

**AUTOSTRADA A2 "MEDITERRANEA"
COLLEGAMENTO PORTO GIOIA TAURO GATE SUD CON
AUTOSTRADA A2 - LOTTO 1 E LOTTO 2**

DG 54/17 LOTTO 1

COD. UC165

PROGETTO DEFINITIVO

COD. UC167

GRUPPO DI PROGETTAZIONE: R.T.I.: INTEGRA CONSORZIO STABILE (capogruppo mandataria)
Prometeoengineering.it S.r.l. - Dott. Geol. Andrea Rondinara

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Prof. Ing. Franco BRAGA (Integra Consorzio Stabile)

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



Direttore Tecnico:
Prof. Ing. Franco Braga

GEOLOGO:

Dott. Geol. A. CANESSA (Prometeoengineering.it S.r.l.)

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Alessandro Orsini (Integra Consorzio Stabile)

MANDANTI:



Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Alessandro FOCARACCI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Giuseppe Danilo Malgeri

Dott. Geol. Andrea Rondinara

**02 - STUDI GENERALI
02.03 - GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA E GEOTECNICA
Relazione geotecnica generale**

CODICE PROGETTO

PROGETTO
DPUC0165
DPUC0167

LIV. PROG. N. PROG.

D

21

NOME FILE

T00GE00GETRE01_A

CODICE ELAB.

T00GE00GETRE01

REVISIONE

A

SCALA:

-

A

EMISSIONE

Settembre 2022

Citterio

Salcuni

Focaracci

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

1	INTRODUZIONE	3
1.1	Normativa e standard di riferimento	3
1.2	Documenti di riferimento	3
2	INQUADRAMENTO DELL'AREA DI STUDIO.....	4
2.1	Inquadramento geografico e geomorfologico	4
2.2	Inquadramento geologico.....	5
2.3	Inquadramento idrogeologico.....	6
3	INDAGINI DI PROGETTO	7
3.1	Sondaggi geognostici.....	7
3.2	Prove in situ	8
3.3	Prove di laboratorio.....	9
3.3.1	Analisi granulometrica.....	9
3.3.2	Determinazione massa volumica grani.....	10
3.4	Indagini geofisiche	11
3.4.1	Sismica a rifrazione.....	11
3.4.2	MASW	11
3.4.3	Indagini Down-Hole.....	13
4	UC165 - SONDAGGI GEOGNOSTICI E PROVE IN SITU	15
4.1	Prove SPT	15
4.2	Prove DPSH	17
4.3	Monitoraggio piezometrico	21
4.4	Prove di permeabilità	21
4.5	Prove pressiometriche	22
4.6	Prove di carico su piastra	23
4.7	Indagine magnetometrica per la verifica di masse metalliche.....	23
4.8	Caratterizzazione granulometrica.....	24
4.9	Determinazione dei limiti di consistenza.....	26
4.10	Indagini Geofisiche	27
4.10.1	Sismica a rifrazione.....	27
4.10.2	Indagini MASW.....	28
4.10.3	Prospezione Down Hole.....	30
5	UC167 - SONDAGGI GEOGNOSTICI E PROVE IN SITU	32
5.1	Prove SPT	32
5.2	Prove DPSH	35
5.3	Monitoraggio piezometrico	38
5.4	Prove di permeabilità	38
5.5	Prove pressiometriche	39
5.6	Prove di carico su piastra	40
5.7	Indagine magnetometrica per la verifica di masse metalliche.....	40

5.8	Caratterizzazione granulometrica.....	41
5.9	Determinazione dei limiti di consistenza.....	43
5.10	Indagini Geofisiche	43
5.10.1	Sismica a rifrazione.....	44
5.10.2	Indagini Masw.....	46
5.10.3	Prospezione Down Hole.....	47
6	UC165 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	49
6.1	Modello stratigrafico	49
6.1.1	Elaborazione prove DPSH	58
6.1.2	Elaborazione prove geofisiche	61
6.2	Parametri geotecnici	64
6.2.1	Materiali da rilevato.....	66
6.3	Sintesi dei parametri geotecnici	67
6.4	Falda.....	67
7	UC167 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	68
7.1	Modello stratigrafico	68
7.1.1	Elaborazione prove DPSH	81
7.1.2	Elaborazione prove geofisiche	85
7.2	Parametri geotecnici	89
7.2.1	Materiali da rilevato.....	91
7.3	Sintesi dei parametri geotecnici	92
7.4	Falda.....	92

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione si espongono i risultati della campagna di indagine condotta su incarico di ANAS S.p.A nell'anno 2022 e la caratterizzazione dei parametri fisici e meccanici delle unità geotecniche presenti nell'area di interesse.

I risultati delle indagini e la caratterizzazione geotecnica vengono presentati per i due lotti in progetto, denominati UC165 (dal gate sud del porto di Gioia Tauro allo svincolo con la SS18) e UC167 (dallo svincolo con la SS18 all'Autostrada A2).

1.1 Normativa e standard di riferimento

I carotaggi, l'installazione delle attrezzature e l'esecuzione delle prove in situ, sono state eseguite in ottemperanza alle normative di riferimento elencate di seguito:

- D.M. del 17.01.2018: "Norme Tecniche per le Costruzioni" pubblicate sulla G.U. n. 8 del 20/02/2018;
- Circolare esplicativa CSLPP del 21/01/2019: "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle 'Norme tecniche per le costruzioni'" di cui al D.M. 17/01/18;
- AGI: "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche". Giugno 1977;
- "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" D.M. 11.03.1988;
- Norme standard previste per l'esecuzione delle prove in situ e in laboratorio (ASTM, AASHO, AASHTO);
- UNI EN ISO 22471-1: 2007 "Indagini e prove geotecniche - Metodi di campionamento e misurazioni sull'acqua del sottosuolo - Parte 1: Principi tecnici per l'esecuzione";
- UNI EN 1997-2:2007: "Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo";

1.2 Documenti di riferimento

- Servizi indagini geognostiche, geofisiche, di laboratorio e di monitoraggio geotecnico-geomorfologico, a supporto della progettazione definitiva dell'intervento "UC165 - Autostrada A2 "Mediterranea" – viabilità complementare – Porto di Gioia Tauro – Lavori di potenziamento funzionale raccordo stradale sud alla rete TEN-T – Collegamento Porto di Gioia Tauro gate sud – A2 (I Lotto: dal Gate allo svincolo con la SS18)

- Servizi indagini geognostiche, geofisiche, di laboratorio e di monitoraggio geotecnico-geomorfologico, a supporto della progettazione definitiva dell'intervento "UC167 - Autostrada A2 "Mediterranea" – viabilità complementare – Porto di Gioia Tauro – Lavori di potenziamento funzionale raccordo stradale sud alla rete TEN-T – Collegamento Porto di Gioia Tauro gate sud – A2 (Il Lotto: dallo svincolo con la SS18 allo svincolo con l'A2 compreso)

2 INQUADRAMENTO DELL'AREA DI STUDIO

2.1 Inquadramento geografico e geomorfologico

Dal punto di vista geografico, il sito in oggetto si colloca nell'area sud-occidentale della Calabria, nel territorio provinciale di Reggio Calabria (RC), in comune di Gioia Tauro.



Figura 1: Immagine aerea del territorio in cui è ubicato l'intervento. L'ellisse rossa individua l'area oggetto di intervento. (Non in scala. Fonte: Google Earth)

2.2 Inquadramento geologico

Secondo la carta geologica di progetto, si registra la presenza di terreni sciolti che rappresentano il sottofondo stradale fino a una profondità sicuramente superiore rispetto alla profondità di interazione dell'opera.

I terreni sciolti sono qui rappresentati da depositi costieri attuali (*R1 ed R2 – depositi eolici e spiagge attuali*), e da depositi pleistocenici (*R4 – detriti e alluvioni terrazzate*), comprese le loro rispettive coltri di alterazione superficiale, dovute al rimaneggiamento nella zona agricola e periurbana, presentano granulometrie da grossolane (*pietrischi*) verso il basso, a medie (*sabbie*) a fini (*in sottili straterelli siltitici*).

Tale variabilità si manifesta con un locale scadimento delle caratteristiche geotecniche, sia in senso verticale che orizzontale, soprattutto dovuto alle diverse permeabilità.

Nella figura seguente si può notare un dettaglio della parte bassa della formazione *R4* che affiora estesamente in tutto il bacino di sedimentazione dal versante tirrenico fino alle pendici dell'Aspromonte.



Figura 1: Immagine tratta dalle note alla carta geologica del progetto Carg

La formazione, è costituita prevalentemente da sabbie bruno-giallastre di conoide alluvionale, i sedimenti sono caratterizzati da significative eteropie di facies latero-verticali; i clasti sono eterometrici, poco arrotondati con diametro variabile, la matrice è sabbiosa e talora sabbioso-siltosa. Talvolta sono presenti sottili livelli di sabbie argilloso-terrose che si alternano a sabbie ciottolose, le sabbie grossolane sono talora stratificate con livelli pelitici. L'andamento variabile dei depositi non è riconducibile a nessun tipo di stratificazione, le variazioni laterali non sono connesse con lenti o spessori variabili e presentano diverso comportamento geotecnico e diversa permeabilità, nonché diversi andamenti freatici.

2.3 Inquadramento idrogeologico

Il territorio della Calabria è caratterizzato da una fortissima eterogeneità e complessità delle caratteristiche idrogeologiche, riconducibile sia al complesso assetto strutturale dell'area che alla grande varietà di termini litologici affioranti (Alloca et al. 2007).

Da un punto di vista idrogeologico, in modo schematico, operando a scala regionale, si possono distinguere nove complessi idrogeologici, in ordine decrescente di permeabilità: calcari, dolomie, sabbie e conglomerati, alluvioni, graniti, scisti, evaporiti, arenarie e peliti che danno origine a tre tipologie di strutture idrogeologiche (Polemio et al. 2013): acquiferi rocciosi permeabili per fratturazione e carsismo; acquiferi permeabili per porosità delle pianure; acquiferi presenti in rocce cristalline e metamorfiche fratturate e alterate.

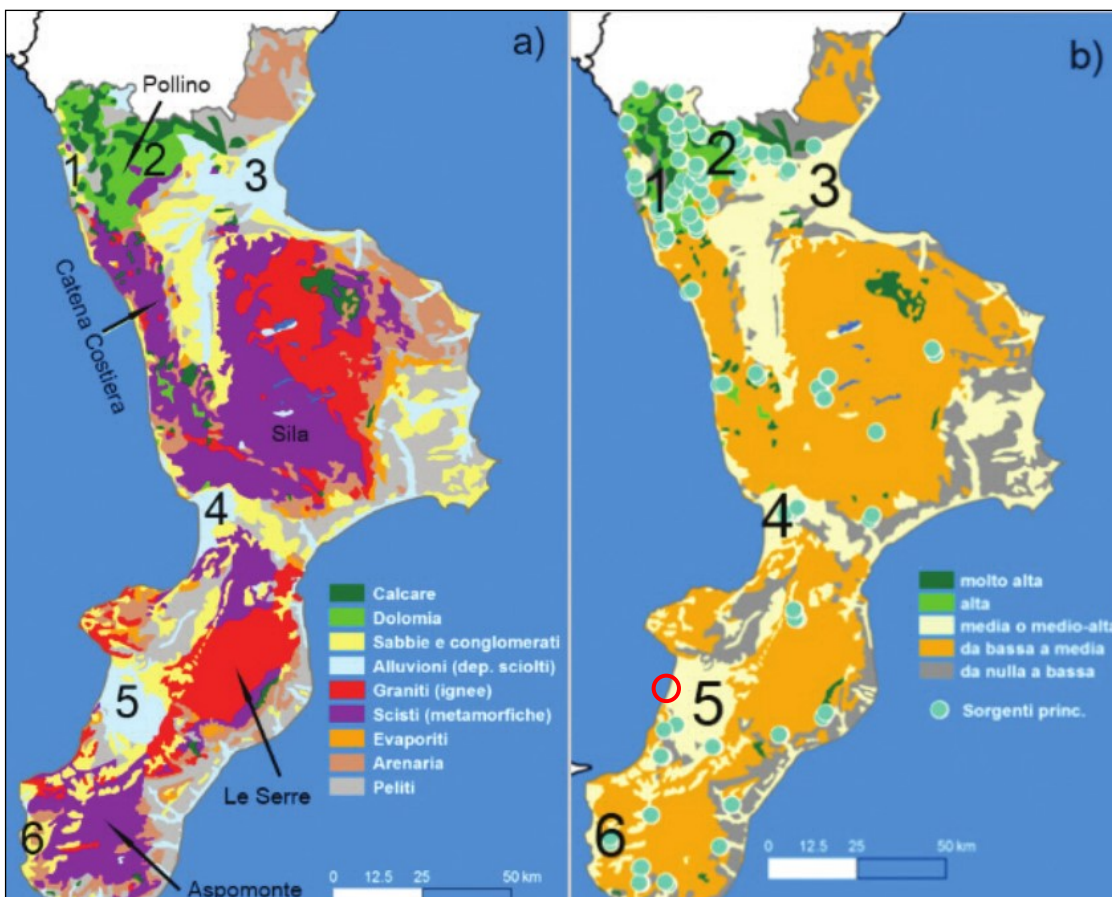


Figura 2: a) Carta dei principali complessi idrogeologici della Calabria. b) Carta delle permeabilità relative e delle principali sorgenti della Calabria. (Polemio et al., 2013). Il cerchio rosso evidenzia l'area oggetto di intervento.

L'area oggetto di intervento si colloca nell'ambito dei depositi alluvionali, caratterizzati da una permeabilità media o medio-alta.

Sulla base dei dati disponibili e delle campagne di indagini eseguite nell'area in interesse non è presente falda alla profondità di interesse per le opere in progetto.

3 INDAGINI DI PROGETTO

Al fine di definire il profilo di progetto con un opportuno grado di dettaglio lungo tutto l'asse del tracciato dell'opera, che evidenzii maggiormente i diversi contatti tra i depositi alluvionali pleistocenici interni e le formazioni costiere di epoca attuale, compresi i livelli intermedi e lenticolari e le diverse proprietà geotecniche e fisico-meccaniche si prevede l'esecuzione di un piano di indagini articolato come descritto nel seguito.

3.1 Sondaggi geognostici

I sondaggi geognostici consentiranno di ricostruire l'andamento delle variabilità stratigrafica sia in senso laterale che in senso verticale. Si prevedono nello specifico:

- n.6 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino ad una profondità media di 30 metri dal piano campagna, da eseguire con doppio carotiere, in corrispondenza delle opere d'arte, attrezzati con piezometro (n. 3) o con tubo per prova sismica Down – Hole (n. 3).
- n.5 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino ad una profondità media di 20 metri dal piano campagna, da eseguire con doppio carotiere, attrezzati con piezometro (n. 4) o con tubo per prova sismica Down – Hole (n. 1).
- l'installazione di piezometri di Casagrande, da inserire alla quota superiore della falda freatica che sarà individuata caso per caso,
- l'installazione di piezometri a tubo aperto, dove misurare frequentemente le oscillazioni freatiche, in corrispondenza di eventi piovosi e di variazioni dei livelli idrici nei torrenti che drenano da est verso ovest, dei canali di drenaggio dei terreni agricoli e negli impluvi,
- la ricostruzione in sito delle cassette di sondaggio e il prelievo di almeno 4/5 campioni per ogni sondaggio, indisturbati e di volume significativo per le prove previste, presi a diverse profondità, per ogni tipologia di terreno presente nel sondaggio.

n.	Sondaggio	WBS rif.	Pk	Lunghezza [m]	Piezometro	Down-hole
1	S01-PZ	AP01	0+200	30	X	
2	S02-PZ	GA01	0+400	30	X	
3	S03-DH	GA01	0+660	30		X
4	S04-DH	AP02	0+730	30		X
5	S05-PZ	AP03	1+090	20	X	
6	S06-PZ	AP04	1+300	20	X	
7	S07-PZ	AP04	1+700	20	X	
8	S08-DH	AP05/CV01	2+400	30		X
9	S09-PZ	CV01	2+600	30	X	
10	S10-PZ	ST.10	1+300	20	X	
11	S11-DH	SV.03	2+715	20		X
L _{tot} = 280 m					N. Piez. = 7	N. DH = 4

Tabella 1 – riepilogo sondaggi geognostici

3.2 Prove in situ

Per la caratterizzazione dei terreni, è prevista l'esecuzione delle seguenti prove in situ:

- prove SPT ogni 3.00 m per ogni sondaggio (resistenza al taglio);
- n.5 prove penetrometriche dinamiche, che dovranno essere spinte sino almeno a 30.00 m o a rifiuto, e quindi devono prevedere un contrasto di 20 t.
- prove dilatometriche, che permettono una misura diretta di un parametro di deformabilità, recando il minimo disturbo al terreno;
- prove di permeabilità di tipo Lefranc (in situ, anche in prossimità del tracciato),
- N. 11 pozzetti esplorativi (n.8 nei tratti in rilevato, n.1 nel tratto in trincea, n.1 in corrispondenza del collegamento con la SS18, n.1 in corrispondenza della rotatoria di fine lotto) in modo da permettere la ricostruzione degli spessori della coltre vegetale e di dare informazioni sulla capacità portante degli strati di posa dei rilevati. A tal fine, in ogni pozzetto si prevede:
 - uno scavo di almeno 3.00 m con prelievo di N. 3 campioni per analisi granulometrica (0.60 – 0.80 m; 1.50 – 1.80 m);
 - n. 1 prova di carico su piastra per ciascun pozzetto, da effettuarsi alle profondità più prossime al piano di posa del corpo stradale (nel caso di rilevato dopo lo scotico, nel caso di trincea in prossimità del fondo scavo).

n.	Sondaggio	Opera rif.	Pk	Lunghezza [m]
1	DPSH-01	CV01	2+550	30
2	DPSH -02	CV01	2+480	30
3	DPSH -03	AP03	1+500	20
4	DPSH -04	AP02	0+870	20
5	DPSH -05	GA01	0+600	30
				L _{tot} = 130 m

Tabella 2 – riepilogo DPSH

n.	Sondaggio	Opera rif.	Pk
1	POZZ-01	AP01	2+300
2	POZZ-02	GA01	2+100
3	POZZ-03	GA01	1+900
4	POZZ-04	AP02	1+700
5	POZZ-05	AP03	1+550
6	POZZ-06	AP04	1+350
7	POZZ-07	AP04	3+890
8	POZZ-08	AP05/CV01	2+600
9	POZZ-09	CV01	2+850
10	POZZ-10	ST.10	0+870
11	POZZ-11	SV.03	0+050

Tabella 3 – riepilogo pozzetti

3.3 Prove di laboratorio

Per la caratterizzazione dei terreni, sono previste prove geotecniche di laboratorio certificate sui campioni prelevati, di tipo:

- prove granulometriche sui terreni sciolti, ghiaie sabbie limi e argille;
- prove di taglio drenato / non drenato (coesione);
- prove di compressione triassiali (permeabilità) ed edometriche (rigonfiamento, compressibilità).

In relazione ai campioni pervenuti in laboratorio, sono state effettuate delle prove per caratterizzarli, dal punto di vista della granulometria e della consistenza.

Su ogni campione sono state eseguite le seguenti prove:

- apertura e descrizione geotecnica;
- determinazione del peso specifico dei grani;
- determinazione della distribuzione granulometrica mediante setacciatura e sedimentazione;
- determinazione dei limiti di consistenza liquido e plastico;
- determinazione degli indici di gruppo
- determinazione della massa volumica dei granuli solidi

3.3.1 Analisi granulometrica

3.3.1.1 ANALISI MEDIANTE SETACCI E/O CRIVELLI

La prova consiste nella determinazione della distribuzione percentuale della massa dei grani di una terra secondo le loro dimensioni. La determinazione viene eseguita mediante setacci e crivelli di dimensioni via via decrescenti fino alla dimensione di 0,063 mm.

Il metodo di prova utilizzato è la "analisi granulometrica per via umida". La prima operazione consiste nel prelevare dal materiale un campione di quantità necessaria affinché risulti rappresentativa del totale; la selezione del campione avviene tramite quartatura. Il campione viene essiccato in forno per circa 12 ore alla temperatura costante di 110°C, o comunque sino ad ottenere la massa costante; si lascia quindi raffreddare nell'essiccatore. Una volta asciugato, il campione viene pesato e viene immerso in acqua in una bacinella per aiutare il distacco delle particelle tra di loro e la disgregazione dei grumi. Si versa quindi il contenuto in una pila di setacci disposti in ordine di apertura delle maglie decrescenti dall'alto: da 2 mm a 0,4 mm fino a 0,063 mm, continuando il lavaggio con un getto d'acqua, aiutandosi con il pennello, fino a quando le acque escono limpide. Il materiale raccolto nei tre setacci viene posto in stufa alla temperatura costante di 110° C e viene fatto essicare, quindi si lascia raffreddare nell'essiccatore e viene pesato. Si dispongono quindi i setacci, di cui sopra, in colonna sul fondo di raccolta con i diametri di apertura crescente dal basso verso l'alto, si versa il materiale nel setaccio superiore, si copre e

si dà inizio alla vagliatura, che può essere sia meccanica che manuale. Terminata la setacciatura, sul fondo non dovrebbe essere presente materiale (se il lavaggio è stato ben eseguito). A questo punto si determina la massa del trattenuto al setaccio da 0,063 mm e si indica come passante al setaccio superiore e così via fino al setaccio di maglia più grande.

3.3.1.2 ANALISI GRANULOMETRICA PER SEDIMENTAZIONE

La prova è finalizzata alla determinazione della distribuzione percentuale in massa dei grani di una terra secondo le loro dimensioni. La determinazione viene eseguita sulla frazione finissima di una terra passante al setaccio di apertura 0,063 mm; la prova viene effettuata solo se la percentuale di passante allo 0,063 è superiore al 20%. La distribuzione viene rappresentata graficamente mediante la "Curva granulometrica", a coda della curva elaborata per i materiali trattenuti al setaccio 0,063 (materiali fini e grossolani). La prova consiste nella misura della densità di una sospensione di una terra in acqua distillata con un idoneo densimetro ad intervalli prefissati.

La prima operazione consiste nel prelevare dal materiale un campione di circa 50 g tale da risultare rappresentativo del totale; la selezione del campione avviene tramite quartatura. Il campione deve risultare passante al setaccio 0,063. Si versa il campione nel recipiente da 0,250 litri di capacità; si aggiungono 0,125 litri di soluzione disperdente; si mescola al fine di produrre la completa imbibizione e si lascia riposare per 12 ore. Il provino viene quindi travasato nel mescolatore elettrico, viene aggiunta acqua distillata fino a circa la metà del contenitore e si aziona la paletta interna per 15 minuti. Una volta mescolato, il campione viene travasato rapidamente nel cilindro di prova che viene riempito con acqua distillata fino alla linea di fede. Chiudendo il cilindro con il palmo della mano o con idoneo tappo, si capovolge ripetutamente (circa 10 volte in un minuto) fino a completa omogeneizzazione della sospensione. Il cilindro viene sistemato all'interno della vasca termostatica non prima di 2 minuti e non dopo 5 minuti dall'inizio della sedimentazione. Si eseguono con il densimetro letture della densità della sospensione e si registrano sul rapporto di prova ad intervalli prestabiliti: 30", 1', 2', 4', 8', 15', 30', 60', 2 h, 5 h, 8 h, 24 h, 48 h. La prova si ritiene conclusa quando la densità risulta simile a quella dell'acqua pura. Il densimetro viene calato lentamente nella sospensione circa 20 sec. prima della lettura; dopo la lettura il densimetro viene rimosso lentamente e pulito in acqua distillata. Per ogni lettura viene registrata la temperatura di prova.

3.3.2 Determinazione massa volumica grani

La prova consiste nella determinazione della massa specifica dei grani, intesa come rapporto tra la massa unitaria del materiale (quindi la massa della parte solida) e la densità dell'acqua.

La procedura da seguire è sul campione essiccato in forno per circa 12 ore alla temperatura costante di 110°C; dopo il raffreddamento nell'essiccatore il campione viene passato al setaccio prescelto 4,75 – 2,00 – 0,0075 – 0,0063 e, dopo quartatura, si preleva un campione di circa 30 g. Una volta preparato, si trasferisce il campione nel picnometro in precedenza pesato con il tappo. Si

introduce una certa quantità di acqua distillata e si lascia riposare per almeno 12 ore per far saturare il materiale. Si aggiunge quindi altra acqua distillata fino a circa $\frac{3}{4}$ del picnometro e si pone tutto sul fornello: questa operazione serve ad allontanare le bolle d'aria all'interno dei pori dei granuli. Si lascia raffreddare il picnometro nell'essiccatore dotato di pompa a vuoto. Raggiunta la temperatura ambiente, si inizia ad applicare il vuoto fino ad arrivare ad una pressione di 100 mm di mercurio. Dopo un'ora circa si riporta il vuoto a zero. Si finisce quindi a riempire il picnometro con acqua distillata, si pone il tappo verificando che il foro sia pieno e non vi siano bolle. Si asciuga esternamente il picnometro e si effettua la pesata. Si toglie il tappo e si controlla la temperatura dell'acqua con la precisione di $0,1^{\circ}$ C. Dalla tabella si riporta la massa del picnometro pieno d'acqua distillata. Effettuate tutte le pesate necessarie, si passa quindi alla fase di calcolo del peso di volume delle particelle solide.

3.4 Indagini geofisiche

3.4.1 Sismica a rifrazione

Al fine di poter verificare integrare i dati geologici e geotecnici derivati dai sondaggi puntuali con valutazioni di tipo areale si prevede l'esecuzione di n.3 stendimenti sismici a rifrazione in onde P e SH. Tale metodologia si basa sull'analisi dei tempi di arrivo delle onde rifratte (first breaks) che, opportunamente elaborati, permetteranno di individuare in profondità strati con caratteristiche meccaniche migliori e di risalire ai moduli elastici dinamici dei terreni investigati.

n.	Sondaggio	L [m]
1	SR-01	250
2	SR-02	460
3	SR-03	340
3	SR-04	70

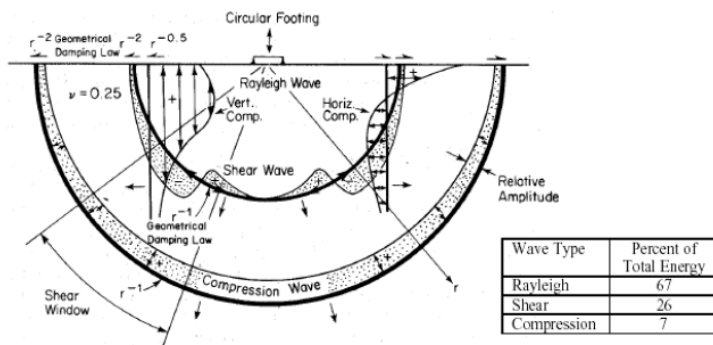
Tabella 4 – riepilogo indagini sismiche

3.4.2 MASW

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo. In questo metodo le onde superficiali generate in un punto, sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori che permettono di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, dando così, informazioni sui primi 30m-50m di profondità di indagine, in funzione della rigidità del suolo.

L'analisi della propagazione delle onde superficiali entro il sottosuolo con la metodologia M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves) per la determinazione della velocità delle onde di taglio (Vs) è stata effettuata mediante l'utilizzo di uno stendimento sismico di superficie composti da 24

geofoni interdistanti 3 m per la Masw 1 e 2 e passo 2 per la Masw 3; l'elaborazione, mediante software d'inversione, della prova sismica ha fornito un log di Vs posizionato al centro della sezione il quale permette di individuare eventuali variazioni verticali dei valori cinematici corrispondenti a variazioni delle caratteristiche meccaniche dei terreni indagati.



Distribuzione delle onde di Rayleigh nel sottosuolo

In un mezzo stratificato, le onde di Rayleigh sono dispersive, ossia onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999; Aki, K. and Richards, P.G., 1980). La velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh, quindi, dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza, ossia con lunghezza d'onda corta, si propagano negli strati più superficiali dando, quindi, informazioni sulla porzione più superficiale del suolo. Onde a bassa frequenza, invece, si propagano negli strati più profondi dando informazioni, quindi, sulla parte più profonda del suolo.

Per un dato valore di φ , dove si verifica un massimo della funzione $V(f, \varphi)$, la velocità di fase c_f può essere determinata. Tenendo conto che $c_f = f/\varphi$, la funzione $V(f, \varphi)$ può essere trasformata nella funzione $I(f, c_f)$ che viene definita "spettro di velocità di fase". In essa, lungo l'asse c_f , appariranno dei picchi. Il luogo dei punti lungo questi massimi, per differenti valori di frequenza f , permette di identificare le curve di dispersione delle velocità di fase dei modi di oscillazione dell'onda superficiale di Rayleigh.

La curva di dispersione media delle velocità di fase dell'onda di Rayleigh, estratta con la metodologia MASW, è invertita al fine di ottenere un modello monodimensionale di onde di taglio.

Gli stendimenti sismici sono stati realizzati utilizzando 24 canali d'acquisizione (geofoni) con passo intergeofonico pari a 3 m per la Masw 1 e 2 e passo 2 per la Masw 3. L'acquisizione dei dati sismici è stata condotta secondo la seguente configurazione spazio temporale:

- n° geofoni: 24;
- n° 10/15 shot posizionati in linea con lo stendimento ad una distanza dal geofono 1 pari a - 10 m da sottoporre al processo di stacking in fase di processing per ottimizzare il rapporto signal/noise;

- tempo di acquisizione: 1 s;
- intervallo di campionamento 0.125 μ s

Nella seguente tabella si riportano le indagini eseguite:

n.	Sondaggio	L [m]
1	MASW-01	34
2	MASW-02	46
3	MASW-03	250

Tabella 5 – riepilogo indagini MASW

3.4.3 Indagini Down-Hole

Lo scopo della prova DH, prova sismica in foro, è quello di valutare la velocità delle onde sismiche primarie V_p e secondarie V_{sh} , dal piano campagna sino ad una profondità pari a 30 m (Gasperini & Signanini, 1983). Le prove sismiche Down-Hole vengono eseguite con lo scopo di misurare la velocità delle onde dirette che si propagano dalla superficie in profondità. Il terreno viene energizzato in superficie, in prossimità di testa-foro, e la registrazione avviene in foro grazie ad un geofono triassiale ancorato a profondità crescenti. Tale geofono registra gli spostamenti, tradotti sotto forma di impulsi elettrici, lungo tre direzioni ortogonali tra loro (x, y, z).

Le onde sismiche vengono generate energizzando il terreno in direzione verticale e in direzione trasversale (parallelamente al suolo). Nel primo caso, verranno generate prevalentemente onde compressive (onde P) che si propagano in profondità e vengono registrate al meglio dal geofono verticale (asse z). Nel secondo caso, verranno generate prevalentemente onde di taglio (onde Sh) visibili principalmente sui geofoni con l'asse posto orizzontalmente (assi x e y). Le onde di taglio, avendo velocità inferiori rispetto a quelle compressive, solitamente intorno al 60 - 70%, raggiungono il geofono quando il primo fronte d'onda compressiva è già transitato. Questo passaggio, purtroppo, costituisce un disturbo per la misura delle onde trasversali, in quanto i geofoni orizzontali si trovano ancora in movimento all'arrivo dell'onda Sh. Per migliorare il rapporto fra l'energia dell'onda compressiva P e l'energia dell'onda trasversale S a favore di quest'ultima, si realizza una doppia energizzazione orizzontale con verso opposto. La sottrazione delle forme d'onda relative a queste due acquisizioni, riduce sensibilmente la componente compressiva presente nel segnale. Tali prove forniscono una dettagliata stratigrafia di velocità delle onde compressive (V_p) e delle onde di taglio (V_{sh}).

Acquisizione

La distanza tra le sorgenti di onde P e Sh ed il boccaforo è pari a 2 metri. Una volta raggiunta la profondità di prova (fondo foro), i ricevitori vengono assicurati alla parete del tubo di rivestimento mediante dei pistoni azionati da un compressore; la sorgente viene colpita in senso verticale per

generare onde di compressione P e lateralmente per generare onde di taglio Sh facendo partire, per mezzo del trigger, la registrazione del segnale acquisita secondo i seguenti parametri:

Sampling interval (ms)	0.125
Record length (s)	0.5
Spacing (m)	1

4 UC165 - SONDAGGI GEOGNOSTICI E PROVE IN SITU

4.1 Prove SPT

In corrispondenza del cavalcavia di progetto sono stati eseguiti n.4 sondaggi geognostici S1 (L=20 m), S2 (L=20 m), S3 (L=20 m) e S4 (L=25 m), in corrispondenza dei quali sono state eseguite prove SPT in numero rispettivamente pari a 6 SPT in S1 e S3 e 6 SPT in S2 e S4.

Nelle seguenti tabelle si riportano i risultati delle prove condotte.

S01-PZ		S02-PZ		S03-DH		S04-DH	
z [m]	Nspt	z [m]	Nspt	z [m]	Nspt	z [m]	Nspt
3,3	28	3,3	18	4,3	76	3,3	29
6,3	45	6,13	100	7,3	63	6,3	43
9,3	100	9,2	100	11,3	100	10,5	58
12,8	100	11,8	100	14,2	100	13,7	70
15,6	100	14,6	100	18,2	100	16,2	100
19,22	100	17,8	74	20,6	100	20,2	100
		20,55	100			24,15	100

Tabella 6 Risultati prove SPT.

Nei seguenti grafici si diagramma l'andamento di N_{SPT} con la profondità.

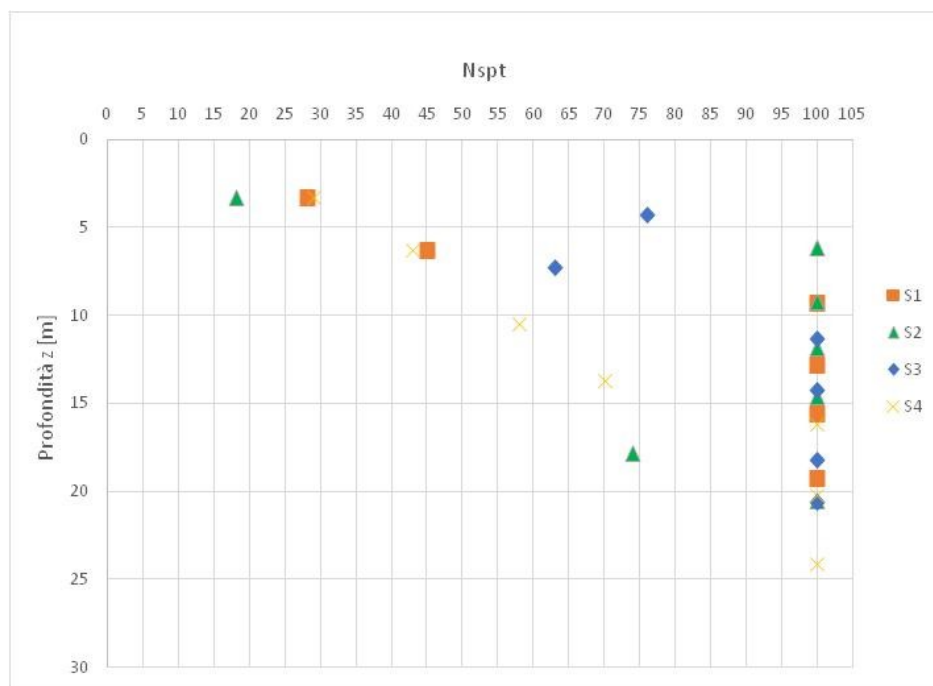
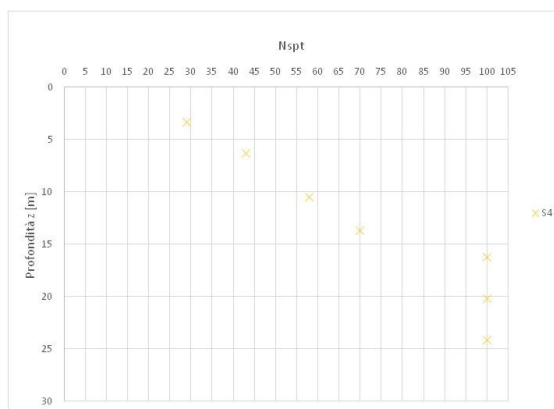
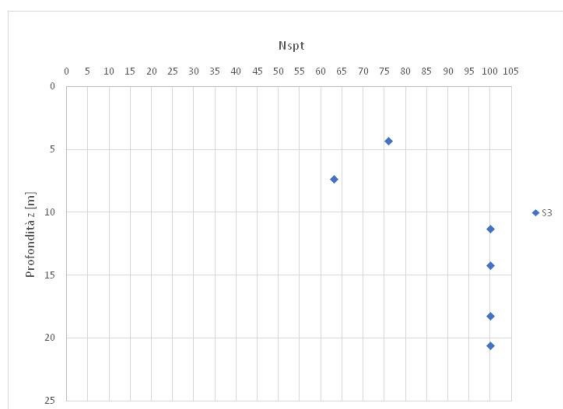
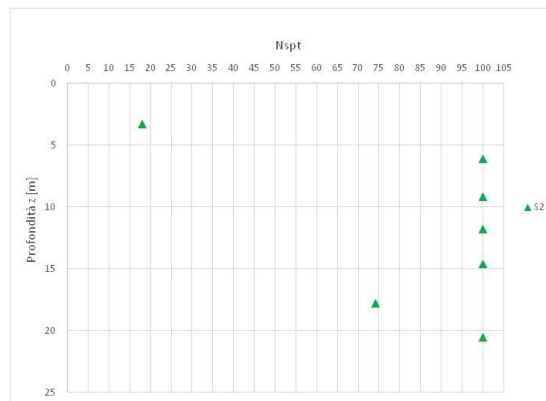
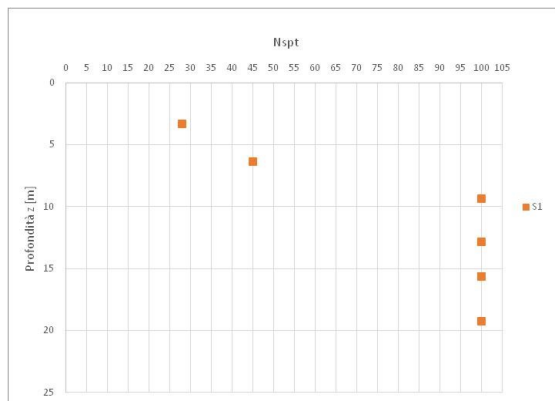


Tabella 7 Valori NSPT ottenuti nel corso delle prove

4.2 Prove DPSH

Sono state eseguite n. 2 prove penetrometriche DPSH identificate come da tabella seguente:

Sigla di prova	Ubicazione	Profondità raggiunta (m dal p.c.)
DPSH-04	38°27'00.46121"N 15°55'23.59178"E	6,80
DPSH-05	38°27'00.83324"N 15°55'16.75534"E	4,60

Tabella 8 Prove penetrometriche DPSH

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A, angolo di apertura (°)
- avanzamento (penetrazione)
- presenza o meno del rivestimento esterno

Con riferimento alla classificazione riportata nella normativa EN-ISO 22476-2:2005, per la campagna di indagini in argomento sono stati utilizzati dispositivi per Super Heavy DPSH-B, con determinazione del numero di colpi ogni 20 cm di avanzamento, utilizzando un penetrometro marca Pagani.



Figura 3: Penetrometro DPSH Pagani

Nelle seguenti tabelle si riportano i risultati delle prove condotte.

DPSH-044	
z [m]	N/20
0,2	6
0,4	6
0,6	5
0,8	4
1	3
1,2	3
1,4	3
1,6	5
1,8	6
2	7
2,2	8
2,4	12
2,6	13
2,8	13
3	13
3,2	14
3,4	14
3,6	14
3,8	16
4	19
4,2	26
4,4	33
4,6	35
4,8	33
5	29
5,2	26
5,4	30
5,6	31
5,8	30
6	30
6,2	34
6,4	40
6,6	46
6,8	51

DPSH-055	
z [m]	N/20
0,2	8
0,4	8
0,6	7
0,8	7
1	7
1,2	7
1,4	7
1,6	7
1,8	7
2	7
2,2	7
2,4	10
2,6	10
2,8	10
3	8
3,2	9
3,4	12
3,6	20
3,8	30
4	38
4,2	47
4,4	49
4,6	52

Tabella 9 Risultati delle prove DPSH

Nel seguente grafico si diagramma l'andamento del numero di colpi con la profondità.

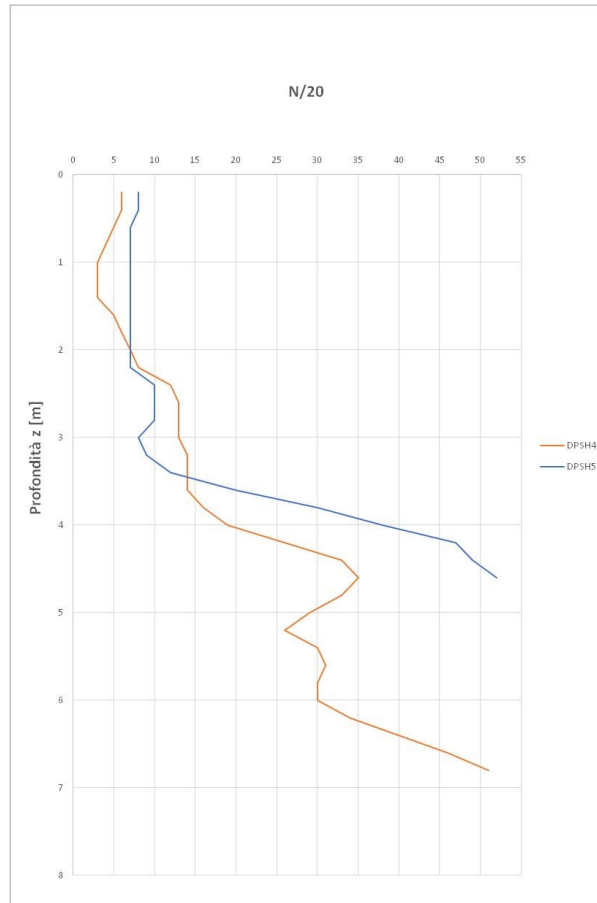


Tabella 10 Risultati delle prove DPSH.

4.3 Monitoraggio piezometrico

Nel corso dei sondaggi geognostici non è stata rilevata la presenza di falda.

4.4 Prove di permeabilità

Nel corso di ciascun sondaggio sono state eseguite n.2 prove di Lefranc, ottenendo i valori di permeabilità riportati nelle seguenti tabelle.

S1			
Prova	Quota da p.c. [m]	Quota s.l.m.	k [m/s]
LF1	7	16,553	2,13E-05
LF2	18	5,553	9,96E-06

S2			
Prova	Quota da p.c. [m]	Quota s.l.m.	k [m/s]
LF1	5	20,553	3,33E-05
LF2	16	9,553	6,72E-06

S3			
Prova	Quota da p.c. [m]	Quota s.l.m.	k [m/s]
LF1	4,5	21,053	7,56E-06
LF2	12	13,553	5,17E-06

S4			
Prova	Quota da p.c. [m]	Quota s.l.m.	k [m/s]
LF1	4,5	21,053	1,43E-05
LF2	12	13,553	4,75E-06

Tabella 11 Risultati prove di permeabilità Lefranc.

4.5 Prove pressiometriche

Sono state eseguite prove pressiometriche tipo Menard. Per le suddette prove è stata utilizzata un sonda pressiometrica tricellulare del tipo Ménard – Apageo.

La prova pressiometrica MPM consiste nella misurazione delle dilatazioni indotte in una cella facente parte di una sonda tricellulare, calata in foro di sondaggio appositamente realizzato con un carotiere da 62 mm.

La tabella 5 riporta la profondità della prova eseguita. Per problematiche legate all'impossibilità di eseguire una tasca adeguata, vista la natura dei terreni, non è stato possibile completare la prova.

	Profondità [m]	Volume Limite [cm ³]	Pressione limite netta [kPa]	Modulo Pressiometrico [kPa]	Modulo di Young E [kPa]
SI01	10,4	1065	2000	23392	70885
SI01	14,0	915	1700	25507	77294
SI02	8,0	1085	1700	25032	75855
SI02	25,0	727	3200	45124	136739
SI03	8,0	1065	2100	19850	60151
SI03	15,0	937	2100	39357	119264
SI04	8,0	1087	1400	25415	77015
SI04	15,0	963	2400	31694	96042

Tabella 12 Risultati prove pressiometriche

4.6 Prove di carico su piastra

Sono state realizzate n.2 prove di carico a doppio ciclo con piastra circolare per la determinazione del modulo di deformazione Md (CNR 146,a), ad una profondità di 0.30 metri all'interno dei pozzetti esplorativi.

Il modulo di deformazione Md è una misura convenzionale della capacità portante dei terreni di sottofondo, degli strati di rilevato nonché degli strati legati di fondazione e di base delle pavimentazioni stradali.

Per l'esecuzione di ciascuna prova, all'interno di ogni pozzetto, ad una profondità di 0.30 metri, il terreno è stato caricato progressivamente con step da 50 kPa fino alla pressione di 200 kPa; si è eseguito poi un ciclo di scarico fino a 50 kPa ed in fine un ciclo di ricarico fino a 200kPa.

È stato ricavato il modulo di deformazione Md ed Md' nell' intervallo di carico 50-150 kPa

Di seguito si riporta tabella riepilogativa dei risultati delle prove di carico su piastra e delle densità in sito:

Pozzetto	Profondità [m]	Md (0,5 e 0,15 N/mm ²) [Mpa]	Md' (0,5 e 0,15 N/mm ²) [MPa]	grado di costipamento
PZ10	0,3	12	62	0.19
PZ11	0,3	11	57	0.19

Tabella 13 Risultati prove di carico su piastra

4.7 Indagine magnetometrica per la verifica di masse metalliche

Preliminarmente all'esecuzione di ogni sondaggio geognostico e dei pozzetti esplorativi, sono state eseguiti rilevamenti superficiali mediante Magnetometro tipo MAGNEX 120 LW della VOLTA (fig. 5) capace di rilevare variazioni del campo magnetico indotte dalla presenza di minerali ferromagnetici anche inferiori a 0,5 Nt.

L'indagine non ha evidenziato anomalie significative. Il punto di indagine è stato ubicato in area sgombra da anomalie che potessero far ipotizzare presenze di masse metalliche

4.8 Caratterizzazione granulometrica

Si riportano di seguito le percentuali delle prove granulometriche ottenute dai campioni dei 3 sondaggi:

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA
S 01 PZ	CR1	1,5-2,0	1	92	7	-
	CR2	6,3-6,7	24	50	24	2
	CR4	9,0-9,3	9	64	24	3
	CR6	16,5-17,0	0	74	23	3
	CR8	23,5-24,0	0	76	22	2

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA
SI 02	CR1	1,5-2,0	1	92	7	-
	CI1	5,7-6,0	21	73	6	-
	CR2	11,3-11,7	1	67	28	4
	CR3	16,0-16,5	1	67	27	5
	CR4	26,0-26,5	1	71	25	3

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA
SI 03 DH	CR1	3,0-3,5	42	42	14	2
	CR2	8,0-8,5	1	79	18	2
	CR3	17,5-18,0	0	82	16	2
	CR4	26,5-27,0	0	83	15	2

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA
S 04 DH	CR1	3,0-5,0	1	92	7	-
	CR2	7,0-7,5	24	50	24	2
	CR3	12,0-12,5	9	64	24	3
	CR4	18,0-18,5	0	74	23	3
	CR5	28,5-29,0	0	76	22	2

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA
PZ10	CR1	3,0-5,0	3	78	17	2
	CR2	7,0-7,5	4	79	16	1
PZ11	CR3	12,0-12,5	13	79	8	-
	CR4	18,0-18,5	11	82	7	-

Tabella 14 Analisi granulometriche su campioni

Nelle seguenti tabelle si riporta la classificazione dei campioni ai sensi della UNI 10006 e la determinazione del peso di volume dei grani.

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	Granulometria	Classificazione UNI 10006	Peso di volume dei grani [kN/m ³]
S 01 PZ	CR1	1,5-2,0	SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA	A1-b	25,44
	CR2	6,3-6,7	SABBIA GHIAIOSO LIMOSA	A2-4	25,61
	CR3	9,0-9,3	SABBIA LIMOSA DEBOLMENTE GHIAIOSA	A2-4	25,46
	CR4	16,5-17,0	SABBIA LIMOSA	-	25,52
	CR5	23,5-24,0	SABBIA LIMOSA	-	25,65

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	Granulometria	Classificazione UNI 10006	Peso di volume dei grani [kN/m ³]
SI 02	CR1	1,5-2,0	SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA DEBOLMENTE ARGILLOSA	A1-b	25,76
	CI1	5,7-6,0	SABBIA LIMOSA DEBOLMENTE ARGILLOSA	A1-b	25,97
	CR2	11,3-11,7	SABBIA DEBOLMENTE GHIAIOSA	A2-4	25,74
	CR3	16,0-16,5	SABBIA GHIAIOSA DEBOLMENTE LIMOSA	-	25,51
	CR4	26,0-26,5	SABBIA DEBOLMENTE GHIAIOSA	-	25,81

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	Granulometria	Classificazione UNI 10006	Peso di volume dei grani [kN/m ³]
SI 03 DH	CR1	3,0-3,5	GHIAIA CON SABBIA LIMOSA	A1-b	25,89
	CR2	8,0-8,5	SABBIA LIMOSA	A2-4	25,4
	CR3	17,5-18,0	SABBIA LIMOSA	-	25,83
	CR4	26,5-27,0	SABBIA LIMOSA	-	25,79

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	Granulometria	Classificazione UNI 10006	Peso di volume dei grani [kN/m ³]
S 04 DH	CR1	3,0-5,0	SABBIA LIMOSO GHIAIOSA	A1-b	25,79
	CR2	7,0-7,5	SABBIA LIMOSA	A2-4	25,85
	CR3	12,0-12,5	SABBIA LIMOSA	A2-4	25,58
	CR4	18,0-18,5	SABBIA LIMOSA DEBOLMENTE ARGILLOSA	-	25,68
	CR5	28,5-29,0	SABBIA LIMOSA DEBOLMENTE ARGILLOSA	-	25,73

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	Granulometria	Classificazione UNI 10006	Peso di volume dei grani [kN/m ³]
PZ10	CR1	3,0-5,0	SABBIA LIMOSA	A1-b	25,35
	CR2	7,0-7,5	SABBIA LIMOSA	A1-b	25,32
PZ11	CR3	12,0-12,5	SABBIA GHIAIOSA DEBOLMENTE LIMOSA	A1-b	25,57
	CR4	18,0-18,5	SABBIA GHIAIOSA DEBOLMENTE LIMOSA	A1-b	25,21

Tabella 15 Granulometria.

In relazione alle prove condotte, dalla valutazione del peso dei grani e dalla letteratura di settore si assume per i terreni di riporto un peso di volume pari a 20 kN/m³, mentre per le sabbie sottostanti un peso di volume pari a 21 kN/m³.

4.9 Determinazione dei limiti di consistenza

La prova consiste nella determinazione dei limiti di consistenza o limiti di Atterberg:

- **Limite Liquido:** la prova consiste nel determinare il contenuto di acqua per il quale il campione di terra posto in una coppa di ottone normalizzata, suddiviso in due con un apposito utensile e fatto rimbalzare da un'altezza di 10 mm per 25 volte, procura la chiusura del solco.
- **Limite Plastico:** la prova consiste nel determinare il contenuto di acqua per il quale il campione di argilla arrotondato a forma di bastoncino fino al diametro di 3 mm si disgrega a causa della perdita di umidità.

In relazione alla granulometria dei campioni IA prova non è risultata significativa.

4.10 Indagini Geofisiche

Nel corso della campagna di indagini sono state effettuate le indagini geofisiche; in dettaglio:

- n°1 indagini HVSR;
- n.2 prospezioni MASW;
- n.1 prospezione down-hole nel sondaggio S03 e n.1 prospezione down-hole nel sondaggio S04;
- n.1 sismica a rifrazione.

4.10.1 Sismica a rifrazione

Dalla prova di sismica a rifrazione si evince la presenza di un terreno con stratigrafia orizzontale, costituito da strati omogenei orizzontali variabili con la profondità.

ID	Latitudine	Longitudine
A	38°27'8.91"N 15	15°55'6.82"E
B	38°27'3.87"N 15	15°55'15.11"E

Si riportano di seguito gli andamenti delle onde di volume e di taglio ottenuti dalla prova:

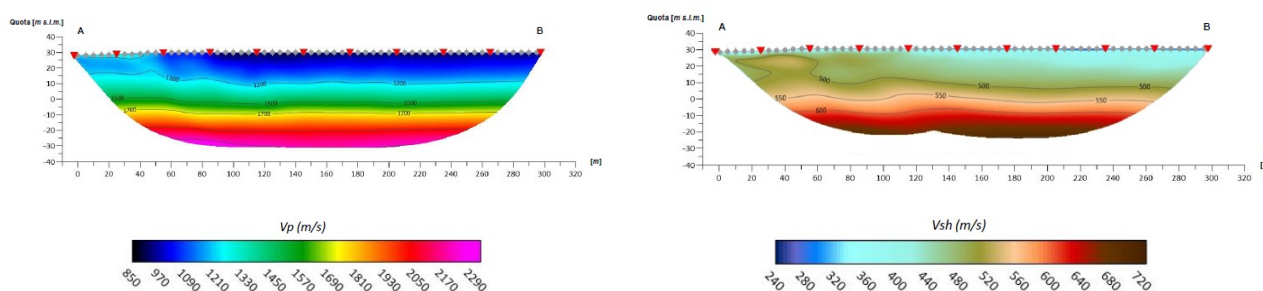


Tabella 16 Risultati della prova di sismica a rifrazione

4.10.2 Indagini MASW.

I risultati riportati nelle tabelle evidenziano la presenza di terreno che si colloca nella categoria di suolo **B** secondo la nuova normativa NTC2018.

PROVE GEOFISICHE							
MASW 1							
Lunghezza [m]	Sismostrato	Profondità		Spessore	Vs [m/s]	$V_{seq(0-30)}$	460 m/s
24	1	0	2,7	2,7	195		
	2	2,7	8,4	5,7	440		
	3	8,4	20,3	11,9	520		
	4	20,3	40	19,7	625	Suolo	B

PROVE GEOFISICHE							
MASW 2							
Lunghezza [m]	Sismostrato	Profondità		Spessore	Vs [m/s]	$V_{seq(0-30)}$	457 m/s
46	1	0	2,4	2,4	200		
	2	2,4	7,3	4,9	430		
	3	7,3	27,5	20,2	530		
	4	27,5	40	12,5	610	Suolo	B

Tabella 17 Risultati prove MASW.

L'indagine Masw 1 e 2 mostrano un principale aumento di Vs a circa 2,5 m di profondità con valori di Vs che vanno da circa 200 m/s a 430 m/s suggerendo il passaggio da un primo terreno di riporto a sabbia con limo a sabbia grossolana molto addensata. L'indagine ha restituito una velocità equivalente di 460 m/s per la MASW1 e 457 m/s per la MASW2.

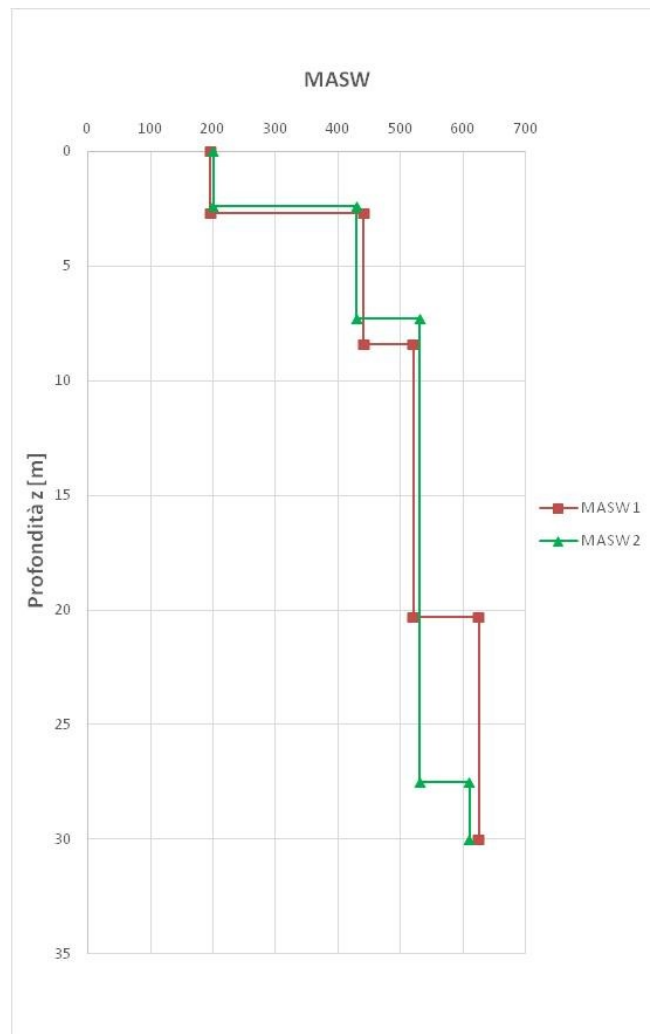


Tabella 18 Andamento Vs con la profondità.

4.10.3 Prospezione Down Hole

Le prove down-hole, effettuate nei fori di sondaggio S3 e S4, non hanno evidenziato la presenza di bedrock sismico ($V_s > 800$ m/s).

I valori di velocità equivalente delle onde ottenuti consentono di collocare il suolo nella categoria B; si specifica che il valore di V_{seq} è stato calcolato a partire da fondo foro.

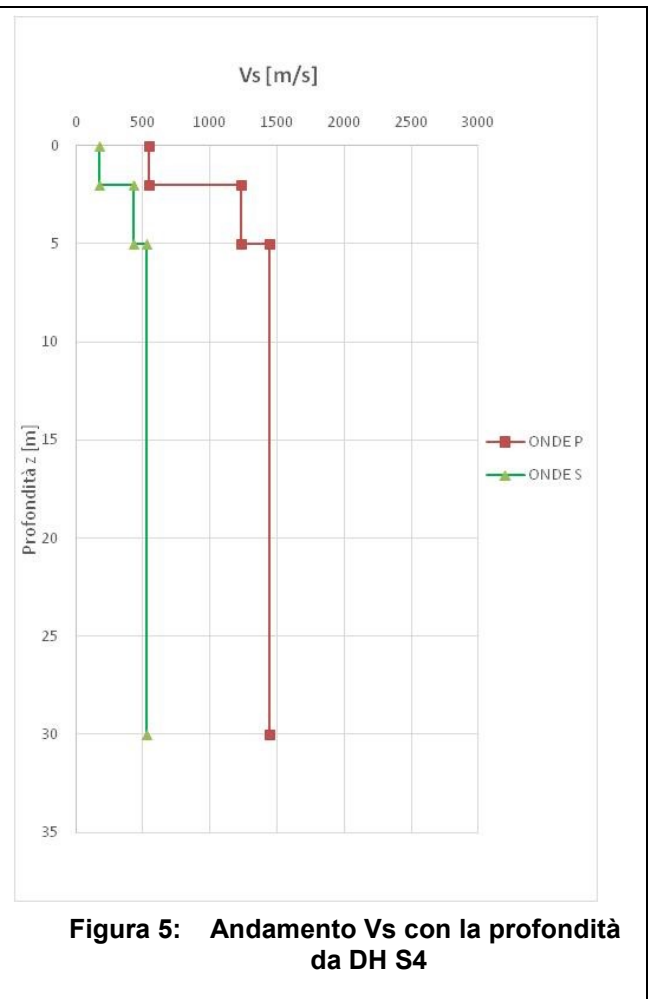
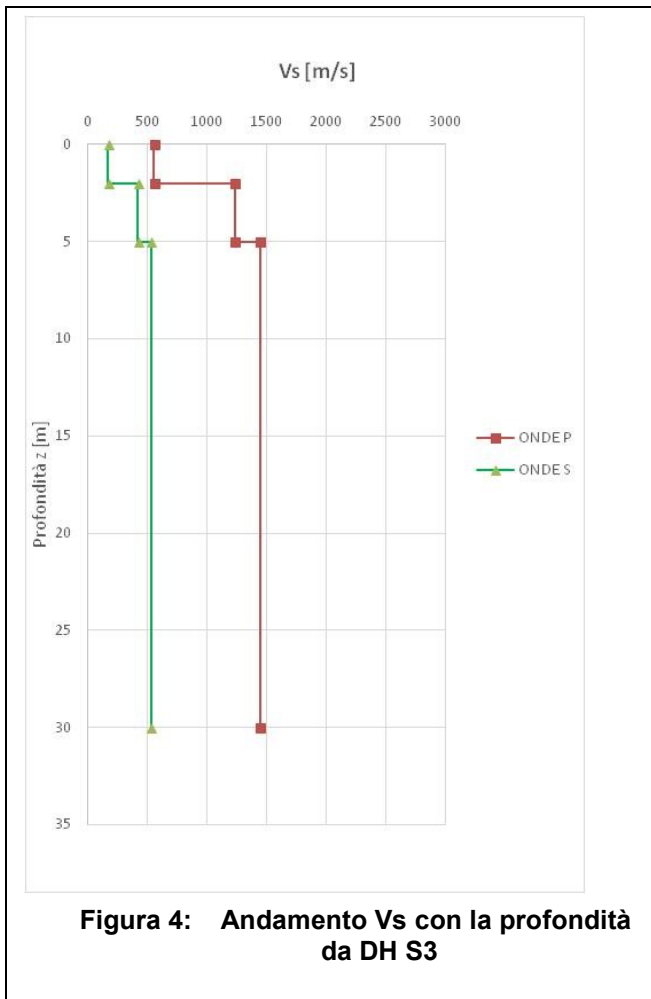
Dall'analisi della variazione dei profili delle velocità con la profondità si evidenziano due principali aumenti di velocità con la profondità, uno a circa 2 m dal p.c. suggerendo il passaggio da terreno di riporto a sabbia limosa e uno a circa 5 m dal p.c. dovuto al passaggio da sabbia limosa a sabbia grossolana.

DH S03				V_{seq} 456 m/s
sismostrato	Profondità [m]	Onde P [m/s]	Onde S [m/s]	
1	2	552,13	169,1	
2	5	1234,31	420,61	
3	30	1445,56	528,6	

DH S04				V_{seq} 453 m/s
sismostrato	Profondità [m]	Onde P [m/s]	Onde S [m/s]	
1	2	541,81	175,21	
2	5	1232,03	431,75	
3	30	1444,18	527,55	

Tabella 19 Risultati prova Down-hole

Si riporta di seguito l'andamento delle onde di taglio con la profondità:



5 UC167 - SONDAGGI GEOGNOSTICI E PROVE IN SITU

5.1 Prove SPT

In corrispondenza del cavalcavia di progetto sono stati eseguiti n.7 sondaggi geognostici riportati nella tabella sottostante:

	n. Prove SPT	L [m]
S 05 PZ	5	17
S 06 PZ	4	18
S 07	3	10
S 08 DH	7	23
S 09 PZ	7	25
S 10 PZ	6	19
S 11 DH	5	15

Tabella 20 Sondaggi geognostici.

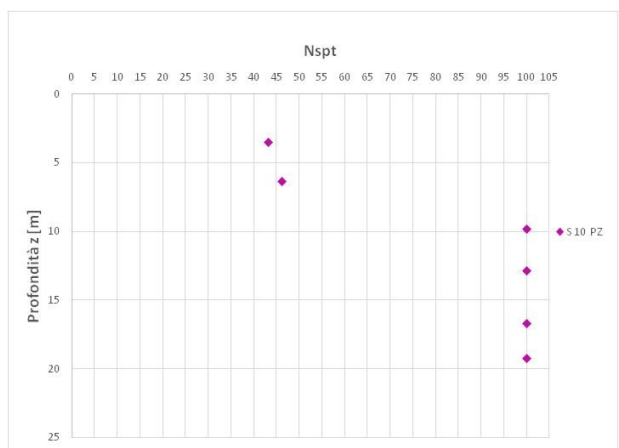
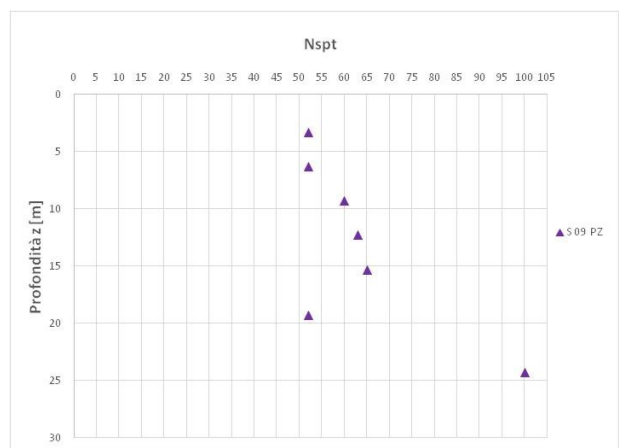
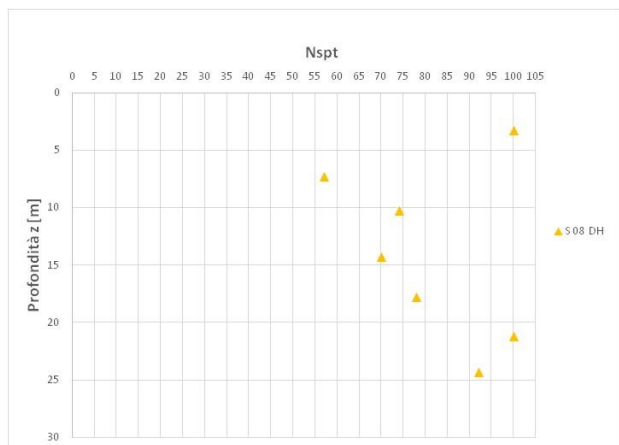
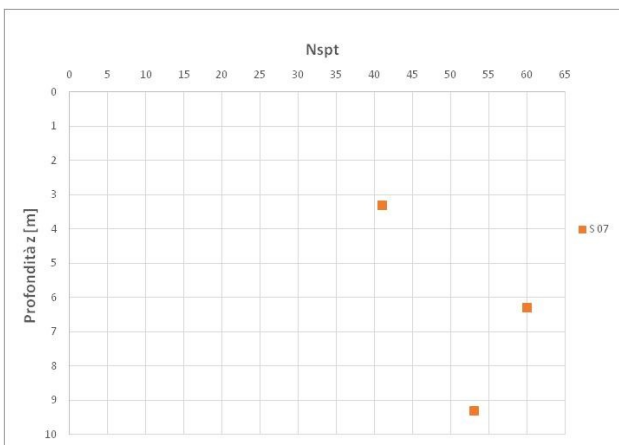
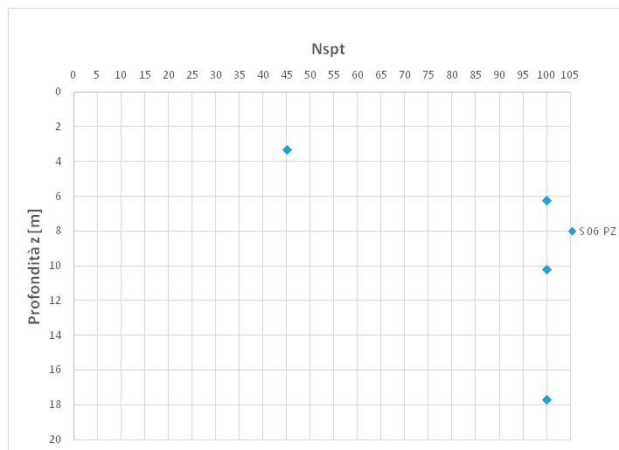
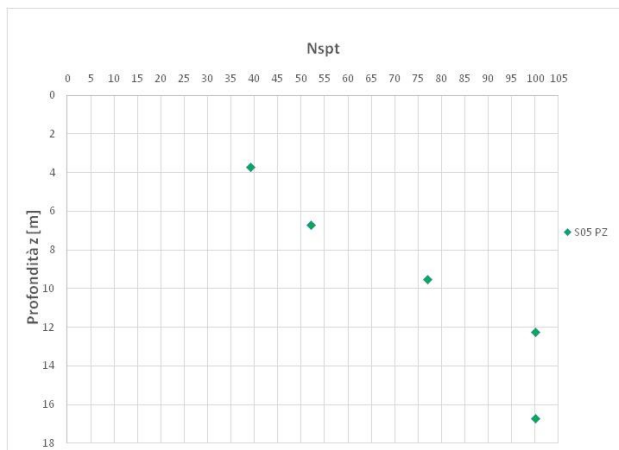
Nelle seguenti tabelle si riportano i risultati delle prove condotte.

S 05 PZ		S 06 PZ		S 07		S 08 DH	
z [m]	Nspt	z [m]	Nspt	z [m]	Nspt	z [m]	Nspt
3,7	39	3,3	45	3,3	41	3,3	100
6,7	52	6,2	100	6,3	60	7,3	57
9,5	77	10,17	100	9,3	53	10,3	74
12,23	100	17,7	100			14,3	70
16,71	100					17,8	78
						21,22	100
						24,3	92

S 09 PZ		S 10 PZ		S 11 DH	
z [m]	Nspt	z [m]	Nspt	z [m]	Nspt
3,3	52	3,5	43	3,7	4
6,3	52	6,3	46	6,3	34
9,3	60	9,8	100	9,8	48
12,3	63	12,8	100	12,3	75
15,3	65	16,7	100	15,21	100
19,3	52	19,2	100		
24,3	100				

Tabella 21 Risultati prove SPT.

Nei seguenti grafici si diagramma l'andamento di N_{SPT} con la profondità.



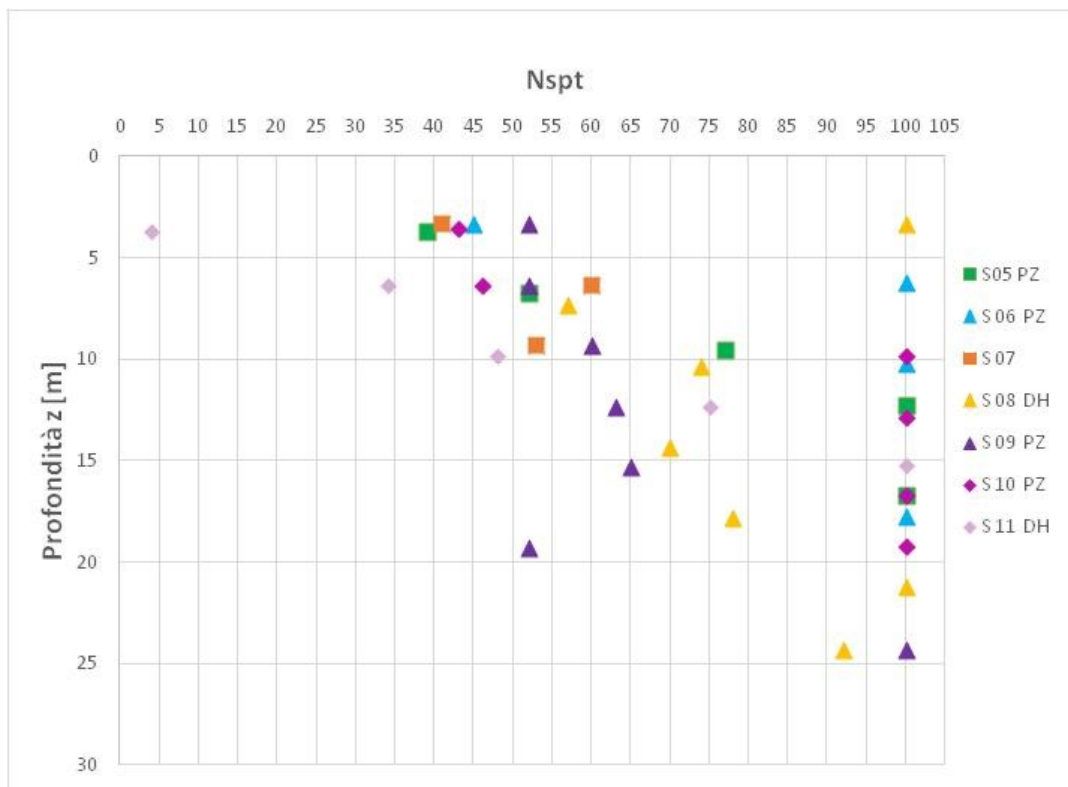
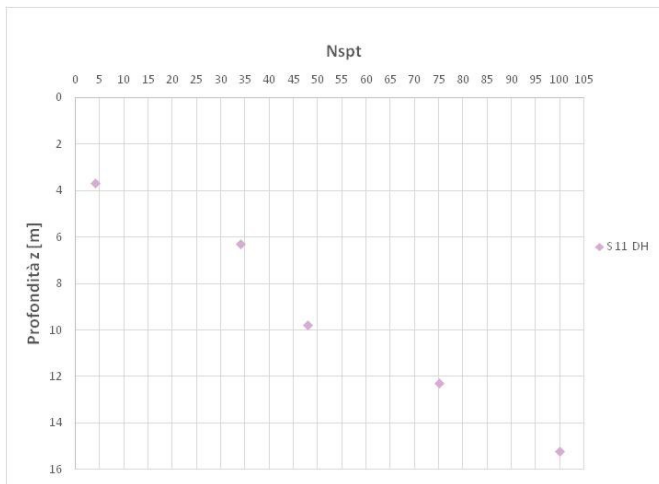


Tabella 22 Valori NSPT ottenuti nel corso delle prove.

5.2 Prove DPSH

Sono state eseguite n. 2 prove penetrometriche DPSH identificate come da tabella seguente:

Sigla di prova	Ubicazione	Profondità raggiunta (m dal p.c.)
DPSH1	38°26'15.92215"N 15°56'15.68459"E	5.00
DPSH2	38°26'18.55474"N 15°56'11.53995"E	4,20
DPSH3	38°26'26.76535"N 15°55'49.46561"E	4,60

Tabella 23 Prove penetrometriche DPSH

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un’immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A, angolo di apertura (°)
- avanzamento (penetrazione)
- presenza o meno del rivestimento esterno

Con riferimento alla classificazione riportata nella normativa EN-ISO 22476-2:2005, per la campagna di indagini in argomento sono stati utilizzati dispositivi per Super Heavy DPSH-B, con determinazione del numero di colpi ogni 20 cm di avanzamento, utilizzando un penetrometro marca Pagani.

Nelle seguenti tabelle si riportano i risultati delle prove condotte.

DPSH1	
z [m]	N/20
0,2	4
0,4	5
0,6	8
0,8	12
1	16
1,2	14
1,4	11
1,6	14
1,8	18
2	16
2,2	13
2,4	17
2,6	17
2,8	18
3	20
3,2	22
3,4	24
3,6	26
3,8	34
4	37
4,2	37
4,4	38
4,6	45
4,8	45
5	50

DPSH2	
z [m]	N/20
0,2	6
0,4	6
0,6	8
0,8	7
1	6
1,2	6
1,4	5
1,6	6
1,8	7
2	6
2,2	7
2,4	10
2,6	10
2,8	15
3	16
3,2	21
3,4	31
3,6	38
3,8	38
4	43
4,2	50

DPSH3	
z [m]	N/20
0,2	8
0,4	8
0,6	7
0,8	7
1	7
1,2	7
1,4	7
1,6	8
1,8	8
2	9
2,2	9
2,4	11
2,6	11
2,8	11
3	12
3,2	12
3,4	14
3,6	16
3,8	13
4	14
4,2	24
4,4	36
4,6	55

Tabella 24 Risultati delle prove DPSH

Nel seguente grafico si diagramma l'andamento del numero di colpi con la profondità.

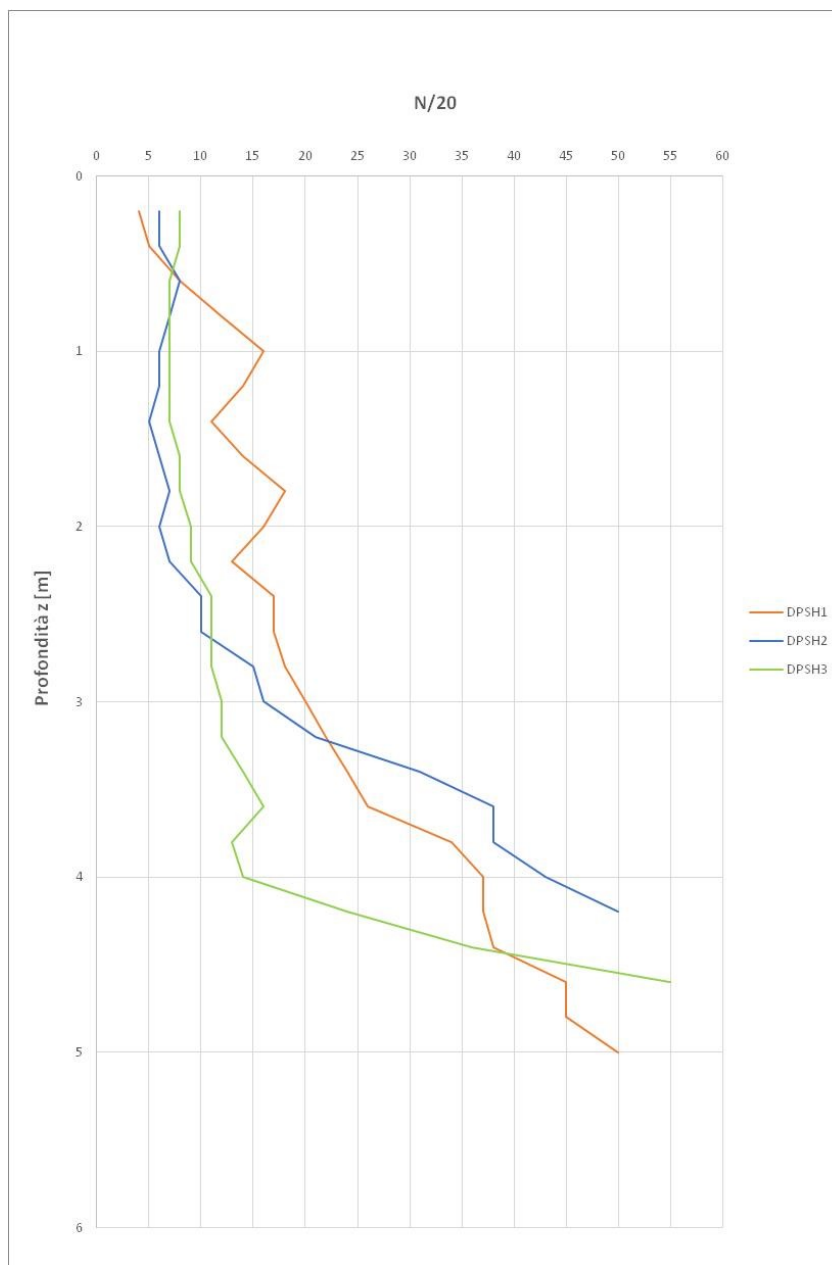


Tabella 25 Risultati delle prove DPSH.

5.3 Monitoraggio piezometrico

Nel corso dei sondaggi geognostici non è stata rilevata la presenza di falda.

5.4 Prove di permeabilità

Nel corso di ciascun sondaggio sono state eseguite n.2 prove di Lefranc, ottenendo i valori di permeabilità riportati nelle seguenti tabelle.

S 05 PZ			
Prova	Quota da p.c. [m]	Quota s.l.m.	k [m/s]
LF1	6	31,58	2,21E-06
LF2	15,5	22,08	8,91E-07

S 06 PZ			
Prova	Quota da p.c. [m]	Quota s.l.m.	k [m/s]
LF1	10	27,58	1,16E-06
LF2	16,5	21,08	3,76E-07

S 07 PZ			
Prova	Quota da p.c. [m]	Quota s.l.m.	k [m/s]
LF1	7,5	-7,5	9,68E-07

S 08 DH			
Prova	Quota da p.c. [m]	Quota s.l.m.	k [m/s]
LF1	4,5	33,08	4,26E-06
LF2	13	24,58	1,48E-06

S 09 PZ			
Prova	Quota da p.c. [m]	Quota s.l.m.	k [m/s]
LF1	10	-10	1,72E-06
LF2	16,5	-16,5	7,78E-07

S 10 PZ			
Prova	Quota da p.c. [m]	Quota s.l.m.	k [m/s]
LF1	6	-6	1,52E-06
LF2	14,5	-14,5	6,77E-07

S 11 PZ			
Prova	Quota da p.c. [m]	Quota s.l.m.	k [m/s]
LF1	5	-5	2,21E-06
LF2	10,5	-10,5	9,78E-07

Tabella 26 Risultati prove di permeabilità Lefranc.

5.5 Prove pressiometriche

Sono state eseguite prove pressiometriche tipo Menard. Per le suddette prove è stata utilizzata un sonda pressiometrica tricellulare del tipo Ménard – Apageo.

La prova pressiometrica MPM consiste nella misurazione delle dilatazioni indotte in una cella facente parte di una sonda tricellulare, calata in foro di sondaggio appositamente realizzato con un carotiere da 62 mm.

La tabella 5 riporta la profondità della prova eseguita.

	Profondità [m]	Volume Limite [cm ³]	Pressione limite netta [kPa]	Modulo Pressiometrico [kPa]	Modulo di Young E [kPa]
S05 PZ	10,0	1093	7247	30073	91130
S06 PZ	8,0	1095	7247	26598	80600
S08 DH	9,0	1091	7247	26152	79248
S08 DH	16,0	953	7247	30012	90945
S09 PZ	8,0	1025	7247	14153	42888
S09 PZ	21,0	717	7247	41665	126258
S10 PZ	7,0	1065	7247	24933	75555
S10PZ	16,0	937	7247	39357	119264
S11 DH	7,0	1133	7247	25717	779264
S11 DH	13,0	915	7247	32764	99285

Tabella 27 Risultati prove pressiometriche

5.6 Prove di carico su piastra

Sono state realizzate n.7 prove di carico a doppio ciclo con piastra circolare per la determinazione del modulo di deformazione Md (CNR 146,a), ad una profondità di 0.30 metri all'interno dei pozzetti esplorativi.

Il modulo di deformazione Md è una misura convenzionale della capacità portante dei terreni di sottofondo, degli strati di rilevato nonché degli strati legati di fondazione e di base delle pavimentazioni stradali.

Per l'esecuzione di ciascuna prova, all'interno di ogni pozzetto, ad una profondità di 0.30 metri, il terreno è stato caricato progressivamente con step da 50 kPa fino alla pressione di 200 kPa; si è eseguito poi un ciclo di scarico fino a 50 kPa ed in fine un ciclo di ricarico fino a 200kPa.

È stato ricavato il modulo di deformazione Md ed Md' nell' intervallo di carico 50-150 kPa

Di seguito si riporta tabella riepilogativa dei risultati delle prove di carico su piastra e delle densità in sito:

Pozzetto	Profondità [m]	Md (0,5 e 0,15 N/mm ²) [Mpa]	Md' (0,5 e 0,15 N/mm ²) [MPa]	grado di costipamento
PZ01	0,3	9	28	0,31
PZ03	0,3	5	67	0,08
PZ04	0,3	6	48	0,13
PZ06	0,3	6	26	0,24
PZ07	0,3	4	35	0,12
PZ08	0,3	5	44	0,11
PZ09	0,3	7	29	0,26

Tabella 28 Risultati prove prssiometriche

5.7 Indagine magnetometrica per la verifica di masse metalliche

Preliminarmente all'esecuzione di ogni sondaggio geognostico e dei pozzetti esplorativi, sono state eseguiti rilevamenti superficiali mediante Magnetometro tipo MAGNEX 120 LW della VOLTA (fig. 5) capace di rilevare variazioni del campo magnetico indotto dalla presenza di minerali ferromagnetici anche inferiori a 0,5 Nt.

L'indagine non ha evidenziato anomalie significative. Il punto di indagine è stato ubicato in area sgombra da anomalie che potessero far ipotizzare presenze di masse metalliche

5.8 Caratterizzazione granulometrica

Si riportano di seguito le percentuali delle prove granulometriche ottenute dai campioni dei 3 sondaggi:

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA
S 05 PZ	CR1	1,00-1,30	2	83	12	3
	CR2	3,50-4,00	18	61	19	2
	CR3	9,50-10,00	0	76	22	2
	CR4	17,00-17,50	1	83	15	-
S 06 PZ	CR1	5,00-5,50	38	54	8	3
	CR2	11,00-11,50	7	73	17	2
	CR3	18,00-18,50	7	73	18	2
S 08 DH	CR1	4,50-5,00	46	42	10	4
	CR2	9,50-10,00	1	73	22	3
	CR3	14,50-15,00	0	53	44	2
	CR4	23,50-24,00	12	64	22	2
S 07	CR1	6,00-6,50	27	59	12	2
	CR2	9,50-10,00	6	75	17	2
S 09 PZ	CR1	6,00-6,50	2	66	28	4
	CR2	11,00-11,50	1	73	22	4
	CR3	18,00-18,50	0	45	50	5
	CR4	24,50-25,00	6	64	25	5
S 10 PZ	CR1	1,00-1,30	2	89	9	-
	CR2	6,50-7,00	1	82	15	2
	CR3	12,50-13,00	0	75	23	2
	CR4	17,30-17,80	0	49	41	10
S 011 DH	CR1	2,50-3,00	2	72	23	3
	CR2	5,00-5,50	1	78	19	2
	CR3	8,50-9,00	15	68	15	2
	CR4	14,50-15,00	0	71	25	4
PZ 01	CR1	0,4	2	88	9	1
	CR2	0,8	2	87	10	1
PZ 03	CR1	0,4	1	89	8	2
	CR2	0,8	1	89	7	3
PZ 04	CR1	0,4	0	34	6	-
	CR2	0,8	0	92	8	-
PZ 06	CR1	0,4	7	81	9	3
	CR2	0,8	5	83	10	2
PZ 07	CR1	0,4	1	86	11	2
	CR2	0,8	0	90	9	1

PZ 08	CR1	0,4	6	79	12	3
	CR2	0,8	5	82	11	2
PZ 09	CR1	0,4	6	76	15	3
	CR2	0,8	2	86	9	3

Tabella 29 Analisi granulometriche su campioni

Nelle seguenti tabelle si riporta la classificazione dei campioni ai sensi della UNI 10006 e la determinazione del peso di volume dei grani.

Sondaggio	Campione	Profondità prelievo [m]	Classificazione UNI 10006	Descrizione AGI	γ_{sat} [kN/m ³]
S05PZ	CR1	1,0-1,3	A1-b	SABBIA CON LIMO	-
	CR2	3,5-4,0	-	SABBIA LIMOSA	19,60
	CR3	9,5-10,0	-	LIMO CON SABBIA, DEBOLMENTE ARGILLOSO	19,89
S06PZ	CR1	17,0-17,5	-	SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA	19,06
	CR2	5,0-5,5	-	SABBIA LIMOSA	20,36
	CR3	11,0-11,5	-	SABBIA LIMOSA	20,11
	CR4	18,0-18,5	-	SABBIA CON LIMO, ARGILLOSA	20,36
S11DH	CR1	4,5-5,0	-	SABBIA LIMOSA	-
	CR2	9,5-10,0	-	SABBIA LIMOSA	19,76
	CR3	14,5-15,0	-	SABBIA GHIAIOSA, LIMOSA	19,24
	CR4	23,5-24,0	-	SABBIA CON LIMO	20,20
S07	CR1	6,0-6,5	-	SABBIA CON GHIAIA, LIMOSA	20,7
	CR2	9,5-10,0	-	SABBIA LIMOSA, DEBOLMENTE GHIAIOSA	20,81
S09PZ	CR1	6,0-6,5	-	SABBIA CON LIMO	19,38
	CR2	11,0-11,5	-	SABBIA LIMOSA	18,95
	CR3	18,0-18,5	-	LIMO CON SABBIA, DEBOLMENTE ARGILLOSO	19,25
	CR4	24,5-25,0	-	SABBIA CON LIMO, DEBOLMENTE GHIAIOSA	20,14
S10PZ	CR1	1,0-1,3	-	SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA	-
	CR2	6,5-7,0	-	SABBIA LIMOSA	19,06
	CR3	12,5-13,0	-	SABBIA LIMOSA	19,34
	CR4	17,3-17,8	-	SABBIA CON LIMO, ARGILLOSA	18,7
S11DH	CR1	2,5-3,0	-	SABBIA LIMOSA	19,32
	CR2	5,0-5,5	-	SABBIA LIMOSA	-
	CR3	8,5-9,0	-	SABBIA GHIAIOSA, LIMOSA	19,88
	CR4	14,5-15,0	-	SABBIA CON LIMO	19,94
PZ01	CR1	0,4	A1-b	SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA	-
	CR2	0,8	A1-b	SABBIA LIMOSA	-
PZ03	CR1	0,4	A1-b	SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA	-
	CR2	0,8	A1-b	SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA	-
PZ04	CR1	0,4	A1-b	SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA	-
	CR2	0,8	A1-b	SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA	-
PZ06	CR1	0,4	A1-b	SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA E GHIAIOSA	-
	CR2	0,8	A1-b	SABBIA LIMOSA, DEBOLMENTE GHIAIOSA	-
PZ07	CR1	0,4	A1-b	SABBIA LIMOSA	-
	CR2	0,8	A2-4	SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA	-
PZ08	CR1	0,4	A1-b	SABBIA LIMOSA, DEBOLMENTE GHIAIOSA	-
	CR2	0,8	A2-4	SABBIA LIMOSA, DEBOLMENTE GHIAIOSA	-
PZ09	CR1	0,4	A1-b	SABBIA LIMOSA, DEBOLMENTE GHIAIOSA	-
	CR2	0,8	A1-b	SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA	-

Tabella 30 Granulometria.

In relazione alle prove condotte, dalla valutazione del peso dei grani e dalla letteratura di settore si assume per i terreni di riporto un peso di volume pari a 20 kN/m^3 , mentre per le sabbie sottostanti un peso di volume pari a 21 kN/m^3 .

5.9 Determinazione dei limiti di consistenza

La prova consiste nella determinazione dei limiti di consistenza o limiti di Atterberg:

Limite Liquido: la prova consiste nel determinare il contenuto di acqua per il quale il campione di terra posto in una coppa di ottone normalizzata, suddiviso in due con un apposito utensile e fatto rimbalzare da un'altezza di 10 mm per 25 volte, procura la chiusura del solco.

Limite Plastico: la prova consiste nel determinare il contenuto di acqua per il quale il campione di argilla arrotondato a forma di bastoncino fino al diametro di 3 mm si disgrega a causa della perdita di umidità.

In relazione alla granulometria dei campioni riportata al 4.8 le prova non è risultata significativa.

5.10 Indagini Geofisiche

A marzo 2022 sono state effettuate le indagini geofisiche; in dettaglio, n.2 prospezioni MASW, n.1 prospezione down-hole nel sondaggio S03 e n.1 prospezione down-hole nel sondaggio S04.

Si riportano nella seguente tabella le coordinate delle prospezioni MASW eseguite.

Nel corso della campagna di indagini sono state effettuate le indagini geofisiche; in dettaglio:

- n.1 prospezione MASW;
- n.1 prospezione down-hole nel sondaggio S08 e n.1 prospezione down-hole nel sondaggio S11;
- n.3 sismica a rifrazione.

5.10.1 Sismica a rifrazione

Dalla prova di sismica a rifrazione si evince la presenza di un terreno con stratigrafia orizzontale, costituito da strati omogenei orizzontali variabili con la profondità.

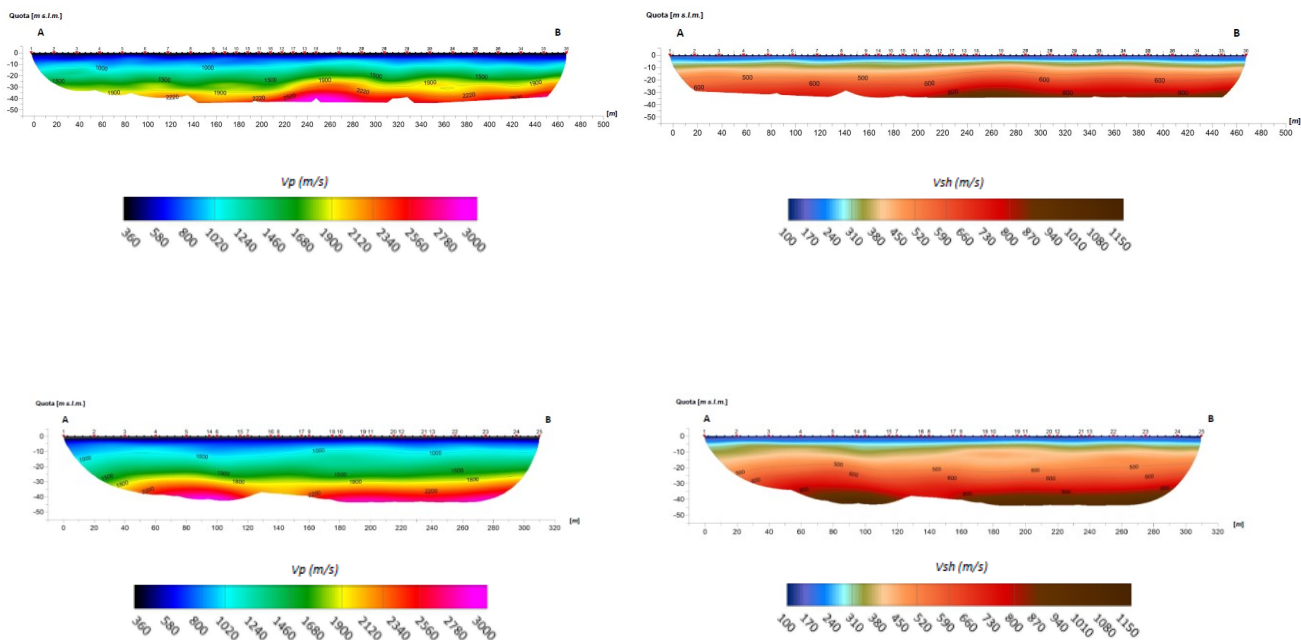
Si riportano di seguito le n.3 prove di sismica a rifrazione:

ID	Latitudine	Longitudine
A	4255297.40 m N	580986.09 m E
B	4255671.16 m N	580724.21 m E

ID	Latitudine	Longitudine
A	4254927.73 m N	581644.94 m E
B	4255062.95 m N	581333.14 m E

ID	Latitudine	Longitudine
A	4254797.49 m N	581820.91 m E
B	4254840.48 m N	581769.49 m E

Si riportano di seguito gli andamenti delle onde di volume e di taglio ottenuti dalla prova:



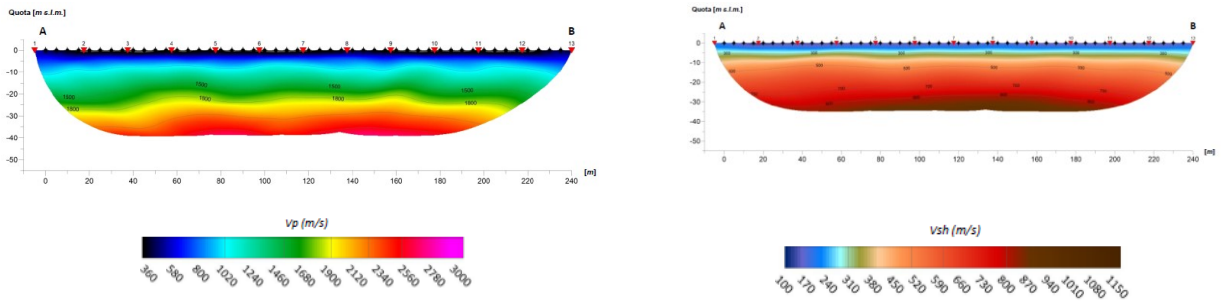


Tabella 31 Risultati della prova di sismica a rifrazione

5.10.2 Indagini Masw

5.10.2.1 RISULTATI PROVE MASW.

I risultati riportati nelle tabelle evidenziano la presenza di terreno che si colloca nella categoria di suolo **B** secondo la nuova normativa NTC2018.

PROVE GEOFISICHE							
MASW 3							
Lunghezza [m]	Sismostrato	Profondità		Spessore	Vs [m/s]	V_{seq(0-30)}	
46	1	0	3,2	3,2	160		403 m/s
	2	3,2	8,1	4,9	320		
	3	8,1	22,8	14,7	510		
	4	22,8	30	30	700		
						Suolo	B

Tabella 32 Risultati prove MASW.

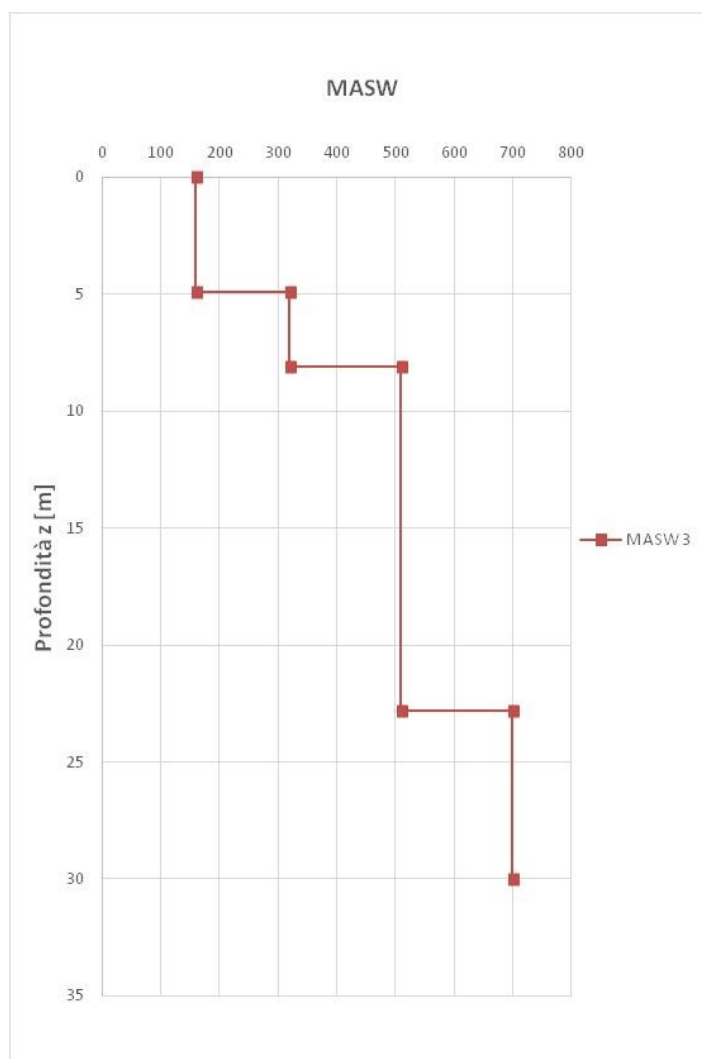


Tabella 33 Andamento Vs con la profondità.

L'indagine Masw 3 mostra un principale aumento di Vs a circa 5 e 8 m di profondità con valori di Vs che vanno da circa 160 m/s a 320 e 510 m/s suggerendo il passaggio da un primo terreno di riporto a sabbia con limo a sabbia grossolana molto addensata. L'indagine ha restituito una velocità equivalente di 403 m/s.

5.10.3 Prospezione Down Hole

Le prove down-hole, effettuate nei fori di sondaggio S08 e S11, non hanno evidenziato la presenza di bedrock sismico ($V_s > 800$ m/s).

I valori di velocità equivalente delle onde ottenuti consentono di collocare il suolo nella categoria B; si specifica che il valore di V_{seq} è stato calcolato a partire da fondo foro.

Dall'analisi della variazione dei profili delle velocità con la profondità si evidenziano due principali aumenti di velocità con la profondità, uno a circa 2 m dal p.c. suggerendo il passaggio da terreno di riporto a sabbia limosa e uno a circa 6 m dal p.c. dovuto al passaggio da sabbia limosa a sabbia grossolana.

DH S08			
sismostrato	Profondità [m]	Onde P [m/s]	Onde S [m/s]
1	2	360	172
2	3	445	239
3	6	684,67	383,67
4	17	791,27	379,91
5	25	958,38	480,25
6	30	1000,4	530,8

V_{SEQ} 381
m/s

DH S11			
sismostrato	Profondità [m]	Onde P [m/s]	Onde S [m/s]
1	5	416,6	176,4
2	6	484	257
3	10	693,5	368
4	17	888	469,29
5	20	956,67	511

V_{SEQ} 313
m/s

Tabella 34 Risultati prova Down-hole

6 UC165 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si ricapitola la caratterizzazione geotecnica di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica/dimensionamento degli interventi.

6.1 Modello stratigrafico

A seguito dell'elaborazione dei dati provenienti dalla campagna di indagini sono definite le seguenti unità geotecniche, di cui si riporta una descrizione e le profondità minime e massime riscontrate in sede di sondaggio:

Unità R (da 0.0 m a 1.5 m da p.c.): Terreno vegetale e/o di riporto;

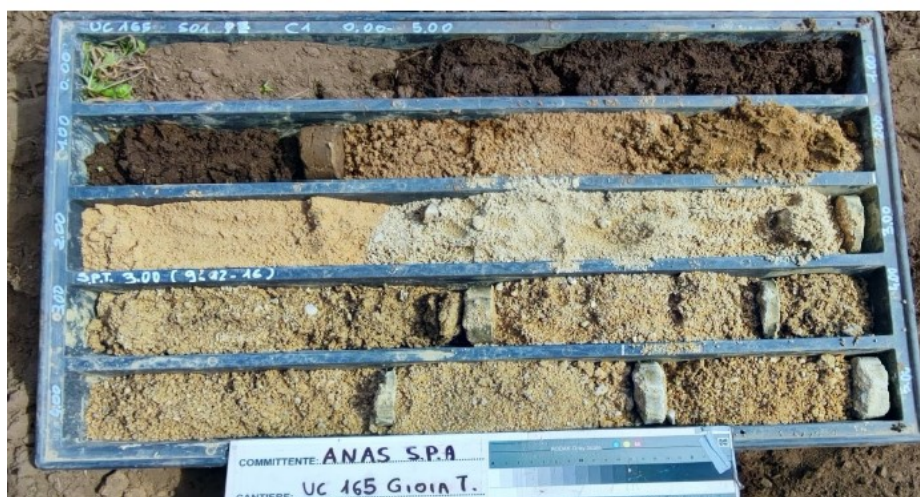


Figura 8: Foto di una cassetta catalogatrice proveniente dal sondaggio S1 (unità R da 0 a 1.5 m).

Unità UG1 (da 1.5 m fino a profondità > 40m da p.c.): Sabbia debolmente limosa;



Figura 9: Foto di una cassetta catalogatrice proveniente dal sondaggio S1 (unità G1 da 5 a 9.5 m).

Foto di una cassetta catalogatrice proveniente dal sondaggio S1 (unità UG2 da 20.0 a 25.0 m).

Criteria per la caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica delle unità descritte al paragrafo precedente si basa sull'elaborazione delle prove geotecniche e geofisiche in sito e sulle prove di laboratorio realizzate durante la campagna di indagini di supporto alla presente fase progettuale. In sintesi sono state elaborate:

sondaggi geognostici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;

prove penetrometriche dinamiche in foro di tipo SPT;

prove penetrometriche dinamiche tipo DPSH.

Elaborazione prove SPT

I parametri geotecnici di resistenza al taglio e di deformabilità sono stimati sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

A partire dai valori di N_{SPT} riportati al paragrafo sono stati poi ricavati tramite correlazioni presenti in letteratura tecnica la densità relativa D_R , l'angolo di resistenza a taglio ϕ' e il modulo di elasticità E' .

Densità relativa

In accordo a quanto indicato da Skempton (1986), la densità relativa D_r può essere correlata al valore $NSPT$ in accordo con la seguente legge:

$$D_r = \frac{2}{\left(1 + \frac{\sigma'v}{100}\right)} \cdot \left(\frac{N_{SPT}}{60}\right)^{0.5}$$

essendo:

$\sigma'v$ = pressione verticale efficace alla quota della prova SPT (kg/cm²);

$NSPT$ = numero di colpi per 30 cm di infissione;

D_r = densità relativa (-);

60 = fattore di normalizzazione correlato ad un'energia del 60%.

Si riportano di seguito i valori di D_r ottenuti tramite la relazione di Skempton per i 3 sondaggi:

S1		S2		S3		S4	
z [m]	Dr	z [m]	Dr	z [m]	Dr	z [m]	Dr
3,3	82	3,3	64,7	4,3	165,8	3,3	82,1
6,3	76	6,13	112,8	7,3	109,9	6,3	72,9
9,3	88	9,2	87,6	11,3	121,1	10,5	61,3
12,8	71	11,8	74,1	14,2	112,1	13,7	55,7
15,6	60	14,6	63,5	18,2	104,8	16,2	58,5
19,22	51	17,8	46,8	20,6	92,4	20,2	49,2
		20,55	48,5			24,15	42,4

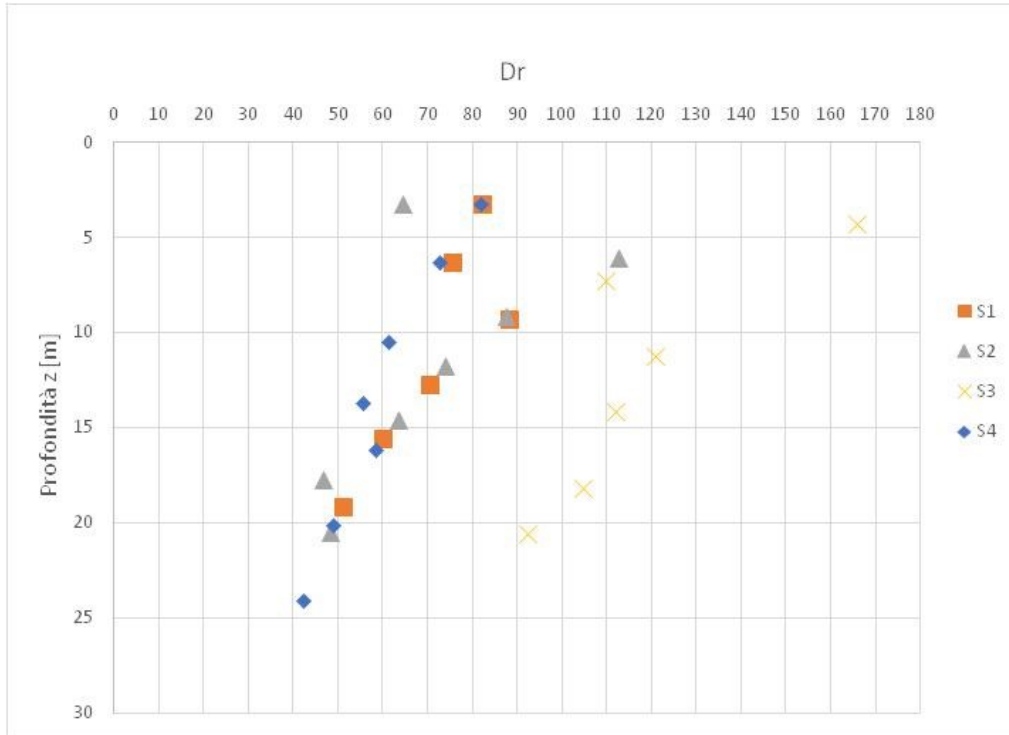


Figura 10: Elaborazione densità relativa dei terreni

Angolo di resistenza al taglio

Per la determinazione dell'angolo di resistenza a taglio φ' sono state applicate differenti correlazioni presenti in letteratura tecnica.

A partire dalla valutazione della densità relativa, è stata utilizzata la correlazione di Schmertmann, di seguito illustrata. L'angolo di resistenza al taglio (φ') stimato dalle prove SPT in base alla correlazione proposta da Schmertmann (1977) correla l'angolo di resistenza al taglio alla densità relativa attraverso la seguente relazione:

$$\varphi = 38.5 + 0.108 \cdot D_R \quad \text{valida per sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme}$$

$$\varphi = 34.5 + 0.10 \cdot D_R \quad \text{sabbia grossa-media uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 31.5 + 0.115 \cdot D_R \quad \text{sabbia medio-fine uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R \quad \text{sabbia fine uniforme}$$

Nel caso in esame si è considerata la correlazione valida per sabbia medio fine uniformemente ben gradata.

Per la caratterizzazione meccanica dei terreni è stato fatto inoltre fatto riferimento anche a correlazioni empiriche di letteratura dirette, ovvero che legano il numero di colpi della prova SPT (N_{SPT}) direttamente con le grandezze di interesse.

$$\text{Shioi\&Fukuni Road Bridge Specification (1982): } \varphi' = \sqrt{15 * N_{spt}} + 15$$

$$\text{Shioi\&Fukuni Japanese National Railway (1982): } \varphi' = 0,3 * N_{spt} + 27$$

$$\text{Schmertmann (1975): } \varphi' = \tan^{-1} \left[\frac{N_{spt}}{\left(12,2 + 20,3 * \frac{\sigma'_{v0}}{P_{atm}}\right)} \right]^{0,34}$$

De Mello (1971) – metodo grafico

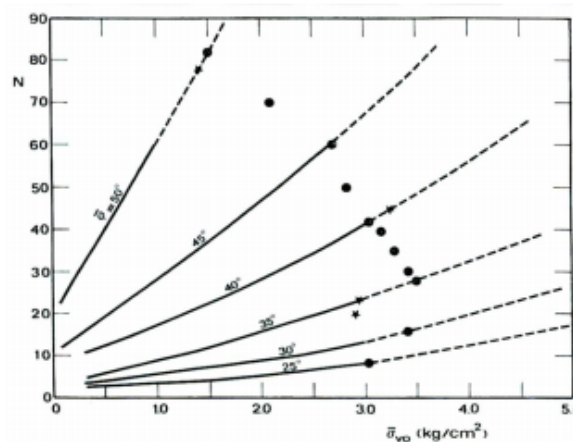


Figura 11: Metodo grafico di De Mello (1971)

Nelle seguenti tabelle e nei successivi grafici si riportano i risultati delle correlazioni sopra esposte, in termini di angolo di attrito:

z [m]	φ [°] - S1					UG
	De Mello	Schmertmann (1)	Shioi1 et al. (1)	Shioi et al. (2)	Schmertmann (2)	
3,3	46	41	35	35	54	
6,3	47	40	41	41	55	
9,3	50	42	54	57	59	
12,8	48	40	54	57	57	
15,6	47	38	54	57	55	
19,22	46	37	54	57	53	

Schmertmann (1): Correlazione con determinazione densità relativa da Skempton
Shioi1 et al. (1): Shioi&Fukuni Road Bridge Specification (1982):
Shioi1 et al. (2): Shioi&Fukuni Japanese National Railway (1982)
Schmertmann (2): Correlazione diretta

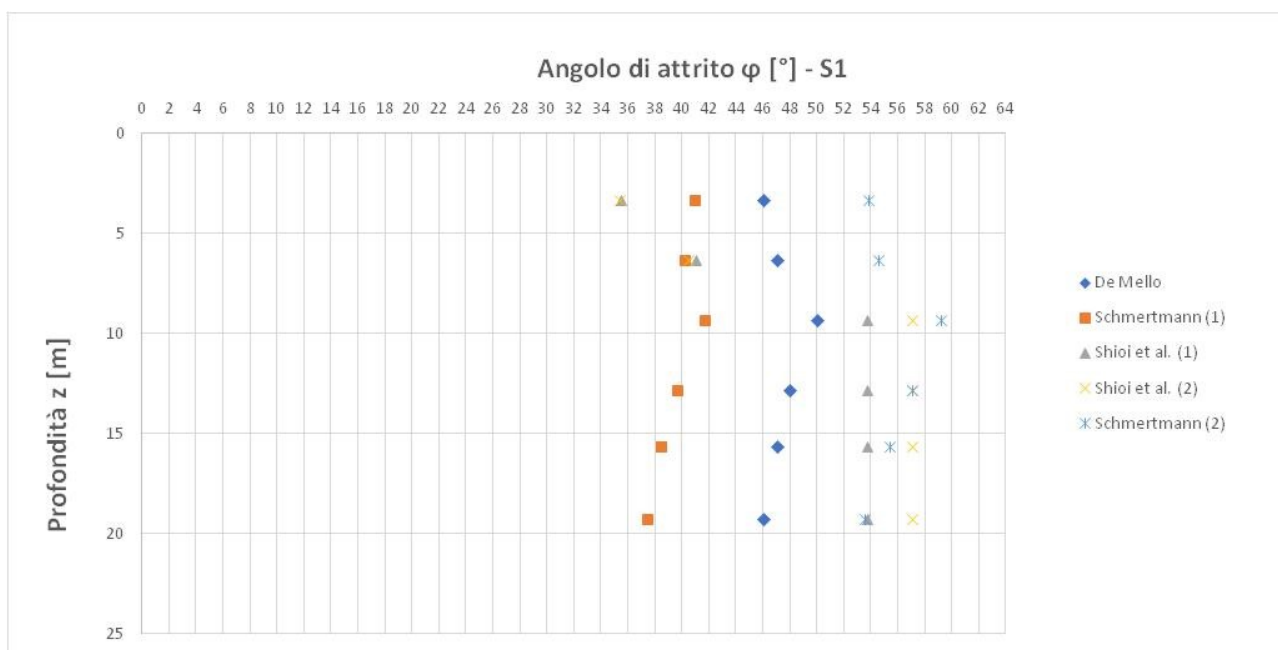


Figura 12: Sondaggio S1 – valutazioni angolo di attrito

z [m]	φ [°] – S2					UG
	De Mello	Schmertmann (1)	Shioi et al. (1)	Shioi1 et al. (2)	Schmertmann (2)	
3,3	41	39	31	32	48	
6,13	50	44	54	57	61	
9,2	47	42	54	57	59	
11,8	46	40	54	57	58	
14,6	46	39	54	57	56	
17,8	46	37	48	49	51	
20,55	46	37	54	57	53	

Schmertmann (1): Correlazione con determinazione densità relativa da Skempton

Shioi1 et al. (1): Shioi&Fukuni Road Bridge Specification (1982):

Shioi1 et al. (2): Shioi&Fukuni Japanese National Railway (1982)

Schmertmann (2): Correlazione diretta



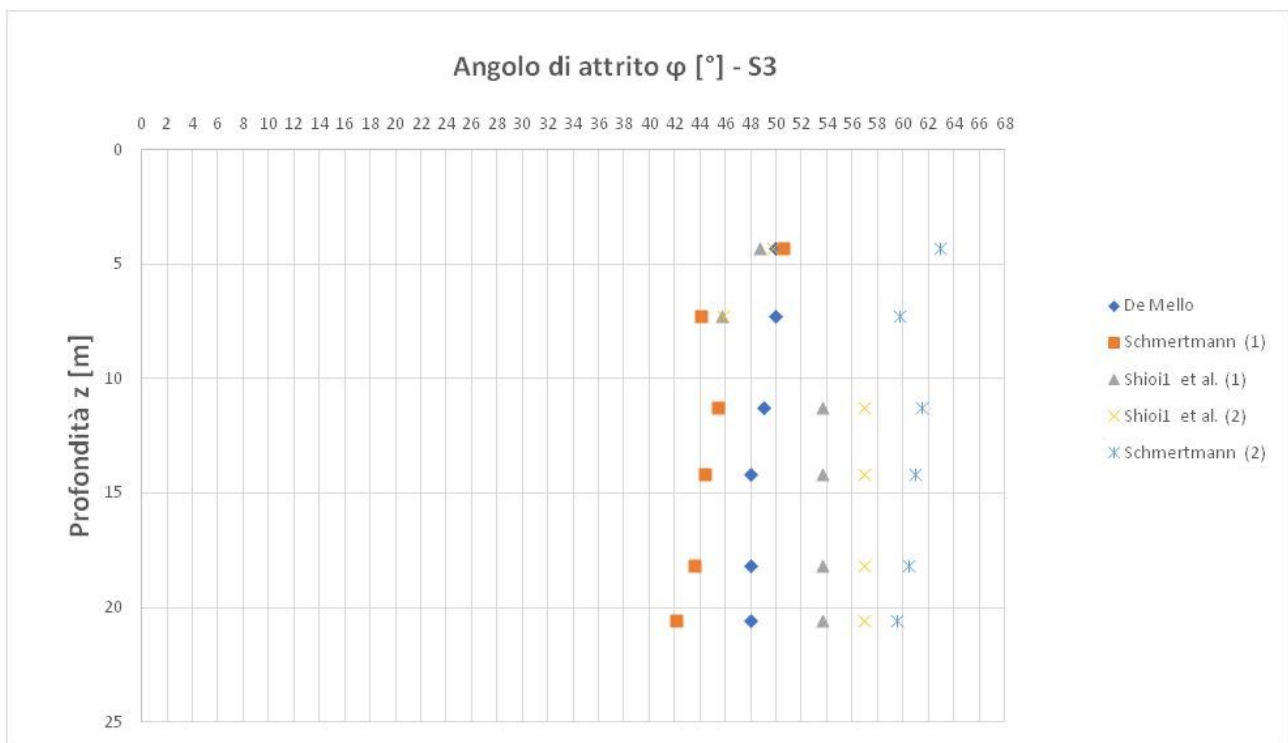
z [m]	φ [°] – S3					UG
	De Mello	Schmertmann (1)	Shioi et al. (1)	Shioi1 et al. (2)	Schmertmann (2)	
4,3	50	51	49	50	63	
7,3	50	44	46	46	60	
11,3	49	45	54	57	62	
14,2	48	44	54	57	61	
18,2	48	44	54	57	61	
20,6	48	42	54	57	60	

Schmertmann (1): Correlazione con determinazione densità relativa da Skempton

Shioi1 et al. (1): Shioi&Fukuni Road Bridge Specification (1982):

Shioi1 et al. (2): Shioi&Fukuni Japanese National Railway (1982)

Schmertmann (2): Correlazione diretta



z [m]	φ [°]					
	De Mello	Schmertmann (1)	Shioi1 et al. (1)	Shioi1 et al. (2)	Schmertmann (2)	UG
3,3	46	41	36	36	54	
6,3	47	40	40	40	54	
10,5	46	39	44	44	53	
13,7	45	38	47	48	53	
16,2	47	38	54	57	55	
20,2	46	37	54	57	53	
24,15	47	36	54	57	51	

Schmertmann (1): Correlazione con determinazione densità relativa da Skempton

Shioi1 et al. (1): Shioi&Fukuni Road Bridge Specification (1982):

Shioi1 et al. (2): Shioi&Fukuni Japanese National Railway (1982)

Schmertmann (2): Correlazione diretta

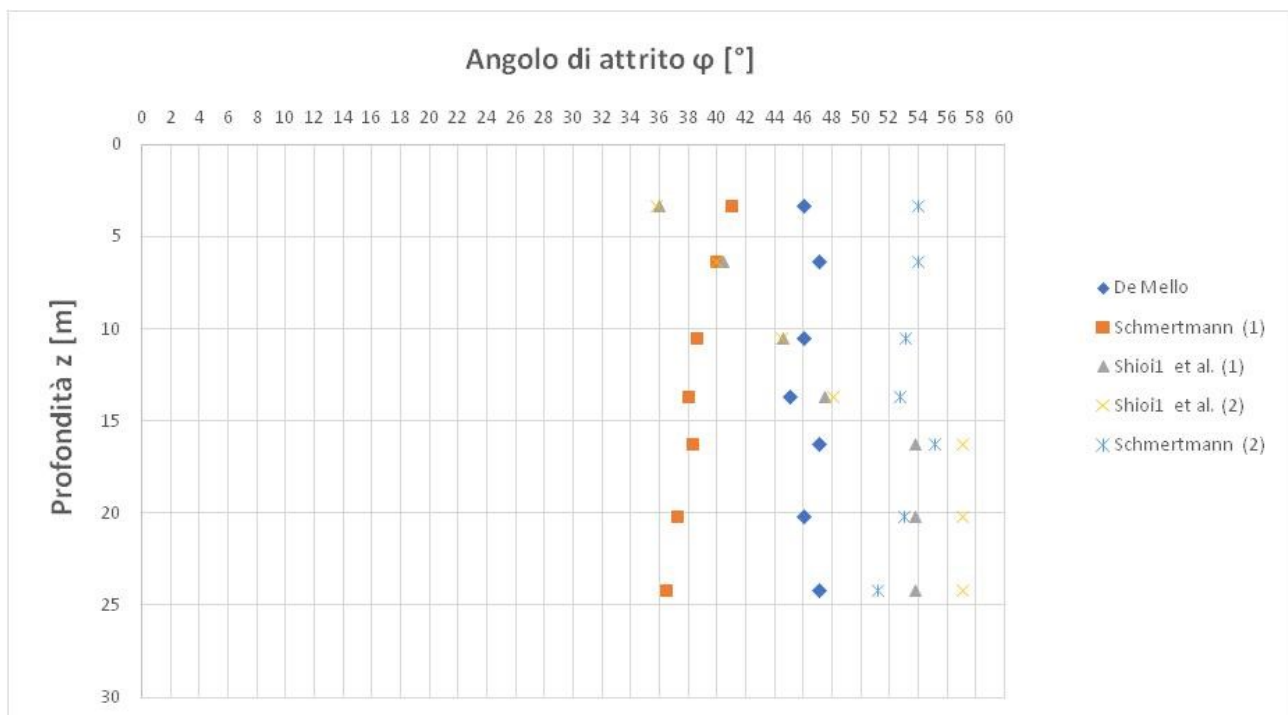


Figura 15: Sondaggio S4 – valutazioni angolo di attrito

Parametri di rigidezza – Modulo Elastico

Anche le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti possono essere stimate a partire dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

In particolare è possibile fare riferimento alla correlazione di Terzaghi, valida per sabbia più ghiaia e sabbia pulita, ed alla correlazione di D'Appolonia, valida per sabbia e ghiaia normalconsolidata.

$$E = 7\sqrt{N_{SPT}}$$

Terzaghi

$$E = 0.756N_{SPT} + 18.75$$

D'Appolonia

Modulo Elastico [MPa] - Sondaggio S1			
z [m]	Nspt	Terzaghi	D'Appolonia
3,3	28	37,04	39,92
6,3	45	46,96	52,77
9,3	100	70,00	94,35
12,8	100	70,00	94,35
15,6	100	70,00	94,35
19,22	100	70,00	94,35

Modulo Elastico [MPa] - Sondaggio S2			
z [m]	Nspt	Terzaghi	D'Appolonia
3,3	18	29,70	32,36
6,13	100	70,00	94,35
9,2	100	70,00	94,35
11,8	100	70,00	94,35
14,6	100	70,00	94,35
17,8	74	60,22	74,69
20,55	100	70,00	94,35

Modulo Elastico [MPa] - Sondaggio S3			
z [m]	Nspt	Terzaghi	D'Appolonia
4,3	76	61,02	76,21
7,3	63	55,56	66,38
11,3	100	70,00	94,35
14,2	100	70,00	94,35
18,2	100	70,00	94,35
20,6	100	70,00	94,35

Modulo Elastico [MPa] - Sondaggio S4			
z [m]	Nspt	Terzaghi	D'Appolonia

3,3	29	37,70	40,67
6,3	43	45,90	51,26
10,5	58	53,31	62,60
13,7	70	58,57	71,67
16,2	100	70,00	94,35
20,2	100	70,00	94,35

Tabella 35 Modulo elastico tramite correlazione di Terzaghi e D'Appollonia.

6.1.1 Elaborazione prove DPSH

L'elaborazione delle prove DPSH avviene correlando il numero di colpi N ottenuto con il valore del numero di colpi equivalenti ottenuto da una prova SPT (NSPT):

$$N_{SPT} = \beta_t N$$

Dove β_t è un coefficiente di correlazione fornito dal rapporto tra l'energia specifica per colpo della prova DPSH e l'energia specifica del colpo della prova SPT, in questo caso pari a 1.52.

Le correlazioni utilizzate per la determinazione dei principali parametri geotecnici sono le stesse utilizzate per le prove SPT e descritte nel paragrafo precedente, applicando però in questo caso il valore di N_{SPT} e non $N_{1,60}$.

Nelle tabelle seguenti sono riportate una sintesi dei valori N_{SPT} ricavati dalle prove DPSH e contestualizzati secondo le unità geotecniche individuate.

DPSH4			
z [m]	N/20	Nspt eq	
0,2	6	9,12	R
0,4	6	9,12	R
0,6	5	7,6	R
0,8	4	6,08	R
1	3	4,56	R
1,2	3	4,56	R
1,4	3	4,56	R
1,6	5	7,6	UG1
1,8	6	9,12	UG1
2	7	10,64	UG1
2,2	8	12,16	UG1
2,4	12	18,24	UG1
2,6	13	19,76	UG1
2,8	13	19,76	UG1
3	13	19,76	UG1
3,2	14	21,28	UG1
3,4	14	21,28	UG1
3,6	14	21,28	UG1
3,8	16	24,32	UG1
4	19	28,88	UG1
4,2	26	39,52	UG1
4,4	33	50,16	UG1
4,6	35	53,2	UG1
4,8	33	50,16	UG1
5	29	44,08	UG1
5,2	26	39,52	UG1
5,4	30	45,6	UG1
5,6	31	47,12	UG1
5,8	30	45,6	UG1
6	30	45,6	UG1
6,2	34	51,68	UG1
6,4	40	60,8	UG1
6,6	46	69,92	UG1
6,8	51	77,52	UG1

DPSH5			
z [m]	N/20	Nspt eq	
0,2	8	12,16	R
0,4	8	12,16	R
0,6	7	10,64	R
0,8	7	10,64	R
1	7	10,64	R
1,2	7	10,64	R
1,4	7	10,64	R
1,6	7	10,64	UG1
1,8	7	10,64	UG1
2	7	10,64	UG1
2,2	7	10,64	UG1
2,4	10	15,2	UG1
2,6	10	15,2	UG1
2,8	10	15,2	UG1
3	8	12,16	UG1
3,2	9	13,68	UG1
3,4	12	18,24	UG1
3,6	20	30,4	UG1
3,8	30	45,6	UG1
4	38	57,76	UG1
4,2	47	71,44	UG1
4,4	49	74,48	UG2
4,6	52	79,04	UG3

Figura 16: Elaborazione dei valori di N_{SPT} dalla prova DPSH1.

Si riportano di seguito i grafici con i valori dell'angolo di attrito ottenuti mediante le relazioni di Schmertmann (1) e Shioi et al. (1) a partire ai valori di N_{spt} ottenuti dalle DPSH e confrontati con quelli ottenuti dalle SPT:

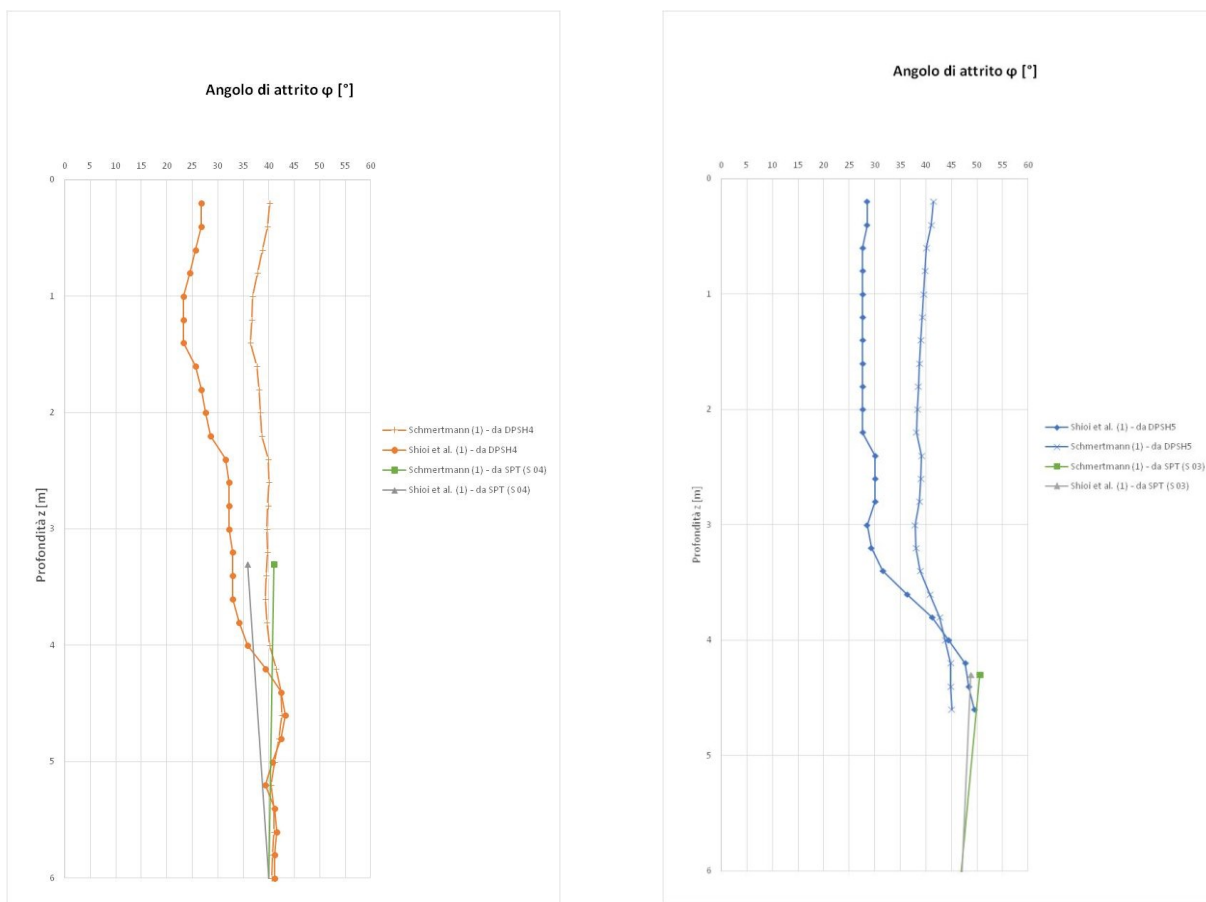


Figura 17: Angolo di attrito ottenuti mediante le relazioni di Schmertmann (1) e Shioi et al. (1) a partire ai valori di N_{spt} ottenuti dalle DPSH e confrontati con quelli ottenuti dalle SPT

6.1.2 Elaborazione prove geofisiche

Dalle prove geofisiche è stata ottenuta un'indicazione dei moduli di rigidezza a piccole deformazioni E_0' e G_0 , applicando a partire dalla velocità V_s la seguente correlazione:

$$G_0 = \rho V_s^2$$

$$E_0 = 2 G_0 (1+\nu)$$

A partire dal valore di E_0 è stato ricavato un valore operativo di E' tramite la seguente correlazione:

$$E' = E_0/10$$

Si riportano di seguito i valori dei moduli elastici ottenuti a partire dalle onde di taglio ricavate mediante le prove **MASW**:

MASW 1						
strato	zi [m]	zf [m]	Vs [m/s]	G_0 [MPa]	E_0 [MPa]	E' [MPa]
1	0	1,3	195	77,60	186,24	18,62
2	1,3	6	440	414,86	995,66	99,57
3	6	20,3	520	579,43	1390,63	139,06
4	20,3	40	625	837,05	2008,93	200,89

MASW 2						
strato	zi [m]	zf [m]	Vs [m/s]	G_0 [MPa]	E_0 [MPa]	E' [MPa]
1	0	1,2	200	81,63	195,92	19,59
2	1,2	5	430	396,21	950,91	95,09
3	5	27,5	530	601,93	1444,63	144,46
4	27,5	40	610	797,36	1913,66	191,37

Tabella 36 Risultati MASW.

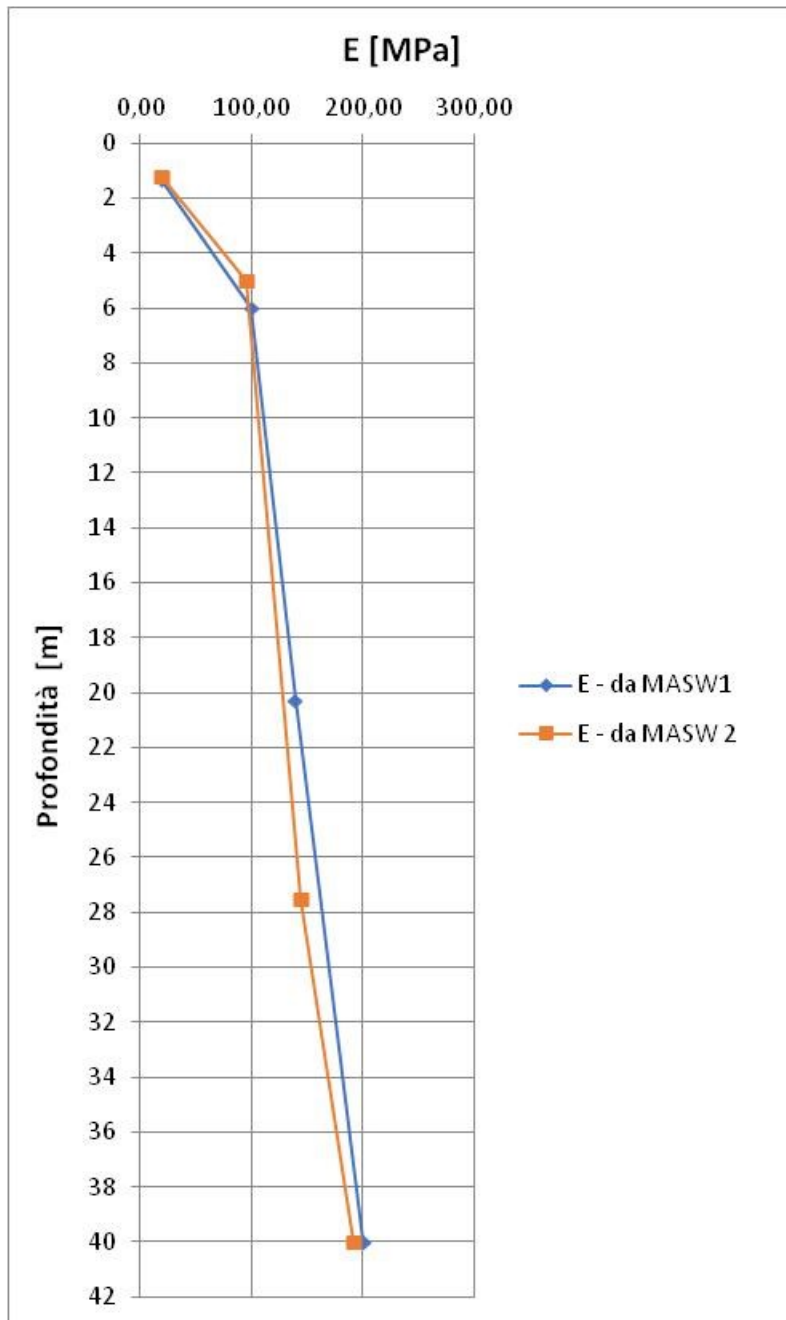


Figura 18: Andamento del modulo elastico ottenuto tramite le Masw.

Si riportano di seguito i valori dei moduli elastici ottenuti a partire dalle onde di taglio ricavate mediante la prova **Down-hole**.

DH S03						
strato	zi [m]	zf [m]	Vs [m/s]	G0 [MPa]	E0 [MPa]	E' [MPa]
1	0	1	169,1	58,36	140,056	14,00
2	2	3,5	420,61	379,10	909,837	90,98
3	3,5	30	528,6	598,75	1437,01	143,70

DH S04						
strato	zi [m]	zf [m]	Vs [m/s]	G0 [MPa]	E0 [MPa]	E' [MPa]
1	0	1	175,21	62,65	150,36	15,03
2	2	3,5	431,75	399,44	958,67	95,86
3	3,5	30	527,55	596,37	1431,30	143,13

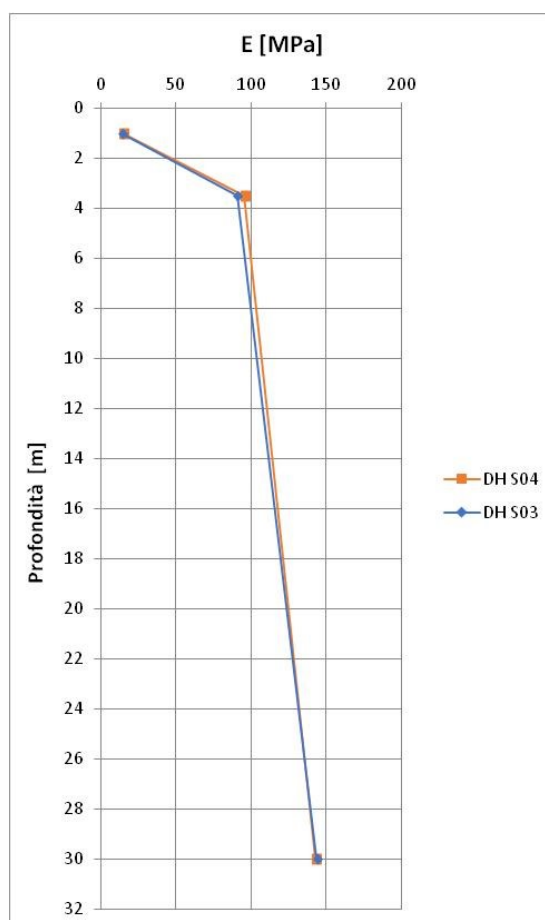


Figura 19: Andamento del modulo elastico ottenuto tramite la prova Down-hole.

6.2 Parametri geotecnici

Per quanto riguarda la scelta dei parametri geotecnici di progetto, laddove disponibili dati specifici, è stata applicata l'interpretazione ed elaborazione delle indagini disponibili riportata in precedenza. Nelle elaborazioni grafiche dell'andamento dei parametri meccanici con la profondità sono inoltre riportate delle rette rappresentative dei parametri scelti di progetto.

Per questa unità geotecnica si hanno a disposizione i risultati delle prove SPT, prove DPSH, prove fisiche di laboratorio e prove geofisiche.

Nella figura seguente si rappresentano le percentuali granulometriche ottenute.

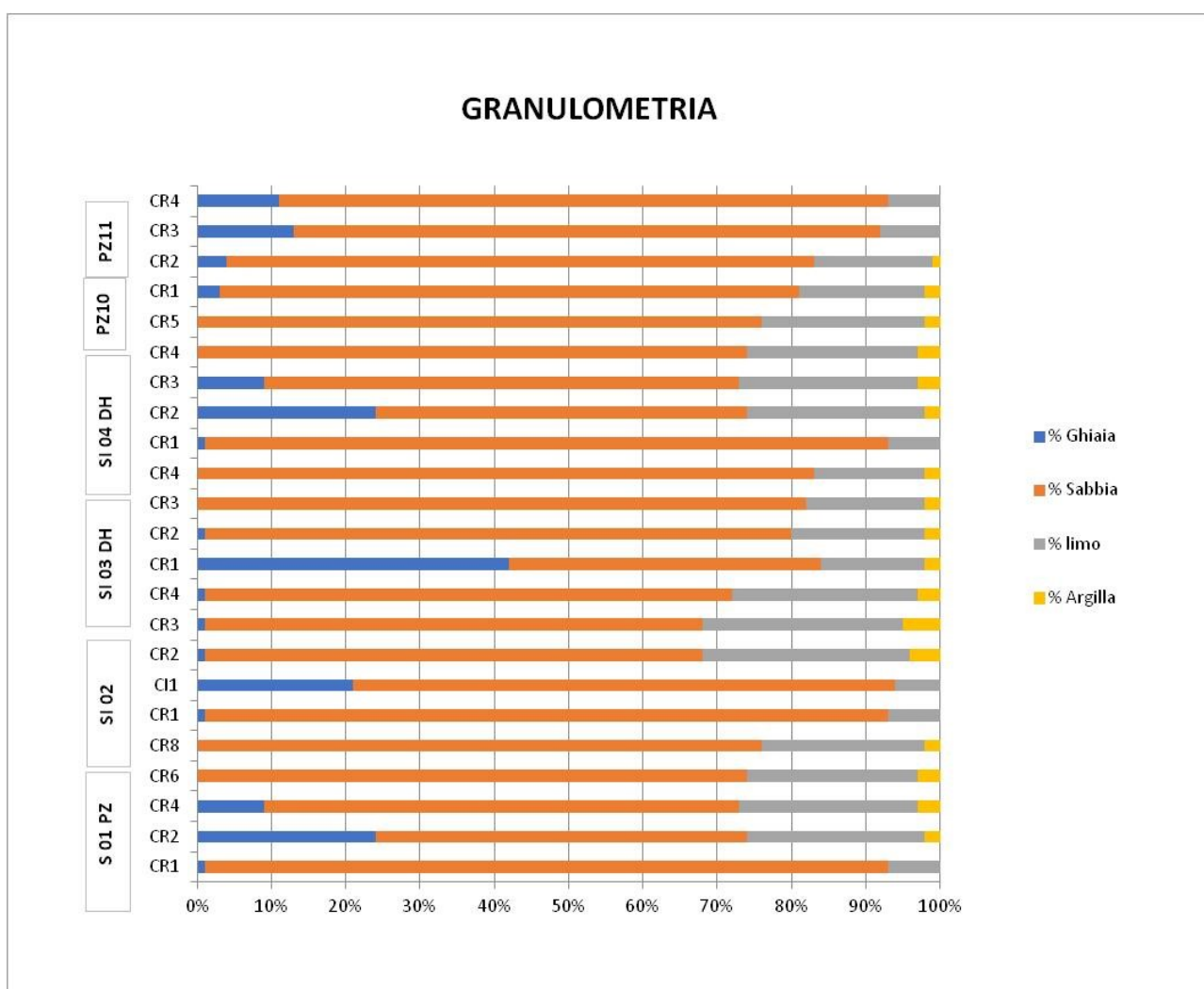


Figura 20: Rappresentazione delle percentuali granulometriche rilevate sui campioni dell'unità R.

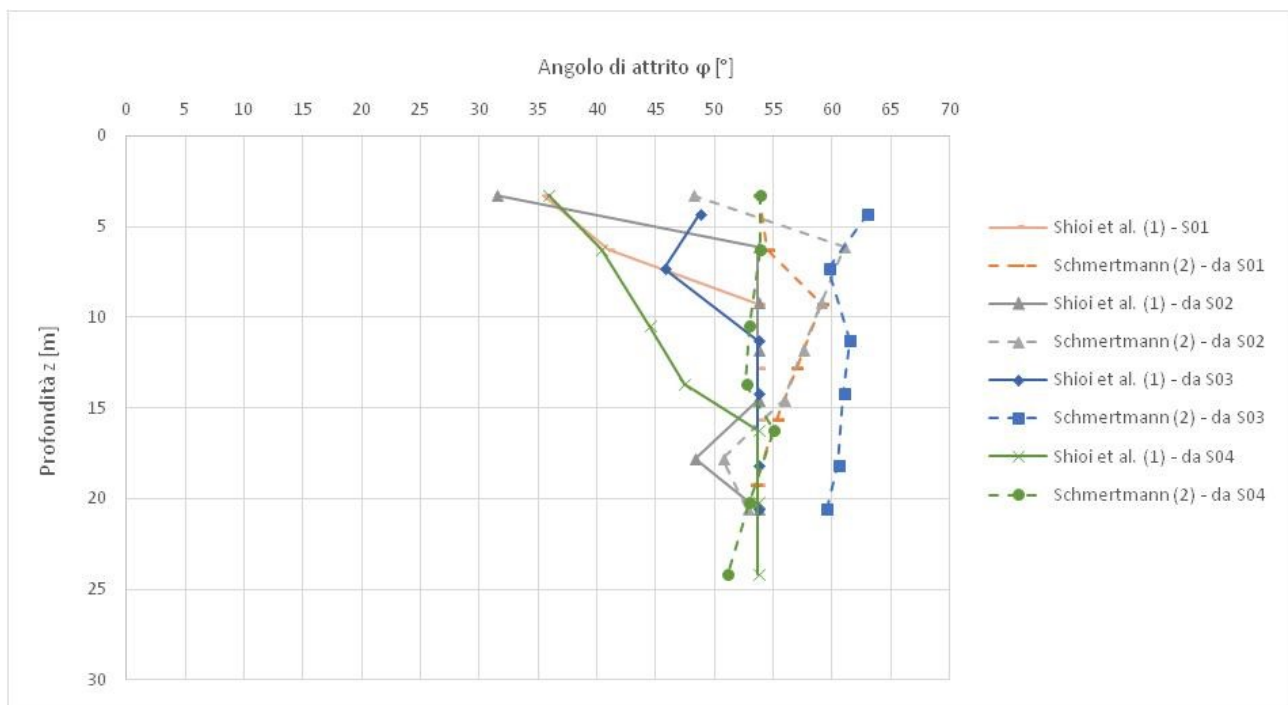
I risultati mostrano una composizione granulometrica principalmente granulare sabbiosa, con percentuali di materiale a grana fine variabile tra il 3-15%.

Sulla base delle analisi di laboratorio condotte in termini di peso dei grani di materiale solido, in coerenza con i dati di letteratura è stato assegnato un peso specifico $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ all'unità geotecnica R e $\gamma=21 \text{ kN/m}^3$ all'unità geotecnica sottostante.

In linea con le caratteristiche litologiche dell'unità considerata la coesione efficace è stata considerata nulla.

Si riporta di seguito l'elaborazione grafica dell'andamento dell'angolo di resistenza a taglio con la profondità.

Si specifica che alcuni valori delle prove SPT sono andate a rifiuto, per cui essendo il valore di N_{SPT} considerato par a 100, si considerano quei valori ottenuti come limite minimo rispetto a quelli effettivi.



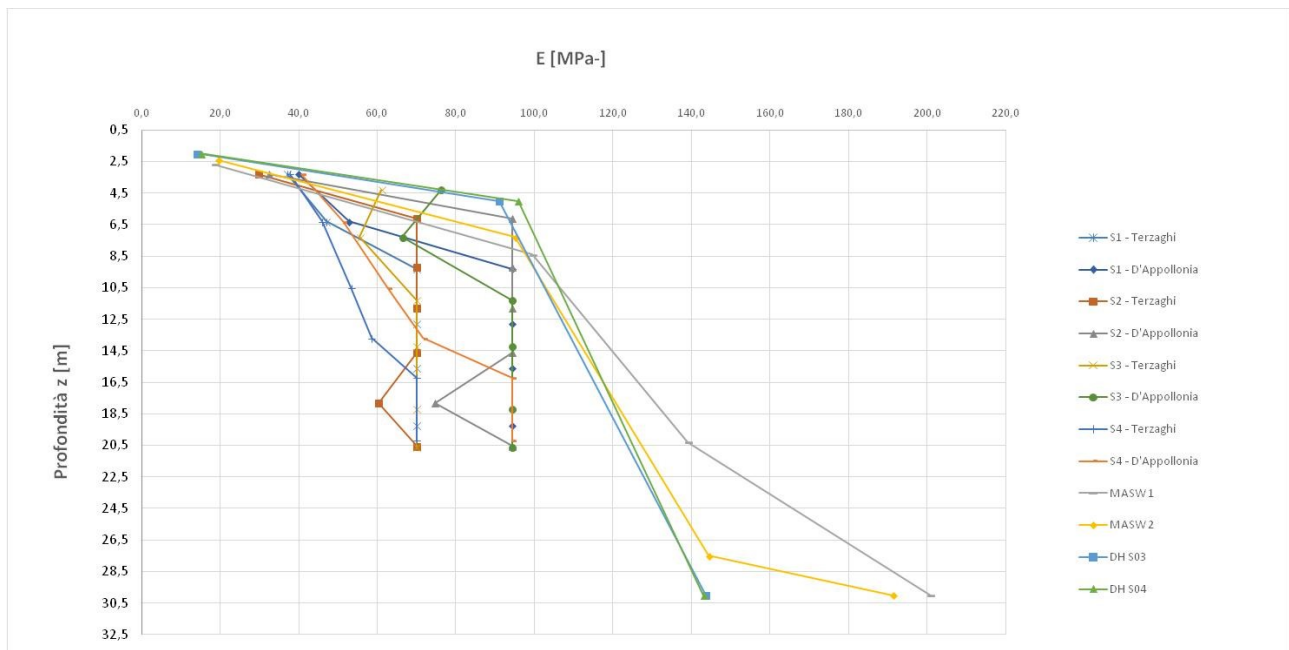


Figura 21: Andamento con la profondità dei parametri meccanici di resistenza e deformabilità.

6.2.1 Materiali da rilevato

La caratterizzazione dei materiali da rilevato viene eseguita secondo le indicazioni del MdP RFI – Parte II – Sez.3.

Nello specifico, secondo le indicazioni fornite nel paragrafo 3.8.1.3.3. *Parametri geotecnici caratteristici dei rilevati ferroviaria e stradali* si assegnano i seguenti parametri:

Rilevato stradale

Peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^2$;

Angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 35^\circ$;

Coesione efficace $c' = 0$.

6.3 Sintesi dei parametri geotecnici

Sulla base dei risultati della campagna di indagine e dell'interpretazione riportata ai paragrafi precedenti si riportano di seguito i parametri geotecnici caratteristici di riferimento per le unità geotecniche descritte.

Unità geotecnica	z	γ	c'	ϕ'	E'
[-]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]
R	0-1,5	20	0	30	30
UG1	1,5-inf.	21	0	35	70

Figura 22: Sintesi dei parametri geotecnici di calcolo.

con:

γ = peso di volume

ϕ_k' = valore caratteristico dell'angolo di attrito

c_k' = valore caratteristico della coesione efficace

6.4 Falda

Le misurazioni effettuate non hanno rilevato presenza di falda.

7 UC167 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si ricapitola la caratterizzazione geotecnica di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica/dimensionamento degli interventi.

7.1 Modello stratigrafico

A seguito dell'elaborazione dei dati provenienti dalla campagna di indagini sono definite le seguenti unità geotecniche, di cui si riporta una descrizione e le profondità minime e massime riscontrate in sede di sondaggio:

Unità R (da 0.0 m a 1.5 m da p.c.): Terreno vegetale e/o di riporto;

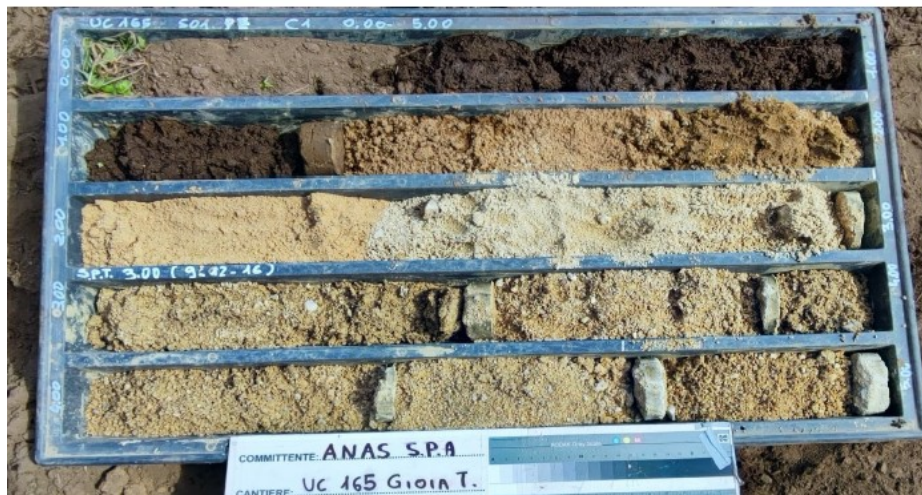


Figura 23: Foto di una cassetta catalogatrice proveniente dal sondaggio S1 (unità R da 0 a 1.5 m).

Unità UG1 (da 1.5 m fino a profondità > 40m da p.c.): Sabbia debolmente limosa;

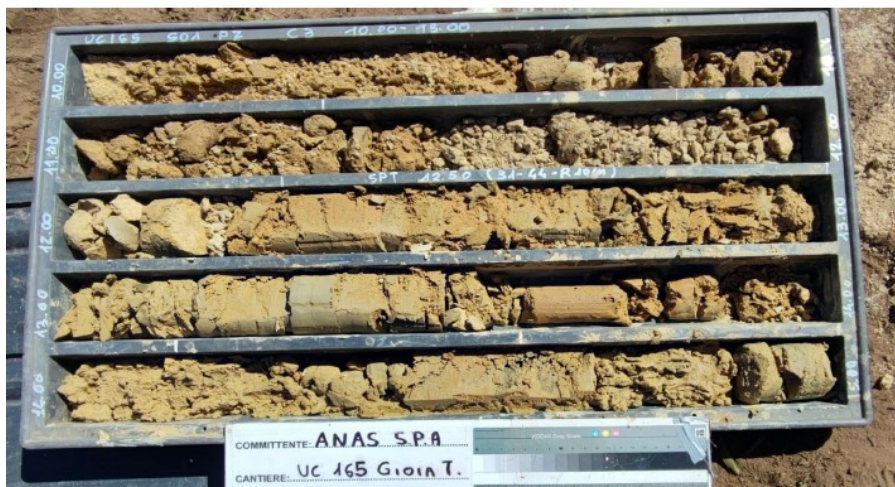


Figura 24: Foto di una cassetta catalogatrice proveniente dal sondaggio S1 (unità G1 da 5 a 9.5 m).

Foto di una cassetta catalogatrice proveniente dal sondaggio S1 (unità UG2 da 20.0 a 25.0 m).

Criteria per la caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica delle unità descritte al paragrafo precedente si basa sull'elaborazione delle prove geotecniche e geofisiche in sito e sulle prove di laboratorio realizzate durante la campagna di indagini di supporto alla presente fase progettuale. In sintesi sono state elaborate:

sondaggi geognostici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;

prove penetrometriche dinamiche in foro di tipo SPT;

prove penetrometriche dinamiche tipo DPSH.

Elaborazione prove SPT

I parametri geotecnici di resistenza al taglio e di deformabilità sono stimati sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

A partire dai valori di N_{SPT} riportati al paragrafo sono stati poi ricavati tramite correlazioni presenti in letteratura tecnica la densità relativa D_R , l'angolo di resistenza a taglio ϕ' e il modulo di elasticità E' .

Densità relativa

In accordo a quanto indicato da Skempton (1986), la densità relativa D_r può essere correlata al valore $NSPT$ in accordo con la seguente legge:

$$D_r = \frac{2}{\left(1 + \frac{\sigma'v}{100}\right)} \cdot \left(\frac{N_{SPT}}{60}\right)^{0.5}$$

essendo:

$\sigma'v$ = pressione verticale efficace alla quota della prova SPT (kg/cm²);

$NSPT$ = numero di colpi per 30 cm di infissione;

D_r = densità relativa (-);

60 = fattore di normalizzazione correlato ad un'energia del 60%.

Si riportano di seguito i valori di D_r ottenuti tramite la relazione di Skempton per i 3 sondaggi:

S 05 PZ	
z [m]	D_r
3,7	90,7
6,7	77,4
9,5	75,6
12,2	72,4
16,7	57,3

S 06 PZ	
z [m]	D_r
3,3	102,3
6,2	112,2
10,2	82,3
17,7	54,7

S 07	
z [m]	D_r
3,3	99,5
6,3	87,3
9,3	64,3

S 08 DH	
z [m]	D_r
3,3	143,6
7,3	77,9
10,3	70,2
14,3	54,0
17,8	48,5
21,2	47,3
24,3	43,0

S 09 PZ	
z [m]	Dr
3,3	110,0
6,3	81,3
9,3	67,7
12,3	57,2
15,3	49,8
19,3	36,8
24,3	42,3

S 10 PZ	
z [m]	Dr
3,5	97,6
6,3	75,4
9,8	84,4
12,8	70,0
16,7	57,3
19,2	51,3

S 11 DH	
z [m]	Dr
3,7	29,1
6,3	64,8
9,8	58,5
12,3	62,4
15,2	61,6

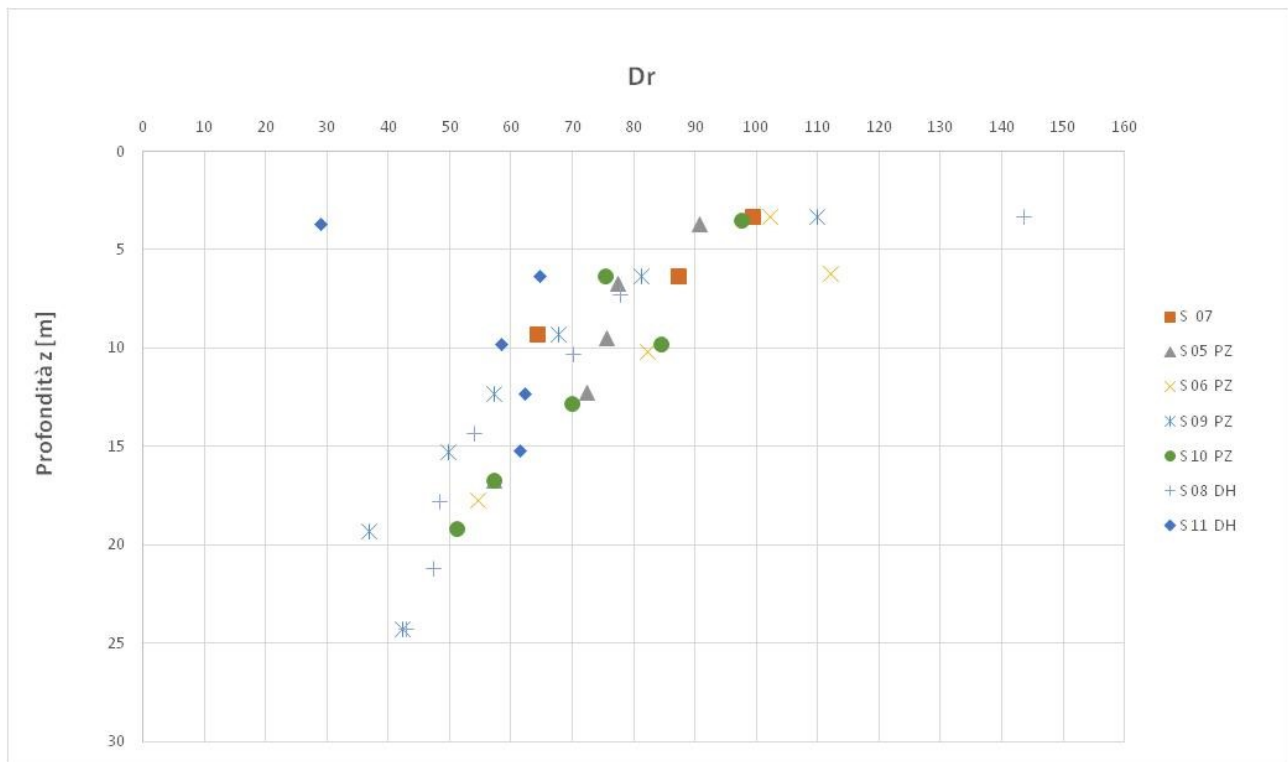


Figura 25: Elaborazione densità relativa dei terreni

Angolo di resistenza al taglio

Per la determinazione dell'angolo di resistenza a taglio φ' sono state applicate differenti correlazioni presenti in letteratura tecnica.

A partire dalla valutazione della densità relativa, è stata utilizzata la correlazione di Schmertmann, di seguito illustrata. L'angolo di resistenza al taglio (φ') stimato dalle prove SPT in base alla correlazione proposta da Schmertmann (1977) correla l'angolo di resistenza al taglio alla densità relativa attraverso la seguente relazione:

$$\varphi = 38.5 + 0.108 \cdot D_R \quad \text{valida per sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme}$$

$$\varphi = 34.5 + 0.10 \cdot D_R \quad \text{sabbia grossa-media uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 31.5 + 0.115 \cdot D_R \quad \text{sabbia medio-fine uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R \quad \text{sabbia fine uniforme}$$

Nel caso in esame si è considerata la correlazione valida per sabbia medio fine uniformemente ben gradata.

Per la caratterizzazione meccanica dei terreni è stato fatto inoltre fatto riferimento anche a correlazioni empiriche di letteratura dirette, ovvero che legano il numero di colpi della prova SPT (N_{SPT}) direttamente con le grandezze di interesse.

$$\text{Shioi\&Fukuni Road Bridge Specification (1982): } \varphi' = \sqrt{15 \cdot N_{spt}} + 15$$

$$\text{Shioi\&Fukuni Japanese National Railway (1982): } \varphi' = 0,3 \cdot N_{spt} + 27$$

$$\text{Schmertmann (1975): } \varphi' = \tan^{-1} \left[\frac{N_{spt}}{\left(12,2 + 20,3 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{P_{atm}}\right)} \right]^{0,34}$$

De Mello (1971) – metodo grafico

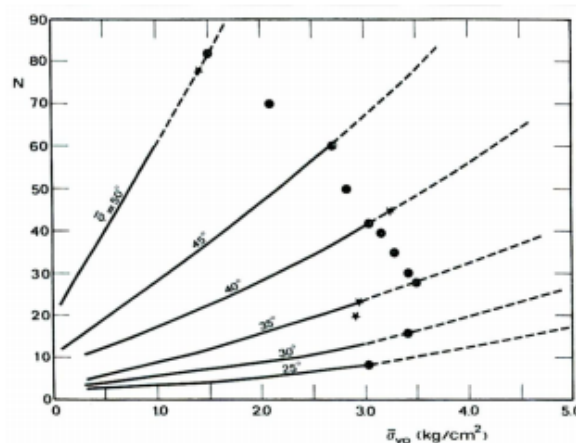


Figura 26: Metodo grafico di De Mello (1971)

Nelle seguenti tabelle e nei successivi grafici si riportano i risultati delle correlazioni sopra esposte, in termini di angolo di attrito:

φ [°] - S05 PZ						
z [m]	De Mello	Schmertmann (1)	Shioi1 et al. (1)	Shioi1 et al. (2)	Schmertmann (2)	UG
3,7	48	42	39	39	56	UG1
6,7	47	40	43	43	55	UG2
9,5	47	40	49	50	57	UG2
12,23	49	40	54	57	57	UG2
16,71	47	38	54	57	55	UG2

Schmertmann (1): Correlazione con determinazione densità relativa da Skempton

Shioi1 et al. (1): Shioi&Fukuni Road Bridge Specification (1982):

Shioi1 et al. (2): Shioi&Fukuni Japanese National Railway (1982)

Schmertmann (2): Correlazione diretta

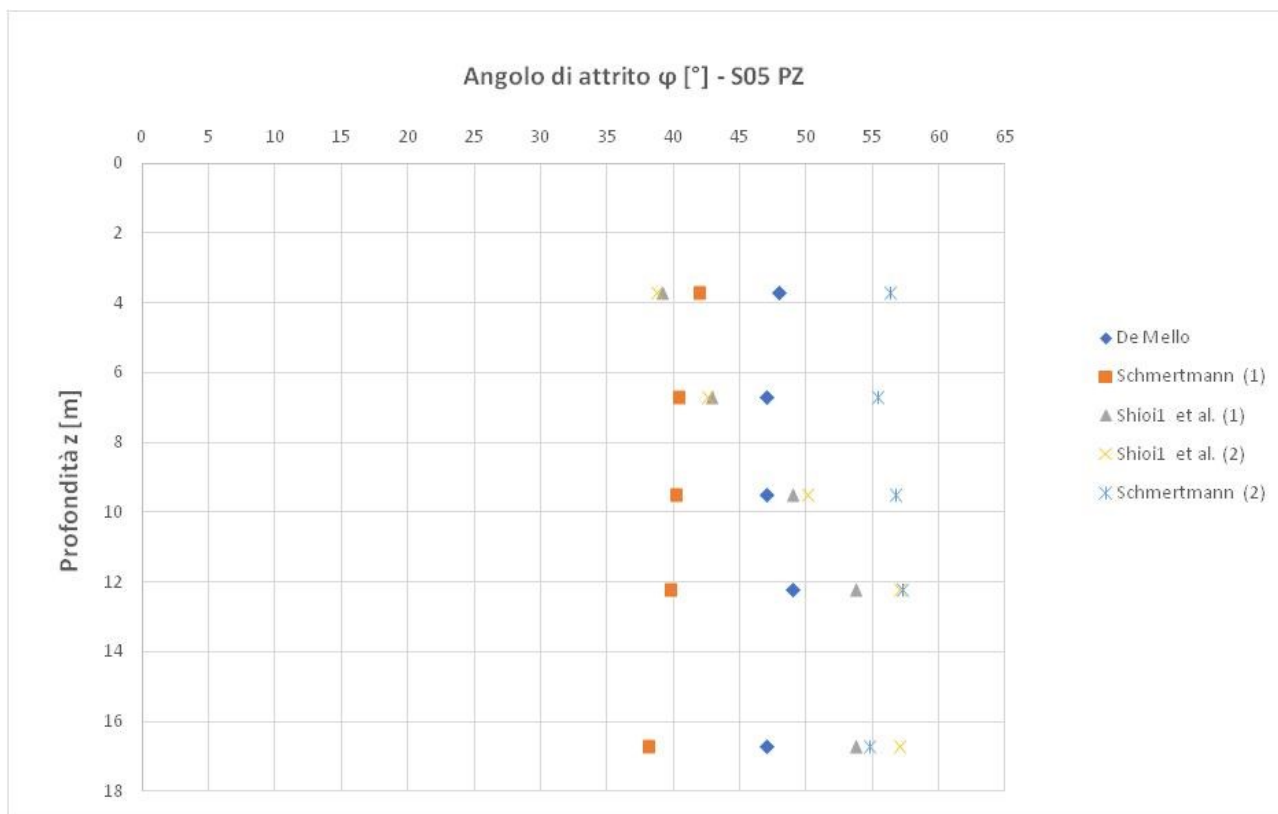


Figura 27: Sondaggio S05 – valutazioni angolo di attrito

φ [°] - S06 PZ						
z [m]	De Mello	Schmertmann (1)	Shioi1 et al. (1)	Shioi1 et al. (2)	Schmertmann (2)	UG
3,3	50	43	41	41	58	UG1
6,2	50	44	54	57	61	UG2
10,17	47	41	54	57	59	UG2
17,7	45	38	54	57	54	UG2

Schmertmann (1): Correlazione con determinazione densità relativa da Skempton
Shioi1 et al. (1): Shioi&Fukuni Road Bridge Specification (1982):
Shioi1 et al. (2): Shioi&Fukuni Japanese National Railway (1982)
Schmertmann (2): Correlazione diretta

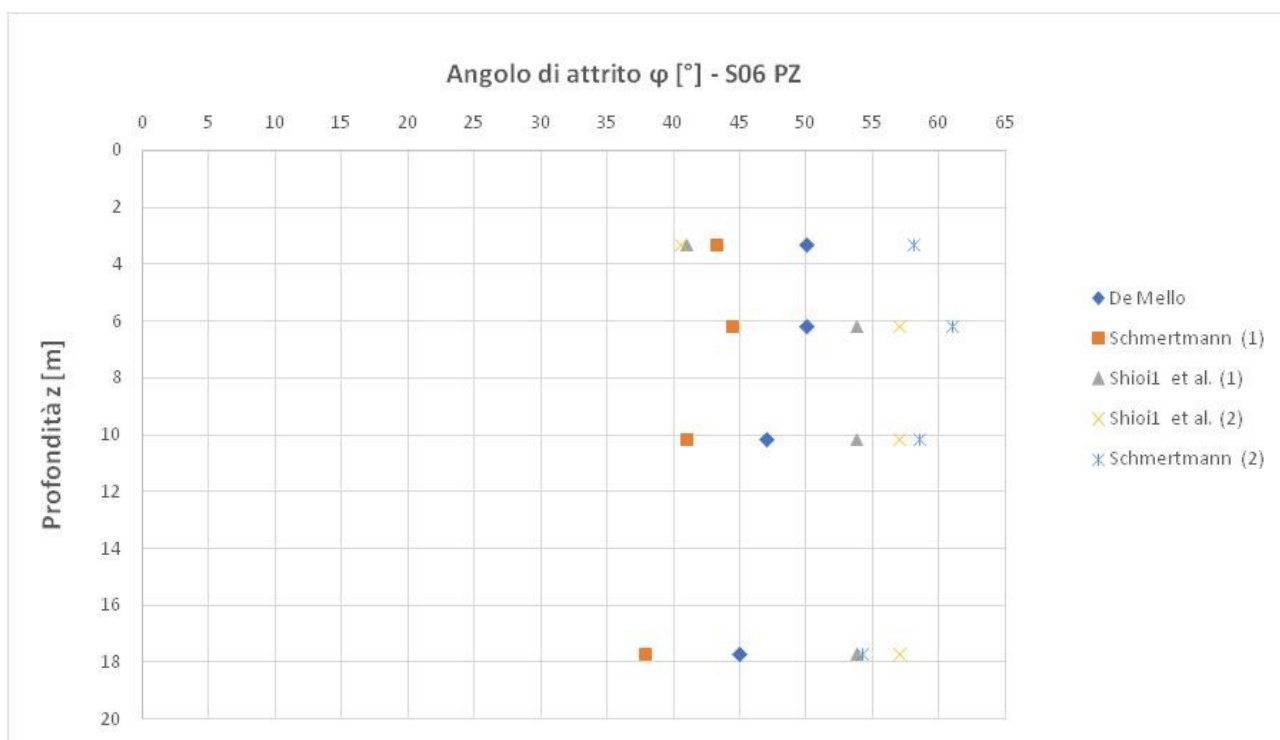


Figura 28: Sondaggio S06 – valutazioni angolo di attrito

φ [°] - S07						
z [m]	De Mello	Schmertmann (1)	Shioi1 et al. (1)	Shioi1 et al. (2)	Schmertmann (2)	UG
3,3	48	43	40	39	58	UG1
6,3	48	42	45	45	57	UG2
9,3	46	39	43	43	53	UG2

Schmertmann (1): Correlazione con determinazione densità relativa da Skempton

Shioi1 et al. (1): Shioi&Fukuni Road Bridge Specification (1982):

Shioi1 et al. (2): Shioi&Fukuni Japanese National Railway (1982)

Schmertmann (2): Correlazione diretta

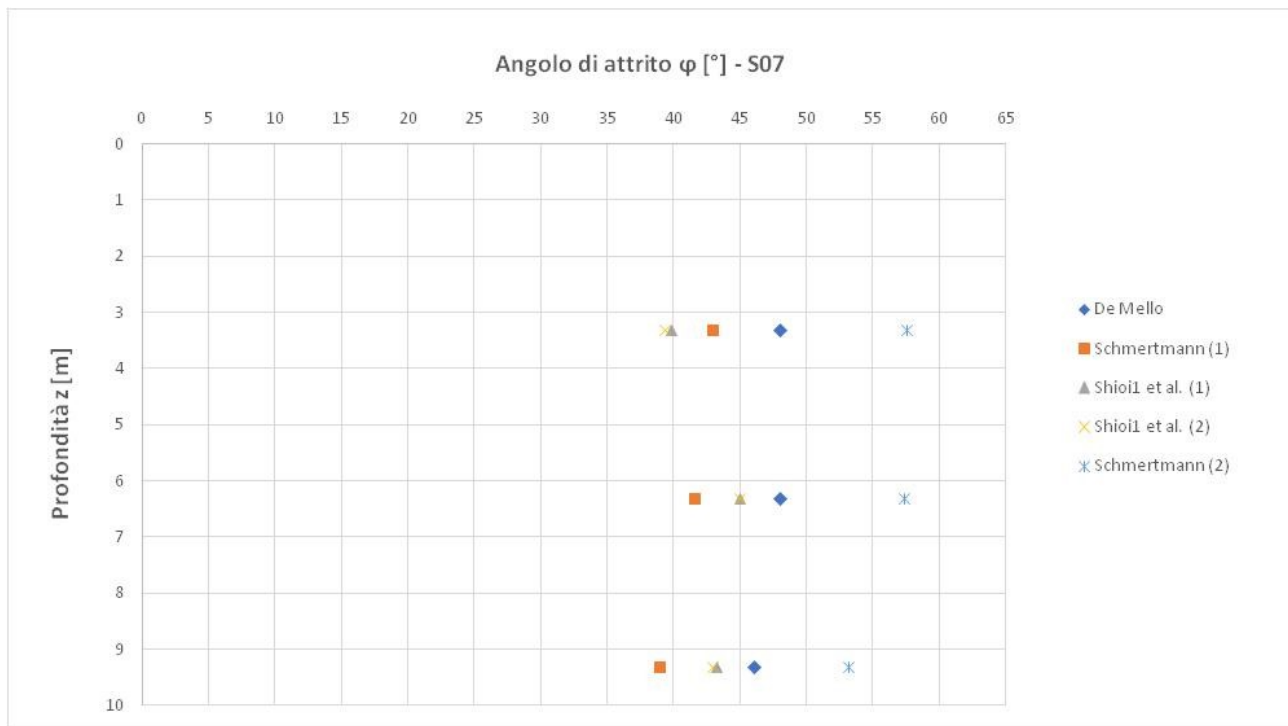


Figura 29: Sondaggio S07 – valutazioni angolo di attrito

φ [°] - S08 DH						
z [m]	De Mello	Schmertmann (1)	Shioi1 et al. (1)	Shioi1 et al. (2)	Schmertmann (2)	UG
3,3	51	48	54	57	63	UG1
7,3	47	40	44	44	56	UG2
10,3	47	40	48	49	56	UG2
14,3	45	38	47	48	52	UG2
17,8	44	37	49	50	51	UG2
21,22	45	37	54	57	52	UG2
24,3	45	36	52	55	51	UG2

Schmertmann (1): Correlazione con determinazione densità relativa da Skempton
Shioi1 et al. (1): Shioi&Fukuni Road Bridge Specification (1982):
Shioi1 et al. (2): Shioi&Fukuni Japanese National Railway (1982)
Schmertmann (2): Correlazione diretta

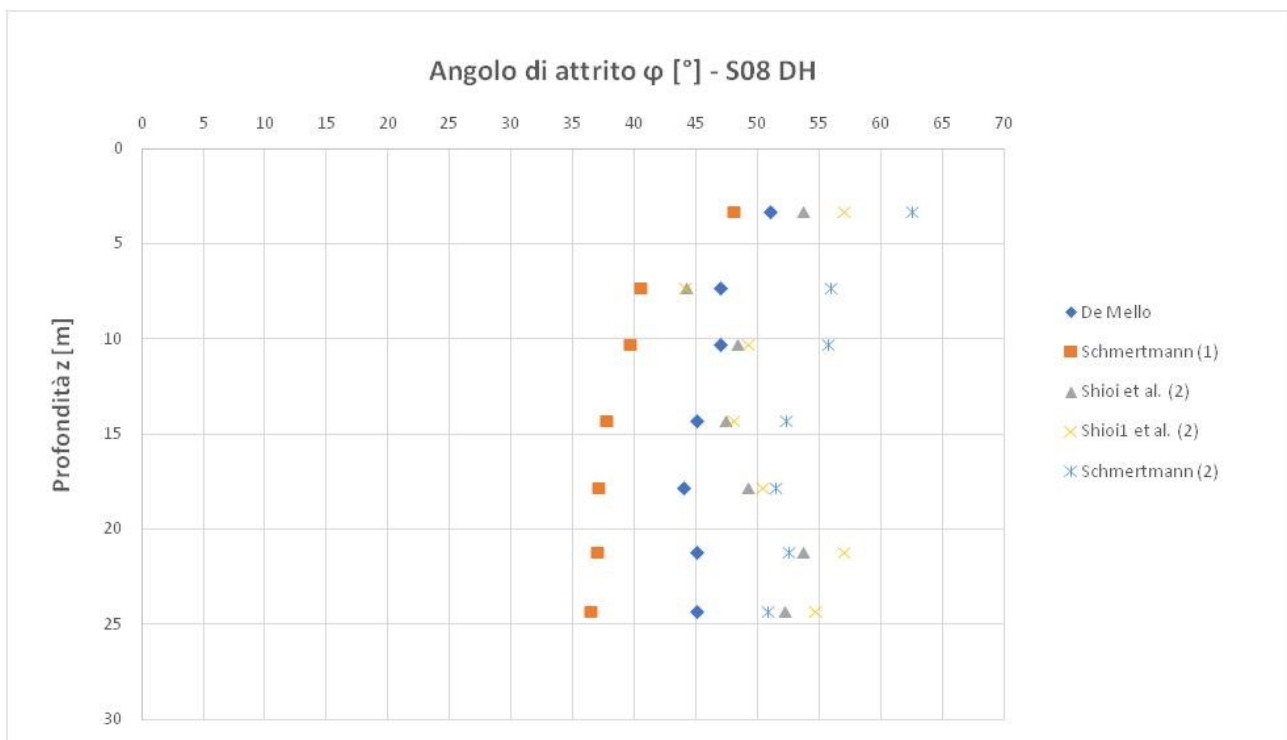


Figura 30: Sondaggio S08 – valutazioni angolo di attrito

φ [°] - S09 PZ						
z [m]	De Mello	Schmertmann (1)	Shioi1 et al. (1)	Shioi1 et al. (2)	Schmertmann (2)	UG
3,3	50	44	43	43	59	UG1
6,3	47	41	43	43	56	UG2
9,3	47	39	45	45	54	UG2
12,3	47	38	46	46	52	UG2
15,3	44	37	46	47	51	UG2
19,3	46	36	43	43	45	UG2
24,3	46	36	54	57	51	UG2

Schmertmann (1): Correlazione con determinazione densità relativa da Skempton

Shioi1 et al. (1): Shioi&Fukuni Road Bridge Specification (1982):

Shioi1 et al. (2): Shioi&Fukuni Japanese National Railway (1982)

Schmertmann (2): Correlazione diretta

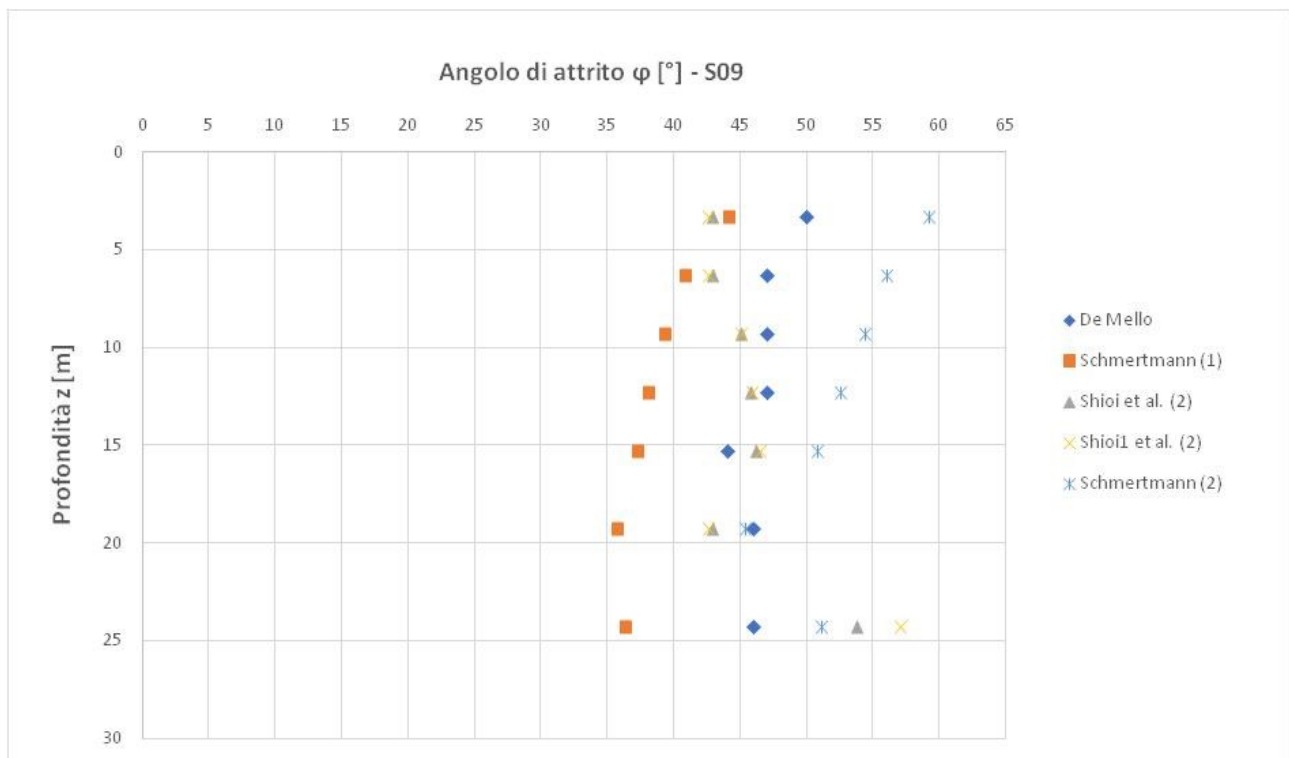


Figura 31: Sondaggio S09 – valutazioni angolo di attrito

ϕ [°] - S10 PZ						
z [m]	De Mello	Schmertmann (1)	Shioi1 et al. (1)	Shioi1 et al. (2)	Schmertmann (2)	UG
3,5	50	43	40	40	57	UG1
6,3	50	40	41	41	55	UG2
9,8	49	41	54	57	59	UG2
12,8	48	40	54	57	57	UG2
16,7	48	38	54	57	55	UG2
19,2	48	37	54	57	53	UG2

Schmertmann (1): Correlazione con determinazione densità relativa da Skempton
Shioi1 et al. (1): Shioi&Fukuni Road Bridge Specification (1982):
Shioi1 et al. (2): Shioi&Fukuni Japanese National Railway (1982)
Schmertmann (2): Correlazione diretta

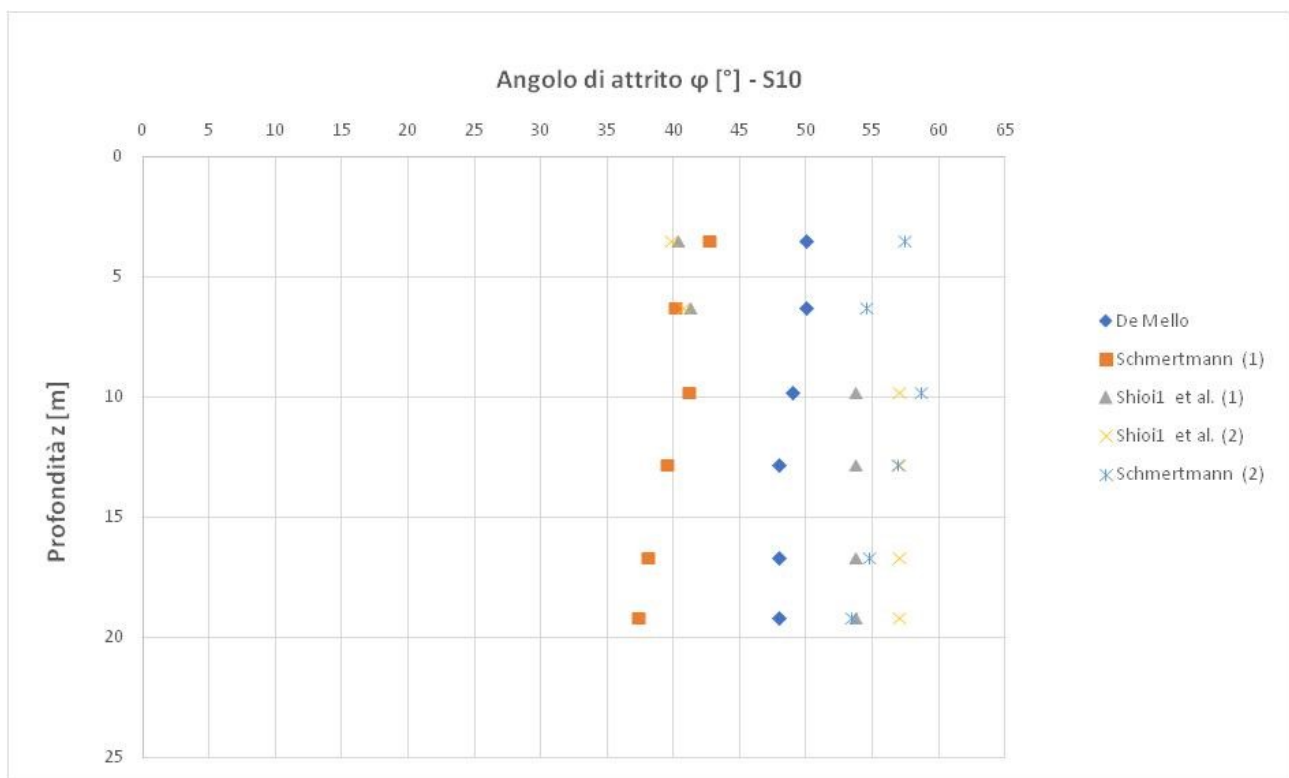


Figura 32: Sondaggio S10 – valutazioni angolo di attrito

φ [°] - S11 DH						
z [m]	De Mello	Schmertmann (1)	Shioi1 et al. (1)	Shioi1 et al. (2)	Schmertmann (2)	UG
3,7	23	35	23	28	30	UG1
6,3	45	39	38	37	51	UG2
9,8	45	38	42	41	51	UG2
12,3	46	39	49	50	54	UG2
15,21	46	39	54	57	56	UG2

Schmertmann (1): Correlazione con determinazione densità relativa da Skempton
Shioi1 et al. (1): Shioi&Fukuni Road Bridge Specification (1982):
Shioi1 et al. (2): Shioi&Fukuni Japanese National Railway (1982)
Schmertmann (2): Correlazione diretta

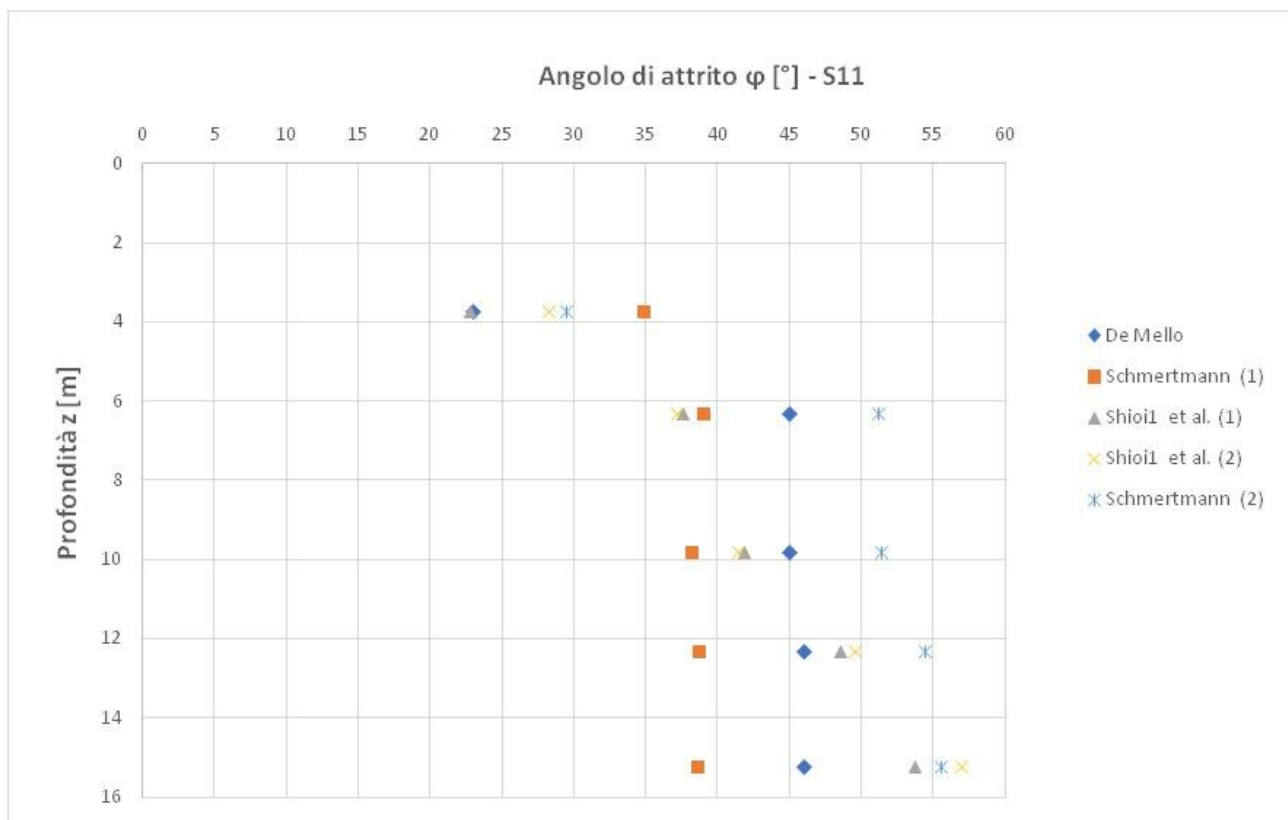


Figura 33: Sondaggio S11 – valutazioni angolo di attrito

Parametri di rigidità – Modulo Elastico

Anche le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti possono essere stimate a partire dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

In particolare è possibile fare riferimento alla correlazione di Terzaghi, valida per sabbia più ghiaia e sabbia pulita, ed alla correlazione di D'Appolonia, valida per sabbia e ghiaia normalconsolidata.

$$E = 7\sqrt{N_{SPT}}$$

Terzaghi

$$E = 0.756N_{SPT} + 18.75$$

D'Appolonia

Modulo Elastico [MPa] - Sondaggio S 05 PZ			
z [m]	Nspt	Terzaghi	D'Appolonia
3,7	39	43,71	48,23
6,7	52	50,48	58,06
9,5	77	61,42	76,96
12,23	100	70,00	94,35
16,71	100	70,00	94,35

Modulo Elastico [MPa] - Sondaggio S 06 PZ			
z [m]	Nspt	Terzaghi	D'Appolonia
3,3	45	46,96	52,77
6,2	100	70,00	94,35
10,17	100	70,00	94,35
17,7	100	70,00	94,35

Modulo Elastico [MPa] - Sondaggio S 07			
z [m]	Nspt	Terzaghi	D'Appolonia
3,3	41	44,82	49,75
6,3	60	54,22	64,11
9,3	53	50,96	58,82

Modulo Elastico [MPa] - Sondaggio S 08 DH			
z [m]	Nspt	Terzaghi	D'Appolonia
3,3	100	70,00	94,35
7,3	57	52,85	61,84
10,3	74	60,22	74,69
14,3	70	58,57	71,67
17,8	78	61,82	77,72
21,22	100	70,00	94,35
24,3	92	67,14	88,30

Modulo Elastico [MPa] - Sondaggio S 09 PZ			
z [m]	Nspt	Terzaghi	D'Appolonia
3,3	52	50,48	58,06
6,3	52	50,48	58,06
9,3	60	54,22	64,11
12,3	63	55,56	66,38
15,3	65	56,44	67,89
19,3	52	50,48	58,06
24,3	100	70,00	94,35

Modulo Elastico [MPa] - Sondaggio S 10 PZ			
z [m]	Nspt	Terzaghi	D'Appolonia
3,5	43	45,90	51,26
6,3	46	47,48	53,53
9,8	100	70,00	94,35
12,8	100	70,00	94,35
16,7	100	70,00	94,35
19,2	100	70,00	94,35

Modulo Elastico [MPa] - Sondaggio S 11 DH			
z [m]	Nspt	Terzaghi	D'Appolonia
3,7	4	14,00	21,77
6,3	34	40,82	44,45
9,8	48	48,50	55,04
12,3	75	60,62	75,45
15,21	100	70,00	94,35

Tabella 37 Modulo elastico tramite correlazione di Terzaghi e D'Appolonia.

7.1.1 Elaborazione prove DPSH

L'elaborazione delle prove DPSH avviene correlando il numero di colpi N ottenuto con il valore del numero di colpi equivalenti ottenuto da una prova SPT (NSPT):

$$N_{SPT} = \beta_t N$$

Dove β_t è un coefficiente di correlazione fornito dal rapporto tra l'energia specifica per colpo della prova DPSH e l'energia specifica del colpo della prova SPT, in questo caso pari a 1.52.

Le correlazioni utilizzate per la determinazione dei principali parametri geotecnici sono le stesse utilizzate per le prove SPT e descritte nel paragrafo precedente, applicando però in questo caso il valore di N_{SPT} e non $N_{1,60}$.

Nelle tabelle seguenti sono riportate una sintesi dei valori N_{SPT} ricavati dalle prove DPSH e contestualizzati secondo le unità geotecniche individuate.

DPSH1				DPSH2				DPSH3			
z [m]	N/20	Nspt eq		z [m]	N/20	Nspt eq		z [m]	N/20	Nspt eq	
0,2	4	6,08	R	0,2	6	9,12	R	0,2	8	12,16	R
0,4	5	7,6	R	0,4	6	9,12	R	0,4	8	12,16	R
0,6	8	12,16	R	0,6	8	12,16	R	0,6	7	10,64	R
0,8	12	18,24	R	0,8	7	10,64	R	0,8	7	10,64	R
1	16	24,32	R	1	6	9,12	R	1	7	10,64	R
1,2	14	21,28	R	1,2	6	9,12	R	1,2	7	10,64	R
1,4	11	16,72	R	1,4	5	7,6	R	1,4	7	10,64	R
1,6	14	21,28	UG1	1,6	6	9,12	UG1	1,6	8	12,16	UG1
1,8	18	27,36	UG1	1,8	7	10,64	UG1	1,8	8	12,16	UG1
2	16	24,32	UG1	2	6	9,12	UG1	2	9	13,68	UG1
2,2	13	19,76	UG1	2,2	7	10,64	UG1	2,2	9	13,68	UG1
2,4	17	25,84	UG1	2,4	10	15,2	UG1	2,4	11	16,72	UG1
2,6	17	25,84	UG1	2,6	10	15,2	UG1	2,6	11	16,72	UG1
2,8	18	27,36	UG1	2,8	15	22,8	UG1	2,8	11	16,72	UG1
3	20	30,4	UG1	3	16	24,32	UG1	3	12	18,24	UG1
3,2	22	33,44	UG1	3,2	21	31,92	UG1	3,2	12	18,24	UG1
3,4	24	36,48	UG1	3,4	31	47,12	UG1	3,4	14	21,28	UG1
3,6	26	39,52	UG1	3,6	38	57,76	UG1	3,6	16	24,32	UG1
3,8	34	51,68	UG1	3,8	38	57,76	UG1	3,8	13	19,76	UG1
4	37	56,24	UG1	4	43	65,36	UG1	4	14	21,28	UG1
4,2	37	56,24	UG1	4,2	50	76	UG1	4,2	24	36,48	UG1
4,4	38	57,76	UG1					4,4	36	54,72	UG1
4,6	45	68,4	UG1					4,6	55	83,6	UG1
4,8	45	68,4	UG1								
5	50	76	UG1								

Figura 34: Elaborazione dei valori di N_{SPT} dalla prova DPSH.

Si riportano di seguito i grafici con i valori dell'angolo di attrito ottenuti mediante le relazioni di Schmertmann (1) e Shioi et al. (1) a partire ai valori di N_{spt} ottenuti dalle DPSH 1 e 2, confrontati con quelli ottenuti dalle SPT:

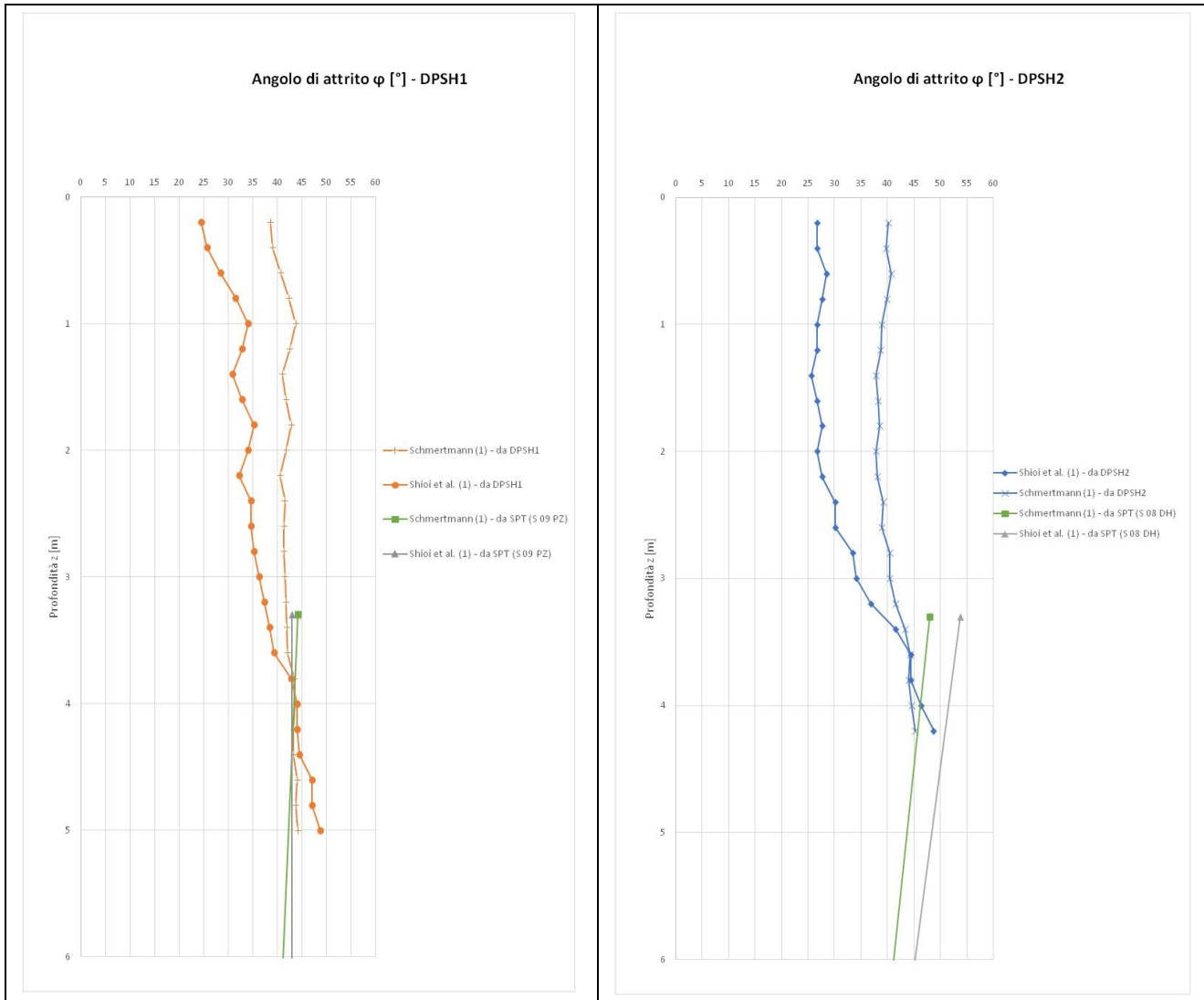


Figura 35: Angolo di attrito ottenuti mediante le relazioni di Schmertmann (1) e Shioi et al. (1) a partire ai valori di N_{spt} ottenuti dalle DPSH e confrontati con quelli ottenuti dalle SPT

Si riporta di seguito il confronto dell'andamento dell'angolo di attrito ottenuto dalle correlazioni delle prove DPSH 1 e 2:

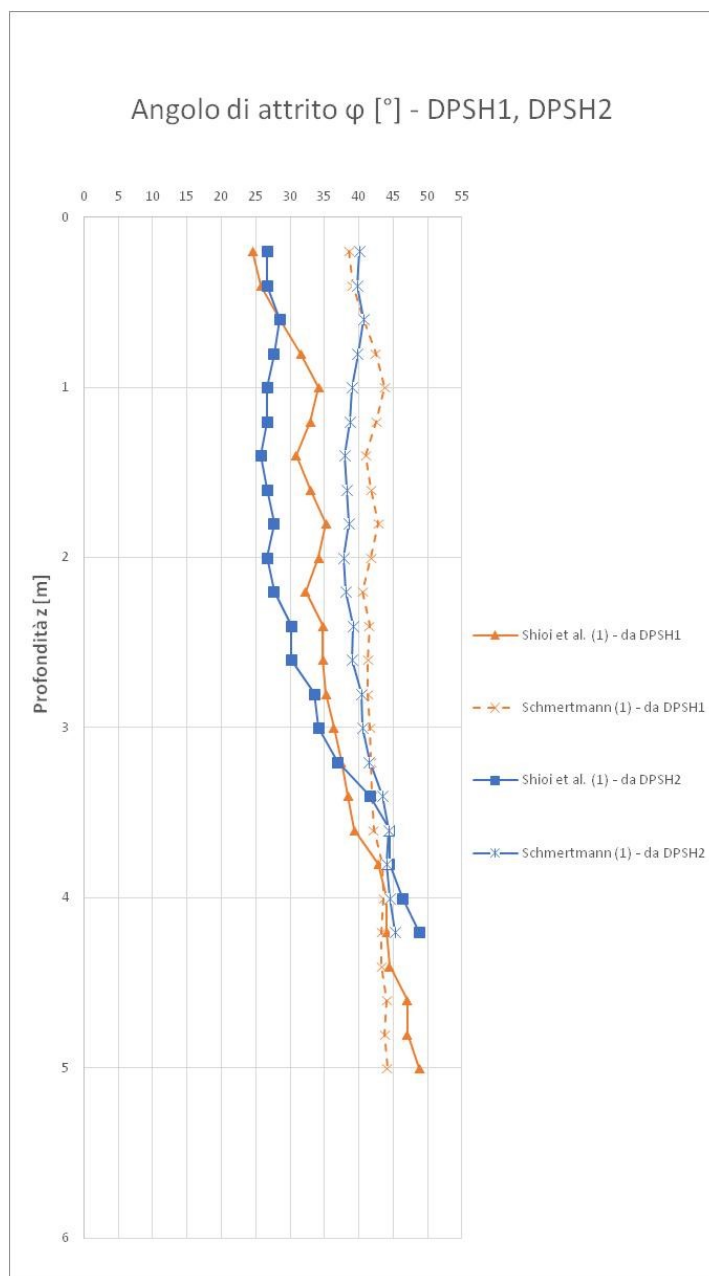


Figura 36: Confronto andamento dell'angolo di attrito ottenuto mediante la DPH 1 e 2.

Si riportano di seguito i grafici con i valori dell'angolo di attrito ottenuti mediante le relazioni di Schmertmann (1) e Shioi et al. (1) a partire ai valori di N_{spt} ottenuti dalle DPSH 1 e 2, confrontati con quelli ottenuti dalle SPT:

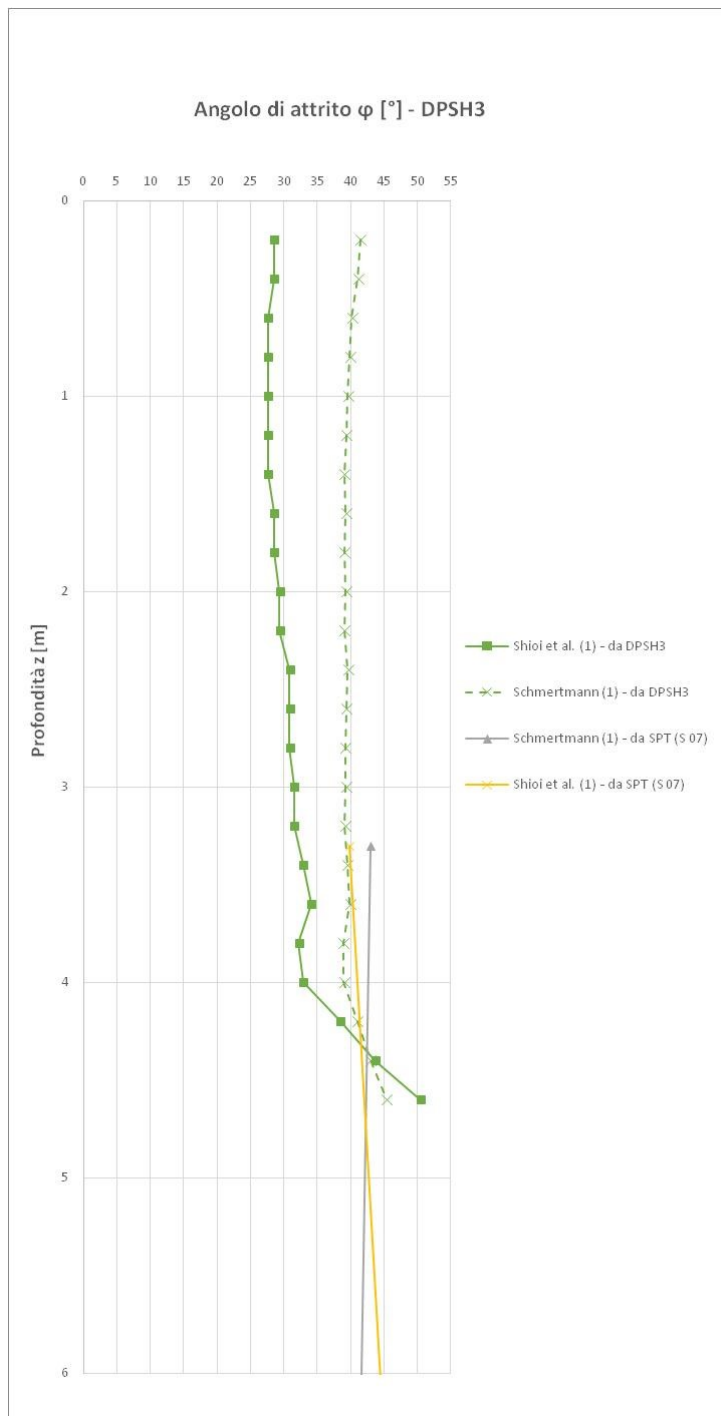


Figura 37: Angolo di attrito ottenuti mediante le relazioni di Schmertmann (1) e Shioi et al. (1) a partire ai valori di N_{spt} ottenuti dalle DPSH e confrontati con quelli ottenuti dalle SPT

7.1.2 Elaborazione prove geofisiche

Dalle prove geofisiche è stata ottenuta un'indicazione dei moduli di rigidezza a piccole deformazioni E_0' e G_0 , applicando a partire dalla velocità V_s la seguente correlazione:

$$G_0 = \rho V_s^2$$

$$E_0 = 2 G_0 (1+\nu)$$

A partire dal valore di E_0 è stato ricavato un valore operativo di E' tramite la seguente correlazione:

$$E' = E_0/10$$

Si riportano di seguito i valori dei moduli elastici ottenuti a partire dalle onde di taglio ricavate mediante le prove **MASW**:

MASW 3						
strato	zi [m]	zf [m]	Vs [m/s]	G_0 [MPa]	E_0 [MPa]	E' [MPa]
1	0	3,2	160	52,24	125,39	12,54
2	3,2	8,1	320	219,43	526,63	52,66
3	8,1	22,8	510	557,36	1337,66	133,77
4	22,8	30	700	1050,00	2520,00	252,00

Tabella 38 Risultati MASW.

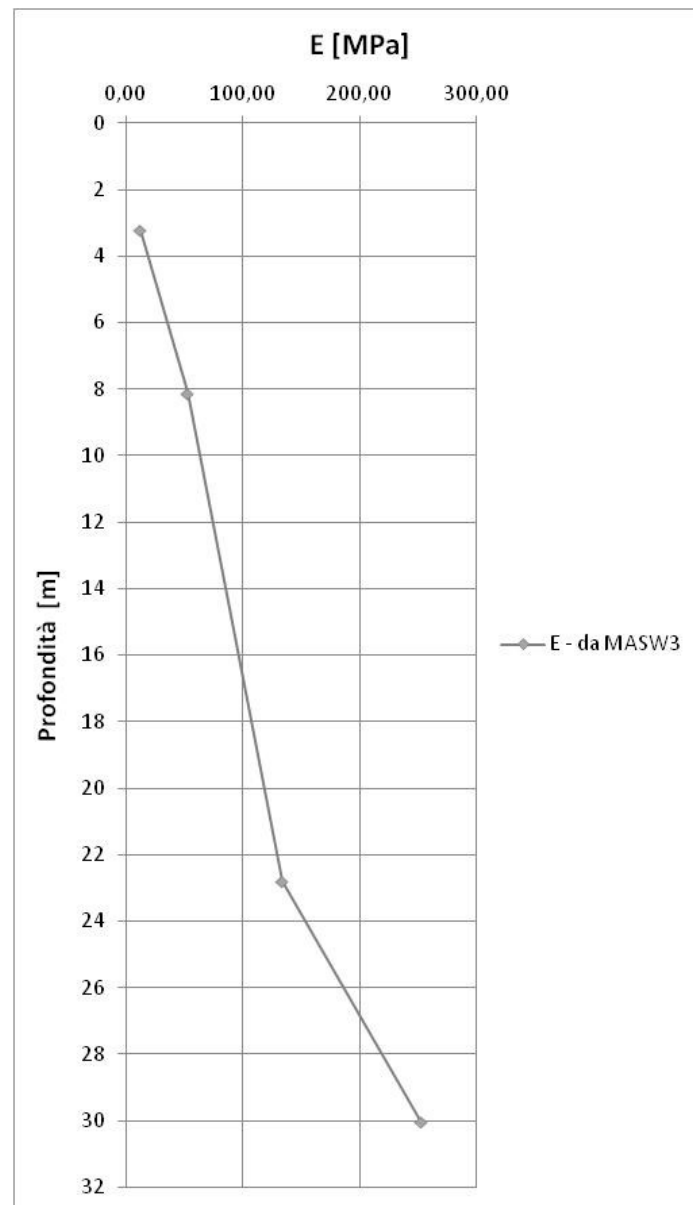


Figura 38: Andamento del modulo elastico ottenuto tramite le Masw.

Si riportano di seguito i valori dei moduli elastici ottenuti a partire dalle onde di taglio ricavate mediante la prova **Down-hole**.

DH S08						
strato	zi [m]	zf [m]	Vs [m/s]	G ₀ [MPa]	E ₀ [MPa]	E' [MPa]
1	0	2	172	60,37551	144,90	14,49
2	2	3	239	122,4021	293,77	29,38
3	3	6	383,67	315,4343	757,04	75,70
4	6	17	379,91	309,282	742,28	74,23
5	17	25	480,25	494,2287	1186,15	118,61
6	25	30	530,8	603,7471	1448,99	144,90

DH S11						
strato	zi [m]	zf [m]	Vs [m/s]	G ₀ [MPa]	E ₀ [MPa]	E' [MPa]
1	0	5	176,4	63,504	152,41	15,24
2	5	6	257	141,5336	339,68	33,97
3	6	10	368	290,1943	696,47	69,65
4	10	17	469,29	471,9281	1132,63	113,26
5	17	20	511	559,545	1342,91	134,29

Tabella 39 Risultati prove down-hole.

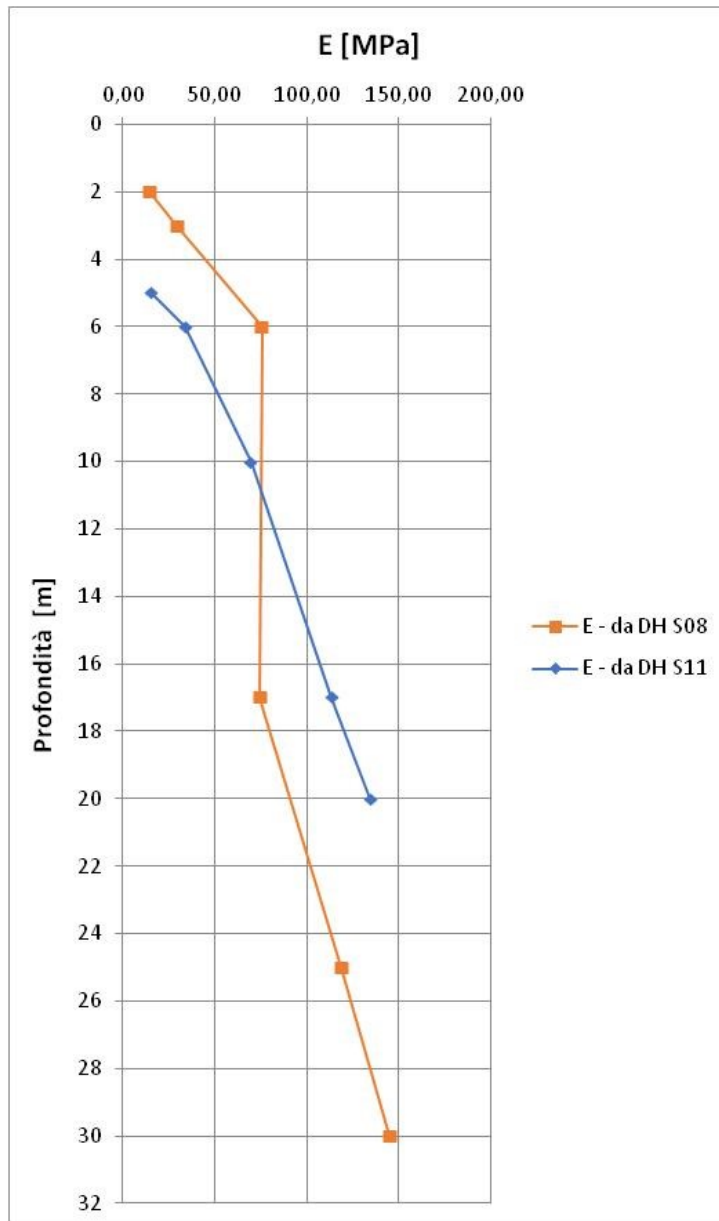


Figura 39: Andamento del modulo elastico ottenuto tramite la prova Down-hole.

7.2 Parametri geotecnici

Per quanto riguarda la scelta dei parametri geotecnici di progetto, laddove disponibili dati specifici, è stata applicata l'interpretazione ed elaborazione delle indagini disponibili riportata in precedenza. Nelle elaborazioni grafiche dell'andamento dei parametri meccanici con la profondità sono inoltre riportate delle rette rappresentative dei parametri scelti di progetto.

Per questa unità geotecnica si hanno a disposizione i risultati delle prove SPT, prove DPSH, prove fisiche di laboratorio e prove geofisiche.

Nella figura seguente si rappresentano le percentuali granulometriche ottenute.

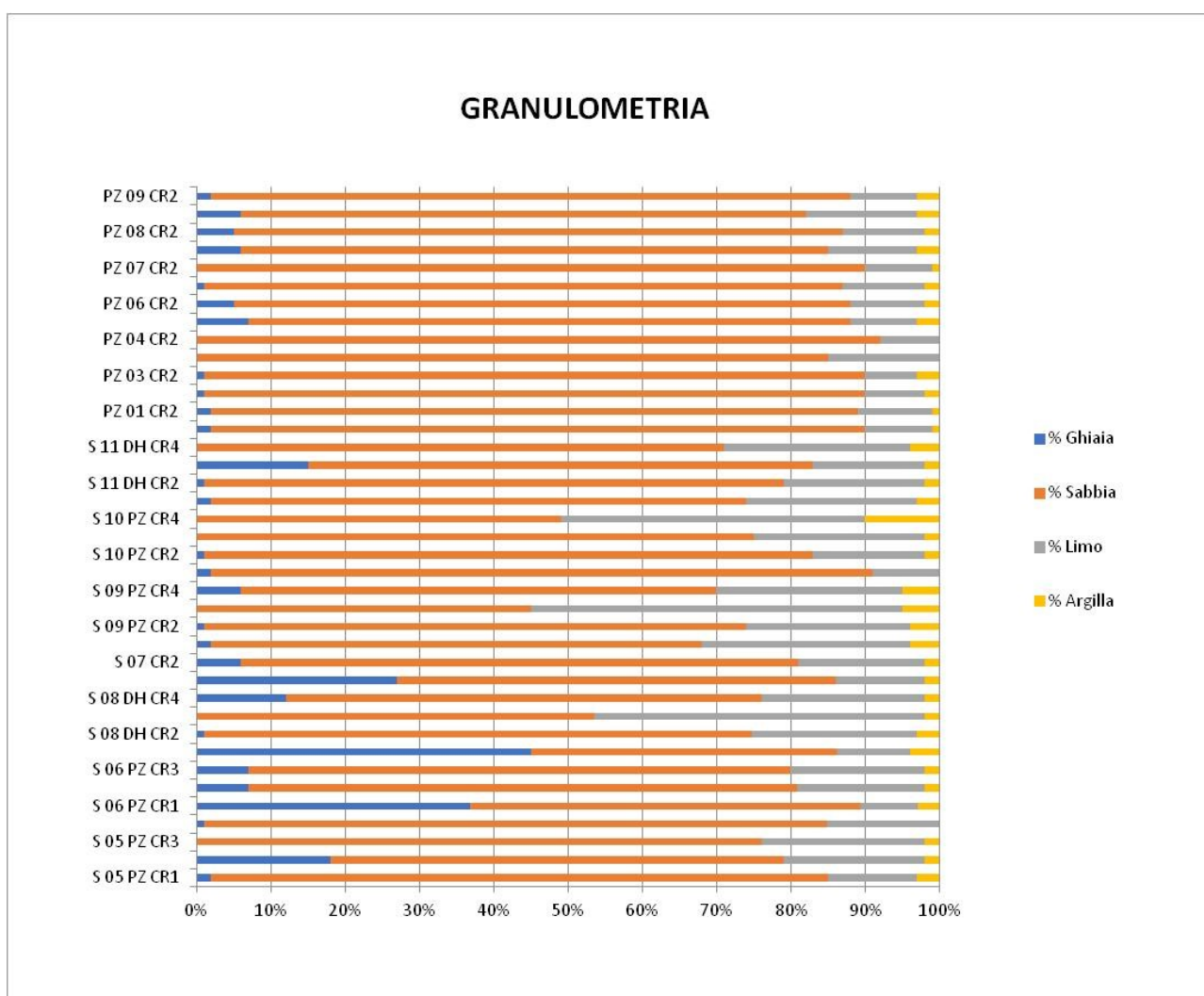


Figura 40: Rappresentazione delle percentuali granulometriche rilevate sui campioni dell'unità R.

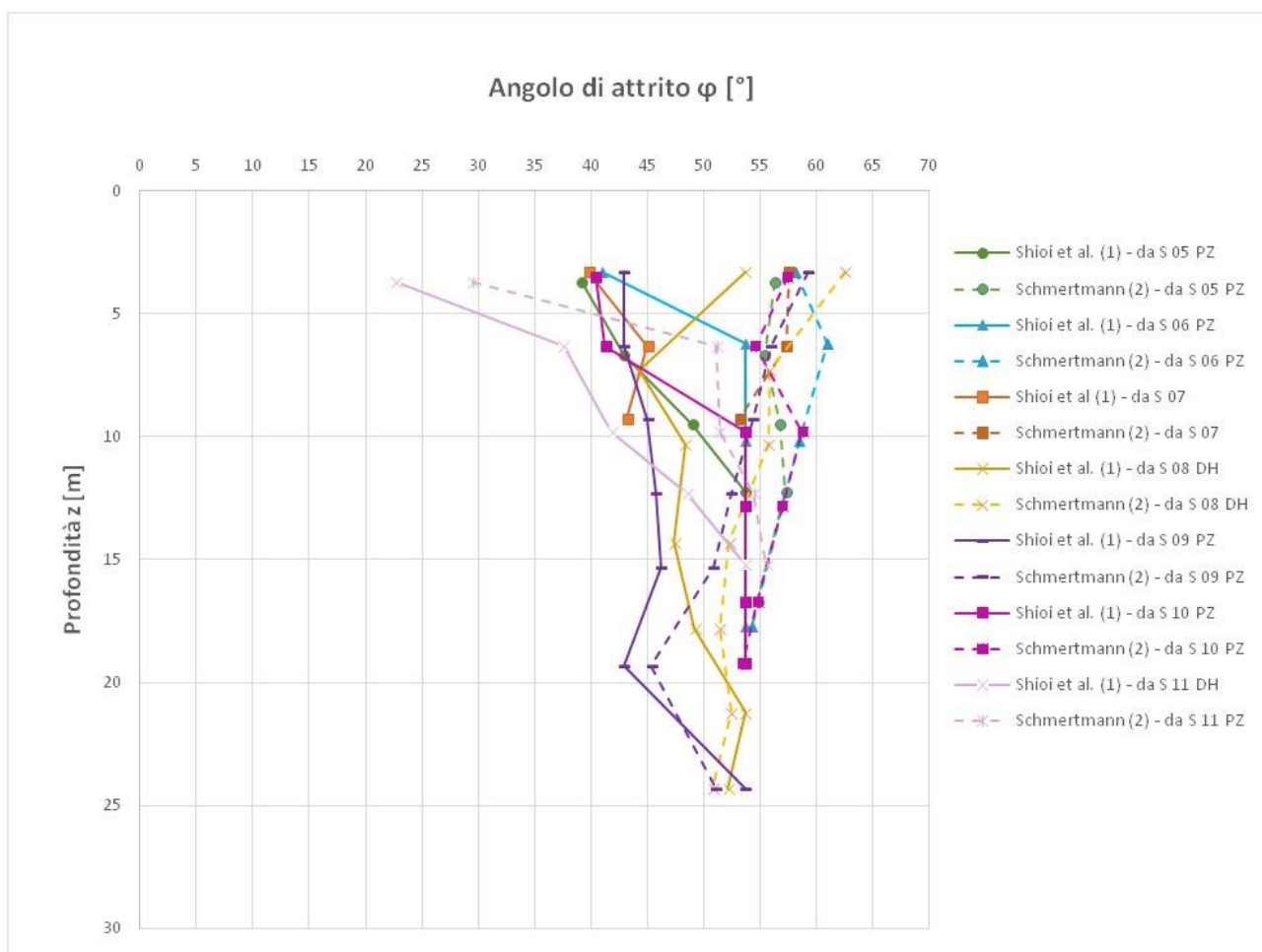
I risultati mostrano una composizione granulometrica principalmente granulata sabbiosa, con percentuali di materiale a grana fine variabile tra il 3-15%.

Sulla base delle analisi di laboratorio condotte in termini di peso dei grani di materiale solido, in coerenza con i dati di letteratura è stato assegnato un peso specifico $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$ all'unità geotecnica R e $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ alle due unità geotecniche sottostanti.

In linea con le caratteristiche litologiche dell'unità considerata la coesione efficace è stata considerata nulla.

Si riporta di seguito l'elaborazione grafica dell'andamento dell'angolo di resistenza a taglio e del modulo elastico con la profondità.

Si specifica che alcuni valori delle prove SPT sono andate a rifiuto, per cui essendo il valore di N_{SPT} considerato par a 100, si considerano quei valori ottenuti come limite minimo rispetto a quelli effettivi.



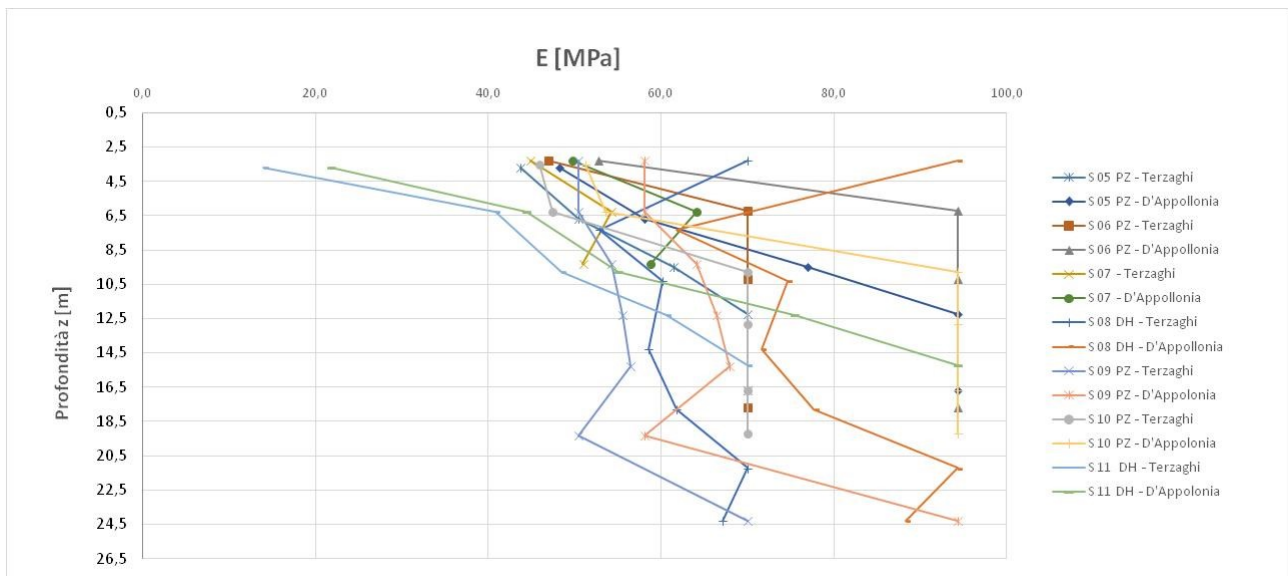


Figura 41: Andamento con la profondità dei parametri meccanici di resistenza e deformabilità.

7.2.1 Materiali da rilevato

La caratterizzazione dei materiali da rilevato viene eseguita secondo le indicazioni del MdP RFI – Parte II – Sez.3.

Nello specifico, secondo le indicazioni fornite nel paragrafo 3.8.1.3.3. *Parametri geotecnici caratteristici dei rilevati ferroviaria e stradali* si assegnano i seguenti parametri:

Rilevato stradale

Peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^2$;

Angolo di resistenza a taglio $\phi' = 35^\circ$;

Coesione efficace $c' = 0$.

7.3 Sintesi dei parametri geotecnici

Sulla base dei risultati della campagna di indagine e dell'interpretazione riportata ai paragrafi precedenti si riportano di seguito i parametri geotecnici caratteristici di riferimento per le unità geotecniche descritte.

Unità geotecnica	z	γ	c'	φ'	E'
[-]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]
R	0-1,5	20	0	30	15
UG1	1,5-6,0	21	0	33	50
UG2	6,0-inf.	21	0	35	70

Figura 42: Sintesi dei parametri geotecnici di calcolo.

con:

γ = peso di volume

ϕ_k' = valore caratteristico dell'angolo di attrito

c_k' = valore caratteristico della coesione efficace

7.4 Falda

Le misurazioni effettuate non hanno rilevato presenza di falda.