

Autorità di Sistema Portuale  
del Mare Adriatico Orientale  
Porti di Trieste e Monfalcone

## PROGETTO AdSP n. 1951

*Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste*

CUP: C94E21000460001

### Progetto di Fattibilità Tecnico Economica Fascicolo A – intervento PNC da autorizzare

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:		
arch. Gerardo Nappa	AdSP MAO	Responsabile dell'integrazione e Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione
arch. Sofia Dal Piva	AdSP MAO	Progettazione generale
arch. Stefano Semenic	AdSP MAO	Progettazione generale
ing. Roberto Leoni	BITECNO S.r.l.	Sistema di trazione elettrica ferroviaria
ing. Saturno Minnucci	MINNUCCI ASSOCIATI S.r.l.	Impianti speciali e segnalamenti ferroviari
ing. Dario Fedrigo	ALPE ENGINEERING S.r.l.	Progettazione strutturale oo.cc. ferrovia e strade
ing. Andrea Guidolin p.i. Furio Benci	SQS S.r.l.	Progettazione della sicurezza
ing. Sara Agnoletto	HMR Ambiente S.r.l.	Progettazione MISP e cassa di colmata
p.i. Trivellato, dott. G. Malvasi, dott. S. Bartolomei	p.i. Antonio Trivellato d.i.	Modellazione rumore, atmosfera, vibrazioni
dott. Gabriele Cailotto ing. Anca Tamasan	NEXTECO S.r.l.	Studio di impatto ambientale e piano di monitoraggio ambientale
ing. Sebastiano Cristoforetti	CRISCON S.r.l.s.	Relazione di sostenibilità
ing. Tommaso Tassi	F&M Ingegneria S.p.A.	Progettazione degli edifici pubblici nel contesto dell'ex area "a caldo"
ing. Michele Titton	ITS s.r.l.	Connessione stradale alla GVT
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: ing. Paolo Crescenzi		

NOME FILE: 2FER_P_R_C-GEO_2AT_001_02_01.docx	SCALA: ---
TITOLO ELABORATO: <b>RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA OPERE FERROVIARIE</b>	ELABORATO: <b>2FER_P_R_C-GEO_2AT_001_02_01</b>

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
00	01/02/2023	Definitivo	D.Fedrigo	S.Dal Piva	G.Nappa
01	30/06/2023	Recepimento osservazioni CSLLPP	D.Fedrigo	S.Dal Piva	G.Nappa

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione geotecnica e sismica</p>	<p>Pag. 1 di 85</p>
---	--	---------------------

## Sommario

<b>1</b>	<b>GENERALITÀ</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>MODELLO GEOLOGICO</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>INDAGINI GEOGNOSTICHE</b>	<b>8</b>
4.1	PROFILI STRATIGRAFICI SEMPLIFICATI	16
4.2	STANDARD PENETRATION TEST (SPT)	18
4.2.1	<i>Analisi delle misure SPT</i>	19
4.3	ANALISI DI LABORATORIO	21
4.3.1	<i>Risultati delle analisi di laboratorio</i>	21
4.3.2	<i>Verticale SG001</i>	23
4.3.3	<i>Verticale SG002</i>	32
4.3.4	<i>Verticale SG003</i>	40
4.4	PROSPEZIONI GEOFISICHE	45
4.4.1	<i>Tomografia sismica a rifrazione</i>	47
4.4.2	<i>Prospezioni geoelettrico-tomografiche ERT</i>	54
4.4.3	<i>Prospezioni sismiche MASW</i>	56
4.4.4	<i>MASW T06</i>	57
4.4.5	<i>MASW T12</i>	57
4.4.6	<i>MASW T22</i>	57
4.4.7	<i>Osservazioni</i>	58
<b>5</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO</b>	<b>60</b>
5.1	LA RIGIDEZZA DEL MATERIALE DI RIPOSTO	61
<b>6</b>	<b>ASPETTI LEGATI ALLA SISMICITÀ</b>	<b>62</b>
6.1	LIQUEFAZIONE: METODO DI ANALISI	62
<b>7</b>	<b>INTERAZIONE CINEMATICA PER I PALI DI FONDAZIONE</b>	<b>66</b>
7.1.1	<i>Sollecitazione palo per l'indagine MASW T06</i>	66
<b>8</b>	<b>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA: RILEVATI IN TERRA</b>	<b>68</b>
8.1	RILEVATO FERROVIARIO – SEZIONE CD02C	71
8.1.1	<i>Verifica SLU</i>	71
8.1.2	<i>Verifica SLV</i>	73
8.1.3	<i>Verifica SLD</i>	74

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione geotecnica e sismica</p>	<p>Pag. 2 di 85</p>
---	--	---------------------

8.1.4	<i>Osservazione sulle verifiche di stabilità del rilevato</i>	74
8.1.5	<i>Verifica SLE</i>	76
8.1.6	<i>Strategie per risoluzione dei cedimenti</i>	79
8.2	RILEVATO FERROVIARIO – SEZIONE CD06	81
8.2.1	<i>Binario di sinistra - Verifica SLU</i>	81
8.2.2	<i>Binario di sinistra - Verifica SLV</i>	82

#### Sommario figure

Figura 4-1:	sezioni stratigrafiche schematiche.....	17
Figura 4-2:	Verticale SG001 - Campione CR1 – Prova a taglio diretto.....	24
Figura 4-3:	Verticale SG001 - Campione CI1 – Prova a taglio diretto.....	25
Figura 4-4:	Verticale SG001 - Campione CR2 – Prova a taglio diretto.....	32
Figura 4-5:	Verticale SG002 - Campione CI1 – Prova a taglio diretto.....	33
Figura 4-6:	Verticale SG002 - Campione CR2 – Prova a taglio diretto.....	40
Figura 4-7:	Verticale SG003 - Campione CI1 – Prova a taglio diretto.....	41
Figura 4-8:	Planimetria della zona di interesse con indicata la zona di terreno di categoria sismica tipo B (riempimento magenta). .....	59
Figura 8-1:	Pianta con indicate le sezioni di verifica dei rilevati ferroviari. ....	69
Figura 8-2:	Sezione CD02C: rilevato ferroviario di progetto. ....	70
Figura 8-3:	Sezione CD06: rilevati ferroviario di progetto. ....	70
Figura 8-4:	estratto da relazione geologica: planimetria con sezioni stratigrafiche. In evidenza la sezione H-H' e la zona di intervento in grigio.....	75
Figura 8-5:	sezione H-H' riferita alla precedente immagine. In evidenza la zona approssimativa di intervento (in grigio). Lo spessore del riporto antropico è dell'ordine di almeno 5m circa.....	75
Figura 8-6:	estratto da relazione geologica: planimetria con sezioni stratigrafiche. In evidenza la sezione 12-12' e la zona di interesse in grigio.....	76
Figura 8-7:	sezione 12-12' riferita alla precedente immagine. ....	76
Figura 8-8:	Tempi di consolidazione primaria .....	80

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001 Relazione geotecnica e sismica	Pag. 3 di 85
---	---	--------------

## **1 GENERALITÀ**

Il presente documento riporta l'analisi delle caratteristiche geotecniche e sismiche utili per la progettazione delle opere civili dell'infrastruttura stradale, per la connessione alla Grande Viabilità Triestina, e dell'infrastruttura ferroviaria, opere queste previste tra i lavori di estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste.

Nell'ambito del Piano Regolatore del Porto di Trieste è prevista un'espansione verso Sud della zona del porto franco, con una nuova infrastruttura (denominata Molo VIII) dedicata alla movimentazione di navi Ro-Ro e container. L'obiettivo di tale intervento è riconvertire l'attività produttiva siderurgica alla funzione portuale e di potenziare il polo logistico a servizio dell'economia del territorio. Un team di progettazione multidisciplinare ha sviluppato il progetto integrato relativo alla nuova opera marittima e alle annesse infrastrutture stradali e ferroviarie, secondo una pianificazione che si sviluppa su più fasi successive.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione geotecnica e sismica</p>	<p>Pag. 4 di 85</p>
---	--	---------------------

## **2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

- Relazione tecnica delle indagini geognostiche per la progettazione e la realizzazione delle opere ferroviarie e annesse: "Piano delle indagini sulle aree a terra e a mare interessate dalla progettazione delle opere ferroviarie e portuali – Indagini geognostiche a terra – Relazione Tecnica", marzo 2022.
- Relazione geotecnica di progetto esecutivo dei "Lavori di realizzazione della Piattaforma Logistica in area portuale compresa tra lo scalo legnami e l'ex-italsider e conseguenti opere di collegamento": "RGT0022\_relazione\_geotecnica\_r02", settembre 2015.
- Relazione geologica e idrogeologica di progetto esecutivo dei "Lavori di realizzazione della Piattaforma Logistica in area portuale compresa tra lo scalo legnami e l'ex-italsider e conseguenti opere di collegamento": "RGI0021\_relazione\_idrogeol\_r01", settembre 2015
- "Prove geotecniche in situ – Guida alla stima delle proprietà geotecniche e alla loro applicazione alle fondazioni", A. Bruschi, 2010, ISBN 978-579-0045-2
- "Caratteristiche geolitologiche e geomeccaniche del Flysch nella Provincia di Trieste", Studi Trentini di Scienze Naturali – Acta Geologica, Onofri E., 1982
- "Caratterizzazione meccanica dei depositi di terreni mediante prove penetrometriche dinamiche", Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica, N. Squeglia, O.Pallara, E. Mensi, 2006
- "Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils", Soils and Foundations 36(4):1-10, Hatanaka M. e Uchida A., 1996
- "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica", AGI, 2005
- "Liquefazione dei terreni", S. G. Monaco, 2014
- "Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes", I.M. Idriss and R. W. Boulanger, 2004
- "Fondazioni: Progetto e analisi", J. E. Bowels, 1991

A questi elaborati si aggiungono tutti quelli appartenenti al presente progetto, finalizzati alla definizione del modello idrogeologico di riferimento, quali:

1GNR\_P\_R\_C-GEO\_1GE\_001\_02\_01 Relazione geologica

1GNR\_P\_R\_C-GEO\_1GE\_002\_02\_00 Relazione sulle indagini

1GNR\_P\_R\_C-GEO\_2AT\_001\_02\_00 Relazione idrogeologica

9MISP\_P\_R\_A-GEN\_2AT\_001\_01\_01 Relazione generale del Progetto operativo di MISP-parte pubblica

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione geotecnica e sismica</p>	<p>Pag. 5 di 85</p>
---	--	---------------------

### **3 MODELLO GEOLOGICO**

Si riporta nel seguito una sintesi del modello geologico, come definito nella "Indagini geognostiche a terra - Relazione tecnica"; per una descrizione più dettagliata e precisa dei vari aspetti si rimanda all'elaborato "1GNR\_P\_R\_C-GEO\_1GE\_001\_02\_01 relazione geologica" facente parte del presente progetto.

L'area in esame è caratterizzata dalla presenza di un substrato litoide afferente alla Formazione del Flysch triestino la cui parte superiore si presenta alterata e degradata fino a perdere la propria struttura litoide.

La formazione è un'alternanza di rocce clastiche originatesi in ambiente di sedimentazione marino e caratterizzate da due tipi litologici principali, marne e arenarie, a caratteristiche petrografiche e fisiche notevolmente diverse (Onofri R., 1982).

Le arenarie sono prevalentemente delle calcareniti, caratterizzate da una matrice carbonatica con frazione detritica costituita per lo più da granuli di calcite, quarzo, altri silicati e resti di microfossili. Sono rocce molto dure, compatte e rigide, il cui singolo provino di materiale è dotato di altissima resistenza meccanica. Le arenarie sono in genere nettamente stratificate con singoli strati di potenza variabile da centimetrica a pluri-decimetrica.

Le marne hanno composizione mineralogica simile alle arenarie ma si differenziano per una maggiore percentuale di carbonati a scapito degli altri componenti mineralogici, oltre alla ricchezza di resti organici. Le marne, sovente fratturate nel tipico assetto "a cubetti", subiscono facilmente una sorta di desquamazione in piccole scaglie, specialmente nei casi in cui la roccia è stata oggetto di intense deformazioni ad opera di stress tettonici.

I processi di degradazione delle porzioni superficiali del Flysch determinano una completa alterazione, disgregazione e disarticolazione della massa rocciosa, che diviene un terreno costituito da una matrice limosa-sabbiosa-argillosa inglobante corpi detritici di arenaria e, in percentuale minore, di scaglie di marna, identificato come complesso C1 (Onofri R., 1982).

Tali depositi, definiti come argille limoso-sabbiose talora ghiaiose, segnano il passaggio tra il basamento roccioso e i sovrastanti depositi fini marini, con spessori localmente molto variabili anche in aree poco estese. Il Flysch nei termini più superficiali presenta una fascia di alterazione che pur mantenendo la struttura lapidea si presenta parzialmente degradato e disarticolato. In genere, i litotipi marnosi ed arenacei assumono colorazioni giallo-ocracee. Lo spessore di questo livello, usualmente definito Flysch alterato, è molto variabile con potenze medie comprese tra 0.5 e 3.0 m, anche se si possono rivenire spessori maggiori.

Si riportano i cinque tipi principali di Flysch sulla base delle variazioni percentuali delle marne rispetto alle arenarie (Onofri R., 1982):

- Tipo T1 – Costituito prevalentemente da arenaria (in genere strati di spessore superiore a 30 cm) con interstratificati pacchetti di lamine di marna dello spessore globale di ordine centimetrico. La stratificazione è distinta e lo spessore del singolo strato è notevolmente costante.
- Tipo T2 – Costituito prevalentemente da arenaria (in genere strati di spessore inferiore a 30 cm) con interstratificati poco frequenti pacchetti di lamine di marna dello spessore globale di ordine centimetrico. La stratificazione è distinta e lo spessore del singolo strato è notevolmente costante.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione geotecnica e sismica</p>	<p>Pag. 6 di 85</p>
---	--	---------------------

- Tipo T3 – Costituito da circa il 50% da arenaria e circa il 50% da marna (spessori degli strati di arenaria e dei pacchetti di lamine di marna variabili generalmente da 1 cm a circa 20 cm). La stratificazione è distinta e lo spessore del singolo strato è notevolmente costante.
- Tipo T4 – Costituito prevalentemente da marna i cui pacchetti possono avere uno spessore variabile da circa 10 cm a circa 50 cm; interstratificati rari strati di arenaria con spessore generalmente compreso tra circa 10 cm e circa 50 cm. La stratificazione è abbastanza distinta e lo spessore del singolo pacchetto, o strato, è piuttosto costante.
- Tipo T4 – Costituito prevalentemente da arenarie a buona consistenza litoide ma che ha subito notevoli processi deformativi (spessore degli strati non superiore a 10 cm circa). La stratificazione è talora poco distinta e con spessore poco costante.

Sovrastante il Flysch, laddove presenti, si rilevano sedimenti di origine marina, caratterizzati da argille limose o limi argillosi di colore grigio verde o grigio nero, con frazione organica e livelletti sabbiosi che spesso presentano resti conchigliari e/o torba.

Si tratta di sedimenti marini e in parte continentali, caratterizzati essenzialmente da materiali fini, quali argille e limi, talora con sabbie di colore variabile dal grigio verde al grigio nero, per arrivare al marrone scuro-nero nel caso di intervalli torbosi o a composizione fortemente organica. I depositi grossolani, formati da sedimenti ghiaiosi poligenici, sono presenti principalmente lungo la costiera triestina o lungo le foci delle aste idriche che defluiscono a mare dai rilievi collinari triestini.

Sulla base delle indagini geognostiche e delle prospezioni geofisiche eseguito nel sito oggetto d'analisi, è stata riconosciuta la successione geolitologica e litostratigrafica, ed identificato il modello di riferimento dell'area, come schematizzato nella "Indagini geognostiche a terra - Relazione tecnica":

#### 1. Terreni antropici di riporto

Terreni e materiali antropici di riporto, caratterizzati da ghiaia, clasti e ciottoli arenacei spigolosi, normalmente centimetrici, talora frammentici a residui lateritici e a scarti di lavorazione e di demolizione, in matrice limoso sabbiosa debolmente argillosa, di colore nocciola al marrone scuro, talora grigio.

#### 2. Complesso limoso argilloso, debolmente sabbioso

Sedimenti marini caratterizzati da termini limoso argillosi, debolmente sabbiosi, localmente torbosi, di colore variabile da grigio chiaro, a grigio scuro, a grigio verde, talora marrone, marrone-scuro o nero se in presenza di intervalli torbosi, talora con abbondante presenza di resti conchigliari; tale complesso mostra talora la presenza di strati caratterizzati da limo sabbioso argilloso, con sabbia fina.

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001 Relazione geotecnica e sismica	Pag. 7 di 85
---	---	--------------

### 3. Flysch alterato marnoso arenaceo

Terreni di copertura, propri dei fenomeni di alterazione e di disgregazione dei termini più superficiale della sottostante formazione flyschoidale, caratterizzato da rari livelli arenacei centimetrici, molto alterati, di colore marrone ocreo a grigio azzurro (Complesso C1).

### 4. Flysch integro marnoso arenaceo

Litotipo caratterizzante il basamento roccioso flyschoidale integro marnoso arenaceo fratturato e disarticolato nei suoi termini più superficiali sia a causa dei processi di degradazione fisica, chimica e biologica, sia per probabili processi meccanici propri di stress tettonici; nel complesso si riconosce l'andamento della stratificazione, con presenza di strati arenacei di potenza centimetrica o pluri-centimetrica, di colore variabile da grigio azzurro a marrone ocreo, alternati a strati di marne di potenza centimetrica o decimetrica, finemente stratificate, con talora fessurazione "a cubetti", disarticolate (tipo T3 e T4).

### 5. Flysch integro arenaceo marnoso

Litotipo caratterizzante il basamento roccioso flyschoidale integro arenaceo marnoso con strati marnosi di colore grigio azzurro di potenza centimetrica, dal classico aspetto fogliettato, alternati a strati decimetrici o pluricentimetrici di arenaria compatti o debolmente fratturati, di colore grigio azzurro, talora con screziature giallo ocree e rare venature calcitiche (Tipo T2).

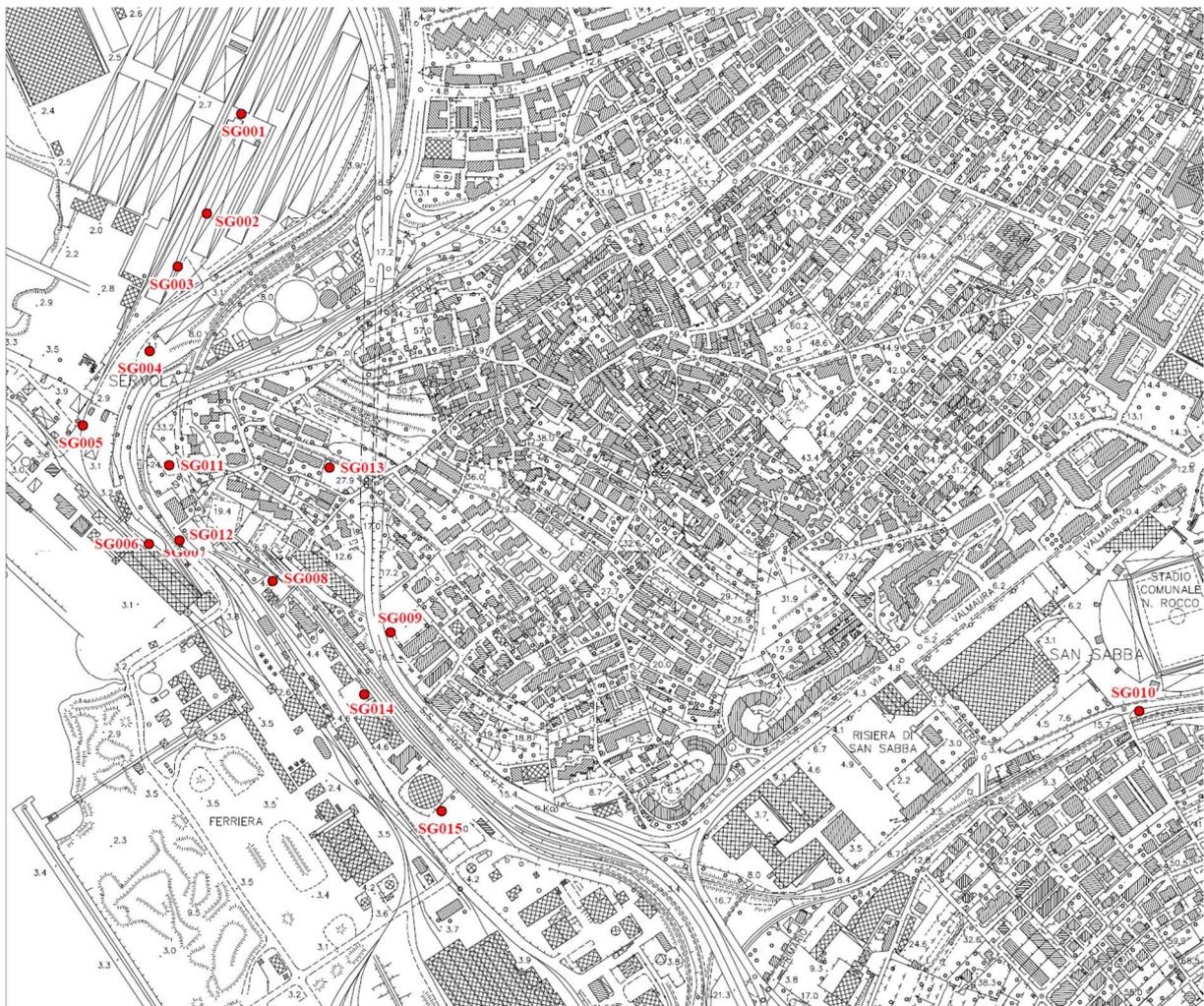


## 4 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nell'area in esame sono state eseguite, in diversi periodi temporali, diverse e numerose campagne di indagini, associate a diversi e specifici scopi. Di seguito, per mera semplicità espositiva, si fa riferimento solo all'ultima campagna, rimandando all'elaborato "1GNR\_P\_R\_C-GEO\_1GE\_002\_02\_00 Relazione sulle indagini" per maggiori dettagli.

Le ultime indagini geognostiche (n. 15 prove) sono state eseguite a carotaggio continuo con carotiere semplice o doppio di diametro 101 mm e rivestimento metallico provvisorio del foro di diametro 127 mm, spinti sino a profondità variabili da 5 a 29.5 m dal p.c..

Si riportano nell'immagine e nella tabella seguenti rispettivamente la posizione in pianta e la localizzazione topografica dei sondaggi eseguiti.





Sondaggio	ETRF00		Gauss-Boaga		Quota (m s.l.m.)
	Est	Nord	Est	Nord	
SG001	404779.57	5053454.84	2424798.20	5053480.70	+ 2.71
SG002	404738.87	5053336.04	2424757.50	5053361.90	+ 2.75
SG003	404704.47	5053272.64	2424723.10	5053298.50	+ 2.78
SG004	404671.27	5053171.83	2424689.90	5053197.69	+ 4.28
SG005	404592.37	5053083.14	2424611.00	5053109.00	+ 2.96
SG006	404670.37	5052941.64	2424689.00	5052967.50	+ 3.18
SG007	404706.67	5052916.84	2424725.30	5052942.70	+ 3.15
SG008	404816.47	5052861.74	2424835.10	5052887.60	+ 6.61
SG009	404989.30	5052814.55	2424995.35	5052837.41	+ 13.14
SG010	405840.23	5052705.84	2425858.86	5052731.64	+ 15.63
SG011	404694.38	5053035.65	2424713.01	5053061.45	+ 26.25
SG012	404706.55	5052946.05	2424725.18	5052971.84	+ 6.05
SG013	404883.70	5053032.92	2424902.33	5053058.72	+ 29.58
SG014	404924.68	5052725.55	2424943.31	5052751.35	+ 6.31
SG015	405016.07	5052587.26	2425034.70	5052613.06	+ 4.78

La soggiacenza della falda è stata misurata in corrispondenza dei sondaggi SG009, SG011, SG012, SG013, SG014 e SG015. Si riportano nelle tabelle seguenti rispettivamente la profondità di indagine delle prove geognostiche con la misura del livello di falda e la conducibilità idraulica tipo Lefranc a carico variabile.

Sondaggio	Profondità (m dal p.c.)	Piezometro (m)	Prova Lefranc	Quota falda (m dal p.c.)
SG001	- 23.5			
SG002	- 24.0			
SG003	- 20.0			
SG004	- 12.0			
SG005	- 14.0			
SG006	- 10.0			
SG007	- 9.5			
SG008	- 8.0			
SG009	- 13.6	13.5	X	- 1.86
SG010	- 9.0			
SG011	- 27.0	27	X	- 13.19
SG012	- 17.0	17	X	- 11.95
SG013	- 29.5	29	X	- 16.27
SG014	- 5.7	5	X	- 0.43
SG015	- 5.0	5	X	- 1.74

PROVE DI PERMEABILITA' TIPO LEFRANC			
Sondaggio	Tratto in prova (m dal p.c.)	Conducibilità idraulica k (m/s)	Litologia tratto di prova
SG009	da - 5.0 a - 6.0	$2.83 \times 10^{-6}$	Flysch
	da - 10.0 a - 11.0	$1.46 \times 10^{-6}$	Flysch
SG011	da - 10.0 a - 10.5	$3.80 \times 10^{-6}$	Flysch
	da - 18.0 a - 20.0	$5.07 \times 10^{-7}$	Flysch
SG012	da - 9.0 a - 10.0	$8.30 \times 10^{-7}$	Flysch
	da - 12.0 a - 13.0	$5.26 \times 10^{-6}$	Flysch
SG013	da - 10.0 a - 10.7	$2.07 \times 10^{-6}$	Flysch
	da - 20.0 a - 21.0	$8.32 \times 10^{-7}$	Flysch
SG014	da - 4.2 a - 5.0	$6.95 \times 10^{-6}$	Flysch
SG015	da - 4.0 a - 4.7	$6.53 \times 10^{-6}$	Flysch

Si osserva che in generale non è possibile definire con certezza il livello della falda perché le prove disponibili sono limitate rispetto alle variabilità spaziale e altimetrica della zona indagata. Ad esempio per le verticali SG011 e SG012 (che sono relativamente vicine) la prima è caratterizzata da un livello di falda posto a circa +13 m s.l.m. (=26.25-13.19) e la seconda è caratterizzata da un livello di falda posto a circa -6 m s.l.m. (=6.05-11.95).

Inoltre, a differenza delle altre verticali d'indagine, lungo la verticale SG014 la falda è prossima al piano campagna, ovvero a -0.43 m (+6.31 m s.l.m.).

Per le verticali SG009, SG011, SG014 e SG015 si osserva che la quota di falda è superiore al livello medio mare.



Ulteriori aspetti circa l'inquadramento idrogeologico ed idraulico del sito nella zona Scalo Legnami - PLT sono appresi direttamente dalla caratterizzazione idrogeologica del progetto esecutivo della vicina Piattaforma Logistica ("RGI0021\_geologica\_idrogeol\_r01"), le cui conclusioni sono coerenti con quanto illustrato nella relazione geologica generale (elab. 1GNR\_P\_R\_C-GEO\_1GE\_001\_02\_01), a cui si rimanda per maggiori dettagli. Sinteticamente i risultati possono essere riassunti nella seguente immagine planimetrica.

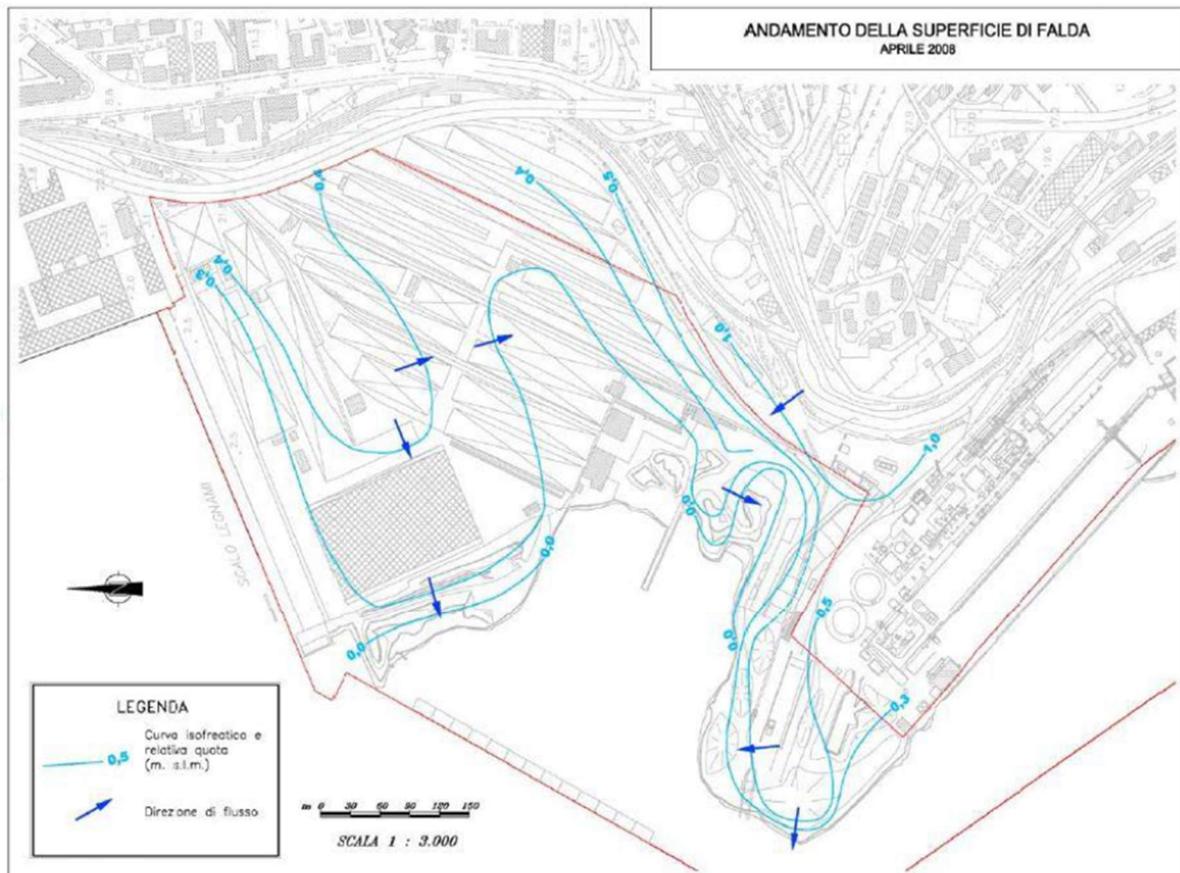


Figura 6 Estratto carta piezometrica – Aprile 2008

- nel settore settentrionale in adiacenza allo Scalo Legnami si segnala la presenza di un alto piezometrico (quota di falda compresa tra + 0,4 m s.l.m.m. e + 0,5 m s.l.m.m.) determina l'orientamento delle linee di flusso in direzione Nord (verso lo Scalo) Ovest (verso la linea di costa) e Sud (verso il settore centrale del sito)
- nel settore centrale dell'area l'andamento della quota della falda sembra descrivere un canale di drenaggio (maggiormente evidente dalle misure di aprile) dove il deflusso è orientato circa Est-Ovest in direzione della linea di costa;
- verso Sud, al limite orientale dell'ambito, l'andamento dell'acqua di falda è condizionato dall'alimentazione laterale proveniente dai rilievi collinari e che defluisce nel substrato roccioso.
- nel settore meridionale in adiacenza all'area ex-Italsider l'andamento delle curve isofreatiche segue quello della linea di costa e la superficie di falda si attesta tra +0,3 m

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione geotecnica e sismica</p>	<p>Pag. 11 di 85</p>
---	--	----------------------

*s.l.m.m. e +0,5 m s.l.m.m., con la sola eccezione dell'area immediatamente a Nord dell'ex-Italsider dove la quota della falda tende al livello marino."*

Si riportano i valori minimo, massimo e medio delle resistenze a compressione semplice UCS e a taglio non drenata Cu ottenute mediante le prove speditive effettuate con Pocket Penetrometer e Pocket Vane sulle carote di materiale coesivo (limo), così come riportati nella "Indagini geognostiche a terra - Relazione tecnica".

#### **Pocket Penetrometer**

Minimo = 0.25 kg/cm<sup>2</sup> ≈ 25 MPa

Massimo = 2.75 kg/cm<sup>2</sup> ≈ 275 MPa

MEDIO = 0.75 kg/cm<sup>2</sup> ≈ 75 MPa

#### **Vane Test**

Minimo = 0.08 kg/cm<sup>2</sup> ≈ 8 MPa

Massimo = 1.52 kg/cm<sup>2</sup> ≈ 152 MPa

MEDIO = 0.42 kg/cm<sup>2</sup> ≈ 42 MPa

Si osserva che se si considerano le misure effettuate nelle zone di limo sabbioso e di limo argilloso meno consistenti, le resistenze risultano minori e in particolare per la prova a taglio non drenata si ottiene:

#### **Vane Test (limo sabbioso e limo argilloso meno consistenti)**

Minimo = 0.08 kg/cm<sup>2</sup> ≈ 8 MPa

Massimo = 0.56 kg/cm<sup>2</sup> ≈ 56 MPa

MEDIO = 0.30 kg/cm<sup>2</sup> ≈ 30 MPa

Inoltre, in corrispondenza dei sondaggi SG001, SG002, SG003, SG004, SG005, SG006, SG007, SG008, SG009 e SG010 sono state eseguite n.34 prove tipo Standard Penetration Test SPT in foro a punta chiusa. Le stesse sono riportate in modo esteso ed elaborate nel seguito.

Infine, in corrispondenza dei sondaggi SG001, SG002 e SG003 sono stati prelevati n.11 campioni indisturbati e n.5 campioni rimaneggiati analizzati in laboratorio geotecnico.

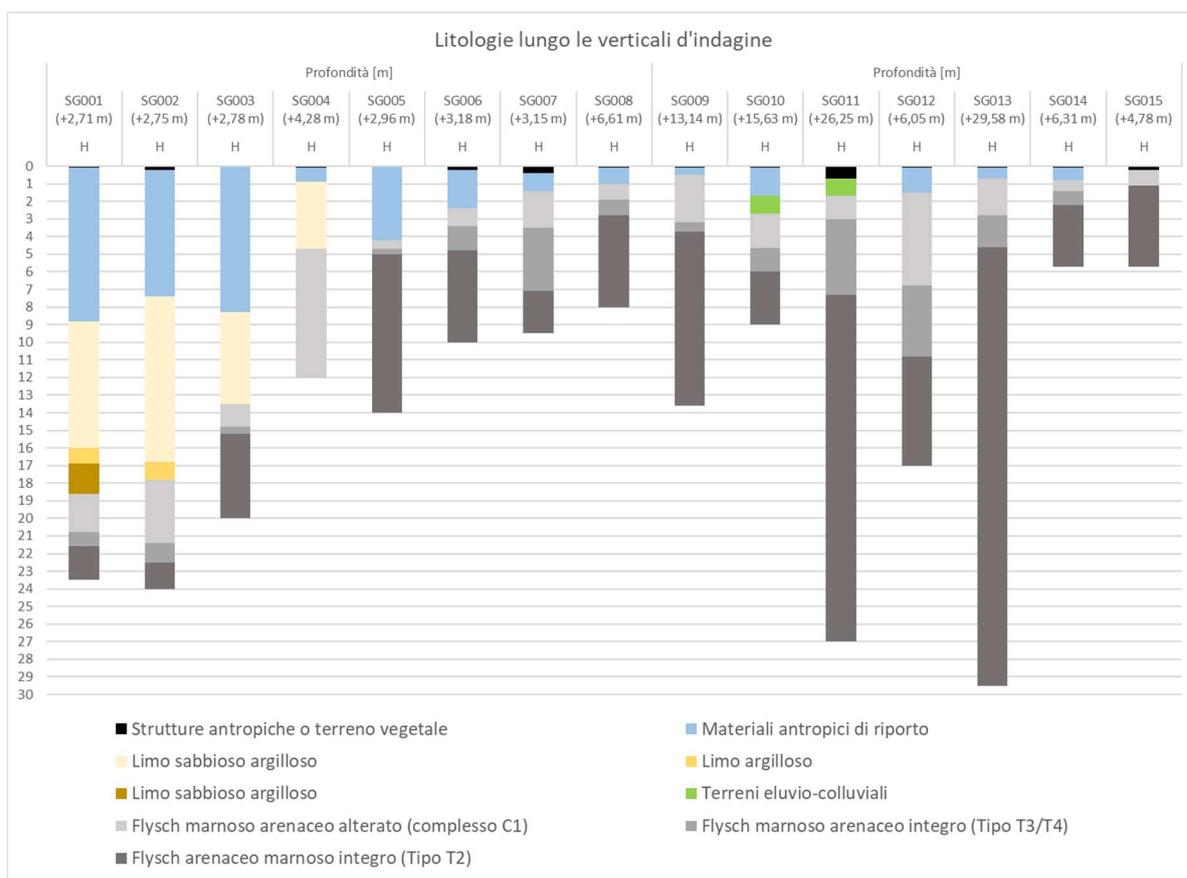
Si riportano in tabella e nel grafico le macro-litologie individuate lungo le 15 verticali d'indagine.



Relazione geotecnica e sismica

Litologia	Profondità [m]																							
	SG001 (+2,71 m)			SG002 (+2,75 m)			SG003 (+2,78 m)			SG004 (+4,28 m)			SG005 (+2,96 m)			SG006 (+3,18 m)			SG007 (+3,15 m)			SG008 (+6,61 m)		
	da	a	H	da	a	H	da	a	H															
Strutture antropiche o terreno vegetale	0,00	0,10	<b>0,10</b>	0,00	0,20	<b>0,20</b>				0,00	0,10	<b>0,10</b>				0,00	0,20	<b>0,20</b>	0,00	0,40	<b>0,40</b>	0,00	0,10	<b>0,10</b>
Materiali antropici di riporto	0,10	8,80	<b>8,70</b>	0,20	7,40	<b>7,20</b>	0,00	8,30	<b>8,30</b>	0,10	0,90	<b>0,80</b>	0,00	4,20	<b>4,20</b>	0,20	2,40	<b>2,20</b>	0,40	1,40	<b>1,00</b>	0,10	1,00	<b>0,90</b>
Limo sabbioso argilloso	8,80	16,00	<b>7,20</b>	7,40	16,80	<b>9,40</b>	8,30	13,50	<b>5,20</b>	0,90	4,70	<b>3,80</b>												
Limo argilloso	16,00	16,90	<b>0,90</b>	16,80	17,80	<b>1,00</b>																		
Limo sabbioso argilloso	16,90	18,60	<b>1,70</b>																					
Terreni eluvio-colluviali																								
Flysch marnoso arenaceo alterato (complesso C1)	18,60	20,80	<b>2,20</b>	17,80	21,40	<b>3,60</b>	13,50	14,80	<b>1,30</b>	4,70	12,00	<b>7,30</b>	4,20	4,70	<b>0,50</b>	2,40	3,40	<b>1,00</b>	1,40	3,50	<b>2,10</b>	1,00	1,90	<b>0,90</b>
Flysch marnoso arenaceo integro (Tipo T3/T4)	20,80	21,60	<b>0,80</b>	21,40	22,50	<b>1,10</b>	14,80	15,20	<b>0,40</b>				4,70	5,00	<b>0,30</b>	3,40	4,80	<b>1,40</b>	3,50	7,10	<b>3,60</b>	1,90	2,80	<b>0,90</b>
Flysch arenaceo marnoso integro (Tipo T2)	21,60	23,50	<b>1,90</b>	22,50	24,00	<b>1,50</b>	15,20	20,00	<b>4,80</b>				5,00	14,00	<b>9,00</b>	4,80	10,00	<b>5,20</b>	7,10	9,50	<b>2,40</b>	2,80	8,00	<b>5,20</b>

Litologia	Profondità [m]																							
	SG009 (+13,14 m)			SG010 (+15,63 m)			SG011 (+26,25 m)			SG012 (+6,05 m)			SG013 (+29,58 m)			SG014 (+6,31 m)			SG015 (+4,78 m)					
	da	a	H	da	a	H	da	a	H	da	a	H	da	a	H	da	a	H	da	a	H			
Strutture antropiche o terreno vegetale	0,00	0,10	<b>0,10</b>	0,00	0,10	<b>0,10</b>	0,00	0,70	<b>0,70</b>	0,00	0,10	<b>0,10</b>	0,00	0,10	<b>0,10</b>	0,00	0,10	<b>0,10</b>	0,00	0,20	<b>0,20</b>	0,00	0,20	<b>0,20</b>
Materiali antropici di riporto	0,10	0,50	<b>0,40</b>	0,10	1,70	<b>1,60</b>				0,10	1,50	<b>1,40</b>	0,10	0,70	<b>0,60</b>	0,10	0,80	<b>0,70</b>						
Limo sabbioso argilloso																								
Limo argilloso																								
Limo sabbioso argilloso																								
Terreni eluvio-colluviali				1,70	2,70	<b>1,00</b>	0,70	1,70	<b>1,00</b>															
Flysch marnoso arenaceo alterato (complesso C1)	0,50	3,20	<b>2,70</b>	2,70	4,65	<b>1,95</b>	1,70	3,00	<b>1,30</b>	1,50	6,80	<b>5,30</b>	0,70	2,80	<b>2,10</b>	0,80	1,40	<b>0,60</b>	0,20	1,10	<b>0,90</b>			
Flysch marnoso arenaceo integro (Tipo T3/T4)	3,20	3,70	<b>0,50</b>	4,65	6,00	<b>1,35</b>	3,00	7,30	<b>4,30</b>	6,80	10,80	<b>4,00</b>	2,80	4,60	<b>1,80</b>	1,40	2,20	<b>0,80</b>						
Flysch arenaceo marnoso integro (Tipo T2)	3,70	13,60	<b>9,90</b>	6,00	9,00	<b>3,00</b>	7,30	27,00	<b>19,70</b>	10,80	17,00	<b>6,20</b>	4,60	29,50	<b>24,90</b>	2,20	5,70	<b>3,50</b>	1,10	5,70	<b>4,60</b>			



Il grafico sopra riportato sintetizza, in modo semplice seppur approssimato e limitato ai risultati delle prove descritte, l'andamento stratigrafico del sottosuolo.

Dal grafico si osserva che in prossimità delle verticali d'indagine SG001, SG002 e SG003 il sito risulta caratterizzato da spessori importanti di materiale di riporto e di terreno a grana medio-fine (limo). Per la zona in esame, il Flysch tipo T2-T3-T4 si riscontra a profondità dell'ordine di 21÷22 m per le prime due verticali e a 15 m per la verticale SG003.

Spostandosi verso sud-est si osserva una diminuzione dei terreni maggiormente comprensibili e l'affioramento delle litologie flyschoidi. In prossimità dei sondaggi SG010 e SG011 il sito risulta caratterizzato da materiali di deposito eluvio-colluviali.

Inoltre, in base alle misure speditive con Pocket Penetrometrico (*PP*) e con Vane Test (*VT*), il limo argilloso (identificato in colore giallo nel grafico precedente) è caratterizzato da resistenze maggiori rispetto al limo sabbioso argilloso (identificato con il colore sabbia), sia per SG001 che per SG002. Ad esempio, il limo argilloso presenta resistenze di 1.50÷2.75 kg/cm<sup>2</sup> e 0.88÷1.44 kg/cm<sup>2</sup> rispettivamente per il *PP* e per il *VT*, a fronte delle corrispettive resistenze di 0.25÷1.00 kg/cm<sup>2</sup> e 0.08÷0.44 kg/cm<sup>2</sup> misurate per il limo sabbioso argilloso. Differentemente, tale comportamento non viene confermato dalle analisi di laboratorio sui campioni di terreno sottoposti a taglio diretto, dove il campione rimaneggiato di limo argilloso prelevato dal sondaggio SG002 (codificato come CR2) presenta resistenze a taglio inferiori a tutti gli altri campioni analizzati in laboratorio, indice forse questo di una non elevata rappresentatività del risultato.

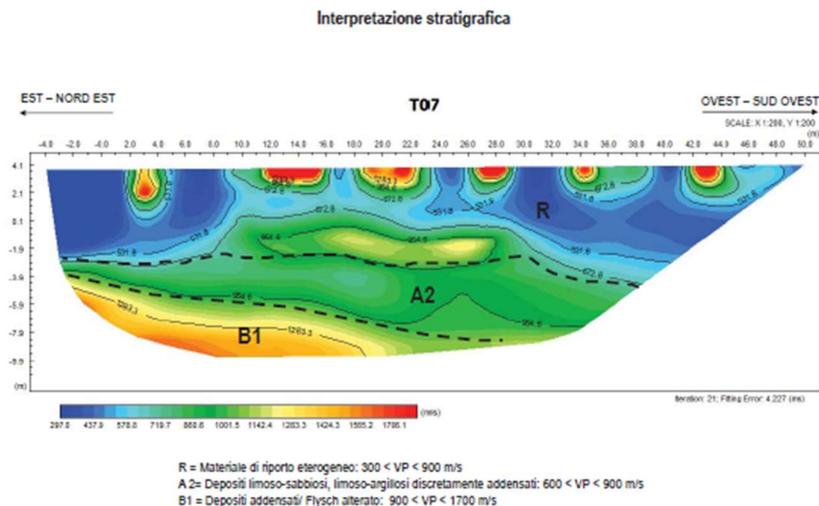


Per quanto riguarda il limo sabbioso identificato in colore ocra nel grafico precedente si osserva che lo stesso è stato intercettato solo lungo la verticale SG001 (alla profondità 16.90÷18.60 m). In base alle prove di laboratorio, tale materiale risulta meccanicamente più resistente rispetto alle altre tipologie di limo caratterizzanti il sito in esame.

Infine, si precisa che il limo sabbioso argilloso della verticale SG004 presenta un colore differente rispetto alle altre tipologie di limo, ovvero nocciola in luogo di grigio. In base ai risultati delle prove SPT, detta litologia presenta caratteristiche meccaniche non inferiori alle altre tipologie di limo.

### NOTA 1

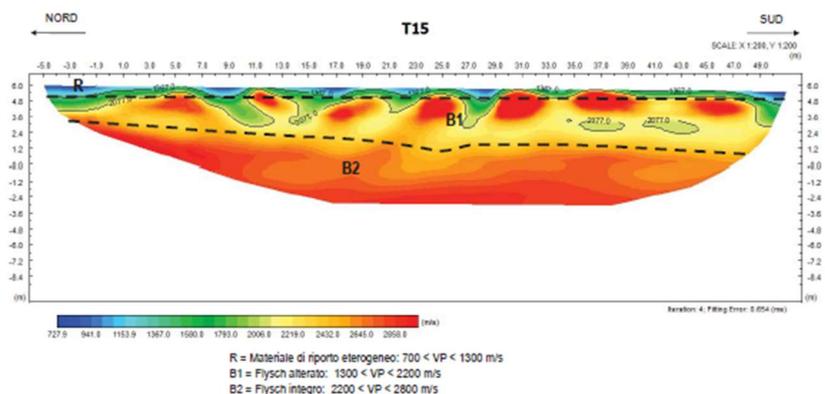
Il sito è stato oggetto di prospezioni geofisiche con le quali è possibile interpretare la stratigrafia del sito. Le stesse sono riportate per esteso nel capitolo delle prospezioni geofisiche. Differentemente, nel seguito si ripropongono quelle che sono state realizzate in prossimità dei sondaggi. Le tomografie considerate sono T007, T025 e T015 che sono correlate rispettivamente alle verticali d'indagine SG003, SG010 e SG014.



La tomografia sismica T07 risulta localizzata in prossimità del sondaggio SG003. Nella tomografia (zona di destra del grafico) il materiale di riporto ha uno spessore dell'ordine di 8.5 (valore massimo), segue il deposito limoso-sabbioso con spessore di circa 4 m e inferiormente un materiale maggiormente addensato quale Flysch alterato. Dal sondaggio il materiale di riporto ha spessore di 8.30 m, segue il deposito di limo sabbioso-argilloso di spessore pari a 5.20 m e inferiormente il Flysch. I risultati delle due indagini risultano quindi confrontabili. Si evidenzia come la tomografia associata al deposito limoso-sabbioso, una velocità delle onde P superiore a quella del riporto superficiale, indice probabilmente di un maggior addensamento o comunque di un maggior valore del modulo di deformazione.

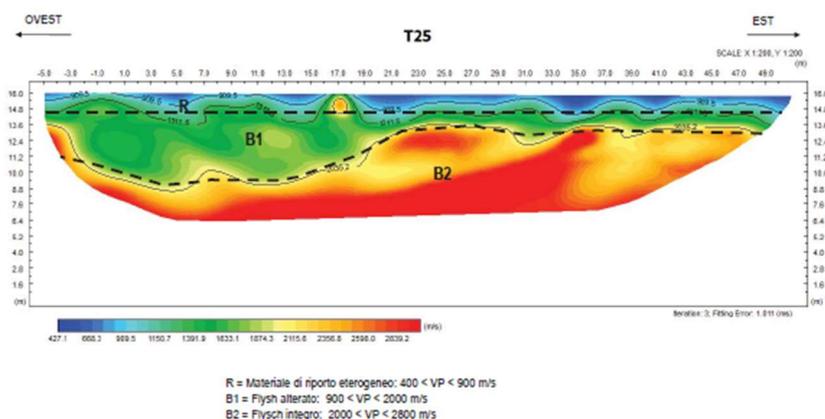


Interpretazione stratigrafica



La tomografia sismica T15 risulta localizzata in prossimità del sondaggio SG014. Nella tomografia (zona centrale del grafico) il materiale di riporto ha uno spessore dell'ordine di 70 cm, segue il Flysch alterato con spessore di circa 3.5 m e inferiormente il Flysch integro. Dal sondaggio il materiale di riporto ha spessore di circa 80 cm, seguono il Flysch alterato di spessore 60 cm e quello integro. I risultati d'indagine sono tra loro confrontabili e per quanto riguarda la differenza di spessore del Flysch alterato si osserva che le due prove sono localizzate a poca distanza l'una dall'altra e probabilmente la quota del Flysch va aumentando verso est.

Interpretazione stratigrafica



La tomografia sismica T25 risulta localizzata in prossimità del sondaggio SG010. Nella tomografia il materiale di riporto ha uno spessore dell'ordine di 1.50 m, segue il Flysch alterato con spessore variabile da 1 a 5 m e inferiormente il Flysch integro. Dal sondaggio il materiale di riporto ha spessore di circa 1.70 m al quale segue 1.0 m di terreno eluvio-colluviale, successivamente si trovano il Flysch alterato di spessore pari a circa 2. m e quello integro. I risultati d'indagine sono tra loro confrontabili a meno del terreno eluvio-colluviale che con la tomografia sismica non risulta ben identificabile.



## 4.1 Profili stratigrafici semplificati

Si riportano nel seguito la pianta con indicati i sondaggi e le indagini geognostiche effettuate, nonché tre sezioni semplificate per l'interpretazione dei profili stratigrafici nella zona di interesse, integrative rispetto quanto presente nei documenti di riferimento.

Si rimanda alle relazioni generali 1GNR\_P\_R\_C-GEO\_1GE\_001\_02\_01 e 1GNR\_P\_R\_C-GEO\_1GE\_002\_02\_00 per maggiori dettagli e commenti su risultati delle indagini e sui profili stratigrafici.



Si precisa che per le sezioni B e C le litologie di Flysch T3/T4 e T2 sono state accorpate perché le indagini tomografiche non permettono di individuare in modo univoco le due tipologie di materiale.

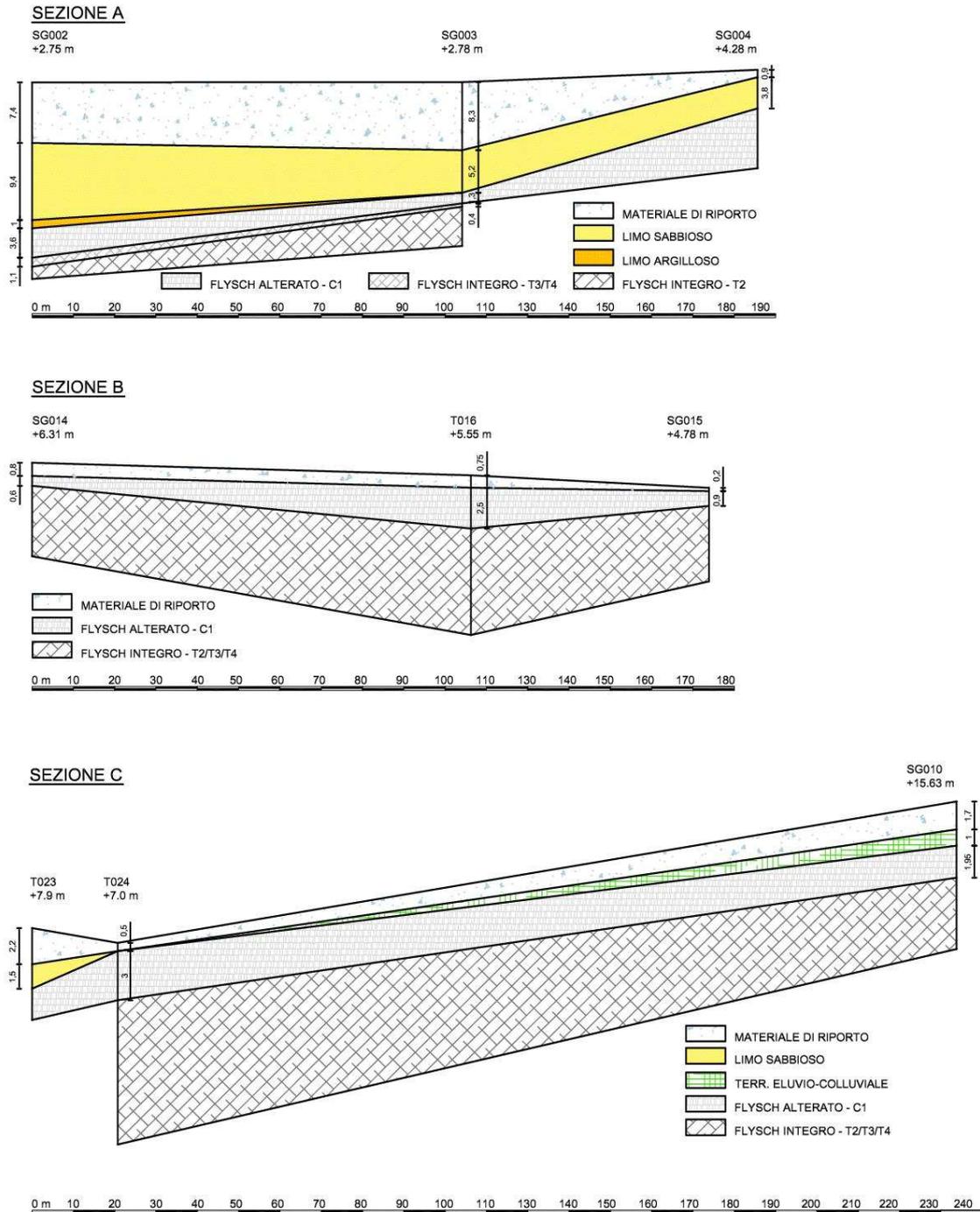


Figura 4-1: sezioni stratigrafiche schematiche



## 4.2 Standard penetration test (spt)

Si riportano in tabella i risultati delle prove SPT. Nella stessa si raggruppano le prove SPT secondo le seguenti litologie:

- Materiale antropico di riporto → colore azzurro
- Limo sabbioso argilloso → colore sabbia
- Limo argilloso → colore arancione
- Flysch marnoso arenaceo alterato (Complesso C1) → colore grigio chiaro
- Flysch tipo T2/T3/T4 → colore grigio scuro
- Terreni eluvio-colluviali → colore verde

Sondaggio	SPT	Quota (m dal p.c.)	N di colpi (N <sub>1</sub> /N <sub>2</sub> /N <sub>3</sub> )	N <sub>ARR</sub>	N <sub>ARR*</sub>	N <sub>AS</sub>	(N <sub>2</sub> ) <sub>AS</sub>
SG001	1	-1.50 +- 1.95	2/4/2	6	5	3	6
	2	-3.00 +- 3.45	3/3/3	6	5	3	5
	3	-4.50 +- 4.95	3/6/7	13	10	9	11
	4	-6.00 +- 6.45	5/11/11	22	18	16	19
	5	-7.50 +- 7.54	R	/	/	/	/
	6	-17.00 +- 17.45	7/12/19	31	25	24	19
	7	-18.50 +- 18.95	13/19/24	43	34	33	25
SG002	1	-3.00 +- 3.45	4/7/13	20	16	12	16
	2	-4.50 +- 4.95	5/5/9	14	11	9	12
	3	-6.00 +- 6.45	6/8/10	18	14	13	15
	4	-7.50 +- 7.95	2/2/3	5	4	4	4
	5	-17.00 +- 17.45	4/8/14	22	18	17	14
SG003	1	-1.50 +- 1.84	R	/	/	/	/
	2	-3.00 +- 3.05	R	/	/	/	/
	3	-4.50 +- 4.95	4/4/22	26	21	17	20
	4	-6.00 +- 6.24	R	/	/	/	/
	5	-7.50 +- 7.95	3/5/6	11	9	8	8
	6	-14.00 +- 14.41	R	/	/	/	/
	7	-15.50 +- 15.56	R	/	/	/	/
SG004	1	-1.50 +- 1.95	6/6/9	15	12	9	15
	2	-3.00 +- 3.45	10/16/8	24	19	14	19
	3	-4.50 +- 4.61	R	/	/	/	/
SG005	1	-1.50 +- 1.70	R	/	/	/	/
	2	-3.00 +- 3.45	24/29/27	56	45	33	43
	3	-4.50 +- 4.56	R	/	/	/	/
SG006	1	-1.50 +- 1.69	R	/	/	/	/
SG007	1	-1.50 +- 1.70	R	/	/	/	/
	2	-3.00 +- 3.11	R	/	/	/	/
SG008	1	-1.50 +- 1.95	20/24/31	55	44	32	70
	2	-3.20 +- 3.39	R	/	/	/	/
SG009	1	-1.50 +- 1.72	R	/	/	/	/
	2	-3.00 +- 3.08	R	/	/	/	/
SG010	1	-1.50 +- 1.95	4/4/4	8	6	5	8
	2	-2.70 +- 3.15	14/18/17	35	28	20	27

\*Valore normalizzato a N<sub>ARR</sub> punta aperta mediante moltiplicazione per il coefficiente 0,8

I valori misurati sono in linea con le caratteristiche dei terreni indagati e nello specifico si osserva una maggiore variabilità del materiale antropico di riporto che si esplica in più casi con

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione geotecnica e sismica</p>	<p>Pag. 19 di 85</p>
---	--	----------------------

l'impossibilità di proseguire la prova, probabilmente a causa di elementi di maggiore pezzatura che determinano il "rifiuto" d'infissione dello strumento.

Le litologie con materiali a granulometria medio-fine (limi) forniscono valori  $(N1)_{60}$  compresi tra 14 e 19 ad esclusione della prova n.5 della verticale SG002 che fornisce un valore relativamente basso (pari a 4) indicatore di un materiale meccanicamente meno resistente rispetto a quello intercettato con le altre prove SPT. Lo stesso valore risulta misurato all'interno dello strato di limo sabbioso argilloso per il quale, si precisa, sono state effettuate anche n.4 prove di laboratorio su campioni indisturbati. Le stesse sono considerate maggiormente significative perché permettono di indagare in modo maggiormente preciso le caratteristiche meccanica del materiale rispetto alle prove SPT.

I materiali flyschoidi forniscono resistenze maggiori alla penetrazione e in molti casi con l'impossibilità di proseguire la prova SPT per "rifiuto" del penetrometro.

Infine, l'unica prova eseguita sui terreni di tipo eluvio-colluviali ha fornito un numero di colpi costanti (pari a 4) ai quali corrisponde un coefficiente  $(N1)_{60}$  pari a 8.

#### 4.2.1 Analisi delle misure SPT

In letteratura sono molteplici le formulazioni che permettono di ricavare i parametri meccanici del terreno da prove SPT e nel caso in esame sono state utilizzate quelle che utilizzano come dato di input solo il numero di colpi (non anche lo stato tensionale efficace del terreno) perché per le verticali d'indagine SPT non è nota la posizione della falda.

Il peso di volume è determinato mediante la formulazione di Bruschi (2005), riportata nel libro "Prove geotecniche in situ - Guida alla stima delle proprietà geotecniche e alla loro applicazione alle fondazioni", A. Bruschi, 2010, ISBN 978-579-0045-2, che risulta valida per numero di colpi normalizzati  $N_{60}$  compresi tra 1 e 20:

→ Peso di volume,  $\gamma$  (Bruschi, 2005) =  $0.0011N_{60}^3 - 0.0528N_{60}^2 + 0.9464N_{60} + 12.855$  con  $N_{60} = 1 \div 20$

L'angolo di attrito è determinato mediante le seguenti tre formulazioni:

→ Angolo d'attrito,  $\phi'$  (Shioi e Fukuni, 1982) =  $15 + (15 * N_{SPT})^{0.5}$

→ Angolo d'attrito,  $\phi'$  (Shioi e Fukuni, 1982) =  $27 + 0.3 * N_{SPT}$

→ Angolo d'attrito,  $\phi'$  (Hatanaka e Uchida, 1996) =  $20 + (15.4 * N_{1(60)})^{0.5}$

Si precisa che il peso di volume è determinato mediante l'analisi dei valori SPT per il materiale antropico di riporto e per il terreno eluvio-colluviali, che risultano rispettivamente pari a 18 e a 16 kN/mc, come riportato nel seguito.

Differentemente, il peso di volume dei materiali a granulometria medio-fine è stato tenuto quello ricavato mediante le prove di laboratorio.

Peso di volume mat. antropico,

$$\gamma \text{ (Bruschi, 2005)} = 0.0011 \cdot 10^3 - 0.0528 \cdot 10^2 + 0.9464 \cdot 10 + 12.855 = 18 \text{ kN/mc}$$

Peso di volume terr. eluvio-coll.,

$$\gamma \text{ (Bruschi, 2005)} = 0.0011 \cdot 5^3 - 0.0528 \cdot 5^2 + 0.9464 \cdot 5 + 12.855 = 16 \text{ kN/mc}$$

Si riportano nella tabella seguente la valutazione dell'angolo di attrito da prove SPT per le verticali indagate evidenziando con gli stessi colori indicati in precedenza le differenti unità litologiche.

Nello specifico si osserva che i materiali antropici di riporto sono caratterizzati da un valore medio dell'angolo di attrito di  $31 \div 32^\circ$ . Valori inferiori sono riscontrabili fino alla profondità di 3.5 m lungo la verticale d'indagine SG001, variabili da  $24.5$  a  $29.6^\circ$ . Valori superiori al valore medio sono riscontrabili per la stessa profondità lungo la verticale d'indagine SG005 (che a favore di sicurezza sono trascurati nella definizione del modello geotecnico).

I materiali a granulometria medio-fine (limi) forniscono valori dell'angolo d'attrito compresi tra circa  $24$  e  $37^\circ$  con valore medio compreso tra  $32$  e  $33^\circ$ . I valori più bassi si riscontrano lungo la verticale d'indagine SG002 alla profondità di  $7.50 \div 7.95$  m, variabili da  $23.7$  a  $27.8^\circ$

Il terreno eluvio-colluviale risulta caratterizzato, per l'unica prova effettuata, da un angolo d'attrito mediamente pari a  $28 \div 29^\circ$ . Considerate le resistenze e visivamente il materiale del terreno estratto, tale tipologia di materiale viene definita come materiale di riporto.

Il Flysch marnoso arenaceo alterato (Complesso C1) presenta angoli d'attrito relativamente elevati con un minimo di  $39.6^\circ$  a un massimo di  $52.8^\circ$ , il valore medio si attesta attorno a  $43^\circ$ . Gli stessi sono valori fittizi in quanto sono il risultato anche della coesione del materiale oltre al fatto che non è certo che le formulazioni utilizzate siano applicabili a tali tipologie di materiali.

Infine, per il Flysch tipo T2, T3 e T4 non sono disponibili dati per rifiuto alla penetrazione. Lo strato è considerato come substrato rigido con alta resistenza meccanica.

Verticale:		SG001							
Prova SPT	Profondità [m]		N <sub>SPT</sub>	N <sub>60</sub>	N <sub>1(60)</sub>	φ' [°]			
	da	a				Shioi e Fukuni 1, 1982	Shioi e Fukuni 2, 1983	Hatanaka e Uchida, 1996	
1	1,50	1,95	6	3	6	24,5	28,8	29,6	
2	3,00	3,45	6	3	5	24,5	28,8	28,8	
3	4,50	4,95	13	9	11	29,0	30,9	33,0	
4	6,00	6,45	22	16	19	33,2	33,6	37,1	
5	7,50	7,54	R	R	R				
6	17,00	17,45	31	24	19	36,6	36,3	37,1	
7	18,50	18,95	43	33	25	40,4	39,9	39,6	

Verticale:		SG002							
Prova SPT	Profondità [m]		N <sub>SPT</sub>	N <sub>60</sub>	N <sub>1(60)</sub>	φ' [°]			
	da	a				Shioi e Fukuni 1, 1982	Shioi e Fukuni 2, 1983	Hatanaka e Uchida, 1996	
1	3,00	3,45	20	12	16	32,3	33	35,7	
2	4,50	4,95	14	9	12	29,5	31,2	33,6	
3	6,00	6,45	18	13	15	31,4	32,4	35,2	
4	7,50	7,95	5	4	4	23,7	28,5	27,8	
5	17,00	17,45	22	27	14	33,2	33,6	34,7	

Verticale:		SG003							
Prova SPT	Profondità [m]		N <sub>SPT</sub>	N <sub>60</sub>	N <sub>1(60)</sub>	φ' [°]			
	da	a				Shioi e Fukuni 1, 1982	Shioi e Fukuni 2, 1983	Hatanaka e Uchida, 1996	
1	1,50	1,84	R	R	R				
2	3,00	3,05	R	R	R				
3	4,50	4,95	26	17	20	34,7	34,8	37,5	
4	6,00	6,24	R	R	R				
5	7,50	7,95	11	8	8	27,8	30,3	31,1	
6	14,00	14,41	R	R	R				
7	15,50	15,56	R	R	R				



Verticale:		SG004							
Prova SPT	Profondità [m]		N <sub>SPT</sub>	N <sub>60</sub>	N <sub>1(60)</sub>	φ' [°]			
	da	a				Shioi e Fukuni 1, 1982	Shioi e Fukuni 2, 1983	Hatanaka e Uchida, 1996	
1	1,50	1,95	15	9	15	30,0	31,5	35,2	
2	3,00	3,45	24	14	19	34,0	34,2	37,1	
3	4,50	4,61	R	R	R				

Verticale:		SG005							
Prova SPT	Profondità [m]		N <sub>SPT</sub>	N <sub>60</sub>	N <sub>1(60)</sub>	φ' [°]			
	da	a				Shioi e Fukuni 1, 1982	Shioi e Fukuni 2, 1983	Hatanaka e Uchida, 1996	
1	1,50	1,70	R	R	R				
2	3,00	3,45	56	33	43	44,0	43,8	45,7	
3	4,50	4,56	R	R	R				

Verticale:		SG008							
Prova SPT	Profondità [m]		N <sub>SPT</sub>	N <sub>60</sub>	N <sub>1(60)</sub>	φ' [°]			
	da	a				Shioi e Fukuni 1, 1982	Shioi e Fukuni 2, 1983	Hatanaka e Uchida, 1996	
1	1,50	1,95	55	32	70	43,7	43,5	52,8	
2	3,20	3,39	R	R	R				

Verticale:		SG010							
Prova SPT	Profondità [m]		N <sub>SPT</sub>	N <sub>60</sub>	N <sub>1(60)</sub>	φ' [°]			
	da	a				Shioi e Fukuni 1, 1982	Shioi e Fukuni 2, 1983	Hatanaka e Uchida, 1996	
1	1,50	1,95	8	5	8	26,0	29,4	31,1	
2	2,70	3,15	35	20	27	37,9	37,5	40,4	

### 4.3 Analisi di laboratorio

I campioni sono stati prelevati con campionatore a pareti sottili tipo Shelby, infissi a velocità e a pressione costante, utilizzati in relazione alla litologia presente al fine di mantenerne la struttura, la consistenza, il grado di addensamento e l'umidità propria dei terreni attraversati. Si riportano in tabella la codifica dei campioni prelevati, la tipologia di campione e la profondità di prelievo.

Sondaggio	Campione	Tipologia	Profondità di prelievo (m dal p.c.)
SG001	CR1	Rimaneggiato	da - 6.0 a - 6.5
	CI1	Indisturbato	da - 9.5 a - 10.2
	CI2	Indisturbato	da - 12.5 a - 13.2
	CI3	Indisturbato	da - 14.0 a - 14.7
	CI4	Indisturbato	da - 15.5 a - 16.2
	CR2	Rimaneggiato	da - 18.0 a - 18.5
SG002	CR1	Rimaneggiato	da - 5.5 a - 6.0
	CI1	Indisturbato	da - 9.5 a - 10.2
	CI2	Indisturbato	da - 11.0 a - 11.7
	CI3	Indisturbato	da - 12.5 a - 13.2
	CI4	Indisturbato	da - 14.0 a - 14.7
	CR2	Rimaneggiato	da - 17.0 a - 17.5
SG003	CR1	Rimaneggiato	da - 5.5 a - 6.0
	CI1	Indisturbato	da - 9.0 a - 9.7
	CI2	Indisturbato	da - 10.5 a - 11.2
	CI3	Indisturbato	da - 12.5 a - 13.2

#### 4.3.1 Risultati delle analisi di laboratorio

Si riportano a seguire i risultati maggiormente significative delle prove di laboratorio. In generale si osserva, in base agli indici di Atterberg, che il materiale a granulometria medio-fine (limo) risulta caratterizzato da una matrice poco consistente implicabile, probabilmente, alla sedimentazione in ambiente marino. In base all'indice di consistenza il materiale è classificabile come "fluido-plastico", "molle-plastico" e, in alcuni casi, "fluido". Quest'ultimi casi risultano caratterizzati da un contenuto d'acqua superiore al limite liquido.

In base alle foto dei carotaggi e dei campioni prelevati non si osserva un materiale fluido e/o molle e si ritiene che il comportamento osservato (contenuto d'acqua maggiore del limite liquido) sia implicabile all'immissione accidentale d'acqua durante il carotaggio e/o il campionamento. Si riportano nelle tabelle i dati esposti.

Verticale d'indagine e campione	Profondità [m]	Indice di consistenza	Tipo di terreno
SG01 - CI1	9,5 ÷ 10,2	-0,7	FLUIDO
SG01 - CI2	12,5 ÷ 13,2	0,3	MOLLE-PLASTICO
SG01 - CI3	14 ÷ 14,7	-1,9	FLUIDO
SG01 - CI4	15,5 ÷ 16,2	0,9	SOLIDO-PLASTICO
SG02 - CI1	9,5 ÷ 10,2	0	FLUIDO
SG02 - CI2	11 ÷ 11,7	0,1	FLUIDO-PLASTICO
SG02 - CI3	12,5 ÷ 13,2	-0,7	FLUIDO
SG02 - CI4	14 ÷ 14,7	0,4	MOLLE-PLASTICO
SG03 - CI1	9 ÷ 9,7	0,2	FLUIDO-PLASTICO
SG03 - CI2	10,5 ÷ 11,2	0,4	MOLLE-PLASTICO
SG03 - CI3	12,5 ÷ 13,2	-0,6	FLUIDO

Verticale d'indagine e campione	Profondità [m]	Contenuto d'acqua medio [%]	Limite liquido [%]	Nota
SG01 - CI1	9,5 ÷ 10,2	30,5	28	MAGGIORE
SG01 - CI2	12,5 ÷ 13,2	31,9	37	MINORE
SG01 - CI3	14 ÷ 14,7	30	24	MAGGIORE
SG01 - CI4	15,5 ÷ 16,2	24,4	44	MINORE
SG02 - CI1	9,5 ÷ 10,2	28,8	29	MINORE
SG02 - CI2	11 ÷ 11,7	28,4	29	MINORE
SG02 - CI3	12,5 ÷ 13,2	27,3	25	MAGGIORE
SG02 - CI4	14 ÷ 14,7	32	36	MINORE
SG03 - CI1	9 ÷ 9,7	29,2	31	MINORE
SG03 - CI2	10,5 ÷ 11,2	32,3	38	MINORE
SG03 - CI3	12,5 ÷ 13,2	28,5	26	MAGGIORE

Per quanto riguarda i campioni di materiale a granulometria medio-fine (limi), le prove a taglio diretto condotte sui campioni indisturbati hanno fornito angoli d'attrito efficaci compresi tra 29 e 32° con matrice a comportamento coesivo di tipo efficace di valore minimo pari a 20 kPa. In questo caso le resistenze risultano in linea con l'interpretazione dei risultati delle prove SPT.

Inoltre, le prove a taglio diretto sui campioni rimaneggiati hanno fornito resistenze sia maggiori (SG001-CR2 →  $\phi'$ =33.7° e  $c'$ =38 kPa) che inferiori (SG002-CR2 →  $\phi'$ =25.9° e  $c'$ =17 kPa) rispetto a quelle sui campioni indisturbati. Si osserva che quest'ultimo valore non è in linea sia con le misure di resistenza alla penetrazione e a taglio effettuate con il Pocket Penetrometer e con il Pocket Vane direttamente sulla carota estratta che con l'interpretazione dei risultati delle prove SPT che indicano un materiale maggiormente resistente. Per questo motivo la prova SG002-CR2 è non utilizzata ai fini della definizione del modello geologico.

Infine, la prova a taglio diretto effettuata sul campione rimeggiato di materiale di riporto ha fornito resistenze in linea con l'interpretazione dei risultati delle prove SPT: SG001-CR1 →  $\phi'$ =31° e  $c'$ =68 kPa

Si riportano nelle tabelle seguenti la sintesi dei risultati di laboratorio sui provini di terreno.

Analisi di laboratorio campioni rimaneggiati										
Sondaggio	Campione	Profondità (m dal p.c.)	Analisi granulometrica				Limiti di Atterberg		Prova di taglio diretto	
			Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	LL	LP	$\phi'$	$c'$
			(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(°)	(kN/m <sup>2</sup> )
SG001	CR1	da - 6.0 a - 6.5	40.1	17.1	32.8	10	35	21	31	68
SG001	CR2	da - 18.0 a - 18.5	36.7	29.1	27.7	6.5	29	19	33.7	38
SG002	CR1	da - 5.5 a - 6.0	50.2	16	27.1	6.7	34	21		
SG002	CR2	da - 17.0 a - 17.5	50.2	16	27.1	6.7	37	24	25.9	17
SG003	CR1	da - 5.5 a - 6.0	29.9	19	41.4	9.7	35	25		



Analisi di laboratorio campioni indisturbati											
Sondaggio	Campione	Profondità (m dal p.c.)	Analisi granulometrica				Limiti di Atterberg				
			Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IC (-)	IL (-)
SG001	CI1	da - 9.5 a - 10.2	0.0	21.5	70.4	8.1	28	24	4	-0.7	1.7
SG001	CI2	da - 12.5 a - 13.2	0.0	4.1	53.9	42.0	37	19	18	0.3	0.7
SG001	CI3	da - 14.0 a - 14.7	0.1	24.4	63.9	11.6	24	21	3	-1.9	2.9
SG001	CI4	da - 15.5 a - 16.2	1.4	11.3	46.9	40.4	44	22	22	0.9	0.1
SG002	CI1	da - 9.5 a - 10.2	0.0	24.8	65.5	9.7	29	22	7	0.0	1.0
SG002	CI2	da - 11.0 a - 11.7	0.5	31.0	59.6	8.9	29	22	7	0.1	0.9
SG002	CI3	da - 12.5 a - 13.2	0.0	32.2	57.3	10.5	25	22	3	-0.7	1.7
SG002	CI4	da - 14.0 a - 14.7	0.0	7.9	60.7	31.4	36	27	9	0.4	0.6
SG003	CI1	da - 9.0 a - 9.7	0.0	16.3	65.8	17.9	31	22	9	0.2	0.8
SG003	CI2	da - 10.5 a - 11.2	0.2	21.1	59.2	19.5	38	23	15	0.4	0.6
SG003	CI3	da - 12.5 a - 13.2	1.9	27.9	57.9	12.3	26	21	5	-0.6	1.6

Analisi di laboratorio campioni indisturbati										
Sondaggio	Campione	Profondità (m dal p.c.)	W (%)	$\gamma$ (kNm <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub> (-)	M <sub>sd</sub> (MPa)	C <sub>v</sub> (cm <sup>3</sup> /min)	k (m/s <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	c' (kNm <sup>2</sup> )
SG001	CI2	da - 12.5 a - 13.2	31.9	18.68	2.73	3.7	0.0282	1.26x10 <sup>-10</sup>		
SG001	CI3	da - 14.0 a - 14.7	30.0	18.92	2.70	6.1	0.0287	7.66x10 <sup>-12</sup>		
SG001	CI4	da - 15.5 a - 16.2	34.2	19.82	2.74	4.3	0.0680	2.57x10 <sup>-10</sup>		
SG002	CI1	da - 9.5 a - 10.2	28.8	18.39	2.67	5.6	0.0246	7.13x10 <sup>-11</sup>	32.3	34
SG002	CI2	da - 11.0 a - 11.7	28.4	19.04	2.68	6.6	0.0363	8.97x10 <sup>-11</sup>		
SG002	CI3	da - 12.5 a - 13.2	27.3	18.90	2.66	12.7	0.0189	2.44x10 <sup>-11</sup>		
SG002	CI4	da - 14.0 a - 14.7	32.0	18.44	2.68	4.5	0.0343	1.25x10 <sup>-10</sup>		
SG003	CI1	da - 9.0 a - 9.7	29.2	18.82	2.70	4.4	0.0676	2.52x10 <sup>-10</sup>	29.1	34
SG003	CI2	da - 10.5 a - 11.2	32.3	18.59	2.69	4.3	0.0601	2.29x10 <sup>-10</sup>		
SG003	CI3	da - 12.5 a - 13.2	28.5	18.81	2.72	3.9	0.0399	1.67x10 <sup>-10</sup>		

#### 4.3.2 Verticale SG001

##### **Campione CR1 (rimaneggiato) – SG001-Profondità 6.0÷6.5 m**

Il campione è stato prelevato all'interno della litologia "materiali antropici di riporto" e risulta classificata come:

GHIAIA CON LIMO SABBIOSA LEGGERMENTE ARGILLOSA (clsasiGr)

- Ghiaia = 40.1 %
- Sabbia = 17.1 %
- Limo = 32.8 %
- Argilla = 10.0 %

Inoltre:

- Peso specifico dei grani medio = 2.66 (-)
- Limite liquido = 35%
- Limite plastico = 21%

La prova a taglio diretto ha fornito (valore di picco):

- Angolo di resistenza a taglio = 31°
- Coesione intercetta = 68 kPa

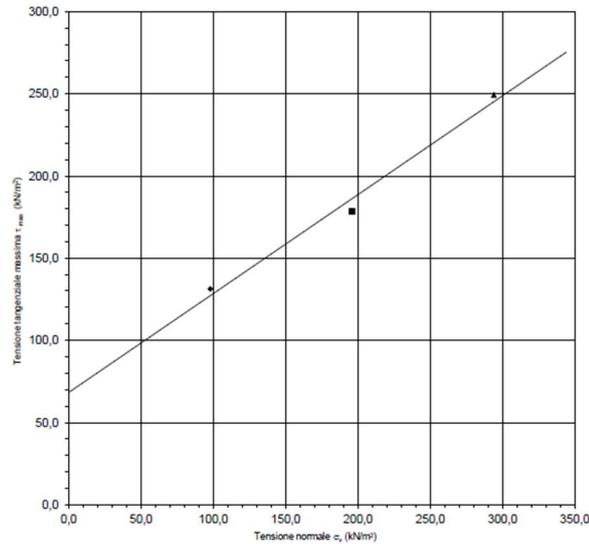


Figura 4-2: Verticale SG001 - Campione CR1 - Prova a taglio diretto

**Campione CI1 (indisturbato) – SG001-Profondità 9.5÷10.2 m**

Il campione è stato prelevato all'interno della litologia "limo sabbioso argilloso" e risulta classificata come:

LIMO SABBIOSO DEBOLMENTE ARGILLOSO (clsSi)

- Sabbia = 25.1 %
- Limo = 70.4 %
- Argilla = 8.1 %

Inoltre:

Determinazione del contenuto d'acqua - UNI CEN ISO TS 17892-1			
$w_m$	Contenuto d'acqua percentuale medio	30,5	(%)
Misura del peso dell'unità di volume - UNI CEN ISO TS 17892-2			
$\gamma_m$	Peso di volume apparente medio	18,29	(kN/m <sup>3</sup> )
Misura del peso specifico dei grani - UNI CEN ISO TS 17892-3			
$G_s$ medio	Peso specifico dei grani medio	2,69	(-)
Parametri correlati			
$e_0$	Indice dei vuoti	0,881	(-)
$n$	Porosità	46,8	(%)
$S_r$	Grado di saturazione	93,0	(%)
$\gamma_d$	Peso di volume secco	14,02	(kN/m <sup>3</sup> )



Limiti di Atterberg - UNI CEN ISO TS 17892-12			
LL	Limite di liquidità	28	(%)
LP	Limite di plasticità	24	(%)
IP	Indice di plasticità	4	(%)
IC	Indice di consistenza	-0,7	(-)
IL	Indice di liquidità	1,7	(-)
LR	Limite di ritiro	-	(%)
R	Coefficiente di ritiro	-	(%)

La prova a taglio diretto ha fornito (valore di picco):

- Angolo di resistenza a taglio = 30.5°
- Coesione intercetta = 20 kPa

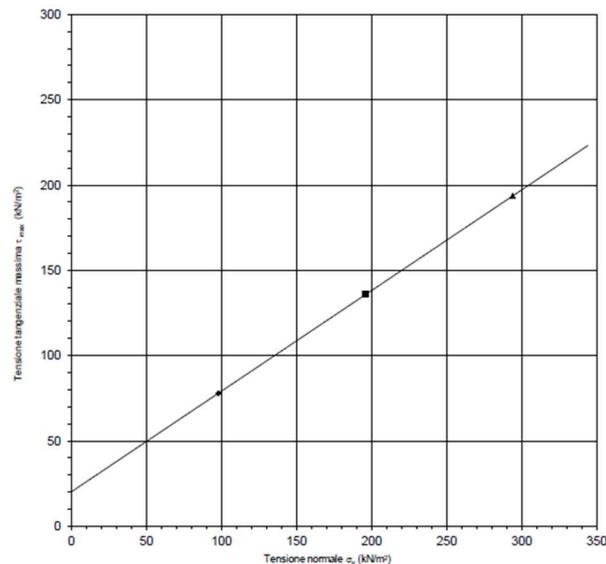


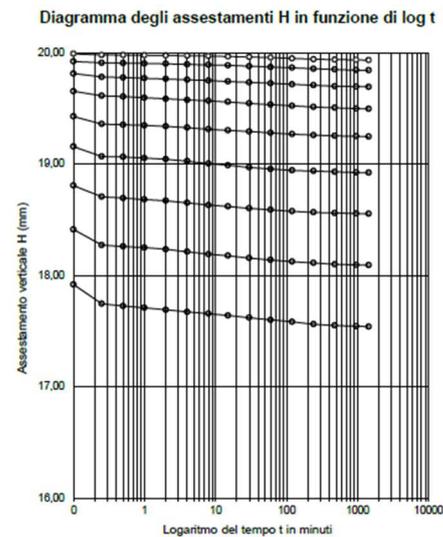
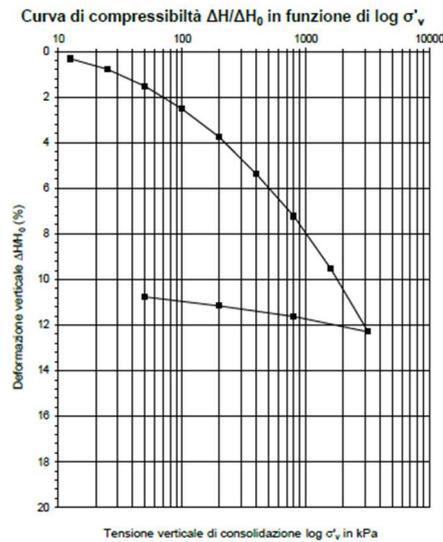
Figura 4-3: Verticale SG001 - Campione CI1 - Prova a taglio diretto.

Si riporta in tabella i risultati delle prove dirette sulla carota di terreno.

Verticale:	<b>SG001</b>
Campione:	<b>CI1</b>
Profondità:	9,5 ÷ 10,2

Misura	1	2	3	4	5	6	Media
Pocket Penetrometer [kPa]	100	130	150	110	110	90	<b>115</b>
Pocket Vane [kPa]	40	30					<b>35</b>

La prova edometrica a incremento di carico controllato ha fornito i risultati come riportati di seguito.



Intervallo di carico (kPa)	Coeff. consolid. * $C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{min}$ )	Coeff. compress. $m_v$ ( $\text{MPa}^{-1}$ )	Coeff. permeabilità K ( $\text{m}/\text{sec}$ )
0 - 12,5 kPa	0,0050	0,264	2,15E-11
12,5 - 25 kPa	0,0072	0,364	4,25E-11
25 - 50 kPa	0,0122	0,298	5,95E-11
50 - 100 kPa	0,0177	0,198	5,71E-11
100 - 200 kPa	0,0215	0,125	4,37E-11
200 - 400 kPa	0,0295	0,081	3,90E-11
400 - 800 kPa	0,0294	0,046	2,22E-11
800 - 1600 kPa	0,0250	0,029	1,16E-11
1600 - 3200 kPa	0,0149	0,017	4,08E-12

\* determinato secondo il metodo di Casagrande

### **Campione C12 (indisturbato) – SG001-Profondità 12.5÷13.2 m**

Il campione è stato prelevato all'interno della litologia "limo sabbioso argilloso" e risulta classificata come:

LIMO CON ARGILLA (cISi)

- Sabbia = 4.1 %
- Limo = 53.9 %
- Argilla = 42.0 %

Inoltre:



Relazione geotecnica e sismica

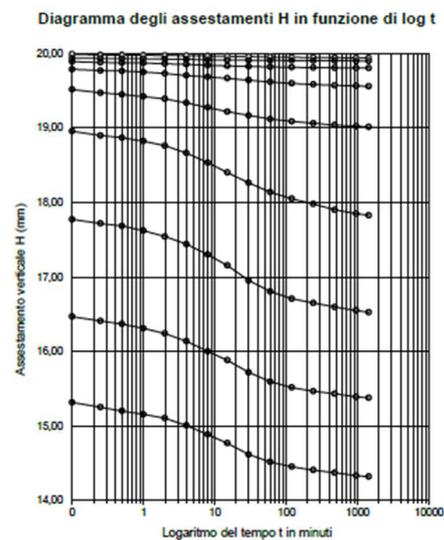
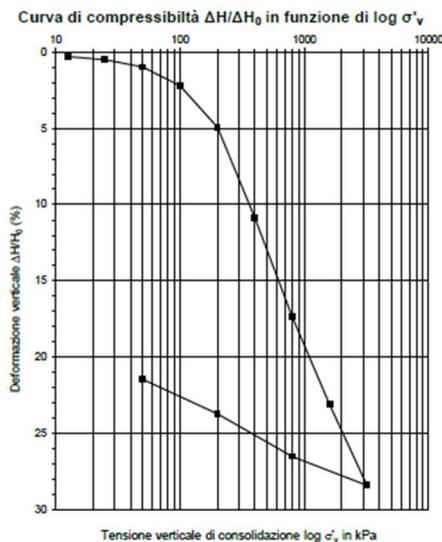
Determinazione del contenuto d'acqua - UNI CEN ISO TS 17892-1			
$w_m$	Contenuto d'acqua percentuale medio	31,9	(%)
Misura del peso dell'unità di volume - UNI CEN ISO TS 17892-2			
$\gamma_m$	Peso di volume apparente medio	18,68	(kN/m <sup>3</sup> )
Misura del peso specifico dei grani - UNI CEN ISO TS 17892-3			
$G_s$ medio	Peso specifico dei grani medio	2,73	(-)
Parametri correlati			
$e_0$	Indice dei vuoti	0,892	(-)
$n$	Porosità	47,1	(%)
$S_r$	Grado di saturazione	97,8	(%)
$\gamma_d$	Peso di volume secco	14,15	(kN/m <sup>3</sup> )
Limiti di Atterberg - UNI CEN ISO TS 17892-12			
LL	Limite di liquidità	37	(%)
LP	Limite di plasticità	19	(%)
IP	Indice di plasticità	18	(%)
IC	Indice di consistenza	0,3	(-)
IL	Indice di liquidità	0,7	(-)
LR	Limite di ritiro	-	(%)
R	Coefficiente di ritiro	-	(%)

Si riporta in tabella i risultati delle prove dirette sulla carota di terreno.

Verticale:	<b>SG001</b>
Campione:	<b>CI2</b>
Profondità:	<b>12,5 ÷ 13,2</b>

Misura	1	2	3	4	5	6	Media
<b>Pocket Penetrometer</b> [kPa]	120	160	120	100	110	110	<b>120</b>
<b>Pocket Vane</b> [kPa]	40	30					<b>35</b>

La prova edometrica a incremento di carico controllato ha fornito i risultati come riportati di seguito.





Intervallo di carico (kPa)	Coeff. consolid. $C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{min}$ )	Coeff. compress. $m_v$ ( $\text{MPa}^{-1}$ )	Coeff. permeabilità K ( $\text{m}/\text{sec}$ )
0 - 12,5 kPa	0,0199	0,244	7,92E-11
12,5 - 25 kPa	0,0685	0,164	1,83E-10
25 - 50 kPa	0,0433	0,192	1,36E-10
50 - 100 kPa	0,0293	0,245	1,17E-10
100 - 200 kPa	0,0282	0,273	1,26E-10
200 - 400 kPa	0,0174	0,296	8,41E-11
400 - 800 kPa	0,0160	0,163	4,88E-11
800 - 1600 kPa	0,0158	0,072	7,85E-11
1600 - 3200 kPa	0,0141	0,033	7,60E-12

\* determinato secondo il metodo di Casagrande

### **Campione C13 (indisturbato) – SG001-Profondità 14.0÷14.7 m**

Il campione è stato prelevato all'interno della litologia "limo sabbioso argilloso" e risulta classificata come:

LIMO SABBIOSO DEBOLMENTE ARGILLOSO (clsSi)

- Ghiaia = 0.1 %
- Sabbia = 24.4 %
- Limo = 63.9 %
- Argilla = 11.6 %

Inoltre:

Determinazione del contenuto d'acqua - UNI CEN ISO TS 17892-1			
$w_m$	Contenuto d'acqua percentuale medio	30,0	(%)
Misura del peso dell'unità di volume - UNI CEN ISO TS 17892-2			
$\gamma_m$	Peso di volume apparente medio	18,92	( $\text{kN}/\text{m}^3$ )
Misura del peso specifico dei grani - UNI CEN ISO TS 17892-3			
$G_s$ medio	Peso specifico dei grani medio	2,70	(-)
Parametri correlati			
$e_0$	Indice dei vuoti	0,822	(-)
$n$	Porosità	45,1	(%)
$S_r$	Grado di saturazione	98,7	(%)
$\gamma_d$	Peso di volume secco	14,55	( $\text{kN}/\text{m}^3$ )
Limiti di Atterberg - UNI CEN ISO TS 17892-12			
LL	Limite di liquidità	24	(%)
LP	Limite di plasticità	21	(%)
IP	Indice di plasticità	3	(%)
IC	Indice di consistenza	-1,9	(-)
IL	Indice di liquidità	2,9	(-)
LR	Limite di ritiro	-	(%)
R	Coefficiente di ritiro	-	(%)

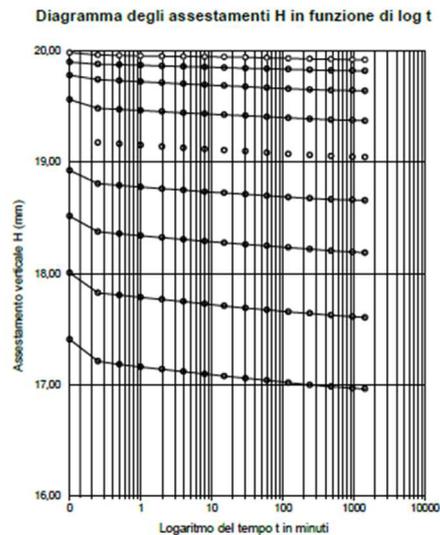
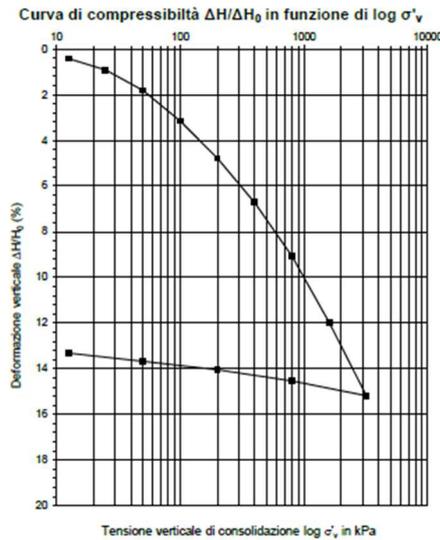
Si riporta in tabella i risultati delle prove dirette sulla carota di terreno.



Verticale:	<b>SG001</b>
Campione:	<b>CI3</b>
Profondità:	14,0 ÷ 14,7

Misura	1	2	3	4	5	6	Media
Pocket Penetrometer [kPa]	160	170	120	130	110	110	133
Pocket Vane [kPa]	20	20					20

La prova edometrica a incremento di carico controllato ha fornito i risultati come riportati di seguito.



Intervallo di carico (kPa)	Coeff. consolid.* $C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{min}$ )	Coeff. compress. $m_v$ ( $\text{MPa}^{-1}$ )	Coeff. permeabilità K ( $\text{m}/\text{sec}$ )
0 - 12,5 kPa			
12,5 - 25 kPa	0,0238	0,400	1,55E-10
25 - 50 kPa	0,0291	0,358	1,70E-10
50 - 100 kPa	0,0267	0,268	1,17E-10
100 - 200 kPa	0,0287	0,163	7,66E-11
200 - 400 kPa	0,0281	0,097	4,45E-11
400 - 800 kPa	0,0293	0,059	2,84E-11
800 - 1600 kPa	0,0265	0,036	6,66E-12
1600 - 3200 kPa	0,0204	0,020	

\* determinato secondo il metodo di Casagrande

### **Campione CI4 (indisturbato) – SG001-Profondità 15.5÷16.2 m**

Il campione è stato prelevato all'interno delle litologie "limo sabbioso argilloso – limo argilloso" e risulta classificata come:

LIMO CON ARGILLA DEBOLMENTE SABBIOSO (saclSi)

- Ghiaia = 1.4 %
- Sabbia = 11.3 %
- Limo = 46.9 %
- Argilla = 40.4 %

Inoltre:



Relazione geotecnica e sismica

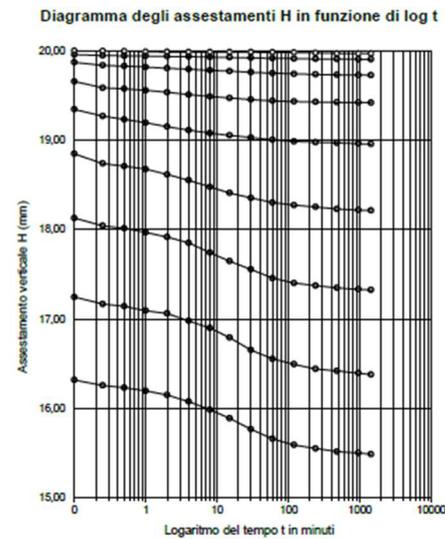
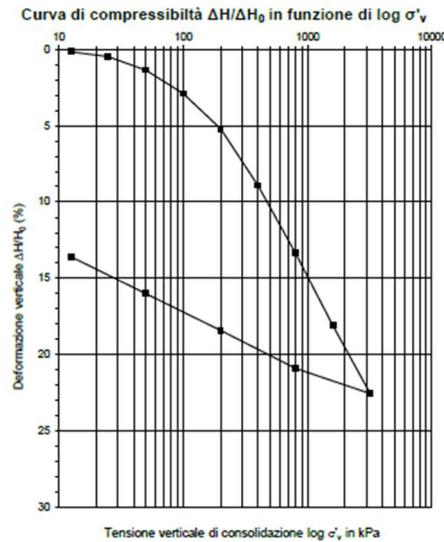
Determinazione del contenuto d'acqua - UNI CEN ISO TS 17892-1			
$w_m$	Contenuto d'acqua percentuale medio	24,2	(%)
Misura del peso dell'unità di volume - UNI CEN ISO TS 17892-2			
$\gamma_m$	Peso di volume apparente medio	19,82	(kN/m <sup>3</sup> )
Misura del peso specifico dei grani - UNI CEN ISO TS 17892-3			
$G_s$ medio	Peso specifico dei grani medio	2,74	(-)
Parametri correlati			
$e_0$	Indice dei vuoti	0,682	(-)
n	Porosità	40,6	(%)
Sr	Grado di saturazione	97,1	(%)
$\gamma_d$	Peso di volume secco	15,96	(kN/m <sup>3</sup> )
Limiti di Atterberg - UNI CEN ISO TS 17892-12			
LL	Limite di liquidità	44	(%)
LP	Limite di plasticità	22	(%)
IP	Indice di pastosità	22	(%)
IC	Indice di consistenza	0,9	(-)
IL	Indice di liquidità	0,1	(-)
LR	Limite di ritiro	-	(%)
R	Coefficiente di ritiro	-	(%)

Si riporta in tabella i risultati delle prove dirette sulla carota di terreno.

Verticale:	<b>SG001</b>
Campione:	<b>C14</b>
Profondità:	15,5 ÷ 16,2

Misura	1	2	3	4	5	6	7	Media
<b>Pocket Penetrometer [kPa]</b>	150	170	220	290	290	320	240	<b>240</b>
<b>Pocket Vane [kPa]</b>	60	120	120					<b>100</b>

La prova edometrica a incremento di carico controllato ha fornito i risultati come riportati di seguito.



Intervallo di carico (kPa)	Coeff. consolid.* $C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{min}$ )	Coeff. compress. $m_v$ ( $\text{MPa}^{-1}$ )	Coeff. permeabilità K (m/sec)
0 - 12,5 kPa			
12,5 - 25 kPa	0,0204	0,256	8,52E-11
25 - 50 kPa	0,0380	0,356	2,21E-10
50 - 100 kPa	0,0577	0,306	2,88E-10
100 - 200 kPa	0,0680	0,231	2,57E-10
200 - 400 kPa	0,0354	0,186	1,07E-10
400 - 800 kPa	0,0178	0,111	3,22E-11
800 - 1600 kPa	0,0129	0,059	2,8E-11
1600 - 3200 kPa	0,0114	0,028	5,20E-12

\* determinato secondo il metodo di Casagrande

### **Campione CR2 (rimaneggiato) – SG001-Profondità 18.0÷18.5 m**

Il campione è stato prelevato all'interno della litologia "limo sabbioso argilloso" e risulta classificata come:

GHIAIA CON LIMO E SABBIA DEBOLMENTE ARGILLOSA (clsasiGr)

- Ghiaia = 36.7 %
- Sabbia = 29.1 %
- Limo = 27.7 %
- Argilla = 6.5 %

Inoltre:

- Peso specifico dei grani medio = 2.76 (-)
- Limite liquido = 29%
- Limite plastico = 19%

La prova a taglio diretto ha fornito (valore di picco):

- Angolo di resistenza a taglio = 33.7°



- Coesione intercetta = 38 kPa

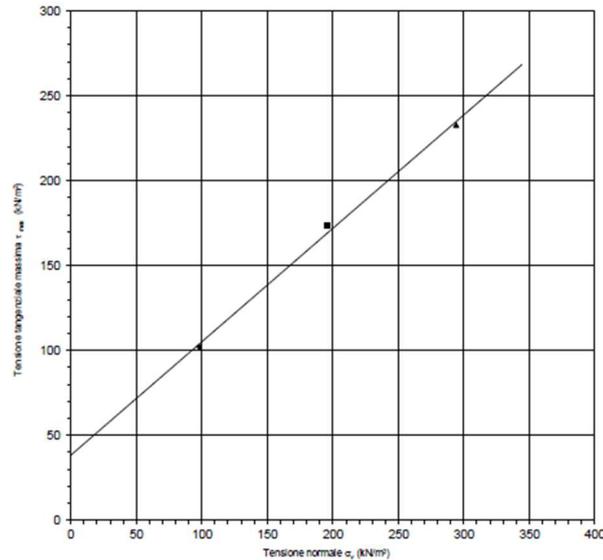


Figura 4-4: Verticale SG001 - Campione CR2 - Prova a taglio diretto.

#### 4.3.3 Verticale SG002

##### **Campione CR1 (rimaneggiato) - SG002-Profondità 5.5÷6.0 m**

Il campione è stato prelevato all'interno della litologia "materiali antropici di riporto" e risulta classificata come:

GHIAIA CON LIMO SABBIOSA LEGGERMENTE ARGILLOSA (clsasiGr)

- Ghiaia = 50.2 %
- Sabbia = 16.0 %
- Limo = 27.1 %
- Argilla = 6.7 %

Inoltre:

- Peso specifico dei grani medio = 2.78 (-)
- Limite liquido = 34%
- Limite plastico = 21%

##### **Campione CI1 (indisturbato) - SG002-Profondità 9.5÷10.2 m**

Il campione è stato prelevato all'interno della litologia "limo sabbioso argilloso" e risulta classificata come:

LIMO SABBIOSO DEBOLMENTE ARGILLOSO (clsasiSi)

- Sabbia = 24.8 %
- Limo = 65.5 %
- Argilla = 9.7 %

Inoltre:



Relazione geotecnica e sismica

Determinazione del contenuto d'acqua - UNI CEN ISO TS 17892-1			
$w_m$	Contenuto d'acqua percentuale medio	28,8	(%)
Misura del peso dell'unità di volume - UNI CEN ISO TS 17892-2			
$\gamma_m$	Peso di volume apparente medio	18,39	(kN/m <sup>3</sup> )
Misura del peso specifico dei grani - UNI CEN ISO TS 17892-3			
$G_s$ medio	Peso specifico dei grani medio	2,67	(-)
Parametri correlati			
$e_0$	Indice dei vuoti	0,837	(-)
$n$	Porosità	45,6	(%)
$S_r$	Grado di saturazione	92,2	(%)
$\gamma_d$	Peso di volume secco	14,27	(kN/m <sup>3</sup> )
Limiti di Atterberg - UNI CEN ISO TS 17892-12			
LL	Limite di liquidità	29	(%)
LP	Limite di plasticità	22	(%)
IP	Indice di pasticità	7	(%)
IC	Indice di consistenza	0,0	(-)
IL	Indice di liquidità	1,0	(-)
LR	Limite di ritiro	-	(%)
R	Coefficiente di ritiro	-	(%)

La prova a taglio diretto ha fornito (valore di picco):

- Angolo di resistenza a taglio = 32.3°
- Coesione intercetta = 34 kPa

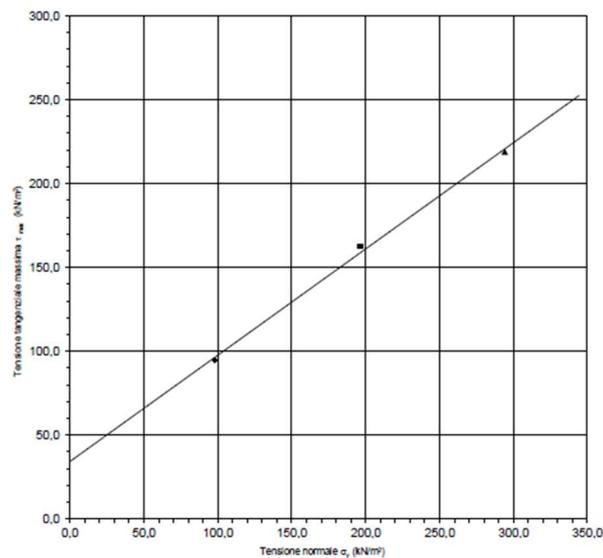


Figura 4-5: Verticale SG002 - Campione CI1 - Prova a taglio diretto.

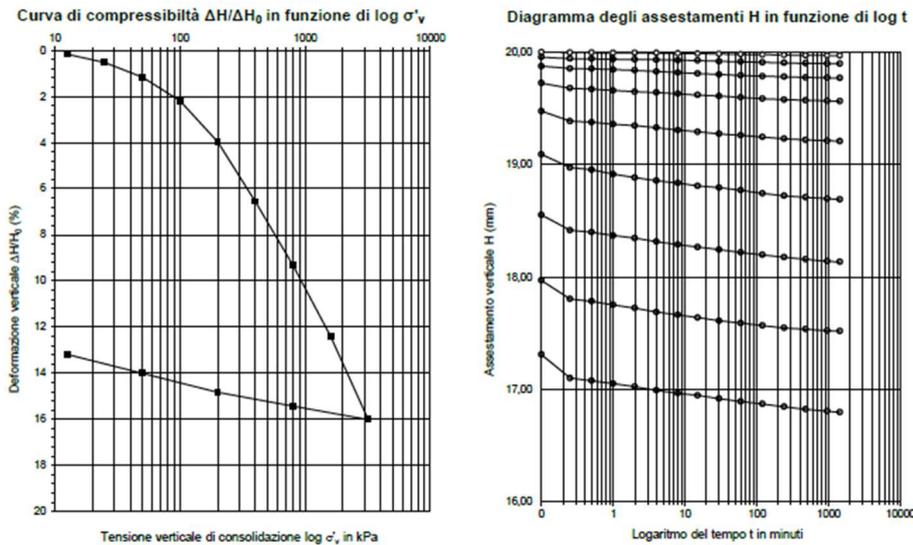
Si riporta in tabella i risultati delle prove dirette sulla carota di terreno.



Verticale: **SG002**  
 Campione: **CI1**  
 Profondità: **9,5 ÷ 10,2**

Misura	1	2	3	4	5	6	Media
Pocket Penetrometer [kPa]	170	240	160	150	290	290	217
Pocket Vane [kPa]	45	50					48

La prova edometrica a incremento di carico controllato ha fornito i risultati come riportati di seguito.



Intervallo di carico (kPa)	Coeff. consolid. $C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{min}$ )	Coeff. compress. $m_v$ ( $\text{MPa}^{-1}$ )	Coeff. permeabilità K ( $\text{m}/\text{sec}$ )
0 - 12,5 kPa	0,0074	0,136	1,65E-11
12,5 - 25 kPa	0,0101	0,288	4,75E-11
25 - 50 kPa	0,0300	0,254	1,24E-10
50 - 100 kPa	0,0205	0,206	6,91E-11
100 - 200 kPa	0,0246	0,177	7,13E-11
200 - 400 kPa	0,0377	0,130	7,97E-11
400 - 800 kPa	0,0341	0,069	3,66E-11
800 - 1600 kPa	0,0380	0,038	2,20E-11
1600 - 3200 kPa	0,0296	0,023	1,09E-11

**Campione CI2 (indisturbato) – SG002-Profondità 11.0 ÷ 11.7 m**

Il campione è stato prelevato all'interno della litologia "limo sabbioso argilloso" e risulta classificata come:

LIMO CON SABBIA LEGGERMENTE ARGILLOSO (clsaSi)

- Ghiaia = 0.5 %
- Sabbia = 31.0 %
- Limo = 59.6 %
- Argilla = 8.9 %

Inoltre:



Relazione geotecnica e sismica

Determinazione del contenuto d'acqua - UNI CEN ISO TS 17892-1

$w_m$	Contenuto d'acqua percentuale medio	28,4	(%)
-------	-------------------------------------	------	-----

Misura del peso dell'unità di volume - UNI CEN ISO TS 17892-2

$\gamma_m$	Peso di volume apparente medio	19,04	(kN/m <sup>3</sup> )
------------	--------------------------------	-------	----------------------

Misura del peso specifico dei grani - UNI CEN ISO TS 17892-3

$G_s$ medio	Peso specifico dei grani medio	2,68	(-)
-------------	--------------------------------	------	-----

Parametri correlati

$e_0$	Indice dei vuoti	0,770	(-)
$n$	Porosità	43,5	(%)
$S_r$	Grado di saturazione	98,8	(%)
$\gamma_d$	Peso di volume secco	14,82	(kN/m <sup>3</sup> )

Limiti di Atterberg - UNI CEN ISO TS 17892-12

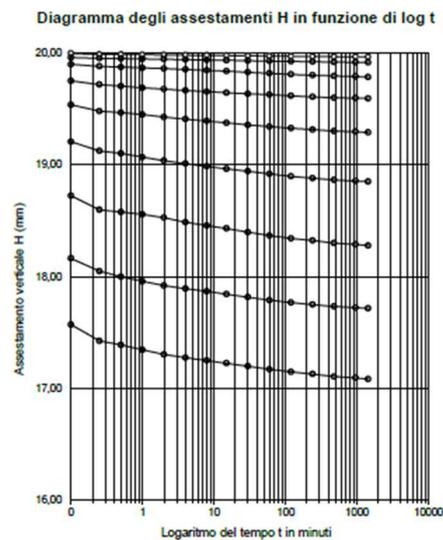
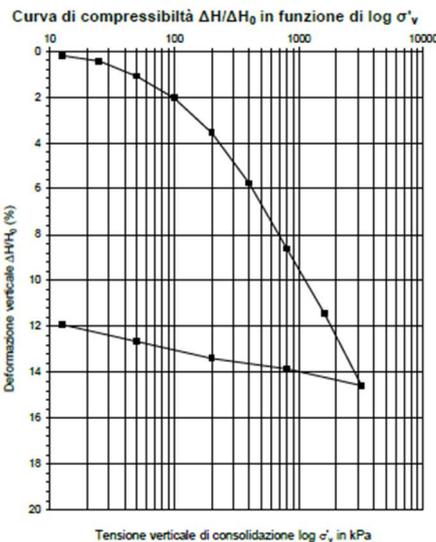
LL	Limite di liquidità	29	(%)
LP	Limite di plasticità	22	(%)
IP	Indice di plasticità	7	(%)
IC	Indice di consistenza	0,1	(-)
IL	Indice di liquidità	0,9	(-)
LR	Limite di ritiro	-	(%)
R	Coefficiente di ritiro	-	(%)

Si riporta in tabella i risultati delle prove dirette sulla carota di terreno.

Verticale:	<b>SG002</b>
Campione:	<b>CI2</b>
Profondità:	<b>11,0 ÷ 11,7</b>

Misura	1	2	3	4	5	6	Media
<b>Pocket Penetrometer [kPa]</b>	110	100	130	190	200	220	<b>158,3333</b>
<b>Pocket Vane [kPa]</b>	42	40					<b>41</b>

La prova edometrica a incremento di carico controllato ha fornito i risultati come riportati di seguito.





Intervallo di carico (kPa)	Coeff. consolid. $C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{min}$ )	Coeff. compress. $m_v$ ( $\text{MPa}^{-1}$ )	Coeff. permeabilità K ( $\text{m}/\text{sec}$ )
0 - 12,5 kPa	0,0191	0,156	4,86E-11
12,5 - 25 kPa	0,0363	0,196	1,16E-10
25 - 50 kPa	0,0228	0,264	9,82E-11
50 - 100 kPa	0,0295	0,190	9,17E-11
100 - 200 kPa	0,0363	0,151	8,97E-11
200 - 400 kPa	0,0384	0,110	6,91E-11
400 - 800 kPa	0,0341	0,071	3,07E-11
800 - 1600 kPa	0,0352	0,035	2,02E-11
1600 - 3200 kPa	0,0381	0,020	1,29E-11

\* determinato secondo il metodo di Casagrande

### **Campione CI3 (indisturbato) – SG002-Profondità 12.5÷13.2 m**

Il campione è stato prelevato all'interno della litologia "limo sabbioso argilloso" e risulta classificata come:

LIMO CON SABBIA ARGILLOSO (clsSi)

- Sabbia = 32.2 %
- Limo = 57.3 %
- Argilla = 10.5 %

Inoltre:

Determinazione del contenuto d'acqua - UNI CEN ISO TS 17892-1			
$w_m$	Contenuto d'acqua percentuale medio	27,3	(%)

Misura del peso dell'unità di volume - UNI CEN ISO TS 17892-2			
$\gamma_m$	Peso di volume apparente medio	18,90	( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

Misura del peso specifico dei grani - UNI CEN ISO TS 17892-3			
$G_s$ medio	Peso specifico dei grani medio	2,66	(-)

Parametri correlati			
$e_0$	Indice dei vuoti	0,754	(-)
n	Porosità	43,0	(%)
Sr	Grado di saturazione	96,2	(%)
$\gamma_d$	Peso di volume secco	14,85	( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

Limiti di Atterberg - UNI CEN ISO TS 17892-12			
LL	Limite di liquidità	25	(%)
LP	Limite di plasticità	22	(%)
IP	Indice di plasticità	3	(%)
IC	Indice di consistenza	-0,7	(-)
IL	Indice di liquidità	1,7	(-)

LR	Limite di ritiro	-	(%)
R	Coefficiente di ritiro	-	(%)

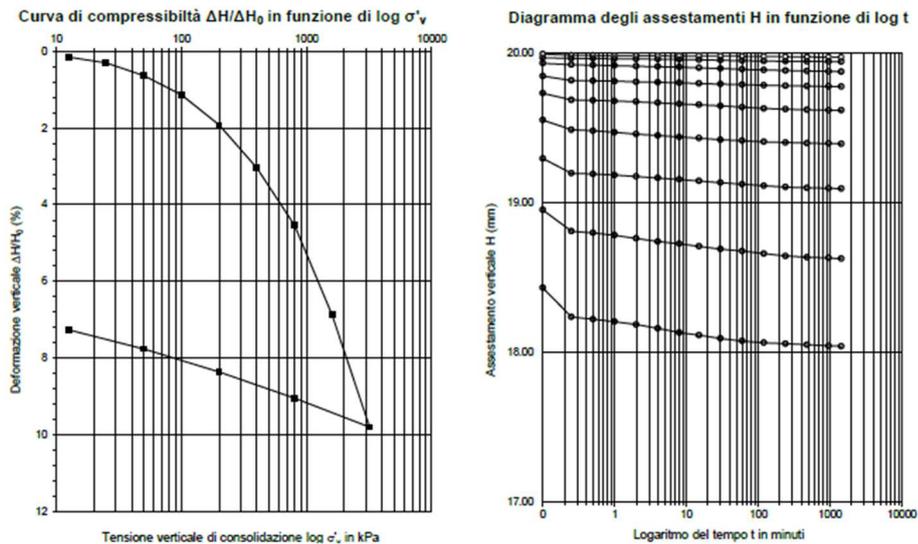
Si riporta in tabella i risultati delle prove dirette sulla carota di terreno.



Verticale:	SG002
Campione:	CI3
Profondità:	12,5 ÷ 13,2

Misura	1	2	3	4	5	Media
Pocket Penetrometer [kPa]	20	20	60	170	190	92

La prova edometrica a incremento di carico controllato ha fornito i risultati come riportati di seguito.



Intervallo di carico (kPa)	Coeff. consolid. $C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{min}$ )	Coeff. compress. $m_v$ ( $\text{MPa}^{-1}$ )	Coeff. permeabilità K ( $\text{m}/\text{sec}$ )
0 - 12,5 kPa			
12,5 - 25 kPa	0,0173	0,120	3,39E-11
25 - 50 kPa	0,0205	0,134	4,49E-11
50 - 100 kPa	0,0202	0,099	3,26E-11
100 - 200 kPa	0,0189	0,079	2,44E-11
200 - 400 kPa	0,0429	0,056	3,91E-11
400 - 800 kPa	0,0201	0,037	1,29E-11
800 - 1600 kPa	0,0329	0,029	7,57E-11
1600 - 3200 kPa	0,0439	0,018	1,31E-11

\*determinato secondo il metodo di Casagrande

**Campione CI4 (indisturbato) – SG002-Profondità 14.0÷14.7 m**

Il campione è stato prelevato all'interno della litologia "limo sabbioso argilloso" e risulta classificata come:

LIMO CON ARGILLA DEBOLMENTE SABBIOSO (sacSi)

- Sabbia = 7.9 %
- Limo = 60.7 %
- Argilla = 31.4 %

Inoltre:



Relazione geotecnica e sismica

Determinazione del contenuto d'acqua - UNI CEN ISO TS 17892-1

$w_m$	Contenuto d'acqua percentuale medio	32,0	(%)
-------	-------------------------------------	------	-----

Misura del peso dell'unità di volume - UNI CEN ISO TS 17892-2

$\gamma_m$	Peso di volume apparente medio	18,44	(kN/m <sup>3</sup> )
------------	--------------------------------	-------	----------------------

Misura del peso specifico dei grani - UNI CEN ISO TS 17892-3

$G_s$ medio	Peso specifico dei grani medio	2,68	(-)
-------------	--------------------------------	------	-----

Parametri correlati

$e_0$	Indice dei vuoti	0,881	(-)
$n$	Porosità	46,8	(%)
$S_r$	Grado di saturazione	97,4	(%)
$\gamma_d$	Peso di volume secco	13,97	(kN/m <sup>3</sup> )

Limiti di Atterberg - UNI CEN ISO TS 17892-12

LL	Limite di liquidità	36	(%)
LP	Limite di plasticità	27	(%)
IP	Indice di plasticità	9	(%)
IC	Indice di consistenza	0,4	(-)
IL	Indice di liquidità	0,6	(-)

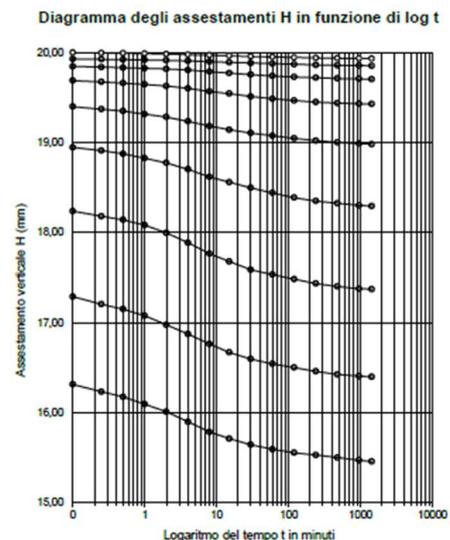
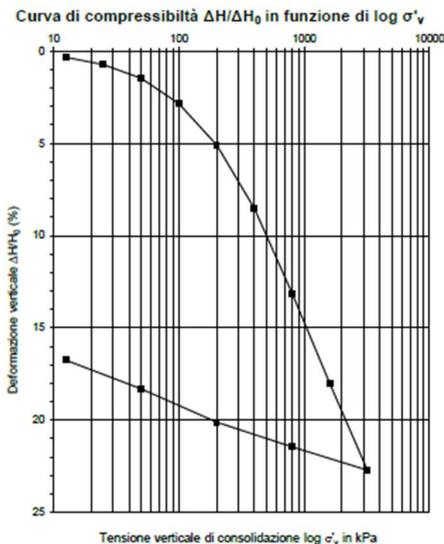
LR	Limite di ritiro	-	(%)
R	Coefficiente di ritiro	-	(%)

Si riporta in tabella i risultati delle prove dirette sulla carota di terreno.

Verticale: **SG002**  
 Campione: **CI4**  
 Profondità: **14,0 ÷ 14,7**

Misura	1	2	3	4	5	Media
Pocket Penetrometer [kPa]	150	90	90	90	100	104

La prova edometrica a incremento di carico controllato ha fornito i risultati come riportati di seguito.





Intervallo di carico (kPa)	Coeff. consolid. $C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{min}$ )	Coeff. compress. $m_v$ ( $\text{MPa}^{-1}$ )	Coeff. permeabilità $K$ ( $\text{m}/\text{sec}$ )
0 - 12,5 kPa			
12,5 - 25 kPa	0,0175	0,320	9,16E-11
25 - 50 kPa	0,0193	0,298	9,38E-11
50 - 100 kPa	0,0241	0,275	1,08E-10
100 - 200 kPa	0,0343	0,224	1,25E-10
200 - 400 kPa	0,0302	0,172	8,46E-11
400 - 800 kPa	0,0346	0,115	6,01E-11
800 - 1600 kPa	0,0376	0,061	3,76E-11
1600 - 3200 kPa	0,0468	0,029	2,24E-11

\* determinato secondo il metodo di Casagrande

### **Campione CR2 (rimaneggiato) – SG002-Profondità 17.0÷17.5 m**

Il campione è stato prelevato all'interno della litologia "limo argilloso" e risulta classificata come:

GHIAIA CON LIMO SABBIOSO DEBOLMENTE ARGILLOSA (clsasiGr)

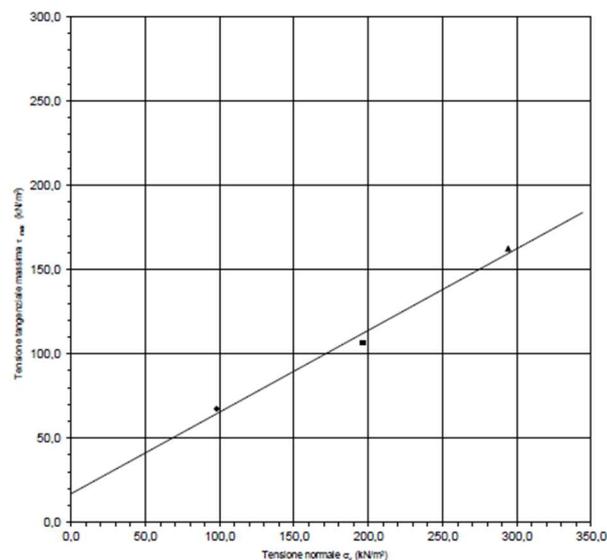
- Ghiaia = 50.2 %
- Sabbia = 16.0 %
- Limo = 27.1 %
- Argilla = 6.7 %

Inoltre:

- Peso specifico dei grani medio = 2.74 (-)
- Limite liquido = 37%
- Limite plastico = 24%

La prova a taglio diretto ha fornito (valore di picco):

- Angolo di resistenza a taglio = 25.9°
- Coesione intercetta = 17 kPa



	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione geotecnica e sismica</p>	<p>Pag. 40 di 85</p>
---	--	----------------------

Figura 4-6: Verticale SG002 - Campione CR2 – Prova a taglio diretto.

#### 4.3.4 Verticale SG003

##### **Campione CR1 (rimaneggiato) – SG003-Profondità 5.5÷6.0 m**

Il campione è stato prelevato all'interno della litologia "materiali antropici di riporto" e risulta classificata come:

LIMO CON GHIAIA SABBIOSO LEGGERMENTE ARGILLOSO

- Ghiaia = 29.9 %
- Sabbia = 19.0 %
- Limo = 41.4 %
- Argilla = 9.7 %

Inoltre:

- Peso specifico dei grani medio = 2.71 (-)
- Limite liquido = 35%
- Limite plastico = 25%

##### **Campione CI1 (indisturbato) – SG003-Profondità 9.0÷9.7 m**

Il campione è stato prelevato all'interno della litologia "limo sabbioso argilloso" e risulta classificata come:

LIMO ARGILLOSO SABBIOSO (saclSi)

- Sabbia = 16.3 %
- Limo = 65.8 %
- Argilla = 17.9 %

Inoltre:

Determinazione del contenuto d'acqua - UNI CEN ISO TS 17892-1			
$w_m$	Contenuto d'acqua percentuale medio	29,2	(%)
Misura del peso dell'unità di volume - UNI CEN ISO TS 17892-2			
$\gamma_m$	Peso di volume apparente medio	18,82	(kN/m <sup>3</sup> )
Misura del peso specifico dei grani - UNI CEN ISO TS 17892-3			
$G_s$ medio	Peso specifico dei grani medio	2,70	(-)
Parametri correlati			
$e_0$	Indice dei vuoti	0,821	(-)
$n$	Porosità	45,1	(%)
$S_r$	Grado di saturazione	96,2	(%)
$\gamma_d$	Peso di volume secco	14,57	(kN/m <sup>3</sup> )



Limiti di Atterberg - UNI CEN ISO TS 17892-12			
LL	Limite di liquidità	31	(%)
LP	Limite di plasticità	22	(%)
IP	Indice di plasticità	9	(%)
IC	Indice di consistenza	0,2	(-)
IL	Indice di liquidità	0,8	(-)
LR	Limite di ritiro	-	(%)
R	Coefficiente di ritiro	-	(%)

La prova a taglio diretto ha fornito (valore di picco):

- Angolo di resistenza a taglio = 29.1°
- Coesione intercetta = 34 kPa

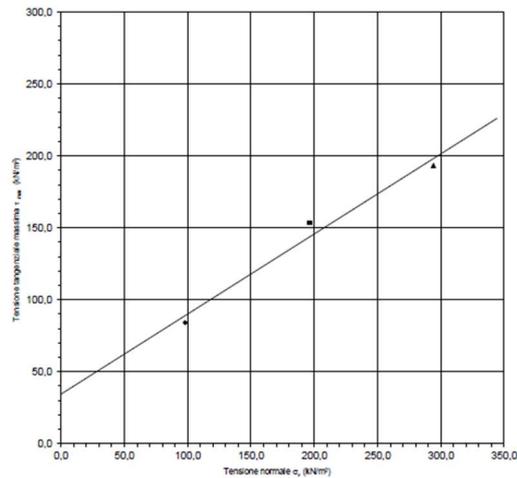


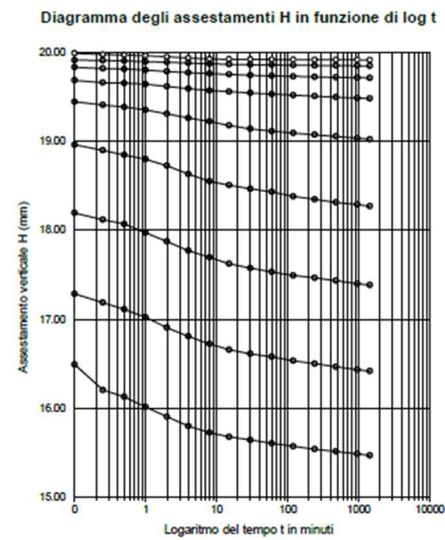
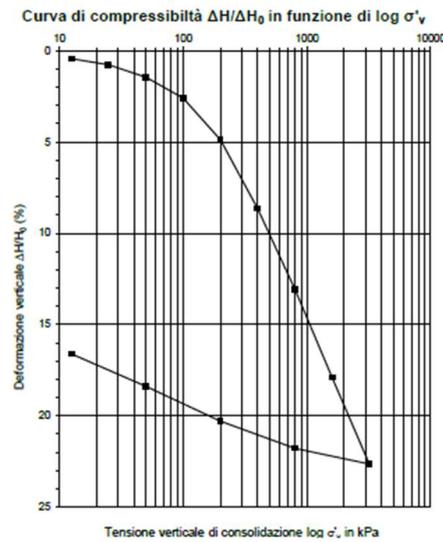
Figura 4-7: Verticale SG003 - Campione CI1 - Prova a taglio diretto.

Si riporta in tabella i risultati delle prove dirette sulla carota di terreno.

Verticale:	<b>SG003</b>
Campione:	<b>CI1</b>
Profondità:	<b>9,0 ÷ 9,7</b>

Misura	1	2	3	4	5	Media
<b>Pocket Penetrometer</b> [kPa]	210	130	120	120	140	<b>144</b>
<b>Pocket Vane</b> [kPa]	40	40				<b>40</b>

La prova edometrica a incremento di carico controllato ha fornito i risultati come riportati di seguito.



Intervallo di carico (kPa)	Coeff. consolid. * $C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{min}$ )	Coeff. compress. $m_v$ ( $\text{MPa}^{-1}$ )	Coeff. permeabilità K ( $\text{m}/\text{sec}$ )
0 - 12,5 kPa			
12,5 - 25 kPa	0,0745	0,264	3,21E-10
25 - 50 kPa	0,0842	0,272	3,74E-10
50 - 100 kPa	0,0856	0,230	3,22E-10
100 - 200 kPa	0,0676	0,229	2,52E-10
200 - 400 kPa	0,0742	0,188	2,28E-10
400 - 800 kPa	0,0860	0,111	1,55E-10
800 - 1600 kPa	0,0764	0,060	7,52E-11
1600 - 3200 kPa	0,0828	0,030	4,00E-11

\* determinato secondo il metodo di Casagrande

### **Campione CI2 (indisturbato) – SG003-Profondità 10.5÷11.2 m**

Il campione è stato prelevato all'interno della litologia "limo sabbioso argilloso" e risulta classificata come:

LIMO SABBIOSO ARGILLOSO (clsaSi)

- Ghiaia = 0.2 %
- Sabbia = 21.1 %
- Limo = 59.2 %
- Argilla = 19.5 %

Inoltre:



Relazione geotecnica e sismica

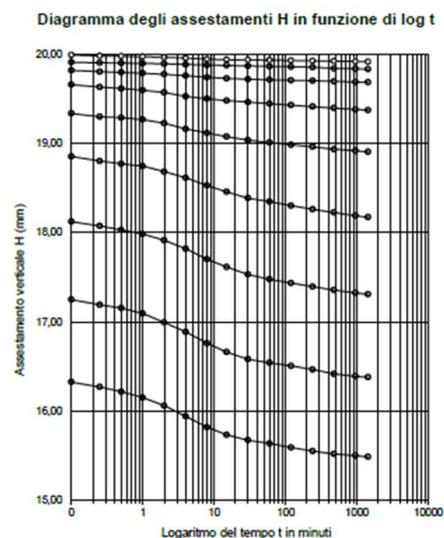
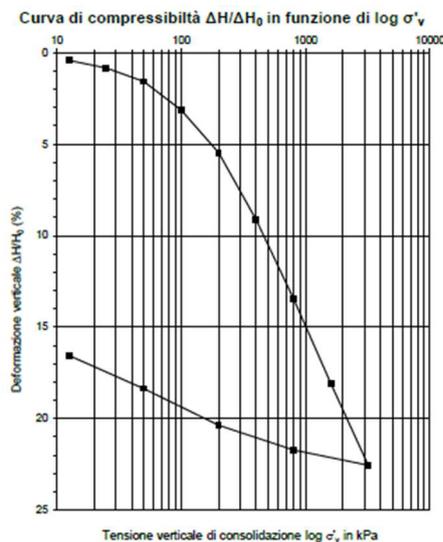
Determinazione del contenuto d'acqua - UNI CEN ISO TS 17892-1			
$w_m$	Contenuto d'acqua percentuale medio	32,3	(%)
Misura del peso dell'unità di volume - UNI CEN ISO TS 17892-2			
$\gamma_m$	Peso di volume apparente medio	18,59	( $\text{kN/m}^3$ )
Misura del peso specifico dei grani - UNI CEN ISO TS 17892-3			
$G_s$ medio	Peso specifico dei grani medio	2,69	(-)
Parametri correlati			
$e_0$	Indice dei vuoti	0,880	(-)
$n$	Porosità	46,8	(%)
$S_r$	Grado di saturazione	98,8	(%)
$\gamma_d$	Peso di volume secco	14,05	( $\text{kN/m}^3$ )
Limiti di Atterberg - UNI CEN ISO TS 17892-12			
LL	Limite di liquidità	38	(%)
LP	Limite di plasticità	23	(%)
IP	Indice di plasticità	15	(%)
IC	Indice di consistenza	0,4	(-)
IL	Indice di liquidità	0,6	(-)
LR	Limite di ritiro	-	(%)
R	Coefficiente di ritiro	-	(%)

Si riporta in tabella i risultati delle prove dirette sulla carota di terreno.

Verticale:	<b>SG003</b>
Campione:	<b>CI2</b>
Profondità:	<b>10,5 ÷ 11,2</b>

Misura	1	2	3	4	5	Media
<b>Pocket Penetrometer [kPa]</b>	110	120	150	110	170	<b>132</b>
<b>Pocket Vane [kPa]</b>	40	30				<b>35</b>

La prova edometrica a incremento di carico controllato ha fornito i risultati come riportati di seguito.





Intervallo di carico (kPa)	Coeff. consolid. $C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{min}$ )	Coeff. compress. $m_v$ ( $\text{MPa}^{-1}$ )	Coeff. permeabilità K ( $\text{m}/\text{sec}$ )
0 - 12,5 kPa	0,0822	0,344	4,62E-10
12,5 - 25 kPa			
25 - 50 kPa	0,0863	0,294	4,14E-10
50 - 100 kPa	0,0910	0,311	4,62E-10
100 - 200 kPa	0,0601	0,233	2,29E-10
200 - 400 kPa	0,0392	0,183	1,17E-10
400 - 800 kPa	0,0368	0,108	5,15E-11
800 - 1600 kPa	0,0401	0,058	3,75E-11
1600 - 3200 kPa	0,0413	0,028	1,88E-11

\* determinato secondo il metodo di Casagrande

### **Campione C13 (indisturbato) – SG003-Profondità 12.5÷13.2 m**

Il campione è stato prelevato all'interno della litologia "limo sabbioso argilloso" e risulta classificata come:

LIMO CON SABBIA ARGILLOSO (cls<sub>a</sub>Si)

- Ghiaia = 1.9 %
- Sabbia = 27.9 %
- Limo = 57.9 %
- Argilla = 12.3 %

Inoltre:

Determinazione del contenuto d'acqua - UNI CEN ISO TS 17892-1			
$w_m$	Contenuto d'acqua percentuale medio	28,5	(%)

Misura del peso dell'unità di volume - UNI CEN ISO TS 17892-2			
$\gamma_m$	Peso di volume apparente medio	18,81	( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

Misura del peso specifico dei grani - UNI CEN ISO TS 17892-3			
$G_s$ medio	Peso specifico dei grani medio	2,72	(-)

Parametri correlati			
$e_0$	Indice dei vuoti	0,823	(-)
n	Porosità	45,1	(%)
$S_r$	Grado di saturazione	94,3	(%)
$\gamma_d$	Peso di volume secco	14,64	( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

Limiti di Atterberg - UNI CEN ISO TS 17892-12]			
LL	Limite di liquidità	26	(%)
LP	Limite di plasticità	21	(%)
IP	Indice di plasticità	5	(%)
IC	Indice di consistenza	-0,6	(-)
IL	Indice di liquidità	1,6	(-)

LR	Limite di ritiro	-	(%)
R	Coefficiente di ritiro	-	

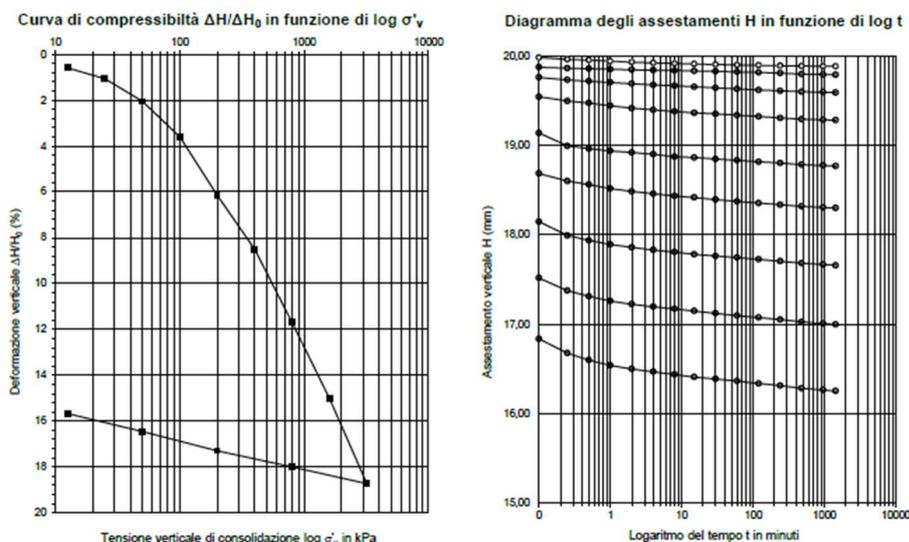
Si riporta in tabella i risultati delle prove dirette sulla carota di terreno.



Verticale:	<b>SG003</b>
Campione:	<b>C13</b>
Profondità:	12,5 ÷ 13,2

Misura	1	2	3	4	5	Media
Pocket Penetrometer [kPa]	40	100	80	100	100	<b>84</b>
Pocket Vane [kPa]	20	20				<b>20</b>

La prova edometrica a incremento di carico controllato ha fornito i risultati come riportati di seguito.



Intervallo di carico (kPa)	Coef. consolid. $C_v$ ( $\text{cm}^2/\text{min}$ )	Coef. compress. $m_v$ ( $\text{MPa}^{-1}$ )	Coef. permeabilità K ( $\text{m}/\text{sec}$ )
0 - 12,5 kPa	0,0673	0,472	5,19E-10
12,5 - 25 kPa			
25 - 50 kPa	0,0328	0,396	2,12E-10
50 - 100 kPa	0,0493	0,308	2,48E-10
100 - 200 kPa	0,0399	0,256	1,67E-10
200 - 400 kPa	0,0476	0,118	9,14E-11
400 - 800 kPa	0,0426	0,080	0,56E-11
800 - 1600 kPa	0,0392	0,041	0,30E-11
1600 - 3200 kPa	0,0409	0,023	1,55E-11

\* determinato secondo il metodo di Casagrande

#### 4.4 Prospezioni geofisiche

Nell'area di studio sono state eseguite delle prospezioni geofisiche lungo il tracciato delle opere ferroviarie di progetto in corrispondenza dell'area dello Scale Legnami e della Ferriera, e verso le aree limitrofe alla Risiera di San Saba e allo Stadio Comunale N. Rocco. Le stesse consistono in:

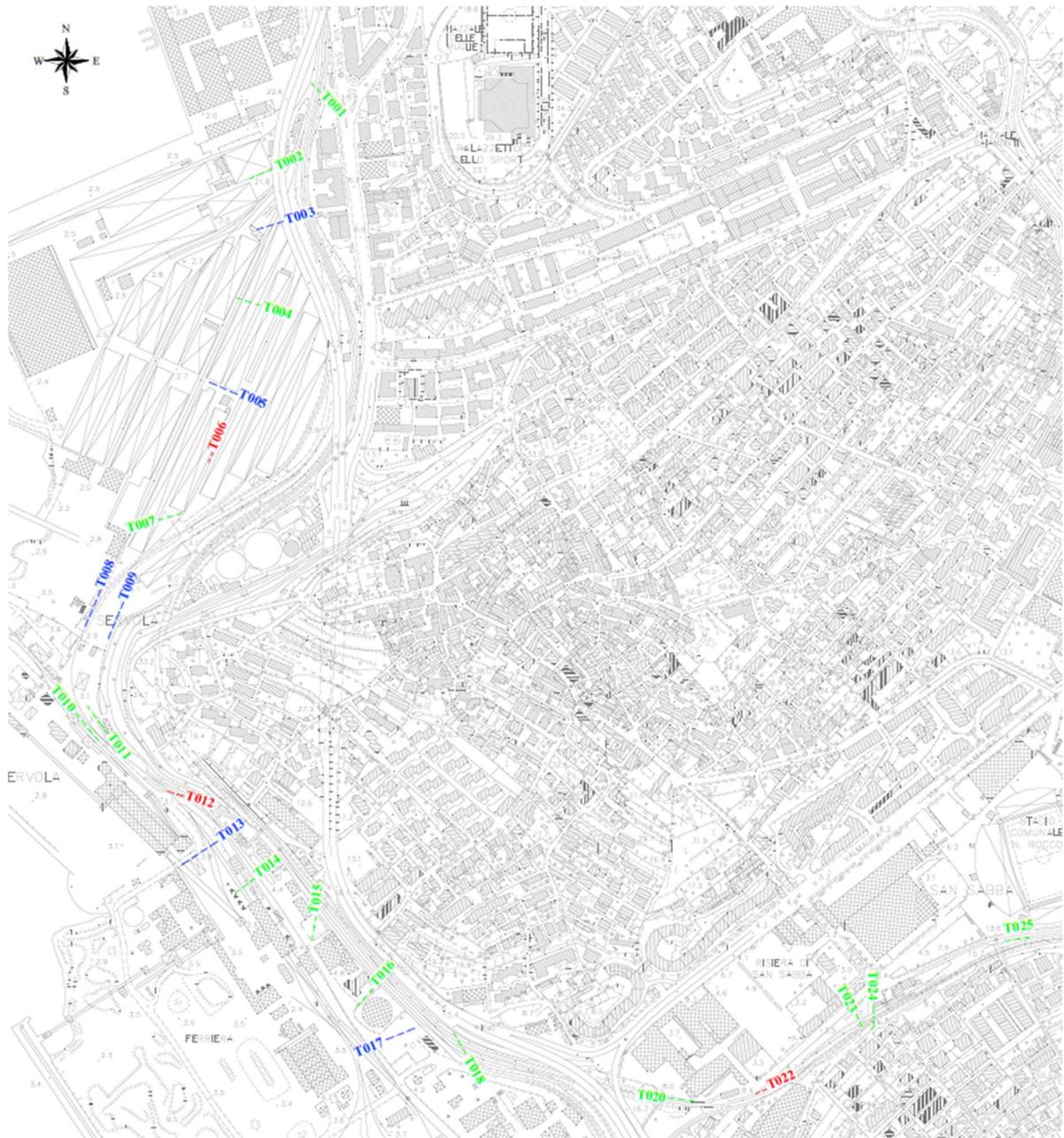
- n.14 prospezioni sismiche a rifrazione mediante 24 geofoni verticali allineati ed equidistanti fra loro, al fine di identificare la successione litostratigrafica e la consistenza dei materiali di copertura mediante la discretizzazione della velocità di propagazione delle onde p ( $V_p$ );



- n.3 prospezioni sismiche tipo MASW mediante stendimenti di lunghezza  $22 \div 33$  m, con 12 geofoni verticali allineati ed equidistanti fra loro di  $2 \div 3$  m, al fine di definire la velocità delle onde Vseq e per la classificazione sismica del sottosuolo;
- n.6 profili geoelettrico-tomografici ERT per identificare i valori di resistività apparente, indicativamente entro i primi 8 m di profondità dal piano campagna, con acquisizione dei dati mediante due diverse metodologie al fine di migliorare la qualità dell'indagine.

Si riportano in tabella l'elenco delle prospezioni geofisiche svolte con indicazione della tipologia di indagine, della lunghezza dello stendimento e della spaziatura dei sensori (geofoni per la sismica ed elettrodi per la geoelettrica), e in figura la loro localizzazione.

Indagine	Tipologia	Lunghezza (m)	Spaziatura (m)	Ubicazione
T01	tomografia sismica	24	1	viabilità
T02	tomografia sismica	46	2	PLT
T03	geoelettrica	52.5	1.5	PLT
T04	tomografia sismica	46	2	PLT
T05	geoelettrica	52.5	1.5	PLT
T06	MASW	22	2-3	Area portuale
T07	tomografia sismica	46	2	Area portuale
T08	geoelettrica	52.5	1.5	Area portuale
T09	geoelettrica	52.5	1.5	Area portuale
T10	tomografia sismica	69	3	Ferriera
T11	tomografia sismica	69	3	Ferriera
T12	MASW	33	2-3	Ferriera
T13	geoelettrica	52.5	1.5	Ferriera
T14	tomografia sismica	46	2	Ferriera
T15	tomografia sismica	46	2	Ferriera
T16	tomografia sismica	46	2	Ferriera
T17	geoelettrica	52.5	1.5	Ferriera
T18	tomografia sismica	46	2	Binari ferrovia
T20	tomografia sismica	46	2	Parcheggio Bricofer – sottopassi ferroviari
T22	MASW	22	2-3	viabilità
T23	tomografia sismica	24	1	magazzino regionale e binari ferrovia
T24	tomografia sismica	46	2	viabilità
T25	tomografia sismica	46	2	viabilità



#### 4.4.1 Tomografia sismica a rifrazione

Il metodo di esplorazione sismica consente la caratterizzazione del sottosuolo attraverso l'analisi della distribuzione delle velocità  $V(x,y,z)$  di propagazione delle onde elastiche nel sottosuolo stesso. La tecnica di esplorazione sismica consiste nel generare onde elastiche, nel misurare i tempi di propagazione delle onde dalla sorgente al ricevitore e, quindi, di interpretare l'assetto del sottosuolo.

Il segnale trasmesso è impulsivo che nel caso in esame è generato mediante energizzazione con massa battente su piastra. Nell'ipotesi che le piccole deformazioni siano elastiche, è possibile determinare i moduli elastici e la densità del materiale attraversato. Le onde sismiche sono le

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001 Relazione geotecnica e sismica	Pag. 48 di 85
---	---	---------------

onde di compressione (onde P) e le onde di taglio (onde S), tra loro correlabili per la definizione di alcuni parametri, tra i quali il coefficiente di Poisson quale rapporto tra  $V_p$  e  $V_s$ .

Per le indagini in esame, sono stati acquisiti i segnali relativi a punti di energizzazione sia interni (ogni 3 geofoni) che esterni (off-end) agli stendimenti. Questi ultimi sono stati posizione a distanza di 5 m dal primo e dell'ultimo geofono.

Inoltre, l'inversione della sorgente rispetto allo stendimento permette la verifica di eventuali orizzonti inclinati e la validazione dei dati acquisiti. Sono state eseguite almeno 3 acquisizioni al fine di sommare i segnali nella successiva fase di elaborazione e di mantenere solo la parte utile del segnale eliminando il rumore.

Le prospezioni sismiche a rifrazione condotte, opportunamente calibrate con i dati acquisiti dai sondaggi a carotaggio continuo, hanno consentito di identificare orizzonti caratterizzati da diverso grado di addensamento, con un generale incremento delle velocità rispetto la profondità di indagine.

In generale, sono stati riscontrati 3 diversi principali sismostrati con caratteristiche differenti in termini di grado di addensamento. Ogni sismostrato è caratterizzato da valori di  $V_p$  che ricadono in determinato range di velocità. Sono di seguito riportati i tre principali sismostrati individuati i rispettivi valori di  $V_p$ .

<i>Sismostrato</i>	$V_p$ <i>minima</i> <i>(m/s)</i>	$V_p$ <i>massima</i> <i>(m/s)</i>	<i>Descrizione</i>
<b>R</b>	300	900	Materiale eterogeneo, spesso riferibile a terreni di riporto con frequenti anomalie o forti contrasti dovuti alla presenza di elementi antropici, costituisce il livello più superficiale, affiorante, interpretato quale strato ghiaioso-limoso-sabbioso con frequenti blocchi, pezzi di cls e frammenti lateritici
<b>A</b>	300	900	Depositi sciolti, da poco a discretamente addensati, con generale aumento delle velocità con la profondità, rilevati soggiacenti lo strato R e sovrastanti il substrato roccioso, interpretati quali limi sabbiosi, limi argillosi e sabbie limose, debolmente ghiaiosi
<b>B</b>	900	3.700	Depositi sciolti addensati / roccia alterata /roccia compatta, interpretato quali ghiaie limose addensate quali termini più superficiali di alterazione del Flysch (B1), Flysch marnoso-arenaceo alterato e fratturato (B1) o Flysch integro (B2)

I sismostrati A e B sono stati talvolta suddivisi in due sottocategorie caratterizzate dalle seguenti velocità:

<i>Sismostrato</i>	$V_p$ <i>minima</i> <i>(m/s)</i>	$V_p$ <i>massima</i> <i>(m/s)</i>	<i>Descrizione</i>
<b>A1</b>	300	500	Depositi sciolti poco addensati
<b>A2</b>	500	900	Depositi sciolti discretamente addensati
<b>B1</b>	900	2.200	Depositi sciolti addensati / roccia alterata
<b>B2</b>	1.300	3.700	Roccia compatta

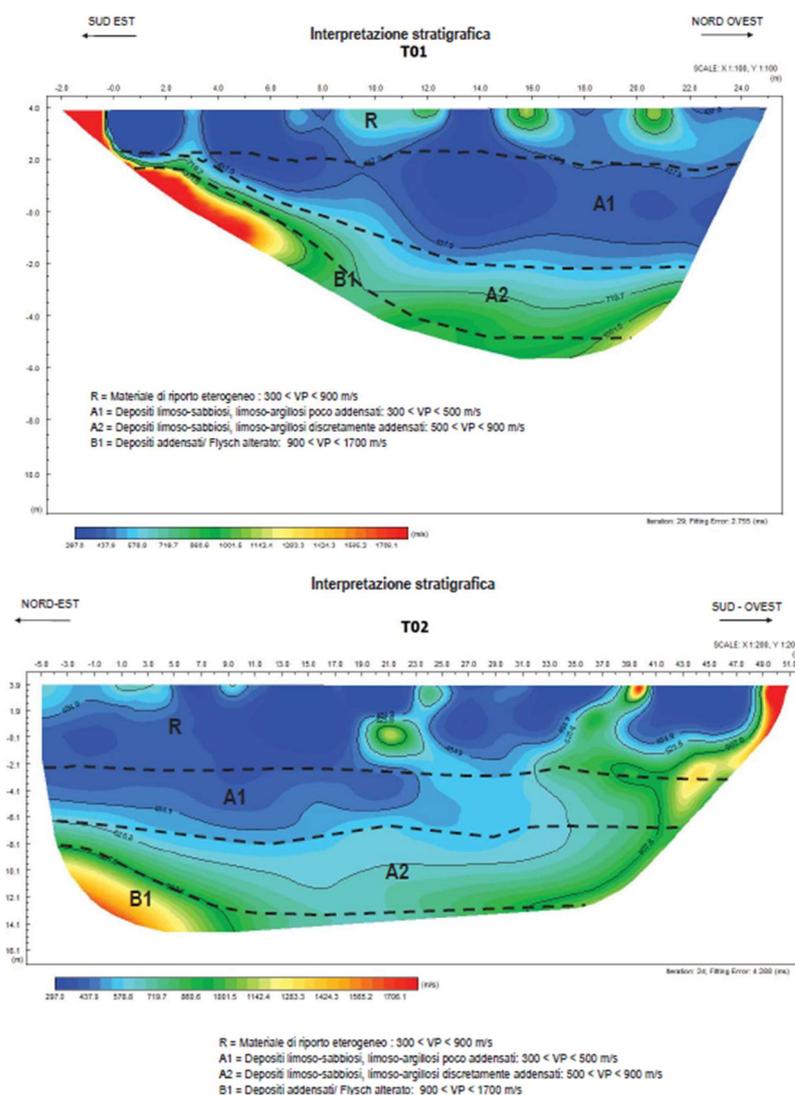
Si riportano nelle immagini seguenti le tomografie sismiche eseguite con interpretazione stratigrafica dei risultati, così come riportata nella "Indagini geognostiche a terra - Relazione tecnica".



In generale, si osservano spessori di materiale di riporto e di depositi di materiale a grana medio-fine che risultano maggiori nella zona a nord del sito considerato, come evidente dalle tomografie sismiche T001, T002 e T004.

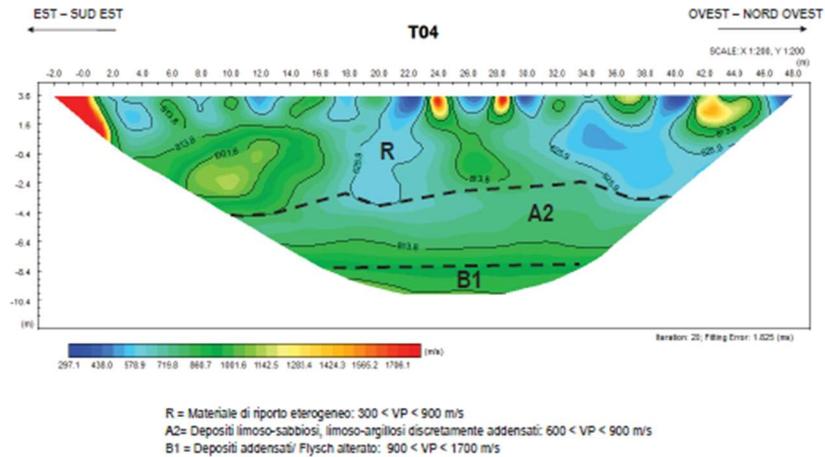
Proseguendo verso sud e sud-est, ovvero verso le tomografie T010, T011 e T013, si osserva un aumento della quota del Flysch e la relativa diminuzione del materiale di riporto e dei depositi a grana medio-fine.

In particolare, per le tomografie T010, T011, T014, T015, T016, T018, T019, T024 e T025 i depositi limosi-sabbiosi sembrano essere assenti anche se in questo caso non si esclude del tutto la loro assenza.

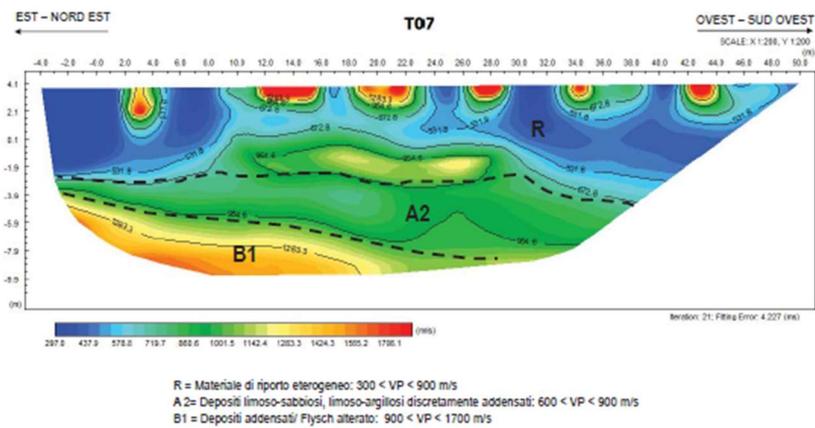




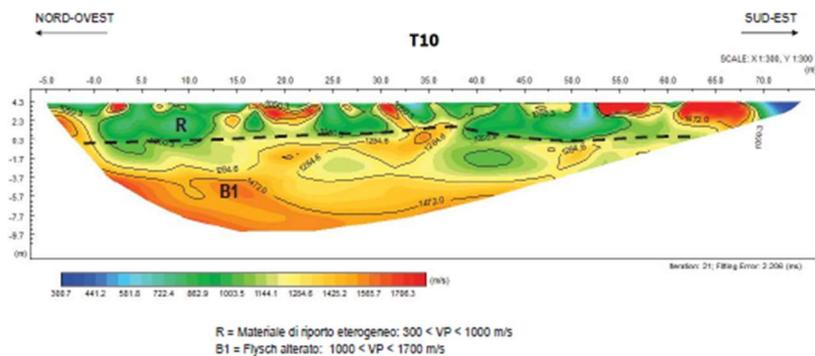
Interpretazione stratigrafica



Interpretazione stratigrafica

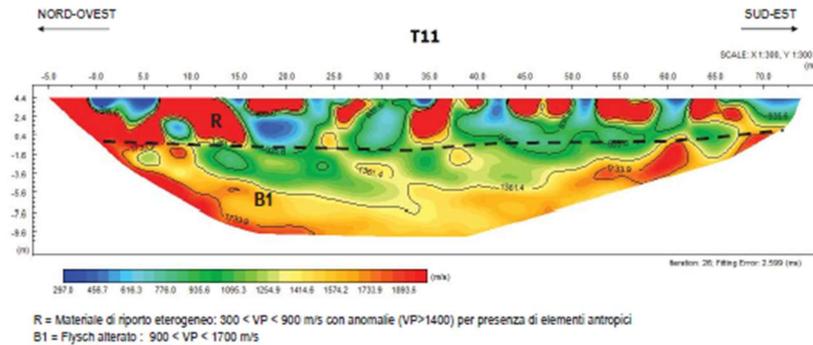


Interpretazione stratigrafica

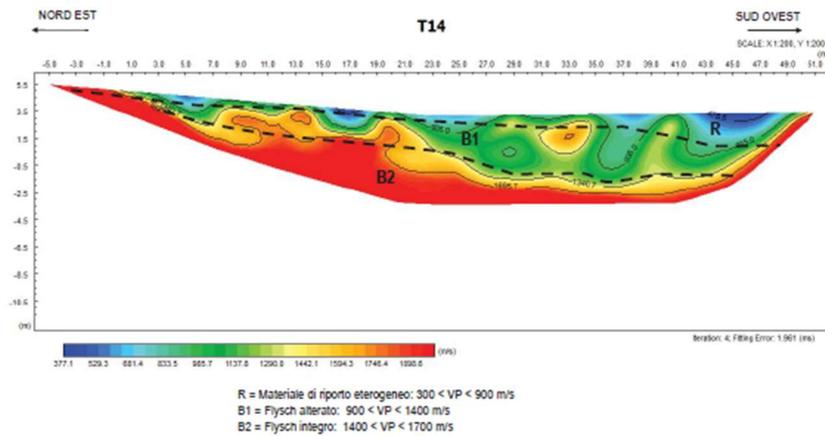




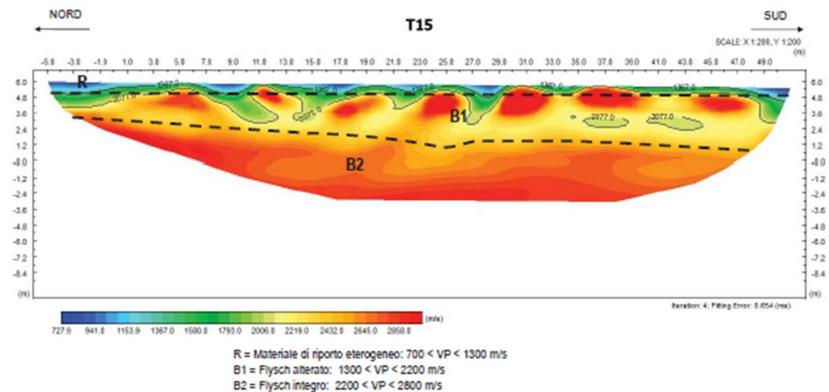
Interpretazione stratigrafica



Interpretazione stratigrafica

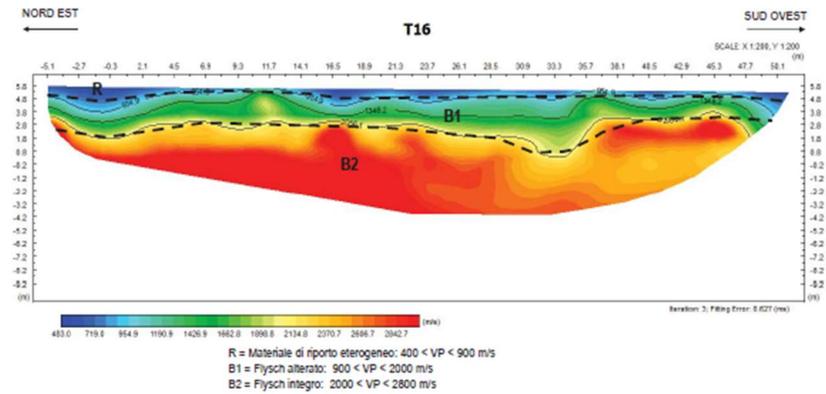


Interpretazione stratigrafica

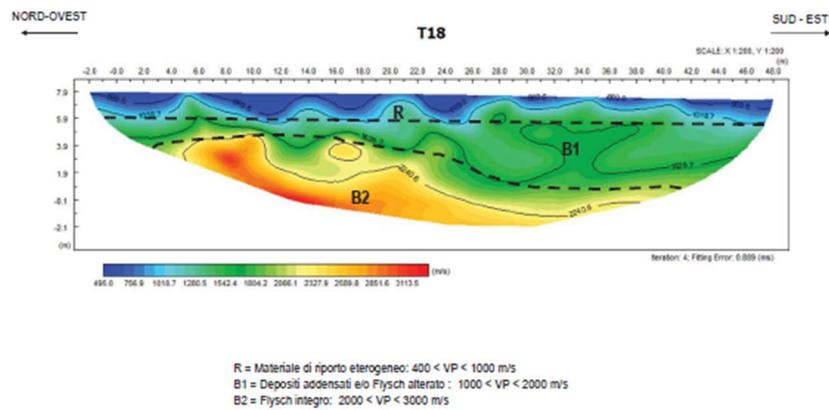




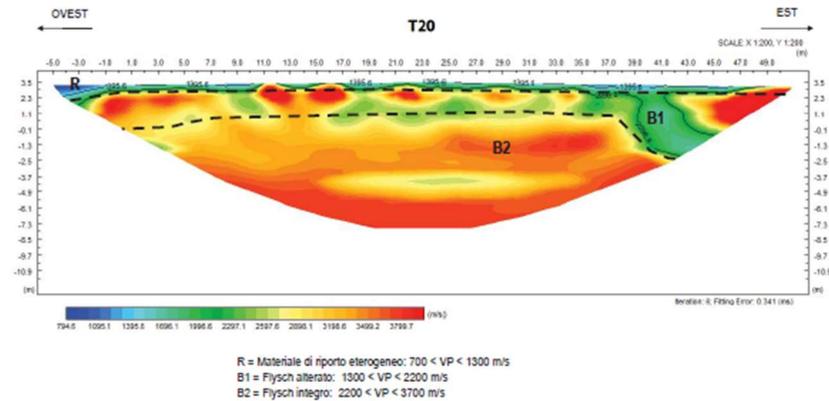
Interpretazione stratigrafica

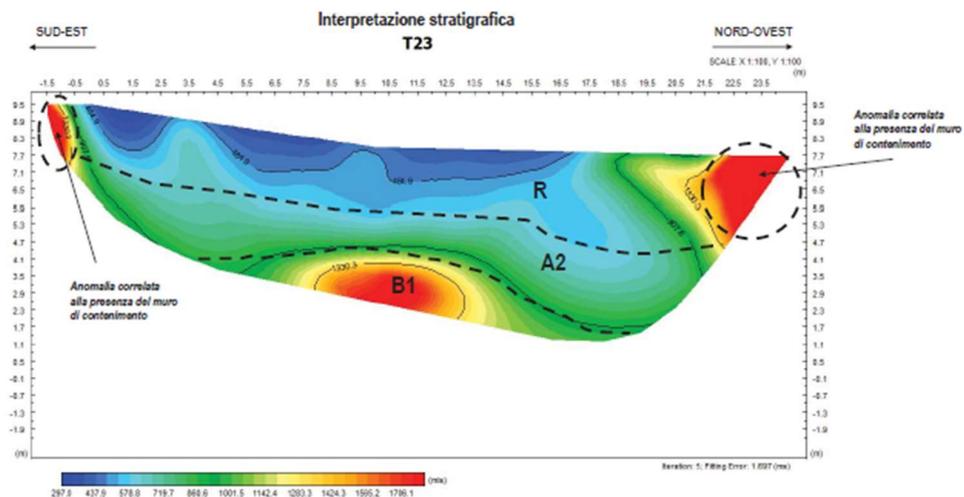


Interpretazione stratigrafica

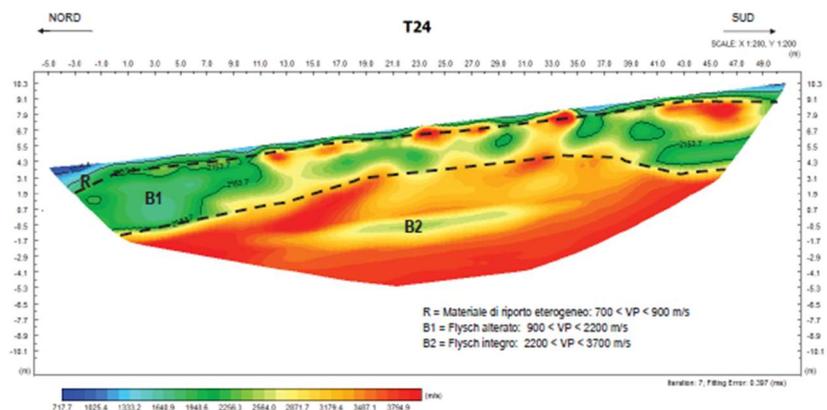


Interpretazione stratigrafica

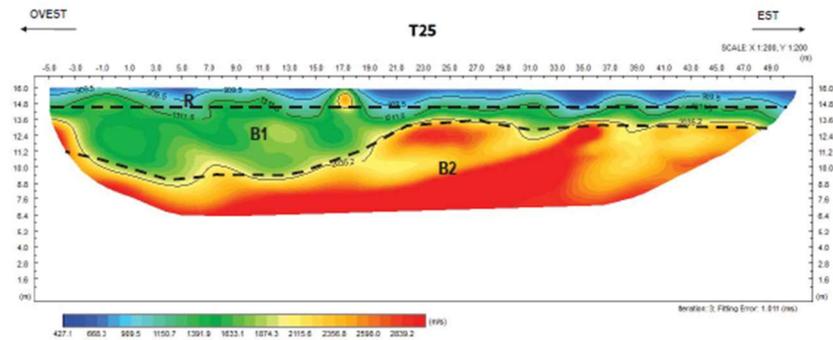




Interpretazione stratigrafica



Interpretazione stratigrafica



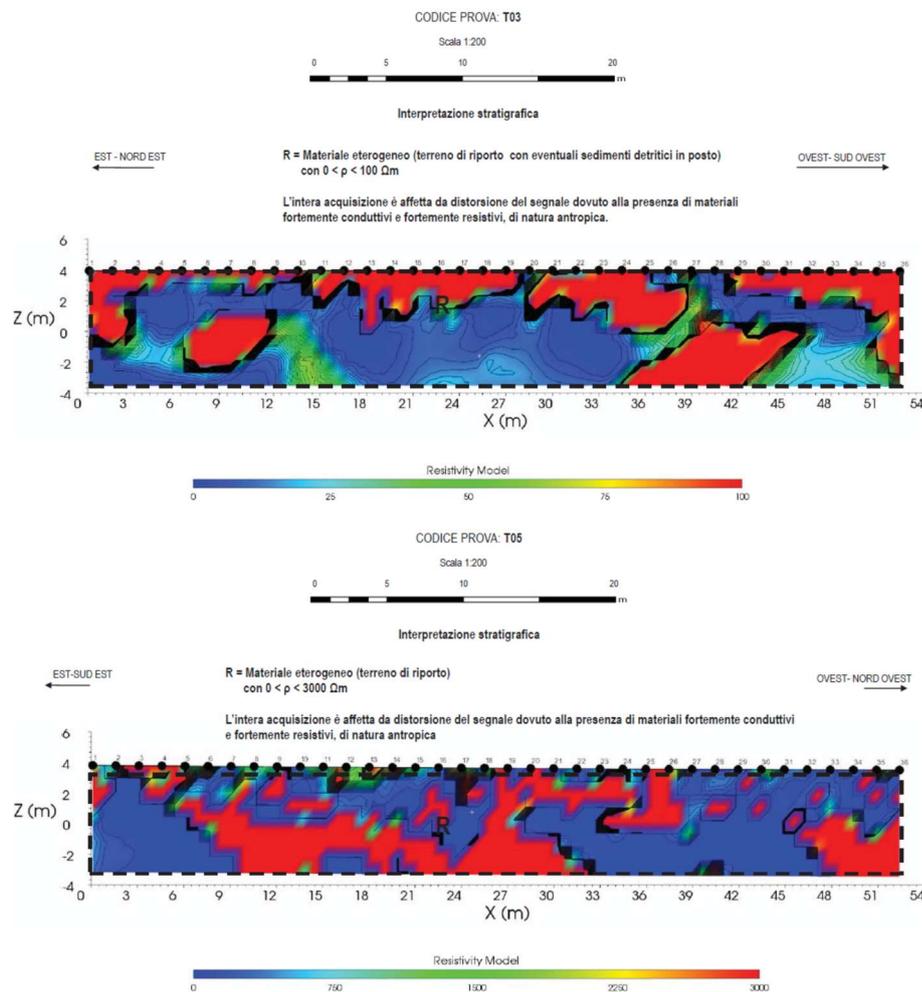


#### 4.4.2 Prospezioni geoletttrico-tomografiche ERT

Si riportano nel seguito i risultati delle prospezioni ERT e la caratterizzazione stratigrafica del sito così come riportata nella "Indagini geognostiche a terra - Relazione tecnica".

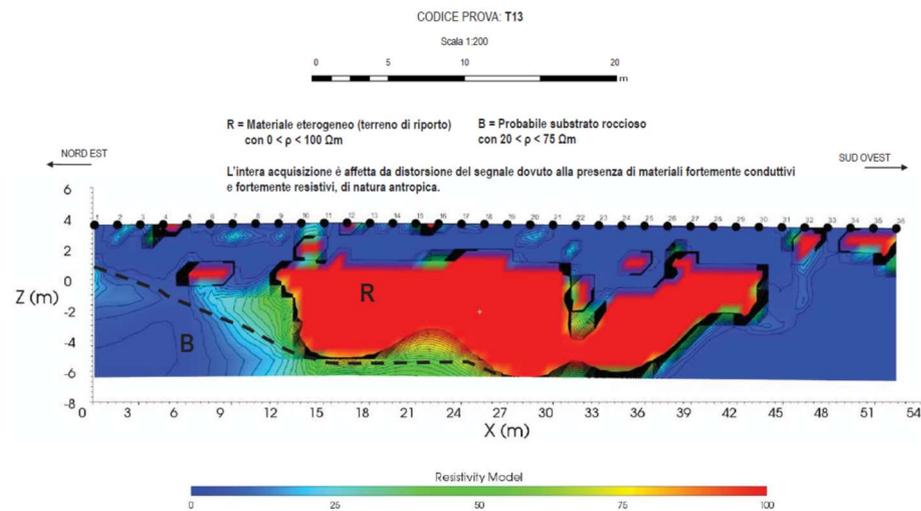
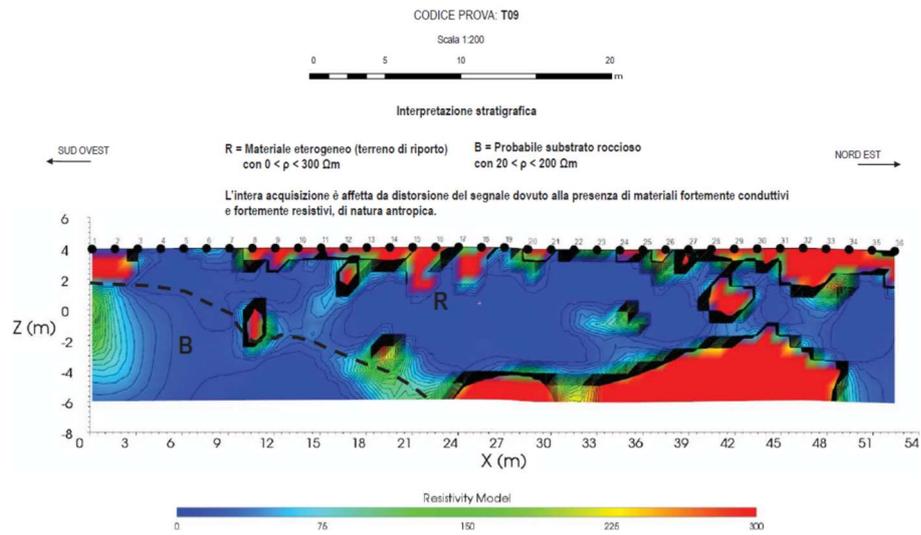
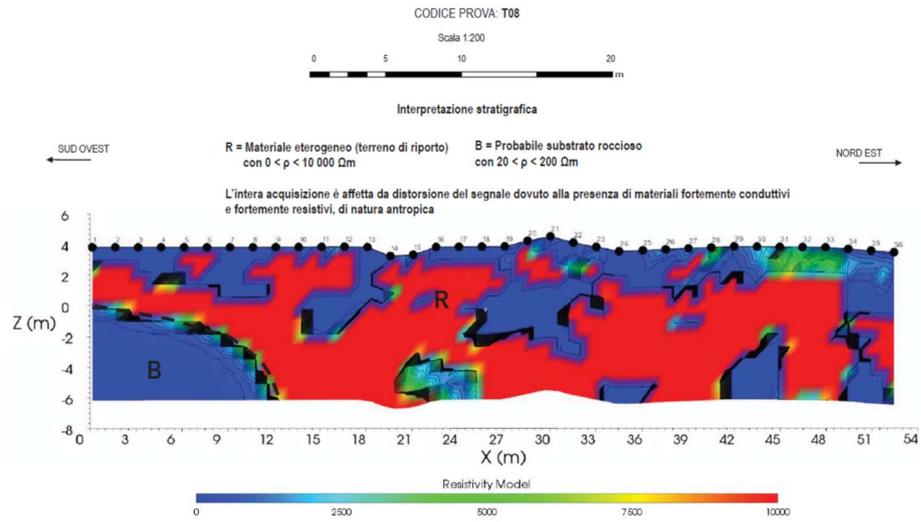
La tecnologia permette di ottenere la distribuzione della resistività elettrica nel sottosuolo, elettricamente disomogeneo, immettendo una corrente continua mediante due elettrodi infissi nel terreno e misurando contemporaneamente la differenza di potenziale associata al campo elettrico generato tra due elettrodi distinti dai primi.

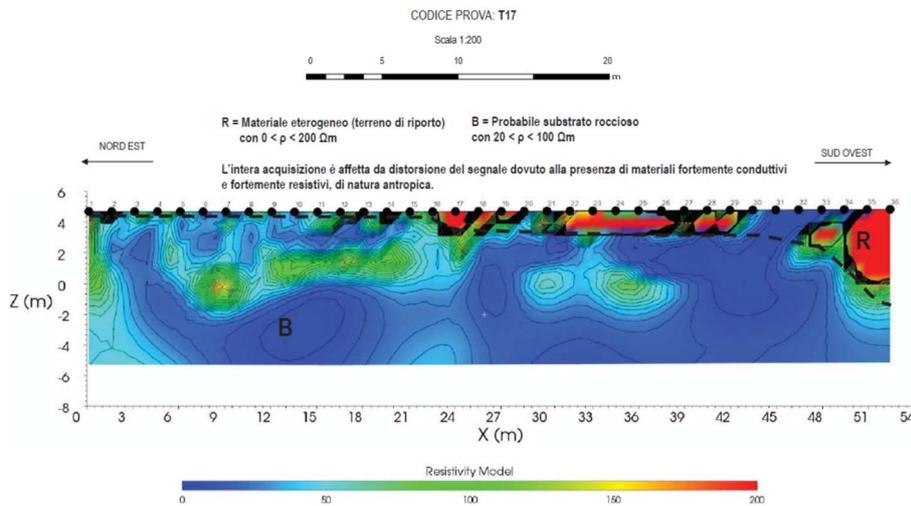
L'interpretazione stratigrafica lungo le sezioni d'indagine risulta in linea con i sondaggi e con le prove tomografiche, alle quali si rimanda.





Relazione geotecnica e sismica





#### 4.4.3 Prospezioni sismiche MASW

Al fine di identificare la velocità delle onde di taglio  $V_s$  del sottosuolo ( $V_{seq}$ ) come disposto dal DM 17.01.2018, sono state eseguite n.3 prospezioni sismiche tipo MASW. La tecnica MASW si basa sul principio di trasmissione di energia nel suolo a seguito di un'energizzazione dello stesso. Parte dell'energia trasmessa nel terreno si propaga come onde tipo s e consente di caratterizzare il fenomeno attraverso la curva di dispersione che associa a ogni frequenza la velocità di propagazione dell'onda. Detta metodologia fornisce per ogni profilo acquisito una stratigrafia puntuale delle onde tipo s.

Nel caso in esame, sono stati eseguiti stendimenti sismici di lunghezza pari a 22 m (identificati come T06 e T22) e pari a 33 m (identificato come T12), con acquisizione mediante n.12 geofoni orizzontali, tra loro distanziati 2÷3 m. L'energizzazione è stata eseguita con massa battente del peso di 8 kg.

Nello specifico, la prova MASW T06 è realizzata in corrispondenza della prospezione ERT codificata come T013 e delle verticali d'indagine SG001 e SG002. La zona in esame risulta caratterizzata da materiali di riporto e da depositi di materiali a granulometria medio-fine con presenza del substrato roccioso integro dell'ordine di 22÷23 m. In base ai risultati MASW il sito è categorizzabile come terreno tipo E.

La prova MASW T12 è realizzata in corrispondenza della prospezione ERT codificata come T005 e delle verticali d'indagine SG007 e SG012.

Mentre, la prova MASW T22 è realizzata tra le prospezioni tomografiche T020 e T023 e a circa 400 m dalla verticale d'indagine SG010.

Per entrambe le indagini il substrato roccioso si trova in prossimità del piano campagna e i due siti d'indagine possono essere categorizzati come terreni di tipo B.

Si osserva che in prossimità della verticale d'indagine SG010 e della prospezione tomografica T025 il substrato roccioso integro si riscontra alla profondità di circa 5 m e per la stessa zona si categorizza il terreno come tipo E, a favore di sicurezza.

Si riportano nel seguito i risultati delle prove eseguite.



#### 4.4.4 MASW T06

I terreni sono iscrivibili alla categoria E del DM 17.01.2018:

“Categoria E: terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m”.

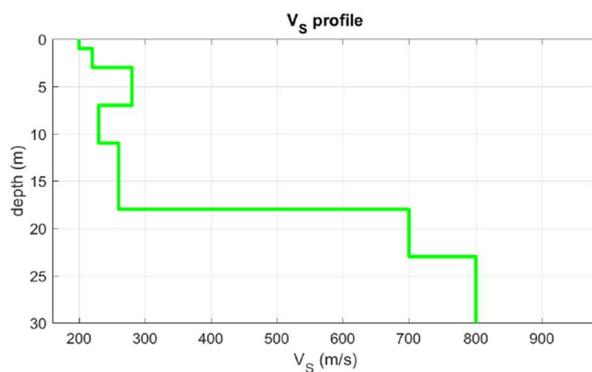


Diagramma velocità onde S

MASW T06			
Thickness (m)	Depth (m)	V <sub>s</sub> (m/s)	V <sub>s</sub> eq (m/s) H = 23.0 m
1.0	0.0	200	<b>288</b>
2.0	1.0	220	
4.0	3.0	280	
4.0	7.0	230	
7.0	11.0	260	
5.0	18.0	700	
7.0	23.0	800	
/	30.0	800	

#### 4.4.5 MASW T12

I terreni sono iscrivibili alla categoria B del DM 17.01.2018:

“Categoria B: rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s”.

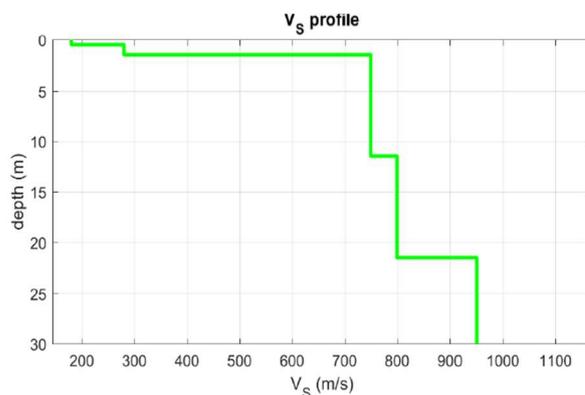


Diagramma velocità onde S

MASW T12			
Thickness (m)	Depth (m)	V <sub>s</sub> (m/s)	V <sub>s</sub> eq (m/s) H = 11.5 m
0.5	0.0	180	<b>584</b>
1.0	0.5	280	
10.0	1.5	750	
10.0	11.5	800	
8.5	21.5	950	
/	30	950	

#### 4.4.6 MASW T22

I terreni sono iscrivibili alla categoria B del DM 17.01.2018:

“Categoria B: rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s”.

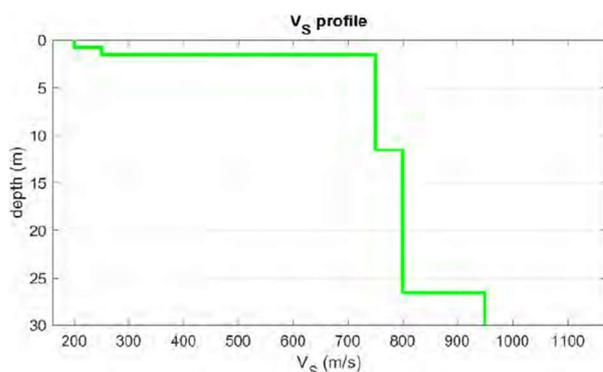


Diagramma velocità onde S

MASW T22			
Thickness (m)	Depth (m)	Vs (m/s)	V <sub>seq</sub> (m/s) H = 11.6 m
0.8	0.0	200	565
0.8	0.8	250	
10.0	1.6	750	
15.0	11.6	800	
3.4	26.6	950	
/	30.0	950	

#### 4.4.7 Osservazioni

In base alle prospezioni geofisiche effettuate, il sito risulta esteso e caratterizzato da differenti risposte sismiche.

Nello specifico, nella zona a nord-ovest il sito è caratterizzato da spessori di materiale con medio-scarse caratteristiche meccaniche e il substrato roccioso si trova a oltre i 20 m di profondità. Lo stesso è quindi sismicamente categorizzabile come tipo E, in accordo con NTC2018.

Spostandosi verso sud÷sud-est si osserva un aumento di quota del substrato roccioso che permette di caratterizzare sismicamente la zona in esame come tipo B.

Dal confronto delle prove si ritiene adeguata indicare come terreno di categoria tipo B nella zona prossima alle verticali d'indagine che sono comprese tra il sondaggio SG007 e la prospezione sismica MASW T22. Altrove come terreno tipo E.

Si osserva che nella zona ad est del sito la variabilità dello spessore di terreno di riporto e la presenza di terreno eluvio-colluviale non permettono, con i dati in possesso, di categorizzare in modo certo il terreno come tipo B, che a favore di sicurezza viene categorizzato come tipo E.

Infine, si precisa che spostandosi verso la costa non è certo che la quota del Flysch si mantenga prossima al piano campagna e la categorizzazione del sito, se necessario, dovrà essere determinata perché non riportata nel presente documento.

Indicativamente, nell'immagine seguente, si identifica la zona sismicamente categorizzata come tipo B.

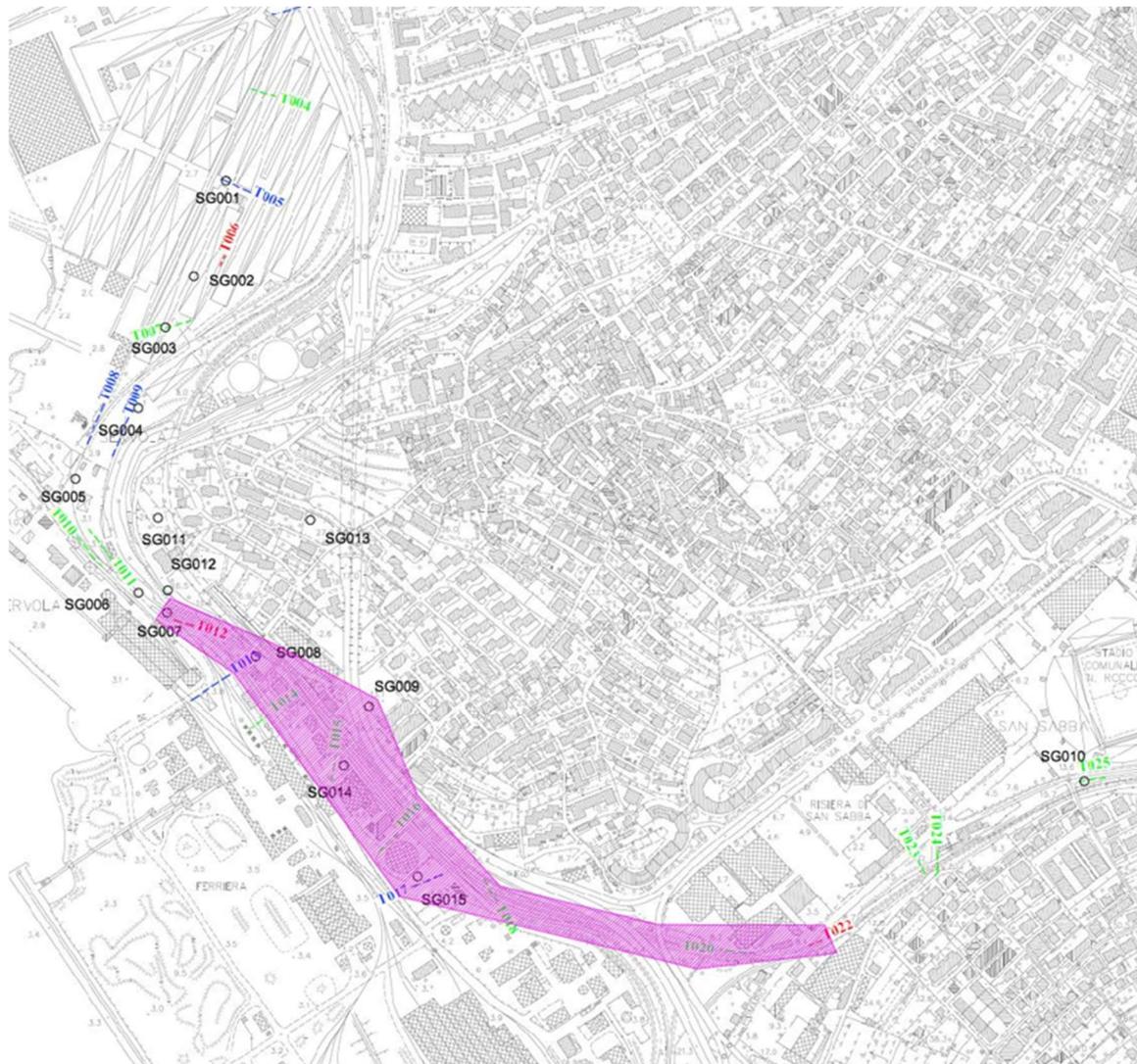


Figura 4-8: Planimetria della zona di interesse con indicata la zona di terreno di categoria sismica tipo B (riempimento magenta).

Vale la pena osservare come, dai risultati ottenuti, emerge (nei limiti di rappresentatività delle prove) che in generale si ha un incremento delle proprietà elasto-deformative scendendo in profondità, a prescindere dalla litologia degli strati interessati. Conseguentemente sarebbero da aspettarsi valori del modulo di deformazione quanto meno crescenti con la profondità.

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001 Relazione geotecnica e sismica	Pag. 60 di 85
---	--	---------------

## 5 MODELLO GEOTECNICO

Si riporta in tabella il modello geotecnico dell'intera area ottenuto accorpando unità litologiche con caratteristiche fisiche e meccaniche similari. Nel caso di strutture puntuali sarà possibile elaborare uno specifico modello geotecnico in funzione della vicinanza della struttura con le verticali d'indagine.

Si osserva che le prove effettuate non sono sufficienti a caratterizzare in modo completo le litologie individuate e per le stesse si fa riferimento a quanto ottenuto da altre indagini geologiche effettuate in prossimità del sito in esame.

LITOLOGIA	Peso di volume, $\gamma$ [kN/mc]	Angolo d'attrito efficace $\varphi'$ [°]	Coesione efficace $c'$ [kPa]	Coesione non drenata $c_u$ [kPa]	Modulo edometrico M [MPa]	Modulo elastico efficace $E'$ [MPa]
Rilevati di nuova realizzazione	19.0÷20.0	36	5	-		50
Materiali antropici di riporto; Terreni eluvio - colluviali	18.0	24.5÷37.5	5	-		3.0**
Limo sabbioso argilloso; Limo argilloso	18.0÷19.0	23.7÷37.1	5	30	3.7*	5.0
Flysch marnoso arenaceo alterato (complesso C1)	18.5**	31**	5**	100**	-	20**
Flysch marnoso arenaceo integro (Tipo T3/T4)	23**	22**	40**	250**	-	350**
Flysch marnoso arenaceo integro (Tipo T2)	24**	28**	150**	-	-	800**
*: valore conservativo **: parametri del modello geotecnico riportato nella relazione del progetto esecutivo dei "Lavori di realizzazione della Piattaforma Logistica in area portuale compresa tra lo scalo legnami e l'ex-italsider e conseguenti opere di collegamento": "RGT0022_relazione_geotecnica_r02" del 15.09.2015						

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione geotecnica e sismica</p>	<p>Pag. 61 di 85</p>
---	--	----------------------

Infine, ai fini progettuali si assume che la falda si attesti a quota media di +1.00m l.m.m., valore coerente con i risultati delle indagini e analisi condotte. Situazioni particolari, sulla base della specifica posizione dei manufatti, saranno definite nelle relazioni specialistiche.

I parametri relativi agli aspetti deformativi per i singoli strati interessati saranno meglio descritti nel seguito nei paragrafi dedicati alle verifiche in condizioni SLE.

## 5.1 La rigidità del materiale di riporto

In base alle tomografie sismiche realizzate nella zona caratterizzata da spessori rilevanti di materiale antropico, identificate come T01, T02, T04 e T07, si osservano valori di velocità delle onde primarie descritte come nel seguito:

- T01: fino a circa 6 m di profondità la velocità di propagazione minima è dell'ordine di 300 m/s per poi incrementare fino a 800-1000 m/s
- T02: fino a circa 10 m di profondità la velocità di propagazione minima è dell'ordine di 300 m/s per poi incrementare fino a 500-800 m/s
- T04: per tutta la zona d'indagine la velocità di propagazione media è dell'ordine di 600-800 m/s
- T07: fino a circa 5 m di profondità la velocità di propagazione minima è dell'ordine di 300 m/s per poi incrementare fino a 800-1000 m/s

Considerando il valore minimo di propagazione delle onde primarie di 300 m/s e un coefficiente di Poisson di 0.3 si ottiene, nell'ambito delle piccole deformazioni, il seguente modulo elastico E:

$$V_P/V_S = [2*(1-\nu) / (1-2\nu)]^{0.5} = [2*(1-0.3) / (1-2*0.3)]^{0.5} = 1.87$$

$$V_S = V_P / [2*(1-\nu) / (1-2\nu)]^{0.5} = 300 \text{ m/s} / [2*(1-0.3) / (1-2*0.3)]^{0.5} = 160 \text{ m/s}$$

$$G = V_S^2 * \rho = (160 \text{ m/s})^2 * 1800 \text{ kg/m}^3 / 1000 = 46000 \text{ kPa}$$

$$E = G * (1+\nu) = 46000 \text{ kPa} * (1+0.3) = 120000 \text{ kPa}$$

Il modulo elastico calcolato in ipotesi di piccoli spostamenti è indicatore di un materiale relativamente consistente e quello di 3000 kPa assunto nel modello geotecnico (vd. tabella §5 "Modello Geotecnico") è probabilmente un valore cautelativo in quanto il sito risulta maggiormente addensato rispetto a quanto definito.

Inoltre, si osserva che la prospezione sismica MASW realizzata nella zona in esame, e codificata come T06, ha fornito lunghezze delle onde di taglio  $V_S$  superiori a quelle derivate in precedenza (di 160 m/s): dell'ordine di 210 m/s per i primi 3 m di profondità e di 250 m/s per i successivi 15 m di profondità.

Il tutto quindi è coerente con il modello geologico (§12 della relazione geologica 1GNR\_P\_R\_C-GEO\_1GE\_001\_02\_01) in cui si evidenzia come i cedimenti attesi saranno trascurabili.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione geotecnica e sismica</p>	<p>Pag. 62 di 85</p>
---	--	----------------------

## 6 ASPETTI LEGATI ALLA SISMICITÀ

Si rimanda in generale alla relazione generale geologica 1GNR\_P\_R\_C-GEO\_1GE\_001\_02\_01.

Nel presente capitolo si analizza il problema della liquefazione del sottosuolo, stante la presenza di livelli per i quali non è escludibile, a priori, che il fenomeno si sviluppi.

Questo si manifesta in genere a causa di eventi sismici di una certa intensità (magnitudo generalmente superiori a 5.5-6.0) e interessa i terreni sabbiosi sciolti posti al di sotto del livello di falda.

Nel caso in esame la magnitudo media è assunta pari a 5.05 e il sito risulta caratterizzato da materiali di riporto e da limi sabbiosi e/o argillosi, quest'ultimi poco consistenti.

La normativa NTC2018 indica cinque circostanze che permettono di escludere il fenomeno della liquefazione, e nel caso in esame non è possibile procedere in tal senso.

### 6.1 Liquefazione: metodo di analisi

La valutazione della suscettibilità alla liquefazione del sito in esame è stata valutata con i cosiddetti "metodi semplificati" che sono basati sul confronto fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto, come quelli proposti nelle linee guida A.G.I. 2005 "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" e nel libro "Liquefazione dei terreni" di S. G. Monaco (2014, EPC Editore).

Essi sono basati sui concetti di rapporto tensionale ciclico "CSR", che esprime il carico sismico, e di rapporto di resistenza ciclica "CRR", che esprime la capacità del terreno di resistere alla liquefazione. La sicurezza nei confronti della liquefazione, ad una generica profondità, può essere valutata in termini di un coefficiente di sicurezza "F<sub>L</sub>" definito come rapporto tra le due variabili:

$$F_L = CRR / CSR$$

La verifica a liquefazione può ritenersi soddisfatta per valori di F<sub>L</sub> superiori ad 1.25.

Il rapporto di tensione ciclica, ad una determinata profondità è stato valutato attraverso la seguente espressione (Seed e Idriss, 1971):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{a_{max,s}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

dove a<sub>max,s</sub> è l'accelerazione di picco al piano campagna del terremoto di progetto; g è l'accelerazione di gravità; σ<sub>v</sub> e σ'<sub>v</sub> sono rispettivamente la tensione verticale totale ed efficace alla profondità considerata; r<sub>d</sub> è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che tiene conto la deformabilità dei terreni.

Il coefficiente di riduzione dell'azione sismica r<sub>d</sub> si ricava dalla relazione (Idriss e Boulanger, 2004) valida per profondità dal piano campagna inferiori ai 20 m:

$$r_d = \exp \left[ \left( -1.012 - 1.126 \operatorname{sen} \left( \frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left( 0.106 + 0.118 \operatorname{sen} \left( \frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right]$$

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione geotecnica e sismica</p>	<p>Pag. 63 di 85</p>
---	--	----------------------

essendo  $z$  la profondità dal piano campagna espressa in metri ed  $M$  la magnitudo di momento dell'evento sismico atteso, quest'ultimo assunto pari a 7.5.

Poiché le procedure semplificate sono state elaborate sulla base di osservazioni sul comportamento dei depositi durante eventi sismici con magnitudo di momento  $M$  pari a 7.5, negli altri casi bisogna ricondurre la sollecitazione ciclica a quella equivalente di un terremoto di magnitudo 7.5 ( $CRS_{M=7.5}$ ) attraverso la relazione seguente:

$$(CRS)_{M=7.5} = \frac{(CRS)_{M=7.5}}{MSF}$$

in cui "MSF" è un fattore di scala per la magnitudo che è stato ricavato da (Idriss e Boulanger, 2004):

$$\begin{cases} MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 & \text{Per } M > 5.2 \\ MSF \leq 1.8 & \text{Per } M \leq 5.2 \end{cases}$$

dove  $M$  è la magnitudo di momento dell'evento sismico.

Il coefficiente CRR è stato calcolato a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche della campagna geognostica effettuata in fase di progetto definitivo.

Nelle analisi eseguite, i valori di  $(N_1)_{60}$  calcolati sono stati riportati ad un valore equivalente per sabbie pulite  $(N_1)_{60,CS}$  attraverso la relazione (Idriss e Boulanger, 2004):

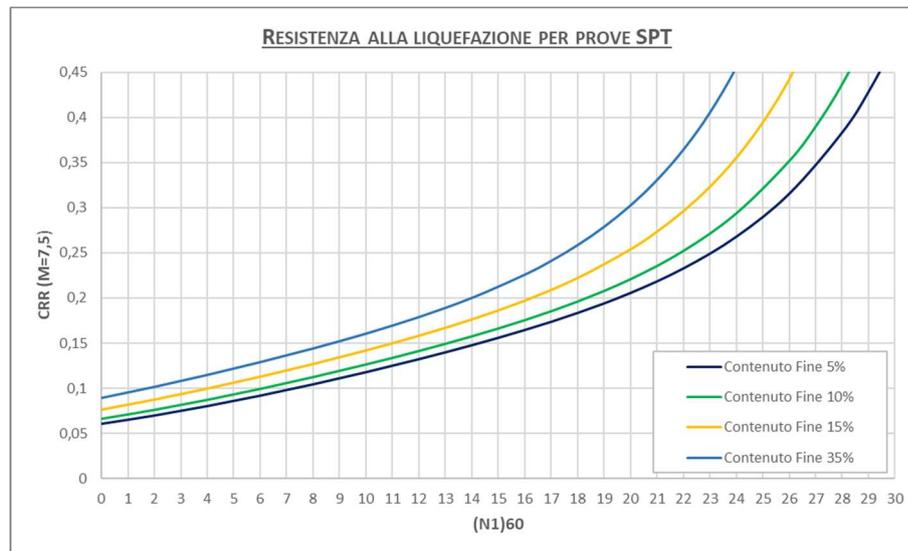
$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{F} - \left(\frac{15.7}{F}\right)^2\right)$$

ipotizzando per lo strato di riporti un range del contenuto fine  $F$  compreso tra 5 ed il 35%. Si osserva che per frazione fine si intende la percentuale granulometrica inferiore a 0.075 mm, ovvero limo ( $\phi=0.002 \div 0.063$ ) e di argilla ( $\phi \leq 0.002$ ).

Il rapporto di resistenza ciclica "CRR" è stato determinato a partire dall'espressione di Idriss e Boulanger (2004) valida per eventi sismici di magnitudo 7.5:

$$CRR = \exp\left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right]$$

Nella figura seguente sono riportate le curve ottenute in funzione del numero di colpi normalizzato  $(N_1)_{60}$  nel caso di frazione fine  $F$  pari a 5, 10, 15 e 35%:



Ogni curva separa la zona che caratterizza la non liquefacibilità del terreno, quella inferiore, e la zona che caratterizza la liquefacibilità del terreno, quella superiore.

Il calcolo del coefficiente di sicurezza locale alla liquefazione  $F_L$  è stato effettuato per le prove penetrometriche dinamiche SPT indicate come SG001, SG002 e SG003, relative agli strati di materiale di riporto e a granulometria media-fine (limi).

Nelle analisi, il calcolo del CRS è stato riferito alla magnitudo media ottenuta dalla disaggregazione sismica e considerando l'accelerazione massima di sito per terreno di categoria E allo SLC ( $a_{max} = 0.269$  g).

Si riporta nella tabella seguente il calcolo del coefficiente di sicurezza alla liquefazione  $F_L$  assumendo che il livello della falda, non noto dalle indagini effettuate in sito, sia a quota assoluta +0.30 m come da analisi idrologica dell'area. Inoltre, si assume per lo strato di riporto uno spessore medio di 8 m.

Sempre in tabella sono evidenziate in arancio le profondità d'indagine SPT per le quali sono disponibili anche le prove di laboratorio su campioni di terreno prelevati, e quindi del contenuto fine utilizzato per il calcolo di  $(N_1)_{60}$  per sabbie pulite, ovvero  $(N_1)_{60,CS}$ .

Per le altre profondità d'indagine SPT è stato assunto un valore minimo di fine pari al 35% al fine di calcolare il coefficiente di sicurezza  $F_L$ .



## 7 INTERAZIONE CINEMATICA PER I PALI DI FONDAZIONE

L'effetto dell'interazione cinematica sui pali è calcolato allo SLV ( $a_{max}=0.255$  g) e nel caso in esame è ricavato con la relazione di Nikolau (2001):

$$M = 0.042 \tau_c d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^{0.3} \left( \frac{E_p}{E_1} \right)^{0.65} \left( \frac{V_{s2}}{V_{s1}} \right)^{0.5}$$

e il momento massimo in condizioni di non-risonanza:

$$M_{max} = \delta * M \text{ con } \delta = 0.04 * N_c + 0.23 \text{ con } N_c \text{ assunto pari a } 20$$

dove:

- $\tau_c = a_{max,s} * \rho_1 * h_1$
- $\rho_1$  = densità dello strato superiore
- $h_1$  = spessore dello strato superiore
- $a_{max,s}$  = accelerazione massima a piano campagna nelle condizioni di terreno libero (free field)
- $L$  = lunghezza del palo
- $d$  = diametro del palo
- $E_p$  = modulo di rigidità assiale del palo
- $E_1$  = modulo di rigidità verticale dello strato superiore
- $V_{s2}$  = velocità delle onde di taglio nello strato superiore
- $V_{s1}$  = velocità delle onde di taglio nello strato inferiore.

Si riportano nel seguito le sollecitazioni flessionali per un palo tipo di diametro  $\varnothing 800$  mm lungo 20 m, valutato lungo la verticale d'indagine MASW T06. Differentemente la sollecitazione lungo le verticali MASW T12 e MASW T22 risultano inferiori perché è minore la differenza di velocità delle onde di taglio dei due strati e minore è lo spessore dello strato superficiale.

### 7.1.1 Sollecitazione palo per l'indagine MASW T06

Lungo la verticale MASW T06 il terreno è categorizzato come E e si individuano due principali stratificazioni: la prima con profondità dell'ordine di 18÷19 m con  $V_s$  comprese tra 200 e 280 m/s. La seconda con  $V_s$  di 700 m/s e oltre i 23 m di profondità con  $V_s$  di 800 m/s. Considerato che i pali hanno lunghezza inferiore a 23m si considera  $V_s$  dello strato inferiore pari a 700 m/s.

$V_{s1}$ [m/s] =	200	$V_{s1}$ [m/s] =	280	$h_1$ [m] =	5	$h_1$ [m] =	11	$h_1$ [m] =	19
$V_{s2}$ [m/s] =	700								
H1	Mmax	H1	Mmax	$V_{s1}$	Mmax	$V_{s1}$	Mmax	$V_{s1}$	Mmax
[m]	[kNm]	[m]	[kNm]	[m/s]	[kNm]	[m/s]	[kNm]	[m/s]	[kNm]
2	25	2	13	200	62	200	135	200	234
5	62	5	34	220	52	220	114	220	197
8	98	8	54	240	44	240	97	240	168
11	135	11	74	260	38	260	84	260	146
14	172	14	94	280	34	280	74	280	128
17	209	17	114						
19	234	19	128						

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione geotecnica e sismica</p>	<p>Pag. 67 di 85</p>
---	--	----------------------

Facendo variare le 2 principali variabili ( $V_{s1}$  e  $h_1$ ) il momento massimo allo SLV è di 234 kNm.

A confronto si riporta il calcolo del momento flettente con la formulazione proposta da Dobry e O'Rourke (1983) come riportata nelle Linee Guida "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" (AGI, 2005).

$$M = 1.86 \cdot (E_p \cdot I_p)^{3/4} \cdot G_1^{1/4} \cdot \gamma_1 \cdot F = 1.86 \cdot (30 \text{E}6 \text{ kPa} \cdot 0.02 \text{ m}^4)^{3/4} \cdot 75000 \text{ kPa}^{1/4} \cdot 0.0012 \cdot 0.371 = 295 \text{ kNm}$$

con  $E_p = 30 \text{ GPa}$

con  $I_p = 3.14 \cdot 0.8^4 / 64 = 0.02 \text{ m}^4$

con  $F = [(1-c^{-4}) \cdot (1+c^3)] / [(1+c) \cdot (c^{-1} + 1 + c + c^2)] = 0.371 [-]$

con  $c = (G_2 / G_1)^{1/4} = (1152 / 75)^{1/4} = 1.98 [-]$

con  $\gamma_1 = [(\rho_1 \cdot h_1) / G_1] \cdot a_{\max,s} = [(1886 \text{ kg/m}^3 \cdot 19 \text{ m}) / 75000 \text{ kPa}] \cdot 0.255 \cdot 9.8 \text{ m/s}^2 = 0.0012 [-]$

La formulazione conservativa proposta da Dobry e O'Rourke fornisce un momento massimo di 295 kNm superiore ma comunque comparabile con la sollecitazione ottenuta mediante Nikolau.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione geotecnica e sismica</p>	<p>Pag. 68 di 85</p>
---	--	----------------------

## 8 INFRASTRUTTURA FERROVIARIA: RILEVATI IN TERRA

Si riportano nel seguito le verifiche SLU e SLE dei rilevati in terra dell'infrastruttura ferroviaria. Le analisi di stabilità allo SLU sono condotte secondo la Combinazione 1 – Approccio 2 (A2+M2+R2), in accordo con NTC2018. Inoltre, come espresso al paragrafo 7.11.4 si considera un coefficiente di riduzione dell'accelerazione sismica attesa in sito  $\beta_s$  pari a 0.38 allo SLV e pari a 0.47 allo SLD.

La verifica in condizione sismica è svolta considerando la massima accelerazione di sito allo SLV e in funzione di dove le opere sono localizzate nel sito: il sito è di categoria tipo E per il tratto ferroviario CD02C e di tipo B per il tratto ferroviario CD06.

Inoltre, per quanto riguarda la verifica in esercizio dei rilevati, il calcolo dei cedimenti è svolto solo per il rilevato ferroviario del tratto CD02C, in cui le litologie di sito hanno potenzialmente delle significative caratteristiche di compressibilità nel lungo termine (limi). Differentemente, per l'altro tratto la quota del Flysch è alta e il terreno di sito (Flysch alterato con permeabilità dell'ordine di  $10^{-6} \div 10^{-7}$  m/s) è prettamente caratterizzato da cedimenti elastici e da moduli elastici relativamente elevati (quindi meno deformabile). Sono quindi omesse le verifiche esplicite allo SLE per tutte le sezioni considerate, rimandando alla successiva fase progettuale la definizione di dettaglio di detti controlli.

Le verifiche di stabilità SLU e SLV sono condotte con il software STAP ver. 16.00 di Aztec Informatica.

Si riportano nel seguito le tabelle dei coefficienti utilizzati per i rilevati ferroviari.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	YG1	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	YG2	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	YB	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	YQ	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	YQi	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	YP	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	YCe	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		d	1,20	1,20



Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$g_{r1}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di carico	$g_{r2}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$g_{r3}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{r4}$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\Psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico varano assunti pari a 0,0.

Si riportano nelle figure seguenti la pianta con indicate le sezioni analizzate e le sezioni stesse.



Figura 8-1: Pianta con indicate le sezioni di verifica dei rilevati ferroviari.

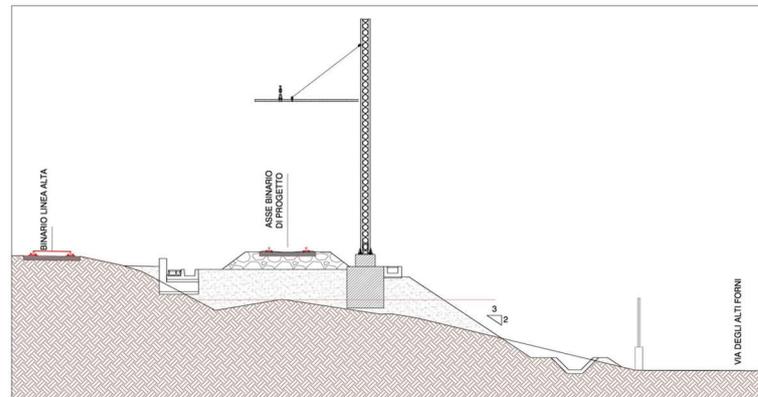


Figura 8-2: Sezione CD02C: rilevato ferroviario di progetto.

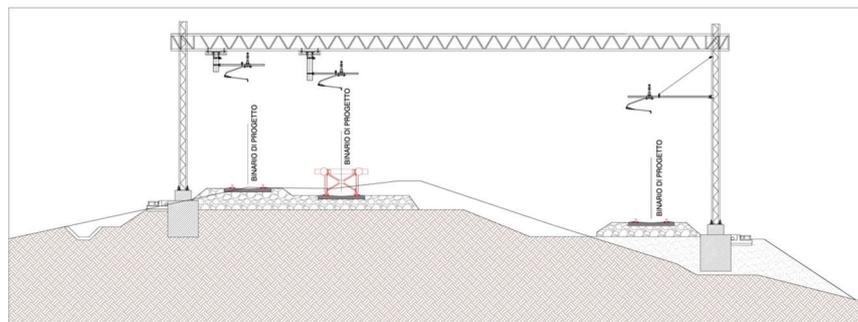


Figura 8-3: Sezione CD06: rilevati ferroviario di progetto.

Si riportano nel seguito i parametri geotecnici utilizzati e l'identificazione grafica come utilizzata per l'analisi di stabilità.

LITOLOGIA	Peso di volume $\gamma$ [kN/mc]	Ang. attrito efficace, $\phi'$ [°]	Coesione efficace, $c'$ [kPa]	
Rilevati di nuova realizzazione	19.5	36	5	
Materiali antropici di riporto; Terreni eluvio - colluviali	18.0 (sopra falda: 17.0)	30	5	
Limo sabbioso argilloso; Limo argilloso	18.5	30	5	
Flysch marnoso arenaceo alterato (complesso C1)	18.5	31	5	
Flysch marnoso arenaceo integro (Tipo T3/T4)	23	22	40	
Flysch marnoso arenaceo integro (Tipo T2)	24	28	150	

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione geotecnica e sismica</p>	<p>Pag. 71 di 85</p>
---	--	----------------------

Come si vede le proprietà geotecniche dello strato di "riporto" più superficiale e quelle dello strato inferiore di limi sabbioso argillosi (se presente) sono sostanzialmente simili. Il fatto che nelle analisi successive quest'ultimo strato non sia sempre indicato nel modello non altera quindi il risultato delle analisi, tanto più che le curve critiche di scivolamento interessano solo marginalmente lo strato superficiale, sempre di riporto.

## 8.1 Rilevato ferroviario – Sezione CD02C

La sezione in esame è caratterizzata da un rilevato di nuova costruzione con estradosso a quota assoluta posta a circa 8.30 m, rispetto al piano campagna posto a quota 3.80 m, sul quale sarà realizzata la linea ferroviaria di progetto su ballast. Lo stesso rilevato sarà realizzato in adiacenza a quello esistente già caratterizzato da una linea ferroviaria in esercizio.

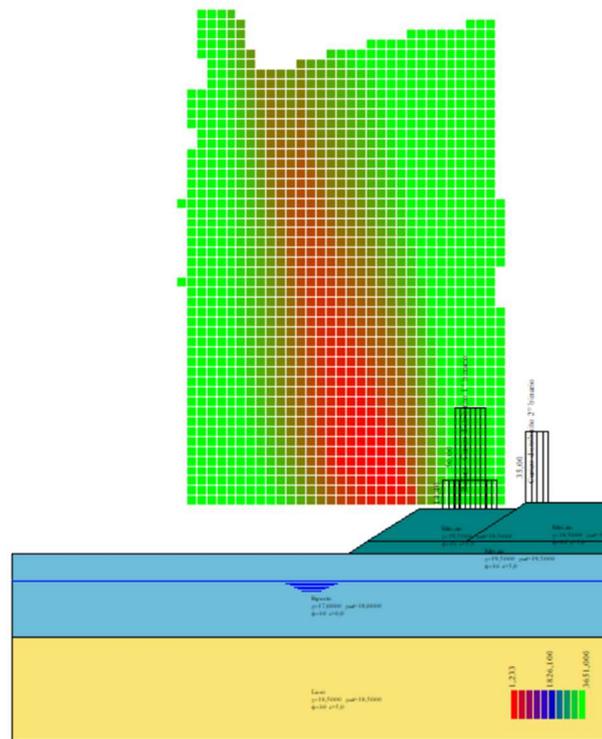
Considerata la presenza dei due binari, le verifiche saranno condotte considerando la presenza di entrambi i treni secondo le combinazioni previste dalla normativa. Per il caso sismico sarà considerata la presenza di un solo treno al quale verrà applicato il coefficiente di combinazione 0.2.

### 8.1.1 Verifica SLU

Si considerano entrambi i binari carichi. I valori caratteristici di progetto sono:

- Binario di progetto ballast → azione verticale  $18 \cdot 0.8 = 14.4$  kN/m
- Binario di progetto treno SW/2 → azione verticale 150kN/m (ovvero 50 kN/m su sezione di 3m)
- Binario esistente treno SW/2 → azione verticale  $133 \cdot 0.6 = 80$  kN/m (ovvero 35 kN/m su larghezza di 2.3 m)
- Azione trasversale del vento 180 km/h su sagoma alta 4.5 m → az. orizzontale =  $[q_r \cdot c_e] \cdot c_d \cdot c_p = [0.5 \cdot 1.25 \cdot 50^2] \cdot 1.00 \cdot 1.7 \cdot 4.5 = 12$  kN/m che sono trascurabili per la stabilità del rilevato

Si riporta nelle immagini seguenti i risultati delle analisi con il metodo di Fellenius dalle quali si ottiene un coefficiente di sicurezza C.S. minimo di  $1.233 \geq 1.10$ . La verifica risulta soddisfatta.

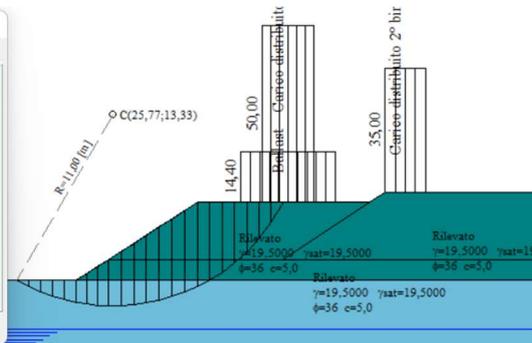


Superficie nr. 573

Dettagli superficie Coefficienti di sicurezza

R= 11,00 C= 25,77, 13,33  
Superf. passante per i punti (0,00;0,00) e (10,00;10,00)  
Volume della superficie (mc) 40,87  
Peso totale della superficie (N) 1000946  
Coeff. sicurezza normalizzato al volume 26,23  
Pv (20,29 ,3,80) Pm(35,55 ,8,30)  
L(m)= 15,91 f(m)= 3,41 f/L= 0,21 S(m)= 17,79  
Metodo: FELLENIUS  
Coefficiente di sicurezza 1,233 [richiesto 1,10]  
[A2M2]

Help



La verifica ottenuta con più metodologie d'analisi è sempre soddisfatta: C.S.  $\geq$  1.10.

Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza

	Min	Max	Ns_calcolate
FELLENIUS .....	1,233 [573]	-10,603 [21804]	21230
BISHOP .....	1,394 [610]	-11,935 [21804]	21230
JANBU .....	1,243 [575]	-11,214 [21804]	21802
JANBU COMPLETO .....			
BELL .....	1,374 [584]	-11,951 [21804]	21794
MORGENSTERN-PRICE .....	1,380 [610]	301,572 [21675]	21267
SPENCER .....	1,380 [610]	617,964 [21692]	1437
SARMA .....			
MAKSIMOVIC .....			
GLE .....	1,380 [610]	617,964 [21692]	1437

Ns\_tot: 21804

Dettagli >> Help

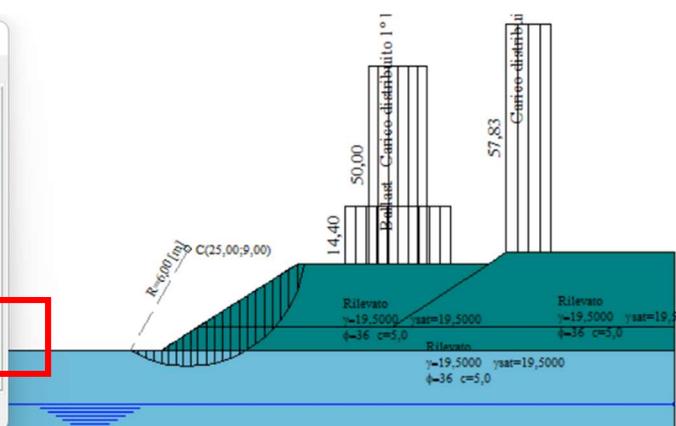
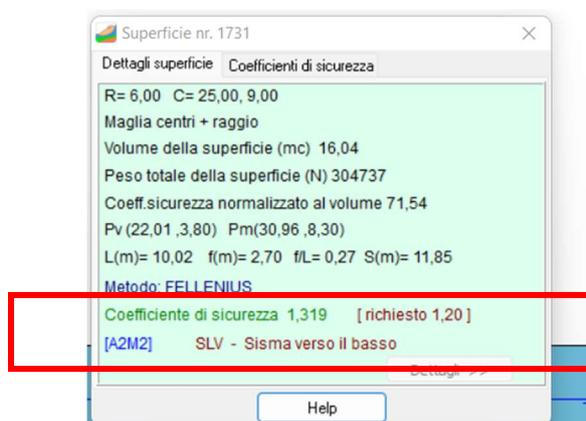
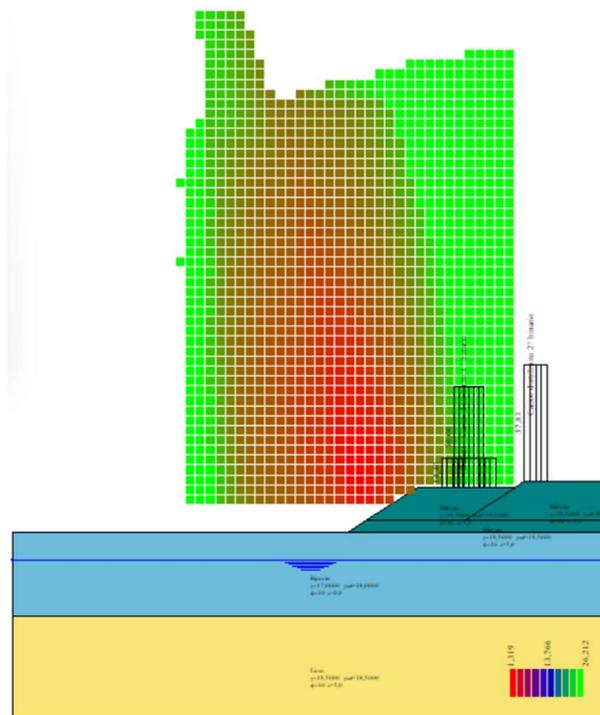


### 8.1.2 Verifica SLV

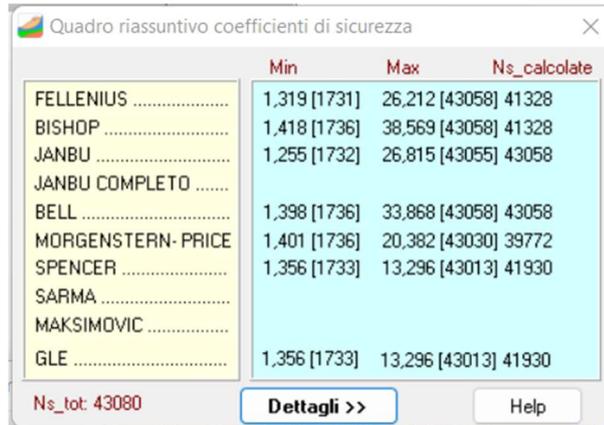
Si considerano entrambi i binari carichi. I valori caratteristici di progetto sono:

- Binario di progetto ballast → azione verticale  $18 \cdot 0.8 = 14.4$  kN/m
- Binario di progetto treno SW/2 → azione verticale 150 kN/m (ovvero 50 kN/m su sezione di 3 m) + coeff. di combinazione sismica
- Binario esistente treno SW/2 → azione verticale 133 kN/m (ovvero 57.83 kN/m su larghezza di 2.3 m) + coeff. di combinazione sismica

Si riportano nelle immagini seguenti i risultati delle analisi con il metodo di Fellenius dalle quali si ottiene un coefficiente di sicurezza C.S. minimo di  $1.319 \geq 1.20$ . La verifica risulta soddisfatta.



La verifica ottenuta con più metodologie d'analisi è sempre soddisfatta: C.S.  $\geq 1.20$ .



	Min	Max	Ns_calcolate
FELLENIOUS .....	1,319 [1731]	26,212 [43058]	41328
BISHOP .....	1,418 [1736]	38,569 [43058]	41328
JANBU .....	1,255 [1732]	26,815 [43055]	43058
JANBU COMPLETO .....			
BELL .....	1,398 [1736]	33,868 [43058]	43058
MORGENSTERN-PRICE .....	1,401 [1736]	20,382 [43030]	39772
SPENCER .....	1,356 [1733]	13,296 [43013]	41930
SARMA .....			
MAKSIMOVIC .....			
GLE .....	1,356 [1733]	13,296 [43013]	41930

Ns\_tot: 43080

Dettagli >> Help

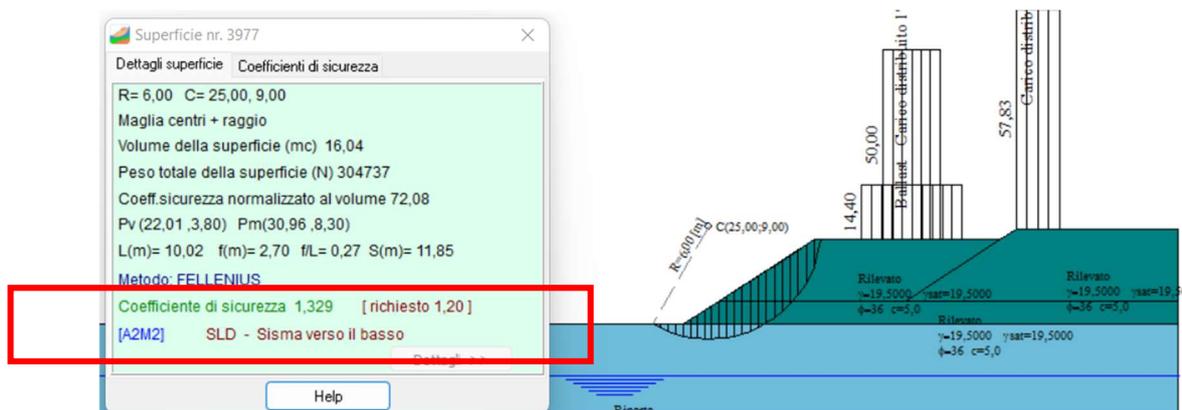
In tutti i casi la curva di scivolamento critica interessa solo la parte più superficiale del suolo originario, costituita dal riporto antropico.

### 8.1.3 Verifica SLD

Come riportato nel manuale RFI "il progetto delle scarpate dei rilevati ferroviari dovrà essere eseguito in modo che allo stato limite di danno SLD la massa di terreno potenzialmente instabile non coinvolga la piattaforma ferroviaria nella parte dove insiste la massicciata".

Al fine di verificare detta condizione si riporta la superficie di instabilità minima allo SLD calcolata con il metodo di Fellenius (vd. figura seguente).

Si osserva che la minima superficie potenzialmente instabile è verificata (C.S. maggiore di 1.20) e la stessa, comunque, non coinvolge la zona con il ballast.



### 8.1.4 Osservazione sulle verifiche di stabilità del rilevato

Le informazioni ricavabili dalle sezioni stratigrafiche mettono in evidenza come i rilevati di progetto vadano ad interessare in modo significativo solo lo strato superiore di riporto antropico. Le sezioni seguenti, condotte nelle 2 zone di interesse, danno riscontro di uno spessore del



materiale antropico ben superiore a 5m anche nel caso più gravoso, che assicura come le curve di scivolamento non vadano ad intercettare il materiale fino sottostante.



Figura 8-4: estratto da relazione geologica: planimetria con sezioni stratigrafiche. In evidenza la sezione H-H' e la zona di intervento in grigio

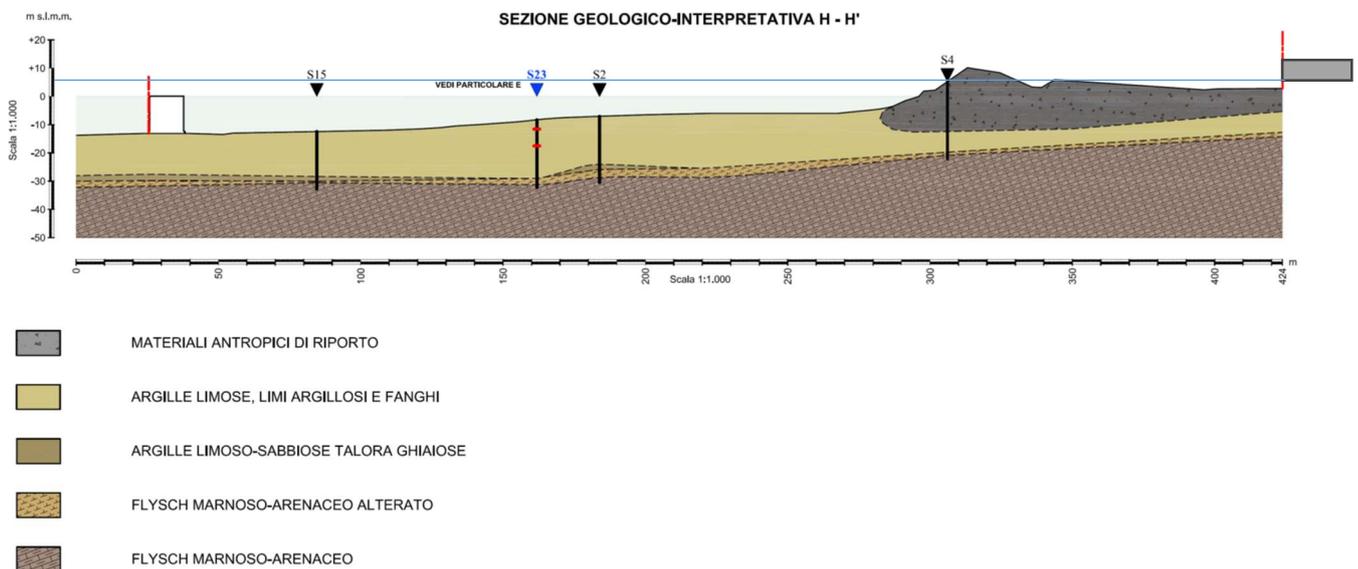


Figura 8-5: sezione H-H' riferita alla precedente immagine. In evidenza la zona approssimativa di intervento (in grigio). Lo spessore del riporto antropico è dell'ordine di almeno 5m circa

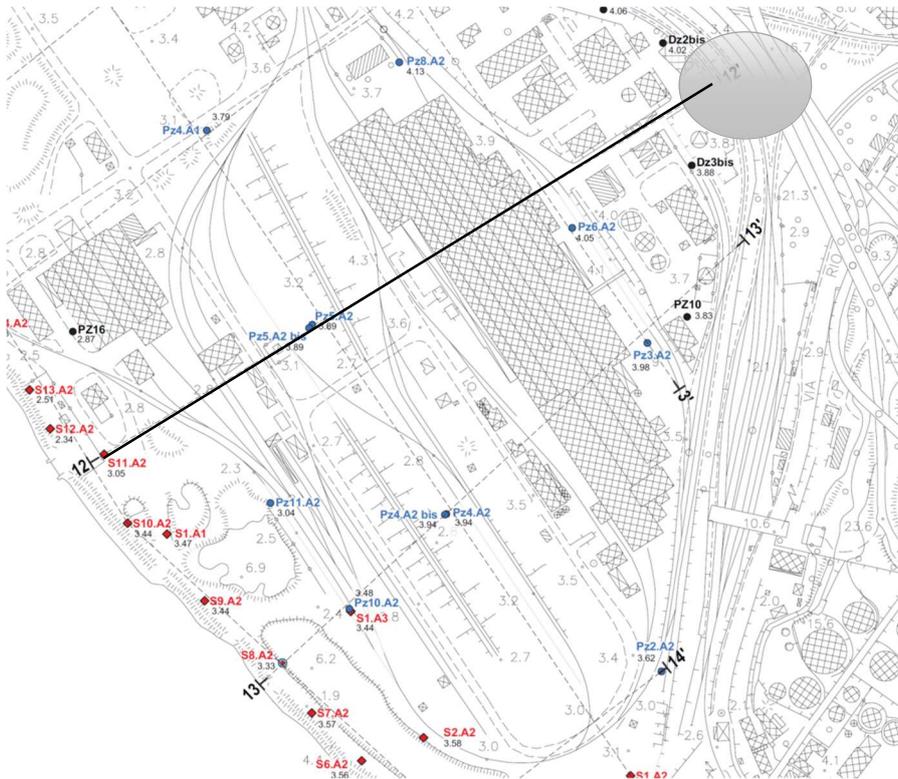


Figura 8-6: estratto da relazione geologica: planimetria con sezioni stratigrafiche. In evidenza la sezione 12-12' e la zona di interesse in grigio

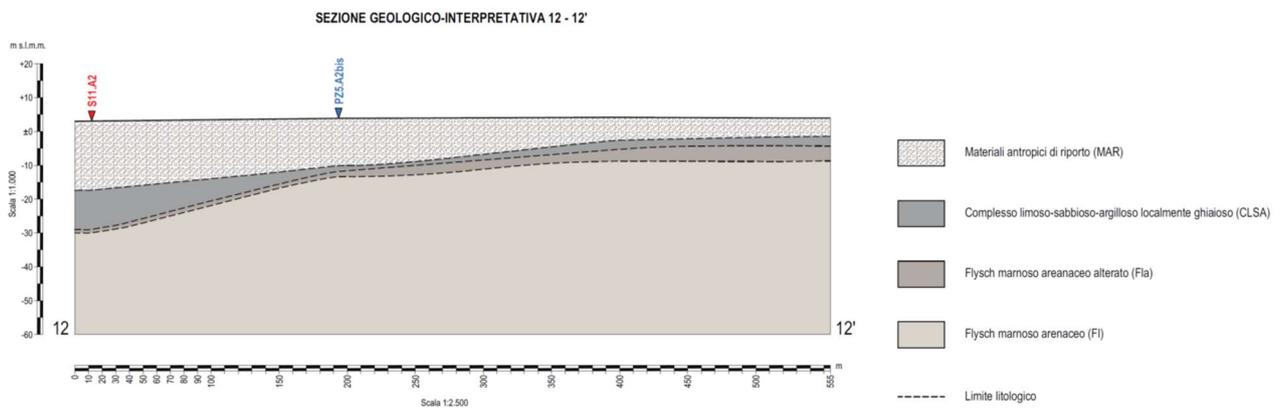
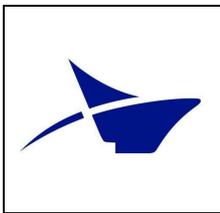


Figura 8-7: sezione 12-12' riferita alla precedente immagine.

### 8.1.5 Verifica SLE

Si riporta nel seguito la stima dei cedimenti primari e secondari della litologia di materiale a granulometria medio-fine (limo), nonché i tempi di maturazione degli stessi cedimenti. Per tale livello di progettazione non sono valutati i cedimenti del rilevato di progetto.

Va inoltre tenuto conto che le aree oggetto di intervento sono state utilizzate, negli anni, quali aree di stoccaggio merci e transito di mezzi pesanti (compresi convogli ferroviari): è quindi da attendersi che il materiale si presenti globalmente già rilevantemente sovraconsolidato (come



peraltro rilevato dallo studio geologico), aspetto questo trascurato nel seguito ma che permetterà di contenere il valore dei reali cedimenti.

Il carico di progetto utilizzato per la verifica è quello relativo al rilevato di progetto. Il peso del ballast non è considerato perché trascurabile.

Per quanto riguarda il calcolo dei cedimenti immediati del terreno di riporto (di spessore di circa 8.5 m nel caso più gravoso) si considera una variazione di pressione al piano campagna di +100 kPa (rilevato alto 5 m con peso di 20 kN/m<sup>3</sup>). Il cedimento calcolato con la formula di Bowles (1987) porta ad avere un cedimento nella zona centrale dell'ordine di 100 mm, come riportato nel format seguente.

Tali cedimenti sono considerati accettabili per la struttura in esame perché sono di tipo immediato, si sviluppano in fase costruttiva e saranno via via compensabili già in fase costruttiva.

Sezione/Stratigrafia Vista dall'alto  
Piano campagna Quota falda: -1.00

Risultati  
Combinazione 1 - Statica (proiezione alla base)  
N=0.00 kN

	c	q	y
Nc, Nq, Ny	37.162	22.456	20.426
sc, sq, sy	1.300	1.000	0.800
dc, dq, dy			
ic, iq, iy			
bc, bq, by			
gc, gq, gy			
pc, pq, py			
ec, eq, ey			

q' (kPa) 0.00

qult (kPa): 1535.3k Qult (kN): 614117.8k R: infinito > R3=2.3  
Resistenza a scorcimento (kN): 0.00 R: infinito > R3=1.1  
Minimo fattore di sicurezza qult (tra tutte le combinazioni)  
Combinazione 1 - Statica (proiezione alla base)  
N=0.00 kN

qult (kPa): 1535.3k Qult (kN): 614117.8k R: infinito > R3=2.3  
Minimo fattore di sicurezza a scorcimento (tra tutte le combinazioni)  
Combinazione 1 - Statica (proiezione alla base)  
N=0.00 kN

Cedimento elastico (con formula di Bowles)  
Combinazione 1 - SLE - N=40000.00 kN - Mx=0.00 kNm - My=0.00 kNm - Vx=0.00 kN - Vy=0.00 kN

Parametri di calcolo  
Strato (con Eed ed Es mediati) sotto ad appoggio fondazione Strato ipotizzato "duro" sotto strato fondazione

OCR: 1.0  
fi: 30.0  
a=sin(fi): 0.500  
k0=(1-sin(fi)) OCR\*a: 0.357

v=k0/(1+k0): 0.333  
Eed (kPa): 770.00  
Es=Eed\*(1-v^2)/v/(1-v): 513.33 ("Duro" se Es >= 10 Es strato precedente)  
Spessore sotto la fondazione (m): 9.00 Ulteriore profondità dopo lo strato fondazione (m): 40.00  
Altezza strato compressibile (m): 49.00 (= 5\*B, oppure fino allo strato "duro")

I vari parametri sono interdipendenti secondo le varie formule. La variazione manuale di un parametro coinvolge soltanto i parametri successivi.  
Valori di default

I valori di default sono i valori dei parametri geotecnici di calcolo del tenso equivalente (vedi schemata principale).

w=q\*b\*(1-v^2)/Es\*ls\*lf  
Descrizione formula di Bowles

q: incremento pressione alla quota di imposta fondazione: N/A 100.00 (kPa)  
q0: pressione litostatica alla quota di imposta fondazione: 0.00 (kPa)  
v: coefficiente di Poisson Es: modulo di elasticità terreno

Considerare q=N/A+q0 come pressione di contatto nella formula  
 Fondazione rigida (w=w\*0.93)

Area fondazione  
 Area totale  
 Area efficace  
 Area reagente

B (m): 20.00  
L (m): 20.00  
Area (m²): 400.00

Cedimenti (mm):  
allo spigolo: 96.92  
al punto di applicazione del carico: 108.21

Chiudi

Per quanto riguarda il cedimento di consolidazione primaria dello strato di limo, questo è valutato (in via cautelativa) impiegando i coefficienti minimo e massimo di compressibilità volumetrica  $m_v$  ottenuti dalle prove edometriche (SG001-CI1÷CI4, SG002-CI1÷CI4 e SG003-



	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione geotecnica e sismica</p>	<p>Pag. 79 di 85</p>
---	--	----------------------

Inoltre l'attendibile elevato grado di sovraconsolidazione del terreno (vd. §12 della relazione geologica generale) porta ulteriormente ad aspettare un cedimento del tutto trascurabile, di cui la valutazione precedente rappresenta una stima cautelativa.

### 8.1.6 Strategie per risoluzione dei cedimenti

Al fine di contenere o quantomeno accelerare il decorso dei cedimenti si possono mettere in atto diverse strategie: in particolare si considera l'attuazione di una precarica iniziale e/o la realizzazione di un sistema di drenaggio (verticale e orizzontale).

#### **Scenario 1 – Precarica**

La metodologia operativa che sfrutta la precarica consiste nel posizionare, a livello del piano campagna, una certa quantità di materiale (nel caso in esame da assumersi come uniformemente distribuito), in modo da applicare, a partire da detto livello, un carico verticale  $Q'$ . Questa attività modifica lo stato tensionale nel sottosuolo, inducendo una variazione delle tensioni litostatiche verticali ( $\Delta\sigma_v$ ); nei materiali a grana fine, saturi, questa variazione va a tradursi inizialmente in un incremento delle pressioni neutre ( $\Delta\sigma_v \approx \Delta u$  nel b.t.) e nel tempo poi in variazione delle tensioni efficaci ( $\Delta\sigma_v \approx \Delta\sigma'_v$  nel l.t.).

Lasciando agire per un periodo  $\Delta T$  questo carico, il sottosuolo matura dei cedimenti  $\Delta w$  che si potranno in parte scontare nella fase terminale dei lavori, a precarica tolta e costruzione del rilevato di progetto.

Questa procedura quindi permette di ridurre l'entità dei cedimenti teorici del rilevato di progetto semplicemente apportando (depositando) una certa quantità di materiale (p.e. quella derivante dagli scavi di cantiere) al di sopra del sedime del futuro rilevato.

Per contro il beneficio potrà essere tanto maggiore quanto maggiore è il tempo in cui questo carico agisce, o maggiore è il sovraccarico applicato. Nel caso specifico non è però possibile avere a disposizione grandi intervalli di tempo, sia per le ridotte tempistiche in cui l'intero progetto dovrà essere realizzato, sia perché l'area destinata al futuro rilevato servirà, nelle fasi iniziali di cantierizzazione, per l'accesso al terminal di PLT. Risulta quindi difficile, dal punto di vista operativo, gestire il problema del cedimento facendo affidamento solo a questa strategia.

#### **Scenario 2 – Drenaggio verticale**

Questa metodologia consiste nel realizzare dei dreni verticali in grado di accelerare il processo di riduzione dell'incremento di pressione neutra  $\Delta u$  che si ha nei terreni saturi a grana fine sotto l'applicazione di una variazione tensionale ( $\Delta\sigma_v$ ).

Dal punto di vista operativo sarà necessario collegare, tramite questi dreni verticali, gli strati permeabili (p.e. la zona di riporto superiore) a quelli meno permeabili (strato di limo argilloso): all'applicazione del sovraccarico a livello del p.c. (per la realizzazione del rilevato di progetto), la variazione di pressioni verticali totali  $\Delta\sigma_v$  si tramuterà in variazione delle pressioni neutre (circa) negli strati a grana fine, e il processo di consolidazione primaria (in cui  $\Delta\sigma_v \rightarrow \Delta\sigma'_v$  e

$\Delta u \rightarrow 0$ ) avrà un decorso più veloce (rispetto una situazione senza interventi) in virtù della maggiore permeabilità del sottosuolo.

Questa procedura quindi permette di ridurre il tempo in cui i cedimenti teorici si sviluppano, previa realizzazione di un sistema di drenaggio verticale.

Per contro non produce (in generale) una riduzione dell'entità del cedimento, correlato solo alle proprietà deformative del materiale del sottosuolo. Si dovranno quindi cantierizzare queste lavorazioni prima dell'esecuzione del rilevato.

### Scenario 3 – Precarica e drenaggio verticale

Questa metodologia abbina le 2 modalità di intervento precedentemente descritte: è così possibile ridurre l'entità dei cedimenti (per effetto delle precarica) e ridurre il decorso nel tempo.

Unico aspetto critico è la necessità di poter lavorare nell'area destinata al rilevato per un significativo intervallo di tempo, dovendosi eseguire 2 lavorazioni in serie: prima i drenaggi e poi la precarica.

### Conclusione

Tenuto conto delle possibili limitazioni nella disponibilità delle aree, si propone e si valuta nel seguito il solo intervento di drenaggio. La possibilità di abbinarlo ad una precarica (scenario 3) sicuramente può portare a dei benefici, e potrà essere valutata in sede di progetto esecutivo da parte dell'Appaltatore, sulla base dell'effettiva gestione delle aree di cantiere.

Si considerano, quali elementi drenanti, delle colonne in ghiaia, con diametro 60 cm, disposte con maglia rettangolare di lato 4 m, che permettono di ottenere un periodo di tempo di consolidazione primaria variabile tra 90 e 311 giorni.

Soluzione di Conte e Troncone (2009)						
Diametro [m]:	0,6					
Interasse [m]:	4					
$d_e$ [m] =	4,5	Diametro equivalente (zona di competenza del dreno).				
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ] =	9,81	Peso di volume dell'acqua.				
n =	7,5					
$k_h$	$m_v$	$c_h$	F(n)	$\lambda$ (95%)	Tr	t
[m/s]	[1/kPa]	[m <sup>2</sup> /s]				[gg]
1,0E-09	7,9E-05	1,3E-06	1,310	-2,996	0,4905	90
1,0E-09	2,7E-04	3,7E-07	1,310	-2,996	0,4905	311

Figura 8-8: Tempi di consolidazione primaria

Questa tipologia di elemento drenante permette inoltre di modificare la rigidità verticale media degli strati più cedevoli, conseguendo così una possibile riduzione dell'entità dei cedimenti (non considerata nella valutazione precedente).

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>Relazione geotecnica e sismica</p>	<p>Pag. 81 di 85</p>
---	--	----------------------

## 8.2 Rilevato ferroviario – Sezione CD06

La sezione in esame è caratterizzata da due rilevati affiancati e da tre binari. Considerata la distanza trasversale delle opere rispetto alla loro altezza, è possibile analizzare separatamente il rilevato di sinistra (con due binari) da quello di destra.

Il rilevato di sinistra ha estradosso posto a quota assoluta a +7.0 m rispetto alla quota del terreno di valle a circa +3.0 m e, considerata la presenza dei due binari, le verifiche saranno condotte considerando la presenza di entrambi i treni secondo le combinazioni previste dalla normativa. Per il caso sismico sarà considerata la presenza di un solo treno al quale verrà applicato il coefficiente di combinazione 0.2.

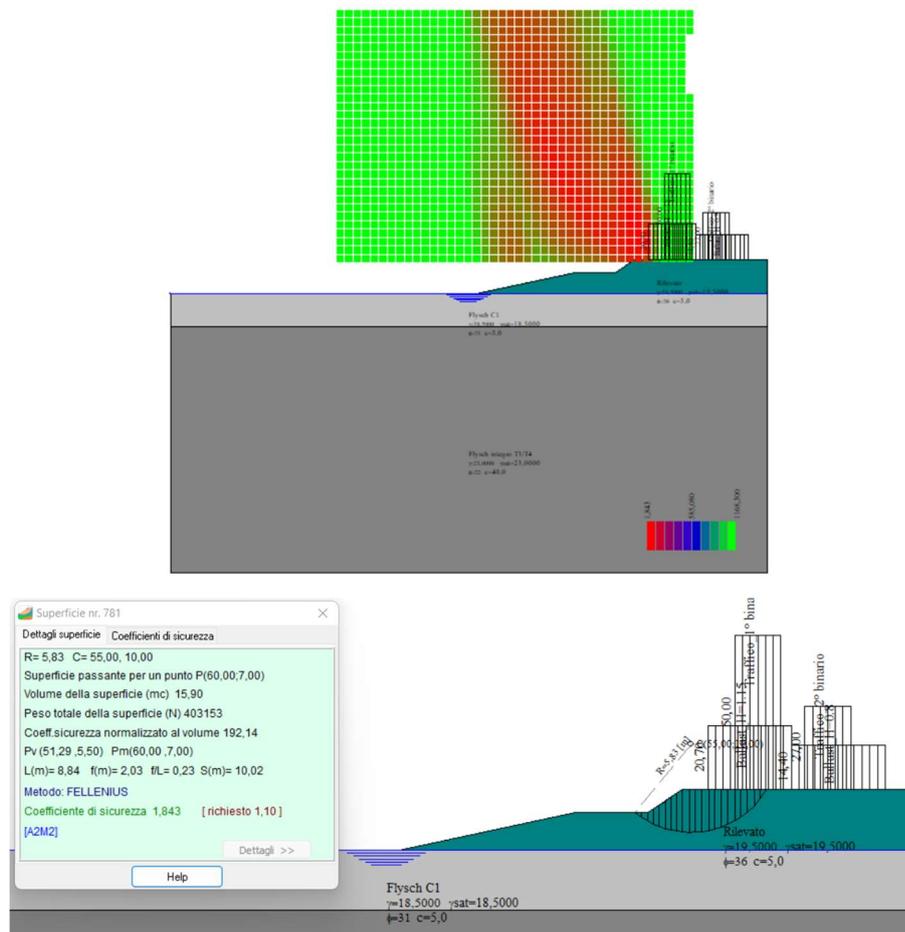
Il rilevato di destra ha estradosso posto a quota assoluta a +5.70 m rispetto alla quota del terreno di valle a circa +3.0 m. Considerato che la geometria e le caratteristiche del terreno di sito sono confrontabili con quelle del rilevato ferroviario analizzato in precedenza (sezione CD02C) e il dislivello tra valle e monte è minore, le verifiche sono omesse e considerate soddisfatte.

### 8.2.1 Binario di sinistra - Verifica SLU

Si considerano entrambi i binari carichi. I valori caratteristici di progetto sono:

- Binario di progetto ballast → azione verticale  $18 \cdot 1.15 = 20.7$  kN/m
- Binario di progetto ballast → azione verticale  $18 \cdot 0.8 = 14.4$  kN/m
- Binario di progetto treno SW/2 → azione verticale 150 kN/m (ovvero 50 kN/m su sezione di 3 m)
- Binario esistente treno SW/2 → azione verticale  $133 \cdot 0.6 = 80$  kN/m (ovvero 27 kN/m su larghezza di 3 m)
- Azione trasversale del vento → trascurata (vd. sezione CD02C)

Si riporta nelle immagini seguenti i risultati delle analisi con il metodo di Fellenius dalle quali si ottiene un coefficiente di sicurezza C.S. minimo di  $1.680 \geq 1.10$ . La verifica risulta soddisfatta.



La verifica ottenuta con più metodologie d'analisi è sempre verificata: C.S.  $\geq 1.10$ .

Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza

	Min	Max	Ns_calcolate
FELLENIOUS .....	1,843 [781]	-19,135 [28843]	28015
BISHOP .....	2,047 [784]	-27,207 [28843]	28015
JANBU .....	1,879 [781]	-5,534 [706]	28795
JANBU COMPLETO .....			
BELL .....	2,049 [784]	-6,341 [706]	28778
MORGENSTERN-PRICE .....	2,045 [784]	108,909 [28569]	26905
SPENCER .....	2,048 [784]	1185,080 [28794]	27578
SARMA .....			
MAKSIMOVIC .....			
GLE .....	2,048 [784]	1185,080 [28794]	27578

Ns\_tot: 28843

### 8.2.2 Binario di sinistra - Verifica SLV

Si considerano entrambi i binari carichi. I valori caratteristici di progetto sono:

- Binario di progetto ballast  $\rightarrow$  azione verticale  $18 \cdot 1.15 = 20.7$  kN/m





Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza

	Min	Max	Ns_calcolate
FELLENIOUS .....	1,947 [1684]	18,758 [68760]	67078
BISHOP .....	2,192 [1696]	27,307 [68760]	67078
JANBU .....	1,988 [1685]	-109,020 [1151]68760	
JANBU COMPLETO .....			
BELL .....	2,164 [1355]	-345,641 [1151]68760	
MORGENSTERN-PRICE .....	2,213 [1696]	81,705 [190]	60098
SPENCER .....	2,109 [1355]	28,250 [910]	65953
SARMA .....			
MAKSIMOVIC .....			
GLE .....	2,109 [1355]	28,250 [910]	65953

Ns\_tot: 69004

[Dettagli >>](#) [Help](#)