



# ROMA

DIPARTIMENTO MOBILITA' E TRASPORTI



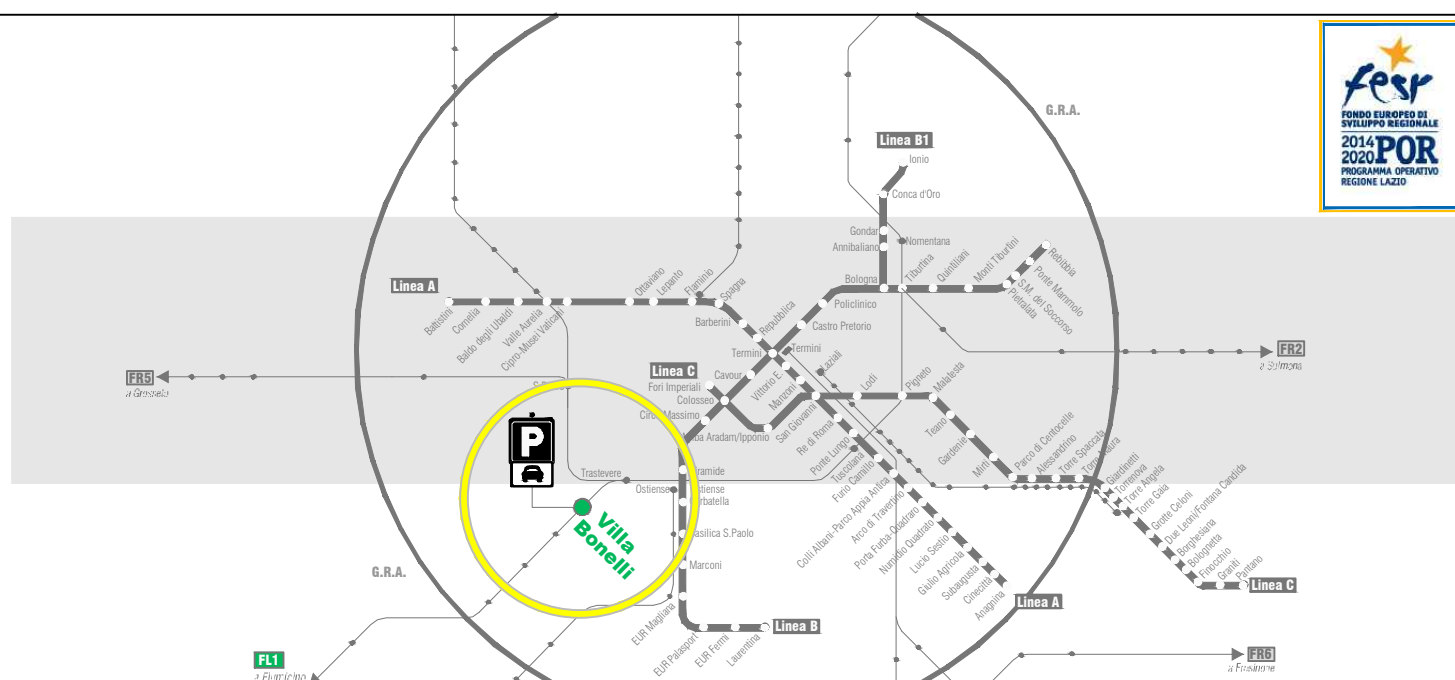
## ROMA METROPOLITANE

DIRETTORE TECNICO:

ing. A. Sciotti

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

arch. D. Sandri



RESPONSABILE DIREZIONE PROGETTAZIONE	RESPONSABILE DI PROGETTO	PROGETTISTA	
arch. M. Meloni	arch. P. Frabotta	Dott. Ing. Gioacchino Altamura iscr. N. 23373 ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI ROMA	

### FESR LAZIO 2014-2020 \_ POR ACCORDO DI PROGRAMMA

### "MOBILITÀ SOSTENIBILE INTEGRATA" PER LA REALIZZAZIONE NODI DI SCAMBIO

### PARCHEGGIO PRESSO LA STAZIONE FL1 VILLA BONELLI

### FERROVIE REGIONALI DEL LAZIO

## PROGETTO DEFINITIVO

### PROGETTO STRUTTURALE

Relazione geotecnica

rev	data	descrizione	redatto	verificato RP	approvato DT
-	FEBBRAIO 2020	EMISSIONE	ing. G. Altamura	Arch. Paolo Frabotta	Ing. Andrea Sciotti
A	FEBBRAIO 2020	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ODI	ing. G. Altamura	Arch. Paolo Frabotta	ing. Andrea Sciotti
B					
C					

scala

varie

COMMESSA

P O R P 1 0 1

CODIFICA

tratta	fase	opera	liv	elab	argom	progress	rev
T U	2	P V B	P	R	D C	0 0 1	A

## **Parcheggio presso la Stazione FL1 Villa Bonelli Ferrovia Regionale del Lazio**

### **Progetto Definitivo**

### **Relazione Geotecnica**

<b>Nome progetto</b>	Parcheggio presso la Stazione FL1 Villa Bonelli Ferrovia Regionali del Lazio
<b>Livello Progettazione</b>	Progetto Definitivo
<b>Oggetto dell'elaborato</b>	Relazione Geotecnica

#### **INDICE**

<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>1. NORMATIVA ED ELABORATI PROGETTUALI DI RIFERIMENTO. ....</b>	<b>3</b>
<b>2. INQUADRAMENTO DEL SITO .....</b>	<b>4</b>
<b>2.1. Categoria di sottosuolo – risposta sismica locale.....</b>	<b>4</b>
<b>3. INDAGINI GEOTECNICHE.....</b>	<b>5</b>
<b>3.1. Descrizione della campagna d'indagini .....</b>	<b>5</b>
<b>3.2. Le indagini in situ .....</b>	<b>6</b>
<b>3.3. Le indagini di laboratorio .....</b>	<b>8</b>
<b>4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI .....</b>	<b>9</b>
<b>5. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO .....</b>	<b>19</b>
<b>6. CONCLUSIONI E CONSIDERAZIONI .....</b>	<b>21</b>

## **PREMESSA**

Nel seguente documento sono affrontate, a livello di progettazione definitiva, la caratterizzazione geotecnica del sito dove sarà realizzato il parcheggio "Villa Bonelli", in corrispondenza dell'omonima stazione FS della linea ferroviaria "Fiumicino aeroporto – Roma".

L'opera in esame consta di un parcheggio per auto ad un piano, costituito da una struttura composta da telai ed impalcati, sostenuta da numerosi pilastri che scaricano i carichi per mezzo di fondazioni dirette.

La presente relazione è composta dalla sola caratterizzazione geotecnica dei terreni e la successiva determinazione di un modello geotecnico del sottosuolo, indispensabile per il dimensionamento e verifica delle fondazioni superficiali, che invece è parte integrante della progettazione strutturale riportata nel relativo elaborato, a cui si rimanda: "POR\_P1\_01\_TU\_D\_PVB\_P\_R\_OS\_001 – relazione di calcolo"

La determinazione del modello geotecnico del sottosuolo, corredato dalle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni in sito, è stata ricavata a seguito dei risultati di una campagna geotecnica e ambientale in cui sono state condotte indagini in sito e in cui sono stati prelevati campioni sottoposti a prove geotecniche di laboratorio.

I certificati delle prove in situ e di laboratorio si considerano parte integrante della presente relazione (Allegato).

## **1. NORMATIVA ED ELABORATI PROGETTUALI DI RIFERIMENTO.**

- Associazione Geotecnica Italiana; 1977: "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche";

- D.M. LL.PP. 11/03/1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";

- Circ. LL. PP. 24 settembre 1988 n. 30483: "Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018

- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 " Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

Il presente documento costituisce parte del progetto e deve essere consultato unitamente agli elaborati di riferimento di seguito elencati:

- Elaborato relazione calcolo strutturale: POR\_P1\_01\_TU\_D\_PVB\_P\_R\_OS\_001 – relazione di calcolo
- Elaborato Relazione geologica: POR\_P1\_01\_TU\_D\_PVB\_C\_R\_DP\_001 – relazione geologica e idrogeologica

## 2. INQUADRAMENTO DEL SITO

Il sito in esame consta di un piazzale carrabile già adibito a parcheggio, con pacchetto stradale costituito da pavimentazione in "san pietrini" adagiate su un substrato di circa un metro di materiale sabbioso pozzolanico-vulcanico. Nello stesso sito deve essere realizzata una struttura che consentirà di aumentare il numero di posti auto permettendo il parcheggio degli autoveicoli su due livelli. Le fondazioni appoggiano ed esercitano il loro carico al di sotto del piano campagna presumibilmente ad una profondità almeno di 1 metro, laddove affiora un potente strato di argille moderatamente consistenti. Il pelo libero della falda è stato rilevato a quota variabile, e comunque prossimo al piano campagna (circa 3-6 metri dallo stesso). Nel calcolo, tuttavia, si consiglia di ipotizzare il livello della falda coincidente con il piano di appoggio delle fondazioni.

### 2.1. *Categoria di sottosuolo – risposta sismica locale*

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, poiché le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni sono chiaramente riconducibili alle categorie definite nella NTC2018, l'effetto della risposta sismica locale è stata valutata mediante l'approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ . Quest'ultimi sono stati ricavati grazie alla prova in sito consistente in un indagine geofisiche di tipo MASW.

Nella fattispecie, è stata eseguita una prova geofisiche MASW. Il valore della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_j^N \frac{h_j}{V_{s,j}}}$ , è il seguente:

Masw			
profondità (m)	spessore (m)	$V_s$ (m/s)	$V_{s,eq}$ (m/s)
4,97	4,97	133,6	206,5
10,74	5,77	142,4	
30	19,26	285,2	
$\infty$	$\infty$	285,2	

Secondo quanto stabilito dai limiti ed intervalli descritti nelle NTC2018 (Tab3.2II), è possibile definire una categoria del sottosuolo pari alla **Categoria C**.

Per la categoria topografica, prendendo a riferimento la tabella Tab3.2III della NTC2018, è possibile far rientrare il sito nella definizione "superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $<15^\circ$ ", e quindi rientrare nella **Categoria topografica T1**.

### 3. INDAGINI GEOTECNICHE

#### 3.1. Descrizione della campagna d'indagini

L'indagine geotecnica è consistita nell'esecuzione di prove in sito e in laboratorio finalizzate alla caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni costituenti il sottosuolo dell'area in esame.

Sono stati eseguiti complessivamente 2 sondaggi geognostici, 4 prove di carico su piastra in situ, 1 MASW. In particolare i sondaggi S1 e S2, realizzati all'interno dell'impronta del futuro parcheggio (figura 1), sono stati condotti fino ad una profondità prossima di circa 10m e, dagli stessi, sono stati prelevati 2 campioni indisturbati, uno per ogni verticale, per seguire prove di laboratorio atte a determinare le caratteristiche fisiche e meccaniche di resistenza dei terreni più superficiali. Sono state condotte anche due prove penetrometrica dinamica SPT, una per ogni verticale.

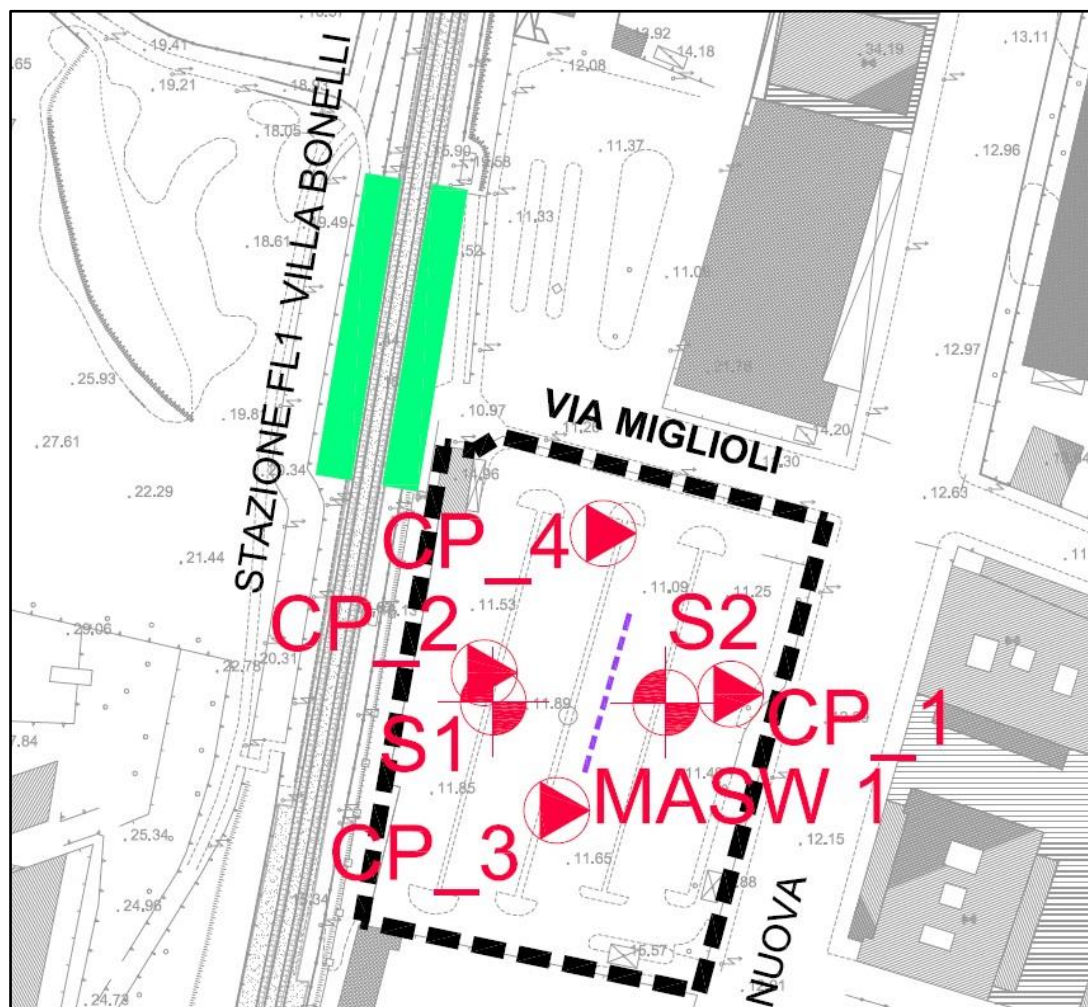


figura 1 – planimetria con ubicazione delle indagini eseguite in sito

La campagna di d'indagine integrativa non risulta essere totalmente esaustiva. Il tipo di prove di laboratorio condotte sui due campioni prelevati hanno permesso di definire le caratteristiche fisiche del terreno e solo le caratteristiche meccaniche di resistenza coesivo-attrittiva in termini di tensioni efficaci, tipico del comportamento drenato a lungo termini. Tuttavia, il terreno interessato dalla costruenda struttura, è costituito da un limo di cui è necessario conoscere anche la sua resistenza in condizioni non drenate, come pure il suo comportamento relativo ai processi di consolidazione con relativa compressibilità. Nella fattispecie, quindi, non risulta possibile definire adeguatamente una resistenza in termini di tensioni totali, se non interpretando le poche prove di pocket penetrometer (penetrometro tascabile) eseguite durante l'estrazione dei campioni prelevati. Lo stesso dicasi per la determinazione degli indici di compressione e rigonfiamento, che possono essere ipotizzati ricorrendo a correlazioni di letteratura e, successivamente, utilizzati per la determinazione del modulo edometrico " $E_{ed}$ " del volume di terreno interessato dal carico applicato. Le prove di carico su piastra risultano, in questo caso, determinanti per indagare la deformabilità del terreno in condizioni non drenate. Dal valore di " $E_u$ ", quindi si è potuto ricavare quello in condizioni drenate " $E'$ ". Infine, poiché una delle 4 prove ha portato a rottura il terreno, ciò ha permesso di ricavare un valore della coesione in termini di tensioni totali " $c_u$ ".

Di seguito la tabella riassuntiva delle prove effettuate a seguito dei due sondaggi S1 e S2 (figura 2).

sondaggio	campione	prove di laboratorio	prove in situ
S1	C1	TD	1 SPT
S2	C1	TD	1 SPT

figura 2 - Tabella riassuntiva delle prove eseguite

### 3.2. Le indagini in situ

Le colonne stratigrafiche ricavate nei sondaggi geotecnici sono state utilizzate per la determinazione della sezione stratigrafica del sito in oggetto.

Grazie alle indagini in situ e alle prove geotecniche di laboratorio, si è potuto definire anche la sezione e il modello geotecnico del sottosuolo, individuando le principali formazioni di terreni con medesime caratteristiche meccaniche e fisiche.

Va evidenziato che le indagini in situ hanno riguardato l'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche SPT e di prove di carico su piastra.

Le prove penetrometriche Dinamiche Standard  $N_{SPT}$ , data la natura del terreno a grana fine, non sono state prese in considerazione.

Le uniche indagini che hanno fornito indicazioni utili sono le 4 prove su piastra condotte ad una profondità dal piano campagna variabile da 0.6 a 1 metro. Purtroppo i valori ricavati si riferiscono ad un volume di terreno molto limitato poiché dipendente dalle dimensioni della piastra. Essendo quest'ultima prossima a 30 cm, e poiché la prova di carico su piastra riflette il comportamento del terreno compreso entro una profondità pari a circa 2 volte il diametro, i valori ricavati si riferiscono alle caratteristiche meccaniche dello strato sottostante di spessore 0.6 metri.

Dalle prove di carico su piastra si può ricavare il valore del modulo di deformabilità " $E$ ", che in questo caso- ipotizzando condizioni non drenate del terreno- si identificherebbe con il modulo di deformabilità non drenato " $E_u$ ", imponendo il coefficiente di Poisson  $\nu_u=0,5$ .

$$E_u = (1 - \nu_u^2) D \frac{\Delta q}{\Delta w} I_w C_d$$

Con:

$w$  = spostamento verticale

$q$  = carico applicato; che dovrà essere dell'ordine di grandezza del futuro carico a cui sarà soggetto il terreno.

$D$  = diametro della piastra

$I_w$  = coefficiente di forma della piastra che, in questo caso essendo rotonda, vale  $\pi/4$

$C_d$  = coefficiente di affondamento, che tiene conto dell'approfondimento relativo al piano campagna del piano di appoggio della prova. I valori sono codificati dal sottostante grafico (figura 3).

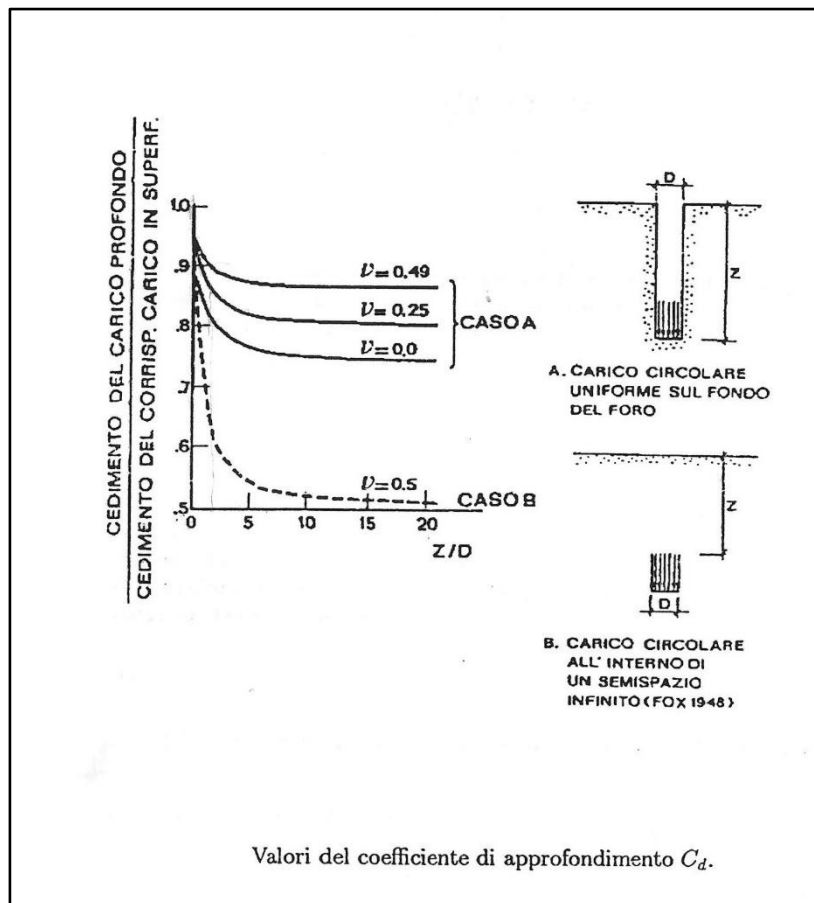


figura 3

Nel caso la prova avvenga in terreni coesivi e venga spinta fino alla formazione di un cinematisma di collasso generalizzato, come è accaduto per la prova numero 2, si può valutare la resistenza non drenata del terreno " $c_u$ " a partire dalla pressione ultima applicata  $q_u$ :

$$C_u = \frac{q_u - \sigma_{vo}}{N_c d_c}$$

In cui:



$N_c$  = è il coefficiente di capacità portante, fornito da Meyerhof e pari a 5.14

$d_c$  = coefficiente di profondità in quanto consente di tener conto dell'approfondimento relativo del piano di fondazione ed è dato da:

$$d_c = 1 + 0.2 \frac{z}{D} \text{ con } z = \text{profondità dal piano di posa}$$

Definito il valore di  $E_u$  è possibile, inoltre, ricavare:

$$E' = \frac{2E_u(1+\nu')}{3} \quad \text{e} \quad C_u = \frac{E_u}{N} \quad \text{con } N \text{ funzione di } I_p, \text{ OCR, secondo l'abaco di Duncan Buchignani (figura 4).}$$

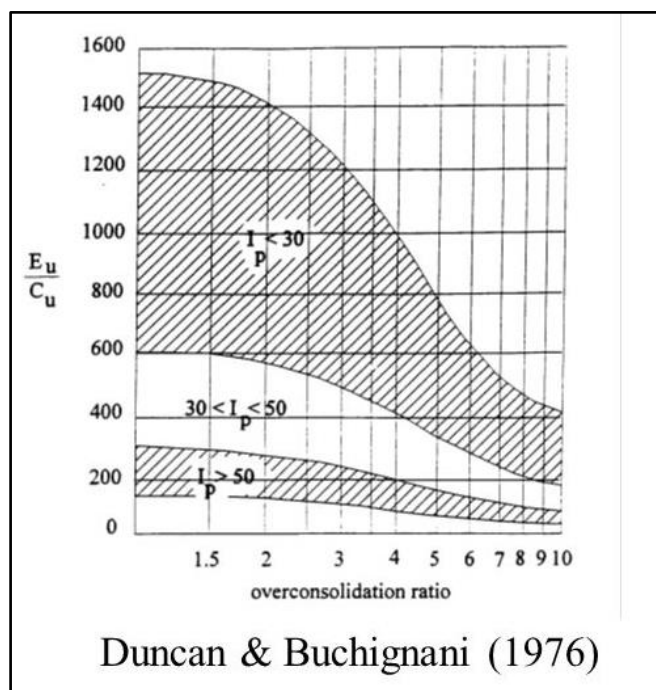


figura 4

Nel medesimo sito, in letteratura sembra non siano riportate altre indagini

### 3.3. Le indagini di laboratorio

Sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi sono state eseguite prove di classificazione ed identificazione. Più specificatamente sono stati prelevati due campioni a disturbo limitato per ogni sondaggio geognostico S1 e S2, per i quali sono state eseguite le seguenti prove per la determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche, rispettivamente:

#### **Caratteristiche fisiche**

- Classificazione granulometrica.
- Determinazione del peso di volume.

- Determinazione del peso specifico.
- Determinazione del peso di volume del secco.
- Contenuto in acqua.
- Limiti di Atterberg.

**Caratteristiche meccaniche:**

- Prova di taglio diretto.

Da queste ultime prove è stato possibile interpretare il peculiare comportamento meccanico dei campioni di terreni indagati e determinarne più propriamente il valore dell'angolo d'attrito  $\phi'$  con eventuale coesione drenata  $c'$ .

Nel medesimo sito, in letteratura sembra non siano riportate altre indagini

#### **4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI**

La nuova campagna d'indagine del 2019 ha permesso di mettere a punto un primo schema di modello geotecnico che necessariamente dovrà essere avvalorato, nell'ambito dello sviluppo progettuale successivo, da ulteriore indagini più specifiche e mirate.

In figura 5 viene illustrata l'analisi granulometrica degli unici due campioni prelevati. In figura 6 e figura 7, vengono riportati i due profili stratigrafici dei sondaggi eseguiti nella campagna d'indagine 2019 (vedi Allegato) e presi in considerazione allo scopo di determinare la stratigrafia del luogo, mentre nella successiva figura 8 si evidenzia la sezione stratigrafica finale. Da evidenziare che la falda è stata rilevata tramite piezometri aperti che non sono adatti in presenza di terreno a grana fine. Le due diverse letture differiscono fra loro di circa 3 metri. Tuttavia nell'interpretazione dei dati di laboratorio, a ogni campione è stata associata la quota piezometrica riportata dal relativo sondaggio. Nella stratigrafia, invece, è stata ipotizzata la quota piezometrica più alta, in favore di sicurezza.

In figura 9 viene riportata una tabella riepilogativa di tutte le caratteristiche fisiche desunte dai campioni prelevati sui cui sono state eseguite le prove di laboratorio.

I dati provenienti dalle prove di laboratorio e in sito, unita alla stratigrafia rilevata dagli stessi sondaggi, sono necessari per poter convalidare la sezione stratigrafica abbozzata in figura 8. I riporti consistono in pozzolane sciolte con clasti di origine vulcanica di ridotte dimensioni. Tale strato, che dato il suo esiguo spessore molto probabilmente non sarà coinvolto dall'appoggio delle fondazioni dirette, è stato presumibilmente steso per creare un strato di assestamento della pavimentazione stradale sovrastante costituita da "betonelle" o "san pietrini". Successivamente si riscontrano dei limi con tipico comportamento di terreno a grana fine.

Dalla figura 9 si nota come i due campioni, prelevati a profondità diverse (1.75 m e 6.25 m), presentano diverse percentuali di sabbia. Mentre la parte più superficiale dei limi sono tendenzialmente più sabbiosi, con aumentare la profondità il deposito diventa sostanzialmente più argilloso, e quindi più scadente in termini di portanza e rigidezza (vedi anche figura 5).

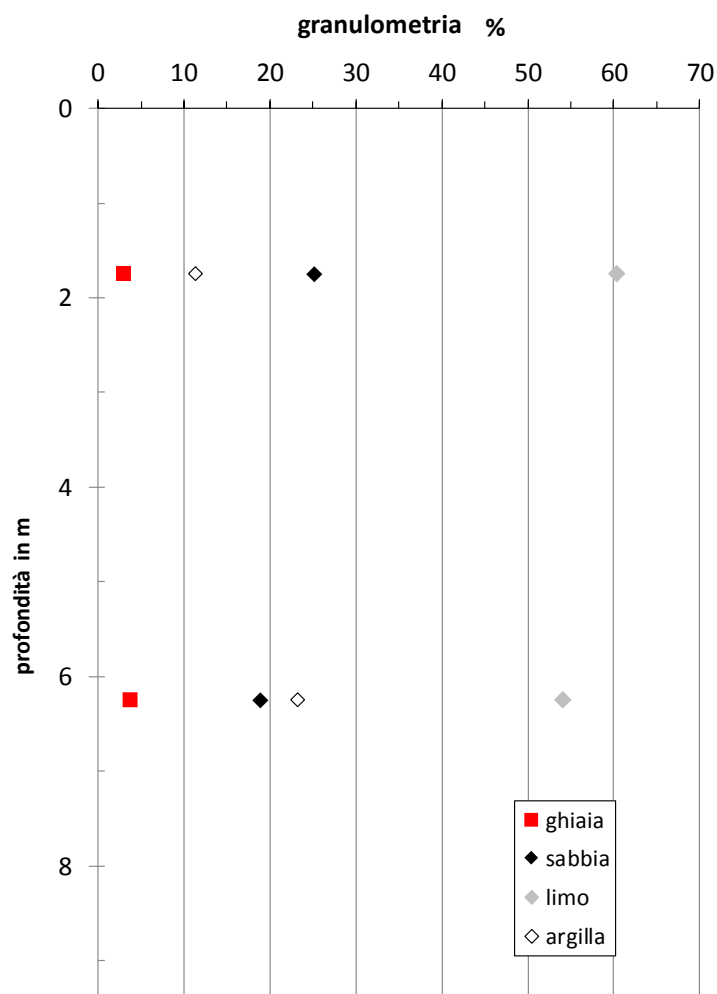


figura 5 – analisi granulometrica dei due campioni prelevati

In figura 10 si riporta la tabella riassuntiva delle caratteristiche meccaniche di resistenza. Per quanto riguarda la determinazione della resistenza attritivo-coesiva in termini di tensioni efficaci, i valori dell'angolo d'attrito e coesione drenata sono stati ricavati tramite le prove di taglio diretto sui campioni prelevati in situ S1-C1 e S2-C1. L'andamento delle prove di taglio, con riferimento sia alle curve spostamento orizzontale - sforzo tangenziale, sia alle curve degli spostamenti verticali in funzione di quelli orizzontali, dimostrano come i limi in questione siano sostanzialmente normalmente consolidati con  $OCR=1$ . Poiché, inoltre, non è stato rilevato alcun aspetto relativo ad "ageing" o cementazione del materiale, si è imposto il valore della coesione drenata  $c'$  pari a zero. Ciò non forzerebbe i risultati provenienti dalle prove di laboratorio, che in effetti sembrano prevedere una retta interpolatrice dei dati a rottura nel piano  $\tau-\sigma'$  sostanzialmente passante per l'origine.

In linea con quanto già rilevato dall'analisi granulometrica, si nota come dal provino rappresentativo del campione prelevato a maggior profondità si ricava un valore dell'angolo d'attrito inferiore a quello prelevato più superficialmente. Quindi, il cinematismo di rottura delle fondazioni superficiali sicuramente interesserà il terreno con miglior caratteristiche meccaniche; tuttavia, in favore di sicurezza si tenderà ad assumere come  $\phi'$  la media dei due valori ricavati. Lo stesso dicasi per quanto riguarda la determinazione del valore della coesione non drenata come meglio è spiegato di seguito.

Come ampiamente già chiarito, nella campagna d'indagine geognostica del 2019 non è stata condotta alcuna prova "classica" per la determinazione della resistenza in condizioni non drenate " $c_u$ ". Per rimediare a tale inconveniente, ci si è affidati alla valutazione, abbastanza approssimativa ma sufficientemente indicativa, delle prove con penetrometro tascabile ("pocket penetrometer") eseguiti sui campioni estratti. Si noti che il terreno più superficiale presenta un valore sensibilmente più alto rispetto a quello a profondità di circa 6 metri. Un possibile effetto di "sovracconsolidazione" per lo strato di terreno superficiale - essendo di solito più influenzato dall'oscillazione della quota piezometrica, e comunque più esposto agli agenti di "ageing" - oltre alla possibilità che il campione sia stato prelevato in una zona così superficiale da interessare anche parte delle sabbie pozzolane dei riporti, giustificano e rendono plausibili le migliori caratteristiche meccaniche del provino prelevato a quota inferiore. In questa sede, anche per insufficienti dati a disposizione, si considera il terreno un'unica unità geotecnica con valori mediati della coesione non drenata, prendendo in considerazione, come meglio è spiegato di seguito, anche altre interpretazioni e determinazioni del valore di " $C_u$ ".

Nella tabella di figura 10, inoltre, è stato riportato un'ipotetica caratterizzazione del comportamento di compressibilità dei terreni, basandosi su correlazioni note in letteratura. Conoscendo il contenuto in acqua  $w\%$ , l'indice dei vuoti del provino " $e_0$ " e lo stato tensionale efficace a cui è soggetto il provino  $\sigma'_v$ , una volta ipotizzato il valore d'indice di compressione  $C_c$  pari a:

$$C_c = 0.007(w_L - 7)$$

Si passa alla stima del modulo edometrico:

$$E_{ed} = \frac{(1 + e_0) \cdot \sigma'_{v0} \cdot 2,3}{C_c}$$

Data la natura del terreno a grana fine, la prova di carico su piastra è stata interpretata come utile per ricavare il modulo di deformabilità non drenato " $E_u$ ". In figura 11 si riporta la tabella riassuntiva relativa a tali prove. Va da subito ricordato, che quest'ultime forniscano valori del modulo che si riferiscono solo ad uno strato più superficiale del terreno. Visto che il piano di imposta della piastra di carico è stato fissato ad una profondità che oscilla da 0,6 m ad 1 metro dal piano campagna, i valori determinati sono rappresentativi dello spessore di terreno che va da 0,6 metri a circa 1,5 metri dal piano campagna. Come è possibile notare, i valori sono abbastanza dispersi. Tra questi, sono stati considerati i più rappresentativi i valori del CASO A, poiché associati ad un intervallo di carico prossimo a quello che sarà applicato dalla struttura. Grazie alla teoria dell'elasticità, ipotizzando un coefficiente di Poisson pari a  $\nu'=0.35$ , si è determinato il corrispettivo valore del modulo drenato " $E''$ ".

Inoltre, grazie alla correlazione di Duncan e Baghignani, dopo aver ricavato il valore del modulo non drenato " $E_u$ " è possibile determinare un corrispondente valore di " $C_u$ " per mezzo dell'abaco di figura 4, conoscendo il valore dell'indice di plasticità, prossimo a  $I_p=30$  (vedi figura 10) e avendo ipotizzato - a ragione - un valore dell'OCR pari a 1.

Infine, grazie alla seconda prova di carico su piastra (CP2), dove il valore del carico  $q_u=200$  KPa ha creato inavvertitamente una rottura del terreno di fondazione, è possibile ricavare il corrispondente valore della " $C_u$ " (figura 11). Quest'ultimo è rappresentativo dello spessore di terreno che va da quota 0.8 metri a circa 1.5 metri, in quanto il piano di appoggio della piastra di diametro pari circa 0.3 metri è stato posto ad una profondità di 0.8 metri da piano campagna.

In figura 12 sono riportati i grafici che sintetizzano l'andamento dei valori relativi alle caratteristiche meccaniche in condizioni drenate e non drenate, ricavati dalla campagna d'indagine geognostica, a cui far riferimento per la determinazione del modello geotecnico del sito.

Committente: Roma Metropolitane S.r.l.	Sondaggio: S1
Riferimento: Parcheggio stazione Villa Bonelli	Data: 29 Agosto 2019
Coordinate: 33 288748,90 m E - 4635948,81 m N (UTM)	Quota: 11,70 m s.l.m.
Perforazione: TM8L aste e carotiere	

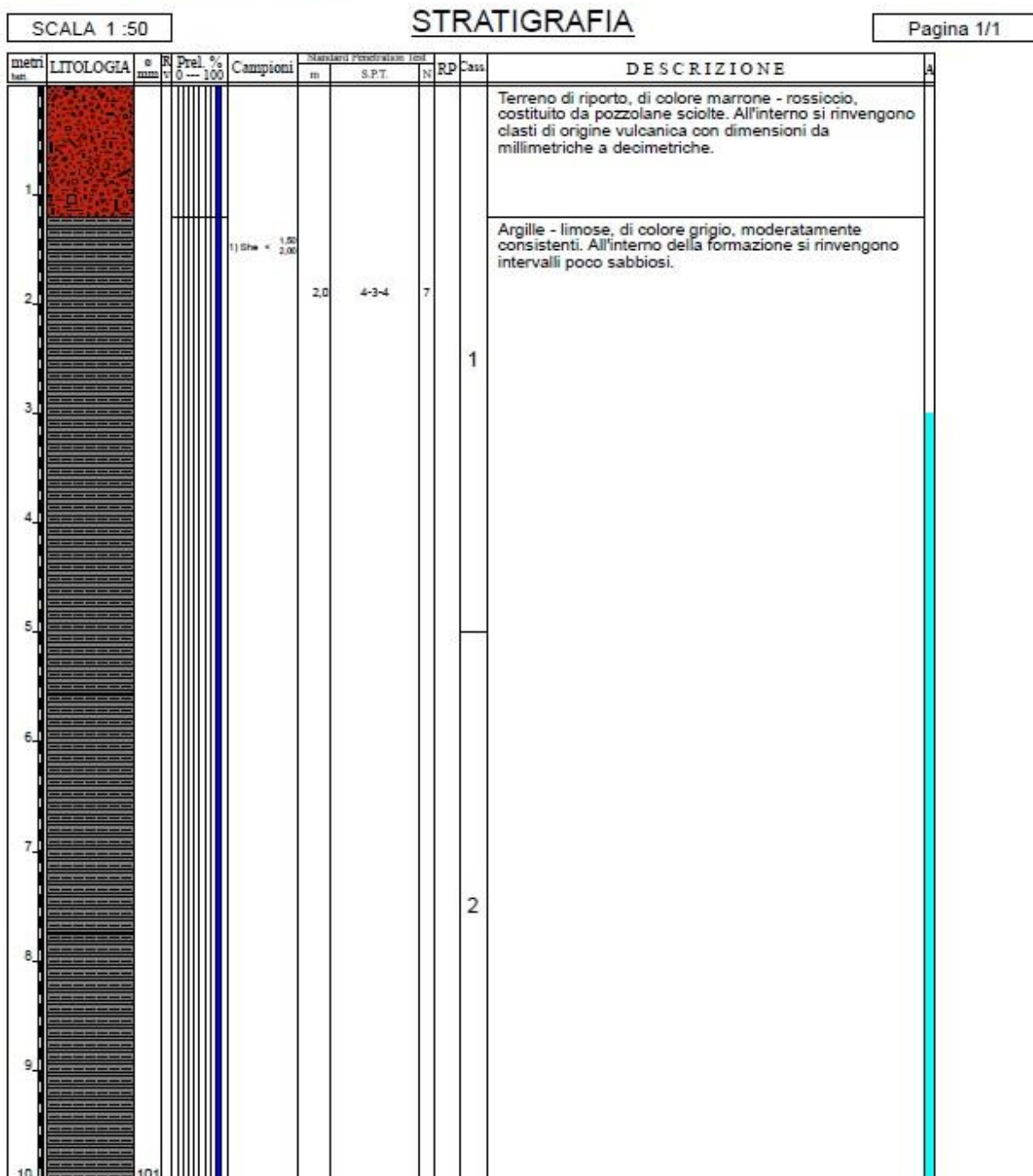


figura 6 – Sondaggio S1

Committente: Roma Metropolitane S.r.l.	Sondaggio: S2
Riferimento: Parcheggio stazione Villa Bonelli	Data: 29 Agosto 2019
Coordinate: 33 288779,82 m E - 4635949,43 m N (UTM)	Quota: 11,30 m s.l.m.
Perforazione: TM8L aste e carotiere	

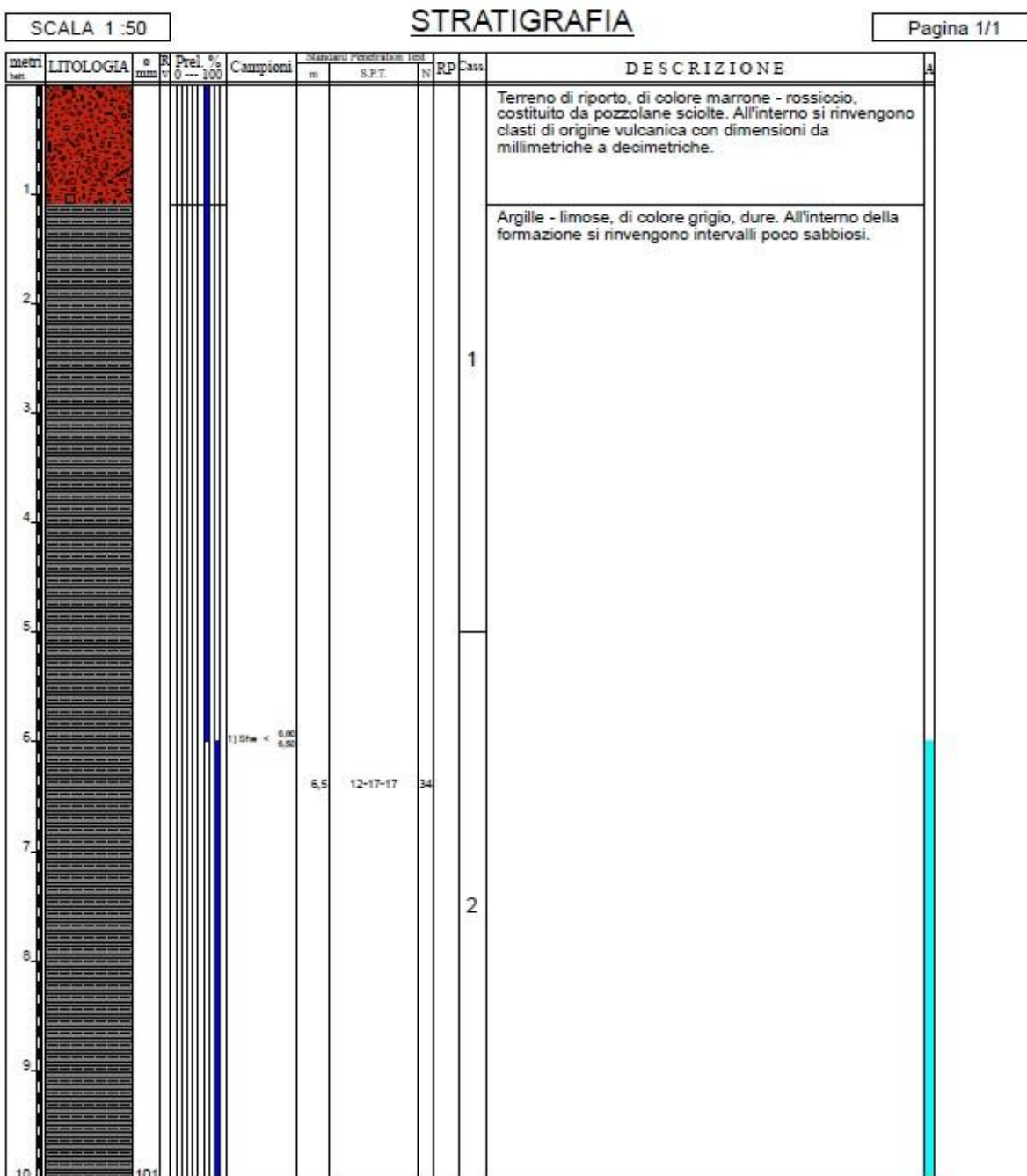


figura 7 – Sondaggio S2

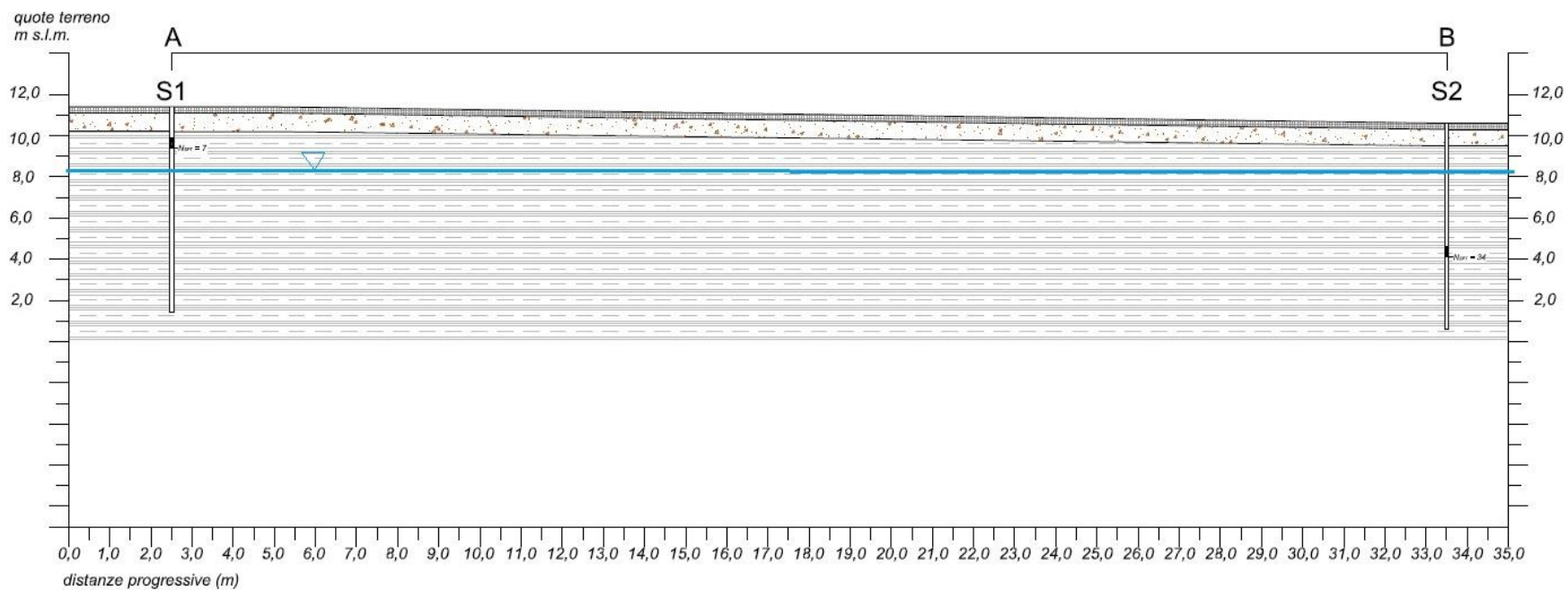


figura 8 – sezione stratigrafica

CARATTERISITICHE FISICHE	campione	profondità z (m)	$\gamma_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$e_o$	ghiaia (%)	sabbia (%)	limo (%)	argilla (%)	w (%)	w <sub>L</sub>	w <sub>P</sub>	I <sub>p</sub>	I <sub>c</sub>	Litotipo
S1	C1	1,75	25,08	11,97	16,58	1,10	3,0	25,1	60,4	11,4	38,5	51,5	28,8	22,70	0,57	Limo con sabbia argilloso
S2	C1	6,25	25,81	10,39	15,59	1,48	3,8	18,9	54,1	23,2	50,0	62,1	31,1	31,00	0,39	Limo argilloso sabbioso

figura 9 – Caratteristiche fisiche dei campioni prelevati





ROMA  
METROPOLITANE

IPOTESI GENERALI	$\gamma$ (kN/m3)		16	profondità falda (m)			S1	3										
							S2	6										
CARATTERISITICHE MECCANICHE	campione	profondità z (m)	u (KPa)	$\sigma_v$ (KPa)	$\sigma_v'$ (KPa)	TD		Pocket Cu	$e_0$	$w_L$ (%)	ipotesi EDOMETRICHE			Litotipo				
						$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$c_u$ (kPa)			OCR	$c_c$	$E_{ed}$ (MPa)					
S1	C1	1,75	0,0	28,0	28,0	25,8	0	67,5	1,1	51,5	1,0	0,312	0,434	Limo con sabbia argilloso				
S2	C1	6,25	2,5	100,0	97,5	23,3	0	26,5	1,5	62,1	1,0	0,386	1,442	Limo con sabbia argilloso				

figura 10 – Caratteristiche meccaniche di resistenza dei campioni prelevati e sottoposti a prove di laboratorio

IPOTESI GENERALI	Diametro D (m)		0,2985	$I_w$		0,79	validità: da 0,6 m a 2 m da p.c.			INTERPRETAZIONI E CORRELAZIONI		
	$v_u$		0,5	$C_d$		0,9						
PROVE su piastra	caso A-primo carico cedimenti in mm (50kPa-150 kPa)		caso B-primo carico cedimenti in mm (150kPa-250 kPa)*		caso C-ricarico cedimenti in mm (50kPa-150 kPa)		caso A Eu (MPa)	caso B Eu (MPa)	caso C Eu (MPa)	Cu (Kpa)*	Cu (Kpa)**	E' (MPa) CASO A***
CP1	0,42	1,32	1,32	2,22	2,09	2,53	17,58	17,58	35,97	\	35,2	15,82
CP2*	0,54	2,13	1,32	4,37	non eseguita per sopraggiunta ROTTURA del materiale		9,95	5,19	\	23,6	19,9	8,96
CP3	0,23	0,89	0,89	1,73	1,75	2,02	23,98	18,84	58,61	\	48,0	21,58
CP4	0,46	1,60	1,60	3,03	3,80	4,06	13,88	11,07	60,86	\	27,8	12,49
* nella prova N°2 l'intervallo di carico del caso B è fra 100 KPa e 200 Kpa; per tale prova è anche possibile ricavare la resistenza in termini di tensioni totali Cu (Kpa)												
** grazie alla correlazione di Duncan Buchignani 1976, è possibile ricavare il valore di "Cu" (KPa) conoscendo "Eu" (Mpa); si determina il valore di N=500 per tener conto sia del valore di "Cu" ricavata dalla rottura su piastra di CP2, sia delle ipotesi "Ip"=30 circa e OCR=1; come applicazione del carico si considera il CASO A												
*** grazie alla teoria dell'elasticità è possibile ricavare il modulo drenato E', ipotizzando un valore del coefficiente di Poisson paria a v'=0,35												

figura 11 – caratteristiche meccaniche ricavate dalle prove di carico su piastra

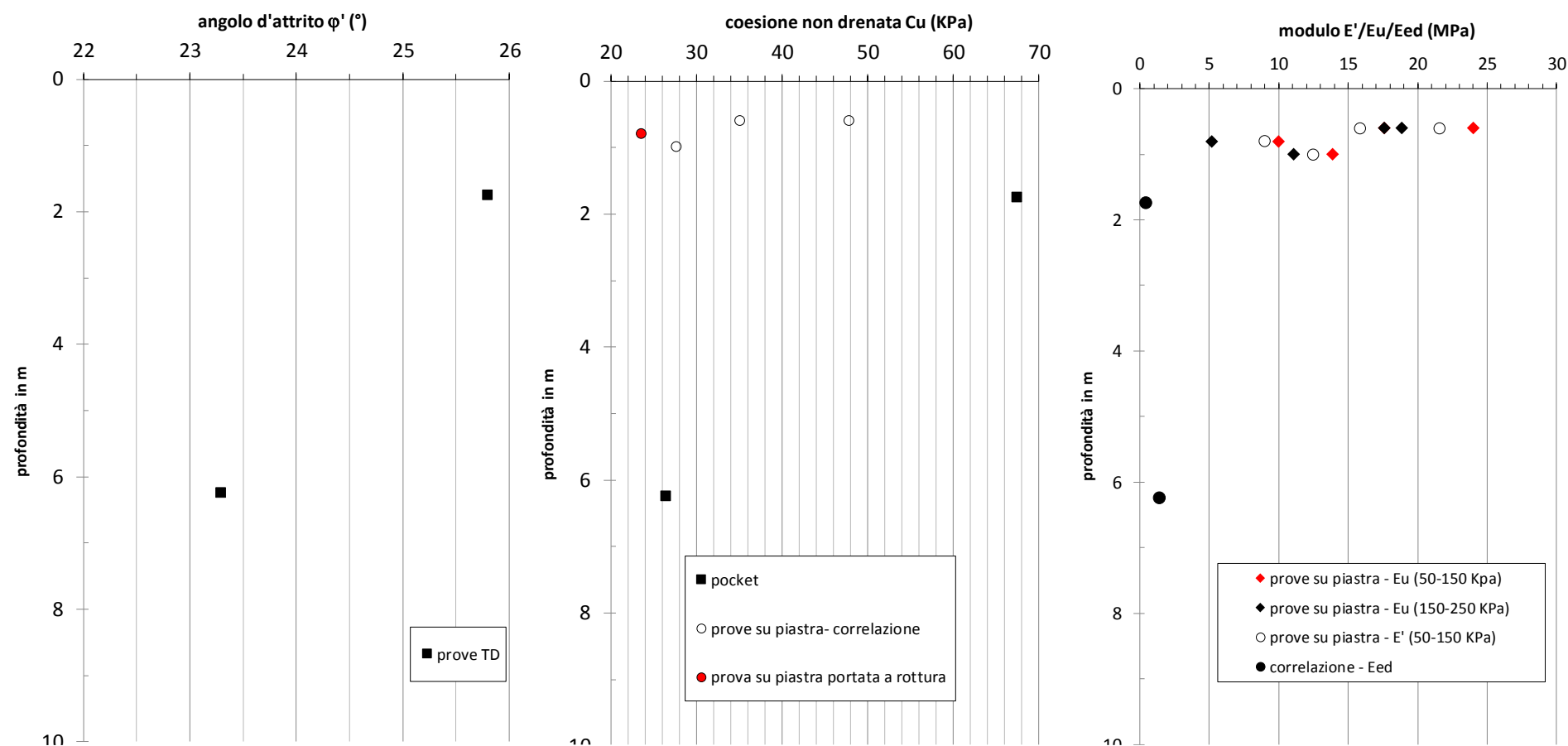


figura 12 – caratteristiche meccaniche drenate e non drenate

## 5. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO

Sulla base della stratigrafia dei terreni, illustrata in precedenza (figura 8), e sui risultati delle indagini in sito e di laboratorio dei terreni sottoposti alla campagna d'indagine geotecnica, è possibile determinare un modello geotecnico del sottosuolo caratterizzato fondamentalmente da un solo litotipo, costituito da terreni sciolti a grana fine e coinvolto dal sistema di fondazioni dirette previste per il parcheggio, sovrastato da un metro di riporti di sabbie pozzolaniche di cui, tuttavia, non si ha alcuna prova dalle campagne geognostiche del 2019. Nonostante la scarsità di indagine eseguite - sia in sito, sia in laboratorio - si sono determinati i valori rappresentativi delle principali grandezze fisiche e meccaniche del terreno come ampiamente illustrato nel paragrafo precedente.

Il terreno in sito è sostanzialmente un limo con comportamento tipico dei materiali a grana fine, soprattutto per la parte più profonda. Per tale motivo sono necessari i parametri esplicativi di resistenza e deformabilità in condizioni non drenate e di compressibilità, oltre ai parametri meccanici in termini di tensioni efficaci, quest'ultimi necessari per condurre le sole verifiche in condizioni drenate. Comunque sia, nessuna prova specifica di laboratorio è stata condotta per determinare la coesione non drenata " $c_u$ " e gli indici di compressione " $C_c$ ", i cui valori indicati sono stati ricavati grazie a correlazioni note in letteratura.

A seguito di quanto detto e dell'esiguo numero di indagini e prove eseguite nel volume significativo, si è ritenuto opportuno operare scelte cautelative nella definizione dei parametri geotecnici. La tabella che segue (figura 13) riassume le principali caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni costituenti il modello geotecnico del sottosuolo messo a punto.

MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	profondità (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$c_u$ (kPa)	$E'$ (MPa)	$E_u$ (MPa)	$E_{ed}$ (MPa)
Riporti	0	17	37	0	\	25	\	\
	1							
Limo	1	16	24	0	28	13,5	15	2
	10							

figura 13 – tabella riassuntiva dei valori attribuiti al modello geotecnico del sottosuolo

Di seguito si espongono i criteri di scelta dei parametri.

Da subito va reso noto come allo strato di riporti più superficiale (di circa 1 metro) siano stati attribuiti parametri ricavati dalla letteratura. Ciò non preclude il futuro calcolo delle fondazioni poiché, si presume che tale strato di terreno sia asportato per affondare il piano di appoggio, dato il suo esiguo spessore. Ciò che più interessa, quindi, è il suo peso di volume  $\gamma$ , che si può ipotizzare cautelativamente essere pari a  $\gamma=17$  kN/m<sup>3</sup>. Il comportamento meccanico può presentarsi a tratti fortemente consistente, in funzione del ruolo di sottofondo svolto fino ad oggi per la presenza di un parcheggio a raso. Inoltre, essendo un terreno sostanzialmente a grana grossa e generalmente normalmente consolidato e non cementato, si è imposto un valore alla coesione efficace pari a zero:  $c'=0$ . Allo strato di "Riporti" viene assegnato un valore del modulo di deformabilità  $E'$  pari a 25 MPa, associabile a valori delle deformazioni medio-grandi, quindi molto sottostimato.

Il secondo litotipo, denominato "Limo", presenta una granulometria con una percentuale della frazione più fina predominante (figura 5). Come più volte illustrato e argomentato, il comportamento di tale litotipo è tipico di un terreno a grana fine, normalmente consolidato con valore della coesione efficace pari a zero. A causa dell'assenza di un numero elevato di dati provenienti dalle prove in sito e/o in laboratorio, anche in questo caso si attribuisce allo strato un valore dell'angolo d'attrito prossimo ai valori più bassi di quelli sperimentati:  $\phi' = 24^\circ$  (figura 10 e figura 12). Le caratteristiche di resistenza in condizioni non drenate sono state ricavate grazie agli unici saggi eseguiti con il penetrometro tascabile, sui campioni prelevati, oltre alla unica prova di carico su piastra portata a rottura. Altri valori sono stati ricavati grazie alle correlazioni di letteratura che permettono di associare ad un valore di  $E_u$  il corrispettivo  $C_u$

$$\frac{E_u}{c_u} = N$$

con "N" ricavato ipotizzando e conoscendo l'indice di plasticità  $I_p$  e il grado di sovraconsolidazione OCR, oltre ovviamente al valore di " $c_u$ " ricavata a seguito della prova di carico su piastra CP2. Dato anche le modalità con cui si è proceduto, il valore caratteristico scelto (figura 10 e figura 11) risulta abbastanza cautelativo e pari a  $c_u = 28$  KPa.

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche di deformabilità, considerato il comportamento non drenato del terreno, le uniche prove eseguite in sito che hanno permesso la determinazione del modulo non drenato " $E_u$ ", sono quelle di carico su piastra. Tuttavia i valori forniti sono rappresentativi di un limitato spessore di strato di terreno sottostante la prova pari a circa 2 volte il diametro della piastra, che in questo caso è pari a  $D = 0.3$  metri circa. Le prove sono state condotte ad una profondità variabile fra i 0.6 metri e 1 metro dal piano campagna. Quindi non sempre a diretto contatto con i limi sottostanti. Nonostante ciò, i valori ricavati sono più rappresentativi dei limi che del modesto strato di eventuale riporto sul quale la piastra si possa essere appoggiata. Tali moduli ricavati, pur riflettendo il comportamento meccanico dello strato più superficiale dei "Limi", possono essere considerati sufficientemente rappresentativi per la stima delle deformazioni di fondazioni dirette. Dal modulo di deformabilità non drenato " $E_u$ ", si può ricavare il valore del modulo drenato " $E'$ ", ipotizzando un coefficiente di Poisson pari a  $\nu' = 0.35$ . Facendo riferimento alla figura 12 e figura 11, i valori attribuiti allo strato sono stati scelti sempre in modo cautelativo e corrispondenti all'intervallo di valori di carico applicato più basso (50 KPa-150 KPa) più simile ai carichi futuri applicati dalla struttura:  $E_u = 15$  MPa e  $E' = 13.5$  MPa.

Grazie alle correlazioni indicate in letteratura, inoltre, è stato possibile ricavare un possibile valore del modulo edometrico  $E_{ed}$ : dal contenuto in acqua  $w\%$  si passa alla stima dell'indice di compressione " $C_c$ " che permette di ricavare il valore del modulo  $E_{ed}$  associato allo stato tensionale efficace a cui è soggetto il terreno in sito:  $E_{ed} = 2$  MPa. Come è possibile notare, il valore risulta molto più basso dei moduli non drenati e drenati, poiché tiene in conto la forte compressibilità e la presenza di deformazioni plastiche irreversibili che si sviluppano durante il processo di consolidazione dei terreni nel passaggio dal breve a lungo termine. Tale modulo, quindi dovrà essere preso in considerazione per la stima del calcolo dei cedimenti finali di lungo termine, tenendo in considerazione solo i carichi permanenti della struttura.

Di seguito la sezione del modello geotecnico del sottosuolo (figura 14)

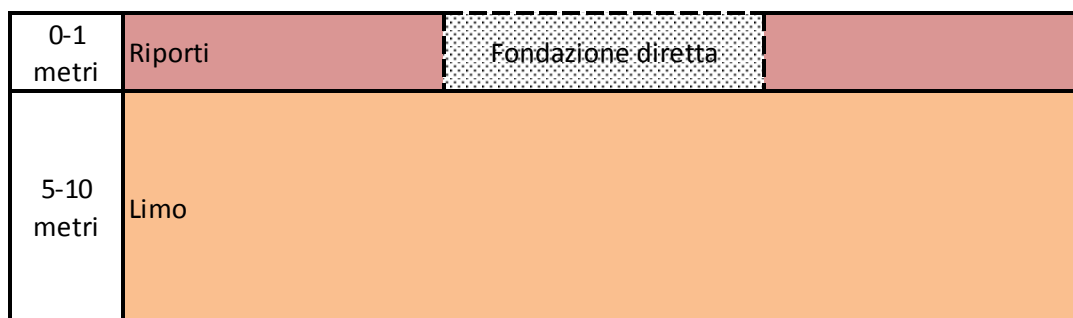


figura 14 – sezione del modello geotecnico del sottosuolo

## 6. CONCLUSIONI E CONSIDERAZIONI

La presente relazione geotecnica si è basata sulle informazioni della campagna geognostica a disposizione che hanno comportato, talvolta, un'approssimativa conoscenza di alcune caratteristiche meccaniche e fisiche dei terreni presenti nel sito in oggetto. La tendenza, talvolta, è stata quella di penalizzare le caratteristiche meccaniche dei terreni in modo da tutelare la successiva progettazione da eventuali scenari peggiorativi che potrebbero presentarsi con il futuro approfondimento conoscitivo della natura geotecnica del sito.

Per tale motivo, nei vari livelli di progettazione successivi si raccomanda di eseguire campagne geotecniche integrative che siano in grado di fornire ulteriori informazioni. Tutto ciò allo scopo sia di confermare e/o implementare la modellazione geotecnica presentata in questo documento, sia di indagare eventuali situazioni limite. Nella fattispecie si raccomanda di approfondire:

- il comportamento non drenato dei terreni sottostanti e quello di compressibilità a lungo termine, fornendo valori più attendibili e specifici della resistenza non drenata, dell'indice di compressione e/o rigonfiamento, del grado di sovraconsolidazione e coefficiente di consolidazione, permeabilità etc.

- le caratteristiche meccaniche dei terreni in condizioni sismiche, programmando eventuali campagne d'indagine integrative geotecniche specifiche che riguardino il comportamento sotto carichi ciclici del terreno in sito. Ciò permetterebbe l'approccio ad altre dettagliate analisi limite, come quella del fenomeno di liquefazione dei terreni sotto sisma.