimento) $\alpha_s \geq 0.47$
- rapporto tra superficie del rinforzo ed area in pianta (dimensionante pull-out) $\frac{\alpha_b \times B}{2S} \geq 0.013$.

Scopo della geogriglia è quello di:

- conferire una resistenza a trazione e rigidità trascurabile alla base dell'argine in modo da ridurre le deformazioni orizzontali del rilevato sia durante la costruzione che la successiva fase di consolidazione;
- migliorare le condizioni di stabilità durante la costruzione dell'argine;
- assicurare continuità e stabilità accettabile all'argine durante l'esercizio della cassa di colmata in fase provvisoria prima del previsto completamento del banchinamento interno della Darsena Commerciale.

Essendo infatti la resistenza a trazione del rinforzo superiore alla spinta orizzontale applicata dal rilevato sul fondale, la rottura dello stesso non potrà verificarsi per scorrimento orizzontale o scoscendimento di una parte laterale rispetto al suo nucleo centrale che rimane in opera, bensì soltanto per rotazione compressiva dell'insieme, assimilando l'argine di fatto ad una fondazione rigida.

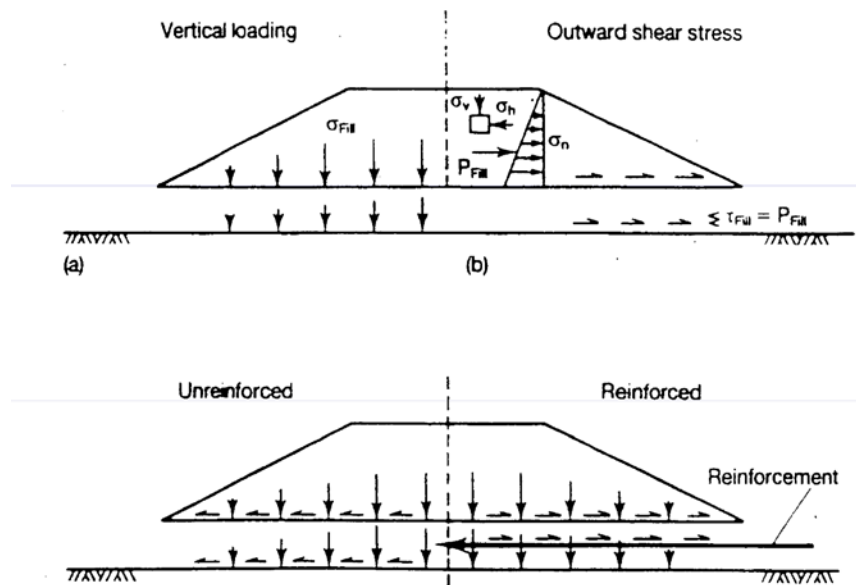


Figura 11-6 – Forze agenti su un rilevato rinforzato

In considerazione dell'estensione trasversale del rilevato ($B > 22$ m) rispetto allo spessore residuo dello strato tenero ($h = 3-4$ m), tale meccanismo di rottura implica anche un sostanziale incremento del fattore di capacità portante in condizioni identicamente "non drenate" che dal suo usuale valore di $N_c = 5.14$ passa a valori di circa 7.3 per h/B pari a circa 6, con un significativo incremento della capacità portante del sistema argine-terreni di imposta.

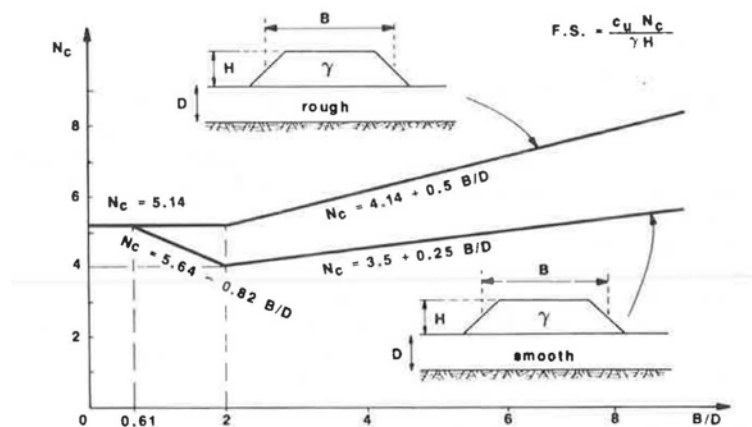


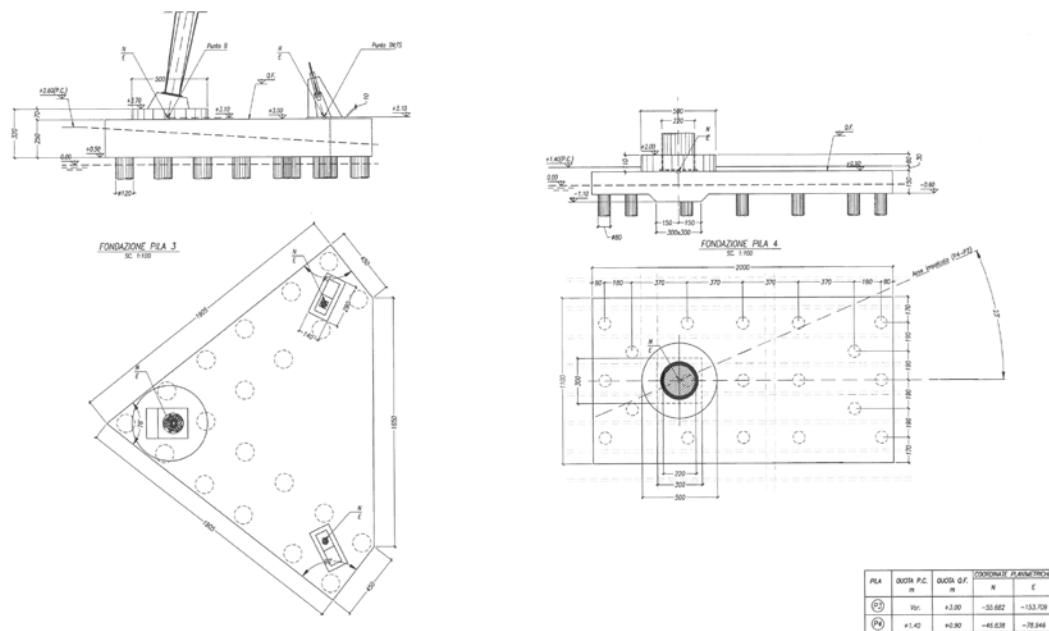
Figura 11-7 – Fattori di capacità portante modificati in condizioni non drenate

12. OPERE DI PRESIDIO BANCHINE ESISTENTI

I lavori di riqualificazione del Porto Canale, come noto, prevedono un approfondimento dei fondali fino alla -5 m slm al fine di ottimizzarne le condizioni di funzionalità anche in prospettiva futura. Tale circostanza comporta l'esigenza di apportare specifiche soluzioni tecniche al fine di superare delicate problematiche geotecniche di interazione con la stabilità delle banchine esistenti in destra e sinistra idraulica.

Nell'ambito della project review complessiva è stato riesaminato anche il problema delle potenziali interferenze dei dragaggi con i corpi banchina insistenti a ridosso delle fondazioni del Ponte del Mare, già oggetto in passato di specifici studi a supporto delle precedenti fasi di approfondimento progettuale (Studio Miranda, 2018) dal quale sono state estrapolate preziose informazioni.

A quanto risulta, le due spalle sono fondate su pali di grande diametro $\Phi 1200$ mm amorsati nelle argille plioceniche; i plinti di collegamento hanno le seguenti caratteristiche:



- riva sinistra
 - quota di intradosso : +0.50m
 - quota di estradosso : +3.00m (platea)
 - spessore : 2.50m
 - ingombro in pianta : (24x18)m
 - sottofondazioni : n. 20 pali diam. 1.20m
 - distanza minima delle fondazioni della banchina : (4.00÷5.20)m.
- riva destra
 - quota di intradosso : -0.60m
 - quota di estradosso : +0.90m (platea)
 - spessore : 1.50m
 - ingombro in pianta : (11x20)m
 - sottofondazioni : n. 19 pali diam. 1.20m
 - distanza minima delle fondazioni della banchina : (4.00÷5.00)m.

Figura 12-1 – Pianta fondazioni Ponte del Mare e caratteristiche salienti (Ripreso da Miranda, 2018)

Considerate le ottime caratteristiche geotecniche delle argille subappennine, non sono tuttavia da temere particolari problemi di stabilità a fronte del dragaggio. Uniche interessanti circostanze riguardano come accennato la potenziale teorica interazione con i corpi banchina che è stata risolta mediante la definizione di appositi schemi di intervento di seguito descritti.

12.1. Interventi in sinistra idraulica

12.1.1. Sezione corrente (S2)

Proseguendo verso mare, il tratto successivo è caratterizzato dal sostanziale allineamento tra le nuove opere di banchina e la sponda esistente, nell'area in cui ricade peraltro la fondazione di una pila del Ponte del Mare.

In quest'area, la soluzione corrente è costituita dalla stessa parete combinata già descritta per la sezione S1 da realizzare sul fronte banchina attuale, in modo da uniformare peraltro i prospetti delle opere, e da pali di ancoraggio discontinui realizzati mediante infissione di tubolari ϕ_{ext} 914 mm e spessore 10 mm. La connessione tra parete combinata lato fiume e pali di ancoraggio interni sarà comunque affidata a tiranti in barre Gewi di caratteristiche già descritte, fissati ai pali dei due fronti previa operazioni di demolizione superficiale o, in alternativa, di perforazioni sub-orizzontali nel solettone di banchina attuale.



Figura 5-2 – Planimetria con Sezione S2

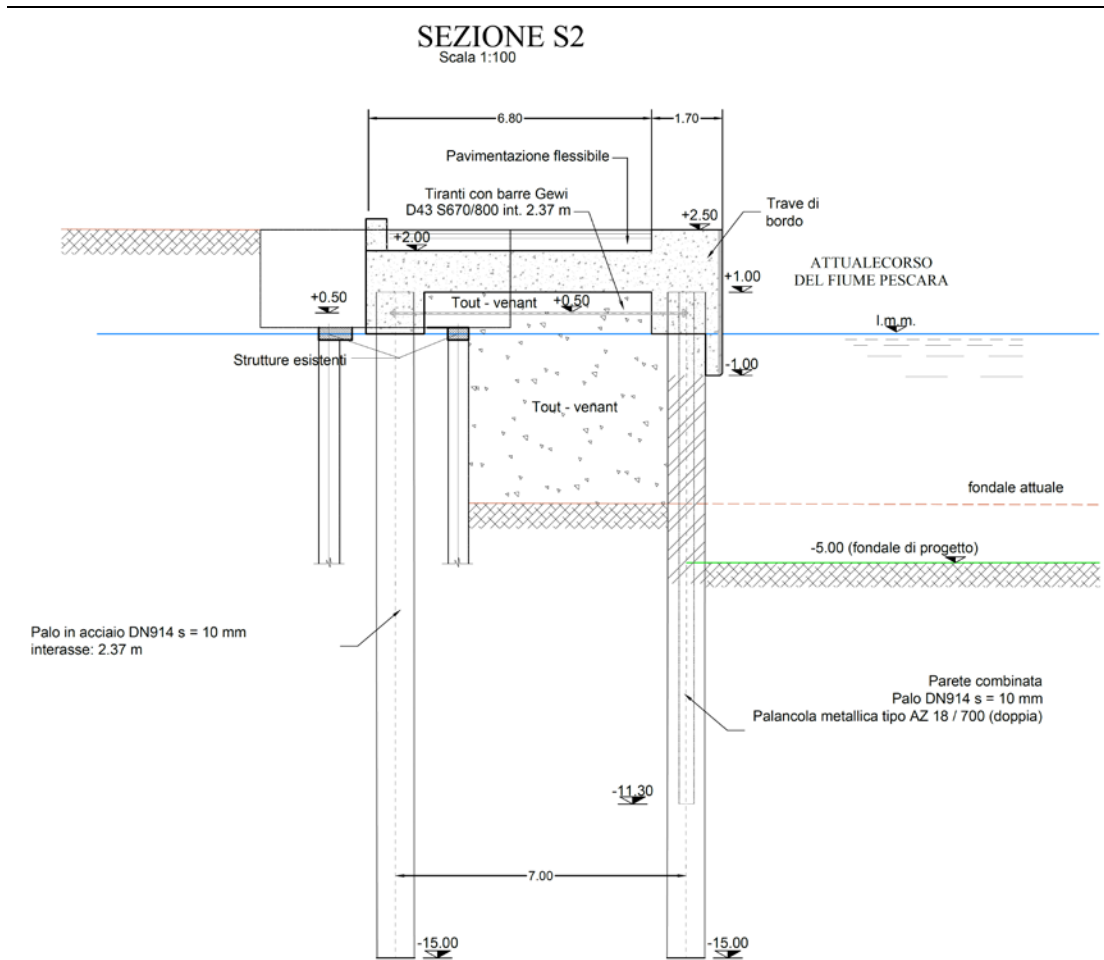


Figura 5-3 – Sezione S2

12.1.2. Sezione speciale a ridosso delle fondazioni del Ponte del Mare (S1)

Una soluzione speciale sarà comunque necessaria in corrispondenza della fondazione della pila del ponte, dove i pali di ancoraggio risulterebbero sovrapposti al plinto. In questo tratto, considerando anche il vincolo di natura idraulica connesso con la necessità di non ridurre la sezione di deflusso minima del fiume, è stata prevista una variazione locale consistente nella realizzazione di una barriera di pali affiancati D800, posizionati tra le file di pali esistenti, e collegati a dei pali D800 discontinui ($i = 2.40$ m), rivestiti da un tubolare metallico D812 sp.10 mm, posti a tergo ad una distanza d'asse di 7.0 m, che fungono da ancoraggio al fine di ottenere un comportamento complessivo a telaio. Il trasverso di collegamento risulterebbe infatti costituito da una struttura "scatolare" composta da una soletta inferiore ed una superiore, collegate anch'esse ogni 2.40 m da setti verticali di irrigidimento.

Lo schema previsto riproduce, in sostanza, quanto già realizzato in passato nell'adiacente tratto di banchina in sinistra, anche al fine di uniformarne i prospetti.

In tal modo, sarà possibile ottenere un'opera la cui stabilità nei confronti di potenziali effetti indotti dal dragaggio dei fondali risulterà garantita dal comportamento tridimensionale nella connessione alle opere attigue.



Figura 5-4 – Planimetria con Sezione S1

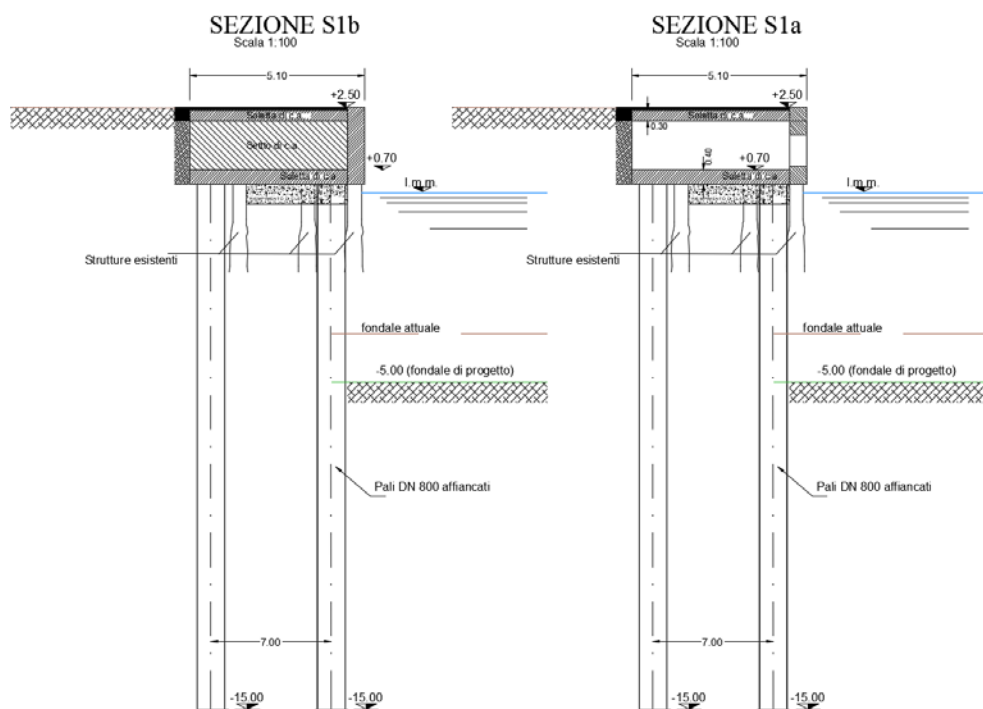


Figura 5-5 –Sezione S1a (in corrispondenza dei setti di connessione tra solette) e S1b (nell'inter-spazio cavo)

Una volta oltrepassata l'interferenza con la fondazione della pila del ponte, il tracciato del nuovo molo Nord prevede l'allargamento verso Nord.

12.2. Interventi in destra idraulica

12.2.1. Sezione corrente (D2)

In sponda destra, i primi interventi in progetto sono costituiti da una necessaria opera di consolidamento e rinforzo della banchina attuale, di incerta modalità realizzativa, la quale sarà soggetta ad inevitabili effetti connessi con il dragaggio fino alla quota di -5.0 m slm dei fondali antistanti. L'intervento proposto, in tal caso, consiste essenzialmente nell'inglobare le opere spondali esistenti in una nuova banchina, realizzando una paratia di pali $\phi 800$ accostati di lunghezza pari a 15 m, solidarizzati ai pali di sostegno dell'attuale filo spondale mediante una trave sommitale ed ancorati a tergo grazie alla disposizione di tiranti a 4 trefoli, caratterizzati da una lunghezza libera di 16 m e da un tratto di fondazione di 12 m, posizionati ad interasse di 2.40 m.

A completamento, a tergo dell'opera potranno essere effettuati i necessari ripristini delle preliminari demolizioni locali e quindi realizzata una pavimentazione flessibile per la sistemazione della sovrastruttura di banchina.

Dal momento che i nuovi pali saranno realizzati a tergo dei pali esistenti, tale soluzione permetterà di mantenere inalterate sia le geometrie della sezione di deflusso idraulico, sia l'estetica del prospetto della banchina.



Figura 5-6 – Planimetria con Sezione D2

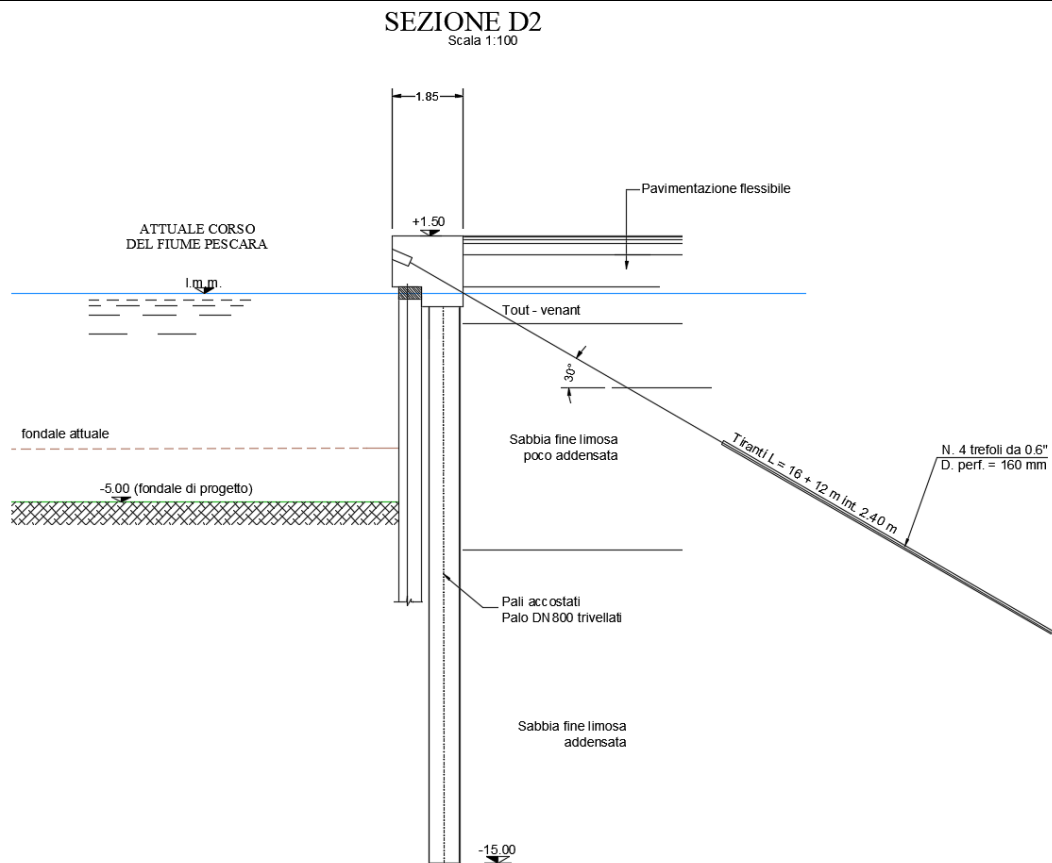


Figura 5-7 –Sezione D2

12.2.2. Sezione speciale a ridosso delle fondazioni del Ponte del Mare (D1)

Seguendo le modalità già descritte nel caso della sezione S2, anche la sezione tipologica D2 subirà una modifica locale in corrispondenza della fondazione della pila in sponda destra del Ponte del Mare. In questo caso la presenza del plinto comporta la necessità di interrompere la realizzazione dei tiranti di ancoraggio retrostanti.

Pertanto la soluzione prevederà, oltre alla realizzazione della paratia di pali accostati $\phi 800$ collegati alle fondazioni esistenti, la formazione di ulteriori pali discontinui a tergo, ad una distanza d'asse di 1.60 m, disposti ad interasse longitudinale di 2.40 m (uno ogni tre pali frontali).

L'effetto portante associato al telaio così formato risulterà utile a sostituire l'azione stabilizzante offerta dai tiranti alle azioni orizzontali.



Figura 5-8 – Planimetria con Sezione D1

SEZIONE D1
Scala 1:100

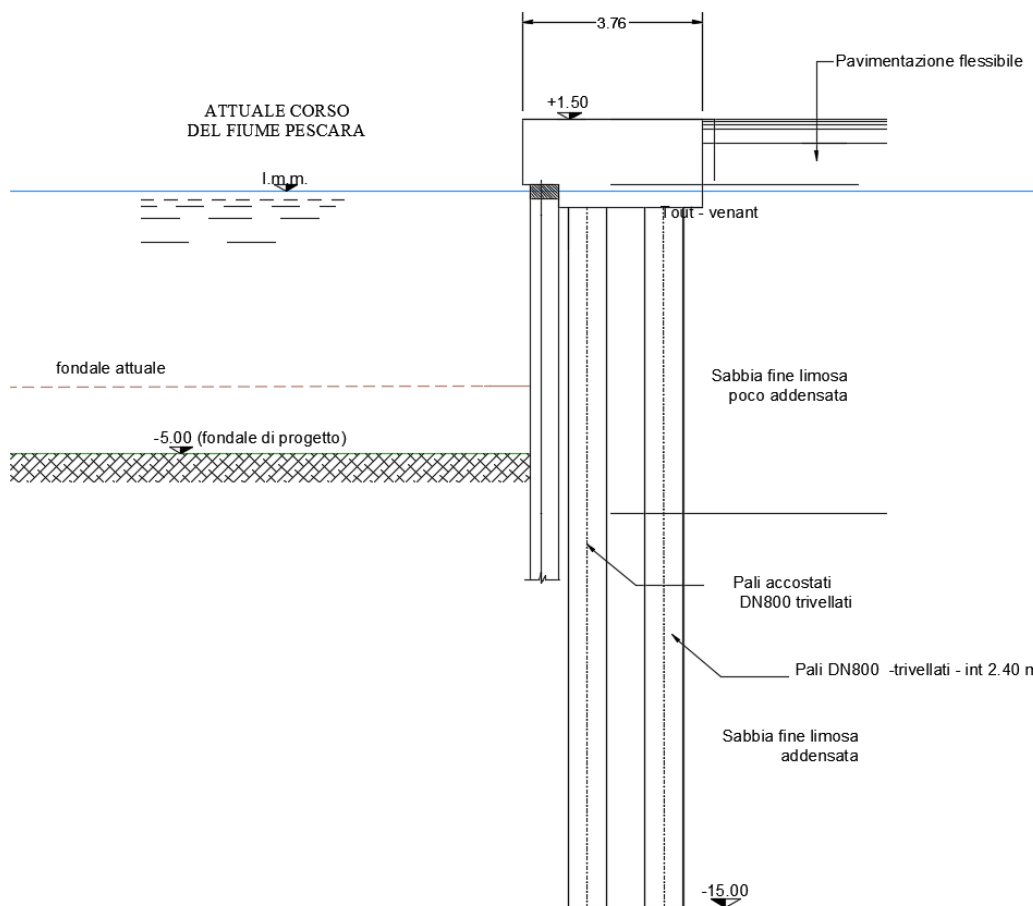


Figura 5-9 – Sezione tipo D1

13. INTERVENTI DI TAGLIO E RACCORDO ALLE BANCHINE ESISTENTI

13.1. Raccordo alle banchine esistenti

Nel tratto corrispondente alla deviazione della sponda sud, nell'area in cui il nuovo argine si porterà nell'alveo attuale del fiume, le opere risulteranno analoghe a quelle previste nella sezione corrente, con infissione di pareti combinate sia sul lato fiume che sul lato terra, collegate in testa mediante appositi tiranti così da risultare stabili nella successiva progressiva fase di riempimento interno con materiale di cava tipo tout venant.

Una volta ultimato il cofferdam così ottenuto, potrà gradualmente essere realizzato anche il riempimento a tergo con il quale ripristinare la continuità con la banchina esistente.

In dettaglio, anche in questo caso le due pareti combinate, poste ad interasse di 12 m, saranno formate da pali metallici in acciaio S460 di diametro ϕ_{ext} 914 mm e spessore 10 mm, collegati longitudinalmente da palancole tipo "AZ 18-700". In tal modo i pali portanti, spinti da quota +1.0 m a quota -15.0 m s.l.m., presentano un interasse di circa 2.37 m. In testa, tra i pali saranno installati dei tiranti costituiti da barre gewi D43 mm S670/800, posizionati anch'essi ad un passo di 2.37 m.

13.2. Taglio banchina esistente

In corrispondenza dell'intersezione tra il nuovo argine sud e la banchina lato nord esistente, laddove la deviazione del Pescara impone che la nuova banchina sud curvi verso nord, si renderà necessario un "taglio" della banchina esistente mediante perimetrazione di questa mediante pali trivellati $\phi 600$ affiancati, sui quali realizzare poi travi di coronamento in c.a. utili ad alloggiare una nuova soletta di calpestio.

In tal senso, i pali che delimiteranno l'area di intersezione tra banchina attuale e di progetto risulteranno necessari anche a garantire l'assenza di pratici effetti sul corpo banchina esistente dati dal dragaggio della nuova sede del fiume. Pertanto, anche questi saranno portati fino ad una quota di -15.0 m da l.m.m.

Inoltre, i pali sul lato nord saranno utili anche al fine di costituire un appoggio per la sovrastruttura che verrà realizzata nell'area di forma triangolare, di raccordo con le precedenti e successive sezioni ordinarie del molo sud. In particolare, in quest'area la banchina sul lato fiume sarà impostata su parete combinata di medesime caratteristiche delle precedenti, mentre al di sopra del riempimento in tout venant sarà realizzata la sovrastruttura poggiante anche sui pali $\phi 600$ affiancati.

13.3. Prolungamento Banchina porto commerciale e vasca di colmata D

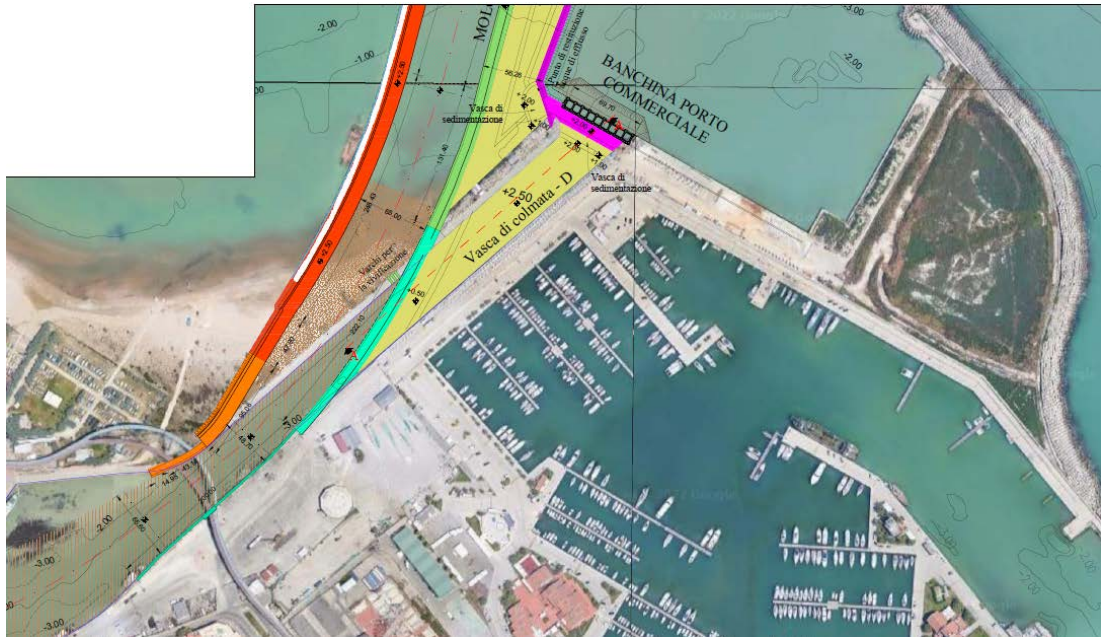


Figura 13-1 - Banchina porto commerciale

Completata la deviazione del fiume Pescara, si procede alla realizzazione della vasca di colmata D, che dovrà ospitare i sedimenti provenienti dal dragaggio dell'attuale corso del fiume Pescara. La vasca di colmata è ricavata nel tratto terminale del f. Pescara ed è delimitata dagli attuali moli guardiani, a monte dall'opera di raccordo Molo Sud-molo Nord ed a valle dal prolungamento (circa 70 m) della banchina della darsena commerciale.

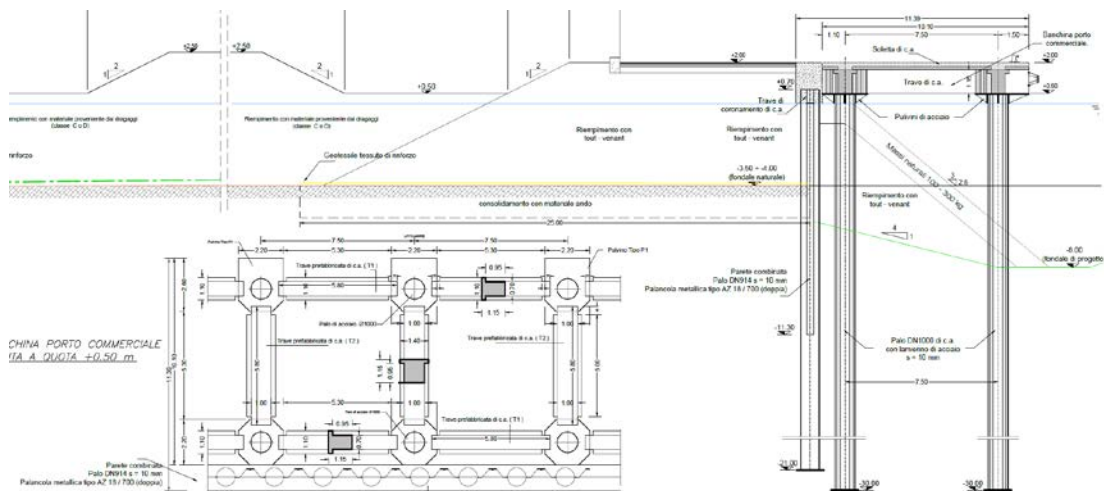


Figura 13-2 - Banchina a giorno

La banchina commerciale è del tipo a giorno, costituita da:

1. Parete combinata palo (DN 914 e s=10 mm) e palancola (AZ18-700 doppia), con la funzione di sostenere il terrapieno (argine) retrostante la banchina e che delimita la vasca di colmata D.

-
2. Escavo del fondale della darsena commerciale in corrispondenza della nuova struttura fino a quota -8.00 m s.l.m.
 3. Elementi prefabbricati (travi e predalles) di c.a. integrati da getto di completamento in opera (nodi strutturali travi-pulvino-pali e soletta per l'impalcato), che poggiano su pali di c.a. trivellati DN1000, imbasati alla quota -30.00 m s.l.m. e dotati di camicia metallica di spessore 12 mm.
 4. Scogliera in massi naturali con pezzatura di prima categoria, posta sul fondale dragato a ridosso della paratia metallica ed al di sotto dell'impalcato della banchina.

La banchina è completata con una pavimentazione flessibile in materiale bituminoso che si estende nella zona retrostante la banchina, determinando una larghezza complessiva del fronte banchina di 20.0 m.

13.3.1. Modalità operative e fasi lavorative

Da un punto di vista costruttivo possono individuarsi le seguenti fasi esecutive dell'opera:

- Infissione della paratia metallica del tipo palo-palancola e realizzazione della trave di coronamento in sommità
- Realizzazione del rilevato in tout-venant nella zona retrostante il palancolato (pendenza 2 a 1), utilizzando gli stessi accorgimenti geotecnici previsti per gli argini che delimitano le altre colmate (rinforzo basale mediante impiego di una geogriglia performante da 300 kN con tessuto non tessuto; precarica con TV)
- Dragaggio del sedime portuale nella zona prospiciente la paratia (darsena commerciale sino a quota - 8.0 m.sl.m.)
- Realizzazione del rilevato in tout-venant sia nella zona retrostante (pendenza 2 a 1) che davanti al palancolato (pendenza 3 su 2.5)
- Realizzazione dei pali dei pali trivellati di c.a.;
- Posizionamento di un doppio strato di massi naturali di prima categoria al di sopra al Tout venant (lato darsena)
- posizionamento in testa ai pali dei pulvini forati al centro per consentire il passaggio della gabbia di armatura del palo;
- posizionamento sui pulvini delle travi e successivo getto dei nodi pali-travi al fine di ripristinare la continuità strutturale dell'opera;
- a maturazione avvenuta del getto, posizionamento sulle travi delle predalles;
- realizzazione del getto finale di calcestruzzo della soletta dell'impalcato;
- realizzazione pavimentazione, giunti e finiture banchine, arredi portuali.

14. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nonostante la grande complessità del contesto sedimentario, geotecnico ed ambientale che contraddistingue l'area di intervento c'è ragionevolmente da ritenere che le linee di intervento adottate consentano di garantire condizioni di stabilità e di funzionalità per le opere di Deviazione del Porto Canale di Pescara.

La disponibilità di dati geotecnici e l'esito delle indagini specificatamente eseguite hanno consentito una modellazione geotecnica utile a fare significative analisi di comportamento, comunque adeguate al livello della progettazione.

Come accennato, le caratteristiche intrinseche delle formazioni geologiche e le successive vicissitudini deposizionali hanno tuttavia conferito all'insieme dei terreni presenti sul fondale caratteri di grandi complessità geotecnica. C'è pertanto da considerare che, anche a causa della grande variabilità di costituzione dei terreni più superficiali, non è completamente da escludere che, nonostante i rilievi eseguiti, in fase costruttiva possano risultare delle discordanze più o meno importanti.

Gli stessi parametri geotecnici attribuiti ai terreni, pur se ragionevolmente e cautelativamente assunti sulla base dei dati disponibili, potrebbero essere meglio adattati all'effettivo comportamento geotecnico dei terreni alla scala locale.

Ciò comporta che in fase costruttiva sarà buona norma verificare le ipotesi di modellazione e di comportamento delle opere anche sulla base di un sistematico programma di monitoraggio e controllo essenzialmente basato sulla misura degli spostamenti indotti nelle diverse fasi di lavoro.