



*Isole Egadi*  
*Comune di Favignana*  
*Provincia Regionale di Trapani*

**LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI FAVIGNANA**



**PROGETTO ESECUTIVO - 1° STRALCIO FUNZIONALE**

*Ufficio di progettazione:*

Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibili  
Provveditorato Interregionale Opere Pubbliche  
Sicilia - Calabria  
*Ufficio 3 Tecnico e Opere Marittime per la Sicilia*

**Responsabile Unico del Procedimento:**

*Ing. Salvatore Caruso*

**I PROGETTISTI:**

*Dott. Ing. Leonardo Tallo*

**Collaboratori:**

*Geom. Francesco Daidone*

**IL DIRIGENTE:**

*Dott. Ing. Giovanni Coppola*

*Dott. Ing. Gianluca Marvuglia*

*Geom. Mario Lanzo*

*Dott. Ing. Giuseppe Scorsone*

**Il Progettista delle strutture:**

**DUOMI S.r.l.**

*Ing. Guglielmo Migliorino*



Rev.	Data	Descrizione	Eseguito	Controllato	Approvato
1	11 DICEMBRE 2019	EMISSIONE REVISIONE 1	M.M.	M.M.	G.M.
0	21 MAGGIO 2019	EMISSIONE	-	-	-

Titolo elaborato :

**Relazione Geotecnica**

DATA	DESCRIZIONE	N°/SIGLA	REV	SCALA
11/12/2019	EMISSIONE REVISIONE 1	P E - R G E O	1	-



## SOMMARIO

1	PREMESSA .....	3
2	NORMATIVE E ISTRUZIONI TECNICHE DI RIFERIMENTO .....	4
2.1	Normativa italiana sulle costruzioni.....	4
2.2	Norme straniere e istruzioni tecniche sulle costruzioni marittime .....	4
2.3	Bibliografia di riferimento .....	4
3	QUADRO GEOLOGICO .....	6
3.1	Modellazione geologica del bacino portuale .....	6
3.2	Caratteristiche litostratigrafiche del bacino portuale.....	7
4	INDAGINI ESEGUITE PER LA REDAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO .....	8
4.1	Indagini geognostiche 29-31 Maggio 2017 .....	8
4.2	Indagini in sito .....	12
4.2.1	Prove SPT .....	12
4.2.2	Prove geofisiche.....	22
4.2.2.1	Indagini geoelettriche tomografiche .....	22
4.2.2.2	Indagine sismica M.A.S.W. ....	29
4.3	Indagini in laboratorio .....	31
5	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE 34	
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE .....	36
7	RISPOSTA SISMICA E STABILITA' DI SITO .....	37
7.1	Azione sismica .....	37
7.2	Risposta Sismica Locale .....	38
7.3	Stabilità nei confronti della liquefazione.....	40
7.3.1	Inquadramento del fenomeno.....	40
7.3.2	Criterio di verifica.....	42
7.3.3	Valutazione di CSR .....	42
7.3.4	Valutazione di CRR .....	43
7.3.5	Risultati dei calcoli.....	44
8	CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE SULLE OPERE IN PROGETTO .....	46



**Comune  
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE  
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA  
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

*- Relazione Geotecnica -*

---

8.1	Nuova Diga foranea .....	47
8.1.1	Primo tratto a gettata .....	47
8.1.2	Secondo tratto a parete verticale .....	51
8.2	Paratia di sponda .....	55
8.3	Plinto su pali per ancoraggio bitta da 100 t.....	59



## 1 PREMESSA

Scopo della presente relazione è quello di inquadrare le principali problematiche geotecniche riguardanti le opere previste nel progetto esecutivo 1° stralcio funzionale dei lavori di messa in sicurezza del Porto di Favignana.

In sintesi le opere di rilevanza geotecnica oggetto del progetto esecutivo sono:

- nuova Diga Foranea costituita da n°2 tratti:
  - Primo tratto a gettata;
    - con nucleo in tout venant, una mantellata di protezione costituita da scogli di 4° categoria alla radice (primi 50 m) e da tetrapodi da 25 t più avanti con pendenza 3/2, banchinata internamente con cassoni cellulari in c.a. imbasati a -6,00 m s.l.m.m. su uno scanno di pietrame;
  - Secondo tratto a parete verticale costituito da n°4 cassoni tipo A, B (n°2) e C, di dimensioni maggiori rispetto al tipo G, imbasati a - 8,80 m s.l.m.m (A) ed a - 12,00 s.l.m.m. (B e C);
- Paratia di sponda, adiacente al banchinamento alla radice a cassoni, costituito da pali in c.a. F800, con camicie metalliche concatenate;
- Plinto su pali per ancoraggio bitta da 100 t.

In particolare lo studio comprende:

- Sintesi della caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- Illustrazione dei principali risultati delle indagini in situ e di laboratorio eseguite;
- Caratterizzazione e modellazione geotecnica dei terreni di fondazione delle opere in progetto;
- Analisi della risposta sismica locale e della stabilità del sito ante operam;
- Scelte progettuali di carattere geotecnico.

Le analisi delle condizioni di stabilità, la stima dei cedimenti delle opere in progetto, le verifiche della paratia e del plinto su pali sono riportate nella relazione di calcolo geotecnico.





## 2 NORMATIVE E ISTRUZIONI TECNICHE DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normativa italiana sulle costruzioni

- **Legge 05/11/71 n. 1086** "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- **Legge 02/02/74 n. 64** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- **D.M. 14/01/2008** "Norme tecniche per le costruzioni";
- **Circolare n°617 del 02/02/2009 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** "Istruzioni per l'applicazione delle *Norme tecniche per le costruzioni* di cui al D.M. 14/01/2008";
- **Servizio Tecnico Centrale presso la Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Febbraio 2008** "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive";
- **D.M. 17/01/2018** "Norme tecniche per le costruzioni";
- **Circolare n°7 del 21/01/2019 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle *Norme tecniche per le costruzioni* di cui al D.M. 17/01/2018";

### 2.2 Norme straniere e istruzioni tecniche sulle costruzioni marittime

- **BS 6349-1:2000** "Maritime structures – Part 1: Code of practice for general criteria". British Standards Institution, London;
- **BS 6349-7:1991** "Maritime structures – Part 7: Guide to the design and construction of breakwaters". British Standards Institution, London;
- **C.S.LL.PP., CNR-GNDCI (1996)** "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime". Pubbl. GNDCI n.1450;
- **PIANC (1997)** "Guidelines for the design of armoured slopes under open piled quay walls". Report of WG 22, Supplement to Bulletin no. 96, PIANC, Brussels;
- **ROM 0.2-90** "Actions in the design of maritime and harbour works". Maritime Works Recommendations, Puertos del Estado, Madrid;

### 2.3 Bibliografia di riferimento

- **CIRIA, CUR, CETMEF (2007)** "The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)". C683, CIRIA, London;
- **Associazione Geotecnica Italiana** - "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" Linee guida – Edizione provvisoria marzo 2005;
- **EAU 2004** - "Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbour and Waterways";



**Comune  
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE  
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA  
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

*- Relazione Geotecnica -*

- **PIANC (2001)** - “Seismic Design Guidelines For Port Structures” Working Group n°34 of the Maritime Navigation Commission, International Navigation Association, Balkema, Lisse 2001;
- **Associazione Geotecnica Italiana** - “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio” – Gennaio 1994;
- **OCDI** - Technical standards for port and harbour facilities in Japan” - OCDI 1991;
- **Associazione Geotecnica Italiana** - “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche” - Giugno 1977



### **3 QUADRO GEOLOGICO**

Di seguito si riporta una sintesi del quadro Geologico desunto dalla Relazione Geologica Integrativa del Progetto Definitivo - 1° stralcio funzionale, a firma del Dott. Giuseppe Baiata, utile ad individuare gli elementi essenziali per la definizione del quadro geotecnico.

#### **3.1 Modellazione geologica del bacino portuale**

Lo studio geologico dei terreni affioranti nell'area ha portato al riconoscimento ed alla classificazione delle formazioni presenti secondo la terminologia e la bibliografia geologico-scientifica corrente.

L'isola di Favignana è costituita da una dorsale mesozoica-terziaria che si sviluppa in senso Nord-Sud (Monte Santa Caterina) e da due distese pianeggianti che si estendono rispettivamente ad oriente e ad occidente del rilievo montuoso.

Rappresenta il lembo emerso della catena montuosa sottomarina che collega la Catena Meghrebide dell'Africa settentrionale con quella Appenninica Siciliana. Affiorano terreni carbonatici, evaporatici e clastici di età mesozoico-terziaria sui quali poggiano in discordanza i depositi plio-quadernari delle fasce costiere.

L'assetto strutturale è il risultato della complessa interazione delle fasi tettoniche che hanno interessato questo frammento di catena nell'intervallo compreso fra il Miocene sup. ed il Pliocene inf..

La successione dell'Isola di Favignana ha un'età compresa fra il Trias sup. ed il Miocene sup. ed è caratterizzata procedendo dal termine più antico verso quello più recente:

- Dololutiti nere stromatolitiche (Trias sup.);
- Dolomie e calcari dolomitici stromatolitici e loferitici (Trias sup. – Lias medio);
- Calcari nodulari ad ammoniti, belemniti e brachiopodi "Rosso Ammonitico" (Dogger-Malm);
- Calcilutiti a liste e noduli di selce, radiolariti, marne ad aptici e belemniti (Malm -Cretaceo medio);
- Calcilutiti e calcisiltiti marnose a foraminiferi planctonici "Scaglia Auct." (Cretaceo sup. – Eocene);
- Biocalcareni e biocalciruditi "Mischio", argille e marne sabbiose a foraminiferi planctonici (Miocene inf. – Tortoniano).

I terreni triassici e liassici costituiscono una monoclinale immergente verso sud ed appaiono sovrascorsi sui terreni cretaceo-eocenici secondo un piano di sovrascorrimento suborizzontale.

Le strutture sono attraversate da faglie normali ed inverse a piani subverticali, le principali di esse sono orientate in senso NNO-SSE ed E-O.

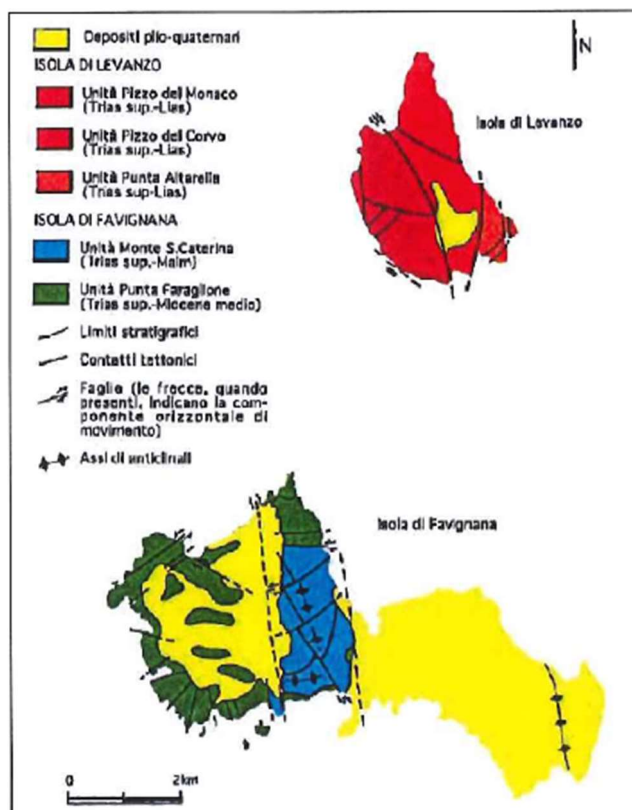


Figura 1 – Schema strutturale Isola di Levanzo e Isola di Favignana

I terreni dolomitici e calcarei costituiscono una monoclinale immergente verso Sud che si raccorda alle aree pianeggianti adiacenti mediante delle estese falde detritiche.

Nel bacino portuale i terreni mesozoici terziari sono ricoperti in discordanza dai depositi pleistocenici in facies di conglomerati calcarenite e sabbie.

### 3.2 Caratteristiche litostratigrafiche del bacino portuale

La sequenza stratigrafica è caratterizzata con continuità sia orizzontale che verticale da depositi litorali marini indicati nella letteratura tecnica specifica con il termine “Calcarenite di Favignana”.

Si tratta di un’arenaria calcarea di colore variabile dal biancastro al giallo tenue variamente cementata in quanto in alcuni orizzonti raggiunge anche la consistenza lapidea, per fenomeni diagenetici.

La giacitura è monoclinale sub orizzontale, mentre all’interno del sedimento si nota una stratificazione spesso incrociata da connettere alla sedimentazione prettamente litorale. I terreni sopra descritti, nella fascia compresa fra lo Stabilimento Florio e Cala Fumere sono ricoperti da un deposito di origine continentale (fanglomerati, sabbie quarzose con intercalazioni di ghiaie) di origine eolica.



#### 4 INDAGINI ESEGUITE PER LA REDAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO

A maggio 2017 la Ditta Geologica Toscana Prospezioni Geofisiche s.n.c., su incarico del Comune di Favignana ha svolto una campagna di indagini allo scopo di definire il modello geologico e geotecnico di riferimento. Il programma delle indagini ha previsto:

- esecuzione di n°2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo della profondità di 30,00 m ciascuno;
- n°6 prove penetrometriche dinamiche S.P.T in foro (Standard Penetration Test);
- prelievo di n°6 campioni;
- prove geotecniche di laboratorio sui campioni prelevati;
- n°5 stendimenti di tomografia elettrica 2D in mare, nel tratto dello specchio acqueo interessato dalla diga foranea, per la verifica della caratterizzazione dei fondali d'interesse.

Dalle risultanze delle stratigrafie si ritiene che i campioni non siano realmente indisturbati (sabbia), tranne presumibilmente il campione S2C2, trattandosi di argilla limosa sabbiosa.

Se ne riporta di seguito una descrizione sintetica, per i dettagli si rimanda alla Relazione Geologica.

##### 4.1 Indagini geognostiche 29-31 Maggio 2017

I sondaggi geognostici sono stati ubicati in corrispondenza della radice della diga foranea (Sondaggio S.1) e nel sito diametralmente opposto, in prossimità di Cala Fumere (Sondaggio S.2). La posizione planimetrica dei perfori è riportata in *Figura 2*.

I sondaggi geognostici sostanzialmente hanno accertato, al di sotto di una coltre di terreno di riporto dello spessore dell'ordine di 2,10 m, la presenza di un complesso calcarenitico nel quale possono distinguersi due orizzonti: quello superficiale, dello spessore variabile da 7,00 m a 8,00 m, è caratterizzato da calcareniti più o meno cementate con sottili inclusioni sabbiose; il livello profondo è formato da alternanze disordinate di sabbie limose e sabbie con livelli di calcarenite cementata.

Si rileva di seguito quanto riportato nella Relazione Geologica del Dott. Geol. Giuseppe Baiata al §4:

*... Appare opportuno riportare alcune considerazioni sul grado di precisione del tipo di indagine in relazione al tipo di terreno.*

*È ormai accertato da numerosi casi che nei terreni calcarenitici come quelli in oggetto, durante la perforazione si provoca la rottura dei legami di cementazione fra le particelle.*

*Pertanto, dall'esame delle carote sembra trattarsi di sabbie poco o nulla cementate; al contrario il terreno è dotato di un apprezzabile grado di cementazione che consente di eseguire scavi con pareti molto prossime alla verticale.*

*A tale conclusione si è pervenuti, tramite esperienze dirette operando sia sulle calcareniti di Favignana che su quelle di Marsala. Solo se la roccia è molto resistente ed omogenea è possibile, con tecniche adeguate, effettuare il prelievo di carote integre senza rompere i legami interparticellari (Resistenza alla compressione uniassiale determinata in laboratorio su provini cilindrici variabile da 1,6 a 1,7 N/mm<sup>2</sup>). ...*





Le stratigrafie dei due sondaggi geognostici S.1 e S.2 sono rappresentate e descritte rispettivamente in *Figura 3* e *Figura 4*, dove sono riportate: le colonne stratigrafiche, le descrizioni litologiche, le percentuali di carotaggio, i valori delle prove S.P.T e le relative quote di esecuzione, la profondità dei campioni prelevati e, ove rilevata, la quota di soggiacenza della falda.

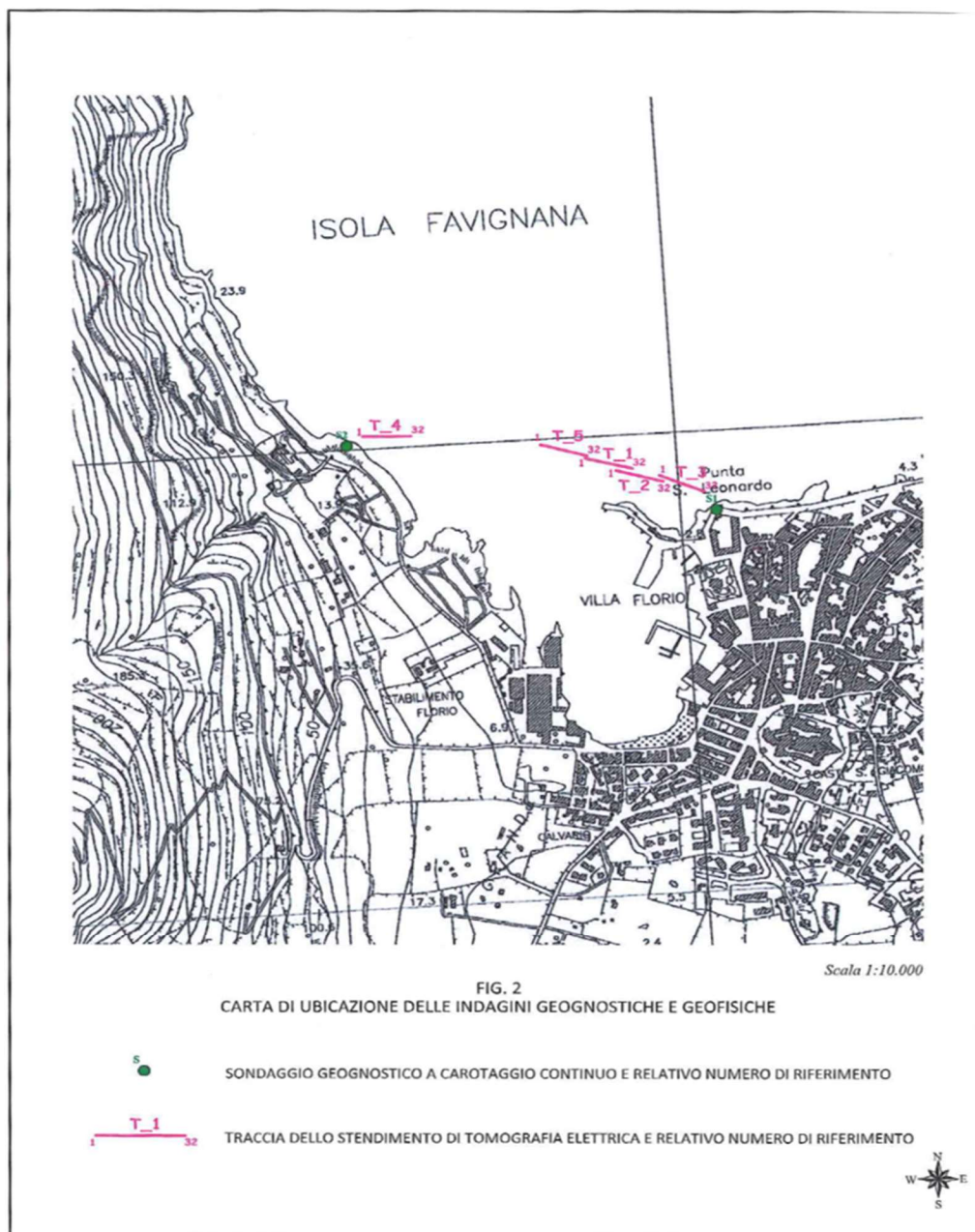


Figura 2 – Corografia 1.10.000 con ubicazione delle indagini geognostiche effettuate nel 2017



Comune  
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE  
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA  
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione Geotecnica -

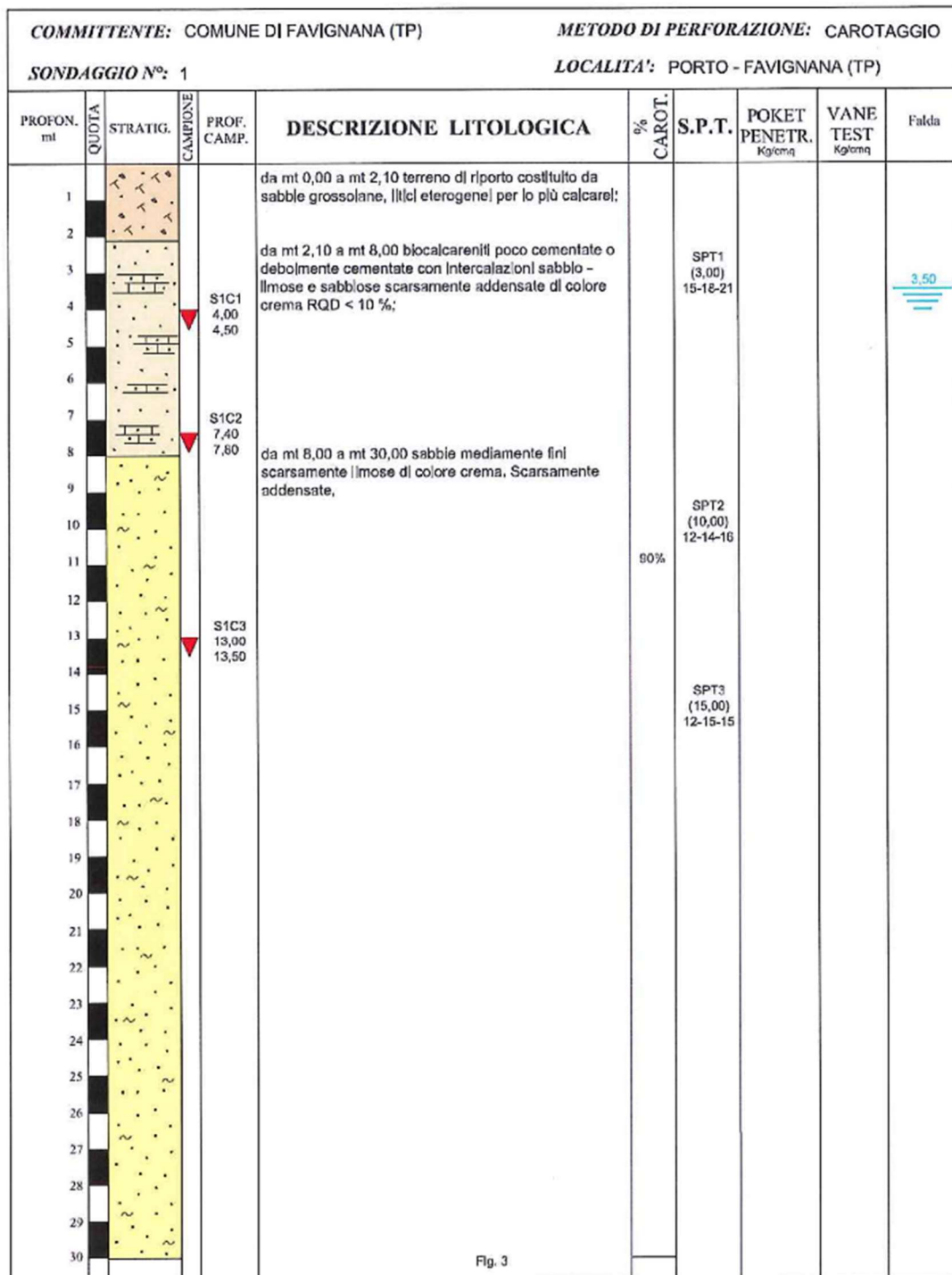


Figura 3 – Stratigrafia sondaggio geognostico S.1



Comune  
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE  
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA  
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione Geotecnica -

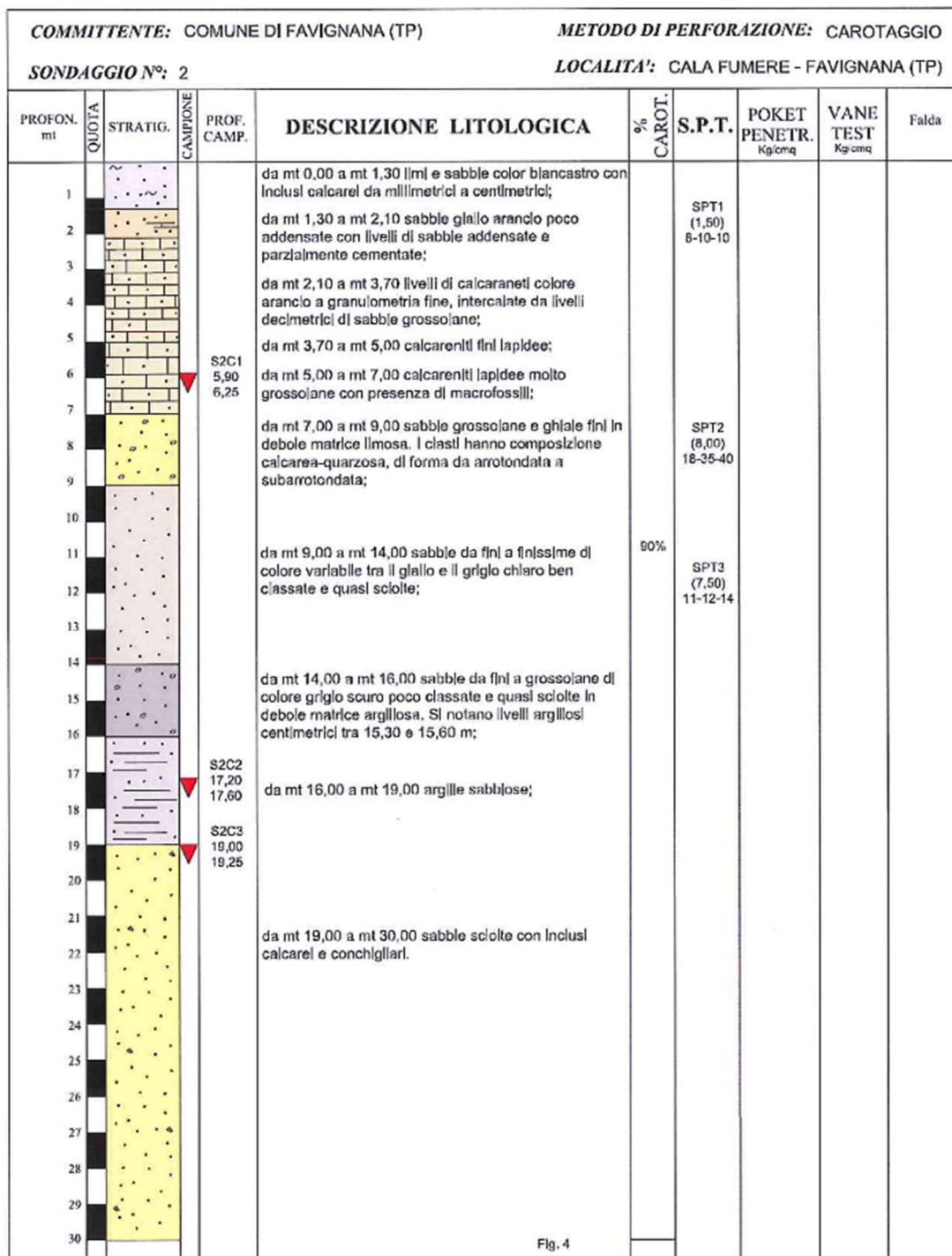


Figura 4 – Stratigrafia sondaggio geognostico S.2



## 4.2 Indagini in sito

### 4.2.1 Prove SPT

In corrispondenza dei livelli sabbiosi sono state eseguite alcune prove penetrometriche tipo S.P.T. (Standard Penetration Test) dalle quali si è ottenuto:

Sondaggio	S.P.T	Profondità [m]	Numero di colpi	$N_{SPT}=N_{30}$
S1	n°1	3,00	15-18-21	39
S1	n°2	10,00	12-14-16	30
S1	n°3	15,00	12-15-15	30
S2	n°1	1,50	8-10-10	20
S2	n°2	8,00	18-35-40	75
S2	n°3	12,00	11-12-14	26

Tabella 1 - Risultati prove penetrometriche dinamiche

I valori elevati di  $N_{30}$  sono dovuti alla presenza di livelli di calcarenite cementata.

In Tabella 2 e nelle figure seguenti sono riportate le correlazioni tra i valori di  $N_{SPT}$  e, rispettivamente, la Densità relativa  $D_r$  e l'Angolo di Resistenza a Taglio  $\varphi'$ .

I valori di  $N_{SPT}$  sono stati ridotti applicando la correzione suggerita da Hudson (1969), valida per i valori  $N_{SPT} > 15$  relativi a sabbie fini limose in presenza di falda:

$$N_{SPT, CORR} = 15 + 0,5 (N_{SPT} - 15)$$

SONDAGGIO	z dal p.c. [m]	quota dal lmm [m]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_{SPT}$	$N_{SPT, CORR}$	Estremo sup	A	B	Densità Relativa $D_r$	Estremo sup	A	B	Angolo di attrito $\varphi'$
S1	3,00	0,50	51,00	15	18	21	39	27,0	0,80	0,27	11,45	0,80	50,00	15,62	14,96	47,45
	10,00	-6,50	120,60	12	14	16	30	22,5	0,80	12,44	3,23	0,64	45,00	13,47	3,09	40,93
	15,00	-11,50	167,60	12	15	15	30	22,5	0,60	0,00	10,27	0,60	40,00	7,67	12,49	38,10
S2	1,50	5,50	25,50	8	10	10	20	17,5	0,80	8,56	2,61	0,65	50,00	19,56	3,09	45,68
	8,00	-1,00	128,40	18	35	40	75	45,0	-	-	-	-	50,00	25,04	30,00	47,73
	12,00	-5,00	166,00	11	12	14	26	20,5	0,60	2,06	8,34	0,56	40,00	11,30	8,70	37,18

Tabella 2 - Correlazioni  $N_{SPT} - D_r$ ,  $N_{SPT} - \varphi'$

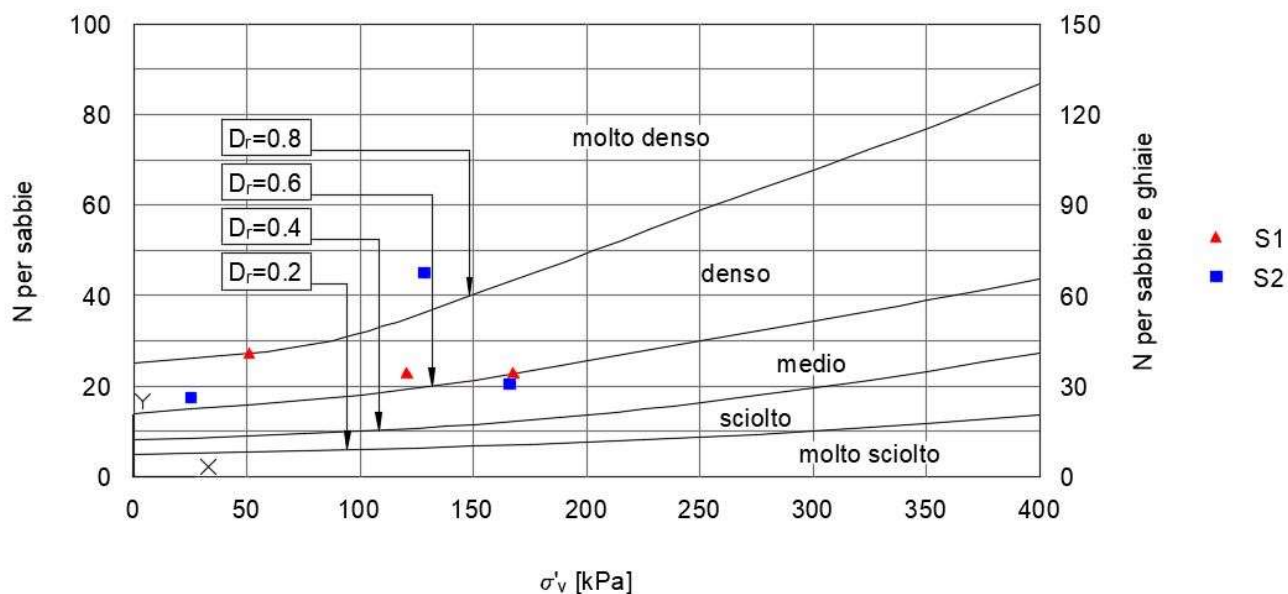


Figura 5 – Correlazione fra il numero di colpi  $N_{SPT}$  e la Densità Relativa  $D_r$

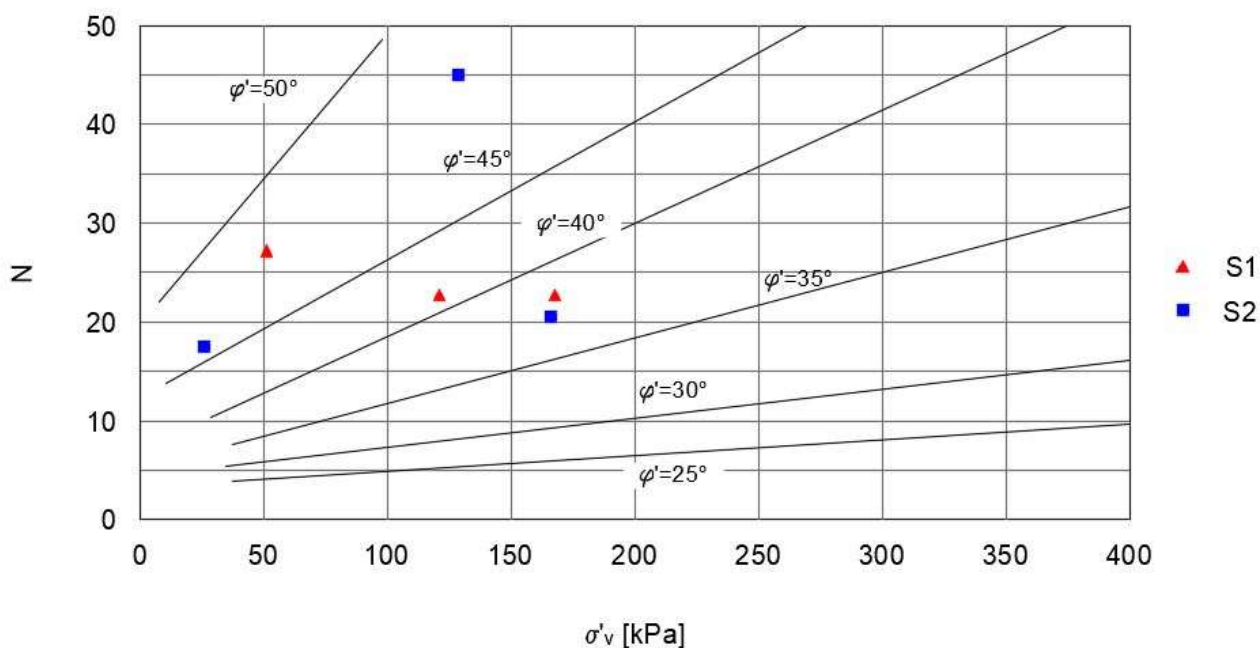


Figura 6 – Correlazione fra il numero di colpi  $N_{SPT}$  e l'Angolo di Resistenza a Taglio  $\varphi'$





Comune  
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE  
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA  
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione Geotecnica -

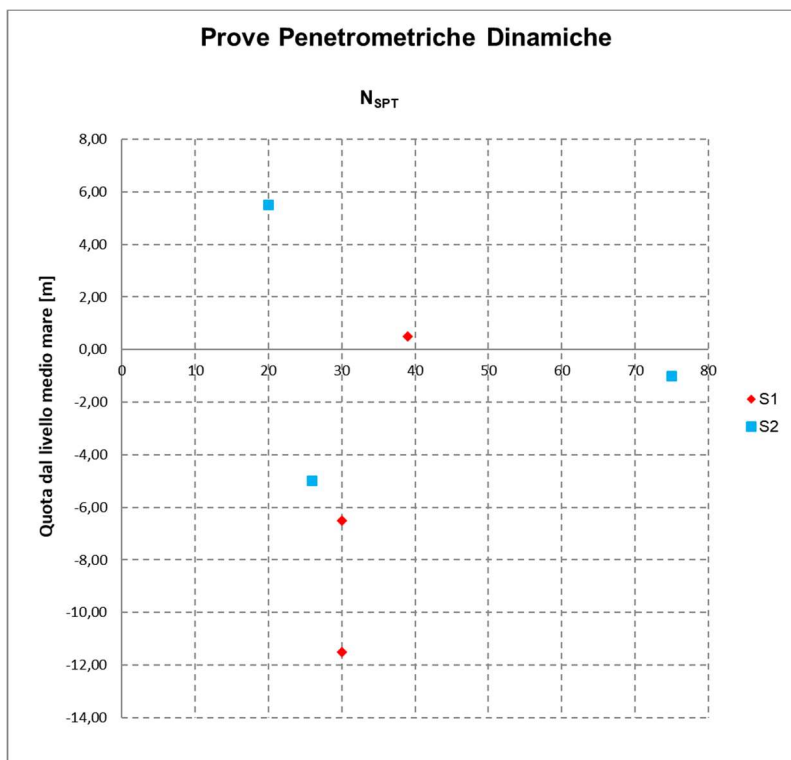


Figura 7 – Distribuzione di  $N_{SPT}$  con la quota dal l.m.m.

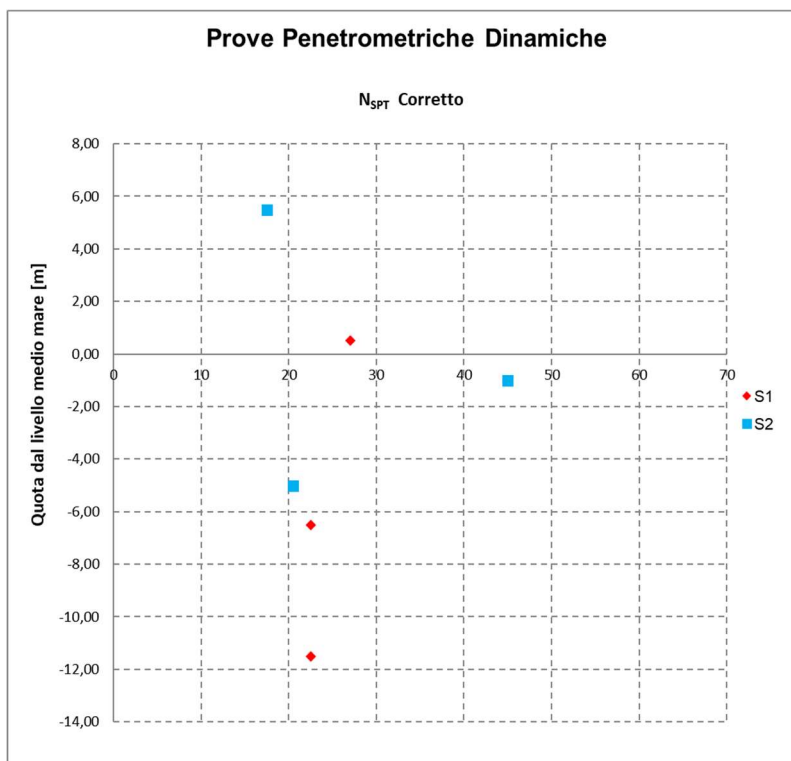


Figura 8 – Distribuzione di  $N_{SPT}$  corretto con la quota dal l.m.m.



Comune  
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE  
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA  
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione Geotecnica -

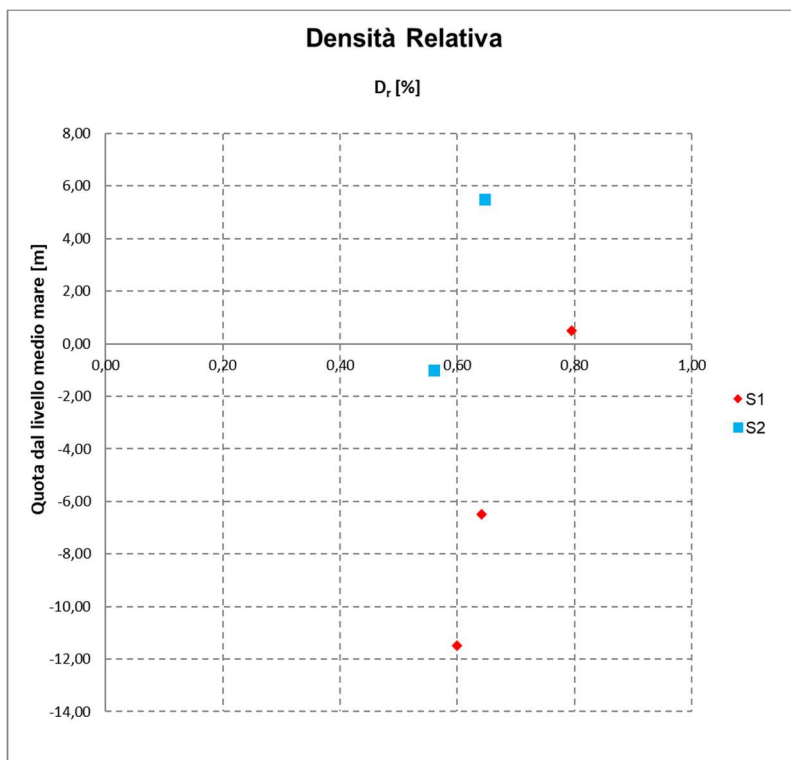


Figura 9 – Distribuzione di Densità Relativa  $D_r$  con la quota dal l.m.m.

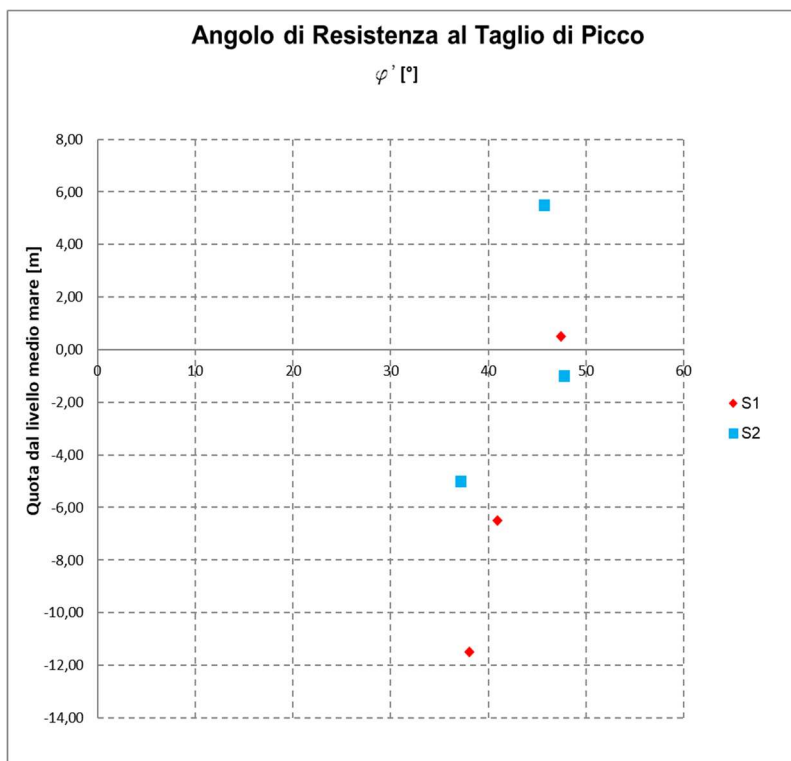


Figura 10 – Distribuzione dell'Angolo di Resistenza a Taglio di Picco  $\varphi'$  con la quota dal l.m.m.



Per la stima del Modulo di Elasticità  $E'$  si è fatto riferimento a consolidate correlazioni empiriche di letteratura che legano il valore di  $E'$  al valore di  $N_{SPT}$ .

Denver (1982)

Secondo tale correlazione  $E'$  è combinazione lineare di  $N_{SPT}$  per mezzo dei parametri  $s_1$  ed  $s_2$  che sono funzione delle caratteristiche granulometriche dei terreni di imposta (Tabella 3):

$$E' = s_1 N_{SPT} + s_2$$

$s_1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$s_2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Terreno
7.56	187.5	Sabbia e ghiaia
10.43	367.9	Sabbia
5.17	74.6	Sabbia
4.78	71.7	Sabbia satura
3.16	15.8	Sabbia argillosa

Tabella 3 - Parametri  $s_1$  ed  $s_2$

I valori di  $s_1$  e  $s_2$  considerati sono quelli relativi a "sabbia" (sopra il l.m.m.) e "sabbia satura" (sotto il l.m.m.).

Stroud (1989)

Il rapporto tra il valore di  $N_{60}$  (valore di  $N_{SPT}$  corretto per un livello di energia pari al 60%, pari a  $N_{SPT} C_E C_B C_R C_S$ , vedi §7.3.4) ed il valore del modulo elastico è rapportato al grado di applicazione del carico, che è corrispondente al grado di mobilitazione della resistenza ovvero l'inverso del fattore di sicurezza. Stroud, come si vede nella seguente figura, propone due curve nel caso di depositi sabbioso-ghiaiosi sovra consolidati o normalconsolidati.

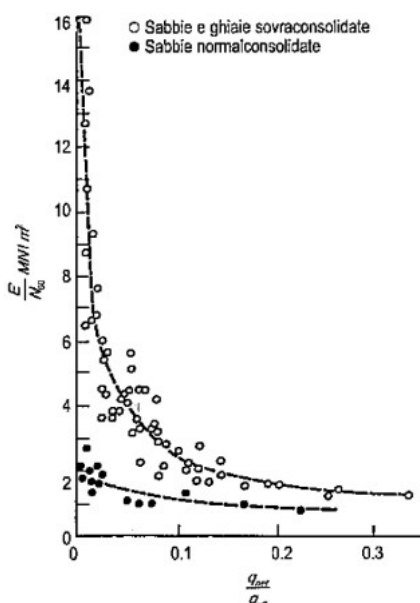


Figura 11 – Interpretazione SPT – Correlazione tra  $E'/N_{60}$  secondo Stroud 1989



Nel caso in esame si è considerato, a vantaggio di sicurezza, la correlazione seguente:

$$\frac{E'}{N_{60}} = 1,0 \text{ [MPa]}$$

Jamiolkowski, 1988 ( $E'_{25}$ )

Il modulo di Young viene fornito per una tensione pari al 25% di quella di rottura, con le seguenti relazioni variabili a seconda che il deposito sia normalconsolidato o sovraconsolidato.

$$\begin{cases} E'_{25} = (10.5 - 3.5 \cdot Dr) \cdot N_{60} & (\text{kg / cm}^2) \text{ per NC} \\ E'_{25} = (52.5 - 35 \cdot Dr) \cdot N_{60} & (\text{kg / cm}^2) \text{ per OC} \end{cases}$$

Nel caso in oggetto la correlazione utilizzata è quella per deposito NC.

Jamiolkowski, ( $E_{ed}$ )

Infine, è stato valutato il Modulo Edometrico  $E_{ed}$  in funzione della resistenza alla punta  $q_c$ . La relazione utilizzata è la seguente:

$$E_d = k q_c$$

tale relazione è stata proposta da diversi autori con differenti valori del coefficiente  $k$ . Jamiolkowski et al. suggeriscono un valore di  $k$  compreso fra 1,8 e 2,6 per sabbie normalconsolidate, mentre per sabbie sovraconsolidate suggeriscono valori compresi fra 6 e 19; nel caso in esame si è assunto =2,3.

La resistenza alla punta  $q_c$  è stata valutata in funzione di  $N_{SPT}$  mediante la seguente relazione:

$$q_c = N_{SPT} 4/10 \quad \text{[MPa]}$$

Si riportano di seguito i diagrammi di quanto ottenuto.

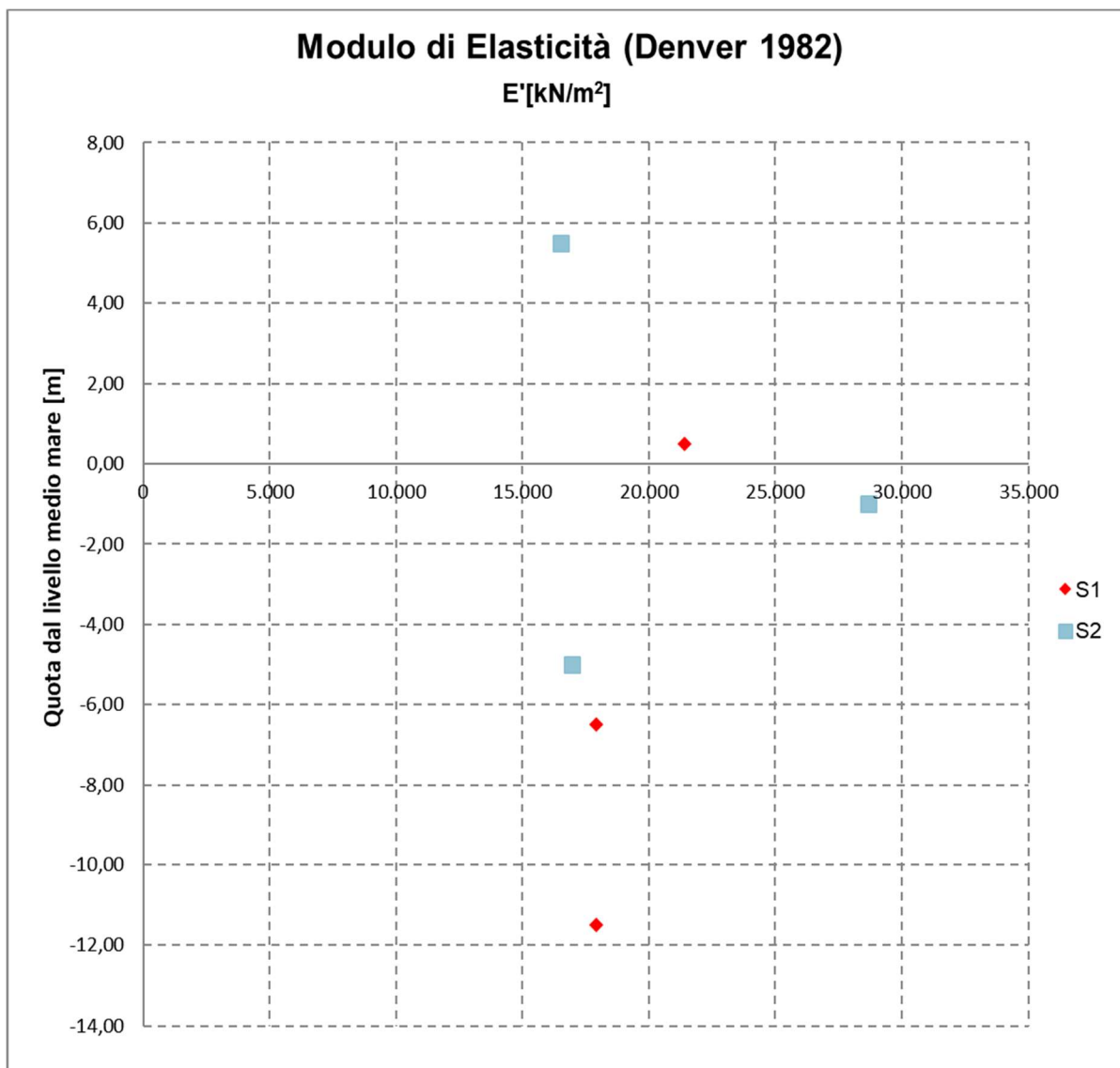


Figura 12 – Distribuzione di  $E'$  con la quota dal l.m.m. (Denver 1982)



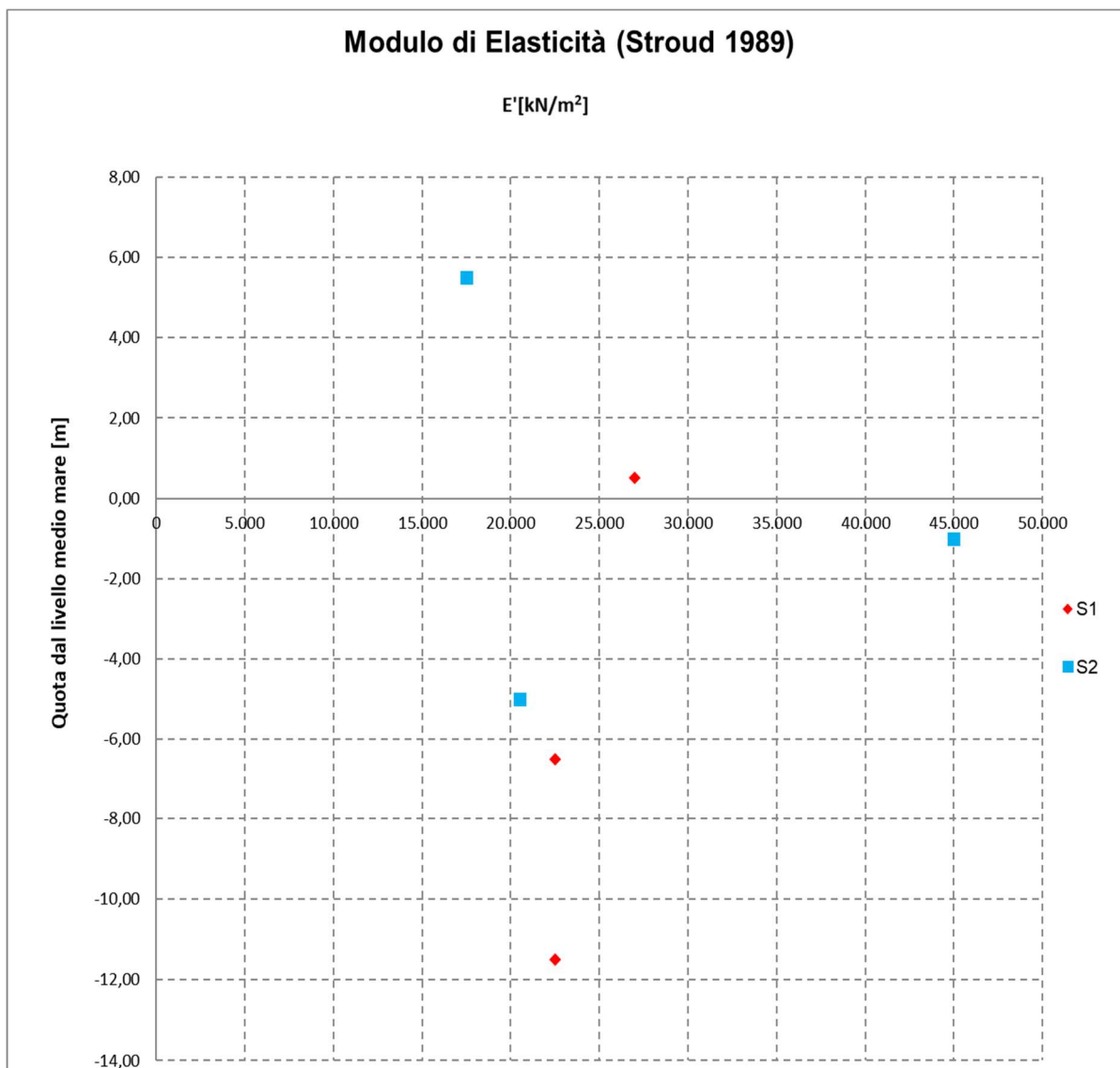


Figura 13 – Distribuzione di  $E'$  con la quota dal l.m.m. (Stroud 1989)



Comune  
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE  
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA  
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione Geotecnica -

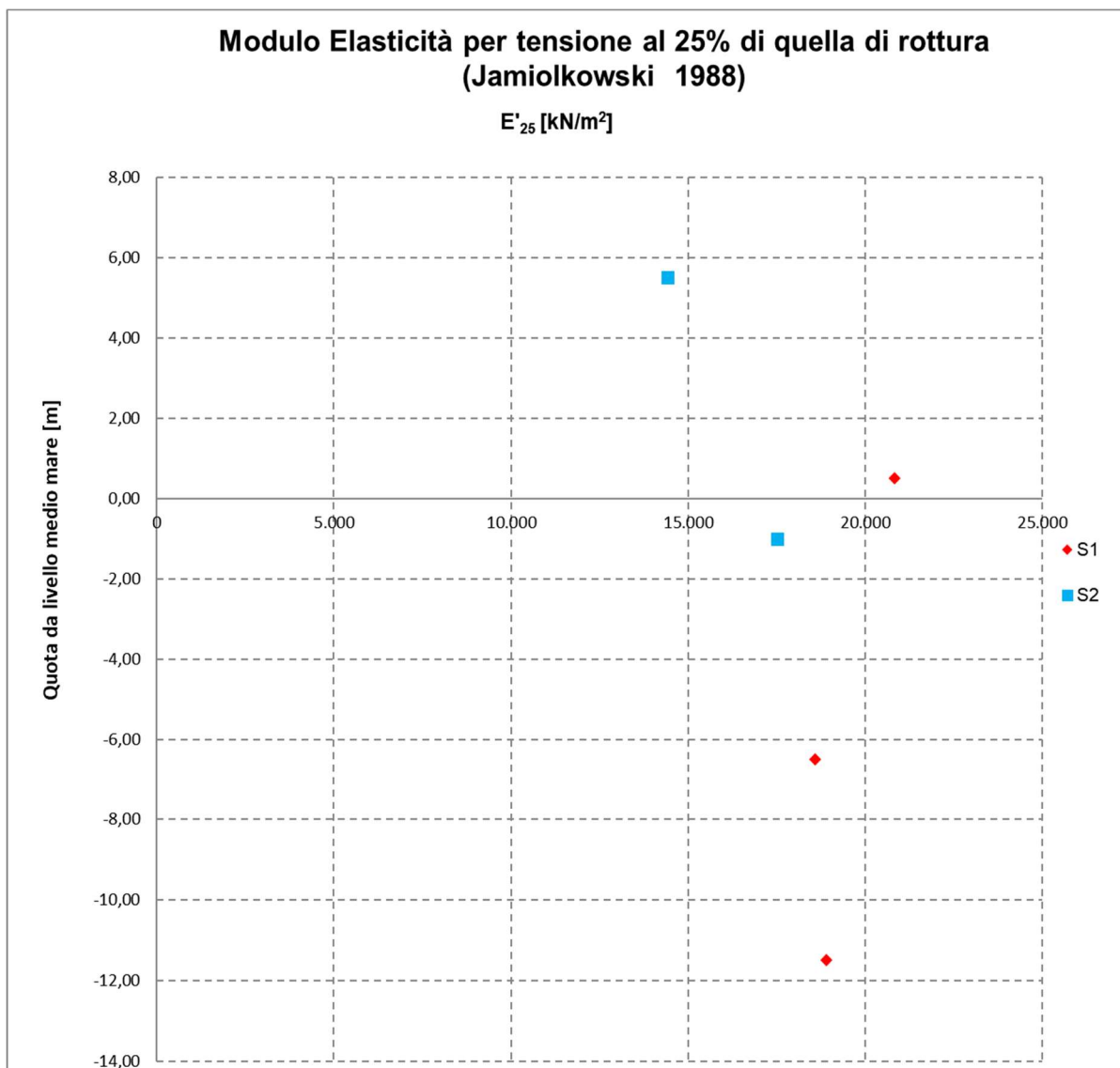


Figura 14 – Distribuzione di  $E'_{25}$  con la quota dal l.m.m. (Jamiolkowski, 1988)

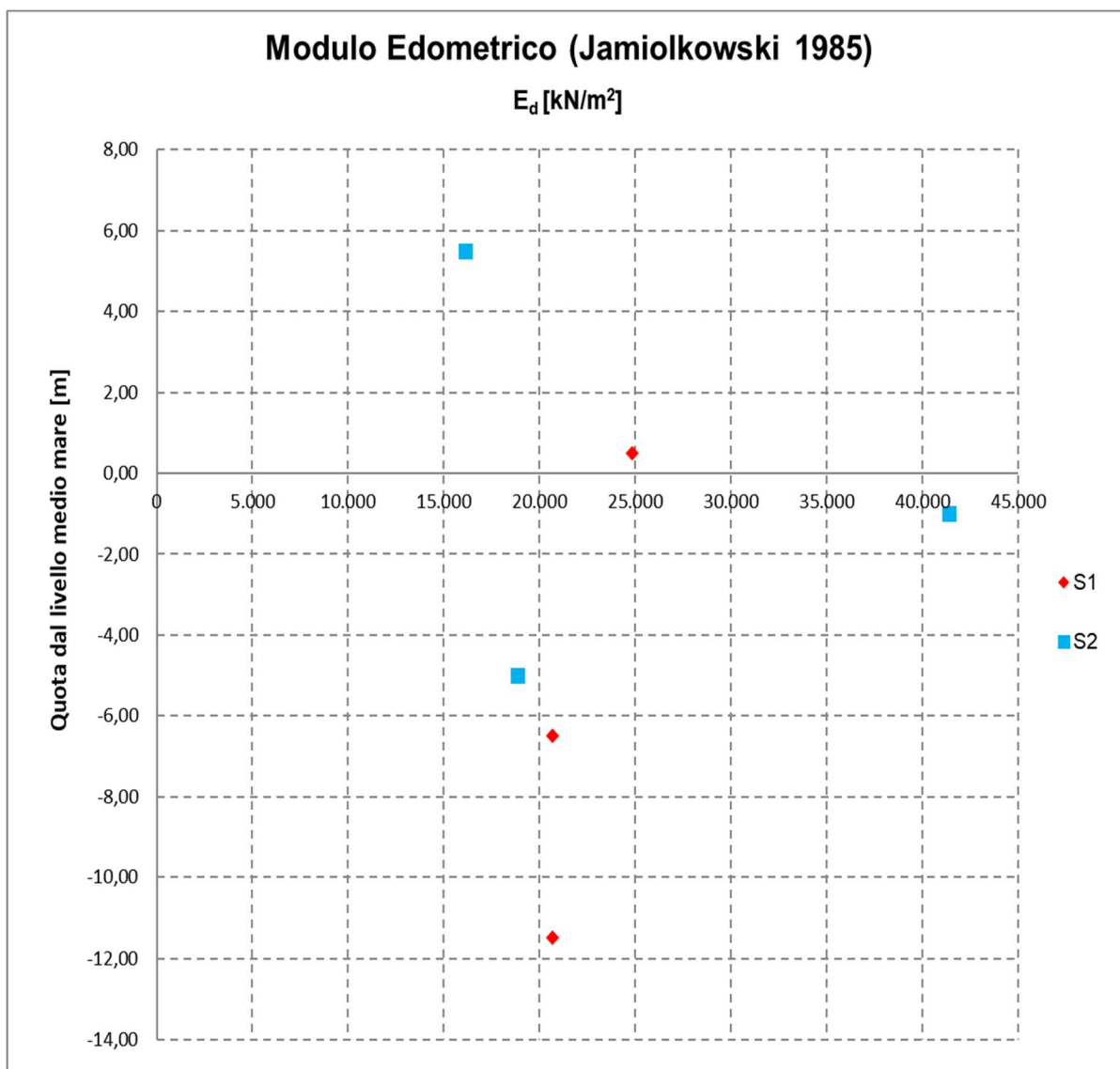


Figura 15 – Distribuzione di  $E_d$  con la quota dal l.m.m. (Jamiolkowski)



#### **4.2.2 Prove geofisiche**

Al fine di investigare i litotipi d'interesse progettuale, già indagati puntualmente con le indagini geognostiche dirette, è stata effettuata una campagna integrativa con indagini geofisiche per l'acquisizione di dati geofisici mediante:

- indagini geoelettriche tomografiche;
- esecuzione ed elaborazione di un test di sismica attiva superficiale M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Wave);

##### **4.2.2.1 Indagini geoelettriche tomografiche**

Il programma d'indagine ha previsto l'esecuzione di stendimenti geoelettrici tomografici in mare allo scopo di verificare la continuità laterale dei terreni sabbioso calcarenitici individuati con i sondaggi geognostici eseguiti in corrispondenza della radice della diga foranea e sul lato opposto dell'insenatura. La tomografia elettrica consiste nella determinazione di profili di resistività dei terreni indagati attraverso un numero elevato di elettrodi.

Sono stati eseguiti n.5 profili geoelettrici denominati T1, T2, T3, T4 e T5 con lunghezza pari a 93,00 m, che hanno consentito una profondità massima di esplorazione di circa 28,00 m. Le ubicazioni delle indagini geoelettriche sono riportate in *Figura 2*.

Nelle sezioni elettro-stratigrafiche le tonalità di colore più scuro sono state utilizzate per indicare i valori di resistività più bassi mentre con le tonalità del rosso sono stati indicati i valori più alti. L'elettro-strato di colore blu scuro (resistività pari ad 0.1 Ohm m) rappresenta l'acqua salata. La quota 0.0 m è riferita, invece, al livello medio del mare.



## Indagine T1

Le sezioni evidenziano dei valori di resistività variabili da 0,0419 a circa 3,00 Ohm m, uno spessore superficiale generalmente non superiore a 14,00 m con valori di resistività compresi tra 0,0419 e 0,30 Ohm m, associabile all'acqua salata. Al di sotto di tale unità è stato rinvenuto un elettrostrato, con andamento debolmente piano inclinato, con valori di resistività compresi tra 0,35 e 3,0 Ohm m, che si estende sino alla massima quota rappresentata in sezione (Figura 16), **ricongducibile a sedimenti di natura sabbioso-calcarenitica, totalmente imbibiti.**

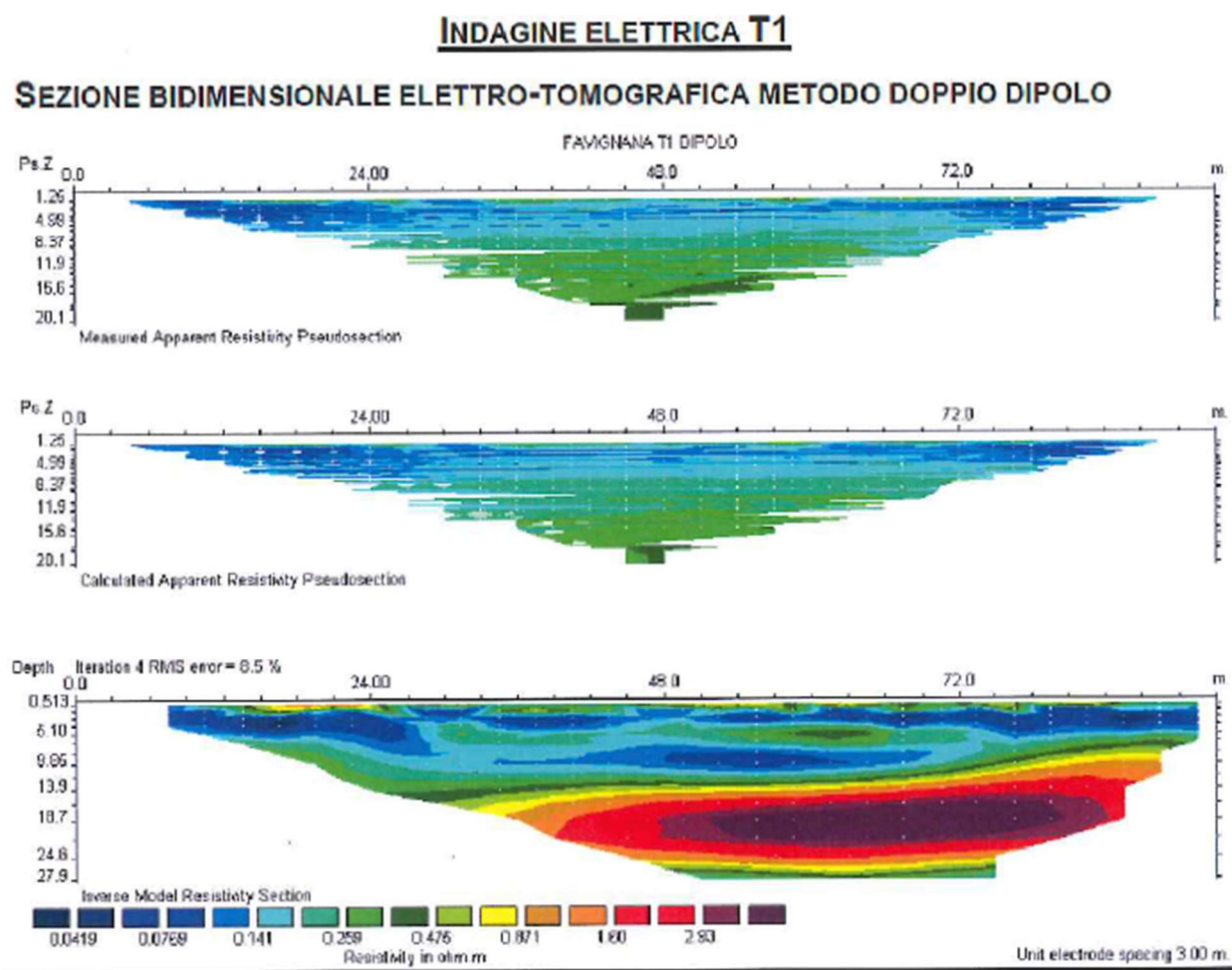


Figura 16 – Sezione elettro-tomografica - Indagine T1



## Indagine T2

La sezione elettro-stratigrafica ha evidenziato uno spessore superficiale generalmente non superiore a 12.00 m con valori di resistività compresi tra 0,0603 e 0,30 Ohm m, (trattasi dello spessore corrispondente alla batimetria della sezione investigata).

Al di sotto di tale unità è stato rinvenuto un elettrostrato, con andamento pian parallelo, con valori di resistività compresi tra 0,35 e 1,30 Ohm m, che si estende fino al fondo della sezione (*Figura 17*), **riconducibile a sedimenti di natura sabbioso-calcarenitica, totalmente imbibiti.**

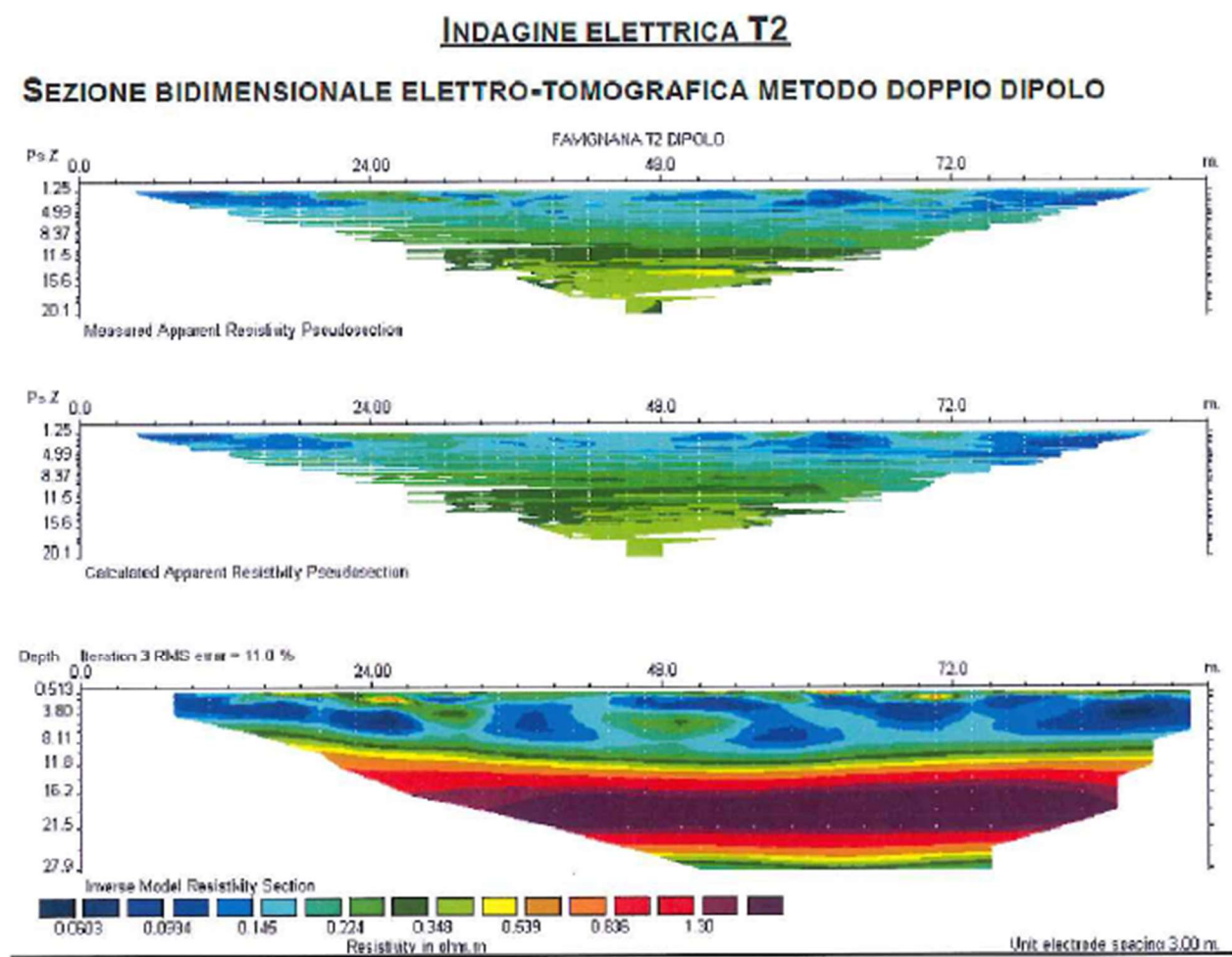


Figura 17 – Sezione elettro-tomografica - Indagine T2





## Indagine T3

La sezione elettro-stratigrafica ha evidenziato uno spessore superficiale generalmente non superiore a 7,00 m con valori di resistività compresi tra 0,0357 e 0,30 Ohm m, (trattasi dello spessore corrispondente alla batimetria della sezione investigata).

Al di sotto di tale unità è stato rinvenuto un elettrostrato, con pian parallelo, con valori di resistività compresi tra 0,35 e 1,90 Ohm m, che si estende fino al fondo della sezione (*Figura 18*), **riconducibile a sedimenti di natura sabbioso-calcarenitica, totalmente imbibiti.**

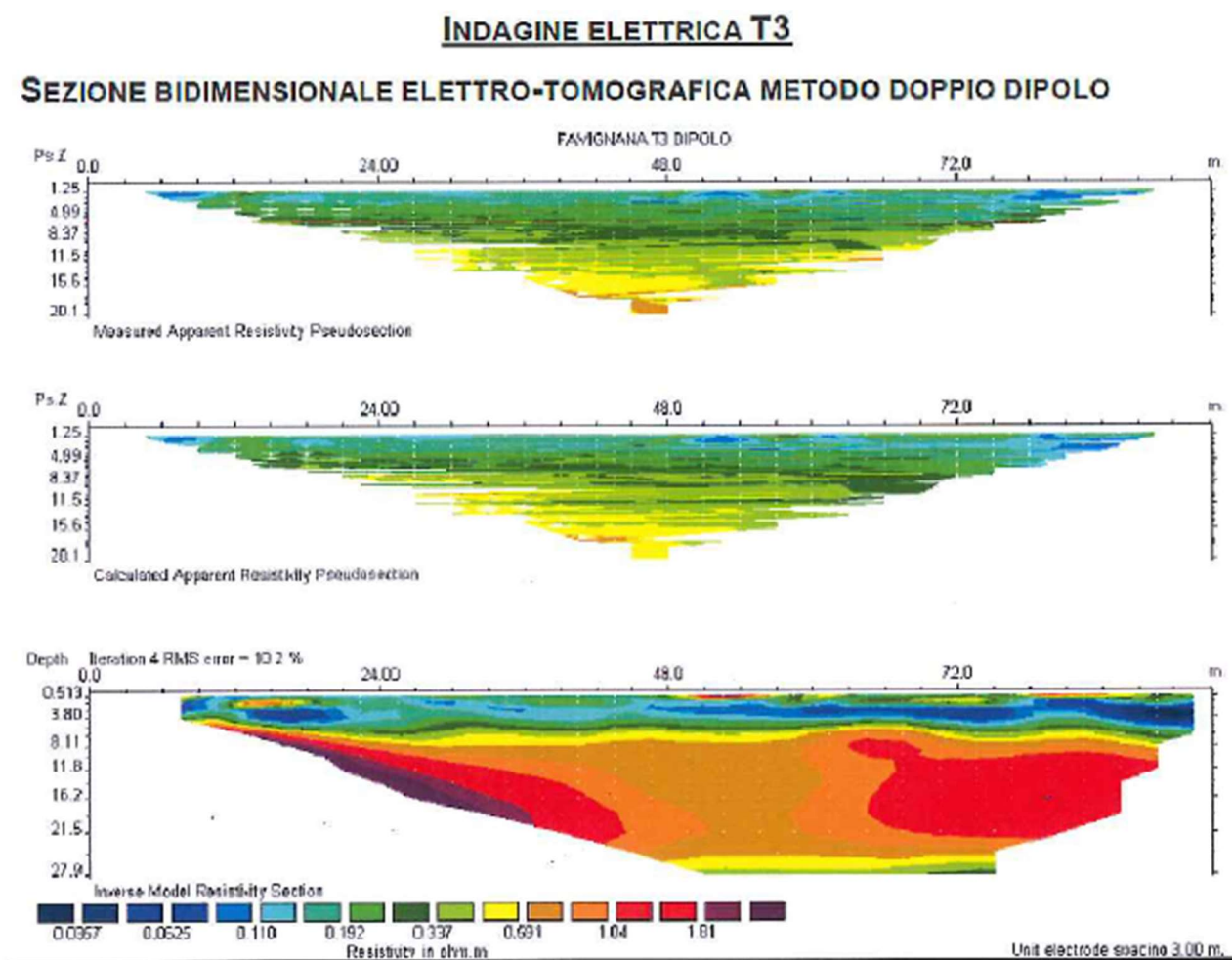


Figura 18 – Sezione elettro-tomografica - Indagine T3



## Indagine T4

La sezione elettro-stratigrafica ha evidenziato uno spessore superficiale generalmente non superiore a 8,00 m con valori di resistività compresi tra 0,0603 e 0,30 Ohm m, (trattasi dello spessore corrispondente alla batimetria della sezione investigata).

Al di sotto di tale unità è stato rinvenuto un elettrostrato, con andamento pian inclinato, con valori di resistività compresi tra 0,35 e 1,70 Ohm m, che si estende fino ad una profondità compresa tra 10,00 m e 16,00 m dal pelo libero dell'acqua (Figura 19), **riconducibile a sedimenti di natura limoso-sabbiosa, totalmente imbibiti.**

Oltre tale profondità si assiste ad un graduale aumento dei valori di resistività fino a raggiungere valori massimi prossimi a 6,70 Ohm m, sempre con modello di stratificazione ad andamento piano inclinato.

### INDAGINE ELETTRICA T4

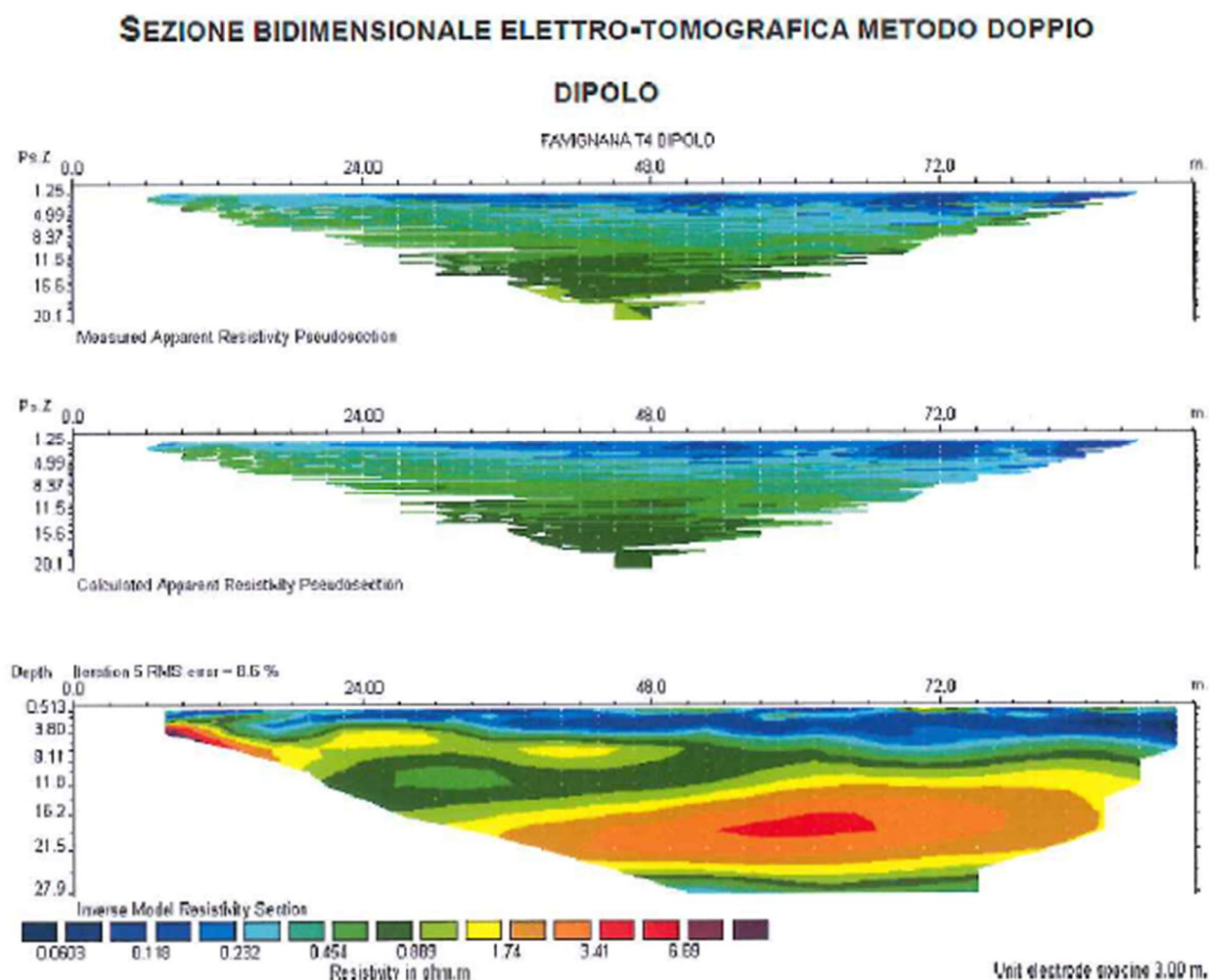


Figura 19 – Sezione elettro-tomografica – Indagine T4

## Indagine T5



La sezione elettro-stratigrafica ha evidenziato uno spessore superficiale generalmente non superiore a 14,00 m con valori di resistività compresi tra 0,056 e 0,30 Ohm m, (trattasi dello spessore corrispondente alla batimetria della sezione investigata).

Al di sotto di tale unità è stato rinvenuto un elettrostrato, con andamento debolmente piano inclinato, con valori di resistività compresi tra 0,35 e 1,40 Ohm m, che si estende fino al fondo della sezione (Figura 20), **riconducibile a sedimenti di natura sabbioso-calcarenitica, totalmente imbibiti.**

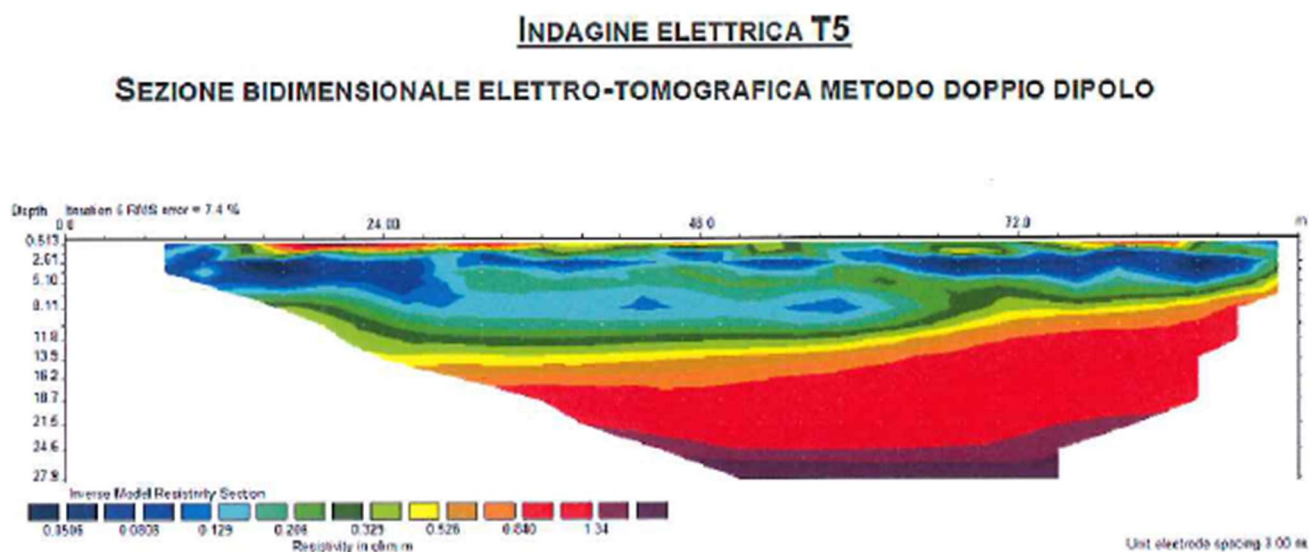


Figura 20 – Sezione elettro-tomografica – Indagine T5

Nella seguente tabella sono sintetizzati i valori di resistività rilevati, riferiti al substrato sabbioso calcarenitico.

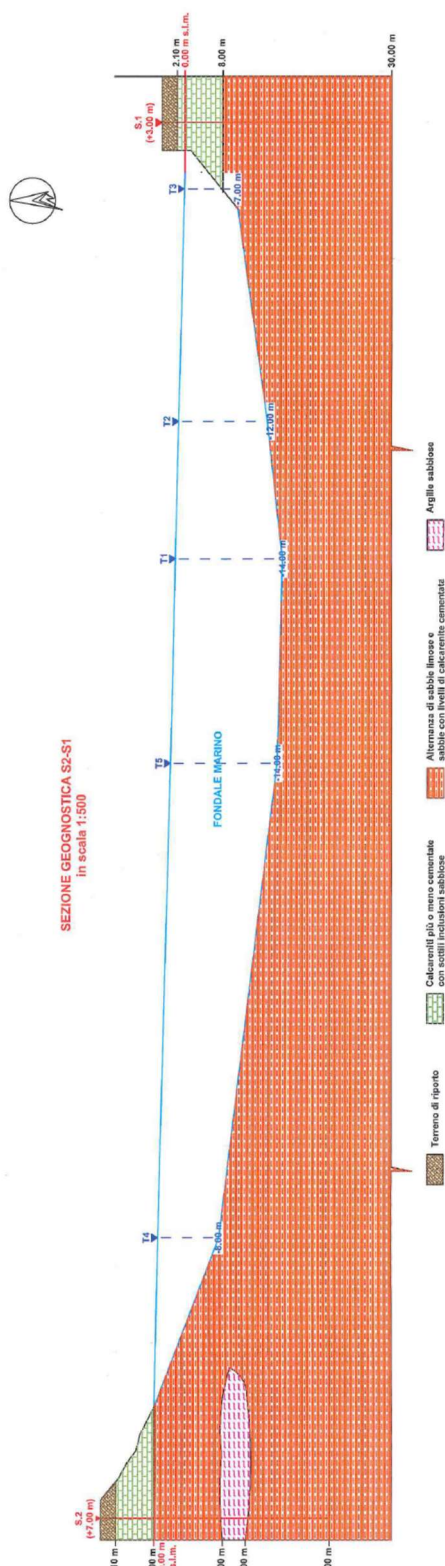
Tomografia elettrica	Resistività $\Omega \cdot m$
T1	0.35 $\approx$ 3.00
T2	0.35 $\approx$ 1.30
T3	0.35 $\approx$ 1.90
T4	0.35 $\approx$ 1.70
T5	0.35 $\approx$ 1.40

Tabella 4 – Valori di resistività rilevati negli stendimenti geoelettrici tomografici riferiti al substrato sabbioso calcarenitico



**PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE  
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA  
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

**- Relazione Geotecnica -**



*Figura 21 – Sezione geologica S1-S2*

**PROGETTISTA DELLE STRUTTURE:**





#### 4.2.2.2 Indagine sismica M.A.S.W.

Per definire la categoria di sottosuolo è stato fatto riferimento ai dati acquisiti con l'indagine geosismica attiva M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves), finalizzata alla caratterizzazione sismica dei terreni mediante la misura diretta delle velocità delle onde sismiche trasversali  $V_s$  fino ad una profondità di circa 30 m dal piano campagna. Con tale metodo è stato possibile determinare la  $V_{s30}$ , ovvero la media pesata delle velocità delle onde sismiche trasversali per i primi 30 m.

Sono stati eseguiti n°2 sondaggi M.A.S.W con stese sismiche pari a 26 m. Data la necessità di analizzare con elevato dettaglio le basse frequenze, sono stati utilizzati n.12 geofoni a 4,5 Hz ad asse verticale con distanza intergeofonica pari a 2,00 m.

I dati acquisiti e l'elaborazione dei sismogrammi hanno fornito sequenze sismo-stratigrafiche a tre orizzonti:

- **Il primo sismo-strato**, è caratterizzato da velocità di propagazione delle  $V_s$  comprese fra 174,89 m/s e 129,33 m/s, rispettivamente nei sondaggi S.1 e S.2, associabile al rifrattore superficiale di bassa velocità di propagazione (terreno agrario) con scadenti caratteristiche meccanico elastiche, dello spessore variabile da 0,40 m a 0,70 m;
- **Il secondo sismo-strato**, corrisponde ad un rifrattore a velocità più elevata caratterizzato da valori di velocità delle onde S comprese fra 378,95 m/s e 413,80 m/s associabile al deposito sabbioso-calcarenitico, di medio bassa cementazione, dello spessore variabile da 12,00 m a 15,00 m;
- **Il terzo sismo-strato** di spessore indefinito, caratterizzato da velocità delle onde S comprese fra 859.6784 m/s e 880.28 m/s, è associabile al substrato sabbioso-calcarenitico.

Con la stima delle onde  $V_p$  sono stati calcolati analiticamente i moduli riportati in Tabella 5 .

Stesa Masw N°	Strato n°	$V_p$ m/sec	$V_s$ m/sec	$\gamma$ gr/cm <sup>3</sup>	$\sigma$ MPa	Moduli elastici			
						$\nu$	E MPa	G MPa	$\mu$ MPa
S.1	1	358	174.8968	1.81	158	0.34	149	55	121
	2	745	378.959	1.98	721	0.33	755	285	531
	3	1877	859.6784	2.21	5599	0.27	4463	1632	4511
S.2	1	282	129.3303	1.75	100	0.37	80	29	81
	2	943	413.8006	2.04	1348	0.38	965	350	1115
	3	1996	880.28	2.22	6558	0.38	4747	1721	5411

Tabella 5 - Moduli elastici calcolati

Dove:

- $\nu$  è il modulo di Poisson
- E è il modulo di Young
- G è il modulo di taglio
- $\mu$  è il modulo di rigidità o di Lamè
- $\sigma$  è il modulo di compressione



**Comune  
di Favignana**

**PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE  
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA  
DEL PORTO DI FAVIGNANA**

*- Relazione Geotecnica -*

Sulla base del profilo delle onde di taglio elaborato, attraverso la curva di dispersione, si è ottenuto nel sondaggio **M.A.S.W. S.1** un valore delle  **$V_{s30}$  pari a 506 m/s**, mentre nel sondaggio **M.A.S.W. S.2** un valore delle  **$V_{s30}$  pari a 575 m/s**.

Secondo la NTC2018 (§3.2.2) il sottosuolo rientra nella **Categoria B**:

*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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.*





#### 4.3 Indagini in laboratorio

Nel corso dei sondaggi geognostici sono stati prelevati n°6 campioni che sono stati inviati presso il laboratorio "Geo3 s.n.c." di Gibellina (Autorizzato ai sensi del DPR 06.06.01 n.380 art.59 – n. prot. 5594 del 25.06.2010)

Il Piano di indagini prevedeva di eseguire su tutti i campioni l'esecuzione delle seguenti prove:

- determinazione del contenuto d'acqua del campione – ASTM D 2216-80;
- determinazione del peso per unità di volume – BS 1377;
- determinazione del peso specifico – ASTM D 854;
- analisi granulometrica mediante sedimentazione (aerometria) e/o setacciatura – ASTM D 422;
- prova ad espansione laterale libera E.L.L. – ASTM D 2166;
- prova di taglio diretto – ASTM D 3080.

Dalle risultanze delle stratigrafie si ritiene che i campioni non siano stati realmente indisturbati (sabbia), tranne presumibilmente il campione S2C2, trattandosi di argilla limosa sabbiosa.

Dei n°6 campioni prelevati, soltanto n°3 sono stati soggetti a prove di laboratorio.

Sondaggio	Campione	Profondità [m]	Descrizione del campione
S1	S1C1	4,00 - 4,50	-
S1	S1C2	7,40 - 7,80	Sabbia debolmente limosa di colore beige con presenza di inclusi calcarenitici polidimensionali. Umida e sciolta.
S1	S1C3	13,00-13,50	-
S2	S2C1	5,90 - 6,25	Sabbia cementata biocostruita di colore giallastro
S2	S2C2	17,20 - 17,60	Argilla limosa di colore nerastro con abbondante presenza di sostanza organica. Umida, plastica e coesiva.
S2	S2C3	19,00-19,25	-

Tabella 6 - Elenco dei campioni prelevati



Di seguito vengono illustrati, in sintesi, i risultati delle analisi e delle prove di laboratorio relative ai campioni estratti dai sondaggi che sono stati analizzati. Dai certificati risulta che i campioni sono stati estratti con fustella metallica.

Si precisa che:

$\gamma_n$	è il peso naturale dell'unità di volume
$\gamma_d$	è il peso secco dell'unità di volume
$\gamma_s$	è il peso specifico;
$\gamma_{sat}$	è il peso saturo dell'unità di volume;
$e$	è l'indice di porosità;
$n$	è la porosità;
$w_n$	è il contenuto naturale d'acqua;
$c'$ e $\varphi'$	sono la coesione intercetta e l'angolo di resistenza a taglio dell'involuppo di rottura Mohr-Coulomb delle prove di Taglio Diretto;
$ELL$	è la resistenza alla prova ad espansione laterale libera.

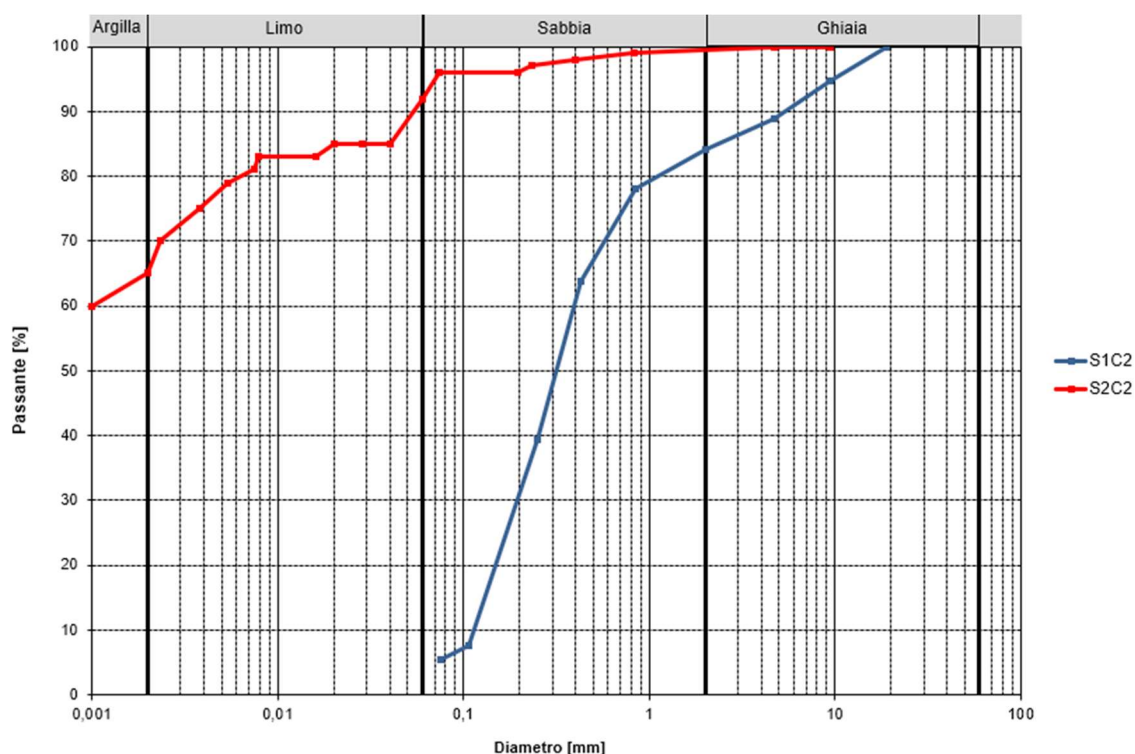


Figura 22 – Curve granulometriche dei campioni prelevati

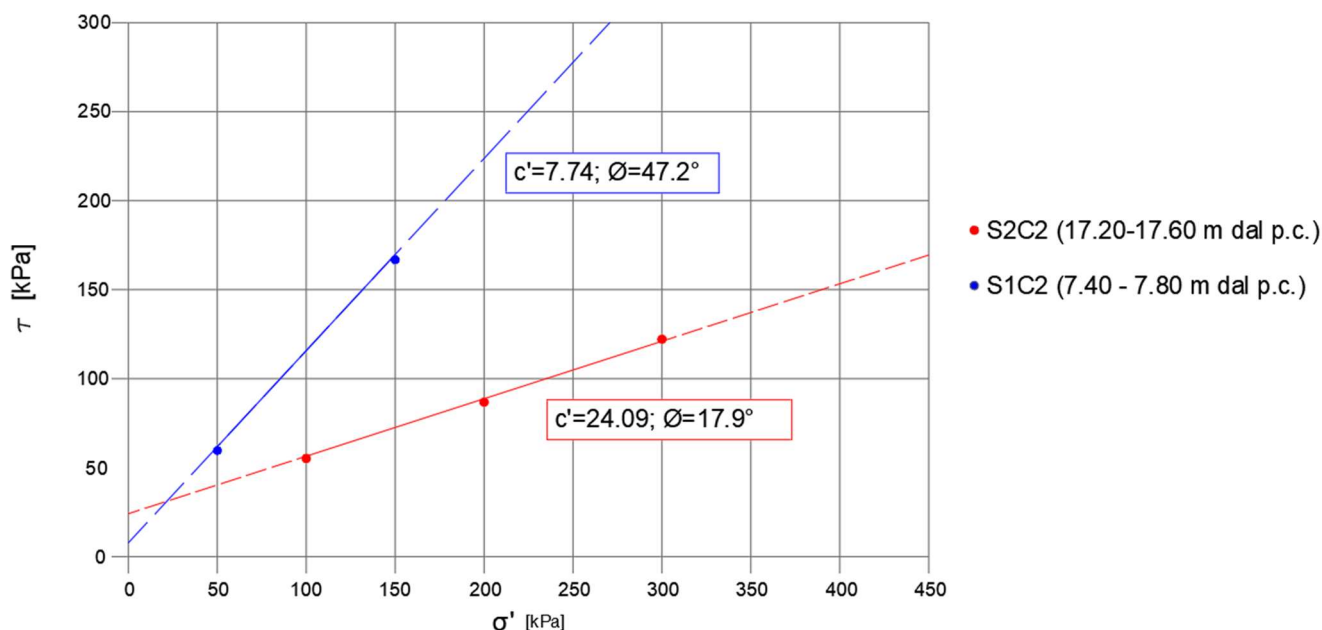


Figura 23 – Involuppi di rottura delle prove di taglio diretto

SONDAGGIO	CAMPIONE	Profondità dal p.c. [m]	CONTENITORE	COMPOSIZIONE GRANULOMETRICA A.G.I.	Passante al setaccio 200 (75 µ) [%]	$U_c$	GHIAIA [%]	SABBIA [%]	LIMO [%]	ARGILLA [%]	$w_n$ [%]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	ELL [kPa]	S [%]	e [-]	n [%]	$c'$ [kPa]	$\varphi'$ [°]
S1	S1C2	7,40 - 7,80	FM	sabbia ghiaiosa	5,52	2,92	16	79	-	-	27,48	17,50	13,73	26,73	-	79,09	0,95	48,63	7,74	47,2
S2	S2C2	17,20 - 17,60	FM	argilla limosa, sabbiosa	94,43	-	-	10	22	68	27,42	19,19	15,06	25,95	267	100	0,72	41,96	24,09	17,9

PARAMETRI DI RESISTENZA A COMPRESSIONE (POINT LOAD TEST)											
Sondaggio - Campione	Profondità [m]	$\sigma = F \times l_0$	Valore massimo [MPa]	Forma rottura	Piani debolezza	Altezza [mm]	Larghezza [mm]	Carico [kN]	Indice $I_0$ [MPa]	Indice $I_0(50)$ [MPa]	Resistenza a compressione [MPa]
S2 - C1	5,90 - 6,25	0,05	0,055	B = Cilindrico rottura perimetrale	A = Assenti	82,0	90,00	0,41	0,061	0,055	0,129

Tabella 7 - Sintesi dei risultati ottenuti in laboratorio



## 5 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Per la definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici risulta necessario fare alcune precisazioni. Il D.M.17/01/2018 (§6.2.2) definisce che “... **Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.**

*Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.*

La stima del valore caratteristico deve quindi tenere conto del volume ingegneristicamente significativo per la particolare opera in progetto, e per la specifica verifica, della quantità e rappresentatività delle indagini eseguite, nonché dell'accuratezza della modello geotecnico di riferimento.

Nel caso in specie, il disturbo operato dal carotaggio sulla struttura dello scheletro solido, in particolare modo sulla cementazione dei clasti (§4.1), la difficoltà di estrarre provini indisturbati su cui eseguire prove di laboratorio e la forte variabilità dei risultati delle prove SPT, spingono ad una attenta e cauta valutazione dei parametri caratteristici dei terreni di fondazione; in ragione di ciò, nella modellazione si è fatto riferimento a degli intervalli di valori entro cui far variare tali parametri, eseguendo una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro in funzione dello stato limite considerato.

I sondaggi geognostici sostanzialmente hanno accertato che i terreni di fondazione sono costituiti da un complesso calcarenitico nel quale possono distinguersi due orizzonti: quello superficiale, dello spessore variabile rilevato dai sondaggi S1 e S2 pari a 5-8 m, caratterizzato da calcareniti più o meno cementate con sottili inclusioni sabbiose; il livello profondo è formato da alternanze disordinate di sabbie limose e sabbie con livelli di calcarenite cementata.

Si assume un modello geotecnico del sottosuolo caratterizzato dai parametri riportati in *Tabella 8*, di cui di seguito si esplicita il significato della simbologia:

- $\gamma_{sat}$  è il peso saturo dell'unità di volume;
- $\gamma_d$  è il peso secco dell'unità di volume;
- $c'$  è la coesione intercetta in condizioni drenate;
- $\varphi'$  è l'angolo di resistenza a taglio del terreno;
- $E'$  è il modulo di Young dello scheletro solido;
- $\nu'$  è il modulo di Poisson dello scheletro solido;

STRATO	SIMBOLO	Profondità iniziale (da fondale/p.c.)	Profondità finale (da fondale/p.c.)	$\gamma_{sat}$	$\gamma_d$	$c'$	$\varphi'$	$E'$	$\nu'$
		[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]
Sabbie calcarenitiche superficiali	SCS	0,00	8,00	19,00-20,00	15,00-15,50	0-10,00	35-40	7.000 ÷ 12.000	0,30
Sabbie calcarenitiche profonde	SCP	8,00	50,00	19,00-20,00	15,00-15,50	0-20,00	38-45	12.000 ÷ 22.000	0,30

*Tabella 8 - Parametri meccanici caratteristici del modello geotecnico del Progetto Esecutivo*



Per quanto riguarda i rapporti opere-terreni dei modelli geotecnici si rimanda all'illustrazione delle singole verifiche.

Per la formazione di calcarenite compatta affiorante, alla radice della diga, dove verrà realizzata la paratia tipo 2 (Figura 24), si considerano i seguenti parametri:

- $\sigma_c$  resistenza a compressione semplice, nell'intervallo 6-20 MPa;
- $\gamma_{sat}$  peso unità di volume calcarenite, nell'intervallo 20-22 kN/m<sup>3</sup>.

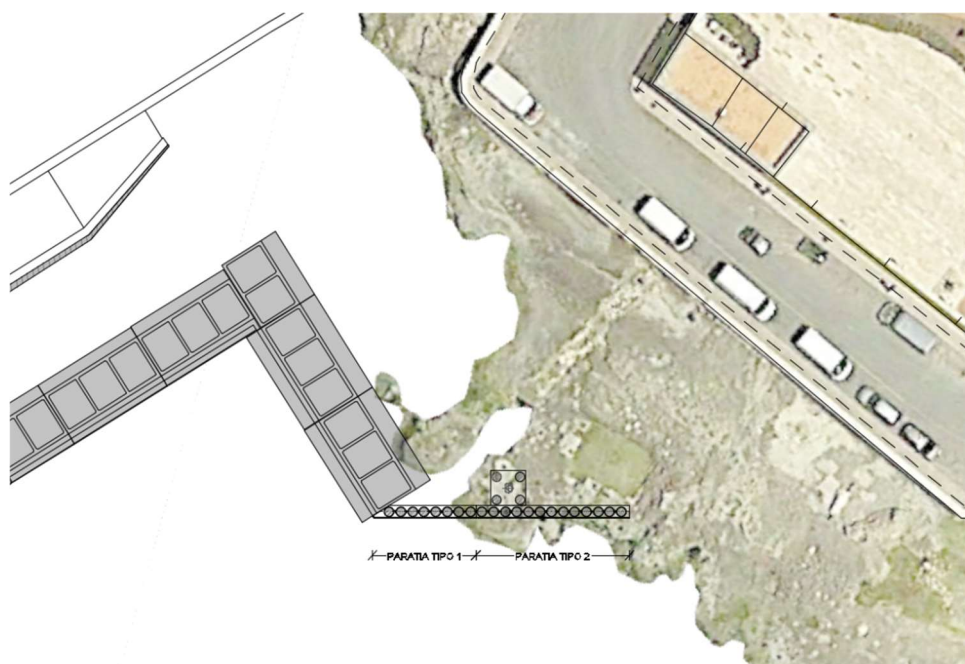


Figura 24 – Paratia Tipo 1 e Tipo 2: sovrapposizione planimetria di progetto su ortofoto



## 6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE

In *Tabella 9* sono riepilogati valori caratteristici e di progetto dei parametri fisico meccanici adottati nei calcoli, per i diversi materiali individuati

STRATO	$\gamma_s$	$n$	$\gamma_d$	$\gamma_{sat}$	$c'$	$\varphi'$	$E'$	$\nu'$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]
Tout-venant	25,00	0,30	17,50	20,53	0,00	40,00	30.000,00	0,30
Pietrame	25,00	0,30	17,50	20,53	0,00	40,00	30.000,00	0,30
Scogli di 1a cat.	25,00	0,30	17,50	20,53	0,00	40,00	50.000,00	0,30
Scogli di 2a cat.	25,00	0,37	15,75	19,49	0,00	40,00	50.000,00	0,30
Tetrapodi	24,00	0,47	12,72	17,47	0,00	40,00	50.000,00	0,30

*Tabella 9 – Parametri meccanici caratteristici dei materiali da costruzione*

Al pietrame e al tout venant è stato attribuito un modulo di compressibilità iniziale  $E'$  pari a 30 MPa, per tenere conto dello scarso addensamento iniziale del materiale conseguente alle modalità della sua collocazione in opera.

Per il tout venant, il pietrame e gli scogli di 1a cat. si è ipotizzato una porosità equivalente pari al 30%. Per gli scogli di 2° cat. e i tetrapodi in cls i valori di porosità sono stati ricavati da letteratura. Tutti i materiali di cui sopra hanno un comportamento di tipo drenato.





## 7 RISPOSTA SISMICA E STABILITA' DI SITO

### 7.1 Azione sismica

La "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione 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), e riferita ad una probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  del 10% nel periodo di riferimento  $V_R$  corrispondente allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

In particolare, sono stabiliti una *Vita Nominale dell'opera* ( $V_N$ ) pari a 50 anni (opera rientrante nella tipologia 2) e una *Classe d'Uso II*, cioè *Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali, a cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 1,0*. Il Periodo di Riferimento per l'azione sismica risulta quindi pari a:

$$V_R = C_U \cdot V_N = 50 \text{ anni}$$

La tabella seguente fornisce la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica per ciascun Stato limite.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 10 - Probabilità di superamento PVR al valore dello stato limite considerato

Il Periodo di Ritorno  $T_R$  corrispondente si determina dalla relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

Pertanto, si ha:

STATI LIMITE		$P_{VR}$	$T_R$	$a_g/g$	$F_0$	$T_c^*$
		[%]	[anni]	[-]	[-]	[s]
Stati Limite d'Esercizio	SLO	0,81	30	0,019	2,61	0,273
	SLD	0,63	50	0,024	2,67	0,296
Stati Limite Ultimi	SLV	0,1	475	0,050	2,88	0,340
	SLC	0,05	975	0,060	2,98	0,372

Tabella 11 - Parametri sismici su sito di riferimento rigido orizzontale associati a ciascun Stato Limite



## 7.2 Risposta Sismica Locale

Ai fini dell'azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie mediante studi specifici di risposta sismica locale. Nei casi che non presentano condizioni di particolare complessità è possibile utilizzare la classificazione dei terreni riportata nel § 3.2.2 del D.M. 17/01/2018.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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.
C	Depositi di terreni a grana grossa medianamente addensati o terreni a grana fina medianamente consistenti 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.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 12 - *Categorie di sottosuolo (Tabella 3.2.II del D.M. 17/01/2018)*

Sulla base dei risultati della campagna di indagini eseguite, la Categoria del Sottosuolo è la B. A vantaggio di sicurezza, per le verifiche viene assunta la *Categoria di Sottosuolo C*. Applicando le espressioni riportate nella Tabella 13, è possibile calcolare il Coefficiente di Amplificazione Stratigrafica  $S_s$ .

Tab. 3.2.IV – *Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$*

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 13 - *Coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  previste dal D.M. 17 Gennaio 2018*



Per quanto riguarda l'influenza della morfologia sulla risposta sismica locale, è stato fatto riferimento alla classificazione del D.M. 17/01/2018:

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 14 - *Categorie topografiche (Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/2018)*

Tab. 3.2.V – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a $30^\circ$	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di $30^\circ$	1,4

Tabella 15 - *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2018)*

Come è possibile osservare in *Tabella 14* ed in *Tabella 15*, alle condizioni topografiche del sito (inclinazione media  $i < 15^\circ$ ) corrisponde la categoria T1, per la quale è previsto un coefficiente di amplificazione  $S_T = 1$ .

Il valore di accelerazione massima  $a_{\max}$  attesa in superficie può quindi essere ricavato dalla relazione seguente:

$$a_{\max} = S_s S_T a_g$$

Pertanto, per SLV, si ha  $a_{\max} = 0,075 g$ .



### 7.3 Stabilità nei confronti della liquefazione

In considerazione del fatto che i terreni di fondazione sono caratterizzati da una granulometria prevalentemente sabbiosa ed ovviamente da una condizione di completa saturazione, è stato necessario valutare la suscettibilità alla liquefazione.

#### 7.3.1 Inquadramento del fenomeno

La liquefazione è un fenomeno di “diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidità causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno” (O.P.C.M. n°3274).

Le azioni cicliche di un sisma hanno l'effetto di incrementare notevolmente il potenziale di liquefazione del terreno, provocandone la compattazione. A causa della rapidità dei processi di sollecitazione agenti, si innesca nel terreno una sovrappressione interstiziale che comporta una diminuzione di resistenza. Dallo studio dei casi verificatisi in passato si è compreso che questo fenomeno è profondamente influenzato dal numero dei cicli  $N$  del terremoto, dalla densità relativa  $D$  e dalla granulometria del terreno. Un terreno incoerente, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, naturalmente, al crescere di  $N$ .

Da quanto detto sopra si evince che il pericolo riguarda principalmente i depositi superficiali di terreni incoerenti o debolmente coerenti, in presenza di falde acquifere anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa. Il D.M. 17/01/2018 prevede che la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0,1 g;
- profondità stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella *Figura 25* (figura 7.11.1 del D.M. 17/01/2018), per terreni con coefficienti di uniformità  $U_c < 3,5$  e  $U_c > 3,5$ .

Nella *Figura 26* vengono presentati i risultati della valutazione preliminare di suscettibilità alla liquefazione, in funzione della distribuzione granulometrica (relativa a Coefficiente di Uniformità  $U_c < 3,5$ ). I terreni di fondazione nel volume ingegneristicamente significativo sono costituiti prevalentemente da sabbie calcarenitiche, come rilevato dal campione S1C2, la cui curva granulometrica ricade nel fuso di possibilità di liquefazione. Risulta pertanto necessario eseguire la verifica a liquefazione. Il campione S2C2 è invece stato prelevato da uno strato di argilla limosa della potenza di alcuni metri (da -16 m a -19 m dal p.c.), e pertanto la relativa curva granulometrica non ricade nel fuso di possibilità di liquefazione.



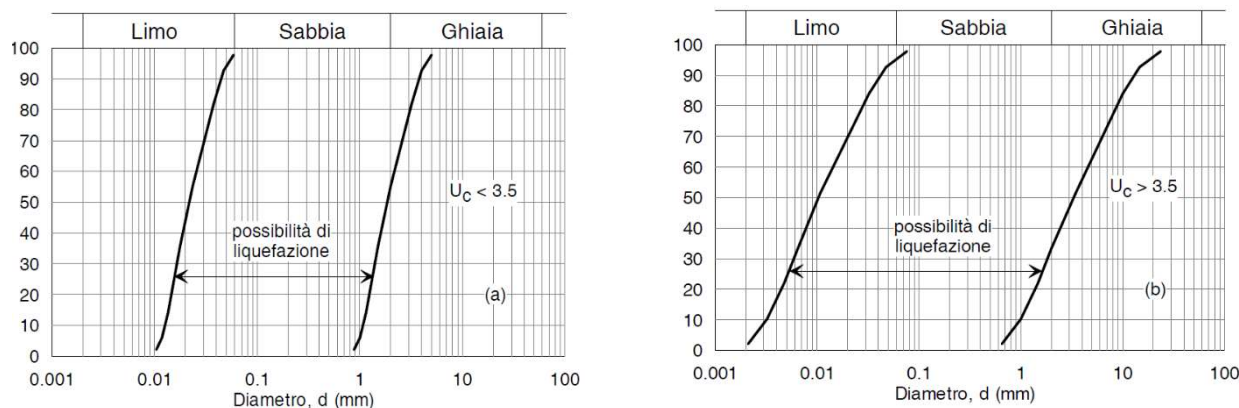


Figura 25 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

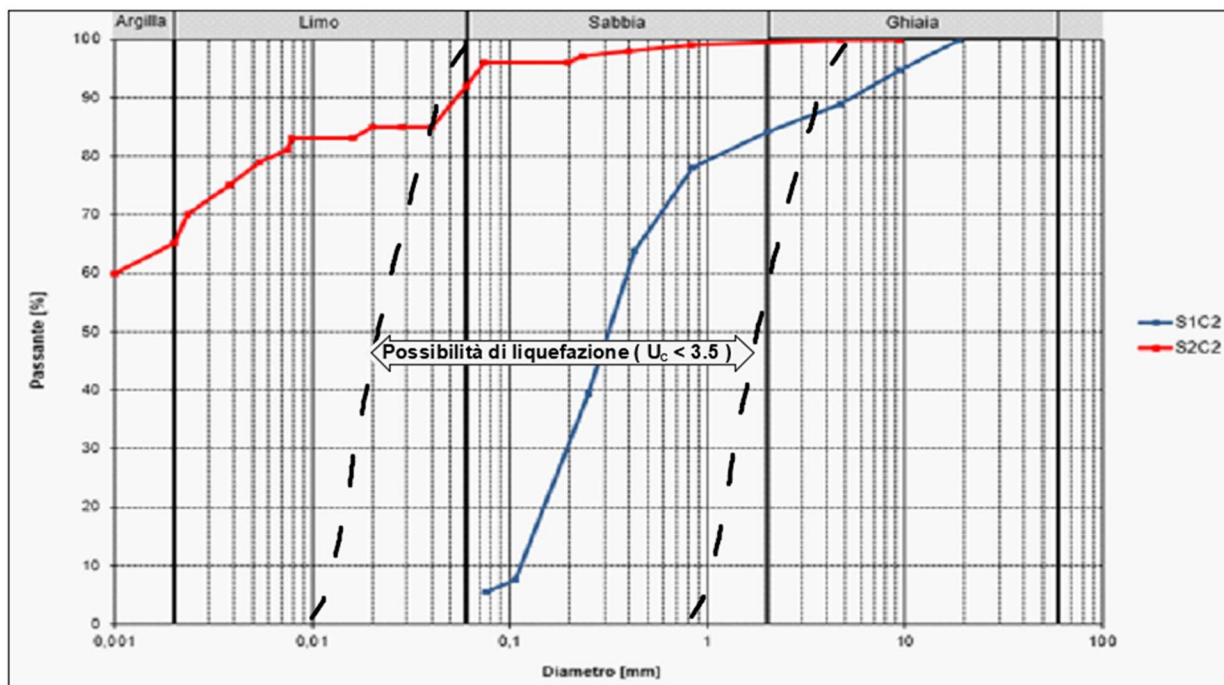


Figura 26 – Valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione  $U_c < 3,5$

Per valutare la possibilità di occorrenza della liquefazione in un sito sono state proposte diverse metodologie che vanno dai semplici metodi qualitativi e semi-empirici alla modellistica fisica. Di seguito viene illustrato il metodo di analisi semplificata impiegato.



### 7.3.2 Criterio di verifica

La verifica a liquefazione del deposito è effettuata in condizioni di free-field, cioè di assenza dei manufatti di progetto sulla superficie del deposito. L'analisi della pericolosità di liquefazione per l'area in esame viene eseguita in corrispondenza di un numero adeguato di verticali significative, alle profondità in cui sono presenti materiali potenzialmente liquefacibili.

La sicurezza nei confronti della liquefazione, ad una generica profondità, è valutata in termini di coefficiente di sicurezza,  $F_L$ , definito come rapporto fra resistenza disponibile alla liquefazione e sollecitazione indotta dall'azione sismica. Entrambi i parametri tensionali sono correntemente normalizzati rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, in modo da definire un *Rapporto di Resistenza Ciclica*,  $CRR$ , e un *Rapporto di Tensione Ciclica*,  $CSR$ . Pertanto, si ha:

$$F_L = \frac{CRR}{CSR}$$

### 7.3.3 Valutazione di CSR

Il rapporto  $CSR$ , ad una determinata profondità, può essere valutato attraverso la seguente espressione (Seed e Idriss, 1971):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \frac{a_{maxs}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

Dove  $a_{maxs}$  è l'accelerazione di picco al piano campagna del terremoto di progetto;  $g$  è l'accelerazione di gravità;  $\sigma_v$  e  $\sigma'_v$  sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata;  $r_d$  è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo.

Il coefficiente  $r_d$  può ricavarsi mediante la seguente espressione (Idriss e Boulanger, 2004):

$$r_d = \exp \left[ \left( -1,012 - 1,126 \sin \left( \frac{z}{11,73} + 5,133 \right) \right) + \left( 0,106 + 0,118 \sin \left( \frac{z}{11,28} + 5,142 \right) \right) M \right]$$

essendo  $z$  la profondità dal piano campagna espressa in metri ( $z \leq 20$  m) ed  $M$  la magnitudo di momento dell'evento sismico atteso. Per  $z \geq 20$  m è opportuno assegnare a  $r_d$  un valore non inferiore a 0,7.

Poiché le procedure semplificate sono state elaborate sulla base di osservazioni sul comportamento dei depositi durante eventi sismici con magnitudo di momento pari a 7,5, per eventi di magnitudo diversa, occorre ricondurre il carico sismico a quello equivalente di un terremoto di magnitudo 7,5 ( $CSR$ )<sub>M=7,5</sub> attraverso la relazione seguente:

$$(CSR)_{M=7,5} = \frac{CSR}{MSF}$$





In cui  $MSF$  è un fattore di scala per la magnitudo, così ricavabile (Idriss e Boulanger, 2004):

$$MSF = 6,9 \exp\left(-\frac{M}{4}\right) - 0,058 \quad MSF \leq 1,8$$

### 7.3.4 Valutazione di CRR

La valutazione di  $CRR$  può essere condotta a partire dai risultati di prove SPT o alternativamente da misure della velocità delle onde di taglio.

#### Da prove SPT

La resistenza penetrometrica espressa attraverso  $N_{SPT}$  è ricondotta ad un valore normalizzato e corretto mediante la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

Il coefficiente  $C_N$  è un fattore correttivo per tenere conto dell'influenza della pressione verticale efficace ed è ricavabile per via iterativa dalla seguente espressione:

$$C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0,784 - 0,0768 \sqrt{(N_1)_{60}}}$$

dove  $p_a$  (pressione atmosferica  $\approx 100 \text{ kN/m}^2$ ) e  $\sigma'_v$  devono essere espresse nelle stesse unità di misura.

Il coefficiente  $C_E$  riconduce le misure ad un rendimento energetico dell'attrezzatura pari al 60% e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

dove  $ER_m$  è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del maglio all'attrezzo campionario, relativo alla macchina utilizzata per eseguire la prova. Nella fattispecie può porsi  $ER_m = 60$ .

I coefficienti  $C_B C_R C_S$  sono rispettivamente i fattori correttivi per le dimensioni del foro di sondaggio, per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice e per il tipo di campionario.

Nella fattispecie  $C_E C_B C_R C_S$  possono essere assunti pari ad uno.

Dal valore di  $(N_1)_{60}$  può essere infine ricavato il valore della resistenza alla liquefazione  $CRR$  mediante l'impiego dell'abaco di *Figura 27*, ottenuto dall'osservazione dei casi storici, nei quali sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione per eventi sismici di magnitudo di momento  $M=7,5$  e per diversi valori di  $FC$  (*Fine Content*, definito come la percentuale del passante allo staccio  $0,075 \text{ mm}$ ).

Il  $CRR$  così determinato è relativo a una condizione con piano campagna lievemente inclinato.

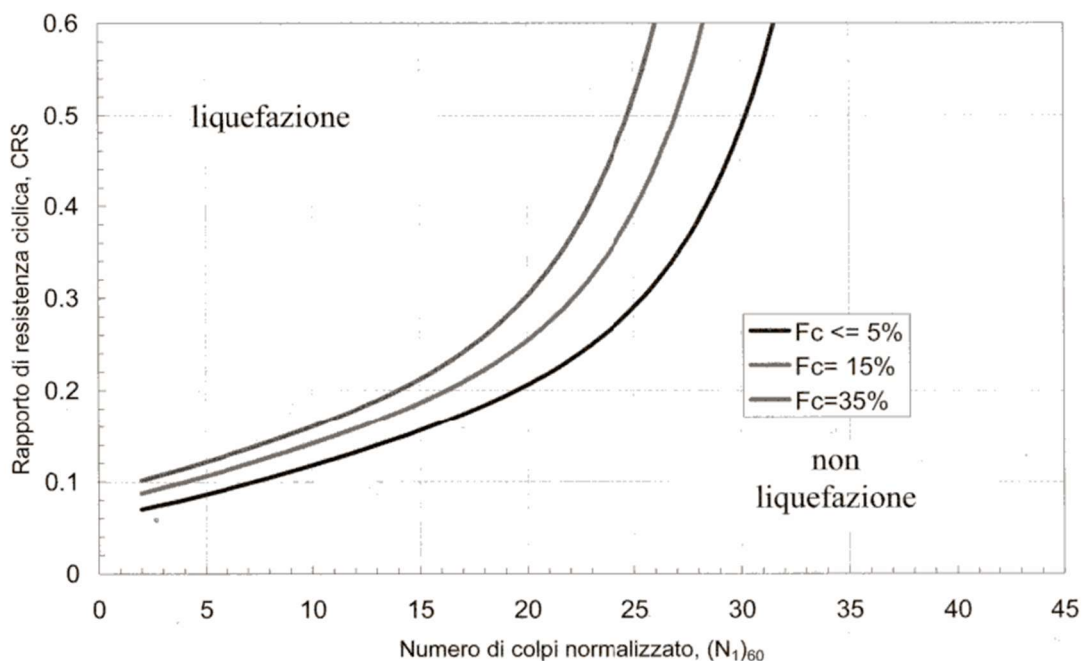


Figura 27 – Correlazione empirica tra CRR ed il valore di  $N'(60)$  per diversi valori del contenuto di fine, per terremoti di Magnitudo  $M=7,5$

### 7.3.5 Risultati dei calcoli

I calcoli sono stati effettuati con riferimento all'accelerazione di picco al piano campagna pari a:

$$a_{s\ max} = S_s S_T a_g = 0,075\ g$$

Nella tabella seguente sono riportate le verifiche di suscettibilità di liquefazione lungo le verticali dei sondaggi eseguiti a terra, alle varie profondità in cui sono state eseguite le prove SPT. Sono stati considerati terremoti di magnitudo di momento  $M$  variabile da 6,00 a 7,00.

I valori di  $N_{SPT}$  sono stati ridotti applicando la correzione suggerita da Hudson (1969), valida per i valori  $N_{SPT} > 15$  relativi a sabbie fini limose in presenza di sabbie:

$$N_{SPT, CORR} = 15 + 0,5(N_{SPT} - 15)$$

I coefficienti di sicurezza sono ampiamente superiori all'unità, pertanto non la verifica a liquefazione è soddisfatta.



Comune  
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO I° STRALCIO FUNZIONALE  
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA  
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione Geotecnica -

SONDAGGIO	z dal p.c. [m]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	N <sub>SPT</sub>	N <sub>SPT,CORR</sub>	C <sub>N</sub>	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	FC [%]	(N <sub>1</sub> ) <sub>60cs</sub>	M	r <sub>d</sub>	CSR	MSF	(CSR) <sub>M=7,5</sub>	(CRR) <sub>M=7,5</sub>	F <sub>L</sub>
S1	3,00	51,00	51,00	39	27,0	1,25	33,88	5,00	33,88	6,00	0,96	0,05	1,48	0,03	0,889	28,15
										6,50	0,97	0,05	1,30	0,04		24,52
										7,00	0,97	0,05	1,14	0,04		21,34
	10,00	186,25	120,60	30	22,5	0,92	20,74	5,00	20,74	6,00	0,80	0,06	1,48	0,04	0,215	5,30
										6,50	0,83	0,06	1,30	0,05		4,48
										7,00	0,86	0,06	1,14	0,06		3,78
	15,00	283,75	167,60	30	22,5	0,79	17,75	5,00	17,75	6,00	0,68	0,06	1,48	0,04	0,181	4,79
										6,50	0,72	0,06	1,30	0,05		3,95
										7,00	0,77	0,06	1,14	0,06		3,25
S2	1,50	25,50	25,50	20	17,5	1,66	29,02	5,00	29,03	6,00	0,99	0,05	1,48	0,03	0,430	13,26
										6,50	0,99	0,05	1,30	0,04		11,60
										7,00	0,99	0,05	1,14	0,04		10,15
	8,00	138,50	128,40	75	45,0	0,93	41,89	5,00	41,89	7,50	1,00	0,05	1,00	0,05	8,073	8,87
										6,00	0,85	0,04	1,48	0,03		268,09
										6,50	0,87	0,05	1,30	0,04		228,79
	12,00	216,50	166,00	26	20,5	0,79	16,11	5,00	16,11	7,00	0,90	0,05	1,14	0,04	0,166	195,10
										6,00	0,75	0,05	1,48	0,03		5,15
										6,50	0,79	0,05	1,30	0,04		4,31
										7,00	0,83	0,05	1,14	0,05		3,60

Tabella 16 - Verifiche a liquefazione sui sondaggi eseguiti

## 8 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE SULLE OPERE IN PROGETTO

Le opere in progetto di rilevanza geotecnica sono:

- nuova Diga Foranea costituita da n°2 tratti:
  - Primo tratto a gettata:
    - con nucleo in tout venant, una mantellata di protezione costituita da scogli di 4° categoria alla radice (primi 50 m) e da tetrapodi da 25 t più avanti con pendenza 3/2, banchinata internamente con cassoni cellulari in c.a. (tipo G) imbasati a -6,00 m s.l.m.m. su uno scanco di pietrame;
  - Secondo tratto a parete verticale costituito da n°4 cassoni tipo A, B e C, di dimensioni maggiori rispetto al tipo G, imbasati a - 8,80 m s.l.m.m (A) ed a - 12,00 s.l.m.m. (B e C);
- Paratia di sponda (tipo 1 e tipo 2), adiacente al banchinamento alla radice a cassoni, costituito da pali in c.a. F800, con camicie metalliche concatenate;
- Plinto su pali per ancoraggio bitta da 100 t.

I terreni di fondazione della nuova diga foranea, nel volume ingegneristicamente significativo, sono costituiti da sabbie calcarenitiche con grado di cementazione variabile. Il comportamento è di tipo drenato. La paratia tipo 2 ed il plinto su pali insistono sulla formazione di calcarenite compatta affiorante alla radice.

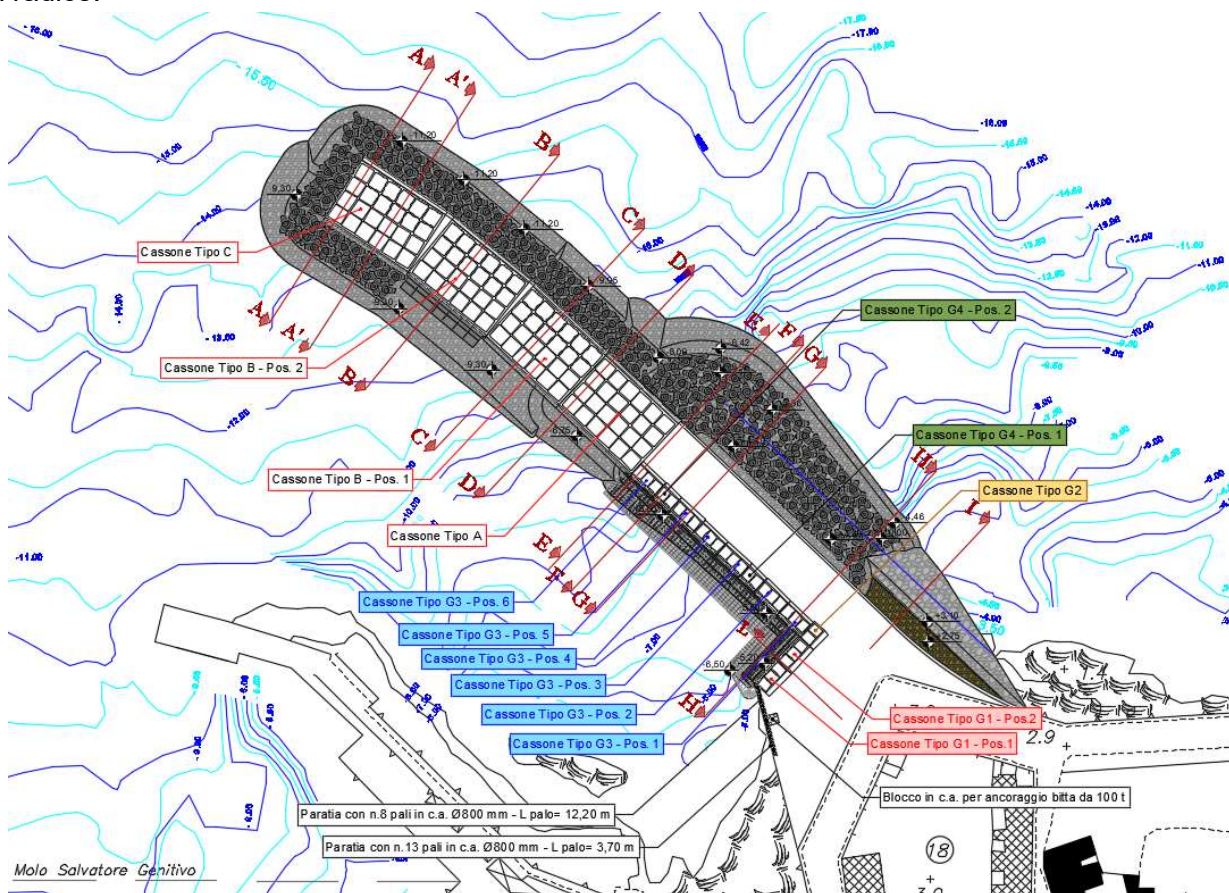


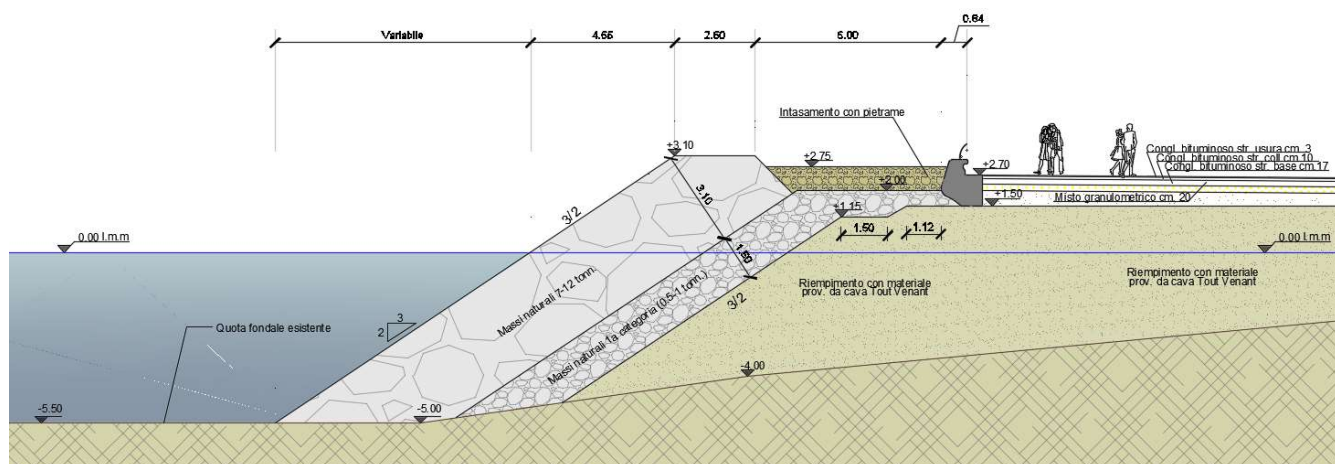
Figura 28 – Planimetria generale di progetto



## 8.1 Nuova Diga foranea

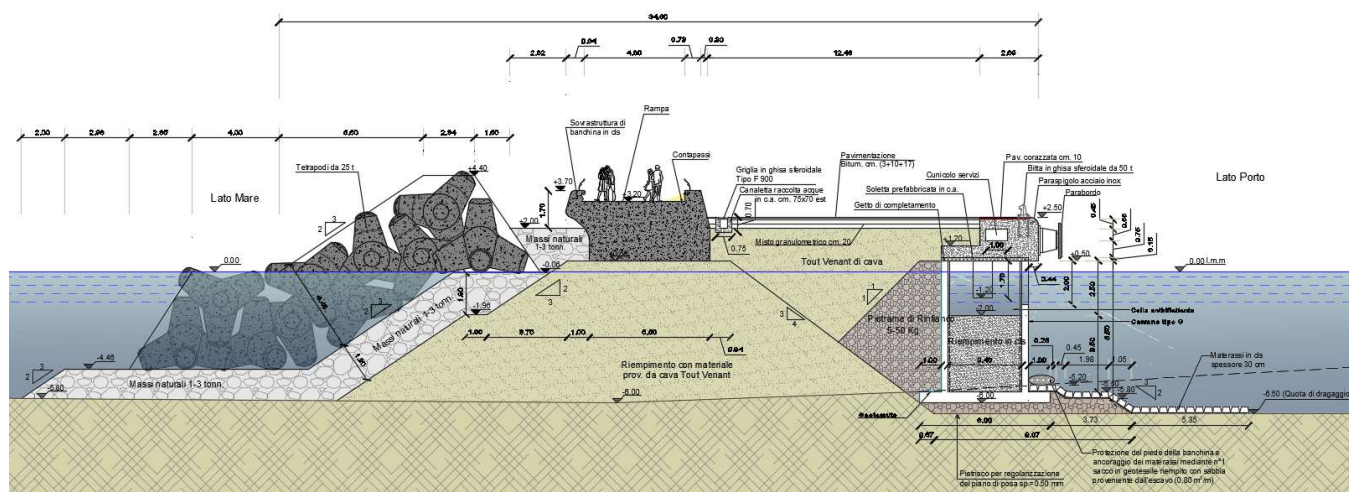
### 8.1.1 Primo tratto a gettata

A partire dalla radice, i primi 50 m sono costituiti da una gettata in tout venant protetta da una mantellata in scogli di 4 cat (7-12 t) in doppio strato, con un sottostante filtro in scogli di 1° cat (0,5 -1,0 t).



*Figura 29 – Sezione tipo I-I*

Successivamente, con l'approfondimento dei fondali la mantellata viene realizzata in tetrapodi da 25 t, con sottostante filtro in scogli naturali di 2° cat. (1-3 t). Alla distanza di alcuni metri dalla berma, è prevista una sovrastruttura di banchina in c.a. di larghezza variabile, per la realizzazione di una passeggiata che si sviluppa per l'intera lunghezza della nuova diga, compreso il tratto a parete verticale.



**Figura 30 - Sezione H-H**



Comune  
di Favignana

# PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione Geotecnica -

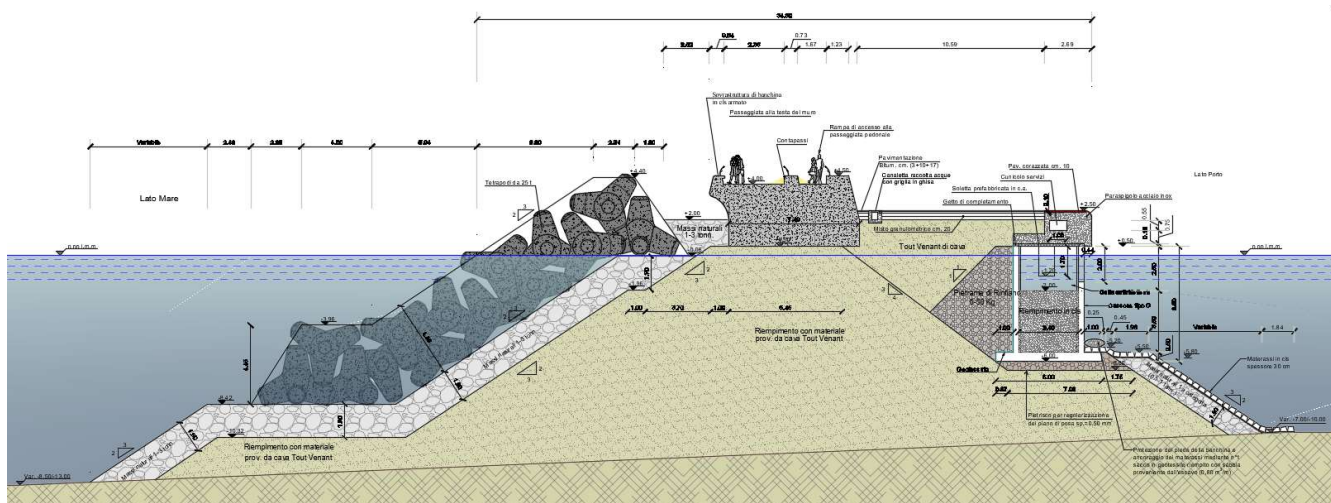


Figura 31 - Sezione tipo F-F

Sul lato interno, il banchinamento alla radice della Nuova Diga Foranea è costituito da n°11 cassoncini tipo G a pianta rettangolare imbasati tutti a quota -6,00 m s.l.m.m.. I cassoncini di tipo G si suddividono in 4 tipologie differenti, G1, G2, G3 e G4; G1 e G3 sono cassoni a tre celle antiriflettenti con dimensione pari a 9,40x4,00x6,00 m (escluso il solettone di base) mentre G2 e G4 sono cassoni a 2 celle e presentano dimensione pari a 6,35x4,00x6,00m (escluso il solettone di base). Tutti i cassoni G hanno celle interne di uguali dimensioni (2,80x3,40 m).

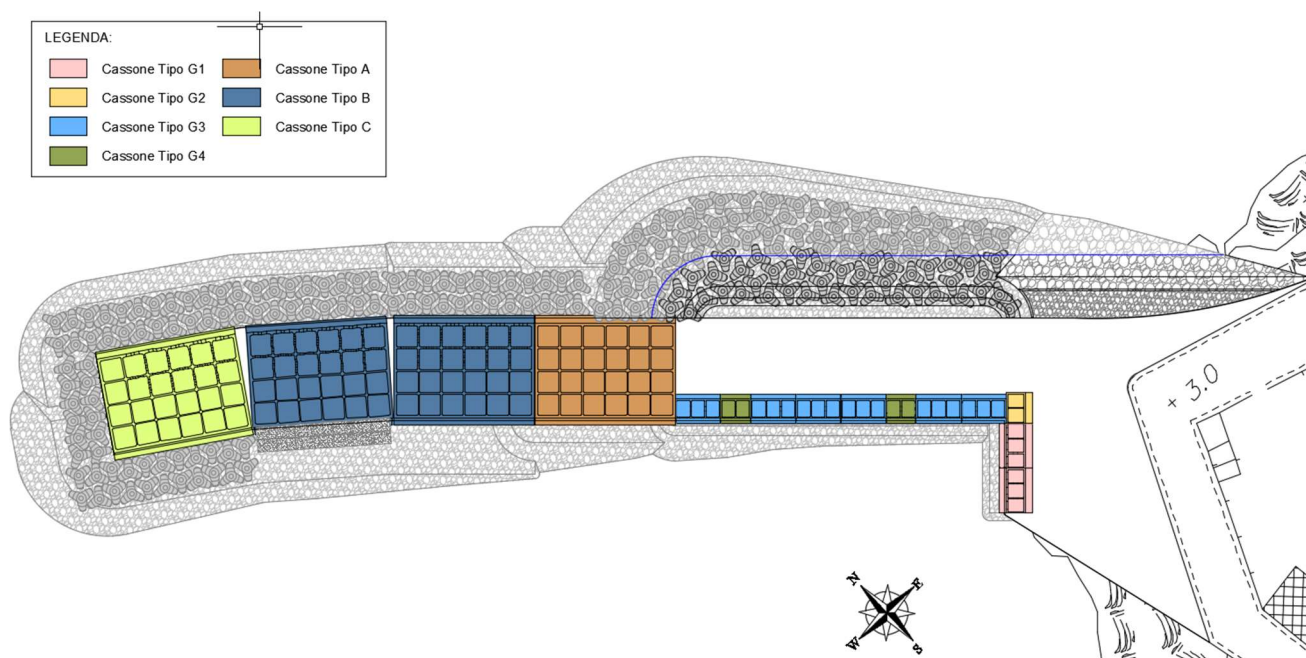


Figura 32 - Planimetria d'imbasamento dei cassoni





Le pareti esterne longitudinali, lato porto e lato piazzale hanno spessore di 0,30 m, mentre le pareti trasversali ed i setti hanno spessore di 0,25 m.

Con riferimento ai cassoni G1, G3 e G4, nella parete longitudinale lato porto, in ciascuna cella, è presente un foro rettangolare (2,00x1,50 m), mentre su ciascun setto trasversale è presente n°1 foro rettangolare (1,70x0,90 m).

Il solettone di fondazione ha spessore pari a 0,50 m.

I cassoni G1 e G2 si trovano alla radice del molo, in corrispondenza del poggia portellone. La fondazione ha mensole di lunghezza pari a 1,50 m. I cassoni G3 e G4 sono disposti lungo il molo ed hanno mensole di fondazione pari a 1,00 m. La differenza delle lunghezze delle mensole di fondazione è legata al differente sovraccarico di banchina di progetto. Alla radice (a ridosso dei cassoni G1) il sovraccarico è pari a 40 kPa, mentre nel molo (a ridosso dei cassoni G3 e G4) il sovraccarico è pari a 20 kPa.

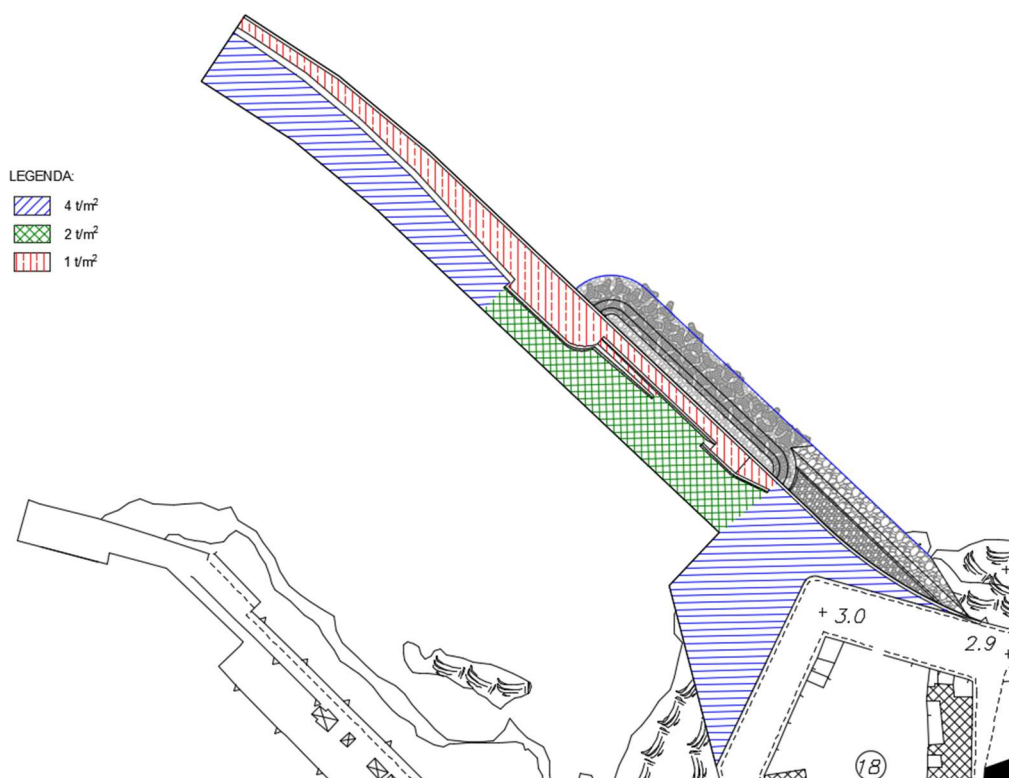


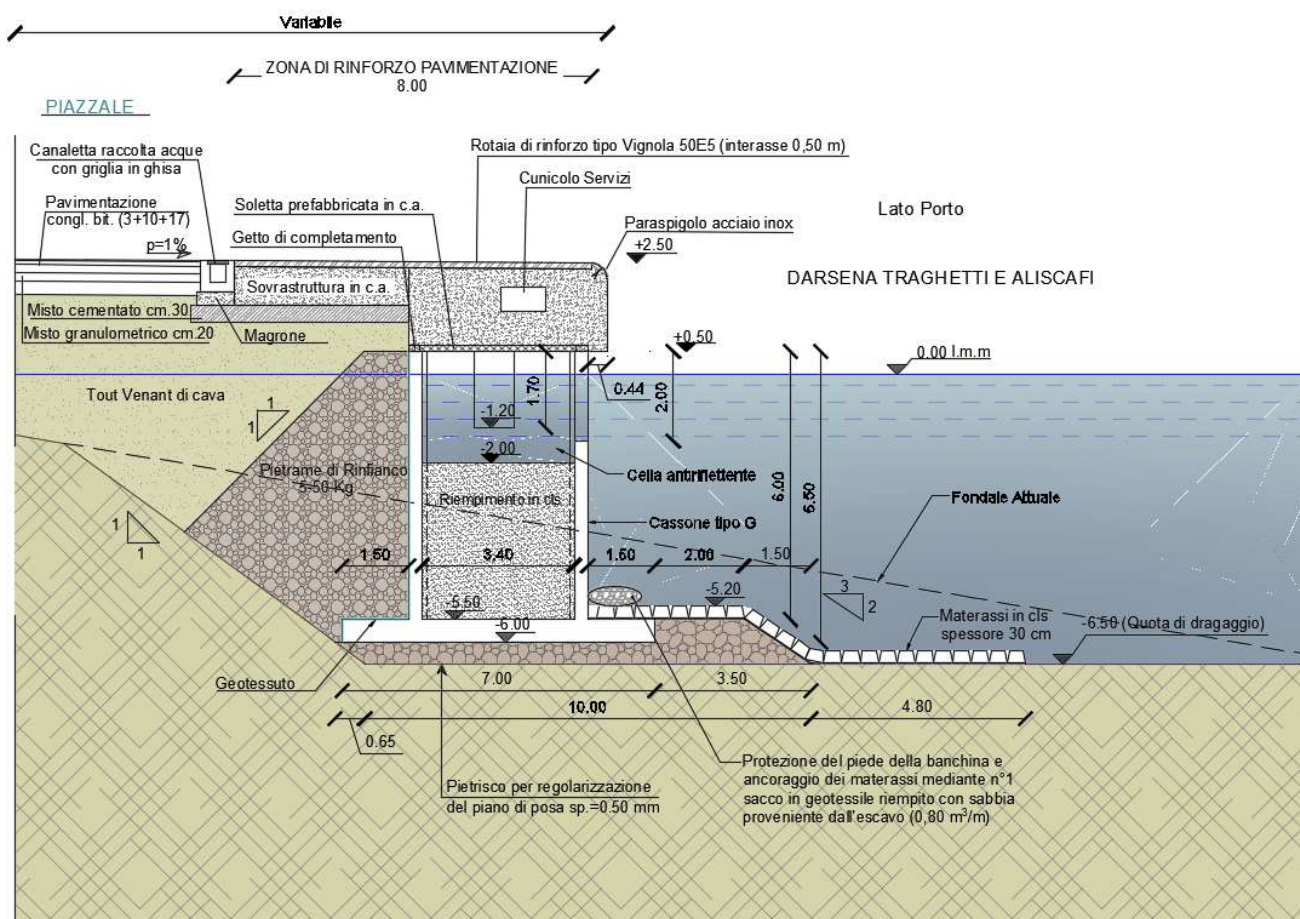
Figura 33 – Planimetria con indicazione dei sovraccarichi di progetto

Le celle dei cassoni G1, G3 e G4, sono parzialmente riempite con calcestruzzo sino a quota -2,00 m s.l.m.m., mentre per quelle del cassone G2 il riempimento in cls è previsto per l'intera altezza.

La quota di posa prevista è pari a -6,00 m s.l.m.m.. Il cassone emerge di 0,50 m rispetto al l.m.m.. Al di sopra di questo si sviluppa il solaio di copertura, necessario per la navigabilità del cassone, costituito da predalle prefabbricate e getto di completamento, di spessore pari a 0,15 m, e la sovrastruttura in c.a.. La quota banchina sul ciglio è pari a +2,50 m s.l.m.m..

E' prevista l'installazione di bitte da 50 t sui cassoni a n°3 celle (G1 e G3).

Tutti i tipi di cassoni G sono imbasati su uno scanno in pietrame dello spessore pari a 0,50 m. Il piede è protetto da un materasso in geotessile e blocchi di calcestruzzo dello spessore di 0,30 m, ancorato con un sacco di geotessile riempito da sabbia proveniente da dragaggio. Lato piazzale, a tergo del cassone, è previsto un rinfiango in pietrame (5÷50 kg) con pendenza della scarpa pari a 1/1 e quota della berma +0.50 m s.l.m.m..



**Figura 34 - Sezione tipo L-L (cassone tipo G1)**

La successione delle fasi operative prevede:

- realizzazione della gettata in tout-venant;
- posa degli scogli di 2° cat. e dei tetrapodi da 25 t;
- posa del cassone, rinfilo in pietrame e riempimento in tout-venant;
- realizzazione della sovrastruttura in c.a.;
- completamento tout venant del piazzale e realizzazione della sovrastruttura del cassone;
- realizzazione della pavimentazione del piazzale;
- posa della protezione al piede LP.



### 8.1.2 Secondo tratto a parete verticale

Il secondo tratto della Nuova Diga Foranea, a parete verticale, è costituito da n°4 cassoni rettangolari differenti tra loro per la quota di imbasamento, di cui:

- n°1 cassone tipo A, più vicino alla radice;
- n°2 cassoni tipo B;
- n°1 cassone tipo C, in testa alla diga.

Le dimensioni in pianta dei cassoni sono 29,51x23,00 m (comprese le mensole di fondazione di 1,50 m). L'altezza del fusto è pari a 8,50 m per il cassone A, e pari a 11,70 m per i cassoni B e C. Le quote di posa sono pari a -8,80 m per tipo A, e -12,00 m s.l.m.m. per i tipi B e C. Il cassone emerge di 0,50 m rispetto al l.m.m.. Al di sopra di questo si sviluppa il solaio di copertura, necessario per la navigabilità del cassone, costituito da predalle prefabbricate e getto di completamento, di spessore pari a 0,20 m, e la sovrastruttura in c.a.. La quota banchina sul ciglio è pari a +2,50 m s.l.m..

Il solettone di base ha spessore pari a 0,80 m e presenta mensole di 1,50 m su entrambi i lati, pertanto la larghezza compressiva della fondazione è pari a 23,00 m. Le pareti esterne hanno spessore pari a 0,60 m. Le celle sono disposte su n°4 file di celle longitudinali, di cui le prime due lato mare sono antiriflettenti per i Cassoni B e C.

I primi n°2 setti longitudinali lato mare hanno spessore pari a 0,35 m, mentre il terzo ha spessore pari a 0,25 m. I n°5 setti trasversali hanno spessore pari a 0,35 m per le prime due celle lato mare, e pari a 0,25 m per le n°2 restanti celle lato porto.

Nella parete longitudinale lato mare dei Cassoni B e C sono previsti, per ogni cella, n°8 fori circolari di diametro pari a 1,00 m. Nei setti longitudinali e trasversali sono previsti, per ogni cella, n°9 fori circolari di diametro pari a 0,60 m.

I cassoni sono imbasati su uno scanno d'imbasamento in pietrame e scogli (5-500 kg) dello spessore di alcuni metri. Sul lato esterno presentano una protezione al piede in scogli naturali, sulla quale sono poggiate n°2 file longitudinali di tetrapodi da 25 t, come previsto dal Progetto Definitivo sulla base di esperienze pregresse del Consulente Prof. A. Noli. Sul lato interno sono stati previsti massi guardiani a protezione dello scanno d'imbasamento del lato interno del penultimo cassone.

La quota di posa del cassone tipo A è dettata dalla quota dei fondali a cui si attesta, tra -8 e -10 m s.l.m.. Su una porzione della parete lato mare chiude a riccio la mantellata del primo tratto della nuova diga, e per questo motivo non è prevista alcuna antiriflettenza in questo cassone. Il riempimento delle celle è previsto con materiale proveniente da escavo o tout venant, ad eccezione degli ultimi 5 m di spessore delle n°2 file di celle lato mare per i quali è previsto riempimento in cls.





Comune  
di Favignana

# PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione Geotecnica -

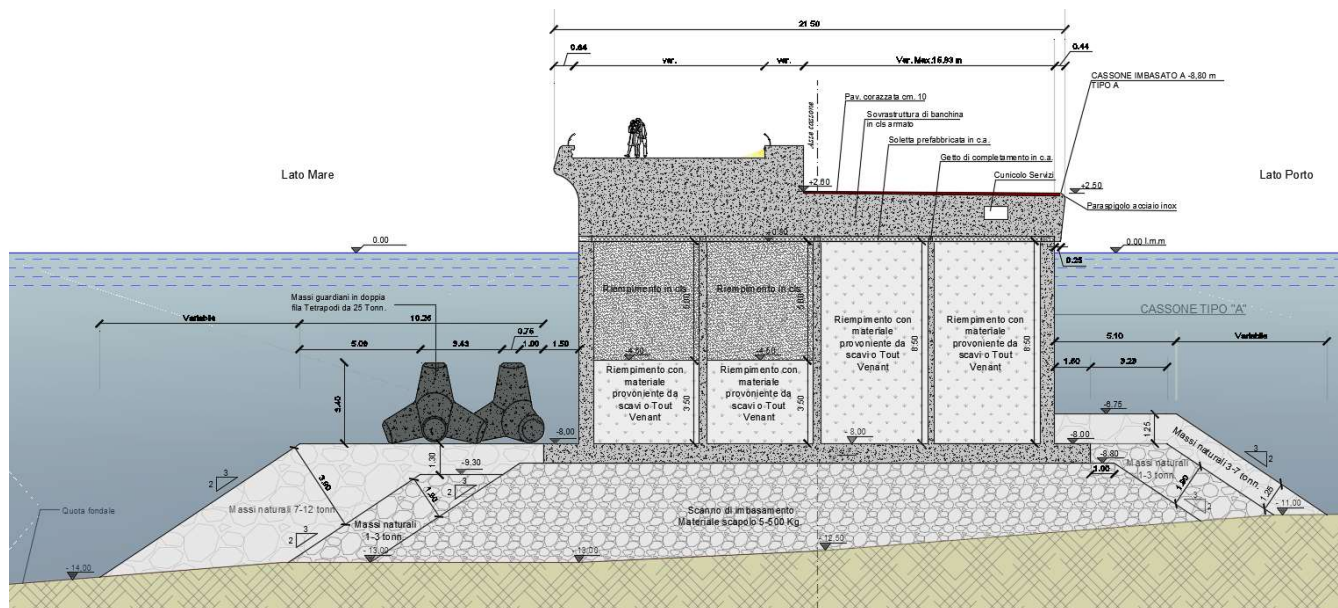


Figura 35 – Sezione tipo D-D (Cassone tipo A)

I n°2 Cassoni tipo B sono imbasati a quota -12,00 m s.l.m.m. Per i Cassoni tipo B, il riempimento della n°2 file di celle lato mare (antiriflettenti) è previsto in cls fino alle quote -6,00 m e -4,50 m s.l.m.m.. Il riempimento delle n°2 file di celle lato porto è invece previsto con materiale proveniente da escavo o tout venant.

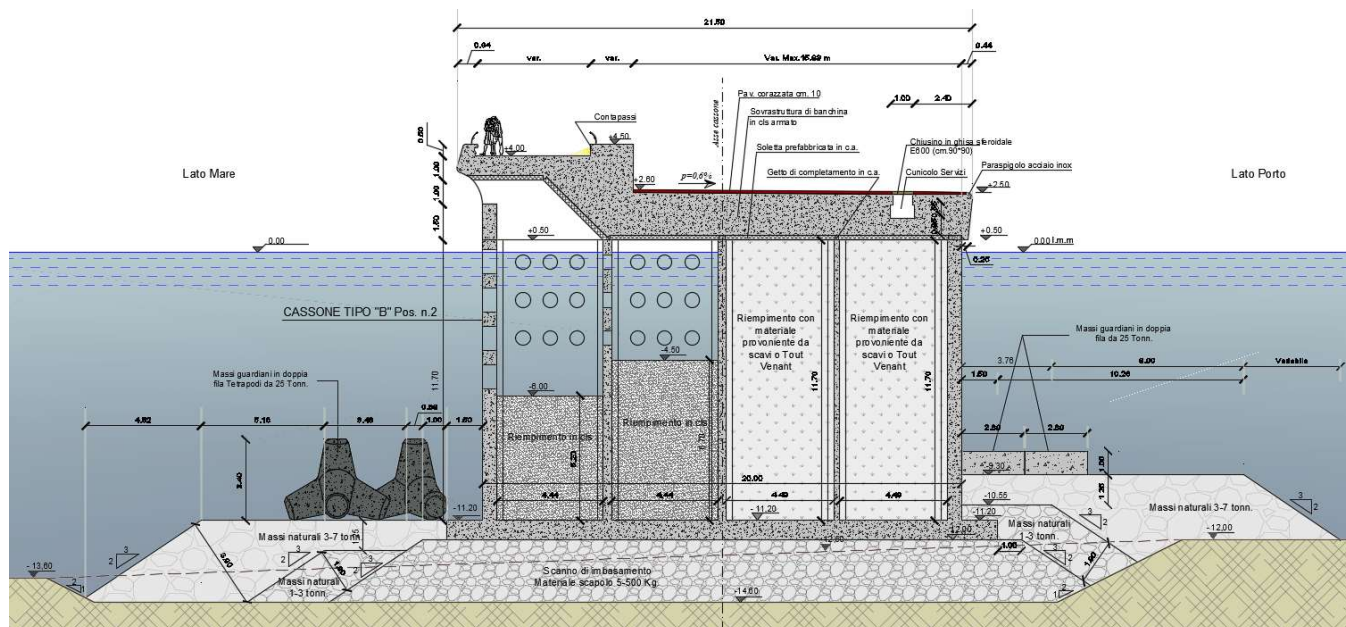
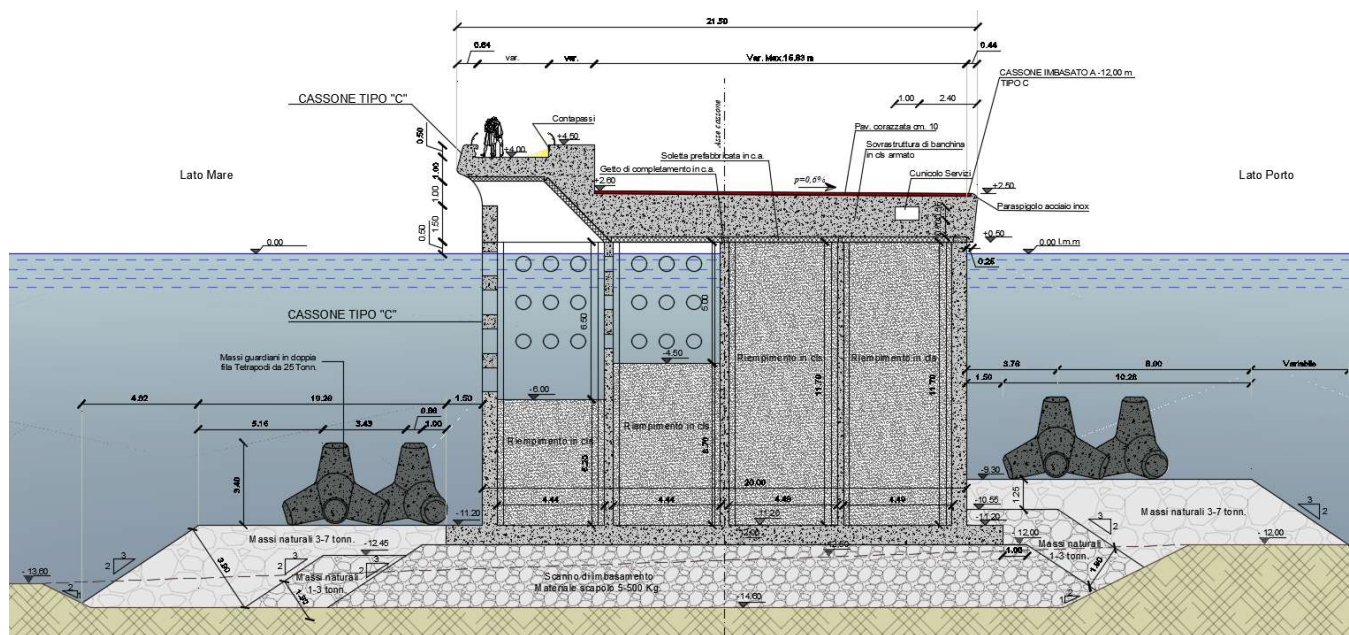
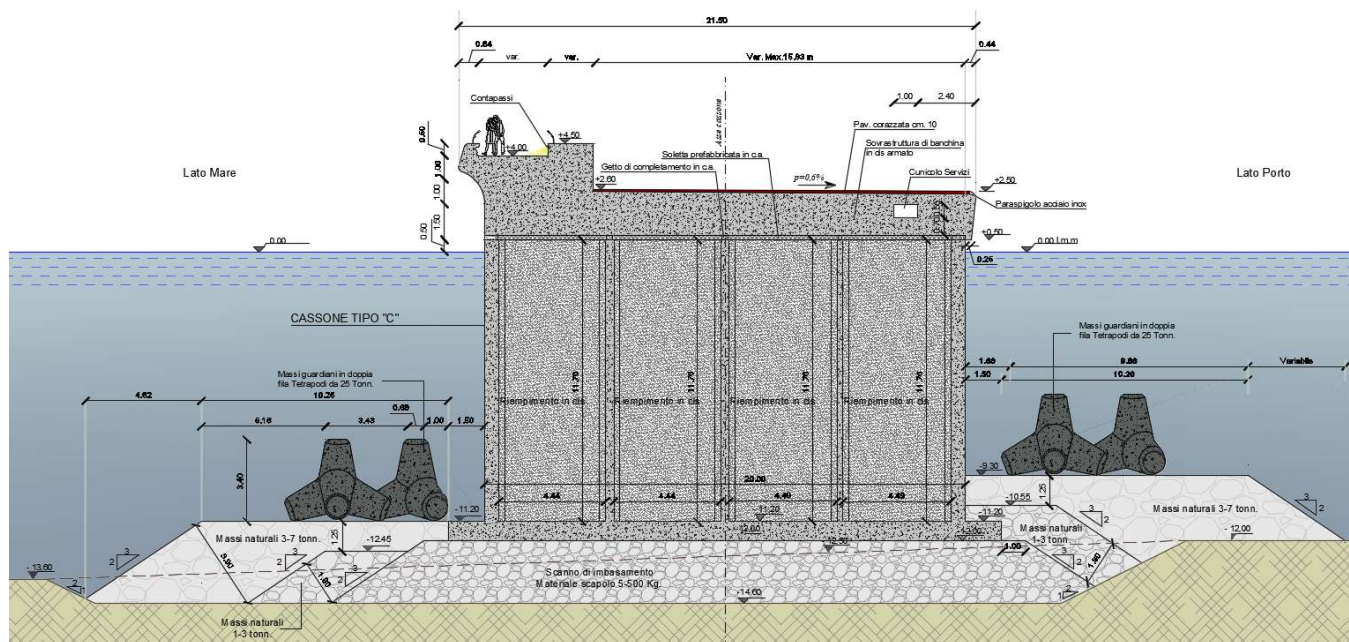


Figura 36 - Sezione tipo B-B (Cassone tipo B)

Per il Cassone tipo C, l'ultima fila di celle trasversali, in testata, non è dotata di antiriflettanza. Il riempimento delle n°2 file longitudinali di celle lato mare è quindi previsto in cls fino alle quote -6,00 m e -4,50 m s.l.m.m (vedi *Figura 37*), ad eccezione dell'ultima fila di celle trasversali, che viene invece riempita interamente in cls (*Figura 38*). Il riempimento delle n°2 file longitudinali di celle lato porto, è previsto interamente in cls.



*Figura 37 - Sezione tipo A'-A' (Cassone tipo C)*



**Figura 38 - Sezione tipo A-A (Cassone tipo C)**



Si prevede che i cassoni siano prefabbricati con altezza costante. Una volta posati in opera, in corrispondenza delle file di celle antiriflettenti lato mare, viene gettata in opera l'elevazione della parete longitudinale e dei setti trasversali.



*FASE 1: Demolizione delle solette prefabbricate in c.a. e parte del getto di completamento, in corrispondenza della prima fila di celle lato mare.*



*FASE 2: Elevazione delle pareti e dei setti in c.a. della prima fila di celle lato mare;*

*FASE 3: Posa in opera di solette prefabbricate in c.a. tralicciate, per successivo getto della sovrastruttura in c.a..*

**Figura 39 – Elevazione in opera dei cassoni lato mare: fasi esecutive**

La sovrastruttura dei cassoni ha un intradosso a quota +0,70 m s.l.m.m ed un estradosso a quota variabile da quota +2,50 m s.l.m.m (ciglio banchina lato porto) a quota +2,60 m s.l.m.m. (lato mare), nel tratto carrabile, per uno spessore variabile tra 1,80 m e 1,90 m; nel tratto pedonale (passeggiata lato mare) invece l'estradosso è a quota +4,00 m s.l.m.m., per uno spessore variabile tra 0,80 m (in corrispondenza delle celle antiriflettenti) e 3,30 m (in corrispondenza delle altre celle del Cassone tipo A e quelle di testata del Cassone tipo C).



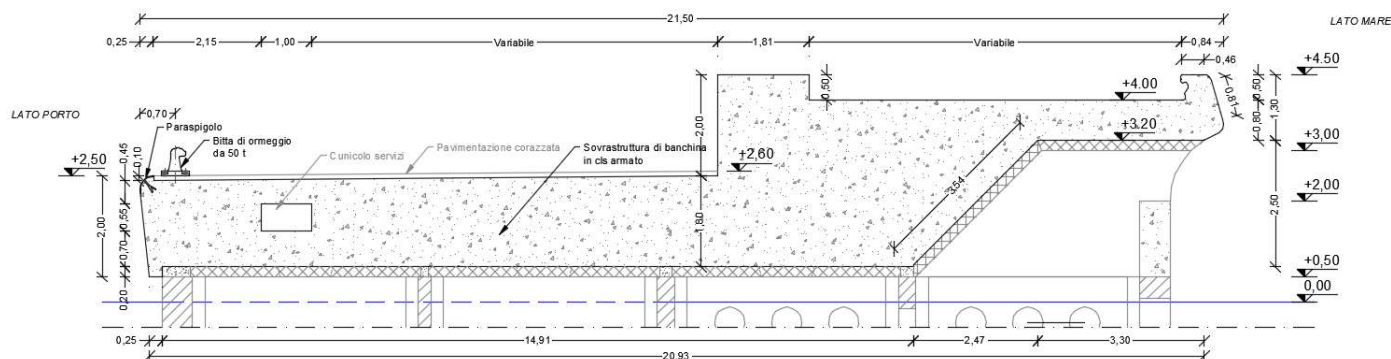


Figura 40 – Cassone tipo B - Sovrastruttura: Sezione trasversale

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

## 8.2 Paratia di sponda

La Paratia di sponda, adiacente al banchinamento alla radice a cassoni, è costituita da due tratti.

- Paratia Tipo 1, di lunghezza di circa 9 m, costituita da pali  $\Phi 800$  in c.a. fino a profondità di - 11,30 m s.l.m.m.;
- Paratia Tipo 2, di lunghezza di circa 13 m, costituita da pali  $\Phi 800$  in c.a. fino a profondità di - 3,00 m s.l.m.m. ammortati sulla calcarenite compatta e ben cementata.

Tutti i pali hanno una camicia in acciaio S275 JR, di spessore pari a 10 cm, per l'intera altezza per la paratia tipo 1, e fino a -1,30 m per la paratia tipo 2. Le camicie sono tra loro concatenate in modo da contenere il riempimento retrostante. I pali delle due paratie sono collegate in testa da un cordolo in c.a. di dimensioni 1,00 x 1,80 m e rivestita sul lato mare da una veletta prefabbricata in c.a..



Comune  
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE  
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA  
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione Geotecnica -

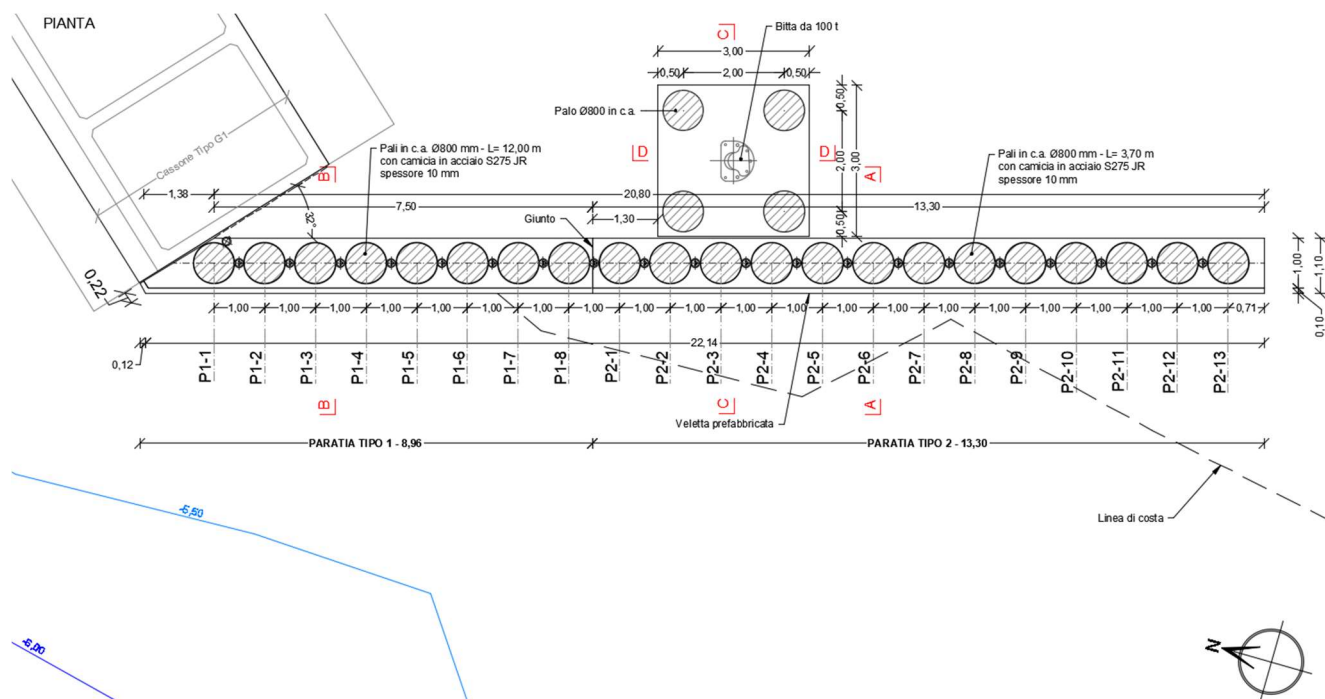


Figura 41 – Paratia Tipo 1 e Tipo 2: planimetria

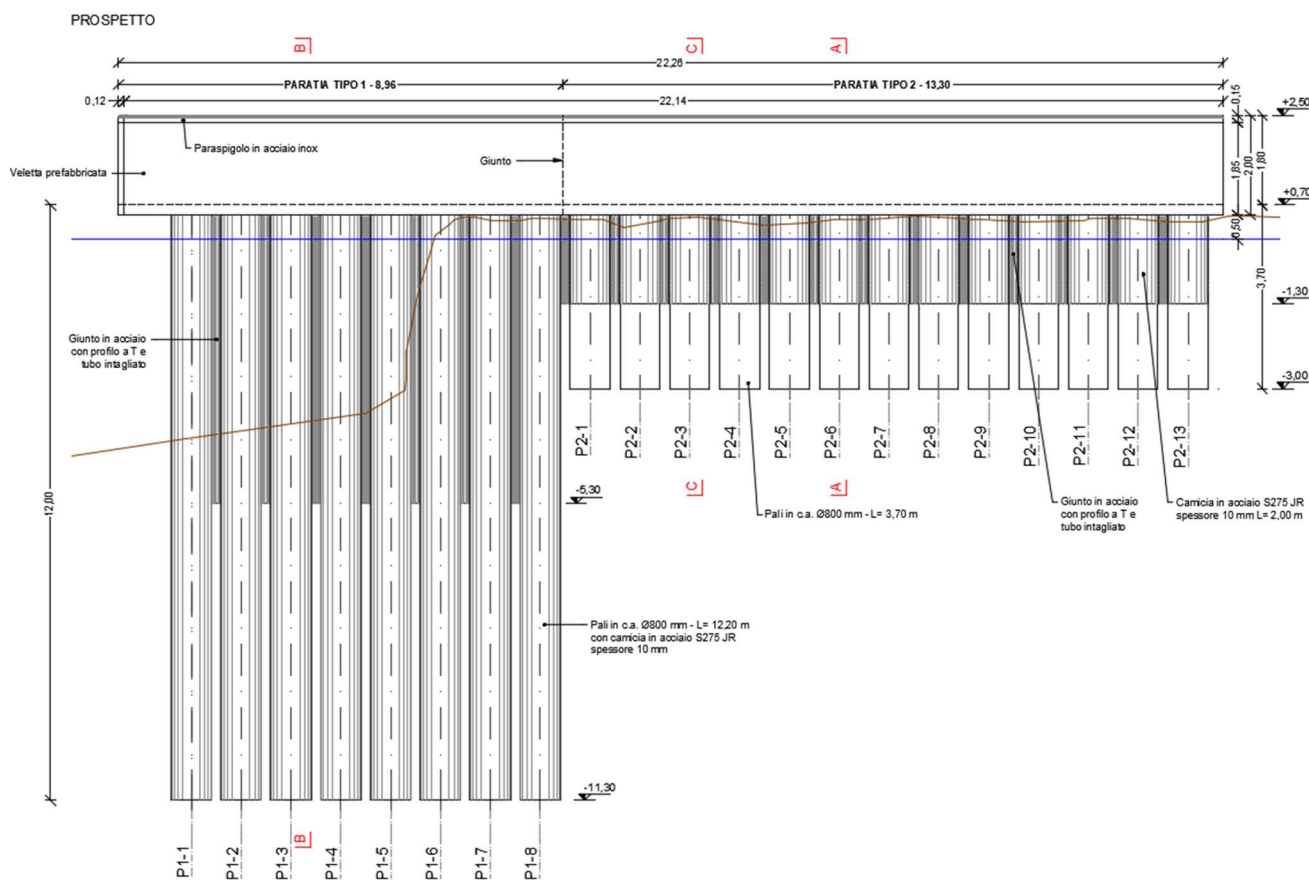


Figura 42 – Paratia Tipo 1 e Tipo 2: profilo



Comune  
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE  
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA  
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione Geotecnica -

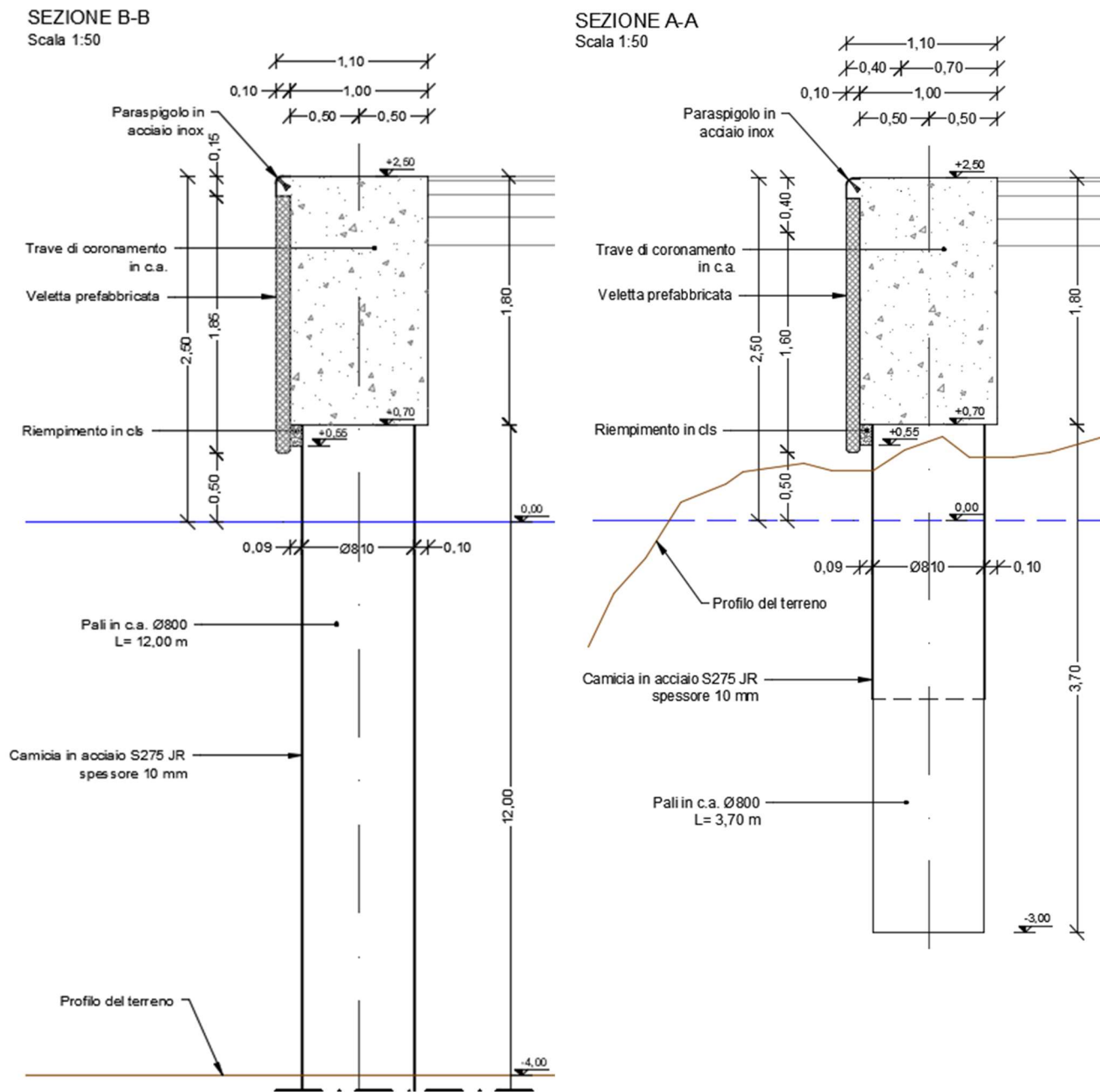


Figura 43 – Paratia Tipo 1 e Tipo 2: sezioni tipo

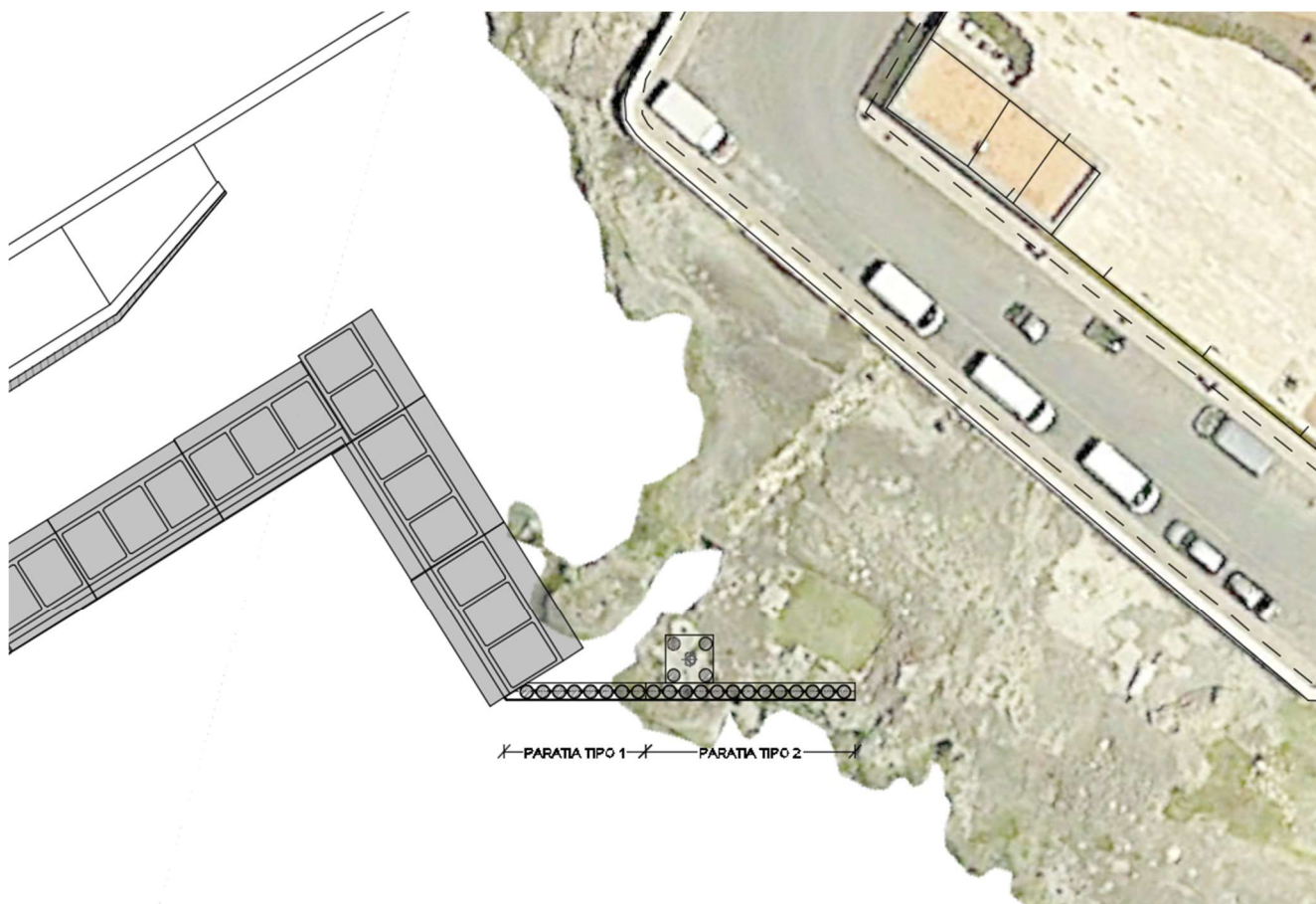
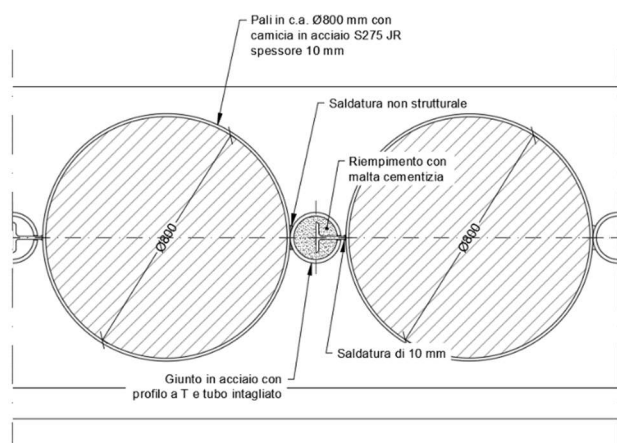


Figura 44 – Paratia Tipo 1 e Tipo 2: sovrapposizione planimetria di progetto su ortofoto



Profilo a T e tubo con intaglio

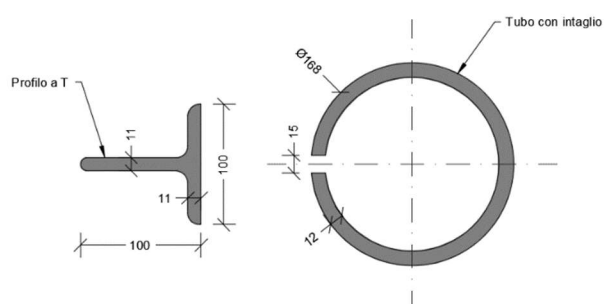


Figura 45 – Paratia Tipo 1 e Tipo 2: particolari concatenamento camicie

### 8.3 Plinto su pali per ancoraggio bitta da 100 t

La bitta da 100 t posta alla radice, lato sud, è ancorata ad un blocco in c.a. di dimensioni 3,00x3,00x1,80 m fondato su pali  $\Phi 800$  in c.a. di lunghezza pari a 5,00 m.

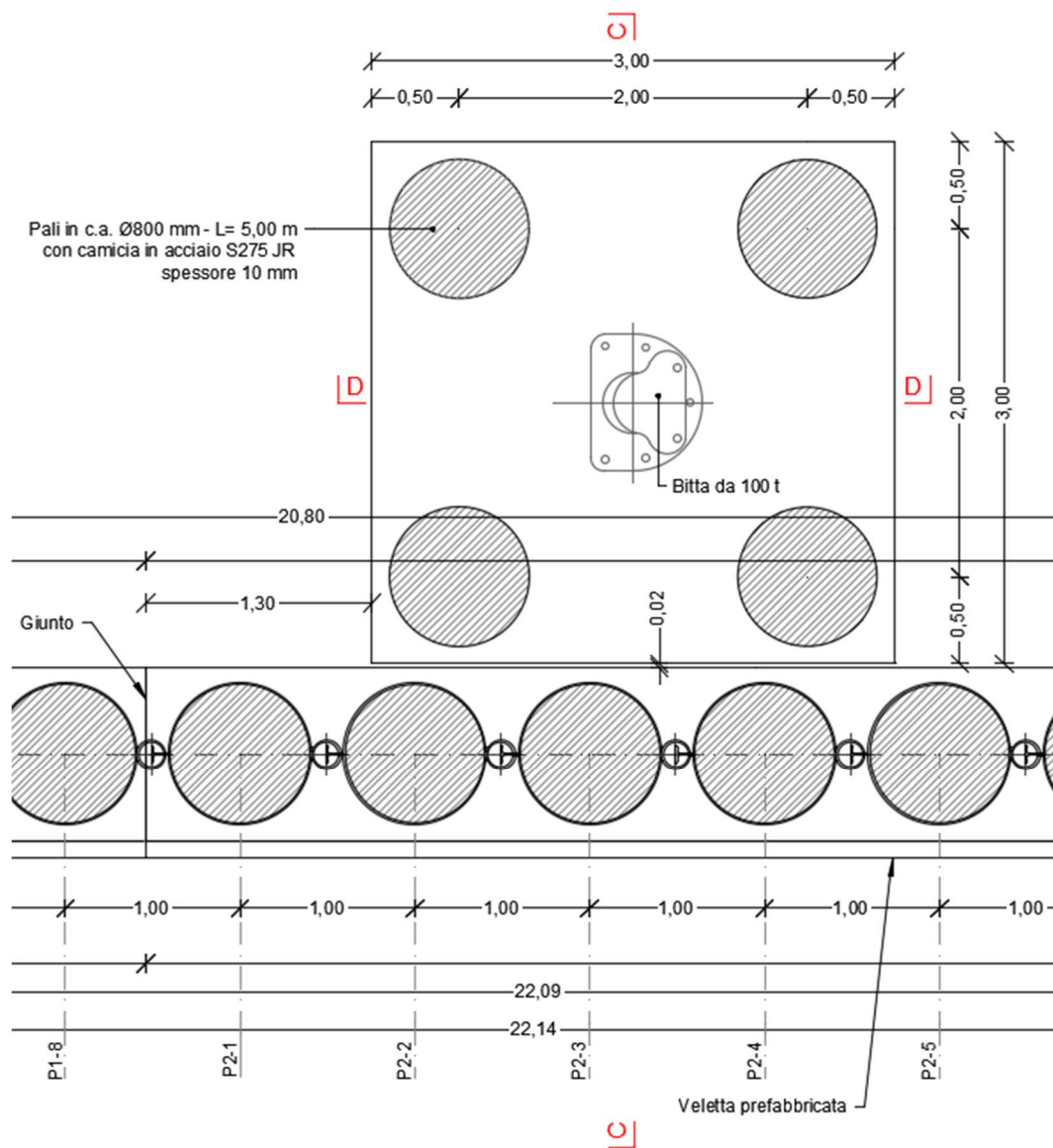


Figura 46 – Ancoraggio bitta da 100 t alla radice, lato sud: planimetria





Comune  
di Favignana

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO FUNZIONALE  
COMUNE DI FAVIGNANA - LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA  
DEL PORTO DI FAVIGNANA

- Relazione Geotecnica -

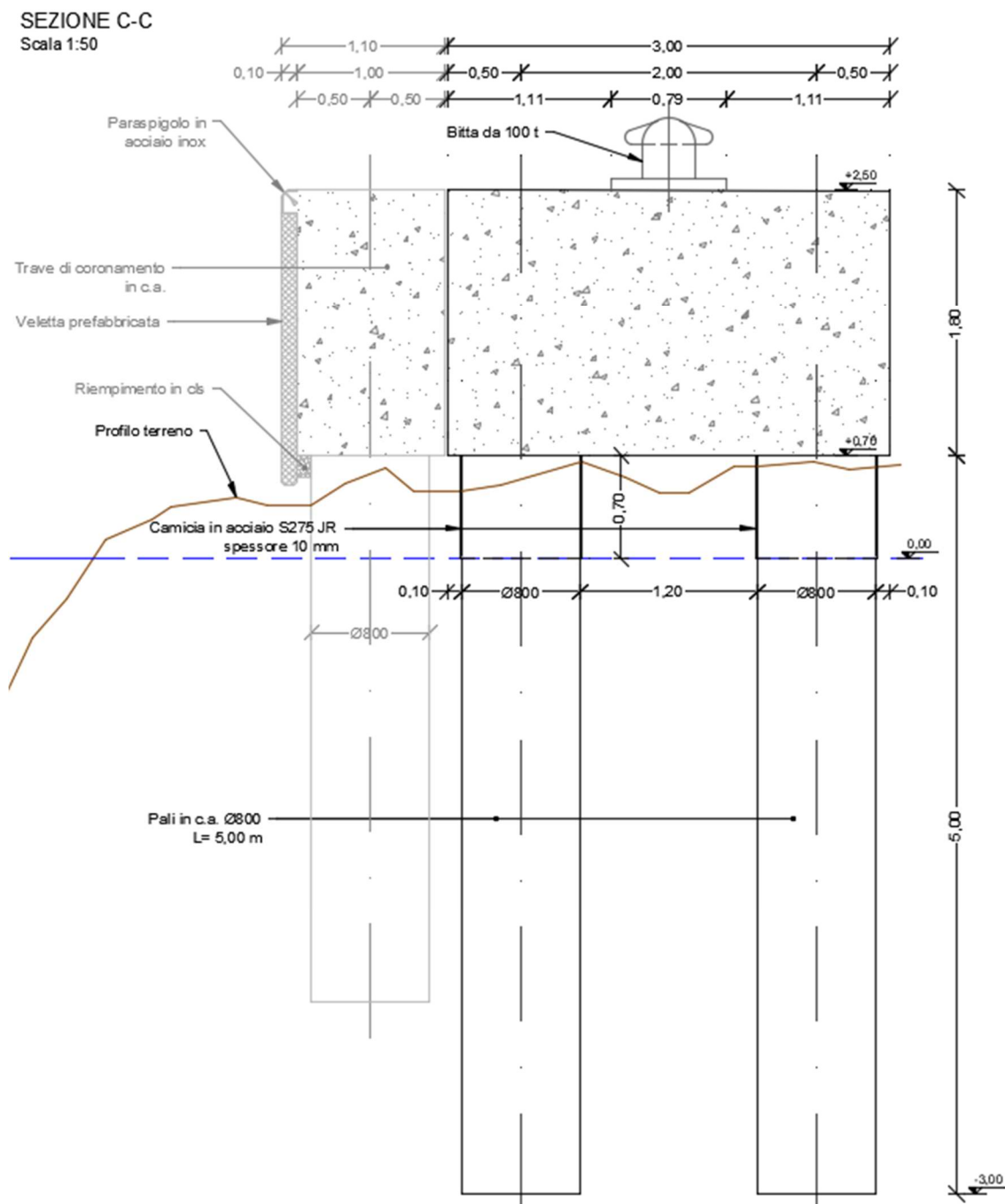


Figura 47 – Ancoraggio bitta da 100 t alla radice, lato sud: sezione trasversale