

1 Premessa

Nel corso della redazione del Progetto Esecutivo non sono state effettuate indagini geotecniche integrative.
Per tale ragione viene ripresentata la Relazione Specialistica Geotecnica del PFTE.

SOMMARIO

1	Introduzione	2
2	Normative di riferimento	3
3	Risultati della fase di indagine.....	4
3.1	Sintesi delle indagini eseguite	4
3.2	Indagini in sito	4
3.2.1	Sondaggi a carotaggio continuo	4
3.2.2	Misure piezometriche	6
3.2.3	Prove SPT	6
3.3	Indagini geofisiche.....	9
3.3.1	Prospezioni sismiche con metodo MASW	9
3.4	Prove di laboratorio	11
3.4.1	Analisi Granulometrica, Limiti e classifica delle terre.....	11
3.4.2	Limiti di consistenza	13
3.4.3	Prove di taglio diretto.....	14
4	Interazione terreno struttura in prospettiva sismica.....	15
5	Fondazioni superficiali	16
5.1	Resistenza del terreno	16
5.2	Modulo di reazione	17
5.3	Cedimenti in esercizio	18

1 Introduzione

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica legata alle strutture di fondazione del nuovo Ipogeo, nell'ambito dell'intervento di rifunzionalizzazione dei padiglioni 2, 2b e 4 del complesso fieristico di Torino Esposizioni, sito in corso Massimo D'Azeglio, a Torino.

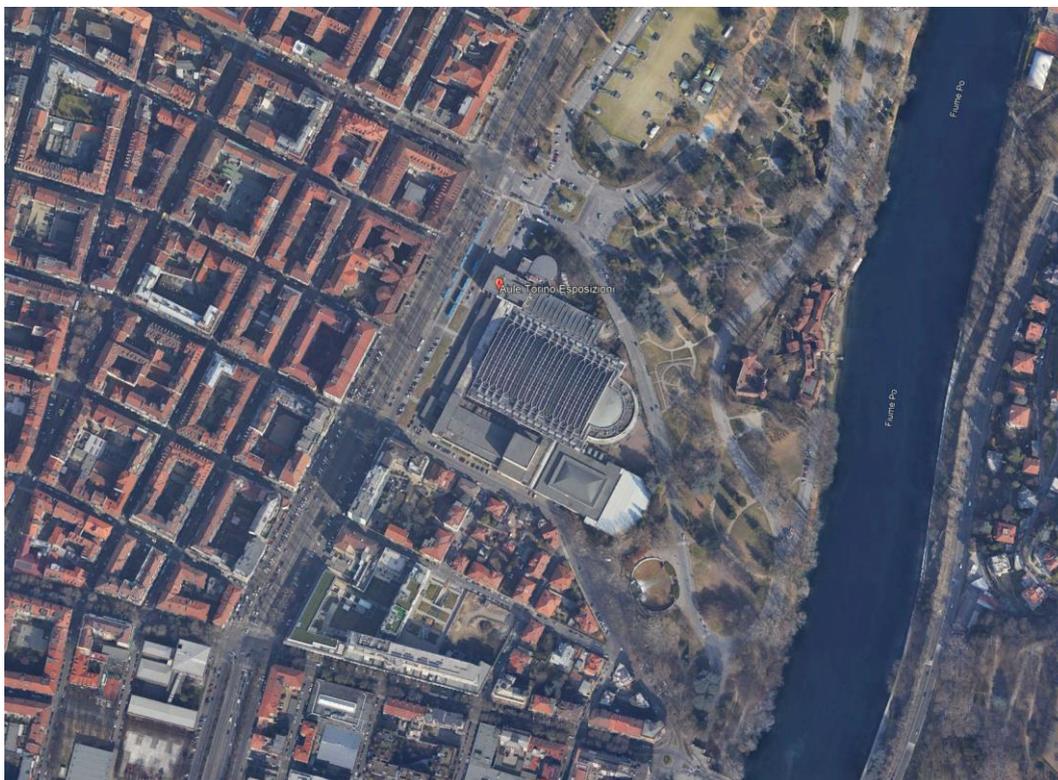


Figura 1-1 – Inquadramento dell'area del complesso fieristico su base Google Earth

La fondazione ha dimensione in pianta $\approx 70 \times 67$ m posta ad una quota di intradosso pari a -5.90 m ed è del tipo superficiale, formata da un graticcio prevalente di travi (1.50x0.80 m) e porzioni di platea di spessore 0.80 m. La realizzazione avviene in seguito all'esecuzione dello scavo, previa installazione di una paratia di micropali sui tre lati a sostegno dello scavo che non sono oggetto del presente lavoro. Nei lati sostenuti dai micropali sono realizzate pareti perimetrali di spessore 0.30 m.

2 Normative di riferimento

Nella presente relazione si fa riferimento alle disposizioni contenute nelle norme di seguito elencate ed ai richiami normativi in queste contenute:

- Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 17 gennaio 2018. - *Norme Tecniche per le Costruzioni* (G.U. n. 42 del 20/01/2018 SO);
- C.S.LL.PP. Circolare n°7 del 21/01/2019 - Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17/01/2018 (GU n. 35 del 11/02/2019 SO);
- UNI EN 1997-1 – Eurocodice 7 “Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole Generali”;
- UNI EN 1998-5 – Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;

3 Risultati della fase di indagine

3.1 Sintesi delle indagini eseguite

In Figura 3-1 si riporta l'ubicazione delle indagini geognostiche eseguite.

Indagini in sito:

- n° 5 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti ad una profondità variabile tra 10 e 35 m con esecuzione di prove dinamiche in foro di sondaggio SPT e prelievo di campioni indisturbati;
- allestimento a piezometro dei fori di sondaggio geognostico;
- n° 2 indagini sismiche con metodologia MASW
- n° 1 indagine sismica con metodologia HVSR
- n° 2 indagini geoelettriche con metodologia ERT

Prove di laboratorio:

- n° 7 analisi granulometriche;
- n° 1 determinazione dei limiti di Atterberg, liquido, plastico e indice di plasticità;
- n° 1 prova di taglio diretto con scatola di Casagrande.



Figura 3-1 – Ubicazione indagini

3.2 Indagini in sito

3.2.1 Sondaggi a carotaggio continuo

Sono stati eseguiti n. 5 sondaggi a carotaggio continuo, spinti alle profondità riportate in Tabella 3-1.

SCR Piemonte S.p.A. – Realizzazione della biblioteca Civica
Progetto Esecutivo – Relazione Geotecnica

Sondaggio	Coordinate piane		Profondità [m da p.c.]	Quota testa tubo [m s.l.m.]
	x	y		
S1	396189.63	4989249.86	35.30	232.5
S2	396171.38	4989199.85	20.00	232.5
S3	396223.04	4989231.28	20.00	232.5
S4	396262.67	4989059.31	36.00	228.4
S5	396303.05	4989144.48	18.00	227.6

Tabella 3-1 – Sondaggi geognostici

I risultati dei sondaggi sono sintetizzati nelle tabelle seguenti.

Profondità [m da p.c.]	Descrizione
0.00 ÷ 3.00	Terreno di riporto eterogeneo, limoso-sabbioso con presenza di ciottoli, ghiaia e frammenti di laterizi
3.00 ÷ 13.10	Ghiaia eterometrica in matrice sabbioso limosa-limoso sabbiosa, addensata
13.10 ÷ 24.30	Sabbia eterometrica sciolta con ghiaietto e strati limosi
24.30 ÷ 31.30	Ghiaia eterometrica in matrice sabbioso limosa-limoso sabbiosa, addensata
31.30 ÷ 35.30	Argilla marnosa e marna argillosa

Tabella 3-2 – Descrizione stratigrafica del sondaggio S1

Profondità [m da p.c.]	Descrizione
0.00 ÷ 3.00	Terreno di riporto eterogeneo, limoso-sabbioso con presenza di ciottoli, ghiaia e frammenti di laterizi
3.00 ÷ 14.00	Ghiaia eterometrica in matrice limosa-limoso sabbiosa, addensata
14.00 ÷ 24.30	Sabbia eterometrica sciolta

Tabella 3-3 – Descrizione stratigrafica del sondaggio S2

Profondità [m da p.c.]	Descrizione
0.00 ÷ 4.00	Terreno di riporto eterogeneo, limoso-sabbioso con presenza di ciottoli, ghiaia e frammenti di laterizi
4.00 ÷ 13.80	Ghiaia eterometrica in matrice limosa-limoso sabbiosa, addensata
13.80 ÷ 20.00	Sabbia fine e sabbia eterometrica sciolta con strati limosi

Tabella 3-4 – Descrizione stratigrafica del sondaggio S3

Profondità [m da p.c.]	Descrizione
0.00 ÷ 3.60	Terreno di riporto eterogeneo, limoso-sabbioso con presenza di ciottoli, ghiaia e frammenti di laterizi
3.60 ÷ 10.50	Ghiaia eterometrica con ciottoli in matrice sabbioso limosa-limoso sabbiosa, addensata
10.50 ÷ 19.10	Sabbia fine e sabbia eterometrica sciolta con strati sabbioso limosi e ghiaietto
19.10 ÷ 32.00	Ghiaia sciolta in matrice sabbioso limosa-limoso sabbiosa
32.00 ÷ 34.40	Sabbia limosa con ghiaia, addensata
34.40 ÷ 36.00	Argilla limosa e limo sabbioso argilloso passante a marne argillose e siltiti marnose

Tabella 3-5 – Descrizione stratigrafica del sondaggio S4

Profondità [m da p.c.]	Descrizione
0.00 ÷ 1.00	Terreno di riporto, sabbia e ghiaia eterometrica
1.00 ÷ 13.80	Ghiaia eterometrica in matrice sabbioso limosa-limoso sabbiosa, addensata
13.80 ÷ 20.00	Sabbia fine e sabbia con ghiaia sciolta

Tabella 3-6 – Descrizione stratigrafica del sondaggio S5

3.2.2 Misure piezometriche

In Tabella 3-7 vengono riportate le misure del livello statico rilevate nei fori di sondaggio.

Sondaggio	Profondità	Falda	Data di esecuzione
	[m da p.c.]	[m da p.c.]	
S1	35.30	17.65	18/10/2022
S2	20.00	17.70	24/10/2022
S3	20.00	17.90	20/10/2022
S4	36.00	15.30	15/11/2022
S5	18.00	13.80	12/10/2022

Tabella 3-7 – Misure piezometriche

3.2.3 Prove SPT

Nei fori di sondaggio sono state condotte delle prove penetrometriche dinamiche (SPT), dal valore di N_{SPT} (numero di colpi necessari per ottenere un approfondimento della punta di 300 mm) è possibile ricavare i parametri di resistenza delle terre.

Il valore di numero di colpi per approfondimento di 300 mm (N_{SPT}) permette una prima individuazione dello stato di addensamento, nel caso di materiali incoerenti, o della consistenza, nel caso di materiali coesivi, dei terreni come individuato in Tabella 3-8 ed in Tabella 3-9 (Terzaghi e Peck, 1967)¹:

Addensamento	Densità relativa	N_{SPT} (N/300mm)
Molto sciolta	< 20%	< 4
Sciolta	20%÷40%	4÷10
Mediamente densa	40%÷60%	10÷30
Densa	60%÷80%	30÷50
Molto Densa	80%÷100%	- > 50

Tabella 3-8 – Classifica dei materiali incoerenti in funzione di N_{SPT}

Consistenza	q_u [kPa]	N_{SPT} (N/300mm)
Molle	25	< 2
Tenera	25÷50	2÷4
Media	50÷100	4÷8
Compatta	100÷200	8÷15
Molto compatta	200÷400	15÷30
Dura	> 400	- > 30

Tabella 3-9 – Classifica dei materiali coesivi in funzione di N_{SPT}

¹Terzaghi, K and Peck, RB (1967) "Soil Mechanics in Engineering Practice. Wiley, NY

Per i litotipi granulari è possibile stimare il valore dell'angolo d'attrito dall'espressione (JRA, 2002)²:

$$\varphi' = 4.8 \cdot \ln N_1 + 21^\circ$$

Dove N_1 è collegato al valore di N_{SPT} ed alla tensione litostatica dall'espressione:

$$N_1 = \frac{170 \cdot N_{spt}}{\sigma'_v + 70}$$

Nei litotipi coesivi il valore della resistenza non drenata, in termini di resistenza a rottura assiale non confinata ($c_u = q_c / 2$) viene ricavato a partire dalla resistenza alla compressione q_c , ottenuta dall'espressione combinata dei lavori di Kitazawa et al (1959)³, la prima, e Terzaghi e Peck (1967)⁴.

$$q_c = \max\{40 + 5 \cdot N_{spt}; 12.5 \cdot N_{spt}\}$$

Le prove SPT sono state eseguite alle profondità riportate in Tabella 3-10, Tabella 3-11, Tabella 3-12, Tabella 3-13 e Tabella 3-14 restituendo valori di angolo di resistenza al taglio φ' compresi tra $42^\circ \div 33.6^\circ$ per i litotipi granulari prevalentemente sabbioso e ghiaiosi. Le prove a rifiuto sono indicate con il valore 100 al fine di avere un corrispondente valore di correlazione.

Prova	Z _{top} [m]	Z _{bot} [m]	N _{SPT} [-/0.3m]	N ₁ [-/0.3m]	φ' [°]	C _u [kPa]
SPT1	5.0	5.45	100	80	42.0	--
SPT2	10.6	11.05	100	61	40.8	--
SPT3	16.2	16.65	79	35	38.0	--
SPT4	20.0	20.45	57	22	35.9	--
SPT5	25.0	25.45	100	35	38.0	--
SPT6	30.0	30.45	44	14	33.6	--

Tabella 3-10: Risultati prove SPT (Sondaggio S1)

Prova	Z _{top} [m]	Z _{bot} [m]	N _{SPT} [-/0.3m]	N ₁ [-/0.3m]	φ' [°]	C _u [kPa]
SPT1	5.3	5.75	100	80	42.0	--
SPT2	10.0	10.45	100	64	41.0	--
SPT3	15.0	15.45	37	17	34.7	--
SPT4	20.0	20.45	66	25	36.5	--

Tabella 3-11: Risultati prove SPT (Sondaggio S2)

² Japan Road Association (2002) "Specification for highway bridges" part IV, Maruzen

³ Kitazawa, G, Kitayama, K, Suzuki, K, Ohkawa, H e Ohsaki, Y (1959) "Tokyo Ground Map", Gihodo, Tokyo, J

⁴ Terzaghi, K and Peck, RB (1967) "Soil Mechanics in Engineering Practice". Wiley, NY

Prova	Z _{top} [m]	Z _{bot} [m]	N _{SPT} [-/0.3m]	N ₁ [-/0.3m]	φ' [°]	C _u [kPa]
SPT1	5.0	5.45	100	80	42.0	--
SPT2	10.1	10.55	100	64	40.9	--
SPT3	15.5	15.95	52	24	36.2	--

Tabella 3-12: Risultati prove SPT (Sondaggio S3)

Prova	Z _{top} [m]	Z _{bot} [m]	N _{SPT} [-/0.3m]	N ₁ [-/0.3m]	φ' [°]	C _u [kPa]
SPT1	5.0	5.45	100	80	42.0	--
SPT2	10.0	10.45	100	64	41.0	--
SPT3	15.0	15.45	45	21	35.6	--
SPT4	20.0	20.45	36	15	33.9	--
SPT5	24.0	24.45	46	17	34.6	--
SPT6	30.0	30.45	50	16	34.4	--

Tabella 3-13: Risultati prove SPT (Sondaggio S4)

Prova	Z _{top} [m]	Z _{bot} [m]	N _{SPT} [-/0.3m]	N ₁ [-/0.3m]	φ' [°]	C _u [kPa]
SPT1	4.2	4.65	100	80	42.0	--
SPT2	7.9	8.35	100	75	41.7	--
SPT3	11.9	12.35	38	21	35.6	--

Tabella 3-14: Risultati prove SPT (Sondaggio S5)

Nella Figura 3-2 si riportano i risultati delle prove SPT eseguite ed i valori correlati.

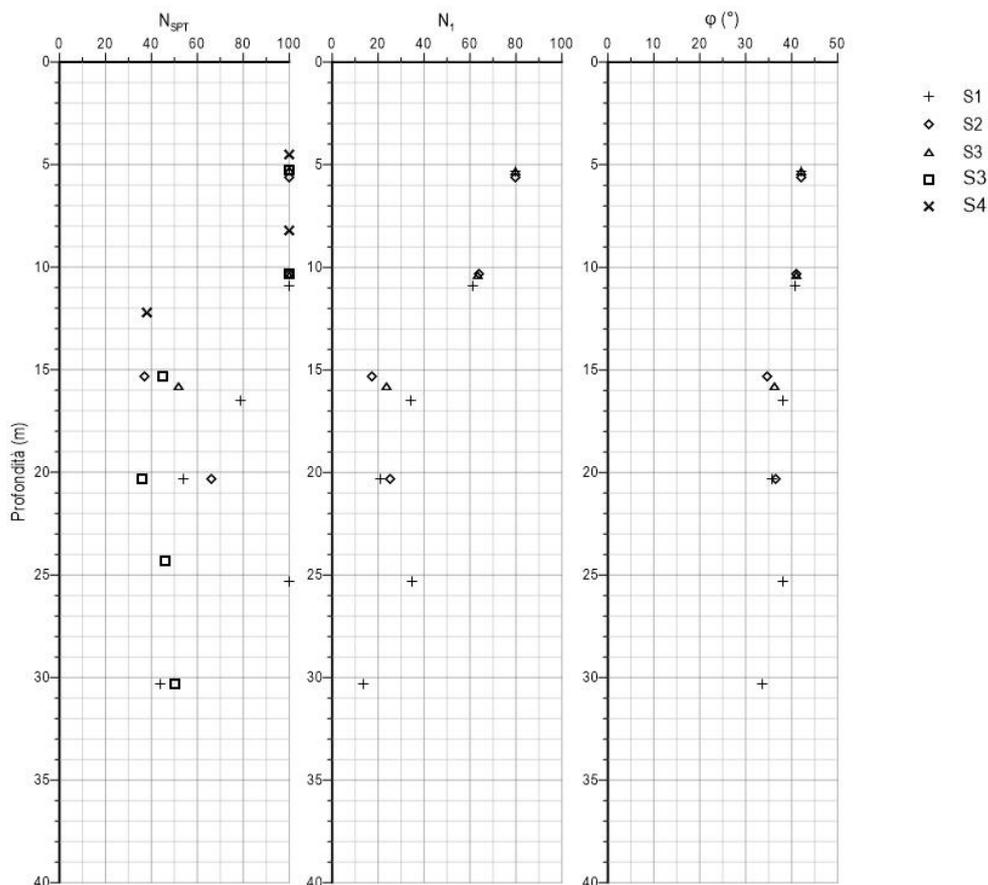


Figura 3-2 – Risultati ed elaborazione dati delle prove SPT

3.3 Indagini geofisiche

3.3.1 Prospezioni sismiche con metodo MASW

Come riportato in Figura 3-3, il profilo sismico mostra le evidenze stratigrafiche del sito, individuando a circa 2.2÷2.8 m di profondità un incremento delle velocità delle onde di taglio, riconducibile al contatto tra terreni di riporto poco addensati e i sottostanti depositi alluvionali ghiaioso sabbiosi addensati. Alla profondità di 10.8÷14.6 m si riscontra un'inversione delle velocità delle onde di taglio riconducibile alla presenza di materiali meno addensati, presumibilmente alla presenza di strati prevalentemente sabbiosi come quelli incontrati alla profondità di 13.1 m dal p.c. nel sondaggio S1, e alla profondità di 14.0 m dal p.c. nel sondaggio S2.

Alla profondità di 19 m dal p.c. si riscontra un incremento delle velocità delle onde di taglio riconducibile alla presenza di materiali più addensati, probabilmente ad un altro strato profondo di ghiaie addensate, riscontra alla profondità di 24.3 m dal p.c. nel sondaggio S1, e alla profondità di 19.1 m dal p.c. nel sondaggio S4.

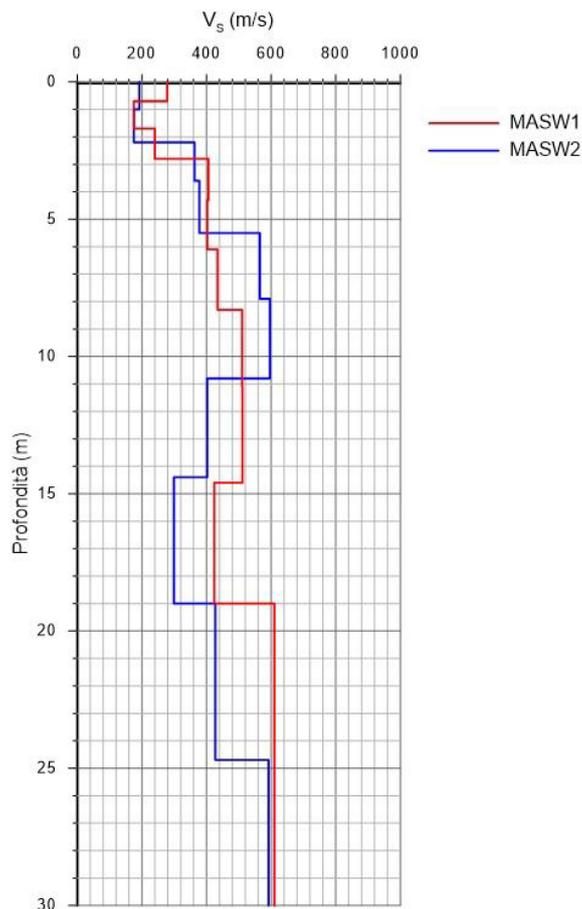


Figura 3-3 – Profilo delle velocità delle onde di taglio

In Tabella 3-15 e Tabella 3-16 si riporta il modello del profilo verticale di velocità delle onde di taglio S.

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	V_s [m/s]
0.7	0.7	278
1.7	1.0	175
2.8	1.1	240
4.3	1.5	406
6.1	1.8	402
8.3	2.2	434
11.1	2.8	510
14.6	3.5	511
19.0	4.4	424
30.0	11.0	610

Tabella 3-15 – Modello del profilo verticale di velocità delle onde di taglio S (MASW1)

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	V _s [m/s]
1.0	1.0	192
2.2	1.2	175
3.6	1.4	363
5.5	1.9	378
7.9	2.4	565
10.8	2.9	596
14.4	3.6	402
19.0	4.6	299
24.7	5.7	427
30.0	5.3	592

Tabella 3-16 – Modello del profilo verticale di velocità delle onde di taglio S (MASW2)

3.4 Prove di laboratorio

In corrispondenza di alcuni sondaggi sono stati prelevati campioni da sottoporre ad analisi ambientale (CA), i risultati dei quali non sono trattati nella presente relazione, e campioni da sottoporre ad analisi di laboratorio geotecnico (CR). In Tabella 3-17 si riporta l'elenco dei campioni prelevati.

Sondaggio	Campione	Profondità (m da pc)
S1	CA1	0.20+1.50
	CA2	1.50+3.00
	CA3	4.50+5.00
	CR1	20.10+20.40
	CR2	25.10+25.50
	CR3	29.40+29.90
S2	CA1	0.20+1.50
	CA2	1.80+3.00
	CA3	4.50+5.00
S4	CR1	12.00+13.00
	CR2	17.00+18.00
	CR3	22.00+23.00
	CR4	35.60+35.80
S5	CA1	0.20+1.00
	CA2	1.00+3.00
	CA3	4.50+5.00

Tabella 3-17 – Campioni prelevati

3.4.1 Analisi Granulometrica, Limiti e classifica delle terre

In Tabella 3-17 si riportano i risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni prelevati.

Sondaggio	Campione	Prof. [m da pc]	% Gr	% Sa	% Si	% Ci	% Fini
S1	CR1	20.10÷20.40	13.3	54.4	--	--	32.3
	CR2	25.10÷25.50	47.8	35.2	--	--	17.0
	CR3	29.40÷29.90	37.2	41.3	--	--	21.5
S4	CR1	12.00÷13.00	1.5	83.3	--	--	15.2
	CR2	17.00÷18.00	29.8	50.1	--	--	20.1
	CR3	22.00÷23.00	39.6	42.6	--	--	17.8
	CR4	35.60÷35.80	0.4	11.9	61.2	26.5	87.7

Tabella 3-18 – Risultati dell'analisi granulometrica

In Figura 3-4 la curva granulometrica del campione analizzato.

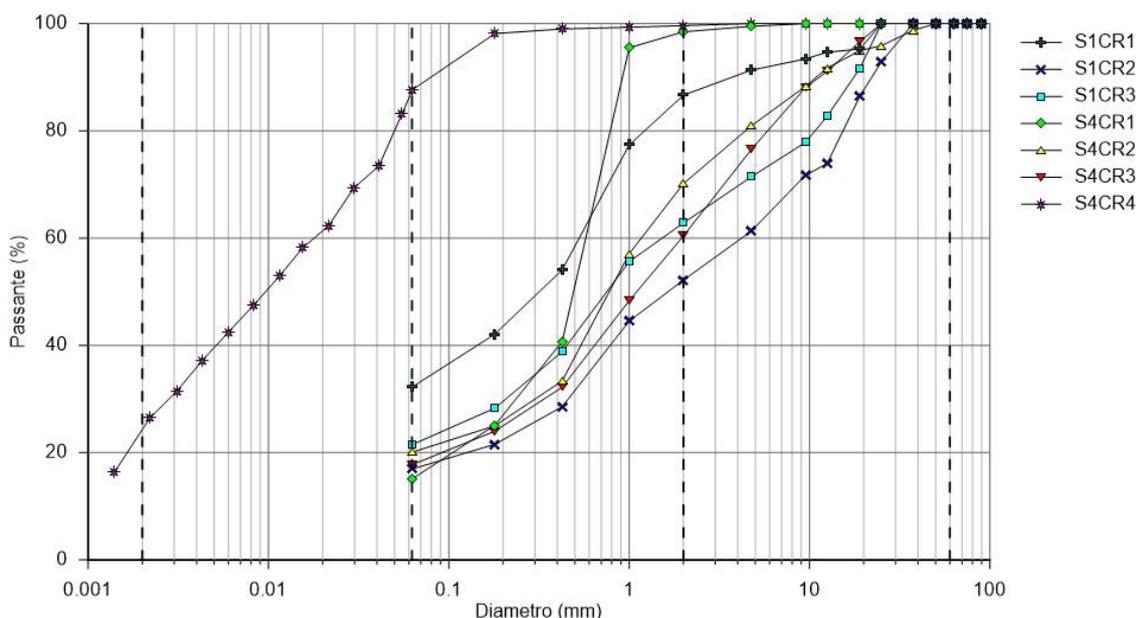


Figura 3-4 – Curva granulometrica

La composizione granulometrica del campione viene sinteticamente schematizzato nel diagramma di Figura 3-5. Si deduce che il campione in esame può essere classificato come miscele di sabbia e ghiaia (UNI EN 14688-2) con presenza in matrice di componenti fini (limi e argille).

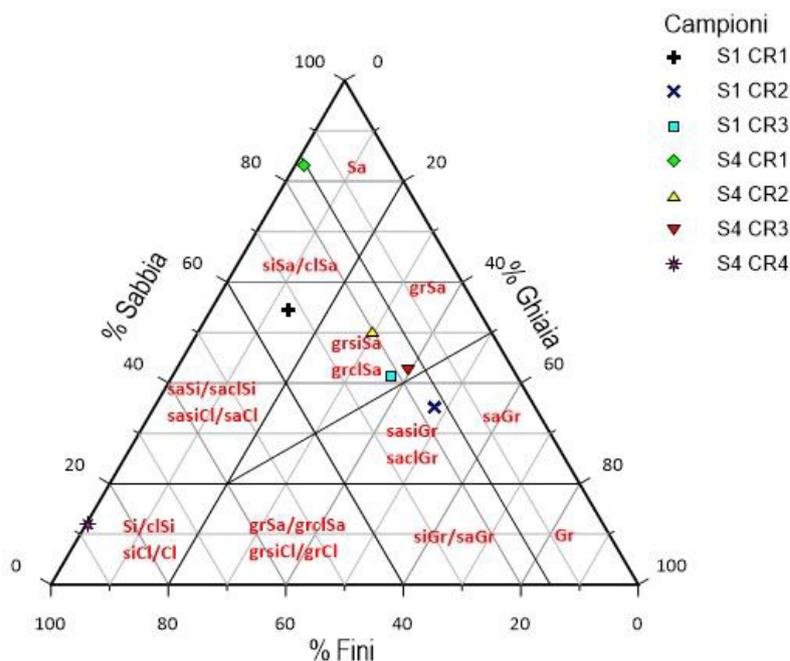


Figura 3-5 – Composizione granulometrica (UNI EN 14688-2)

3.4.2 Limiti di consistenza

In Tabella 3-19 si riportano i risultati delle analisi condotte per la determinazione dei Limiti di Atterberg (w_L = limite liquido, w_P = limite plastico, PI = indice plastico, IC = indice di consistenza, w_N = contenuto naturale d'acqua). Sulla base dell'indice plastico (PI (%) = $w_L - w_P$), è possibile definire la plasticità di un terreno, come riportato in Tabella 3-20. Il deposito coesivo è caratterizzato da un valore di PI del 13.54%, risultando poco plastico. In funzione del limite liquido (w_L) e dell'indice plastico (PI), e della granulometria è possibile una classificazione dei terreni fini (Casagrande, 1948)⁵.

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	w_L (%)	w_P (%)	PI (%)
S4	CR4	35.60÷35.80	37.80	24.26	13.54

Tabella 3-19 – Limiti di consistenza

TERRENO	PI (%)
Non Plastico	0 - 5
Poco Plastico	5 - 15
Plastico	15 - 40
Molto Plastico	> 40

Tabella 3-20 – Classificazione dei terreni sulla base dell'Indice Plastico

⁵ Casagrande, A (1948) "Classification and Identification of Soils". Trans. ASCE, Vol. 118, pp 901-991

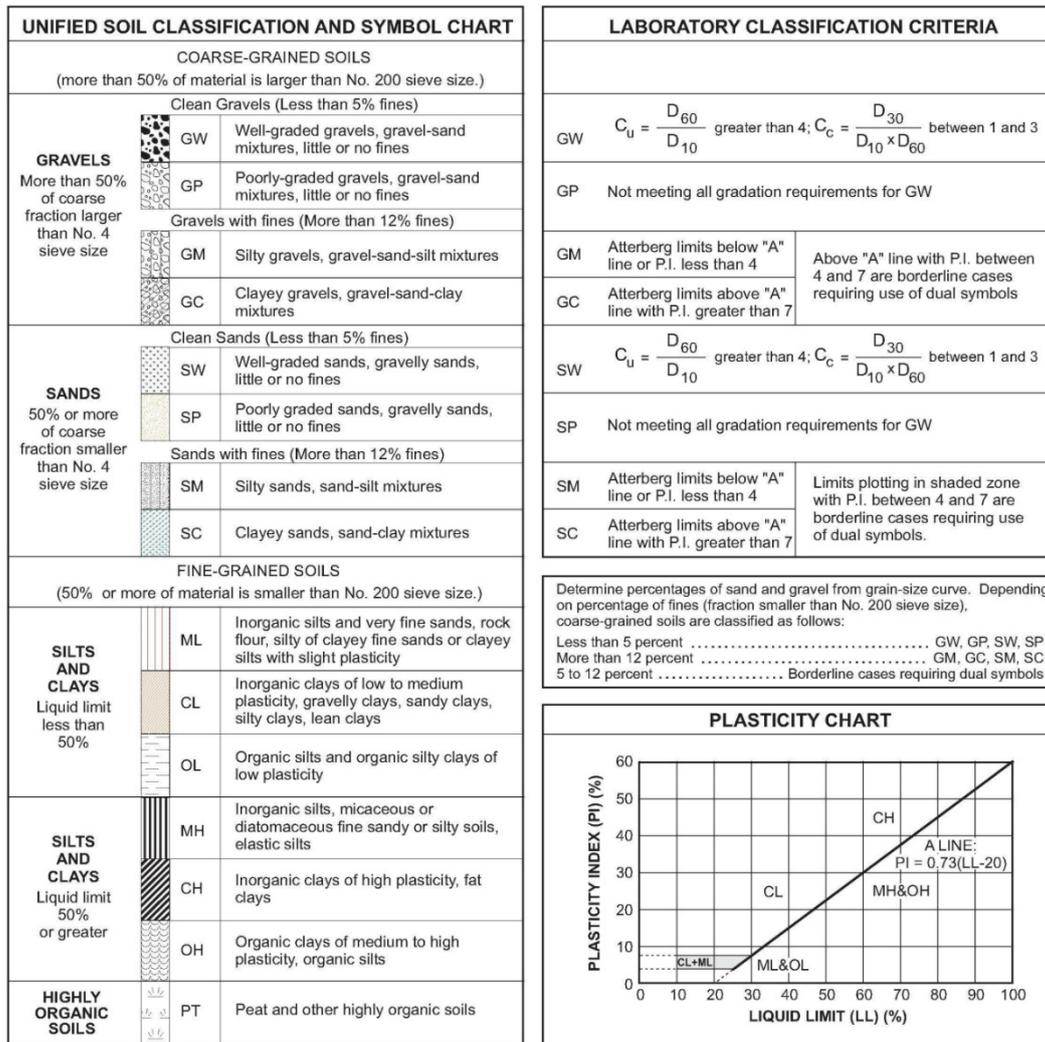


Tabella 3-21 – Classificazioni dei terreni (Casagrande, 1948)

3.4.3 Prove di taglio diretto

La prova di taglio diretto è stata eseguita sul campione indisturbato CR4 del sondaggio S4, prelevato alla profondità di 35.60÷35.80 m e prevalentemente limoso argilloso. Le analisi restituiscono un valore di coesione efficace di picco $c'_p = 44.6$ kPa ed angolo di resistenza al taglio efficace di picco $\phi'_p = 24.2^\circ$.

4 Interazione terreno struttura in prospettiva sismica

La velocità delle onde di taglio equivalenti $V_{s,eq}$ è stata ricavata dall'elaborazione congiunta delle prove sismiche eseguite (MASW1 e MASW2). Il piano di rilievo coincide \approx con il piano di imposta del rilevato, il risultato del valore medio pesato di velocità delle onde di taglio risulta ($H_{ref} = 18.4$ m dal piano di rilievo):

$$V_{s,eq} = \frac{H_{ref}}{\sum_{j=1,N} \frac{h_j}{V_{s,j}}} = 449 \div 391 \text{ m/s}$$

Il terreno, dai dati stratigrafici e dalle risultanze delle indagini geofisiche, risulta pertanto in categoria stratigrafica B.

Categoria	Descrizione	$V_{s,H}$ (m/s)
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	360+800

5 Fondazioni superficiali

5.1 Resistenza del terreno

La resistenza verticale del terreno viene determinata in termini di tensioni efficaci ed è finalizzata alla verifica di resistenza delle azioni trasmesse da fondazioni dirette. Per i carichi verticali si considera l'espressione binomia, su piano orizzontale ed in assenza di coesione (Brinch Hansen, 1970)⁶:

$$r_d = \frac{\frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q}{\gamma_R}$$

Dove i coefficienti di capacità portante ed i fattori di forma, inclinazione e profondità risultano:

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi'}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N}\right)^m ; i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N}\right)^{m+1} ; m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \leftrightarrow D \leq B$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B}\right) \leftrightarrow D > B$$

Con D profondità del piano di fondazione rispetto all'estradosso del terreno. In presenza di carichi eccentrici i valori dell'impronta della fondazione vanno ridotti tenendo conto dell'eccentricità del carico verticale:

$$B^* = B - 2 \cdot e_b \rightarrow e_b < 0.5 \cdot B$$

⁶ Brinch Hansen, J (1970) "A revised and extended Formula for Bearing Capacity". Bull. 28, Danish Geotech Inst, Copenhagen.

$$L^* = L - 2 \cdot e_l \rightarrow e_l < 0.5 \cdot L$$

Il coefficiente di sicurezza γ_R fa riferimento ai valori riportati nella tabella 6.4.I delle NTC18 (R3: $\gamma_R = 2.3$). Il valore del sovraccarico si assume quello del riempimento tra i moduli del graticcio ($q = 20$ kPa). Il valore dell'angolo di resistenza al taglio per il piano di posa della fondazione si considera $\varphi' = 34^\circ$.

Assimilando la fondazione all'elemento del graticcio, descrivibile come fondazione nastriforme di larghezza $B = 1.5$ m, il valore di resistenza per carichi centrati risulta nel prospetto di Tabella 5-1. La seconda riga riporta la resistenza in regime sismico considerando una eccentricità $e/B = 0.25$ ed una inclinazione del carico $H/N = 0.1$, trascurando il fattore di approfondimento.

Combinazione	φ' (°)	γ' (kN/m ³)	q (kPa)	N_q	N_γ	i_q	i_γ	B^* (m)	r_k (kPa)	r_d (kPa)
SLU/GEO	34	22	20	29.44	41.06	1.000	1.000	1.50	1266.29	550.56
SLU/EQK	34	22	20	29.44	41.06	0.810	0.729	0.75	723.88	314.73

Tabella 5-1 – Resistenza di fondazioni superficiali

Nel caso di fondazioni per cui risulti un coefficiente di sicurezza superiore a 2 e nel caso che l'accelerazione normalizzata:

$$F = \frac{1}{\gamma'} \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \leq 2$$

si possono trascurare gli effetti inerziali delle masse del terreno (Pecker, 1996)⁷.

5.2 Modulo di reazione

I vincoli alla traslazione della struttura sono costituiti da un modulo di reazione non reagente a trazione a simulare la presenza del terreno a contatto con la struttura. La determinazione dei moduli viene eseguita seguendo la seguente procedura, partendo dai valori della velocità di propogazione delle onde secondarie nel terreno.

Il valore del modulo di taglio risulta:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

Dove ρ è la massa del terreno espressa in kg/m³. Il modulo di taglio può essere correlato al modulo "elastico in scarico" mediante l'espressione:

$$E_{UR} = 2 \cdot (1 + \nu_{UR}) \cdot G_0 = 2.4 \cdot G_0$$

⁷ Pecker, A (1996) "Seismic Bearing Capacity of Shallow Foundations". 11th World Conference on Eqk Engineering. Paper n° 2076.

Dove ν_{UR} è il coefficiente di contrazione in scarico assunto uguale a 0.2. Viene ritenuta lecita la relazione tra il modulo in scarico e quello in carico in corrispondenza di stati deformativi di esercizio del terreno (cautelativamente $\gamma \approx 0.1\%$) descritta dal rapporto:

$$E_s \cong \frac{E_{UR}}{3}$$

Il modulo di reazione viene infine definito dall'espressione:

$$k_s \cong \frac{E_s}{B \cdot (1 - \nu^2)}$$

Dove B è la larghezza della fondazione e ν il coefficiente di contrazione del terreno ($\nu = 0.35$).

Considerando il terreno di sedime, con velocità delle onde di taglio rappresentative dei litotipi in analisi, si ottengono i valori riportati in Tabella 5-2.

Strato	ρ (kg/m ³)	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	E_{UR} (MPa)	E_s (MPa)	k_s (MN/m ³)
Terreno	2000	430	369.80	887.52	295.84	48.16

Tabella 5-2 – Valori dei moduli di reazione del terreno

Il modulo di reazione si assume coincidente con il valore: $k_s = 48000$ kN/m³ che risulta cautelativo. Occorre considerare che la fondazione viene installata su un terreno che ha subito un processo di scavo e pertanto i valori dei moduli potrebbero essere considerati quelli in scarico/ricarico.

5.3 Cedimenti in esercizio

La valutazione dei cedimenti in esercizio porta ad una stima trascurabile di questi poiché il carico impresso risulta trascurabile rispetto al detensionamento subito durante le fasi di scavo.

A fronte di una riduzione della tensione in esercizio durante la fase di scavo pari a ≈ 110 kPa si ha un valore di tensione agente quasi permanente ($G_1 + G_2 + \nu_0 Q_k = 33$ kPa + 9.6 kPa + 0.7 x 10 kPa), dato dalla struttura di fondazione, di ≈ 50 kPa pertanto il carico netto risulta negativo.

Le azioni, per via della precedente fase di scavo, agiscono sul ramo di ricarica della curva carico/scarico, recuperando in parte il rigonfiamento prodotto. Il modulo edometrico è legato al modulo di deformabilità mediante l'espressione:

$$E_{oed} = \frac{E_{UR} \cdot (1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}$$

Per il valore $\nu = 0.2$ (coefficiente di contrazione in scarico/ricarico) risulta $E_{oed} = 1.11E_{UR}$

La stima del cedimento superficiale (w) viene definita quale sommatoria dei singoli contributi degli strati, mediante la forma semplificata:

$$w = \sum_{j=1}^N \frac{\Delta\sigma_j}{E_{oed,j}} \cdot \Delta h_j$$

Dove $\Delta\sigma_j$ è la tensione indotta dal carico alla profondità j-esima, $E_{oed,j}$ è il corrispondente modulo confinato e Δh_j è lo spessore dello strato esaminato.

Considerando per semplicità una diffusione troncoconica delle tensioni indotte e considerando trascurabili i cedimenti indotti qualora siano inferiori ad 1 decimo delle tensioni litostatiche efficaci ($\Delta\sigma \leq 0.1 \sigma'_v$, condizione che si raggiunge per $j = 18$), lo spostamento verticale atteso risulta, ammettendo quale modulo confinato un valore sensibilmente inferiore rispetto a quello atteso per il livello deformativo indotto: $E_{oed} = 300$ MPa, quello valutato in Tabella 5-3 (z viene valutato dal piano di intradosso della fondazione, la stratigrafia viene suddivisa in strati con $\Delta h_j = 1$ m di spessore). La falda si assume a 215.5 m slm (10.5 m dall'intradosso fondazione):

j	z	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\Delta\sigma/\sigma'_v$	E_{oed} (MPa)	Δw (mm)
1	0.5	11.00	0.00	11.00	48.67	4.42	300	0.162
2	1.5	33.00	0.00	33.00	47.29	1.43	300	0.158
3	2.5	55.00	0.00	55.00	45.97	0.84	300	0.153
4	3.5	77.00	0.00	77.00	44.71	0.58	300	0.149
5	4.5	99.00	0.00	99.00	43.49	0.44	300	0.145
6	5.5	121.00	0.00	121.00	42.33	0.35	300	0.141
7	6.5	143.00	0.00	143.00	41.21	0.29	300	0.137
8	7.5	165.00	0.00	165.00	40.13	0.24	300	0.134
9	8.5	187.00	0.00	187.00	39.10	0.21	300	0.130
10	9.5	209.00	0.00	209.00	38.10	0.18	300	0.127
11	10.5	231.00	0.00	231.00	37.15	0.16	300	0.124
12	11.5	253.00	9.81	243.19	36.23	0.15	300	0.121
13	12.5	275.00	19.61	255.39	35.34	0.14	300	0.118
14	13.5	297.00	29.42	267.58	34.48	0.13	300	0.115
15	14.5	319.00	39.22	279.78	33.66	0.12	300	0.112
16	15.5	341.00	49.03	291.97	32.87	0.11	300	0.110
17	16.5	363.00	58.84	304.16	32.10	0.11	300	0.107
18	17.5	385.00	68.64	316.36	31.36	0.10	300	0.105

SPOSTAMENTO TOTALE IN SUPERFICIE 2.347 mm

Tabella 5-3 – Stima dei cedimenti in combinazione QP

Lo spostamento stimato risulta trascurabile