



Comune di Crevalcore



Comune di San Giovanni in Persiceto



Comune di Casalecchio di Reno



Comune di Bologna



Comune di Sasso Marconi



Comune di Marzabotto

Ciclovia del Sole: tratto 3 attraversamento dei centri abitati di Crevalcore, San Giovanni in Persiceto, Sala Bolognese -
tratto 4: Casalecchio - Marzabotto

CUP n° C61B21013060002

PROGETTO DEFINITIVO



Coordinamento e integrazione delle prestazioni specialistiche:

arch. Enrico Guaitoli Panini

Il Responsabile Unico del Procedimento:

ing. Maurizio Martelli

Progettazione ciclabile e paesaggistica:

arch. Irene Esposito, paes. Giulia Mazzali, arch. Eleonora Vaccari,
arch. Michela Gessani, dott. paes. Sara Martignoni, arch. Alberto Coppi

Progettazione delle strutture:

prof. ing. Massimo Majowiecki, ing. Giovanni Berti,
ing. Monica Mingozzi, ing. Elisa Sammarco, ing. Mario Chinni

Geologia, Ambiente, Idraulica:

geol. Pierluigi Dallari, geol. Arianna Casarini, geol. Lisa Gasparini,
geol. Emiliano Quadernari, ing. Yos Zorzi

Coordinamento della sicurezza:

ing. Fausto Gallarello, ing. Roberto Perlangeli

Relazione geotecnica - Passerella ciclopedonale Rio Maggiore - Sasso Marconi

SCALA --	FORMATO A4
CODICE REL_4_3	DATA 30/11/2023

N. REV.	DATA	DESCRIZIONE	DISEGNATO	CONTROLLATO	APPROVATO
A	30/11/2023		M.C.	M.C.	M.M

Sommario

1	INTRODUZIONE.....	2
2	NORME DI RIFERIMENTO	3
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	4
3.1	Indagini in sito	4
3.1.1	Sondaggio a carotaggio continuo.....	4
3.1.2	Prove SPT	4
3.1.3	Velocità delle onde di taglio da prove SPT.....	7
3.2	Indagini di laboratorio.....	10
3.2.1	Granulometrie.....	10
3.3	Indagini geofisiche	11
4	INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA IN PROSPETTIVA SISMICA.....	12
4.1	Categoria stratigrafica del suolo	12
4.2	Parametri sismici.....	12
5	PALI DI FONDAZIONE.....	13
5.1	Resistenza SLU.....	13
5.1.1	Combinazioni ed approcci di carico	13
5.1.2	Modalità di determinazione della resistenza di calcolo	13
5.2	Curve di trasferimento del carico (SLE) del palo isolato	15
5.3	Cedimenti dei pali in gruppo.....	17

1 INTRODUZIONE

Il presente rapporto tratta gli aspetti geotecnici relativi al progetto di realizzazione delle opere di fondazione a sostegno della ciclovía da realizzarsi nell'ambito dell'aggiornamento del Progetto di Fattibilità Tecnico Economica (PFTE) della "Ciclovía del Sole" (percorso Verona-Firenze) e in particolare dei seguenti tratti:

- Tratto 3: attraversamento dei centri abitati di Crevalcore, San Giovanni in Persiceto e Sala Bolognese;
- Tratto 4: Casalecchio – Marzabotto.

Nello specifico, tale relazione verte sugli aspetti geotecnici riferiti passerella sul Rio Maggiore nel Comune di Sasso Marconi.

In Figura 1-1 si riporta l'ubicazione dell'area d'intervento.



Figura 1-1 – Inquadramento dell'area d'intervento

2 NORME DI RIFERIMENTO

- 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 INDAGINI GEOGNOSTICHE

3.1 Indagini in sito

Per quanto riguarda la caratterizzazione geologica dei terreni si usufruisce di dati derivanti da indagini pregresse. Tale campagna di indagini è consistita nell’esecuzione di:

- n.2 sondaggi a carotaggio continuo (S5 ed S6)
- n.26 standard penetration test;
- n.2 prove sismiche HVSR;
- n.1 prova sismica MASW.

In Tabella 3-1 vengono riportate le profondità raggiunte.

Prova	Profondità da p.c
S6	20 m
S5	20 m

Tabella 3-1 prove in sito e profondità indagate

Con riferimento al sondaggio 6, durante l’esecuzione della prova, sono stati prelevati 5 campioni rimaneggiati di terreno, su cui poi sono state svolte le seguenti indagini di laboratorio:

- Analisi granulometrica per setacciatura;
- Analisi granulometrica per sedimentazione;
- Limiti di Atterberg (liquido e plastico);
- Peso specifico dei grani;
- Contenuto d’acqua naturale.

3.1.1 Sondaggio a carotaggio continuo

Nella verticale di sondaggio S6 sono state intercettate delle ghiaie arrotondate in matrice sabbiosa fino alla profondità di 8m, al di sotto delle quali si è riscontrato un banco di marna arenitica. Negli ultimi due metri del sondaggio si sono intercettate delle arenarie marsone a grana molto fine. Tramite il sondaggio S5 si è invece prima riscontrato un banco di ghiaia arrotondata in matrice limo sabbiosa fino alla profondità di 6 m dal p.c, per i successivi 4 m si riscontra invece uno strato di argillite marsone. Infine, al di sotto dei 10 m dal p.c si intercettano, fino alla profondità indagata, delle marne argillitiche.

3.1.2 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, attraverso correlazioni di bibliografia, 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 3-2 ed in Tabella 3-3 (Terzaghi e Peck, 1967)¹:

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

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 3-2 - 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 3-3 – Classifica dei materiali coesivi in funzione di N_{SPT}

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 N₁ 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.

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

In Tabella 3-4 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e in Tabella 3-5 vengono riportati i risultati ricavati dalle prove SPT:

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

SPT	Ztop [m]	Zbot [m]	z da pc	NSPT [-/0.3m]	N1 [-/0.3m]	ϕ' [°]
1	1.5	1.95	1.80	47	80	42.0
2	3	3.45	3.30	48	75	41.7
3	4.5	4.95	4.80	59	79	42.0
4	6	6.45	6.30	49	-	-
5	7.5	7.95	7.80	87	-	-
6	9	9.45	9.30	81	-	-
7	10.5	10.95	10.80	97	-	-
8	12	12.45	12.30	94	-	-
9	13.5	13.95	13.80	100	-	-
10	15	15.45	15.30	100	-	-
11	16.5	16.95	16.80	100	-	-
12	18	18.45	18.30	100	-	-
13	19.5	19.95	19.80	100	-	-

Tabella 3-4 - Risultati prove SPT (Sondaggio S5)

SPT	Ztop [m]	Zbot [m]	z da pc	NSPT [-/0.3m]	N1 [-/0.3m]	ϕ' [°]
1	1.5	1.95	1.80	47	80	42.0
2	3	3.45	3.30	48	75	41.7
3	4.5	4.95	4.80	59	79	42.0
4	6	6.45	6.30	49	57	40.4
5	7.5	7.95	7.80	87	80	42.0
6	9	9.45	9.30	81	-	-
7	10.5	10.95	10.80	97	-	-
8	12	12.45	12.30	94	-	-
9	13.5	13.95	13.80	100	-	-
10	15	15.45	15.30	100	-	-
11	16.5	16.95	16.80	100	-	-
12	18	18.45	18.30	100	-	-
13	19.5	19.95	19.80	100	-	-

Tabella 3-5 – Risultati prove SPT (Sondaggio S6)

In Figura 3-1 si riportano i risultati delle prove SPT eseguite ed i valori correlati.

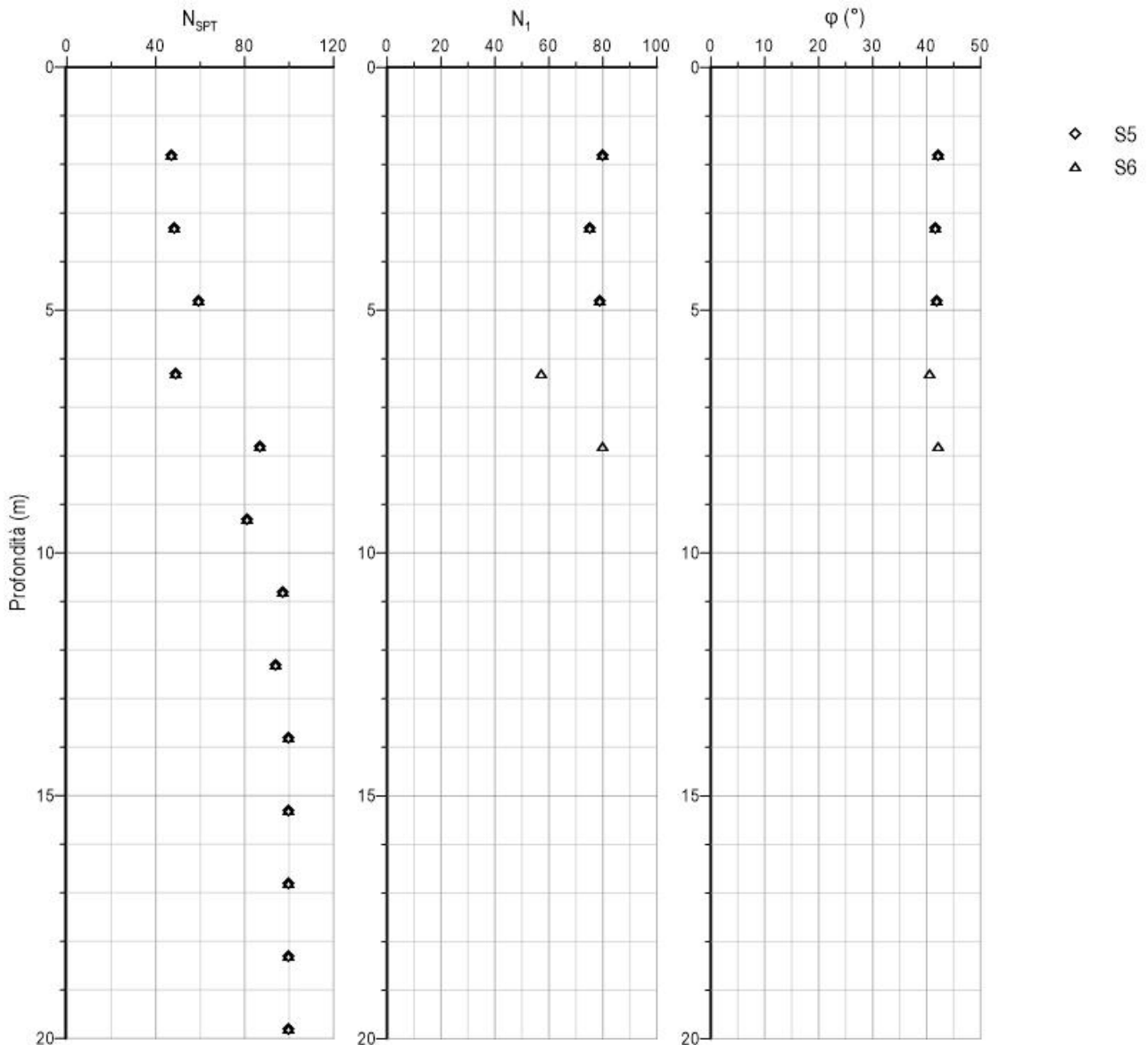


Figura 3-1 – Risultati ed elaborazione dati delle prove SPT

3.1.3 Velocità delle onde di taglio da prove SPT

Dai valori della prova penetrometrica dinamica standard (SPT) è possibile stimare il valore del modulo di taglio a piccolissime deformazioni mediante le correlazioni di Wair et al. (2012)⁵, che legano il valore della velocità delle onde di taglio (V_s in m/s) al numero di colpi SPT ed alla tensione litostatica efficace (σ'_v in kPa) mediante l'espressione:

$$V_s = ASF \cdot a \cdot N_{SPT}^b \cdot \sigma'_v{}^c$$

⁵ Wair, BR, DeJong, JT e Shantz, T (2012) “Guidelines for Estimation of Shear Wave Velocity Profiles”. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 2012/08.

Come riportato in Tabella 3-6, ASF (Age Scaling Factor) è un fattore derivante dall'era geologica del deposito, mentre a , b e c sono coefficienti dipendenti dalla natura dei litotipi. Nel caso in esame i depositi appartengono all'Olocene e si considerano i coefficienti relativi ai terreni generici (*All Soils*).

Soil Type	Shear Wave Velocity for Quaternary Soils (m/s)	Age Scaling Factors	
		Holocene	Pleistocene
All Soils	$30 N_{60}^{0.215} \sigma'_v{}^{0.275}$	0.87	1.13
Clays & Silts	$26 N_{60}^{0.170} \sigma'_v{}^{0.320}$	0.88	1.12
Sands	$30 N_{60}^{0.230} \sigma'_v{}^{0.230}$	0.90	1.17
Gravels – Holocene	$53 N_{60}^{0.190} \sigma'_v{}^{0.180}$	--	--
Gravels - Pleistocene	$115 N_{60}^{0.170} \sigma'_v{}^{0.120}$	--	--

Tabella 3-6 - Equazioni di correlazione tra V_s -SPT

Il modulo di taglio a piccole deformazioni è quindi rilevabile dall'espressione:

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

Dove ρ è la densità del terreno espressa in kg/m^3 e V_s la velocità delle onde di taglio in m/s (G_0 in Pa).

Il modulo di taglio può essere correlato al modulo “elastico in scarico” mediante l'espressione:

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

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:

$$E_{50} \cong \frac{E_{UR}}{3}$$

Dove E_{50} rappresenta il modulo secante al 50% del valore di resistenza del terreno ed è legato allo stato tensionale di riferimento.

I valori derivati dalle prove penetrometriche dinamiche standard (SPT) eseguite nei fori di sondaggio S5 ed S6 sono riassunti in Figura 3-2.

Tenendo conto, a parità di profondità, del valore minore delle velocità delle onde di taglio ricavate dalle prove SPT riferite ai due sondaggi, la V_s presenta, nel campo di profondità investigate, un andamento esponenziale che può essere descritto dall'equazione (V_s in m/s , z in m):

$$V_s = 151.12 \cdot z^{0.25}$$

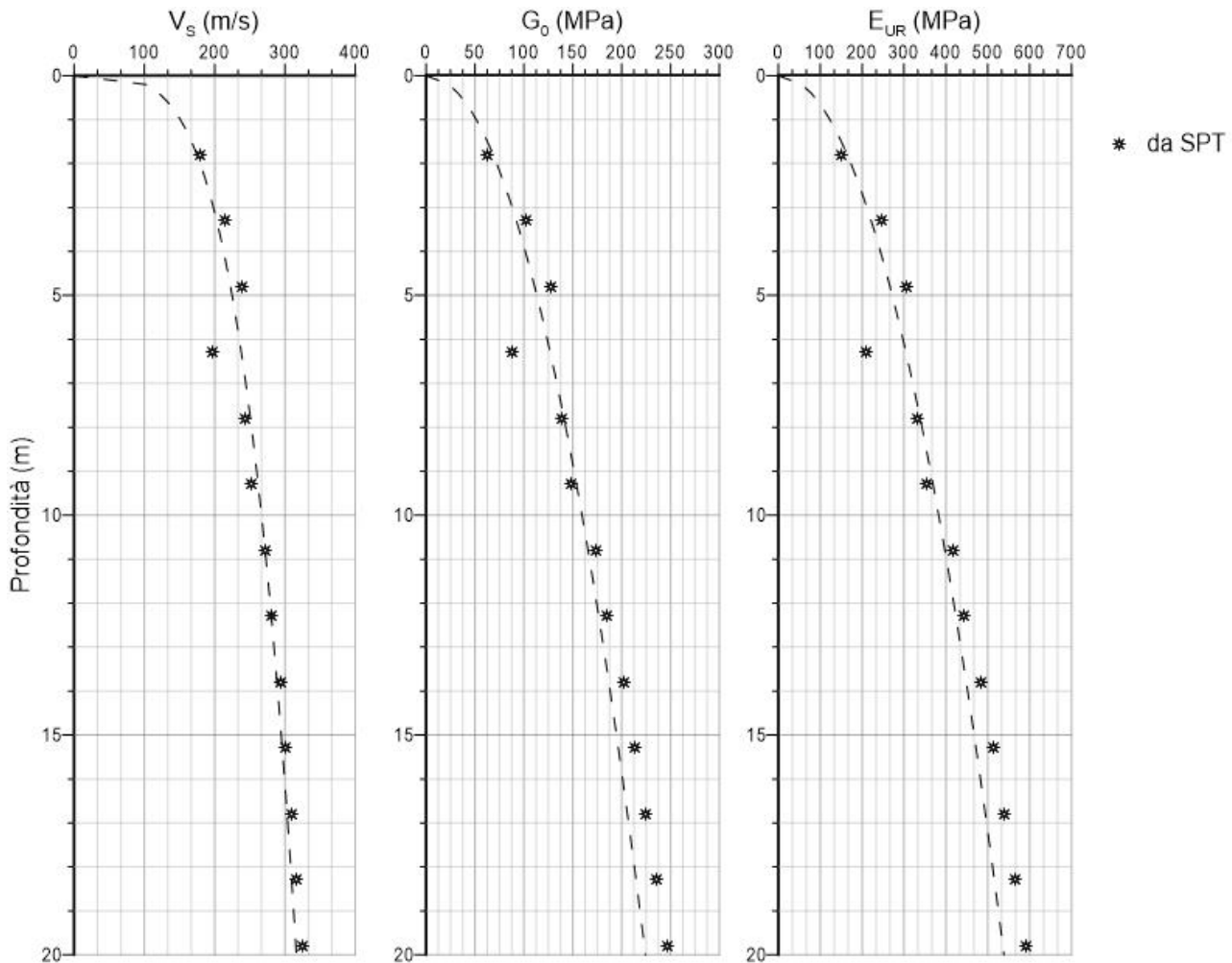


Figura 3-2 – Moduli del terreno da SPT

Il modulo in scarico può essere approssimato, in funzione della profondità, con l’equazione (con E_{UR} in MPa e z in m), valida per i primi 20 m da pc:

$$E_{UR} = 122.97 \cdot z^{0.50}$$

Il modulo operativo in carico, nel campo di deformazioni compatibili con le strutture, assume il valore descritto dall’espressione seguente (con E_s in MPa e z in m), per profondità $z \leq 20$ m da pc:

$$E_s = 40.99 \cdot z^{0.50}$$

3.2 Indagini di laboratorio

3.2.1 Granulometrie

In Tabella 3-7 si riportano i risultati dell’analisi granulometrica eseguita sui 5 campioni rimaneggiati del sondaggio S6. Dai i risultati delle analisi per la determinazione dei limiti di Atterberg (indicando con i simboli w_L = limite liquido, w_p = limite plastico, PI = indice plastico), si è invece potuto osservare che il terreno in esame, per entrambi i sondaggi, risulta di natura non plastica.

Sondaggio	Campione	Prof. [m da pc]	% Gr	% Sa	% Si	% Cl	% Fini	wL [%]
S1	1	0.5÷0.7	0	35.9	46.5	17.6	64.1	27.60
	2	1.60÷1.80	51	38	8.4	2.6	11	23.00
	3	3.40÷3.50	50.5	39.1	7.5	2.9	10.4	-
	4	6.30÷6.50	44.2	47.7	5.5	2.6	8.1	-
	5	7.00÷7.20	44	49	4.4	2.6	7	-

Tabella 3-7 – Descrizione dei campioni

La composizione granulometrica dei campioni estratti viene sinteticamente schematizzata nei diagrammi di Figura 3-3 sottostanti. Tali valori risultano coerenti con la stratigrafia individuata dai sondaggi svolti durante la campagna di indagine.

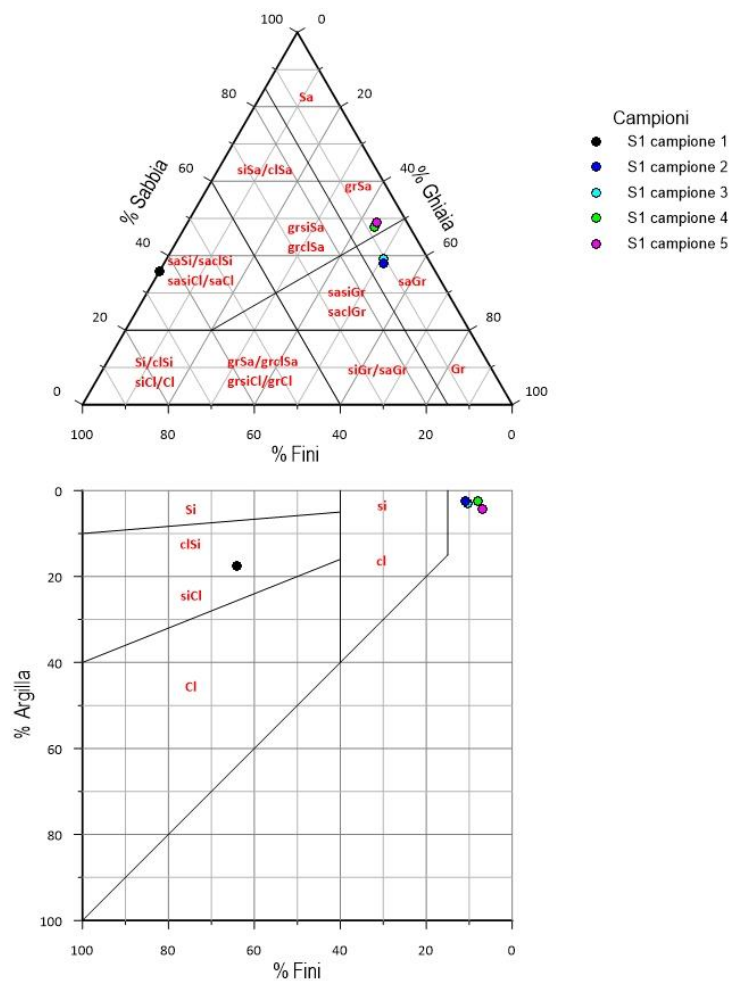


Figura 3-3 - Composizione granulometrica S6 (UNI EN 14688-2)

3.3 Indagini geofisiche

Le prospezioni geofisiche eseguite mediante MASW e HVRS, hanno individuato i profili di velocità delle onde di taglio V_s . Le prove HVRS eseguite, restituiscono valori di V_s compresi tra 150 e i 700 m/s, mentre tali valori raggiungono ad un picco di 1100 m/s se si va invece ad osservare l'andamento ottenuto mediante la prova sismica MASW. L'andamento delle onde di taglio è riportato in Figura 3-4.

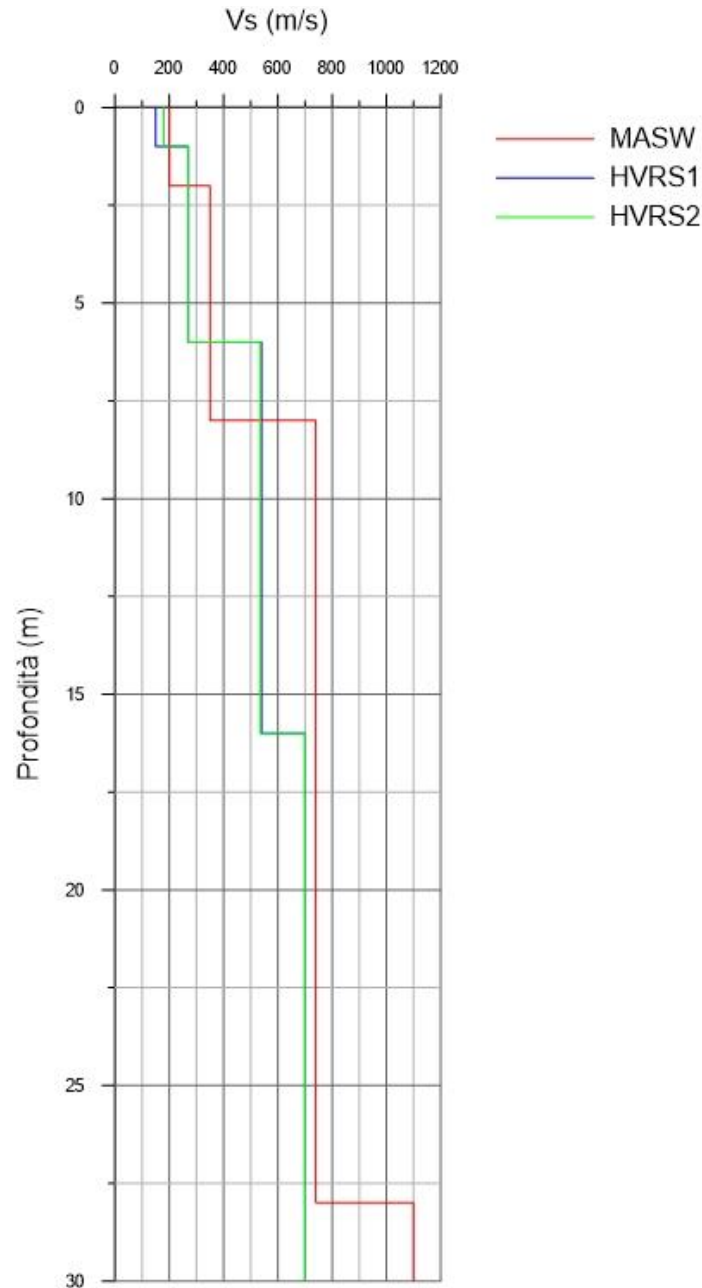


Figura 3-4 – Profilo della velocità delle onde di taglio

4 INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA IN PROSPETTIVA SISMICA

4.1 Categoria stratigrafica del suolo

La velocità delle onde di taglio equivalenti $V_{s,eq}$ è stata ricavata dall’elaborazione congiunta delle prove sismiche eseguite. Considerando il piano campagna il risultato del valore mediato di velocità delle onde di taglio è risultato:

$$V_{s,eq} = \frac{H_{ref}}{\sum_{j=1,N} \frac{h_j}{V_{s,j}}} = 536 \text{ m/s}$$

Tale valore si è ottenuto tramite prova sismica MASW. Le due prove HVSR hanno invece permesso di ricavare valori di $V_{s,eq}$ pari a 471 m/s e 496 m/s.

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

Categoria	Descrizione	$V_{s,30}$ (m/s)
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	360÷800

Tabella 4-1– Categoria stratigrafica

4.2 Parametri sismici

I parametri sismici attesi al sito per:

- Coordinate WGS84: 44.427581°, 11.229710°
- Tipo di costruzione 2 con vita nominale $V_N = 50$ anni
- Classe d’uso II ($C_U = 1.0$)
- Periodo di riferimento $V_R = C_U V_N = 50$ anni
- Categoria topografica T2 (superficie pianeggiante, inclinazione della scarpata < 15°);
- Categoria stratigrafica B

Risultano in Tabella 4-2:

SL	V_R	P_{VR}	T_R	a_g	F_o	T_C^*	F_v	S_s	S_T	C_c	T_c	T_B	T_D	d_g	v_g	a_{max}
	[anni]	[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[mm]	[m/s]	[g]
SLO	50	81	31	0.550	2.490	0.257	2.493	1.000	1.200	1.443	0.371	0.124	3.800	228.09	0.384	0.660
SLD	50	63	51	0.068	2.487	0.270	0.876	1.332	1.200	1.429	0.386	0.129	1.872	19.25	0.066	0.109
SLV	50	10	475	0.163	2.431	0.297	1.325	1.241	1.200	1.402	0.416	0.139	2.252	55.84	0.159	0.243
SLC	50	5	975	0.205	2.440	0.310	1.491	1.200	1.200	1.390	0.431	0.144	2.420	75.48	0.200	0.295

Tabella 4-2 – Parametri sismici di riferimento per la categoria di sottosuolo B

5 PALI DI FONDAZIONE

Viene riportato il calcolo dei pali trivellati previsti. L’analisi viene eseguita su pali di diametro \varnothing 600 e di lunghezza 12 m dal piano di imposta della fondazione, posta a 0.80 m dal p.c.

5.1 Resistenza SLU

5.1.1 Combinazioni ed approcci di carico

Le verifiche seguono le combinazioni di carico STR/GEO stabilite dalle NTC18 che prevedono:

- Combinazione A1+M1+R3

con coefficiente di sicurezza R3 derivato dalla tabella 6.4.I (§ 6.4.2.1) delle NTC18.

5.1.2 Modalità di determinazione della resistenza di calcolo

La resistenza del palo isolato viene stabilita sulla base dei dati di indagine geotecnica disponibili, in funzione del numero di verticali indagate. I coefficienti di correlazione risultano quelli riportati in Tabella 5-1. Basandosi sui valori caratteristici attribuiti agli strati si considerano fattori di correlazione differenti in funzione della lunghezza dei pali prevista e della profondità raggiunta dalle prove.

N.ro di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 5-1 – Coefficienti di correlazione per numero di verticali indagate

La resistenza caratteristica viene definita mediante l’espressione:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{R_{c,mean}}{\xi_3}; \frac{R_{c,min}}{\xi_4} \right\}$$

Il valore della resistenza di progetto viene quindi definito dall’espressione:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R}$$

Essendo γ_R il coefficiente di sicurezza riportato, per pali ad elica continua, in Tabella 5-2.

Resistenza	Simbolo	Set
		R3
Laterale	γ_s	1.15
Base	γ_b	1.30
Trazione	$\gamma_{s,t}$	1.25

Tabella 5-2 – Coefficienti di sicurezza parziali per pali ad elica continua

La resistenza del palo isolato viene definita dalla somma del contributo della resistenza che si sviluppa lungo il fusto e quella che si sviluppa alla base del palo. L’approccio è quello in termini di tensioni efficaci.

Per terreni coesivi, in condizioni non drenate la resistenza specifica laterale risulta:

$$\tau_s = \alpha c_u \leq 100 \text{ kPa}$$

Dove: c_u = coesione non drenata, α = fattore di adesione dipendente dalla storia tensionale del deposito descritto, per pali trivellati, dall'espressione (Viggiani, 1999)⁶:

$$\alpha = 0.35 \leq 0.7 - \frac{0.35}{45(c_u - 25)} \leq 0.7 \quad (c_u \text{ in kPa})$$

La resistenza specifica laterale, per terreni incoerenti, può essere determinata mediante l'espressione, in termini di tensioni efficaci:

$$\tau_s = \beta \sigma'_v$$

dove β è un coefficiente che assume la forma: $\beta = K \tan(\varphi')$; dove $K = 0.7$ per pali trivellati in sabbie e ghiaie, in accordo con quanto riportato da Fleming et al. (2009)⁷; σ'_v è la tensione litostatica efficace.

Nel caso di pali con punta in terreni coesivi, la resistenza alla base risulta:

$$q_b = N_c c_u$$

dove N_c è un coefficiente di capacità portante assunto uguale a 9.

La resistenza specifica alla punta, in termini di tensioni efficaci, per terreni incoerenti, viene definita mediante l'espressione:

$$q_b = N_k(\varphi', \lambda) \cdot \sigma'_v$$

Dove σ'_v rappresenta la tensione litostatica alla base del palo e N_k un fattore di capacità funzione dell'angolo di resistenza al taglio e del rapporto di snellezza $\lambda = D/\varnothing_b$, con D profondità di installazione della base del palo e \varnothing_b diametro del palo alla base. La resistenza alla base si ottiene integrando l'espressione della resistenza specifica sull'area di base del palo. Per le analisi di routine, possono essere utilizzati i valori di N_k introdotti da Berezantzev (1961), aggiornati da Cheng (2004), e riportati in tabella in funzione dell'angolo d'attrito e del rapporto di snellezza: $\lambda = D / \varnothing_b$ che determina una riduzione del coefficiente di capacità N_k .

$\lambda \setminus \varphi' (^{\circ})$	26	30	34	37	40
5	16.46	30.86	60.66	104.60	187.61
10	13.37	25.96	52.42	91.80	166.71
15	11.61	23.39	48.38	85.83	157.36
20	10.39	21.70	45.87	82.22	151.88
25	9.47	20.48	44.12	79.78	148.25

Tabella 5-3 – Valori di N_k secondo Berezantzev (dopo Cheng, 2004)

I valori riportati in Tabella 5-3, sono approssimabili mediante l'espressione (definita nel campo di variabilità dei parametri di tabella $\varphi' = 26 \div 40^{\circ}$, $\lambda = 5 \div 25$ con coefficiente di determinazione $R^2 = 0.9997$):

$$N_k(\varphi', \lambda) \cong \left(e^{1.519 \cdot \tan \varphi'} - 0.382 \cdot \ln(\lambda) \right) \cdot e^{4.930 \cdot \tan \varphi'}$$

Nel caso in esame, poiché vi è la presenza di terreni rocciosi, la resistenza ammissibile alla base può essere assunta pari a (Rowe and Armitage, 1987):

$$q_{ba} = q_u$$

⁶ Viggiani, C (1999) Fondazioni. Hevelius Ed. NA, I

⁷ Fleming, K, Weltman, A, Randolph, M and Elson, K (2009) "Piling Engineering", 3rd ed, Taylor & Francis, London

Dove q_u è la resistenza a compressione non confinata. Per le marne in esame si è assunto un valore di q_u pari a 900 kN/m^2 . Per quanto riguarda la resistenza specifica laterale τ_s , essa può essere correlata alla q_u , secondo al seguente espressione:

$$\frac{\tau_s}{p_a} = 1.3 \cdot \left(\frac{q_u}{p_a}\right)^{0.5}$$

Dove p_a è la pressione atmosferica pari a 100 kN/m^2 . Bisogna sempre verificare che l’attrito laterale non superi il 5% della resistenza a compressione del calcestruzzo.

La resistenza di progetto del palo isolato viene quindi determinata, per integrazione delle precedenti espressioni, mediante la formula (nel caso di resistenza a trazione si considera il solo apporto della resistenza laterale):

$$R_{cd} = \frac{R_{sk}}{\gamma_s} + \frac{R_{bk}}{\gamma_b}$$

$$R_{td} = \frac{R_{sk}}{\gamma_{st}}$$

I valori di resistenza caratteristica sono valutati, per i pali di lunghezza pari a 12 m, sulla base di 2 verticale d’indagine per ogni palo, considerando la profondità raggiunta dalle prove e la lunghezza prevista per i pali di fondazione passando attraverso i coefficienti di correlazione di Tabella 5-1.

In Tabella 5-4 sono riportati i valori delle resistenze di progetto dei pali trivellati con diametro pari a 0.6 m e lunghezza 12 m, considerando il piano di imposta della fondazione a 0.80 m dal p.c.

	caratteristiche		Compressione	trazione
L palo	R_{bk}	R_{sk}	A1M1R3	
[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
12	154.22	2621.22	2397.95	2096.97

Tabella 5-4 – Resistenze di progetto del palo isolato

5.2 Curve di trasferimento del carico (SLE) del palo isolato

Il cedimento del palo singolo viene valutato considerando che il comportamento del palo sia assimilabile ad una curva con andamento iperbolico come indicato da Fleming (1992)⁸ basata sui valori di calcolo delle resistenze del palo e sulla deformabilità del terreno.

La determinazione della curva parte dal considerare il cedimento come contributo di quello elastico (strutturale) e quello rigido (geotecnico) del palo. Il procedimento viene riportato anche da Azizi (2000)⁹ con indicazioni utili dei parametri di riferimento coinvolti, i moduli alla base del palo sono riportati in Tabella 5-5, gli sviluppi puntuali si riportano in Figura 5-1 dove si mostrano i diagrammi delle curve teoriche carico cedimento dei singoli pali analizzati.

⁸ Fleming, W.G.K. (1992) “A new method for single pile settlement prediction and analysis”. Géotechnique 42, No. 3, 411-425

⁹ Azizi, F (2000) “Applied Analysis in geotechnics”. E & FN SPON, NY.

Bored piles in clays		Bored piles in sands and gravel	
Clay consistency	E_b (MPa)	Sand/gravel density	E_b (MPa)
very soft	< 3	very loose	< 15
soft	3 ÷ 6	loose	15 ÷ 30
firm	6 ÷ 15	medium dense	30 ÷ 100
stiff	15 ÷ 25	dense	100 ÷ 200
very stiff	25 ÷ 40	very dense	>200

Tabella 5-5 – Modulo di deformazione secante alla base al 25% del carico limite

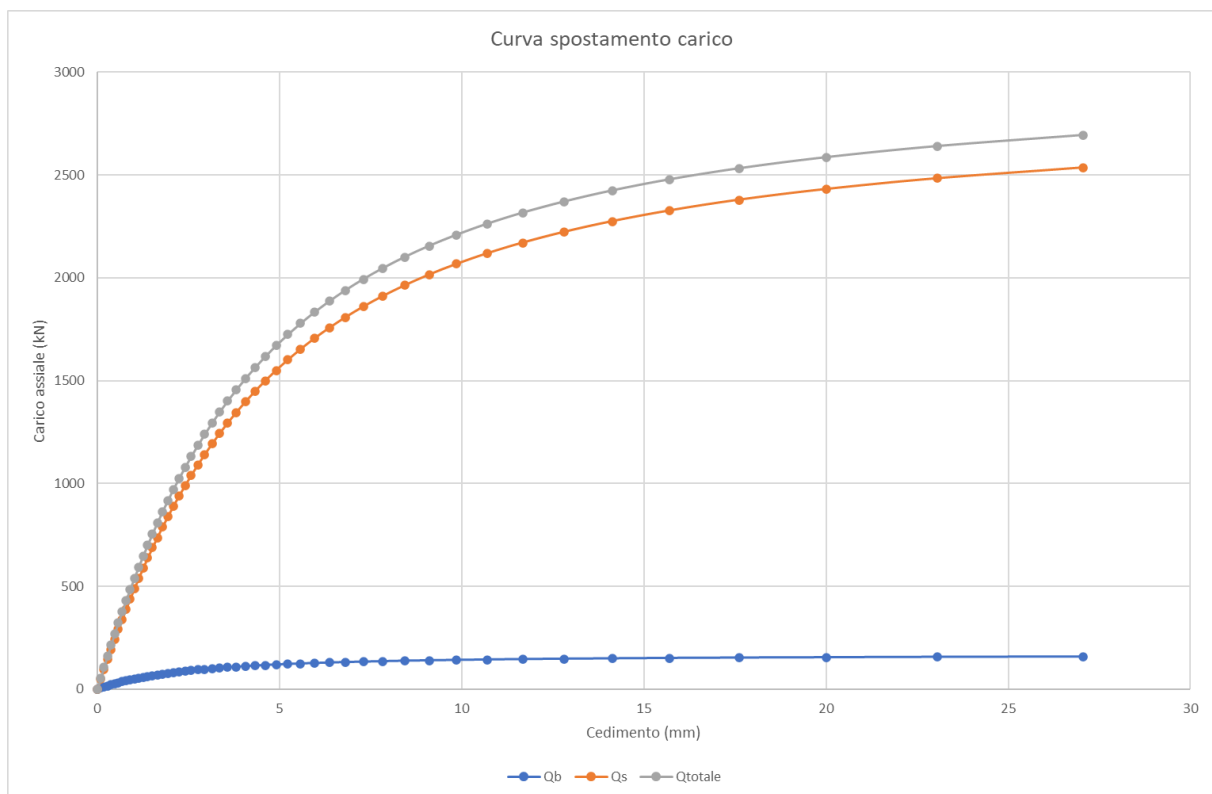


Figura 5-1 – Curve teoriche trasferimento di carico palo trivellato $\varnothing 600\text{mm}$ L 12

5.3 Cedimenti dei pali in gruppo

La valutazione dei cedimenti del gruppo viene fatta preliminarmente sulla base di analisi di risultati sperimentali processati da Mandolini et al. (2005)¹⁰.

Il rapporto di amplificazione (R_s) tra lo spostamento dei pali in gruppo (w_G) e quello del palo isolato (w_s) viene correlato al rapporto adimensionale di forma (aspect ratio) definito dall'espressione:

$$R = \left(\frac{ns}{L}\right)^{0.5}$$

Mediante la correlazione (n = numero di pali, s = interdistanza tra i pali, L = lunghezza dei pali):

$$R_s = \frac{w_G}{w_s} = 0.29nR^{-1.35}$$

Per le fondazioni in progetto, sono riportati in Tabella 5-6 i valori dei rapporti di amplificazione:

	n	s (m)	L (m)	R	$R_s = w_G / w_s$
Spalle	2	3	12	0.71	1.0

Tabella 5-6 – Rapporto di amplificazione dei cedimenti

Dalla valutazione del cedimento ottenuto in corrispondenza del carico di esercizio sarà quindi possibile stimare il cedimento atteso per il gruppo moltiplicando tale valore per il rapporto di amplificazione R_s .

¹⁰ Mandolini, A, Russo, G e Viggiani, C (2005) “Pile foundations: experimental investigations, analysis and design: state of the art Report” Proc. of the 16th Int. Conf. of Soil Mechanics and Geot. Eng., Vol. 1, Osaka.