

**MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
STRUTTURA TECNICA DI MISSIONE**

**REGIONE PIEMONTE
COMUNI DI TORINO, COLLEGNO E RIVOLI**

INFRATRASPORTI.TO S.r.l.



**METROPOLITANA AUTOMATICA DI TORINO
LINEA 1 - PROLUNGAMENTO OVEST - CASCINE VICA**

**PROGETTAZIONE ESECUTIVA
METROPOLITANA DI TORINO TRATTA 3
COLLEGNO (Diramazione Deposito) - CASCINE VICA
Lotto Funzionale 1 : Fermi - Collegno Centro**


PROGETTO ESECUTIVO						
IL PROGETTISTA						
		<p>RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA</p>				
		SCALA	DATA	REL.N.		REV. int. est.
		-	14-02-18	MT L1 T3 A1	EGEOGENR 003	0

AGGIORNAMENTI

Fg.01 di 40

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROL.	APPROV.	VISTO
1	EMISSIONE FINALE	14-02-18	SAO	AEU	AEU	GAS
0	EMISSIONE	19-01-18	SAO	AEU	AEU	GAS

<table border="1"> <tr> <td>LOTTO 1</td> <td>CARTELLA</td> <td>2.1</td> <td>12</td> <td>MTL1T3A1 EGEOGENR003</td> </tr> </table>					LOTTO 1	CARTELLA	2.1	12	MTL1T3A1 EGEOGENR003	CONCESSIONARIA	
LOTTO 1	CARTELLA	2.1	12	MTL1T3A1 EGEOGENR003							

 INFRA.TO infrastrutture per la mobilità	Metropolitana Automatica di Torino – Linea 1- Tratta 3 Collegno – Cascine Vica: 1° Lotto funzionale “Fermi – Collegno Centro”	MTL1T3A1E GEOGENR003
		Revisione 0-1

Metropolitana Automatica di Torino – Linea 1 Prolungamento Ovest – Cascine Vica – Lotto funzionale 1 “Fermi Collegno Centro”

RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

REV.	REDAZIONE		VERIFICA		APPROVAZIONE		DATA
	NOME	FIRMA	NOME	FIRMA	NOME	FIRMA	
1	Geol. Simone Asoni		Geol. Attilio Eusebio		Geol. Attilio Eusebio		14/02/2018
0	Geol. Simone Asoni		Geol. Attilio Eusebio		Geol. Attilio Eusebio		19/01/2018

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
4	PROGETTO LOTTO FUNZIONALE 1	6
5	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.....	6
6	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	6
7	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL’ AREA	8
7.1	Azioni sismiche	8
7.2	Accelerazione massima al suolo	8
7.3	Accelerazione massima al sito e coefficienti sismici	9
7.4	Categoria di sottosuolo	9
8	INDAGINI GEOGNOSTICHE	10
8.1	Indagini pregresse.....	10
8.2	Indagini progetto esecutivo.....	10
8.2.1	Sondaggi a carotaggio continuo e a distruzione di nucleo	12
8.2.2	Prove in situ	12
8.2.2.1	Prove geotecniche in foro – SPT.....	12
8.2.2.2	Diagrafie	14
8.2.3	Misura livelli piezometrici	19
8.2.4	Prove di laboratorio	19
8.2.4.1	Prove granulometriche.....	19
8.2.5	Indagini geofisiche	22
8.2.5.1	Campo prova area La Certosa	22
8.2.5.1.1	Investigazione e risultati campo prove	23
9	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	25
9.1	UG0: Terreni di riporto e terreni vegetali	25
9.2	UG1: Depositi fluvioglaciali	26
9.3	UG2: Depositi superficiali di loess	27
9.4	Parametri geotecnici	27
9.5	Classi di permeabilità.....	27

10	CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI AI FINI DELLA VALUTAZIONE DEL METODO DI SCAVO	28
11	MODELLO GEOLOGICO-GEOTECNICO	30
12	PROBLEMATICHE LEGATE ALLA NATURA DEL TERRENO	31
12.1	Scavabilità	31
12.2	Ciottoli e trovanti	31
13	CAPACITÀ PORTANTE TERRENI DI POSA	34
13.1	Capacità portante diaframma	34
13.1.1	Verifica alla portanza del singolo diaframma.....	35
13.1.2	Analisi.....	35
13.2	Capacità portante stazioni	37
13.2.1	Geometria delle stazioni.....	37
13.2.2	Analisi.....	37
13.3	Capacità portante pozzi	39
13.3.1	Geometria pozzi.....	39
13.3.2	Analisi.....	40

1 INTRODUZIONE

La presente relazione geotecnica e sismica è parte integrante del Progetto Esecutivo relativo all'Appalto Infra.TO 2/2017, attinente alla progettazione della Metropolitana Automatica di Torino – Linea 1 – Tratta 3 - Prolungamento Ovest – Cascine Vica – Lotto Funzionale 1 “Fermi – Collegno Centro” redatto dal Raggruppamento Temporaneo di Imprese Aggiudicatario dell'Appalto costituito da: Geodata Engineering S.p.(Mandataria) – AI Studio, Neosia S.p.A., Studium S.a.S. (Mandanti).

In particolare, il seguente documento illustra il risultato della campagna di indagini eseguito per l'approfondimento del contesto geologico, geotecnico e idrogeologico dell'area interessata del prolungamento della Linea 1 Prolungamento Ovest – dalla progressiva 0.00 a progressiva 1752,97.

Il presente documento riassume le indagini condotte tra Novembre e Dicembre 2017 a seguito del piano di indagine proposto in fase di Progetto Esecutivo (MTL1T3A1EGEOGENR001 rev.0.1). Riassume i risultati delle informazioni ottenuti dai carotaggi, dalle prove geotecniche in situ e di laboratorio e integra questi dati con dati elaborati da campagne pregresse avvenute in terreni limitrofi e litologicamente simili. I dati così raccolti, elaborati e integrati incrementano e completano il livello di conoscenza del contesto in cui si inserirà l'opera con specifico riferimento alla natura delle opere di sostegno e dei consolidamenti previsti in progetto. Le indagini eseguite sono prevalentemente di tipo diretto mediante l'esecuzione di sondaggi geognostici a carotaggio continuo o a distruzione.

Nello specifico, i dati di bibliografia integranti alla caratterizzazione geotecnica e sismica si riferiscono ai documenti redatti in fase di Progetto Definitivo [1],[2],[3],[4] e [5] e ai lavori progressi svolti da Geodata Engineering (Mandataria) all'interno dello sviluppo progettuale della Metropolitana Automatica di Torino Linea 1 [8] e [9].

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO


Gli studi esposti nella seguente relazione sono stati effettuati nel rispetto delle seguenti normative:

- Decreto Ministero Infrastrutture 14 gennaio 2008. Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare n.617 del 2 febbraio 2009 Ministero Infrastrutture e Trasporti. Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Documenti da Progetto Definitivo (PD)

- [1] MTL1T3A0D GEOGENR001, Relazione geologica e idrogeologica,
- [2] MTL1T3A0D GEOGENR002, Relazione geotecnica e sismica,
- [3] MTL1T3A0D GEOGENS003.1, Profilo geotecnico,
- [4] MTL1T3A0D GEOGENS002.1, Profilo geologico,
- [5] MTL1T3A0D GEOGENR004, Prove di laboratorio.

	Metropolitana Automatica di Torino – Linea 1- Tratta 3 Collegno – Cascine Vica: 1° Lotto funzionale “Fermi – Collegno Centro”	MTL1T3A1E GEOGENR003
		Revisione 0-1

Documenti da Progetto Esecutivo (PE)

- [6] MTL1T3A1EGEOGENR001 rev.0.1, Relazione del piano degli studi e delle indagini geognostiche ed ambientali.
- [7] MTL1T3A1EGEOGENS001 rev.0.1, Piano delle indagini geognostiche e ambientali.

Bibliografia

- [8] Metropolitana automatica di Torino Linea 1, Progetto Esecutivo; Galleria artificiale tratta Deposito-Fermi Relazione Geotecnica, MTL1T1A2EGEOGARR002; Systra S.A. – Geodata S.P.A.; 2000.
- [9] Metropolitana automatica di Torino Linea 1, Progetto Esecutivo; Galleria artificiale tratta Deposito-Fermi Relazione Geologica ed Idrogeologica, MTL1T1A2EGEOGARR001; Systra S.A. –Geodata S.P.A.; 2000.
- [10] Città di Collegno, Nuovo Piano Regolatore, Relazione Geologica Illustrativa; 2000.
- [11] Analisi e Verifica delle Condizioni di Esercizio in Sicurezza del Palazzo Uffici Provinciali di Corso Inghilterra 7 tenuto conto del Centro Direzionale di Intesa Sanpaolo, Relazione di Sintesi; Politecnico di Torino; 2012.
- [12] Barla G. & Vai L. - Indagini geotecniche per la caratterizzazione del sottosuolo di Torino lungo il tracciato del Passante Ferroviario. XX Convegno Nazionale di Geotecnica, Parma, 22-25 Settembre 1999, pp. 335-342.
- [13] Carta Geologica d'Italia, Foglio 155, Torino Ovest, scala 1:50.000.
- [14] Nuove Norme Tecniche per la Costruzione; DM 14 gennaio 2008.
- [15] BS EN 1997-1:2004, EUROCODE 7: Geotechnical Design – Part 1 General Rules.
- [16] Terzaghi, Peck e Mesri - Soil mechanics in engineering practice, Wiley, Third Edition, 1996.
- [17] Wrana B. - Pile load Capacity - Calculation method; Studia Geotecnica et Mechanica, Vol. 37, No 4, 2015.
- [18] Ruwan Rajapakse, Geotechnical Engineering Calculations and Rules of Thumb, 1st Edition, Butterworth-Heinemann, 2008.
- [19] Foundations and earth structures, Design manual 7.02, US Naval Department, 1984.
- [20] R.F. Craig, Craig's soil mechanics, Seventh Edition, FN Spon, 2004.

Referenze di rete

- [21] www.geostru.com

4 PROGETTO LOTTO FUNZIONALE 1

Il 1° Lotto Funzionale Fermi – Collegno Centro, che costituisce l’oggetto del presente stralcio progettuale, si estende per circa 1,7 km: partendo dal bivio deposito, percorre via De Amicis, sottoattraversa la linea ferroviaria Torino-Modane e, dopo un tratto lungo via Risorgimento, si immette sul corso Francia. Il 1° Lotto funzionale risulta pertanto costituito dalle seguenti opere:

- due stazioni (Certosa e Collegno Centro);
- due pozzi di intertratta (PC1, PC2);
- un nuovo pozzo terminale (PCT1);
- un tratto di galleria artificiale, dall’inizio del prolungamento ovest (stazione Fermi) alla progressiva km 0+677.025;
- un tratto di galleria naturale a foro cieco dalla progressiva km 0+677.025 a fine tratta.

5 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L’area di scavo del Lotto 1 si sviluppa nel territorio comunale di Collegno, che costituisce parte dell’hinterland occidentale di Torino (vedere Figura 1).

L’area oggetto di studio s’inserisce in un contesto urbano di pianura fortemente antropizzato e con ridotte possibilità di osservare la originaria superficie topografica naturale; il tessuto urbano locale è costituito prevalentemente da edifici a utilizzo residenziale/commerciale.



Figura 1: Inquadramento geografico e definizione dei principali elementi del progetto; a) in rossa indica la linea esistente, b) in azzurro tratto di scavo in cut&cover, c) in blue tratto di scavo foro tradizionale, d) in verde inizio Lotto 2.

6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista geologico l’area in esame è caratterizzata da depositi fluvio-glaciali Plio-Pleistocenici che definiscono la conoide alluvionale della Dora Riparia che risultano profondamente incisi dalla attività erosionale del corso d’acqua.



Figura 2: Inquadramento geologico del Lotto 1 (riquadro in rosso). Immagine estratta dalla Carta Geologica d'Italia foglio 155 Torino Ovest.

Come indicato in [13], la successione fluvio glaciale della Dora Riparia dell'area di interesse è caratterizzata superficialmente da depositi loessici (**UIN_d**) depositati sopra i depositi eterometrici del **Sistema di Frassinere, subsistema di Col Giansesco (AFR_{2b})** e del **Sistema di Bennale, subsistema di Truc Monsagnasco (BEN_{1c1})**.

Questi depositi fluvio glaciale e glaciali (Pleistocene Superiore – Pleistocene Medio), sono costituiti da ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose con clasti eterometrici che localmente si presentano in livelli cementati; considerando la simile natura litologica e deposizionale di queste due unità, è estremamente difficile distinguerle nei sondaggi, non presentando visibili caratteri distintivi. Considerando questa similarità, da un punto di vista geotecnico si può fare riferimento ad un'unica unità geotecnica (UG1) di depositi fluvio glaciali.

Questo deposito mostra nella zona di Torino uno spessore variabile tra 25 i 55m. Nell'area di interesse (Lotto 1), questo deposito mostra una profondità che si colloca tra i 50 e 55m sotto il piano di campagna. In fase di investigazione nessun sondaggio ha individuato con precisione il limite inferiore di questo deposito.

I depositi di loess ricoprono in maniera discontinua i depositi sopra descritti e sono costituiti da limi o sabbie fini, con spessori regolari di qualche metro (2-3m). Le informazioni raccolte durante il PD [2][3] e [4], e successivamente verificate dalla campagna geognostica di PE (vedere sezione 0) non individuano tale unità lungo l'area di scavo del Lotto1 se non in lembi ridotti di piccolo spessore.

Data la natura fortemente antropizzata dell'area i depositi superficiali di origine antropica presentano spessori variabili e localmente anche di notevole importanza.

Geomorfologicamente l'area risente delle deboli pendenze imputabili alle conoide alluvionali e ai successivi apporti, e il territorio si presenta semi pianeggiante. L'area urbana presenta una debole pendenza procedendo da ovest verso est.

Livelli addensati e cementati caratterizzano l'unità geotecnica UG1, e come verificato durante i cantieri geognostici, presentano una estrema variabilità orizzontale e verticale, anche se, sono più frequenti a livelli più profondi rispetto a quelli superficiali.

Quest'unità ospita una falda superficiale libera caratterizzata da una soggiacenza in diminuzione da ovest ad est la quale risulta compresa tra circa 48 e 10 m. Nel settore di

interessa la falda si colloca a una profondità di 44m, tale profondità si allinea con le indicazioni fornite in [10] e con gli studi riassunti in [9].

L'acquifero superficiale presente nell'area in esame, oltre che dagli apporti meteorici, è alimentato principalmente dal Fiume Dora Riparia; a più grande scala il fiume Po rappresenta il livello di base locale dell'acquifero e il recettore delle acque della falda superficiale.

7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL' AREA

La caratterizzazione sismica dell'area si è basata sulle linee guida indicate in [14]. Di seguito si presenta l'analisi e il ragionamento che hanno portato alla definizione dell'azione sismica e dell'accelerazione massima al suolo con i caratteristici valori spettrali. I data input così presentati definiscono i parametri per le verifiche in condizioni sismiche delle strutture in progetto (stato limite di salvaguardia della vita SLV).

7.1 Azioni sismiche

Per vita nominale dell'opera si intende il numero di anni nei quali la struttura deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Il tipo di strutture interessate ricadono nella categoria “Grandi Opere” a cui corrisponde una vita nominale ($V_n \geq 100$ anni).

In presenza di azioni sismiche le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. L'opera in esame ricade sotto la classe III a cui corrisponde un coefficiente d'uso (C_u) pari a 1.5.

L'azione sismica esercitata sull'opera dev'essere riferite ad un periodo di riferimento (V_r) definito come:

$$V_r = V_n \times C_u$$

Nel caso in esame V_r è pari a 150 anni.

7.2 Accelerazione massima al suolo

I valori di accelerazione massima su suolo roccioso (a_g) e dei valori spettrali (F_0) e (T^*c) dell'area in esame sono stati definiti come indicato in [14] e sono stati validati mediante [21].

I valori così ottenuti sono riassunti nella sottostante Tabella 1.

Tabella 1: Parametri caratteristici del sito

Tratta	Comune	a_g [g]	F_0 [-]	T^*c [sec]
Pozzo di Ventilazione 1 Stazione Certosa	Collegno	0.086	2,767	0,287
Stazione Certosa Pozzo di Ventilazione 2	Collegno	0.087	2,764	0,287
Pozzo di Ventilazione 2 Stazione Collegno Centro	Collegno	0.087	2,763	0,287

I coefficienti di amplificazione dovuti alla stratigrafia (S_s) e alla topografia (S_T) sono stati quantificati pari a:

- $S_s = 1.5$

- $S_T = 1.0$

Tali valori sono stati scelti tenendo conto della categoria di suolo assegnato (vedi sezione 7.4) e seguendo le indicazioni fornite in [14].

7.3 Accelerazione massima al sito e coefficienti sismici

L'accelerazione massima orizzontale al sito (a_{max}) ed i coefficienti sismici sono stati calcolati considerando il valore più elevato dell'accelerazione al suolo (a_g), che in via cautelativa è stato approssimato per eccesso ed è assunto $a_g = 0.09$.

L'accelerazione massima orizzontale è calcolata come prodotto dell'accelerazione su suolo roccioso e dei fattori di amplificazione:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$$

Per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) a_{max} risulta pari a 0.135g.

I coefficienti pseudo statici calcolati per la progettazione di un opera rigida ($\beta = 1$) sono:

- $k_h = 0.135g$
- $k_v = 0.07g$

7.4 Categoria di sottosuolo

Per quanto riguarda la categoria del sottosuolo si utilizzano come dati rappresentativi i risultati delle prove geofisiche operate in fase di PD mediante tecnica MASW descritti in [2]. In base alle misurazioni così eseguite si è deciso di attribuire, in via cautelativa, al suolo la *categoria C*, come da categoria presentate in [14] e riassunte nella sottostante Tabella 2.

Tabella 2: Categorie di riferimento del suolo [14].

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o teneri a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20m, posti su substrato di riferimento con $V_s > 800$ m/s

8 INDAGINI GEOGNOSTICHE

In fase di PE un totale di 27 sondaggi sono stati programmati e eseguiti al fine di caratterizzare il terreno dal punto di vista geotecnico e ambientale.

La caratterizzazione geotecnica è avvenuta principalmente mediante la perforazione di 8 sondaggi a carotaggio continuo (serie BH) e 7 carotaggi a distruzione di nucleo (serie S). Per la ricostruzione del profilo geologico sono stati utilizzati anche le informazioni ottenuti mediante i 12 sondaggi ambientali (serie SA) effettuati.

I dettagli del piano di investigazione eseguito sono presentati in [6], di seguito si presentano solo i risultati della campagna investigativa.

8.1 Indagini pregresse

La campagna geognostica effettuata durante la progettazione definitiva (2014-2015) ha compreso numerose verticali: n. 11 sondaggi geologico-geotecnici (250 m) a carotaggio continuo, n. 2 sondaggi geologico-geotecnici (110 m), attrezzati con un piezometro, di cui i primi 25 m a carotaggio continuo ed i restanti 30 m a distruzione di nucleo; n. 12 sondaggi ambientali (208 m). Inoltre sono stati stesi circa 770m di geofisica MASW2D.

Le indagini svolte hanno permesso di rilevare, lungo l'intero tracciato, la presenza di ghiaie eterometriche con matrice sabbiosa debolmente limosa, sabbie limose con ghiaia, talora con livelli limosi attribuibili ai depositi fluvioglaciali.

I dati esistenti, a seguito di una loro ulteriore revisione critica, stabiliscono con precisione lo spessore generalmente regolare del materiale da riporto e la presenza dei depositi fluvioglaciali (sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose con clasti eterometrici) dell'unità **AFR_{2b}** e colloca la falda ben al di sotto delle profondità di progetto, definendo in maniera esaustiva la natura geotecnica dell'unità geotecnica investigata.

L'insieme dei dati pregressi sopra citati mette fin d'ora a disposizione del proponente, un Modello Geologico e Geotecnico di Riferimento progettuale (MGGR), lungo la linea per gran parte caratterizzato da un alto grado di affidabilità, e in diversi settori anche molto elevato.

8.2 Indagini progetto esecutivo

La campagna di sondaggi integra i dati esistenti mediante:

- n° 8 sondaggi a carotaggio continui per un totale di 200m, e con un numero complessivo (previsto) di 140 SPT. Il ricorso ad un programma fitto di prove penetrometriche permetterà di minimizzare la perdita dei dati in caso di rifiuto e di ottenere comunque una migliore rappresentatività statistica.
- n° 7 sondaggi a distruzione per un totale di 160m a cui si affiancano 4 diagrafie. Al fine di stabilire l'altezza di falda, un carotaggio raggiungerà i 55m sotto piano di campagna. In questo pozzo è prevista l'installazione di un piezometro.
- n° 12 sondaggi ambientali per un totale di 216m.

La tecnica del prescavo a risucchio è stata utilizzata in fase di preparazione alle attività di investigazione. Il prescavo raggiunge una profondità di 3m (salvo casi particolari trattati in sezione 8.2.1)

In Tabella 3 si riassumono tutti sondaggi realizzati in fase di PE.

Tabella 3: Quadro riassuntivo sondaggi eseguiti.

Sondaggio ID	Lunghezza (m)	SPT	Raccolta campioni rimaneggiati	Attrezzato a piezometro
BH1	25	16	8	NO
BH2	25	17	8	NO
BH3	25	16	7	NO
BH4	25	16	7	NO
BH5	25	16	8	NO
BH6	25	16	7	NO
BH7	25	16	7	NO
BH8	25	16	8	NO
S1	20	–	–	NO
S2	25	–	–	NO
S3	30	–	–	NO
S4	55	–	–	SI
S5	10	–	–	NO
S6	10	–	–	NO
S7	10	–	–	NO
SA1	18	–	–	–
SA2	18	–	–	–
SA3	12	–	–	–
SA4	12	–	–	–
SA5	18	–	–	–
SA6	18	–	–	–
SA7	20	–	–	–
SA8	20	–	–	–
SA9	20	–	–	–
SA10	20	–	–	–
SA11	20	–	–	–
SA12	20	–	–	–

8.2.1 Sondaggi a carotaggio continuo e a distruzione di nucleo

I sondaggi eseguiti hanno messo in evidenza come il terreno investigato presenta:

- Un livello orizzontale con potenza variabile (generalmente tra i 1.5-2.5m di profondità) di materiale di origine antropica, rimaneggiato ed eterometrico.
- Un livello di materiale naturale di ghiaie con sabbie e fini, a differente grado di cementazione e addensamento. Il grado di cementazione e/o addensamento presenta una distribuzione spaziale discontinua sia in senso orizzontale che verticale.
- Livello di falda al disotto del piano lavori (45m sotto il piano di campagna).

Nei terreni naturali i livelli addensati e cementati si presentano in orizzonti di spessore da centimetrico a decimetrico a cui sono intercalati livelli poco addensati e sciolti di varia potenza. I terreni investigati sono caratterizzati da ghiaie eterometriche con una percentuale più o meno variabile di sabbie e fini.

Durante la fase di prescavo al sondaggio S6, una struttura in calcestruzzo è stata incontrata subito dopo lo strato più superficiale di asfalto, vedere Figura 3 sotto.



Figura 3: Prescavo sondaggio S6 in area Infrate Certosa.

La presenza di tale struttura si è rinvenuta anche nel successivo prescavo effettuato per S6. Vista la presenza di questa “anomalia” e la necessità di sviluppare un piano di indagine alternativo e integrativo nell’ambito dell’investigazione UXO (Unexploded Ordnance) per la ricerca di ordigni bellici, un campo prova di indagini geofisiche è stato approntato in area Certosa per la individuazione e caratterizzazione di eventuali anomalie. Per maggiori dettagli si rimanda alla sezione 8.2.5.1 di questo report.

8.2.2 Prove in situ

8.2.2.1 Prove geotecniche in foro – SPT

Come indicato in Tabella 3, un fitto numero di prove SPT è stato programmato. Il ricorso ad un programma fitto di prove penetrometriche ha come scopo ultimo di minimizzare la perdita dei dati in caso di rifiuto e di ottenere comunque una migliore rappresentatività statistica.

In fase esecutiva si sono eseguite un totale di 129 SPT, in Figura 4 si riassumono i risultati delle prove effettuate. E' evidente come i risultati indichino sempre un NSPT elevato, ≥ 50 , con un valore medio pari a 62, a cui fa comunque seguito anche un elevato numero di rifiuti. Nello specifico si è riscontrato che per il totale di prove effettuate il 44.2% è andato a rifiuto.

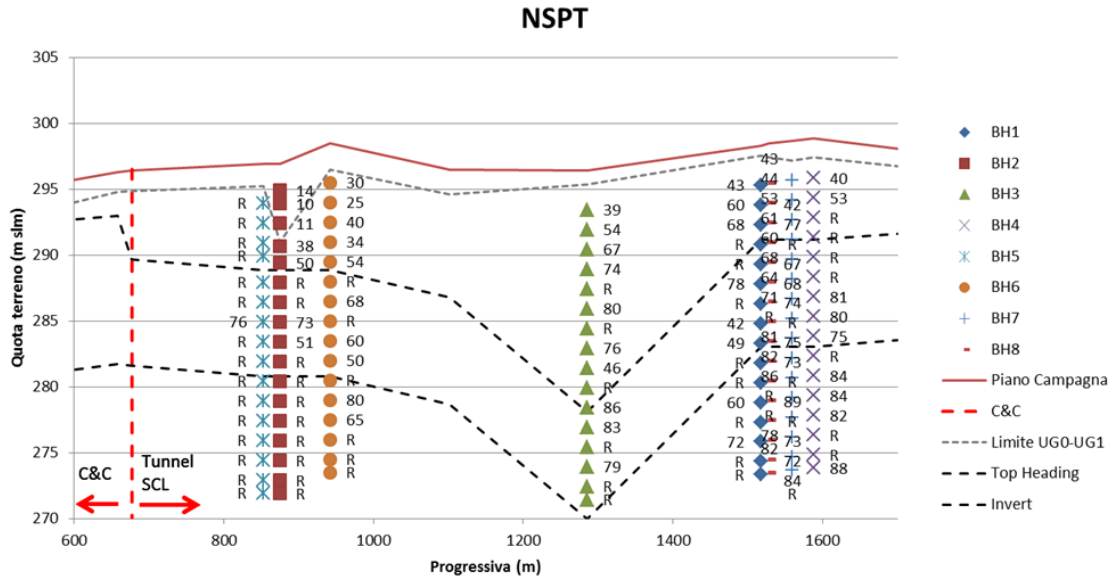


Figura 4: Sommario NSPT; la linea tratteggiata indica il profilo superiore ed inferiore della galleria.

La Figura 5 evidenzia anche come i valori più bassi di NSPT si localizzano principalmente a livelli superficiali e di come l'indice NSPT aumenti all'aumentare della profondità. I sondaggi hanno mostrato come i livelli superficiali sono descritti sempre da uno strato di natura antropica (terre da riporto), generalmente potenti 1.5-2.5m, e da uno strato naturale caratterizzato da granulometrie sabbiose limose, che raramente raggiunge o supera il metro di spessore.

Dall'analisi dei trend SPT si evince una tendenza all'incremento del grado di addensamento con la profondità. È difficile comunque definire degli orizzonti continui di terreno maggiormente addensato e/o cementato (con spessore superiore ai 40cm).

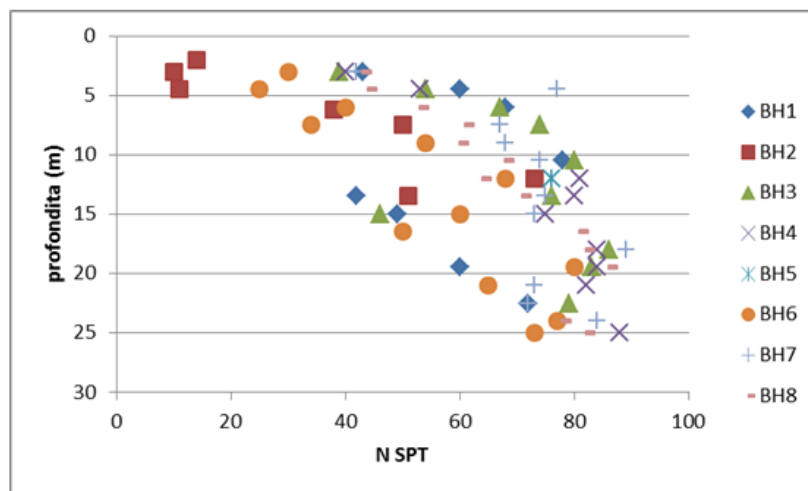


Figura 5: N SPT al variare della profondità.

Questi risultati si allineano alle analisi pregresse eseguite su terreni simili, vedere [2][9] e [12], e indicano che i terreni eterometrici presentano un elevato grado di addensamento e/o livelli cementati centimetrici diffusi.

Di seguito (Figura 6) si riporta il confronto tra le i risultati delle prove in foro eseguiti durante PD e quelle da PE. Il confronto permette di evidenziare come i risultati delle due campagne siano in linea tra loro.

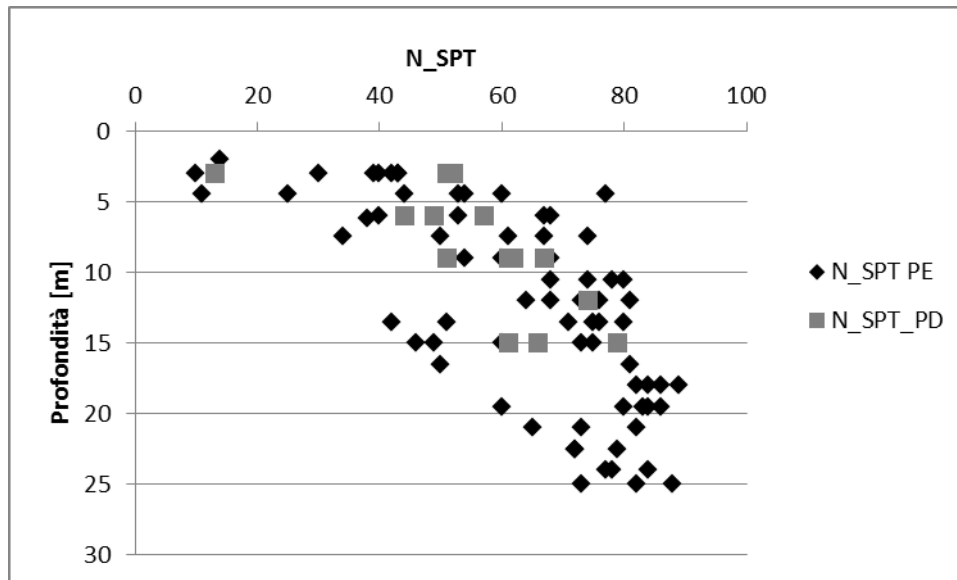


Figura 6: Confronto tra N_SPT da Progetto Definitivo (PD) e da Progetto Esecutivo (PE).

8.2.2.2 Diagrafie

Un totale di 7 sondaggi a distruzione di nucleo sono stati portati a termine. Per i sondaggi a distruzione S1, S2, S3 e S4 sono stati registrati, per i primi 20m di perforazione, i parametri di perforazione che hanno permesso di ricostruire l'andamento dell'energia specifica (E_s) in funzione della profondità di perforazione. Come indicato in [12], per il sottosuolo torinese è possibile stabilire una correlazione tra energia specifica e presenza livelli di cementati, come da diseuguaglianza sotto riportata:

$$E_s[\text{MJ/m}^3] \geq 125+4 \cdot z$$

$$s \geq 40\text{cm};$$

dove z (m) è l'approfondimento rispetto al piano campagna e s (cm) è lo spessore elementare dello strato di terreno.

Per le diagrafie effettuate in S1, S2 e S3 si sono confrontati i dati ottenuti con le informazioni raccolte nei log stratigrafici di SA3, BH6 (per S1 e S2 rispettivamente) e SA10 e SA7 (per S3). Per il confronto si sono usati i sondaggi a carotaggio continui eseguiti da progetto esecutivo. I risultati della diagrafie per S1 e S2 vengono validate in parte delle stratigrafie, definendo, per questi sondaggi, terreni caratterizzati da livelli cementati di spessore ridotto (massimo qualche cm) in cui sparsi in matrice compaiono isolati ciottoli (picchi isolati in Figura 7 e Figura 8). Sono terreni che non presentano importanti livelli cementati, e come indicato dalle stratigrafie, presentano un grado di addensamento maggiore al crescere della profondità.

Le diagrafie in S3 e in particolare S4 invece, evidenziano la presenza di livelli cementati più numerosi e di spessore talvolta decimetrico, che trovano in parte riscontro nelle stratigrafie (Figura 9).

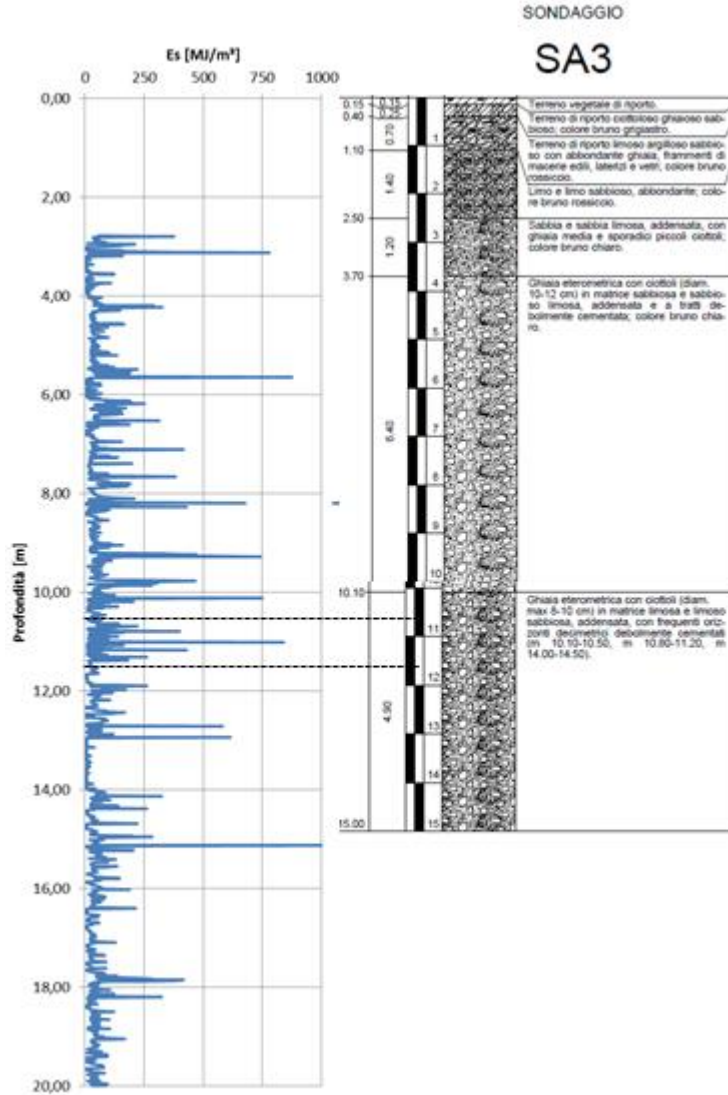


Figura 7: Diagrafia S1 e corrispondenze con stratigrafia (linee tratteggiate).

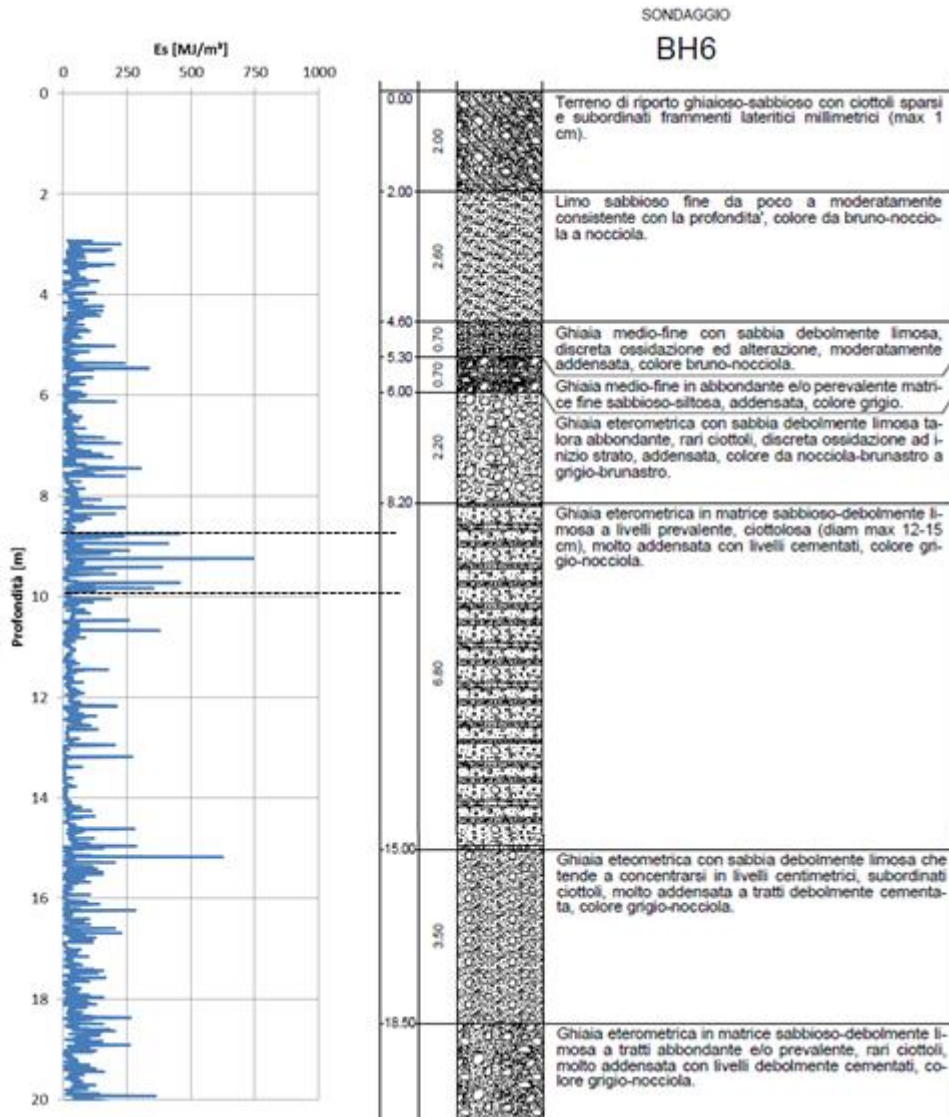


Figura 8: Diagrafia S2 e corrispondenze con stratigrafia (linee tratteggiate).

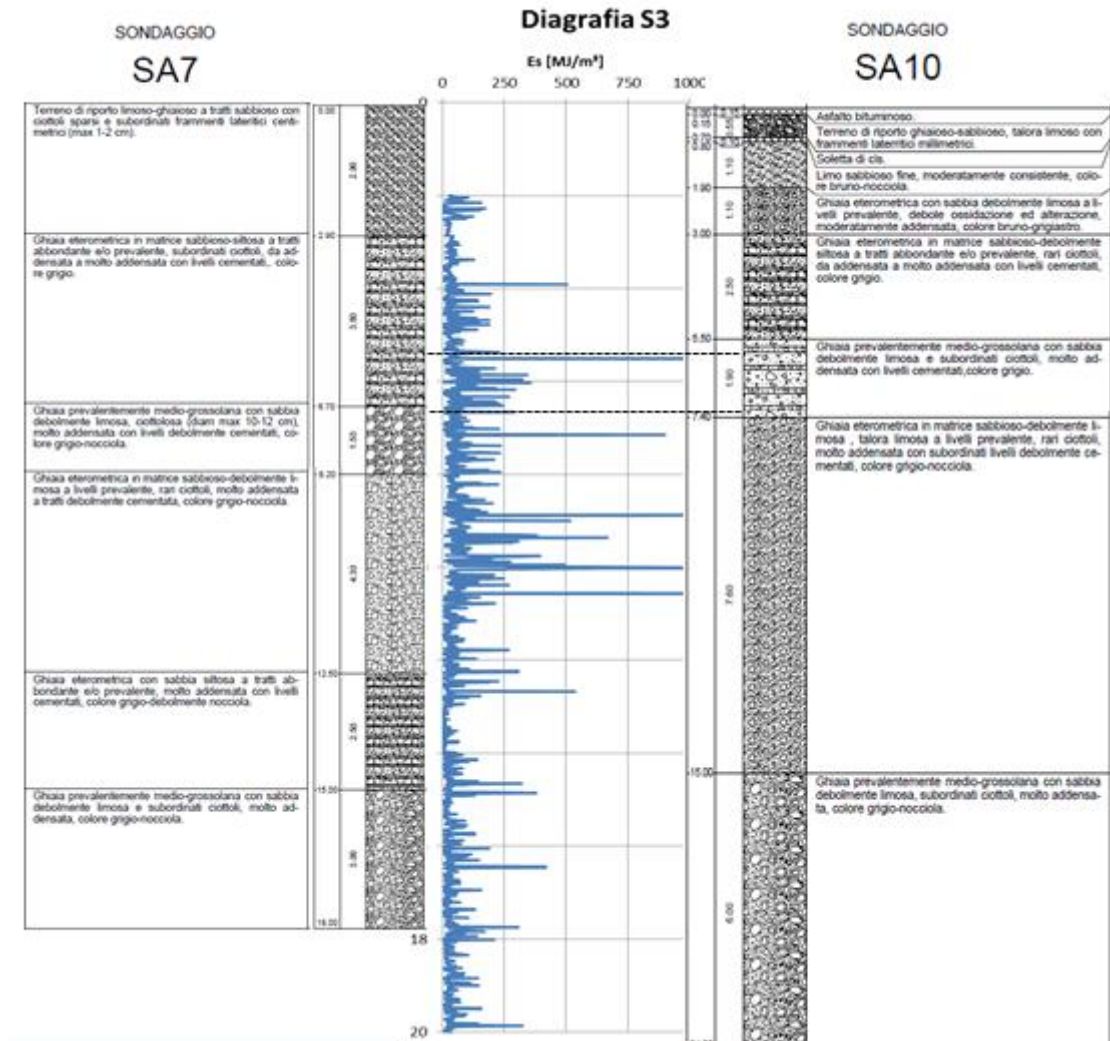


Figura 9: Diagrafia S3 e corrispondenze con stratigrafia (linee tratteggiate).

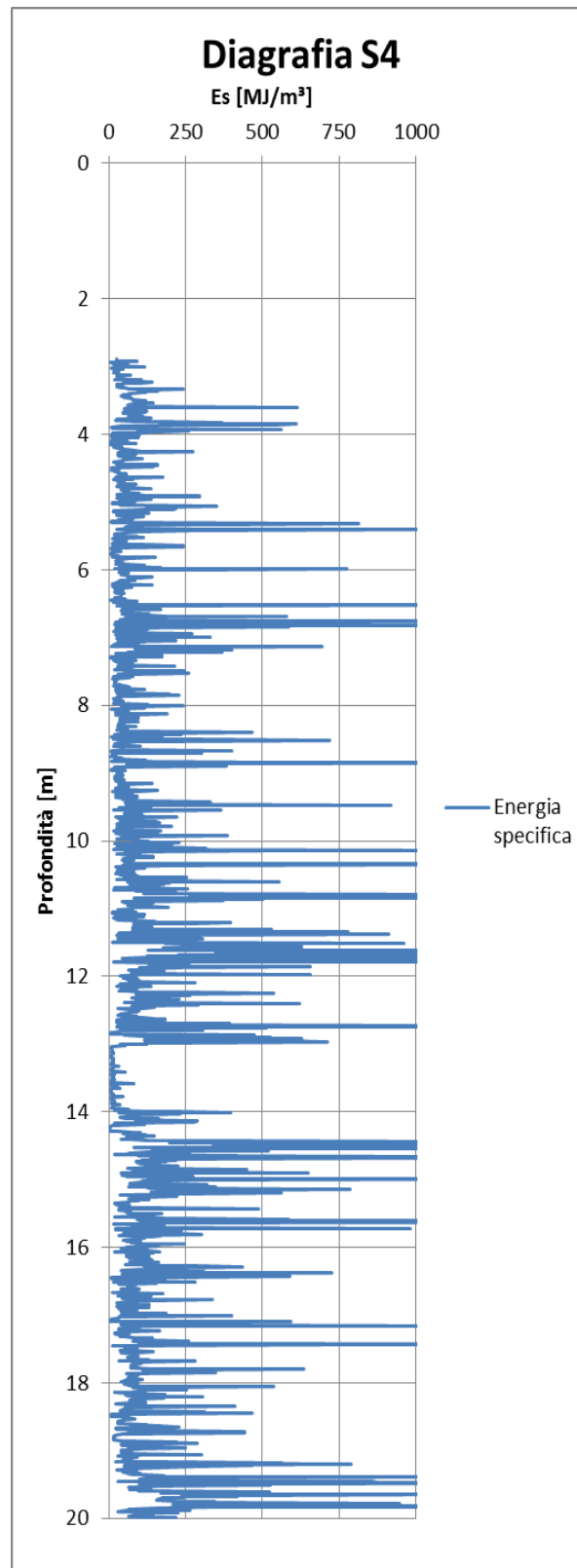


Figura 10: Diagrafia S4. La numerosa presenza di picchi isolati da attribuirsi a una presenza diffusa di ciottoli in matrice e di diffusi livelli centimetrici cementati.

8.2.3 Misura livelli piezometrici

Nell'ambito della campagna geognostica da PE, il sondaggio a distruzione di nucleo S4 è attrezzato con piezometro a tubo aperto. Il piezometro è ubicato in prossimità del tratto iniziale del settore di scavo in Cut&Cover. Lo scopo di aver ubicato il piezometro in questo punto permette di integrare i dati forniti dai piezometri montati in fase di PD e di monitorare la falda lungo tutto il settore di scavo.

Ad oggi una sola misura è stata eseguita (eseguita in Dicembre 2017) indicando una soggiacenza di 43.85m sotto il piano di campagna. Tale valore conferma i livelli misurati di soggiacenza da indagini pregresse.

8.2.4 Prove di laboratorio

Alla fine di caratterizzare i terreni per una corretta individuazione delle tecnologie di scavo e di supporto alle attività di scavo una fitta campagna di prove granulometriche è stata portata a termine con lo scopo di caratterizzare sia le granulometrie più grossolane (setacci) che fini (sedimentazione).

8.2.4.1 Prove granulometriche

Un totale di 60 campioni sono stati prelevati e testati per definire le curve granulometriche più rappresentative del terreno di scavo. I campioni prelevati sono stati analizzati mediante la tecnica di setacciatura e per i 14 campioni che presentano una maggiore percentuale di fini, si è usato il metodo aereometrico (analisi per sedimentazione) per definire la curva granulometrica nel campo dei limi e argille. I campioni analizzati anche con aereometria sono: BH1-CR1, BH1-CR5, BH1-CR6, BH2-CR5, BH3-CR2, BH3-CR3, BH3-CR6, BH4-CR2, BH4-CR4, BH4-CR7, BH6-CR1, BH7-CR4, BH8-CR1 e BH8-CR8. A seguire si riportano in Figura 11 i risultati delle prove granulometriche e in Figura 12 si indica per i ciascun campione analizzato la profondità di prelievo.

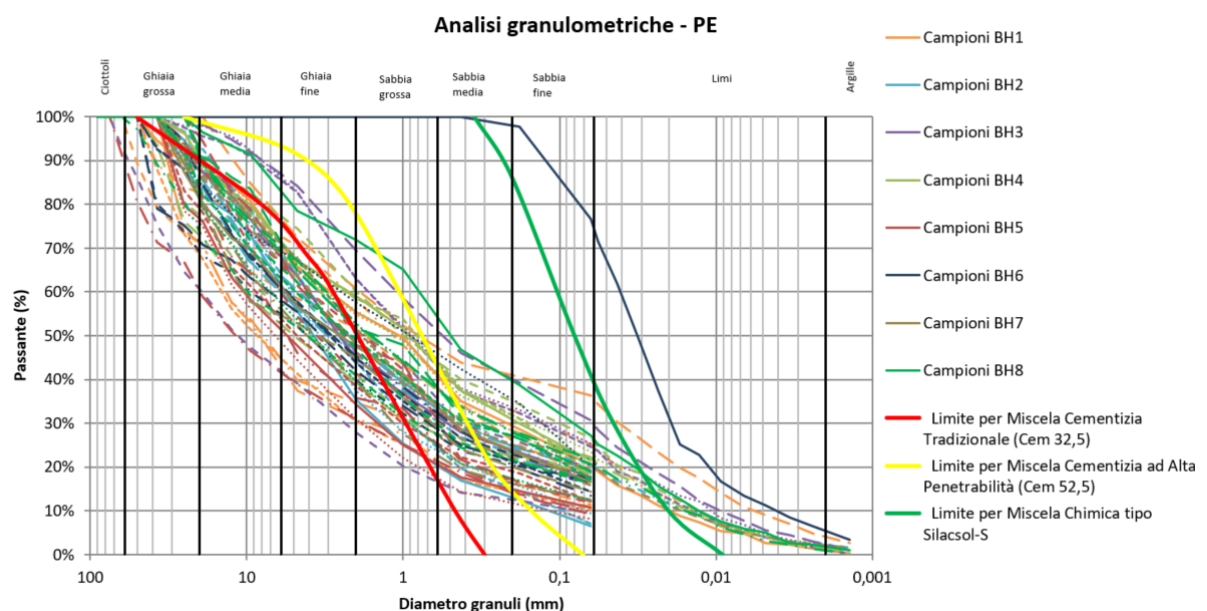


Figura 11: Risultati dei test granulometrici; i differenti stili di linea indicano le differenti profondità di prelievo eseguite sul singolo sondaggio. Per comodità si sono anche indicati i limiti di miscela per le operazioni di grouting. Per le classi granulometriche si sono seguiti le linee guida dell'AGI (Associazione Geotecnica Italiana).

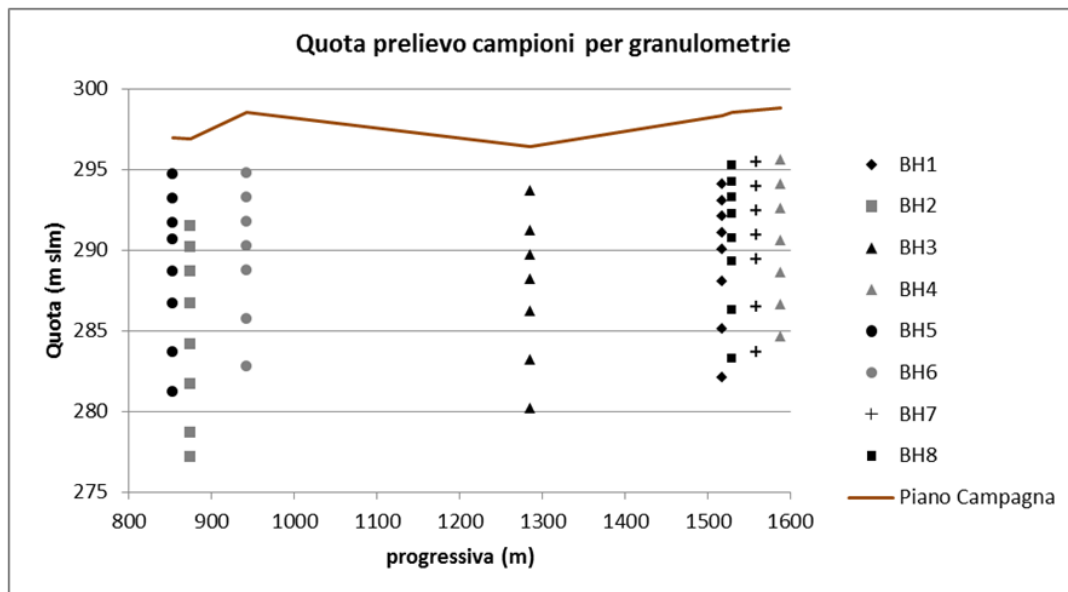


Figura 12: Quota prelievo campioni per analisi granulometriche.

Di seguito si riassumono i risultati delle prove granulometriche riportando le percentuali delle principali classi granulometriche.

Tabella 4: Analisi per setacciatura, distribuzione percentuale delle principali classi granulometriche.

Distribuzione Classi Granulometriche	Media (%)	Max (%)	Min (%)	Standard Deviation (%)
Ciottoli	0.3	8.6	0.0	1
Ghiaie	51.8	69.4	28.1	11
Sabbie	29.7	44.7	18.5	6
Limo/Argille	18.2	76.4	6.5	11

Per i soli campioni analizzati anche con il metodo areometrico vengono presentate le principali classi granulometriche indicando le percentuali di limi e argille.

Tabella 5: Analisi per setacciatura e areometria, distribuzione delle principali classi granulometriche.

Distribuzione Classi Granulometriche	Media (%)	Max (%)	Min (%)	Standard Deviation (%)
Ciottoli	0.0	0.0	0.0	0
Ghiaie	38.7	52.0	28.1	13
Sabbie	32.6	44.7	23.4	6
Limo	26.0	70.2	17.7	13
Argille	2.7	6.4	1.4	1

I risultati confermano che il terreno di scavo è descritto prevalentemente da ghiaie sabbiose limose, con ciottoli sparsi, in cui il contenuto di materiale fino (limi e argille) varia lungo il profilo di scavo, senza seguire però un preciso andamento geometrico. I campioni analizzati con il metodo aereometrico, sono quelli che presentano una maggiore percentuale di fini e, per quanto indicato in Figura 13, sembrerebbe che queste granulometrie caratterizzino il settore Stazione Collegno, anche se poi, il confronto con i dati ottenuti da PD, non ha rafforzato questa tendenza. Si nota che queste “lenti” a maggiore contenuto in fini, si trovano a differenti quote lungo la sezione di scavo. Solo il campione BH6-Cr1 si può chiaramente interpretare come materiale da deposito di loess (vedere Figura 11).

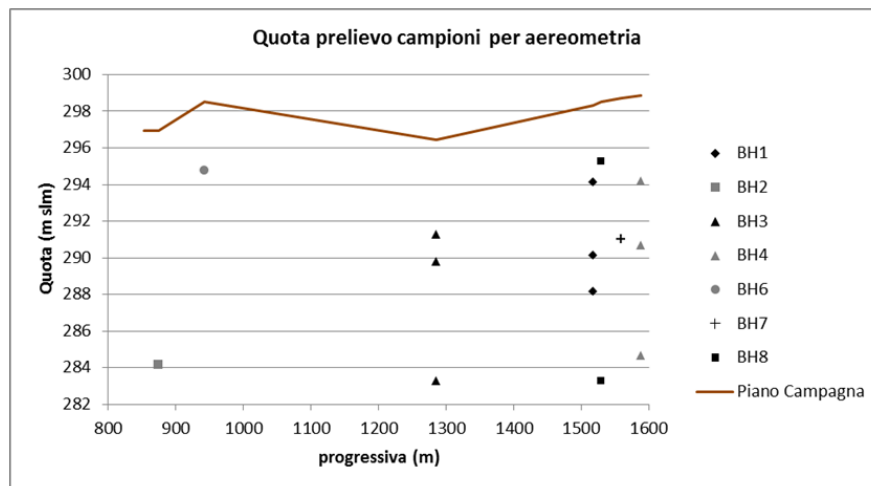


Figura 13: Quota prelievo campioni per analisi aereometrica.

I risultati così ottenuti si sono confrontati con i risultati ottenuti durante la fase di PD. La Figura 14 evidenzia come i campioni analizzati durante la fase di PE confermano i dati ottenuti durante la fase di PD. Per effettuare tale confronto si sono usati i risultati dei campioni prelevati lungo il tratto di interesse (sondaggi da SC1 a SC6, includendo i campioni prelevati in SCPZ1).

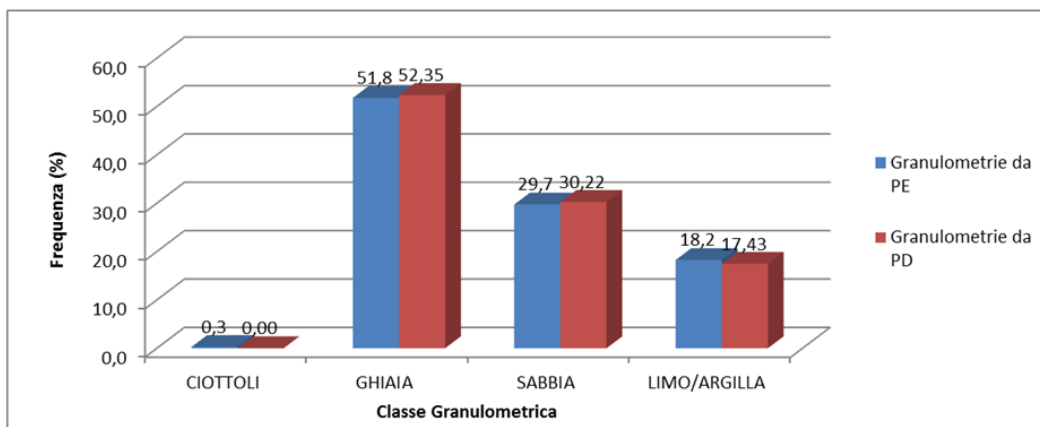


Figura 14: Confronto tra i valori medi caratteristici ottenuti da PE e da PD.

Si sono infine confrontati le curve granulometriche ottenute da PE con quelle definite da PD, come mostrato in Figura 15. Da questo confronto si nota che i risultati da PE, tendono a sottolineare la presenza di terreni eterometrici con una maggiore presenza di fini, perdendo in curve granulometriche di terreni più spiccatamente granulari (ghiaie sabbiose) pulite e maggiormente classate che invece si sono individuate in fase di PD.

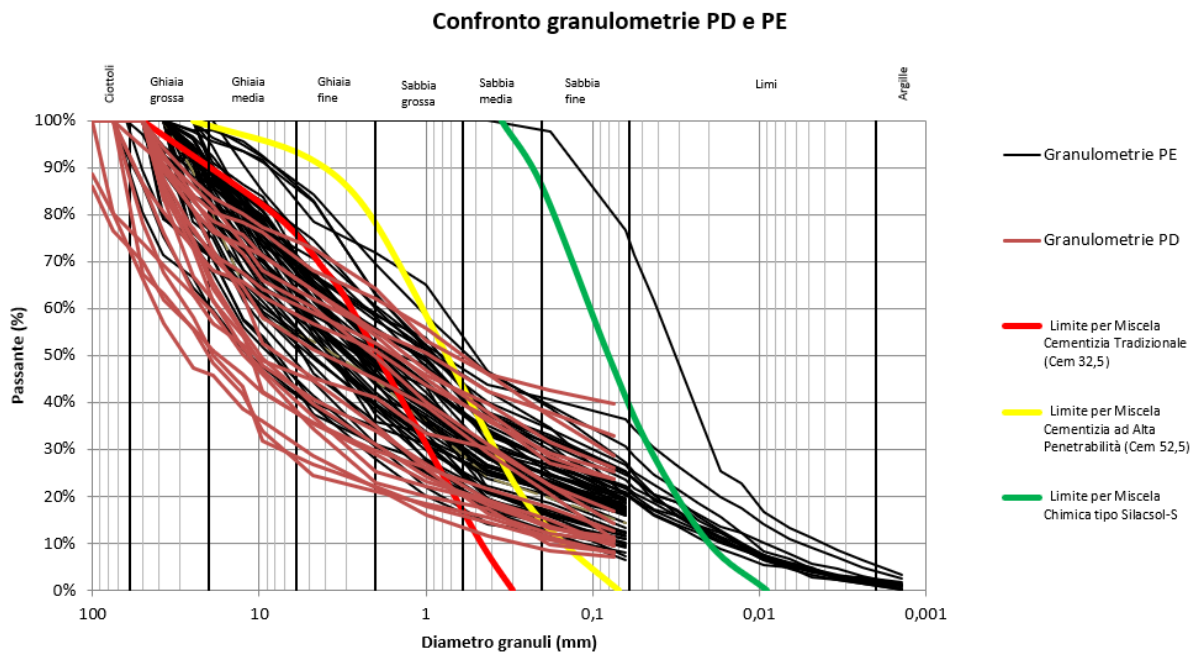


Figura 15: Confronto tra curve granulometriche da PD e quella da PE.

8.2.5 Indagini geofisiche

La caratterizzazione geofisica del sottosuolo è stata ampiamente adottata in fase di PD tramite l'utilizzo della tecnica MASW. In fase di PE un campo prova di tecniche geofisiche è stata portata a termine in area Certosa al fine di definire e valutare l'impiego di metodi geofisici per l'individuazione di ordigni bellici.

8.2.5.1 Campo prova area La Certosa

Il campo prova eseguito in area FERSERVIZI della Certosa, ha lo scopo di affinare e proporre tecniche affidabili per l'indagine di ordigni inesplosi (UXO). La scelta di tale area ha anche il doppio scopo di investigare la presenza di anomalie in quest'area a seguito del rinvenimento di una struttura in calcestruzzo durante il prescavo del sondaggio S6 (sezione 8.2.1). Le investigazioni pregresse condotte in quest'area non hanno messo in evidenza la presenza di nessun tipo “anomalia” nel sottosuolo. Si è dunque deciso di elaborare ed eseguire un piano di indagine geofisico composto da differenti metodi di indagine per evidenziare la presenza di eventuali anomalie. L'indagine MASW condotta in fase di PD non ha interessato quest'area.

L'indagine di tipo geofisico programmate ed usate hanno visto l'impiego combinato di tre metodi di ricerca geofisici indiretti:

- Indagine elettromagnetica ad induzione (FDEM)
- Indagine georadar (GPR)
- Tomografia di resistività elettrica di superficie (ERT)

I 3 sistemi impiegati sono stati eseguiti nella successione sopra indicata. Tale approccio ha permesso di sviluppare la tecnica di indagine GPR con lo scopo di approfondire/focalizzare l'indagine su aree con evidenti anomalie registrate col metodo FDEM. L'indagine ERT ha permesso, quando possibile, di verificare le anomalie rilevate con i

primi due metodi e in fine di ottenere informazioni a profondità superiori e di poter elaborare un modello elettrico bidimensionale e tridimensionale dell’area.

8.2.5.1.1 *Investigazione e risultati campo prove*

Il piano di indagini si è sviluppato come riportato in Figura 16. L’indagine elettromagnetica ad induzione (FDEM) ha investigato tre aree distinte tramite l’acquisizione di linee trasversali e longitudinali a passo di 1 m. I dati sono stati elaborati in 2D con la restituzione di mappe di conducibilità a quadratura e fase.

Le aree acquisite con l’elettromagnetometro sono state elaborate on-site per permettere il posizionamento dell’indagine georadar sulle anomalie principali riscontrate.

La tomografia di resistività elettrica di superficie (ERT) ha previsto la realizzazione di 5 linee da 69 metri con 1 metro di interspazio tra gli elettrodi, e 2 metri di spaziatura tra ogni linea. I dati acquisiti ed elaborati in 2D sono poi stati “montati” in un grid 3D al fine di ottenere mappe di resistività in funzione della profondità.



Figura 16: Campo prova indagini geofisiche in Certosa, area FERSERVIZI.

L’uso sistematico del metodo FDEM e GPR ha permesso di individuare una serie di anomalie. Alcune sono state descritte, grazie anche a riscontri visivi come plinti e/o strutture allineate semi-interrate, altre invece, Anomalia 8 e 12 in Figura 17, necessitano di ulteriore indagine per essere confermate e maggiormente definite. Per l’anomalia 8 che è stata definita dal FDEM, non è stato potuto ottenere un’immagine GPR chiara essendo questa immagine “inquinata” da un ingombro superficiale, dunque la presenza di tale anomalia dev’essere verificata ulteriormente. L’anomalia 12 invece non è stata confermata dal GPR e dunque ulteriori indagini sono necessarie per confermarne presenza e natura.

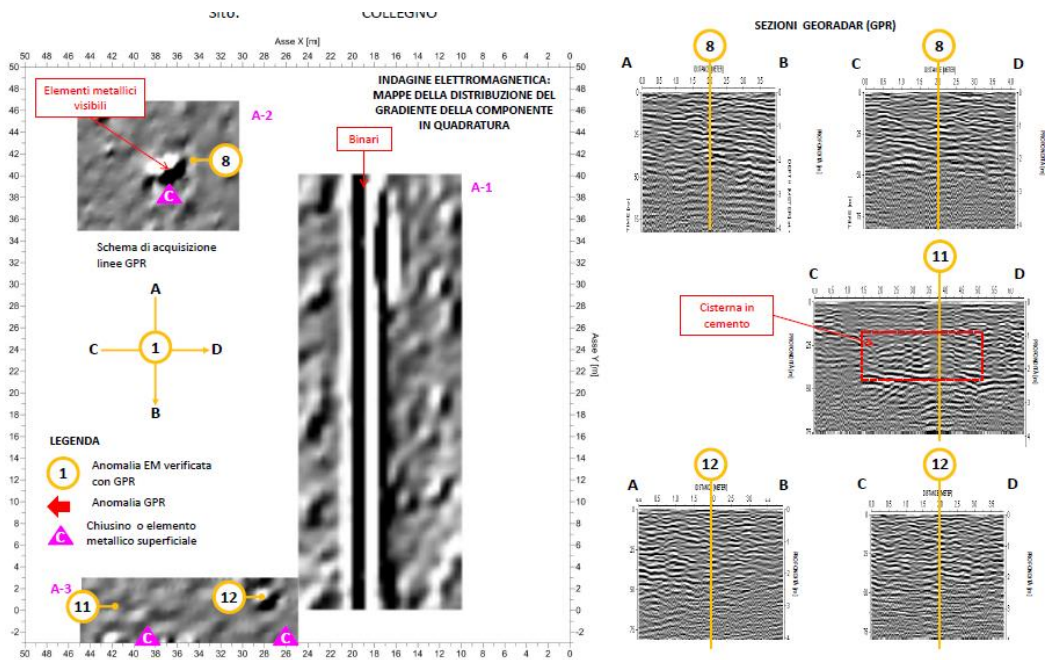


Figura 17: Ubicazione delle anomalie rilevate con il metodo FDEM e GPR. Anomali 8 e 12 necessitano di maggiore approfondimento.

In Figura 18 sono invece descritte le anomalie individuate dalla tomografia elettrica (ETR), di cui quelle indicate con la freccia verde hanno trovato riscontro incrociando le informazioni derivate dalle tecniche FDEM e GPR, mentre le altre, indicate con la freccia di colore magenta, che si trovano all'esterno delle sub-aree 1-2-3 (Figura 16), sono anomalie che non hanno trovato riscontro incrociando le tecniche usate. Le anomalie magenta E2, E3 e E4, si presentano a livelli superficiali (profondità stimata 2m sotto piano di campagna), mentre l'anomalia E6, si presenterebbe tra i 4 e 6m. Anche per queste anomalie, come per le altre, ulteriori indagini sono necessarie per confermarne presenza, natura e ingombro.

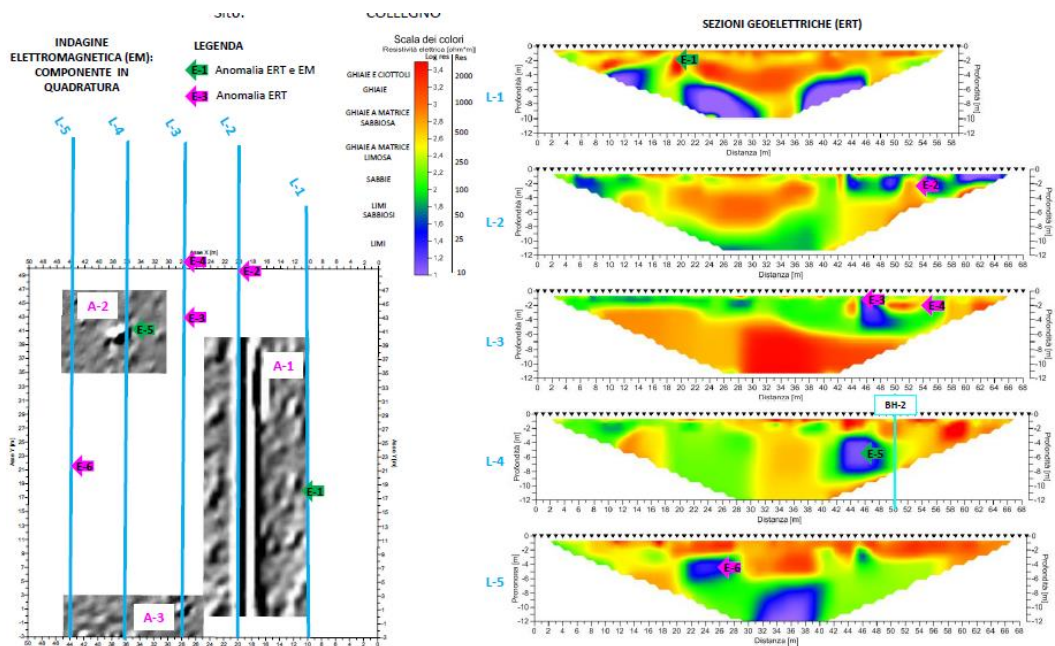


Figura 18: Risultati indagini geoelettriche e confronto con risultati EM e GPR.

9 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La campagna di indagini geognostiche effettuata ha permesso di ricostruire con maggiore dettaglio la stratigrafia geologica dell'area oggetto di studio.

Sulla base dei risultati dei sondaggi e delle prove è stata individuata una stratigrafia locale riassunta nella seguente Tabella 6.

Tabella 6: Quadro stratigrafico riassuntivo

Unità Geotecnica	Descrizione
UG0	Pavimentazione, riporti antropici, terreni rimaneggiati e/o vegetali
UG1	Depositi fluvio-glaciali: sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose con clasti eterometrici

9.1 UG0: Terreni di riporto e terreni vegetali

L'unità geotecnica in questione comprende i rilevati stradali, i riporti antropici e/o rimaneggiati, i terreni di copertura caratterizzati da alterazione superficiale. Questi terreni si ritrovano su tutta l'area in esame e sono costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie con ciottoli, frammenti lateritici e asfalto scarificato; nell'area in esame è caratterizzata da uno spessore costante che generalmente ha una profondità compresa tra 1.5 e 2.5m e solo in casi puntuali può raggiungere profondità maggiori (5.9m in BH2, località Certosa in Figura 19).



Figura 19: Cassette catalogatrice BH2. La linea rossa indica il limite UG0-UG1.

9.2 UG1: Depositi fluvio-glaciali

Si tratta dell'unità principale che caratterizza l'area di interesse e si rinviene sistematicamente al di sotto del terreno superficiale sino ad una profondità massima indagata di 55 m. All'interno di tale unità avverranno le opere di scavo di gallerie, pozzi e stazioni.

Questa unità è caratterizzata da una distribuzione spaziale discontinua sia in senso orizzontale che verticale. I depositi che la compongono si presentano costituiti da ghiaie eterometriche immerse in una matrice sabbiosa debolmente limosa di colore da grigio a grigio bruno, derivanti dal trasporto e successiva rielaborazione dei depositi glaciali ad opera dei torrenti alimentati dalle acque di fusione dei ghiacciai. A intervalli di materiale sciolto si alternano livelli addensati con frequenti livelli decimetrici molto addensati, più frequenti con l'aumentare della profondità. Raramente si individuano livelli cementati di spessori decimetrici mentre sono comuni e diffusi livelli mediamente cementati di spessore centimetrico a cui si alternano livelli debolmente cementati.



Figura 20: Sondaggi BH4 (a sinistra) e BH7 (a destra), dettaglio carote tra i 20 e 25 metri di profondità dal p.c.; si individuano presenti livelli di spessore da decimetrico fino a metrico particolarmente addensati.

In base all'analisi delle diagrafie si evince un basso tasso di cementazione, in cui i livelli cementati si presentano generalmente in spessori centimetrici.

9.3 UG2: Depositi superficiali di loess

Sono depositi costituiti da limi sabbiosi e sabbie fini, che raramente si incontrano nel settore di indagine ad eccezione fatta per i sondaggi BH6 e SC4. In questi sondaggi, questo deposito si incontra sotto forma di lente circoscritte di materiale fine con spessore ridotto (massimo 2.6m in BH6). In base alle formazioni raccolte, non si individuano altre lenti simili di materiale fine, e se presenti, questo tipo di deposito si aspetta di spessore ridotto e ben circoscritto spazialmente. Considerata la limitata estensione di questa lente, ai fini geotecnici, questo elemento ha scarso/nullo impatto sulle attività di costruzione.

9.4 Parametri geotecnici

Sulla base delle indagini svolte e sulla base dei caratteri geotecnici descritti e parametrizzati in [2],[8] e [9] è stata condotta la caratterizzazione geotecnica delle unità riconosciute e individuate lungo il tracciato del Lotto 1, Tratta 3, definendo per ciascuna di queste i criteri di resistenza ed i parametri connessi, nonché le caratteristiche di deformabilità.

Tabella 7: parametri geotecnici delle terre

Unità geotecnica e descrizione	Peso di volume, φ [kN/m ³]	Modulo di deformabilità, E [MPa]	Coefficiente di poisson, μ [-]	Angolo di attrito, Φ [°]	Coesione, c [kPa]
UG0: coperture antropiche superficiali	18-20	10-20	0.35	28-30	0
UG1: ghiaie eterometriche in matrice sabbiosa siltosa con cementazione da debole a media	18-21	150-170	0.30	35-37	0-20

Per quanto riguarda il coefficiente di spinta delle terre si rimanda alla relazione:

$$K_0 = 1 - \sin\Phi \quad (\text{Jacky, 1944})$$

Relazione applicabile per terreni normal-consolidati.

I parametri riassunti in Tabella 7, sono definiti per uno stato tensionale dello scavo considerato tra i 10-15m di profondità, quindi con valori tensioni verticali (σ_v) e orizzontali (σ_h) compresi tra 0.20-0.30 MPa e 0.10-0.15 MPa rispettivamente, considerando un K_0 pari a 0.5.

Per la definizione dei coefficienti di spinta attiva e passiva si rimanda invece alla teoria sugli stati tensionali di Rankine, 1857, vedi [20].

9.5 Classi di permeabilità

Per la caratterizzazione idrogeologica dell'area in esame e l'indicazione di classi di permeabilità ci si rifà ai dati e alle procedure riassunte in [8] [9] (investigazioni pregresse condotte da Geodata su terreni simili e limitrofi a quelli attuali) e alle informazioni presenti in [10].

L'area soggetto di studio ricade nella classe K3, AFTES, che definisce l'intervallo di permeabilità (k), compreso tra $10^{-6} \leq k \leq 10^{-4}$. Un intervallo ampio che riflette comunque la variabilità eterogenetica dell'unità investigata come indicato in Sezione 8.2.4.1.

I valori di permeabilità qui riportati sono inoltre associabili a depositi sedimentari aventi classe granulometrica tipo simile a quella descritta in Tabella 4. L’ampio intervallo di permeabilità riflette la variabilità nella percentuale di matrice (fini) presente nel terreno.

Da ribadire che il livello di falda si trova ben al di sotto del piano di scavo dei lavori e dunque si scaverà in condizioni *dry*.

10 CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI AI FINI DELLA VALUTAZIONE DEL METODO DI SCAVO

Al fine di valutare i mezzi e tecniche migliore per lo scavo di pozzi e stazioni per quattro dei sette carotaggi a distruzione di nucleo si è effettuato la registrazione dei parametri di perforazione con lo scopo di valutarne l’energia specifica. Nei terreni dell’area di Torino la disuguaglianza:

$$E_s[\text{MJ/m}^3] \geq 125+4*z, [12]$$

definisce la soglia di energia specifica per il limite di scavabilità con la benna mordente. Si è perciò calcolato il valore di E_s e si è confrontato l’andamento dell’energia specifica prodotta per le quattro diagrafie effettuate (S1, S2, S3 ed S4) con il valore limite. I risultati sono riportati nelle figure a seguire.

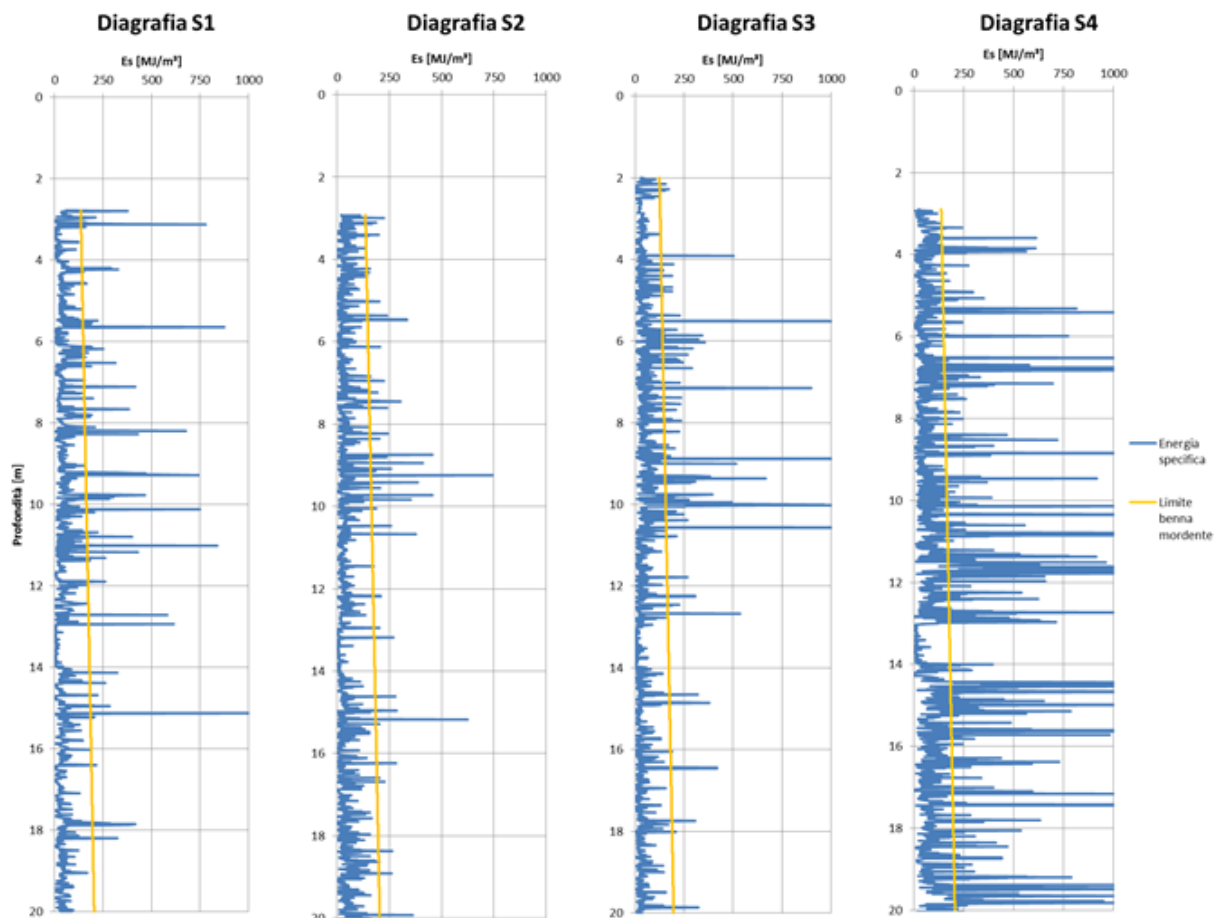


Figura 21: Risultati diagrafie da PE.

Da Figura 21 si evince che i terreni presentano un'estrema variabilità in termini di E_s . I valori di energia specifica calcolati per S1, S2 e S3 (vedi Figura 21) non si avvicinano ai livelli limiti se non per brevi tratti e solo localmente. In S4 invece si ha una tendenza ad avere un andamento dell' E_s molto più irregolare e caratterizzato dalla presenza di numerosi picchi. Per questo sondaggio i valori di E_s tendono ad essere prossimi al valore limite proposto da bibliografia, e dunque allineandosi con i risultati delle diagrafie ottenuti in fase di PD (Figura 22).

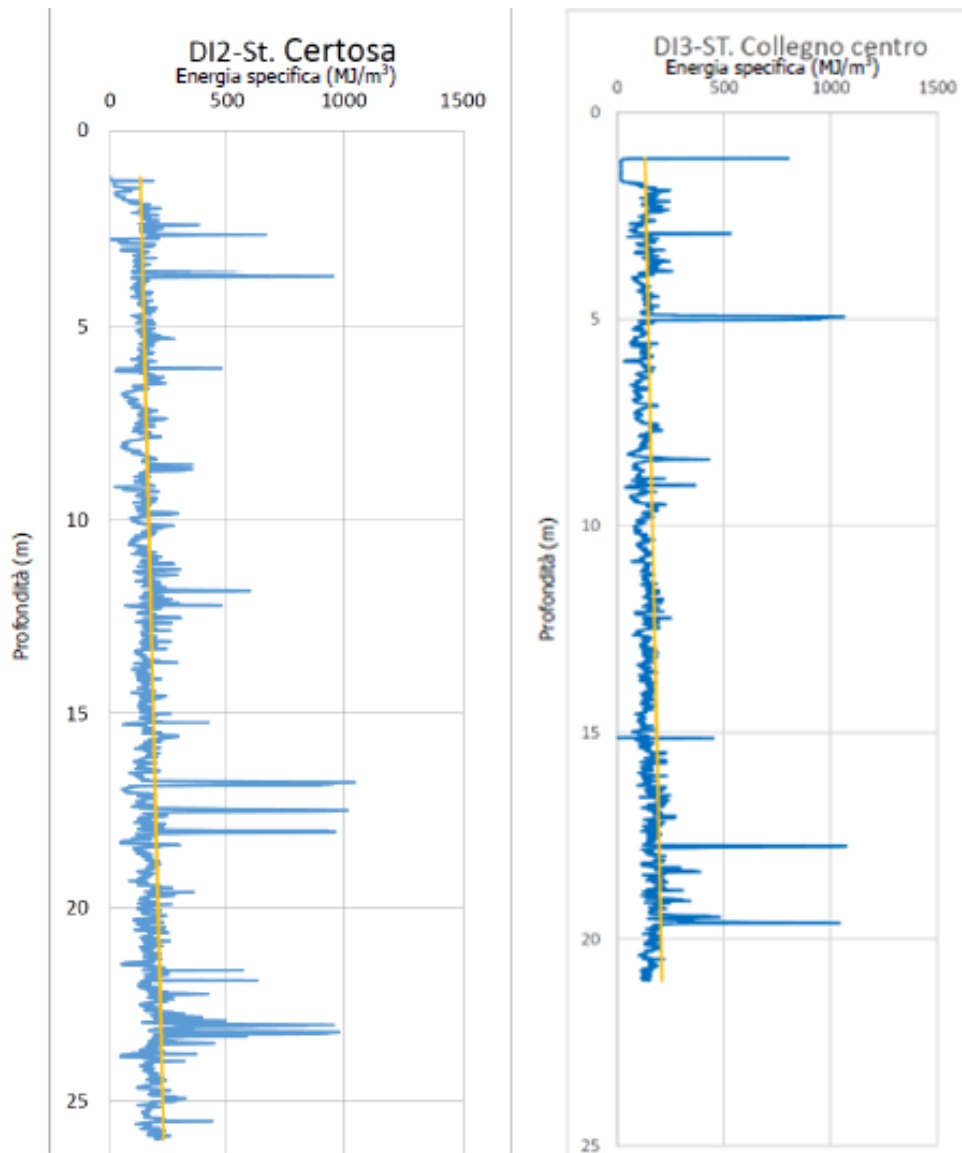


Figura 22: Diagrafie da PD eseguite lungo Linea 1 – Tratta 3.

11 MODELLO GEOLOGICO-GEOTECNICO

I dati raccolti e analizzati come riassunto nelle sezioni precedenti hanno permesso di verificare e confermare le informazioni raccolte e il modello geotecnico definito in fase di progetto definitivo. I lavori di scavo di gallerie, stazioni e pozzi avverranno all'interno dell'unità geotecnica UG1. Tale unità è ricoperta lungo l'intera tratta di lavoro da uno spessore di materiale da riporto descritto come unità geotecnica UG0. Tale unità ha uno spessore massimo di 2.5m anche se localmente può spingersi a profondità maggiori, con uno spessore massimo misurato di 5.9m in località Certosa. Localmente, circoscritte lingue di materiale sabbioso fine (depositi di loess) di spessore ridotto potrebbero trovarsi a contatto con UG1, nel limite superiore.

L'unità geotecnica UG1 è descritta da ghiaie eterometriche, sabbiose limose, in cui il grado di addensamento è variabile in senso verticale che orizzontale, ma con una tendenza ad aumentare con la profondità. Livelli cementati sono presenti, però generalmente non superano spessori centimetrici e si trovano in maniera discontinua sul profilo. L'analisi delle diagrafie condotte in questa fase e nelle fasi pregresse di investigazione ha confermato questa tendenza indicando come E_s raggiunga spesso il limite di scavabilità.

Le curve granulometriche mostrano come generalmente il grado di assortimento dei terreni analizzato è basso e localmente le percentuali di fini in matrice è importante. La natura dei terreni descritti tramite analisi granulometriche rende difficile la discretizzazione del tracciato in sezioni di terreno omogenee.

La falda superficiale si trova ben al disotto del piano di scavo (44-45m sotto il piano di campagna) e perciò i lavori si aspettano in condizioni asciutte (condizioni drenate).

12 PROBLEMATICHE LEGATE ALLA NATURA DEL TERRENO

12.1 Scavabilità

Le problematiche di scavo sono principalmente collegate alla scavabilità del materiale in relazione al grado di addensamento e alla percentuale di materiale cementato presente.

Le indagini hanno individuato la presenza di livelli addensati e livelli centimetrici cementati lungo tutto il profilo di scavo e a differenti profondità, a cui talvolta si potranno intercaleranno livelli maggiormente sabbiosi di materiale sciolto.

12.2 Ciottoli e trovanti

L'opera verrà realizzata unicamente all'interno dei depositi fluvio-glaciali dell'unità litostratigrafica del Sintema di Frassinere, subsintema di Col Giansesco (AFR_{2b}). Come riportato nelle Note Illustrative alla Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50000, foglio 155 Torino Ovest, questa unità è formata da sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose con clasti eterometrici di quarziti, serpentiniti, gneiss e subordinatamente di prasiniti, calcescisti e marmi grigi (Parte superiore del Pleistocene Sup.). Nelle Note Illustrative viene riportato come questa unità costituisce buona parte del conoide fluvio-glaciale del Fiume Dora Riparia su cui si estende la città di Torino.

Nell'area in esame, l'unità litostratigrafica sopra descritta (depositi fluvio-glaciali) non compare in affioramento ma la sua presenza è stata confermata dalle informazioni raccolte durante le campagne di investigazione portate a termine, evidenziandone la natura complessa: la spiccata eterogeneità granulometrica e l'estrema variabilità litologica degli elementi che la definiscono.

Al fine di definire la componente pietre verdi all'interno delle carote estratte, si è visualmente analizzata la frazione più grossolana del materiale levato (ciottoli e ghiaie grossolane). La presenza di ciottoli e ghiaie grossolane caratterizzano il materiale estratto da tutti i sondaggi eseguiti, con una percentuale massima di ciottoli pari al 8.6% (da test granulometrici).

La stima è stata condotta sui carotaggi BH1, BH3, BH5 e BH7. La scelta di questi sondaggi ha permesso di analizzare i terreni in diverse sezioni dell'area di scavo. Si è rilevato che il 20-25% del volume totale estratto rientra nella categoria delle pietre verdi. In questa categoria si ritrovano granulometrie che variano dai ciottoli (incluso trovanti con dimensioni >6cm) a ghiaie grossolane. In genere si è osservato che i clasti presentano diversi gradi di arrotondamento e un grado di alterazione debole o nullo.

La percentuale di pietre verdi, varia notevolmente da sondaggio a sondaggio, in BH5, sul totale del volume analizzato, il 42% può essere attribuito a ghiaie e ciottoli appartenenti alle pietre verdi, mentre in BH1, solo il 12% si attribuisce alla categoria delle pietre verdi.

In una seconda fase di analisi, si è valutato, sempre mediante analisi visiva dei campioni estratti, i principali litotipi appartenenti al gruppo delle pietre verdi. Si sono esaminati i campioni dei sondaggi BH5 e BH1.

L'analisi litostratigrafica si è basata sulla suddivisione delle rocce verdi in macro gruppi. Ogni macro gruppo è caratteristico di uno specifico litotipo, e seguendo le indicazioni fornite nel Decreto Ministeriale del 14/05/1996 e nel “Piano regionale di protezione dell'ambiente, di decontaminazione, di smaltimento e di bonifica ai fini della difesa dai pericoli derivanti dall'Amianto (art. 10 Legge 257/1992, DPR 08/08/1994 e art. 7 LR 30/2008)”, si è osservato che il Serpentino (gruppo 1) è il litotipo prevalente della frazione grossolana e a seguire si trovano clasti appartenenti alle Metabasiti (gruppo 2) e in ordine minore si rinvengono i Calcescisti (gruppo 3).

L'analisi visiva ha confermato l'indicazione fornita nelle Note Illustrative alla Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50000, foglio 155 Torino Ovest, sulla natura litologica del sedimento. In particolare si è osservato che il litotipo prevalente delle rocce analizzate rientra nella categoria 1 delle rocce avente probabilità di occorrenza di mineralizzazioni di amianto (POMA), quali appunto le serpentiniti. Il fatto che le litologie della POMA 1 appaiono essere le prevalenti non dà comunque indicazioni sulla presenza di fibre asbestiformi all'interno del sedimento, ma indica unicamente che questi litotipi hanno una maggiore probabilità di contenere mineralizzazioni ad amianto.

Pur non eliminando il rischio di trovare fibre asbestiformi, alla luce delle informazioni raccolte in fase di progetto definitivo ed esecutivo (sia mediante analisi visiva del sedimento che da test analitici effettuati sulla matrice), si può affermare che non sono state individuate fibre asbestiformi libere all'interno del materiale di scavo lungo il lotto in oggetto. Tale considerazione vale per quanto desunto dalle analisi effettuate sui terreni naturali visto che in corrispondenza della stazione Certosa è stata riscontrata la presenza di amianto (4000 mg/kg) in corrispondenza del sondaggio BH2 all'interno della porzione del terreno di riporto.

Per una ulteriore conferma dei dati fino ad ora ottenuti si adatterà, in fase di realizzazione dell'opera, un piano di investigazione e di monitoraggio del materiale scavato, che sia in grado di descrivere in maniera rappresentativa e accurata la natura complessa del materiale sedimentario estratto secondo la normativa applicabile.

Di seguito si riportano alcuni dettagli del terreno analizzato e dei campioni prelevati.



Figura 23: Dettaglio sulla frazione grossolana valutata in BH1, si evidenzia il gruppo delle Serpentiniti.



Figura 24: Dettaglio campione prelevato in BH1 descrittivo del gruppo metabasiti.



Figura 25: Dettaglio campione prelevato in BH5 descrittivo del gruppo serpentiniti.

13 CAPACITÀ PORTANTE TERRENI DI POSA

In questa sezione si analizza la capacità portante dei terreni di posa. Si dimostrano che le sollecitazioni indotte dalle strutture progettate non eccedono la capacità portante del terreno di posa e che i criteri di sicurezza come indicato in [15] sono soddisfatti.

L'analisi sviluppata analizza le seguenti strutture:

1. Singolo diaframma (o paratia),
2. Stazione,
3. Pozzo (sia esso ventilazione o accesso).

Le analisi di sotto riportate per i tre casi si basano sui parametri geotecnici riportati in Tabella 7. Le opere si sviluppano all'interno dell'unità geotecnica UG1 e il piano di falda è ben al di sotto del piano di posa delle opere, dunque le analisi considerando condizioni perfettamente drenate.

13.1 Capacità portante diaframma

Le due stazioni previste lungo il tracciato (Certosa e Collegno Centro) verranno costruite, dopo aver effettuato un prescavo con benna mordente, con il *diaphragm wall construction methods* (qui anche indicato come Dwall). Questo metodo consiste nello scavare il terreno con un idrofresa (taglio di sezioni verticali di terreno) a cui segue l'immediata installazione di una paratia primaria in cemento armato. La procedura si conclude con l'installazione di paratie secondarie dette anche di chiusura. Tramite questo metodo si esegue l'installazione dei muri perimetrali portanti della stazione prima che il terreno venga rimosso.

Sotto si riporta una delle soluzioni Dwall tipo adottate in fase di PD.

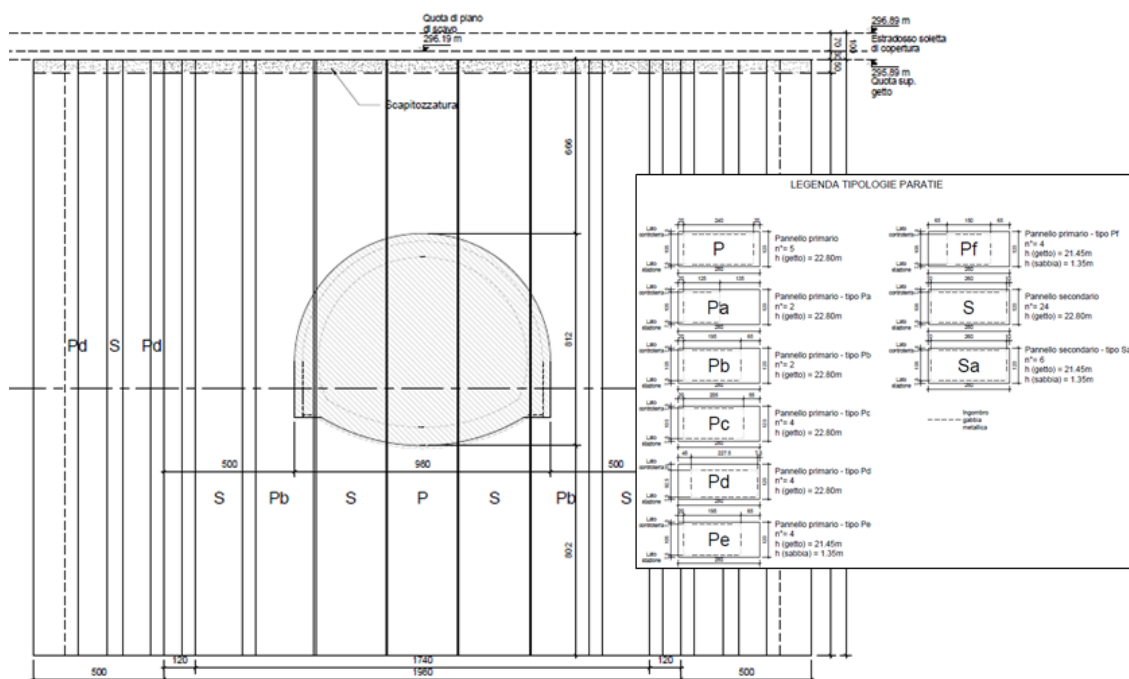


Figura 26: Schema Dwall in stazione Certosa, tipologia pannelli e schema di installazione tipo sono riportati (screenshot preso da tavola MTL1T3A1EFUNSCES002 rev.0.0).

13.1.1 Verifica alla portanza del singolo diaframma

La capacità portante del singolo diaframma è stata verificata trattando il diaframma come un singolo palo infisso nel terreno e soggetto a compressione.

L’analisi si è condotta per il caso più conservativo, dato da quello in stazione Certosa dove il diaframma risulta infisso per maggiori profondità.

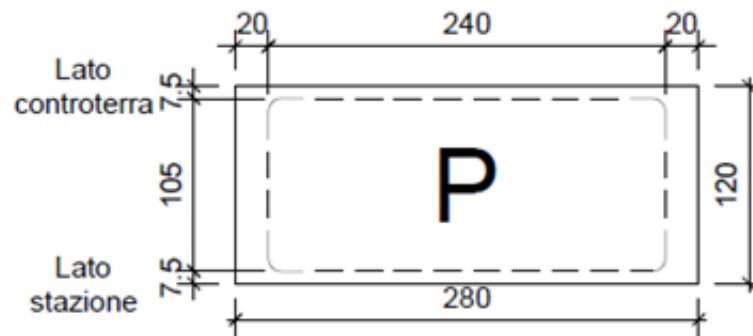


Figura 27: sezione tipo paratia P (primaria); dove non indicato le misure sono in cm.

La geometria del palo si può riassumere come segue:

- Altezza (h) = 23.43m
- Area base (A_c) = 3.36m²

In via cautelativa si ipotizza il palo fondato in terreni a coesione nulla e infisso interamente nella sola unità geotecnica UG1, il terreno di riporto non viene considerato.

13.1.2 Analisi

Per la verifica di portanza del diaframma si sono seguite le linee guida dell’Euro Codice 7 (EC7) come indicato in [15]. L’analisi si è svolta seguendo l’approccio GEO 1 per le combinazioni:

- C1: A1+M1+R1
- C2: A2+(M1 o M2) +R4

I parametri geotecnici del terreno usati in analisi sono quelli presentati in Tabella 7.

Come indicato in [15] e [17] il calcolo del palo deve soddisfare la disuguaglianza

$$F_{c;d} \leq R_{c;d}$$

dove ($F_{c;d}$) indica le forze agenti sul palo e ($R_{c;d}$) forze resistenti.

Per forze agenti ($F_{c;d}$) si intendono le forze destabilizzanti che agiscono sul palo e che in questo caso sono date dalla forza peso del diaframma e da carichi esterni così riassunti:

- Permanenti strutturali 345 kN/m,
- permanenti 342 kN/m,
- variabili 184 kN/m.

La componente destabilizzante si riassume come segue:

$$F_{c;d} = G_{rep} * \gamma_g + Q_{rep} * \gamma_q$$

Con (G_{rep}) e (Q_{rep}) si indicano rispettivamente le componenti destabilizzanti per azioni permanenti e variabili, e con γ_g e γ_q i rispettivi coefficienti parziali di sicurezza, [15].

La componente resistente $R_{c;d}$ risulta essere la somma algebrica delle singole componenti resistenti che agiscono sul palo e che si semplificano come:

$$R_{c;d} = Q_b / \gamma_b + Q_s / \gamma_s$$

Nello specifico le componenti resistenti agenti sono:

- Resistenza laterale (Q_s)

$$Q_s = A_s \cdot q_s = A_s \cdot (\beta \cdot \sigma_v) \text{ dove,}$$

$$\beta = \text{tg} \delta \cdot K \text{ e}$$

A_s è la sezione verticale del palo.

- Resistenza alla base (Q_b)

$$Q_b = A_b \cdot q_b = A_b \cdot (\sigma_v \cdot N_q + C_b \cdot N_c) \text{ dove,}$$

A_b è la superficie basale del palo.

Per l'analisi delle componenti resistenti (Q_s) e (Q_b) i parametri d'analisi sono stati definiti come indicato in [16][17] e [19] e si riassume come di sotto riportato:

- Angolo di attrito calcestruzzo/terreno (δ) = $\frac{3}{4}$ angolo di resistenza del terreno (Φ),
- coefficiente di spinta della terra (K) = 0.7, valore proposto per pali tipo *bored pile*,
- $N_q = 25$,
- (C_b) coesione alla base del palo, che in via cautelativa è assunta pari a zero,
- $N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$.

A queste due componenti resistenti sono applicati i coefficienti parziali γ_b e γ_s come indicato nell'Annesso A di EC7, [15].

I risultati dell'analisi si riassumono in Tabella 8. Le forze agenti sono espresse per metro di paratia. In via cautelativa la componente resistente laterale (Q_s) non è stata considerata e dunque ($R_{c;d}$) è solo in funzione della resistenza alla base (Q_b).

Tabella 8: analisi di portanza paratie.

	Combinazione 1	Combinazione 2
$F_{c;d} [kN/m]$	3507	2633
$R_{c;d} [kN/m]$	18900	14766
FS	5.39	5.61

I risultati mostrano come la verifica di portanza per la singola paratia è dimostrata.

13.2 Capacità portante stazioni

13.2.1 Geometria delle stazioni

La geometria delle due stazioni è schematizzata in Figura 28.

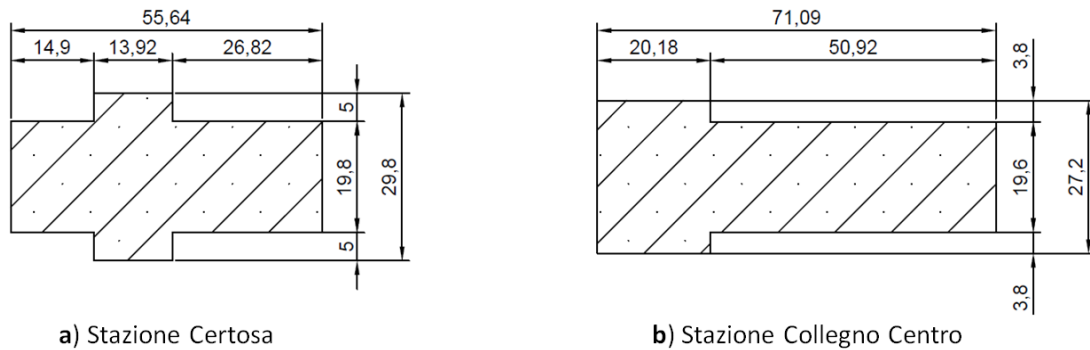


Figura 28: Sezione in pianta della stazione Certosa (a) e Collegno Centro (b).

Per la stazione Certosa si assume:

- Area (A_c) = 1240.87 m²
- Perimetro (P_c) = 170.88 m
- Profondità (h_c) = 17.63m
- Base (B_c) = 19.8m
- Lunghezza (L_c) = 55.64m

In Collegno si è assunto invece:

- Area (A_{CL}) = 1546.74 m²
- Perimetro (P_{CL}) = 196.6 m
- Profondità (h_{CL}) = 12.25m
- Base (B_{CL}) = 19.6m
- Lunghezza (L_{CL}) = 71.09m

13.2.2 Analisi

Si assume che le due stazioni siano fondate unicamente nell'unità geotecnica UG1, il terreno da riporto non è considerato in analisi. I parametri geotecnici usati son quelli riassunti in Tabella 7.

La stazione Certosa risulta avere le condizioni più gravose, dunque per l'analisi della portanza delle stazioni, si presenta il solo caso della Certosa.

Per la verifica di portanza del diaframma si sono seguite le linee guida dell' Euro Codice 7 (EC7) come indicato in [15]. L'analisi si è svolta seguendo l'approccio GEO 1 per le combinazioni:

- C1: A1+M1+R1
- C2: A2+M2+R1

Come indicato in [15] e [17] si deve verificare che le azioni agenti ($F_{c,d}$) non eccedano il carico limite (Q_{lim}). L'analisi semplifica la geometria della stazione ipotizzando una pianta rettangolare assumendo dunque che il sistema sia paragonabile ad una fondazione superficiale ($h_c \leq 3B$).

Per definire il carico limite (Q_{lim}) si sono seguite le procedure indicate nell'Annesso D dell'EC7 [15], che definisce il carico limite come:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

E dove i coefficienti sopra indicati sono:

- N_c , N_q e N_γ i fattori di capacità portante definiti da Terzaghi in [16] e [18] e riportati in Figura 29,
- b_c , b_q e b_γ i fattori che tengono in considerazione dell'inclinazione della fondazione,
- s_c , s_q e s_γ i fattori che tengono conto della forma della fondazione,
- i_c , i_q e i_γ i fattori che tengono conto dell'inclinazione delle forze applicate e generate da carichi orizzontali.

I fattori sopra presentati sono stati calcolati come indicato in [15], eccetto che per i parametri i_c , i_q e i_γ a cui si è assegnato un valore pari a 1 non essendoci carichi orizzontali applicati e non essendo la fondazione inclinata.

Per definire la componente destabilizzante in via cautelativa si è assunto che sia applicato al piano di fondazione un carico verticale pari al carico litostatico che verrà rimosso e a cui sia applicato il coefficiente di sicurezza come indicato in [15] per le combinazioni C1 e C2.

ϕ' (deg)	N_c	N_q	N_γ	ϕ' (deg)	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.54	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Figura 29: Terzaghi, fattori di capacità portante. Nei riquadri sono riportati i fattori utilizzati per Combinazione 1 (riquadro rosso) e Combinazione 2 (riquadro arancione).

I risultati dell'analisi sono indicati nella Tabella 9. La portanza risulta essere verificata.

Tabella 9: Carico limite stazione e fattore di sicurezza.

	<i>Combinazione 1</i>	<i>Combinazione 2</i>
$F_{c;d} [kPa]$	464,11	343,79
$Q_{lim} [kPa]$	6717,81	3403,95
FS	14,5	9,9

13.3 Capacità portante pozzi

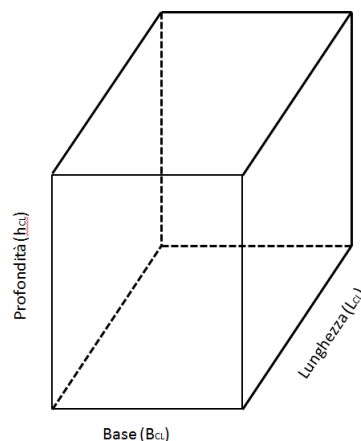
13.3.1 Geometria pozzi

In Certosa e Collegno verranno costruiti un totale di 6 pozzi. Due pozzi di ventilazione sono previsti sia a Certosa che Collegno Centro e due pozzi di accesso sono previsti a Collegno Centro.

Di seguito si analizza il caso del pozzo di ventilazione di Collegno Centro che ha le condizioni più gravose.

La geometria del pozzo analizzato si semplifica considerando il pozzo avente pianta rettangolare e con dimensioni:

- Area basale (A_{CL}) = 55.6 m²
- Perimetro (P_{CL}) = 35.8 m
- Profondità (h_{CL}) = 7.7 m
- Base (B_{CL}) = 4 m
- Lunghezza (L_{CL}) = 13.9 m


Figura 30: Rappresentazione schematica Pozzo di Ventilazione.

13.3.2 Analisi

L'analisi di portanza si è sviluppata esattamente come esposto in sezione 13.2.2. I risultati sono riportati in Tabella 10.

Tabella 10: **Carico limite pozzi e fattore di sicurezza.**

	<i>Combinazione 1</i>	<i>Combinazione 2</i>
$F_{c;d} [kPa]$	202,70	150,15
$Q_{lim} [kPa]$	2527,94	1322,21
FS	12,5	8,8

I risultati dell'analisi dimostrano come la verifica di portanza è validata.