REGIONE LIGURIA

PROVINCIA di LA SPEZIA
COMUNE di LA SPEZIA

Piattaforma polifunzionale
per la gestione dei rifiuti pericolosi e non
sita nel Porto Mercantile, Molo Garibaldi - 19124 La Spezia (SP)
Valutazione di Impatto Ambientale ai sensi del DLGS 152/2006 e s.m.i.

SEPOR S.p.A.

Sede legale: Via Rigazzara, 90 - 19137 La Spezia (SP)
Nuova sede Operativa: Porto Mercantile, Molo Garibaldi - 19124 La Spezia (SP)
Tel: 0187/511535 - Fax: 0187/511545 - web: www.sepor.it
Partita i.v.a.: 00713770113

IL RICHIEDENTE (timbro e firma)

IL PROGETTISTA (timbro e firma)

XA S.n.c. di Vigilante Simona & C.

Strada Gaglierano, 70 65013 Città Sant'Angelo (PE)
P.Iva 02006890681
mobile (+39) 339.3255861 - (+39) 329.7609789
e-mail: info@xasnc.it url: www.xasnc.it

FORMA S.r.l.

Vico Santa Caterina, 6 65013 Città Sant'Angelo (PE)
P.Iva 02022390682 tel./fax (+39) 085.9153461
e-mail: info@studioforma.it url: www.studioforma.it

Riferimento commessa:

Nome cliente: SEPOR S.p.A.

Località: La Spezia (SP)

Progetto generale: Piattaforma polifunzionale

Informazione elaborato:

Relazione geologica e geotecnica

Disegni di riferimento N°:

Scala disegno: 1:1

Redatto:	Approvato:	Disegno num.:	Rev.	Pagina
25/11/2016 FORMA S.r.l.	**28/11/2016** XA S.n.c.	15.105.04V.0007		1 di 1

Ultima rev.:

E' vietata la riproduzione, anche parziale, con qualsiasi mezzo effettuata, compresa la fotocopia, anche ad uso interno o didattico

A4

AUTORITA' PORTUALE DELLA SPEZIA

ENTE PUBBLICO - LEGGE 28 GENNAIO 1994, N° 84 - COD FISC 00070690110
19126 LA SPEZIA - VIA DEL MOLO, 1

PORTO MERCANTILE DELLA SPEZIA

2.ª categoria - 1ª Classe

Perizia n. 7/96
Progetto 1/98

REALIZZAZIONE AMPLIAMENTO MOLO GARIBALDI RISTRUTTURAZIONE DELLA PARTE DI PONENTE DELLO STESSO MOLO E DELLA CALATA MALASPINA

PROGETTO ESECUTIVO DI 2° LOTTO
Perizia di Variante

Palancolato campo B
Relazione Illustrativa e Geotecnica
-

Impresa Esecutrice:
società italiana per condotte d'acqua s.p.A.
Fondata il 7 aprile 1880
Il Direttore di Cantiere per l'Impresa
Ing. Paolo MATTIA

Il Direttore dei Lavori:
Dott. Ing. Davide VETRALA

Progettazione Geotecnica in fase Costruttiva:
DMS GEOTECHNICAL ENGINEERING
Via San Lucio n. 25 - 00165 Roma - Tel. 06.635695 - [illegible] 06.39387130
Prof. Ing. Salvatore MILIZIANO

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Agrigento
Sez A N. A 642
Salvatore Miliziano
Settori civile ambientale industriale dell'informazione

Il Responsabile del Procedimento
Dott. Ing. Franco POMO

CODICE ELABORATO	07P23RF05	REV. A	SCALA	-	
			CODICE FILE	07P23_R_F05A_R5	SETT. 2008

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	Settembre 2008	N.AVAGNINA	M. D'ELIA	S.MILIZIANO

DMS ENGINEERING SRL

Autorità Portuale della Spezia

società italiana per condotte d'acqua S.p.A.
Fondata il 7 aprile 1880

Porto Mercantile della Spezia

Realizzazione ampliamento Molo Garibaldi
Ristrutturazione della parte di ponente dello stesso molo e della calata Malaspina

2° LOTTO

PROGETTO ESECUTIVO - PERIZIA DI VARIANTE
Palancolato Campo B

Relazione Illustrativa
e
Geotecnica

Codice elaborato 07P23_R_F05A_R5

REV.	DESCRIZIONE	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE	DATA
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	N. AVAGNINA D. CARLACCINI	M. D'ELIA	S. MILIZIANO	03-09-08

DMS Geotechnical Engineering S.r.l.
Via San Lucio n. 25 - 00165 Roma - Tel. 06.635695 e fax 06.39387130
e-mail: info@dmsengineering.it - geotecnica@dmsengineering.it
C.F./P.IVA e n. di iscrizione R.I. di Roma: 07021101006 - n. di iscrizione R.E.A. 1004620

INDICE

PREMESSE 5

1 INTRODUZIONE 10

1.1 Documentazione consultata 10

1.2 Documentazione di perizia di variante 11

1.3 Normativa di riferimento 11

1.4 Caratteristiche dei materiali 12

2 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'INTERVENTO 14

2.1 Descrizione dei fenomeni osservati e dello stato di fatto 15

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO 17

4 MODELLO GEOTECNICO 19

4.1 Indagini geognostiche 19

4.1.1 Campagna 1998 21

4.1.2 Campagna 2007 22

4.2 Caratterizzazione fisico-meccanica 24

4.2.1 Campagna 1998 24

4.2.2 Campagna 2007 24

4.3 Misure assestimetriche 29

4.4 Sintesi del modello geotecnico 32

5 SOLUZIONE PROGETTUALE DI VARIANTE 33

6 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI 35

7 FASI COSTRUTTIVE 38

7.1 Specifiche esecutive 39

8 PIANO DI MONITORAGGIO 41

9 CONCLUSIONI 44

10 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 45

APPENDICE A – PROVE DI LABORATORIO – ELABORAZIONE RISULTATI 46

APPENDICE B – MISURE ASSESTIMETRICHE – 9° REPORT INCREX 65

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 4.1 – Campagna 2007: riepilogo dei sondaggi eseguiti. 22
Tabella 4.2 – Campagna 2007: riepilogo delle prove CPTU eseguite. 23
Tabella 4.3 – Campagna 2007: riepilogo delle prove di laboratorio effettuate. 25
Tabella 4.4 – Campagna 2007: riepilogo delle proprietà indice. 26
Tabella 4.5 – Campagna 2007: riepilogo dei risultati delle prove di laboratorio. 29
Tabella 4.6 – Campagna 2007: parametri geotecnici adottati nel progetto di variante. 29

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2.1 - Veduta aerea dell'area, nella quale è visibile il molo esistente (fonte: Google Earth). 15
Figura 2.2 – Foto aerea dell'area, con l'evidenza dei fenomeni deformativi occorsi durante la realizzazione dei riempimenti sul lato est (fonte: Google Earth). 16
Figura 3.1 – Inquadramento geologico della zona portuale di La Spezia (fonte: Servizio Programmazione Territoriale del comune di La Spezia - GisWeb). 17
Figura 4.1 – Molo Garibaldi – Campo B - Ubicazione delle indagini geognostiche eseguite nelle diverse campagne. 20
Figura 4.2 – Campagna 2007: riepilogo delle proprietà indice. 26
Figura 4.3 – Campagna 2007: carta di plasticità. 27
Figura 4.4 – Campagna 2007: riepilogo caratteristiche di resistenza e di deformabilità. 27
Figura 4.5 – Campagna 2007: installazione verticale per misure assestimetriche. 30
Figura 4.6 – Campagna 2007: misure assestimetriche (Report n. 9; SUBSOIL). 30
Figura 5.1 – Esempio realizzazione dei pali in sabbia - particolare parte alta del sistema. 34
Figura 6.1 – Modello agli elementi finiti utilizzato nelle simulazioni. 35
Figura 8.1 – Ubicazione della strumentazione di monitoraggio. 42

PREMESSE

Le presenti premesse evidenziano il percorso progettuale seguito per la redazione della presente perizia di variante del Campo B del molo Garibaldi del Porto della Spezia, in considerazione degli accadimenti occorsi durante la costruzione dell'opera, in accordo con i vincoli di carattere economico, tempistico, organizzativo, funzionale ed ambientale, dell'iter approvativo richiesto, ma comunque nel rispetto dei requisiti tecnici e di sicurezza necessari per la progettazione di tale tipologia di opere.

- A seguito dell'espletamento della relativa gara d'appalto, l'Autorità Portuale della Spezia (di seguito denominata "AP") affidò in data 03.10.2001 con contratto rep. n. 140, all'A.T.I. (di seguito denominata "Condotte") costituita dalla Società Italiana per Condotte d'Acqua S.p.A. (mandataria) – e dalla Società Ing. Nino Ferrari Impresa Costruzioni Generali s.r.l. (mandante), l'esecuzione dei lavori di ampliamento del Molo Garibaldi e di ristrutturazione della parte di ponente dello stesso molo e della calata Malaspina.
- I lavori furono consegnati all'Impresa appaltatrice in data 31.10.2001, con regolare inizio. Il progetto esecutivo a base di gara (sul quale espresse parere favorevole la III Sezione del Consiglio dei LL.PP.. con voto n. 75 in data 24.02.99, e che venne approvato e finanziato con D.M. 27.10.1999) prevedeva la realizzazione del nuovo filo di banchina mediante un palancolato esterno in acciaio composto da profilati tipo HZ 975 B – 24 / AZ 18, con la funzione di sostegno del materiale di riempimento, ancorato in testa mediante tiranti ad un palancolato di contrasto tipo AZ 36, di lunghezza pari a 9m e posto a circa 33m di distanza dal palancolato esterno.
- Durante il corso dei lavori, nei primi mesi del 2003 fu redatta una prima perizia suppletiva e di variante essenzialmente per motivi ambientali, senza interessare gli aspetti strutturali, con approvazione da parte del C.S.LL.PP. Tuttavia i lavori non ripresero immediatamente dopo l'approvazione della citata prima perizia di variante, a causa di ricorsi avanzati da alcune associazioni ambientaliste avverso i lavori previsti; tali ricorsi furono accolti dal TAR Liguria, mentre successivamente il Consiglio di Stato accolse la tesi dell'Amministrazione, consentendo la ripresa dei lavori in data 11.03.2005.
- In conseguenza di tale sospensione dei lavori, il palancolato esterno del molo – già completato a quel tempo – rimase esposto al moto ondoso ed agli altri agenti atmosferici senza che potessero essere garantiti il completamento strutturale dell'opera e la conseguente messa a terra delle strutture.

- Nel mese di dicembre 2006, durante la realizzazione dei lavori di ampliamento del campo B - Lotto 2 del molo Garibaldi, si riscontrarono anomali fenomeni deformativi in corrispondenza del palancolato di contenimento esterno sul lato est, con locali rotture dei giunti tra i profilati HZ e le palancole AZ lungo tutto il palancolato.
- Le cause principali di quanto occorso sul palancolato sono attribuibili ai seguenti elementi critici:
    a. notevole corrosione dei giunti tra le palancole, tale da renderle localmente indipendenti tra

loro; ciò è dovuto sia alle correnti galvaniche misurate in loco che al continuo sfregamento del profili del palancolato dovuto al moto ondoso;

b. eterogeneità dei materiali costituenti i fondali, con presenza dì terreni particolarmente deformabili in zone quali quella in oggetto; tale circostanza è stata per altro rilevata durante l'esecuzione delle indagini geotecniche integrative realizzate a supporto di quelle già presenti ed a corredo del progetto esecutivo.

- Ulteriore elemento di criticità è costituito dai vincoli di carattere ambientale (L.426/1998), che individuano l'intera area contigua al molo Garibaldi come sito inquinato da sottoporre a futuri interventi di bonifica e di ripristino ambientale (sito di Pitelli); ciò comporta:
    a. la necessità di evitare comunicazioni con l'area circostante dei fanghi inquinati, di scadenti caratteristiche geomeccaniche, contenuti all'interno della "vasca" delimitata dal palancolato, con la conseguente impossibilità di modificare in modo significativo la soluzione progettuale originaria;
    b. l'impossibilità di eseguire lavorazioni al di fuori del palancolato esterno (e quindi di realizzare un rinforzo sul piede del palancolato con un rinfianco o con massi ciclopici), data la necessità di mantenere accessibile l'area esterna del fondale per i futuri interventi di dragaggio per la bonifica ambientale.

- Nel luglio 2007, DMS Geotechnical Engineering S.r.l. di Roma (di seguito denominata "DMS") è stata incaricata di prevedere gli interventi più opportuni e gli adeguamenti possibili rispetto al Progetto Esecutivo – da formalizzare con idonea Perizia di Variante – per garantire la prosecuzione delle attività nel rispetto dei requisiti tecnico-funzionali dell'opera.
- Nel periodo di luglio-settembre 2007, dopo avere compiuto un sopralluogo ed avere esaminato il Progetto Esecutivo a base di Appalto, DMS ha proceduto all'interpretazione dei dissesti avvenuti durante il corso dei lavori con l'esecuzione di analisi numeriche a ritroso (back-analysis) che consentissero di individuare il meccanismo di collasso attraverso un preliminare aggiornamento del modello geotecnico di riferimento.

  DMS ha quindi definito una campagna di indagini geotecniche integrative, mirate ad un ulteriore approfondimento delle caratteristiche delle formazioni interessate dall'opera (tali indagini, eseguite nella zona di interesse - campo B - si sono concluse in modo definitivo nel mese di dicembre 2007).
- L'interpretazione dei risultati della campagna di indagini geotecniche integrative - desumibile dall'elaborato ns. rif. 07P23_T_F01A, "Planimetria con ubicazione dei sondaggi, profili geotecnici e sintesi prove di laboratorio" - ha consentito un ulteriore affinamento del modello geotecnico di riferimento.
- Le indagini hanno evidenziato:
    a. una generalizzata condizione di normal-consolidazione per i materiali costituenti il fondale marino;

b. un comportamento meccanico dei materiali costituenti il fondale - eccezion fatta per i primi 4-6m costituiti da materiale fangoso - caratterizzato da valori di deformabilità tipici di un'argilla molto compressibile, ma comunque favorevolmente condizionato dai discreti valori di resistenza dalla frazione sabbiosa; ciò rende ammissibile la mobilitazione di livelli di spostamento anche significativi (e per altro del tutto usuali nelle opere a mare), senza che tuttavia vengano meno le condizioni di equilibrio e di stabilità.

Va per altro sottolineato come l'analisi a ritroso dei processi deformativi, eseguita nel settembre 2007, abbia avuto un ruolo di grande rilevanza nella definizione del modello geotecnico poi impiegato nelle analisi eseguite per la progettazione della variante: i valori numerici dei parametri di rigidezza operativi assunti, infatti, si collocano in corrispondenza del limite inferiore dei valori ottenibili dal complesso delle prove eseguite.

- L'Autorità Portuale ha ritenuto di voler garantire un opportuno adeguamento sismico per l'opera, al fine di assicurarne un miglioramento dei livelli prestazionali in relazione alla vita utile prevista ed alle difficoltà di provvedervi successivamente. DMS ha pertanto proceduto a considerare l'aggiornamento della classificazione sismica di cui alla recente normativa (O.P.C.M. 3274/03 e s.m.i.), la quale ha attribuito al Comune della Spezia la classificazione sismica in "Zona 3", in variazione rispetto alle precedenti classificazioni che identificavano il Comune della Spezia come non sismico.

- A partire da tutti i presupposti di cui sopra, DMS ha quindi potuto procedere allo sviluppo della perizia di variante:
    a. nel rispetto della soluzione tecnica di Progetto Esecutivo, e pertanto delle tipologie strutturali già previste e dei materiali già presenti a magazzino, al fine di massimizzare il soddisfacimento tra requisiti tecnici e vincoli di carattere contrattuale, tempistico ed economico;
    b. in accordo con i vincoli di carattere ambientale di cui sopra;
    c. in accordo con le risultanze derivanti dall'approfondimento del quadro geotecnico.

- Ciò ha comportato di dover prevedere una differente successione delle fasi costruttive, con interventi integrativi atti a contenere il livello deformativo del sistema terreno-struttura, per renderlo compatibile con la funzionalità dell'opera. DMS ha pertanto individuato nel novembre 2007 una prima soluzione tecnica, che prevedeva sostanzialmente un semplice adeguamento della soluzione di Progetto Esecutivo, con l'allungamento del palancolato principale e l'allontanamento del palancolato di contrasto.

  Tale soluzione è stata oggetto di discussione nel dicembre 2007 durante una riunione tecnica con Condotte e con la Direzione Lavori c/o la sede dell'AP di La Spezia; le parti hanno ritenuto adeguata la soluzione proposta, anche nell'ottica della scelta di continuità con il Progetto Esecutivo. In tale

sede si è altresì concordato di introdurre un rinfianco in scapolame di cava a tergo del palancolato di contenimento, al fine di limitare ulteriormente gli sforzi flessionali e contribuire alla stabilità generale del sistema durante la fase di rinterro precedente alla realizzazione del palancolato di contrasto.

- Successive verifiche di dettaglio, eseguite congiuntamente tra Condotte, AP e DMS nel periodo tra fine dicembre 2007 ed inizio gennaio 2008, hanno altresì evidenziato come la soluzione di cui sopra presentasse problematiche di tipo realizzativo di non facile soluzione, date le notevoli difficoltà di operare sul palancolato già posto in opera.

- In data 21.01.08, DMS ha quindi proposto con nota tecnica ns. rif. 07P23_R_F01A una seconda soluzione tecnica alternativa, condivisa insieme a Condotte ed all'AP nel rispetto sia dei requisiti tecnici e funzionali, sia dei requisiti economici e costruttivi, e costituita dalla realizzazione di una struttura tipo "cofferdam". Il palancolato di contenimento non è soggetto ad alcun tipo di intervento aggiuntivo, mentre invece il "palancolato di contrasto", allungato ed avvicinato al palancolato esterno e messo in opera da mare anziché da terra, viene immediatamente connesso a quello esterno con elementi di tirantatura; si procede quindi al riempimento del cofferdam ed al successivo rinterro del molo. In fase d'esercizio la connessione definitiva tra i due palancolati viene garantita attraverso la realizzazione di una soletta in c.a., solidarizzata ai cordoli di testa.

- Nell'usuale logica progettuale di approfondimento per livelli successivi di conoscenza è emersa la necessità di modellare l'interazione tra i palancolati con approfondimenti numerici di dettaglio, finalizzati a valutare in modo approfondito la variazione dello stato tensio-deformativo del terreno compreso fra le due palancole costituenti il "cofferdam"; i risultati ottenuti (ed illustrati in ns. nota rif. 07P23_R_F02A del 26-02-08) hanno evidenziato la necessità di procedere con idonei interventi integrativi di ancoraggio del cofferdam, al fine di contenere gli spostamenti della struttura a livelli ritenuti compatibili con la funzionalità della stessa. Infatti, la soluzione tipo cofferdam presentava in fase di esercizio eccessivi livelli di spostamento orizzontale che, per quanto evidenziassero il completo soddisfacimento delle condizioni di stabilità e di equilibrio richieste, non soddisfacevano pienamente i vincoli di carattere geometrico imposti (filo banchina).
- DMS ha pertanto proceduto ad integrare la soluzione tipo "cofferdam" introducendo un elemento di ancoraggio, costituito da un blocco in calcestruzzo di grandi dimensioni; il comportamento del blocco, opportunamente verificato, limita gli spostamenti del cofferdam ed incrementa il fattore di sicurezza del sistema, pur non costituendone elemento indispensabile di stabilità essendo il cofferdam già stabile anche senza ancoraggio. La scelta di utilizzare il blocco è stata peraltro preceduta dall'analisi di varie soluzioni alternative, tra cui l'utilizzo di pali di grosso diametro; le analisi eseguite hanno tuttavia evidenziato, in un'ottica di valutazione costi/benefici, come gli oneri realizzativi richiesti per i pali non fossero tuttavia ripagati da significative riduzioni degli spostamenti rispetto all'utilizzo del blocco di ancoraggio.

- DMS ha infine eseguito ulteriori analisi numeriche per verificare il comportamento del cofferdam durante la fase di costruzione, anche attraverso la simulazione di condizioni limite; ciò ha consentito di definire la necessità di realizzare dreni verticali all'interno del cofferdam al fine di garantire un comportamento quanto più possibile prossimo alle condizioni drenate;
- La definizione della soluzione progettuale è stata completata attraverso la redazione di un piano di monitoraggio e di una serie di specifiche esecutive da rispettarsi durante il proseguimento dei lavori di ampliamento del molo. Ciò consentirà in modo semplice ed efficace di controllare e gestire il comportamento del sistema, grazie a procedure di riempimento controllate eseguite in presenza di un monitoraggio continuo delle sovrappressioni nei terreni.

- La soluzione di Perizia di Variante di cui sopra è stata presentata all'AP nel maggio 2008; questa l'ha quindi sottoposta al parere della III Sezione del Consiglio dei LL.PP., che si è espresso con voto n. 86 del 30.07.2008 richiedendo che questa fosse rielaborata alla luce delle considerazioni in esso riportate, che nelle linee essenziali richiedevano per il Campo B di studiare soluzioni in grado di ridurre il campo di spostamenti e di migliorare i margini di sicurezza.

- DMS ha quindi proceduto a redigere la presente nuova Perizia di Variante relativamente al Campo B, a seguito di affinamenti progettuali eseguiti in un'ottica di ulteriore ottimizzazione tecnica-economica; i risultati, riportati nel presente documento e nei suoi allegati, recepiscono le osservazioni del C.S. LL.PP di cui al voto sopra indicato.

  Si è pervenuti ad un affinamento della soluzione di progetto nelle condizioni più gravose (lato est del palancolato), con significativa riduzione degli spostamenti attesi sul palancolato, e con miglioramento dei margini di sicurezza. Si deve altresì evidenziare come tali analisi siano certamente rappresentative delle aree a maggiore deformabilità (quale appunto il lato est del palancolato), ma come siano tuttavia presenti aree con materiali di migliori caratteristiche meccaniche (quali, per esempio: il primo tratto del lato est in adiacenza al molo esistente; la zona SEPOR; la zona in corrispondenza del vertice sud-ovest del molo, dove già era presente una scogliera); per esigenze di continuità realizzativa e funzionale, sarà applicata in queste ultime zone la medesima soluzione di variante prevista sul lato est, potendo tuttavia certamente garantire comportamenti attesi migliori.

  Al fine di incrementare i margini di sicurezza e contenere gli spostamenti in corrispondenza del lato est del campo B, si è proceduto inoltre ad utilizzare come palancolato interno del cofferdam, su tale lato, palancole doppie tipo HZ 975 B accoppiate con palancole AZ 18, e disposte con interasse pari a 2,10 m; ciò garantisce un ulteriore incremento dei livelli prestazionali attesi nelle condizioni più gravose, come evidenziato dagli approfondimenti numerici eseguiti.

1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la Relazione Illustrativa e Geotecnica della nuova Perizia di Variante relativa ai lavori di ampliamento del Molo Garibaldi di La Spezia, redatta a seguito del parere del C.S. LL.PP. espresso con voto n. 86 del 30.07.2008.

Nel Cap. 2 si fornisce un inquadramento generale dell'intervento progettuale previsto nel progetto esecutivo, con la descrizione dei fenomeni osservati e dello stato di fatto.

Dopo aver sintetizzato nel Cap. 3 il quadro geologico dell'area di interesse, nel Cap. 4 si illustra il modello geotecnico di sottosuolo risultante a seguito delle campagna di indagini realizzata durante la redazione del Progetto Esecutivo, che viene poi verificato ed aggiornato attraverso l'interpretazione delle indagini geognostiche e delle prove di laboratorio addizionali eseguite nel corso dell'anno 2007.

Si procede quindi descrivendo (Cap. 5) l'intervento proposto nella presente perizia di variante per la ripresa dei lavori. Tale soluzione, oggetto di specifiche verifiche geotecniche e strutturali (Cap. 6), richiede un aggiornamento delle fasi d'esecuzione e delle specifiche esecutive da adottare durante la costruzione (Cap. 7) rispetto alla soluzione originale di progetto esecutivo, oltre che il monitoraggio delle grandezze sensibili (Cap. 8) attraverso l'installazione di idonee strumentazioni.

Ove non diversamente dichiarato, le quote riportate nel seguito sono riferite al livello medio marino.

1.1 Documentazione consultata

Nel redigere la presente relazione sono stati consultati i seguenti documenti:

- Elaborati progettuali di Progetto Esecutivo;
- Relazione rif. int. RGP_Laspezia_05: "Porto Mercantile della Spezia - Ampliamento del Molo Garibaldi - Relazione preliminare": studio a carattere preliminare delle cause dei dissesti e definizione delle indagini addizionali previste; DMS (settembre 2007);
- Prove penetrometriche finalizzate al progetto dei lavori di Ampliamento Molo Garibaldi – La Spezia: verbale lavori; SO.RI.GE. s.r.l. (novembre 2007);
- Indagini geognostiche in sito finalizzate al progetto dei lavori di Ampliamento Molo Garibaldi – La Spezia: rapporto tecnico; SO.RI.GE. s.r.l. (novembre 2007);
- Certificati delle prove di laboratorio finalizzate al progetto dei lavori di Ampliamento Molo Garibaldi – La Spezia; laboratorio geotecnico del Dipartimento

di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università di Roma "La Sapienza" (dicembre 2007);

- Relazione rif. int. 07P23_R_F01A_R3: "Palancolato Campo B – Lato Ovest - Nota tecnica di sintesi"; DMS (gennaio 2008);
- Relazione rif. int. 07P23_R_F02A_R4, "Palancolato Campo B – Lato Ovest - Nota tecnica di sintesi - Analisi numeriche preliminari"; DMS (febbraio 2008).
- Letture estensimetro incrementale – Rapporti tecnici con indicazione delle letture d'esercizio; SUBSOIL.

1.2 Documentazione di perizia di variante

La presente perizia di variante si compone dei seguenti elaborati:

N.	Relazioni	Codice
01	Relazione illustrativa e geotecnica	07P23_R_F05A
02	Relazione illustrativa e geotecnica - Allegato	07P23_R_F06A
03	Computo metrico	--

N.	Elaborati grafici	Codice
04	Planimetria con ubicazione dei sondaggi, profili geotecnici e prove di laboratorio	07P23_T_F01A
05	Palancolato campo B – Soluzione tipo "cofferdam" – Sezioni tipo e fasi esecutive	07P23_T_F02B
06	Palancolato campo B – Soluzione tipo "cofferdam" – Giunti di testa – lato ovest	07P23_T_F03B
07	Palancolato campo B – Soluzione tipo "cofferdam" – Dettagli ancoraggio palancola-tirante – Palancola interna tipo AZ36	07P23_T_F04A
08	Palancolato campo B – Soluzione tipo "cofferdam" – Dettagli ancoraggio palancola-tirante – Palancola interna tipo AZ37-700	07P23_T_F05A
09	Palancolato campo B – Soluzione tipo "cofferdam" – Lato ovest – Armatura cordolo palancolato interno, soletta di collegamento e blocco di ancoraggio	07P23_T_F06A
10	Palancolato campo B – Soluzione tipo "cofferdam" – Lato ovest – Armatura cordolo palancolato esterno	07P23_T_F07A

1.3 Normativa di riferimento

Per la modellazione del sistema, il calcolo delle azioni, il dimensionamento, le verifiche geotecniche e strutturali, si è fatto riferimento alle norme italiane sulle costruzioni di seguito elencate:

- Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 - "Norme per la disciplina delle costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica".

- CNR 10024/86 - "Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo"

- D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 - "Norme tecniche per terreni, opere di sostegno e fondazioni".

- D.M. LL.PP. 14 Febbraio 1992 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".

- D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".

- D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 - "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica e la sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi".

- D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 - "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica".

- Circolare Ministeriale 4 Luglio 1996 - "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica e la sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 Gennaio 1996".

- Circolare 10 aprile 1997, n. 65/AA.GG - "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» di cui al D.M. 16 gennaio 1996".

- CNR 10011/97 - "Costruzioni di Acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".

- ORDINANZA n.° 3274, 20 Marzo 2003 e s.m.i. - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"

1.4 Caratteristiche dei materiali

Di seguito vengono elencati i materiali utilizzati per la realizzazione dell'intervento:

- CALCESTRUZZO STRUTTURALE

  classe di esposizione:..... 4a

  resistenza caratteristica Rck: ..... minimo 35 N/mm^2

  copriferro:..... minimo 4 cm

- CALCESTRUZZO BLOCCO DI ANCORAGGIO

  resistenza caratteristica Rck: ..... 20 N/mm^2

- MAGRONE

  resistenza caratteristica Rck: ..... 15 N/mm^2

- ACCIAIO

  acciaio in barre per armatura:..... Fe B 44 K

  acciaio per tiranti rifollati:..... S 355 J0

  acciaio per giunti e piastre (tiranti rifollati):..... $\geq$ S 355 J0

  acciaio per palancole: ..... S 390 GP

  acciaio per carpenteria metallica: ..... Fe 360

  acciaio per barre dywidag: ..... S 555/700

- SALDATURE

  secondo UNI 5132; manuale ad arco con elettrodi rivestiti od in alternativa con elettrodo a filo continuo.

2 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'INTERVENTO

L'intervento in progetto s'inserisce all'interno delle attività d'ammodernamento delle vecchie e di sviluppo delle nuove infrastrutture portuali del Porto della Spezia, al fine di creare strutture dimensionate alle esigenze di chi opera all'interno del porto spezzino. L'intervento, nello specifico, consiste essenzialmente nell'ampliamento del Molo Garibaldi. In particolare, è previsto l'allargamento (di circa 50 m) di tutto il molo esistente lungo tutto il lato ovest ed il prolungamento del molo, per una lunghezza ed una larghezza pari a circa 160 m, sul lato sud.

La quota del fondale esistente prima dell'ampliamento si posiziona su livelli variabile da circa -8.0 a circa -11.5 m; la quota di progetto del fondale è pari a -12 m., mentre quella della banchina è pari a +1.85 m.

Il progetto esecutivo a base di gara prevedeva la realizzazione del nuovo filo di banchina mediante un palancolato esterno in acciaio composto da profilati HZ - con la funzione di sostegno del materiale di riempimento - ancorato in testa mediante tiranti ad un ulteriore palancolato di contrasto, di lunghezza pari a 9 m, posto a circa 30 m di distanza dal palancolato esterno. Erano inoltre previsti pali in c.a. per il sostegno delle vie di corsa delle gru di banchina.

Le fasi costruttive previste dal progetto esecutivo erano essenzialmente le seguenti:

1. infissione del palancolato esterno (sul filo della nuova banchina in progetto);
2. riempimento generalizzato fino alla quota di -5 ÷ -6 m;
3. riempimento fino a quota +1.0 m nella zona centrale dell'ampliamento, fino a circa 30 m di distanza dal palancolato esterno, con pendenza della scarpata verso il palancolato esterno non superiore a 15°;
4. infissione del palancolato interno e messa in opera dei tiranti;
5. completamento del rinterro a tergo del palancolato esterno.

In *Figura 2.1* è riportata una veduta aerea del porto, con l'indicazione approssimativa dell'area di ingombro della zona di interesse (i rettangoli evidenziati individuano il perimetro complessivo di intervento, ed i due campi di intervento previsti per il molo Garibaldi). La sequenza costruttiva prevede due distinte fasi di realizzazione:

1. *prima fase*: prolungamento del molo in direzione sud (oggetto del presente documento) e denominato "campo B";
2. *seconda fase*: ampliamento del molo in direzione ovest (esclusa dalla presente perizia di variante) e denominato "campo A".



Figura 2.1 - Veduta aerea dell'area, nella quale è visibile il molo esistente (fonte: Google Earth).

2.1 Descrizione dei fenomeni osservati e dello stato di fatto

I fenomeni di dissesto occorsi nell'anno 2007 in corrispondenza del molo Garibaldi hanno interessato principalmente il palancolato esterno sul lato est del prolungamento (come risulta visibile dallo stralcio fotografico di cui alla *Figura 2.2*): a seguito delle operazioni di formazione del rilevato nella zona centrale del prolungamento (a circa 30 m di distanza dalle palancole esterne) si sono misurati spostamenti dell'ordine di 1 ÷ 3 metri della testa delle palancole stesse. In effetti, durante la formazione del rilevato, si sono osservati importanti abbassamenti ed anche fenomeni di instabilità sulle scarpate.

Il rilievo batimetrico ha evidenziato come, a seguito della stabilizzazione dei fenomeni deformativi indotti dalla formazione del rilevato, nella zona a monte del palancolato fossero ancora presenti sollevamenti del terreno fangoso fino a quote di - 6.0 ÷ - 7.0 m.



Figura 2.2 – Foto aerea dell'area, con l'evidenza dei fenomeni deformativi occorsi durante la realizzazione dei riempimenti sul lato est (fonte: Google Earth).

Le lavorazioni hanno quindi subito un primo periodo di fermo, cui ha seguito una ripresa delle attività in modalità controllata, distribuendo il materiale di riempimento lungo tutto il fronte del rilevato, ed operando prevalentemente sul lato sud-est.

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Sotto il profilo geomorfologico, la zona portuale di La Spezia si sviluppa sul bordo della zona pianeggiante su cui la città ha impostato le sue fondamenta.

In tale area si articolano tre bacini principali: il primo forma la piana del torrente Lagora, che raccoglie le acque provenienti da Biassa e dal bacino della Chiappa; il secondo è costituito dalla piana di Migliarina dove sfociano alcuni torrenti, l'Ora, il Cappelletto, le due Dorgie Vecchia e Nuova; il terzo è il bacino di Melara con i canali che confluivano nella piana degli Stagnoni poi di Fossa Mastra, provenienti dalle colline di Pitelli e dal versante di San Venerio - Brigola. I terreni sono costituiti da depositi alluvionali terrazzati nella parte pedemontana, da depositi lacustri nella zona degli Stagnoni e da depositi marini sulla linea litoranea.

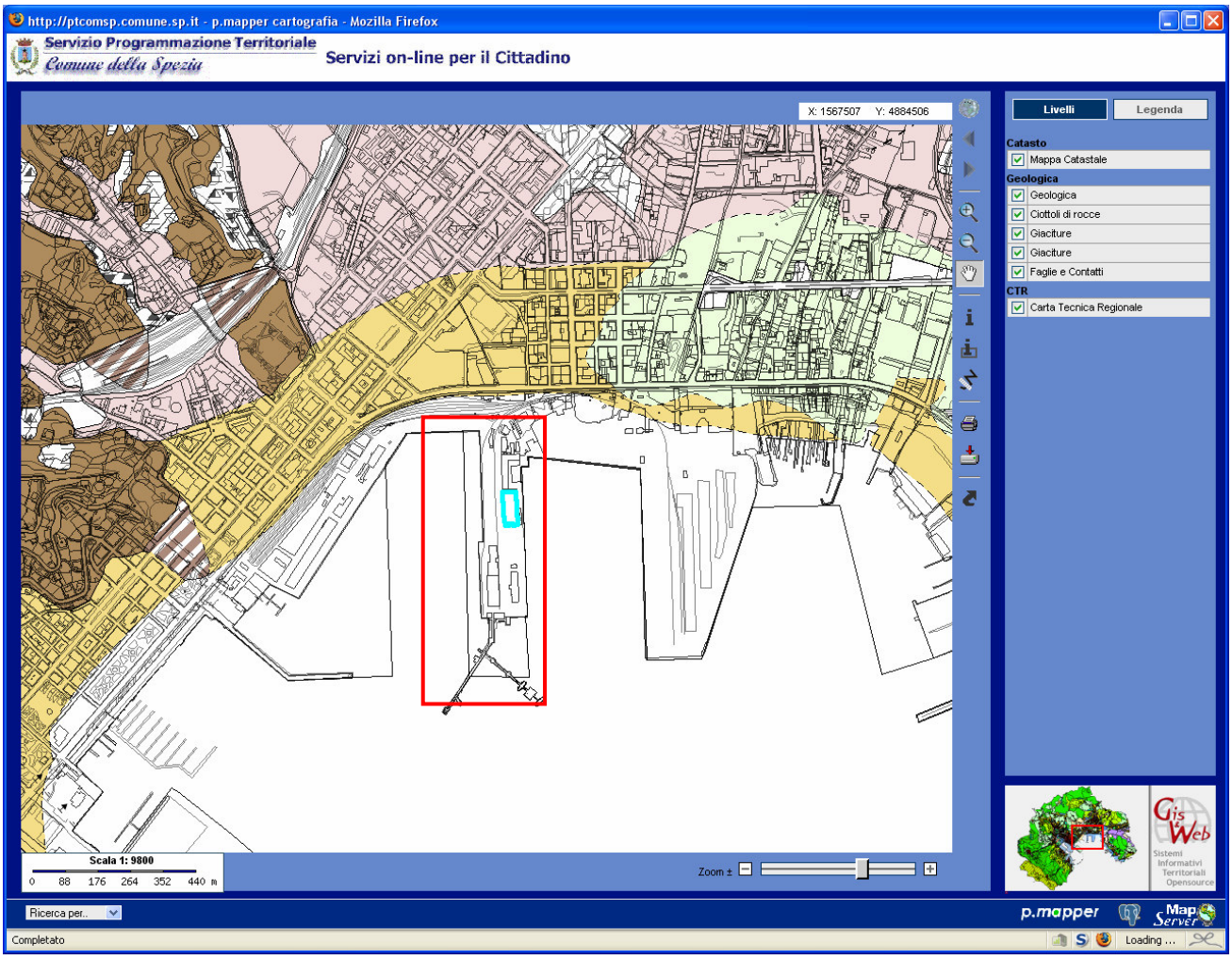


Figura 3.1 – Inquadramento geologico della zona portuale di La Spezia (fonte: Servizio Programmazione Territoriale del comune di La Spezia - GisWeb).

LEGENDA - DEPOSITI QUATERNARI	
	Depositi di origine prevalentemente fluviale:depositi a granulometria variabile da ghiaia ad argilla (DF) - Quaternario
	Depositi di origine prevalentemente lacustre:depositi prevalentemente limo-sabbioso argillosi con frequenti livelli torbosi. Presenti resti fossili e vegetali (DL) - Quaternario
	Depositi di origine prevalentemente marina:depositi prevalentemente sabbiosi con frazioni argillose e limose subordinate a scarsi ciottoli subarrotondati. Presenti resti fossili e vegetali (DM) - Quaternario

La costa, un tempo costituita da spiaggia, ha subito diversi interventi antropici arretrando fino al livello attuale di banchina; lo stesso fondo marino è stato rimaneggiato più volte con vari interventi di dragaggio allo scopo di mantenere costante la profondità del livello medio marino per la navigazione dei natanti.

Da un punto di vista geologico si evidenzia quindi come i materiali presenti nella fascia di fondale interessato dall'intervento in questione, costituiti da alternanze di limi sabbiosi argillosi e di sabbie con frazioni argillose e limose, siano piuttosto recenti. Tali depositi presentano a tratti livelli ghiaiosi molto discontinui a maggiore permeabilità, mentre nei livelli più superficiali sono costituiti da livelli fangosi con tracce di sostanze organiche.

Il substrato rigido, costituito da formazioni di siltiti ed argilliti fittamente stratificate e da marne fissili, risulta presente a profondità maggiori pari mediamente a circa 40-45 m, e pertanto non è direttamente interessato dall'intervento in questione.

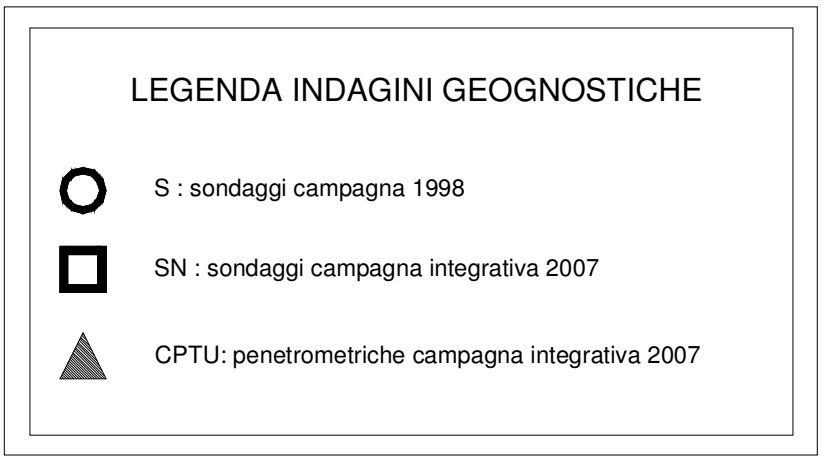
4 MODELLO GEOTECNICO

4.1 Indagini geognostiche

Nell'area in oggetto sono state eseguite due diverse campagne di indagine:

- La prima campagna di indagini geotecniche è stata eseguita nella fase di progettazione esecutiva dalla società GEOTER di La Spezia nell'anno 1998; essa è consistita nell'esecuzione di n. 10 sondaggi a rotazione a carotaggio continuo spinti fino a profondità massime di 45 m.
- Una seconda campagna di indagini in sito, programmate nell'ambito delle attività finalizzate alla redazione della presente perizia di variante, sono state effettuate nel periodo luglio-ottobre 2007. Tale indagine, è stata concepita con lo scopo di aumentare la densità di indagine alla luce della potenziale significativa variabilità stratigrafica e della notevole eterogeneità che possono presentare fondali marini anche a distanze ridotte (inferiori a 50 m tra due verticali geognostiche).

L'ubicazione di tutti i sondaggi eseguiti nelle diverse campagne di indagine è schematicamente riportata in *Figura 4.1*; di seguito è riportata la legenda delle indagini geognostiche eseguite.



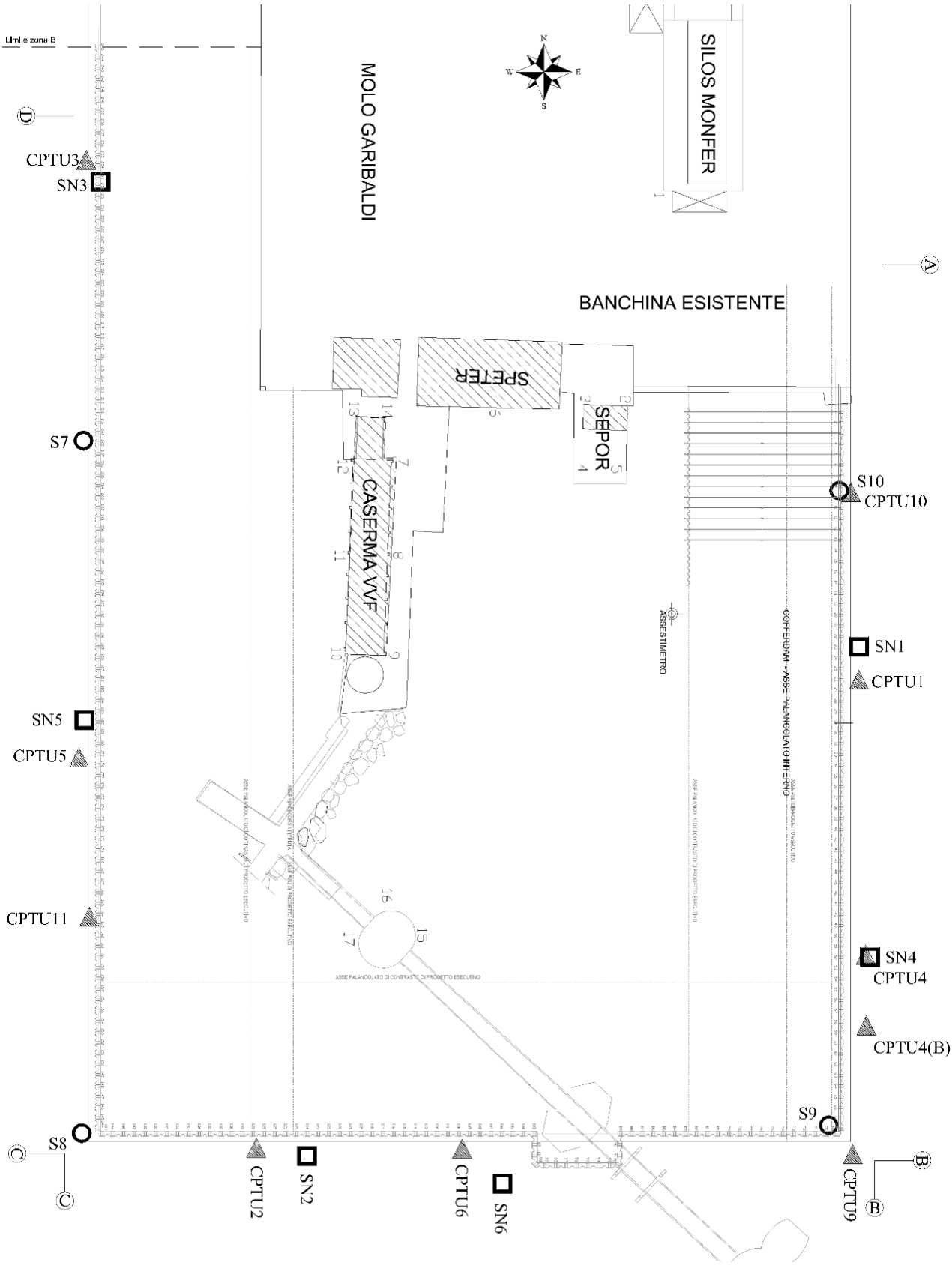


Figura 4.1 – Molo Garibaldi – Campo B - Ubicazione delle indagini geognostiche eseguite nelle diverse campagne.

4.1.1 Campagna 1998

La campagna di indagini geotecniche, eseguite nella fase di progettazione esecutiva dalla società GEOTER di La Spezia nell'anno 1998, ha previsto la realizzazione di n.10 sondaggi (indicati con il codice "S"), di cui 4 in corrispondenza del campo B, spinti fino a profondità massime di 45 m s.l.m.m., nel corso dei quali sono state eseguite 37 prove penetrometriche standard SPT. Sono stati inoltre prelevati 23 campioni indisturbati, sottoposti successivamente in laboratorio a prove di identificazione e classificazione ed a prove meccaniche (prove edometriche, prove di taglio diretto, prove triassiali consolidate non drenate e prove triassiali ad espansione laterale libera).

I sondaggi hanno evidenziato una marcata eterogeneità dei terreni di fondazione, ascrivibile alla complessa storia geologica dell'area (trasgressioni e regressioni della linea di costa). In particolare, i profili stratigrafici indicano la presenza di terreni di scadenti caratteristiche meccaniche in corrispondenza dell'area del prolungamento (sondaggi S7, S8, S9 e S10) e soprattutto sul lato Est (sondaggi S9 e S10). In quest'area il profilo stratigrafico di riferimento è costituito da uno spessore considerevole di terreno fangoso (da quota fondale fino a circa -16 ÷ -18 m). A seguire, sono presenti limi sabbiosi e sabbie limose, con alcuni livelli in cui la frazione ghiaiosa diviene apprezzabile, fino a circa -36 m ÷ -38 m; ancora più in profondità si rinvengono alternanze di formazioni più schiettamente sabbiose e ghiaiose e di terreni argillosi consistenti. Nell'area del prolungamento sul lato Ovest (sondaggi S7 e S8) i sondaggi sembrano evidenziare una maggiore presenza di livelli sabbiosi e ghiaiosi, che divengono ancora più frequenti andando verso terra (sondaggi S3, S4, S5 e S6); anche la profondità alla quale si rinvengono depositi più consistenti e di migliori caratteristiche meccaniche tende gradualmente a diminuire muovendosi verso terra.

Le prove penetrometriche SPT hanno messo in evidenza le scadenti caratteristiche meccaniche non solo del terreno fangoso, come era da attendersi, ma anche dei depositi limosi e sabbiosi presenti sino a circa 40 m di profondità, soprattutto - come già scritto - in corrispondenza del lato Est; in corrispondenza di tale lato il numero dei colpi, con l'eccezione dei livelli in cui la frazione grossolana diviene prevalente, è infatti generalmente inferiore a 8, con valori pari a 3 ÷ 4 riscontrati anche a 30 m di profondità. Valori di N_{SPT} mediamente maggiori, sono stati ottenuti sul lato Ovest.

Le indicazioni stratigrafiche appena delineate hanno trovato riscontro durante l'esecuzione dei lavori: mentre sul lato Est il palancolato è stato infisso senza problemi, sul lato Ovest si sono avute, in alcuni casi, maggiori difficoltà nell'infissione delle palancole, per la presenza di livelli più sabbiosi.

4.1.2 Campagna 2007

La campagna di indagini integrative, eseguite nella fase di perizia di variante dalla società SO.RI.GE. s.r.l. di Lesignano de' Bagni (Parma) dal 10 al 31 ottobre 2007, ha previsto la realizzazione, in corrispondenza del campo B, di n.6 sondaggi (indicati con il codice "SN") spinti fino a profondità massime di 50 m, pari a circa 40 m dalla quota del fondo marino. Nel corso dei sondaggi sono state eseguite nei sondaggi SN1, SN2 e SN3 prove penetrometriche standard SPT circa ogni 3 m fino a 30 m e successivamente ogni 6 m; nei restanti sondaggi SN4, SN5 e SN6, su indicazione della D.L., le prove SPT sono state realizzate solamente nei tratti a prevalente componente granulare, e quindi in quantità significativamente più ridotta.

La consistenza dei terreni coesivi è stata rilevata in cantiere sui campioni appena estratti con penetrometro tascabile (Pocket Penetrometer - PP) ogni 20-30 cm; inoltre per valutare la resistenza al taglio sono state eseguite prove speditive con scissometro tascabile (Vane Test - VT).

In *Tabella 4.1* si riassumono i sondaggi effettuati nella campagna 2007, indicando per ciascuno la profondità, il numero di prove SPT eseguite, il numero di campioni, indisturbati e rimaneggiati prelevati.

Tabella 4.1 – Campagna 2007: riepilogo dei sondaggi eseguiti.

Sondaggio	*Profondità (m)*	*N. SPT*	*N. campioni indisturbati*
SN1	48.85	7	3
SN2	50.00	6	3
SN3	48.15	7	3
SN4	49.40	3	2
SN5	49.10	2	3
SN6	49.70	3	3
	TOT	28	17

Nella zona di intervento, inoltre, sono state eseguite 10 prove penetrometriche statiche elettriche (CPTU) con misura della pressione interstiziale, ubicate in prossimità dei vecchi sondaggi e dei nuovi sondaggi, allo scopo di ricostruire i profili stratigrafici del fondale grazie al confronto con le verticali stratigrafiche, e di verificare l'andamento dei parametri di resistenza dei materiali attraversati con la profondità. In *Tabella 4.2* si riassumono le prove penetrometriche statiche eseguite nella campagna d'indagine del 2007, indicando per ciascuna la profondità massima raggiunta.

Tabella 4.2 – Campagna 2007: riepilogo delle prove CPTU eseguite.

Verticale penetrometrica	*Profondità (m)*
CPTU01	16.56
CPTU02	22.68
CPTU03	13.86
CPTU04a	16.45
CPTU04b	20.64
CPTU05	28.90
CPTU06	18.90
CPTU09	16.43
CPTU10	24.90
CPTU11D	25.04

I sondaggi geognostici e le verticali CPTU hanno evidenziato la presenza, al di sotto di un livello di fango con potenza variabile da 2 a 6 m, di depositi costituiti in prevalenza da sabbie limose e di limi sabbiosi/argillosi.

Le verticali CPTU mostrano inoltre la presenza, ad una profondità variabile tra 15 m e 25 m, di intercalazioni di sabbia e localmente sabbia ghiaiosa, da sciolta ad addensata, di potenza non significativa (<2 m), che tuttavia hanno portato a rifiuto le prove penetrometriche.

Il confronto tra il profilo di resistenza a taglio non drenata (c_u) ottenuto dalle prove CPTU, e quello ricavato dalle prove scissometriche conferma tuttavia come, al di sotto di tali livelli sabbiosi, l'andamento di resistenza al taglio desumibile per i terreni non coesivi non subisca alcun tipo di variazione significativa, mantenendosi sostanzialmente lungo un andamento corrispondente alle condizioni di normal consolidazione (e quindi molto prossimo alla curva $c_u = 0.2 \cdot \sigma'_v$).

Tale andamento muta in modo sostanziale solo ove il sondaggio incontra, a profondità comprese tra 30 m e 40 m, i livelli di sabbie limose più addensati, oppure dove si intesta nel substrato costituito da argille limose e da marne; rappresentativo di questa situazione è l'andamento della c_u ottenuto dai VT per il sondaggio SN3. In corrispondenza dei sondaggi SN2 e SN5, invece, non si ha alcuna evidenza di cambiamento dell'andamento della resistenza al taglio non drenata neppure a profondità elevate (50 m); tale situazione, che è stata confermata anche dalle CPTU eseguite in prossimità di tali sondaggi, evidenzia quindi una zona di depressione colmata dai livelli di scadenti caratteristiche meccaniche, localizzata in prossimità dello spigolo sud-ovest del molo.

4.2 Caratterizzazione fisico-meccanica

4.2.1 Campagna 1998

Durante l'esecuzione dei sondaggi, sono stati prelevati n. 23 campioni indisturbati di terreno con campionatore e vari campioni disturbati durante l'esecuzione delle prove SPT.

Su n. 15 campioni indisturbati prelevati durante la realizzazione dei sondaggi geognostici sono state eseguite le prove per l'identificazione e la classificazione delle terre.

Su ulteriori campioni si è proceduto ad eseguire le seguenti prove meccaniche di laboratorio:

- n. 5 prove TD - taglio diretto
- n. 5 prove CU - compressione triassale consolidata – non drenata
- n. 4 prove ELL - compressione semplice ad espansione libera
- n. 15 prove EDO - compressione edometrica

Va sottolineato che il rapporto sulle prove meccaniche di laboratorio eseguite nella campagna 1998 appare incompleto, in quanto non riporta per le prove triassiali e di taglio diretto le curve sforzi-deformazione, ma solo i valori a rottura, non rendendo di conseguenza possibile la formazione di un giudizio sulla qualità e sulla rappresentatività delle prove stesse.

4.2.2 Campagna 2007

Sui campioni prelevati durante la realizzazione dei sondaggi geognostici e delle prove SPT della campagna 2007 si è proceduto ad eseguire le seguenti prove di laboratorio:

- Su 4 campioni disturbati provenienti dalle prove SPT sono state eseguite le analisi granulometriche.
- Su 9 campioni indisturbati sono state eseguite le prove di identificazione e classificazione: analisi granulometrica, determinazione del contenuto d'acqua naturale, w, determinazione dei limiti liquido, w_L, e plastico, w_P, del peso dell'unità di volume, γ, e del peso specifico dei granuli, Gs.
- Sui 9 campioni indisturbati sono state inoltre eseguite 9 prove di taglio diretto (TD), 9 prove edometriche (EDO) e 8 prove triassiali non consolidate non drenate (UU) in cella triassiale (*Tabella 4.3*). I risultati delle prove geotecniche di laboratorio, eseguite presso il laboratorio geotecnico del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università di Roma "La Sapienza", e le relative interpretazioni sono riportati nell'appendice A.

Tabella 4.3 – Campagna 2007: riepilogo delle prove di laboratorio effettuate.

Sondaggio	*Campione*	*Profondità (m)*			*Analisi granulometrica*	*Prova*
SN4	C1	16.2	-	16.8	X	TD, UU, EDO
SN2	C1	18.9	-	19.6	X	TD, UU, EDO
SN5	C2	21.2	-	21.8	X	TD, UU, EDO
SN2	SPT1	22.2	-	22.2	X	
SN1	C1	21.9	-	23.0	X	TD, EDO
SN3	C2	22.4	-	23.0	X	TD, UU, EDO
SN1	C2	26.7	-	27.4	X	TD, UU, EDO
SN1	SPT5	33.2	-	33.2	X	
SN5	C3	36.7	-	37.3	X	TD, UU, EDO
SN1	SPT6	37.0	-	37.0	X	
SN6	C3	38.4	-	39.0	X	TD, UU, EDO
SN1	C3	40.2	-	40.9	X	TD, UU, EDO
SN1	SPT7	42.7	-	42.7	X	

LEGENDA:

TD = Taglio Diretto

UU = compressione triassiale non consolidata non drenata

EDO = compressione edometrica

Per quanto riguarda i terreni a granulometria fine (terreni campionabili), in *Tabella 4.4*, in Figura 4.2 e in Figura 4.3 si riportano le proprietà indice dei campioni aperti: distribuzione granulometrica, peso dell'unità di volume, γ, indice dei vuoti, *e*, contenuto naturale d'acqua, *w*, limiti di Atterberg, w_L, e ,w_P, indice di plasticità, *Ip*, e indice di consistenza, *Ic*. La *Figura 4.4*, infine, riporta i parametri meccanici di deformabilità e di resistenza.

Tabella 4.4 – Campagna 2007: riepilogo delle proprietà indice.

Sond.	*Camp.*	*Quota da l.m.m.*		*Quota media da fondale*	*A*	*L*	*S*	*G*	*γ*	*e*	*w*	*w_L*	*w_P*	*Ip*	*Ic*
		da(m)	*a(m)*	*(m)*	*(%)*	*(%)*	*(%)*	*(%)*	*(kN/m³)*	*(-)*	*(%)*	*(%)*	*(%)*	*(%)*	*(-)*
SN4	C1	16.2	16.8	4.5	12.0	82.0	5.9	0.1	18.9	0.8	31.4	25.7	-	-	-
SN2	C1	18.9	19.6	7.1	34.1	60.9	4.9	0.1	17.9	1.1	39.7	46.8	26.1	20.7	0.34
SN5	C2	21.2	21.8	13.8	17.9	44.1	38.0	0.0	18.9	0.8	29.9	29.4	-	-	-
SN2	SPT1	22.2	22.2	10.0	3.0	22.0	73.8	1.2	-	-	-	-	-	-	-
SN1	C1	21.9	23.0	10.2	10.7	34.3	55.0	0.0	20.8	0.5	18.6	19.0	-	-	-
SN3	C2	22.4	23.0	13.5	15.4	66.6	18.0	0.0	19.3	0.7	27.7	30.8	21.4	9.4	0.33
SN1	C2	26.7	27.4	14.9	32.4	57.6	9.4	0.6	18.1	1.0	37.1	43.1	22.4	20.8	0.29
SN1	SPT5	33.2	33.2	21.0	25.0	57.0	17.5	0.5	-	-	-	-	-	-	-
SN5	C3	36.7	37.3	29.3	10.3	36.0	53.7	0.0	20.7	0.5	19.0	19.7	-	-	-
SN1	SPT6	37.0	37.0	24.8	12.0	53.0	35.0	0.0	-	-	-	-	-	-	-
SN6	C3	38.4	39.0	26.3	11.6	38.4	50.0	0.0	20.7	0.5	19.7	20.9	-	-	-
SN1	C3	40.2	40.9	28.3	12.0	34.0	54.0	0.0	20.7	0.5	19.3	18.6	-	-	-
SN1	SPT7	42.7	42.7	30.5	5.0	15.0	45.0	35.0	-	-	-	-	-	-	-

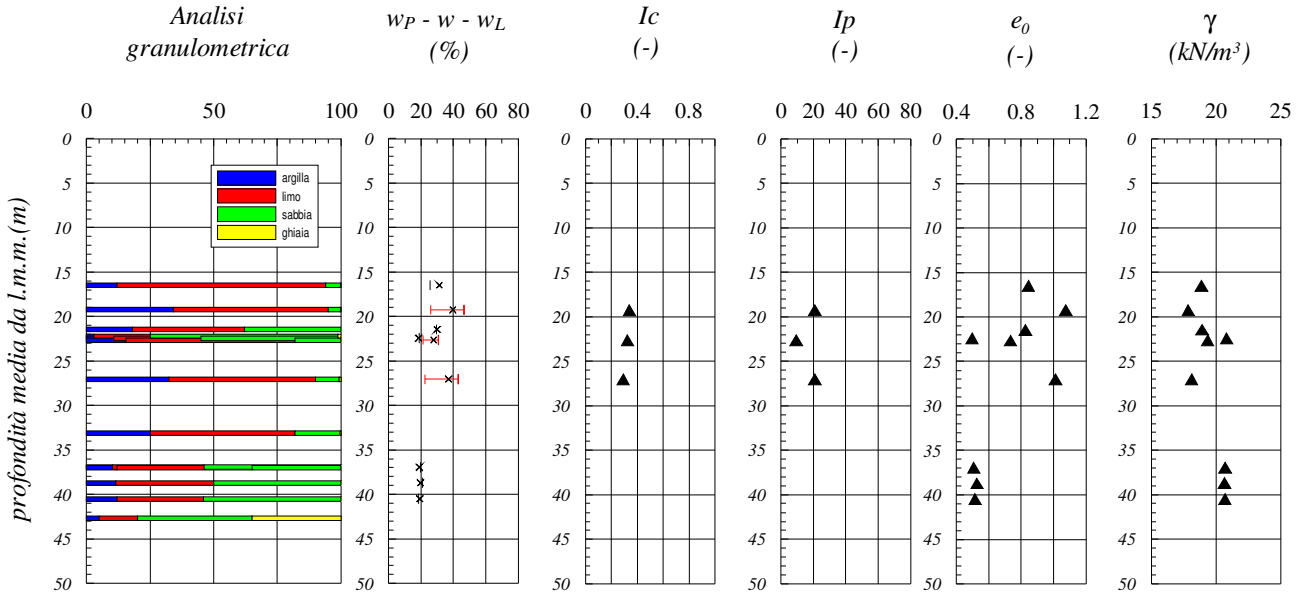


Figura 4.2 – Campagna 2007: riepilogo delle proprietà indice.

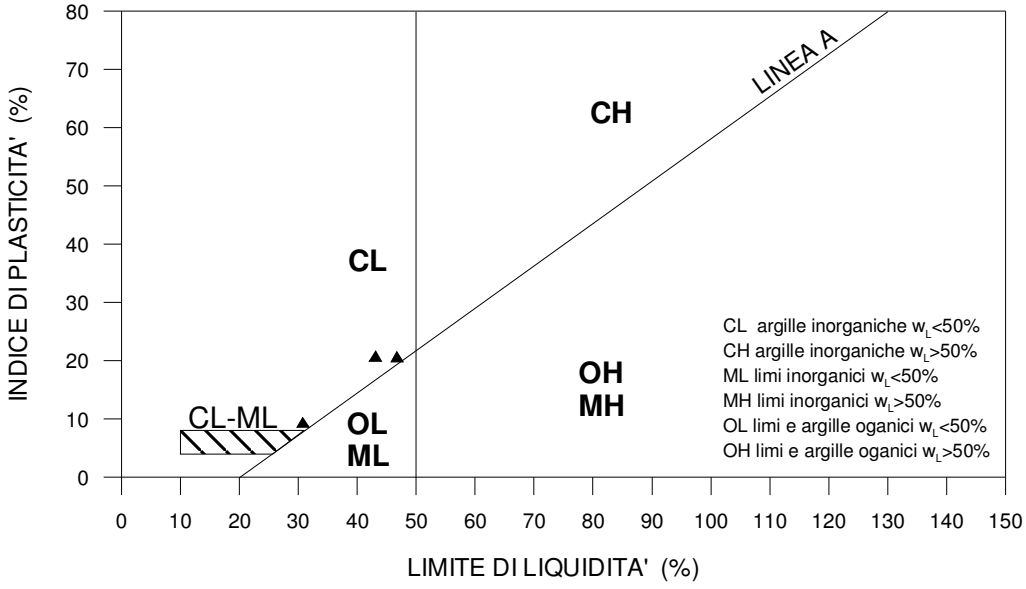


Figura 4.3 – Campagna 2007: carta di plasticità.

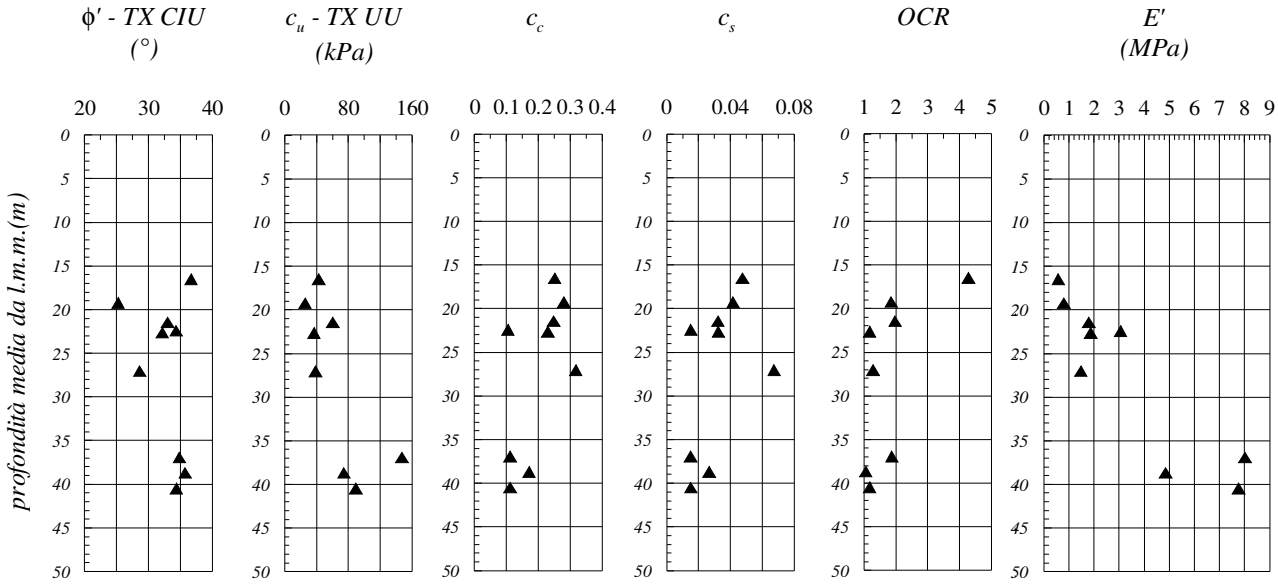


Figura 4.4 – Campagna 2007: riepilogo caratteristiche di resistenza e di deformabilità.

Dalle suddette tabelle e dai suddetti grafici si evince quanto segue:

- i materiali costituenti il fondale marino presentano una composizione granulometrica in continua alternanza tra sabbie limose e limi sabbiosi, con una percentuale sabbiosa sempre molto rilevante (e tale da non consentire, nei 2/3 dei campioni prelevati, di determinare il limite liquido e l'indice di plasticità);
- ove è stato possibile determinare l'indice di consistenza, esso risulta basso (0.30-0.34), e caratteristico di materiali da poco consistenti a molli;

- i valori del peso dell'unità di volume sono relativamente alti, ed aumentano con il crescere della profondità;
- l'indice dei vuoti ed il contenuto d'acqua evidenziano come i livelli superiori (fino ad una profondità di circa 37 m) risultino maggiormente compressibili; i livelli inferiori, presenti al di sotto dei 37 m di profondità, riportano un valore dell'indice dei vuoti mediamente pari a 0.5, rappresentativo di terreni poco compressibili;
- dall'elaborazione delle prove di taglio diretto (TD) effettuate, risulta come la frazione sabbiosa contribuisca a fornire ai materiali buone caratteristiche di resistenza meccanica; l'angolo di attrito ϕ'_{cs} si attesta infatti su valori compresi tra 29° e 37°, con un andamento crescente con la profondità. Un valore minimo di 25° si registra in un campione prelevato in corrispondenza di materiali classificabili come limi argillosi, e comunque non rappresentativi della situazione di insieme del fondale. La coesione efficace, *c'*, presenta valori pari a zero.
- Il grado di sovraconsolidazione, *OCR*, determinato dalle prove edometrica (EDO), è risultato sempre prossimo all'unità; l'indice di compressione, C_c, e l'indice di rigonfiamento, C_s, hanno fornito rispettivamente i seguenti valori medi di 0.18 e di 0.03.
- Per il calcolo del modulo edometrico, E_{ed}, si è utilizzata la seguente espressione:

$$E_{ed} = \frac{(1+e)\cdot \sigma_v^{'} \cdot 2.3}{C_c}$$

  Le prove edometriche evidenziano come la frazione limosa contribuisca a fornire ai materiali scadenti caratteristiche di deformabilità, con valori del modulo edometrico compresi tra 0.7 e 10 MPa. La deformabilità dei materiali presenta un andamento che ne evidenzia una diminuzione proporzionale con l'aumentare della profondità.
- Per il calcolo del modulo elastico, *E',* si è utilizzata la seguente espressione:

$$E' = \frac{E_{ed}\cdot(1-\nu-2\nu^2)}{1-\nu}$$

  I valori ottenuti, variabili tra 0.6 e 8.0 MPa, confermano come i materiali costituenti il fondale risultino estremamente comprimibili.
- Per il calcolo del modulo di Young non drenato, E_u, si è ipotizzata la seguente relazione $E_u = (100 \div 200)\cdot C_u$.

In Tabella 4.5 si riportano gli intervalli di variazione dei principali parametri determinati per i materiali costituenti il fondale.

Tabella 4.5 – Campagna 2007: riepilogo dei risultati delle prove di laboratorio.

γ (kN/m^3)	c' (kPa)	φ' (°)	Cu (kPa)	Cc	Cs	OCR	Eed (MPa)	E' (MPa)	Eu (MPa)
18-21	0	33-37	26-147	0.105-0.317	0.015-0.067	~1	0.7-9.7	0.6-8.0	5.1-29.3

Infine, in Tabella 4.6 sono riportati i parametri di resistenza e di deformabilità ricavati dall'elaborazione delle prove di laboratorio ed in sito, mentre per il fango i valori sono stati assunti valori modesti, ritenuti significativamente rappresentativi e cautelativi, e giustificati a seguito della back-analysis. Nello specifico dei materiali di riempimento, si sono infine tenute in considerazione le recenti disponibilità di cantiere, che evidenziano materiali di discrete caratteristiche meccaniche; oltre a ciò si dovranno adottare semplici ma efficaci interventi di compattazione da eseguirsi durante le varie fasi di riempimento al fine di corrispondere alle prescrizioni prestazionali progettualmente richieste.

Tabella 4.6 – Campagna 2007: parametri geotecnici adottati nel progetto di variante.

Strato	Unità	prof. (m l.m.m.)	γ (kN/m^3)	cu (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	E' (MPa)
1	Riempimento	0.0 ÷ -11.0	19	-	0	35	30
	Scapolame da cava		20	-	0	45	50
2	Fango	-11.0 ÷ -15.0	15	2-5	0	15	0.25-0.75
3	Alternanze di sabbie limose - limi sabbiosi - limi argillosi	-15.0 ÷ -37,0	19	20-86	0	30	0.9-7.8
4	Sabbie limose	-37.0 ÷ -40,0	22	-	0	35	7.8-9.6

4.3 Misure assestimetriche

Al fine di verificare l'andamento dei fenomeni di cedimento con il tempo, DMS ha richiesto l'installazione, in prossimità del lato est del palancolato, di una verticale assestimetrica.

La società SUBSOIL s.r.l. di Quattro Castella (RE) ha quindi proceduto ad installare in data 30.11.2007 un estensimetro incrementale (Increx) della Interfels con cavo della lunghezza di 40 m (si veda la *Figura 4.5*). La lettura di zero è stata realizzata il giorno 12.12.2007; sono quindi state eseguite letture periodiche (in totale n.13 letture al 29.08.2008), le cui elaborazioni, riportate in rapporti tecnici di frequenza poco più che mensile, sono state rappresentate in 2 grafici riportanti:

- valori differenziali: variazione di deformazione che si verifica in uno stesso intervallo di profondità rispetto alla lettura di riferimento (lettura di zero);
- valori cumulativi: somma delle deformazioni differenziali da fondo foro verso la testa del tubo.

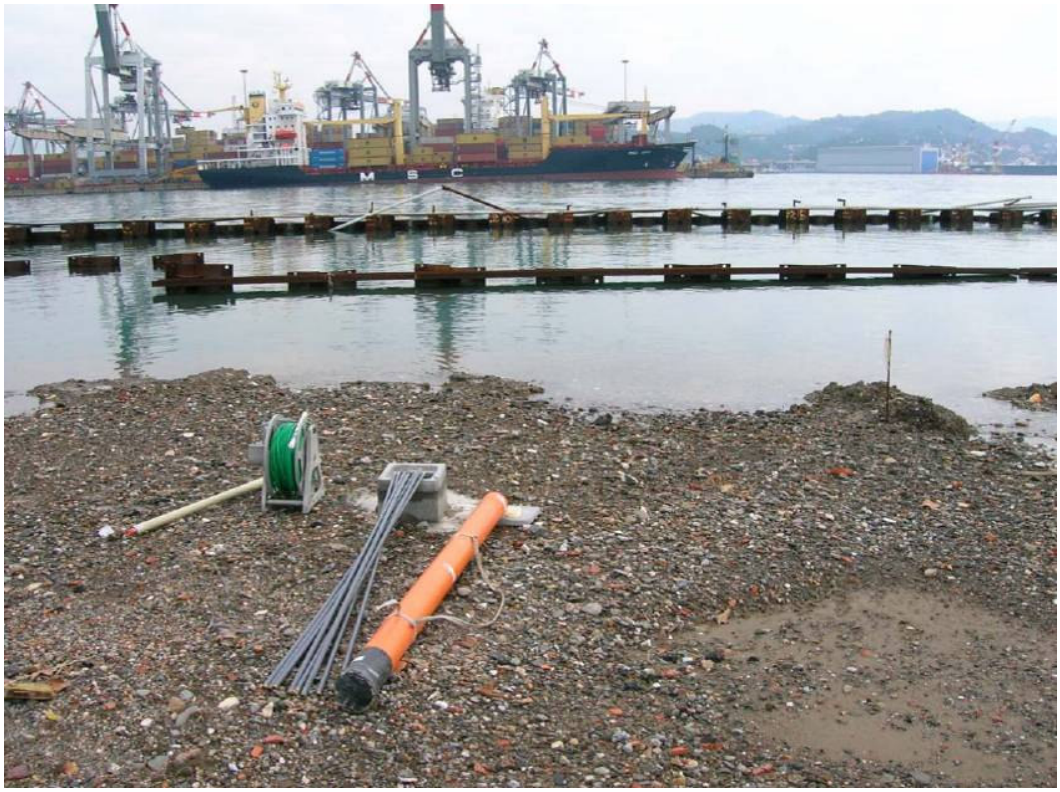


Figura 4.5 – Campagna 2007: installazione verticale per misure assestimetriche.

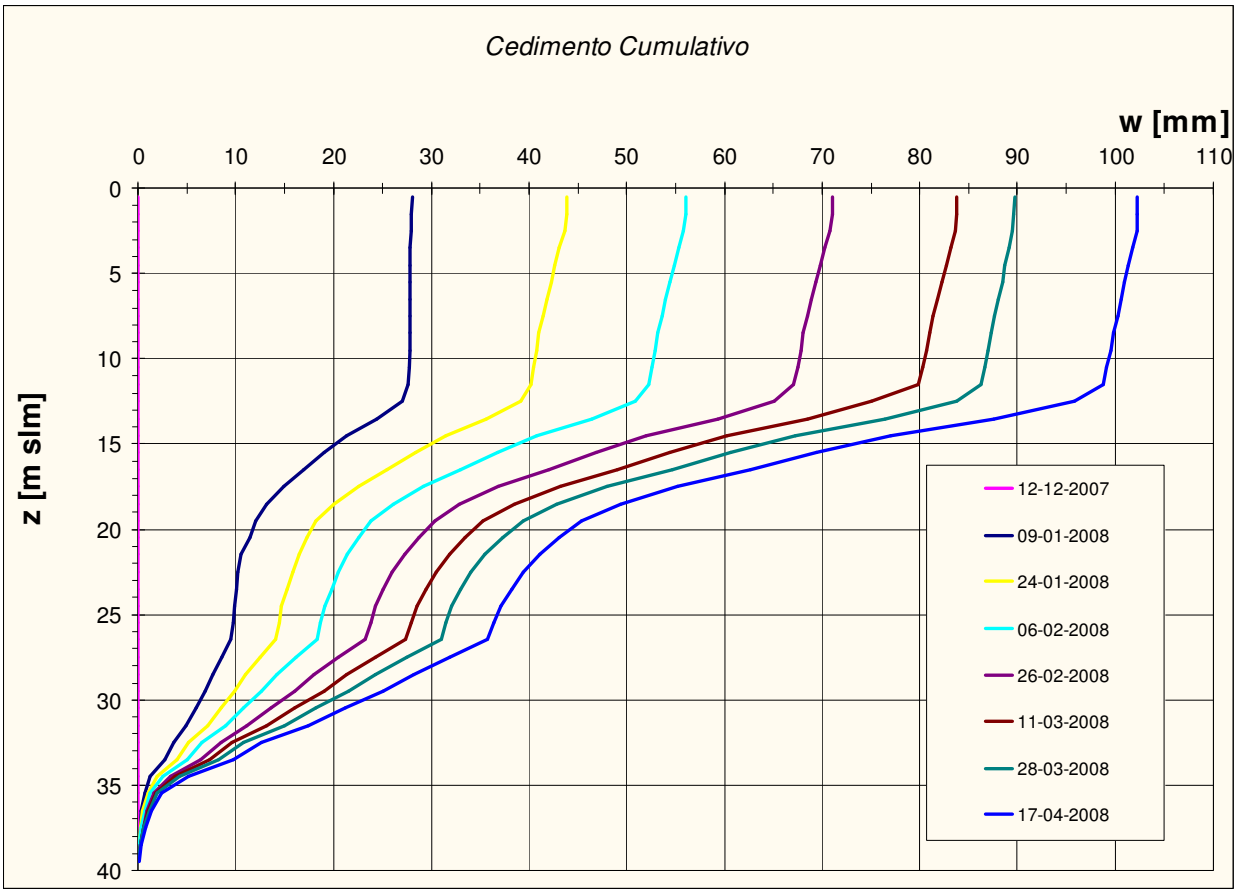


Figura 4.6 – Campagna 2007: misure assestimetriche (Report n. 9; SUBSOIL).

La formazione del terrapieno nell'area in cui è installato l'assestimetro è stata completata indicativamente intorno al maggio 2007; le letture strumentali non forniscono cedimenti relativi al periodo maggio-dicembre 2007, ma solamente a partire dal 12 dicembre 2007, data in cui è stata eseguita la lettura di zero.

La *Figura 4.6* evidenzia l'andamento del profilo di cedimento cumulativo registrato dal 12.12.2007 al 17.04.2008; in un periodo di 106 gg si è raggiunto un cedimento massimo pari a 102.2 mm, con una velocità media complessiva di cedimento (valutata rispetto alla lettura di 0) pari a 0.82 mm/gg.

L'andamento con la profondità dei cedimenti differenziali (si veda quanto riportato in Appendice B) evidenzia che i fenomeni di consolidazione sono sostanzialmente localizzati in due livelli compresi fra -12 m e -34 m;

- il primo livello è compreso tra le quote di -13 m e -18 m ca., e corrisponde ai livelli fangosi;
- il secondo livello è compreso tra -26 m e -33 m ca., e corrisponde ai limi sabbiosi/limi argillosi.

Il materiale di rinterro (tra 0 m e -13 m ca.) non risulta invece soggetto a significativi fenomeni di cedimento per consolidazione; analogo comportamento si registra per i due livelli di materiale più granulare presenti, sia in quello costituito da sabbie limose e posizionato ad una profondità intermedia (tra -17 m e -26 m ca.), sia in quello costituito da sabbie limose più addensate, posto a profondità tra -33 m e -40 m ca. e poggiante sul substrato.

L'interpretazione di tali risultati conferma pertanto il modello geotecnico desunto dalle indagini geognostiche e dalle prove in laboratorio della campagna 2007.

Inoltre le misure assestimetriche hanno consentito di stimare il coefficiente di consolidazione attraverso un processo di analisi a ritroso delle stesse. In tal modo (si veda quanto riportato in dettaglio nell'allegato alla relazione illustrativa e geotecnica (ns. rif.. 07P23_R_F06A) è stato possibile stimare il coefficiente di consolidazione c_v a varie profondità; assumendo infine un valore rappresentativo medio per l'intero strato comprimibile (tra -12 m e -34 m ca.) pari a $8 \cdot 10^{-7}$ m^2/s.

4.4 Sintesi del modello geotecnico

In sintesi, il modello geotecnico evidenzia una situazione in cui il comportamento meccanico dei materiali costituenti il fondale, eccezion fatta per i primi 4-6m costituiti da materiale fangoso, è rappresentabile come quella di un mezzo continuo equivalente caratterizzato dalla significativa e diffusa presenza di materiali a componente granulare con buoni parametri di resistenza, ma da una altrettanto diffusa presenza di materiali limosi/argillosi con scadenti caratteristiche di deformabilità.

Va per altro sottolineato come l'analisi a ritroso dei processi deformativi, eseguita nel settembre 2007, abbia avuto un ruolo di grande rilevanza nella definizione del modello geotecnico per la progettazione della variante: i valori numerici dei parametri di rigidezza operativi assunti, infatti, si collocano in corrispondenza del limite inferiore dei valori ottenibili dal complesso delle prove eseguite.

5 SOLUZIONE PROGETTUALE DI VARIANTE

Nella nota tecnica ns. rif. 07P23_R_F01A del 21-01-08 e nella nota tecnica ns. rif 07P23_R_F02A del 26-02-08 sono state sintetizzate le tecnologie e le relative fasi costruttive della soluzione progettuale proposta in perizia di variante, individuando come soluzione tecnica alternativa la realizzazione di una struttura tipo "cofferdam". La scelta di tale soluzione è derivata dall'esigenza di esaudire sia i requisiti tecnici e funzionali, sia i requisiti di tipo economico e costruttivo (tra cui la necessità di ottimizzare le disponibilità attuali e le scelte già adottate e realizzate).

La soluzione tipo "cofferdam" ha previsto che il "palancolato di contrasto", portato ad una lunghezza di 27 m, venga ulteriormente avvicinato al palancolato di contenimento fino ad una distanza di circa 10 m, procedendo al collegamento strutturale tra i due palancolati con tiranti di acciaio tipo S390, Ø90mm, da installare prima di ogni attività di riempimento. Tale palancolato interno sarà costituito per una prima parte utilizzando le palancole AZ36 da 9m già disponibili in cantiere, giuntate in elementi da 27m attraverso saldature di testa; la parte restante sarà invece costituita da palancole tipo AZ37-700, che verranno fornite già in elementi di lunghezza pari a 27m. La scelta di utilizzare palancolati tipo AZ37-700 in luogo dei palancolati tipo AZ36 deriva dal fatto che l'azienda produttrice (ARCELOR) ha messo fuori produzione le palancole tipo AZ36, ed i profili tipo AZ37-700 sono quelli che più si avvicinano ai precedenti per caratteristiche geometriche e meccaniche.

In fase d'esercizio la connessione tra i due palancolati viene garantita attraverso la realizzazione di una soletta in c.a. di spessore pari a 1.0m – solidarizzata ai cordoli di testa – che crea un'adeguata connessione strutturale tra i due palancolati, consente di assorbire i sovraccarichi verticali presenti in esercizio e quindi contrasta l'insorgere di indesiderate spinte orizzontali aggiuntive.

La vicinanza dei palancolati ha richiesto approfondimenti numerici di dettaglio al fine di valutare in modo più accurato la variazione dello stato tensio-deformativo del terreno compreso fra le due palancole costituenti il "cofferdam", che hanno evidenziato la necessità di procedere con idonei interventi integrativi, al fine di contenere gli spostamenti della struttura.

Tale integrazione sarà realizzata con un blocco di ancoraggio in calcestruzzo di sezione corrente 4.0 m per 3.0 m, posto ad una distanza di circa 30 m dal palancolato interno e ad esso collegato con tiranti di ancoraggio costituiti da barre dywidag Ø63.5mm, disposti con passo 2.27 m, e collegati con dei manicotti ai tiranti del cofferdam.

E' inoltre prevista all'interno del cofferdam, prima di procedere con il suo riempimento, la posa in opera di un sistema di dreni verticali costituito da pali in sabbia di 300 mm di diametro, disposti a 4 m di interasse ed aventi una lunghezza di 25 m.



Figura 5.1 – Esempio realizzazione dei pali in sabbia - particolare parte alta del sistema.

6 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

Si è proceduto all'analisi del comportamento dell'opera con analisi numeriche di dettaglio con modelli in grado di cogliere l'interazione terreno-struttura e le effettive geometrie del sistema (comportamento del terreno come mezzo continuo); a tal fine è stato utilizzato il codice agli elementi finiti (e.f.) PLAXIS 2d v. 8.5, specificamente ideato per applicazioni geotecniche; nella Figura 6.1 si riporta il modello agli elementi finiti utilizzato nelle simulazioni.

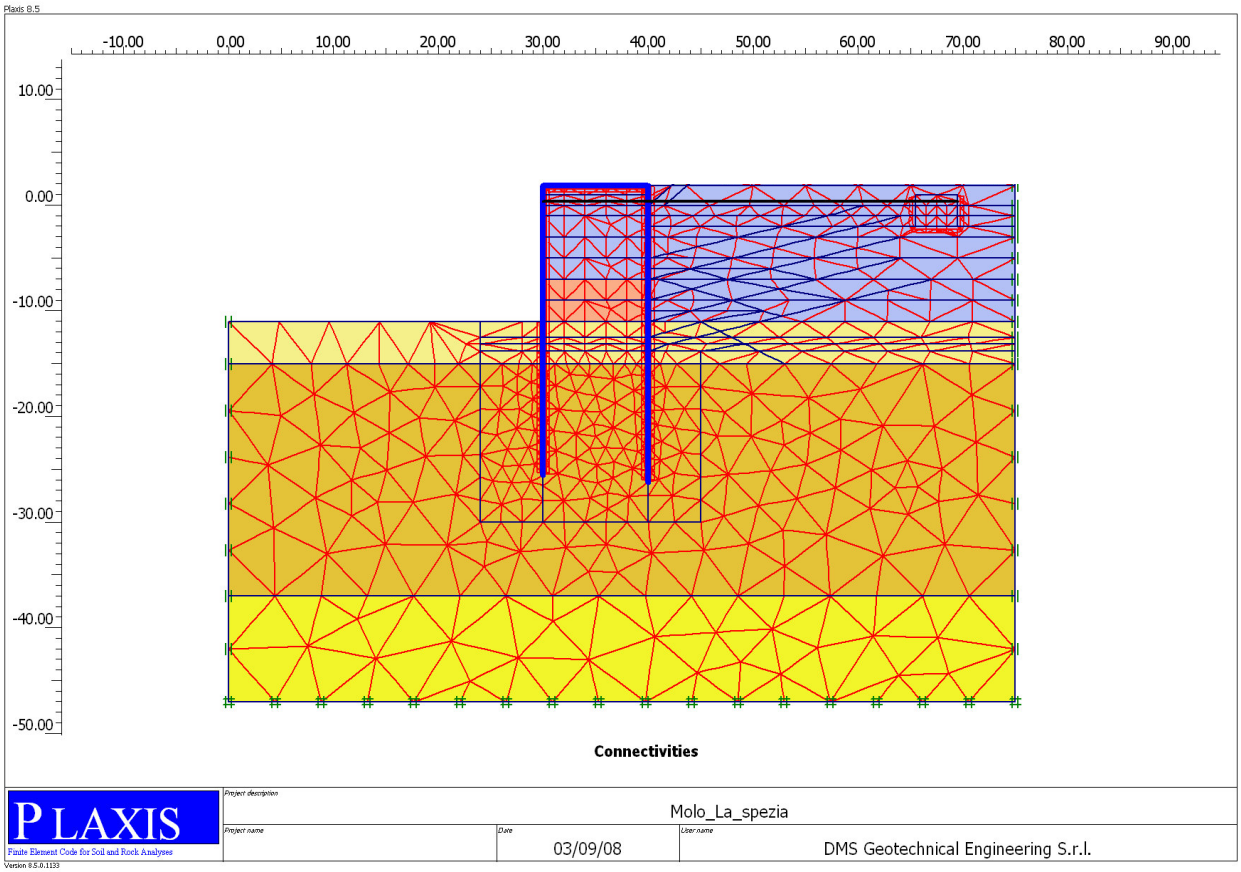


Figura 6.1 – Modello agli elementi finiti utilizzato nelle simulazioni.

Per maggiori dettagli relativamente alle analisi numeriche ed alle relative verifiche geotecniche e strutturali eseguite, si rimanda per completezza espositiva al documento "Relazione illustrativa e geotecnica - Allegato", ns. rif. 07P23_R_F06A.

Le analisi sono state condotte schematizzando la presenza di palancole tipo HZ 975 B – 24 / AZ 18, L=27m disposte in corrispondenza del lato esterno del cofferdam, ancorate ad un palancolato interno tipo AZ 36 con lunghezza L=27m ubicato ad una distanza di circa 10m dal precedente; il sistema è quindi vincolato ad un blocco di ancoraggio posizionato ad una distanza di circa 30m dal filo interno del cofferdam.

Devesi altresì evidenziare come tali analisi siano certamente rappresentative delle aree a maggiore deformabilità (quale appunto il lato est del palancolato), ma come siano tuttavia presenti aree con materiali di migliori caratteristiche meccaniche (quali, per esempio: il primo tratto del lato est in adiacenza al molo esistente; la zona SEPOR; la zona in corrispondenza del vertice sud-ovest del molo, dove già era presente una scogliera); per esigenze di continuità realizzativa e funzionale sarà applicata in queste ultime zone la medesima soluzione di variante prevista sul lato est, potendo tuttavia certamente garantire comportamenti attesi migliori

Gli affinamenti di calcolo eseguiti nella presente Perizia di Variante hanno tenuto in considerazione:

1. i recenti aggiornamenti forniti dalla AP con riferimento alla distribuzione del carico agente sul pontile in fase di esercizio: è previsto un carico distribuito di valore massimo pari a 40kPa, applicato a partire da una distanza di circa 20m dal filo esterno di banchina, in modo tale che la prima parte della banchina resti libera per consentire il passaggio delle gru di carico e scarico dei materiali;
2. l'utilizzo di materiali di rinterro con caratteristiche meccaniche discrete in considerazione delle più recenti disponibilità di cantiere, con la possibilità di adottare semplici ma efficaci interventi di compattazione da eseguirsi durante le varie fasi di rinterro al fine di garantire i requisiti prescritti progettualmente; le necessità di procedere a tali interventi di compattazione potrà essere definita in corso d'opera su indicazione della DL.
3. gli effetti di consolidazione e di conseguente incremento di rigidezza dei materiali presenti nel fondale al di sotto del cofferdam durante la fase di riempimento dello stesso: ciò è stato riprodotto nelle analisi numeriche di dettaglio eseguite, al fine di considerare l'effetto dei dreni verticali realizzati all'interno del cofferdam prima del riempimento dello stesso.

A seguito degli approfondimenti di cui sopra, risultano spostamenti massimi attesi sul filo banchina del cofferdam pari a circa 74cm in condizioni di esercizio. In condizioni di breve termine si raggiungono invece valori di spostamento massimo di circa 80cm.

Al fine di garantire un'ulteriore riduzione degli spostamenti si è pertanto previsto di riutilizzare sul lato Est del molo Garibaldi, in corrispondenza del palancolato esterno, palancole doppie tipo HZ 975 B accoppiate con palancole tipo AZ 18 e disposte ad interasse pari a 2.10m, in sostituzione delle palancole tipo AZ 36; le relative analisi numeriche hanno evidenziato come gli spostamenti in condizioni di esercizio si riducano ulteriormente, passando a valori pari a circa 60cm.

Le analisi hanno inoltre consentito di verificare i coefficienti di sicurezza globali dell'insieme struttura terreno, evidenziando come sia in condizioni drenate (condizioni di lungo termine), sia in condizioni parzialmente drenate (condizione prescritte durante la fase di costruzione) la soluzione risulti stabile con fattori di sicurezza ritenuti idonei alla condizione di riferimento (e pari rispettivamente a 1.53 in condizioni di lungo termine e a 1.25 in condizioni di breve termine); tali fattori, che si devono considerare dei limiti inferiori, risultano ulteriormente incrementati grazie all'introduzione sul lato est delle palancole doppie tipo HZ 975 B accoppiate con palancole tipo AZ 18 e disposte ad interasse pari a 2.10m.

Sono inoltre state esplicitate le verifiche geotecniche del blocco di ancoraggio, che risultano soddisfatte. Si deve per altro evidenziare come il mantenimento in condizioni di stabilità del sistema non sia esclusivamente dipendente dal blocco di ancoraggio; questo, infatti, rappresenta un elemento di stabilizzazione aggiuntivo su un sistema già di per sé stabile, ed è stato introdotto principalmente al fine di ridurre gli spostamenti del cofferdam in fase di esercizio.

A seguito dei risultati della analisi numeriche, sono inoltre state eseguite le verifiche degli elementi strutturali presenti, quali:

- Palancolato esterno
- Palancolato interno
- Soletta del cofferdam
- Blocco di ancoraggio
- Tiranti
- Giunzione a manicotto

Tutte le verifiche condotte risultano soddisfatte.

7 FASI COSTRUTTIVE

Le fasi costruttive previste dalla presente perizia di variante del progetto esecutivo sono essenzialmente le seguenti:

1. Completamento del palancolato esterno con la realizzazione della parete interna di chiusura con lamiere;
2. Salpamento dei massi eventualmente presenti in corrispondenza del palancolato interno da realizzare;
3. Proseguimento del riempimento da terra in modo controllato (sversamento di volumi in quantità ridotte e distribuiti omogeneamente lungo le scarpate del terrapieno);
4. Installazione da pontone del palancolato interno (palancole tipo AZ36 e AZ37-700) di lunghezza pari a 27m, con interasse pari rispettivamente di 9.80 m e 9.78 m rispetto al palancolato esterno, e contestuale realizzazione dei dreni verticali in sabbia all'interno del cofferdam;
5. Installazione del tirante di collegamento di acciaio tipo S390, Ø90mm, tra il palancolato interno ed il palancolato esterno;
6. Riempimento all'interno del sistema tipo "cofferdam" con materiale arido (scapolame da cava) fino a quota pari a -4.5 m.;
7. Realizzazione di un rinfianco in scapolame da cava all'esterno del palancolato interno, fino ad un livello massimo di riempimento pari a +3.5 m rispetto al livello del fondale attuale
8. Completamento del riempimento all'interno del cofferdam con materiale a granulometria più fine opportunamente compattato, al fine di creare un idoneo sottofondo per la successiva fase di getto della soletta di copertura;
9. Prosecuzione del rinterro a tergo del cofferdam per fasi successive di altezza massima pari a 2.0-3.0 m, fino a consentire la realizzazione del blocco di contrasto e la posa in opera del tirante di ancoraggio tipo dywidag Ø63.5mm, ;
10. Completamento del rinterro a tergo del cofferdam;
11. Getto di regolarizzazione in magrone, e riempimento in calcestruzzo dell'intercapedine presente all'interno del palancolato esterno (si veda punto 1);
12. Realizzazione dei cordoli e della soletta di collegamento del cofferdam, con inglobamento del tirante nella struttura definitiva;
13. Completamento del molo, realizzazione delle finiture, collaudo e messa in esercizio.

7.1 Specifiche esecutive

- Durante le fasi di riempimento si dovranno eseguire sistematiche misure batimetriche al fine di verificare che i livelli del riempimento corrispondano a quanto previsto in progetto; dovrà inoltre essere eseguito un idoneo sistema di monitoraggio al fine di verificare la corrispondenza tra quanto ipotizzato e l'effettiva risposta del sistema terreno-struttura.
- A seguito degli effetti dei fenomeni di consolidazione che avverranno in conseguenza del riempimento del terrapieno, dell'eventuale esecuzione di rilevati di precarica e dello stoccaggio dei materiali sul molo, si dovrà procedere al livellamento del piazzale in accordo con le quote di progetto.
- Prima di mettere in opera il blocco di ancoraggio e quindi il tirante di collegamento tra il cofferdam ed il blocco di ancoraggio, occorrerà verificare gli spostamenti effettivamente occorsi in corrispondenza del palancolato interno del cofferdam; ove fosse necessario, si potrà intervenire sul blocco di ancoraggio lasciando in corrispondenza dei tiranti delle tasche per alloggiamento degli stessi, senza tuttavia alterare le dimensioni complessive del blocco stesso.
- La stabilità del sistema durante la fase di costruzione risulterà garantita grazie all'adozione di procedure di riempimento controllato eseguite in presenza di un monitoraggio continuo delle sovrappressioni nei terreni interessati, come di seguito descritto: il riempimento del cofferdam dovrà procedere per strati di spessore limitato (massimo 3 m), verificando prima di passare alla posa in opera dello strato successivo che le sovrappressioni interstiziali misurate dal sistema di monitoraggio siano mediamente inferiori al 25 o 30 % del valore teorico indotto dall'altezza corrente del rinterro in condizioni non drenate.

  Esemplificando, assumendo per il peso di volume del materiale messo in opera all'interno del cofferdam, in acqua, di 20 kN/m^3, ad un'altezza di rinterro di 6 m corrisponde una sovrappressione teorica non drenata pari a 60 kPa; in questa fattispecie, pertanto, la fascia di rinterro successiva potrà essere posta in opera quando le sovrappressioni misurate dai piezometri registreranno un valore inferiore a 20 kPa (30 % del valore teorico). Analoghi calcoli possono essere sviluppati per le sovrappressioni indotte dal rilevato al di sopra del livello medio marino, per il quale è possibile assumere un peso di volume pari a 17.5 kN/m^3. In particolare, tenuto conto che lo spessore del rinterro in acqua è pari a circa 11 m e che la quota del piazzale è di circa +2.0 m, la sovrappressione interstiziale indotta teoricamente in condizioni

non drenate è pari a 145 kPa; dunque, prima della posa in opera dei 3 m di terra costituenti la precarica è necessario che le pressioni interstiziali siano mediamente inferiori a circa 45 kPa (30 % di 145 kPa).

8 PIANO DI MONITORAGGIO

Le analisi geotecniche eseguite e riportate nell'allegato alla relazione illustrativa e geotecnica (cfr. elaborato ns. rif. 07P23_R_F06A), hanno consentito di individuare una soluzione progettuale adeguata. La garanzia di stabilità del sistema risulta ulteriormente garantita grazie all'adozione di procedure di riempimento eseguite in presenza di un monitoraggio continuo delle sovrappressioni nei terreni interessati, con controllo dell'evoluzione dei fenomeni di consolidazione innescati dalla formazione del terrapieno.

Il sistema di monitoraggio proposto è costituito dalla seguente strumentazione:

- n. 10 piezometri elettrici installati all'interno del cofferdam, di cui 5 alla quota di -24 m e i rimanenti 5 alla quota di -30 m; 4 sul lato Est, 4 sul lato Ovest ed i rimanenti 2 sulla testata Sud; i piezometri andranno posti in opera da pontone in stretta adiacenza al palanco esterno (in adiacenza del profilato AZ), prima del riempimento del cofferdam, e saranno protetti mediante tubo metallico o in PVC;
- n. 6 piezometri elettrici nell'area centrale del terrapieno; i piezometri saranno installati nelle immediate vicinanze dei tre assestimetri (uno esistente e due ulteriori da installare), due per ciascun assestimetro, ancora alle quote di -24 e -30 m;
- n. 2 ulteriori assestimetri multibase (analoghi a quello già posto in opera) da installare all'interno dell'area limitata dal blocco di ancoraggio; in corrispondenza del pozzetto di ciascun assestimetro verrà installato un caposaldo topografico per la misura dei cedimenti;
- circa 30-40 capisaldi topografici da distribuire sull'area (palancolato esterno, interno, blocco di ancoraggio); subito dopo la realizzazione delle travi di testa dei palancolati dovranno essere installati nuovi capisaldi sulle stesse travi in corrispondenza di quelli annegati nel getto.

La distribuzione planimetrica indicativa della strumentazione di monitoraggio è riportata nella *Figura 8.1.*

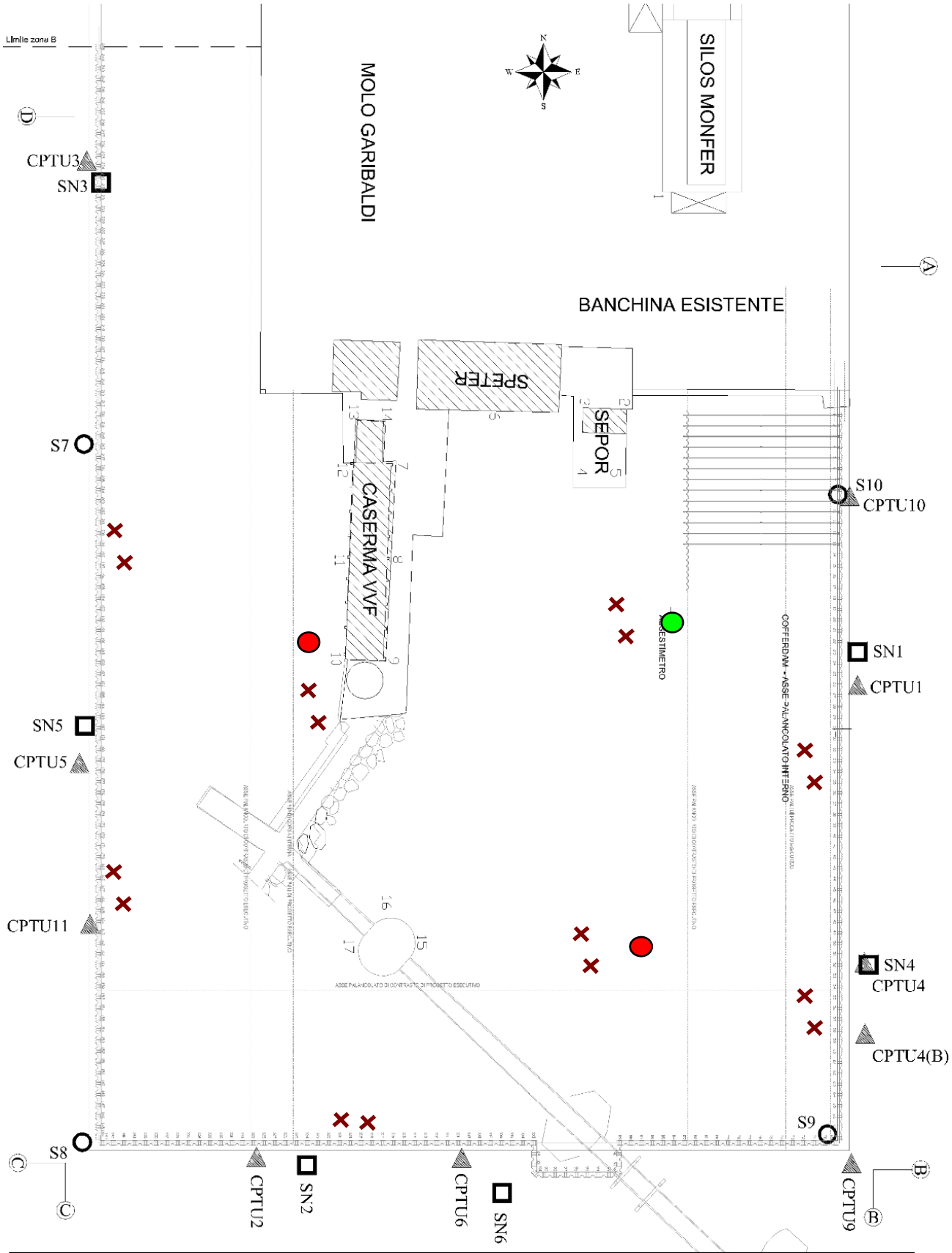


Figura 8.1 – Ubicazione della strumentazione di monitoraggio.

L'ubicazione esatta delle verticali di installazione della strumentazione come pure le fasi costruttive ed i tempi in corrispondenza dei quali eseguire le misure topografiche e assestimetriche saranno definiti in corso d'opera. Le misure piezometriche, invece, saranno acquisite automaticamente con frequenza giornaliera. Il confronto con quanto previsto in progetto in termini di spostamenti consentirà di verificare la rispondenza dei fenomeni fisici reali. Le misure di pressione interstiziale, infine, consentiranno di procedere in sicurezza nelle differenti fasi costruttive.

In considerazione delle differenti fasi costruttive previste e dei presumibili tempi costruttivi, si ritiene che per ciascuna strumentazione assestimetrica e per le misure topografiche possano essere sufficienti un numero di misure pari a 10-12. Tali misure andranno protratte anche oltre la fine dei lavori per un periodo sufficientemente lungo da rilevare il sostanziale esaurimento dei processi deformativi e la completa dissipazione delle sovrappressioni interstiziali.

Per quanto attiene l'accuratezza della strumentazione si ritiene che i piezometri, nel campo di valori in esame, abbiano un errore non superiore a ±2 kPa, mentre per le misure topografiche si può accettare un errore di ±1 cm sia sugli spostamenti orizzontali sia sui cedimenti. Per quanto attiene le misure assestimetriche è opportuno adottare una strumentazione identica a quella già installata.

9 CONCLUSIONI

Durante la costruzione, il comportamento dell'opera ha evidenziato condizioni di spostamento anomale; le cause principali di quanto occorso sul palancolato sono attribuibili ai seguenti elementi critici:

- notevole corrosione dei giunti tra le palancole;
- eterogeneità dei materiali costituenti i fondali, con presenza dì terreni particolarmente deformabili in zone quali quella in oggetto.

Ciò ha richiesto l'aggiornamento della soluzione progettuale ed ha portato, in modo condiviso con Condotte e con l'Autorità Portuale, a definire una soluzione tipo "cofferdam" il cui comportamento è stato modellato attraverso l'utilizzo di analisi numeriche di dettaglio; i risultati, riportati nel presente documento di Perizia di Variante e nei suoi allegati, recepiscono il parere della III Sezione del Consiglio dei LL.PP., che si è espresso con voto n. 86 del 30.07.2008 richiedendo di studiare soluzioni in grado di ridurre il campo di spostamenti e di migliorare i margini di sicurezza.

Gli affinamenti progettuali hanno consentito di ridurre il limite superiore degli spostamenti attesi sul palancolato, valutati nella condizioni di maggiore deformabilità. Si deve altresì evidenziare come tali analisi siano certamente rappresentative delle aree a maggiore deformabilità (quale appunto il lato est del palancolato), ma come siano tuttavia presenti aree con materiali di migliori caratteristiche meccaniche (quali, per esempio: il primo tratto del lato est in adiacenza al molo esistente; la zona SEPOR; la zona in corrispondenza del vertice sud-ovest del molo, dove già era presente una scogliera); per esigenze di continuità realizzativa e funzionale, sarà applicata in queste ultime zone la medesima soluzione di variante prevista sul lato est, potendo tuttavia certamente garantire comportamenti attesi migliori.

La soluzione proposta, analizzata alla luce dei dati geotecnici fino ad oggi disponibili, consentirà il completamento dei lavori in sicurezza, e con spostamenti ammissibili nel rispetto dei limiti di esercizio imposti per tale tipologia di opera a mare. Ulteriore elemento di garanzia per il controllo del comportamento in corso d'opera del sistema è costituito dall'adozione di dreni verticali in sabbia all'interno del cofferdam, prima del riempimento dello stesso, e dall'applicazione di un programma di sversamenti controllati attraverso un semplice ma efficace sistema di monitoraggio; infine in corrispondenza delle condizioni più gravose (lato est) i livelli prestazionali vengono ulteriormente incrementati grazie all'utilizzo di palancole tipo HZ 975 B accoppiate in corrispondenza del palancolato interno.

Roma, 03 settembre 2008 Prof. Ing. Salvatore Miliziano

10 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Becci B., Nova R., 1987 – Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie. *Rivista Italiana di Geotecnica,1 ,33-47.*

Bishop W.A., 1955 – *The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slope*. Geotecnique, vol.5, n.1.

CEAS - *Paratie 6.0*, 2002 – Guida utente.

De Mello, V.F.B., 1971 – *The Standard Penetration Test*. SOA., 4th Panamerican Conf. Soil Mech. Found. Eng., San Juan, Puerto Rico, Vol. 1, pp- 1-86.

Denver H., 1982 – *Modulus of Elasticity for Sand Determinated by SPT and CPT*. Proc. ESOPT2, Amsterdam.

Broms B.B., (1964b) – Lateral resistance of piles in cohesionless soils. *Journal of Soil Mech.*

PLAXIS 2D – Manuale utente, 2002

APPENDICE A – Prove di laboratorio – Elaborazione risultati

APPENDICE A1 – ELABORAZIONE PROVE EDOMETRICHE

PROVE EDOMETRICHE

SN4- C1
- Profondità = 16.50 m

σ'a MPa	Δσ'a MPa	logσ'a -	Δlogσ'a -	e -	Δe -	Ed MPa	Cc -
0.010	0.010	- 2.0		0.865			
0.025	0.015	- 1.6	0.4	0.843	0.022	1.257	0.06
0.049	0.024	- 1.3	0.3	0.831	0.012	3.662	0.04
0.098	0.049	- 1.0	0.3	0.804	0.027	3.274	0.09
0.196	0.098	- 0.7	0.3	0.768	0.036	4.813	0.12
0.392	0.196	- 0.4	0.3	0.718	0.050	6.735	0.17
0.785	0.393	- 0.1	0.3	0.654	0.064	10.157	0.21
1.570	0.785	0.2	0.3	0.567	0.087	14.139	0.29
0.785	- 0.785	- 0.1 -	0.3	0.599	- 0.032	39.225	0.11
0.392	- 0.393	- 0.4 -	0.3	0.618	- 0.019	33.467	0.06
0.196	- 0.196	- 0.7 -	0.3	0.633	- 0.015	21.338	0.05
0.098	- 0.098	- 1.0 -	0.3	0.645	- 0.012	13.434	0.04
0.049	- 0.049	- 1.3 -	0.3	0.652	- 0.007	11.564	0.02
0.025	- 0.024	- 1.6 -	0.3	0.661	- 0.009	4.429	0.03
0.010	- 0.015	- 2.0 -	0.4	0.669	- 0.008	3.129	0.02

Cc	ν	Ed kPa	E' kPa	Eu kPa	σ'v kPa	eo
0.25	0.25	693	*578*	*693*	40	0.89

Cs	ν	Ed kPa	E' kPa	Eu kPa	σ'v kPa	eo
0.05	0.25	3 650	*3 041*	*3 650*	40	0.89

Cc/Cs
5

SN1- C1
- Profondità = 22.40 m

σ'a MPa	Δσ'a MPa	logσ'a -	Δlogσ'a -	e -	Δe -	Ed MPa	Cc -
0.025	0.025	- 1.6		0.478			
0.049	0.024	- 1.3	0.3	0.468	0.010	3.523	0.03
0.098	0.049	- 1.0	0.3	0.459	0.009	7.943	0.03
0.196	0.098	- 0.7	0.3	0.445	0.014	10.115	0.05
0.392	0.196	- 0.4	0.3	0.425	0.020	13.965	0.07
0.785	0.393	- 0.1	0.3	0.401	0.024	22.941	0.08
1.570	0.785	0.2	0.3	0.373	0.028	38.493	0.09
3.139	1.569	0.5	0.3	0.338	0.035	59.981	0.12
1.570	- 1.569	0.2 -	0.3	0.343	- 0.005	421.433	0.02
0.785	- 0.785	- 0.1 -	0.3	0.350	- 0.007	151.393	0.02
0.392	- 0.393	- 0.4 -	0.3	0.355	- 0.005	106.503	0.02
0.196	- 0.196	- 0.7 -	0.3	0.360	- 0.005	53.312	0.02
0.098	- 0.098	- 1.0 -	0.3	0.364	- 0.004	33.418	0.01
0.049	- 0.049	- 1.3 -	0.3	0.367	- 0.003	22.328	0.01
0.025	- 0.024	- 1.6 -	0.3	0.370	- 0.003	10.960	0.01

Cc	ν	Ed kPa	E' kPa	Eu kPa	σ'v kPa	eo
0.10	0.25	3 666	*3 055*	*3 666*	111	0.50

Cs	ν	Ed kPa	E' kPa	Eu kPa	σ'v kPa	eo
0.02	0.25	25 202	*21 002*	*25 202*	111	0.50

Cc/Cs
7

SN1- C2
- Profondità = 27.10 m

σ'a MPa	Δσ'a MPa	logσ'a -	Δlogσ'a -	e -	Δe -	Ed MPa	Cc -
0.025	0.025	- 1.6		1.024			
0.049	0.024	- 1.3	0.3	1.005	0.019	2.533	0.07
0.098	0.049	- 1.0	0.3	0.973	0.032	3.021	0.11
0.196	0.098	- 0.7	0.3	0.907	0.066	2.832	0.22
0.392	0.196	- 0.4	0.3	0.784	0.123	2.843	0.41
0.785	0.393	- 0.1	0.3	0.671	0.113	5.812	0.37
1.570	0.785	0.2	0.3	0.576	0.095	13.023	0.32
3.139	1.569	0.5	0.3	0.480	0.096	24.189	0.32
1.570	- 1.569	0.2 -	0.3	0.488	- 0.008	291.834	0.03
0.785	- 0.785	- 0.1 -	0.3	0.501	- 0.013	90.637	0.04
0.392	- 0.393	- 0.4 -	0.3	0.520	- 0.019	31.440	0.06
0.196	- 0.196	- 0.7 -	0.3	0.539	- 0.019	15.876	0.06
0.098	- 0.098	- 1.0 -	0.3	0.566	- 0.027	5.684	0.09
0.049	- 0.049	- 1.3 -	0.3	0.595	- 0.029	2.695	0.10
0.025	- 0.024	- 1.6 -	0.3	0.621	- 0.026	1.496	0.09

Cc	ν	Ed kPa	E' kPa	Eu kPa	σ'v kPa	eo
0.32	0.25	1 769	*1 474*	*1 769*	120	1.03

Cs	ν	Ed kPa	E' kPa	Eu kPa	σ'v kPa	eo
0.07	0.25	8 345	*6 954*	*8 345*	120	1.03

Cc/Cs
5

EDOMETRICHE *PROVE_LABORATORIO_R1.xls*

PROVE EDOMETRICHE

SN2- C1 (alta)
- Profondità = 19.30 m

σ'a	Δσ'a	logσ'a	Δlogσ'a	e	Δe	Ed	Cc
MPa	MPa		-	-	-	MPa	-
0.010		- 2.0		0.956			
0.025	0.015	- 1.6	0.4	0.933	0.023	1.261	0.06
0.049	0.024	- 1.3	0.3	0.901	0.032	1.426	0.11
0.098	0.049	- 1.0	0.3	0.855	0.046	1.976	0.15
0.196	0.098	- 0.7	0.3	0.794	0.061	2.882	0.20
0.392	0.196	- 0.4	0.3	0.728	0.066	5.132	0.22
0.785	0.393	- 0.1	0.3	0.650	0.078	8.313	0.26
1.570	0.785	0.2	0.3	0.568	0.082	15.011	0.27
3.139	1.569	0.5	0.3	0.480	0.088	26.388	0.29
1.570	- 1.569	0.2	- 0.3	0.499	- 0.019	123.786	0.06
0.785	- 0.785	- 0.1	- 0.3	0.508	- 0.009	131.531	0.03
0.392	- 0.393	- 0.4	- 0.3	0.522	- 0.014	42.725	0.05
0.196	- 0.196	- 0.7	- 0.3	0.535	- 0.013	23.143	0.04
0.098	- 0.098	- 1.0	- 0.3	0.550	- 0.015	10.127	0.05
0.049	- 0.049	- 1.3	- 0.3	0.560	- 0.010	7.644	0.03
0.025	- 0.024	- 1.6	- 0.3	0.574	- 0.014	2.698	0.05
0.010	- 0.015	- 2.0	- 0.4	0.582	- 0.008	2.966	0.02

Cc	v	Ed	E'	Eu	σ'v	eo
		kPa	kPa	kPa	kPa	
0.28	0.25	921	*767*	*921*	56	1.02

Cs	v	Ed	E'	Eu	σ'v	eo
		kPa	kPa	kPa	kPa	
0.04	0.25	6 234	*5 195*	*6 234*	56	1.02

Cc/Cs
7

SN2- C1 (centro-bassa)
- Profondità = 19.30 m

σ'a	Δσ'a	logσ'a	Δlogσ'a	e	Δe	Ed	Cc
MPa	MPa		-	-	-	MPa	-
0.025	0.025	- 1.6		1.065			
0.049	0.024	- 1.3	0.3	1.053	0.012	4.106	0.04
0.098	0.049	- 1.0	0.3	1.017	0.036	2.745	0.12
0.196	0.098	- 0.7	0.3	0.916	0.101	1.859	0.34
0.392	0.196	- 0.4	0.3	0.799	0.117	3.014	0.39
0.785	0.393	- 0.1	0.3	0.669	0.130	5.046	0.43
1.570	0.785	0.2	0.3	0.598	0.071	17.668	0.24
3.139	1.569	0.5	0.3	0.502	0.096	24.548	0.32
1.570	- 1.569	0.2	- 0.3	0.511	- 0.009	263.418	0.03
0.785	- 0.785	- 0.1	- 0.3	0.522	- 0.011	108.615	0.04
0.392	- 0.393	- 0.4	- 0.3	0.532	- 0.010	60.208	0.03
0.196	- 0.196	- 0.7	- 0.3	0.547	- 0.015	20.214	0.05
0.098	- 0.098	- 1.0	- 0.3	0.564	- 0.017	9.016	0.06
0.049	- 0.049	- 1.3	- 0.3	0.579	- 0.015	5.158	0.05
0.025	- 0.024	- 1.6	- 0.3	0.589	- 0.010	3.814	0.03

Cc	v	Ed	E'	Eu	σ'v	eo
		kPa	kPa	kPa	kPa	
0.28	0.25	964	*803*	*964*	56	1.08

Cs	v	Ed	E'	Eu	σ'v	eo
		kPa	kPa	kPa	kPa	
0.04	0.25	6 455	*5 379*	*6 455*	56	1.08

Cc/Cs
7

SN6- C3
- Profondità = 38.70 m

σ'a	Δσ'a	logσ'a	Δlogσ'a	e	Δe	Ed	Cc
MPa	MPa		-	-	-	MPa	-
0.025	0.025	- 1.6		0.538			
0.049	0.024	- 1.3	0.3	0.531	0.007	5.249	0.02
0.098	0.049	- 1.0	0.3	0.521	0.010	7.453	0.03
0.196	0.098	- 0.7	0.3	0.505	0.016	9.218	0.05
0.392	0.196	- 0.4	0.3	0.477	0.028	10.339	0.09
0.785	0.393	- 0.1	0.3	0.438	0.039	14.491	0.13
1.570	0.785	0.2	0.3	0.389	0.049	22.252	0.16
3.139	1.569	0.5	0.3	0.335	0.054	38.789	0.18
1.570	- 1.569	0.2	- 0.3	0.346	- 0.011	191.989	0.04
0.785	- 0.785	- 0.1	- 0.3	0.355	- 0.009	118.186	0.03
0.392	- 0.393	- 0.4	- 0.3	0.364	- 0.009	59.561	0.03
0.196	- 0.196	- 0.7	- 0.3	0.371	- 0.007	38.388	0.02
0.098	- 0.098	- 1.0	- 0.3	0.379	- 0.008	16.893	0.03
0.049	- 0.049	- 1.3	- 0.3	0.385	- 0.006	11.311	0.02
0.025	- 0.024	- 1.6	- 0.3	0.391	- 0.006	5.564	0.02

Cc	v	Ed	E'	Eu	σ'v	eo
		kPa	kPa	kPa	kPa	
0.17	0.25	5 818	*4 849*	*5 818*	280	0.55

Cs	v	Ed	E'	Eu	σ'v	eo
		kPa	kPa	kPa	kPa	
0.03	0.25	37 352	*31 126*	*37 352*	280	0.55

Cc/Cs
6

EDOMETRICHE *PROVE_LABORATORIO_R1.xls*

PROVE EDOMETRICHE

SN3- C2
- Profondità = 22.50 m

σ'a MPa	Δσ'a MPa	logσ'a	Δlogσ'a -	e -	Δe -	Ed MPa	Cc -
0.025	0.025	- 1.6		0.738			
0.049	0.024	- 1.3	0.3	0.726	0.012	3.452	0.04
0.098	0.049	- 1.0	0.3	0.704	0.022	3.795	0.07
0.196	0.098	- 0.7	0.3	0.674	0.030	5.468	0.10
0.392	0.196	- 0.4	0.3	0.629	0.045	7.095	0.15
0.785	0.393	- 0.1	0.3	0.573	0.056	11.039	0.19
1.570	0.785	0.2	0.3	0.510	0.063	18.815	0.21
3.139	1.569	0.5	0.3	0.435	0.075	30.020	0.25
1.570	- 1.569	0.2 -	0.3	0.446	- 0.011	206.252	0.04
0.785	- 0.785	- 0.1 -	0.3	0.456	- 0.010	114.296	0.03
0.392	- 0.393	- 0.4 -	0.3	0.464	- 0.008	71.919	0.03
0.196	- 0.196	- 0.7 -	0.3	0.473	- 0.009	32.079	0.03
0.098	- 0.098	- 1.0 -	0.3	0.483	- 0.010	14.533	0.03
0.049	- 0.049	- 1.3 -	0.3	0.492	- 0.009	8.123	0.03
0.025	- 0.024	- 1.6 -	0.3	0.503	- 0.011	3.279	0.04

Cc	v	Ed kPa	E' kPa	Eu kPa	σ'v kPa	eo
0.23	0.25	2 231	*1 859*	*2 231*	126	0.77

Cs	v	Ed kPa	E' kPa	Eu kPa	σ'v kPa	eo
0.03	0.25	15 776	*13 147*	*15 776*	126	0.77

Cc/Cs
7

SN5- C2
- Profondità = 21.50 m

σ'a MPa	Δσ'a MPa	logσ'a	Δlogσ'a -	e -	Δe -	Ed MPa	Cc -
0.025	0.025	- 1.6		0.869			
0.049	0.024	- 1.3	0.3	0.856	0.013	3.426	0.04
0.098	0.049	- 1.0	0.3	0.827	0.029	3.087	0.10
0.196	0.098	- 0.7	0.3	0.782	0.045	3.881	0.15
0.392	0.196	- 0.4	0.3	0.725	0.057	5.932	0.19
0.785	0.393	- 0.1	0.3	0.658	0.067	9.725	0.22
1.570	0.785	0.2	0.3	0.588	0.070	17.808	0.23
3.139	1.569	0.5	0.3	0.509	0.079	29.970	0.26
1.570	- 1.569	0.2 -	0.3	0.517	- 0.008	297.522	0.03
0.785	- 0.785	- 0.1 -	0.3	0.526	- 0.009	133.101	0.03
0.392	- 0.393	- 0.4 -	0.3	0.536	- 0.010	60.365	0.03
0.196	- 0.196	- 0.7 -	0.3	0.546	- 0.010	30.302	0.03
0.098	- 0.098	- 1.0 -	0.3	0.556	- 0.010	15.249	0.03
0.049	- 0.049	- 1.3 -	0.3	0.567	- 0.011	6.980	0.04

Cc	v	Ed kPa	E' kPa	Eu kPa	σ'v kPa	eo
0.25	0.25	2 147	*1 789*	*2 147*	122	0.89

Cs	v	Ed kPa	E' kPa	Eu kPa	σ'v kPa	eo
0.03	0.25	16 554	*13 795*	*16 554*	122	0.89

Cc/Cs
8

SN5- C3
- Profondità = 36.95 m

σ'a MPa	Δσ'a MPa	logσ'a	Δlogσ'a -	e -	Δe -	Ed MPa	Cc -
0.025	0.025	- 1.6		0.476			
0.049	0.024	- 1.3	0.3	0.468	0.008	4.404	0.03
0.098	0.049	- 1.0	0.3	0.458	0.010	7.144	0.03
0.196	0.098	- 0.7	0.3	0.446	0.012	11.809	0.04
0.392	0.196	- 0.4	0.3	0.428	0.018	15.549	0.06
0.785	0.393	- 0.1	0.3	0.404	0.024	22.991	0.08
1.570	0.785	0.2	0.3	0.375	0.029	37.220	0.10
3.139	1.569	0.5	0.3	0.337	0.038	55.204	0.13
1.570	- 1.569	0.2 -	0.3	0.341	- 0.004	526.007	0.01
0.785	- 0.785	- 0.1 -	0.3	0.345	- 0.004	263.956	0.01
0.392	- 0.393	- 0.4 -	0.3	0.350	- 0.005	106.110	0.02
0.196	- 0.196	- 0.7 -	0.3	0.355	- 0.005	53.116	0.02
0.098	- 0.098	- 1.0 -	0.3	0.359	- 0.004	33.296	0.01
0.049	- 0.049	- 1.3 -	0.3	0.364	- 0.005	13.367	0.02

Cc	v	Ed kPa	E' kPa	Eu kPa	σ'v kPa	eo
0.11	0.25	9 630	*8 025*	*9 630*	313	0.49

Cs	v	Ed kPa	E' kPa	Eu kPa	σ'v kPa	eo
0.01	0.25	71 727	*59 772*	*71 727*	313	0.49

Cc/Cs
7

EDOMETRICHE *PROVE_LABORATORIO_R1.xls*

PROVE EDOMETRICHE

SN1- C3

- Profondità = 40.50 m

σ'a MPa	Δσ'a MPa	logσ'a -	Δlogσ'a -	e -	Δe -	Ed MPa	Cc -
0.025	0.025	- 1.6		0.454			
0.049	0.024	- 1.3	0.3	0.440	0.014	2.469	0.05
0.098	0.049	- 1.0	0.3	0.421	0.019	3.665	0.06
0.196	0.098	- 0.7	0.3	0.408	0.013	10.614	0.04
0.392	0.196	- 0.4	0.3	0.387	0.021	12.945	0.07
0.785	0.393	- 0.1	0.3	0.361	0.026	20.572	0.09
1.570	0.785	0.2	0.3	0.330	0.031	33.679	0.10
3.139	1.569	0.5	0.3	0.294	0.036	56.397	0.12
1.570	- 1.569	0.2 -	0.3	0.298	- 0.004	509.141	0.01
0.785	- 0.785	- 0.1 -	0.3	0.303	- 0.005	204.571	0.02
0.392	- 0.393	- 0.4 -	0.3	0.308	- 0.005	102.809	0.02
0.196	- 0.196	- 0.7 -	0.3	0.312	- 0.004	64.288	0.01
0.098	- 0.098	- 1.0 -	0.3	0.318	- 0.006	21.527	0.02
0.049	- 0.049	- 1.3 -	0.3	0.321	- 0.003	21.576	0.01
0.025	- 0.024	- 1.6 -	0.3	0.326	- 0.005	6.365	0.02

Cc	v	Ed kPa	E' kPa	Eu kPa	σ'v kPa	eo
0.11	0.25	9 316	*7 764*	*9 316*	302	0.49

Cs	v	Ed kPa	E' kPa	Eu kPa	σ'v kPa	eo
0.02	0.25	67 986	*56 655*	*67 986*	302	0.49

Cc/Cs
7

EDOMETRICHE *PROVE_LABORATORIO_R1.xls*

APPENDICE A2 – ELABORAZIONE PROVE DI TAGLIO

SOND. SN1 - Profondità = 40,5m

Campione	Lit.	Profondità (m)		Prof. media	profondità falda	% argilla	% limo	% sabbia	% ghiaia	peso dell'unità di volume	peso secco	peso specifico dei grani	porosità	indice dei vuoti	saturazione	contenuto d'acqua naturale	limite liquido	limite plastico	indice di plasticità
N.°		iniziale	finale	(m)	zw (m)	A (%)	L (%)	S (%)	G (%)	γ (kN/m³)	γs (kN/m³)	γg (kN/m³)	n (-)	e (-)	Sr	w (%)	WL (%)	WP (%)	IP
C3	S-L	40.2	40.9	40.5	0.0	12.0	34.0	54.0	0.0	20.68		26.26	0.34	0.52	1.0	19.3	18.60	-	-
						12.0	46.0	100.0	100.0								20.90	-	-

	γ (kN/m³)	γs	w (%)	e (-)	Sr
P1	20.7	2.68	19.2	0.512	1.00
P2	20.7	2.68	19.3	0.515	1.00
P3	20.7	2.68	19.4	0.518	1.00
	20.7	**2.68**	**19.3**	**0.515**	**1.00**

SN1 - C3 - Profondità = 40,5m - TAGLIO DIRETTO — nc

	P1	P2	P3
CONSOLIDAZIONE			
Tensione assiale (kPa):	245.3	392.4	539.6
ROTTURA			
Tensione tangenz (kPa):	153.6	278.1	368.6

c' (kPa)= 0 — ϕ' (°) = 34

R.Lin. 0.68 — Corr. 1.00

SN1 - C3 - Profondità = 40,5m - PROVA TRIASSIALE U.U.

FASE DEVIATORICA - rottura

	P1	P2	P3
Pressione di cella (kPa):	245.2	245.2	245.2
Tensione deviatorica q (kPa):	205	178.6	152.1
Deformazione assiale (%):	21.02	9.86	22.34

q_{med} = 179 (kPa)

Cu = 89 (kPa)

PROVE_LABORATORIO_R1.xls

SN1 C3

SOND. SN3 - Profondità = 22,65m

Campione	Lit.	Profondità (m)		profondità media	profondità falda	% argilla	% limo	% sabbia	% ghiaia	peso dell'unità di volume	peso secco	peso specifico dei grani	porosità	indice dei vuoti	saturazione	contenuto d'acqua naturale	limite liquido	limite plastico	indice di plasticità
N°		iniziale	finale	Prof.	zw	A	L	S	G	γ	γs	γg	n	e	Sr	w	WL	WP	IP
		(m)	(m)	(m)	(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m³)	(kN/m³)	(kN/m³)	(-)	(-)		(%)	(%)	(%)	
C2	L	22.4	23.0	22.7	0.0	15.4	66.6	18.0	0.0	19.34	15.24	26.41	0.42	0.73	1.0	27.7	30.80	21.38	9.42
						15.4	82.0	100.0	100.0										

	γ	γs	w	e	Sr
	(kN/m³)		(%)	(-)	
P1	19.3	2.69	28.0	0.750	1.00
P2	19.4	2.69	27.1	0.727	1.00
P3	19.3	2.69	28.1	0.723	1.00
	19.3	**2.69**	**27.7**	**0.733**	**1.00**

SN3 - C2 - Profondità = 22,65m - TAGLIO DIRETTO — **nc**

	P1	P2	P3		
CONSOLIDAZIONE				c' (kPa)=	0
Tensione assiale (kPa):	98.1	245.3	392.4	φ' (°) =	32
ROTTURA				*R.Lin.*	*0.63*
Tensione tangenz (kPa):	51.2	159.9	245.6	*Corr.*	*1.00*

SN3 - C2 - Profondità = 22,65m - PROVA TRIASSIALE U.U.

FASE DEVIATORICA - rottura	P1	P2	P3			
Pressione di cella (kPa):	98.1	98.1	98.1			
Tensione deviatorica q (kPa):	67.2	77.3	76.9	q_{med} =	74	(kPa)
Deformazione assiale (%):	18.4	13.14	11.83	Cu =	37	(kPa)

PROVE_LABORATORIO_R1.xls

SN3 C2

SOND. SN5 - Profondità = 21,45m

Campione	Lit.	Profondità (m)		Prof. media	Prof. falda	% argilla	% limo	% sabbia	% ghiaia	peso dell'unità di volume	peso secco	peso specifico dei grani	porosità	indice dei vuoti	saturazione	contenuto d'acqua naturale	limite liquido	limite plastico	indice di plasticità
N°		iniziale	finale	(m)	zw (m)	A (%)	L (%)	S (%)	G (%)	γ (kN/m³)	γs (kN/m³)	γg (kN/m³)	n (-)	e (-)	Sr	w (%)	WL (%)	WP (%)	IP
C2	LS	21.2	21.8	21.5	0.0	17.9	44.1	38.0	0.0	18.90		26.56	0.45	0.83	1.0	29.9	29.40	-	-
						17.9	62.0	100.0	100.0										

	γ (kN/m³)	γs	w (%)	e (-)	Sr
P1	18.8	2.71	30.5	0.847	0.97
P2	19.2	2.71	27.0	0.759	0.96
P3	18.8	2.71	32.1	0.869	1.00
	18.9	**2.71**	**29.9**	**0.825**	**0.98**

SN5 - C2 - Profondità = 21,45m - TAGLIO DIRETTO — nc

CONSOLIDAZIONE	P1	P2	P3	c' (kPa)=	0	-
Tensione assiale (kPa):	98.1	245.3	392.4	ϕ' (°) =	33	-
ROTTURA				R.Lin.	0.65	-
Tensione tangenz (kPa):	66.6	155.6	255.9	Corr.	1.00	-

SN5 - C2 - Profondità = 21,45m - PROVA TRIASSIALE U.U.

FASE DEVIATORICA - rottura	P1	P2	P3			
Pressione di cella (kPa):	98.1	98.1	98.1			
Tensione deviatorica q (kPa):	78.7	139.1	144.3	q_{med} =	121	(kPa)
Deformazione assiale (%):	18.4	21.02	22.34	Cu =	60	(kPa)

PROVE_LABORATORIO_R1.xls

SN5 C2

SOND. SN5 - Profondità = 36,95m

Campione	Lit.	Profondità (m)		profondità media	Prof.	profondità falda	% argilla	% limo	% sabbia	% ghiaia	peso dell'unità di volume	peso secco	peso specifico dei grani	porosità	indice dei vuoti	saturazione	contenuto d'acqua naturale	limite liquido	limite plastico	indice di plasticità
N.°		iniziale	finale	(m)	zw	A	L	S	G	γ	γs	γg	n	e	Sr	w	WL	WP	IP
		(m)			(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m³)	(kN/m³)	(kN/m³)	(-)	(-)		(%)	(%)	(%)	
C3	SL	36.7	37.3	37.0	0.0	10.3	36.0	53.7	0.0	20.72		26.22	0.34	0.51	1.0	19.0	19.70	-	-
						10.3	46.3	100.0	100.0										

	γ	γs	w	e	Sr
	(kN/m³)		(%)	(-)	
P1	20.7	2.67	19.0	0.507	1.00
P2	20.7	2.67	19.0	0.507	1.00
P3	20.7	2.67	18.9	0.505	1.00
	20.7	**2.67**	**19.0**	**0.506**	**1.00**

SN5 - C3 - Profondità = 36,95m - TAGLIO DIRETTO — nc

	P1	P2	P3		
CONSOLIDAZIONE				c' (kPa)=	0
Tensione assiale (kPa):	196.2	343.4	490.5	ϕ' (°) =	35
ROTTURA				*R.Lin.*	*0.70*
Tensione tangenz (kPa):	136.4	240.4	340.3	*Corr.*	*1.00*

SN5 - C3 - Profondità = 36,95m - PROVA TRIASSIALE U.U.

FASE DEVIATORICA - rottura	P1	P2	P3			
Pressione di cella (kPa):	196.1	196.1	196.1			
Tensione deviatorica q (kPa):	256.7	322	302.7	q_{med} =	294	(kPa)
Deformazione assiale (%):	19.71	17.08	19.71	Cu =	147	(kPa)

SN5 C3

PROVE_LABORATORIO_R1.xls

SOND. SN2 - Profondità = 19,25m

Campione	Lit.	Profondità (m)		profondità media	profondità falda	% argilla	% limo	% sabbia	% ghiaia	peso dell'unità di volume	peso secco	peso specifico dei grani	porosità	indice dei vuoti	saturazione	contenuto d'acqua naturale	limite liquido	limite plastico	indice di plasticità
N.°		iniziale	finale	Prof.	zw	A	L	S	G	γ	γs	γg	n	e	Sr	w	WL	WP	IP
		(m)	(m)	(m)	(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m³)	(kN/m³)	(kN/m³)	(-)	(-)		(%)	(%)	(%)	
C1	LA	18.9	19.6	19.3	0.0	34.1	60.9	4.9	0.1	17.86		26.51	0.52	1.07	1.0	39.7	46.75	26.05	20.70
						34.1	95.0	99.9	100.0								45.20	22.55	22.65

	γ	γs	w	e	Sr
	(kN/m³)		(%)	(-)	
P1	17.9	2.70	39.2	1.065	0.99
P2	17.9	2.70	40.2	1.082	1.00
P3	17.9	2.70	39.8	1.074	1.00
	17.9	**2.70**	**39.7**	**1.074**	**1.00**

SN2 - C1 - Profondità = 19,25m - TAGLIO DIRETTO — nc

	P1	P2	P3
CONSOLIDAZIONE			
Tensione assiale (kPa):	122.6	171.7	245.3
ROTTURA			
Tensione tangenz (kPa):	64.2	81.2	112.1

c' (kPa)= 0 — *R.Lin.* 0.47 — -
ϕ' (°) = 25 — *Corr.* 1.00 — -

SN2 - C1 - Profondità = 19,25m - PROVA TRIASSIALE U.U.

FASE DEVIATORICA - rottura	P1	P2	P3
Pressione di cella (kPa):	98.1	98.1	98.1
Tensione deviatorica q (kPa):	52.2	50.8	50.8
Deformazione assiale (%):	8.54	4.6	10.51

q_{med} = 51 (kPa)
Cu = 26 (kPa)

SN2 C1

PROVE_LABORATORIO_R1.xls

SOND. SN2 - Profondità = 22,2m

Campione	Lit.	Profondità (m)		Prof. media	Prof. falda	% argilla	% limo	% sabbia	% ghiaia	peso dell'unità di volume	peso secco	peso specifico dei grani	porosità	indice dei Vuoti	saturazione	contenuto d'acqua naturale	limite liquido	limite plastico	indice di plasticità
N.°		iniziale	finale	(m)	zw (m)	A (%)	L (%)	S (%)	G (%)	γ (kN/m³)	γs (kN/m³)	γg (kN/m³)	n (-)	e (-)	Sr	w (%)	WL (%)	WP (%)	IP
SPT1	S	22.2	22.2	22.2	0.0	3.0	22.0	73.8	1.2	-		-	-	-	-	-	-	-	-
						3.0	25.0	98.8	100.0										

SN2 - SPT1 - Profondità = 22,2m - TAGLIO DIRETTO

	P1	P2	P3	
CONSOLIDAZIONE Tensione assiale (kPa):				c' (kPa)= / ϕ' (°) =
ROTTURA Tensione tangenz (kPa):				R.Lin. / Corr.

SN2 - SPT1 - Profondità = 22,2m - PROVA TRIASSIALE U.U.

FASE DEVIATORICA - rottura	P1	P2	P3	
Pressione di cella (kPa):				q_{med} = - (kPa)
Tensione deviatorica q (kPa):				Cu = - (kPa)
Deformazione assiale (%):				

PROVE_LABORATORIO_R1.xls

SN2 SPT1

SOND. SN6 - Profondità = 38,7m

Campione	Lit.	Profondità (m)		profondità media	Prof.	profondità falda	% argilla	% limo	% sabbia	% ghiaia	peso dell'unità di volume	peso secco	peso specifico dei grani	porosità	indice dei vuoti	saturazione	contenuto d'acqua naturale	limite liquido	limite plastico	indice di plasticità
N.°		iniziale	finale	(m)	zw	A	L	S	G	γ	γs	γg	n	e	Sr	w	WL	WP	IP
					(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m³)	(kN/m³)	(kN/m³)	(-)	(-)		(%)	(%)	(%)	
C3	S-L	38.4	39.0	38.7	0.0	11.6	38.4	50.0	0.0	20.65		26.34	0.35	0.53	1.0	19.7	20.90	-	-
						11.6	50.0	100.0	100.0										

	γ	γs	w	e	Sr
	(kN/m³)		(%)	(-)	
P1	20.7	2.69	19.6	0.524	1.00
P2	20.7	2.69	19.7	0.527	1.00
P3	20.6	2.69	19.8	0.530	1.00
	20.7	**2.69**	**19.7**	**0.527**	**1.00**

SN6 - C3 - Profondità = 38,7m - TAGLIO DIRETTO — nc

	P1	P2	P3	c' (kPa)=	0	-
CONSOLIDAZIONE				φ' (°) =	36	-
Tensione assiale (kPa):	245	392.4	539.6			
				R.Lin.	0.72	-
ROTTURA				Corr.	1.00	-
Tensione tangenz (kPa):	172.9	296.2	379.7			

SN6 - C3 - Profondità = 38,7m - PROVA TRIASSIALE U.U.

FASE DEVIATORICA - rottura	P1	P2	P3			
Pressione di cella (kPa):	245.2	245.2				
Tensione deviatorica q (kPa):	141.5	155.6		q_{med} =	149	(kPa)
Deformazione assiale (%):	18.4	15.77		Cu =	74	(kPa)

PROVE_LABORATORIO_R1.xls

SN6 C3

SOND. SN4 - Profondità = 16,5m

Campione	Lit.	Profondità (m)		profondità media	profondità falda	% argilla	% limo	% sabbia	% ghiaia	peso dell'unità di volume	peso secco	peso specifico dei grani	porosità	indice dei vuoti	saturazione	contenuto d'acqua naturale	limite liquido	limite plastico	indice di plasticità
N°		iniziale	finale	(m)	(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m³)	(kN/m³)	(kN/m³)	(-)	(-)		(%)	(%)	(%)	
C1	L	16.2	16.8	16.5	0.0	12.0	82.0	5.9	0.1	18.86		26.46	0.46	0.84	1.0	31.4	25.65	-	-
						12.0	94.0	99.9	100.0										

	γ (kN/m³)	γs	w (%)	e (-)	Sr
P1	18.9	2.70	31.2	0.838	1.00
P2	18.8	2.70	31.8	0.854	1.00
P3	18.9	2.70	31.2	0.838	1.00
	18.9	**2.70**	**31.4**	**0.843**	**1.00**

SN4 - C1 - Profondità = 16,5m - TAGLIO DIRETTO — nc

	P1	P2	P3
CONSOLIDAZIONE			
Tensione assiale (kPa):	49.1	147.2	245.3
ROTTURA			
Tensione tangenz (kPa):	39.8	107.3	183.2

	c' (kPa)=	0	-
	ϕ' (°) =	37	
	R.Lin.	0.74	-
	Corr.	1.00	-

SN4 - C1 - Profondità = 16,5m - PROVA TRIASSIALE U.U.

FASE DEVIATORICA - rottura	P1	P2	P3			
Pressione di cella (kPa):	98.1	98.1	98.1			
Tensione deviatorica q (kPa):	89.4	72.9	93.4	q_{med} =	85	(kPa)
Deformazione assiale (%):	22.34	19.71	22.34	Cu =	43	(kPa)

SN4 C1

PROVE_LABORATORIO_R1.xls

SOND. SN1 - Profondità = 33,15m

Campione	Lit.	Profondità (m)		profondità media	Prof.	profondità falda	% argilla	% limo	% sabbia	% ghiaia	peso dell'unità di volume	peso secco	peso specifico dei grani	porosità	indice dei Vuoti	saturazione	contenuto d'acqua naturale	limite liquido	limite plastico	indice di plasticità
N.°		iniziale	finale	(m)	(m)	zw (m)	A (%)	L (%)	S (%)	G (%)	γ (kN/m³)	γs (kN/m³)	γg (kN/m³)	n (-)	e (-)	Sr	w (%)	WL (%)	WP (%)	IP
SPT5	LA	33.2	33.2	33.2	33.2	0.0	25.0	57.0	17.5	0.5	-		-	-	-	-	-	-	-	-
							25.0	82.0	99.5	100.0										

SN1 - SPT5 - Profondità = 33,15m - TAGLIO DIRETTO

	P1	P2	P3	
CONSOLIDAZIONE Tensione assiale (kPa):				c' (kPa)= ϕ' (°) = - -
ROTTURA Tensione tangenz (kPa):				R.Lin. - - Corr. - -

SN1 - SPT5 - Profondità = 33,15m - PROVA TRIASSIALE U.U.

FASE DEVIATORICA - rottura	P1	P2	P3		
Pressione di cella (kPa):	0	0		q_{med} =	- (kPa)
Tensione deviatorica q (kPa):				Cu =	- (kPa)
Deformazione assiale (%):					

SN1 SPT5

PROVE_LABORATORIO_R1.xls

SOND. SN1 - Profondità = 37m

Campione	Lit.	Profondità (m)		Prof. media	profondità falda	% argilla	% limo	% sabbia	% ghiaia	peso dell'unità di volume	peso secco	peso specifico dei grani	porosità	indice dei Vuoti	saturazione	contenuto d'acqua naturale	limite liquido	limite plastico	indice di plasticità
N.°		iniziale	finale	(m)	zw	A	L	S	G	γ	γs	γg	n	e	Sr	w	WL	WP	IP
				(m)	(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m³)	(kN/m³)	(kN/m³)	(-)	(-)		(%)	(%)	(%)	
SPT6	LS	37.0	37.0	37.0	0.0	12.0	53.0	35.0	0.0	-		-	-	-	-	-	-	-	-
						12.0	65.0	100.0	100.0										

SN1 - SPT6 - Profondità = 37m - TAGLIO DIRETTO

	P1	P2	P3		
CONSOLIDAZIONE Tensione assiale (kPa):				c' (kPa)=	-
				ϕ' (°) =	-
ROTTURA Tensione tangenz (kPa):				*R.Lin.*	-
				Corr.	-

SN1 - SPT6 - Profondità = 37m - PROVA TRIASSIALE U.U.

FASE DEVIATORICA - rottura	P1	P2	P3			
Pressione di cella (kPa):	0	0				
Tensione deviatorica q (kPa):				q_{med} =	-	(kPa)
Deformazione assiale (%):				Cu =	-	(kPa)

PROVE_LABORATORIO_R1.xls

SN1 SPT6

SOND. SN1 - Profondità = 42,65m

Campione	Lit.	Profondità (m)		Prof. media	prof. falda	% argilla	% limo	% sabbia	% ghiaia	peso dell'unità di volume	peso secco	peso specifico dei grani	porosità	indice dei vuoti	saturazione	contenuto d'acqua naturale	limite liquido	limite plastico	indice di plasticità
N.°		iniziale	finale	(m)	zw (m)	A (%)	L (%)	S (%)	G (%)	γ (kN/m³)	γs (kN/m³)	γg (kN/m³)	n (-)	e (-)	Sr	w (%)	WL (%)	WP (%)	IP
SPT6	SG	42.7	42.7	42.7	0.0	5.0	15.0	45.0	35.0	-		-	-	-	-	-	-	-	-
						5.0	20.0	65.0	100.0										

SN1 - SPT6 - Profondità = 42,65m - TAGLIO DIRETTO

	P1	P2	P3	
CONSOLIDAZIONE Tensione assiale (kPa):				c' (kPa)= ϕ' (°) = - -
ROTTURA Tensione tangenz (kPa):				R.Lin. - - Corr. - -

SN1 - SPT6 - Profondità = 42,65m - PROVA TRIASSIALE U.U.

FASE DEVIATORICA - rottura	P1	P2	P3	
Pressione di cella (kPa):	0	0		q_{med} = - (kPa)
Tensione deviatorica q (kPa):				Cu = - (kPa)
Deformazione assiale (%):				

SN1 SPT7

PROVE_LABORATORIO_R1.xls

SOND. SN1 - Profondità = 22,43m

Campione	Lit.	Profondità (m)		profondità media	profondità falda	% argilla	% limo	% sabbia	% ghiaia	peso dell'unità di volume	peso secco	peso specifico dei grani	porosità	indice dei vuoti	saturazione	contenuto d'acqua naturale	limite liquido	limite plastico	indice di plasticità
N°		iniziale	finale	Prof.	zw	A	L	S	G	γ	γs	γg	n	e	Sr	w	WL	WP	IP
				(m)	(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m³)	(kN/m³)	(kN/m³)	(-)	(-)		(%)	(%)	(%)	
C1	S-L	21.9	23.0	22.4	0.0	10.7	34.3	55.0	0.0	20.82		26.26	0.33	0.50	1.0	18.6	18.95	-	-
						10.7	45.0	100.0	100.0										

	γ	γs	w	e	Sr
	(kN/m³)		(%)	(-)	
P1	20.7	2.68	19.0	0.507	1.00
P2	20.8	2.68	18.6	0.496	1.00
P3	20.9	2.68	18.2	0.485	1.00
	20.8	**2.68**	**18.6**	**0.496**	**1.00**

SN1 - C1 - Profondità = 22,43m - TAGLIO DIRETTO nc

	P1	P2	P3
CONSOLIDAZIONE			
Tensione assiale (kPa):	98.1	196.2	294.3
ROTTURA			
Tensione tangenz (kPa):	63.5	127.2	206.6

c' (kPa)= 0
ϕ' (°) = 34

R.Lin. 0.68 -
Corr. 1.00 -

SN1 - C1 - Profondità = 22,43m - PROVA TRIASSIALE U.U.

FASE DEVIATORICA - rottura	P1	P2	P3
Pressione di cella (kPa):	0	0	
Tensione deviatorica q (kPa):			
Deformazione assiale (%):			

q_{med} = - (kPa)
Cu = - (kPa)

SN1 C1

PROVE_LABORATORIO_R1.xls

SOND. SN1 - Profondità = 27,05m

Campione	Lit.	Profondità (m)		profondità media	Prof.	profondità falda	% argilla	% limo	% sabbia	% ghiaia	peso dell'unità di volume	peso secco	peso specifico dei grani	porosità	indice dei vuoti	saturazione	contenuto d'acqua naturale	limite liquido	limite plastico	indice di plasticità
N.°		iniziale	finale		(m)		(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m³)	(kN/m³)	(kN/m³)	(-)	(-)		(%)	(%)	(%)	
C2	LA	26.7	27.4	27.1	0.0		32.4	57.6	9.4	0.6	18.11		26.58	0.50	1.01	1.0	37.1	43.10	22.35	20.75
							32.4	90.0	99.4	100.0										

	γ (kN/m³)	γs	w (%)	e (-)	Sr
P1	18.0	2.71	37.1	1.027	0.98
P2	18.1	2.71	37.4	1.013	1.00
P3	18.2	2.71	36.7	0.994	1.00
	18.1	**2.71**	**37.1**	**1.011**	**0.99**

SN1 - C2 - Profondità = 27,05m - TAGLIO DIRETTO — nc

	P1	P2	P3
CONSOLIDAZIONE Tensione assiale (kPa):	147.2	294.3	441.5
ROTTURA Tensione tangenz (kPa):	78.9	159.9	241.7

c' (kPa)= 0 — ϕ' (°) = 29

R.Lin. 0.55 — *Corr.* 1.00

SN1 - C2 - Profondità = 27,05m - PROVA TRIASSIALE U.U.

FASE DEVIATORICA - rottura	P1	P2	P3
Pressione di cella (kPa):	147.1	147.1	147.1
Tensione deviatorica q (kPa):	74	87.9	70.9
Deformazione assiale (%):	9.86	5.91	6.57

q_{med} = 78 (kPa)

Cu = 39 (kPa)

PROVE_LABORATORIO_R1.xls

SN1 C2

APPENDICE B – Misure assestimetriche – 9° report increx

SUBSOIL
INDAGINI GEOLOGICHE & MONITORAGGI GEOTECNICI

SINCERT MOODY

MOLO GARIBALDI — Data Lettura 17/04/2008

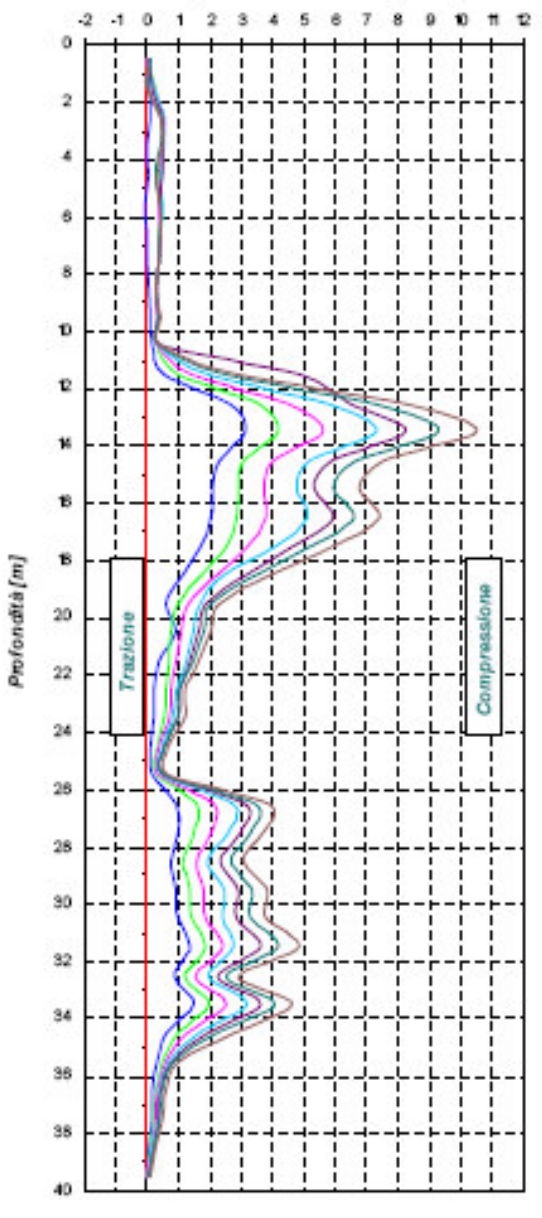
Committente	Condotte s.p.a.
Località	La Spezia
Opera	Molo Garibaldi

ESTENSIMETRO INCREMENTALE
SVILUPPO VERTICALE
- GRAFICI -

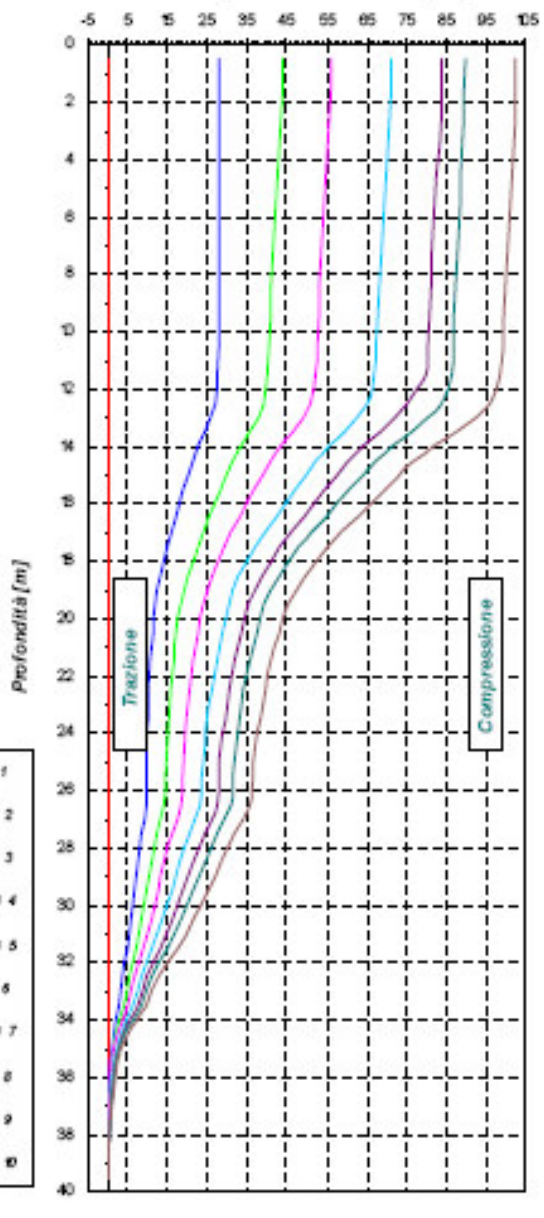
Strumento di misura	INCREX - INTERFELS
Nome tubo	INC 1
Data installazione	30-NOV-07
Lunghezza foro (m)	40,0
Lunghezza tubo (m)	40,0

Data lettura di zero	30/11/2007

VALORI DIFFERENZIALI



VALORI CUMULATIVI





SUBSOIL - Via Monaldi, 3 - 42020 Quattro Castella (RE) - Tel 0522/887268 - Fax 0522/249540

AUTORITA' PORTUALE DELLA SPEZIA

ENTE PUBBLICO - LEGGE 28 GENNAIO 1994, N° 84 - COD FISC 00070690110
19126 LA SPEZIA - VIA DEL MOLO, 1

PORTO MERCANTILE DELLA SPEZIA

2.ª categoria - 1ª Classe

Perizia n. 7/96
Progetto 1/98

REALIZZAZIONE AMPLIAMENTO MOLO GARIBALDI RISTRUTTURAZIONE DELLA PARTE DI PONENTE DELLO STESSO MOLO E DELLA CALATA MALASPINA

PROGETTO ESECUTIVO DI 2° LOTTO
Perizia di Variante

Palancolato campo B
Relazione Illustrativa e Geotecnica
Allegato

Impresa Esecutrice:

società italiana per condotte d'acqua S.p.A.
Fondata il 7 aprile 1880

Il Direttore di Cantiere per l'Impresa
Ing. Paolo MATTIA

Il Direttore dei Lavori:
Dott. Ing. Davide VETRALA

Progettazione Geotecnica in fase Costruttiva:

DMS GEOTECHNICAL ENGINEERING
Via San Lucia n. 25 - 00165 Roma - Tel. 06.635695 - [illegible] 06.3388130
Prof. Ing. Salvatore MILIZIANO

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Agrigento
Sez A N. A 642
Salvatore Miliziano
Civile ambientale industriale dell'informazione settori

Il Responsabile del Procedimento
Dott. Ing. Franco POMO

CODICE ELABORATO	07P23RF06	REV. A	SCALA	-	
			CODICE FILE	07P23_R_F06A_R4	AGO. 2008

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	agosto 2008	D.CARLACCINI	N.AVAGNINA	S.MILIZIANO

DMS
ENGINEERING SRL

Autorità Portuale della Spezia

società italiana
per condotte d'acqua S.p.A.
Fondata il 7 aprile 1880

Porto Mercantile della Spezia

Realizzazione ampliamento Molo Garibaldi
Ristrutturazione della parte di ponente dello stesso molo e della calata Malaspina

2° LOTTO

PROGETTO ESECUTIVO - PERIZIA DI VARIANTE
Palancolato Campo B

Relazione Illustrativa e Geotecnica - Allegato

Codice elaborato 07P23_F06A_R4

REV	DESCRIZIONE	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE	DATA
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	D.CARLACCINI	N.AVAGNINA	S.MILIZIANO	Agosto '08

DMS Geotechnical Engineering S.r.l.
Via San Lucio n. 25 - 00165 Roma - Tel. 06.635695 e fax 06.39387130
e-mail: info@dmsengineering.it - geotecnica@dmsengineering.it
C.F./P.IVA e n. di iscrizione R.I. di Roma: 07021101006 - n. di iscrizione R.E.A. 1004620

INDICE

1INTRODUZIONE....4
2NORMATIVE DI RIFERIMENTO....4
3ANALISI DEL COMPORTAMENTO DELL'OPERA....6
3.1Schematizzazione stratigrafica....6
3.2Modelli costitutivi e proprietà dei materiali....8
3.3Descrizione della analisi eseguite....11
3.4Simulazione del processo costruttivo: fasi di calcolo....11
3.5Azioni e combinazioni di carico....12
4RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE....14
4.1Comportamento a lungo termine....14
4.2Comportamento a breve termine....18
4.3Verifiche geotecniche locali: blocco di ancoraggio....21
4.4Decorso dei processi di consolidazione....22
4.5Ricadute progettuali....28
5VERIFICHE STRUTTURALI....29
5.1Caratteristiche dei materiali....29
5.2Palancolato esterno....30
5.3Palancolato interno....30
5.4Soletta cofferdam....31
5.5Blocco di ancoraggio....35
5.6Tiranti....37
5.7Giunzione a manicotto....38
6RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI....40
APPENDICE A: FASI DI CALCOLO....42
APPENDICE B: VERIFICHE GIUNTI DI TESTA PALANCOLATO LATO OVEST....49

1 INTRODUZIONE

Oggetto del presente documento sono gli studi di approfondimento numerico e le relative verifiche geotecniche e strutturali riguardanti la soluzione progettuale per la prosecuzione dei lavori di ampliamento del molo Garibaldi nel porto della città della Spezia. Tale documento è allegato all'elaborato ns. rif. 07P23_R_F05A, "Progetto Esecutivo - Perizia di Variante - Palancolato Campo B – Relazione Illustrativa e Geotecnica".

Ove non diversamente dichiarato, le quote riportate nel seguito sono riferite al livello medio marino.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Per la modellazione del sistema, il calcolo delle azioni, il dimensionamento, le verifiche geotecniche e strutturali, si è fatto riferimento alle norme italiane sulle costruzioni di seguito elencate:

- **Legge 5 Novembre 1971 N° 1086.** "Norme per la disciplina delle costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica".

- **CNR 10024/86.** "Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo"

- **D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988.** "Norme tecniche per terreni, opere di sostegno e fondazioni".

- **D.M. LL.PP. 14 Febbraio 1992.** "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".

- **D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996.** "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".

- **D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996.** "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica e la sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi".

- **D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica".

- **Circolare Ministeriale 4 Luglio 1996.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica e la sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 Gennaio 1996".

- **Circolare 10 aprile 1997, n. 65/AA.GG.** "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» di cui al D.M. 16 gennaio 1996".

- **CNR 10011/97.** "Costruzioni di Acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".

- **ORDINANZA n.° 3274, 20 Marzo 2003 e s.m.i.** "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"

3 ANALISI DEL COMPORTAMENTO DELL'OPERA

A seguito delle richieste espresse dal C.S. LL.PP. con voto n. 86 del 30.07.2008, è emersa la necessità di eseguire ulteriori approfondimenti delle analisi numeriche di dettaglio con modelli in grado di cogliere l'interazione terreno-strutture e le effettive geometrie del sistema (comportamento del terreno come mezzo continuo). A tal fine è stato utilizzato il codice agli elementi finiti (e.f.) PLAXIS 2d v. 8.5, specificamente ideato per applicazioni geotecniche.

3.1 Schematizzazione stratigrafica

Il problema geotecnico in oggetto presenta uno sviluppo stratigrafico regolare e caratteristiche geomeccaniche uniformi per ciascun litotipo; tenendo presente lo sviluppo lineare dell'intervento, l'analisi meccanica del sistema può essere affrontata con sufficiente approssimazione riferendosi ad un problema piano. A favore di sicurezza, si è scelto di adottare una sezione di riferimento (Figura 3.1) che dal punto di vista geometrico (sia per l'altezza di rinterro sia per la luce libera dei palancolati) rappresenti la condizione più gravosa per il sistema progettuale previsto.

Si deve per altro evidenziare come lungo lo sviluppo del sistema cofferdam siano presenti aree con materiali di migliori caratteristiche meccaniche (quali, per esempio: il primo tratto del lato est in adiacenza al molo esistente; la zona SEPOR; la zona in corrispondenza del vertice sud-ovest del molo, dove già era presente una scogliera); ne consegue come i risultati ottenuti siano da considerarsi un limite superiore della risposta attesa, potendo certamente garantirsi comportamenti attesi migliori.

Il profilo stratigrafico di calcolo, ricavato a partire dalle campagne di indagine realizzate nel sito di interesse (cfr. doc. "Relazione Illustrativa e Geotecnica") è riportato in Tabella 3.1. Si può osservare che il pacco di terreni deformabili sottostanti la copertura fangosa (da -15 a -37 m) è stato simulato come un unico litotipo di caratteristiche geotecniche medie, trascurando le differenze stratigrafiche evidenziate dall'indagine.

Tabella 3.1 – Schematizzazione stratigrafica assunta nel modello di calcolo.

Litotipo	*Profondità (m slm)*		*Spessore (m)*
	da	*a*	
Fango	-11.0	-15.0	4
Limi Sabbiosi	-15.0	-37.0	22
Sabbie Limose	-37.0	-47.0	10

Il reticolo agli elementi finiti impiegato nella simulazione in PLAXIS 2d rappresentato in Figura 3.1. Le dimensioni del dominio preso in esame si estendono per una larghezza di 75 m ed una profondità di 47 m.

Nella costruzione del modello di calcolo, il terreno è stato discretizzato utilizzando e.f. triangolari a 15 nodi ad interpolazione cubica per le componenti di deformazione.

Gli elementi strutturali (paratie, cordoli e soletta) sono stati modellati mediante e.f. tipo trave a 2 nodi. Il programma consente di utilizzare appositi "elementi interfaccia", impiegati ai contatti paratia-terreno, idonei a modellare eventuali fenomeni di scorrimento elastoplastico localizzati al contatto parete-terreno (Figura 3.1).

I tiranti sono stati modellati mediante e.f. con comportamento esclusivamente estensionale e non interagente con il terreno lungo la superficie di contatto dell'elemento stesso (node to node anchors).

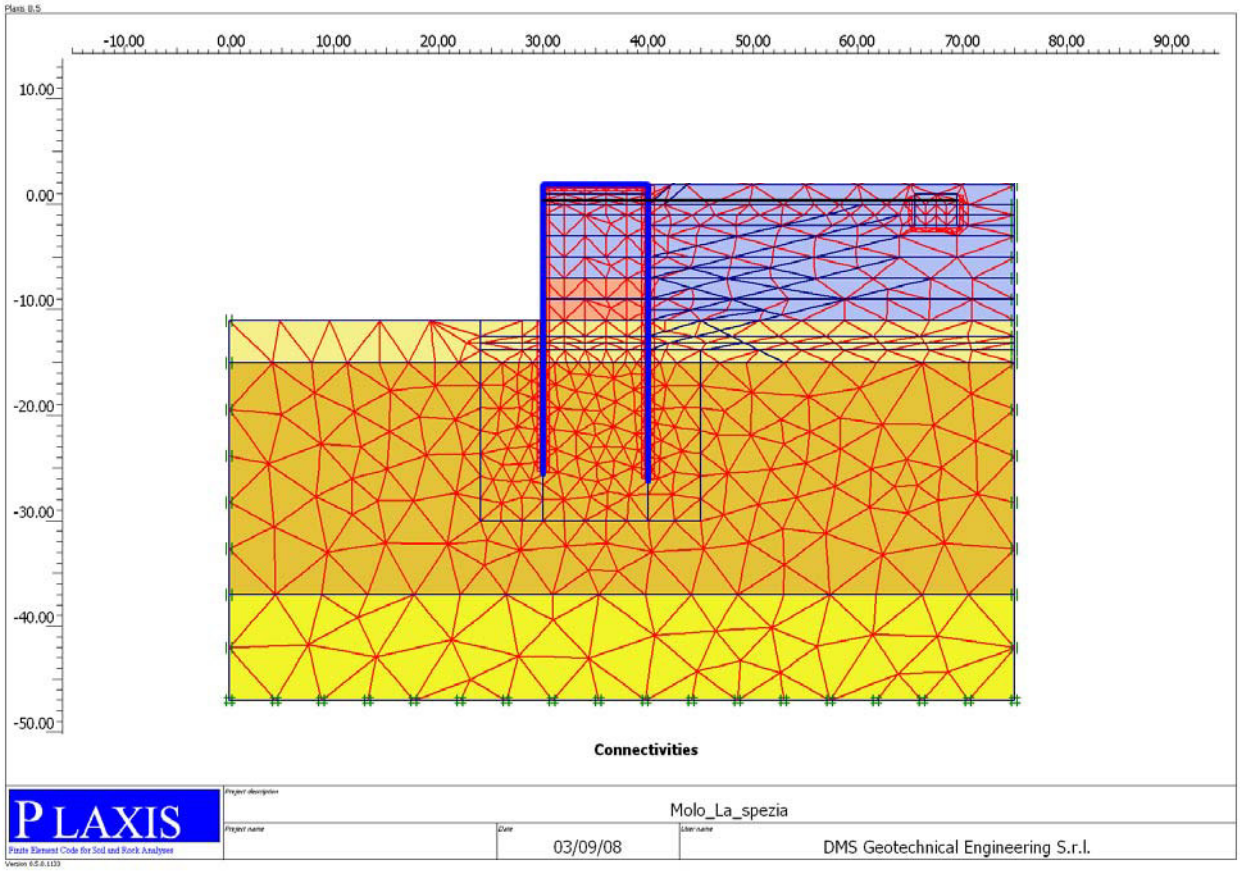


Figura 3.1 – Particolare del modello agli elementi finiti utilizzato nelle simulazioni.

3.2 Modelli costitutivi e proprietà dei materiali

- I terreni presenti nel sottosuolo sono stati modellati utilizzando il modello elastoplastico perfetto con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb con legge di flusso non associata e dilatanza nulla.
- Per il materiale di riempimento grossolano (scapolame da cava) e di rinterro, la caratterizzazione meccanica ha tenuto in considerazione le caratteristiche dei materiali attualmente disponibili in cantiere. Il modello costitutivo adottato è lo stesso dei terreni in sito, tale scelta è stata adottata anche per i materiali compenetrati: fango+scapolame e fango+rinterro.

  I parametri fisico-meccanici assunti nelle analisi sono sintetizzati nella seguente Tabella 3.2.

Tabella 3.2 – Parametri fisici e meccanici assunti nelle analisi.

Litotipo	Tipo [-]	γ_unsat [kN/m³]	γ_sat [kN/m³]	k [m/day]	ν [-]	E_ref [kN/m²]	c_ref [kN/m²]	ϕ [°]	E_incr [kN/m³]	c_incr [kN/m³]	y_ref [m]	R_int [-]
Fango	UnDrained	12	15	0.000864	0.35	250	0.5	15	125	0	-11	0.491
Limi - sabbiosi	UnDrained	15	19	0.00864	0.35	900	0.1	30.5	287.5	0	-15	0.463
Sabbie -limose	Drained	17	22	1	0.35	6500	0.1	35	500	0	-37	0.45
Rinterro + fango	UnDrained	15	19	0.0864	0.35	10000	0.1	25	0	0	-	0.475
Scapolame + fango	Drained	18	20	8.64	0.35	20000	0.1	35	0	0	-	0.45
Rinterro	Drained	15	19	1	0.35	20000	0.1	30	0	0	-	0.464
Scapolame	Drained	18	20	8.64	0.35	30000	0.1	40	0	0	-	0.434

- Un ulteriore affinamento delle analisi numeriche, sia nelle condizioni di breve che di lungo termine, è consistito nell'aggiornare le caratteristiche meccaniche della porzione di terreno interna al cofferdam per quanto riguarda il litotipo limo-sabbioso (vedi Figura 3.2).

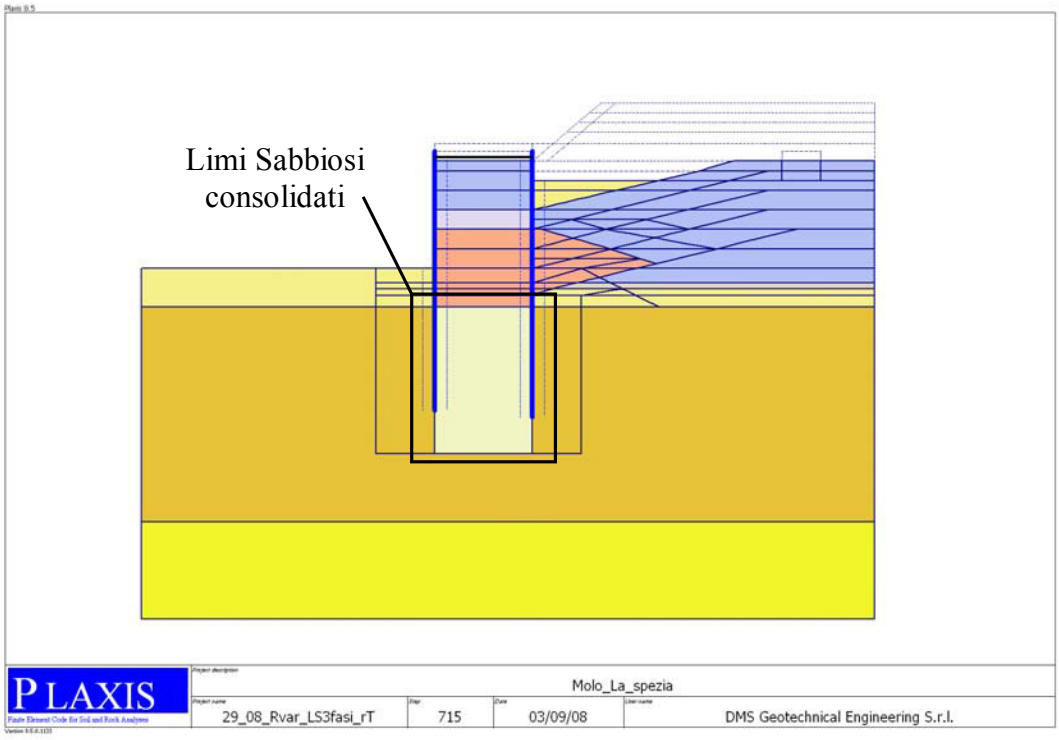


Figura 3.2 – Mesh con proprietà aggiornate del limo-sabbioso interno al cofferdam.

Infatti grazie ad un apposito sistema di dreni verticali all'interno del sistema cofferdam sarà garantito uno smaltimento delle sovrappressioni indotte durante le fasi realizzative prima di procedere con le successive fasi di riempimento (cfr. 4.5). L'analisi dell'evoluzione dei cedimenti nel tempo (cfr. 4.4) ha consentito di stimare che in tale zona l'evoluzione dei cedimenti nel tempo è paragonabile al procedere delle fasi costruttive; si ritiene pertanto che l'incremento di stato tensionale efficace, valutato in fasi di calcolo prefissate, coincida con l'incremento di stato tensionale totale. Attraverso tale assunzione sono stati aggiornati i parametri meccanici della porzione di terreno interna al cofferdam

- Per quanto concerne le analisi in condizioni non drenate (cfr. 3.3), è stata eseguita una diversa valutazione per i seguenti litotipi:
  - Fanghi: il modello costitutivo è stato mantenuto inalterato e l'analisi è stata svolta in tensioni efficaci calcolando le sovrappressioni indotte. A tal fine sono stati introdotti dei parametri di resistenza fittizi c' e ϕ' (vedi Tabella 3.3) che consentono di ottenere una resistenza in condizione non drenate (c_u) approssimativamente corrispondente al livello medio di pressione in sito;

- Limi-Sabbiosi: il comportamento non drenato è stato valutato con il "criterio di resistenza di Tresca". L'analisi numerica agli e.f. è stata svolta in tensioni totali. (l'implementazione in PLAXIS 2d (vedi Tabella 3.3) è avvenuta con un artificio numerico assumendo un mezzo non poroso ed assumendo $\phi = 0$).

Tabella 3.3 – Parametri fisici e meccanici assunti nelle analisi.

Litotipo	Tipo [-]	γ_unsat [kN/m³]	γ_sat [kN/m³]	k [m/day]	ν [-]	E_ref [kN/m²]	c_ref [kN/m²]	ϕ [°]	E_incr [kN/m³]	c_incr [kN/m³]	y_ref [m]	R_int [-]
Fango	UnDrained	12	15	0.000864	0.35	250	2	8	125	0	-11	0.491
Limi - sabbiosi	No-Porous	19	-	-	0.48	900	20	0.1	405	3	-15	0.463

Il blocco di calcestruzzo è stato modellato come elemento continuo (e.f. triangolari a 15 nodi) con legame costitutivo elastico lineare, le proprietà assunte sono indicate nella seguente Tabella 3.4.

Tabella 3.4 – Parametri del calcestruzzo.

Nome	*Tipo* [-]	*γ* [kN/m³]	*ν* [-]	*E* [kN/m²]
CLS	No-porous	24	0.15	2.8 E+07

I materiali degli elementi strutturali (palancole, cordoli e soletta cofferdam) sono stati modellati come elastici lineari. Le proprietà meccaniche assegnate agli e.f. tipo 'trave' sono riportate in Tabella 3.5. I tiranti sono assunti elastici lineari non reagenti a compressione, le proprietà sono sintetizzate nella seguente Tabella 3.6.

Tabella 3.5 – Parametri degli elementi strutturali.

Elemento	*Tipo*	*EA* [kN/m]	*EI* [kNm²/m]	*w* [kN/m²]	*ν* [-]
cordolo	Elastic	1.18E+08	9840000	24	0.2
soletta	Elastic	33700000	2810000	24	0.2
AZ 36	Elastic	5187000	173880	1.23	0.3
2_HZ975_AZ18	Elastic	8347500	1178184	4.06	0.3

Tabella 3.6 – Parametri dei tiranti.

Elemento	*EA* [kN/m]	|*F_max,comp*| [kN/m]	|*F_max,tens*| [kN/m]
Tir_dywidag_ϕ63.5/227cm	6.523E+05	0.0	4.41E+14
Tir._cofferdam	1.310E+06	0.0	4.41E+14

3.3 Descrizione della analisi eseguite

Le analisi numeriche eseguite sulla sezione tipo hanno avuto l'obiettivo di individuare due possibili scenari che consentono di valutare le condizioni limite per il sistema in relazione allo sviluppo temporale delle fasi di costruzione dell'opera:

1. ***Analisi di lungo termine:*** corrisponde ad una condizione limite ideale di esecuzione sufficientemente lenta dei lavori; in queste condizioni non si sviluppano apprezzabili sovrappressioni interstiziali e pertanto, durante il processo costruttivo i terreni permangono in condizioni DRENATE (*drained*).
2. ***Analisi di breve termine:*** si ipotizza che le fasi costruttive vengano realizzate istantaneamente. Il comportamento del terreni a bassa permeabilità è pertanto NON DRENATO (*undrained*). Lo sviluppo delle sovrappressioni è atteso negli strati di fango e limo-sabbioso.

3.4 Simulazione del processo costruttivo: fasi di calcolo

Le simulazioni numeriche hanno consentito di seguire le effettive fasi di costruzione dell'opera. Nella seguente tabella sono sintetizzate le principali fasi di calcolo eseguite. In appendice A sono descritte in dettaglio le suddette fasi.

Tabella 3.7 – Fasi costruttive modellate nell'analisi numerica.

Fasi	*Nome*	*Descrizione*
01	f1_palancolati	attivazione del palancolato interno ed esterno con tirante testa "cofferdam"
02	f2_c1	riempimento cofferdam fino -9.0m slm con risalita fanghi e compenetrazione livello di fango esistente con scapolame da cava
03	f3_c2	riempimento cofferdam fino -7.0m slm e compenetrazione completa del livello di fango esistente
04	f4_c3	riempimento cofferdam fino -5.0m slm con scapolame da cava
05	f5_c4	riempimento cofferdam fino -3.0m slm con materale di rinterro
06	f6_rinfianco 1_r1	realizzazione rinfianco e rinterro a tergo
	f6_rinfianco 2	completamento rinfianco
07	f7_c5	riempimento cofferdam fino -1.0m slm con materale di rinterro
08	f8_c6	riempimento cofferdam fino 0.0m slm con materale di rinterro
09	f9_r2	rinterro a tergo fino -5.0m slm con risalita fango -7.0m slm
10	f10_r3	rinterro a tergo fino -3.0m slm con risalita fango -5.0m slm
11	f11_r4	rinterro a tergo fino -1.0m slm con risalita fango -3.0m slm
12	f12_r5	rinterro a tergo fino 0.0m slm con risalita fango -2.0m slm

Fasi	*Nome*	*Descrizione*
13	f13_blocco CLS	attivazione blocco di cls
	f13_pretiro	pretiro del tirante blocco-palancolato interno
14	f14_r6	rinterro completo a tergo fino 0.0m slm con fango completamente compenetrato
15	f15_r7	completamento rinterro a tergo fino +1.85m slm
16	f16_soletta	attivazione cordoli e solettone cofferdam, p.c. orizzontale a +1.85m slm
17	f17_esercizio_40kPa	applicazione sovraccarico distribuito pari a 40kPa, p.c. a +1.85m slm
18	f18_bitta_40kPa	tiro bitta 60kN/m + sovraccarico distribuito pari a 40kPa
19	f19_sisma_40kPa	condizione sismica + sovraccarico distribuito pari a 40kPa

3.5 Azioni e combinazioni di carico

Per comprendere il comportamento dell'opera nel corso della sua vita utile sono stati individuati i seguenti possibili scenari di contingenza:

- Sovraccarichi verticali di esercizio pari a 40 kPa
- Tiro bitta + sovraccarichi verticali di esercizio pari a 40 kPa
- Condizioni sismiche + sovraccarichi verticali di esercizio pari a 40 kPa

Le analisi sono state eseguite inserendo carichi statici equivalenti; le varie condizioni di carico sono state analizzate in modo indipendente le une dalle altre, e sempre a partire dalla stessa condizione di partenza (fase 16 – completamento strutturale del cofferdam).

Il sovraccarico è stato modellato mediante un carico uniformemente ripartito agente sul piazzale, recependo le recenti indicazioni dell'AP in base a cui i carichi verticali di esercizio saranno disposti ad una distanza di 20m dal palancolato esterno (filo banchina).

Le analisi del tiro bitta è avvenuta in accordo con quanto ipotizzato nella relazione di calcolo del progetto esecutivo: è stato applicato un carico distribuito (fuori dal piano della sezione) in testa al cofferdam pari a 60 kN/m.

Per la stima delle azioni sismiche si è fatto riferimento alla più recente classificazione sismica del 2003; i valori assunti per i parametri previsti dal DM '96 sono pertanto:

- Zona sismica 3
- Grado di sismicità: S=6
- Coefficienti d'intensità sismica: C=0.04

L'azione delle forze sismiche è rappresentata quindi da una pressione orizzontale con distribuzione lineare con massimo valore sulla testa della paratia. L'incremento di azione legato al sisma è stato calcolato valutando la differenza tra spinta attiva statica e spinta attiva dinamica, utilizzando la relazione di Mononobe-Okabe. A tale azione è stata aggiunto l'effetto associato alla massa dell'elemento strutturale:

1. Incremento di spinta del terreno retrostante
   - Sezione resistente: B=100 cm , H=100 cm
   - θ = arctg C = 2.29°
   - $A = \dfrac{\cos^2(\beta+\theta)}{\cos^2\beta\cdot\cos\theta} = 1.0$
   - Coefficiente di spinta dinamico: k=0.294
   - Coefficiente di spinta in quiete: k(θ = 0) =0.269
   - Spinta statica: F=347.7 kN/m
   - Spinta sismica convenzionale: F_s=382.6 kN/m
   - Incremento di spinta in condizioni sismiche: ΔF=34.9 kN/m
   - Luce di calcolo: L=12.85 m
   - Incrementi di pressioni: $\Delta p_{s,Z=+1.85m\ slm}$=5.43 kN/m^2 , $\Delta p_{s,Z=-11m\ slm}$=0.0 kPa

2. Forza d'inerzia dell'elemento strutturale
   - Peso proprio elemento strutturale: p=3.0 kN/m/m
   - $\Delta p_{s,\forall Z}$=0.12 kPa

In sintesi è stata assunta una distribuzione lineare delle pressioni orizzontali agenti sul palancolato esterno definita dai seguenti valori estremi:

- Z = +1.85m slm $\rightarrow$ $P_{h,s}$ = 5.55 kN/m/m
- Z = -11.0m slm $\rightarrow$ $P_{h,s}$ = 0.12 kN/m/m

4 RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE

In questo paragrafo sono illustrati i principali risultati delle analisi numeriche in termini di spostamenti e sollecitazioni che evidenziano le prestazioni della soluzione adottata.

4.1 Comportamento a lungo termine

L'analisi del comportamento drenato, eseguita ipotizzando che i processi di costruzione non inducano sovrappressioni interstiziali, ha evidenziato la funzionalità del sistema strutturale sia durante le fasi di costruzione sia nelle condizioni di esercizio e sismiche.

I parametri assunti per la porzione di limo sabbioso interno al cofferdam sono indicati in Tabella 4.1.

Tabella 4.1 – Caratteristiche del limo sabbioso (analisi drenata).

Fasi	$\sigma'_{y/z=15m\ slm}$ *[kPa]*	$E'_{/z=15m\ slm}$ *[kPa]*	E'_{inc} *[kPa /m]*
Litostatica	21.1	-	-
f2_c2	76.6	1269	126
f5_c4	111.4	1845	112
f8_c6	134.2	2222	118

Nelle seguenti Figura 4.1 e 4.2 sono riportati gli andamenti degli spostamenti orizzontali e dei momenti flettenti, relativi alle principali fasi costruttive, per i due palancolati che costituiscono il cofferdam.

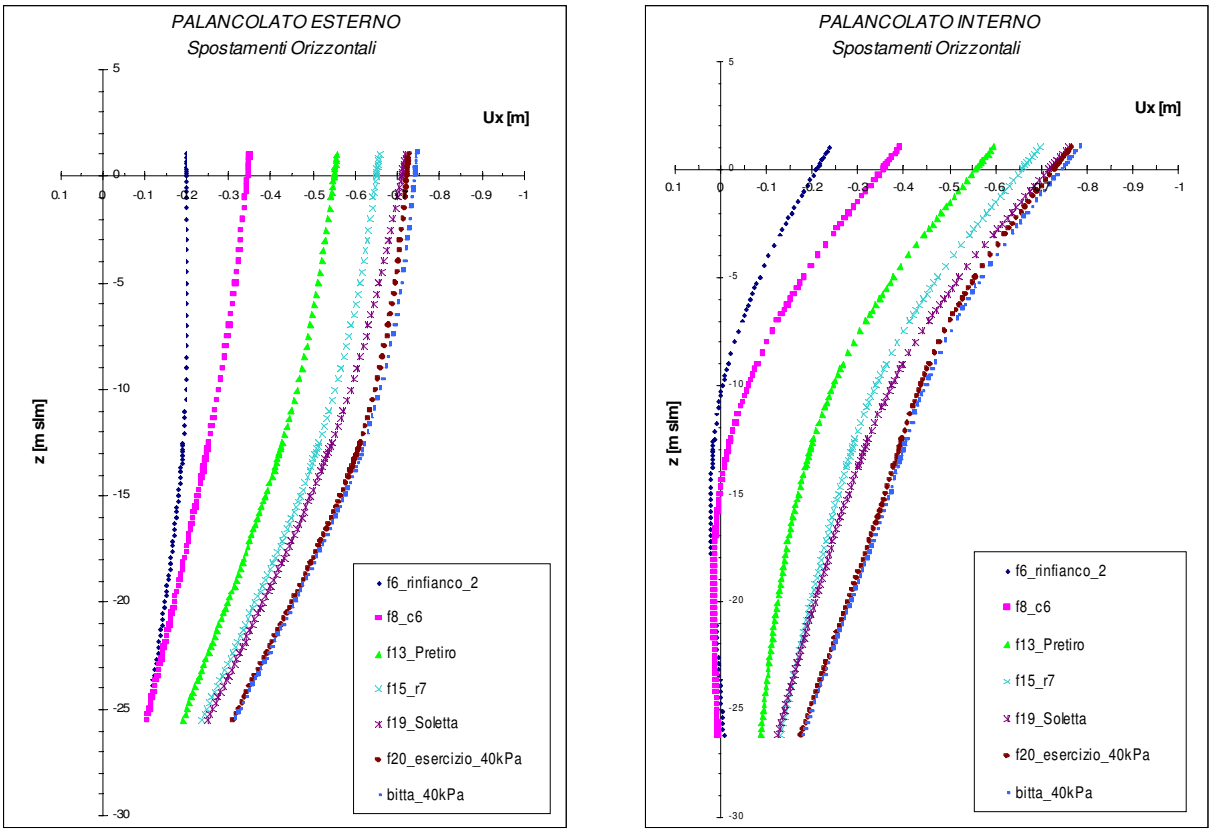


Figura 4.1 – Andamento degli spostamenti orizzontali delle palancole.

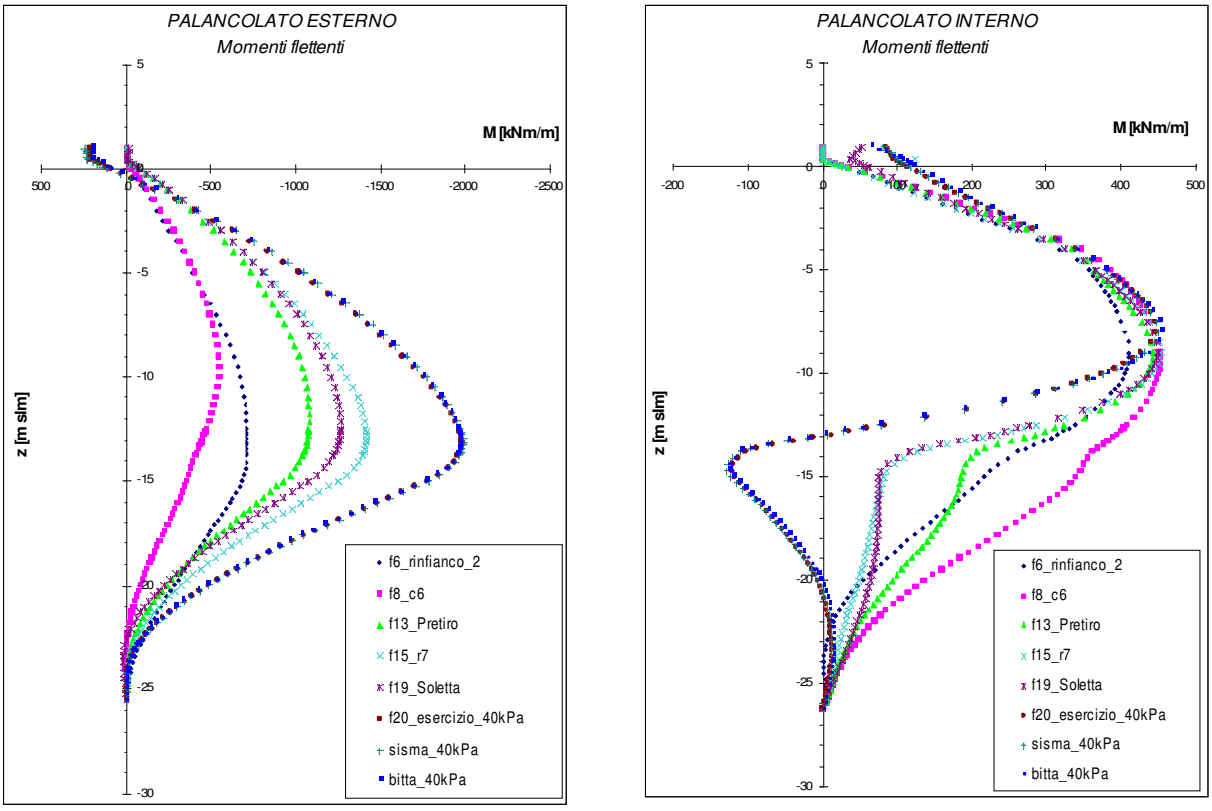


Figura 4.2 – Andamento dei momenti flettenti nelle palancole.

In tutte le fasi di calcolo il palancolato esterno lato mare subisce spostamenti orizzontali inferiori rispetto a quello interno.

L'analisi della fase 15 (f15_r7, rinterro fino a +1.85 m slm) in condizione drenata pone in evidenza la stabilità del sistema a riempimento completato: gli spostamenti orizzontali del filo banchina sono circa 65 cm. Le sollecitazioni flessionali sui palancolati si mantengono con un sostanziale margine di sicurezza rispetto ai valori ammissibili.

La Figura 4.3 evidenzia come in esercizio (f17_esercizio_40 kPa) il sistema sia ancora globalmente stabile, infatti, non si manifestano meccanismi globali di collasso. Gli spostamenti orizzontali massimi del filo banchina attesi nella fasi di esercizio sono di circa 73 cm.

In tale fase il coefficiente di sicurezza, definito come rapporto tra la resistenza di progetto e quella corrispondente alle condizioni di collasso incipiente, è pari ad **1.53**. Tale coefficiente è stato calcolato riducendo i valori numerici dei parametri di resistenza.

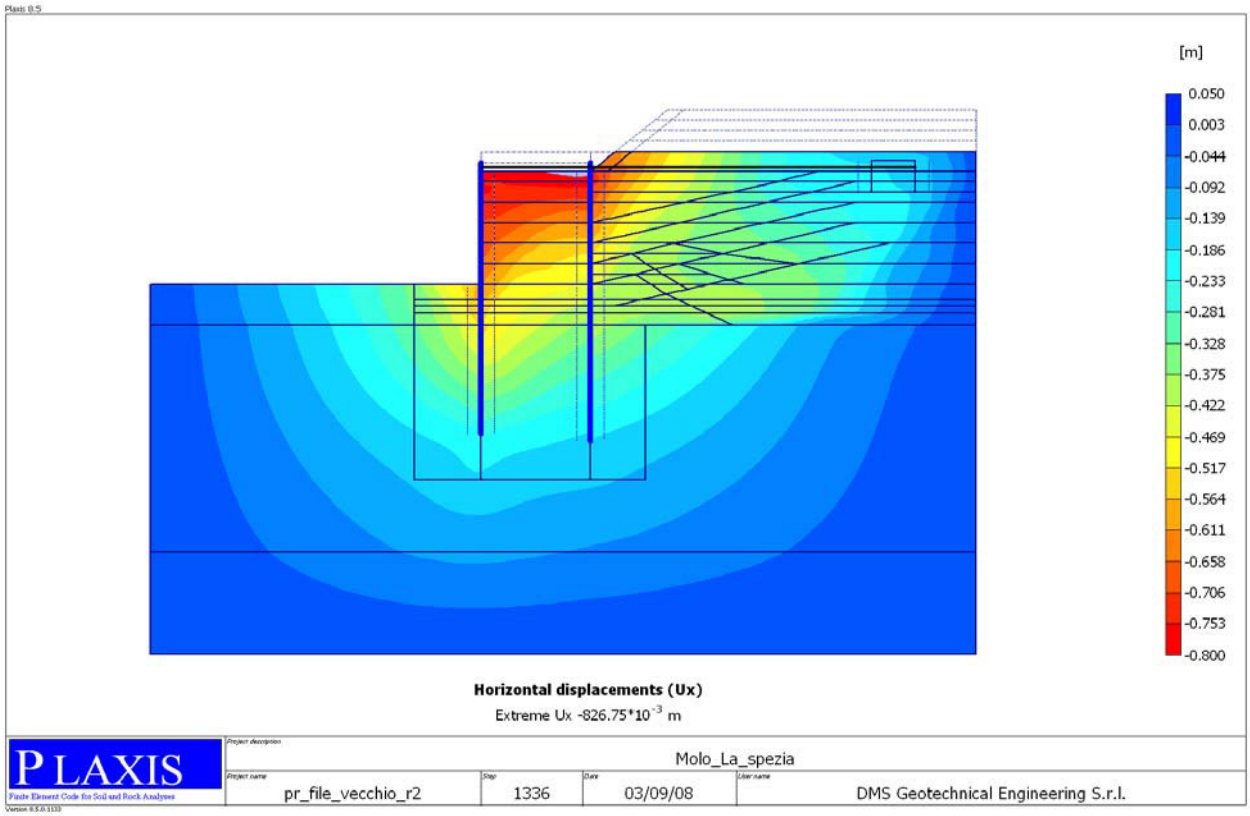


Figura 4.3 – f17_esercizio_40kPa: campo di spostamenti.

Lo spostamento orizzontale massimo del filo banchina raggiunge i 74 cm nella fase di tiro bitta; si deve tuttavia evidenziare il carattere di reversibilità di tale risposta e la condizione non permanente di tale carico.

E' stata eseguita un ulteriore analisi rappresentativa del lato est relativo al campo B (Vedi elaborato "07P23_T_F02B_cofferdam"). Stante la condizione di singolarità di tale zona, si è deciso di utilizzare le palancole HZ975B ed AZ18, rese disponibili per necessità operative che hanno portato a sfilare le vecchie palancole esterne di tale zona, al fine di realizzare il palancolato interno.
L'analisi illustrata è stata quindi ripetuta sostituendo le proprietà meccaniche del palancolato interno (vedi Tabella 3.5). I risultati (Figura 4.4 e 4.5) evidenziano un sostanziale irrigidimento del sistema: gli spostamenti orizzontali massimi del filo banchina sono di circa 52cm nella fase di rinterro fino a +1.85 m slm (f15_r7), 59cm in esercizio (f17_esercizio_40 kPa) e 60 cm in presenza del tiro bitta (f18_bitta 40kPa).

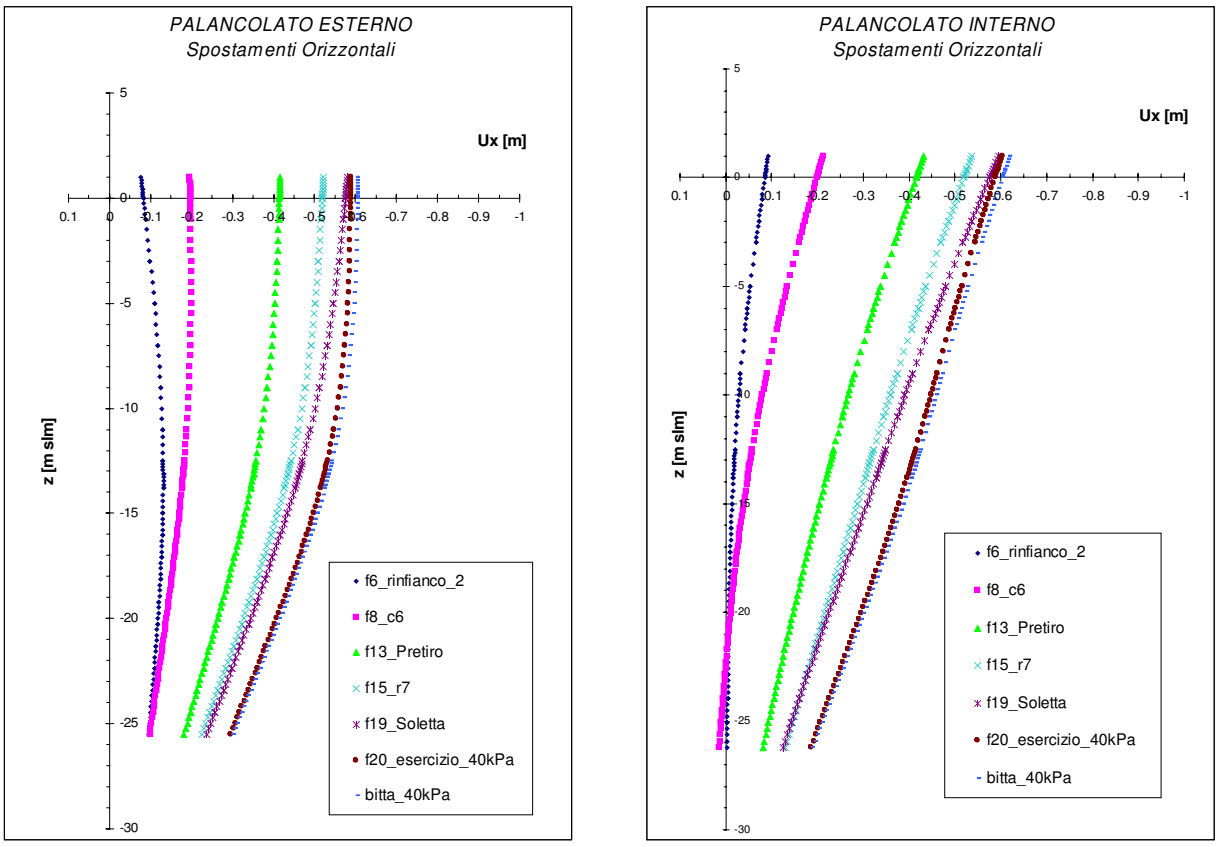


Figura 4.4 – Analisi con palancolato interno tipo 2HZ975+AZ18 : andamento degli spostamenti orizzontali delle palancole.

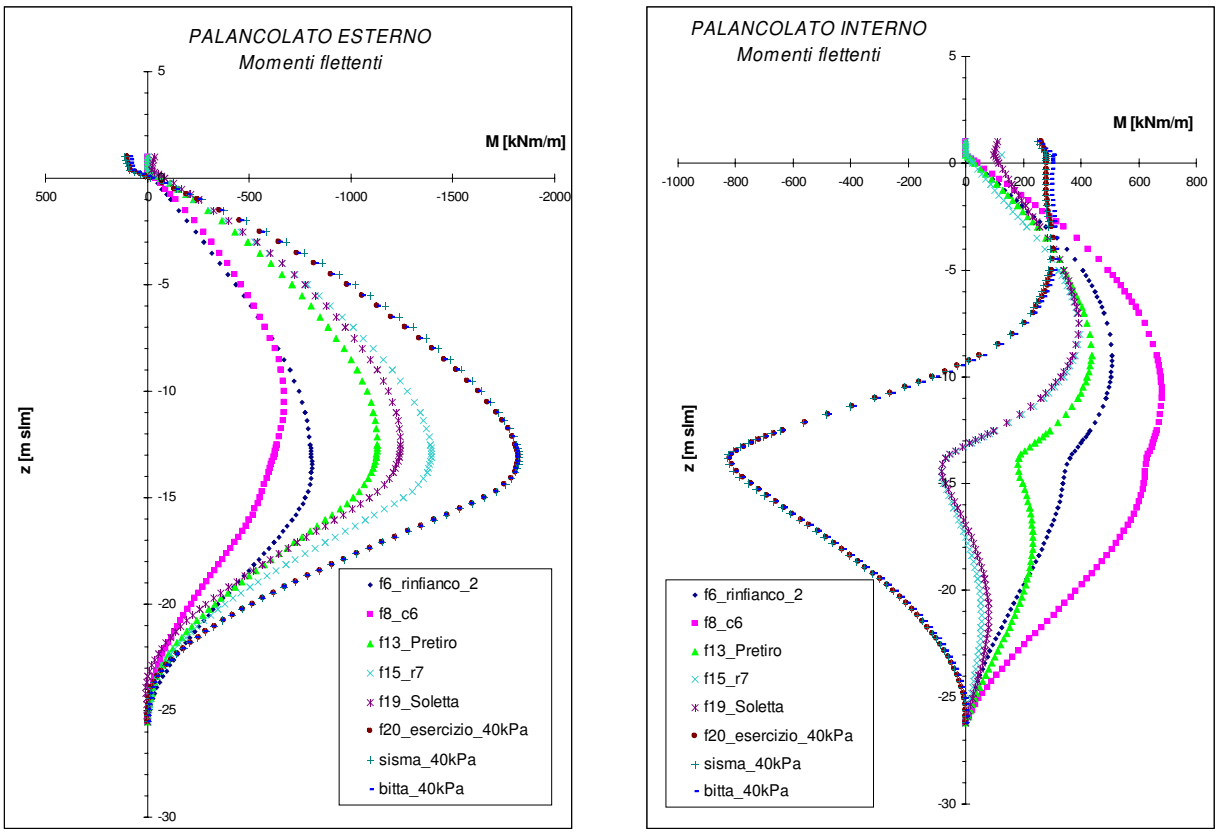


Figura 4.5 – Analisi con palancolato interno tipo 2HZ975+AZ18: andamento dei momenti flettenti nelle palancole.

Il relativo coefficiente di sicurezza nella fase di esercizio (f17_esercizio_40kPa), calcolato riducendo i valori numerici dei parametri di resistenza, è pari ad **1.60**.

4.2 Comportamento a breve termine

Le condizioni di breve termine sono state analizzate assumendo un comportamento non drenato per lo strato di fango e limo-sabbioso (Tabella 3.3). Come illustrato al par. 3.2, il decorso dei cedimenti nel tempo è paragonabile ai tempi delle fasi costruttive anche in ragione del sistema di dreni verticali previsto all'interno del cofferdam. In maniera analoga a quanto illustrato al paragrafo precedente si è assunto che avvenisse un completo processo di consolidazione tale da giustificare una variazione del comportamento dello strato di limo-sabbioso compreso fra i palancolati (Figura 3.2). Rispetto alla situazione *ante operam*, la variazione dello stato tensionale efficace giustifica l'assunzione di un incremento dei parametri di resistenza non drenati (Tabella 4.2).

Tabella 4.2 – Caratteristiche del limo sabbioso (analisi non drenata).

Fasi	$c_{u/z=15m\ slm}$ *[kPa]*	$E_{u/z=15m\ slm}$ *[kPa]*	$E_{u,\ inc}$ *[kPa /m]*	$c_{u,\ inc}$ *[kPa /m]*
Litostatica	20	900	405	3
f2_c2	23	3450	405	3
f5_c4	33	51015	405	3
f8_c6	40	6040	405	3

L'analisi dei risultati evidenzia un sistema stabile, che nella fase di rinterro fino a +1.85 m (f15_r7) comporta uno spostamento orizzontale massimo del filo banchina di circa 80 cm (Figura 4.5). In Figura 4.6 sono riportate le zone plasticizzate in questa configurazione, di ampiezza relativamente contenuta. Il coefficiente di sicurezza in tali condizioni risulta pari a **1.25**.

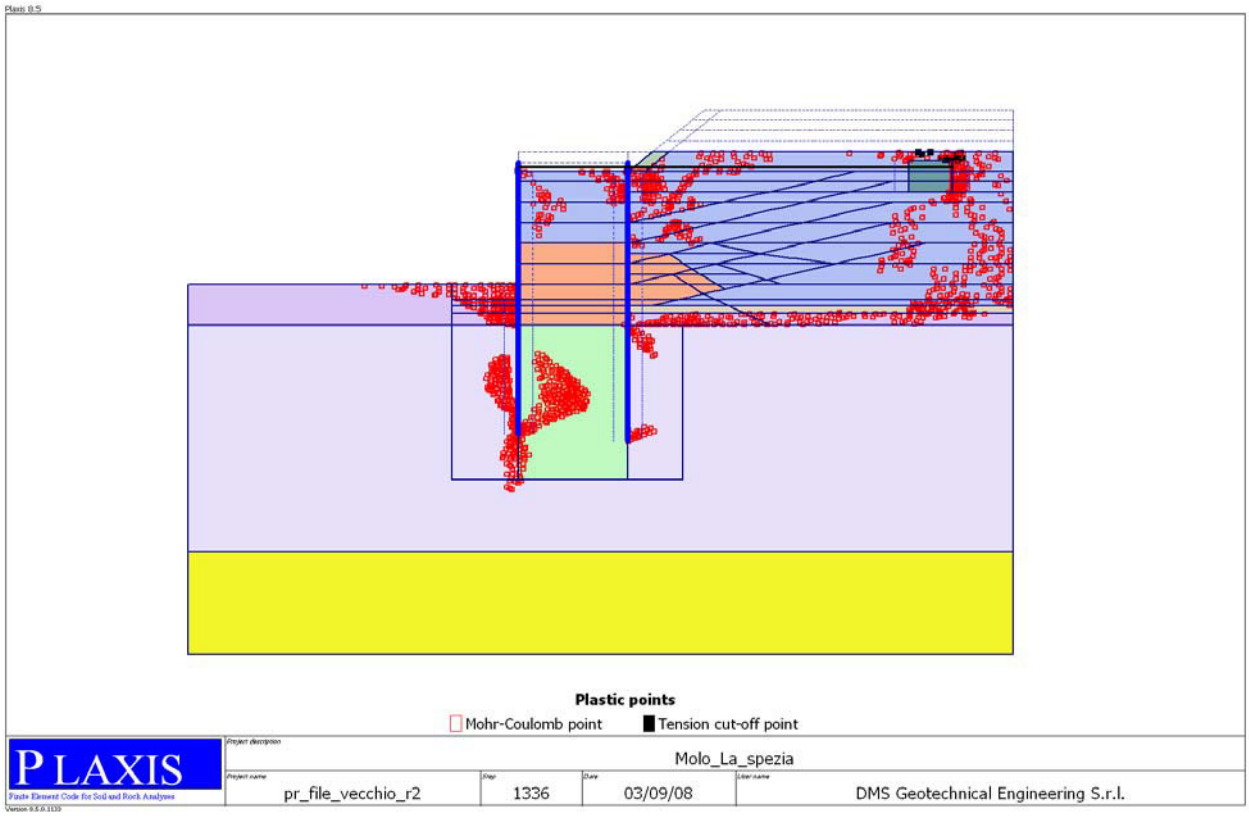


Figura 4.6 – f15_r7: punti di plasticizzazione.

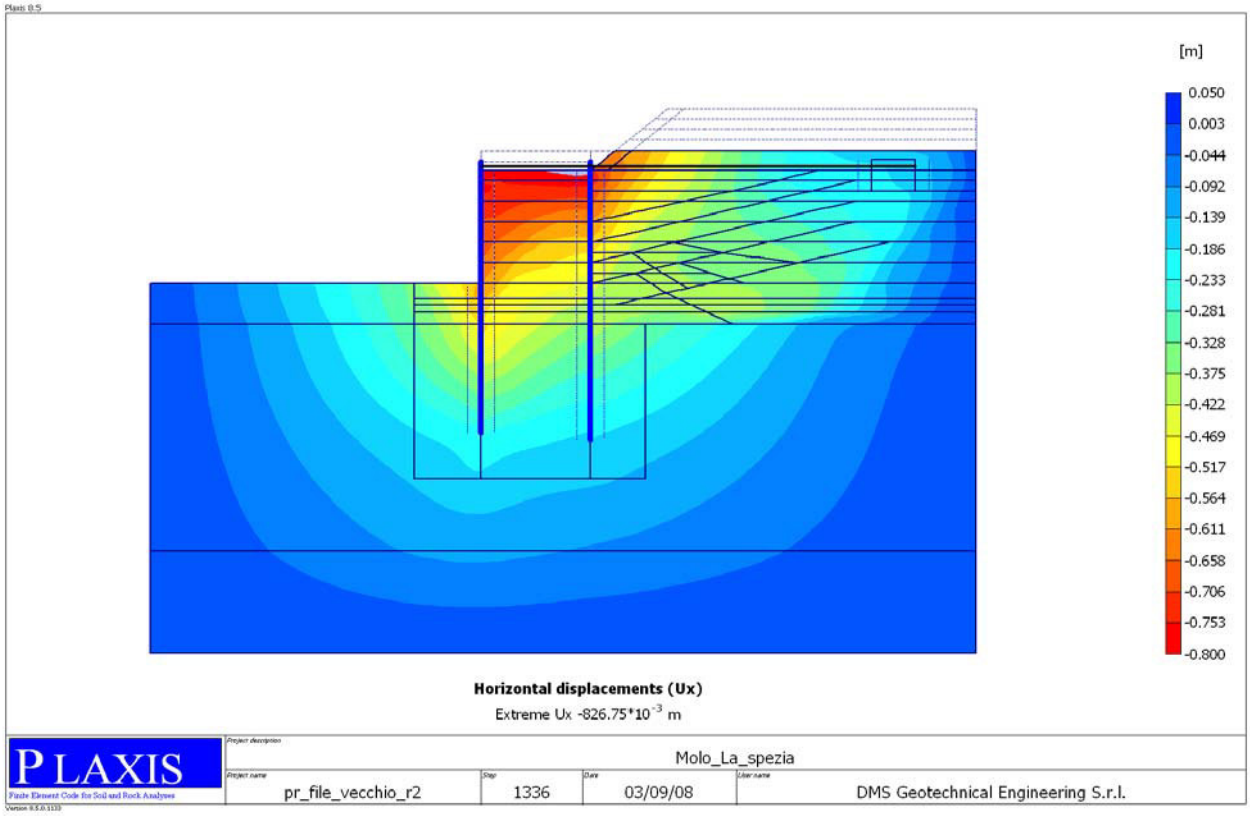


Figura 4.7 – f15_r7 : spostamenti orizzontali.

In maniera analoga a quanto illustrato nel paragrafo precedente, anche per l'analisi delle condizioni di breve termine, è stata eseguita un'analisi relativa al lato est del campo B in cui il palancolato interno è costituito di profilati tipo 2 HZ 975 + AZ 18.

I relativi risultati, per la fase di completamento del piazzale (f15_r7), implicano uno spostamento orizzontale massimo del filo banchina di circa 63cm (Figura 4.8), il coefficiente di sicurezza in tali condizioni risulta pari a **1.30**.

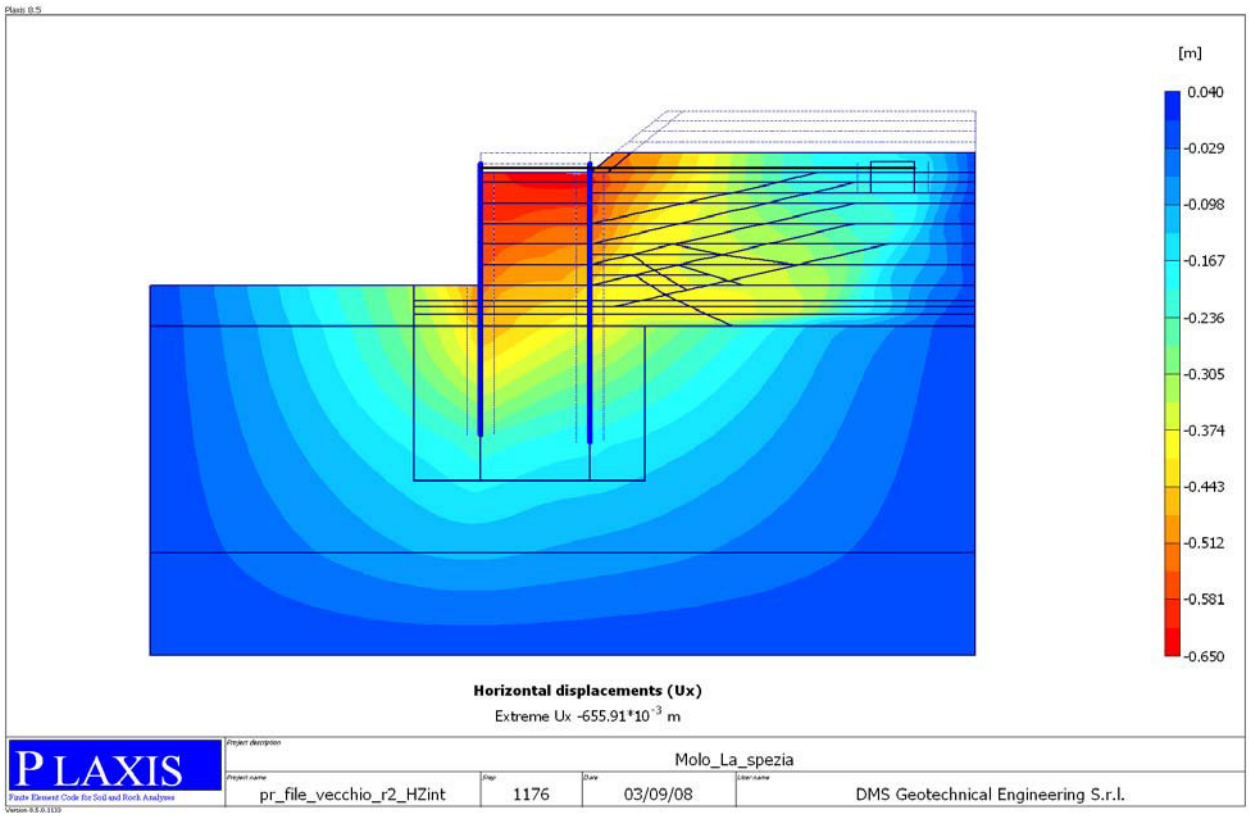


Figura 4.8 – Analisi con palancolato interno tipo 2HZ+AZ18 , f15_r7 : spostamenti orizzontali.

I risultati delle analisi in condizione di breve termine evidenziano come il sistema risulti stabile, con spostamenti e margini di sicurezza più che accettabili, anche in considerazione alla tipologia di opera (opera a mare) in esame. Ciò è garantito costruttivamente attraverso l'uso di dreni verticali all'interno del cofferdam, e grazie ad un idoneo sistema di monitoraggio (cfr. doc. "Relazione Illustrativa e Geotecnica").

4.3 Verifiche geotecniche locali: blocco di ancoraggio

Per quanto riguarda il comportamento geotecnico a livello locale, le verifiche hanno riguardato il blocco di ancoraggio.

Il blocco viene realizzato con un getto di calcestruzzo in situ mediante esecuzione di uno scavo a sezione obbligata. Il fenomeno analizzato è relativo a meccanismi di scorrimento alla base, la potenziale superficie di scorrimento è localizzata all'interno del terreno di rinterro, si ritiene pertanto che il comportamento si può ritenere in condizioni drenate.

In particolare, secondo lo schema di Figura 4.9, si possono individuare due condizioni limite:

1. assenza di materiale sovrastante e laterale (forza assiale stabilizzante minima)

- T = 90 kN/m
- S_t = 0.8 kN/m
- R_t = 0.0 kN/m
- $\sigma'_{y,base}$= 55 kPa → $\tau'_{lim,\ base}$= $\sigma'_{y,base}$ · tan ϕ' = 32.75kPa
- $\tau'_{Max,\ base} = \frac{(T + St - Rt)}{B}$ = 22.5 kPa → F.S.= $\tau'_{lim,\ base}$/ $\tau'_{Max,\ base}$ = 1.41

2. blocco completamente interrato in condizioni di tiro massimo (in tal caso si ipotizza la non presenza del sovraccarico di 40 kPa che avrebbe un contributo stabilizzante)
   - T = 181.0 kN/m
   - S_t = 21.5 kN/m
   - R_t = 123.5 kN/m
   - $\tau'_{Max,\ base} = \frac{(T + St - Rt)}{B}$ = 9.0 kPa → F.S.= $\tau'_{lim,\ base}$/ $\tau'_{Max,\ base}$ = 3.1

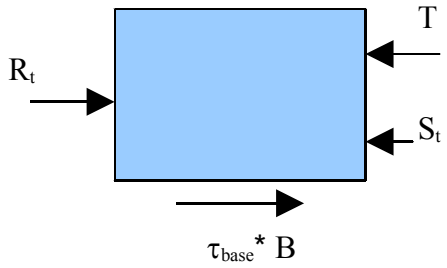


Figura 4.9 – Schema di verifica geotecnica del blocco.

4.4 Decorso dei processi di consolidazione

Facendo riferimento a soluzioni analitiche in forma chiusa per processi di consolidazione monodimensionale in mezzi elastici, è stata eseguita una stima approssimata dell'andamento dei fenomeni di dissipazione delle sovrappressioni indotte nello strato di limo-sabbioso.

In particolare, è stata eseguita una stima sull'efficienza di un sistema *dreni verticali* al fine di migliorare il comportamento dell'opera in regime transitorio.

I parametri necessari per le analisi di consolidazione sono:

- Coefficiente di consolidazione, c_v
- Percorso di filtrazione, H
- Cedimento finale in condizioni drenate, w_f

Il coefficiente di consolidazione è stato stimato attraverso un processo di analisi a ritroso delle misure assestimetriche (Figura 4.10). L'andamento con la profondità dei cedimenti cumulativi evidenzia che i fenomeni di deformazione sono localizzati tra -12 m e -34 m; in dettaglio, sono presenti evidenti discontinuità fra la parte superiore (da -12 m a -22 m) e quella inferiore (da -26 m a -34 m). Dal confronto con le sezioni stratigrafiche, i comportamenti osservati sono giustificati dalla presenza di un livello a grana grossa – in corrispondenza del quale i fenomeni deformativi sono molto modesti – interposto tra uno strato limo-sabbioso nella parte superiore ed uno avente una non trascurabile componente argillosa nella parte inferiore.

Congruentemente con il modello geotecnico impiegato nelle analisi riportate in questa relazione, anche per la stima dell'evoluzione dei processi di consolidazione nel tempo, si è trascurata la presenza dell'intercalazione di materiale a grana grossa ed il dominio di filtrazione è stato assunto costituito da un unico litotipo omogeneo di spessore pari a 22 m, caratterizzato da un unico valor medio del coefficiente di consolidazione.

La formazione del terrapieno nell'area in cui è installato l'assestimetro è stata completata nel maggio 2007. Le letture strumentali non forniscono quindi dati relativi al periodo maggio-dicembre 2007, in quanto lo strumento è stato installato a fine novembre 2007 e solamente in data 12 dicembre 2007 è stata eseguita la lettura di zero.

La stima del coefficiente di consolidazione è avvenuta confrontando gli andamenti registrati cedimento-tempo con la curva teorica al variare del coefficiente c_v (Tabella 4.3). La curva sperimentale è stata ottenuta riferendosi ai cedimenti totali; si è quindi ipotizzato che tutti i cedimenti nel tempo sono a carico dello strato "non drenato" assunto nell'analisi.

La curva teorica è stata ottenuta fissando il percorso di filtrazione e adottando il cedimento di lungo termine ottenuto nelle analisi drenate. Il percorso di filtrazione è stato definito in maniera congruente con il modello di analisi drenato: è stato considerato un mezzo di 22 m di spessore limitato da strati contorni permeabili e, pertanto, H risulta pari a 11 m.

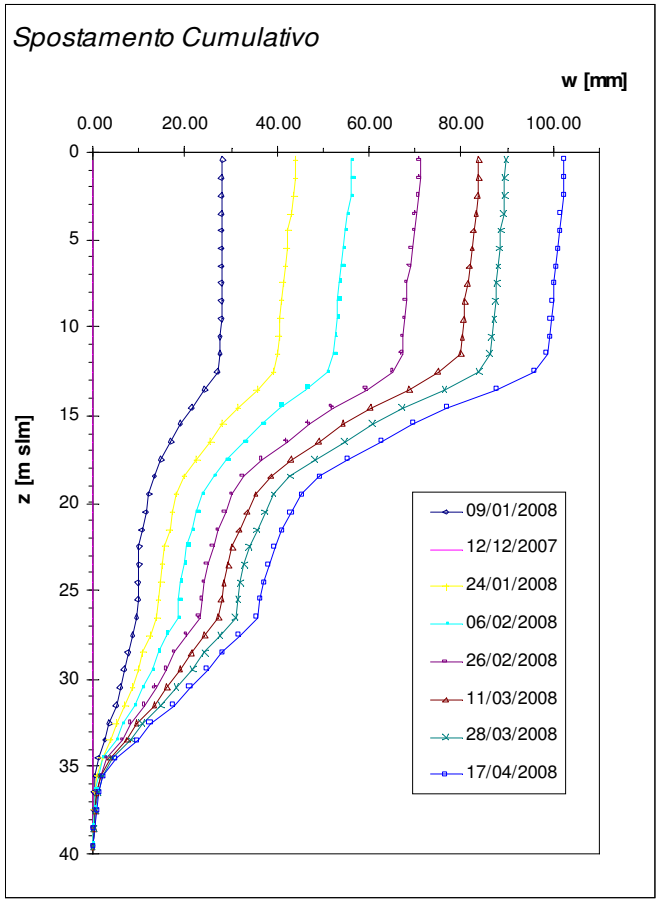


Figura 4.10 – f15_r7: cedimenti cumulati misurati dall'assestimetro.

I cedimenti di lungo termine sono stati ricavati dall'analisi numerica in condizioni drenate relativamente alla fase di calcolo e ad una posizione all'interno del molo cui si riferisce una situazione analoga a quella dell'assestimetro (f14_r6, le letture si riferiscono ad un riempimento a livello medio mare). I cedimenti assunti si riferiscono al piano campagna in analogia a quanto ipotizzato per la curva sperimentale.

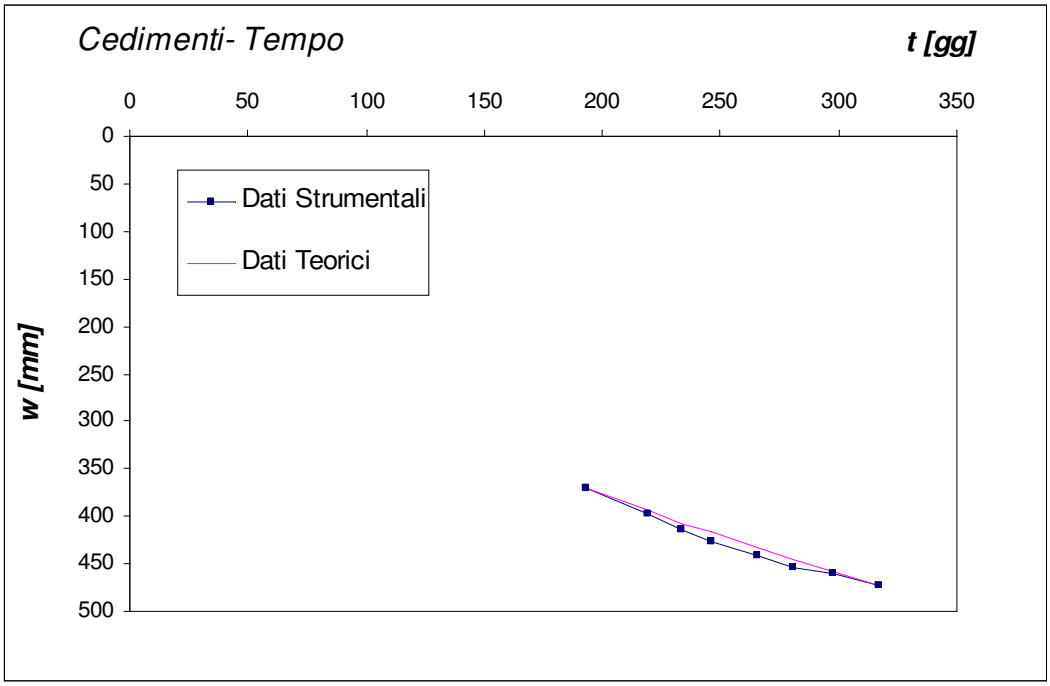
Tale assunzione consente di fissare il cedimento teorico corrispondente alla prima lettura (≅190 gg); la curva sperimentale è stata ancorata a tale valore e, pertanto, le due curve vengono a dipendere esclusivamente da c_v.

Il valore di calcolo è quello che consente di ottenere il 'best fitting' con i dati sperimentali in tale finestra temporale. Tale operazione è avvenuta controllando anche le velocità medie (Tabella 4.3). Il modello teorico è stato in sintesi calibrato sul modello sperimentale tramite un valore rappresentativo di c_v per l'intero strato fissato pari a $8 \cdot 10^{-7}$ m^2/s.

Tabella 4.3 – Stima c_v per lo strato che manifesta fenomeni di consolidazione.

t	*w,rel*	*w,ass*	*v*	*Tv*	*Um*	*w(t)*	*v_calcolo*
gg	*(mm)*	*(mm)*	*(mm/gg)*			*(mm)*	*(mm/gg)*
0	-			0.000	0	0.0	
193	0	370		0.110	0.374	370	
219	28.099	398	1.081	0.125	0.399	394	0.923
234	43.917	414	1.055	0.134	0.412	407	0.879
246	56.022	426	1.009	0.141	0.422	417	0.853
266	71.069	441	0.752	0.152	0.439	434	0.824
281	83.793	454	0.848	0.161	0.451	446	0.796
298	89.676	460	0.346	0.170	0.464	459	0.772
317	102.2	472	0.659	0.181	0.479	473	0.747
		V_m =	0.821			V_m =	0.821
		$\sigma_{v,m}$ =	0.263			$\sigma_{v,m}$ =	0.263

$w(t_1) = 370mm$



(*) $T_v = t \cdot c_v / H$, fattore tempo

(**) $U_m = w(t) / w_f$, grado di consolidazione medio

(***) v, velocità istantanea

Ottenuto il valore rappresentativo medio del coefficiente di consolidazione, è stata eseguita un'analisi dei cedimenti nel tempo per lo strato limo-sabbioso. Assumendo contorni permeabili, il percorso di filtrazione risulta: H=11 m. La stima dei cedimenti di lungo termine w_f è stata ricavata dai risultati dell'analisi numerica drenata per la configurazione geometrica oggetto di analisi (fase

di rinterro a +0.0 m). L'ipotesi fondamentale è che il cedimento istantaneo sia nullo e che la storia di carico sia legata ad un'applicazione istantanea dell'intero sovraccarico.

I risultati mostrati in Figura 4.11 evidenziano che i fenomeni di consolidazione sono relativamente lenti con riferimento alle presumibili tempistiche di realizzazione dell'opera. Nella stessa figura sono riportati i cedimenti nel tempo nell'ipotesi di fare dissipare le sovrappressioni relativamente alla situazione di rinterro a +0.0 m (f14_r6) ed i corrispondenti cedimenti di lungo termine. Assumendo che il cedimento ritenuto utile al proseguimento delle fasi costruttive sia l'80% del cedimento di lungo termine (linea magenta in figura) sono necessari tempi di attesa maggiori di 32 mesi.

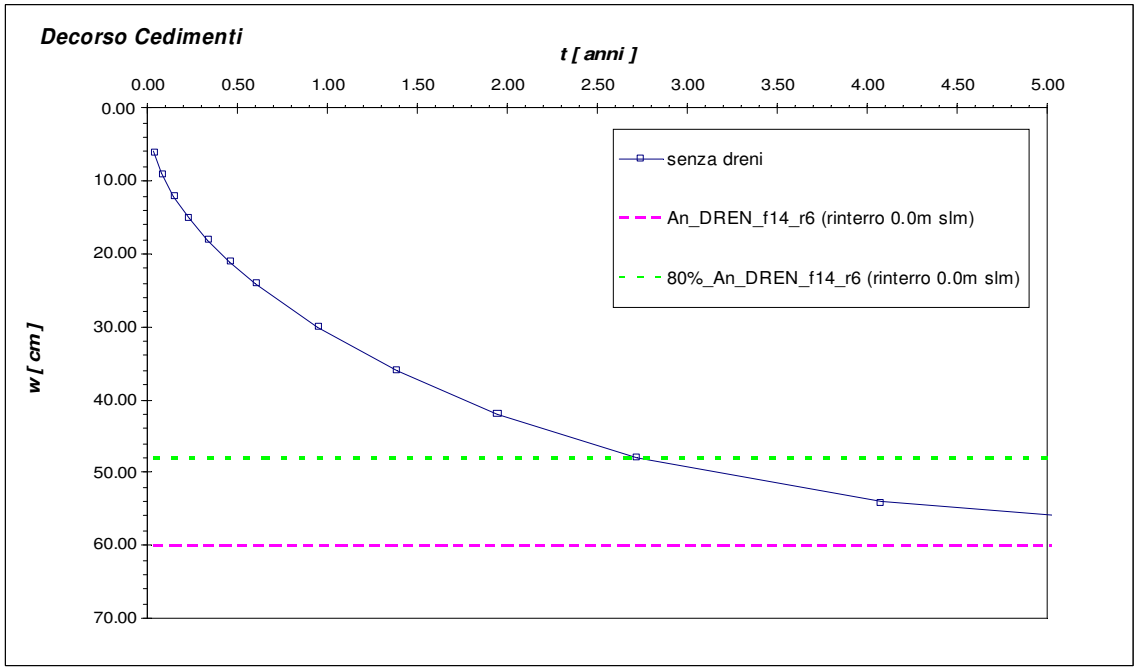


Figura 4.11 – Evoluzione dei cedimenti nel tempo in assenza di dreni verticali.

L'integrazione del sistema progettuale con dreni verticali è stata analizzata con la teoria di consolidazione radiale monodimensionale in mezzi elastici [R. Lancellotta, 1987].

L'analisi dei fenomeni di consolidazione con i dreni è stata eseguita con riferimento alla seguente configurazione geometrica:

- Spessore terreno compressibile: 22 m
- Spessore strato con dreni: 12 m
- Spessore strato senza dreni: 10 m
- Lunghezza dreni: 25 m
- Diametro equivalente del dreno (d_w): 0.3 m

- Interasse dei dreni (i_w): 4 m
- Disposizione a quinconce

Si è ipotizzato che lo strato deformabile sia suddiviso in una parte superiore dove sono presenti i dreni e la consolidazione avviene in direzione prevalentemente radiale, mentre la parte sottostante dei limi (spessore di 10 m) sia sede di una consolidazione in direzione verticale.

Assumendo che la presenza delle intercalazioni di sabbia, evidenziate dalle indagini geotecniche e rilevate anche mediante le misure assestimetriche, comportino globalmente una maggiore permeabilità del mezzo poroso in direzione orizzontale, si è assunto che il coefficiente di consolidazione orizzontale risulti due volte maggiore di quello verticale:

- $c_h = 2 \cdot c_v = 1.6 \cdot 10^{-6}$ m^2/s

La soluzione mostra che la presenza del sistema di dreni consente di abbattere i tempi di consolidazione (Figura 4.12); a titolo di esempio, sono stati stimati circa 2÷3 mesi necessari a smaltire l'80% dei cedimenti previsti nella fase di rinterro del piazzale a quota di livello medio mare.

Precisando che l'andamento dei processi di consolidazione appena illustrato è da considerarsi approssimato sia per le ipotesi assunte sia per la distribuzione nel tempo delle lavorazioni e, dunque, dell'applicazione dei carichi, si ritiene che le indicazioni progettuali che si devono trarre siano evidenti. E' possibile inoltre prevedere differenti evoluzioni dei fenomeni in differenti zone del rinterro anche in ragione di differenze nei dettagli stratigrafici.

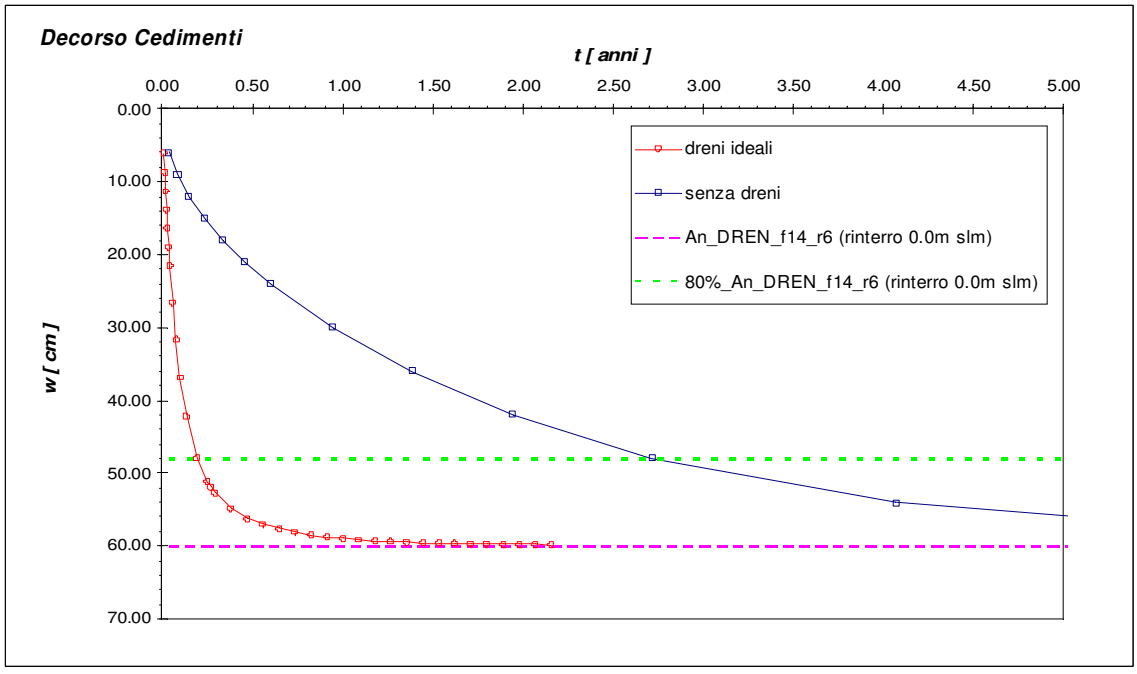


Figura 4.12 –Evoluzione dei cedimenti nel tempo in presenza di dreni verticali.

4.5 Ricadute progettuali

Da quanto precedentemente illustrato, relativamente al comportamento in condizioni drenate, si evince che il sistema è stabile con adeguati margini di sicurezza con riferimento alla verifica di stabilità globale; i margini di sicurezza si riducono leggermente in condizioni di breve termine, tuttavia il comportamento è ritenuto accettabile, ed è ulteriormente migliorato grazie all'introduzione - in corrispondenza del lato est del molo Garibaldi - di un palancolato interno più rigido (HZ 975 B) che consente un ulteriore incremento dei fattori di sicurezza..

L'entità degli spostamenti, confrontabile fra le condizioni drenate e non drenate, è ritenuto ammissibile con riferimento alla tipologia di opera.

Inoltre grazie all'introduzione di un sistema di dreni verticali all'interno del cofferdam – come per altro evidenziato dalle analisi numeriche eseguite - si riuscirà a garantire un decorso dei cedimenti compatibile con il regolare svolgimento delle attività costruttive dell'opera.

Ulteriore garanzia alla corretta realizzazione dell'opera sarà garantita dall'utilizzo di un opportuno sistema di monitoraggio, descritto nella Relazione Illustrativa e Geotecnica.

5 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche riguardano il controllo degli stati tensionali relativi alle sollecitazioni ottenute dal calcolo con i metodi descritti al Capitolo 3 ed i risultati esposti al Paragrafo 4.1 (condizioni drenate).

Le verifiche di sicurezza sono state svolte secondo il criterio delle tensioni ammissibili.

5.1 Caratteristiche dei materiali

Nell'esecuzione delle opere oggetto di analisi sono utilizzati i seguenti materiali.

- CALCESTRUZZO STRUTTURALE
  classe di esposizione:..... 4a
  resistenza caratteristica Rck: ..... min 35 N/mm^2
  copriferro:..... min 4 cm

- CALCESTRUZZO BLOCCO DI ANCORAGGIO
  resistenza caratteristica Rck: ..... 20 N/mm^2

- MAGRONE
  resistenza caratteristica Rck: ..... 15 N/mm^2

- ACCIAIO
  acciaio in barre per armatura:..... Fe B 44 K
  acciaio per tiranti rifollati:..... S 355 J0
  acciaio per giunti e piastre:..... ≥ S 355 J0
  acciaio per palancole: ..... S 390 GP
  acciaio per carpenteria metallica: ..... Fe 360
  acciaio per barre dywidag: S555/700

- SALDATURA
  secondo UNI 5132; manuale ad arco con elettrodi rivestiti od in alternativa con elettrodo a filo continuo.

Le tensioni ammissibili assunte ai fini di valutare la sicurezza degli elementi strutturali risultano:

- CALCESTRUZZO STRUTTURALE

  Tensione normale per flessione, $\sigma_{c,amm}$ ..... 11.00 N/mm^2

  Tensione tangenziale senza armatura a taglio, τ_{c0} ..... 0.66 N/mm^2

  Tensione tangenziale con armatura a taglio, τ_{c1} ..... 1.97 N/mm^2

  Tensione tangenziale di aderenza, τ_b ..... 2.00 N/mm^2

- ACCIAIO

  acciaio in barre per armatura:..... 255 N/mm^2

  acciaio per tiranti rifollati (s>40mm):..... 210 N/mm^2

  acciaio per palancole: ..... 240 N/mm^2

  acciaio per carpenteria metallica: ..... 160 N/mm^2

5.2 Palancolato esterno

Il palancolato esterno è costituito da profilati tipo 2 HZ 975 + AZ18.

- Momento flettente massimo:

  M_{max} = 1970 kNm/m

- Modulo di resistenza elastico medio

  W = 10195 cm^3/m

- Tensione massima

  σ_s = 193 N/mm^2 < $\sigma_{s,amm}$

5.3 Palancolato interno

Per le verifiche del palancolato interno si fa riferimento ai profilati AZ36[1]; la perizia di variante prevede infatti l'utilizzo, in una parte del cofferdam, dei profilati tipo AZ36 già acquistati secondo le specifiche del progetto iniziale. Al fine di raggiungere le quote previste dalla soluzione progettuale adottata in perizia di variante, per le palancole AZ36 - disponibili in elementi di lunghezza pari a 9 m - è stato necessario adottare una giunzione saldata delle varie palancole, disposte in modo sfalsato (per maggiori dettagli, si veda la tavola 07P23_T_F03B, "Giunti di testa - Lato ovest") in modo da comporre elementi da 27 m.

1 Le palancole tipo AZ37/700 utilizzate nella restante parte del cofferdam presentano caratteristiche di inerzia superiori rispetto alle palancole tipo AZ36, e pertanto le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

La sollecitazione massima (Figura 4.2) agente risulta essere, ad una profondità z di circa -9m:

M_{max} = 455 kNm/m

Nelle verifiche si considera che tale momento, distribuito per unità di lunghezza, venga ripartito in relazione alla rigidezza relativa delle sezioni con e senza giunti di testa. Assumendo che M_1 e W_1 siano il momento esterno ed il modulo di resistenza della sezione continua mentre M_2 e W_2 le relative grandezze della sezione con giunto, risulta:

$M_2 = \frac{2 \cdot W_2}{W_1 + W_2}$ M_{max} = 375.2 kNm/m: momento agente sulla giunzione saldata

$M_1 = 2 \cdot M_{max} - M_2$ = 535 kNm/m: momento agente sulla palancola

Le verifiche sulla palancola AZ36 risultano:

- Momento flettente massimo:

  M_1 = 535 kNm/m

- Modulo di resistenza elastico medio

  W_2 = 3600 cm^3/m

- Tensione massima

  σ_s = 149 N/mm^2 < $\sigma_{s,amm}$

Per le verifiche della giunzione saldata si rimanda a quanto riportato in Appendice; la giunzione saldata risulta verificata.
Relativamente alla porzione di lato est dove si utilizzano i profili HZ 975 accoppiati, le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

5.4 Soletta cofferdam

Per quanto riguarda le verifiche strutturali della soletta e dei cordoli di bordo, a livello locale il problema si è analizzato considerando condizioni più sfavorevoli, in particolare si è assunto che il sovraccarico di 40 kPa continui ad agire in testa al cofferdam.
La verifica della soletta è stata eseguita considerando modelli separati per i cordoli di bordo, caratterizzati da meccanismi locali, rispetto all'elemento di collegamento, con un comportamento prevalentemente a trave.
In seguito si riportano in sintesi le principali verifiche di sicurezza, per i particolari costruttivi si faccia riferimento agli elaborati grafici 07P23_T_F06A (Armatura cordolo palancolato interno,

soletta di collegamento e blocco di ancoraggio) e 07P23_T_F07A (Armatura cordolo palancolato esterno).

1. Trave di collegamento
   - Sezione resistente: B=100cm , H=100cm
   - Altezza utile: h=95cm
   - Sollecitazioni di calcolo massime:

     M_{max}=730 kNm

     V_{max}=323kN

   - Verifica a flessione

     Armatura longitudinale: $\begin{cases} \text{sup.}: 4\phi 20, A'_s = 12.57 cm^2 \\ \text{inf.}: 8\phi 24, A_s = 36.19 cm^2 \end{cases}$

     σ_c=5.8 N/mm^2 < $\sigma_{c,amm}$

     σ_s=232.5 N/mm^2 < $\sigma_{s,amm}$

   - Verifica a taglio (affidato completamente alle staffe)

     TRATTO 1: $\underline{x}$=1.50m, V($\underline{x}$)=220kN

     Armatura trasversale: st. ϕ12/15cm - 4 braccia, A_{st}=15.1 cm^2/m

     (A_{st} > $A_{st,min}$=11.4 cm^2/m)

     $\Omega = 0.5 \cdot (V_{max} + V(\underline{x})) \cdot \underline{x} = 407.2$ kNm

     $$\sigma_{st} = \frac{\Omega}{0.9 \cdot h \cdot B \cdot A_{st,TOT}} = 209.8 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm}$$

     TRATTO 2 (L=2.85m)

     Armatura trasversale: st. ϕ12/30cm - 4 braccia

     $\Omega = 0.5 \cdot V(\underline{x}) \cdot 2.85 = 313.5$ kNm

     $$\sigma_{st} = \frac{\Omega}{0.9 \cdot h \cdot B \cdot A_{st,TOT}} = 162.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm}$$

2. Cordolo interno

Il cordolo di testa del palancolato interno è stato verificato a meccanismi legati ad effetti locali, le principali verifiche hanno riguardato:

a) Verifica di assorbimento degli sforzi dei tiranti

b) Verifica sforzi trasmessi dalla soletta

c) Verifica a punzonamento

In relazione allo schema di Figura 5.1, le verifiche tipo a) hanno consentito il dimensionamento delle armature principali secondo lo schema statico di Figura 5.2 (schema agente nel piano orizzontale).

In particolare per le armature tipo 3 risulta:

- Sezione resistente: B=100cm , H=50cm (zona resistente vicino al tirante)
- Altezza utile: h=45cm
- Sollecitazioni di calcolo massime (Figura 5.2):

  T = 800 kN

  q = 352kN/m

  $M_{max,inf}$ = 194.2 kNm

  $M_{max,sup}$ = 139.5 kNm

  V_{max}=485kN

- Verifica a flessione

  Armatura longitudinale (tipo 3, fig.5.2): $\begin{cases} \text{sup.}: 5\phi 20, A'_s = 15.71 cm^2 \\ \text{inf.}: 7\phi 20, A_s = 21.99 cm^2 \end{cases}$

  $M_{max,inf}$: σ_c=6.0 N/mm^2 < $\sigma_{c,amm}$

  σ_s=218.0 N/mm^2 < $\sigma_{s,amm}$

  $M_{max,sup}$: σ_c=4.7 N/mm^2 < $\sigma_{c,amm}$

  σ_s=217.0 N/mm^2 < $\sigma_{s,amm}$

- Verifica a taglio (affidato completamente alle staffe)

  $\tau_c = \frac{V_{max}}{0.9 \cdot h \cdot B}$ = 1.2 N/mm^2 > $\tau_{c,0}$

  Armatura trasversale (tipo 3, fig.5.2): st. ϕ20/30cm - 4 braccia

  $\Omega = 0.25 \cdot V_{max} \cdot 227$ = 275 kNm

$$\sigma_{st} = \frac{\Omega}{0.9 \cdot h \cdot B \cdot A_{st,TOT}} = 227.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm}$$

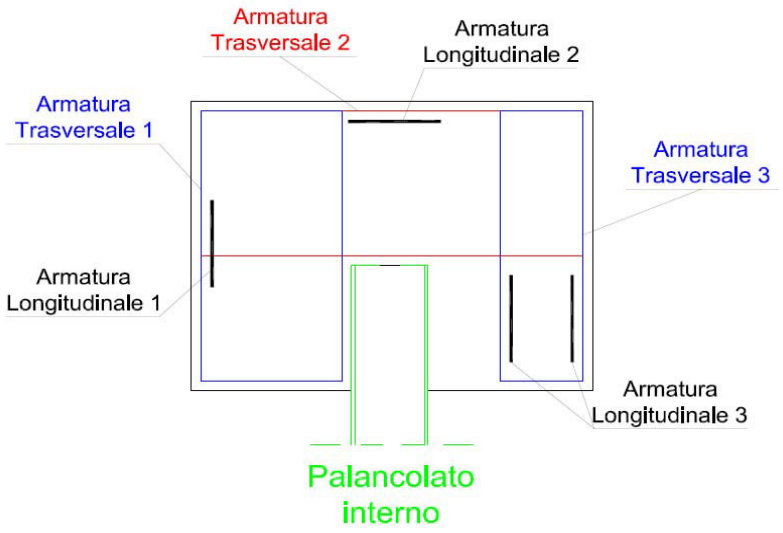


Figura 5.1 – Schema cordolo lato interno.

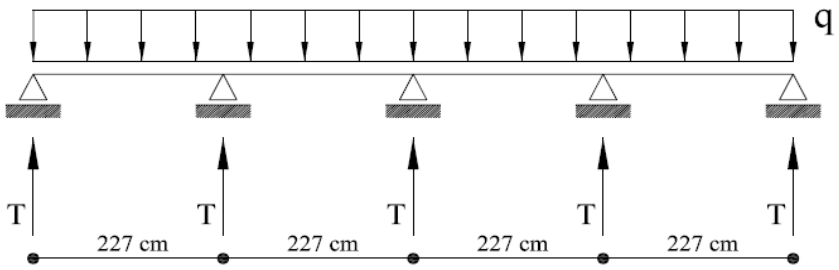


Figura 5.2 – Schema di calcolo armatura longitudinale e trasversale tipo 1 e 3.

L'armatura trasversale tipo 1 (Figura 5.1), per quanto riguarda il comportamento nel piano verticale, è stata verificata ad assorbire l'intero sforzo di trazione legato alla reazione verticale di appoggio della soletta sul palancolato:

- Armatura (tipo 1,fig 5.2): 1+1 ϕ 20 / 30 cm
- Sollecitazioni di calcolo massime:

  $N_{vert} = 323$ kN
- Verifica tensioni normali:

$$\sigma_s = \frac{N_{vert}}{A_{s,TOT}} = 172.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm}$$

Anche le armature tipo 2 (Figura 5.1), per quanto riguarda il comportamento nel piano verticale, sono state verificate per assorbire l'intero sforzo di trazione legato alla reazione verticale di

appoggio della soletta sul palancolato. Per tale sezione è stato verificato il punzonamento (verifica c)):

- Sezione resistente: B=100cm , H=90cm (zona resistente vicino al tirante)
- Altezza utile: h=80cm
- Larghezza cordolo: L_c=240cm
- Sollecitazioni di calcolo massime (Figura 5.2):

  V_{max}=323 kN

  $$M_{max,inf} = \frac{V_{max}}{8} \cdot L_c = 98 \text{ kNm}$$

- Verifica a flessione

  Armatura trasversale (tipo 2, Figura 5.1): 1 ϕ 20 / 30 cm

  $M_{max,inf}$: σ_c=1.8 N/mm^2 < $\sigma_{c,amm}$

  σ_s=137.0 N/mm^2 < $\sigma_{s,amm}$

- Verifica a punzonamento

  $$\tau_c = \frac{V_{max}}{2 \cdot B \cdot h} = 0.2 \text{ N/mm}^2 < \tau_{c,0}$$

3. Cordolo esterno

Per quanto riguarda il cordolo esterno, si è sostanzialmente confermata l'armatura già predisposta in progetto esecutivo; parziali adeguamenti geometrici dell'armatura sono stati introdotti al fine di garantire la continuità strutturale con la soletta del cofferdam.

La soletta cofferdam viene completata con armature fuori calcolo legate a ragioni costruttive e prescrizioni tecniche. Le armature riportate nelle verifiche suddette devono considerarsi pertanto come minime.
Occorre sottolineare che gli elementi sono soggetti ad uno stato tensionale relativamente modesto, pertanto l'omissione di verifiche di dettaglio risulta essere giustificata.

5.5 Blocco di ancoraggio

Il blocco di ancoraggio, realizzato con calcestruzzo Rck 20 MPa, costituisce un elemento tozzo (4m di profondità e 3 m di altezza), sul quale si ripartiscono le sollecitazioni assiali derivanti dal tirante di ancoraggio.

L'armatura introdotta assolve quindi alle seguenti funzioni:

a) assorbire le trazioni indotte in direzione trasversale
b) assorbire le trazioni indotte in direzione longitudinale

- Verifica trazioni indotte in direzione trasversale:

  in accordo con quanto indicato in Figura 5.3, si è assunta una forza massima di fenditura calcolata come:

  $$Z_{max} = 0.25 \cdot P = 170 \text{ kN}$$

  essendo P = 680 kN: massima reazione sul tirante di ancoraggio, agente con un passo pari a 2.27m ed assorbita su una larghezza di 1.0 m di calcestruzzo misurata in direzione trasversale rispetto al tirante.

  Tale forza agisce ad una distanza x = 0.32m dal punto di applicazione della forza. Si adotta perciò un'armatura di 20ϕ24 (A_f = 90.48 cm^2/m) disposta su due file ad una distanza media di 0.32m, e pertanto risulta:

  $$\sigma_f = \frac{Z}{A_f} = 221 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm}$$

- Verifica trazioni indotte in direzione trasversale:

  Ai fini delle verifiche strutturali, è stata considerata un'area resistente di calcestruzzo di dimensioni 1.0 m x 1.0 m, considerata schematizzata come una trave su più appoggi soggetta ad un carico q pari a 680 kN/m (schema di Figura 5.2).

  Si è quindi ottenuto:

  $$M_{max} = \frac{q}{12} \cdot L^2 = 343.5 \text{ kNm}$$

  Disponendo un'armatura pari a 6+6 ϕ 20 risulta:

  σ_c=3.36 N/mm^2 < $\sigma_{c,amm}$ = 7.25 N/mm^2

  σ_s=204.9 N/mm^2 < $\sigma_{s,amm}$ = 260 N/mm^2

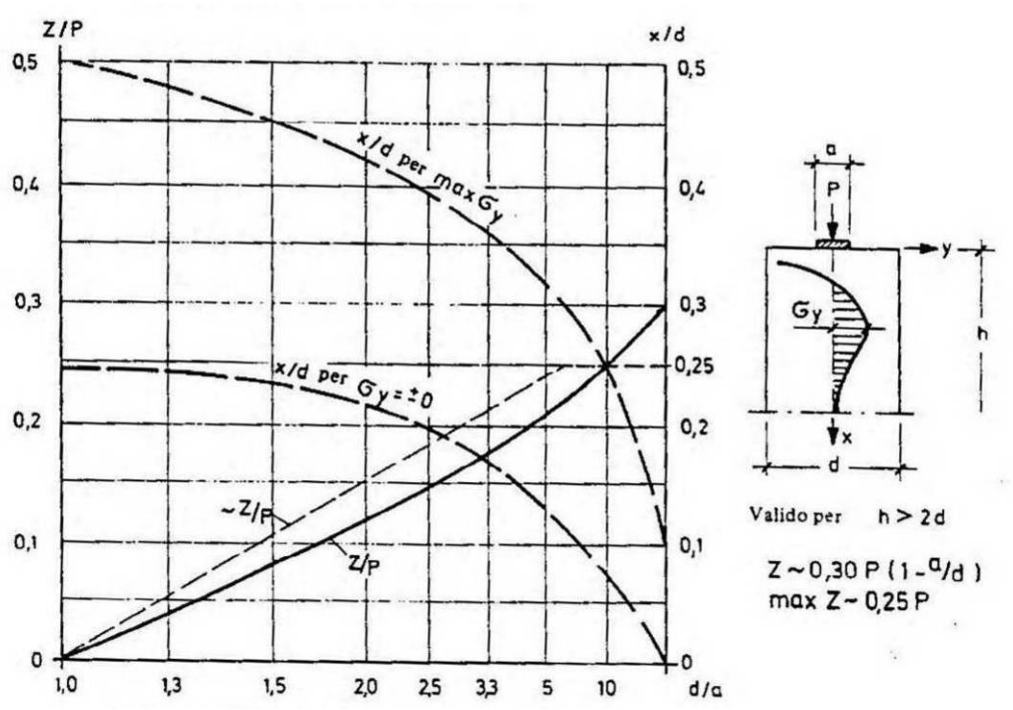


Figura 5.3 – Grandezza della forza di fenditura risultante Z, riferita al carico P, distanza della tensione trasversale massima σ_y e distanza del punto con $\sigma_y = 0$ dal bordo caricato in lastre con h >2d.

5.6 Tiranti

Il sistema di tiranti prevede tre tipologie di tiranti:

1. <u>tirante in testa al cofferdam</u>
   - tipologia: ϕ90mm/227cm
   - carico ammissibile: $N_{amm} = \sigma_{s,amm} \cdot A_{\phi} \cdot \alpha_{rid} = 1069$ kN
     (riduzione in corrispondenza della filettatura, $\alpha_{rid} = 0.8$)
   - carico massimo in esercizio: $q_{max} = 280$ kN/m $\rightarrow N_{max} = 635$ kN $< N_{amm}$

2. <u>tirante di ancoraggio blocco in calcestruzzo</u>
   - tipologia: Barre dywidag ϕ63.5mm/227cm
   - carico ammissibile: $N_{amm} = \dfrac{N_y}{\gamma_m \cdot \gamma_f} = \dfrac{1758}{1.15 \cdot 1.5} = 1019$ kN
     (ove: N_y è il carico si snervamento, γ_m=1.15 il coefficiente di materiale, γ_f=1.50 il coefficiente delle azioni)
   - carico massimo in esercizio: $q_{max} = 300$ kN/m $\rightarrow N_{max} = 680$ kN $< N_{amm}$

3. <u>tiranti obliqui zone d'angolo</u>

   In corrispondenza della zona d'angolo interna, si è scelto di adottare la stessa tipologia di soluzione già proposta dalla Anker Schroeder per il palancolato esterno, ovvero di utilizzare tiranti obliqui collegati alle travi di ripartizione (Disegno n.7, "Waling UU400 and Corner Tie-Rods 5 ½'' " del 24/05/02). Tale scelta è stata verificata attraverso un modello agli e.f. al fine di verificare il tasso di lavoro agente sugli elementi d'angolo; in base ai risultati delle analisi si desume quanto segue:

   - tipologia tiranti: ϕ110mm
   - carico ammissibile: $N_{amm} = \sigma_{s,amm} \cdot A_{\phi} \cdot \alpha_{rid} = 1996$ kN
     (riduzione in corrispondenza della filettatura, $\alpha_{rid} = 1.0$)
   - carico massimo in esercizio: $N_{max} = 1130$ kN $< N_{amm}$

5.7 Giunzione a manicotto

Per la giunzione fra il tirante del blocco di ancoraggio e il cofferdam si è utilizzata una giunzione a manicotto con il tirante interno localizzato in testa alla coppia di palancole.

In particolare i tiranti hanno manicotti distinti ciascuno provvisto di una flangia con foro che consente il collegamento tramite perno passante (Elaborato grafico 07P23_T_F04A, "Dettagli ancoraggio palancola-tirante"). Per consentire il corretto trasferimento degli sforzi, il manicotto lato cofferdam è costituito da una doppia flangia.

Le caratteristiche tecniche di dettaglio del perno passante sono:

- Perno ϕ_p 100mm
- Area resistente: $A_{\phi} = 7854$ mm^2
- Inerzia: $J_{\phi} = 4.909 \cdot 10^6$ mm^2
- Tensione normale ammissibile: $\sigma_{amm} = 210$ N/mm^2
- Tensione tangenziale ammissibile: $\tau_{amm} = 121$ N/mm^2
- carico massimo in esercizio: $q_{max} = 300$ kN/m $\rightarrow T_{max} = 680$ kN

Assumendo un comportamento per il perno a trave incastrata su una luce fittizia L_{ϕ}=120mm con carico T_{max} applicato in mezzeria, risulta:

- $\tau_{max} = \dfrac{4}{3}\dfrac{T_{max}}{n_{f,res} \cdot A_{\phi}} = 57.4$ N/mm^2

  (ove: $n_{f,res} = 2$, numero di facce resistenti)

- $\sigma_{max} = \dfrac{M_{max}}{J_{\phi}}\dfrac{\phi_p}{2} = 103.4$ N/mm^2

(ove: $M_{max} = T \cdot L_{\phi} / 8 = 1.015 \cdot 10^7$ Nmm)

- $\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{max}^2 + \tau_{max}^2} = 143.5$ N/mm^2 < σ_{amm}

Nel rispetto dei limiti geometrici previsti dalla normativa CNR 10011 per i collegamenti tipo "cerniera", assumendo per la flangia le seguenti dimensioni minime:

- Larghezza in direz.⊥ alla forza: b_{min} = 50mm
- Larghezza in direz.// alla forza: a_{min} = 60mm
- Spessore, t_{min}=60 mm

Lo stato tensionale a rifollamento della flangia risulta:

- $\sigma_{rif} = \dfrac{T_{max}}{\phi_p \cdot t_{min}} = 113$ N/mm^2 < σ_{amm}

I dettagli costruttivi relativi alla connessione tra manicotto e flangia forata e la tipologia strutturale da adottarsi (quali, per esempio, utilizzo di manicotto e flangia oppure di un pezzo unico già sagomato all'occorrenza) dovranno essere verificati prima dell'installazione; tali elementi potranno essere sostituiti da sistemi alternativi purché di equivalenti caratteristiche meccaniche e geometrico-inerziali, a seguito delle verifiche di dettaglio con i fornitori e previa approvazione del Progettista e della D.L..

Roma, 29 Agosto 2008 Prof. Ing. Salvatore Miliziano

6 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

PLAXIS 2d Version 8, 2002 – *Manuale utente*

LANCELLOTTA R. (1987) – *Geotecnica.* ZANICHELLI.

MANCINA M., NORI R., IASIELLO P. (2007) - *Progetti e calcoli di geotecnica con excel - Vol. 2*. DEI tipografia del genio civile.

CALZONA R., CESTELLI GUIDI C. (1992) – *Il calcolo del cemento armato.* HOEPLI.

FURIOZZI B., MESSINA C., PAOLINI L. (1993) - *Prontuario per il calcolo di elementi strutturali*. LE MONNIER

F. LEONHARDT (1997) - *C.A. e C.A.P.: calcolo di progetto e tecniche costruttive.* Edizioni tecniche ET Milano.

APPENDICI

APPENDICE A: FASI DI CALCOLO

Il software PLAXIS 2d permette di valutare le fasi costruttive dell'opera implementando le reali geometrie delle varie configurazioni. E' riportata di seguito la descrizione delle fasi di input delle analisi numenriche.

- Nella prima fase viene simulata l'installazione della paratia metallica esterna (lato mare) costituita da due profili tipo HZ 975 B di lunghezza 27.0m collegati da una palancolata tipo AZ 18 da 22.0m. Tale elemento strutturale è considerato con una lunghezza media equivalente pari a 25.50m.
  In tale fase vengono attivati inoltre il paloncolato interno tipo AZ36, che raggiunge la quota di -26.20 m slm, ed i tiranti testa al cofferdam, con diametro ϕ90mm/227cm.

- Nella seconda fase inizia il riempimento del cofferdam tramite materiale arido grossolano. Viene simulato il posizionamento di 4.0 m di materiale che compenetra il 50% del fango presente in posto, si creano sul fondo 4.0 m di materiale arido + fango in luogo del fango presente nelle fasi precedenti, mentre il restante 50% del fango viene dislocato verso l'alto (2 m di fango) fino a raggiungere quota -9.0 m slm.

- Nella terza fase si prosegue il riempimento del cofferdam con materiale arido grossolano, ulteriori 4m di materiale sono posti in sito con la compenetrazione completa del fango restante fino a quota -7.0 m slm.

- Nella fase 4 e 5 si è simulato il riempimento del cofferdam con materiale arido grossolano, raggiungendo la quota -5.0, e con materiale di rinterro per altri 2.0 m fino alla quota di -3.0 m slm.

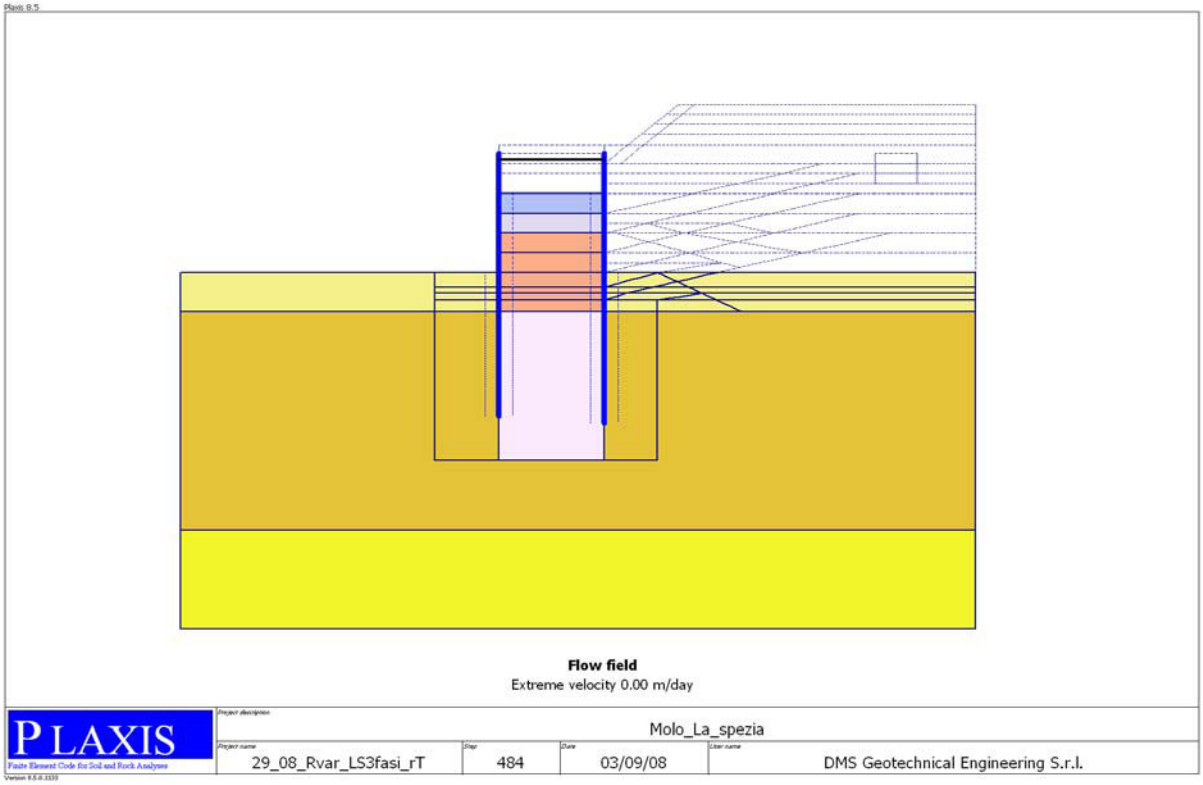


Figura 1 – Input f5_c4

- Nella fase 6 (suddivisa in due fasi di calcolo distinte) si è simulato l'esecuzione del rinfianco con scapolame. Nella prima fase di rinfianco si è simulato il contemporaneo riempimento a tergo del palancolato interno, in cui:

  - il 32% del fango originariamente distribuito su un'estensione lineare di circa 35.0 m, e che aveva una altezza media di 4.0 m, si è dislocato;

  - l'11% del fango che era originariamente in posto si è compenetrato con il materiale di rinterro (materiale rosa chiaro);

  - il restante 57% di fango è rimasto in posto al di sotto del riempimento.

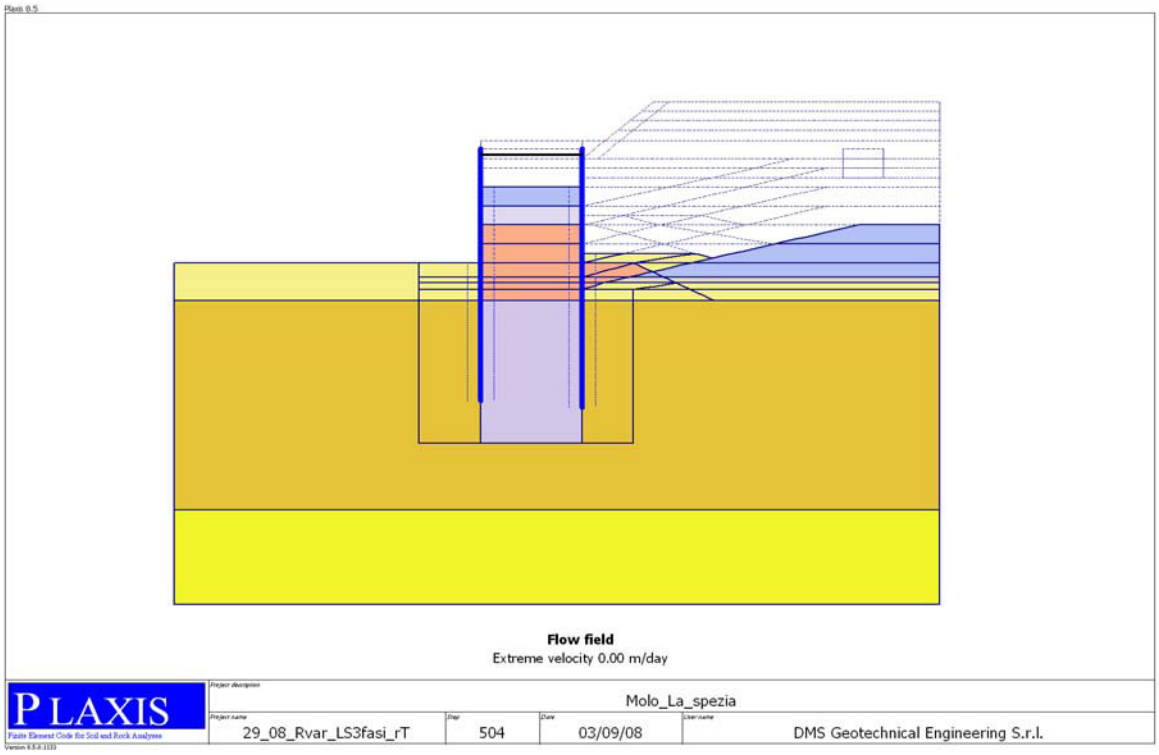


Figura 2 – Input f6_rinfianco1_r1

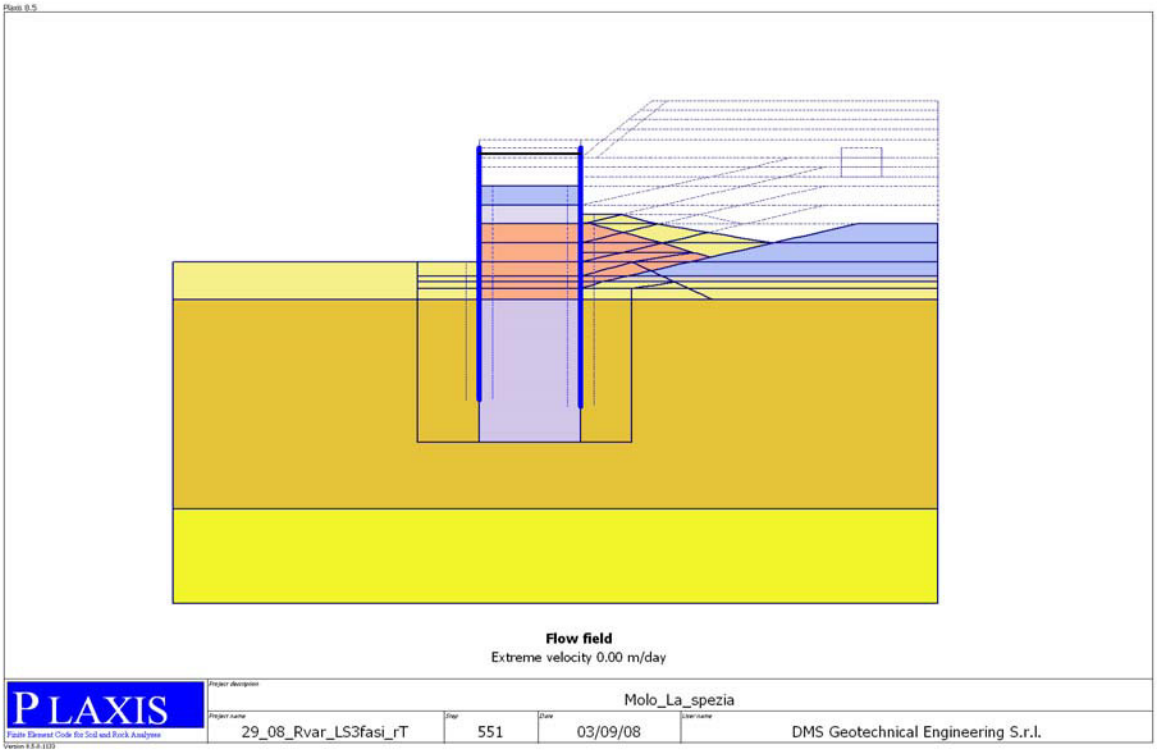


Figura 3 – Input f6_rinfianco2

- Nella fase 7 si prosegue il riempimento del "cofferdam" con materiale di rinterro raggiungendo la quota -1.0 m slm.

- Nella fase 8 si completa il riempimento del "cofferdam" con materiale arido (scapolame da cava) raggiungendo la quota 0.0 m slm.

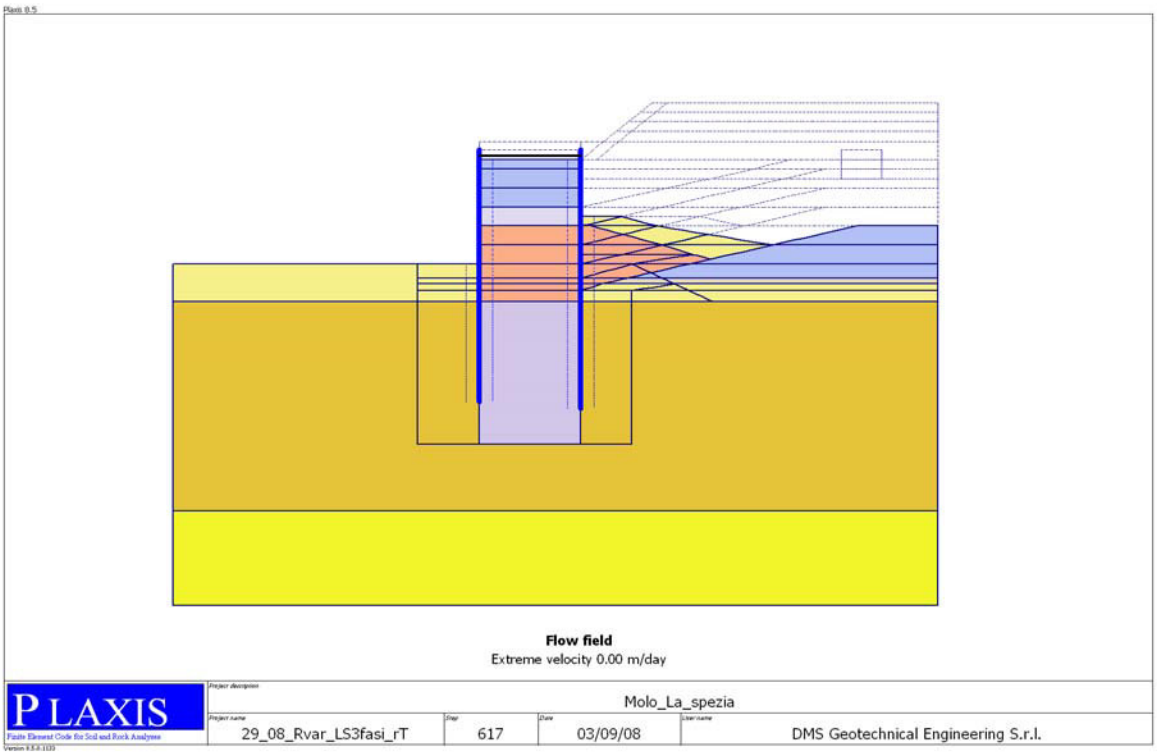


Figura 4 – Input f8_c6.

- Nella nona fase si prosegue con il rinterro a tergo del palancolato interno:
  - il 50% del fango originariamente distribuito su un'estensione lineare di circa 35.0 m, e che aveva una altezza media di 4.0 m, si è dislocato;
  - il 20% del fango che era originariamente in posto si è compenetrato con il materiale di rinterro;
  - il restante 30% di fango è rimasto in posto al di sotto del riempimento.

- Nella fase 10 si rinterra a tergo del palacolato interno. Nella modellazione si è considerata la tendenza del fango a salire in superficie: in tale fase il rinterro ha raggiunto quota -3.0 m slm ed il fango -5.0 m slm.

- Nelle fasi 11 e 12 si simula il rinterro a tergo del palancolato con fango in sito che risale fino alla quota di -2.0 m slm.

- Nella fase 13 (mediante 2 fasi di calcolo distinte) viene simulata la realizzazione del blocco ed attivazione del tirante interno.

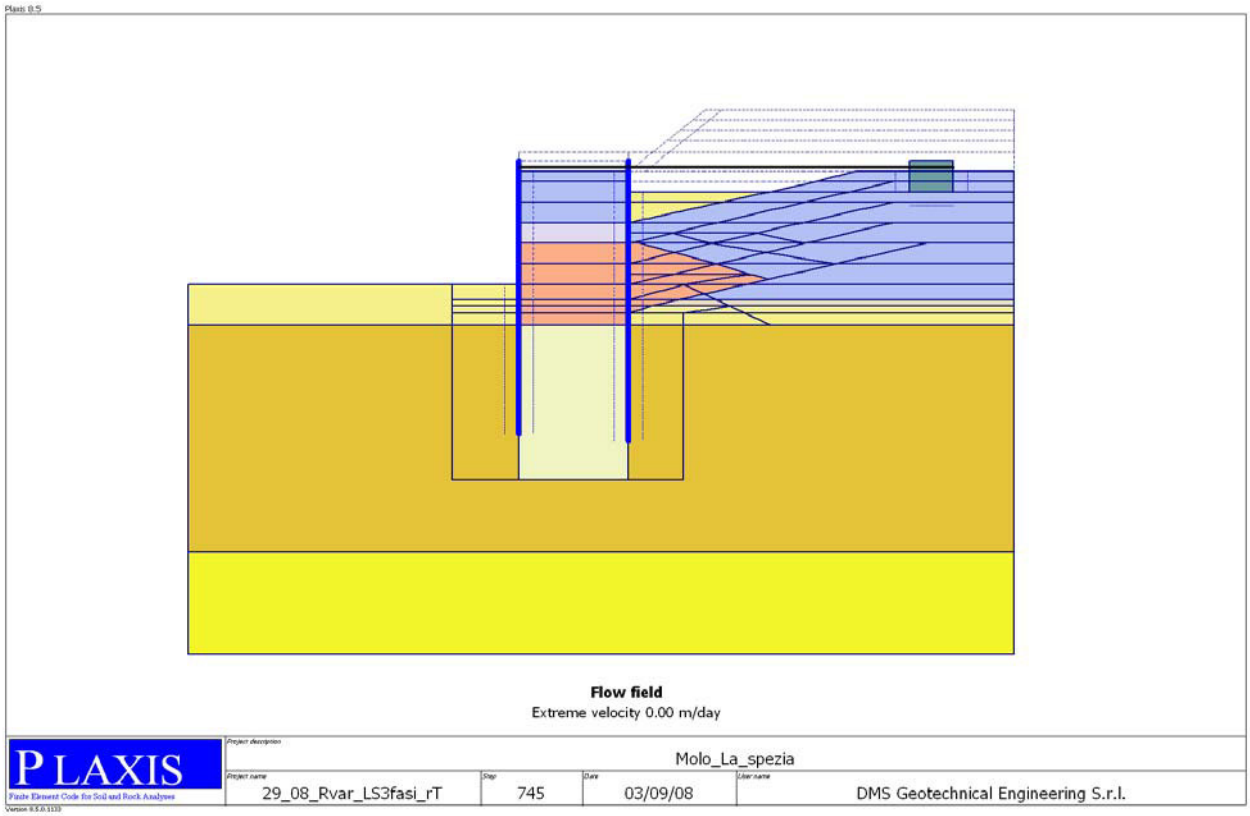


Figura 5 – Input f13_pretiro.

- Nella fase 14 si completa il rinterro fino alla quota 0.0 m slm con il fango in sito completamente compenetrato.

- Nella fase 15 si completa il riempimento a tergo del cofferdam a quota +1.85 m slm.

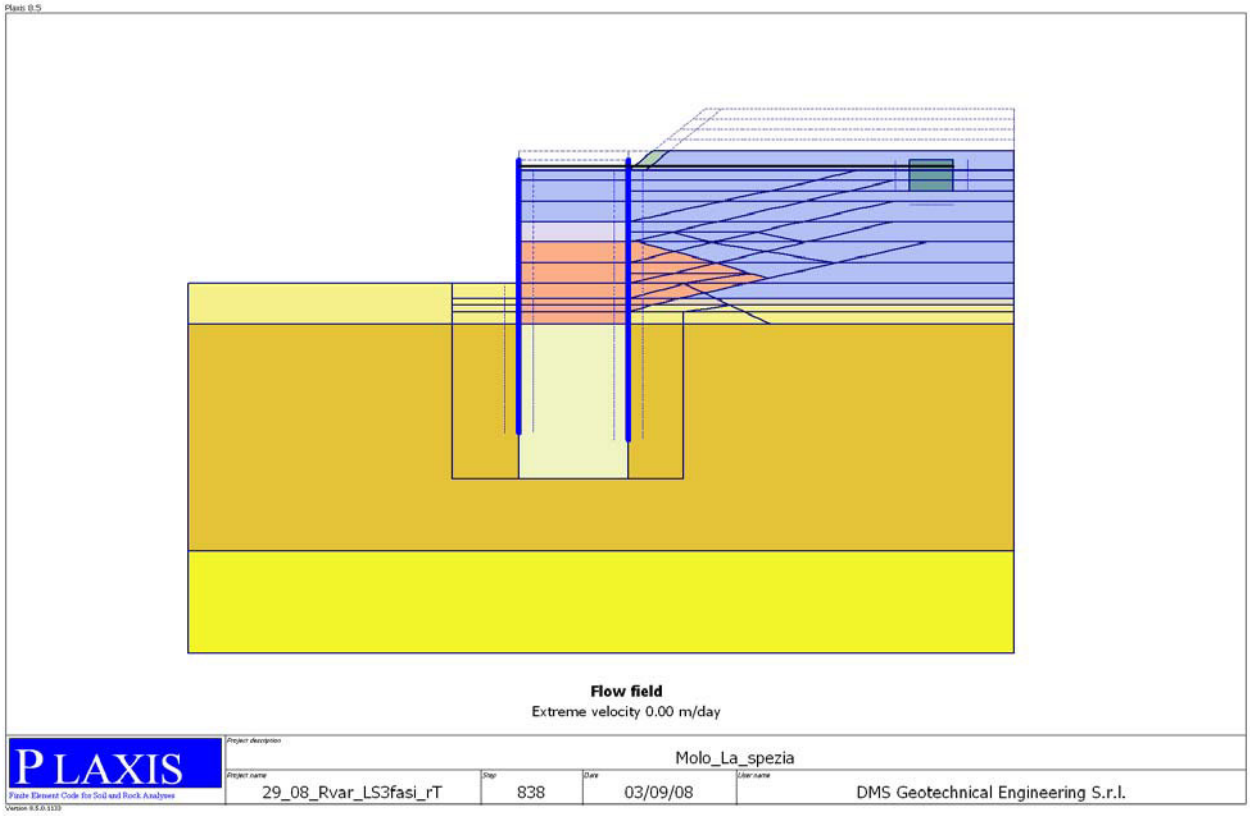


Figura 6 – Input f15_r7

- Nella fase 16 si simula la realizzazione dei cordoli e della soletta di collegamento, con inglobamento del tirante nella struttura definitiva. Lo spazio vuoto sottostante la struttura di completamento del cofferdam (Figura 7) è legata al fatto che gli elementi plates geometricamente sono inseriti in corrispondenza dell'asse della soletta.

- Nella fase 17 si considerano le condizioni di esercizio dell'opera applicando i sovraccarichi esterni distribuiti pari a 40kPa

- Seguono le fasi di calcolo fase 18 e 19 nelle quali si analizza la condizione di esercizio di tiro bitta e la condizione sismica. Entrambe le fasi hanno come condizione di input la fase 17.

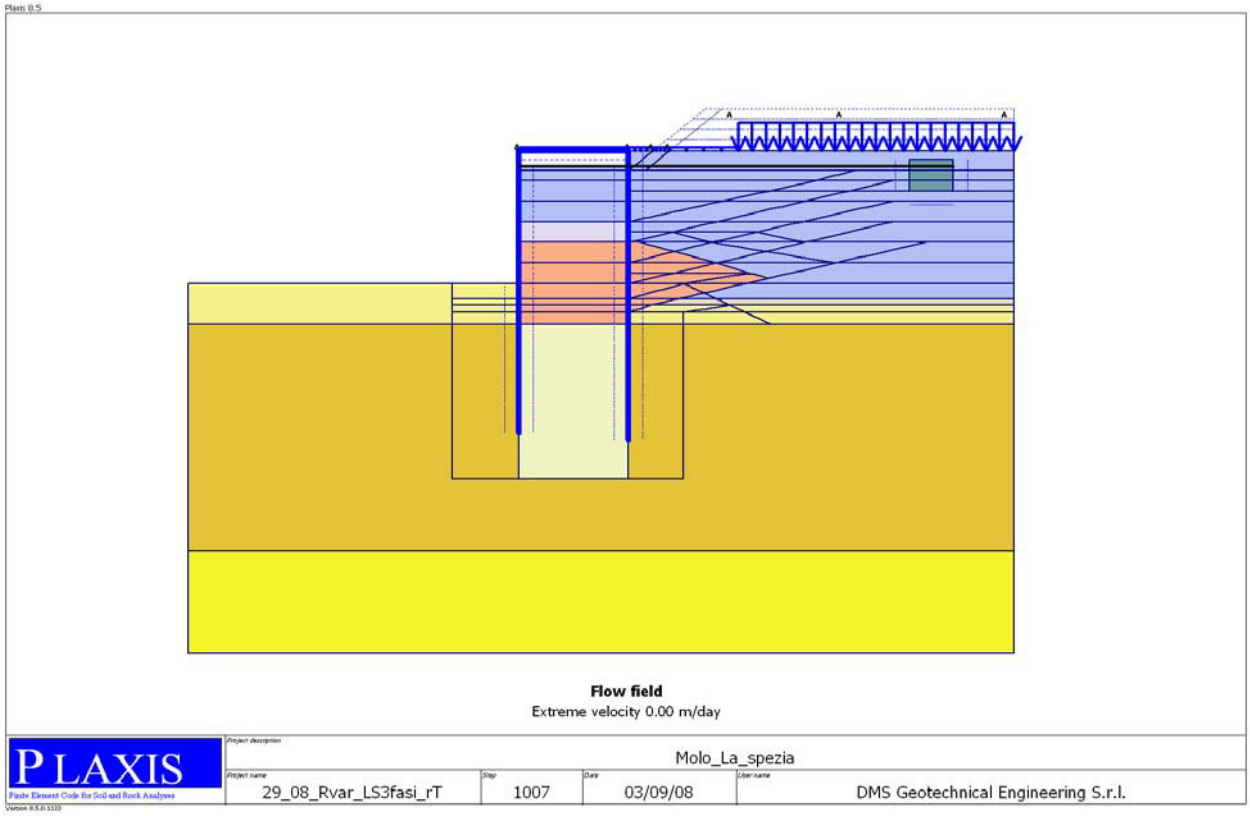


Figura 7 – Input f17_esercizio_40kPa

APPENDICE B: VERIFICHE GIUNTI DI TESTA PALANCOLATO LATO OVEST

In riferimento alla tavola 07P23_T_F03B, "Giunti di testa - Lato ovest", sono state eseguite verifiche di sicurezza per i giunti secondo il criterio delle tensioni ammissibili. Sono stati analizzate varie condizioni limite di utilizzo del palancolato:

- Innalzamento tramite mezzi meccanici (condizione trave appoggiata)
- Trasporto verticale
- Infissione tramite battitura
- Condizioni di esercizio (analisi numeriche)

Le condizioni sono state analizzate considerando eventuali effetti dinamici, effetti del secondo ordine legati alla possibile instabilità trasversale ed assumendo schemi di calcoli cautelativi. La situazione maggiormente gravosa è risultata la condizione di esercizio. Le relative verifiche sono riportate nello schema seguente (per maggiori dettagli si veda quanto indicato al paragrafo 5.3).

Verifica saldatura (metodo tensioni ammissibili) - FASE DI ESERCIZIO

Max stato di sollecitazione in corr. palancola saldata (z = 9m)

sollecitaz. momento a metro lin. palanc.	M_2 =	375.2	kNm/m	
sollecitaz. taglio a metro lin. palanc.	T =	161.0	kN/m	*max taglio in corr. palancolato*
sollecitazione sforzo normale	N =	301.0	kN/m	
interasse profilati (AZ36 - doppio)	i =	1.260	m	

Su ogni palancola tipo AZ 36 - doppia:

sollecitazione momento M_p =	375.2 x	1.26 =	472.8	kNm =	0.473	MNm
sollecitazione taglio T_p =	161.0 x	1.26 =	202.9	kN =	0.203	MN
sollecitazione assiale N_p =	301.0 x	1.26 =	379.3	kN =	0.379	MN

Geometria palancola tipo AZ 36 - doppia:

Altezza h:	460	mm
Larghezza b:	1 260	mm
Spessore della ali tw:	18	mm
Spessore dell'anima tf:	14	mm

Materiali

Piastre:	S375 (Fe510)	σ_{adm} =	240	MPa	
		τ_{adm} =	139	MPa	
Profilati:	S390	σ_{adm} =	260	MPa	
Saldature:					
σ(max) = 0,70 * σ(adm) =	0.7 x	240 =	168	MPa	

Verifica a momento delle piastre frontali

numero totale piastre/elemento	n =	4		
spessore piastra	s =	15	mm	
larghezza piastra	l =	120	mm	
altezza piastra	h =	500	mm	
area di ogni piastra	A_p =	1800	mm2	
braccio di forza medio piastre	h_p =	442	mm	
momento res. piastre	W_p =	3.2E-03	m3	
tensione di trazione nelle piastre $\sigma = M_p / Wp$ =		149	MPa	< 240 MPa
		VERIFICATO		

tens. di compressione nelle piastre $\sigma = M_p / Wp$ =		149		
tens. di compressione nelle piastre $\sigma = N_p / Ap$ =		26		
		175	MPa	< 240 MPa
		VERIFICATO		

Verifica a taglio della piastra obliqua

numero totale piastre/elemento	n =	1	
spessore piastra	s =	15	mm
larghezza piastra	l =	250	mm
altezza piastra	h =	120	mm
area totale piastre	A_p =	3750	mm2

tensione di taglio nella piastra $\tau = Tp / Ap$ =		54	MPa	< 139 MPa
		VERIFICATO		

verifica-piastra-saldata_r6.xls

Verifica delle saldature:

a) verifica cordoni longitudinali piastra frontale - trazione (o compressione)

sollecitazione momento $M_{p,2}$ = 100% x 0.473 = 0.473 MNm

forza vert. $N_{p,2} = M_{p,2} / h$ = 0.473 / 0.460 = 1.028 MN

lunghezza saldatura l_{1v} =	250 mm	cordoni longitudinali interni		
lunghezza saldatura l_{2v} =	250 mm	cordoni longitudinali esterni		
altezza saldatura a_{1v} =	10 mm	num. cordoni long. interni n_{1v} =	4	
altezza saldatura a_{2v} =	10 mm	num. cordoni long. esterni n_{2v} =	4	

$\tau_{//} = N_{p,2} / (n_{1v} \times a_{1v} \times l_{1v} + n_{2v} \times a_{2v} \times l_{2v})$ = 51 MPa < 168 MPa

VERIFICATO

forza vert. Da sforzo assiale $N_{p,N}$ = 0.379 MN

lunghezza saldatura l_{1v} =	250 mm	cordoni longitudinali interni		
lunghezza saldatura l_{2v} =	250 mm	cordoni longitudinali esterni		
altezza saldatura a_{1v} =	10 mm	num. cordoni long. interni n_{1v} =	8	
altezza saldatura a_{2v} =	10 mm	num. cordoni long. esterni n_{2v} =	8	

$\tau_{//} = N_{p,2} / (n_{1v} \times a_{1v} \times l_{1v} + n_{2v} \times a_{2v} \times l_{2v})$ = 9 MPa < 168 MPa

VERIFICATO

Tensione totale sui cordoni compressi $\tau_{// tot}$ = 61 MPa < 168 MPa

VERIFICATO

b) verifica cordoni trasversali piastra obliqua - taglio

lunghezza saldatura l_{1o} =	250 mm	cordoni trasversali interni		
lunghezza saldatura l_{2o} =	0 mm	cordoni trasversali esterni		
altezza saldatura a_{1o} =	10 mm	num. cordoni trasv. interni n_{1o} =	1	
altezza saldatura a_{2o} =	0 mm	num. cordoni trasv. esterni n_{2o} =	0	

$\tau_{\perp} = T_p / (n_{1o} \times a_{1o} \times l_{1o} + n_{2o} \times a_{2o} \times l_{2o})$ = 81 MPa < 168 MPa

VERIFICATO

verifica-piastra-saldata_r6.xls

dott. geol. Enzo IACOPINI
geologia & geotecnica

Studio tecnico: Piazza Cavour, 32/8
19121 - La Spezia (SP) ITALY
tel. e fax: +39 0187 257 072
mobile: +39 335 138 1266
e-mail: enzo.iacopini@gmail.com
PEC: enzo.iacopini@epap.sicurezzapostale.it

SEPOR S.p.A.

RELAZIONE GEOLOGICO - TECNICA PRELIMINARE SUI TERRENI DI FONDAZIONE RELATIVI ALLA NUOVA ZONA DI ESPANSIONE DEL MOLO GIUSEPPE GARIBALDI PRESSO IL PORTO MERCANTILE DELLA SPEZIA, IN SUPPORTO AL PROGETTO PRELIMINARE DEI LAVORI PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO DI DEPURAZIONE.

INDAGINE ESEGUITA AI SENSI ED IN OTTEMPERANZA AL DISPOSTO DEL D.M. 11/03/1988 E RELATIVA CIRCOLARE ATTUATIVA DEL MIN. LL. PP. N. 30483 DEL 24/09/1988, AL TESTO UNICO DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (D.M. 14/01/2008), ALLA NORMATIVA DEI PIANI DI BACINO STRALCIO PER LA TUTELA DAL RISCHIO IDROGEOLOGICO (COMMA 1, ART. 1, DEL D.L. 180/98, CONVERTITO CON MODIFICHE IN L. 267/98), ED IN COERENZA ALLE NORME GEOLOGICHE DI ATTUAZIONE AL P.U.C. DELLA SPEZIA.

IL TECNICO:

dott. geol. Enzo IACOPINI



NOVEMBRE 2016

NS. RIF. 38516

1. PREMESSA

Le note che seguono illustrano lo studio geologico – tecnico preliminare condotto sui terreni di fondazione del nuovo impianto di depurazione della SEPOR S.p.A, previsto sull'area di espansione realizzata nel molo G. Garibaldi (denominata Campo B) presso il Porto Mercantile della Spezia, per supportare il progetto strutturale dei lavori per la realizzazione di "Piattaforma polifunzionale per la gestione dei rifiuti pericolosi e non, sita nel Porto Mercantile, Molo Garibaldi".

Per l'inquadramento territoriale si veda alla tavola 1.

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008. Testo Unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni;

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2008 – Circolare 2 febbraio 2009;

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale – Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007;

Eurocodice 8 (1998) – Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003);

Eurocodice 7.1 (1997) Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali. UNI;

Eurocodice 7.2 (2002) Progettazione geotecnica – Parte II:Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI;

Eurocodice 7.3 (2002) Progettazione geotecnica – Parte II:Progettazione assistita da prove in sito (2002). UNI;

Decreto Legge 180/98, convertito con modifiche in L. 267/1998 (normativa dei piani di bacino stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico);

Decreto Legislativo n. 152/2006 - Norme in materia ambientale.

Il presente elaborato è stato infine realizzato in coerenza alle norme geologiche di attuazione al PUC della Spezia.

Nelle ipotesi di progetto le opere fondazionali dell'impianto sono di tipo profondo (pali) in modo da trasferire le tensioni di carico agli strati più profondi dei fondali marini, senza interferire con la struttura del molo che ospita l'impianto stesso.

2. METODOLOGIA E FINALITÀ

La metodologia di indagine è stata sviluppata secondo le indicazioni impartite dalle "Norme Geologiche di Attuazione" al PUC redatte in base alla Carta Geologica di Zonizzazione e

Suscettività d'Uso del Territorio (vedasi stralcio allegato alla tavola 2), nella quale l'intervento edificatorio in questione è localizzato su un'area con classe di assegnazione **C1** (condizionata medio – bassa), e risulta del **TIPO IVb** - per la quale ogni altro intervento modificatorio e ogni altra costruzione edilizia di qualsiasi destinazione e fruizione, la quale comporti scavi e sbancamenti, o riporti, o strutture murarie di sostegno, o scarpate libere, o volumi edilizi eccedenti i limiti considerati nei punti precedenti (volumi maggiori di 5000 mc); a tale classe (con tale tipologia d'intervento) corrisponde un **MODO 5/b** per l'esecuzione di una relazione esecutiva di **3° livello** in fase di progetto, mentre nella fase di realizzazione è prevista una campagna geognostica integrativa di tipo "completo".

Pertanto lo studio è stato articolato nelle seguenti fasi:

a) la raccolta ed analisi di dati bibliografici afferenti a lavori precedentemente condotti in zona;

b) in particolare sono utilizzate le prospezioni eseguite a mare nel 1998, sul perimetro delle aree di ampliamento del molo Garibaldi, sia sulla zona di ponente sul lato Calata A. Malaspina (denominata Campo A e in corso di realizzazione), sia in testa al molo Garibaldi (denominata Campo B già realizzata), per supportare il progetto dei lavori per la costruzione delle palancolatate che sostengono i riempimenti nelle zone di ampliamento; nel corso di tale campagna furono realizzati n. 10 sondaggi a rotazione con carotaggio continuo, durante i quali vennero prelevati campioni indisturbati ed eseguite prove di SPT con punta chiusa, sui campioni poi furono realizzati test per il riconoscimento e la classificazione, per la determinazione della resistenza al taglio e la deformabilità; il committente di tale indagine fu l'Autorità Portuale della Spezia mentre gli esecutori materiali, la GEOTER della Spezia (Dr. Geol. G. Gabriele);

c) nel 2007, nel corso della realizzazione dei lavori relativi all'ampliamento del Campo B, insorsero alcuni problemi sulla palancolata di levante (deformazioni e spanciamento) e per tali ragioni l'"impresa costruttrice (Società Italiana per Condotte d'Acqua S.p.A.) affidò al Prof. Ing. S. Miliziano della DMS Geotechnical Engineering S.r.l. l'incarico per una perizia di variante finalizzata a risolvere le problematiche strutturali della palancola del Campo B, il quale commissionò una nuova indagine mediante: n. 6 sondaggi geognostici, l'esecuzione di n. n. 28 prove SPT in foro con campionatore Raymond, il prelievo di n. 17 campioni indisturbati (con infissione a pressione della fustella) e le conseguenti prove di laboratorio geotecnico, inoltre sono state realizzate n. 10 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) ed infine è stato posizionato un estensimetro incrementale fino alla profondità di - 40.00 mt. nella zona est del rilevato, quindi sottoposto a monitoraggio (con n. 8 letture) per circa 5 mesi;

d) le indagini pregresse hanno sempre interessato le zone a mare nell'intorno del molo Garibaldi (ad eccezione dell'assestimetro), quindi per avere informazioni sulle caratteristiche meccaniche anche dei materiali utilizzati nella colmata, specificatamente nell'area d'intervento assegnata alla SEPOR S.p.A., è stato realizzato un sondaggio

geognostico fino alla profondità di - 40 mt. dal p.c. con perforazione a distruzione di nucleo nel materiale di riporto fino a - 12.0 metri da p.c. poi a carotaggio continuo fino al termine, con esecuzione di n. 6 Standard Penetration Test a punta chiusa nel materiale di deposizione antropica (è stato anche tentato un campionamento indisturbato senza successo) ed il prelievo di n, 4 campioni indisturbati (con campionatore Shelby) nei terreni di deposizione naturale;

e) sui campioni indisturbati estratti, sono state realizzate prove di riconoscimento per classificazione (Granulometrie complete e Limiti di Atterberg), per la determinazione dei parametri fisici (Peso di volume, Contenuto d'acqua, Peso specifico dei grani) per la determinazione della resistenza al taglio (Taglio diretto CD, Triassiale UU) e deformabilità (Edometrica 16 kg);

f) nel foro di risulta del sondaggio è stato rilevato il livello di falda ed infine cementato un tubo in PVC ad alta resistenza per l'esecuzione di un test sismico DOWN - HOLE, per la caratterizzazione dei terreni sotto il profilo sismico (Vs_{30}) e la determinazione del modulo di elasticità fino alla profondità raggiunta;

g) l'analisi delle ipotesi di progetto per la realizzazione delle opere fondazionali;

h) le considerazioni conclusive con l'individuazione delle sensibilità, sotto il profilo geologico e geotecnico, dei terreni nei riguardi dell'intervento e le indicazioni progettuali.

Le motivazioni che danno congruità allo studio così articolato, sono rappresentate da una approfondita conoscenza dei terreni presenti nei fondali marini dove insiste il molo Garibaldi e quindi l'area d'intervento; da cui non si ritengono necessarie ulteriori prospezioni in questa fase di progettazione.

L'indagine è quindi finalizzata alla individuazione della compatibilità geologica a livello locale dell'intervento e supporta la progettazione architettonica dei manufatti, specificatamente sono forniti i parametri per una stima della capacità portante dei terreni e del cedimento prevedibile delle fondazioni, oltre nella disciplina delle acque superficiali, anche in prospettiva sismica.

3. LINEAMENTI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI ED IDROGEOLOGICI GENERALI

L'area in studio si inquadra nello specchio di mare antistante la zona centrale della piana della Spezia; i terreni che si rinvengono sono di natura alluvionale di età quaternaria e la struttura del deposito è riconducibile in una copertura sedimentaria (si veda alla tavola 3) che poggia su un substrato roccioso arenaceo.

Lo spessore è variabile da zona a zona, comunque sempre maggiore in asse al golfo e crescente in direzione mare aperto, come del resto viene confermato dalle prospezioni eseguite a scopo geognostico sia sui fondali che sulla terra ferma.

La natura litologica dei terreni è condizionata dall'ambiente di sedimentazione, quindi influenzata dalle ingressioni e regressioni marine per effetto delle oscillazioni climatiche legate ai cicli glaciali e post-glaciali; in particolare il deposito è costituito da alternanze di sedimenti a granulometria fine (limi e argille) intercalati a livelli di sabbie e ghiaie che confermano l'evoluzione del bacino di sedimentazione da mare profondo a poco profondo; tale aspetto si evidenzia con la presenza di paleospiagge costituite da sedimenti grossolani ossidati nelle fasi di emersione, tali considerazioni trovano conferma delle osservazione di livelli ghiaiosi intercettati nella perforazione del sondaggio, la cui colorazione giallo - ocra ne conferma l'ossidazione..

Il rinvenimento di materiali torbosi, specie nei livelli più superficiali del deposito, definisce ancora più l'ambiente deposizionale, che da mare più profondo evolve ad uno di tipo lagunare - salmastro.

4. MODELLAZIONE LITOSTRATIGRAFICA DEI TERRENI

Per la ricostruzione litostratigrafica di dettaglio dei terreni relativi all'area d'intervento sono state utilizzate le indicazioni fornite dal sondaggio S1 realizzato appositamente sul Molo Garibaldi e da quelli realizzati in diverse campagne di prospezioni sui fondali marini per l'intervento di ampliamento del molo stesso.

In particolare della campagna realizzata nel 1998 è stato utilizzato il sondaggio S10 mentre della campagna di prospezioni realizzata nel 2007 sono stati utilizzati ol Sondaggio SN1 e la prova penetrometrica statica CPTU10.

Nella tavola 4 è rappresentata l'ubicazione dei test utilizzati nella ricostruzione della situazione litostratigrafica proposta nella sezione A-A di tavola 5 e la relativa legenda.

In base alle informazioni così ottenute, di seguito viene proposta una stratigrafia semplificata dei terreni in esame che considera le prevalenze litologiche, alle quali corrisponde peraltro un analogo comportamento meccanico:

strato a: *FANGO* – spessore medio variabile da 5 a 6 metri, è costituito da sedimenti limo - argillosi in sospensione con consistenza praticamente nulla (si veda in sezione il grafico della resistenza alla punta nella CPTU10); nella formazione del rilevato, tale materiale è stato precedentemente rimosso prima delle operazioni di colmata, il colore è grigio scuro, quasi nerastro;

strato a' *MATERIALE DI RIPORTO* – spessore di 14.9 metri (cfr. stratigrafia), costituito da materiale di riempimento di varia natura, in prevalenza di natura terrosa proveniente da scavi di sbancamento e fresato di galleria, ma anche dalle demolizione di strutture edili, quindi con resti di conglomerato cementizio, di laterizi, di pavimentazioni e coperture, il colore è giallo - ocra talora rossastro;

strato b: *ARGILLA TORBOSA DEBOLMENTE LIMOSA* – spessore di circa 1.70 metri, costituito in prevalenza da argille plastiche debolmente limose, all'interno si rinvengono frequentemente resti vegetali (alghe) e conchiglie, sono fetidi e di scarsa consistenza, il colore è grigio - nerastro;

strato c: *SABBIA E GHIAIA CON LIMO* – spessore di circa 10 metri, costituito dalla alternanza di livelli ghiaiosi e sabbiosi in matrice argillo - limosa, comunque di buona consistenza il colore è grigio scuro ma nelle passate ghiaiose è risultato giallo - ocra; tale strato è intercalato con livelli limo - argillosi del successivo strato d, talora in strati lenticolari, in corrispondenza di questo strato, a circa - 25 metri dal l.m.m. sono incastrate le palancolate che delimitano la struttura del molo;

strato d: *LIMO ARGILLOSO DEBOLMENTE SABBIOSO* – di questo litotipo se ne rinviene uno strato dello spessore medio di circa 3 metri, ma anche in forma lenticolare senza soluzione di continuità, di scarsa consistenza appare con un tenore di sabbia sempre crescente con la profondità; il colore è grigio;

strato e: *LIMO SABBIOSO DEBOLMENTE ARGILLOSO* – spessore di 10 ÷ 11 metri, di buona consistenza è localmente interessato da passate ghiaiose ed anche come il precedente denota una percentuale di sabbia sempre maggiore negli strati più profondi, il colore è prevalentemente grigio.

strato f: *SABBIA LIMOSA DEBOLMENTE ARGILLOSA* – lo spessore dello strato nel sondaggio di riferimento è di circa 3 metri, ma è stato rivenuto con potenze che raggiungono i 13 metri nei sondaggi realizzati con le precedenti campagne che hanno raggiunto profondità maggiori (fino a - 50 metri dal l.m.m.), molto addensato sembrerebbe la copertura del substrato roccioso arenaceo, il colore è giallo - ocra con zonature grigie .

La successione litostratigrafica proposta deve intendersi come rappresentativa di una situazione mediata poiché, in effetti, nella perforazione è stata riscontrata una sequenza di litologie più complessa, con frequenti intercalazioni di sedimenti a composizione granulometrica - tessiturale molto differenti fra loro.

Nella sezione litostratigrafica interpretativa A – A a scala 1/200 proposta alla tavola 5 viene rappresentata la situazione così come descritta.

5. MODELLAZIONE FISICO – MECCANICA DEI TERRENI

Per quanto concerne la caratterizzazione dei terreni sotto il profilo fisico e meccanico, in questa fase viene fatto riferimento all'elaborato del Prof. Ing. Salvatore Miliziano, realizzato per la stesura della variante in corso d'opera relativa alla introduzione di una nuova palancolata intirantata (cofferdam) parallela a quella esterna delimitante l'ampliamento del molo (Campo B).

Tale elaborato viene allegato di seguito; in fase esecutiva verrà successivamente prodotto un documento per supportare il calcolo strutturale delle opere fondazionali, contenente l'esito e le elaborazioni dei dati ottenuti da prove ed analisi sui campioni prelevati nel sondaggio appositamente realizzato sul molo Garibaldi e al momento non disponibili.

6. SISMICITÀ – LIQUEFAZIONE – FREQUENZA DI RISONANZA

Con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 (modificata ed integrata dall'Ordinanza n. 3316), sono stati approvati i "Criteri per l'individuazione delle zone sismiche: individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone", nonché le connesse "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici".

Atteso che il territorio del comune della Spezia non era classificato come sismico ai sensi del D.M. 19/03/1982, l'OPCM n. 3274 al contrario riclassifica l'intero territorio nazionale ed assegna al comune della Spezia una sismicità di zona 3; successivamente con D.G.R n. 1308 del 24/10/2008 e D.G.R. n. 1392 del 19/11/2010 viene assegnato alla sotto-zona 3A, alla quale corrisponde una a_{max} di 0.15g, e nel condurre le verifiche la recente normativa raccomandava l'uso di tale coefficiente di intensità sismica.

Si riporta la tabella ove ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g/g]
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi *stati limite* presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

A tale scopo è necessario definire la classificazione dei suoli e quindi nel foro di risulta del sondaggio, allestito con idoneo tubo in PVC, è stato realizzata una prova DOWN-HOLE dalla quale si ricavano la velocità delle onde di taglio nei terreni fino alla profondità raggiunta e che consentono la classificazione sismica dei suoli; in questa fase tali dati non sono disponibili e

pertanto sia la classificazione sismica come anche la frequenza di risonanza e l'attitudine alla liquefazione dei terreni, verranno introdotti nel successivo elaborato esecutivo.

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE - INDICAZIONI PROGETTUALI

Alla luce di quanto emerso dalla presente indagine, è opportuno rilevare quanto segue:

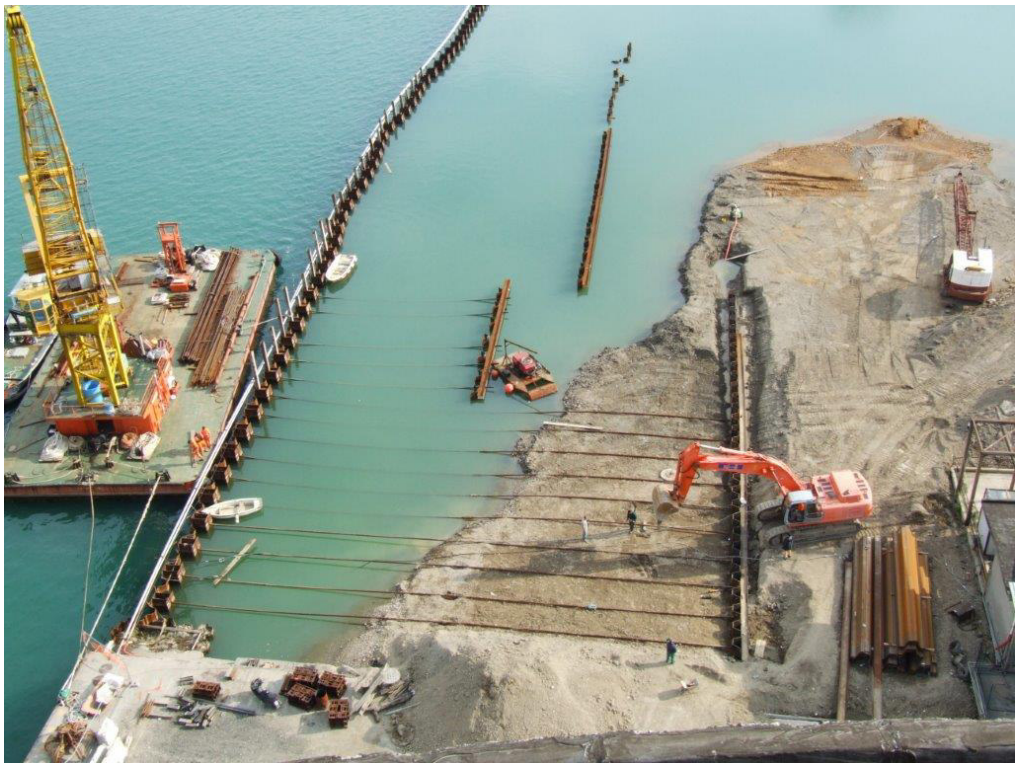
- a livello geologico – geomorfologico – idrogeologico, l'intervento previsto in progetto, risulta compatibile con la situazione riscontrata,;
- la scelta di una fondazione di tipo profondo (pali) mette al riparo da ogni possibile dissesto che possa interessare il molo Garibaldi (peraltro ancora in fase di consolidamento del riempimento), in quanto l'impianto di depurazione in progetto, a livello fondazionale, risulta completamente svincolato dal sito che lo ospita e quindi le tensioni di carico verranno trasmesse ai terreni in profondità senza incrementare le spinte sulle palancolate;
- in questa fase, per una valutazione di massima del numero, lunghezza e diametro dei pali fondazione, i parametri fisico - meccanici del terreni contenuti nell'elaborato del Prof. Ing. S. Miliziano appaiono sufficienti allo scopo.

Pertanto, sotto il profilo geologico è possibile formulare un positivo parere di idoneità dell'intervento previsto in progetto per la richiesta del Permesso di Costruire, ma il calcolo strutturale dovrà necessariamente recepire gli esiti dell'indagine esecutiva con il risultato delle prove di laboratorio geotecnico per la determinazione, in particolare, del modulo edometrico e dei parametri di resistenza al taglio., oltre alla elaborazione del test down - hole per la classificazione sismica dei suoli e la definizione dei moduli di deformabilità in campo elastico.

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



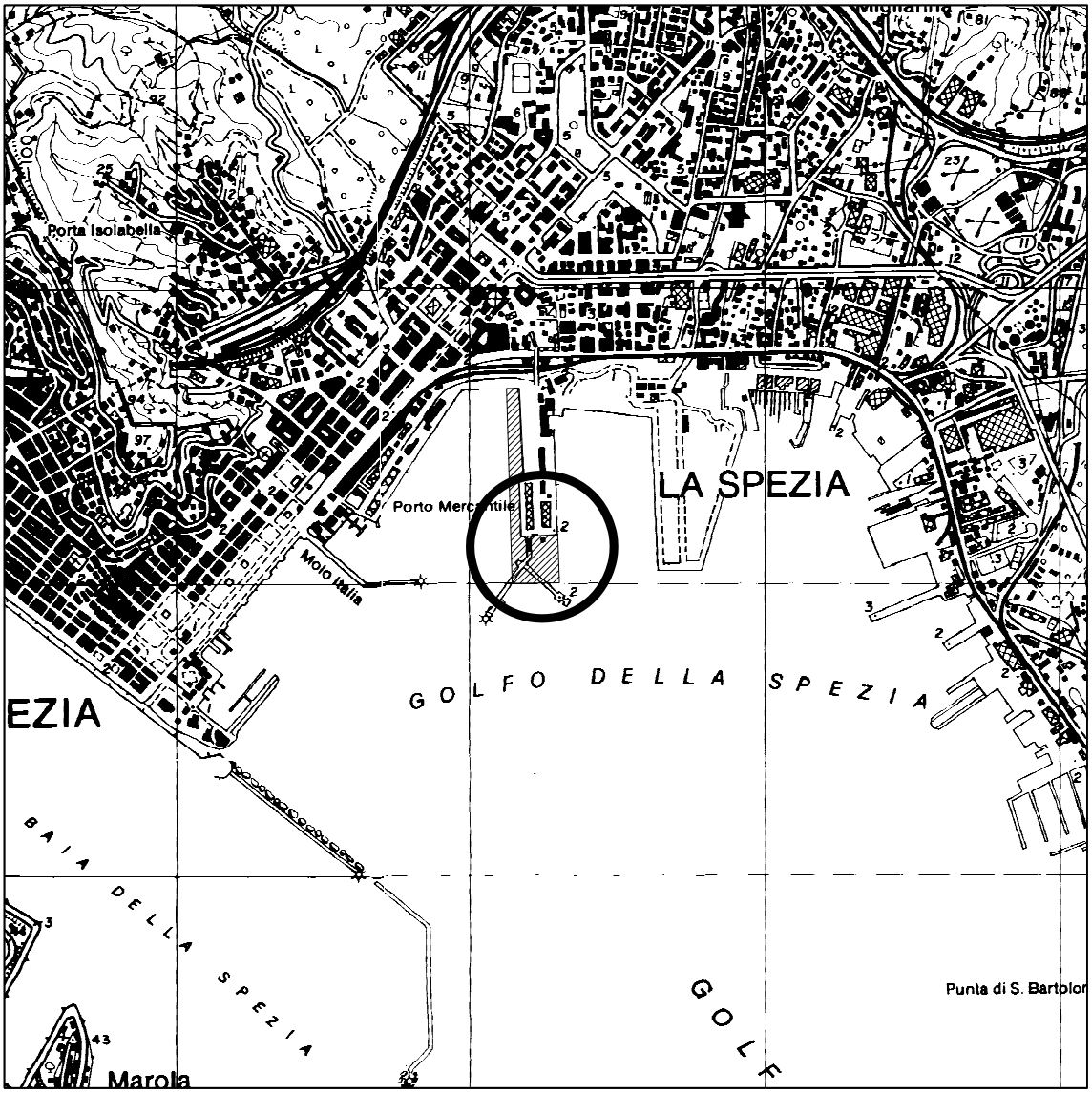
Foto fornite dalla DL dei lavori di ampliamento- Operazioni di riempimento della zona di espansione in testa al Molo Garibaldi (Campo B), si noti l'angolo di scarpa molto acclive che teneva il materiale, l'assenza di fanghi (rimossi) sul fondo e la presenza di materiale lapideo alla base.



ALLEGATI CARTOGRAFICI

TAV. 1

INQUADRAMENTO TERRITORIALE



Legenda

Area in studio

Scala 1:25.000

TAV. 2

STRALCIO DELLA CARTA DI ZONIZZAZIONE GEOLOGICA E DI SUSCETTIVITÀ D'USO DEL TERRITORIO



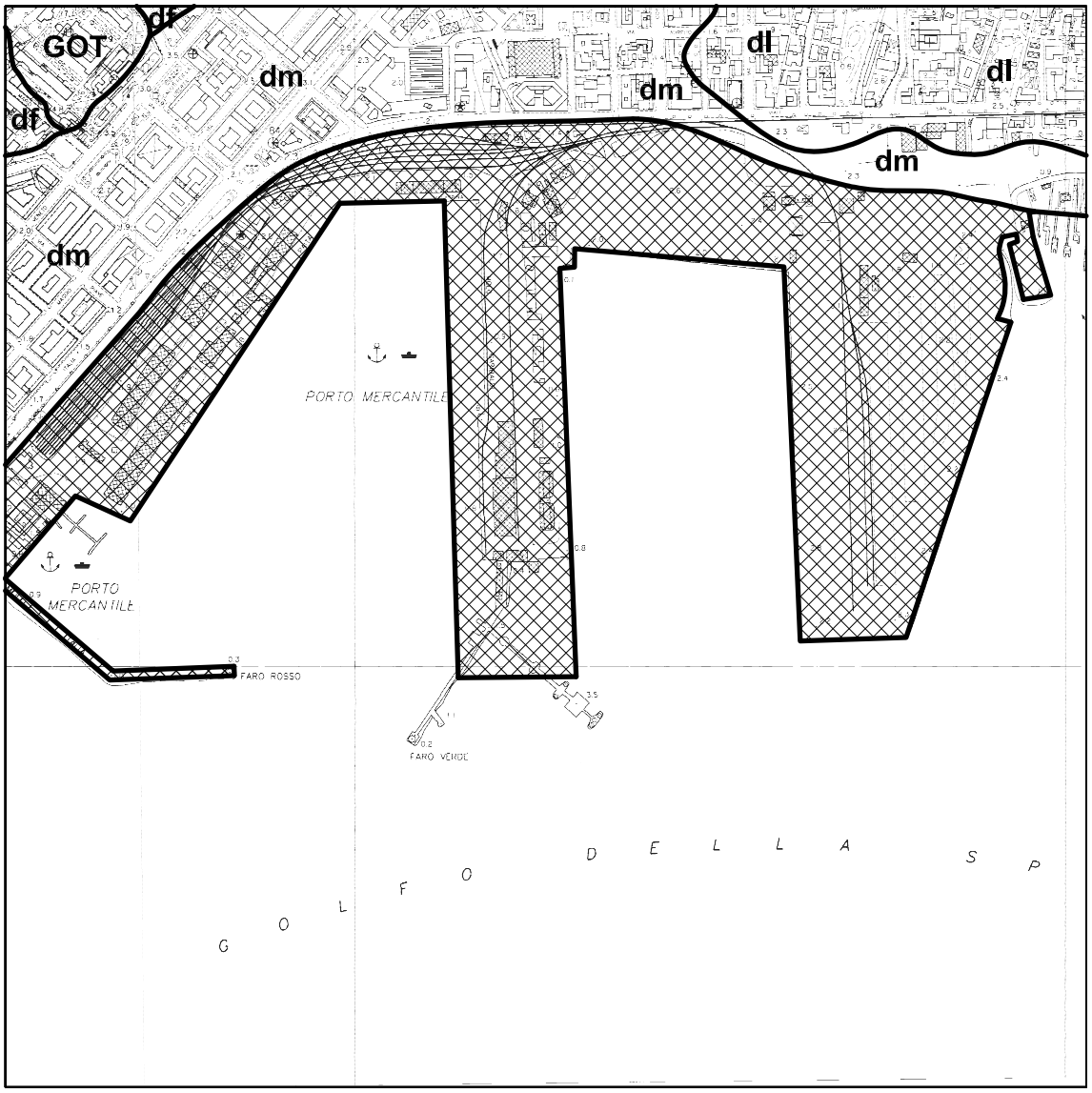
Legenda

Area in classe C1 (con condizionamenti di ordine geologico in senso lato eliminabili con interventi di medio - bassa difficoltà e onerosità) in depositi di origine prevalentemente marina.

Scala 1:10.000

TAV. 3

CARTA GEOLOGICA - GEOMORFOLOGICA

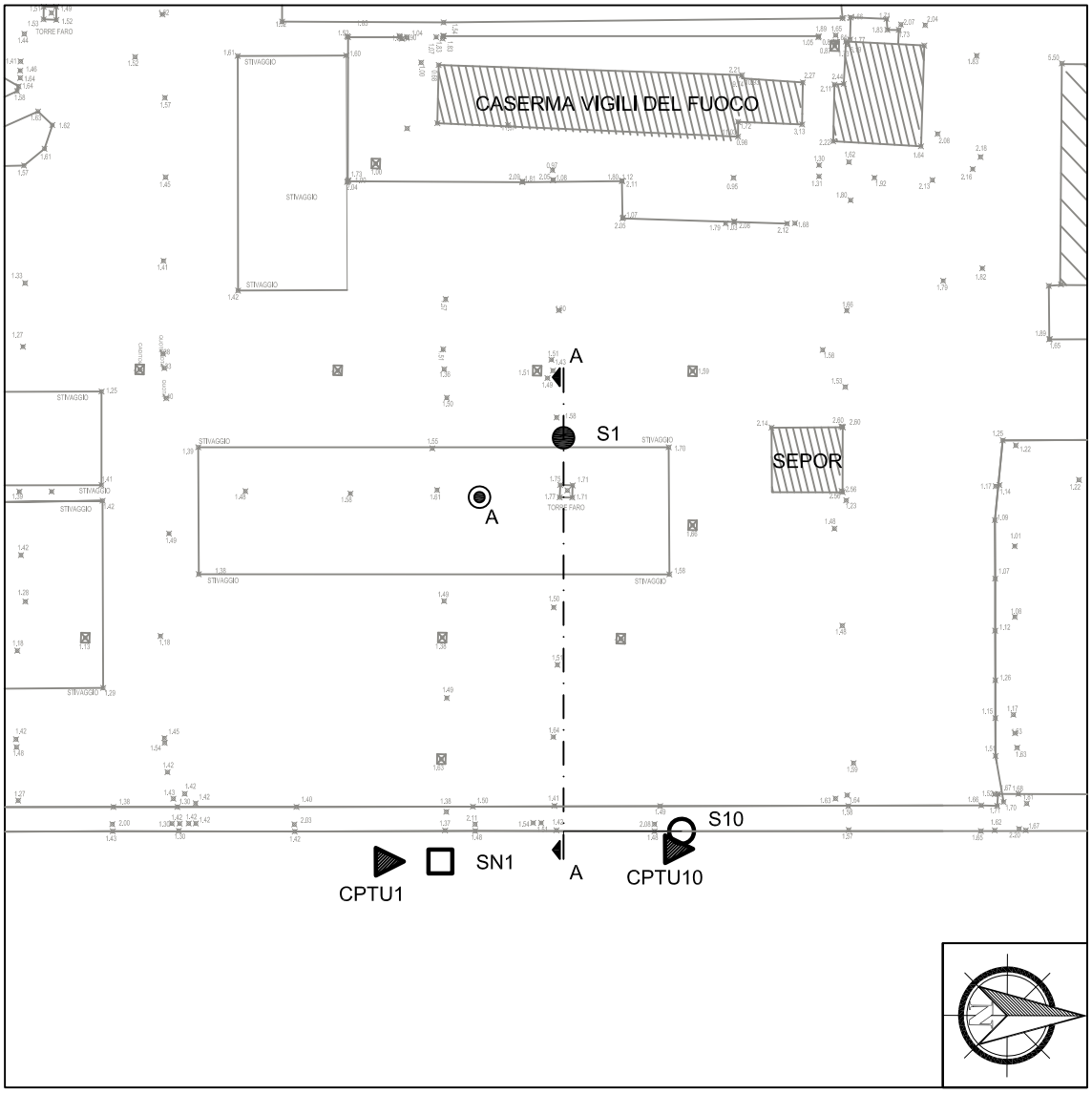


Legenda

Depositi antropici.	
GOT Arenarie del Monte Gottero.	
dm Depositi di origine prevalentemente marina.	
df Depositi di origine prevalentemente fluviale.	
	dl Depositi di origine prevalentemente lacustre.

Scala 1:10.000

UBICAZIONE PROSPEZIONI GEOGNOSTICHE



Legenda

Planimetria

S1	Sondaggio geognostico con test down-hole (campagna 2016).
S10	Sondaggio geognostico a carotaggio continuo (campagna 1998).
SN1	Sondaggio geognostico a carotaggio continuo (campagna 2007).
CPTU10	Prova penetrometrica statica con piezocono (campagna 2007).
A	Assestimetro (campagna 2007).
A–A	Sezione litostratigrafica.

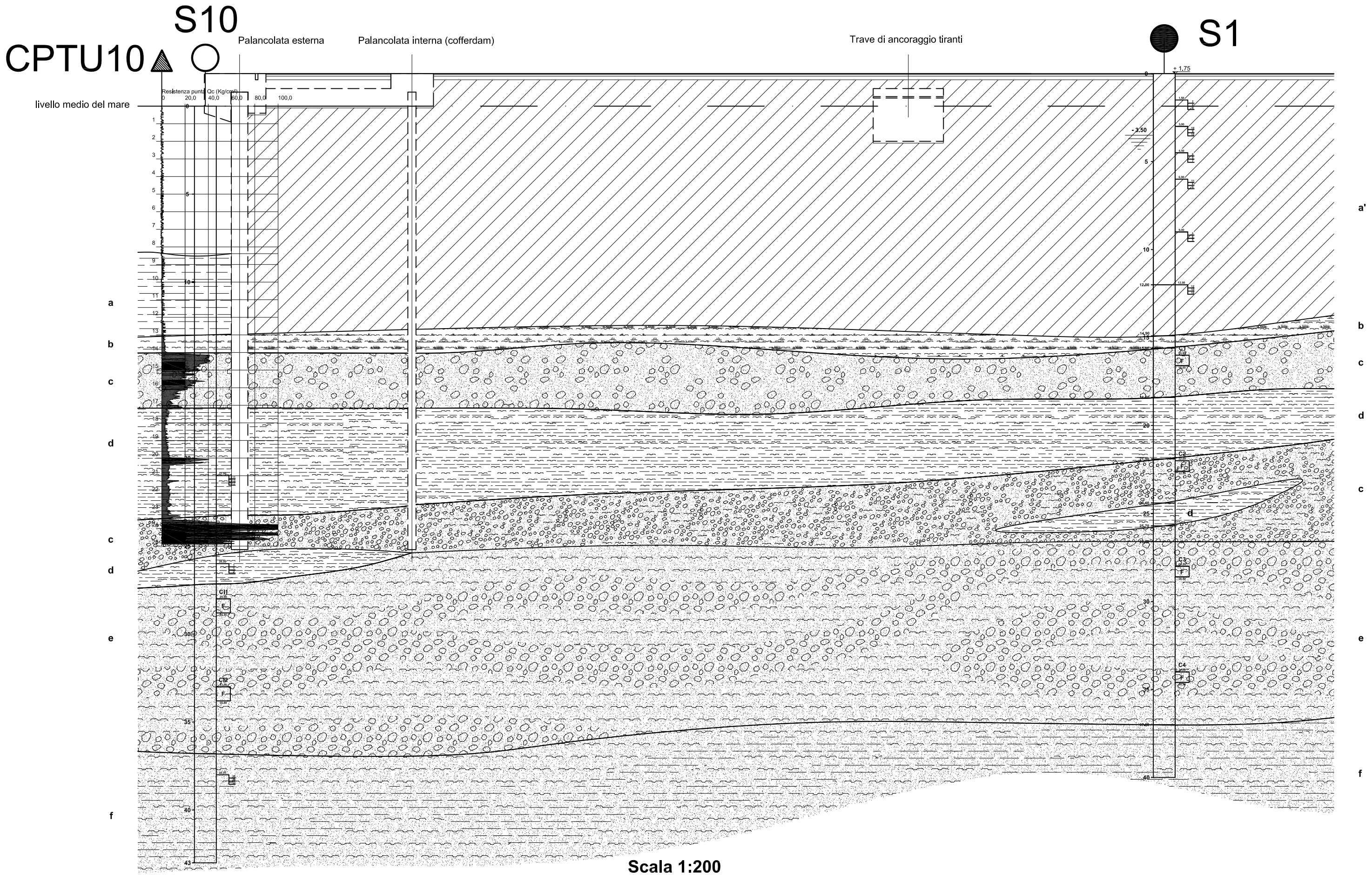
Scala 1:1.000

Sezione

a	Sedimenti fangosi di fondale marino.
a'	Riempimento con materiali di varia natura.
b	Argilla torbosa, debolmente limosa, molto plastica, colore nerastro.
c	Sabbia e ghiaia con limo in matrice argillosa, colore grigio.
d	Limo argilloso debolmente sabbioso, colore grigio.
e	Limo sabbioso debolmente argilloso con passate ghiaiose, colore grigio.
f	Sabbia limosa, debolmente argillosa, colore giallo ocra.

Scala 1:200

SEZIONE STRATIGRAFICA INTERPRETATIVA A - A



Scala 1:200

Dott. Geol. Enzo IACOPINI
geologia & geotecnica

studio tecnico:
Piazza Cavour, 32/8
19121 - La Spezia - ITALY
tel. e fax: (0187)257.072
e-mail: enzo.iacopini@gmail.com
PEC: enzo.iacopini@epap.sicurezzapostale.it

Cantiere: Sepor s.p.a. - Molo Garibaldi - Porto Mercantile della Spezia (SP)

Sondaggio: S1

Quota inizio: + 1.75 mt. s.l.m.

Quota fine: - 38.25 mt. s.l.m.

Posizione:

Foglio: 1 di 2

Coordinate in WGS84:
lat. 44.105359 - long. 9.8392214

Inclinazione:

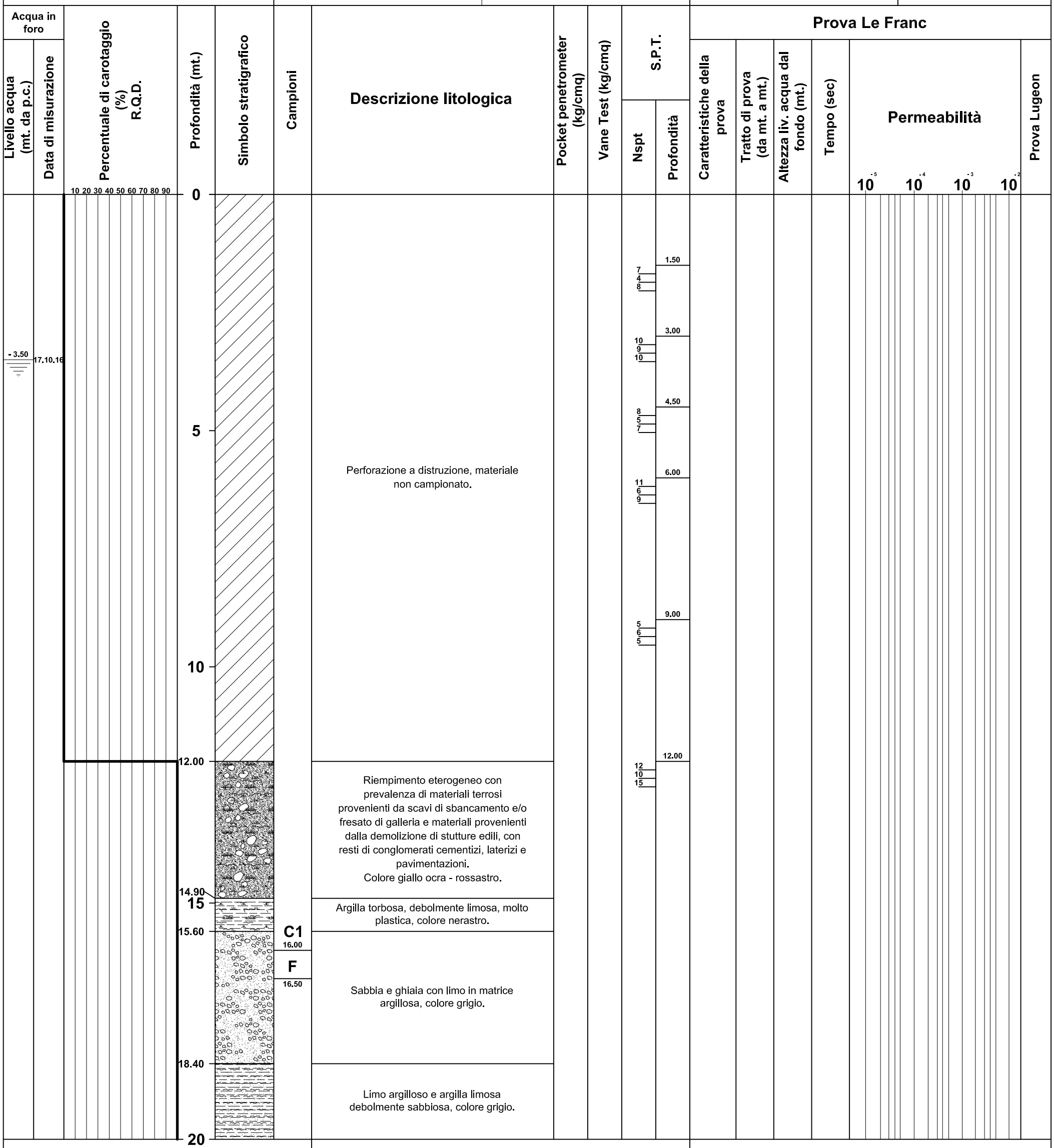
Direzione:

Impresa:
GeoTirreno s.r.l.
Viale Stazione, 39
54100 - Massa (MS)

Iniziato il: 12.10.2016

Ultimato il: 17.10.2016

Profondità: 40 mt.



Note

A - 6.00 mt da p.c. è stato tentato un campionamento indisturbato del riempimento, fallito per lo schiacciamento della fustella.
Al termine della perforazione, nel foro di risulta è stato cementato un tubo in PVC ad alta resistenza, per l'esecuzione di un test down-hole.

Caratteristiche dei campioni

A - Campione rimaneggiato
B - Campione rimaneggiato da SPT
C - Campione rimaneggiato da Vane Test
D - Campione indisturbato Osterberg
E - Campione indisturbato Dennison
F - Campione indisturbato Shelby

Tipo e diametro del foro

	Diametro (mm)	da (mt.) a (mt.)
Rivestimento	127/147	0.00 - 40.00
Foro	101/127	0.00 - 40.00

Compilatore: Dr. Geol. Enzo IACOPINI **Data:** 17 ottobre 2016 **Supervisore:** Dr. Geol. Enzo IACOPINI **Data:** 17 ottobre 2016

Metodo ed attrezzatura di perforazione: a distruzione di nucleo sul riempimento e a rotazione con carotaggio continuo a secco sui terreni naturali carotiere Ø 101 e 127 mm
Sonda MASSENZA M. I.6

Dott. Geol. Enzo IACOPINI
geologia & geotecnica

studio tecnico:
Piazza Cavour, 32/8
19121 - La Spezia - ITALY
tel. e fax: (0187)25.70.72
e-mail: enzo.iacopini@gmail.com
PEC: enzo.iacopini@epap.sicurezzapostale.it

Cantiere: Sepor s.p.a. - Molo Garibaldi - Porto Mercantile della Spezia (SP)

Sondaggio: S1

Quota inizio: + 1.75 mt. s.l.m.

Quota fine: - 38.25 mt. s.l.m.

Posizione:

Foglio: 2 di 2

Coordinate in WGS84:
lat. 44.105359 - long. 9.8392214

Inclinazione:

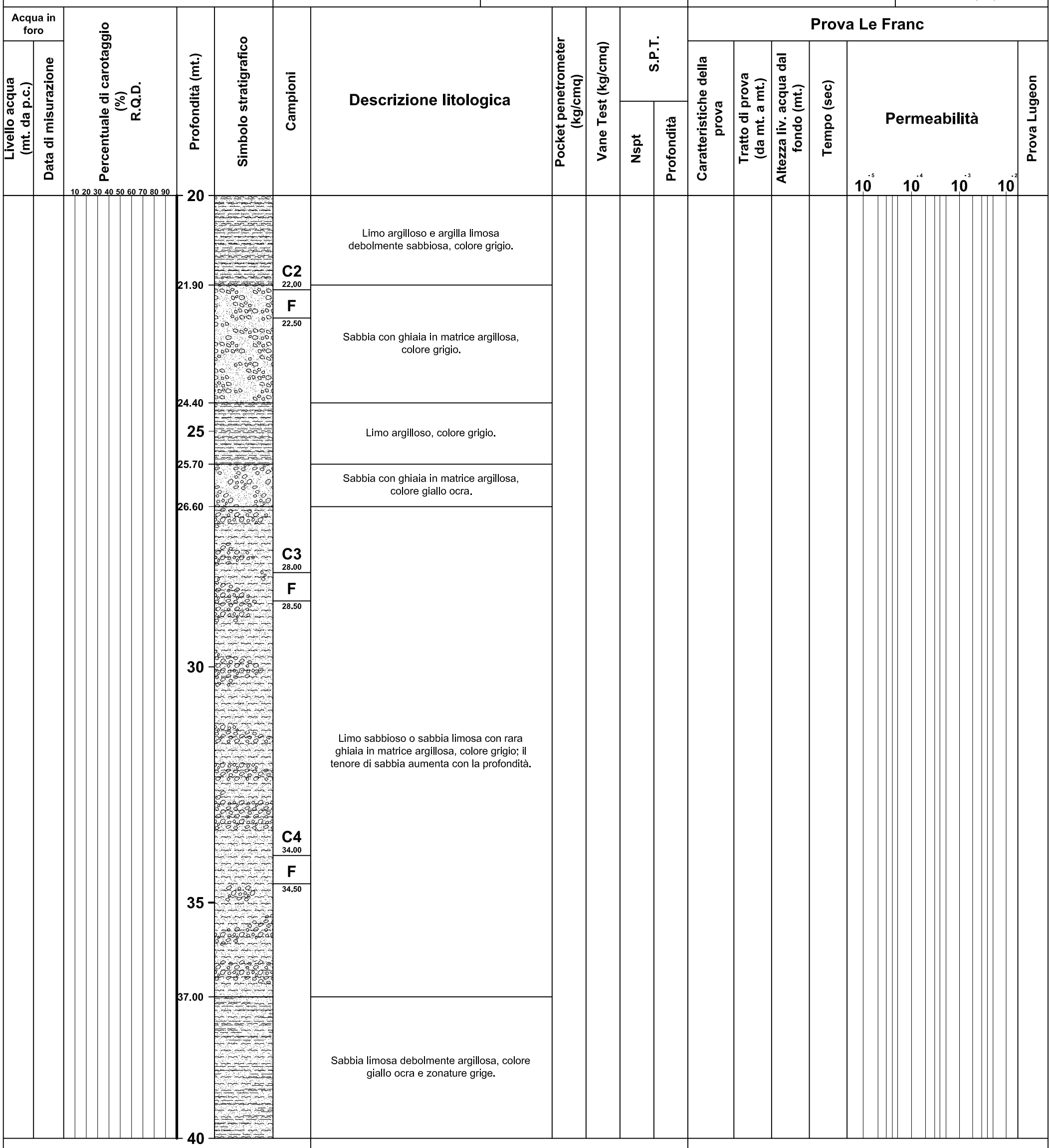
Direzione:

Impresa:
GeoTirreno s.r.l.
Viale Stazione, 39
54100 - Massa (MS)

Iniziato il: 12.10.2016

Ultimato il: 17.10.2016

Profondità: 40 mt.



Note

A - 6.00 mt da p.c. è stato tentato un campionamento indisturbato del riempimento, fallito per lo schiacciamento della fustella.
Al termine della perforazione, nel foro di risulta è stato cementato un tubo in PVC ad alta resistenza, per l'esecuzione di un test down-hole.

Caratteristiche dei campioni

A - Campione rimaneggiato
B - Campione rimaneggiato da SPT
C - Campione rimaneggiato da Vane Test
D - Campione indisturbato Osterberg
E - Campione indisturbato Dennison
F - Campione indisturbato Shelby

Tipo e diametro del foro

	Diametro (mm)	da (mt.) a (mt.)
Rivestimento	127/147	0.00 - 40.00
Foro	101/127	0.00 - 40.00

Compilatore: Dr. Geol. Enzo IACOPINI **Data:** 17 ottobre 2016 **Supervisore:** Dr. Geol. Enzo IACOPINI **Data:** 17 ottobre 2016

Metodo ed attrezzatura di perforazione: a distruzione di nucleo sul riempimento e a rotazione con carotaggio continuo a secco sui terreni naturali carotiere Ø 101 e 127 mm
Sonda MASSENZA M. I.6