



ANAS S.p.A.

Direzione Tecnica

LAVORI DI COLLEGAMENTO TRA LA S.S.11 A MAGENTA E LA TANGENZIALE OVEST DI MILANO

VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO - COD. MI608

		<b>ING. RENATO DEL PRETE</b>			
	<b>Ing. Valerio Bajetti</b> Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211	<b>Ing. Renato Del Prete</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	<b>Arch. Nicoletta Frattini</b> Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	<b>Ing. Gabriele Incechi</b> Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102	
<b>Ing. Renato Vaira</b> (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4683 W)		<b>SETAC Srl</b> Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni		<b>DOTT. GEOL. DANILO GALLO</b>	
	<b>Prof. Ing. Matteo Ranieri</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	<b>Prof. Ing. Luigi Monterisi</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	<b>Ing. Gioacchino Angarano</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	<b>Dott. Geol. Danilo Gallo</b> Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 598	
<b>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</b> 	<b>INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</b> 	<b>GEOLOGO</b> 	<b>IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</b> 		
<b>Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI</b>	<b>Ing. Fabrizio BAJETTI</b>	<b>Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI</b>	<b>Ing. Gianluca CICIRIELLO</b>		
<b>BB01</b>	<b>B - GEOLOGIA E GEOTECNICA</b> <b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>				
<b>CODICE PROGETTO</b> PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG. <b>LO203</b> <b>E</b> <b>2301</b>	<b>NOME FILE</b> <b>BB01-T00GE00GETRE01_A</b>		<b>REVISIONE</b> <b>A</b>	<b>SCALA:</b> <b>-</b>	
	<b>CODICE ELAB.</b>	<b>T00GE00GETRE01</b>	<b>A</b>	<b>-</b>	
<b>C</b>					
<b>B</b>					
<b>A</b>	EMMISSIONE	OTTOBRE 2023	ING. LUIGI MONTERISI	ING. GAETANO RANIERI	ING. FABRIZIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## SOMMARIO

<b>1. PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
<b>2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>4</b>
2.1 <i>ELABORATI PROGETTUALI</i> .....	4
2.2 <i>NORMATIVA TECNICA</i> .....	4
<b>3. CARATTERI GEOLOGICI GENERALI DEL TERRITORIO IN ESAME</b> .....	<b>4</b>
<b>4. INDAGINI GEOGNOSTICHE E PROVE GEOTECNICHE</b> .....	<b>5</b>
4.1 <i>PROGRAMMA DI INDAGINI SVOLTO</i> .....	5
4.2 <i>SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO</i> .....	6
4.3 <i>PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE - DPH</i> .....	7
4.4 <i>ANALISI DI LABORATORIO</i> .....	8
4.5 <i>PROFILI SISMICI MASW E PROVE DOWN HOLE</i> .....	8
<b>5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI</b> .....	<b>9</b>
5.1 <i>TERRENI A GRANA GROSSA (SABBIE E GHIAIE)</i> .....	9
5.1.1 <i>GRANULOMETRIA E PLASTICITÀ DELLA FRAZIONE FINA</i> .....	9
5.1.2 <i>PARAMETRI DI RESISTENZA MECCANICA</i> .....	11
5.1.3 <i>CORRELAZIONE SCPT - SPT</i> .....	17
5.1.4 <i>DENSITÀ RELATIVA</i> .....	18
5.1.5 <i>ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO</i> .....	20
5.1.6 <i>CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ</i> .....	21
5.1.7 <i>MODULI DI REAZIONE ORIZZONTALE</i> .....	22
5.2 <i>MATERIALI A GRANA FINE</i> .....	23
5.2.1 <i>PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO</i> .....	23
5.2.2 <i>RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA</i> .....	23
5.2.3 <i>CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ</i> .....	24
5.3 <i>CARATTERISTICHE DI RISPOSTA DINAMICA DELL'AMMASSO</i> .....	24
<b>6. MODELLO GEOLOGICO E MODELLO GEOTECNICO</b> .....	<b>28</b>
6.1 <i>UNITÀ LITOTECNICHE (CFR. RELAZIONE GEOLOGICA)</i> .....	28
6.2 <i>MODELLO GEOTECNICO</i> .....	28
6.3 <i>PARAMETRI CARATTERISTICI</i> .....	29
6.4 <i>PARAMETRI CARATTERISTICI PER SINGOLA OPERA</i> .....	29
<b>7. LIVELLI DI FALDA</b> .....	<b>40</b>
<b>8. POZZETTI ESPLORATIVI E CLASSIFICAZIONE TERRE</b> .....	<b>41</b>
<b>9. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI E DELLE SEZIONI IN SCAVO</b> .....	<b>42</b>
8.1 <i>PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO</i> .....	42
8.2 <i>VERIFICHE TRATTI IN RILEVATO</i> .....	44
8.3 <i>VERIFICA TRATTI IN STERRO</i> .....	47

<b>9.</b>	<b>CEDIMENTI DEI TRATTI IN RILEVATO .....</b>	<b>50</b>
9.1	METODO DI CALCOLO.....	50
9.2	RISULTATI DEL CALCOLO.....	51
9.2.1	SEZIONE N.21.....	51
9.2.2	SEZIONE N.85.....	52
9.2.3	SEZIONE N.90.....	52
9.2.4	SEZIONE N.151.....	53
9.2.5	SEZIONE N.206.....	54
9.2.6	OSSERVAZIONI E COMMENTI .....	54
<b>10.</b>	<b>CONCLUSIONI ED INDICAZIONI PROGETTUALI .....</b>	<b>56</b>
10.1	SINTESI DEI CARATTERI GEOLOGICI E GEOTECNICI.....	56
10.2	PROFONDITÀ PIANO DI POSA DEI RILEVATI STRADALI .....	56

## 1. PREMESSA

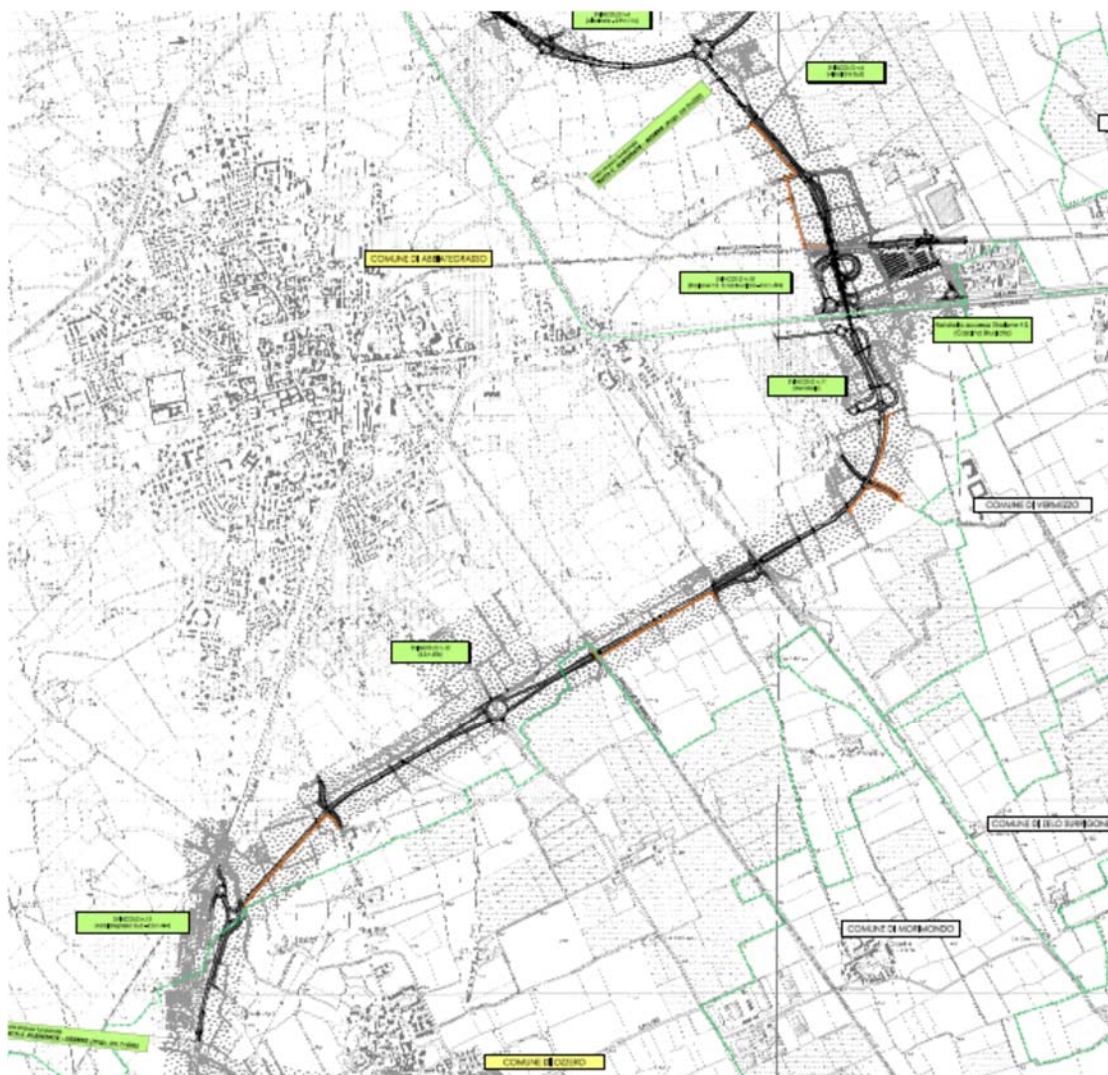
Nella presente relazione si illustrano gli aspetti geotecnici della zona interessata dal tracciato del 1° stralcio funzionale del nuovo collegamento viario tra la S.S.11 "Padana Superiore" a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano, Variante di Abbiategrasso sulla S.S.494 e adeguamento in sede del tratto Abbiategrasso-Vigevano fino al nuovo ponte sul Fiume Ticino.

L'intervento si articola in due tratte:

- Tratta A, collegamento in variante di lunghezza pari a circa 9 Km, che ha caposaldo iniziale sulla S.S.526 a Magenta e caposaldo finale sulla S.P.114 ad Albairate;
- Tratta C, collegamento in variante di lunghezza pari a circa 8 Km, che ha caposaldo iniziale sullo svincolo n.5 ad Albairate e caposaldo finale sulla S.S.494 Abbiategrasso–Ozzero.

Oggetto della presente relazione è la Tratta C (cfr. Fig.1).

Comunque, vista la grande uniformità dei terreni presenti lungo il tracciato, per la caratterizzazione geotecnica dei terreni sono stati utilizzati sia i risultati delle prove geotecniche di laboratorio e delle indagini geotecniche in sito condotte sulla tratta C, che di quelli ottenuti sulla tratta A.



**Fig.1 – Corografia del tracciato stradale – Tratta C**

Per la redazione degli elaborati geotecnici, in assenza di nuove indagini geognostiche e di nuove prove geotecniche di laboratorio e/o in sito, si è fatto riferimento alle indagini eseguite per gli studi geologici e geotecnici a corredo del progetto definitivo (redatto nel dicembre 2014), del quale si riportano di seguito, condividendoli, ampi stralci.

Lo studio svolto è stato finalizzato ad identificare le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dalla realizzazione delle opere in progetto, evidenziando anche le criticità del tracciato.

Le geometrie, la tipologia dei materiali utilizzati e la distribuzione planimetrica delle strutture sono riportate negli appositi elaborati grafici a supporto del progetto.

## 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

I principali documenti tecnici di riferimento sono quelli di seguito richiamati.

### 2.1 ELABORATI PROGETTUALI

Gli elaborati tecnici di riferimento sono:

- Tratta C (Albairate-Ozzero) – Planimetria generale
- Tratta C (Albairate-Ozzero) – Profilo longitudinale tracciato principale (1:2000/200)

### 2.2 NORMATIVA TECNICA

La normativa tecnica di riferimento è la seguente:

- D.M. 17.01.2018: Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"
- D.M. 161 del 10 agosto 2012

## 3. CARATTERI GEOLOGICI GENERALI DEL TERRITORIO IN ESAME

Rimandando alla Relazione geologica (Elaborato T00.GE00.GEO.RE.01) per maggiori informazioni, si riportano di seguito alcuni elementi interessanti per l'esame degli aspetti geotecnici.

Il territorio in esame presenta una morfologia pianeggiante, con scarse evidenze morfologiche, rappresentate da lievi ondulazioni, modesti orli di terrazzo e superfici leggermente rilevate.

Dal punto di vista altimetrico il tracciato si sviluppa tra una quota di 121 e 90 m s.l.m. degradando da Nord verso Sud con una pendenza media pari al 3 per mille.

Gli elementi morfologici principali sono rappresentati dagli orli di terrazzo, spesso obliterati dall'azione antropica, che presentano un generale sviluppo Nord-Sud; la genesi di queste scarpate è riconducibile all'azione erosiva dei torrenti proglaciali che, rimodellando la superficie topografica durante la fase di ritiro dei ghiacciai, danno luogo a morfologie depresse dalla tipica forma di valloni, a fondo debolmente concavo o piatto.

Il comparto in esame appare intensamente antropizzato, con conseguente alterazione ed influenza sui processi morfogenetici naturali, soprattutto in relazione al controllo della circolazione idrica superficiale e all'impermeabilizzazione del suolo ad opera di coperture artificiali.

Un'ulteriore modificazione indotta sul territorio deriva anche dallo sfruttamento a fini estrattivi di cave di ghiaia e sabbia. Ad esempio, in località Ponte Nuovo è presente una piccola depressione legata ad una antica attività estrattiva di altezza superiore a 5 m.

Il territorio si caratterizza quindi per la completa obliterazione delle dinamiche morfologiche naturali: il reticolo idrografico risulta intensamente regimato ed il territorio pianeggiante è interrotto da piccole scarpatine ed avvallamenti di esclusiva genesi agricola.

Ulteriori elementi morfologici sono rappresentati dai paleo-alvei sepolti e dai fontanili. I primi possono avere una locale influenza sulle linee iso-piezometriche caratterizzandosi per permeabilità equivalenti orizzontali anche di ordini di grandezza differenti rispetto alle matrici in cui si trovano; le dimensioni di queste strutture sono ridotte a larghezze dell'ordine delle decine di metri e si rinvergono principalmente nell'intorno dei corsi d'acqua che presentano andamenti meandriformi.

I fontanili sono emergenze sorgentizie originate da una progressiva predominanza, nell'acquifero indifferenziato, di terreni a bassa permeabilità in grado di condizionare la circolazione sotterranea dell'acqua. Spesso la loro origine è riconducibile ad interventi antropici finalizzati al drenaggio delle acque per alimentare le rogge artificiali. Tali fontanili si localizzano lungo una fascia orientata E-O nel settore della media pianura lombarda. Non tutti i fontanili evidenziati nella cartografia allegata risultano attivi.

Infine si riconoscono localmente alcune zone di ristagno idrico connesse sia alla presenza di orizzonti fini superficiali sia all'emergenza diffusa della falda idrica.

## 4. INDAGINI GEOGNOSTICHE E PROVE GEOTECNICHE

### 4.1 PROGRAMMA DI INDAGINI SVOLTO

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica della tratta C in esame è stata realizzata nel corso dei mesi di ottobre e novembre 2014 una campagna geognostica strutturata sulle seguenti indagini (cfr. elaborati T00.GE00.GEO.PU01.A e T00.GE00.GEO.PU02.A):

- n.15 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti fino a profondità variabili tra m 20 e 35 da p.c. con realizzazione di prove penetrometriche in foro (SPT); alcuni fori di sondaggio sono stati attrezzati a piezometro per il monitoraggio della falda; n.5 perforazioni (S19, S21, S23, S32, S34) sono state attrezzate per l'esecuzione di rilievi sismici down-hole
- n.46 campioni rimaneggiati prelevati dai sondaggi per analisi granulometriche e per la determinazione dei limiti di Atterberg;
- n.5 stendimenti sismici con metodologia MASW (05, 06, 07, 08, 09);
- n.17 prove penetrometriche dinamiche continue (DPSH);
- n.10 pozzetti esplorativi per il prelievo di campioni di terreno da sottoporre ad analisi di laboratorio per la classificazione stradale ex CNR UNI 10006 (queste indagini sostituiscono, in accordo con ANAS S.p.A., le prove di carico su piastra che non è stato possibile realizzare per inagibilità dei terreni dovuta alle forti precipitazioni che hanno caratterizzato tutto il mese di novembre);
- n.15 analisi chimiche per l'accertamento dello stato di qualità dei suoli superficiali.

Altre indagini eseguite nel 2014 hanno interessato la Tratta A (compresa fra la S.S.526 a Magenta e la S.P.114 ad Albairate). I terreni interessati dalla Tratta A sono gli stessi interessati dalla Tratta C, per cui i risultati delle indagini ivi condotte possono ben completare le informazioni di carattere geologico e geotecnico. Pertanto, nei paragrafi che seguono vengono richiamati tali risultati laddove ritenuti utili.

Di seguito vengono descritti sinteticamente i risultati della campagna geognostica dell'ottobre-novembre 2014; per una visione completa delle risultanze delle indagini effettuate si rimanda ai documenti specifici sulle indagini geognostiche e geotecniche (All. T00.GE00.GEO.RE.02÷05).

Nella tabella 1 seguente sono riassunte le indagini 2014 svolte in corrispondenza della tratta C. Non sono state riportate quelle eseguite in corrispondenza della tratta A i cui risultati sono stati comunque utilizzati per la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti lungo il tracciato delle tratte in esame in quanto i tipi litologici sono del tutto analoghi lungo il percorso (cfr. tabelle riassuntive dei risultati delle prove geotecniche di laboratorio, valori di resistenza SPT, ecc.).

**Tabella 1 – Elenco delle indagini geognostiche eseguite lungo la Tratta C**

Tipo di prova	Sigla	L (m)	Piezom.	D.H.
Sondaggi a carotaggio continuo	S14-19	30		X
	S14-20	30	X	
	S14-21	30		X
	S14-22	30		
	S14-23	30		X
	S14-25	30		
	S14-26	30		
	S14-31	35		
	S14-32	35		X
	S14-33	35	X	
	S14-34	35		X
	S14-35	35		
	S14-36	20		
Prove penetrometriche dinamiche DSPH (n=17)	Da P14-13 a P14-26			
Pozzetti esplorativi (n.10)	Pz14-11÷Pz14-21			
Prospezioni sismiche MASW (n.5)	MASW 05 ÷ MASW 09			
Prelievi per analisi ambientali (n.15)	CA 14-46 ÷ CA 14-60			

L'ubicazione delle indagini eseguite nell'area in oggetto è riportata sulla "Planimetria con ubicazione delle indagini geognostiche – Tratta C" (All.T00.GE00.GEO.PU.01-02).

Nella Relazione geotecnica che accompagna il progetto definitivo si legge che nel piano di indagine per il progetto definitivo, all'interno dei pozzetti esplorativi, era prevista l'esecuzione di Prove di Carico su Piastra (CNR 146 del 1992), che non è stato possibile realizzare per inagibilità dei terreni dovuta alle forti precipitazioni che hanno caratterizzato tutto il mese di novembre e sostituite, in accordo con ANAS S.p.A., da prove di classificazione stradale delle terre.

Per i risultati delle analisi ambientali si rimanda alla Relazione Geologica (elaborato T00.GE00.GEO.RE.01).

## 4.2 SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO

I sondaggi geognostici sono stati eseguiti adottando il metodo di perforazione a rotazione, con carotaggio continuo integrale, utilizzando carotieri semplici di diametro di 101 mm.

Le profondità investigate variano da 20 m a 35 m dal piano campagna.

In figura 2 è riportata, come esempio delle caratteristiche lito-stratigrafiche dei terreni presenti lungo la tratta C, la stratigrafia del sondaggio S14-26. Per una visione completa delle stratigrafie dei sondaggi meccanici si rimanda ai documenti sulle indagini geognostiche (All. T00.GE00.GEO.RE.02-04).

In generale, in tutti i sondaggi sono stati attraversati terreni prevalentemente grossolani (con granulometria variabile da sabbia fine a sabbia limosa, sabbia con ghiaia e, talora, ghiaia con sabbia. A luoghi, sono presenti superficialmente livelli coesivi di spessore limitato (max 1,5 m) (limi sabbiosi e limi con sabbie).

MT.	QUOTA DA P.C.	SIMBO LOGIA	CAMPIONI			DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	%	P.P.	T.V.	S.P.T.			Liv. acqua	Piezometro
			tipo	num	PROF					R.Q.D.	kg/cm2	kg/cm2		
1	.15					Asfalto								
2						Riparto di ghiaia e ciottoli in matrice limoso sabbiosa con frammenti di laterizi								
3	2.80									3	3	4		
4						Limo con sabbia debolmente argilloso con frammenti di laterizi al tetto e sporadica ghiaia grigio								
5	4.50													
6						Ghiaia con sabbia debolmente limosa marrone				4	5	7		
7			RI	1	7-7.50									
8						Sabbia grossa debolmente ghiaiosa marrone								
9	6.70									7	8	13		
10														
11														
12										7	9	14		
13														
14														
15														
16														
17			RI	2	17-17.50									
18										8	9	13		
19														
20						Sabbia medio fine marrone chiara								
21														
22														
23														
24										8	10	15		
25														
26														
27										9	12	19		
28			RI	3	28-28.50									
29														
	30.00													

Fig.2 – Stratigrafia sondaggio S14-26

Inoltre, durante l'esecuzione dei sondaggi sono state condotte prove penetrometriche dinamiche (tipo SPT), il cui numero di colpi  $NSPT = N2 + N3$  ( $N2$  e  $N3$  = numero di colpi necessari per affondare il campionatore di 15 cm) è riassunto nella tabella 4 allegata (cfr. capitolo 5 seguente).

### 4.3 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE - DPH

Le prove sono state eseguite con penetrometro dinamico tipo Pagani DPH (Dynamic Probing Heavy). La prova permette di registrare il numero di colpi necessari per l'infissione di cm 20 delle aste nel terreno (NSCPT) in modo continuo, fino alla profondità di fine prova, fornendo indicazioni sui parametri geotecnici in funzione della resistenza che il terreno stesso offre alla penetrazione.



Per una dettagliata visione dell'andamento delle prove si rimanda ai documenti sulle Indagini Geognostiche (All. T00.GE00.GEO.RE.02÷05). I risultati ottenuti sono riportati nelle figg. 5.1-5.3 allegate.

#### 4.4 ANALISI DI LABORATORIO

Nel corso della esecuzione dei sondaggi sono stati prelevati numerosi campioni di terreno rappresentativi delle litologie presenti nell'area di indagine. Nel complesso (Tratta A + Tratta C) sono stati estratti:

- n.85 campioni rimaneggiati dalle carote dei sondaggi: sui campioni sono state eseguite prove di riconoscimento quali le analisi granulometriche per setacciatura e per sedimentazione e ove possibile sono stati determinati i limiti di Atterberg.
- n.5 campioni indisturbati, sui quali sono state eseguite sia le prove di riconoscimento (analisi granulometriche per setacciatura e per sedimentazione e, ove possibile, i limiti di Atterberg) e prove di caratterizzazione meccanica (prove triassiali consolidate isotropicamente drenate).

Nelle tabelle 2 e 3 allegate vengono riassunti i risultati delle analisi granulometriche e delle analisi per la determinazione del contenuto naturale d'acqua e dei limiti di Atterberg laddove disponibili.

Al fine di determinare il comportamento meccanico dei terreni sabbiosi e sabbioso-limosi sono state condotte alcune prove di compressione triassiale (CD: consolidate isotropicamente e drenate) su alcuni campioni indisturbati di terreno prelevato nel corso della esecuzione dei sondaggi geognostici. Dall'elaborazione delle prove sono stati ricavati i valori di coesione ( $c'$ ) e angolo di attrito ( $\Phi'$ ) efficaci (cfr. tabella 2 seguente).

#### 4.5 PROFILI SISMICI MASW E PROVE DOWN HOLE

Per la determinazione delle caratteristiche di risposta dinamica dei terreni presenti lungo la tratta stradale in esame sono stati eseguiti n.5 profili sismici con la metodologia MASW (Multi-Channel Analysis of Surface Waves) e n.4 prove sismiche di tipo Down Hole (DH) (cfr. paragrafo 5.3 seguente).

Le prove DH sono state condotte nei fori dei sondaggi S19, S21, S23, S32, S34 (opportunamente attrezzati) con rilevamenti ogni 1 m lungo la verticale d'indagine.

I rilievi down-hole, come gli stendimenti sismici (MASW) sono stati eseguiti principalmente in prossimità delle principali opere d'arte e forniscono le velocità delle onde di taglio nel sottosuolo, evidenziando la loro variabilità in profondità. Con le prove down-hole è stata determinata anche la velocità di propagazione delle onde longitudinali.

Partendo dai risultati forniti da entrambi i tipi di prova sismica, è stata calcolata la velocità delle onde di taglio nei primi 30 m ( $V_s,30$ ): in base ai risultati ottenuti i terreni interessati dalle opere in progetto ricadono normalmente in categoria C.

I risultati delle prove (velocità di propagazione delle onde longitudinali (onde P) e di taglio (onde S)), sono riportati nel documento T00.GE00.GEO.RE.05 (Documentazione indagini geofisiche). In detto documento sono anche riportati il coefficiente di Poisson ed i risultati delle interpretazioni (Modulo di taglio Dinamico ( $G_d$ ) e Modulo di Young in condizione dinamiche ( $E_d$ )).

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

### 5.1 TERRENI A GRANA GROSSA (SABBIE E GHIAIE)

Si riportano di seguito le caratteristiche geotecniche dei terreni a grana grossa desunte sia dalle prove geotecniche di laboratorio che da quelle in sito.

#### 5.1.1 Granulometria e plasticità della frazione fina

Per la classificazione dei terreni alluvionali si è fatto riferimento ai risultati delle analisi granulometriche e fisiche effettuate su numerosi campioni rimaneggiati prelevati nel corso dei sondaggi geognostici (cfr. tabb. 2 e 3). Nelle figure 3.1 e 3.2 sono riportate le curve granulometriche dei terreni a grana grossa (sabbie, sabbie ghiaiose, ecc.) e dei livelli più francamente limosi in essi intercalati, nonché la carta di plasticità della frazione fina (matrice limosa).

Da essi si evince che i depositi alluvionali sono costituiti da materiali eterogenei che vanno dalle sabbie ghiaiose alle ghiaie sabbioso-limose ed alle sabbie limoso-ghiaiose (cfr.fig.3.1). Intercalati nei depositi grossolani si rinvengono livelli di ridotto spessore di materiali francamente limosi.

I valori dei limiti di Atterberg relativi alla frazione fina dei depositi alluvionali grossolani ed ai livelli limosi, colloca detti materiali nel campo delle argille e limi a plasticità medio-bassa (CL-ML) (cfr. fig.3.2).

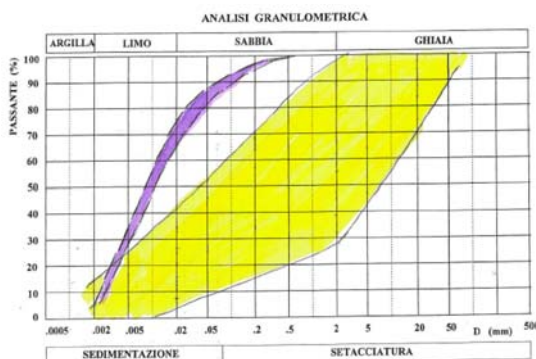


Fig.3.1 – Fascia granulometrica dei depositi alluvionali (in giallo) e dei livelli francamente limosi (in viola)

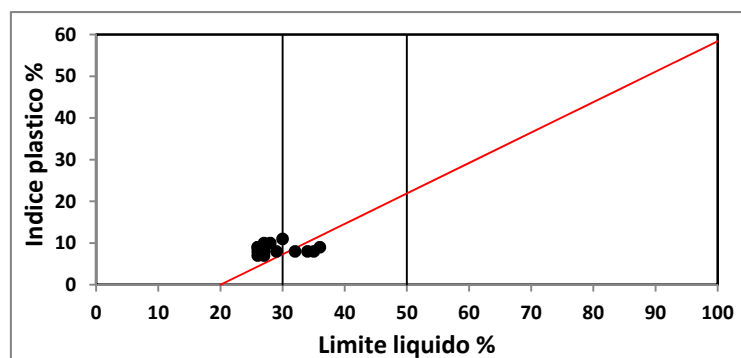


Fig.3.2 – Carta di plasticità della frazione fina dei depositi alluvionali

Tabella 2 – Risultati delle prove geotecniche di laboratorio su C.I. (Tratta A + Tratta C)

Sond.	Camp.	Prof. (da p.c.)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	PI (%)	w (%)	s (%)	c' kPa	$\Phi'$
S14-18	C2	10.0-10.6	0	80	19	1				18	77	10	34.7
S14-19	C2	13.0-13.6	0	96	4	0				28	91	1.5	38.1
S14-20	C2	14.4-15.0	2	90	8	0				24	86	4	34.7
S14-21	C2	12.0-12.6	4	60	34	2				13	66	0.2	35.7
S14-22	C3	18.6-19.0	1	54	42	3	29	21	8	26	63	3.7	34.7

**Tabella 3– Risultati delle prove geotecniche di laboratorio su campioni CR e CI (Tratta A + Tratta C)**

Sond.	Camp.	Prof. (da p.c.)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	w (%)
S14-03	C2	13.5-14.0	61	33	6	0	10
	C3	21.0-21.5	1	72	26	1	18
S14-04	C1	8.0-8.5	35	48	16	1	5
S14-05	C1	7.6-8.0	55	38	7	0	8
	C2	12.0-12.4	2	94	4	0	18
	C3	24.0-24.4	0	86	13	1	29
S14-06	C1	7.0-7.4	38	49	12	1	11
	C2	15.0-15.4	54	33	12	1	10
	C3	22.6-23.0	2	86	11	1	25
S14-07	C1	7.6-8.0	34	60	6	0	14
	C3	26.6-27.0	0	78	20	2	23
S14-08	C2	16.0-17.0	75	20	5	0	9
	C3	26.6-27.0	1	91	8	0	30
S14-09	C1	8.0-8.5	37	48	14	1	13
	C2	14.6-15.0	33	43	23	1	9
	C3	26.0-26.6	19	74	7	0	18
S14-10	C2	15.0-15.5	47	36	16	1	10
	C3	22.6-23.0	0	91	9	0	24
S14-11	C1	8.0-8.6	26	61	12	1	20
	C2	15.3-15.8	3	80	16	1	23
	C3	26.5-27.0	0	84	15	1	26
S14-12	C1	8.6-9.0	61	35	4	0	9
	C2	14.6-15.0	0	69	29	2	18
	C3	27.6-28.0	0	88	11	1	26
S14-13	C1	7.6-8.0	3	73	23	1	15
	C2	16.6-17.0	0	89	11	0	26
S14-14	C1	5.6-6.0	14	58	27	1	16
	C2	11.6-12.0	1	85	14	0	29
S14-15	C1	8.0-8.4	18	72	10		18
	C2	15.6-16.0	13	79	8		22
	C3	20.6-21.0	1	66	31	2	14
S14-16	C1	7.6-8.0	0	65	33	2	16
	C2	14.6-15.0	0	82	17	1	18
	C3	24.0-24.6	0	95	5	0	16
S14-17	C1	8.0-8.4	43	52	5	0	15
	C2	11.0-11.4	10	82	8	0	22
	C3	24.6-25.0	2	84	13	1	25
S14-18	C1	7.6-8.0	35	47	17	1	10
	C2	10.-10.6	0	80	19	1	18
	C3	19.6-20.0	0	66	32	2	17
	C4	28.6-29.0	0	92	8	0	29
S14-19	C1	7.0-7.4	32	62	6	0	13
	C2	13.0-13.6	0	96	4	0	28
	C3	17.6-18.0	0	95	5	0	26
	C4	23.6-24.0	0	96	4	0	26
S14-20	C1	7.6-8.0	62	34	4	0	7
	C2	14.4-15.0	2	90	8	0	24
	C3	21.6-22.0	0	90	10	0	27
	C4	25.0-25.4	0	88	11	1	25
S14-21	C1	8.6-9.0	46	49	5	0	9
	C2	12.0-12.6	4	60	34	2	13
	C3	17.6-18.0	20	66	13	1	22
	C4	24.6-25.0	0	83	16	1	24
S14-22	C1	7.0-7.4	28	66	6	0	13
	C3	18.6-19.0	1	54	42	3	13
	C4	26.0-26.4	3	80	16	1	25
S14-23	C1	7.0-7.4	28	54	17	1	13
	C2	14.6-15.0	0	96	4	0	25
	C3	23.6-24.0	0	88	11	1	31
S14-25	C1	4.5-5.0	8	68	19	5	22
S14-26	C3	28.0-28.5	0	87	12	1	27

Segue Tab.3

Sond.	Camp.	Prof. (da p.c.)	G (%)	S(%)	L(%)	A(%)	w
S14-31	C2	18.0-18.4	0	94	6	0	27
	C3	17.0-27.4	0	97	3	0	25
S14-32	C1	8.0-8.4	7	74	18	1	19
	C3	21.0-21.4	0	68	29	3	18
S14-33	C1	7.6-8.0	7	81	11	1	24
S14-34	C1	8.4-9.0	1	82	16	1	14
	C2	15.6-16.0	0	66	32	2	19
	C3	24.6-25.0	0	91	9	0	31
S14-35	C1	8.0-8.4	0	79	19	2	23
	C2	19.6-20.0	0	67	31	2	18
	C3	28.6-29.0	0	73	26	1	17
S14-36	C1	7.6-8.0	0	69	29	2	24
	C3	16.6-17.0	0	90	9	1	26

Segue Tab.3

Sond.	Camp.	Prof. (da p.c.)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	PI (%)	w (%)
S14-03	C1	7.5-8.0	1	18	75	6	26	19	7	21
S14-04	C2	11.6-12.0	0	23	71	6	27	18	9	21
	C3	26.0-26.5	0	68	28	4	30	19	11	21
S14-07	C2	18.-18.4	25	48	23	4	26	18	9	11
S14-08	C1	8.0-8.4	0	26	68	6	27	20	7	20
S14-10	C1	5.2-5.7	0	28	66	6	26	17	9	25
S14-22	C2	11.6-12.0	0	62	32	6	29	21	8	26
S14-25	C2	9.0-9.5	0	66	28	6	36	27	9	20
	C3	24.0-24.5	0	64	31	5	35	26	8	19
S14-26	C1	7.0-7.5	14	64	18	4	32	23	8	14
	C2	17.0-17.5	3	67	25	5	34	26	8	17
S14-31	C1	6.6-7.0	0	68	27	5	27	18	8	26
S14-32	C2	17.0-17.4	0	65	30	5	26	18	8	17
S14-33	C2	15.0-15.4	0	68	27	5	28	18	10	20
S14-36	C2	13.0-13.4	0	33	61	6	27	17	10	27

### 5.1.2 Parametri di resistenza meccanica

Dal momento che la maggior parte dei terreni interessati dalle opere in progetto sono terreni a grana grossa, per la loro caratterizzazione meccanica si è fatto riferimento prevalentemente alle prove geotecniche in sito (prove penetrometriche dinamiche SPT – cfr. tabb. 4 e fig.4 – e DPSH – cfr. figg.5.1-5.3).

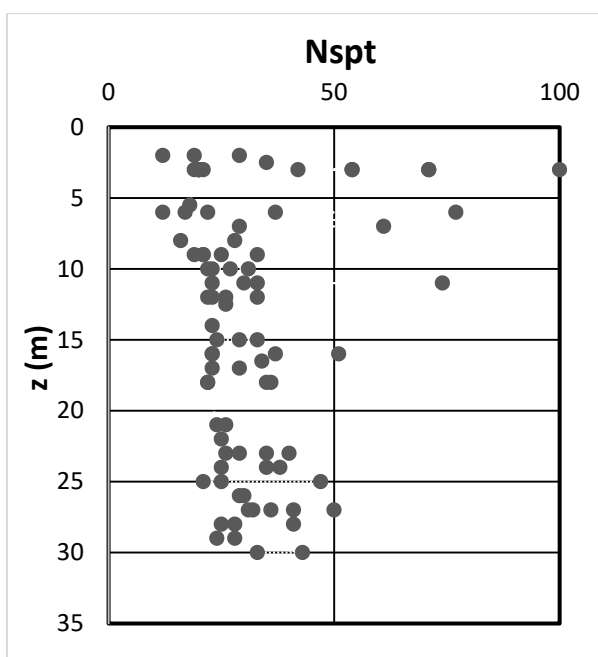


Fig. 4 – Relazione Nspt/z (tratta C)

**Tabella 4.1 – Prove penetrometriche dinamiche (SPT) (campagna di indagini 2014, Tratta C)**

(per motivi legati alla dimensione delle celle la sigla dei sondaggi è stata semplificata: S05 = S14-05)

(in grigio chiaro i livelli francamente limosi riconosciuti sulle stratigrafie dei sondaggi geognostici)

(in grigio scuro i livelli francamente ghiaiosi riconosciuti sulle stratigrafie dei sondaggi geognostici)

	S19	S20	S21	S22	S23	S25	S26	S31	S32	S33	S34	S35	S36
0.50													
1.00													
1.50													
2.00	29				19					12			
2.50									35				
3.00		19	42	21		20	R	20			54	71	20
3.50													
4.00													
4.50													
5.00													
5.50													18
6.00					22	17	12		77			37	
6.50													
7.00			61							29			
7.50													
8.00								16			28		
8.50													
9.00		33		21		25	21						19
9.50													
10.00	22				23					27		31	
10.50													
11.00			30						74		33		23
11.50													
12.00		33				26	23	22					
12.50													26
13.00													
13.50													
14.00				23									
14.50													
15.00										33		29	24
15.50													
16.00	23		37		23				51				
16.50											34		
17.00		29						23					
17.50													
18.00				22		31	22						
18.50													
19.00									67	36			27
19.50													
20.00	22	35	35		22								
20.50													
21.00				24								26	
21.50													
22.00	25												
22.50													
23.00		35	40					26			29		
23.50													
24.00						35	25			38			
24.50													
25.00				25	21				47				
25.50													
26.00	29											29	
26.50													
27.00		36	41			50	31				31		
27.50													
28.00				28				25		41			
28.50													
29.00	28				24								
29.50													
30.00									43		33		
30.50													
31.00								25				31	
31.50													
32.00													

**Tabella 4.2 – Prove penetrometriche dinamiche (SPT) (campagna di indagini 2014, Tratta A)**

(per motivi legati alla dimensione delle celle la sigla dei sondaggi è stata semplificata: S05 = S14-05)

(in grigio chiaro i livelli francamente limosi riconosciuti sulle stratigrafie dei sondaggi geognostici)

(in grigio scuro i livelli francamente ghiaiosi riconosciuti sulle stratigrafie dei sondaggi geognostici)

	S05	S06	S07	S08	S09	S10	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18
0.50														
1.00														
1.50														
2.00					12				8	35				
2.50											31			
3.00	25	20		37		37	29					28	31	19
3.50														
4.00			21					81						
4.50														
5.00										28				
5.50						11								
6.00	27						34		39		34			
6.50													25	
7.00				39	56									
7.50														
8.00								R				26		
8.50														
9.00		28	26			78	47		31	35				33
9.50														
10.00				49				10			40		30	
10.50														
11.00		37			43							29		
11.50														
12.00	21		25				65	73						32
12.50														
13.00				64		R				37			27	
13.50														
14.00	26								34			32		
14.50					46						47			
15.00							40							
15.50														
16.00		44	27					36						29
16.50														
17.00	29			R		82						41		
17.50														37
18.00					58					36			28	
18.50														
19.00									36		35			
19.50														
20.00		25	27			35		41						
20.50														37
21.00	32			65			37						28	
21.50														
22.00					R							48		
22.50														
23.00				38							46			
23.50														
24.00		25	23				36							
24.50														37
25.00						39		43						
25.50														
26.00												46	29	
26.50														
27.00		25			69						34			
27.50														47
28.00	28		24											
28.50														
29.00														
29.50														
30.00														
30.50														
31.00														
31.50														
32.00														

Fig 5.1 – Risultati delle prove Penetrometriche Dinamiche – DPSH (Tratta C)

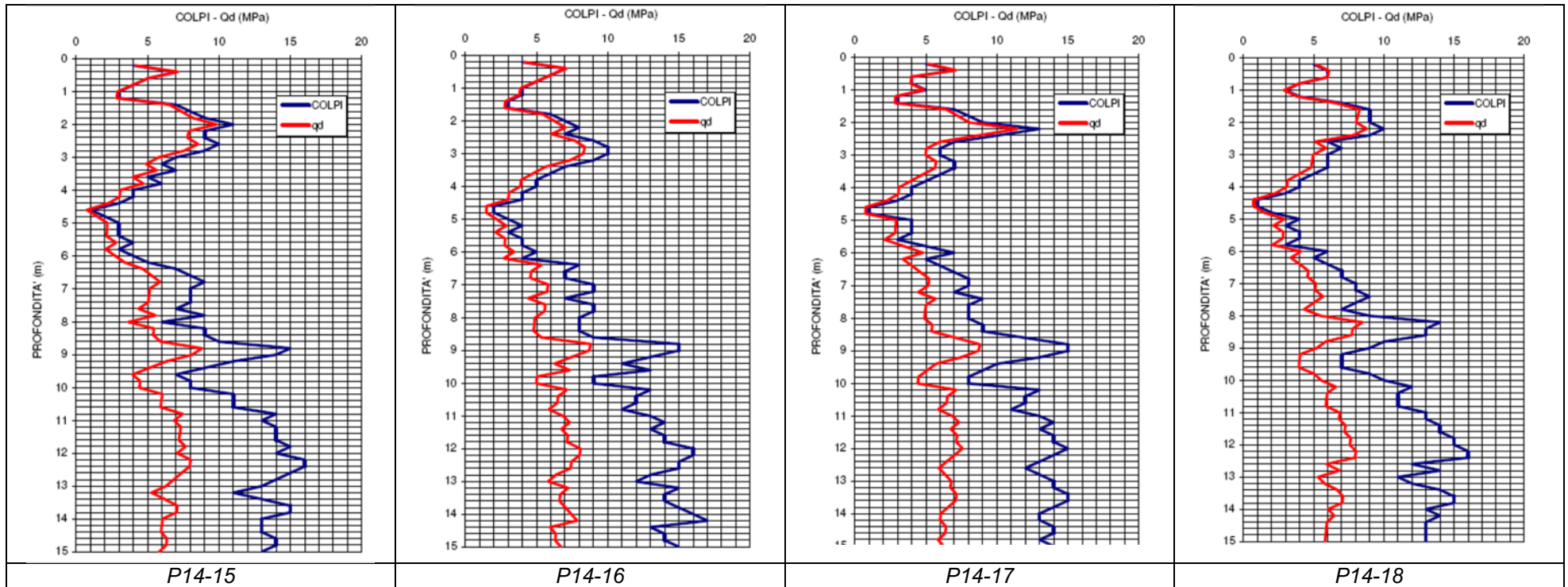


Fig. 5.2 – Risultati delle prove Penetrometriche Dinamiche – DPSH (Tratta C)

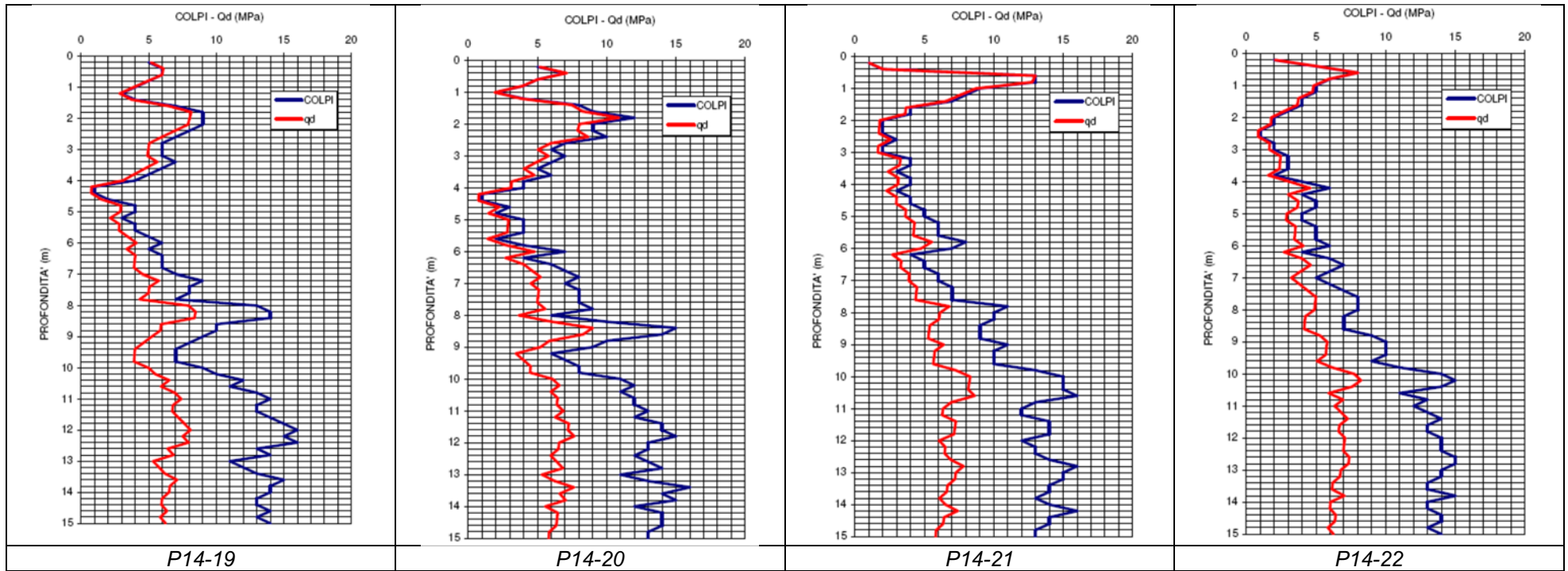
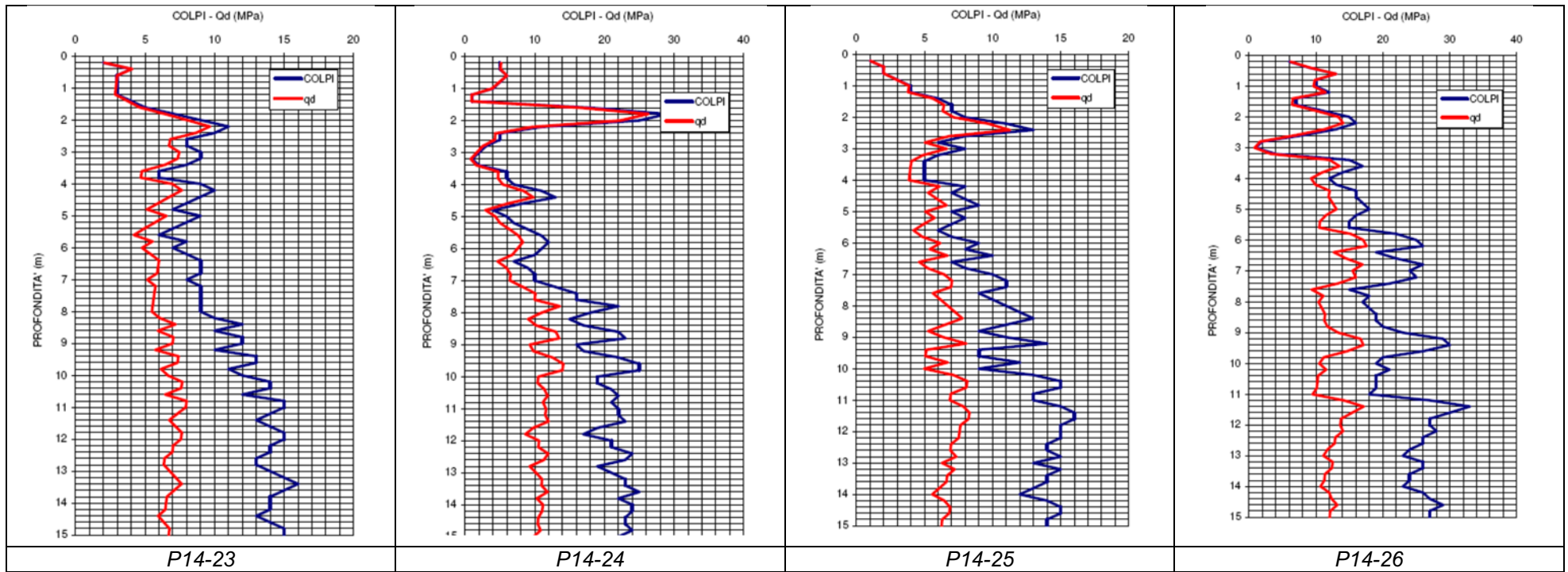




Fig. 5.3 – Risultati delle prove Penetrometriche Dinamiche – DPSH (Tratta C)



Dal confronto fra i risultati delle prove in sito eseguite lungo la tratta A con quelli delle prove in sito eseguite lungo la tratta C, si osserva che i primi sono in genere peggiori di quelli ottenuti per la tratta C. Pertanto, al fine di non creare confusione, nelle elaborazioni che seguono non si riportano più quelle relative alla tratta A.

### 5.1.3 Correlazione SCPT - SPT

Poiché le correlazioni empiriche esistenti in letteratura tra i risultati di una prova penetrometrica dinamica ed i principali parametri geotecnici del terreno fanno riferimento essenzialmente alle prove SPT, occorre applicare un fattore di correzione ai risultati delle prove DPSH eseguite per tener conto delle diversità esecutive. Il numero di colpi da utilizzare nel calcolo dei parametri geotecnici è quindi dato da:

$$NSPT = C_f \times N \text{ (DPSH)}$$

essendo:

$$C_f = (M_1 H_1 Pl_1 Ap_1) / (M_2 H_2 Pl_2 Ap_2)$$

dove:

M<sub>2</sub> peso del maglio SPT

M<sub>1</sub> peso del maglio DPSH

H<sub>2</sub> volata del maglio SPT

H<sub>1</sub> volata del maglio DPSH

Pl<sub>2</sub> passo di lettura SPT

Pl<sub>1</sub> passo di lettura DPSH

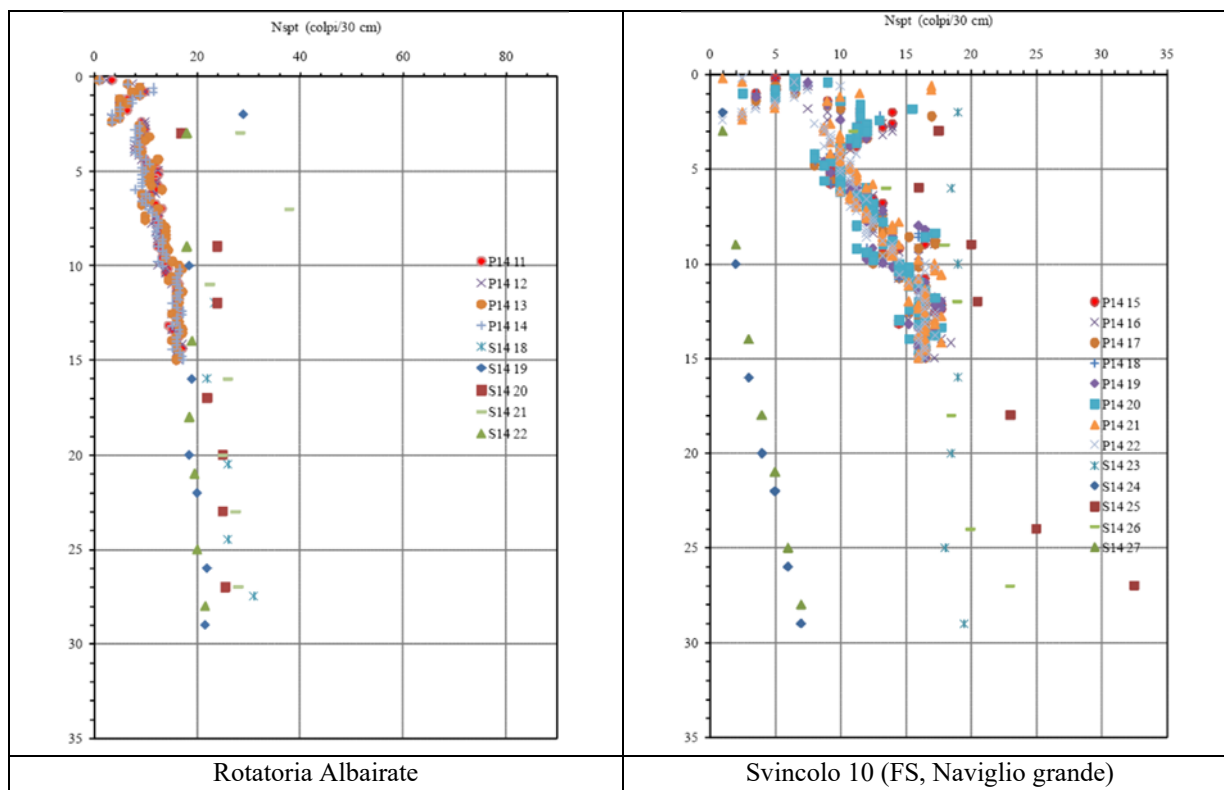
Ap<sub>2</sub> area punta SPT

Ap<sub>1</sub> area punta DPSH

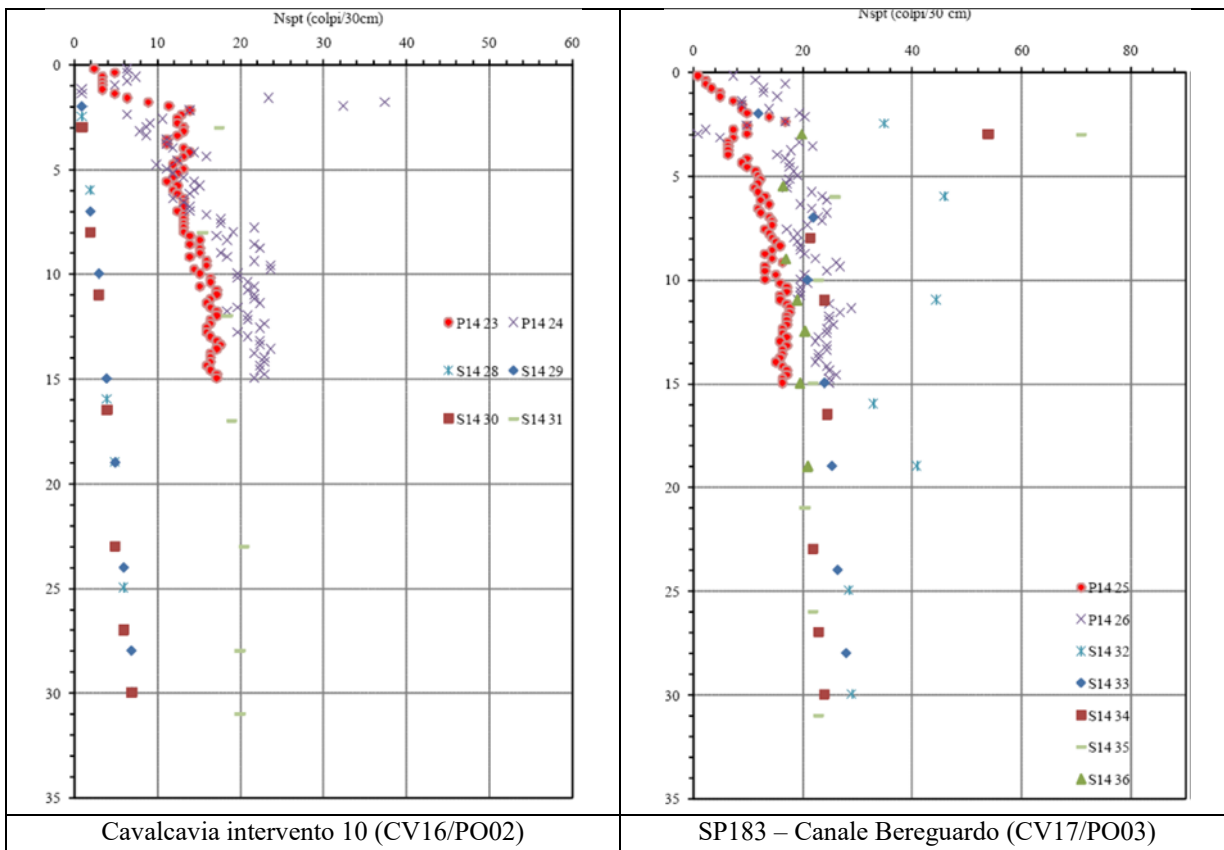
Inoltre è stata applicata una correzione dei valori di NSPT sotto falda (Terzaghi e Peck, 1948).

$$NSPTC = 15 + 0.5 * (NSPT - 15)$$

Nelle figure 6.1 e 6.2 seguenti si riportano i valori di NSPT corretti, determinati all'interno dei sondaggi ricadenti nella tratta C, suddivisi per opere.



**Fig.6.1 – Resistenza penetrometrica (NSPT): variazione con la profondità – TRATTA C**



**Fig.6.2 – Resistenza penetrometrica (NSPT): variazione con la profondità – TRATTA C**

La suddivisione per opere (effettuata anche per i parametri ricavati da Nsptc) non ha il significato di evidenziare differenze sostanziali da zona a zona, in quanto, come si evince dalla comparazione dei vari diagrammi, i dati sono sostanzialmente sovrapponibili e, per motivi statistici, lo scrivente ritiene che sia opportuno fare riferimento a valori mediati dei parametri geotecnici sull'intera tratta C. Per quanto riguarda i diagrammi, per motivi pratici, si è, comunque, mantenuta la suddivisione operata in sede di progetto definitivo.

L'elaborazione dei parametri geotecnici a partire dai valori di NSPT normalizzati è stata condotta utilizzando le correlazioni riportate nei paragrafi seguenti.

#### 5.1.4 Densità relativa

Per il calcolo della densità relativa, sulla base dei valori NSPT, sono state adottate le seguenti correlazioni:

Meyerhof (1957)  $Dr = 0.21 (NSPT / (\sigma'_v / pa + 0.7))^{0.5}$

Gibbs e Holtz (1957)  $Dr = (NSPT / (17 + 24 \sigma'_v / pa))^{0.5}$

Gibbs e Holtz (1957)  $Dr = 1.5 (NSPT / F)^{0.222} - 0.6$

con  $F = 0.65 (\sigma'_v / pa)^2 + 16.8 (\sigma'_v / pa) + 14$

Skempton (1986)  $Dr = (CN SPT / 60)^{0.5}$

con  $CN = 2 / (1 + \sigma'_v / pa)$  per sabbie fini

$CN = 3 / (2 + \sigma'_v / pa)$  per sabbie grosse

Bazaara (1967)  $Dr = (NSPT / 20 (1 + 4.1 \sigma'_v / pa))^{0.5}$  per  $\sigma'_v < 75$  kPa

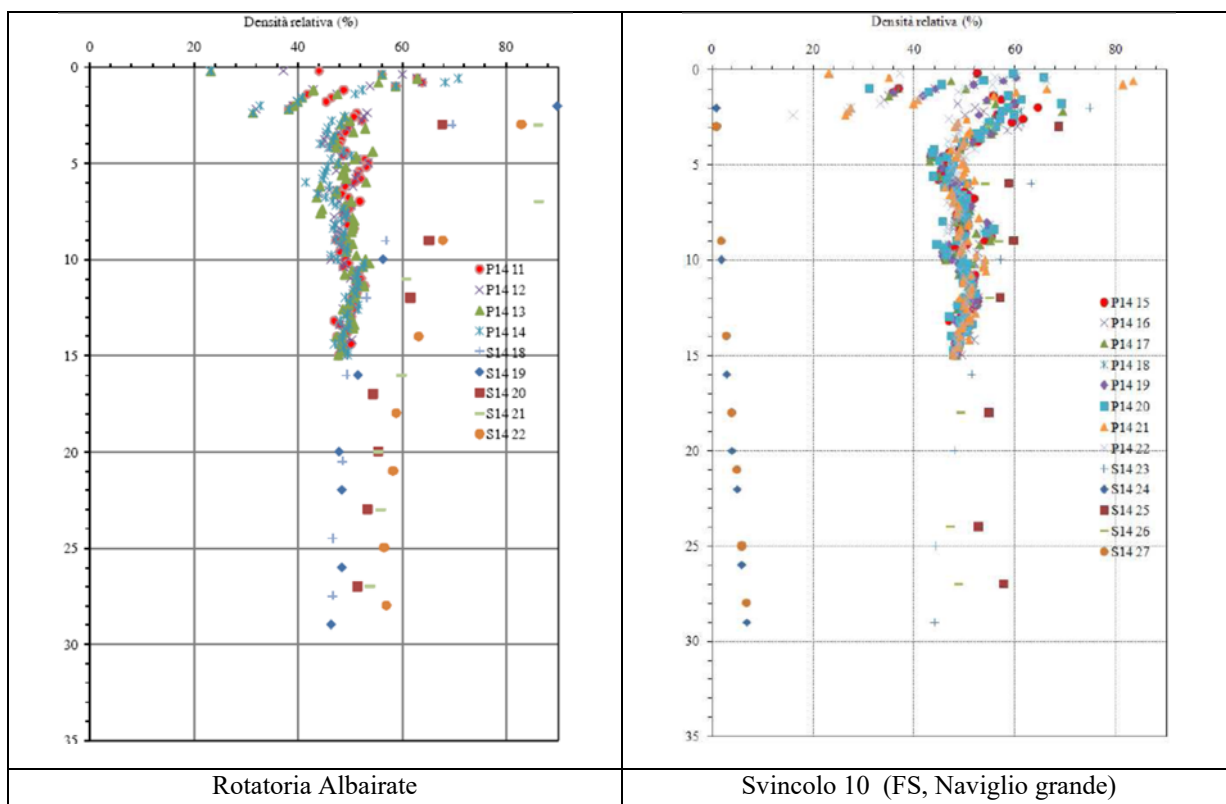
$Dr = (NSPT / 20 (3.24 + 1.024 \sigma'_v / pa))^{0.5}$  per  $\sigma'_v > 75$  kPa

dove: Dr densità relativa [%];

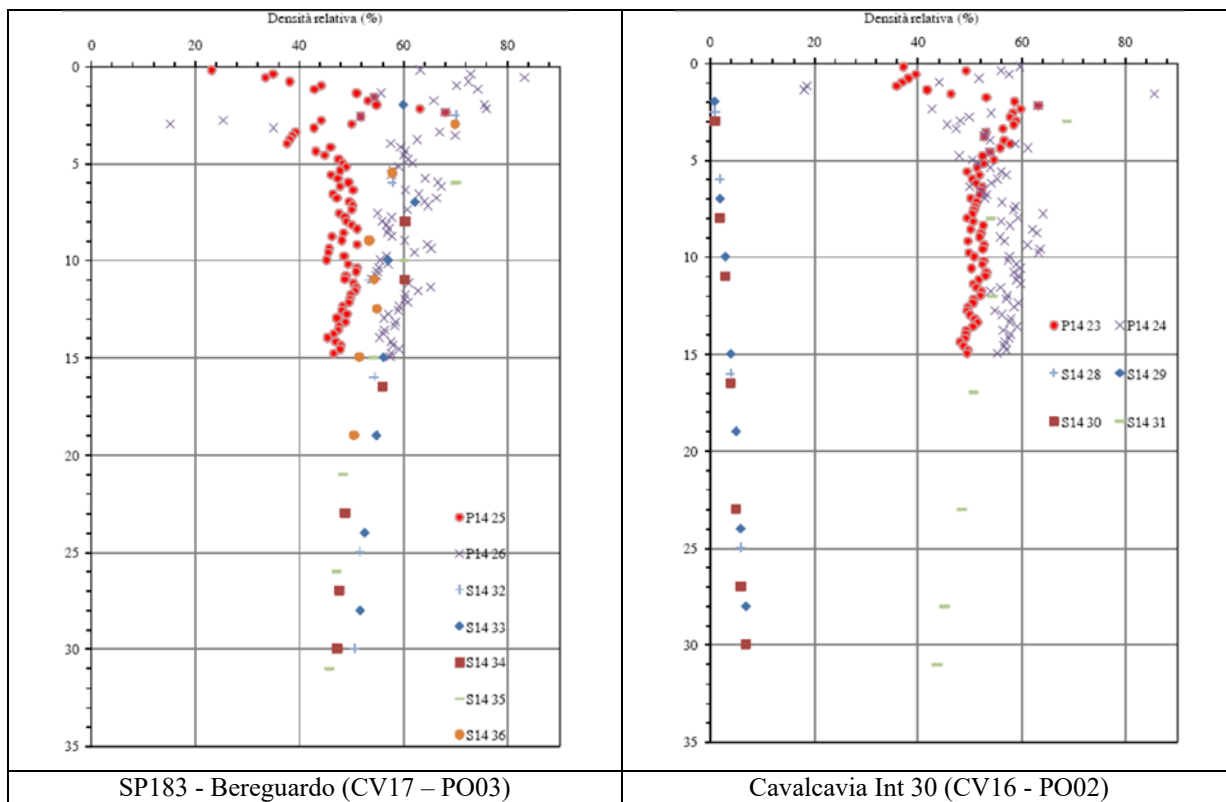
NSPT numero di colpi normalizzato per un affondamento di 30 cm;

$\sigma'_v$  pressione verticale efficace [kPa],  $pa$  pressione atmosferica [100 kPa].

Nelle figure 7.1 e 7.2 seguenti (relative alla Tratta C) si riportano i valori di  $D_r$  ottenuti utilizzando i diversi approcci definiti in precedenza e confrontandone criticamente i risultati. Nelle figure è visualizzato il valore medio della  $D_r$  per ciascuna profondità.



**Fig.7.1 – Densità relativa: variazione con la profondità – TRATTA C**



**Fig.7.2 – Densità relativa: variazione con la profondità – TRATTA C**

### 5.1.5 Angolo di resistenza al taglio

Per la definizione dell'angolo d'attrito sono state adottate le correlazione di seguito riportate valide per sabbie fini, sabbie limose e sabbie ghiaiose:

Shioi & Fukuni (1982) (RBS=Road Bridge Specification)  $\Phi = (15 \text{ NSPT})^{0.5} + 15$

Shioi & Fukuni (1982) (JNR=Japanese National Railway)  $\Phi = 0.3 \text{ NSPT} + 15$

Schmertmann (1975)  $\Phi = \arctg (\text{NSPT} / (12.2 + 20.3 \sigma'_v/\text{pa}))^{0.34}$

Dunham (1954)  $\Phi = (12 \text{ NSPT})^{0.5} + 25$

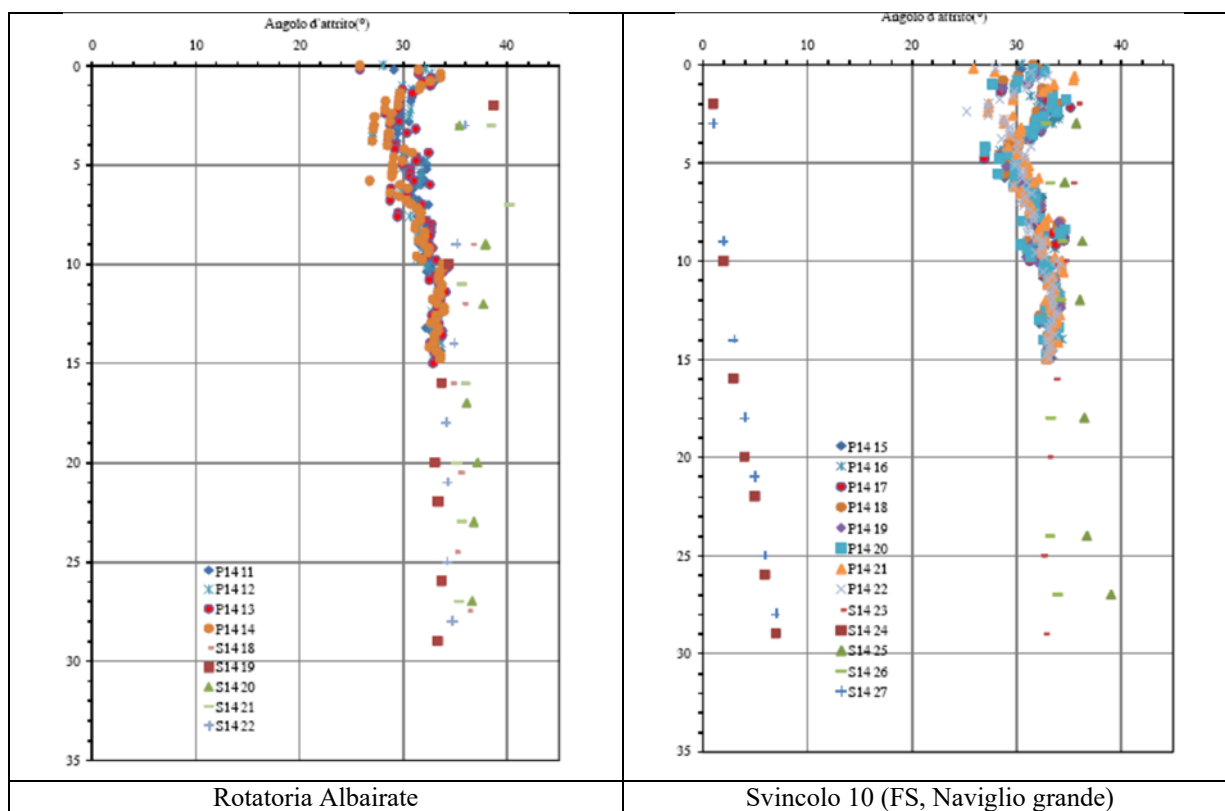
Peck-Hanson & Tghornburn (1974)  $\Phi = 0.28 \text{ NSPT} + 27.2$

dove

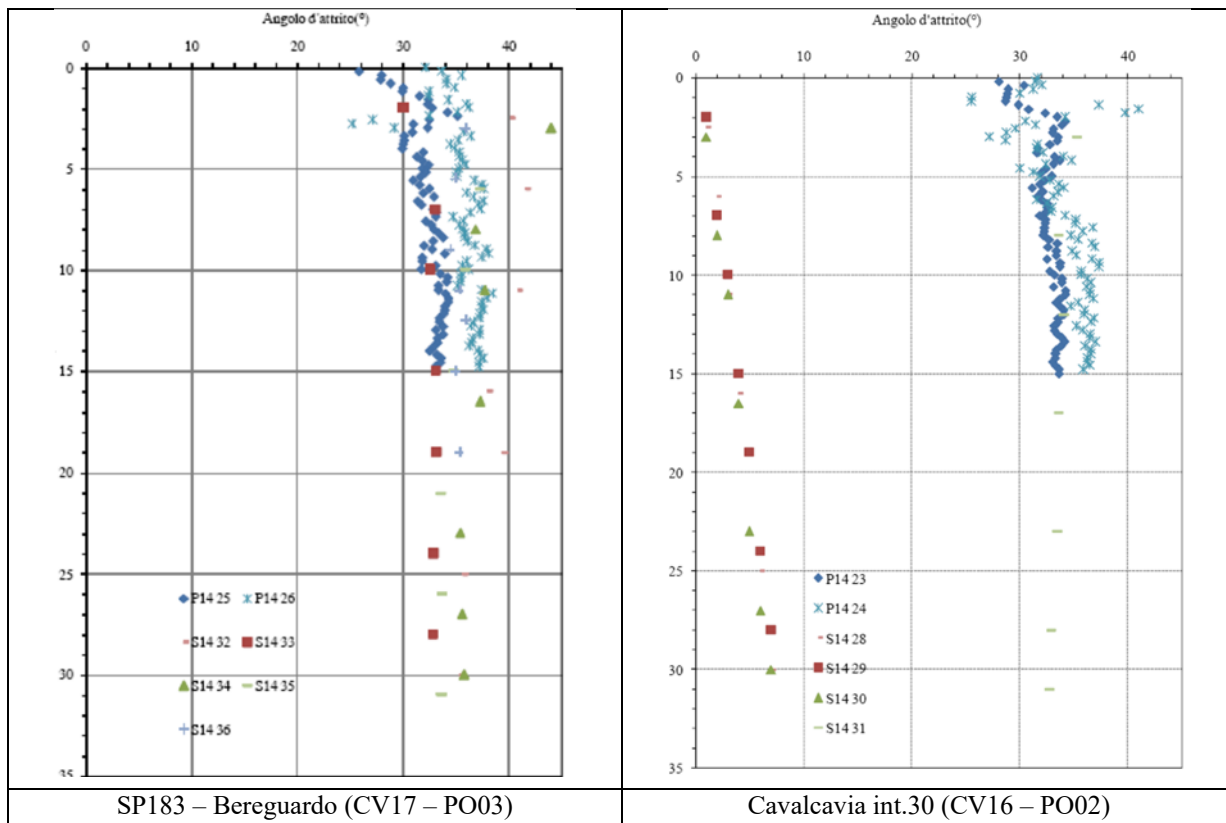
$\Phi$  angolo d'attrito [°]

NSPT numero di colpi normalizzato per un affondamento di 30 cm.

Nelle figure 8.1 e 8.2 seguenti, relative alla TRATTA C, si riportano i valori di angolo d'attrito ottenuti utilizzando i diversi approcci definiti in precedenza e confrontandone criticamente i risultati. Nelle figure è visualizzato il valore medio per ciascuna profondità.



**Fig.8.1 – Angolo di attrito: variazione con la profondità – Tratta C**



**Fig.8.2 – Angolo di attrito: variazione con la profondità – Tratta C**

### 5.1.6 Caratteristiche di deformabilità

Il modulo di Young secante, cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza pari al 25% di quella ultima, è stato ricavato, a partire dai risultati delle prove SPT, prendendo in considerazione le seguenti correlazioni:

per le sabbie ghiaiose / e con ghiaia

- |                           |  |
|---------------------------|--|
| Terzaghi et Al. (1982)    | $E = 7 \text{ (NSPT)} \cdot 0.5 \text{ [MPa]}$                   |
| D'Apollonia et al. (1970) | $E = 0.756 \text{ NSPT} + 18.75 \text{ [MPa]}$                   |
| Begemann (1974)           | $E = 1.2 \text{ (NSPT} + 6) \text{ NSPT} < 15 \text{ [MPa]}$     |
|                           | $E = 4 + 1.2 \text{ (NSPT} + 6) \text{ NSPT} < 15 \text{ [MPa]}$ |

dove:

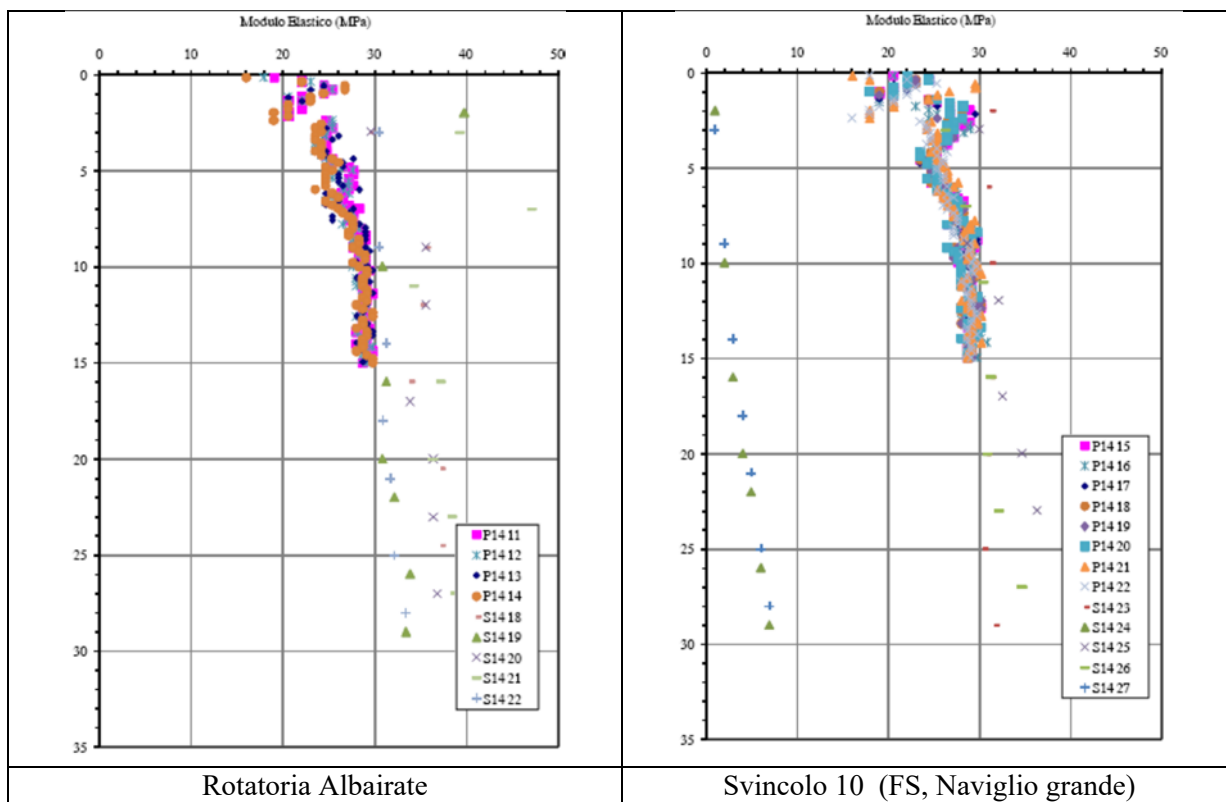
$E$  = modulo di Young [MPa];

NSPT = numero di colpi normalizzato per un affondamento di 30 cm.

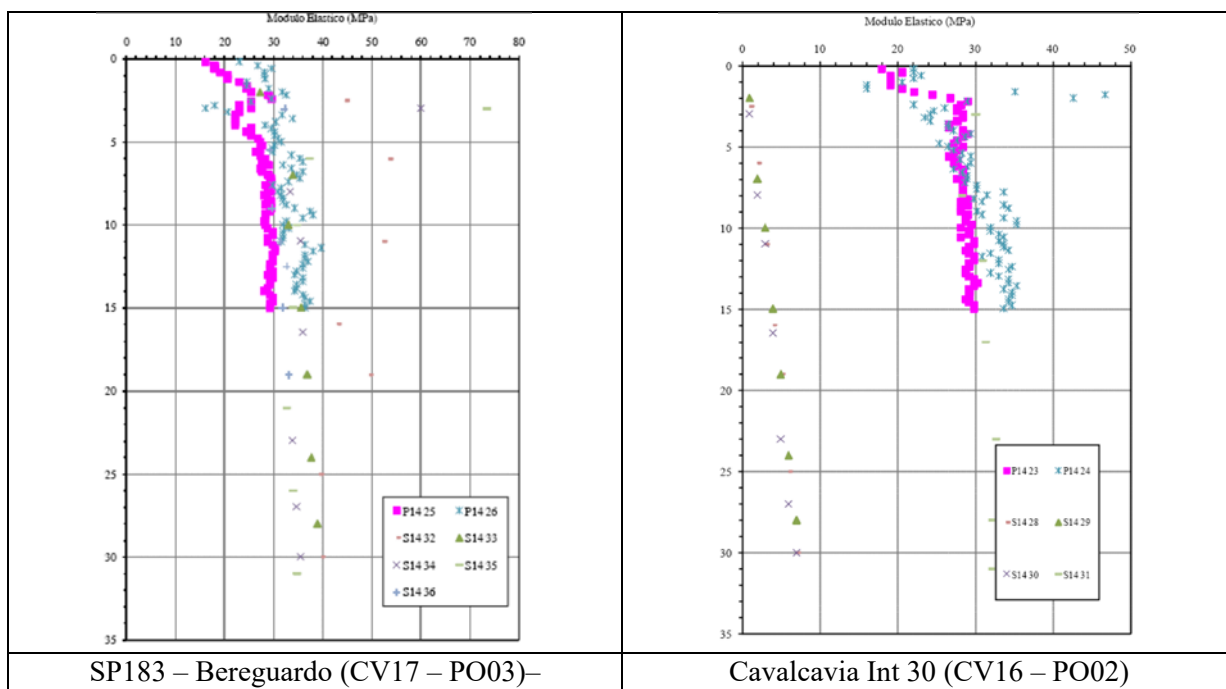
per le sabbie fini / sabbie limose

- |                          |   |
|--------------------------|---|
| Schultze & Menzebach     | $E = 0.517 \text{ NSPT} + 7.46 \text{ [MPa]}$                     |
| D'Apollonia et Al (1970) | $E = 1.043 \text{ NSPT} + 36.8 \text{ [MPa]}$                     |
| Webb (1970)              | $E = 0.478 \text{ NSPT} + 7.2 \text{ [MPa]}$ (sabbia satura)      |
|                          | $E = 0.320 \text{ NSPT} + 1.58 \text{ [MPa]}$ (con fine plastico) |

Nelle figure 9.1 e 9.2 seguenti, relative alla Tratta C, si riportano i valori del modulo di Young ottenuti utilizzando i diversi approcci definiti in precedenza e confrontandone criticamente i risultati. Nelle figure è visualizzato il valore medio per ciascuna profondità.



**Fig.9.1 – Modulo elastico: variazione con la profondità – Tratta C**



**Fig.9.2 – Modulo elastico: variazione con la profondità – Tratta C**

### 5.1.7 Moduli di reazione orizzontale

I moduli di reazione orizzontale iniziali (Esi) da utilizzare nelle formulazioni semplificate alla Matlock-Reese [1960], possono essere ottenuti in accordo con la relazione seguente:

$$E_{si} = k_{hi} z \text{ (kPa)}$$

dove: z = profondità da p.c., in m.

k<sub>hi</sub> = modulo di reazione orizzontale con la profondità (Reese et al.[1974], Elson [1984])

Tabella 5 – Correlazione Densità relativa modulo reazione orizzontale

Densità relativa (%)	Khi (kN/m <sup>3</sup> )
35	10.000
50	15.000
70	25.000

## 5.2 MATERIALI A GRANA FINE

### 5.2.1 Prove geotecniche di laboratorio

I risultati delle analisi granulometriche effettuate (cfr. tabelle 2 e 3) mostrano che i terreni presenti lungo il tracciato sono terreni prevalentemente sabbiosi con granulometria variabile da sabbia ghiaiosa in matrice limosa a sabbia limosa, con intercalazioni di livelli limoso sabbiosi debolmente argillosi e di livelli ghiaioso-sabbiosi debolmente limosi (cfr.fig.3.1). Per quanto riguarda la frazione più fine, i limiti di Atterberg collocano i terreni in questione nel campo delle argille e dei limi a plasticità medio-bassa (CL-ML)(cfr. fig.3.2).

### 5.2.2 Resistenza al taglio non drenata

La coesione non drenata è stata stimata mediante correlazioni che legano i valori di NSPT alla coesione non drenata  $c_u$ :

Terzaghi e Peck  $c_u = 0.067 \text{ NSPT} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

DM-7 (Design Manual of Soil mechanics)  $c_u = 0.074 \text{ NSPT} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

Shioi & Fukui  $c_u = 0.025 \text{ NSPT} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

ove NSPT = numero di colpi normalizzato per un affondamento di 30 cm.

Nel caso in esame i valori più frequenti di Nspt si collocano nell'intervallo 8-12, per cui il valore della  $c_u$ , con riferimento alle prime due formule su riportate, oscilla fra 0,54 e 0,89 kg/cm<sup>2</sup> (=54-89 kPa), mentre con riferimento alla terza formula oscilla fra 0,20 e 0,30 kg/cm<sup>2</sup> (= 20-30 kPa).

I valori ottenuti sono stati poi confrontati criticamente con i valori di  $c_u$  ottenuti dalle proprietà indice dei terreni coesivi. Le correlazioni utilizzate sono le seguenti:

Skempton (Terzaghi e Pech [1967])  $c_u = (0.11+0.0037 \text{ IP}) \sigma'_{vo} \text{ [kPa]}$

Karlsson-Viberg (1967)  $c_u = (0.005 \text{ LL}) \sigma'_{vo} \text{ [kPa]}$

ove LL limite liquido (%), IP Indice di Plasticità (%).

Nel caso in esame risulta LL=26-34% e IP=8-11%, per cui, per strati limosi presenti nei primi cinque metri di profondità, le formule precedenti forniscono un valore medio di  $c_u = 15 \text{ kPa}$ .

Mediando fra tutti i valori ottenuti si può utilizzare per la coesione non drenata il valore  $c_u = 30 \text{ kPa}$ .

Volendo, invece, esprimere la resistenza dei materiali fini (limi sabbiosi e/o sabbie con limi) in termini di attrito, si possono utilizzare le formule seguenti:

Shioi & Fukuni (1982) (RBS=Road Bridge Specification)  $\Phi = (15 \text{ NSPT})^{0.5} + 15$

Shioi & Fukuni (1982) (JNR=Japanese National Railway)  $\Phi = 0.3 \text{ NSPT} + 15$

dalle quali si ricava  $\Phi = 20^\circ\text{-}30^\circ$ .



### 5.2.3 Caratteristiche di deformabilità

Il modulo edometrico, è stato determinato con la relazione seguente:

Shioi & Fukuni (1982):  $E = 2,65 \text{ NSPT (MPa)}$

ove NSPT = numero di colpi per un affondamento di 30 cm,

da cui segue:  $E = 21-32 \text{ MPa.}$

Infine, in accordo con Elson [1984] il modulo di reazione orizzontale ( $E_s$ ) può essere assunto pari a:  $E_s = 400 \text{ cu .}$

### 5.3 CARATTERISTICHE DI RISPOSTA DINAMICA DELL'AMMASSO

Per la determinazione delle caratteristiche di risposta dinamica dei terreni presenti lungo la tratta stradale in esame sono stati eseguiti n.5 profili sismici con la metodologia MASW (Multi-Channel Analysis of Surface Waves)(cfr. Figg.10.1-10.2, MASW 5÷9 relative alla Tratta C) e n.4 prove sismiche di tipo Down Hole (DH) (Figg.10.3-10.4, DH19, 21, 23, 32, 34 relative alla tratta C).

Le prove DH sono state condotte nei fori dei sondaggi S19, S21, S23, S32, S34 (opportunamente attrezzati) con rilevamenti ogni 1 m lungo la verticale d'indagine.

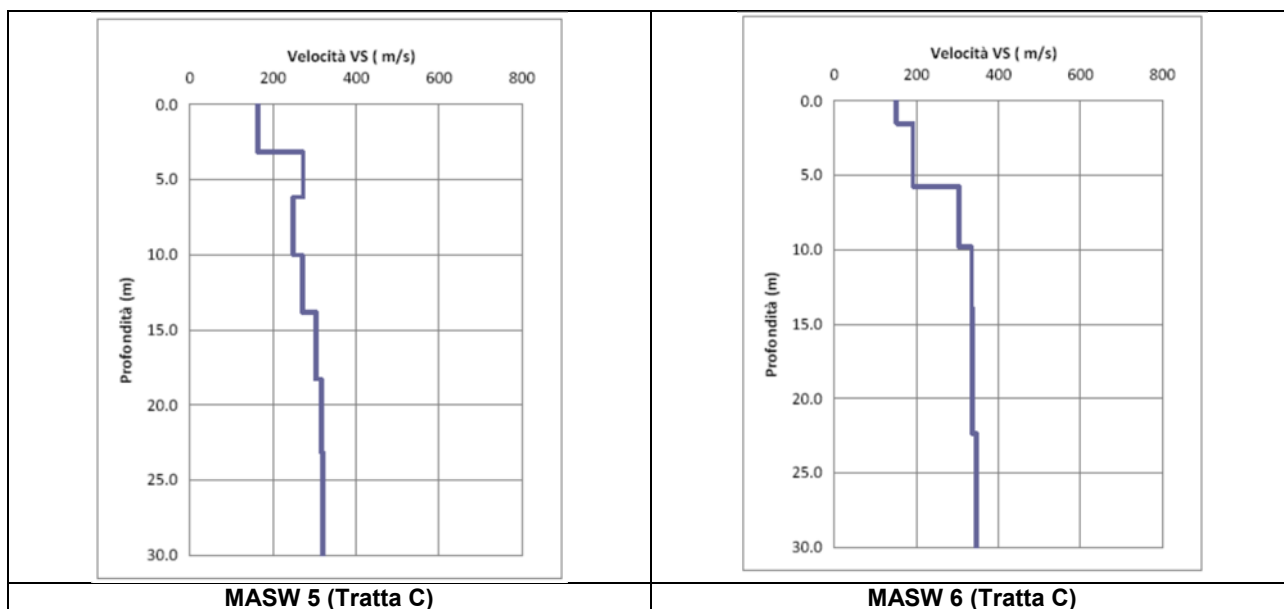


Fig.10.1 – Indagini sismiche – Metodo MASW (Tratta C)

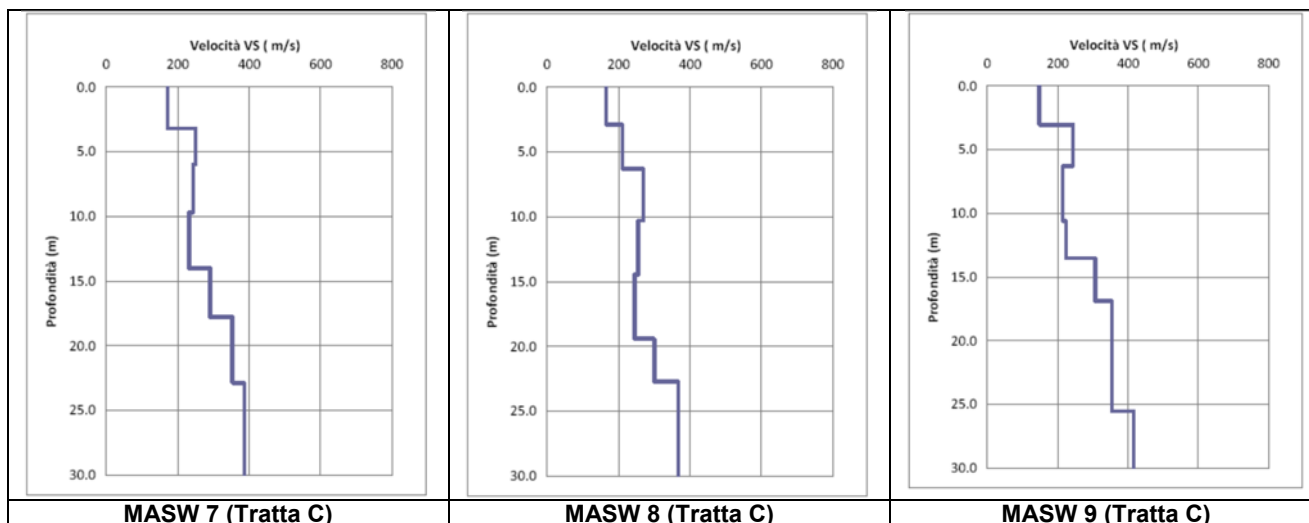


Fig.10.2 – Indagini sismiche – Metodo MASW (Tratta C)

I rilievi down-hole, come gli stendimenti sismici (MASW), forniscono le velocità delle onde di taglio nel sottosuolo, evidenziando la loro variabilità in profondità. Con le prove down-hole è stata determinata anche la velocità di propagazione delle onde longitudinali.

Partendo dai risultati forniti da entrambi i tipi di prova sismica, è stata calcolata la velocità delle onde di taglio nei primi 30 m ( $V_{s,30}$ ):

$$V_{s,30eq} = V_{s,30} = 30 / \sum (h_i / V_i)$$

dove:

$h_i$  = spessore (m) dello strato i-esimo,  $V_i$  = velocità (m/s) di taglio i-esima.

I valori ottenuti delle  $V_{s,30eq}$  sono riportati nelle seguenti tabelle 5.1 e 5.2.

**Tabella 5.1 – Risultati delle prove geofisiche da superficie (MASW)  
(Tratta C, in grigio, +Tratta A)**

Prova sismica da superficie		
Stendimento	$V_{s30eq}$ (m/s)	Cat. suolo
01	356	C
02	361	B
03	352	C
04	288	C
05	270	C
06	286	C
07	275	C
08	260	C
09	265	C

**Tabella 5.2 – Risultati delle prove geofisiche in foro (Down Hole)  
(Tratta C, in grigio, +Tratta A)**

Prova Down Hole		
Sondaggio	$V_{s30eq}$ (m/s)	Cat. suolo
S14-03	311.8	C
S14-05	247.4	C
S14-09	292.0	C
S14-16	263.0	C
S14-19	240.8	C
S14-21	246.4	C
S14-23	222.9	C
S14-32	295.3	C
S14-34	253.6	C

In base ai risultati ottenuti i terreni interessati dalle opere in progetto ricadono normalmente in categoria C.

Infine, partendo dai risultati delle prove è possibile determinare il modulo di taglio dinamico ( $G_d$ ), funzione della velocità di propagazione delle onde di taglio, ed il Modulo di Young in condizioni dinamiche ( $E_d$ ), attraverso le seguenti relazioni:

$$G_d = (V_s^2 \rho) \quad E_d = 2 G_d (1+\nu)$$

dove:

$V_s$  = velocità delle onde di taglio,  $\rho$  = densità di massa del terreno;

$G_d$  = modulo di taglio dinamico,  $\nu$  = coefficiente di Poisson.

I risultati delle prove (velocità di propagazione delle onde longitudinali (onde P) e di taglio (onde S)), sono riportati nel documento T00.GE00.GEO.RE.03 (Documentazione indagini geofisiche). In detto documento sono anche riportati il coefficiente di Poisson ed i risultati delle interpretazioni (Modulo di taglio Dinamico ( $G_d$ ) e Modulo di Young in condizione dinamiche ( $E_d$ )).

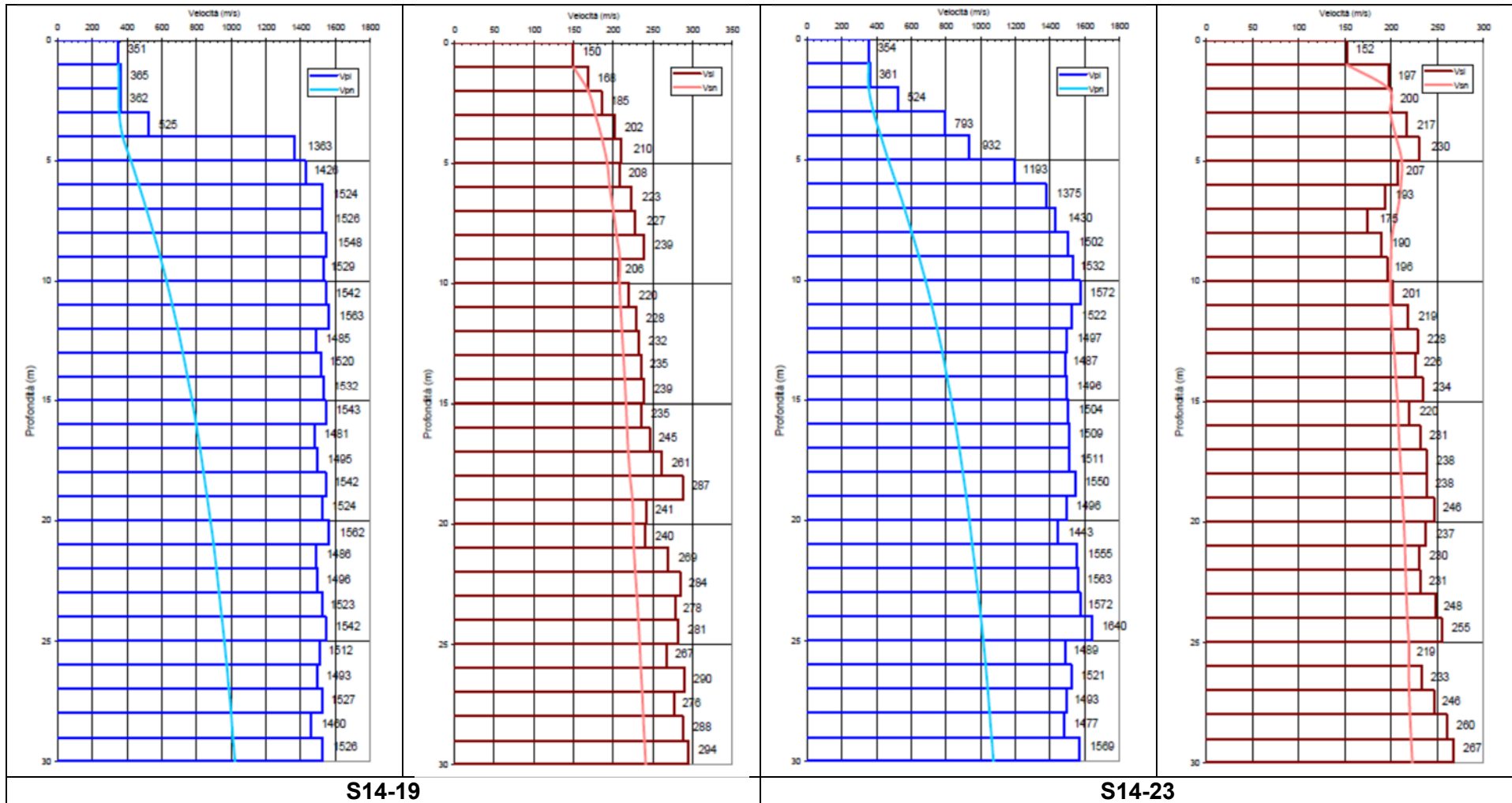


Fig.10.3 – Prove sismiche in foro (DH)

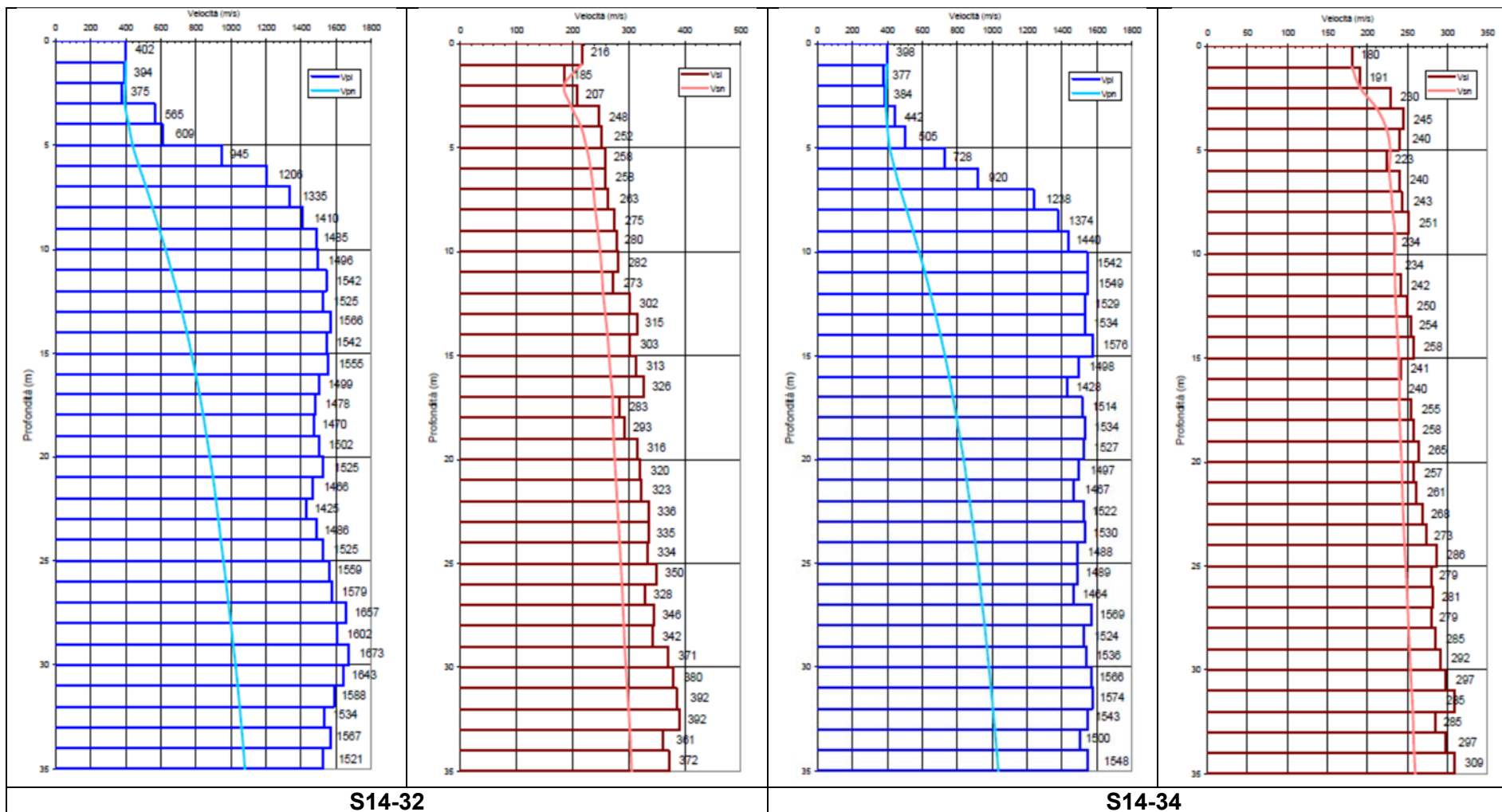


Fig.10.4 – Prove sismiche in foro (DH)

## 6. MODELLO GEOLOGICO E MODELLO GEOTECNICO

### 6.1 UNITÀ LITOTECNICHE (CFR. RELAZIONE GEOLOGICA)

Dall'analisi delle indagini geognostiche effettuate è stato possibile individuare quattro diverse unità litostratigrafiche che definiscono la stratigrafia nella tratta in oggetto. In tutte le tratte è stata trovata prevalentemente sabbia con depositi fini e/o ghiaiosi, ad esclusione di livelli metrici di limo sabbioso/limo con sabbia a profondità massima di 14 m da p.c.

Per chiarezza il modello elaborato è stato rappresentato tramite stratigrafie di progetto per ciascuna opera e profilo geologico interpretativo (cfr. All. P00.GE00.GEO.FP.01÷10) in modo da consentire una visione immediata delle sue caratteristiche.

L'assetto lito-stratigrafico dell'intera tratta C mostra la presenza dall'alto verso il basso delle seguenti unità litostratigrafiche, con spessori variabili da zona a zona, come si evince chiaramente dal profilo geologico in asse e dagli stralci di seguito riportati:

- **Unità G3/G3\***: costituita da ghiaie con sabbia e sabbie con ghiaia caratterizzate da un grado di addensamento che varia da medio (G3) ad alto (G3\*). A luoghi si rinvengono intercalazioni di materiali a grana fine (limi sabbiosi e limi sabbioso-argillosi: Unita L5).
- **Unità S2**: costituita da sabbia prevalentemente fine, limosa, talvolta ghiaiosa. Si rinviene normalmente al di sotto dell'unità G3/G3\*, oltre la massima profondità raggiunta dai sondaggi.
- **Unità S1**: composta da sabbia prevalentemente fine, talora con intercalazioni di livelli sabbiosi a granulometria media; il grado di addensamento è medio. Questa Unità è stata riconosciuta solo in alcune tratte al di sotto dell'unità G3/G3\* e/o all'interno dell'Unità S2, oltre la profondità raggiunta dai sondaggi.
- **Unità L5**: composta da limo sabbioso a tratti debolmente argilloso e da limo con sabbia, con basso grado di addensamento. Si ritrova generalmente intercalata all'interno dell'unità G3/G3\*, con spessori variabili tra 1.5 e 2 m. Nel solo sondaggio S14-36 raggiunge spessori di circa 5 m.

### 6.2 MODELLO GEOTECNICO

Sotto il profilo geotecnico non si osservano grandi differenze di comportamento fra gli strati sabbioso-ghiaiosi e quelli ghiaioso-sabbiosi, per cui si ritiene di poter raggruppare i terreni indagati in due sole unità geotecniche:

**UNITA' Ug1** – terreni a grana grossa (ghiaia e sabbia, sabbie ghiaiose, ecc.)(G3)

**UNITA' Ug2** – terreni a grana medio-fine (limo sabbioso / sabbia limosa)(S1/S2)

**UNITA' Ug3** – terreni a grana fine (limi argillosi)(L5)

Per quanto riguarda i parametri geotecnici generali, essi sono riportati nella tabella seguente:

	DR	$\gamma_t$	$\Phi'$	$c'$	LL	Cu	E
	(%)	(kN/m <sup>3</sup> )		(kPa)	(%)	(kPa)	(MPa)
Unità Ug1	40-70	18.5-19.5	28°-38°	0	---	0	20-40
Unità Ug2	---	18-20	26°-35°	0	26-36	0	20-40
Unità Ug3		18-19	20°-30°	0	26-34	15-30	21-32

Rispetto alle due unità geotecniche principali (Ug1 e Ug2) è stata inserita anche l'Unità Ug3, presente solo in alcune zone della tratta C, per un'estensione planimetrica ridotta e con spessori generalmente ridotti, intorno ad 1-2 m.

### 6.3 PARAMETRI CARATTERISTICI

Nelle tabelle più avanti riportate sono stati inseriti i parametri geotecnici caratteristici, per alcune opere, secondo la definizione del Nuovo Testo Unico delle Costruzioni (D.M. 17/01/2018). I valori dei parametri sono stati desunti dall'analisi dei risultati delle prove effettuate (in particolar modo delle prove in sito), unitamente a considerazioni sulla tipologia dei terreni: il valore proposto rappresenta una stima cautelativa che tiene conto del numero di dati a disposizione, della loro dispersione e della variabilità del sottosuolo.

Trattandosi di valori determinati in modo indiretto tramite correlazioni con i risultati delle prove penetrometriche, i valori riportati in tabella risentono delle incertezze proprie di dette correlazioni. Pertanto, tenuto conto anche del fatto che sono stati adottati approcci cautelativi, nelle calcolazioni geotecniche, a parere dello scrivente, potranno adottarsi valori dei parametri di resistenza spostati verso il limite superiore dell'intervallo indicato.

### 6.4 PARAMETRI CARATTERISTICI PER SINGOLA OPERA

Si riportano di seguito alcune schede riassuntive su cui sono illustrati i riferimenti geologici e geotecnici relativi alle singole opere d'arte principali, precisando che quanto di seguito riportato non è in contraddizione con la caratterizzazione generale riportata nel paragrafo 6.3, ma rappresenta solo una possibilità di maggiore dettaglio qualora nel calcolo delle opere strutturali si voglia tenere conto di situazioni locali particolari.

Le opere di che trattasi sono le seguenti:

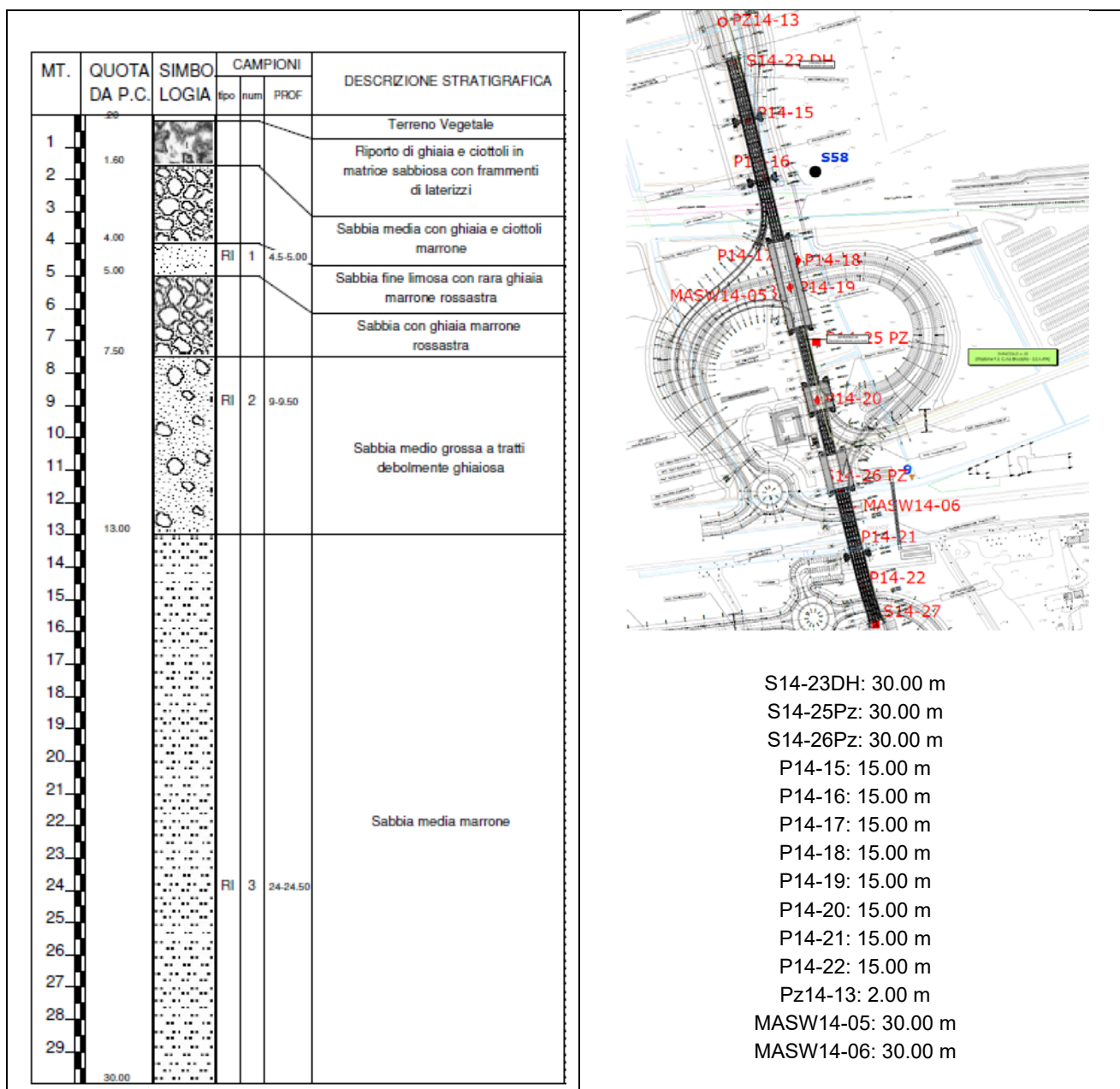
Opera CA15 (Svincolo zona FS e Naviglio grande), comprendente alcuni viadotti e cavalcavia,  
Opera CV16 corrispondente ad un cavalcavia per la deviazione di una strada comunale,  
Opera PO 02 corrispondente al ponte sulla Roggia Ticinello,  
Opera PO 03 corrispondente al Ponte sul Naviglio Bereguardo,  
Cavalcavia per la deviazione della strada provinciale n.183.

Per le altre opere, vista la relativa uniformità complessiva delle condizioni lito-stratigrafiche e geotecniche, si potrà fare riferimento all'opera d'arte più vicina.

### 6.4.1 Svincolo Zona FS e Naviglio grande

La stratigrafia di progetto è stata desunta dal sondaggio S14-25PZ. Alla stratigrafia compresa tra il piano campagna e la profondità pari a 13 m è stata associata l'unità litostrafica Ug1 corrispondente a terreni a grana grossa, mentre da 13 m in poi è stata assunta l'unità litostrafica Ug2, corrispondente a terreni a grana medio-fine.

Nello stralcio planimetrico di seguito allegato si riportano, inoltre, tutte le indagini geognostiche effettuate nell'intorno dell'opera da cui è possibile ricavare indicazioni utili alla progettazione delle fondazioni.

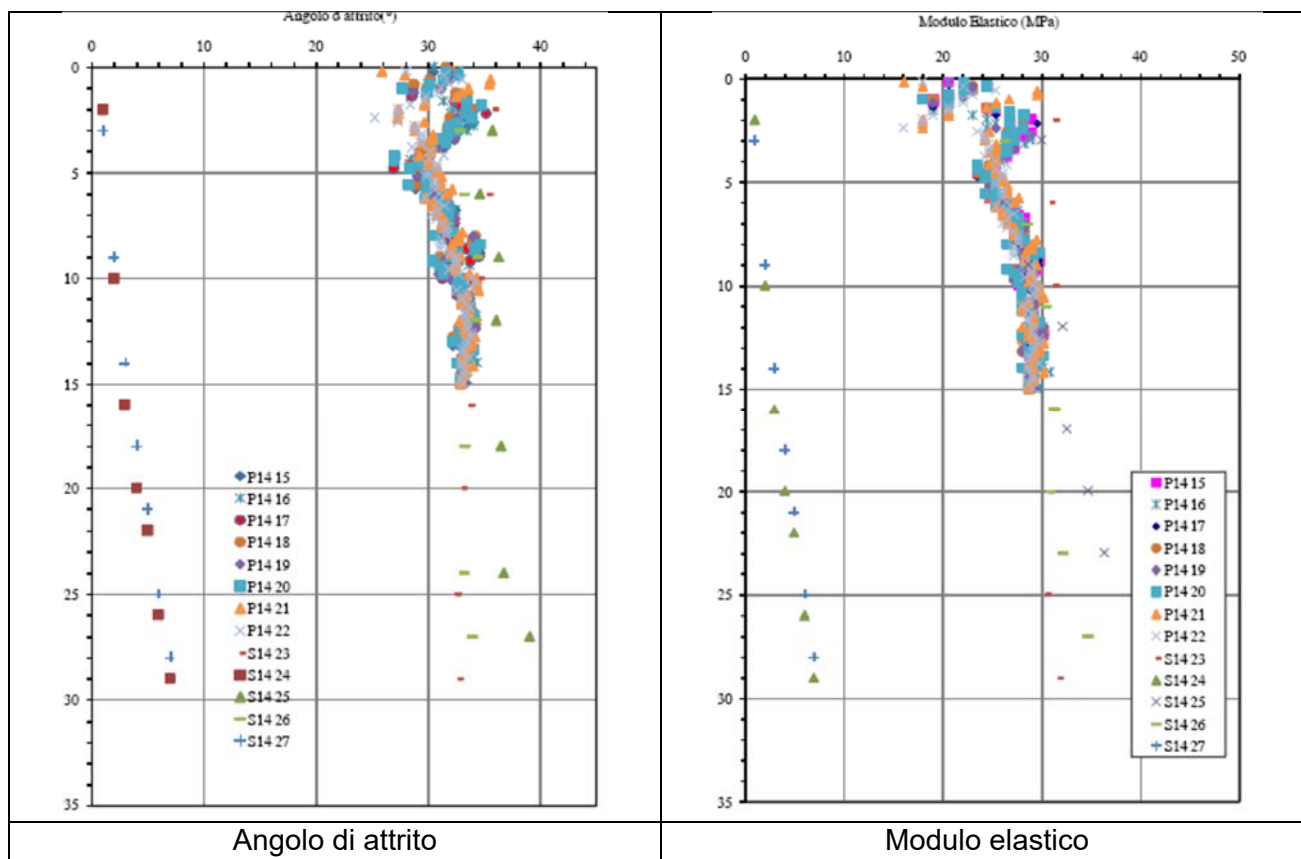


In base ai dati disponibili, la profondità della falda si colloca a quota 2.41 m dal piano campagna.

Ai fini delle verifiche sismiche risulta:

- Categoria sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1

Nelle immagini seguenti si riportano i diagrammi  $\Phi, z$  e  $E, z$  forniti dalla elaborazione delle prove penetrometriche SPT



Infine, nella tabella seguente si riportano gli intervalli di valori dei parametri geotecnici relativi alla zona in cui ricade l'opera.

UNITA'	PARAMETRI GEOTECNICI GENERALI							
	$D_R$ (%)	$\gamma_t$ (kN/mc)	$\Phi'$	$\Phi'_{op}$	LL (%)	$c_u$ (kPa)	E (MPa)	E <sub>op</sub>
Ug1	40 ÷ 70	18.50 ÷ 19.50	28° ÷ 36°	33°			24 ÷ 30	28
Ug2	---	18.00 ÷ 20.00	32° ÷ 36°	33°	26 ÷ 36		30 ÷ 34	32

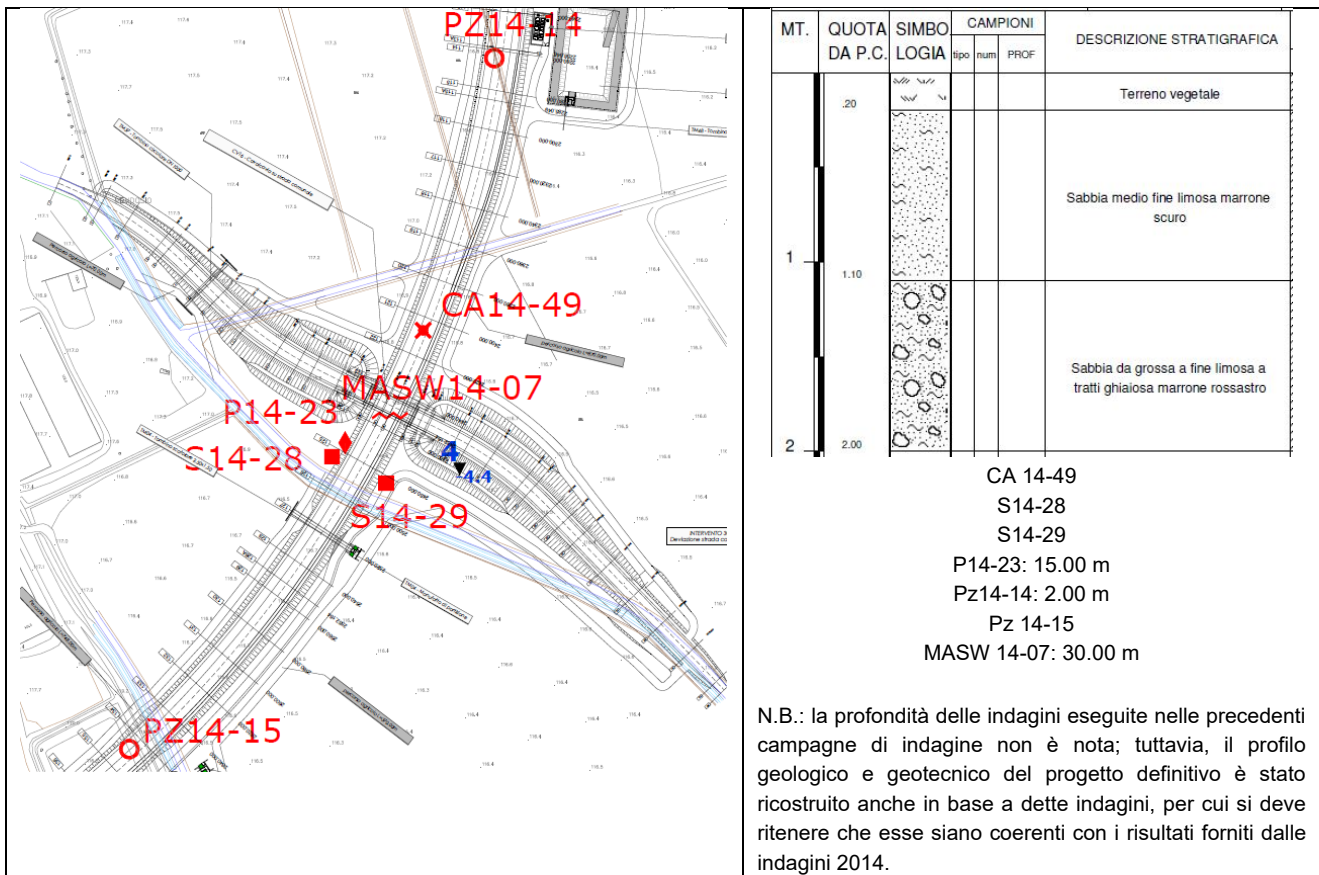
I valori di progetto di  $\Phi'$  e E sono indicati con  $\Phi'_{op}$  e E<sub>op</sub>



### 6.4.2 Opera CV16 - Deviazione strada vicinale: cavalcavia

La stratigrafia di progetto è stata desunta dal profilo geotecnico ricostruito lungo l'asse principale della strada. Alla stratigrafia compresa tra il piano campagna e la profondità pari a 9 m è stata associata l'unità litostrafica Ug1 corrispondente a terreni a grana grossa, mentre da 9 m in poi è stata assunta l'unità litostrafica Ug2, corrispondente a terreni a grana medio-fine.

Nello stralcio planimetrico di seguito allegato si riportano, inoltre, tutte le indagini geognostiche effettuate nell'intorno dell'opera da cui è possibile ricavare indicazioni utili alla progettazione delle fondazioni.

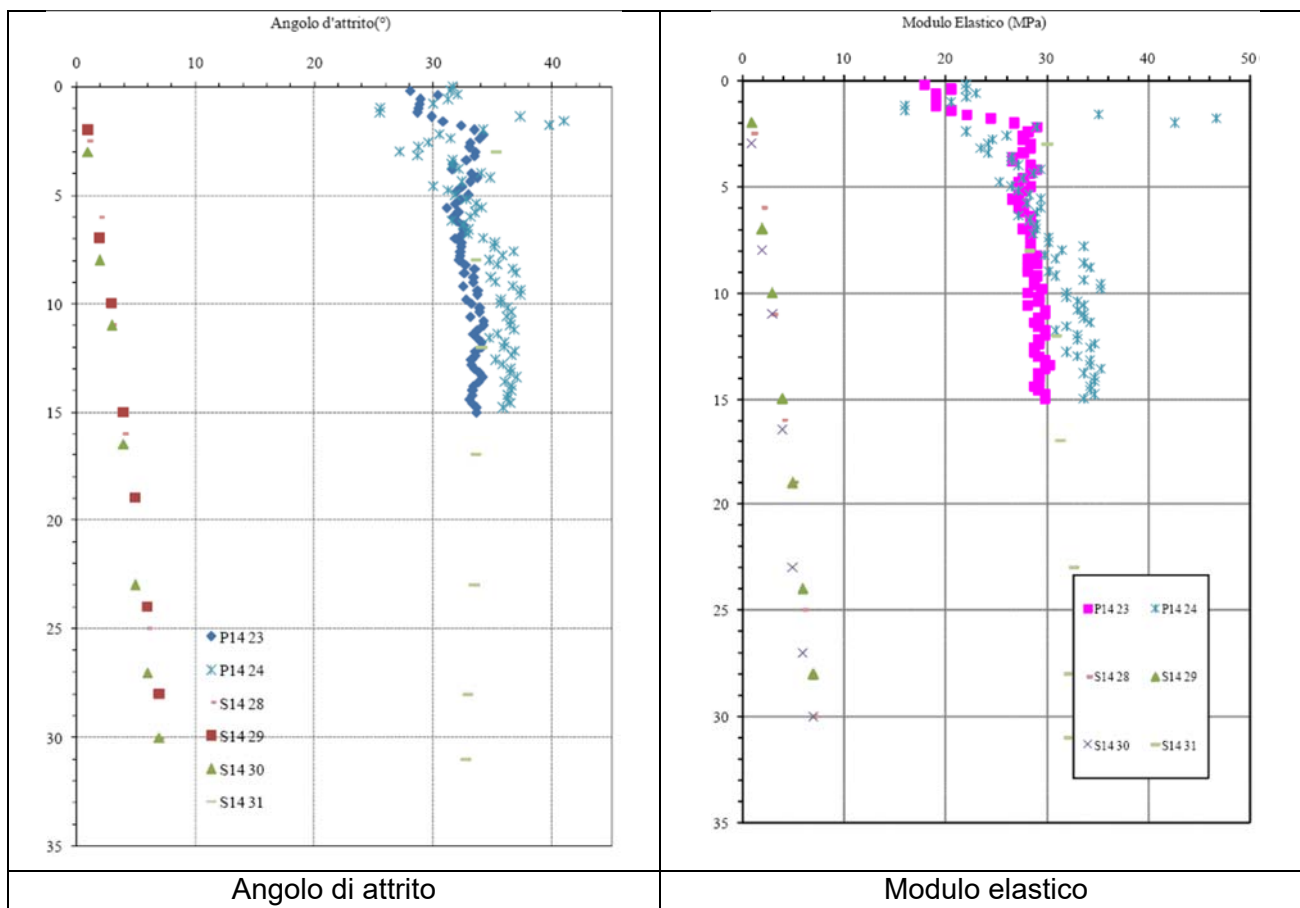


In base ai dati disponibili, la profondità della falda si colloca a quota 2.41 m dal piano campagna.

Ai fini delle verifiche sismiche risulta:

- Categoria sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1

Nelle immagini seguenti si riportano i diagrammi  $\Phi, z$  e  $E, z$  forniti dalla elaborazione delle prove penetrometriche SPT



Infine, nella tabella seguente si riportano gli intervalli di valori dei parametri geotecnici relativi alla zona in cui ricade l'opera.

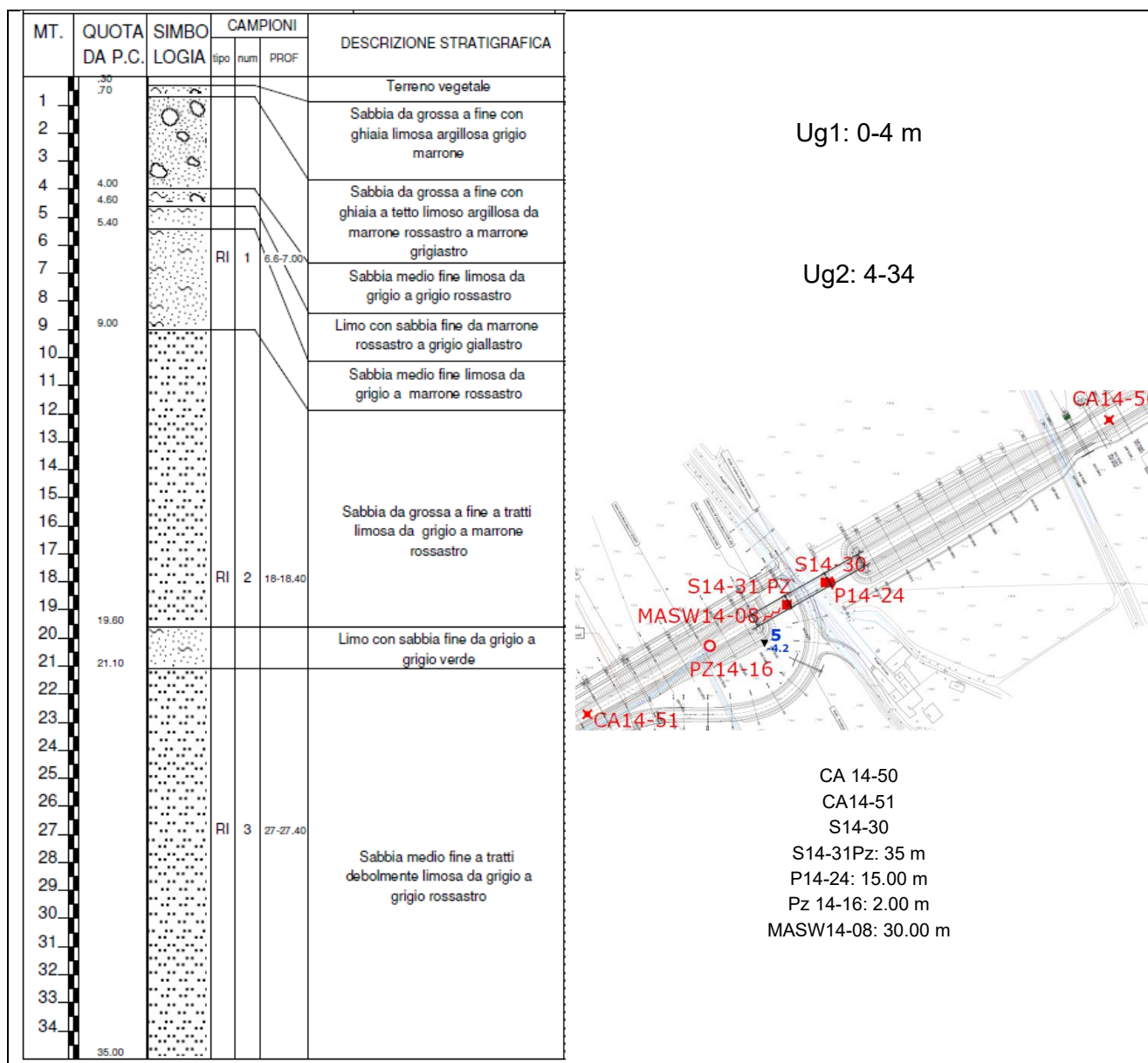
UNITA'	PARAMETRI GEOTECNICI GENERALI							
	D <sub>R</sub> (%)	γ <sub>t</sub> (kN/mc)	Φ'	Φ' <sub>op</sub>	LL (%)	c <sub>u</sub> (kPa)	E (MPa)	E <sub>op</sub>
Ug1	40 ÷ 70	18.50 ÷ 19.50	32° ÷ 38°	35°			26 ÷ 36	30
Ug2	---	18.00 ÷ 20.00	32° ÷ 36°	35°	26 ÷ 36		26 ÷ 36	30

I valori di progetto di Φ' e E sono indicati con Φ'<sub>op</sub> e E<sub>op</sub>

### 6.4.3 Ponte Roggia Ticinello

La stratigrafia di progetto è stata desunta dal sondaggio S14-31PZ. Alla stratigrafia compresa tra il piano campagna e la profondità pari a 4 m è stata associata l'unità litostrafica Ug1 corrispondente a terreni a grana grossa, da 4 m in poi è stata assunta l'unità litostrafica Ug2, corrispondente a terreni a grana medio-fine.

Nello stralcio planimetrico di seguito allegato si riportano, inoltre, tutte le indagini geognostiche effettuate nell'intorno dell'opera da cui è possibile ricavare indicazioni utili alla progettazione delle fondazioni.

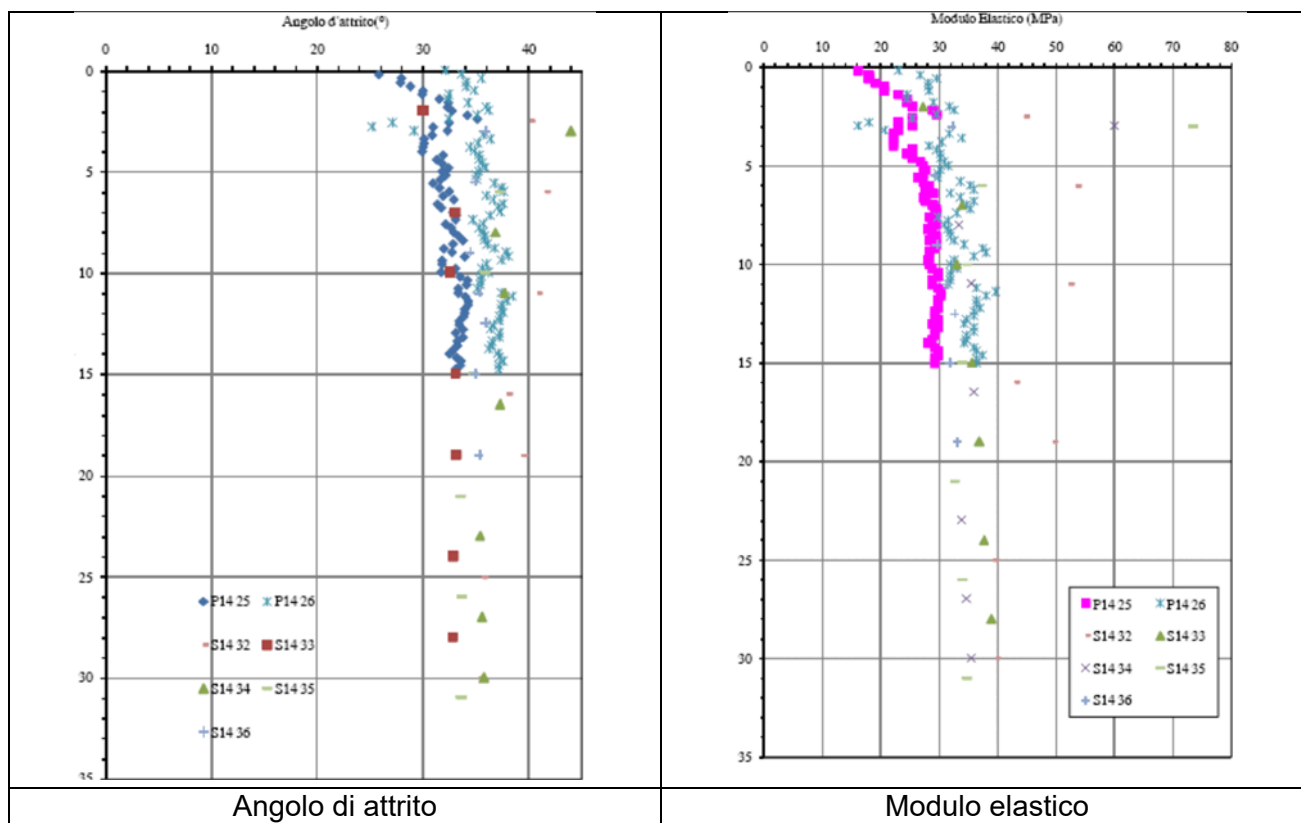


In base ai dati disponibili, la profondità della falda si colloca a quota 2.17 m dal piano campagna.

Ai fini delle verifiche sismiche risulta:

- Categoria sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1

Nelle immagini seguenti si riportano i diagrammi  $\Phi, z$  e  $E, z$  forniti dalla elaborazione delle prove penetrometriche SPT eseguite in zona limitrofa a quella dell'opera in esame



Infine, nella tabella seguente si riportano gli intervalli di valori dei parametri geotecnici relativi alla zona in cui ricade l'opera.

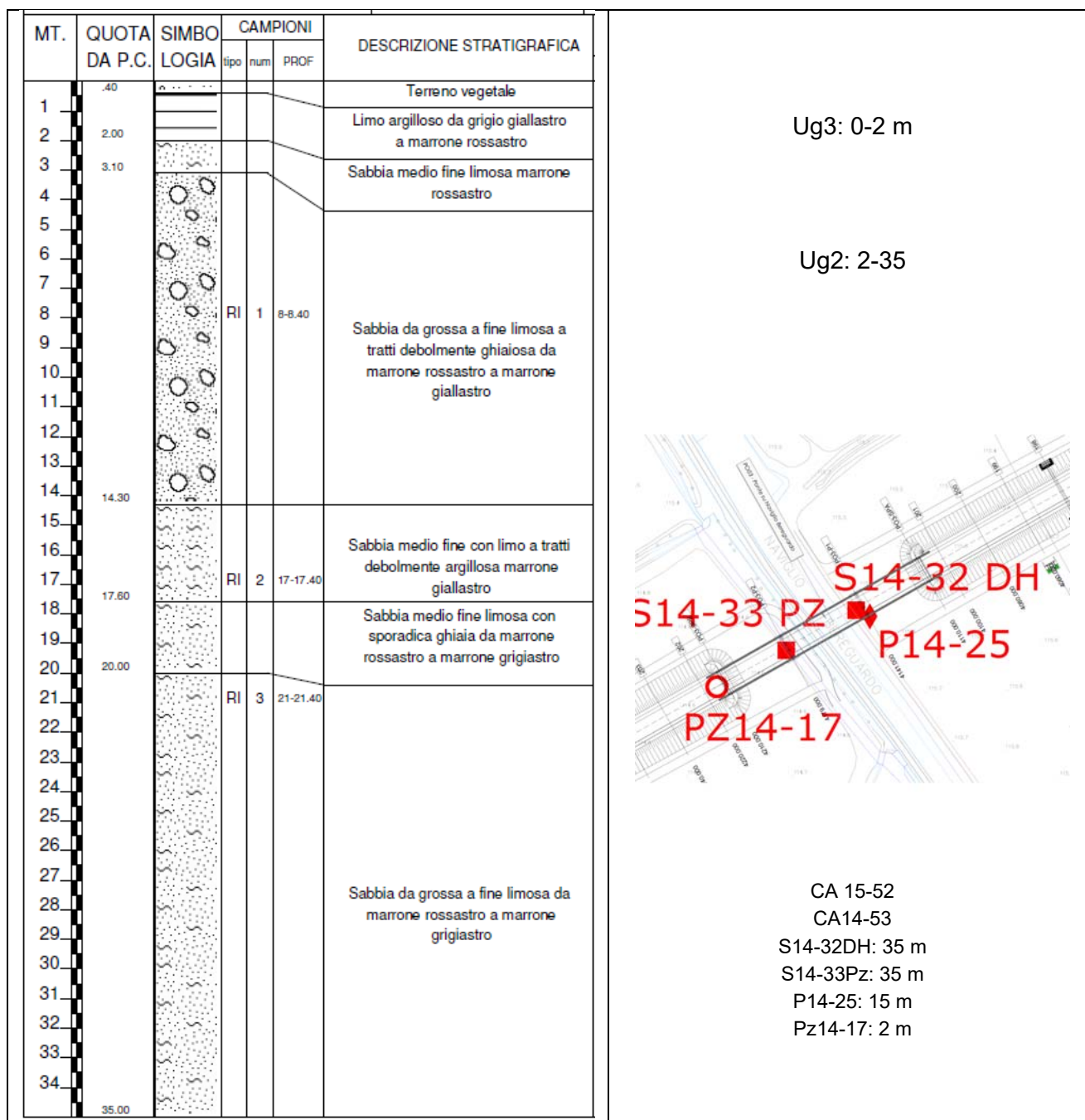
PARAMETRI GEOTECNICI GENERALI								
UNITA'	$D_R$ (%)	$\gamma_t$ (kN/mc)	$\Phi'$	$\Phi'_{op}$	LL (%)	cu (kPa)	E (MPa)	E <sub>op</sub>
Ug1	40 ÷ 70	18.50 ÷ 19.50	30° ÷ 38°	35°			26 ÷ 38	32
Ug2	---	18.00 ÷ 20.00	32° ÷ 36°	34°	26 ÷ 36		32 ÷ 38	34

I valori di progetto di  $\Phi'$  e E sono indicati con  $\Phi'_{op}$  e E<sub>op</sub>

### 6.4.4 PO 03 – Ponte Naviglio Bereguardo

La stratigrafia di progetto è stata desunta dai sondaggi S14-32DH e S14-33PZ. Alla stratigrafia compresa tra il piano campagna e la profondità pari a 2 m è stata associata l'unità litostrafica Ug3 corrispondente a terreni limoso-sabbiosi debolmente argillosi, mentre da 2 m in poi è stata assunta l'unità litostrafica Ug2, corrispondente a terreni a grana medio-fine.

Nello stralcio planimetrico di seguito allegato si riportano, inoltre, tutte le indagini geognostiche effettuate nell'intorno dell'opera da cui è possibile ricavare indicazioni utili alla progettazione delle fondazioni.

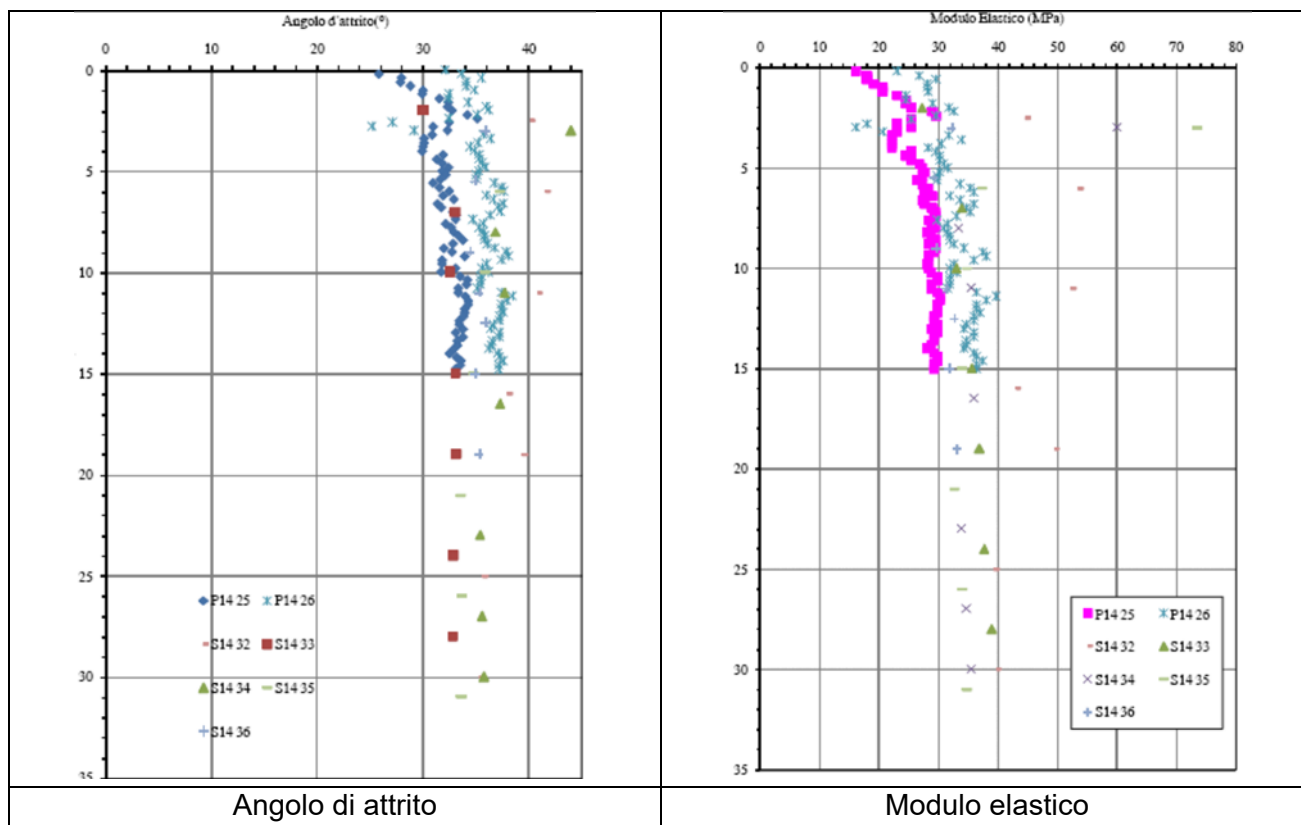


In base ai dati disponibili, la profondità della falda si colloca a quota 5.29 m dal piano campagna.

Ai fini delle verifiche sismiche risulta:

- Categoria sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1

Nelle immagini seguenti si riportano i diagrammi  $\Phi, z$  e  $E, z$  forniti dalla elaborazione delle prove penetrometriche SPT



Infine, nella tabella seguente si riportano gli intervalli di valori dei parametri geotecnici relativi alla zona in cui ricade l'opera.

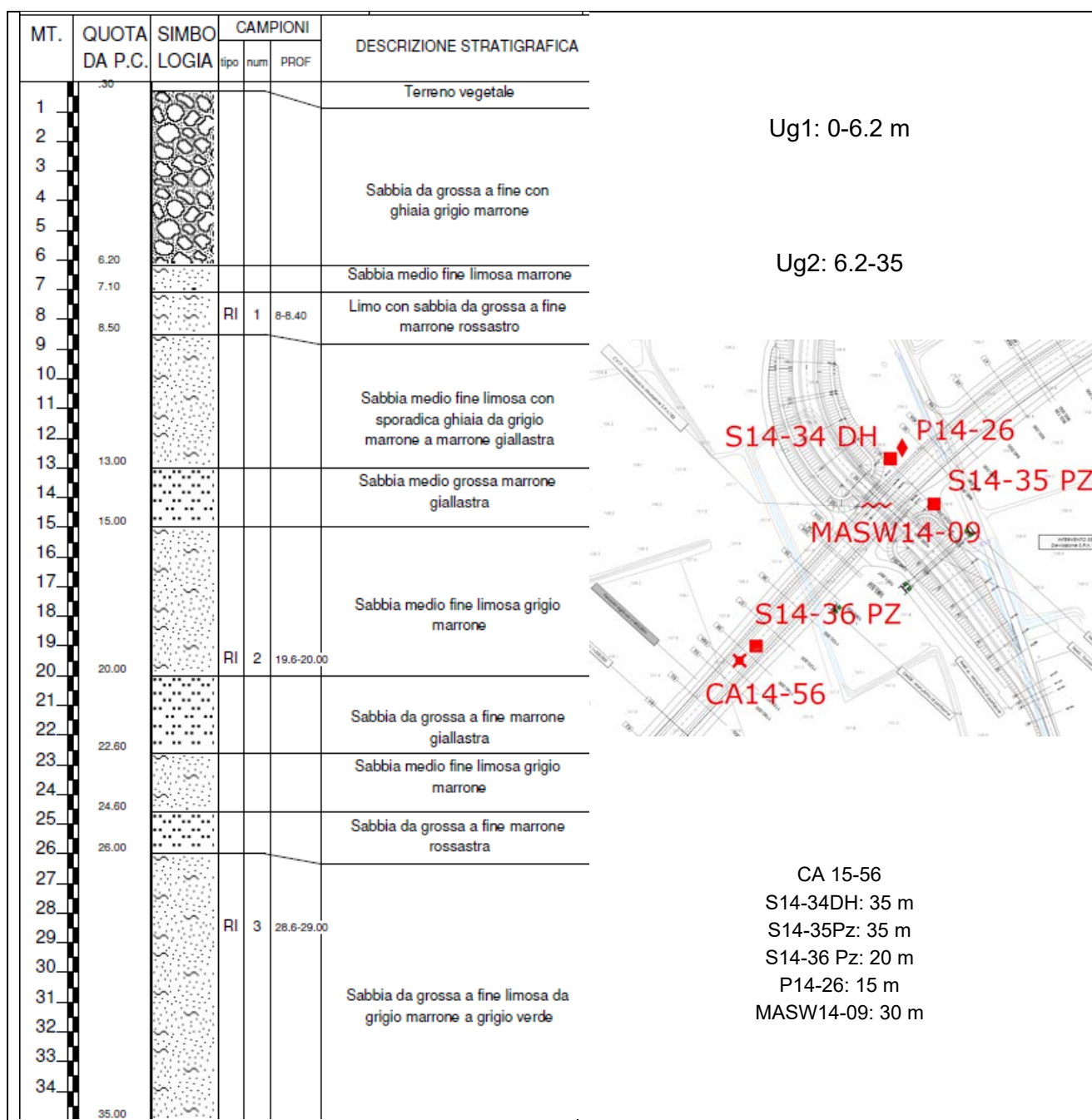
PARAMETRI GEOTECNICI GENERALI								
UNITA'	$D_R$ (%)	$\gamma_t$ (kN/mc)	$\Phi'$	$\Phi'_{op}$	LL (%)	$c_u$ (kPa)	E (MPa)	$E_{op}$
Ug3		18.00 ÷ 19.00	20° ÷ 23°	22°	26 ÷ 34	30		21-32
Ug2	---	18.00 ÷ 20.00	32° ÷ 36°	34°	26 ÷ 36		32 ÷ 38	34

I valori di progetto di  $\Phi'$  e E sono indicati con  $\Phi'_{op}$  e  $E_{op}$

### 6.4.5 Deviazione strada provinciale n.183: cavalcavia

La stratigrafia di progetto è stata desunta dai sondaggi S14-34DH e S14-35PZ. Alla stratigrafia compresa tra il piano campagna e la profondità pari a 6.20 m è stata associata l'unità litostrafica Ug1 corrispondente a terreni a grana grossa, mentre da 6.20 m in giù è stata assunta l'unità litostrafica Ug2, corrispondente a terreni a grana medio-fine.

Nello stralcio planimetrico di seguito allegato si riportano, inoltre, tutte le indagini geognostiche effettuate nell'intorno dell'opera da cui è possibile ricavare indicazioni utili alla progettazione delle fondazioni.

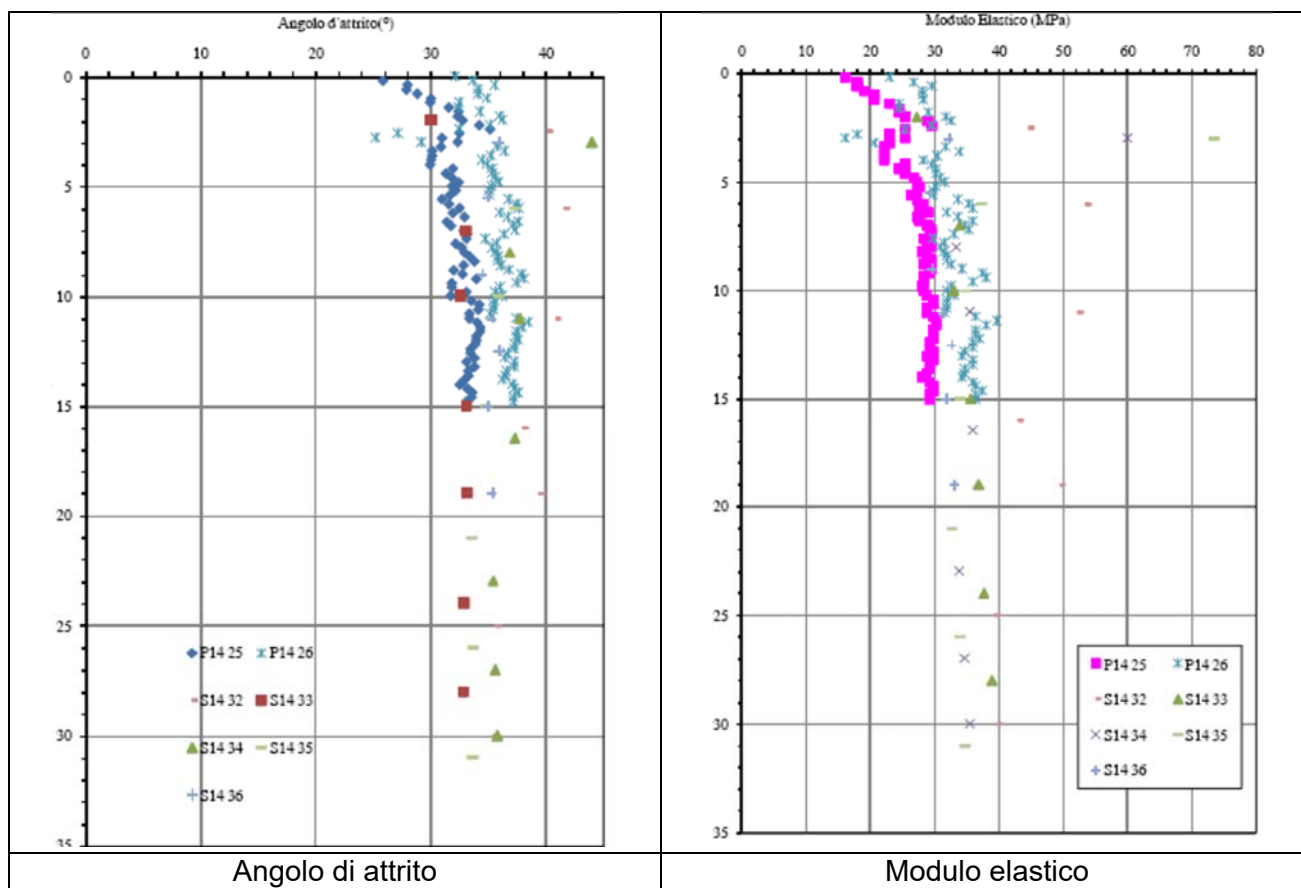


In base ai dati disponibili, la profondità della falda si colloca a quota 5.29 m dal piano campagna.

Ai fini delle verifiche sismiche risulta:

- Categoria sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1

Nelle immagini seguenti si riportano i diagrammi  $\Phi, z$  e  $E, z$  forniti dalla elaborazione delle prove penetrometriche SPT



Infine, nella tabella seguente si riportano gli intervalli di valori dei parametri geotecnici relativi alla zona in cui ricade l'opera.

PARAMETRI GEOTECNICI GENERALI								
UNITA'	$D_R$ (%)	$\gamma_t$ (kN/mc)	$\Phi'$	$\Phi'_{op}$	LL (%)	cu (kPa)	E (MPa)	$E_{op}$
Ug1	40 ÷ 70	18.50 ÷ 19.50	30° ÷ 38°	35°			26 ÷ 38	32
Ug2	---	18.00 ÷ 20.00	32° ÷ 36°	34°	26 ÷ 36		32 ÷ 38	34

I valori di progetto di  $\Phi'$  e E sono indicati con  $\Phi'_{op}$  e  $E_{op}$



## 7. LIVELLI DI FALDA

Nell'area oggetto del presente studio il livello della superficie piezometrica risulta attestarsi ad una profondità di circa 2.5 m±6 m circa dall'attuale piano campagna.

I rilevamenti sono stati fatti al termine di ogni sondaggio (tra il 20 ottobre e 11 novembre 2014) e a distanza di qualche giorno (20 novembre 2014). Quest'ultima lettura è stata fatta al termine di un periodo di intense piogge che hanno causato la formazione di ristagni idrici in superficie nelle aree interessate dal tracciato in progetto. Nella tabella seguente sono riportate le profondità della falda misurata:

*Tabella 8 – Profondità e quote del livello di falda*

sondaggio	Quota (m s.m.)	Profondità falda (dal 22/10 al 12/11)	Profondità falda (20/11)	Quota falda (dal 22/10 al 12/11)	Quota falda 20/11
S14 - 18	121.36	2.9	2.21	118.46	119.15
S14 - 20	121.46	3.1	2.43	118.36	119.03
S14 - 22	121.53		2.15	121.53	119.38
S14 - 25	119.42		2.41	119.42	117.01
S14 - 26	119.43		2.93	119.43	116.50
S14 - 31	114.55	2.5	2.17	112.05	112.38
S14 - 33	114.94	4.9	5.29	110.04	109.65
S14 - 35	108.87	4.3	4.55	104.57	104.32
S14 - 36	107.08	3.9	5.76	103.18	101.32

Per tenere conto di possibili innalzamenti stagionali, nelle verifiche di stabilità e nelle varie calcolazioni geotecniche si è tenuto conto di un livello più elevato (-1 m da piano campagna o addirittura a piano campagna).

## 8. POZZETTI ESPLORATIVI E CLASSIFICAZIONE TERRE

Nel piano di indagine in progetto all'interno dei pozzetti esplorativi era prevista l'esecuzione di Prove di Carico su Piastra (CNR 146 del 1992) che non è stato possibile realizzare per inagibilità dei terreni e sostituite, in accordo con ANAS S.p.A., da prove di classificazione stradale delle terre.

Sono stati prelevati n.20 campioni di terreno rimaneggiato ad una profondità variabile tra 0.3 m e 0.8 m da p.c. su cui sono state effettuate le seguenti analisi di laboratorio (cfr. All. T00.GE00.GEO.RE.04):

- Umidità terra (ASTM D 2216)
- Analisi granulometriche per setacciatura e sedimentazione (norma ASTM D 422)
- Classificazione Terra (HRB-AASHTO e USCS)

Di seguito si riportano la carta di plasticità (Fig.11) ed i risultati delle prove geotecniche di laboratorio svolte (Tab.9):

Tabella 9 – Risultati delle prove geotecniche di laboratorio sui materiali terrosi superficiali

sondaggio	profondità	G	S	L	A	G+S	L+A	Ig	w	LL	LP	IP	Ic	HRB	USCS
PZ 14-10	0.5-0.8	19.1	34.6	41.4	4.9	53.7	46.3	3	19	32	25	7	1.84	A4	ML
PZ 14-11	0.4-0.7	19.3	35.1	40.4	5.2	54.4	45.6	3	20	34	26	8	1.73	A4	ML
PZ 14-12	0.6-0.9	3.1	47.9	44.0	5.1	51.0	49.1	3	18	33	25	8	1.81	A4	ML
PZ 14-13	0.4-0.7	16.4	37.5	41.8	4.3	53.9	46.1	3	19	33	26	7	2.07	A4	ML
PZ 14-14	0.3-0.6	3.2	35.0	55.5	6.3	38.2	61.8	6	22	34	26	9	1.47	A4	ML
PZ 14-16	0.4-0.8	44.0	31.6	21.1	3.3	75.6	24.4	0	17	29	22	7	1.71	A2-4	CL-ML
PZ 14-17	0.5-0.8	3.3	30.6	57.5	8.5	33.9	66.0	7	26	35	26	9	1.03	A4	ML
PZ 14-18	0.4-0.7	33.0	41.0	22.8	3.2	74.0	26.0	0	14	30	24	6	2.53	A2-4	ML
PZ 14-19	0.6-0.9	26.1	50.6	18.8	4.5	76.7	23.3	0	25	31	24	7	0.86	A2-4	ML
PZ 14-20	0.5-0.8	38.1	41.4	16.5	4.0	79.5	20.5	0	21	30	23	7	1.27	A2-4	ML
PZ 14-21	0.4-0.7	33.3	36.7	25.1	5.0	70.0	30.1	0	24	31	23	8	0.90	A2-4	ML

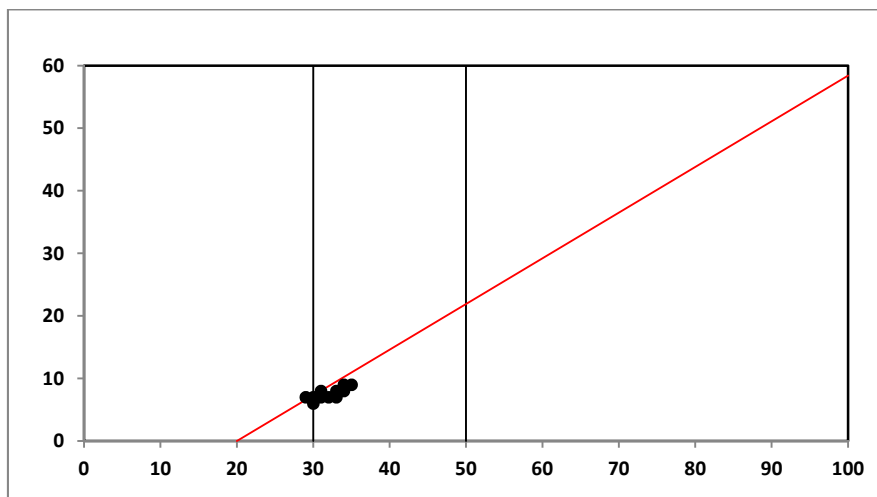


Fig.11 – Carta di plasticità della frazione fina dei terreni più superficiali

Dalla classificazione USCS emerge che il terreno superficiale ha comportamento prevalentemente limoso con bassa plasticità. Inoltre il terreno di tipo A4, secondo la classificazione HRB-AASHTO, non risulta idoneo alla formazione di rilevati stradali. E' da notare però che dalle stratigrafie dei sondaggi eseguiti si evidenzia uno strato superficiale di terreno vegetale di spessore variabile tra 0.30 m e 0.80 m e la gran parte dei campioni prelevati ricade in questo livello. Ne emerge quindi che i risultati ottenuti sono poco significativi per la caratterizzazione del terreno al di sotto dello scotico e dovranno essere verificati in corso d'opera.

## 9. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI E DELLE SEZIONI IN SCAVO

Le verifiche di stabilità dei rilevati e delle trincee ricadenti nel tratto C sono state effettuate per i seguenti casi:

- a) scarpate dei rilevati poggianti su terreni prevalentemente incoerenti (sabbie e ghiaie);
- b) tratti in trincea (temporanei) in terreni incoerenti.

Le verifiche sono state effettuate adoperando un programma di calcolo in grado di tener conto della normativa NTC 2018. E' stato adoperato il modulo stabilità del programma Paratie Plus 2018 della Harpaceas, che consente di verificare pendii in terra con vari metodi di calcolo.

Rimandando alla Relazione sulle verifiche di stabilità (All. T00.GE00.GET.RE.02) per maggiori dettagli, si riportano di seguito i passi essenziali delle verifiche ed i risultati ottenuti.

### 8.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Nel suddetto programma, in ambiente WINDOWS, l'input dei dati è il seguente:

- *profilo del pendio*: assegnato mediante una linea spezzata, introducendo le coordinate dei vertici di ciascuno dei segmenti che la compongono;
- *strati a litologia differente*: definiti attraverso una linea che definisce il confine fra uno strato e l'altro;
- *profilo della falda*: anch'essa individuata attraverso una linea spezzata, introducendo le coordinate dei vertici di ciascuno dei segmenti che la compongono;
- *caratteristiche geotecniche*: vengono inseriti, per ciascun litotipo, il peso di volume, l'angolo di attrito e/o la coesione, sia in termini di tensioni efficaci che totali;
- *superfici di scorrimento*: il programma può analizzare superfici di scorrimento circolari o di forma qualunque; le superfici di scorrimento circolari vengono tracciate assegnando una maglia di centri;
- *metodi di calcolo*: possono essere utilizzati i più comuni algoritmi di calcolo, quali:
  - *JAMBU*: consente di analizzare superfici di rottura circolare o di forma qualunque;
  - *BISHOP*: consente di analizzare superfici di rottura circolare;
  - *MORGERNSTERN & PRICE*: consente di analizzare superfici di rottura circolare;
- *sisma*: può essere inserito il coefficiente sismico sia orizzontale che verticale, con riferimento alle normative vigenti;
- *sovraccarichi*: è previsto l'inserimento di sovraccarichi sia puntuali che distribuiti, di cui vengono richiesti la forza verticale e le ascisse che ne delimitano l'applicazione sul pendio;
- *conci*: è possibile scegliere un numero di conci elevato (> 50);
- *opere di stabilizzazione*: è prevista l'introduzione di varie tipologie di opere (paratie, tiranti di ancoraggio, ecc.).

L'output di calcolo consente di visualizzare tutte le superfici di scorrimento analizzate e, in particolare, la superficie critica. Il programma prevede la stampa del listato dei dati di input e la stampa dei grafici che evidenziano le superfici di scorrimento ed i rispettivi coefficienti di sicurezza. Per la descrizione dell'algoritmo di calcolo si rimanda alla Relazione sulle verifiche di stabilità. Nella stessa sono esposti i parametri geotecnici utilizzati (desunti dalla presente Relazione geotecnica) ed i dati di input.

Rimandando alla Relazione sulle verifiche di stabilità per maggiori dettagli, i parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche sono i seguenti:

terreno di base (sabbie e ghiaie):	$\gamma_t=19 \text{ kN/m}^3$	$c'=0 \text{ kPa}$	$\Phi'=35^\circ$
rilevato:	$\gamma_t=19 \text{ kN/m}^3$	$c'=0 \text{ kPa}$	$\Phi'=37^\circ$
base rilevato (bonifica)	$\gamma_t=19 \text{ kN/m}^3$	$c'=0 \text{ kPa}$	$\Phi'=40^\circ$
quota falda acquifera:	-1.00 m		
sovraccarico stradale:	20 kPa/ml.		

Come già accennato in precedenza per valutare l'azione sismica secondo quanto stabilito dalla normativa (NTC 2018) è necessario tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale.

Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale. Si denomina "risposta sismica locale" l'azione sismica quale emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido.

Le verifiche di stabilità sono state effettuate con i coefficienti di sicurezza parziali nella combinazione

$$A2+M2+R2$$

con:

A2 coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

- carichi permanenti – effetto sfavorevole  $A2 = 1,00$

M2 coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

- tangente dell'angolo di attrito  $\gamma_{\tan\phi} = 1,25$
- coesione efficace  $\gamma_{c'} = 1,25$
- peso dell'unità di volume  $\gamma_g = 1,00$

R2 coefficiente per la resistenza globale del sistema  $R2 = 1,1$ .

Tutte le verifiche sono state effettuate con il metodo di MORGERNSTERN & PRICE, utilizzando l'approccio proposto da Fredlund. Le due equazioni di equilibrio a base del calcolo sono:

$$F_m = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i l_i R_i + (P_i - U_i) R_i \tan \phi_i]}{-\sum_{i=1}^n P_i f_i + \sum_{i=1}^n W_i x_i + \sum_{i=1}^n Q_i e_i}$$

$$F_f = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i l_i + (P_i - U_i) R_i \tan \phi_i] \cos \alpha_i}{\sum_{i=1}^n P_i \sin \alpha_i + \sum_{i=1}^n Q_i}$$

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi la stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene eseguita con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_h = K_o W$$

$$F_v = K_v W$$

Essendo:

$F_h$  e  $F_v$  rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;

$W$ : peso concio

$K_o = \beta_s \times (a_{max}/g)$  : Coefficiente sismico orizzontale

$K_v = \pm 0,5 \times K_o$  : Coefficiente sismico verticale.

con

$\beta_s$  \coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  accelerazione di gravità.

## 8.2 VERIFICHE TRATTI IN RILEVATO

E' stata esaminata la stabilità di numerose sezioni, ricadenti nella tratta C, rappresentative della tipologia di sezione adottata nella progettazione stradale (Sezione tipo C1), sia nella configurazione corrente che in quella allargata (sezioni in curva e con affiancamento), in modo da tenere conto della variabilità dell'altezza dei rilevati e della larghezza degli stessi. Più in particolare è stata verificata la stabilità delle sezioni 21, 85, 90, 151, 201, PO3-P1 (cfr Elaborati delle sezioni stradali), corrispondenti a varie altezze del rilevato stradale, comprese fra 3 e 9 m (cfr. figg.12.1-12.6).

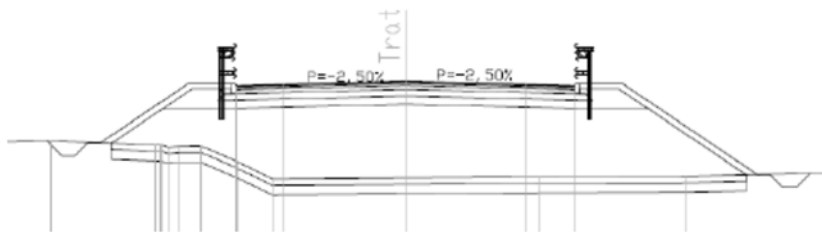


Fig. 12.1 - Sezione 21 (B=13.22 m, Hmax=3.20 m)



Fig. 12.2 - Sezione 85 (B=15.92 m, Hmax=7.80 m)



Fig. 12.3 - Sezione 90 (B=13.22 m, Hmax=4.70 m)

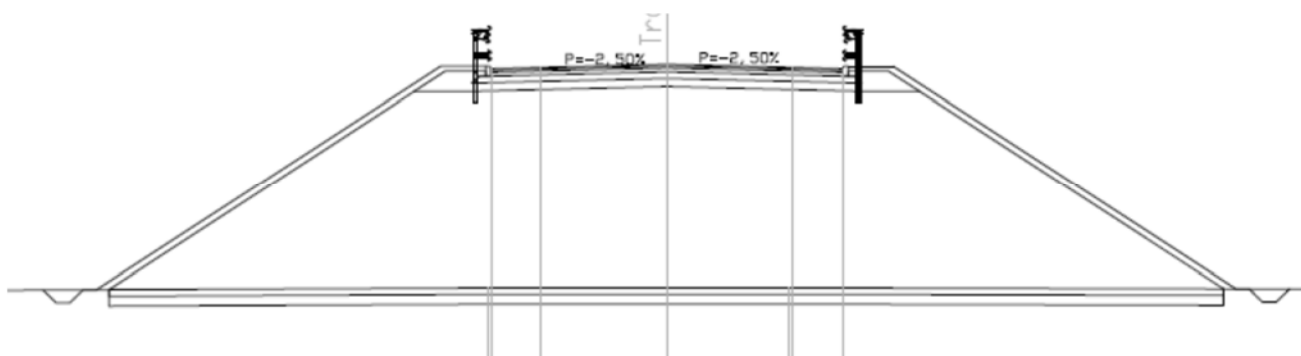


Fig. 12.4 - Sezione 151 (B=13.22 m, Hmax=7.00 m)

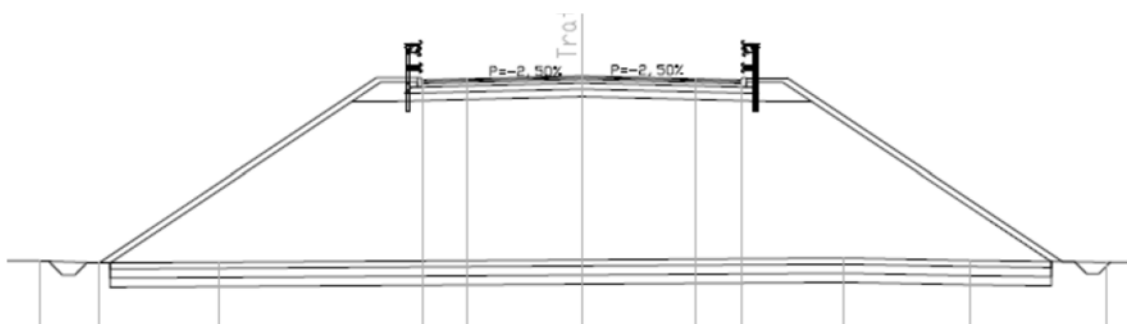


Fig. 12.5 - Sezione 201, 202 (B=13.22 m, Hmax=6.60 m)

Nelle figure seguenti è riportato un esempio di output del programma, relativo al caso 1 esaminato.

La figura 12.7 mostra lo schema geometrico della sezione e la suddivisione in zone (rilevato, terreni di fondazione, livello falda, ecc.).

La figura 12.8 mostra il reticolo dei centri e le superfici di scorrimento analizzate. Al colore delle superfici è associato un range di valori del fattore di sicurezza decrescenti dal blu al rosso. Le superfici in rosso sono quelle con il minor valore del fattore di sicurezza. Fra esse è evidenziata quella con il fattore di sicurezza minimo riportato a fianco della superficie interessata.

Infine, nella figura 12.9 è mostrato un dettaglio della zona del rilevato attraversata dalle superfici con i valori più bassi del fattore di sicurezza. La superficie con il valore minimo è evidenziata in grassetto e con, a fianco, il valore del fattore di sicurezza.

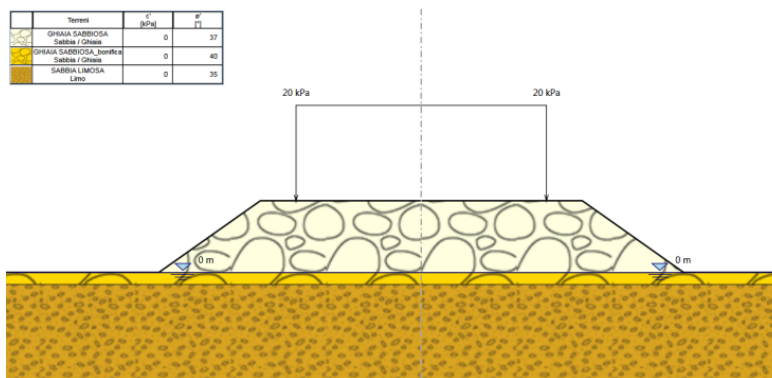


Fig.12.7 - Modello di calcolo

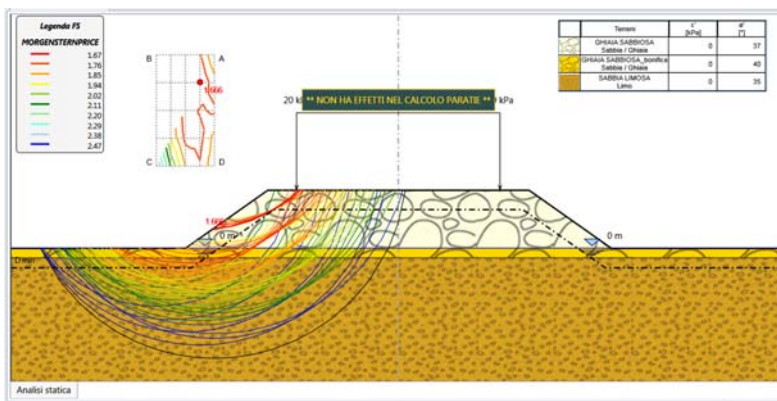


Fig.12.8 – Fascio di superfici di scorrimento analizzate (in evidenza quella col minor fattore di sicurezza)

Le verifiche, effettuate sia in condizioni statiche che sismiche, hanno fornito i valori del rapporto  $R_d/E_d$  riportati nella tabella seguente per i vari tipi di sezione; la stabilità è risultata sempre verificata, sia in condizioni normali che sismiche, per la configurazione geometrica e geotecnica adottata:

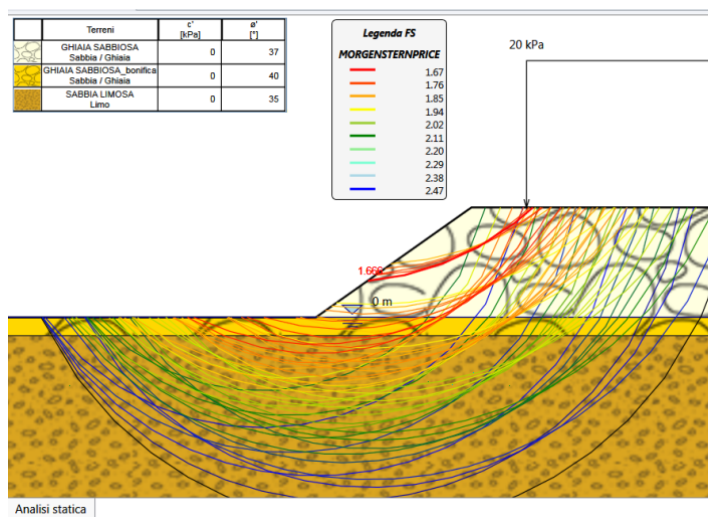


Fig. 12.9 – Dettaglio delle superfici di scorrimento con i più bassi valori del fattore di sicurezza (in evidenza quella col minor fattore di sicurezza)

Tab.10 – Risultati delle verifiche di stabilità dei rilevati

caso	Numero sezioni riferimento – tratta C	Tipologia sezione	dimensioni		Rd/Ed	
			B (m)	H (m)	Statica	sismica
1	21	Tipo C1 corrente	13.22	3.20	1.333	1.564
2	85	Tipo C1 in allargamento	15.92	7.80	1.174	1.377
3	90	Tipo C1 corrente	13.22	4.70	1.114	1.269
4	151	Tipo C1 corrente	13.22	7.00	1.135	1.347
5	201	Tipo C1 corrente	13.22	6.60	1.135	1.347
6	202	Tipo C1 corrente	13.22	6.60	1.153	1.405

Nel diagramma di figura 12.10 sono riportati i valori del fattore di sicurezza in funzione dell'altezza del rilevato per le sezioni 21, 90, 151 e 201 relative alla sezione corrente con eguale larghezza in testa, da cui è possibile desumere il valore che assumerebbe il fattore di sicurezza per altezze intermedie.

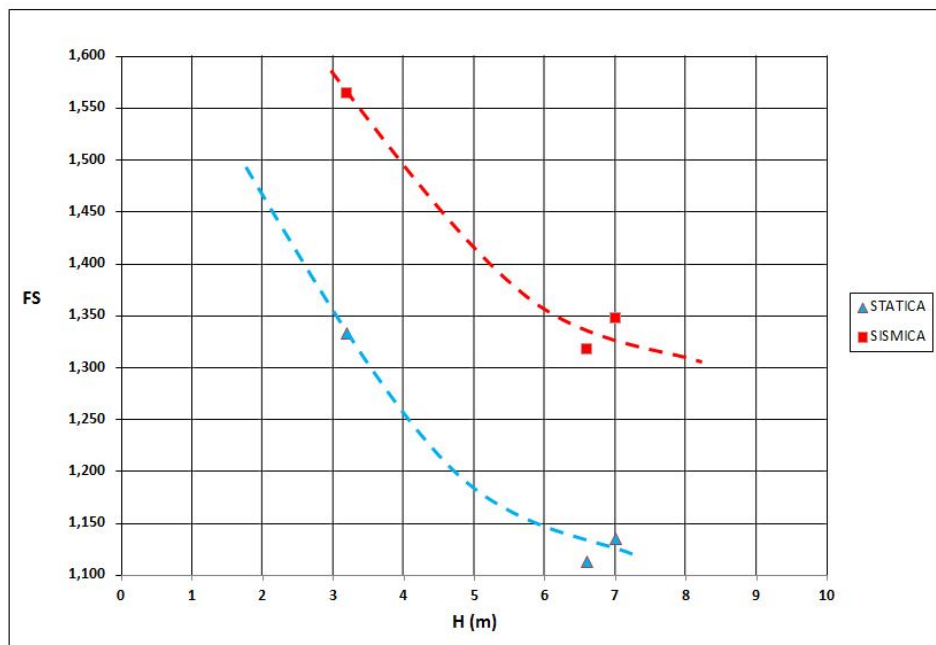


Fig. 12.10 – Relazione tra fattore di sicurezza e altezza dei rilevati

Nel diagramma non è riportata la sezione 85 in quanto la larghezza in testa è differente; non è riportata la sezione 202 in quanto, a differenza delle altre sezioni, essa presenta in fondazione uno strato di terreno limoso dello spessore di 3 m circa.

I risultati ottenuti mostrano che i rilevati sono stabili in tutte le condizioni di funzionamento.

### 8.3 VERIFICA TRATTI IN STERRO

E' stata esaminata la stabilità della sezione in cui la profondità di scavo raggiunge la massima altezza (pari a 7.44 m circa). Si è fatto in particolare riferimento alla sezione n.74. Si ritiene, inoltre, opportuno evidenziare che si tratta di una situazione transitoria per la realizzazione di una struttura in c.a. (scavo provvisorio).

I parametri geotecnici del terreno sono gli stessi utilizzati per il terreno di fondazione nelle verifiche di stabilità dei rilevati (cfr. tab.2 e paragrafo 5.1.5).

Per quanto riguarda il livello della falda, esso è stato posizionato a quota di fondo scavo, in quanto i lavori verranno eseguiti in stagione meteorologica favorevole per cui si può ritenere che il livello della falda non superi detto piano. Comunque, in corso d'opera, qualora dovesse verificarsi il livello di falda superiore a livello scavo si provvederà a deprimere la falda con idoneo sistema di cui si è tenuto conto nelle valutazioni economiche.

La figura 12.11 mostra lo schema geometrico della sezione e il modello geotecnico (terreni, livello falda, ecc.).



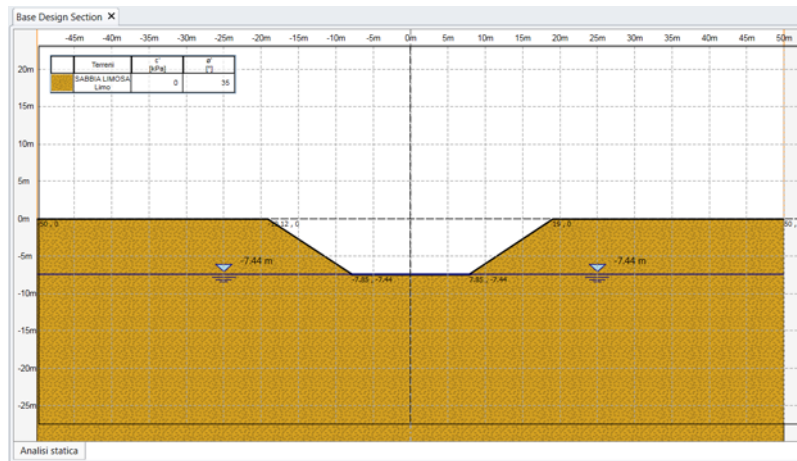


Fig.12.11 – Sezione tipo di calcolo

La figura 12.12 mostra il reticolo dei centri e le superfici di scorrimento analizzate. Le superfici in rosso sono quelle con il minor valore del fattore di sicurezza. Fra esse è evidenziata quella con il fattore di sicurezza minimo riportato a fianco della superficie interessata.

Infine, nella figura 12.13 è mostrato un dettaglio della zona della trincea attraversata dalle superfici con i valori più bassi del fattore di sicurezza. La superficie con il valore minimo è evidenziata in grassetto e con, a fianco, il valore del fattore di sicurezza.

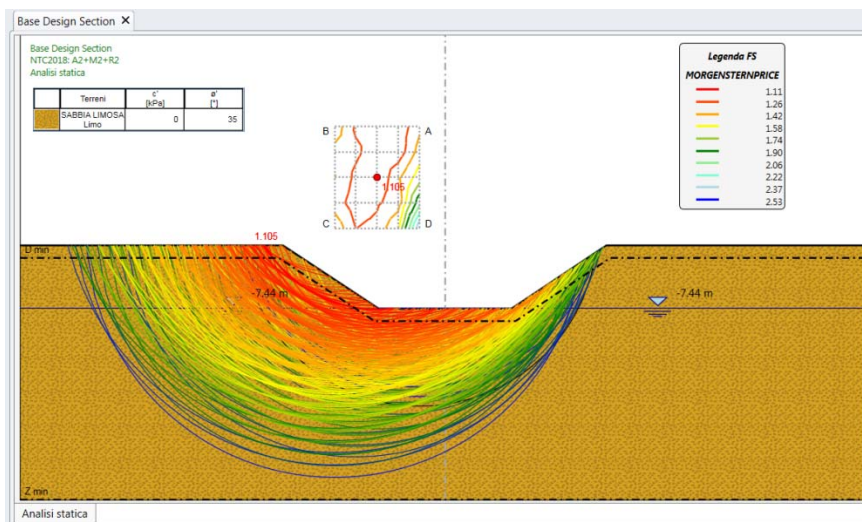


Fig.12.12 – Fascio di superfici di scorrimento analizzate  
 (in evidenza quella col minor fattore di sicurezza)

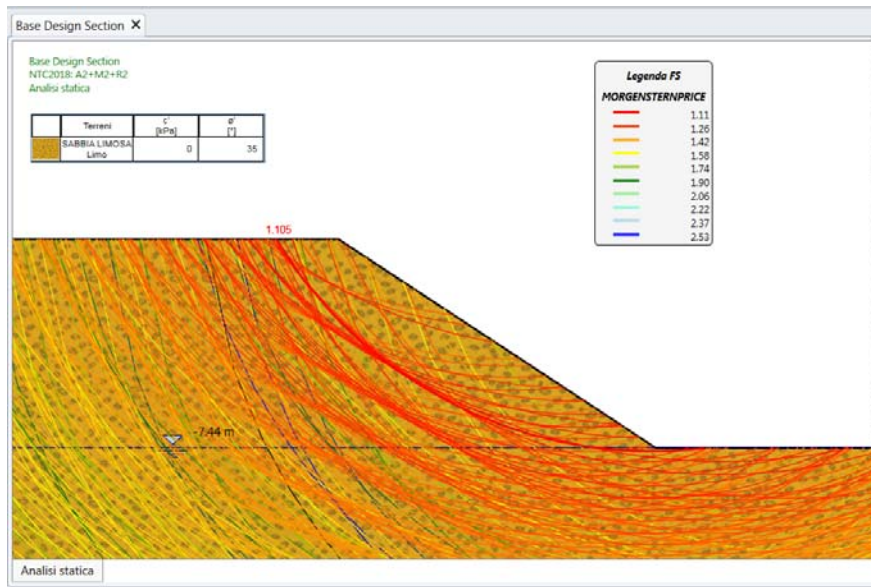


Fig.12.13 – Dettaglio delle superfici di scorrimento con i più bassi valori del fattore di sicurezza (in evidenza quella col minor fattore di sicurezza)

La verifica, effettuata in condizioni statiche, ha fornito il seguente valore minimo del rapporto  $R_d/E_d$  per cui la stabilità è verificata:

$$\text{statico: } R_d/E_d = 1.105$$

Non si ritiene necessario analizzare altri casi in quanto lungo il tracciato in progetto vi sono pochi tratti in sterro con profondità inferiore a quella esaminata.

## 9. CEDIMENTI DEI TRATTI IN RILEVATO

Il tracciato della strada in oggetto si sviluppa per la maggior parte in rilevato, con altezze massime pari a 10 m circa, poggiante su terreni prevalentemente incoerenti, costituiti da sabbie e ghiaie, con rare intercalazioni di terreni coesivi, costituiti da argille e limi più o meno sabbiosi. In base ai risultati delle indagini geotecniche eseguite nelle varie campagne, i terreni si presentano normal-consolidati o leggermente sovraconsolidati, caratterizzati da parametri di compressibilità medio-bassi.

Sono state esaminate le stesse sezioni, ricadenti nella tratta C, esaminate nel capitolo precedente (stabilità rilevati) per tenere conto della variabilità dell'altezza dei rilevati e della loro larghezza. Più in particolare sono stati verificati i seguenti casi (cfr. figg. 13.1-13.6):

Caso	Sezione tipo	Altezza max	Larghezza in testa	Larghezza alla base	Sezione di riferimento
Caso 1	Tipo C1 corrente	Hmax = 3.20 m	L1max = 13.22 m	Lmax = 19.70 m	Sez.21
Caso 2	Tipo C1 in allargamento	Hmax = 7.80 m	L1max = 15.92 m	Lmax = 31.75 m	Sez.85
Caso 3	Tipo C1 corrente	Hmax = 5.00 m	L1max = 13.22 m	Lmax = 27.25 m	Sez.90
Caso 4	Tipo C1 corrente	Hmax = 7.00 m	L1max = 13.22 m	Lmax = 33.25 m	Sez.151
Caso 5	Tipo C1 corrente	Hmax = 6.60 m	L1max = 13.22 m	Lmax = 30.90 m	Sez.196

*N.B.: L'altezza massima è riferita al punto più alto della sezione ed è misurata a partire dal piano di fondazione posto alla profondità di 1 m da p.c.. Le sezioni prese in esame ricadono generalmente in prossimità di opere d'arte (ponti e viadotti) e sono le più critiche anche dal punto di vista delle caratteristiche geologiche e geotecniche del sottosuolo.*

### 9.1 METODO DI CALCOLO

Poiché i terreni di fondazione sono prevalentemente incoerenti, è stato utilizzato il metodo di Burland e Burbridge che consente di stimare il cedimento di fondazioni su sabbia normalmente consolidate o sovraconsolidate partendo dai risultati delle prove SPT. Il metodo risulta essere attendibile in quanto si basa su una analisi statistica di un gran numero di casi osservati.

Il cedimento della fondazione su sabbie NC, al termine della costruzione viene stimato con la seguente equazione:

$$S_i = f_s f_1 q B^{0.7} I_c$$

in cui:

$S_i$  cedimento medio immediato espresso in mm

$B$  larghezza della fondazione in m

$f_s$  fattore di forma:  $f_s = [(1.25 L/B) / (L/B + 0.25)]^2$   
che assume valore 1.25 per fondazioni a nastro

$f_1$  fattore di spessore:  $f_1 = (H_s/Z_i) (2 - H_s/Z_i)$  che assume valore 1.00 per  $H_s > Z_i$   
essendo  $H_s$  lo spessore dello strato di sabbia sotto la fondazione

$Z_i = B^{0.763}$  è la profondità di influenza

$q$  pressione media trasmessa dalla fondazione in kPa

$I_c$  indice di compressibilità, funzione di un valore medio  $N_m$  di NSPT:  $I_c = 1,71 / N_m^{1.4}$

Nel caso di sabbie e ghiaie i valori misurati di NSPT vengono corretti secondo la relazione

$$N_m = 1,25 \text{ NSPT}$$

Inoltre, se i valori di NSPT crescono o sono pressochè costanti con la profondità, la media  $N_m$  viene calcolata entro la profondità di influenza  $Z_i$ , altrimenti entro la profondità  $2B$ .

Infine, per tener conto degli effetti viscosi, Burland e Burbridge consigliano di moltiplicare il cedimento immediato per un fattore di correzione  $f_t$ :

$$S = S_i f_t \quad f_t = 1 + R_3 + R_t \log_{10} t/3$$

in cui  $t$  è il tempo a partire dalla fine della costruzione espresso in anni ( $t \geq 3$ ) ed  $R_3$  e  $R_t$  sono coefficienti che dipendono dalle condizioni di carico (cfr. tabella).

Condizioni di carico	$R_3$	$R_t$
Carichi statici	0.3	0.2
Carichi ciclici	0.7	0.8

## 9.2 RISULTATI DEL CALCOLO

Venendo ai casi in esame, dall'esame dei risultati delle prove SPT si evince che i valori più frequenti di  $N_{spt}$  ricadono nell'intervallo 10-20. Assunto, pertanto, un numero medio di colpi pari a 15, segue  $N_m = 18.75$  e  $I_c = 1,71/N_m^{1.4} = 0.02823$ .

Nelle figure 13.1-13.6 sono riportati gli schemi di calcolo utilizzati; nelle figure 14.1-14.6 sono riportati in diagramma gli andamenti dei cedimenti calcolati (cfr. tabelle allegate).

### 9.2.1 Sezione n.21



Fig.13.1 - Sezione n.21 - Schema di calcolo

Sez. 21	Q (kPa)	B (m)	$f_s$	$f_1$	$I_c$	$S_i$ (mm)	S (mm)
Zona 1	40	4.00	1.25	1.00	0.02823	3.74	6.35
Zona 2	60	13.20	1.25	1.00	0.02823	12.92	21.98
Zona 3	40	4.00	1.25	1.00	0.02823	3.74	6.35

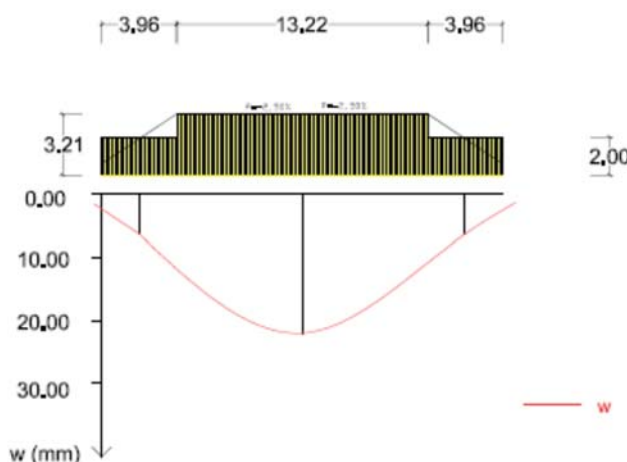


Fig.14.1 - Sezione n.21 - Diagramma cedimenti (mm)

### 9.2.2 Sezione n.85

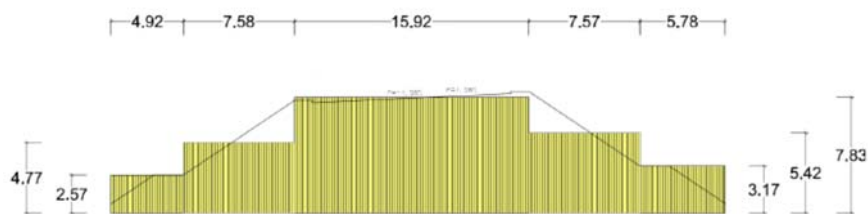


Fig.13.2 - Sezione n.85 - Schema di calcolo

Sez. 85	Q (kPa)	B (m)	fs	f1	lc	Si (mm)	S (mm)
Zona 1	60	5.00	1.25	1.00	0.02823	6.56	11.13
Zona 2	100	7.50	1.25	1.00	0.02823	14.51	24.65
Zona 3	150	16.00	1.25	1.00	0.02823	36.96	62.84
Zona 4	100	7.50	1.25	1.00	0.02823	14.51	24.65
Zona 5	60	5.75	1.25	1.00	0.02823	7.22	12.27

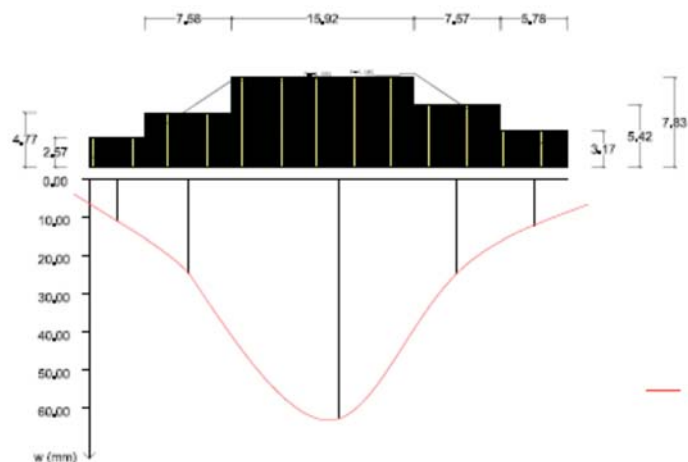


Fig.14.2 - Sezione n.85 - Diagramma cedimenti (mm)

### 9.2.3 Sezione n.90

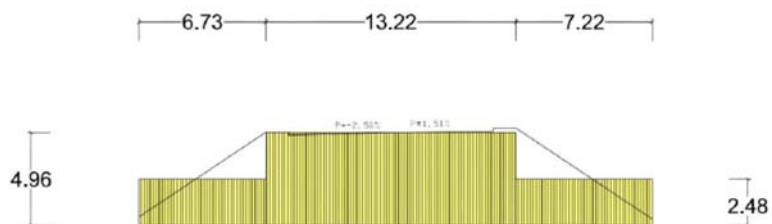


Fig.13.3 - Sezione n.90 - Schema di calcolo

Sez. 90	Q (kPa)	B (m)	fs	f1	lc	Si (mm)	S (mm)
Zona 1	50	6.75	1.25	1.00	0.02823	6.74	11.45
Zona 2	100	13.30	1.25	1.00	0.02823	21.65	36.81
Zona 3	50	7.20	1.25	1.00	0.02823	7.05	11.97

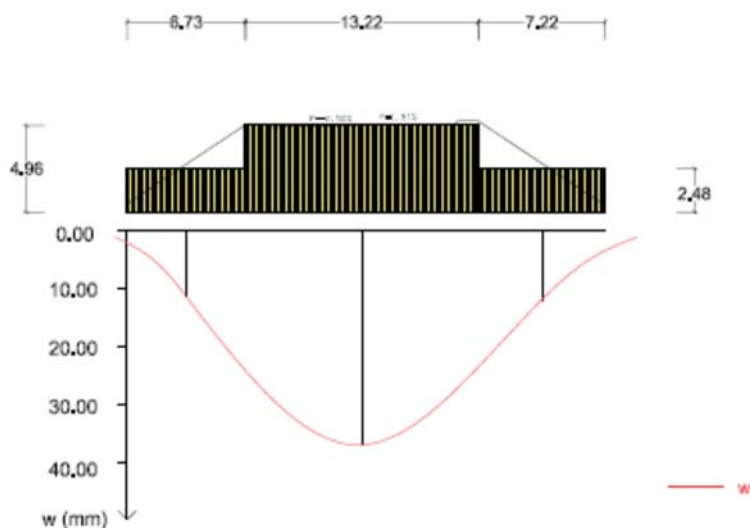


Fig.14.3 - Sezione n.90 - Diagramma cedimenti (mm)

### 9.2.4 Sezione n.151

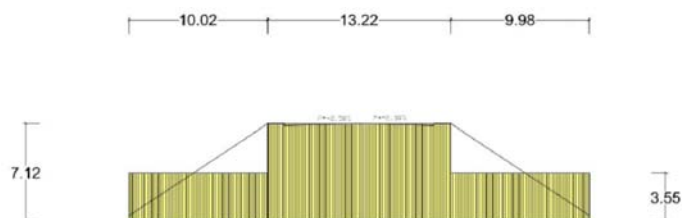


Fig.13.4 - Sezione n.151 - Schema di calcolo

Sez. 151	Q (kPa)	B (m)	fs	f1	lc	Si (mm)	S (mm)
Zona 1	70	10.00	1.25	1.00	0.02823	12.41	21.11
Zona 2	140	13.20	1.25	1.00	0.02823	30.15	51.26
Zona 3	70	10.00	1.25	1.00	0.02823	12.41	21.11

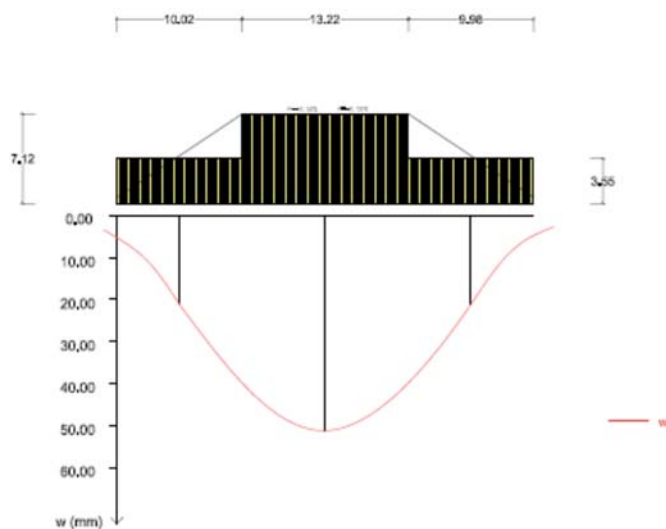


Fig.14.4 - Sezione n.151 - Diagramma cedimenti (mm)

### 9.2.5 Sezione n.206

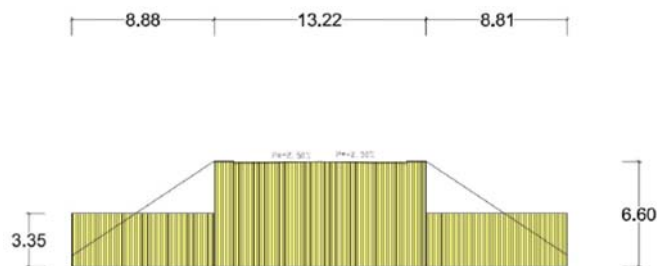


Fig.13.6 - Sezione n.196 - Schema di calcolo

Sez. 206	Q (kPa)	B (m)	fs	f1	lc	Si (mm)	S (mm)
Zona 1	67	8.85	1.25	1.00	0.02823	10.91	18.54
Zona 2	130	13.20	1.25	1.00	0.02823	27.99	47.60
Zona 3	67	8.85	1.25	1.00	0.02823	10.91	18.54

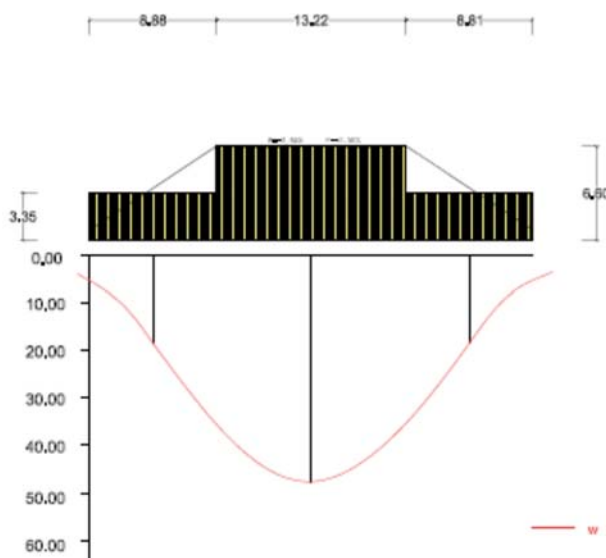


Fig.14.6 - Sezione n.206 - Diagramma cedimenti (mm)

### 9.2.6 Osservazioni e commenti

Nelle figure 14.1÷14.6, al di sotto dello schema di carico è riportato in diagramma l'andamento del cedimento, che, come riportato nelle tabelle precedenti, in asse ai rilevati varia da un minimo di 22 mm circa ad un massimo di 68 mm circa.

I cedimenti calcolati (invero molto modesti) dovrebbero esaurirsi nel corso della costruzione dei rilevati per cui non si ravvede la necessità di interventi finalizzati ad accelerare i cedimenti stessi.

Si osserva, infine, che, come è noto, la stima dei cedimenti di fondazioni superficiali su sabbia è sempre molto incerta, sia a causa della variabilità intrinseca dei depositi sabbiosi, sia per la natura empirica o semi-empirica dei metodi di calcolo, per cui errori dell'ordine del 50% sono molto frequenti, anche se raramente l'entità dei cedimenti è tale da creare un reale problema ingegneristico. Nel caso specifico, visti i valori ridotti di cedimento calcolati, anche un incremento del 50% degli stessi risulterebbe comunque accettabilissimo.

## 10. TRATTI IN RILEVATO E IN TRINCEA

Dal momento che il territorio interessato dalla strada in progetto presenta caratteri geologici sostanzialmente uniformi, nei tratti in rilevato compresi fra le opere d'arte su elencate sono stati eseguiti quasi esclusivamente pozzetti a scavo e pozzetti per prove di caratterizzazione ambientale. Solo nel tratto finale in trincea è stato realizzato anche un sondaggio geognostico (sondaggio S10-2000) la cui stratigrafia conferma quanto osservato negli altri fori di sondaggio.

Dal profilo longitudinale dell'asse stradale, si evince che, a meno delle rampe di accesso a ponti e viadotti, l'altezza dei rilevati è mediamente pari a 2 m. Come si evince dal profilo geologico e dal profilo geotecnico in asse alla strada i terreni di fondazione dei rilevati sono costituiti prevalentemente da terreni sabbioso-ghiaiosi e sabbiosi, con spessori complessivi dell'ordine di oltre venti metri, con buone caratteristiche fisico-meccaniche. Le verifiche di stabilità dei rilevati mostrano, infatti, fattori di sicurezza sufficientemente cautelativi. Anche nel caso di rilevati di maggiore altezza, le caratteristiche geometriche ed i parametri geotecnici assunti forniscono garanzie sulla stabilità del rilevato e del complesso rilevato-terreno di fondazione.

Comunque, tenuto conto della litologia dei terreni evidenziata dai sondaggi meccanici e di esperienze pregresse in zone di affioramento dei depositi fluviali e fluvio-glaciali, va anche messo in conto che al di là del terreno vegetale è necessario prevedere la presenza di una coltre di alterazione che, nell'ambito della pianura in esame, interessa spessori dell'ordine di 1-1.50 m. Tale evenienza si verifica allorquando all'interno del terreno è presente una discreta percentuale di materiale limoso-argilloso che, in presenza d'acqua, può dar luogo a fenomeni di rigonfiamento. Nel caso in questione, tale evenienza non è stata riscontrata spesso; tuttavia, prudenzialmente, è stato ipotizzato una spessore del fronte di alterazione che si spinge fino ad un metro di profondità (cfr. profili geologici).

L'unico fattore che richiede attenzione è rappresentato dalla profondità della falda acquifera che in alcuni punti è molto prossima al piano campagna. Inoltre, l'andamento meteorologico delle ultime stagioni, molto variabile e con fenomeni di pioggia intensa e concentrata, unitamente alla impossibilità di ricostruire con attendibilità l'escursione della falda, consiglia una certa prudenza nella definizione del piano di fondazione dei rilevati e nella definizione dello spessore dello strato di bonifica (compreso scotico), assunto pari ad un metro. In tal modo è anche possibile eliminare possibili zone di alterazione del terreno di fondazione, salvo bonifiche puntuali laddove dovessero ritrovarsi livelli di materiale più francamente limoso, normalmente rilevato solo occasionalmente dalle indagini geognostiche effettuate.

Per quanto riguarda il tratto in trincea presente nell'ultima parte del tracciato stradale, il profilo geologico mostra un livello della falda acquifera che si colloca grossomodo al livello della fondazione dei muri laterali. Non si possono, tuttavia, escludere escursioni della falda verso l'alto. Solo in tal caso, l'opera potrebbe interferire con la falda acquifera, creando un locale modesto innalzamento della falda.



## 11. CONCLUSIONI ED INDICAZIONI PROGETTUALI

### 11.1 SINTESI DEI CARATTERI GEOLOGICI E GEOTECNICI

Il tratto in esame non presenta un'elevata criticità dal punto di vista geotecnico. I collegamenti stradali in progetto verranno realizzati sia in debole trincea sia soprattutto in rilevato; sono inoltre previste opere d'arte in corrispondenza degli svincoli e in sovrappasso di infrastrutture esistenti.

L'intero tracciato in progetto è condizionato dalla presenza di materiali sciolti, costituiti da terreni prevalentemente sabbioso-ghiaiosi con intercalazioni di livelli limoso-sabbiosi.

La granulometria diminuisce procedendo da nord verso sud, partendo da ghiaie sabbiose (Unità Ug1=G3/ G3\*) fino ad avere sabbie limose/con limi (Ug2=Unità S2). In tutte le tratte è stato rilevato uno strato di base comune costituito da sabbie/sabbie limose ghiaiose (Ug2=Unità S1 e S2). Non sono stati rilevati importanti strati dal comportamento coesivo: è stata individuata la sola unità L5=Ug3 (limo sabbioso/limo con sabbia) di spessore variabile tra 1.5 e 2 m intercalata oasisticamente nelle unità grossolane. Solo nel sondaggio S14-36 tale unità raggiunge spessori di 3 m circa.

Non si ravvisano quindi particolari criticità dal punto di vista litologico.

Dal punto di vista geomorfologico lungo il tracciato in esame non si segnalano evidenze di problematiche legate a fenomeni di dissesto, reale o potenziale.

Procedendo da Albairate a Cusago la falda si rinviene a debole profondità dal p.c. (2.15÷2.8 m), mentre nella zona a sud di Abbiategrasso la profondità della superficie piezometrica si attesta tra 3.9 e 5.76 m da p.c.. Tale livello può subire oscillazioni stagionali di entità fino ad alcuni metri, per cui, in corso d'opera, si rende opportuno il monitoraggio del livello idrico nei piezometri per una accurata definizione dell'interferenza del livello idrico con le opere in progetto.

Lo studio delle "Piezometrie e Soggiacenza della falda freatica della Provincia di Milano" da Marzo 2010 a Settembre 2013 ha evidenziato una oscillazione massima della falda di 4 m circa che a sud di Albairate si riduce a 3 m circa. Si è osservato inoltre che il livello della falda (ottobre/novembre 2014) ricade all'interno di questo intervallo di oscillazione ed in particolare corrisponde al valore medio tra il livello di falda minimo e massimo rilevato dalle "Piezometrie e Soggiacenza della falda freatica della Provincia di Milano" da Marzo 2010 a Settembre 2013.

Conseguentemente le opere definitive sono state calcolate con la quota della falda posta a -1 m dal p.c.; solo le opere provvisorie (essenzialmente le sezioni in sterro e le poche paratie di micropali) sono state calcolate con la falda puntualmente definita dai sondaggi.

Sulla base di quanto precedentemente riportato esiste la possibilità concreta di interferenze tra il livello di falda e le tratte previste in trincea: per tale motivo il muro ad U è stato esteso per l'intero tratto in trincea prevedendo un adeguato sistema di impermeabilizzazione. Le interferenze della falda nel transitorio risultano invece estremamente contenute. Sempre in considerazione della possibile presenza della falda a breve profondità dal piano campagna e delle possibili oscillazioni stagionali della stessa, al di sotto del rilevato stradale è necessario inserire uno strato di materiale arido; avvolto in calza di geotessile; di spessore pari a 100 cm a riempimento della bonifica.

### 11.2 PROFONDITÀ PIANO DI POSA DEI RILEVATI STRADALI

In base alle osservazioni dirette delle carote di sondaggio e dei pozzetti esplorativi, lo spessore del terreno vegetale varia da un minimo di 30 cm ad un massimo di 90 cm (cfr. tabella allegata), anche se non si possono escludere spessori maggiori, tenuto conto della distanza esistente fra sondaggio e sondaggio. Inoltre, è spesso presente una fascia di alterazione dell'ordine di alcune decine di decimetri.

Sondaggio/P ozzetto	Sezione	Progressiva	Spessore terreno vegetale
		[m]	[m]
<b>Tratta C_1 tratto</b>			
S14-19	2	20.00	0.40
PZ14-11	3	40.00	0.40
PZ14-13	52	1020.00	0.30
S14-23 DH	54-SPA	1060.00	0.30
S14-25 PZ	70	1390.00	0.20
S14-26 PZ	S2fin	1525.00	0.15
S7 (2000)	82	1620.00	0.30
PZ14-14	114	2260.00	0.20
S14-31 PZ	PO2-P2	3219.00	0.30
PZ14-16	161	3300.00	0.40
S14-32 DH	PO3-P1	4141.00	0.40
S14-33 PZ	PO3-P2	4179.00	0.40
PZ14-17	PO3-SPB	4210.00	0.20
S8 (2000)	PO3-P2	4179.00	0.90
<b>Tratta C_2 tratto</b>			
PZ14-18	31	600.00	0.20
S14-35 PZ	51	1000.00	0.30
S14-36 PZ	57	1120.00	0.30
S10 (2000)	74	1460.00	1.90
PZ14-19	87	1720.00	0.30

Fa eccezione il tratto a cavallo del ponte di attraversamento del Naviglio Bereguardo ove le indagini svolte (cfr. sondaggio S14-33, prova penetrometrica SCPT12(2000)) evidenziano la presenza di terreni a prevalente frazione fine (litotipo L5) con spessori anche dell'ordine di 3 m.

Notoriamente il terreno vegetale non ha caratteristiche geotecniche tali da costituire sicuro piano di fondazione dei rilevati stradali, per cui detto piano di fondazione è stato fissato prudenzialmente alla profondità media di 100 cm dal piano campagna. Lo spessore di scavo risultante sarà sostituito da materiale arido grossolano. Alla base dei rilevati andrà, inoltre, inserito un telo di tessuto-non tessuto.

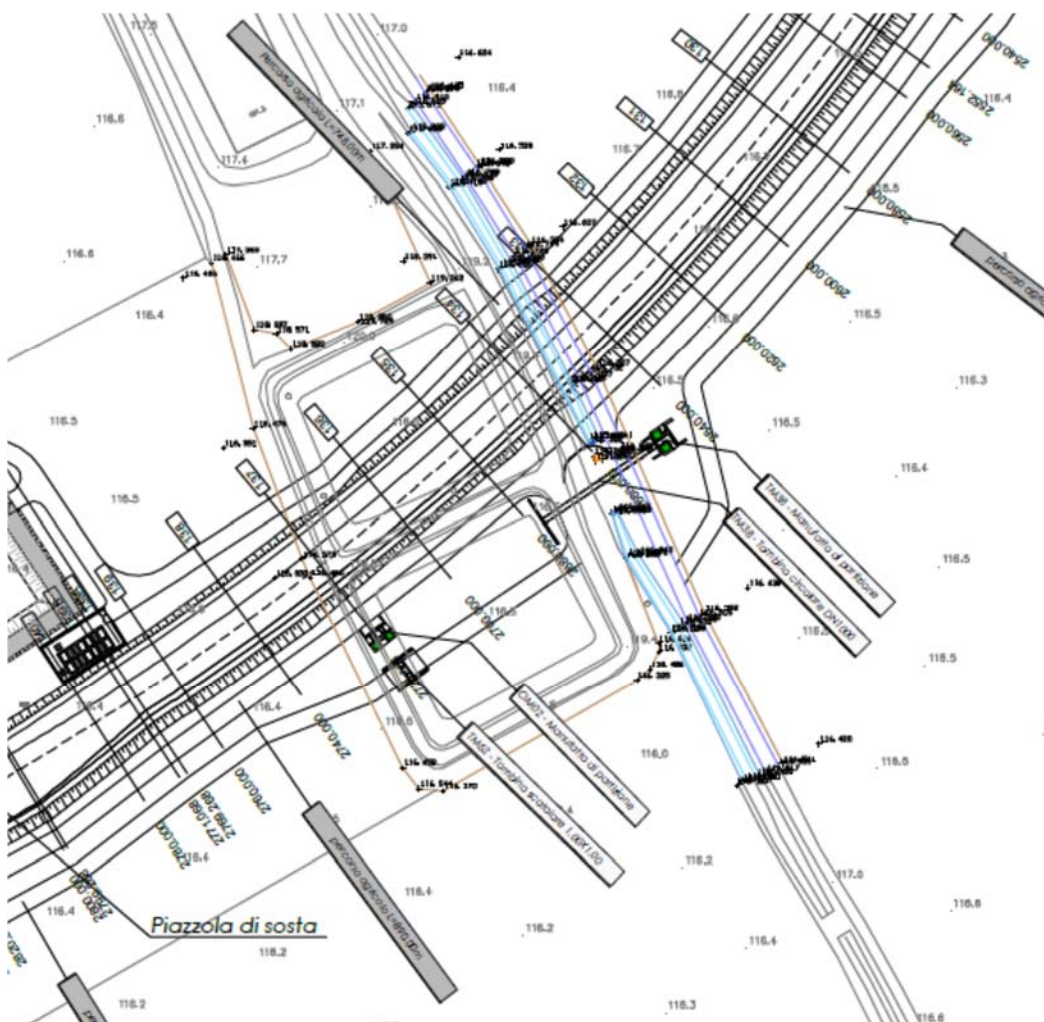
Nel caso dei due tratti di rilevato adiacenti al ponte Bereguardo sarà realizzato un intervento di bonifica più profondo; fra le varie possibilità esaminate vi sono la sostituzione dell'intero spessore di materiale vegetale (o comunque soffice) con materiale grossolano selezionato, la correzione granulometrica del materiale in sito, mediante compenetrazione con pietrisco grossolano, oppure la stabilizzazione a calce/cemento di uno strato di congruo spessore.

La scelta progettuale adottata prevede il consolidamento dei terreni in sito mediante correzione granulometrica, come di seguito descritto:

- a) aumento dello spessore di bonifica, da 100 cm a 150 cm (comprensivi di 20 cm di scotico);
- b) stabilizzazione granulometrica del terreno limoso-sabbioso residuo mediante apporto di materiale lapideo a spigoli vivi (dimensioni 4-7 cm), in strati di piccolo spessore (15 cm massimo) da compattare con rullo vibrante in modo che detto materiale si compenetri con il materiale in sito fornendo allo stesso una ossatura grossolana.

Preventivamente lo strato limoso andrà abbondantemente inumidito.

Nella zona compresa fra le progressive 2+640 e 2+740, in prossimità del cavalcavia CV16, ove il rilevato attraversa zone caratterizzate dalla presenza di vasche antropiche di non precisata funzione (di cui una probabilmente dismessa e interrata) (Fig.15) è stata prevista una bonifica profonda del piano di posa con asportazione del materiale in situ. Una frazione di tale materiale è stata considerata inquinata e come tale conferita a discarica speciale.



**Fig.15 – Vasche esistenti da eliminare**

Per maggiori dettagli si rimanda alle relazioni della parte stradale.

Infine, tenuto conto che i terreni affioranti (a meno del terreno vegetale) sono costituiti da materiali a grana grossa (ghiaie e sabbie) e che in alcuni tratti dell'asse stradale sarà necessario eseguire scavi profondi (ad esempio nell'intorno della sezione 74), è stato previsto il loro reimpiego per la realizzazione dei rilevati stradali, ipotizzando anche una eventuale stabilizzazione granulometrica mediante integrazione del fuso granulometrico con la frazione mancante. Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione sulla gestione delle materie.