



# Autorità di Sistema Portuale del Mar Tirreno Centro Settentrionale



## NUOVO PORTO COMMERCIALE DI FIUMICINO

### PROGETTO ESECUTIVO I LOTTO FUNZIONALE I STRALCIO "Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere"

Committente:

Il presidente  
AVV. Francesco Maria Di Majo

Il responsabile del procedimento  
Dott. Ing. Maurizio Marini

Il coordinatore generale  
Dott. Ing. Giuseppe Solinas

Progettazione:

**ACQUA  
TECNO**

Ing. Renato Marconi  
Ing. Paolo Turbolente  
Ing. Barbara Doronzo

Consulenza specialistica  
geotecnica:

Ing. **Giulio Galimberti**



Titolo elaborato

Elaborato

A.2202.12 | PE | R

# RGT

Scala

## RELAZIONE GEOTECNICA

Data	Preparato	Controllato	Approvato
Novembre 2020	Ing. Paolo Frattarelli Manfredi	Ing. Giulio Galimberti	Ing. Renato Marconi
Revisione	Data		
01	Giugno 2021		
02	Febbraio 2022		

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>1</b>
<b>2. DESCRIZIONE DELLE OPERE.....</b>	<b>1</b>
<b>3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DEL SITO.....</b>	<b>5</b>
<b>4. INDAGINI A DISPOSIZIONE.....</b>	<b>8</b>
4.1.    Indagini pregresse.....	8
4.2.    Indagini integrative.....	12
<b>5. CARRATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....</b>	<b>16</b>
5.1.    Profili stratigrafici. ....	16
5.2.    Caratterizzazione geotecnica dei terreni.....	18
5.2.1.    Sabbie e sabbie limose (S/SL).....	18
5.2.2.    Argille e limi (AL).....	21
5.3.    Caratterizzazione geotecnica integrativa.....	25
5.3.1.    Profili stratigrafici .....	25
5.3.2.    Caratterizzazione geotecnica dei terreni.....	27
5.3.3.    Sabbie e sabbie limose (SL1/SL2).....	27
5.3.4.    Argille e limi (AL1).....	31
5.4.    Modello geotecnico di sottosuolo.....	36
<b>6. INQUADRAMENTO SISMICO .....</b>	<b>38</b>
<b>7. OPERE GEOTECNICHE E RELATIVE PROBLEMATICHE.....</b>	<b>42</b>
7.1.    Problematiche geotecniche relative ai dragaggi .....	42
7.2.    Problematiche geotecniche relative alla realizzazione delle dighe foranee.....	42
7.3.    Problematiche geotecniche relative alla realizzazione dei banchinamenti .....	43
7.4.    Problematiche geotecniche relative allo scalo di alaggio .....	44
7.5.    Problematiche geotecniche relative ai piazzali operativi.....	44
<b>INDICE DELLE FIGURE .....</b>	<b>45</b>
<b>INDICE DELLE TABELLE.....</b>	<b>47</b>

**AUTORITA' DI SISTEMA PORTUALE DEL MAR TIRRENO CENTRO SETTENTRIONALE**

**Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale – I Stralcio**

**Progetto Esecutivo – Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere**

**Relazione Geotecnica**

---

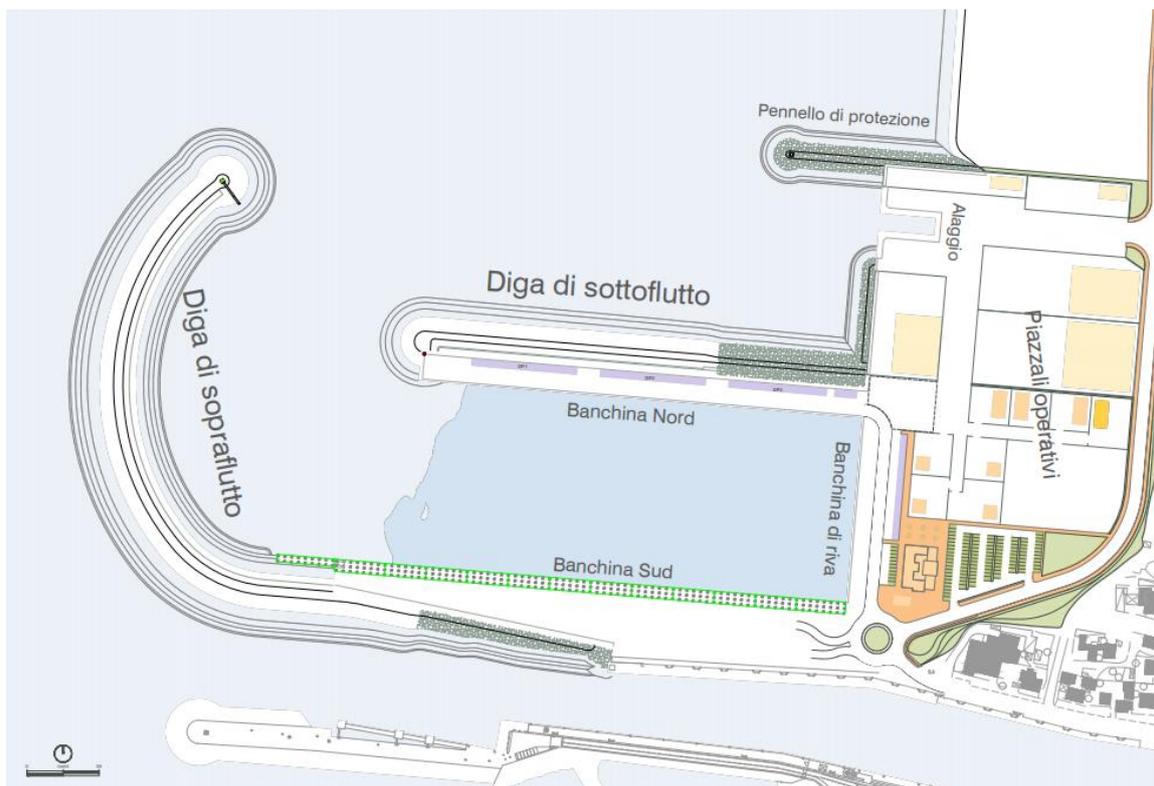
## 1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la Relazione Geotecnica del Progetto Esecutivo “I Lotto Funzionale- I Stralcio” del Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino.

Nel seguito, dopo una breve descrizione delle opere in progetto ed un inquadramento del contesto geologico del sito in esame, si illustrano le informazioni riguardo i terreni presenti nell’area e le caratteristiche fisiche e meccaniche dei litotipi individuati. Sono poi discusse le principali problematiche geotecniche legate alla realizzazione delle opere, con particolare riferimento alle dighe foranee, ai banchinamenti interni al bacino, all’alaggio e ai piazzali.

## 2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il primo stralcio del progetto del Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino comprende la realizzazione delle opere riportate schematicamente in Figura 1.



**Figura 1** - Planimetria opere in progetto.

Il progetto prevede la realizzazione delle seguenti opere:

- diga di sopraflutto;

- diga di sottoflutto;
- costruzione della banchina Nord;
- costruzione della banchina Sud;
- costruzione del Pennello di protezione Nord;
- realizzazione dell'alaggio;
- formazione e dei piazzali operativi;
- il dragaggio fino a quota -6.00 m s.l.m.m. nella darsena interna.

Il materiale dragato verrà confluire nella vasca di sedimentazione esistente, previa caratterizzazione dei sedimenti secondo le norme vigenti. Tale materiale di natura pressoché granulare sarà sottoposto ad addensamento con precarica, come meglio specificato più avanti.

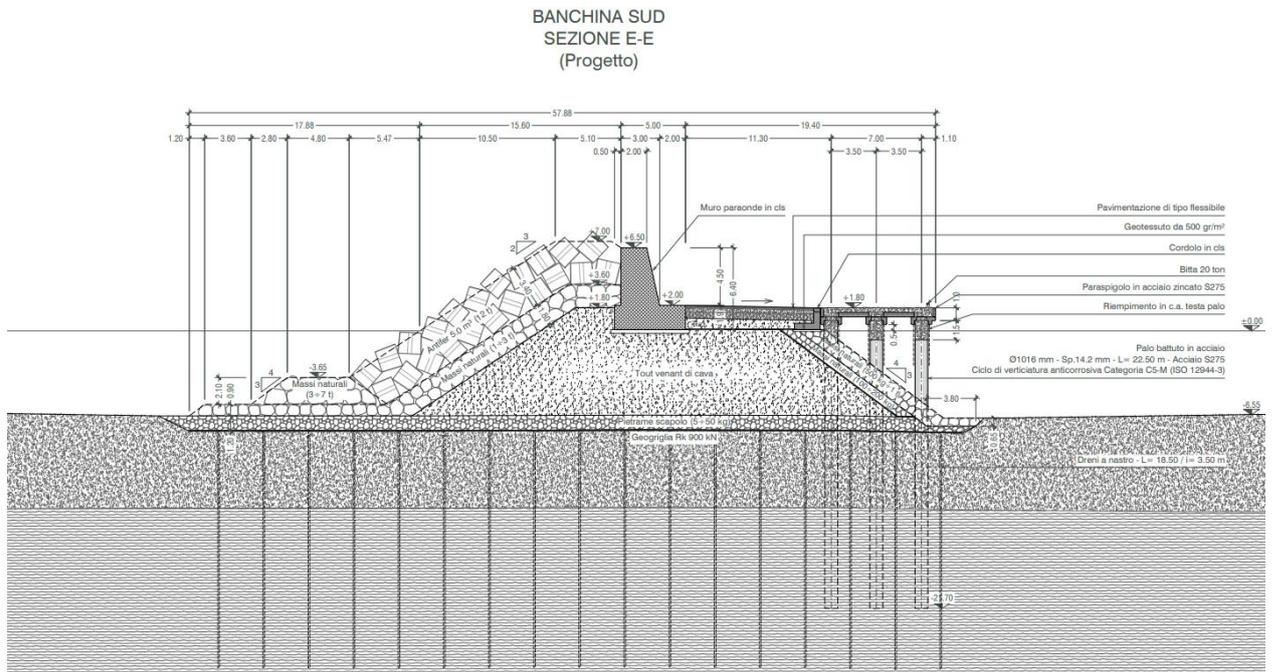
Le dighe di sopraflutto e sottoflutto sono costituite da opere a gettata, aventi un nucleo in *tout-venant* e mantellata in massi naturali lato porto e massi artificiali lato mare. Le parti delle dighe foranee imbasate su fondali meno profondi presentano, anche sul lato mare, massi naturali. Le sezioni di testata sono imbasate rispettivamente a -6.60 m s.l.m.m. e -6.10 m s.l.m.m.; la quota di progetto del coronamento è prevista a +7.00 m s.l.m.m.

Sulla diga di sottoflutto è prevista la costruzione della banchina Nord realizzata mediante un palancoleto ancorato con tirante di ancoraggio e palancoleto di contrasto. Tale tipologia costruttiva è utilizzata anche per la banchina di riva. Sulla diga di sopraflutto è prevista la realizzazione della banchina sud, i cui piazzali presentano larghezza variabile, crescente andando dalla testata verso il piazzale a terra. Tale banchina è realizzata mediante la costruzione di un impalcato in c.a. gettato in opera su pali. Nelle figure seguenti sono riportate le sezioni tipologiche delle dighe (per maggiori dettagli si vedano gli elaborati di progetto).

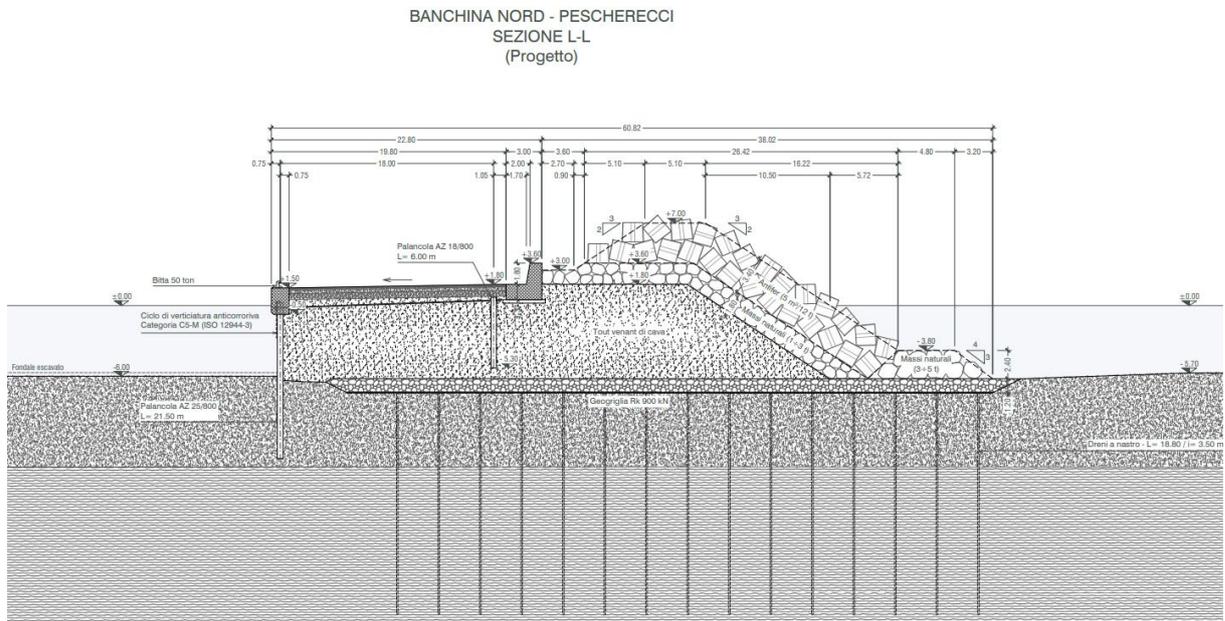
In previsione degli abbassamenti attesi dovuti alla consolidazione dello strato di argille pressoché normal consolidate presente nell'area del nuovo porto, le dighe verranno realizzate secondo una sezione maggiorata, così che a lungo termine, a consolidazione avvenuta, vengano raggiunte le quote di progetto. Per lo stesso motivo, anche le banchine ed i piazzali dovranno essere realizzate secondo una sezione maggiorata.

Il progetto prevede inoltre la costruzione dello scalo di alaggio e del relativo pennello di protezione. Lo scalo di alaggio è realizzato tramite un doppio palancoleto infisso con una trave di coronamento di tipo "Cofferdam" (sezione tipologica in Figura 4). Il pennello di protezione è invece costituito da un'opera a gettata simile a quella utilizzata per le dighe foranee ma di dimensioni minori (sezione tipologica in Figura 5).

Relazione Geotecnica



**Figura 2 - Diga di sopraflutto, sezione tipologica (banchina Sud).**



**Figura 3 – Diga di sottoflutto, sezione tipologica (banchina Nord).**

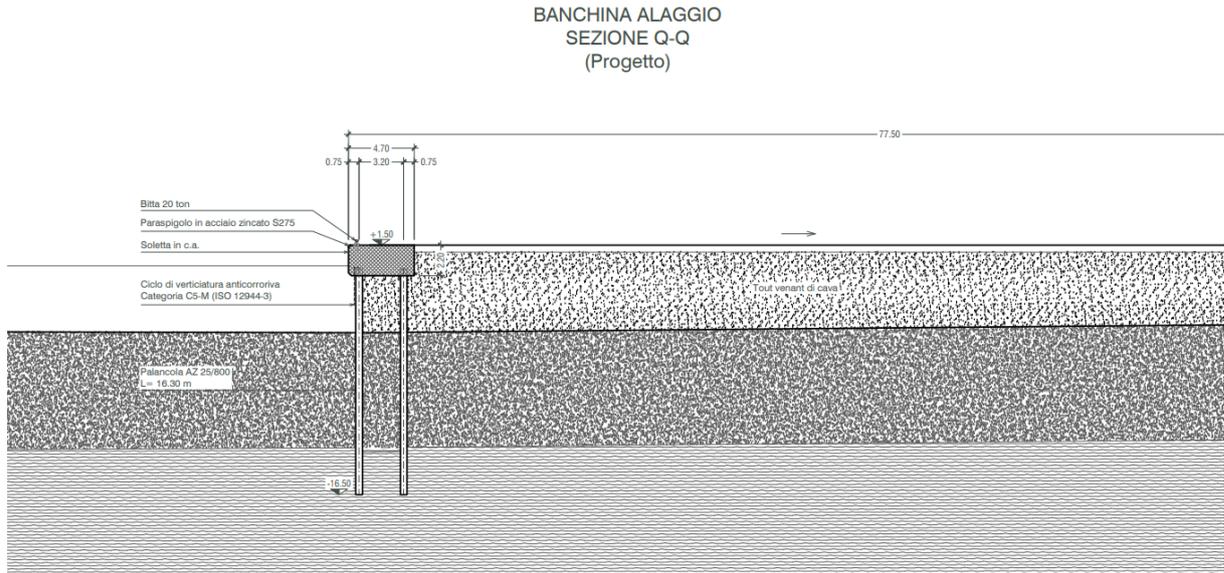


Figura 4 – Scalo di alaggio, sezione tipologica.

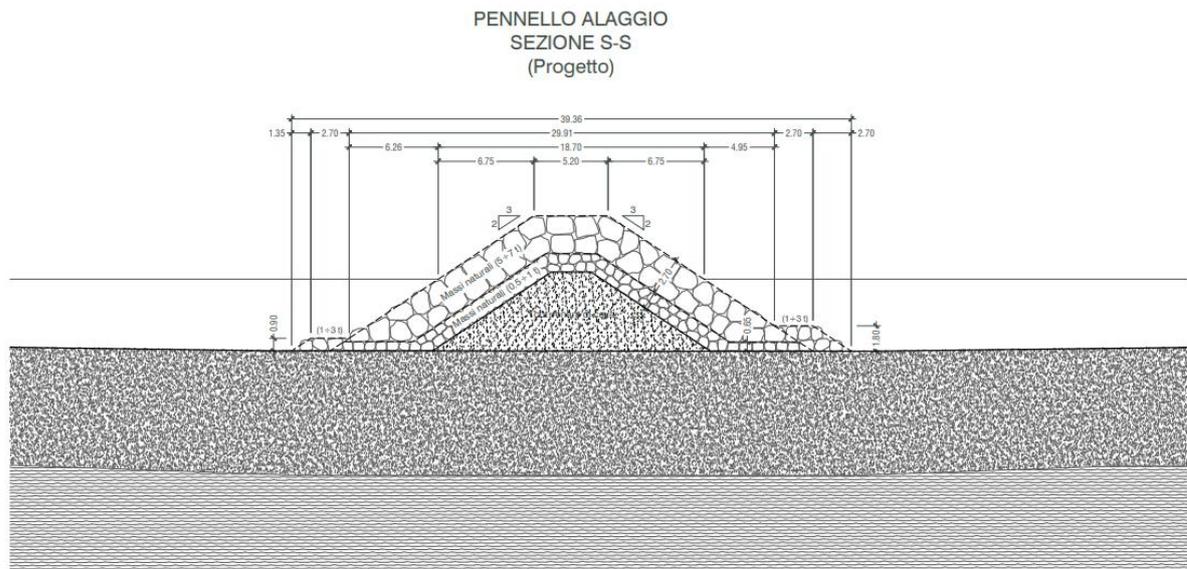


Figura 5 – Pennello di protezione Nord, sezione tipologica.

### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DEL SITO

Per quanto concerne la geologia del sito si riporta di seguito l'inquadramento geologico redatto nella relazione geologica "RGL-Relazione geologica".

L'area di studio e di intervento si sviluppa sul litorale laziale tra il mar Tirreno e la catena Appenninica. Quest'ultima è un'unità strutturale complessa formatasi tra il Miocene sup. e il pliocene inf. Con una serie di Thrusts vergenti verso E-NE. Successivamente a seguito di fasi di raccorciamento tettonico, nel settore interno si è avuto un progressivo movimento distensivo verso ovest con formazione del bacino di retro arco tirrenico. La struttura profonda del bacino è costituita da depositi carbonatici preorogenici mesozoici-cenozoici. Al di sopra è presente una copertura terrigena (Flysch). Lungo il margine tirrenico la sedimentazione terrigena marina post orogenica inizia durante il Messiniano (Miocene sup.)-Pliocene inf., direttamente sopra il basamento meso-cenozoico deformato. Lo sviluppo pre e sin deposizionale di alti e bassi strutturali assieme al *rebound* del margine tirrenico ha dato origine a diversi bacini sedimentari, orientati NO-SE. A partire dal Pleistocene inizia l'attività vulcanica Tosco-Laziale con i complessi vulcanici dei Colli Albani e Sabatini. Nel pleistocene inf. Il litorale laziale assume pressoché la conformazione attuale, con una regressione progressiva da ambiente di mare aperto, ma con varie interruzioni, verso un ambiente continentale.

Come detto la storia geologica recente del settore litoraneo è stata condizionata dagli apporti del fiume Tevere che ha nel tempo favorito con i suoi depositi la formazione della piana deltizia. La progradazione della piana e l'attuale configurazione morfologica sono frutto dell'evoluzione avvenuta negli ultimi 4-5000 anni, ovvero dalla stabilizzazione del livello del mare al termine dell'ultimo ciclo glacio eustatico, e sono controllate principalmente dagli apporti sedimentari del Tevere e in modo subordinato, da altri piccoli corsi d'acqua presenti nella piana.

Le attuali caratteristiche dei fondali marini antistanti la costa romana (almeno fino all'isobata dei 120m) sono, il risultato dell'azione di due fattori diversi: l'apporto di sedimenti della terraferma e le variazioni glacioeustatiche pleistoceniche (ultimi 2 M.a.), in particolare quelle relative all'ultima risalita del livello del mare avvenuta tra 20.000 e 8000 anni fa. I depositi del Pleistocene medio-superiore che costituiscono il margine laziale si sono formati durante un periodo di abbassamento del livello del mare (Chiocci et al., 1997). La sedimentazione olocenica di alto stazionamento del livello marino è, invece, principalmente collegata al costante apporto di sedimenti e materiale detritico dall'entroterra, in particolare come detto, dal Fiume Tevere, che ha favorito l'avanzamento della linea di costa. La sedimentazione è sempre ristretta alle spiagge o alla porzione di piattaforma interna o media antistante la fonte di materiale detritico.

La serie di depositi stratificati di età pleistocenica (da 2 M.a. a 20.000 anni fa) presenta una stratificazione che evidenzia l'assetto di progradazione e la pendenza del fondale sui cui si depositavano i sedimenti. La maggiore inclinazione degli strati verso il largo, è indice di un ambiente di sedimentazione di scarpata continentale (Marani et al., 1986) ed all'interno della serie sono presenti superfici di discordanza angolare e terrazzi deposizionali, che testimoniano l'emersione della piattaforma nel Pleistocene durante le fasi di basso stazionamento eustatico.

La serie termina con una superficie d'erosione generata dall'emersione della piattaforma avvenuta durante la glaciazione würmiana (20.000-18.000 anni fa), quando il livello del mare era di circa 120m più basso dell'attuale in seguito all'immobilizzazione di grandi masse d'acqua nelle calotte polari e nei ghiacciai continentali (Williams, 1988).

La trasgressione del versiliano (unico piano marino dell'Olocene), che corrisponde all'innalzamento del livello del mare che ha avuto luogo a partire da circa 18.000 anni fa, in alcune zone ha lasciato, depositi trasgressivi che sono ciò che rimane dei sedimenti costieri che si andavano formando durante la risalita del mare. Infine, circa 8.000-6.000 anni fa, ha avuto inizio l'attestazione del livello del mare su quote prossime all'attuale, con la deposizione sulla piattaforma continentale dei sedimenti olocenici composti in prevalenza da silt e argille che hanno ricoperto le morfologie sottostanti.

La Carta geologica di Fig.6 (estratta dal Foglio 386 Fiumicino del progetto CARG) illustra il quadro geologico di superficie dell'area di Fiumicino.





## 4. INDAGINI A DISPOSIZIONE

### 4.1. Indagini pregresse

Nell'area di interesse, situata nel tratto di mare posto immediatamente a Nord della foce del Canale di Fiumicino, è stata eseguita una specifica campagna di indagine per il Nuovo Piano Regolatore Portuale di Fiumicino (Campagna Luglio-Agosto 2005).

Risultano poi disponibili anche i risultati desunti dalle campagne di indagini eseguite nell'ambito dell'Aggiornamento del Progetto del Porto Canale di Fiumicino al Piano Regolatore Portuale del 2004 (Campagna Gennaio-Marzo 1998) e nell'ambito del Progetto della barriera sommersa antistante all'imboccatura del Canale di Fiumicino (Campagna Luglio 2008).

Per la realizzazione del Progetto Definitivo sono state inoltre eseguite ulteriori indagini geognostiche e geofisiche (Campagna Settembre 2013-Maggio 2014).

L'ubicazione delle verticali di esplorazione è riportata nelle figure che seguono.

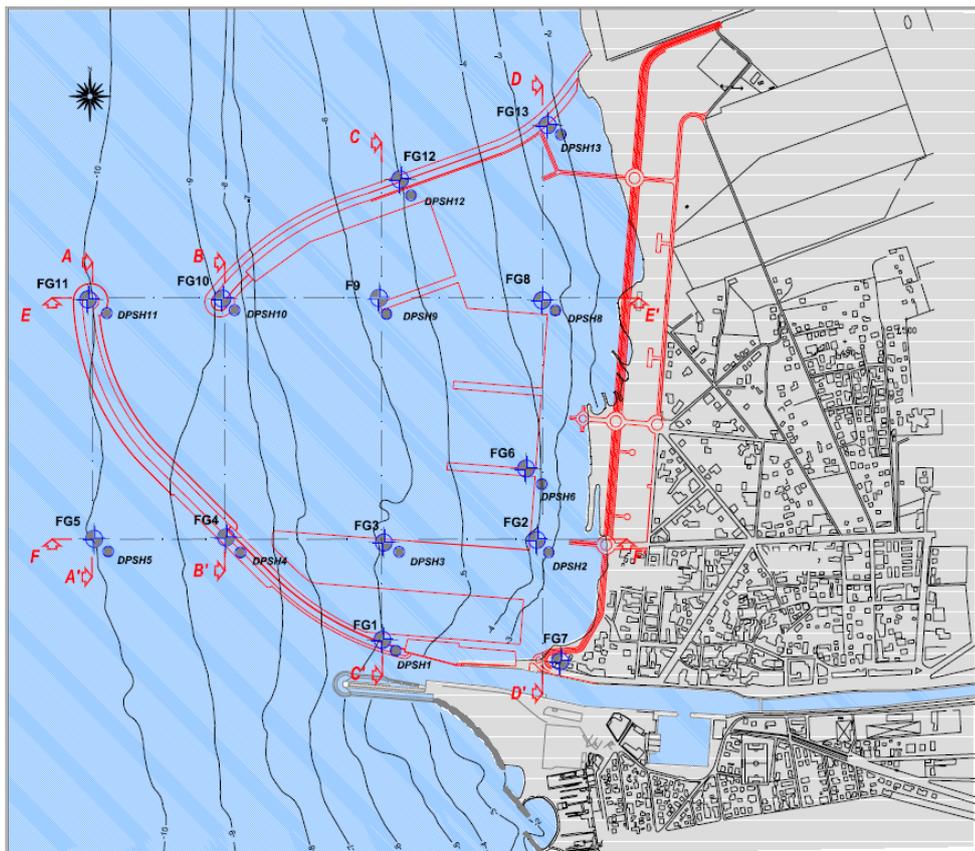


Figura 7 – Planimetria ubicazione sondaggi Campagna Indagini 2005.

Relazione Geotecnica

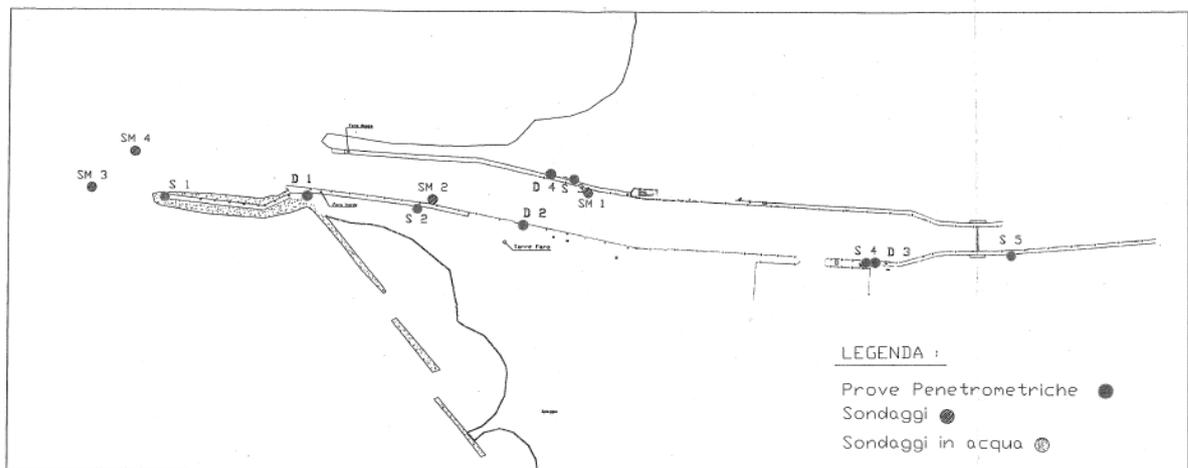


Figura 8 – Planimetri ubicazione sondaggi Campagna Indagini 1998.

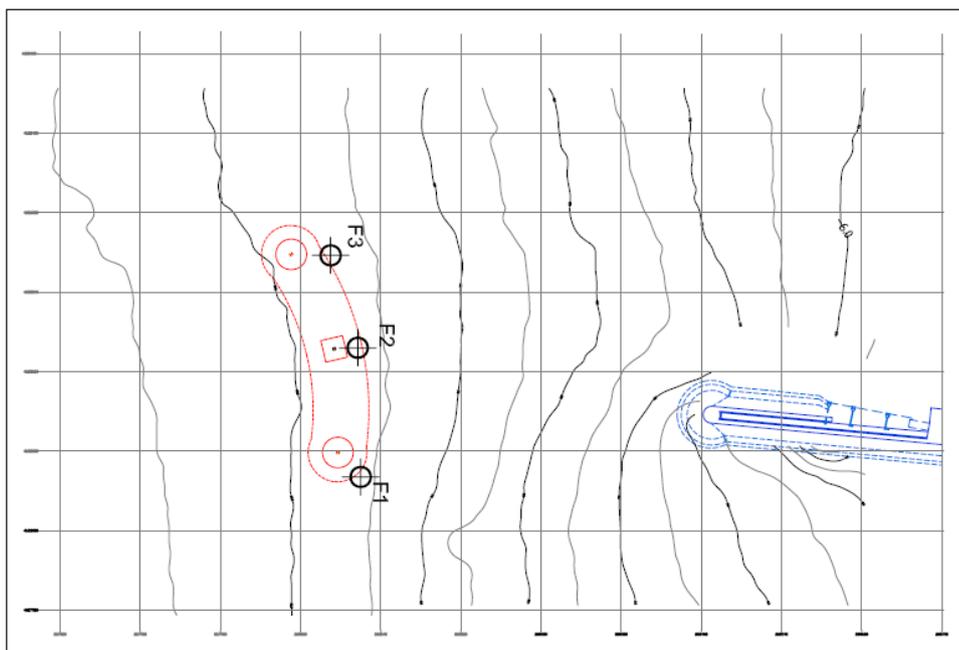


Figura 9 – Planimetria ubicazione sondaggi Campagna Indagini 2008.

## Relazione Geotecnica

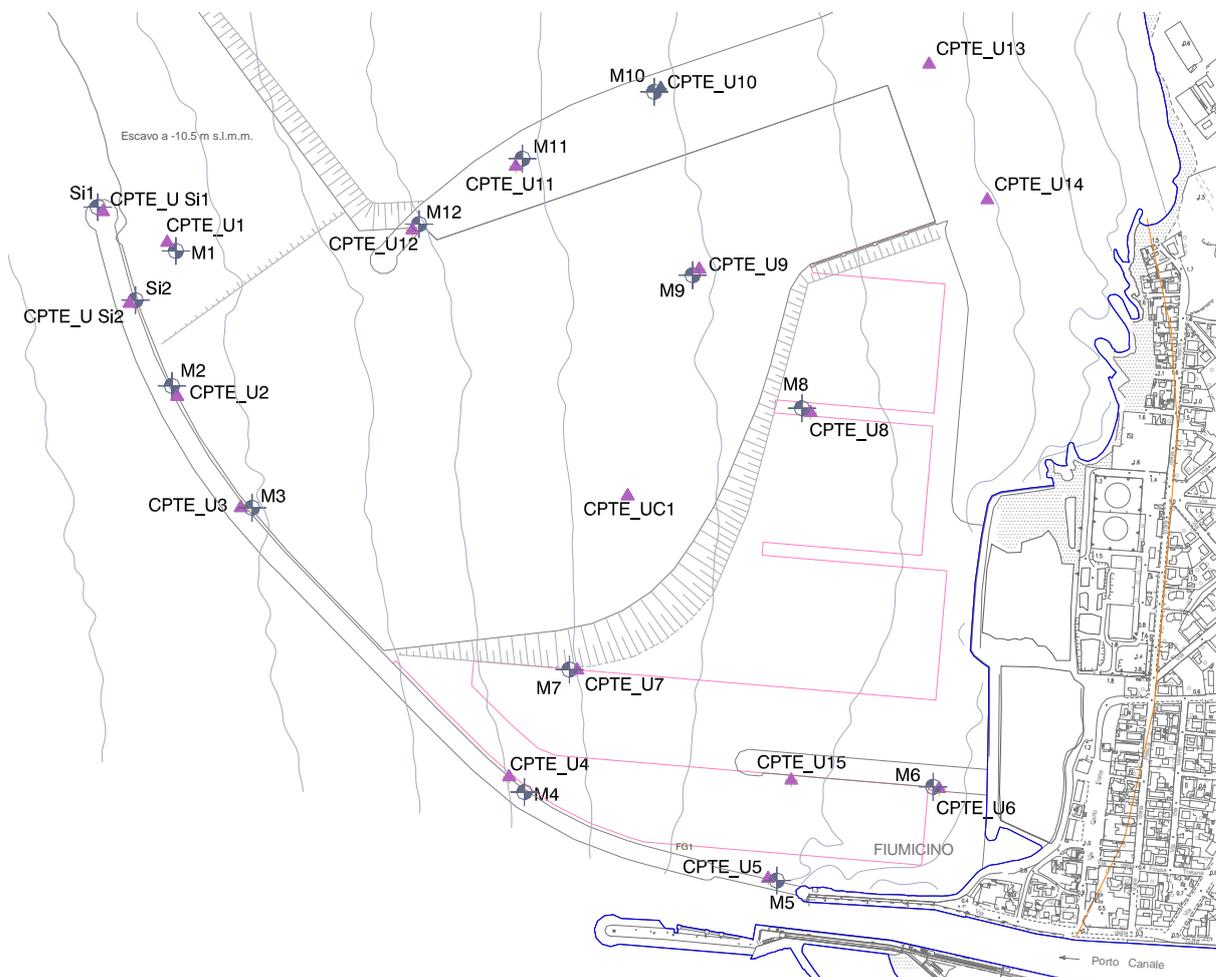


Figura 10 – Planimetria ubicazione sondaggi Campagna Indagini Novembre 2013.

Nella campagna di Indagini 2005 sono stati eseguiti 13 sondaggi meccanici a carotaggio continuo, di cui 1 (FG7) a terra ed rimanenti a mare (FG1-FG6, FG8-FG13), fino ad una profondità massima di 25 m dal fondale marino e con battente d'acqua massimo superiore a 10 m. In adiacenza ai sondaggi effettuati amare sono state eseguite 12 prove penetrometriche dinamiche continue superpesanti (DPSH1-DPSH13) spinte fino alla profondità di circa 25 metri dal fondale marino o comunque fino al raggiungimento delle condizioni di rifiuto strumentale. Durante l'esecuzione dei sondaggi meccanici sono stati prelevati 14 campioni rimaneggiati sottoposti ad analisi di laboratorio per la determinazione delle caratteristiche fisiche (prove di identificazione e classificazione) e 5 campioni indisturbati di terreno, sottoposti anche a prove di laboratorio (n.5 prove di compressione edometrica, n.1 prove di taglio diretto, n. 4 prove triassiali tipo CID e n. 4 prove di compressione ad espansione laterale libera) per la determinazione delle caratteristiche meccaniche. Durante l'esecuzione del sondaggio FG7,

eseguito a terra, sono state infine eseguite 5 prove penetrometriche dinamiche standard SPT, fino alla profondità di 15 metri dal piano campagna.

Nella campagna del 1998 sono stati eseguiti a terra 5 sondaggi a carotaggio continuo (S1-S5) spinti sino ad una profondità massima di circa 20 m dal piano campagna e 4 sondaggi a mare a carotaggio continuo (SM1-SM4), che hanno raggiunto profondità variabili tra 7m e 19 m. In prossimità dei sondaggi effettuati a terra sono state eseguite 4 prove dilatometriche (D1-D4). Durante l'esecuzione dei sondaggi meccanici sono stati prelevati 15 campioni indisturbati di terreno, 9 dei quali sottoposti a prove di laboratorio per la determinazione delle caratteristiche fisiche (prove di identificazione e classificazione) e meccaniche (n.7 prove di compressione edometrica, n.6 prove di taglio diretto e n. 3 prove triassiali tipo CID). Durante le perforazioni a terra sono state infine eseguite 25 prove penetrometriche dinamiche standard SPT, fino alla profondità di 20 metri dal fondale marino.

Nella campagna del 2008 sono stati eseguiti 3 sondaggi a carotaggio continuo (F1-F3) spinti sino ad una profondità massima di circa 15 m dal fondale marino. Durante l'esecuzione dei sondaggi meccanici sono stati prelevati 2 campioni indisturbati di terreno sottoposti ad analisi per la determinazione delle caratteristiche fisiche (prove di identificazione e classificazione) e a prove di laboratorio (n.2 prove di compressione edometrica e n.2 prove di taglio diretto) per la determinazione delle caratteristiche meccaniche. Durante le perforazioni sono state infine eseguite 9 prove penetrometriche dinamiche standard SPT, fino alla profondità di 9 metri dal fondale marino.

Le informazioni a disposizione relative alla campagna di indagine del 2005 non consentivano di delineare un quadro completo dell'andamento stratigrafico nell'area e delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei litotipi presenti, adeguato ad affrontare i livelli di progettazione previsti. Pertanto, si è reso necessario procedere con un'ulteriore campagna di indagine (Campagna 2013). Sono quindi state effettuate analisi geognostiche e geofisiche. Le analisi geognostiche comprendono 14 sondaggi a carotaggio continuo (M1, M2, M3, M4, M5, M6, M7, M8, M9, M10, M11, M12, Si1, Si2), 18 prove penetrometriche statiche CPT (CPTE\_U 1, CPTE\_U 2, CPTE\_U 3, CPTE\_U 4, CPTE\_U 5, CPTE\_U 6, CPTE\_U 7, CPTE\_U 8, CPTE\_U 9, CPTE\_U 10, CPTE\_U 11, CPTE\_U 12, CPTE\_U 13, CPTE\_U 14, CPTE\_U 15, CPTE\_U Si1, CPTE\_U Si2, CPTE\_U C1), CPTE\_U 1, 8 prove con dilatometro piatto (DT1, DT2, DT3, DT4, DT5, DT6, DTM\_Si1, DTM\_Si2), 73 sondaggi ambientali identificati dalla sigla F102. Durante le perforazioni sono state effettuate 35 prove penetrometriche dinamiche SPT in corrispondenza dei terreni a granulometria grossolana, prove con il *Pocket Penetrometers* sui terreni a

grana fine e sono stati prelevati campioni disturbati ed indisturbati su cui eseguire analisi e prove di laboratorio per la determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche. Le analisi geofisiche comprendono un'indagine effettuata con la metodologia della sismica a riflessione monocanale per la determinazione dello spessore delle sabbie e un rilievo con il metodo magnetometrico per l'individuazione di corpi anomali posti nello strato superiore. L'area di ubicazione delle indagini geofisiche è riportata in Figura 11.

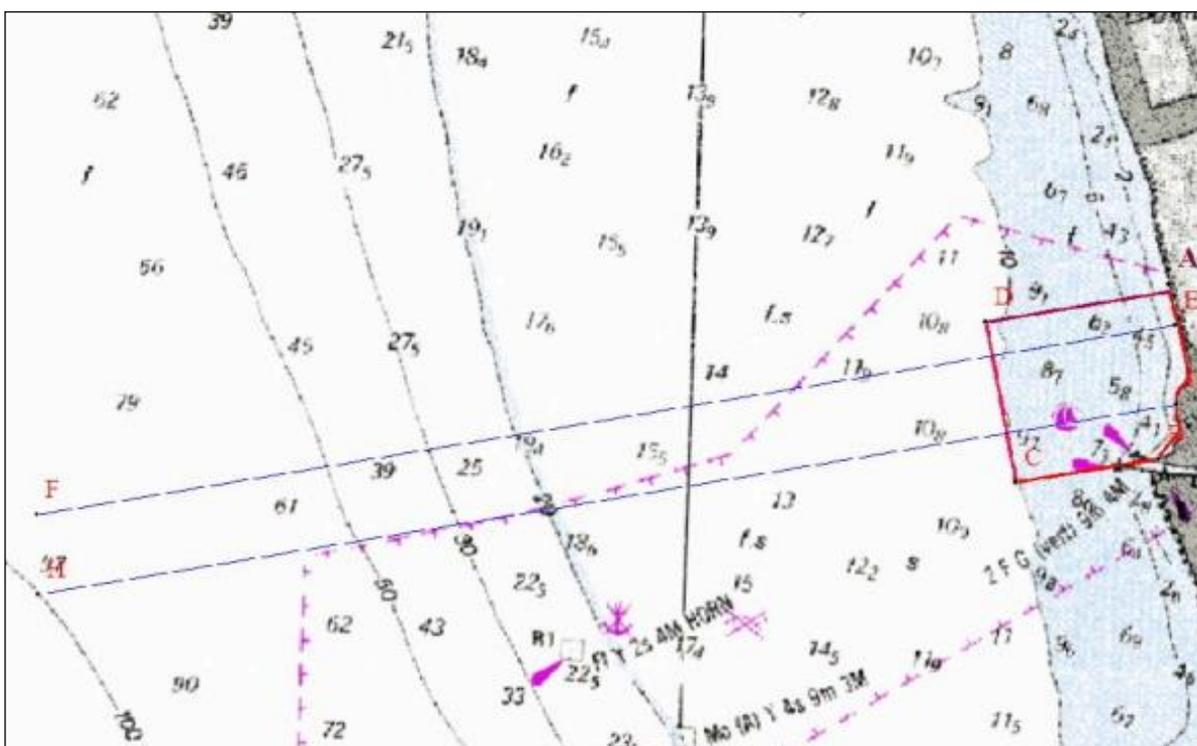


Figura 11 – Ubicazione delle indagini geofisiche sulla carta nautica.

#### 4.2. Indagini integrative

L'area di intervento del Progetto Esecutivo non corrisponde esattamente a quella oggetto del Progetto Definitivo. Il piazzale che sorgerà nella zona dell'attuale vasca di sedimentazione non era incluso nel Progetto Definitivo. Per tale ragione sono state realizzate le seguenti indagini geognostiche nell'area delle vasche di sedimentazione e di colmata (Figura 12) realizzate dalla società Geoter S.r.l:

- 6 sondaggi a carotaggio continuo (PE-M\_1,PE-M\_2,PE-M\_3,PE-M\_4,PE-CI\_1, PE-CI\_2), con esecuzione di 27 prove penetrometriche dinamiche SPT.

## Relazione Geotecnica

- 2 prove penetrometriche statiche (PE-CPTU\_1, PE-CPTU\_2)
- 2 prove dilatometriche (PE-DMT\_1, PE-DMT\_2)

Al fine di definire la velocità delle onde sismiche di taglio (onde SH) e gli spessori dei sismostrati, per la definizione della categoria di sottosuolo, è stata inoltre effettuata una prospezione geofisica di superficie tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves). Dai valori ottenuti da tale analisi si deduce che i terreni risultano assimilabili ad una categoria di sottosuolo di fondazione C.

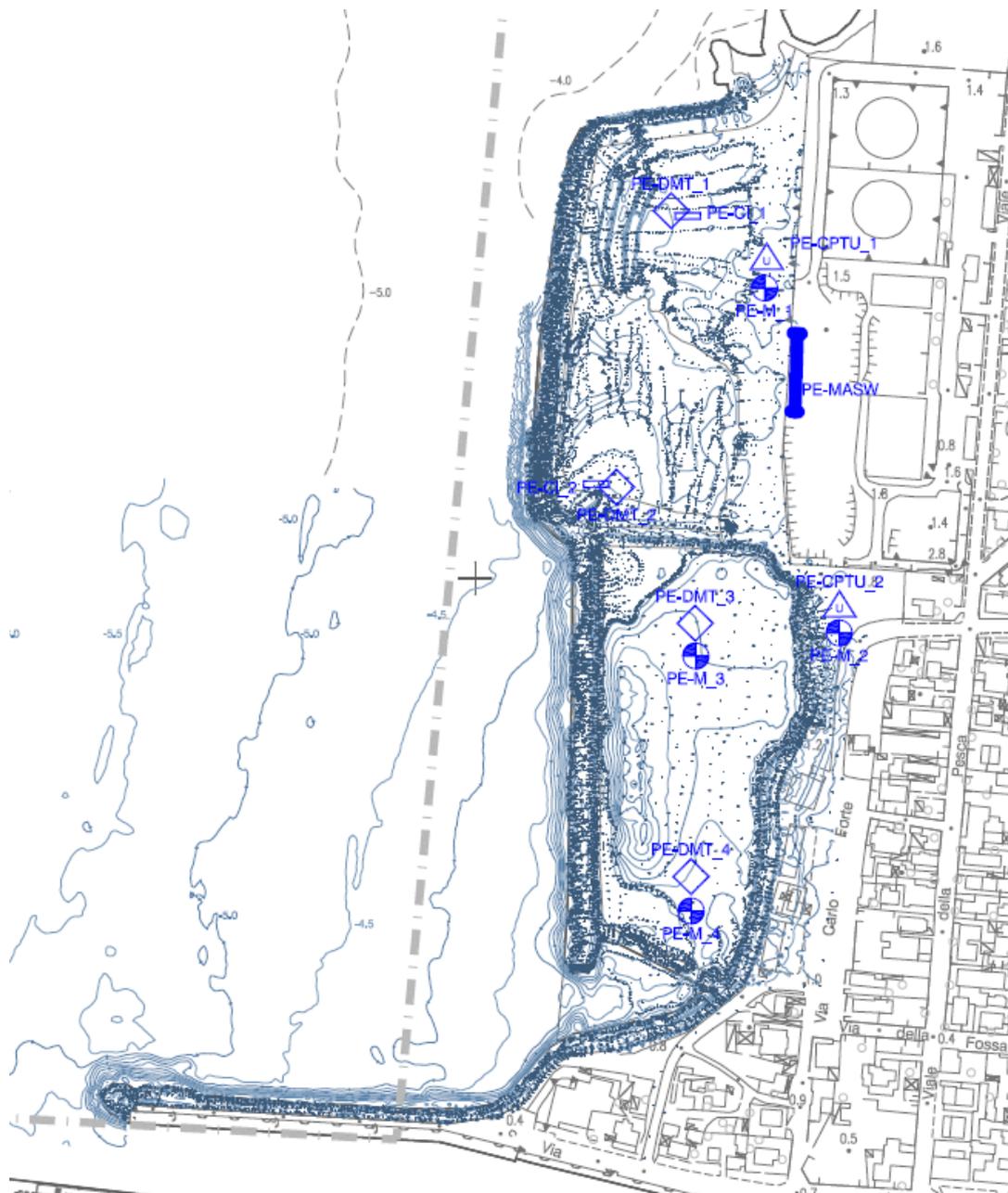


Figura 12 - Planimetria ubicazione sondaggi campagna indagini integrativa 2020.

Per quanto riguarda lo specchio acqueo antistante il litorale adiacente il porto canale di Fiumicino, area destinata alla costruzione del Nuovo Porto Commerciale di Fiumicinosi è ritenuto necessario lo svolgimento di un'indagine geofisica che è stata realizzata attraverso un rilievo sismico con tecnologia Sparker. In Figura 13 sono mostrate le rotte di acquisizione dei dati.

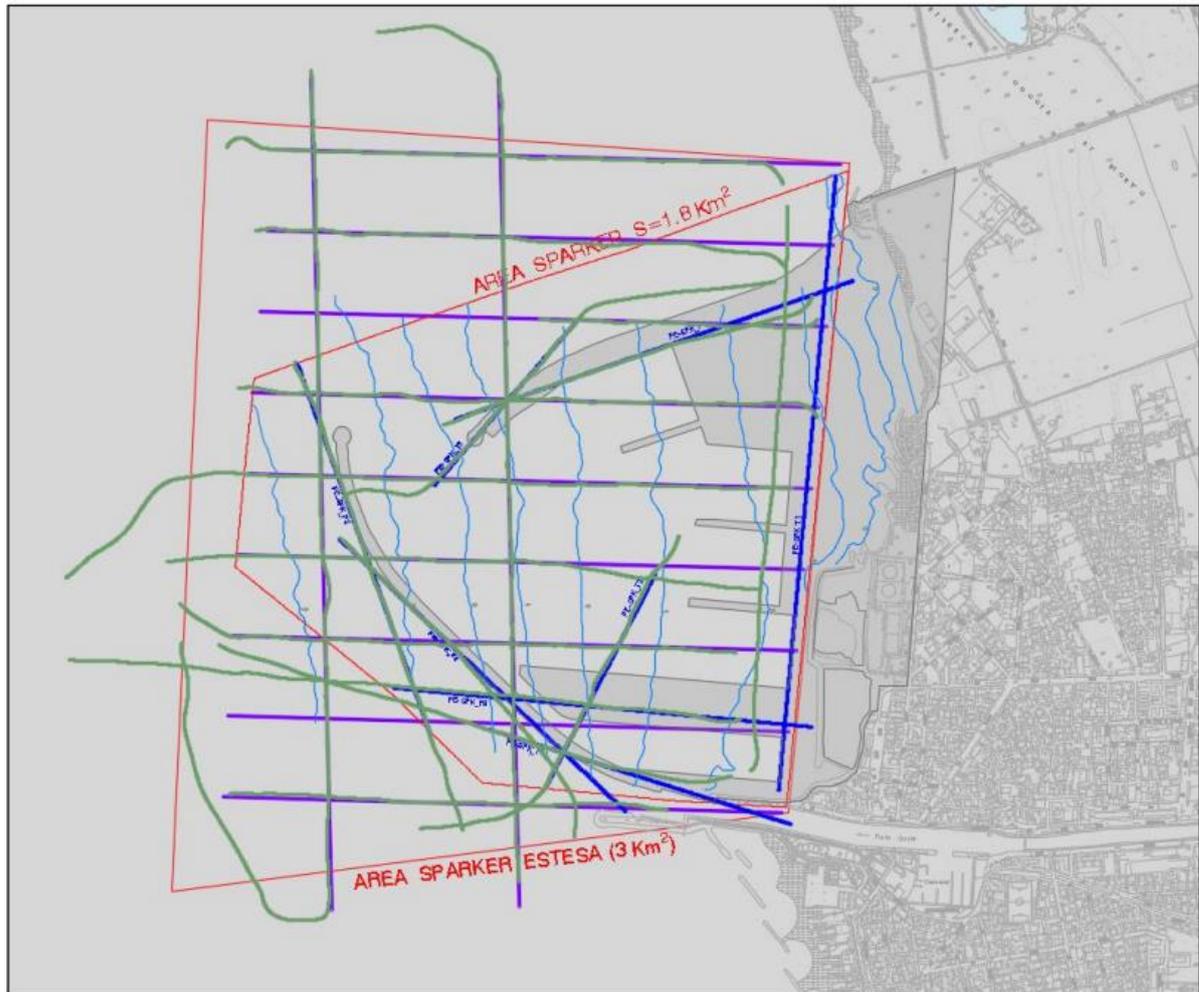


Figura 13 - Rotte acquisizione dati indagine Sparker.

Scopo di tale indagine è stato quello di ricostruire la stratigrafia del sottofondo marino nell'intervallo compreso tra 0 e 60 m ed individuare, in accordo con quanto richiesto dal CSLP (Affare 71/2018. Progetto definitivo del 1^ Lotto funzionale del "Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino") la consistenza dello strato collocato a quota pari a circa -35/-38 contenente gas (CO<sub>2</sub>).

L'analisi, realizzata dalla società ARENA SUB S.r.l., ha evidenziato la presenza di due unità sismiche differenti. La prima, più superficiale, costituita prevalentemente da sabbia limosa di colore marrone

chiaro con intercalazioni di ghiaia fine poligenica. La seconda formata prevalentemente da argille limose di colore grigio con intercalazioni di livelli sabbiosi da centimetrici e pluricentimetrici. Alcune anomalie profonde sono invece riconducibili allo strato ghiaioso-ciottoloso profondo contenente gas in pressione, già individuato con la CPTE 10 nel 2005, e in occasione di altre perforazioni profonde passate, come ben documentato nella Relazione Geologica “RGL-Relazione geologica”.

La calibrazione dei dati sismici acquisiti, operata mediante il confronto con i risultati dei sondaggi geognostici eseguiti nelle campagne precedenti, ha permesso di individuare la potenza dello strato superficiale sabbioso in tutta l’area oggetto dell’analisi (Figura 14).

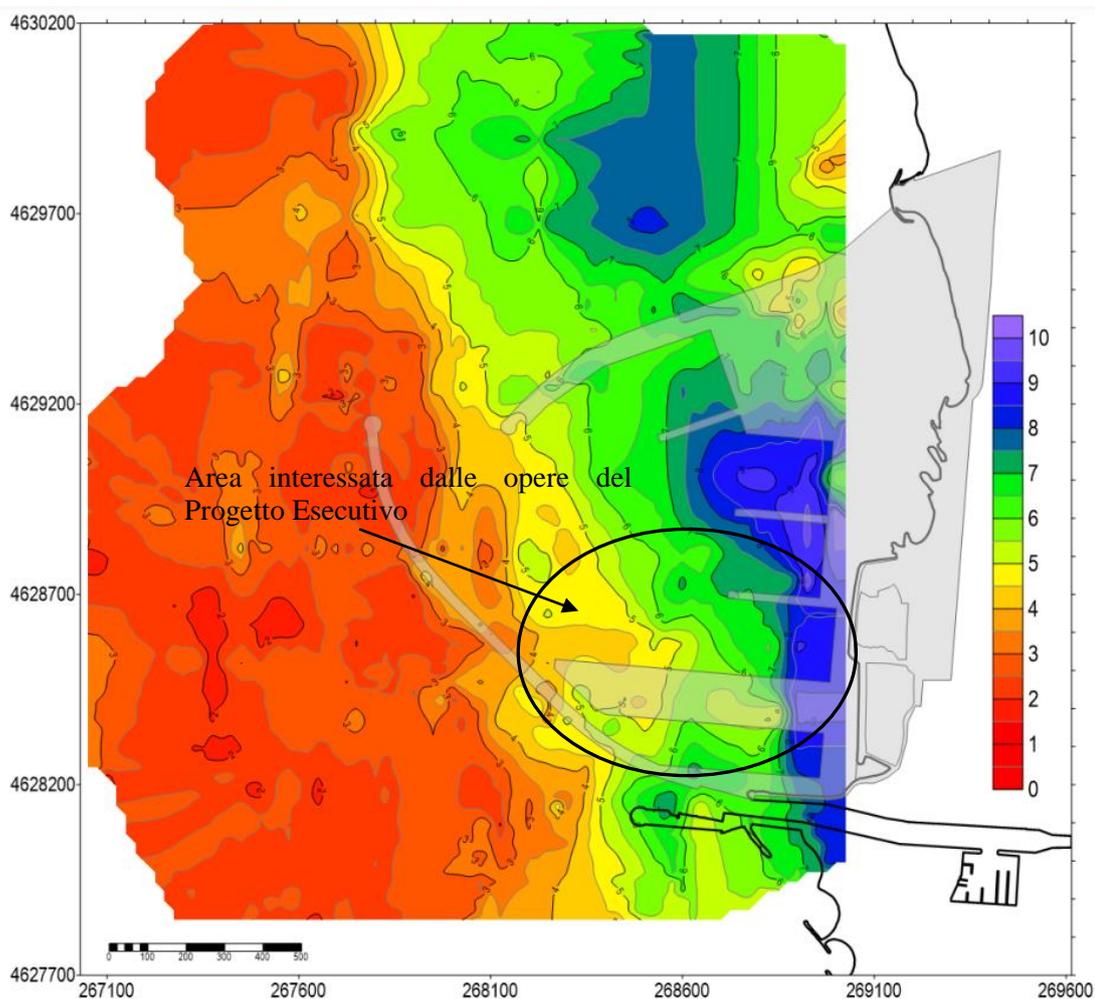


Figura 14 - Spessore strato sabbioso in metri.

L’indagine ha inoltre individuato zone con anomalie degli attributi sismici dei riflettori correlabili alla presenza di gas probabilmente generato dalla permeazione negli strati più superficiali. L’interpretazione è in accordo con i risultati di studi precedenti che evidenziano la presenza diffusa di

gas sia nel settore emerso che sommerso del territorio di Fiumicino. In nessuno dei sondaggi integrativi effettuati si è comunque verificata una fuoriuscita di gas, confermando l'ipotesi che le maggiori quantità di gasi si trovano a profondità maggiori.

## 5. CARRATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

La ricostruzione stratigrafica del sito e la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti sono stati eseguiti sulla base della campagna di indagini del 2013 e delle indagini integrative operate nel 2020.

La caratterizzazione geotecnica, compiuta tramite le indagini del 2013, è utilizzata nell'ambito del Progetto Esecutivo corrente nelle specifiche aree della diga di sopraflutto, di quella di sottoflutto, del pennello di protezione e dell'alaggio, non avendo per queste zone ulteriori dati fisico-meccanici dei terreni. Tale caratterizzazione, pertanto, conferma quella già effettuata nel Progetto Definitivo di seguito riportata.

### 5.1. Profili stratigrafici.

Le indagini effettuate hanno fornito i dati sulla base dei quali è stato possibile ricostruire i profili stratigrafici locali fino a profondità di circa 25 m dal fondale marino. I profili stratigrafici individuati nei sondaggi sono illustrati in Figura 15. Si osserva la presenza di formazioni più superficiali di natura sabbiosa che giacciono su termini argilloso-limosi, debolmente sabbiosi. In particolare, si distinguono le seguenti litologie principali:

**1) SABBIE (S/SL):** si tratta di sabbie fini e medie. Si può distinguere uno strato più superficiale francamente sabbioso di colore grigio scuro (S), di spessore variabile fino ad un massimo di circa 4.5 m nella zona interna al futuro bacino portuale (FG3), che tende a diminuire in prossimità delle dighe foranee. Si osserva, infatti, che in corrispondenza dei sondaggi a mare eseguiti nella zona interessata dalla realizzazione del molo di sopraflutto (FG5, FG11) e sottoflutto (FG12, FG13) tale strato non è stato intercettato. Il grado di addensamento della sabbia risulta variabile da sciolto a debolmente addensato, come mostrato dai risultati delle prove DPSH. Alla base della formazione precedentemente descritta si trova uno strato (SL) di sabbia fine che presenta caratteristiche litologiche simili, ma presenta una componente limosa maggiore ed un grado di addensamento più elevato, come confermato dai risultati delle prove DPSH. Le sabbie limose SL sono state intercettate in tutte le verticali indagate ad eccezione del sondaggio FG4. Gli spessori sono variabili fino ad un massimo di circa 10 m in corrispondenza dei sondaggi FG6 ed FG13.

**2) ARGILLE E LIMI (AL)** si tratta di argilla con limo poco consistente, di colore grigio, debolmente sabbiosa, con livelletti ricchi di sostanze organiche e, talora, anche sacche gassose. Lo strato in

Relazione Geotecnica

questione, come descritto nella Relazione Geologica “RGL-Relazione geologica”, ha uno spessore di circa 30-35m.

**3) STRATO GRANULARE PROFONDO (SGP)** Il sondaggio CPTE\_U 10 ed altre perforazione eseguite in precedenza , anche a terra, hanno rilevato, a una profondità di circa 38 m dal l.m.m., un deposito granulare caratterizzato dalla presenza di gas in pressione. Per determinare i parametri fisici e meccanici di tale strato ci si è riferiti ai valori di resistenza alla punta registrati con la prova CPTE\_U 10, ne risulta uno strato di materiale caratterizzato da una notevole rigidezza, stimata pari a circa 80 Mpa, e da un angolo di attrito non minore di 30-35°.

In Figura 16. Sono riportate le stratigrafie individuate tramite i sondaggi FG.

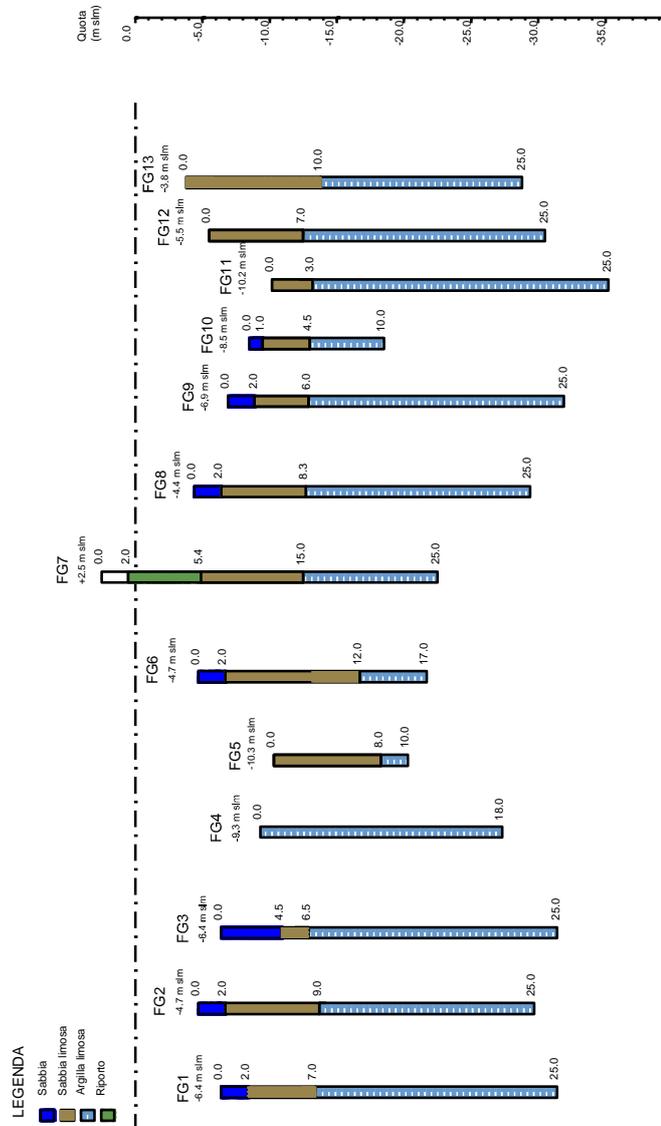


Figura 15 - Profili stratigrafici.

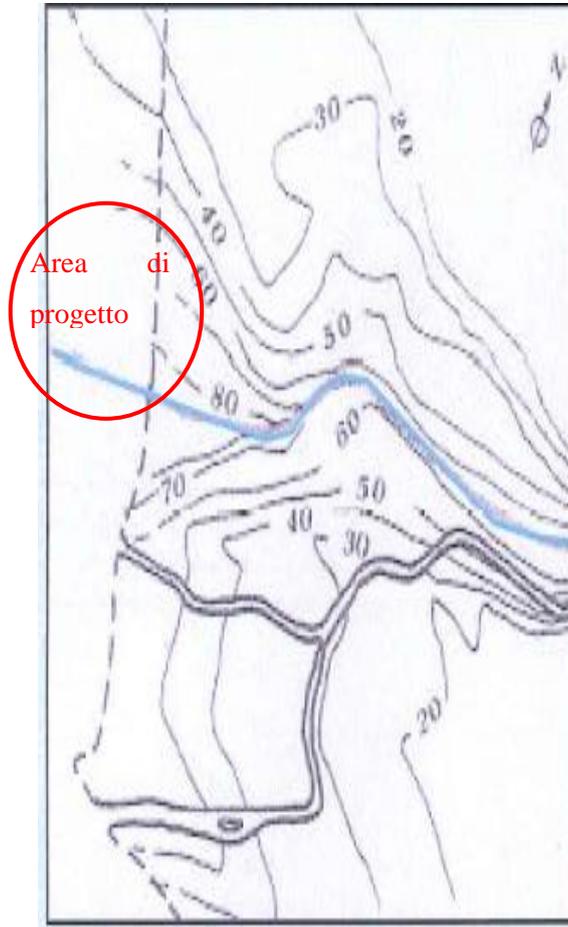


Figura 16 - Isobate della paleosuperficie di circa 20000 anni fa (Bellotti).

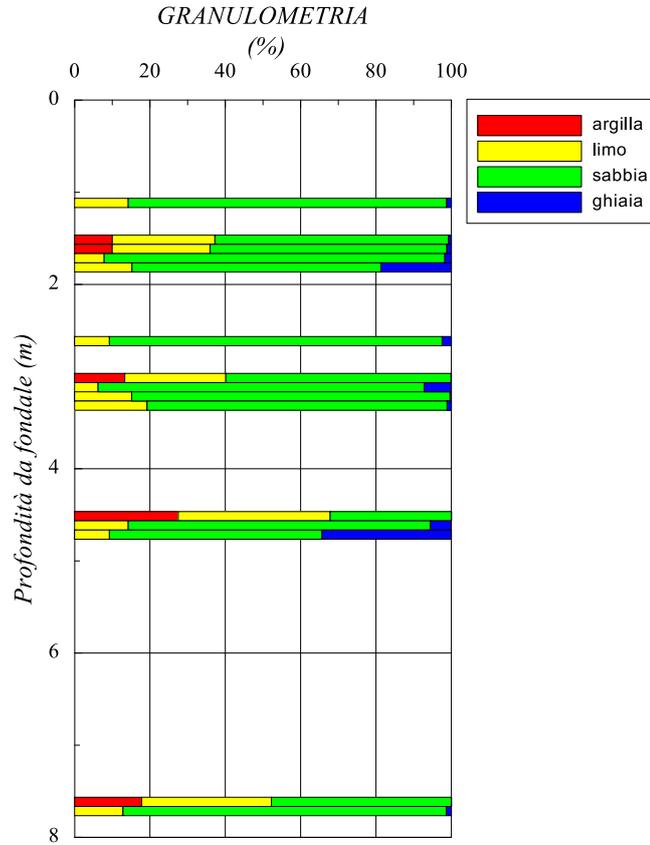
## 5.2. Caratterizzazione geotecnica dei terreni

Sulla base dei risultati delle prove meccaniche eseguite sia in sito che in laboratorio, è stata effettuata la caratterizzazione geotecnica dei litotipi interagenti con le opere in progetto, ovvero le sabbie e sabbie limose (S/SL) e le argille con limo (AL).

### 5.2.1. Sabbie e sabbie limose (S/SL)

Dal punto di vista meccanico, i litotipi S e SL sono stati accorpati in quanto non vi è una significativa differenza di comportamento.

La composizione granulometrica di questo litotipo è mostrata in Figura 17. La percentuale limosa e argillosa varia tra il 10% ed il 40%.



**Figura 17** - Litotipo S/SL – composizione granulometrica.

I litotipi sabbiosi sono stati caratterizzati sulla base dei risultati delle prove in sito SPT disponibili, con particolare riferimento alle prove eseguite nel corso della campagna di indagini del 2013.

Sulla base delle usuali correlazioni utilizzate nella corrente pratica progettuale (Skempton, 1986), lo strato di sabbie fini risulta mediamente addensato, con un valore medio della densità relativa pari al 60%. I valori dell'angolo d'attrito ottenuti mediante la correlazione di Schmertmann (1978) variano tra 34° e 45°, con valore medio pari a 37°, mentre quelli ottenuti con la relazione di Shoi e Fukuni variano tra 26° e 34°, con valore medio pari a 30°. Il modulo di Young (Denver, 1982) risulta compreso tra 9 MPa fino a 20 Mpa. I diagrammi dei parametri sono riportati in Figura 18.

Relazione Geotecnica

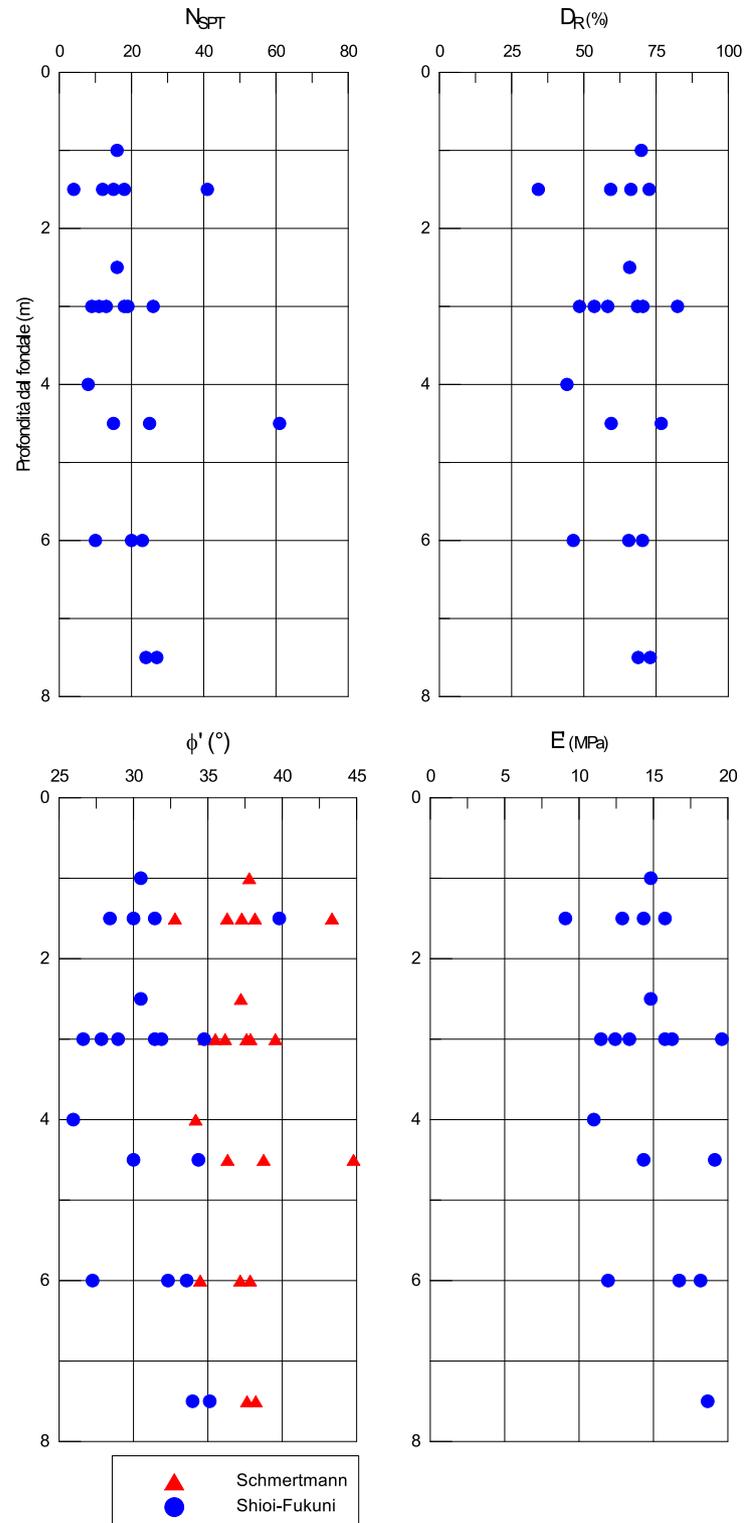


Figura 18 - Litotipo S/SL: caratteristiche di resistenza e rigidezza.

### 5.2.2. Argille e limi (AL)

Questi terreni risultano composti principalmente da limo e argilla, mentre la frazione sabbiosa si rinviene con percentuali fino al 10% circa. Il peso di volume è variabile tra 16.0 e 18.5 kN/m<sup>3</sup> con un valore medio di 17.5 kN/m<sup>3</sup>. L'indice dei vuoti è leggermente decrescente con la profondità; il valore medio è pari a circa 1.0 (Figura 19).

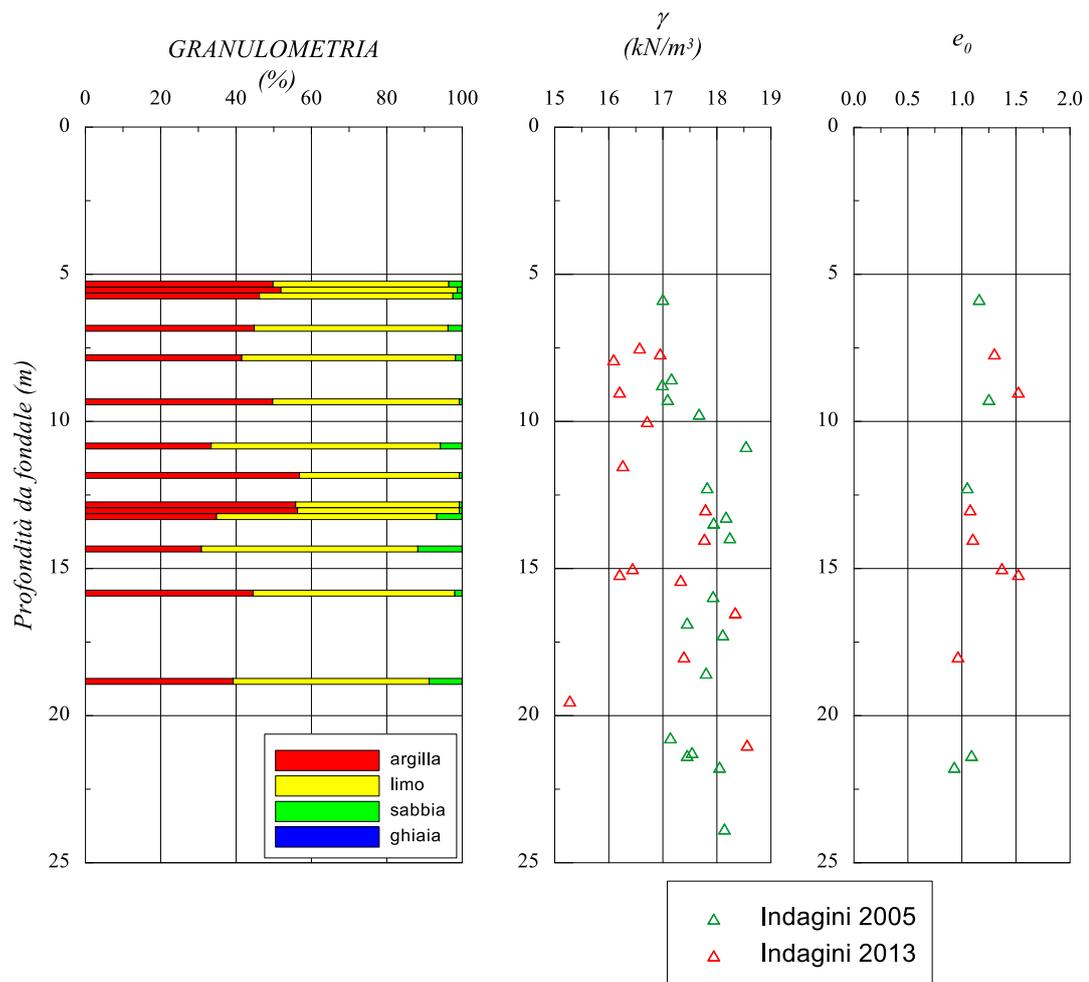


Figura 19 - Litotipo AL – composizione granulometrica e proprietà fisiche.

L'indice di plasticità varia tra 10 e 40. Il contenuto naturale d'acqua è prossimo al limite liquido e a volte superiore. Di conseguenza, l'indice di consistenza del materiale risulta molto ridotto, mai superiore a 0.5. (Figura 20).

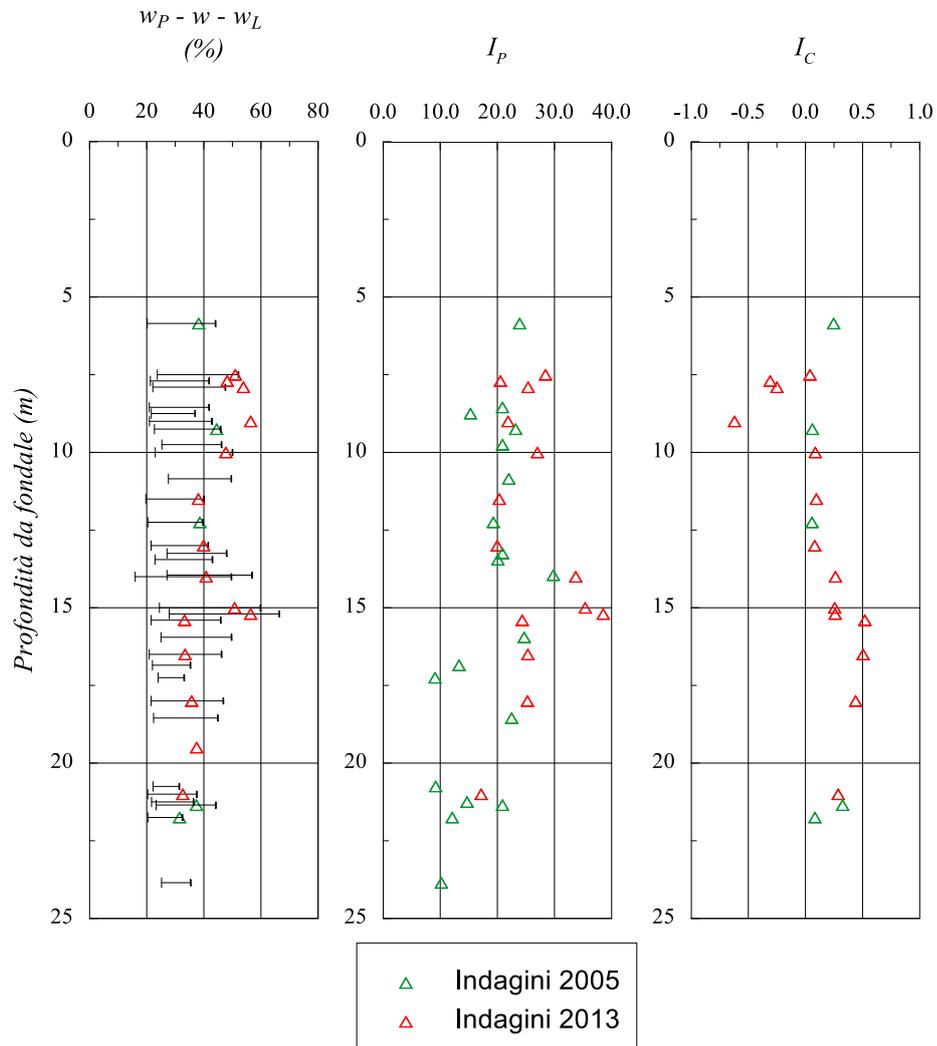


Figura 20- Litotipo AL – proprietà fisiche.

Le caratteristiche di resistenza (riportate in Figura 21) sono state determinate sulla base dei risultati disponibili delle prove in sito e di laboratorio. Come atteso, la resistenza al taglio risulta bassa, con valori della coesione efficace trascurabili (valore massimo pari a 5 kPa) e angolo d'attrito mediamente pari a  $23^\circ$ . Il valore della coesione non drenata varia tra 15 e 30 kPa per profondità inferiori a 25 m; tali valori sono compatibili con una condizione di normal consolidazione.

## Relazione Geotecnica

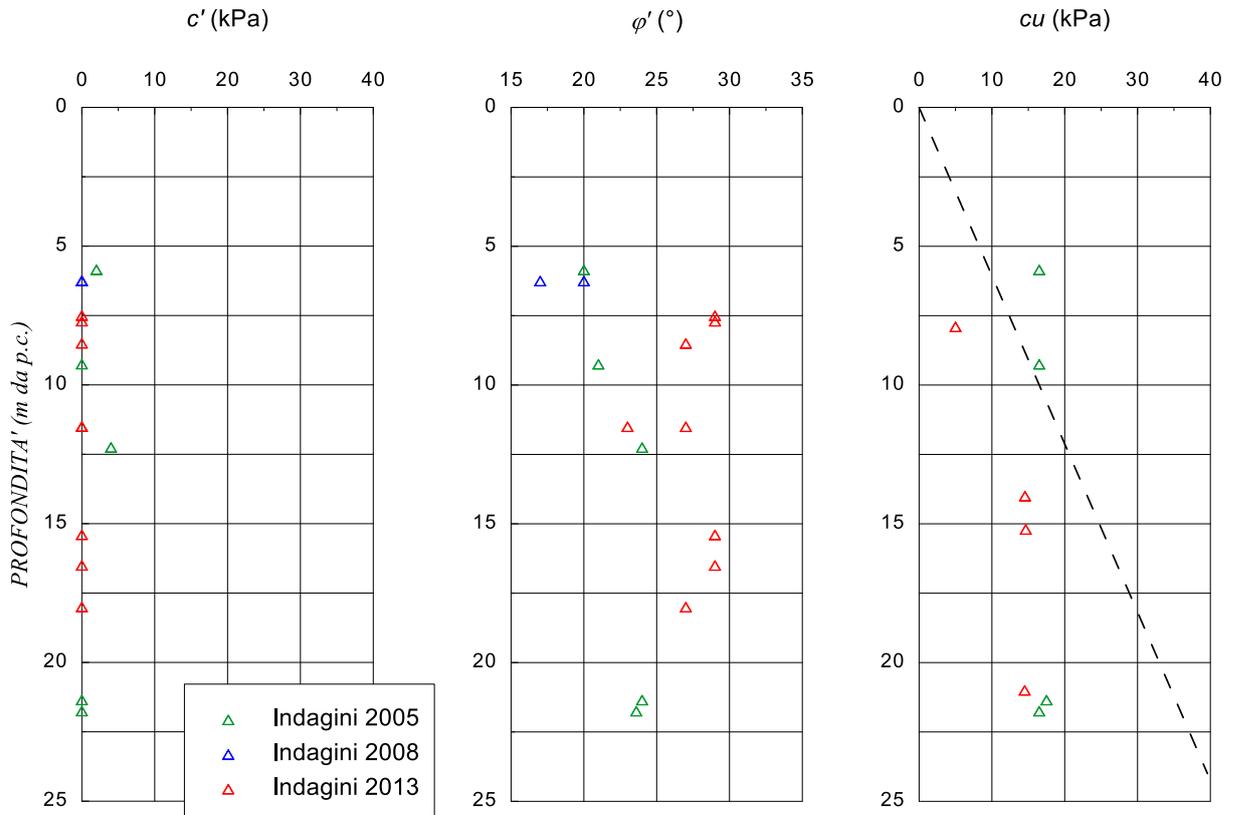


Figura 21- Litotipo AL – caratteristiche meccaniche di resistenza.

Le caratteristiche di compressibilità sono state determinate interpretando i risultati delle prove edometriche eseguite su diversi provini. Dai risultati riportati in Figura 22, si evidenzia che l'indice di compressibilità è compreso tra 0.3 e 0.5, con valore decrescente con la profondità; l'indice di rigonfiamento medio è circa 0.07. Il modulo edometrico, riportato nella stessa figura, è stato ottenuto a partire dai valori dell'indice di compressibilità (fase di primo carico) e risulta inferiore a 5 MPa.

Sempre dalle prove edometriche, è stato stimato il coefficiente di consolidazione,  $c_v$  (Figura 23). Le indagini pregresse hanno fornito valori di  $c_v$  variabili tra  $1.6 \cdot 10^{-8}$  e  $8.1 \cdot 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s; le prove realizzate nell'ambito dell'ultima campagna di indagini mostrano valori leggermente più grandi, variabili tra  $1.7 \cdot 10^{-8}$  e  $3.2 \cdot 10^{-7}$  m<sup>2</sup>/s.

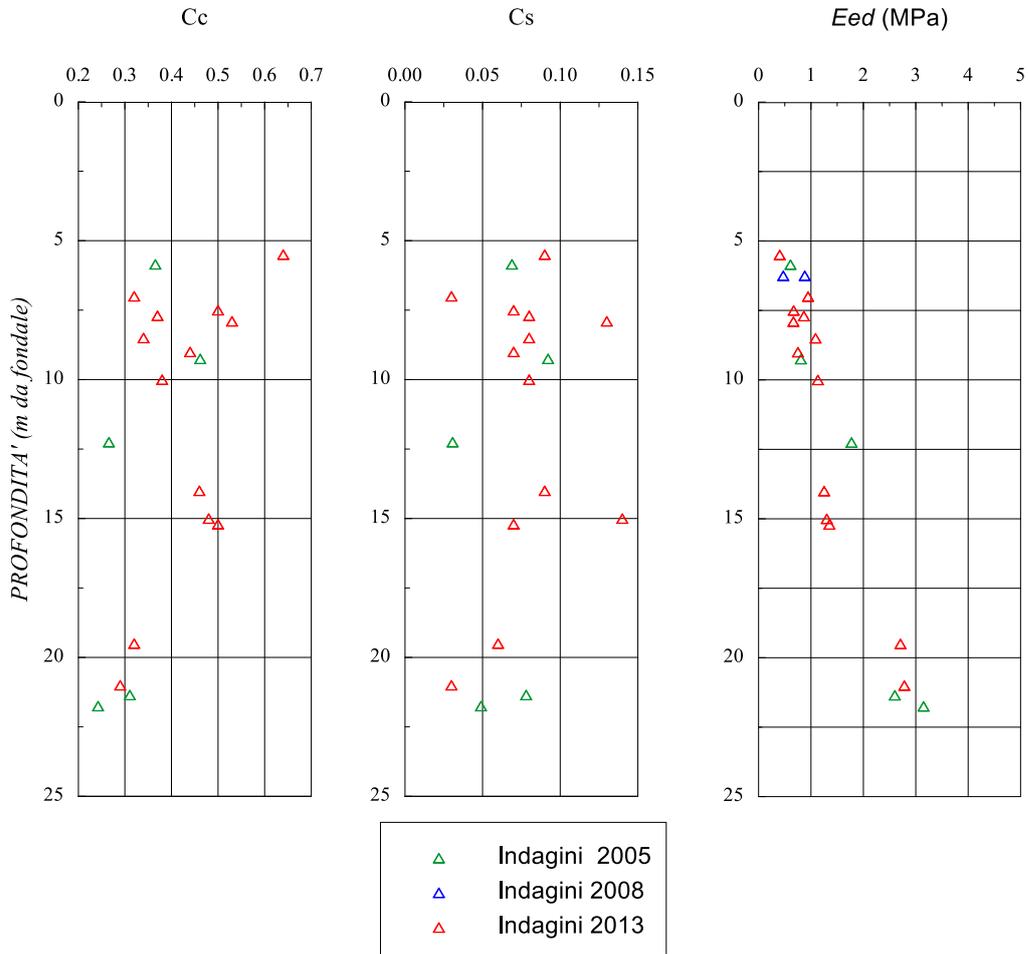


Figura 22- Litotipo AL – caratteristiche meccaniche di deformabilità.

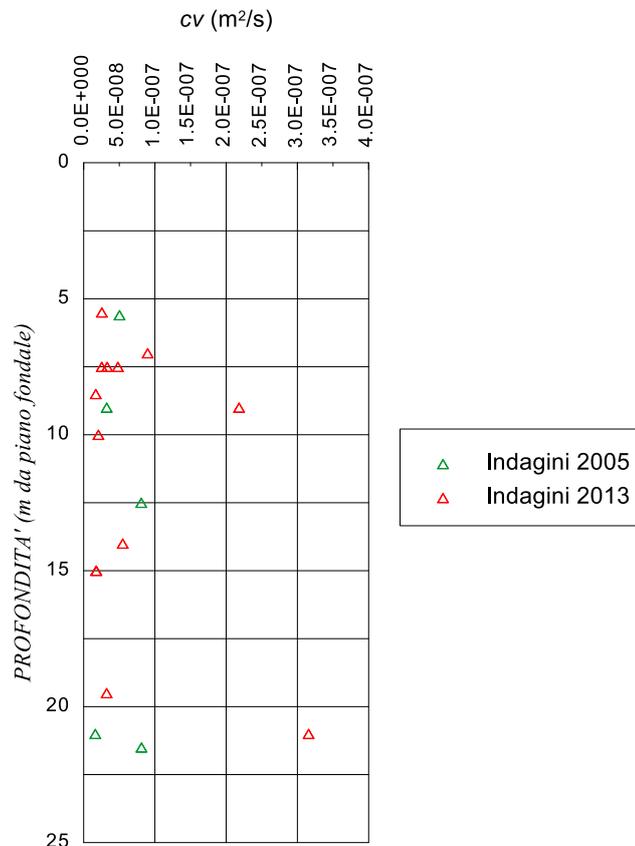


Figura 23- Litotipo AL – Coefficiente di consolidazione.

### 5.3. Caratterizzazione geotecnica integrativa

I piazzali operativi non facevano parte dell'area d'intervento del Progetto Definitivo e conseguentemente non erano stati indagati in maniera approfondita. Per tale ragione si è ritenuto opportuno realizzare una caratterizzazione geotecnica specifica per quest'area sulla base delle indagini integrative del 2020.

#### 5.3.1. Profili stratigrafici

Le indagini integrative effettuate hanno fornito i dati attraverso i quali è stato possibile ricostruire i profili stratigrafici locali fino a profondità di circa 28,5 m dal fondale marino. Si osserva la presenza di formazioni più superficiali di natura sabbiosa che giacciono su terreni argilloso-limosi, debolmente sabbiosi. In particolare, si distinguono le seguenti litologie principali:

**1) SABBIE (SL1/SL2):** si trattano di sabbie fini e medie. Si può distinguere uno strato più superficiale di sabbia da debolmente limosa a limosa (SL1), di colore marrone chiaro con spessore variabile. Il grado di addensamento della sabbia risulta variabile da poco addensato a mediamente addensato. Alla base

della formazione precedentemente descritta si trova uno strato di sabbia da debolmente limosa a limosa (SL2), di colore da marrone chiaro a grigio con spessore variabile. Lo strato presenta un grado di addensamento di tipo mediamente addensato.

**2) ARGILLE E LIMI (AL1)** si tratta di uno stato di materiale che va da limo argilloso a argilla limosa, di colore grigio, sono presenti intercalati sottili livelli decimetrici di sabbia fine. Livelletti ricchi di sostanze organiche e, talora, anche sacche gassose.

I sondaggi effettuati, geognostici e geofisici, non hanno mai raggiunto il letto della formazione di argille e limi e pertanto non è possibile stimarne l'esatta potenza.

**3) TERRENO DI RIPORTO E MATERIALE DI COLMATA (TR)**

Tale strato di terreno si trova per la sua totalità nella vasca di colmata, area che non risulta essere oggetto dell'attuale area d'intervento. È formato principalmente da particelle limose e argillose. Il materiale risulta rimaneggiato e presenta un grado di addensamento molto sciolto.

Si riporta di seguito (Figura 24) la sezione geologica realizzata dalla società Geoter S.r.l. Tale sezione, con orientamento Nord-Sud, è situata in corrispondenza della vasca di sedimentazione e della vasca di colmata. È possibile osservare la potenza dei vari strati litologici caratteristi sopradescritti.

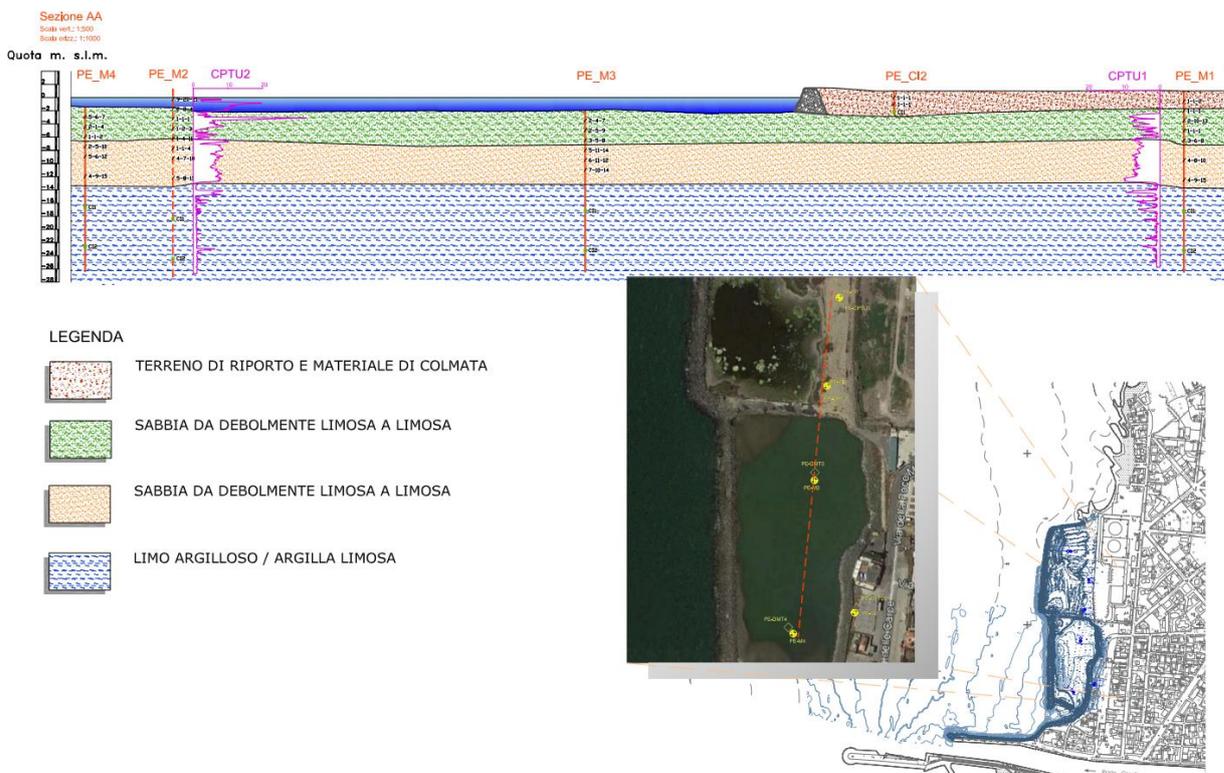


Figura 24 - Profili stratigrafico sezione Nord-Sud vasca di sedimentazione.

### 5.3.2. Caratterizzazione geotecnica dei terreni

Sulla base dei risultati delle prove meccaniche eseguite sia in sito che in laboratorio, è stata effettuata la caratterizzazione geotecnica dei litotipi interagenti con le opere in progetto, ovvero le sabbie e sabbie limose (SL1/SL2) e le argille con limo (AL).

### 5.3.3. Sabbie e sabbie limose (SL1/SL2)

Dal punto di vista meccanico, i litotipi SL1 e SL2 sono stati accorpati in quanto non vi è una significativa differenza di comportamento.

La composizione granulometrica di questo litotipo è mostrata in Figura 25. La percentuale di limo e argilla risulta compresa tra il 15% ed il 20%.

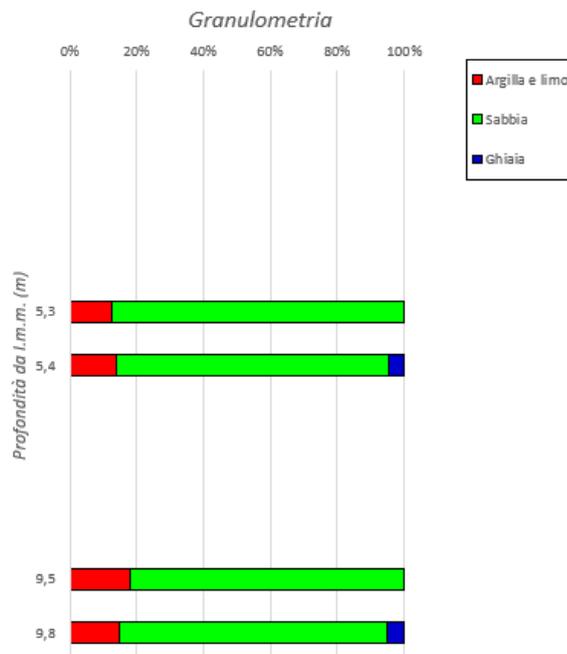


Figura 25- Litotipo SL1/SL2 – composizione granulometrica.

I litotipi sabbiosi sono stati caratterizzati sulla base dei risultati delle prove in sito SPT eseguite nei sondaggi PE-M\_1, PE-M\_2 e PE-M\_3. Sulla base delle usuali correlazioni utilizzate nella corrente pratica progettuale (Skempton, 1986), lo strato di sabbie fini risulta mediamente addensato, con un valore medio della densità relativa pari al 50%. I valori dell'angolo d'attrito ottenuti mediante la correlazione di Schmertmann (1978) variano tra 31° e 45°, con valore medio pari a 36°, mentre quelli ottenuti con la relazione di Shoi e Fukuni variano tra 21° e 39, con valore medio pari a 29°. Il valore del modulo di Young (Denver, 1982), viene determinato in relazione al parametro  $N_{spt}$ . Essendo i valori di tale parametro del tutto simili a quelli ottenuti nelle prove geognostiche del Progetto

Definitivo si è ritenuto valido confermare il range di valori proposto dalle analisi del Progetto Definitivo che lo stimano compreso tra 9 MPa fino e 20 Mpa.

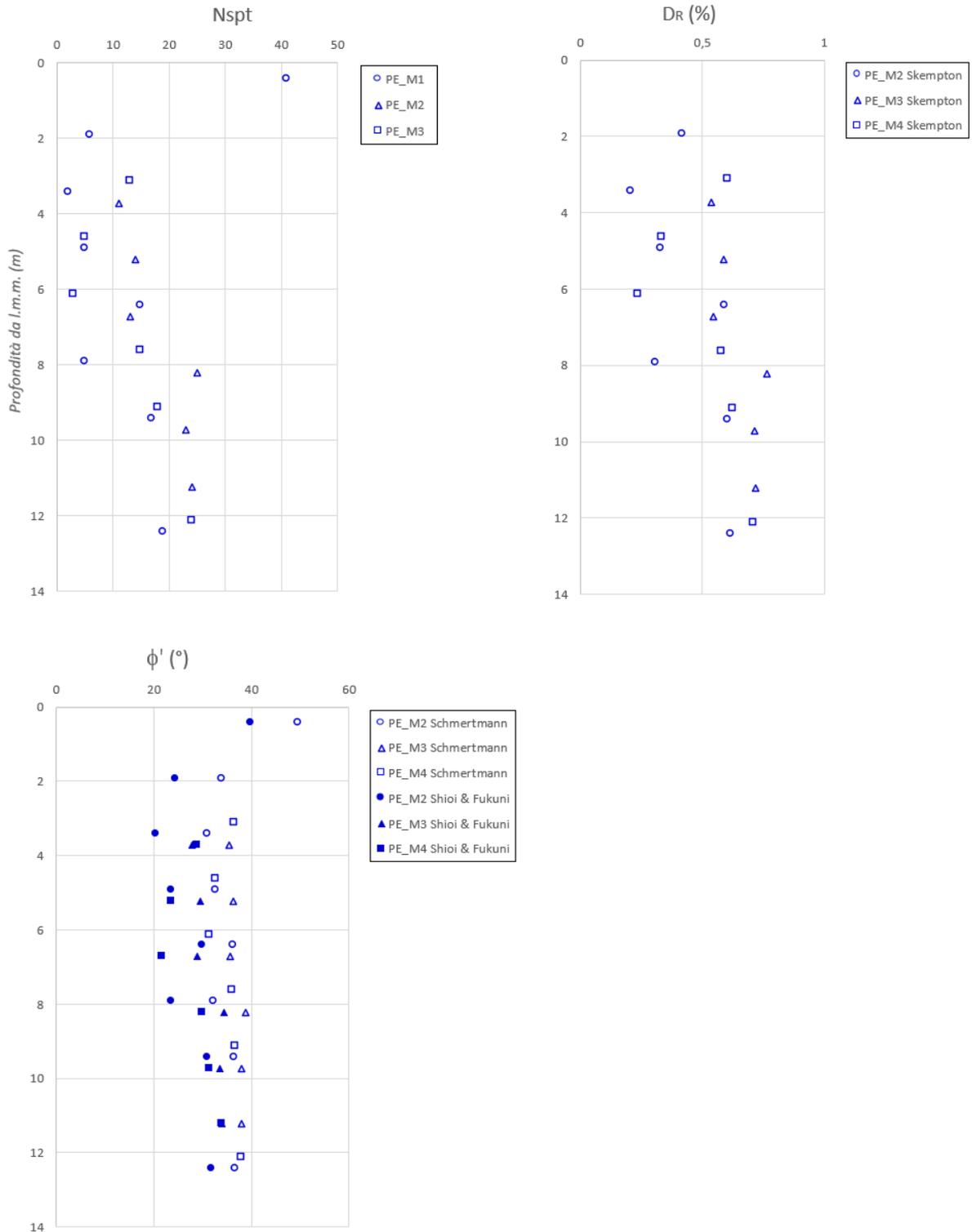
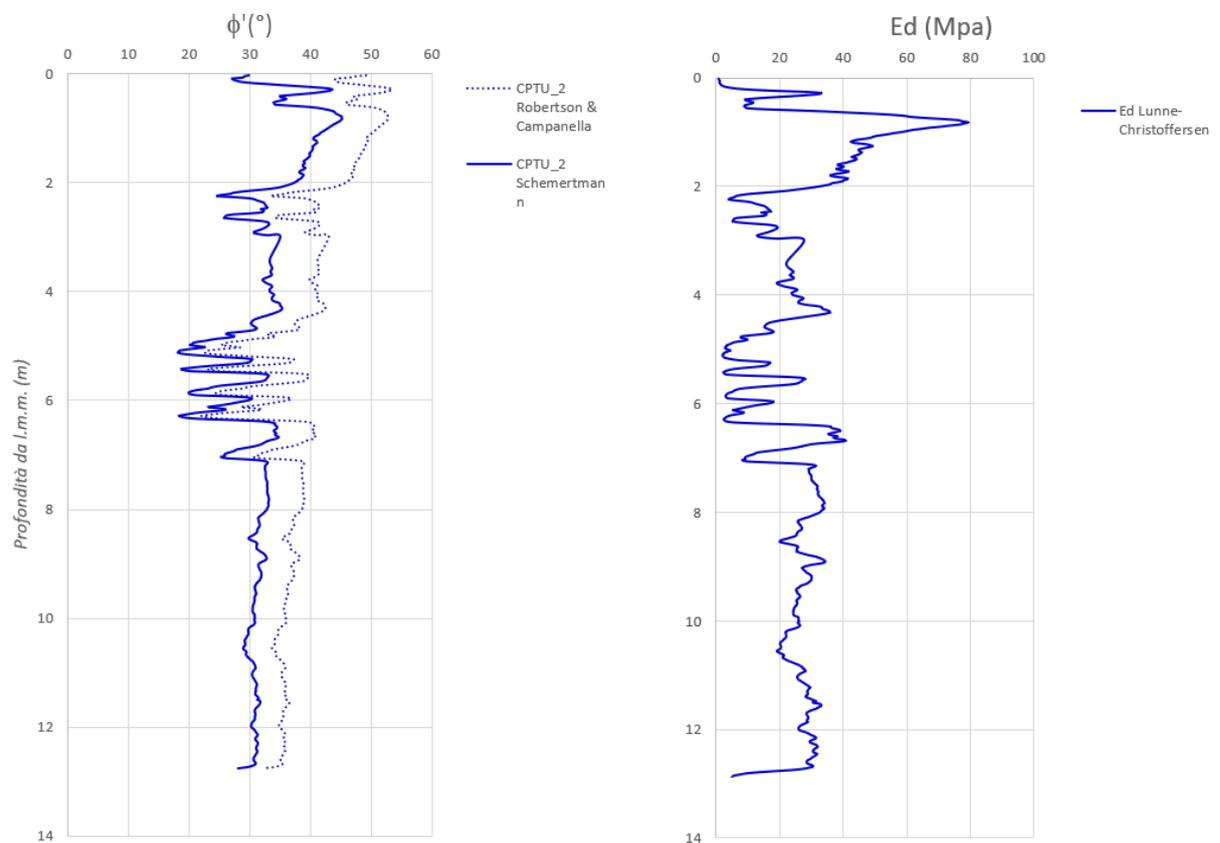


Figura 26 - Litotipo SL1/SL2: caratteristiche meccaniche di resistenza.

I valori dell'angolo d'attrito  $\phi'$  e del modulo edometrico Ed sono stati anche ottenuti sulla base dei risultati dalla prova penetrometrica dinamica CPTU\_2 (Figura 27) e dalle prove dilatometriche PE-DMT\_3 (Figura 28) e PE-DMT\_4 (Figura 29). I valori risultano coerenti con quelli ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche SPT sopradescritte.



**Figura 27-** Litotipo SL1/SL2: caratteristiche meccaniche di resistenza e rigidità (Prova CPTU\_2).

Relazione Geotecnica

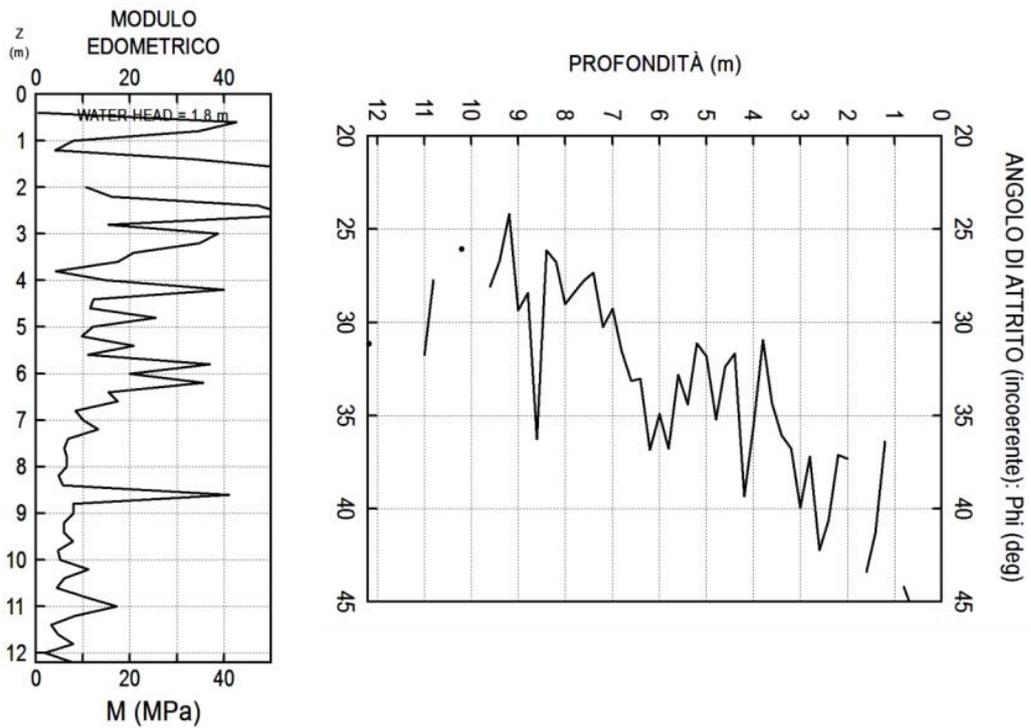


Figura 28 - Litotipo SL1/SL2: caratteristiche meccaniche di resistenza e rigidezza (Prova DMT3).

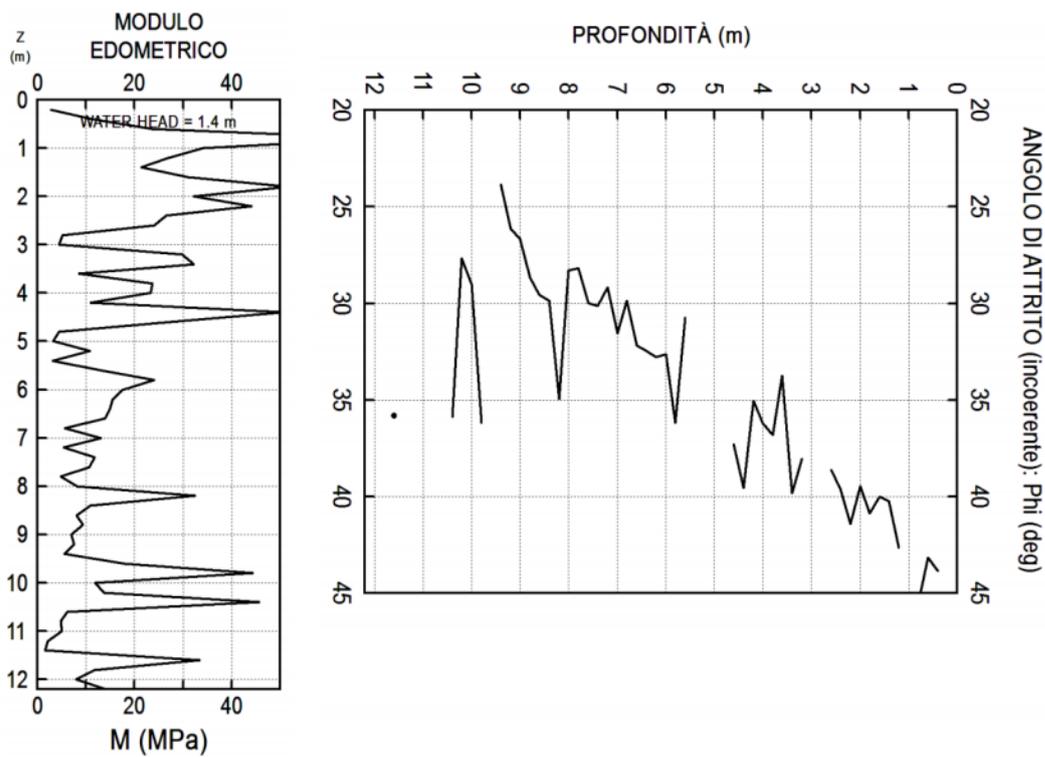


Figura 29- Litotipo SL1/SL2: caratteristiche meccaniche di resistenza e rigidezza (Prova DMT4).

### 5.3.4. Argille e limi (AL1)

Questi terreni risultano composti principalmente da limo e argilla, mentre la frazione sabbiosa si rinviene con percentuali inferiori al 10%. Il peso di volume è variabile tra 17.5 e 19.5 kN/m<sup>3</sup> con un valore medio di 18.5 kN/m<sup>3</sup>. L'indice dei vuoti decresce con la profondità; il valore medio è pari a circa 1.0 (Figura 30).

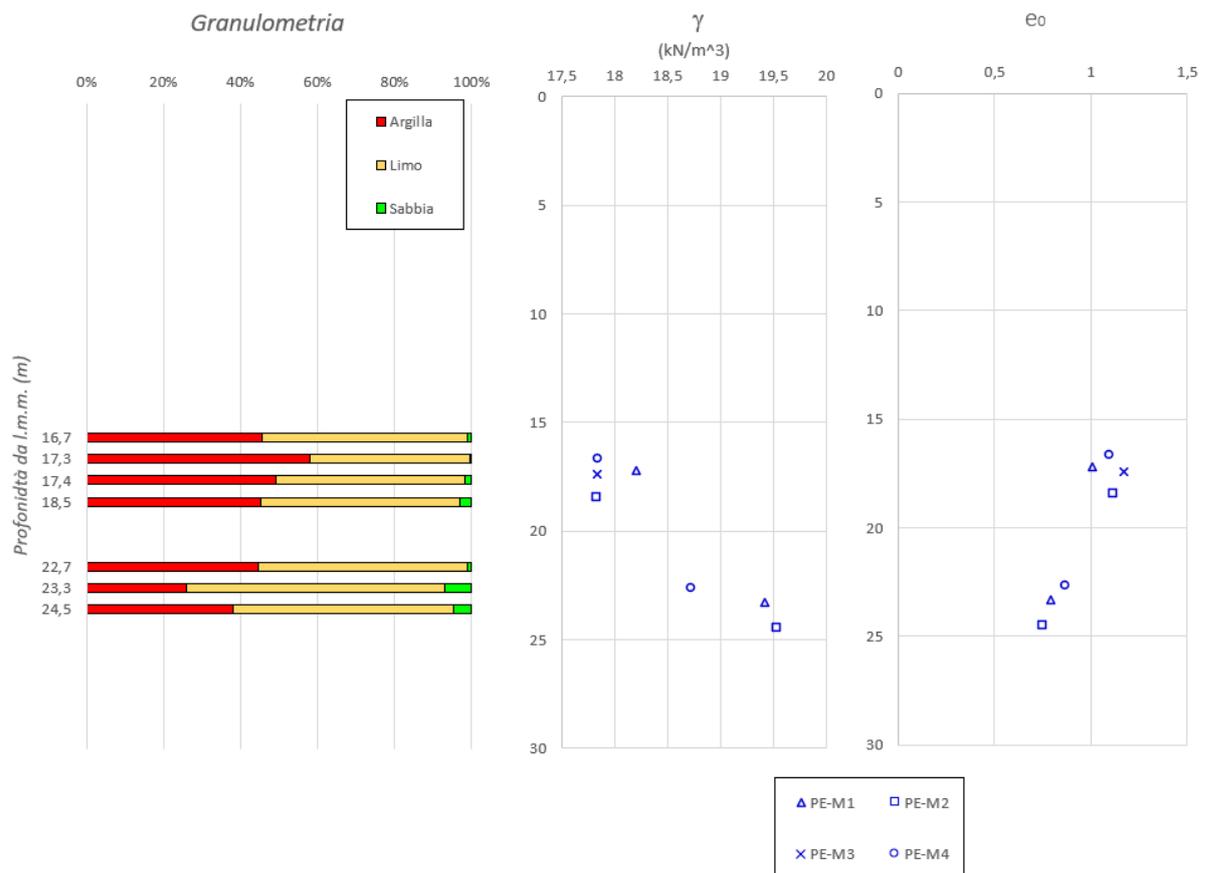


Figura 30 - Litotipo AL1 - composizione granulometrica e proprietà fisiche.

L'indice di plasticità varia tra 15 e 45. Il contenuto naturale d'acqua è sempre compreso nei limiti di Atterberg con una leggera propensione verso il limite di liquidità. Di conseguenza, l'indice di consistenza del materiale risulta ridotto, mai superiore a 0.6 (Figura 31).

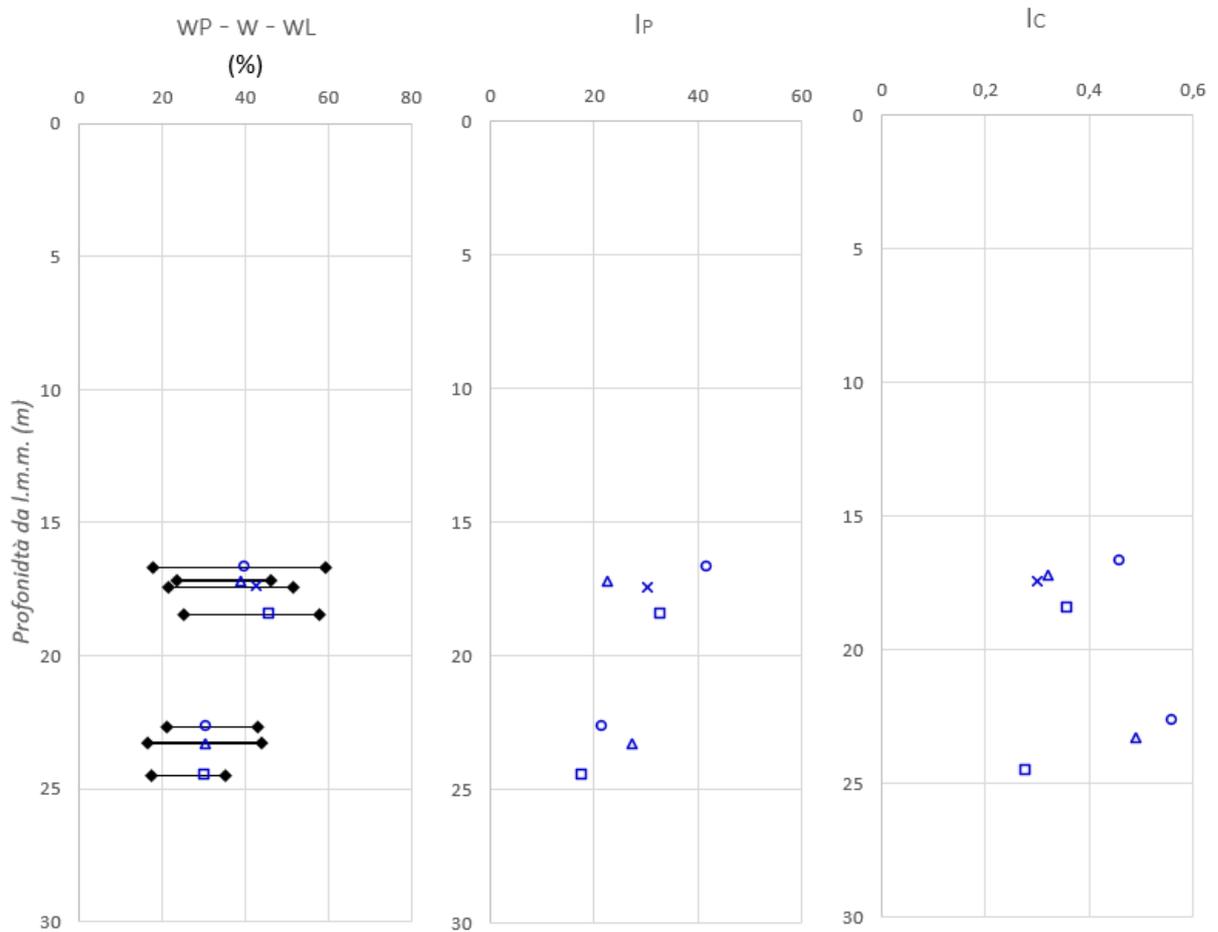


Figura 31 - Litotipo AL1 - proprietà fisiche.

Le caratteristiche di resistenza sono state determinate sulla base dei risultati disponibili delle prove di laboratorio (Figura 32.). Per quanto riguarda la resistenza al taglio, i valori della coesione efficace sono compresi tra 2 e 8 kPa mentre l'angolo d'attrito tra 24° e 28°. Il valore della coesione non drenata ottenuto dalle prove di laboratorio varia tra 36 e 45 kPa per profondità inferiori a 25 m, tale intervallo è in accordo con i valori dedotti dalla prova CPTU\_2 e diagrammati in Figura 33.

I valori sono quindi compatibili con una condizione di leggera sovraconsolidazione.

Relazione Geotecnica

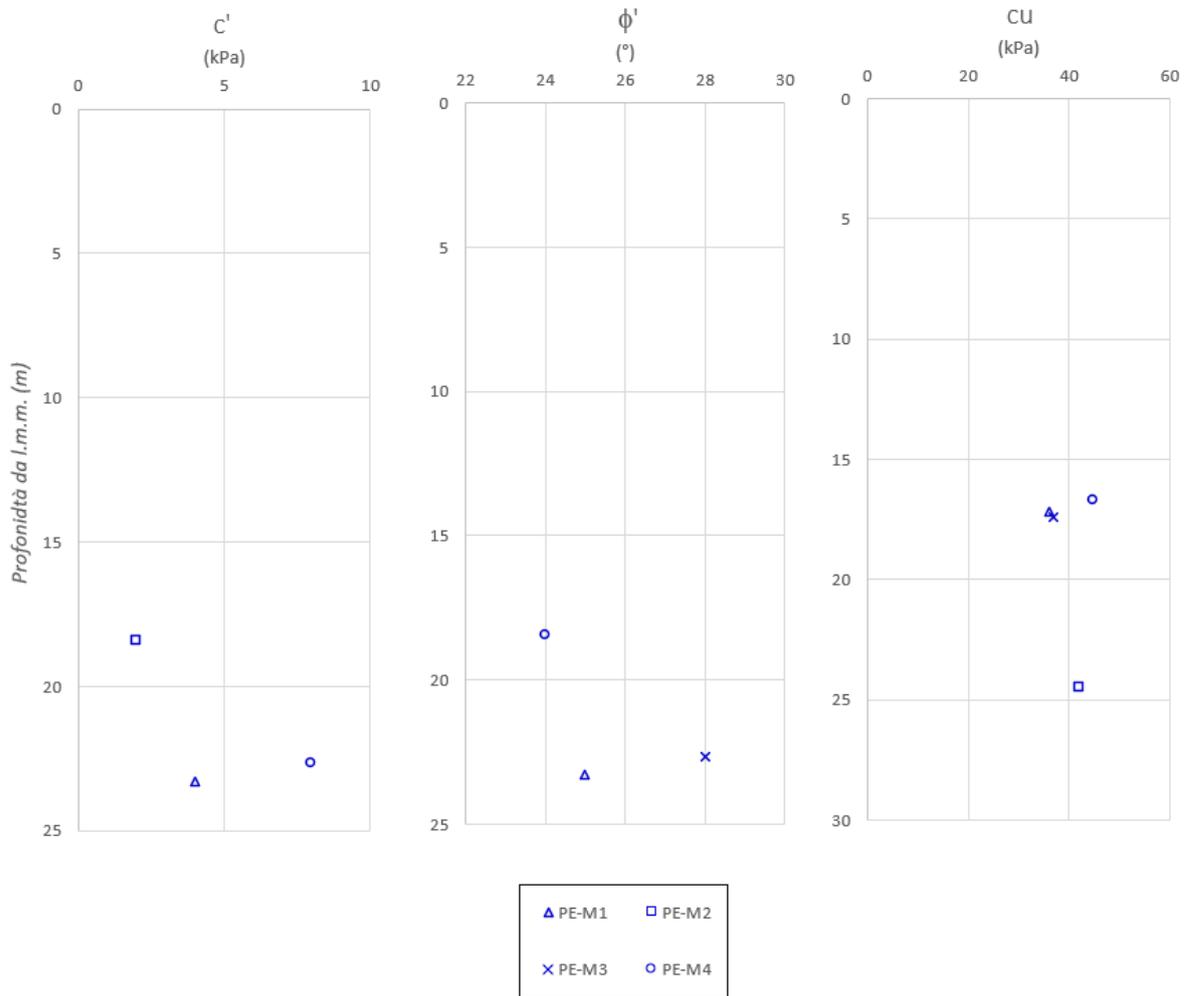
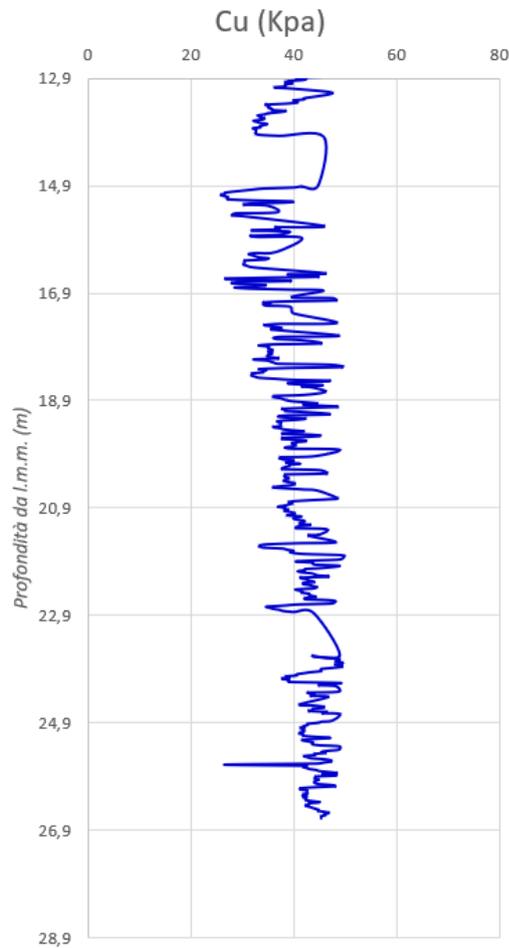


Figura 32- Litotipo AL1 - caratteristiche meccaniche di resistenza.



**Figura 33** - Litotipo AL1 - caratteristiche meccaniche di resistenza (CPTU\_2).

Le caratteristiche di compressibilità sono state determinate interpretando i risultati delle prove edometriche eseguite su diversi provini. Dai risultati riportati in Figura 34, si evidenzia che l'indice di compressibilità è compreso tra 0.3 e 0.5, con valore decrescente con la profondità; l'indice di rigonfiamento medio è circa 0.07. Il modulo edometrico, riportato nella stessa figura, è stato ottenuto a partire dai valori dell'indice di compressibilità (fase di primo carico) e risulta inferiore a 5 MPa.

Sempre dalle prove edometriche, è stato stimato il coefficiente di consolidazione,  $c_v$  (Figura 35). Le indagini hanno fornito valori di  $c_v$  variabili tra  $3.8 \cdot 10^{-4}$  e  $1.1 \cdot 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/s.

Relazione Geotecnica

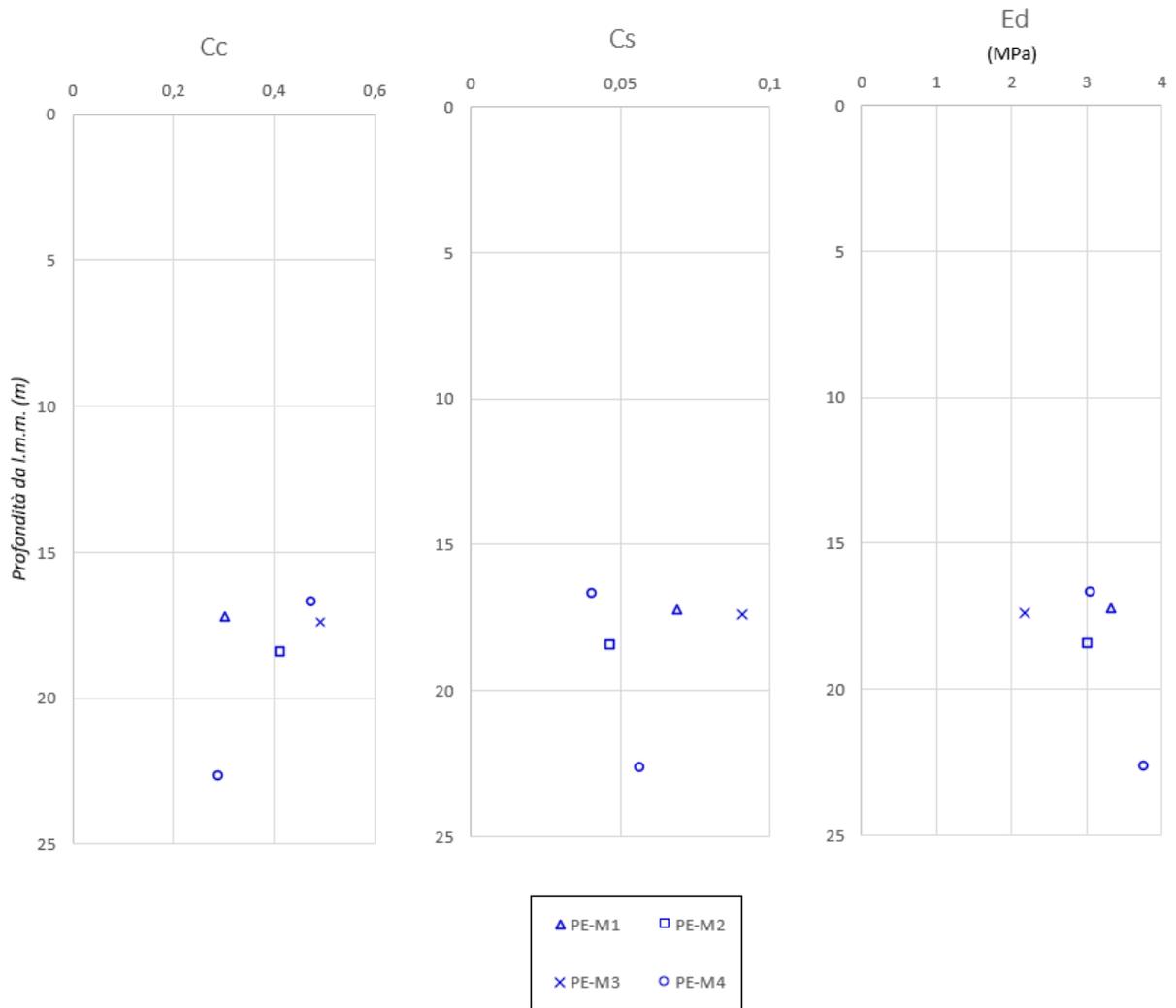
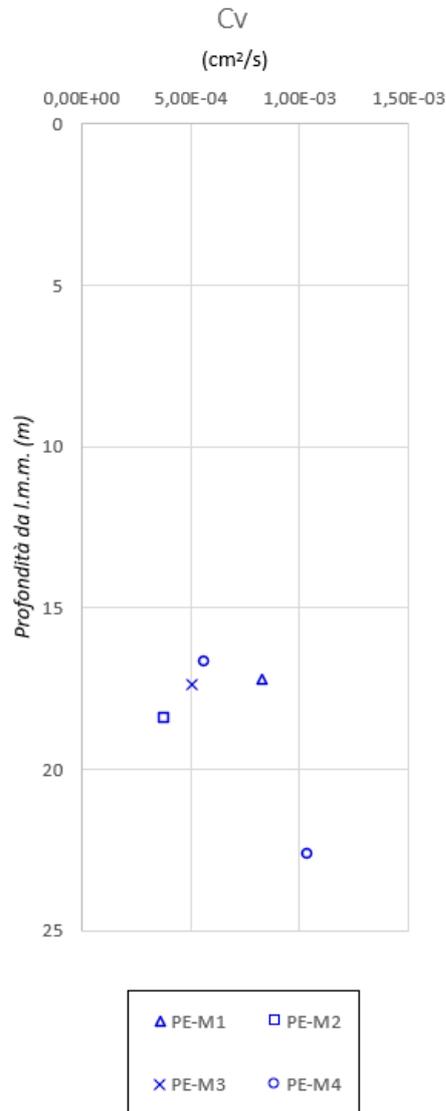


Figura 34- Litotipo AL1 - caratteristiche meccaniche di deformabilità.

## Relazione Geotecnica



**Figura 35-** Litotipo AL1 – Coefficiente di consolidazione.

#### 5.4. Modello geotecnico di sottosuolo

Dai risultati delle due caratterizzazioni geotecniche appena descritte, sono state desunte, per ciascuna unità litostratigrafica individuata, le caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi interessati dalla costruzione delle opere in oggetto e definiti i modelli geotecnici di sottosuolo utilizzati nelle analisi. Si specifica che le relazioni utilizzate sono quelle già individuate nel Progetto Definitivo.

Per i litotipi sabbiosi S/SL e SL1/SL2, si deve sottolineare che, a partire dai *range* individuati dei parametri di resistenza e deformabilità, sono stati adottati valori cautelativi, che si attestano attorno ai valori minimi, scelti anche per considerare il contenuto maggiore della componente fine limosa.

Per i litotipi AL e AL1 è stato assunto l'andamento della resistenza non drenata  $c_u$  con la profondità tipico di un'argilla normalmente consolidata, stimato a partire dallo stato tensionale efficace, mediante la relazione:

$$c_u = 0.22 \cdot \sigma'_v$$

Per la stima del modulo di rigidezza operativo dei terreni argillosi sono state impiegate le correlazioni tra il modulo di elasticità in condizioni non drenate  $E_u$  e la resistenza non drenata  $c_u$ , in funzione dell'indice di plasticità e del grado di sovraconsolidazione (Duncan e Buchigani, 1976); in particolare, è stata adottata la correlazione:

$$E_u = 200 \cdot c_u$$

Inoltre, dalle prove edometriche in laboratorio sono stati valutati l'indice di compressione,  $c_c$  e l'indice di rigonfiamento,  $c_s$  e da essi il modulo di Young.

In Tabella 1 che segue sono riportati i valori caratteristici, dei parametri di resistenza e rigidezza per lo studio del comportamento delle opere.

litotipo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$c_u$ (kPa)	$E_u$ (MPa)	$c_c$	$c_s$	$E'$ (MPa)
Sabbie, S/SL	19.0	0	26-34	-	-	-	-	10.0-15.0
Sabbie, S1/SL2	-	0	21-36	-	-	-	-	10.0-15.0
Argille limose, AL	17.0 – 17.5	0	22-24	0.22 $\sigma'_v$	200 $c_u$	0.3 – 0.4	0.07	-
Argille limose, AL1	17-19,5	2-8	24-28	0.22 $\sigma'_v$	200 $c_u$	0,3-0,5	0,07	
Strato granulare profondo	17.0 -17.5	0	30-35	-	-	-	-	80

Tabella 1 - Caratteristiche fisiche e meccaniche dei litotipi presenti

## 6. INQUADRAMENTO SISMICO

L'area ricade nel territorio di comune di Fiumicino, alle coordinate latitudine 41.7728 e longitudine 12.2227. In funzione della sequenza stratigrafica presente nell'area e alle caratteristiche dei litotipi interessati dalle opere, descritte nel paragrafo precedente, il sottosuolo è stato classificato grazie alla prospezione geofisica di superficie tipo MASW effettuata nel 2020 di cui si riporta di seguito un estratto della relazione ( cfr. Elaborato SIS Relazione indagini geognostiche integrative - Rilievi sismici).

Gli aggiornamenti delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018), in vigore dal 22 marzo 2018, riportano quanto segue: ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alla categoria definite nella tab. 3.2.II, si può fare riferimento ad 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 di  $V_s$  sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

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

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, caratterizzazione 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  $V_{seq}$  è definita dal parametro  $V_{s30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

## Relazione Geotecnica

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II(Figura 36).

Categoria	SUOLO DI FONDAZIONE
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
<b>E</b>	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Figura 36 - Categoria di sottosuolo.

Le indagini eseguite hanno permesso una ricostruzione dell'assetto sepolto in termini di spessori dei litotipi presenti e dei valori di propagazione delle onde di taglio. Qualora il progettista ritenga che le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella tabella sopra riportata, si può fare riferimento all'approccio semplificato, mediante il calcolo della  $V_{seq}$ . Considerando che il substrato sismico non è stato individuato nei primi 30 m, sono stati calcolati i valori di  $V_{seq}$ :

SISMOSTRATI	M1		V <sub>seq</sub> E CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE		
	SPESSORI (m)	VS (m/s)	IN FUNZIONE DEL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE		
			V <sub>seq</sub> (m/s) RIFERITO AL P.C.	V <sub>seq</sub> (m/s) -1,0 m. DAL P.C.	V <sub>seq</sub> (m/s) -2,0 m. DAL P.C.
1	2.4	150	V <sub>seq</sub> =186  C*	V <sub>seq</sub> =188  C*	V <sub>seq</sub> =189  C*
2	3.4	194			
3	5.0	204			
4	11.5	180			
5	----	195			

**Tabella 2-** Velocità e spessori dei sismostrati e categoria di sottosuolo di fondazione in funzione della profondità del piano di posa delle fondazioni. \*Categorie ottenute secondo l'approccio semplificato, senza considerare l'inversione di velocità rilevata.

Dal calcolo del V<sub>seq</sub>, utilizzando l'approccio semplificato, i terreni risulterebbero assimilabili ad una categoria di suolo di fondazione C, per profondità del piano di posa delle fondazioni comprese tra m 0,0 e m -2,0 dal p.c. (Tabella 2), secondo gli Aggiornamenti NTC D.M. 17 Gennaio 2018 (Tabella 3.2.II). Si rimanda al progettista la scelta della definizione dell'azione sismica attraverso l'approccio semplificato sopra riportato o tramite specifiche analisi, definite nel cap. 7.11.3 delle NTC18. La validità delle ipotesi di progetto, secondo quanto indicato dalla normativa vigente, dovranno essere controllate durante la realizzazione dell'opera, considerando oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure ed osservazioni nel corso dei lavori per adeguare eventualmente l'opera alle situazioni riscontrate.

Per quanto riguarda lo studio delle dighe foranee, lo stato limite ultimo da considerare in presenza di sisma è lo Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC) (...”a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali e un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali”).

Le banchine interne, invece, sono state studiate in riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)(...”a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali”).

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima è valutato in corrispondenza dell'ubicazione geografica del sito (longitudine e latitudine) e in funzione del periodo di riferimento  $V_R$ , pari al prodotto della vita nominale  $V_N$  per il coefficiente di utilizzo  $C_U$ .

Considerando una vita nominale  $V_N$  pari a 100 anni e una classe d'uso III (cfr. **Errore. L'origine iferimento non è stata trovata.**), nella Tabella 1 sono riportati i valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento.

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Figura 37 - Classi d'uso

	VN (anni)	C <sub>U</sub>	V <sub>R</sub> (anni)	T <sub>R</sub> (anni)	ag/g
SLV	100	1.5 (III)	150	1424	0.091
SLC	100	1.5 (III)	150	2475	0.103

Tabella 1. Riepilogo delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica.

Per maggiori approfondimenti riguardo alla definizione dell'azione sismica per ciascuna opera prevista, si rimanda alle corrispondenti relazioni di calcolo.

## **7. OPERE GEOTECNICHE E RELATIVE PROBLEMATICHE**

Le opere geotecniche di maggior rilievo nell'ambito della realizzazione del "I Lotto Funzionale-I Stralcio" del Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino sono le seguenti:

- dragaggio dei fondali della darsena dei pescherecci;
- realizzazione delle dighe foranee;
- realizzazione dei banchinamenti interni;
- realizzazione dello scalo di alaggio;
- realizzazione del pennello di protezione;
- esecuzione dei piazzali operativi in corrispondenza dell'attuale vasca di sedimentazione.

### **7.1. Problematiche geotecniche relative ai dragaggi**

Sulla base delle informazioni disponibili, l'escavo dei fondali interessa i terreni di natura sabbiosa costituiti dalle sabbie e sabbie limose superficiali. Il conferimento del materiale è connesso all'esito della caratterizzazione ambientale dei sedimenti dell'area d'intervento.

### **7.2. Problematiche geotecniche relative alla realizzazione delle dighe foranee**

In riferimento alla costruzione delle dighe (sia di sopraflutto, sia di sottoflutto), come illustrato nei paragrafi precedenti, la stratigrafia del sottosuolo nell'area interessata dalla costruzione delle dighe è costituita da uno strato di spessore variabile di sabbie e sabbie limose, al di sotto del quale si trovano terreni argillosi normalmente consolidati, con valori modesti della coesione. La realizzazione di opere massive su terreni poco consistenti è particolarmente delicata sia per quanto riguarda la stabilità, sia per gli importanti cedimenti attesi.

In particolare, le caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione sono tali da non permettere la realizzazione del rilevato secondo un'unica soluzione. Di conseguenza, è necessario realizzare l'opera per fasi successive, alzando il rilevato fino ad una quota che garantisca la stabilità dell'opera (valutata tramite specifiche analisi numeriche) e quindi lasciando al terreno il tempo di consolidare tra una fase e la successiva. Procedendo in questo modo, il carico trasmesso in fondazione nella prima fase incrementa lo stato tensionale del terreno con un conseguente miglioramento delle caratteristiche di resistenza non drenata. Il graduale aumento delle caratteristiche di resistenza permette di aggiungere il materiale necessario al raggiungimento della quota di progetto garantendo, in ogni fase, la stabilità globale del rilevato.

In relazione alla stabilità a lungo termine, invece, poiché lo strato sabbioso nella zona al di sotto delle dighe è poco addensato nei primi metri per effetto del modesto stato tensionale verticale, si è previsto, in luogo del trattamento di consolidamento con pali in ghiaia in corrispondenza dei piedi delle

scarpate, previsto dal progetto definitivo, la completa sostituzione dello strato, di cui è quindi previsto l'escavo della parte sommitale di questo strato (1,2 m) e la realizzazione di uno scanno di imbasamento in pietrame con caratteristiche meccaniche elevate e l'inserimento di una geogriglia caratterizzata da alti valori di resistenza a trazione.

Gli studi eseguiti, riportati nella specifica Relazione di Calcolo, hanno mostrato che l'entità dei cedimenti attesi per queste opere è notevole (dell'ordine dell' 1-1.5 metri nelle zone in cui il rilevato ha altezza maggiore). Si prevede, pertanto, che tali cedimenti comporteranno un incremento non trascurabile, rispetto al volume teorico, del volume di materiale di apporto necessario alla realizzazione dei rilevati.

Infine, è necessario l'utilizzo di un sistema di dreni per ottenere un'accelerazione dei processi di consolidazione tale da far scontare una quota parte dei cedimenti già durante le fasi realizzative.

### **7.3. Problematiche geotecniche relative alla realizzazione dei banchinamenti**

La realizzazione delle banchine destinate all'ormeggio delle imbarcazioni comporta problematiche realizzative sia in termini di stabilità che in termini di cedimenti ammissibili. Si distinguono due differenti tipologie costruttive dei banchinamenti.

La prima tipologia è utilizzata nella banchina Nord e nella banchina di riva. La realizzazione è prevista per mezzo dell'infissione di un palancolato ancorato, a tergo, mediante tirante assicurato a una palanca di supporto. Per quanto riguarda la stabilità, l'infissione delle palancole direttamente nei terreni presenti in sito e la realizzazione del riempimento all'interno di esse comporterebbero l'instaurarsi di fenomeni di instabilità. Pertanto, è prevista una fase di precarica avente lo scopo di consolidare preliminarmente i terreni in sito per ottenere resistenze disponibili maggiori. La problematica legata ai cedimenti è delicata sia perché la tipologia costruttiva del banchinamento è molto sensibile alle distorsioni sia perché la destinazione d'uso della banchina richiede che i cedimenti residui ancora da scontare dopo l'entrata in esercizio dell'opera siano modesti. Sulla base delle analisi preliminari, riportate nella Relazione di Calcolo, le colmate da realizzare a terra subiranno cedimenti totali massimi pari a 1-1.5 metri. L'esecuzione della fase di precarica sopracitata ha anche lo scopo di far avvenire la maggior aliquota possibile di tali cedimenti prima che le opere di banchina (palancole, tiranti di ancoraggio, travi di bordo) siano realizzate.

La seconda tipologia è utilizzata per la banchina Sud. Tale banchina è costituita da un pontile realizzato mediante l'infissione di pali in acciaio. Per quanto riguarda la stabilità dell'opera, questa tipologia, non presenta problematiche rilevanti. La problematica relativa ai cedimenti è invece delicata. A tergo del pontile è prevista la realizzazione di un rilevato molto ampio avente funzione di

piazzale e di diga di sopraflutto. Tale rilevato, come messo in luce dalle analisi numeriche, è in grado di innescare un bulbo deformativo molto ampio in grado di indurre un discreto abbassamento del pontile antistante. Per limitare al massimo l'influenza di tale meccanismo deformativo sul pontile, e quindi evitare che la quota della banchina sia difforme da quella di progetto, è necessario realizzare l'impalcato del pontile il più tardi possibile e comunque non prima di un anno dopo la realizzazione del rilevato a tergo.

#### **7.4. Problematiche geotecniche relative allo scalo di alaggio**

In riferimento alla costruzione dello scalo di alaggio questo è realizzato tramite un doppio palancoato con una trave di coronamento tipo "Cofferdam". Valgono considerazioni simili a quelle fatte nei riguardi delle banchine realizzate mediante palancoato. Si prevede la realizzazione del rilevato prima dell'infissione delle palancole che avverrà invece solo dopo un'attesa di almeno un anno. In questo modo si assicura la stabilità dell'opera e si sconta quota parte dei cedimenti garantendo così che, a consolidazione avvenuta, la quota dell'alaggio non sia difforme da quella di progetto.

#### **7.5. Problematiche geotecniche relative ai piazzali operativi**

Per quanto riguarda i piazzali operativi le principali problematiche geotecniche riguardano i cedimenti che il riempimento dell'attuale vasca di sedimentazione è destinato a subire. La gestione dei cedimenti verrà effettuata realizzando i piazzali ad una quota maggiorata di 0,5 m. Tale maggiorazione è stata ipotizzata in relazione ai risultati delle analisi numeriche condotte. Da un punto di vista della stabilità le indagini integrative del 2020 non hanno messo in evidenza strati di materiale particolarmente scadenti nell'area dell'intervento, in ogni caso negli stralci successivi del progetto sarà necessario studiare con attenzione la tipologia di fondazione degli edifici e delle infrastrutture e predisporre, se necessario, adeguati interventi locali di consolidamento.

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Planimetria opere in progetto. ....	1
Figura 2 - Diga di sopraflutto, sezione tipologica (banchina Sud).....	3
Figura 3 – Diga di sottoflutto, sezione tipologica (banchina Nord).....	3
Figura 4 – Scalo di alaggio, sezione tipologica.....	4
Figura 5 – Pennello di protezione Nord, sezione tipologica. ....	4
Figura 6 – Carta geologica. ....	7
Figura 7– Planimetria ubicazione sondaggi Campagna Indagini 2005. ....	8
Figura 8 – Planimetri ubicazione sondaggi Campagna Indagini 1998.....	9
Figura 9– Planimetria ubicazione sondaggi Campagna Indagini 2008.....	9
Figura 10 – Planimetria ubicazione sondaggi Campagna Indagini Novembre 2013. ....	10
Figura 11 – Ubicazione delle indagini geofisiche sulla carta nautica. ....	12
Figura 12 - Planimetria ubicazione sondaggi campagna indagini integrativa 2020.....	13
Figura 13 - Rotte acquisizione dati indagine Sparker. ....	14
Figura 14 - Spessore strato sabbioso in metri.....	15
Figura 15 - Profili stratigrafici. ....	17
Figura 16 - Isobate della paleosuperficie di circa 20000 anni fa (Bellotti). ....	18
Figura 17 - Litotipo S/SL – composizione granulometrica. ....	19
Figura 18 - Litotipo S/SL: caratteristiche di resistenza e rigidità.....	20
Figura 19 - Litotipo AL – composizione granulometrica e proprietà fisiche.....	21
Figura 20- Litotipo AL – proprietà fisiche.....	22
Figura 21- Litotipo AL – caratteristiche meccaniche di resistenza.....	23
Figura 22- Litotipo AL – caratteristiche meccaniche di deformabilità. ....	24
Figura 23- Litotipo AL – Coefficiente di consolidazione. ....	25
Figura 24 - Profili stratigrafico sezione Nord-Sud vasca di sedimentazione. ....	26
Figura 25- Litotipo SL1/SL2 – composizione granulometrica.....	27
Figura 26 - Litotipo SL1/SL2: caratteristiche meccaniche di resistenza.....	28
Figura 27- Litotipo SL1/SL2: caratteristiche meccaniche di resistenza e rigidità (Prova CPTU_2). ....	29

Figura 28 - Litotipo SL1/SL2: caratteristiche meccaniche di resistenza e rigidezza (Prova DMT3). ..	30
Figura 29- Litotipo SL1/SL2: caratteristiche meccaniche di resistenza e rigidezza (Prova DMT4).....	30
Figura 30 - Litotipo AL1 - composizione granulometrica e proprietà fisiche. ....	31
Figura 31 - Litotipo AL1 - proprietà fisiche.....	32
Figura 32- Litotipo AL1 - caratteristiche meccaniche di resistenza.....	33
Figura 33 - Litotipo AL1 - caratteristiche meccaniche di resistenza (CPTU_2).....	34
Figura 34- Litotipo AL1 - caratteristiche meccaniche di deformabilità.....	35
Figura 35- Litotipo AL1 – Coefficiente di consolidazione. ....	36
Figura 36 - Categoria di sottosuolo. ....	39
Figura 37 - Classi d'uso.....	41

## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 - Caratteristiche fisiche e meccaniche dei litotipi presenti .....	37
Tabella 2 - Velocità e spessori dei sismostrati e categoria di sottosuolo di fondazione in funzione della profondità del piano di posa delle fondazioni. *Categorie ottenute secondo l'approccio semplificato, senza considerare l'inversione di velocità rilevata. ....	40