

S.S. 78 "SARNANO - AMANDOLA"

LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 2° STRALCIO

PROGETTO DEFINITIVO

IMPRESA ESECUTRICE



GRUPPO DI LAVORO ANAS:

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

(Mandataria)



RESPONSABILE DEI LAVORI:

(Mandanti)



VISTO: RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Marco Mancina (ANAS S.p.A.)

PROTOCOLLO:

DATA:

N. ELABORATO:

B101

CAPITOLO B – GEOLOGIA, GEOTECNICA E SISMICA
 CAPITOLO B1 – GEOTECNICA
 Relazione geotecnica

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA

T00GEO0GETRE01A_rel-geot.dwg

PROGETTO LIV.PROG. ANNO

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

CODICE ELAB. T00GEO0GETRE01

A

-

D

C

B

A

EMISSIONE

OTTOBRE 2023

SGAI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

INDICE 1

1. <u>PREMESSA</u>	3
1.1. SCOPO.....	3
1.2. DESCRIZIONE DEL PROGETTO	3
2. <u>RIFERIMENTI NORMATIVI</u>	5
2.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.2. ELABORATI DI RIFERIMENTO	5
3. <u>INQUADRAMENTO GEOLOGICO, MORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO</u>	6
3.1. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA.....	6
3.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	7
3.3. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	7
3.4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	7
4. <u>INDAGINI ESEGUITE</u>	8
4.1. CAMPAGNA DI INDAGINI DEL 2022	9
4.1.1. <i>Sondaggi a carotaggio continuo</i>	9
4.1.2. <i>Pozzetti esplorativi</i>	10
4.1.3. <i>Indagini geofisiche</i>	13
4.1.4. <i>Prove di laboratorio</i>	19
4.2. CAMPAGNA DI INDAGINI DEL 2023	21
4.2.1. <i>Sondaggi a carotaggio continuo</i>	21
4.2.1. <i>Prove di laboratorio</i>	22
5. <u>UNITÀ GEOTECNICHE</u>	24
6. <u>INDICAZIONI SULLA FALDA</u>	25
7. <u>CRITERI E CORRELAZIONI IMPIEGATE PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</u>	26
7.1. PROVE DI LABORATORIO.....	26
7.1.1. <i>Caratteristiche Fisiche</i>	26
7.1.2. <i>Caratteristiche di Resistenza</i>	26
7.1.3. <i>Caratteristiche di Deformabilità</i>	26
7.1.4. <i>Stato tensionale in sito</i>	27
7.1.5. <i>Caratteristiche idrauliche</i>	27
7.2. PROVE SPT	27
7.2.1. <i>Angolo di attrito</i>	27
7.2.1. <i>Caratteristiche di deformabilità</i>	28
7.3. PROVE GEOFISICHE	28
7.4. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEGLI AMMASSI ROCCIOSI	31
8. <u>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</u>	34

8.1.	UNITÀ GEOTECNICA SL1	34
8.1.1.	<i>Caratteristiche Fisiche</i>	34
8.1.2.	<i>Caratteristiche di Resistenza</i>	38
8.1.3.	<i>Caratteristiche di Deformabilità</i>	40
8.1.4.	<i>Caratteristiche di Consolidazione</i>	42
8.2.	UNITÀ GEOTECNICA SL2	43
8.2.1.	<i>Caratteristiche Fisiche</i>	43
8.2.2.	<i>Caratteristiche di Resistenza</i>	47
8.2.3.	<i>Caratteristiche di Deformabilità</i>	49
8.2.4.	<i>Caratteristiche di Consolidazione</i>	51
8.3.	UNITÀ GEOTECNICA SL3	52
8.3.1.	<i>Caratteristiche Fisiche</i>	52
8.3.2.	<i>Caratteristiche di Resistenza</i>	56
8.3.3.	<i>Caratteristiche di Deformabilità</i>	58
8.3.4.	<i>Caratteristiche di Consolidazione</i>	59
8.4.	UNITÀ GEOTECNICA R-ALT	60
8.4.1.	<i>Caratteristiche Fisiche</i>	60
8.4.1.	<i>Caratteristiche di Resistenza</i>	64
8.4.1.	<i>Caratteristiche di Deformabilità</i>	65
8.4.1.	<i>Caratteristiche di Consolidazione</i>	66
8.5.	UNITÀ GEOTECNICA R.....	67
8.5.1.	<i>Caratteristiche Fisiche</i>	67
8.5.2.	<i>Caratteristiche di Resistenza</i>	70
8.5.3.	<i>Caratteristiche di Deformabilità</i>	76
9.	<u>SINTESI DELLE CARATTERIZZAZIONE</u>	77

1. PREMESSA

1.1. SCOPO

La presente relazione Geotecnica, redatta in ottemperanza alle Leggi vigenti in materia (in particolare DM 14.01.2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”), si pone l’obiettivo di definire il modello geotecnico di riferimento per il progetto definitivo del 2° stralcio dei lavori di adeguamento e/o miglioramento tecnico funzionale della sezione stradale in T.S. e potenziamento delle intersezioni lungo la S.S. n. 78 “Picena” Sarnano – Amandola (Lotto 2).

I lavori in oggetto rientrano tra le iniziative del PNC – PNRR: Piano Nazionale Complementare al Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza nei territori colpiti dal sisma 2009-2016, Sub-misura A4, “Investimenti sulla rete stradale statale.

Nella presente relazione vengono esaminati e sviluppati i seguenti aspetti:

- descrizione delle campagne di indagini eseguite;
- caratterizzazione geotecnica delle formazioni individuate lungo il tracciato in esame;
- schematizzazione stratigrafica e geotecnica del progetto;
- progetto del monitoraggio geotecnico-strutturale.

Per la definizione della condizione sismica del sito si rimanda alla “Relazione Sismica” che definisce le categorie di sottosuolo riferibili al sito.

1.2. DESCRIZIONE DEL PROGETTO

L’intervento in esame riguarda il Progetto Definitivo del 2° Stralcio dei lavori di adeguamento e/o miglioramento tecnico funzionale della sezione stradale in T.S. e potenziamento delle intersezioni lungo la S.S. n. 502 “Cingoli” – S.S.n. 78 “Picena” – nel tratto Sarnano-Amandola (Lotto 2).

L’intervento rientra tra le iniziative del PNC – PNRR: Piano Nazionale Complementare al Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza nei territori colpiti dal sisma 2009-2016, Sub-misura A4, “Investimenti sulla rete stradale statale”.

Il percorso prevede opere d’arte maggiori, costituite da due viadotti e due gallerie, ed opere d’arte minori quali muri di sostegno, terre armate, tombini e attraversamenti.

Per i tratti di adeguamento l’obiettivo del progetto è stato quello, pur limitando quanto più possibile le escursioni fuori sede, di rispettare i parametri della normativa, sia in termini geometrici che di velocità.

Di seguito si riporta l’inquadramento planimetrico dell’opera in oggetto su CTR.

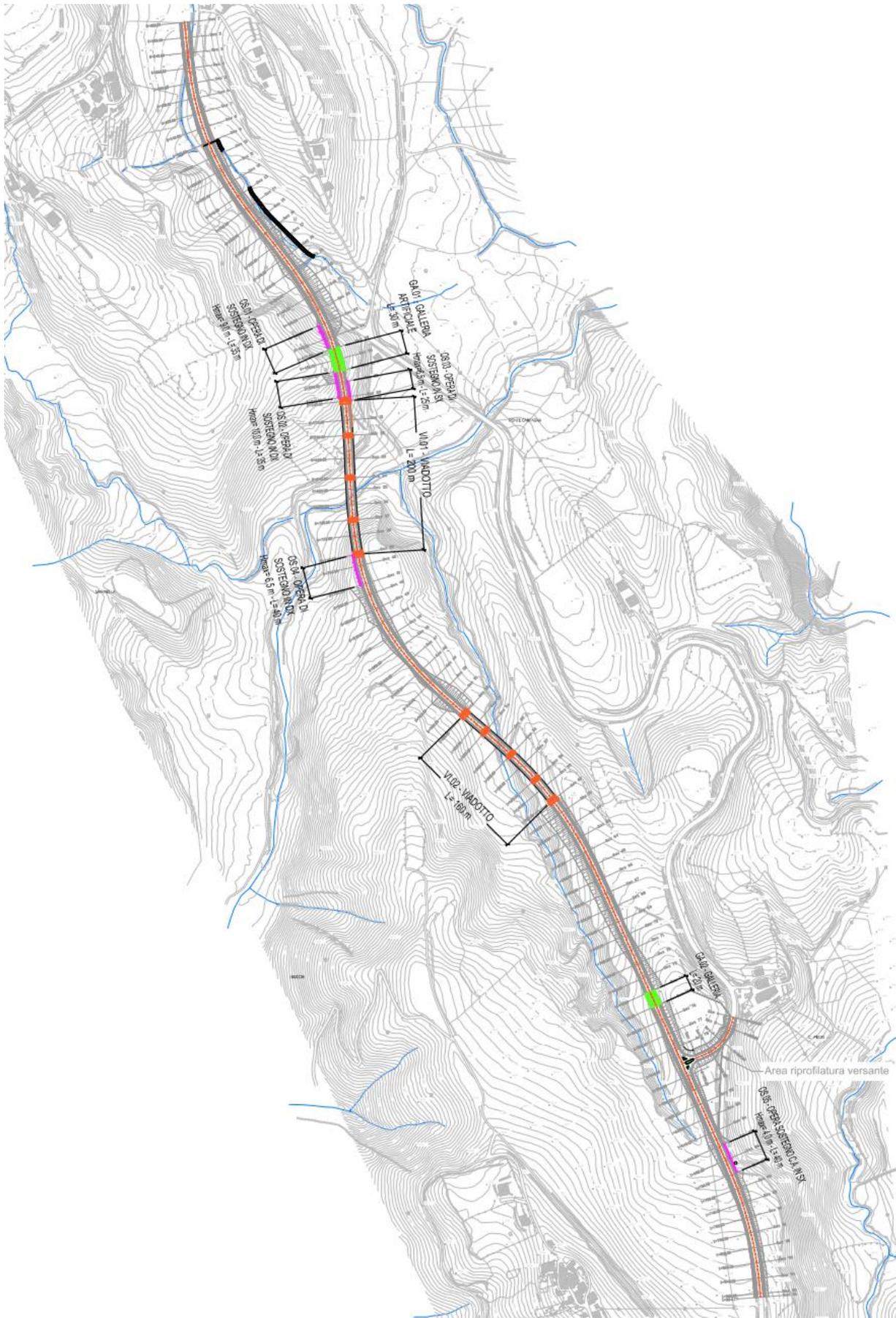


Figura 1-1 – Inquadramento del progetto su CTR.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

2.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Decreto Ministeriale 17.01.2018 - Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009
- Eurocodice 7.1 (1997) - Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali. UNI
- Eurocodice 7.2 (2002) - Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- Eurocodice 7.3 (2002) - Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI
- AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- AGI – Associazione Geotecnica Italiana (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica"

2.2. ELABORATI DI RIFERIMENTO

CAPITOLO B0 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

- T00GE00GEORE01A Relazione geologica
- T00GE00GEOCG01A Carta Geologica-geomorfologica di dettaglio
- T00GE00GEOFG01A Profilo geologico
- T00GE00GEOSEG01A Sezioni geologiche

CAPITOLO B1 – GEOTECNICA

- T00GE00GETRE01A Relazione geotecnica
- T00GE00GETFG01A Profilo geotecnico
- T00GE00GETSZ01A Sezioni litotecniche

CAPITOLO B2 – SISMICA

- T00GE00GETRE02A Relazione sismica

CAPITOLO B3 – INDAGINI

- T00GE00GEOPU01A Planimetria ubicazione indagini e sezioni geologiche

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, MORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

3.1. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA

Il percorso attuale della SS78 Picena (provinciale 237) attraversa il centro abitato di Sarnano nella zona di separazione fra il borgo storico (ad est) e quello moderno (ad ovest) per poi dirigersi verso Amandola attraverso un territorio morfologicamente complesso, arrivando fino a quote di montagna (650m.s.l.m.).

Superato Cardagnano la strada attuale si abbassa dapprima in una valletta secondaria per poi iniziare una salita piuttosto ripida e tortuosa nella cosiddetta “ansa di Montane” (tornanti e curve di raggio anche inferiore a 40m, in rapida successione e con pendenza media longitudinale prossima al 12%).

Dopo questo primo passaggio ripido e tortuoso la strada continua a salire verso il valico vero e proprio posto a quota 650 m.s.l.m. circa, dapprima con andamento tutto sommato abbastanza lineare e allungato e poi realizzando una seconda ansa planimetrica molto pronunciata, che attraversa l’abitato di Rustici (cosiddetta “ansa di Rustici”), per cominciare a ridiscendere verso Amandola.

Di seguito si riporta il tratto in progetto su ortofoto satellitare.



Figura 3-1: inquadramento geografico con ubicazione del tratto in progetto (in rosso).

3.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area oggetto della presente indagine; secondo un'analisi omogenea dal punto di vista del rilievo, dell'assetto morfologico complessivo e della posizione geografica precedentemente presa in considerazione, effettuata a partire dalla Carta Geologica delle Marche (1:250.000), dalla Carta Geologica d'Italia (1:100.000) e dalla Carta Geologica Regionale Sezione 3133160 – Sarnano (1:10.000) appartiene alla regione fisiografica "B - Fasce di rilievi collinari comprese tra catene montuose o adiacenti ad esse" [Sistema Ba], caratterizzata dalla presenza in substrato di alternanze di termini arenacei, arenaceo-pelitici e pelitico arenacei con, in subordine, livelli argillosi e gessi, depositi nel Miocene (23,03 – 5,333 Ma), fittamente stratificati e con possibili strutture sinclinaliche.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica T00GE00GEORE01A.

3.3. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

L'assetto geomorfologico generale dell'area d'indagine risulta caratterizzato nella porzione settentrionale e centrale del tracciato stradale da depositi terrazzati alluvionali e recenti privi da dissesti geomorfologici. Nella porzione meridionale i depositi quaternari diminuiscono ed i depositi di versante, quando presenti, risultano spesso caratterizzati da instabilità geomorfologica. Il territorio è attraversato da una serie di fossi localmente in erosione che hanno subito delle deviazioni rispetto al loro originale percorso per effetto di spinte legate al piede di accumuli di frana. In linea generale il territorio esaminato rappresenta le stesse peculiarità geomorfologiche dei comuni della fascia pedemontana presentando la maggior frequenza di dissesti geomorfologici in corrispondenza di corsi d'acqua, in corrispondenza di terreni acclivi e con presenza di coltri o legati ad elementi sismogenetici o di faglie non più attive.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica T00GE00GEORE01A.

3.4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

L'area di studio fa parte del bacino idrografico del Fiume Tenna che risulta essere un'asta fluviale abbastanza breve che si origina ai piedi della dorsale carbonatica dei monti Sibillini e sfocia direttamente nell'Adriatico. L'asta fluviale è costituita da diversi affluenti in entrambe le direzioni ed in genere risulta incassato nelle proprie alluvioni recenti o terrazzate formatesi nel quaternario o come nel nostro caso anche nel Miocene.

Nella zona di Sarnano sono presenti dei potenti terrazzi fluviali che però si riducono sensibilmente procedendo verso l'interno e quindi allontanandoci dall'asta fluviale principale. Gli affluenti in questa zona sono caratterizzati da modesti spessori di depositi contenenti modesti acquiferi per lo più a carattere intermittente. Lo sviluppo areale dei corsi d'acqua risulta dendritico e sempre costituito da fossi abbastanza brevi e posti in impluvi anche fortemente incisi. I terreni presenti in zona possono essere sede di sorgenti e/o risorgive per lo più di modeste portate e localizzate in lineamenti tettonici o di contatto tra litotipi a differente permeabilità.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica T00GE00GEORE01A.

4. INDAGINI ESEGUITE

Nell'area in esame sono state condotte 2 campagne di indagini geognostiche in sito e in laboratorio: la prima nel 2022, nell'ambito della progettazione preliminare, la seconda nel 2023, per la fase di progettazione definitiva.

In si riporta l'ubicazione planimetrica delle indagini in sito relative ad entrambe le campagne effettuate; per i dettagli si rimanda ai relativi elaborati indicati al par. 2.2.

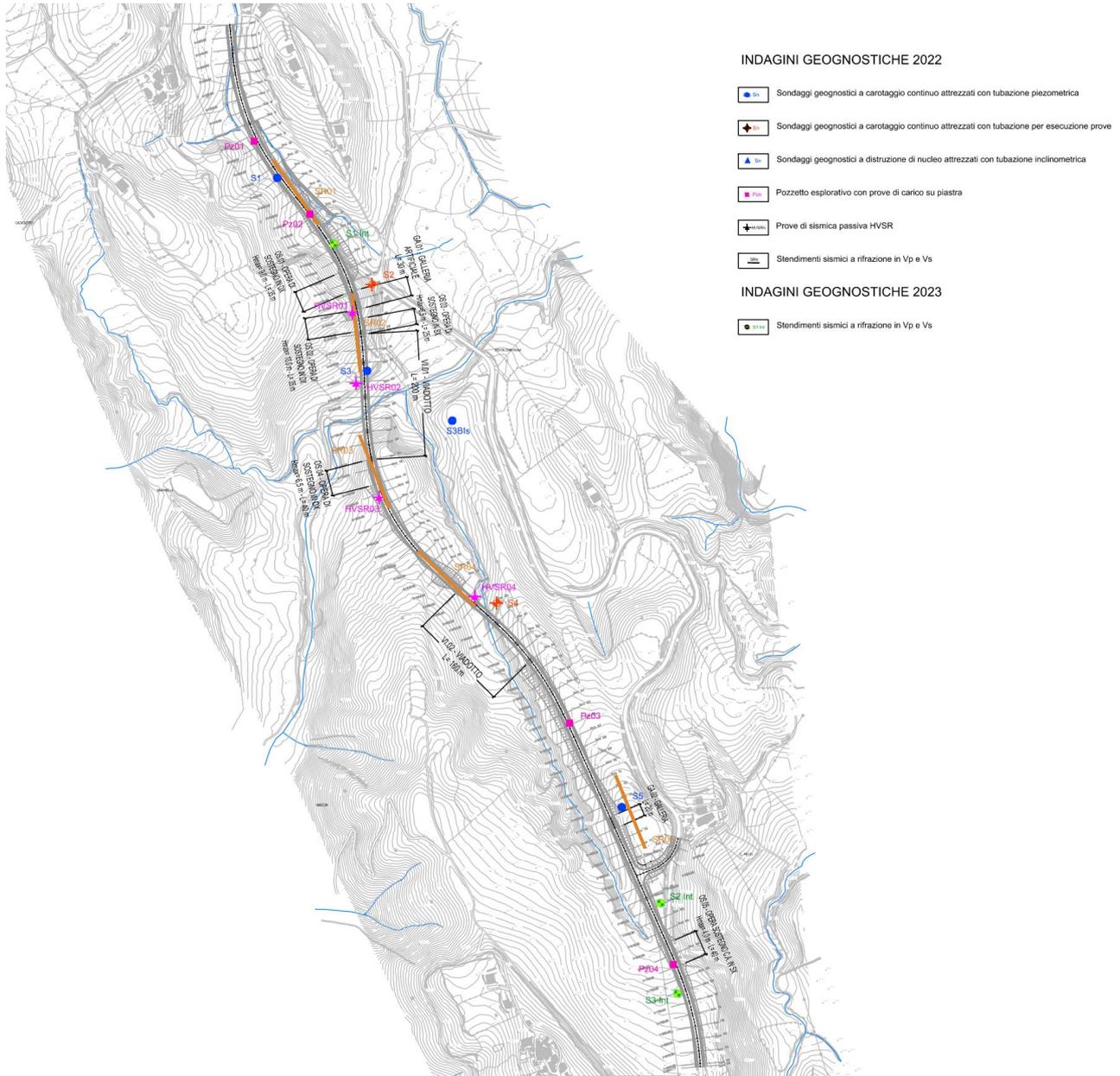


Figura 4-1 – Planimetria indagini eseguite.

4.1. CAMPAGNA DI INDAGINI DEL 2022

È una campagna geognostica eseguita dalla Opere speciali S.r.l., in sede di Progetto di Fattibilità Tecnico Economica; essa ha previsto le seguenti indagini:

- n. 6 sondaggi verticali a carotaggio continuo (S01÷S05 e S03bis) della profondità variabile dai 10 ai 40m da p.c. con esecuzione di prove SPT e prelievo di campioni da analizzare in laboratorio;
 - o installazione nel foro di sondaggio di n. 3 piezometri a tubo aperto;
 - o n. 2 indagini sismiche in foro di tipo Down Hole;
 - o Prelievo di campioni per l'esecuzione di prove di laboratorio.
- n. 4 pozzetti esplorativi;
 - o n. 8 prove di carico su piastra all'interno dei pozzetti esplorativi;
- n. 5 stendimenti sismici a rifrazione con elaborazione tomografica;
- n. 4 indagini sismiche passive HVSR;

4.1.1. SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO

La campagna geognostica del Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica ha previsto l'esecuzione di n°6 sondaggi a carotaggio continuo ciascuno in corrispondenza dell'area di interesse di opera d'arte maggiore o cadenzate lungo il tracciato di linea. Il quadro riassuntivo dei sondaggi effettuati sono riportati nella tabella seguente.

Si è definita la profondità delle perforazioni sulla base del tipo di opere previste, garantendo un'indagine del sottosuolo almeno pari alla profondità di rilevanza progettuale; essa è risultata variabile tra 10-40 m.

Tramite le perforazioni di sondaggio si è consentita non solo la ricostruzione del profilo stratigrafico, ma anche l'esecuzione di prove geotecniche in foro (Standard Penetration Test), e sono stati prelevati campioni indisturbati e litoidi o rimaneggiati per l'esecuzione di prove di laboratorio.

Sui sondaggi S02 e S04 sono state effettuate misure sismiche in foro tipo down-hole.

Inoltre, si sono installati piezometri a tubo aperto, per il rilievo del livello piezometrico delle acque sotterranee.

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei sondaggi eseguiti:

Tabella 4-1: Tabella riassuntiva dei sondaggi eseguiti nel 2022.

TABELLA RIASSUNTIVA SONDAGGI ESEGUITI						
SIGLA	PROFONDITA' M. DAL P.C.	CAMPIONI INDISTURBATI	CAMPIONI RIMANEGGIATI	N. SPT	INSTALLAZIONE STRUMENTAZIONE	PROFONDITA' STRUMENTAZIONE E dal P.C.
S 01	10,00	2	0	2	Piezometro T.A.	10,00
S 02	40,00	4	1	5	Predisposizione D.H.	40,00
S 03	35,00	4	0	2	Piezometro T.A.	35,00
S 03bis	15,00	4	0	5		
S 04	40,00	4	0	4	Predisposizione D.H.	40,00
S 05	15,00	2	0	3	Piezometro T.A.	15,00

4.1.1.1. Prove SPT

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle prove SPT eseguite nei fori di sondaggio:

Tabella 4-2: Tabella riassuntiva delle prove SPT eseguite nel 2022.

TABELLA PROVE S.P.T. ESEGUITE					
SONDAGGIO	SPT N.	DA METRI	A METRI	COLPI	TIPO PUNTA
S 01	1	2,00	2,45	2 - 3 - 3	APERTA
S 01	2	5,50	5,95	7 - 9 - 10	APERTA
S 02	1	2,60	3,05	15 - 20 - 24	APERTA
S 02	2	4,70	5,15	11 - 13 - 14	APERTA
S 02	3	7,40	7,60	22 - RIF	APERTA
S 02	4	9,40	9,85	7 - 9 - 18	APERTA
S 02	5	11,00	11,10	RIF	CHIUSA
S 03	1	2,30	2,65	12 - 23 - RIF	APERTA
S 03	2	4,50	4,59	RIF	CHIUSA
S 03bis	1	2,50	2,95	6 - 6 - 6	APERTA
S 03bis	2	5,50	5,95	7 - 9 - 10	APERTA
S 03bis	3	8,50	8,95	6 - 7 - 9	APERTA
S 03bis	4	11,50	11,86	27 - 29 - RIF	APERTA
S 03bis	5	13,00	13,10	RIF	CHIUSA
S 04	1	1,00	1,45	12 - 14 - 24	APERTA
S 04	2	2,30	2,50	24 - RIF	APERTA
S 04	3	4,40	4,45	RIF	APERTA
S 04	4	6,50	6,55	RIF	APERTA
S 05	1	2,30	2,75	15 - 21 - 36	APERTA
S 05	2	4,00	4,20	28 - RIF	APERTA
S 05	3	6,00	6,10	RIF	APERTA

4.1.1.2. Rilievo dei livelli di falda

Il rilevamento del livello di falda è stato effettuato grazie ai piezometri installati nei fori indagine dei sondaggi S1, S3 e S5.

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle letture piezometriche eseguite nel 2022

Tabella 4-3: Tabella riassuntiva delle letture piezometriche eseguite nel 2022.

TABELLA MISURE PIEZOMETRICHE (riferite al p.c.)					
Piezometro Sondaggio	DATA MISURA				
	03/10/22	07/10/22	24/10/22	27/10/22	09/11/22
S 01				2,28	2,51
S 03	4,83	4,91	4,95	5,00	4,98
S 05				12,43	12,61

4.1.2. POZZETTI ESPLORATIVI

Nel corso della campagna di indagini sono state eseguiti tramite escavatore meccanico n.4 scavi di pozzetti esplorativi spinti alla profondità di mt. 2 dal piano campagna.

All'interno di ogni scavo, alla profondità di mt 0,50 e 1,00, sono state eseguite le prove di carico su piastra PLT indicate nella tabella seguente.

Inoltre, durante l'esecuzione degli scavi, alla profondità di 0,50 e 1,50 mt dal p.c., sono stati prelevati campioni di terreno per l'esecuzione di prove di caratterizzazione ambientale "terre e rocce da scavo", consegnati al Laboratorio CIA Lab S.r.l. di Ascoli Piceno.

Tabella 4-4: Profondità delle prove di piastra dei pozzetti esplorativi.

TABELLA RIASSUNTIVA POZZETTI ESPLORATIVI					
POZZETTO	PROFONDITÀ	PROVE DI CARICO SU PIASTRA	PRELIEVO CAMPIONI (RIMANEGGIATI)	IMPRESA ESECUTRICE	DATA ESECUZIONE
(codice)	(m)	(n.)	(n.)	(-)	(-)
Pz01	2,0	2	1	Opere Speciali S.r.l.	27/10/2022
Pz02	2,0	2	1	Opere Speciali S.r.l.	27/10/2022
Pz03	2,0	2	1	Opere Speciali S.r.l.	27/10/2022
Pz04	2,0	2	1	Opere Speciali S.r.l.	27/10/2022

4.1.2.1. Prove di carico su piastra

Il modulo di deformazione M_d 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. Esso è determinato mediante prova di carico con piastra circolare ed è definito dalla relazione:

$$M_d = \frac{\Delta_p}{\Delta_s} \cdot D \text{ in } N/mm^2$$

In cui

Δ_p = incremento della pressione trasmessa da una piastra circolare rigida di diametro $D=300$ mm, espresso in N/mm^2 ;

Δ_s = corrispondente incremento di cedimento della superficie caricata, espresso in mm.

Secondo le istruzioni della CNR BU 146/92, la prova va eseguita con doppio ciclo di carico al fine di determinare:

- Con il primo ciclo di carico il modulo $M_d = \frac{\Delta_p}{\Delta_s}$ convenzionalmente indicativo della portanza (tale modulo, salvo le variazioni dell'unità di misura, è identico a quello determinabile con riferimento alla norma C.N.R. B.U. n. 9 del 1967, essendo rimasta invariata la procedura di esecuzione della prova);
- Con il secondo ciclo di carico $M'_d = \frac{\Delta'_p}{\Delta'_s}$ che consente di valutare, mediante il rapporto M_d/M'_d , il grado di costipamento dello strato in esame.

I moduli di deformazione M_d e M'_d , corrispondenti rispettivamente al primo ed al secondo ciclo di carico, vengono determinati applicando le formule sopra riportate, e nelle quali Δ_p e Δ'_s si fissano pari $0,1 N/mm^2$ e si scelgono normalmente i seguenti intervalli, al fine della determinazione dei corrispettivi Δ_s e Δ'_s :

- Per terreni di sottofondo e strati di rilevato: $\Delta_p = \Delta'_s$ compreso tra $0,05$ e $0,15 N/mm^2$;
- Per strati di fondazione: $\Delta_p = \Delta'_s$ compreso tra $0,15$ e $0,25 N/mm^2$;
- Per strati di base: $\Delta_p = \Delta'_s$ compreso tra $0,25$ e $0,35 N/mm^2$.

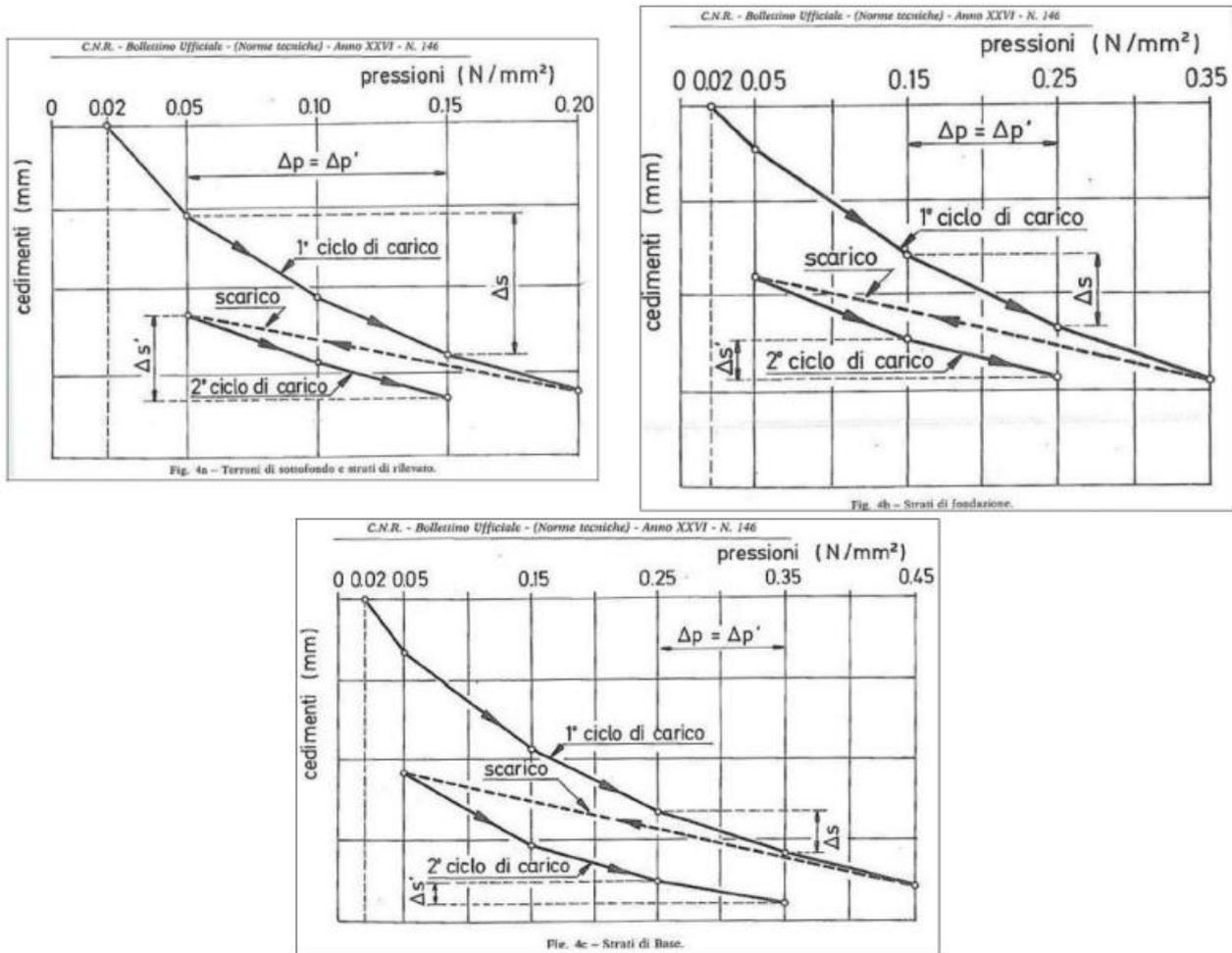


Figura 4-2: Curve pressioni-cedimenti di terreni di sottofondo, di strati di fondazione e di strati di base” (C.N.R. B.U. 146/92).

Le sequenze di carico adottate, al fine di ottenere il Modulo di Compressibilità M_d , sono rappresentate nella seguente tabella:

Terreno Testato	Sequenze di Carico	Intervallo di carico per il calcolo di M_d
	Primo Ciclo [kPa]	[kPa]
Terreni di sottofondo e strati di rilevato	20 - 50 - 100 - 150 - 200 - 0	50 - 150

Di norma Il modulo di deformazione M_d di primo ciclo, salvo diverse prescrizioni di progetto, dovrà risultare non inferiore a:

- 50 MPa nell'intervallo di carico compreso tra 0.15-0.25 N/mm² per il piano di posa della sovrastruttura;
- 30 MPa nell'intervallo di carico compreso tra 0.05-0.15 N/mm² quando la distanza del piano di posa del rilevato rispetto al piano di appoggio della pavimentazione è compreso tra 0.5 e 1.00 m;
- 20 MPa nell'intervallo di carico compreso tra 0.05-0.15 N/mm² quando la distanza del piano di posa del rilevato rispetto al piano di appoggio della pavimentazione è compreso tra 1.00 e 2.00 m;
- 15 MPa nell'intervallo di carico compreso tra 0.05-0.15 N/mm² quando la distanza del piano di posa del rilevato rispetto al piano di appoggio della pavimentazione è > di 2.00 m.

I risultati di base, in termini di modulo di deformazione di primo e di secondo ciclo, per le prove di carico su piastra eseguite nell'intervallo di carico compreso tra 0.05-0.15 N/mm², sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 4-5: Risultati prove di carico su piastra.

Pozzetti esplorativi - Prove di carico su piastra			
POZZETTO N.	Profondità Test (m s.p.c.)	Modulo di deformazione M [MPa]	
		1° ciclo	2° ciclo
Pz01-PLT1	0,50	11.03	-
Pz01-PLT2	1,00	13.04	-
Pz02-PLT1	0,50	9.23	-
Pz02-PLT2	1,00	10.17	-
Pz03-PLT1	0,50	55.56	-
Pz03-PLT2	1,00	176.46	-
Pz04-PLT1	0,50	61.22	-
Pz04-PLT2	1,00	120.0	-

4.1.3. INDAGINI GEOFISICHE

4.1.3.1. Prove sismiche in foro (down-hole)

Per la ricostruzione dei profili di velocità in onde Vp e Vs, la determinazione dei moduli dinamici dei materiali carotati, la determinazione del parametro Vseq o Vs30 ai sensi delle NTC 2018 e la definizione categoria sismica del suolo di fondazione, in corrispondenza dei sondaggi S02 ed S04 opportunamente attrezzati, sono state effettuate n. 2 specifiche prove sismiche in foro di tipo Down-Hole.

Tabella 4-6: Dettaglio delle misure sismiche in foro tipo down-hole

Sondaggio (codice)	Profondità (m)	Esecuzione down hole (m)	Impresa esecutrice (-)	Anno (-)
S02	40	40	Albanese Perforazioni srl	Novembre 2022
S04	40	40	Albanese Perforazioni srl	Novembre 2022

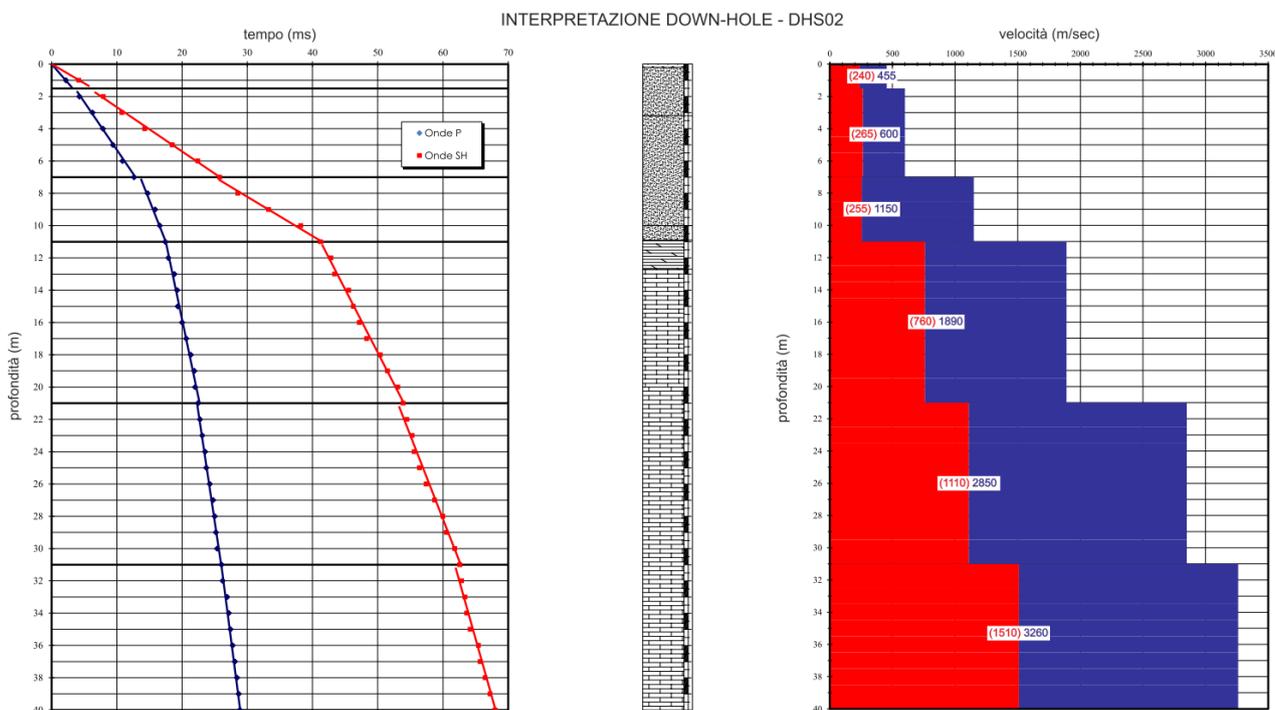
Down-Hole S02

La verticale d'indagine è stata suddivisa in base alle velocità di propagazione delle onde in sei intervalli riassunti nella tabella seguente:

Tabella 4-7: Sismostrati individuati DHS02

Livello	Profondità (m)	Velocità onde P (m/sec)	Velocità onde SH (m/sec)	Litologia
1	0,0-1,5	455	240	Terreno vegetale e sabbia giallo rossastra con rari detriti arenacei centimetrici.
2	1,5-7,0	600	265	Sabbia giallo rossastra con rari detriti arenacei centimetrici.
3	7,0-11,0	1150	255	Sabbia debolmente limosa grigio giallastra con lievi cenni di stratificazione.
4	11,0-21,0	1890	760	Arenaria grigia litoide alternata a rari strati decimetrici di marna grigia a tratti fratturata.
5	21,0-31,0	2850	1110	Arenaria grigia litoide alternata a rari strati decimetrici di marna grigia a tratti fratturata.
6	31,0-40,0	3260	1510	Arenaria grigia litoide alternata a rari strati decimetrici di marna grigia a tratti fratturata.

Le velocità sismiche calcolate risultano aumentare con la profondità sino alla massima profondità di investigazione.



La categoria di sottosuolo risultante, riferita al piano attuale di campagna, è “B” (V_{Seq} (m/s) = 376).

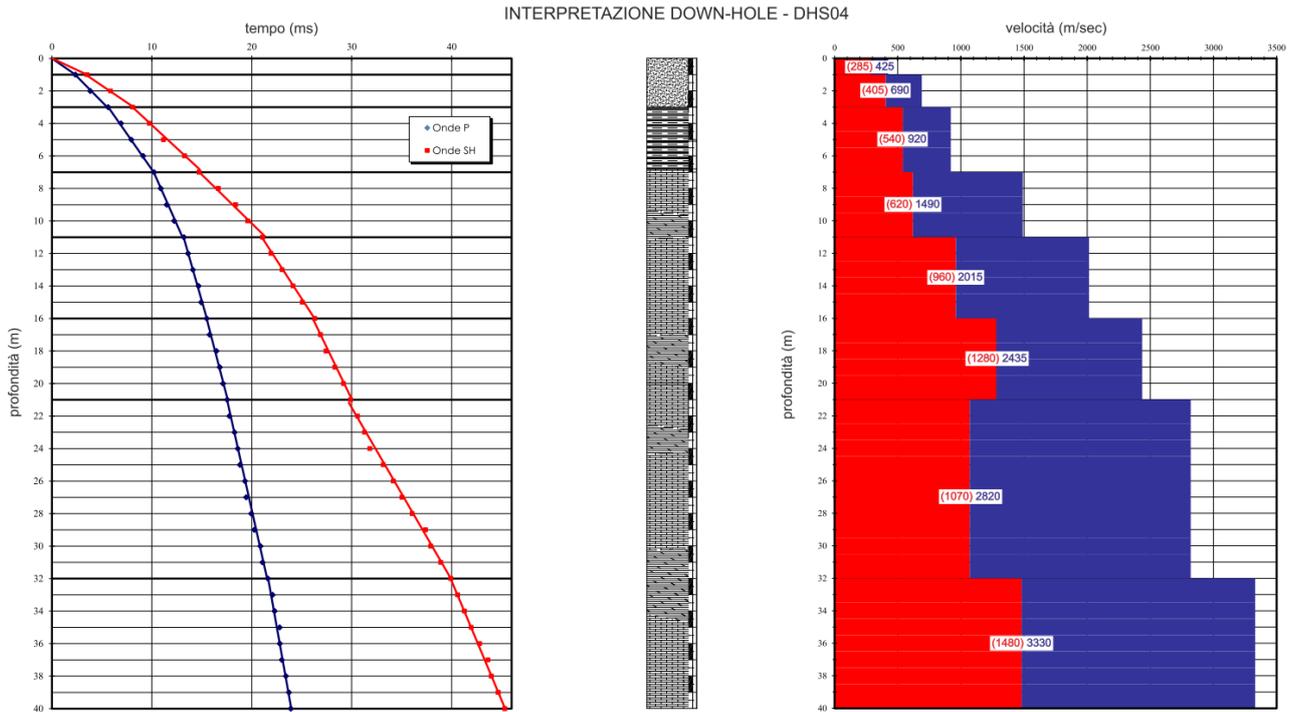
Down-Hole S04

La verticale d’indagine è stata suddivisa in base alle velocità di propagazione delle onde in otto intervalli riassunti nella tabella seguente:

Tabella 4-8: Sismostrati individuati DHS04

Livello	Profondità (m)	Velocità onde P (m/sec)	Velocità onde SH (m/sec)	Litologia
1	0,0-1,0	425	285	Sabbia limosa giallastra.
2	1,0-3,0	690	405	Sabbia limosa giallastra.
3	3,0-7,0	920	540	Argilla limosa debolmente sabbiosa nocciola.
4	7,0-11,0	1490	620	Alternanze di marna grigia e arenaria grigia. Materiale litoide a tratti fratturato.
5	11,0-16,0	2015	960	Alternanze di marna grigia e arenaria grigia. Materiale litoide a tratti fratturato.
6	16,0-21,0	2435	1280	Alternanze di marna grigia e arenaria grigia. Materiale litoide a tratti fratturato.
7	21,0-32,0	2820	1070	Alternanze di marna grigia e arenaria grigia. Materiale litoide a tratti fratturato.
8	32,0-40,0	3330	1480	Alternanze di marna grigia e arenaria grigia. Materiale litoide a tratti fratturato.

l’interpretazione della prova DHS4, ha evidenziato una inversione di velocità (visibile solamente dalle onde Sh) in corrispondenza dell’intervallo 21,0- 32,0 m da p.c.; le velocità scendono da 1280 a 1070 m/sec.



La categoria di sottosuolo risultante, riferita al piano attuale di campagna, è “B” (V_{Seq} (m/s) = 493).

4.1.3.2. Misure di rumore sismico ambientale (metodo HVSR)

La tecnica a stazione singola passiva H/V, anche detta HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio), permette di stimare l’amplificazione sismica di un terreno attraverso il rapporto tra la componente spettrale orizzontale e quella verticale.

Nello specifico, tale metodo si basa sulla misurazione ed analisi del rumore sismico ambientale nell’intervallo di frequenze d’interesse ingegneristico (0÷20 Hz, corrispondente alle frequenze dei modi di vibrare della maggior parte delle strutture) ed ha il vantaggio di permettere di indagare la risonanza di un terreno (o di un edificio) sollecitato dal solo microtremore, di origine ambientali e/o antropico (vento, traffico ecc.), anche in assenza di un terremoto.

In un sistema costituito da uno strato tenero (es. coperture) + semispazio rigido (es. bedrock), un’onda tenderà a rimanere intrappolata nello strato tenero per riflessioni multiple (alla superficie libera, di nuovo al bedrock ecc.) dando luogo a fenomeni di risonanza per lunghezze d’onda incidenti [$\lambda = n * 4 * H$]. Le frequenze a cui si manifestano le risonanze sono descritte dalla legge:

$$f_{Hz} = n * \frac{V_s}{4H}$$

Dove:

n = ordine del modo di vibrare (fondamentale per n=1);

V_s = velocità delle onde di taglio nello strato che risuona;

H = spessore dello strato di riferimento.

Nella maggior parte delle situazioni, a causa dell’attenuazione indotta dalle coperture, il solo modo visibile è il fondamentale.

L’Equazione permette di comprendere come la tecnica H/V possa fornire indicazioni di carattere stratigrafico: a partire da una misura di microtremore che fornisce un valore di frequenza “f”, nota la “ V_s ” delle coperture, si può infatti stimare la profondità dei riflettori sismici principali o viceversa.

Di seguito sono riportate le Frequenze fondamentali di risonanza e relativa Ampiezza (F_0 ed A_0), delle indagini eseguite, nell'intervallo di campionamento d'interesse ingegneristico tra 0 Hz e 20 Hz ed Ampiezza superiore a 1, ricordando che la frequenza di risonanza fondamentale è quella relativa alla frequenza più bassa.

Tabella 4-9 Misure HVSR eseguite

Indagine n.	F_0	A_0
HVSR01	4.06 Hz	3.48
HVSR02	14.0 Hz	5.35
HVSR03	4.55 Hz	3.0
HVSR05	4.47 Hz	4.05

I dati d'indagine geofisica HVSR, ove possibile, sono stati correlati con i dati provenienti dai sondaggi geognostici eseguiti nel sito di progetto, ai fini di caratterizzare il profilo stratigrafico del suolo di fondazione e categorizzare le relative Vs.

4.1.3.1. Indagini sismiche a rifrazione in onda P e in onda S

Nella totalità sono stati realizzati n.5 profili sismici a rifrazione; La seguente tabella sintetizza, per ogni stesa, le principali informazioni:

Tabella 4-10: Riepilogo indagini sismiche a rifrazione.

n°	Indagine	Lunghezza	geofoni	Shot	Data
(-)	(-)	(m)	(n°)	(n°)	(-)
1	Sr01	120	24	9	05/10/2022
2	Sr02	120	24	9	05/10/2022
3	Sr03	120	24	9	05/10/2022
4	Sr04	120	24	9	05/10/2022
5	Sr05	120	24	9	05/10/2022

Il metodo sismico a rifrazione si basa sulla misura dei tempi di percorso delle onde sismiche di volume (P e S) dirette e rifratte che, partendo in un istante noto da una sorgente artificiale di posizione nota, arrivano ai diversi geofoni (sensori collocati a distanze note dalla sorgente). Le onde dirette sono quelle che si propagano direttamente dalla sorgente ai geofoni, senza scendere in profondità, invece, le onde rifratte sono quelle che, dopo essere penetrate in profondità nel sottosuolo, incontrano un rifratte (superficie di aumento brusco della velocità di propagazione) e vengono da esso trasmesse in superficie (a causa del fenomeno dell'incidenza critica dei raggi sismici).

Pertanto, i dati ricavati da tale tipo di indagine consentono la definizione di un modello bidimensionale del sottosuolo. Utilizzando le distanze tra il punto di scoppio e i vari geofoni e i tempi di arrivo del segnale sismico, si ricavano delle curve tempo-distanza (dromocrone).

Dalle dromocrone dei primi arrivi (curve che rappresentano la variazione del tempo di percorso in funzione della distanza sorgente - geofono) si risale al modello di velocità sismica del sottosuolo, fino alla base del rifratte più profondo individuato (poiché i raggi sismici che scendono a profondità superiori non ritornano in superficie nei punti in cui sono collocati i geofoni).

Le sezioni sismiche a rifrazione hanno permesso la ricostruzione delle geometrie e dei rapporti stratigrafici bidimensionali fra le differenti unità sismiche definite sulla base dei valori di velocità sismica V_p e V_s . I valori di velocità sismica sono espressi in m/s.

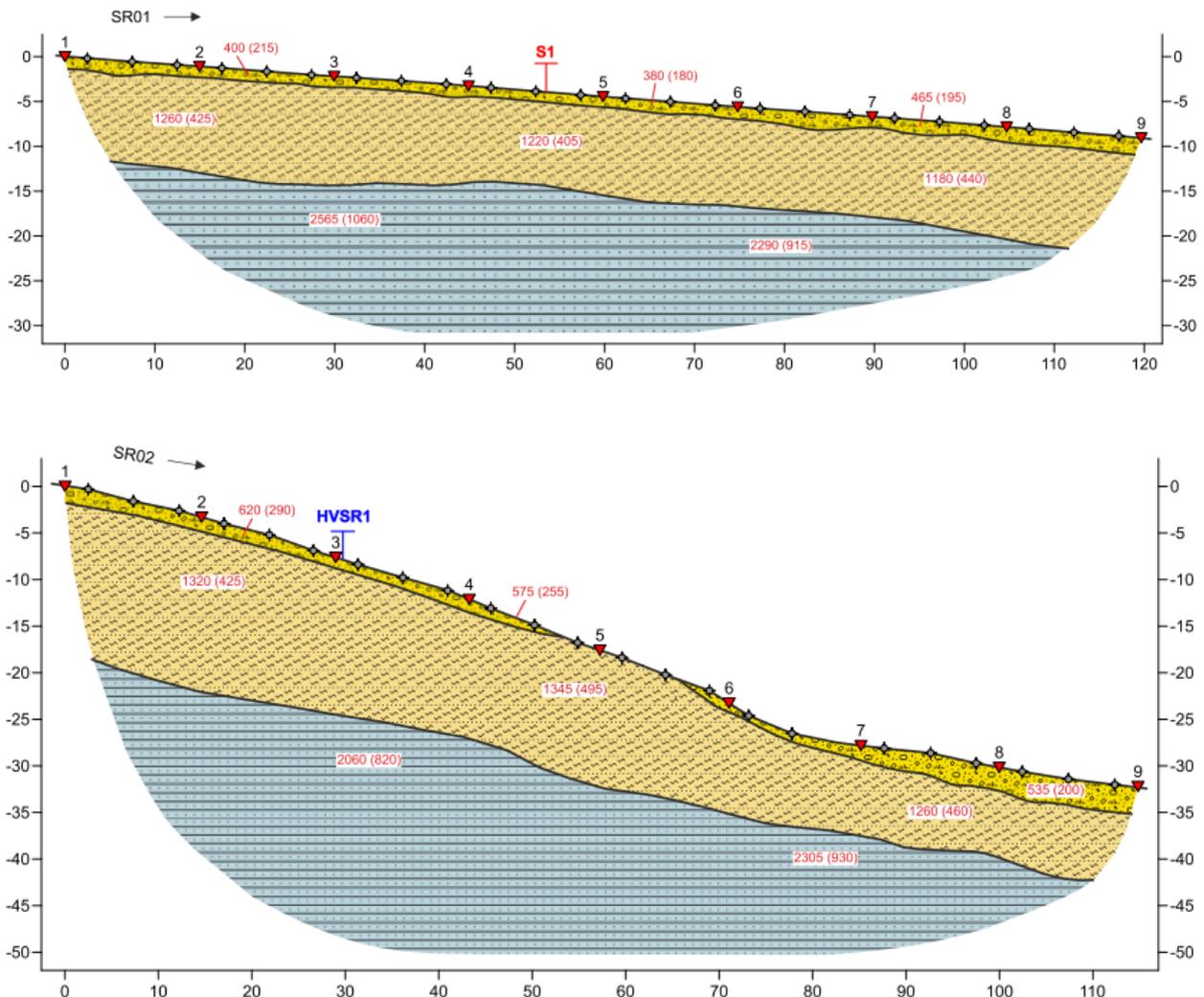
I materiali investigati sono stati suddivisi in 3 principali sismostrati individuati fino alla profondità massima di esplorazione ottenuta pari a circa 25-30 m e possono essere così riassunti (a partire dalla superficie):

- il primo intervallo caratterizzato da velocità medie delle onde P variabili tra 380-720 m/sec e velocità delle onde SH di 180-390 m/sec, presenta spessori minimi attorno ai 1,0-2,0 m e

massimi (rilevati nella stesa SR04) nell'ordine di 6,0-7,0 m. Tale orizzonte è costituito da terreno di riporto o vegetale e depositi di copertura superficiali di basse velocità sismiche;

- il secondo sismostrato è caratterizzato da valori di velocità delle onde di compressione di 1180-1790 m/sec e velocità delle onde di taglio intorno ai 405-650 m/sec; solamente la stesa SR04, mostra valori medi di velocità in questo intervallo decisamente inferiori (600-765 m/sec per le onde P e 300-355 m/sec per le onde Sh). Lo spessore risulta variabile, con minimi attorno ai 4,0-5,0 metri (riscontrati all'inizio delle stese SR03 e SR04) e massimi di 15,0-16,0 metri, rilevati rispettivamente nella porzione iniziale della linea SR02 ed in quella terminale della stesa SR04. La litologia risulta ascrivibile alla presenza di depositi costituiti da sabbie addensate e/o arenaria fine a tratti poco cementata o fortemente alterata;
- il terzo ed ultimo sismostrato è caratterizzato da valori di velocità delle onde di compressione comprese in un range di 2060-2565 m/sec e velocità delle onde di taglio di 820-1065 m/sec; solamente nelle stese SR03 e SR04, si rilevano velocità medie decisamente superiori con valori nell'intorno di 3400- 3650 m/sec (onde P) e 1250-1500 m/sec (onde Sh). L'attribuzione litologica risulta riconducibile a terreni del substrato geologico, costituito da alternanza di arenaria e marna grigia a tratti fratturata con stratificazione subverticale.

SEZIONI SISMOSTRATIGRAFICHE INTERPRETATIVE



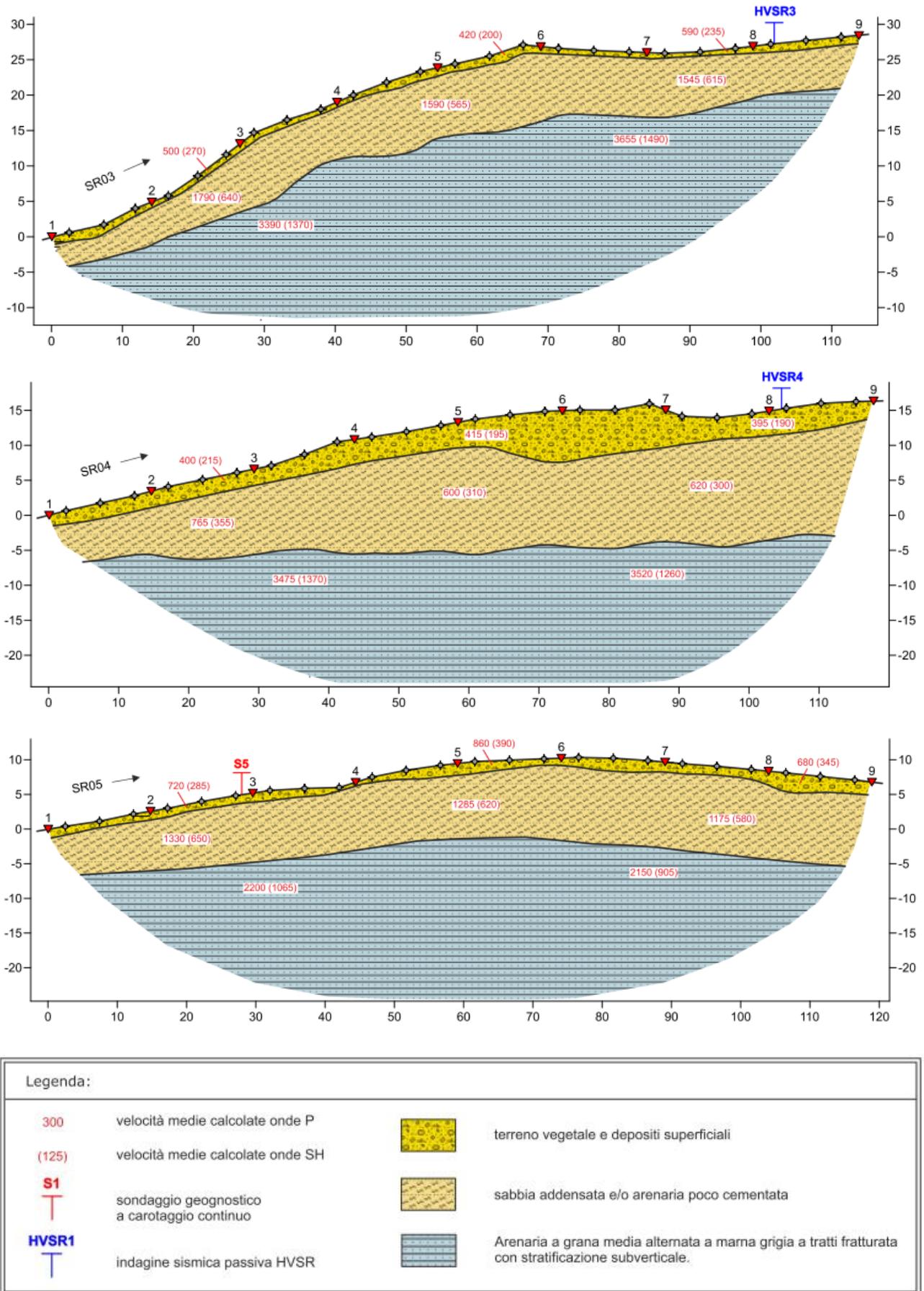


Figura 4-3: Elaborazioni tomografie sismiche – Sezioni sismostratigrafiche interpretative.

4.1.4. PROVE DI LABORATORIO

Per ogni verticale di indagine sono stati prelevati numerosi campioni, perlopiù indisturbati e litoidi poi avviati al laboratorio.

Il riepilogo delle tipologie e quantità di prove eseguite per la determinazione delle proprietà indice (apertura campione, misura del contenuto d'acqua, misura del peso dell'unità di volume, misura del peso specifico dei grani, granulometrie, limiti di Atterberg) e dei parametri di resistenza e deformabilità sono riportati rispettivamente nelle tabelle seguenti.

Tabella 4-11 Prove di laboratorio per determinazione proprietà indice su campioni prelevati da carotaggi.

Sondaggio	Prelievo Campioni				Apertura Campione	Umidità Naturale (W _n)	Peso di Volume Naturale	Peso Specifico dei Grani	Granulometria		Limiti di Atterberg	Massa volumica reale e apparente e della porosità
	Indisturbati		Litoide/Rimaneggiato						Vagliatura	Aerometrie		
(codice)	(codice)	(profondità)	(codice)	(profondità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)	
S01pz	C.I.1	h 1,50/2,00	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.2	h 5,00/5,50	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
S02dh	C.I.1	h 2,30/2,60	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.2	h 4,20/4,70	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.3	h 7,00/7,40	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.4	h 9,00/9,40	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	-	-	C.L.1	h 14,20/14,70	-	-	-	-	-	-	-	-
S03pz	C.I.1	h 2,00/2,30	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	-	-	C.L.1	h 5,00/5,50	-	-	-	-	-	-	-	1
	-	-	C.L.2	h 8,00/8,50	-	-	-	-	-	-	-	1
	-	-	C.L.3	h 11,00/11,40	-	-	-	-	-	-	-	1
S04dh	C.I.1	h 2,00/2,30	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.2	h 4,00/4,40	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	-	-	C.L.1	h 12,00/12,50	-	-	-	-	-	-	-	1
	-	-	C.L.2	h 15,00/15,50	-	-	-	-	-	-	-	1
S05pz	C.I.1	h 2,00/2,30	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.2	h 5,00/5,30	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-

Tabella 4-12 Prove di laboratorio per determinazione dei parametri di resistenza a taglio e deformabilità su campioni prelevati da carotaggi.

Sondaggio	Prelievo Campioni				Prova edometrica	Prova di Taglio Diretto	Prove Triassiali		Espansione Laterale Libera	Prova di compressione unassiale
	Indisturbati		Litoide/Rimaneggiato		PE	TD	CU	UU	ELL	UNI
(codice)	(codice)	(profondità)	(codice)	(profondità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)
S01pz	C.I.1	h 1,50/2,00	-	-	1	-	-	-	-	-
	C.I.2	h 5,00/5,50	-	-	-	1	-	-	-	-
S02dh	C.I.1	h 2,30/2,60	-	-	-	-	-	-	-	-
	C.I.2	h 4,20/4,70	-	-	-	1	-	-	-	-
	C.I.3	h 7,00/7,40	-	-	-	1	-	-	-	-
	C.I.4	h 9,00/9,40	-	-	-	1	-	-	-	-
	-	-	C.L.1	h 14,20/14,70	-	-	-	-	-	-
S03pz	C.I.1	h 2,00/2,30	-	-	-	1	-	-	-	-
	-	-	C.L.1	h 5,00/5,50	-	-	-	-	-	1
	-	-	C.L.2	h 8,00/8,50	-	-	-	-	-	1
	-	-	C.L.3	h 11,00/11,40	-	-	-	-	-	1
S04dh	C.I.1	h 2,00/2,30	-	-	1	-	-	-	-	-
	C.I.2	h 4,00/4,40	-	-	-	-	1	-	-	-
	-	-	C.L.1	h 12,00/12,50	-	-	-	-	-	1
	-	-	C.L.2	h 15,00/15,50	-	-	-	-	-	1
S05pz	C.I.1	h 2,00/2,30	-	-	-	-	-	-	1	-
	C.I.2	h 5,00/5,30	-	-	-	-	-	-	-	-

Di seguito si riportano i risultati ottenuti:

Tabella 4-13: Risultati prove di laboratorio per determinazione proprietà indice su campioni prelevati da carotaggi.

SONDAGGIO	CAMPIONE	profondità		umidità	peso di volume	granulometria (agi)				Limiti di atterberg		I _c
		da (m)	a (m)	W%	G _n	G %	S %	L %	A %	LL %	IP %	
S01	C.I.1	1.5	2.0	19.7	19.9	0.5	49.5	35.1	14.9			
S01	C.I.2	5.0	5.5	26.1	17.4	1.9	61.4	14.3	22.4			
S02	C.I.1	2.3	2.6	6.7	17.9	0.1	70.4	19.6	9.9			
S02	C.I.2	4.2	4.7	12.2	15.7	0.2	57.9	31.2	10.7			
S02	C.I.3	7.0	7.4	17.2	19.1	6.5	76.4	13.0	4.1			
S02	C.I.4	9.0	9.4	18.9	20.0	0.8	69.6	20.2	9.4			
S02	C.R.5/OSP21	14.2	14.7		22.7							
S03	C.I.1	2.0	2.3	9.6	15.9	0.1	70.8	21.8	7.3			
S03	C.I.2/OSP32	5.0	5.5		22.6							
S03	C.I.3/OSP33	8.0	8.5		22.9							
S03	C.I.4/OSP34	11.0	11.4		22.7							
S04	C.I.1	2.0	2.3	16.0	17.1	26.3	4.4	46.3	23.0	32.4	12.2	1.3
S04	C.I.2	4.0	4.4	18.0	17.0	10.8	6.4	59.7	23.1	36.3	15.5	1.2
S04	C.I.3/OSP43	12.0	12.5		23.4							
S04	C.I.4/OSP44	15.0	15.5		23.4							
S05	C.I.1	2.0	2.3	13.7	14.9	0.1	0.7	63.8	35.4	37.2	13.7	1.4
S05	C.I.2	5.0	5.3	17.0	17.5		1.9	69.7	28.5	39.0	20.4	1.1

Tabella 4-14: Risultati prove di laboratorio per determinazione dei parametri di resistenza a taglio e deformabilità su campioni prelevati da carotaggi.

SONDAGGIO	CAMPIONE	prof	prof	Prova triassiale - UU	Espansione Laterale Libera	Prova triassiale - CD / CU		Prova di taglio diretto - CD		Tilt test	Resistenza a compressione monoassiale	deformabilità			
		m	m	Cu (Kpa)	Cu (Kpa)	c' (Kpa)	phi' (°)	c' (Kpa)	phi' (°)	φ ₀	σ _c (Kpa)	CR	SR	Ed edo carico Lit [MPa]	
S01	C.I.1	1.50	2.00												5.3
S01	C.I.2	5.00	5.50					4.0	31.9						
S02	C.I.1	2.30	2.60												
S02	C.I.2	4.20	4.70					12.7	33.9						
S02	C.I.3	7.00	7.40					2.0	31.4						
S02	C.I.4	9.00	9.40					3.0	29.6						
S02	C.R.5/OSP21	14.20	14.70								8430.0				
S03	C.I.1	2.00	2.30					9.0	28.9						
S03	C.I.2/OSP32	5.00	5.50								3180.0				
S03	C.I.3/OSP33	8.00	8.50								11690.0				
S03	C.I.4/OSP34	11.00	11.40								8510.0				
S04	C.I.1	2.00	2.30												1401.0
S04	C.I.2	4.00	4.40			2.6	26.5								
S04	C.I.3/OSP43	12.00	12.50								8560.0				
S04	C.I.4/OSP44	15.00	15.50								13270.0				
S05	C.I.1	2.00	2.30		19.7						39.5				
S05	C.I.2	5.00	5.30												

4.2. CAMPAGNA DI INDAGINI DEL 2023

È una campagna geognostica eseguita dalla Opere speciali S.r.l., in sede di Progetto definitiva; essa ha previsto le seguenti indagini:

- n. 3 sondaggi verticali a carotaggio continuo (S01int, S02int e S03int) della profondità di 30m da p.c. con esecuzione di prove SPT e prelievo di campioni da analizzare in laboratorio.

4.2.1. SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO

La campagna geognostica del Progetto Definitivo ha previsto l'esecuzione di n°3 sondaggi a carotaggio continuo. Il quadro riassuntivo dei sondaggi effettuati sono riportati nella tabella seguente.

Si è definita la profondità delle perforazioni sulla base del tipo di opere previste; essa è risultata variabile tra 20 m.

Tramite le perforazioni di sondaggio si è consentita non solo la ricostruzione del profilo stratigrafico, ma anche l'esecuzione di prove geotecniche in foro (Standard Penetration Test), e sono stati prelevati campioni indisturbati e litoidi o rimaneggiati per l'esecuzione di prove di laboratorio.

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei sondaggi eseguiti:

TABELLA RIASSUNTIVA SONDAGGI ESEGUITI						
SIGLA	PROFONDITA' M. DAL P.C.	CAMPIONI INDISTURBATI	CAMPIONI RIMANEGGIATI	N. SPT	INSTALLAZIONE STRUMENTAZIONE	PROFONDITA' STRUMENTAZIONE dal P.C.
S lint	20,00	3	1	6		
S 2int	20,00	1	4	5		
S 3int	20,00	1	4	6		

Figura 4-4: Tabella riassuntiva dei sondaggi eseguiti nel 2023.

4.2.1.1. Prove SPT

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle prove SPT eseguite nei fori di sondaggio:

TABELLA PROVE S.P.T. ESEGUITE					
SONDAGGIO	SPT N.	DA METRI	A METRI	COLPI	TIPO PUNTA
S lint	1	2,50	2,95	2 - 4 - 5	APERTA
S lint	2	5,00	5,45	1 - 1 - 1	APERTA
S lint	3	7,50	7,95	1 - 2 - 1	APERTA
S lint	4	10,00	10,05	RIF	APERTA
S lint	5	12,50	12,60	RIF	APERTA
S lint	6	15,00	15,05	RIF	CHIUSA
S 2int	1	2,50	2,60	RIF	APERTA
S 2int	2	5,00	5,05	RIF	APERTA
S 2int	3	7,50	7,59	RIF	CHIUSA
S 2int	4	10,00	10,05	RIF	CHIUSA
S 2int	5	12,50	12,54	RIF	CHIUSA
S 3int	1	2,30	2,75	5 - 6 - 7	APERTA
S 3int	2	5,00	5,06	RIF	APERTA
S 3int	3	7,50	7,57	RIF	CHIUSA
S 3int	4	10,00	10,05	RIF	CHIUSA
S 3int	5	12,50	12,53	RIF	CHIUSA
S 3int	6	15,00	15,05	RIF	CHIUSA

Figura 4-5: Tabella riassuntiva delle prove SPT eseguite nel 2023.

4.2.1. PROVE DI LABORATORIO

Per ogni verticale di indagine sono stati prelevati numerosi campioni, perlopiù indisturbati e litoidi poi avviati al laboratorio.

Il riepilogo delle tipologie e quantità di prove eseguite per la determinazione delle proprietà indice (apertura campione, misura del contenuto d'acqua, misura del peso dell'unità di volume, misura del peso specifico dei grani, granulometrie, limiti di Atterberg) e dei parametri di resistenza e deformabilità sono riportati rispettivamente nelle tabelle seguenti.

Tabella 4-15 Prove di laboratorio per determinazione proprietà indice su campioni prelevati da carotaggi.

Sondaggio	Prelievo Campioni				Apertura Campione	Umidità Naturale (W _n)	Peso di Volume Naturale	Peso Specifico dei Grani	Granulometria		Limiti di Atterberg	Massa volumica reale e apparente e della porosità
	Indisturbati		Litoide/Rimaneggiato						Vagliatura	Aerometrie		
S1 int	C.I.1	h 2,00/2,50	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.2	h 4,00/4,50	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.3	h 9,50/10,00	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.4	h 17,00/17,50	-	-	1	1	1	-	-	-	-	-
S2 int	C.I.1	h 2,00/2,50	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.2	h 6,50/6,80	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.3	h 9,00/9,30	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.4	h 17,00/17,40	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.5	h 18,70/19,00	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
S3 int	C.I.1	h 2,00/2,30	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.2	h 6,50/6,70	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.3	h 9,70/10,00	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.4	h 14,70/15,00	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-
	C.I.5	h 18,70/19,00	-	-	1	1	1	1	1	1	1	-

Tabella 4-16: Prove di laboratorio per determinazione dei parametri di resistenza a taglio e deformabilità su campioni prelevati da carotaggi.

Sondaggio	Prelievo Campioni				Prova edometrica	Prova di Taglio Diretto	Prove Triassiali		Espansione Laterale Libera	Prova di compressione unassiale
	Indisturbati		Litoide/Rimaneggiato		PE	TD	CU	UU	ELL	UNI
S1 int	C.I.1	h 2,00/2,50	-	-	1	1	-	1	-	-
	C.I.2	h 4,00/4,50	-	-	1	1	-	1	-	-
	C.I.3	h 9,50/10,00	-	-	1	1	-	1	-	-
	C.I.4	h 17,00/17,50	-	-	-	1	-	-	1	-
S2 int	C.I.1	h 2,00/2,50	-	-	1	1	-	1	-	-
	C.I.2	h 6,50/6,80	-	-	1	1	-	-	-	1
	C.I.3	h 9,00/9,30	-	-	-	1	-	-	1	-
	C.I.4	h 17,00/17,40	-	-	-	1	-	-	1	-
	C.I.5	h 18,70/19,00	-	-	-	1	-	-	1	-
S3 int	C.I.1	h 2,00/2,30	-	-	1	1	-	1	-	-
	C.I.2	h 6,50/6,70	-	-	1	1	-	-	-	1
	C.I.3	h 9,70/10,00	-	-	1	1	-	-	-	1
	C.I.4	h 14,70/15,00	-	-	-	1	-	-	-	1
	C.I.5	h 18,70/19,00	-	-	-	1	-	-	-	1

Tabella 4-17: Risultati prove di laboratorio per determinazione proprietà indice su campioni prelevati da carotaggi.

SONDAGGIO	CAMPIONE	profondità		umidità	peso di volume	granulometria (agi)				Limiti di atterberg		I _c
		da (m)	a (m)	W%	G _n	G %	S %	L %	A %	LL %	IP %	
S1int	C.I.1	2.0	2.5	18.3	20.1		71.8	21.7	6.5	22.2	3.8	1.0
S1int	C.I.2	4.0	4.5	20.8	21.6		69.3	26.3	4.4	22.4	2.2	0.7
S1int	C.I.3	9.5	10.0	19.7	22.2		71.9	24.6	3.5	23.1	2.9	1.2
S1int	C.I.4	17.0	17.5	7.5	24.2							
S2int	C.I.1	2.0	2.5	19.9	21.1		39.9	52.6	7.5	22.9	2.6	1.2
S2int	C.I.2	6.5	6.8	8.7	23.3		81.2	12.8	6.0	25.3	1.8	9.4
S2int	C.I.3	9.0	9.3	8.4	23.6		81.0	15.1	3.9	25.3	3.7	4.6
S2int	C.I.4	17.0	17.4	5.4	24.8		83.4	12.5	4.1	22.5	4.0	4.3
S2int	C.I.5	18.7	19.0	9.3	24.9		71.4	21.3	7.3	25.3	3.7	4.4
S3int	C.I.1	2.0	2.3	13.9	20.0		74.0	23.1	2.8	22.4	3.4	2.5
S3int	C.I.2	6.5	6.7	11.9	23.2		59.9	33.5	6.6	24.9	3.0	4.3
S3int	C.I.3	9.7	10.0	10.2	23.5		73.9	19.9	6.3	22.9	2.2	5.9
S3int	C.I.4	14.7	15.0	8.5	24.7		81.7	14.1	4.2	24.5	2.5	6.4
S3int	C.I.5	18.7	19.0	8.1	25.2		70.6	26.7	2.7	23.0	3.2	4.6

Tabella 4-18: Risultati prove di laboratorio per determinazione dei parametri di resistenza a taglio e deformabilità su campioni prelevati da carotaggi.

SONDAGGIO	CAMPIONE	prof	prof	Prova triassiale - UU	Espansione Laterale Libera	Prova triassiale - CD / CU	Prova di taglio diretto - CD		Tilt test	Resistenza a compressione monoassiale	deformabilità		
		m	m	Cu (Kpa)	Cu (Kpa)	c' (Kpa)	phi' (°)	c' (Kpa)	phi' (°)	φ ₀	σ _c (KPa)	CR	SR
S1int	C.I.1	2.00	2.50	51.0			3.0	31.2			0.100	0.008	5.3
S1int	C.I.2	4.00	4.50	38.0			5.0	30.1			0.076	0.005	6.1
S1int	C.I.3	9.50	10.00	70.0			4.0	32.4			0.075	0.007	4.2
S1int	C.I.4	17.00	17.50		1384.0		179.0	38.5	40.6	2768.0			
S2int	C.I.1	2.00	2.50	43.0			2.0	31.6			0.066	0.020	5.9
S2int	C.I.2	6.50	6.80		193.0		10.0	37.2		386.0	0.046	0.006	16666.7
S2int	C.I.3	9.00	9.30		229.5		43.0	35.7		459.0			
S2int	C.I.4	17.00	17.40		1087.0		157.0	36.1		2174.0			
S2int	C.I.5	18.70	19.00		867.0		109.0	37.8		1734.0			
S3int	C.I.1	2.00	2.30	112.0			3.0	33.8			0.097	0.009	9.1
S3int	C.I.2	6.50	6.70		174.5		9.0	36.5		349.0	0.049	0.010	14814.8
S3int	C.I.3	9.70	10.00		204.0		13.0	35.9		408.0	0.083	0.004	17777.8
S3int	C.I.4	14.70	15.00		475.5		34.0	37.9		951.0			
S3int	C.I.5	18.70	19.00		635.5		107.0	37.6		1271.0			

5. UNITÀ GEOTECNICHE

Nel seguito si riporta la definizione del modello geotecnico di sottosuolo. Tale modello è stato definito considerando gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici e geomorfologici individuati negli elaborati specifici. Sono stati, inoltre, analizzati tutti i dati disponibili (risultati delle indagini in sito, prove di laboratorio, rilievo della falda) per la definizione delle unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, del regime delle pressioni interstiziali e dei valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Dal punto di vista delle caratteristiche fisico-meccaniche delle unità riscontrate si osserva una certa uniformità nei risultati delle prove. Nel modello geotecnico di riferimento si possono individuare 5 unità geotecniche:

- **Depositi continentali (Unità SL):** sono depositi continentali associabili a depositi eluvio-colluviali costituiti da sabbie, sabbie limose, limi sabbiosi e limi argillosi che sono stati a loro volta suddivisi in base al grado di addensamento in:
 - o Unità SL1: sabbie e sabbie limose scarsamente addensate;
 - o Unità SL2: sabbie e sabbie limose poco addensate;
 - o Unità SL3: sabbie addensate.

- **Substrato roccioso (R):** appartenente alla Formazione della Laga prevalentemente arenaceo e pelitico arenaceo costituito da arenaria con grado di cementazione variabile. Si presenta in superficie più fratturato e viene suddiviso in:
 - o Unità R-alt: arenaria da fratturata a molto fratturata
 - o Unità R: arenaria maggiormente competente.

Per maggiori dettagli si rimanda al profilo geotecnico T00GE00GETFG01A.

I valori dei parametri fisici e meccanici, in termini caratteristici, sono discussi di seguito per ciascuna unità geotecnica e riassunti nel capitolo 9.

6. INDICAZIONI SULLA FALDA

Per le caratteristiche idrogeologiche generali dell'area in esame si rimanda alla relazione geologica T00GE00GEORE01A.

Per quanto concerne i livelli di falda, si riportano i livelli individuati in sede di perforazione dei sondaggi:

Tabella 6-1: Tabella riassuntiva livelli di falda in sede di perforazione

Sondaggio	Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Soggiacenza (m da p.c.)
S3	29/09/22	03/10/22	4,83
S1-int	10/07/23	10/07/23	5,50

Le misure del livello di falda sono state effettuate grazie ai piezometri installati nei fori indagine dei sondaggi S1, S3 e S5.

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle letture piezometriche eseguite nel 2022.

Tabella 6-2: Tabella riassuntiva delle letture piezometriche eseguite nel 2022.

TABELLA MISURE PIEZOMETRICHE (riferite al p.c.)					
Piezometro Sondaggio	DATA MISURA				
	03/10/22	07/10/22	24/10/22	27/10/22	09/11/22
S 01				2,28	2,51
S 03	4,83	4,91	4,95	5,00	4,98
S 05				12,43	12,61

Nei tratti nei quali non è stata rilevata la falda, per assenza di piezometri o per assenza di misurazioni nei fori di sondaggio, il livello di falda è stato ipotizzato all'interfaccia dello strato litoide fratturato. Non si possono escludere oscillazioni piezometriche superiori a quelle ipotizzate.

7. CRITERI E CORRELAZIONI IMPIEGATE PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geologico-tecnica delle unità geotecniche individuate si basa sulle prove geotecniche in sito e laboratorio realizzate nelle varie campagne geognostiche, in sintesi:

- Sondaggi geognostici con prelievo di campioni indisturbati, litoidi/ rimaneggiati;
- Prove di laboratorio eseguite sui campioni;
- Prove speditive sui sondaggi geognostici (Pocket Penetrometer e Vane Tests);
- Prove penetrometriche SPT;
- Indagini sismiche (prove Down-Hole, MASW, HVSR e prove sismiche a rifrazione);
- Prove di carico su piastra (in pozzetto esplorativo)

Di seguito si riportano le correlazioni e gli approcci teorici utilizzati per giungere alla definizione dei parametri geologico tecnici di riferimento.

7.1. PROVE DI LABORATORIO

7.1.1. CARATTERISTICHE FISICHE

Per la classificazione dei terreni e la determinazione delle caratteristiche fisiche si sono eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- Analisi granulometriche;
- pesi di volume naturale;
- contenuti d'acqua naturale;
- limiti di Atterberg.

7.1.2. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA

Le caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci (coesione e angolo di attrito) sono state desunte dalle prove di laboratorio di taglio diretto, triassiale consolidata drenata e triassiale consolidata non drenata.

La coesione non drenata è stata desunta dalle prove di espansione laterale libera (assumendola pari a metà della tensione di compressione a rottura) o triassiali non consolidate e non drenate e dalle prove speditive sul sondaggio quali pocket penetrometer e vane test.

La coesione non drenata è stata determinata solo per i litotipi superficiali; per le rocce, per le quali si ritiene adeguata una caratterizzazione in soli parametri drenati, sono state eseguite anche prove di resistenza a compressione monoassiale e tilt test per la determinazione del ϕ_b , angolo di attrito di base.

7.1.3. CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

Le caratteristiche di deformabilità sono state stimate sulla base delle prove edometriche di laboratorio e delle prove ELL.

Dalle queste ultime si è calcolato un modulo elastico pari ad un 50% delle deformazioni a rottura.

La correlazione impiegata per determinare il modulo elastico a partire da quello edometrico, e viceversa, è la seguente:

$$E_{\text{oed}} = E \cdot \left[\frac{(1-u)}{(1-u-2u^2)} \right]$$

dove u è stato assunto cautelativamente pari a 0.3 per le formazioni rocciose e 0.35 per depositi terrigeni.

Vista la successione stratigrafica prevalentemente incoerente, i campioni indisturbati prelevati durante le perforazioni potrebbero rappresentare la porzione più debole (e quindi campionabile) del litotipo. Pertanto la valutazione dei parametri di deformabilità da prove edometriche potrebbe rappresentare il limite inferiore.

7.1.4. STATO TENSIONALE IN SITO

Lo stato tensionale in sito è valutato mediante la stima del grado di sovraconsolidazione (OCR) e della tensione di preconsolidazione (σ'_p) dalle prove edometriche disponibili.

Lo stato tensionale in sito è stato implementato in plaxis mediante il parametro definito dal software stesso POP, che consiste nella differenza tra la tensione di preconsolidazione e quella litostatica. Pertanto nella caratterizzazione verrà restituito anche questo parametro.

7.1.5. CARATTERISTICHE IDRAULICHE

Le caratteristiche di permeabilità sono state stimate in laboratorio mediante le prove edometriche.

Nella tabella seguente sono illustrati i valori di permeabilità suddivisi per le unità geotecniche che rappresentano i depositi superficiali "SL" e la formazione "R".

Tabella 7-1: Valori di permeabilità stimate dalle prove di laboratorio

Sondaggio	Campione	Profondità [m]	k [cm/s]	UNITÀ GEOTECNICA
S1-int	CI1	2.0	4.45*10 ⁻⁹	SL
S1-int	CI2	4.0	3.50*10 ⁻⁹	SL
S1-int	CI3	9.5	7.99*10 ⁻⁹	SL
S2-int	CI1	2.0	5.11*10 ⁻⁹	SL
S2-int	CI2	6.5	1.14*10 ⁻⁹	R
S3-int	CI1	2.0	3.79*10 ⁻⁹	SL
S3-int	CI2	6.5	1.60*10 ⁻⁹	R
S3-int	CI3	9.7	1.34*10 ⁻⁹	R

7.2. PROVE SPT

Di seguito si riportano le correlazioni utilizzate per la stima dei parametri di densità relativa, angolo di attrito e modulo elastico a partire dai valori di N_{spt} . I valori a rifiuto sono stati considerati solo per la definizione dei parametri di rigidità.

7.2.1. ANGOLO DI ATTRITO

La correlazione di Peck, Hanson e Thornburn (1974) è approssimabile con la seguente equazione Wolff (1989), rappresentata in:

$$\varphi' (^{\circ}) = 27.1 + 0.3 \cdot C_N \cdot N_{SPT} - 0.00054 \cdot (C_N \cdot N_{SPT})^2$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{Pa}} \text{ per sabbie fini}$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{Pa}} \text{ per sabbie grosse}$$

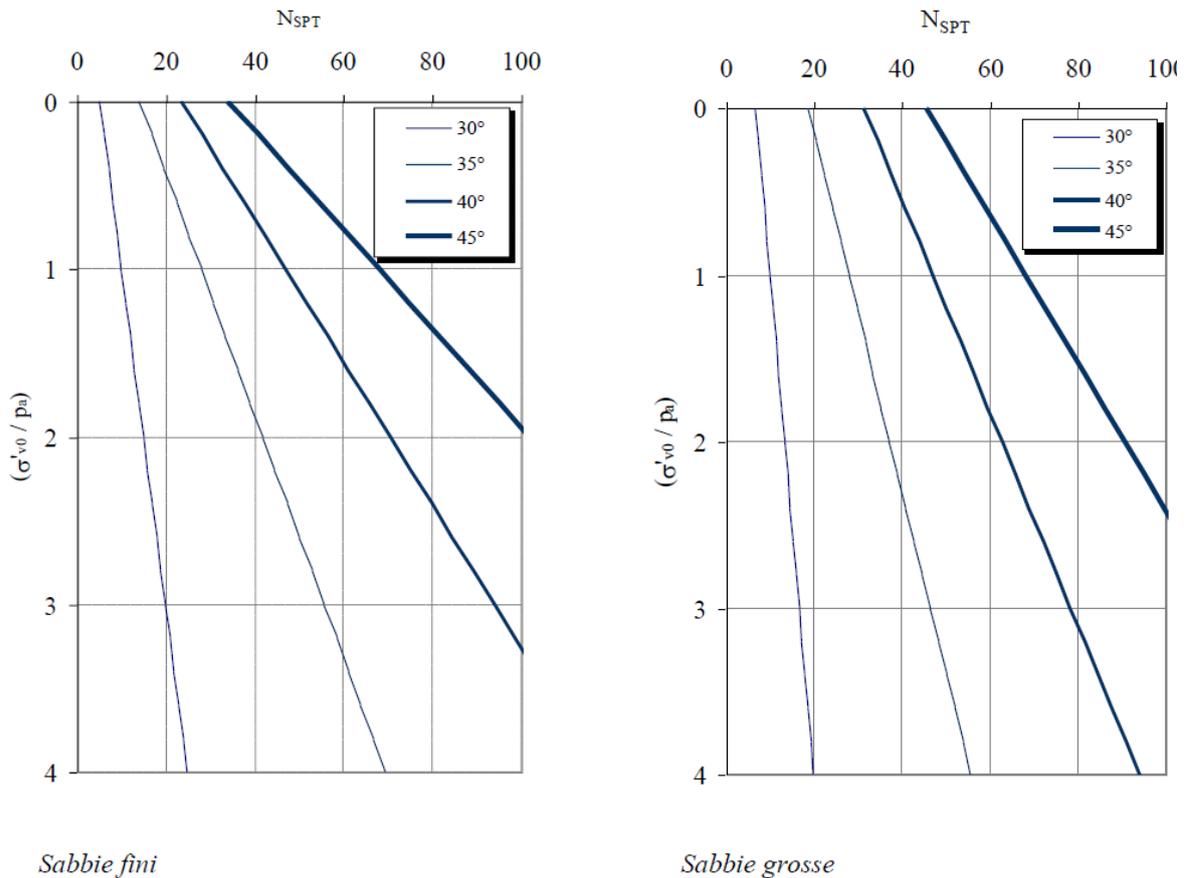


Figura 7-1: Stima di ϕ' da N_{spt} applicando correlazione proposta da Wolff (1989).

7.2.1. CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti possono essere stimate a partire dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT applicando le seguenti correlazioni suggerite da AASHTO:

- Per sabbie fini medie e sabbie leggermente limose:

$$E = 0.7 \cdot N_{1(60)} \quad (MPa)$$
- Per sabbie grossolane e sabbie con poca ghiaia:

$$E = 1.0 \cdot N_{1(60)} \quad (MPa)$$
- Per ghiaie sabbiose:

$$E = 1.2 \cdot N_{1(60)} \quad (MPa)$$

7.3. PROVE GEOFISICHE

Le prove geofisiche sono state impiegate per la determinazione della velocità delle onde di taglio v_s , dalla quale si può determinare il Modulo dinamico G_0 , ovvero il di Rigidezza a Taglio per piccolissime deformazioni, e del Modulo di Young E_0 a piccolissime deformazioni.

La relazione tra la velocità delle onde di taglio e il modulo dinamico G_0 è la seguente:

$$G_0 = \rho t \cdot V_s^2 = \frac{\gamma t}{g} \cdot V_s^2$$

Dove ρt è la densità del terreno, ovvero il peso per unità di volume (γt) normalizzato all'accelerazione di gravità (g).

Per la determinazione di tale modulo, si è assunto un peso per unità di volume medio, pari a 20kN/m³ per il peso per unità di volume.

Dal modulo di taglio iniziale si è determinato il modulo E_0 mediante la seguente relazione:

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

dove ν è il coefficiente di poisson.

Per la valutazione dei profili di velocità e dei moduli dinamici si sono considerate le risultanze delle prove Down-Hole eseguite in corrispondenza dei sondaggi S02 e S04, che permettono di associare tali grandezze alla stratigrafia individuata. Nelle tabelle seguenti sono illustrati i valori di velocità delle onde di compressione e taglio individuati per ciascuna le unità geotecniche terrigene (raggruppate in SL) e litoidi (raggruppate in R) intercettate dalle colonne stratigrafiche e, a titolo esplicativo, è indicata anche la relativa descrizione litologica.

Tabella 7-2: Stratigrafia riscontrata nella Down-Hole S02.

Profondità [m]	vp [m/s]	vs [m/s]	Litologia	Unità geotecnica
0	445	240	Terreno vegetale e sabbia giallo rossastra con rari detriti arenacei centimetrici	SL
1.5	445	240		
1.5	600	265	Sabbia giallo rossastra con rari detriti arenacei centimetrici	
7	600	265		
7	1150	255	Sabbia debolmente limosa grigio giallastra con lievi cenni di stratificazione	R
11	1150	255		
11	1890	760	Arenaria grigia litoide alternata a rari strati decimetrici di marna grigia a tratti fratturata	
21	1890	760		
21	2850	1110	Arenaria grigia litoide alternata a rari strati decimetrici di marna grigia a tratti fratturata	
31	2850	1110		
31	3260	1510	Arenaria grigia litoide alternata a rari strati decimetrici di marna grigia a tratti fratturata	
40	3260	1510		

Tabella 7-3: Stratigrafia riscontrata nella Down-Hole S04.

Profondità [m]	vp [m/s]	vs [m/s]	Litologia	Unità geotecnica
0	425	285	Sabbia limosa giallastra	SL
1	425	285		
1	690	405	Sabbia limosa giallastra	
3	690	405		R
3	920	540	Argilla limosa debolmente sabbiosa nocciola	
7	920	540		
7	1490	620		
11	1490	620		
11	2015	960		
16	2015	960		
16	2435	1280	Alternanze di marna grigia e arenaria grigia. Materiale litoide a tratti fratturato	
21	2435	1280		
21	2820	1070		
32	2820	1070		
32	3330	1480		
40	3330	1480		

Come riportato nel seguito, per le unità geotecniche terrigene (SL) il modulo elastico a piccole deformazioni è compreso tra 250 MPa e 800 MPa, mentre il modulo di taglio a piccole deformazioni è compreso tra 100 MPa e 300 MPa. Per le unità geotecniche litoidi (R) il modulo elastico a piccole deformazioni è compreso tra 1500 MPa e 12000 MPa, mentre il modulo di taglio a piccole deformazioni è compreso tra 1000 MPa e 5000 MPa.

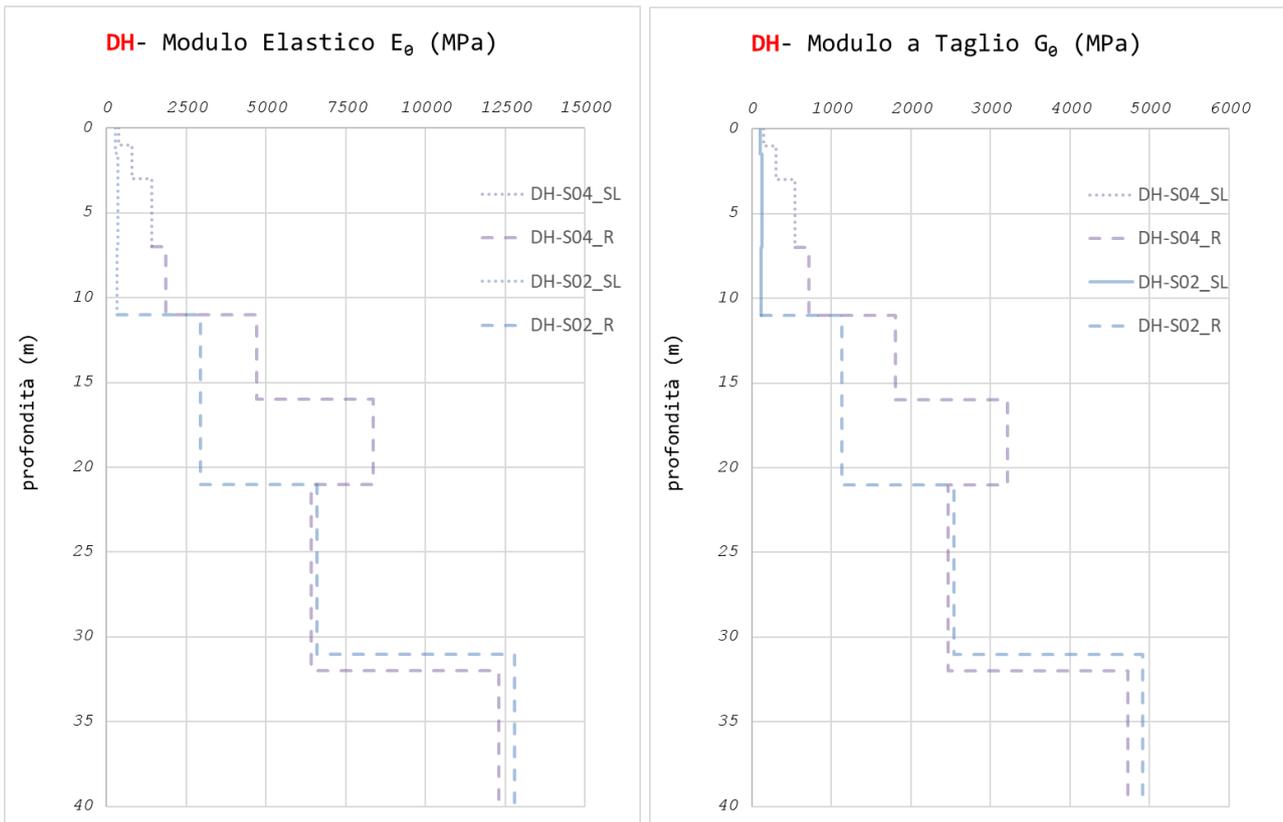


Figura 7-2 – Moduli elastici a piccole deformazioni E_0 , moduli a taglio a piccole deformazioni G_0 – DH S02 e DH S04 divisi per unità.

7.4. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

Si procede in tale paragrafo alla caratterizzazione degli ammassi rocciosi, considerati come volume 'omogeneo'.

I parametri geomeccanici di resistenza degli ammassi rocciosi sono da riferire al criterio di rottura che la struttura degli ammassi e la resistenza delle rocce porta a considerare come maggiormente rappresentativo del reale comportamento meccanico. Le più recenti analisi inducono a considerare che la resistenza meccanica degli ammassi litoidi sia adeguatamente rappresentabile dal criterio di rottura non lineare di Hoek e Brown; questo, in termini di tensioni principali, è descritto dall'espressione generale:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

dove:

$\sigma_{1,3}$ = tensioni principali

σ_{ci} = resistenza a compressione monoassiale del litotipo in condizioni di integrità;

m_b, s = parametri di resistenza meccanica;

a = esponente.

I parametri m_b, s ed a possono essere ricavati direttamente per via sperimentale, quando il numero di dati può essere ritenuto rappresentativo, oppure, quando il numero dei dati è ancora poco rappresentativo, per correlazione attraverso le seguenti espressioni aventi buon grado di attendibilità:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D} \right)}$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right)$$

dove:

m_i = parametro di resistenza della roccia in condizioni di integrità, come è riportato nella figura sottostante varia a seconda della natura della roccia.

Pick Mi Value	
List of Mi Values	
Anhydrite	12 ± 2
Breccias	20 ± 2
Chalk	7 ± 2
Claystones	4 ± 2
Conglomerates	21 ± 3
Crystalline Limestone	12 ± 3
Dolomites	9 ± 3
Greywackes	18 ± 3
Gypsum	10 ± 2
Marls	7 ± 2
Micritic Limestones	8 ± 3
Sandstones	17 ± 4
Shales	6 ± 2
Siltstones	7 ± 2
Sparitic Limestones	10 ± 5

Figura 7-3 valore del parametro m_i (da bibliografia)

In questo caso il valore mi considerato è pari a 17 per i campioni arenacei e 7 per i campioni marnosi.

- D = fattore comprendente il disturbo. In questo caso è stato assunto pari a 0.
- Il valore di resistenza a compressione della roccia intatta σ_{ci} è stato valutato a partire dai risultati delle prove di compressione monoassiali.
- Il valore di GSI è stato stimato in funzione dell'indice RQD indicato nel sondaggio stratigrafico e delle descrizioni riportate nello stesso circa lo stato della colonna carotata.

Rock Type: <input type="text" value="General"/> <input type="button" value="OK"/>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes					10
					N/A	N/A

Figura 7-4 Valore del parametro GSI funzione di condizioni strutturali e superficiali

Individuato il regime tensionale preesistente è possibile risalire, per semplice interpolazione numerica, ai parametri di resistenza del più comune criterio lineare di Mohr-Coulomb che, in termini di tensioni principali, è espresso da:

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \sigma_3 + 2c \frac{\cos\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

dove:

$\sigma_{1,3}$ = tensioni principali;

φ = angolo di attrito;

c = coesione.

Il modulo di deformazione dell'ammasso roccioso può essere definito attraverso una correlazione, valida sperimentalmente, con il modulo di deformazione della roccia intatta, con l'indice di classificazione GSI e con il fattore di disturbo D:

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right)$$

Posto $E_i = M_R \cdot \sigma_{ci}$, il coefficiente M_R può essere stimato sulla base della seguente tabella proposta da Hoek e Brown.

Tabella 7-4: Valori del parametro M_R da Hoek e Brown, 1988; Hoek, Kaiser e Bawden, 1995.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerates 300-400 Breccias 230-350	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400 Greywackes 350	Claystones 200-300 Shales 150-250 Marls 150-200
		Non-clastic	Carbonates	Crystalline limestones 400-600	Sparitic limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000
		Evaporites		Gypsum (350)	Anhydrite (350)	
		Organic				Chalk 1000+
Metamorphic	Non-foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750	
	Foliated			Schists 250-1100	Phyllites/Mica Schist 300-800	Slates 400-600
Igneous	Plutonic	Light	Granite 300-550 Granodiorite 400-450	Diorite 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal			Porphyries (400)	Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic		Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500)	Tuff 200-400

In questo caso il valore M_R considerato è pari a 275 per i campioni arenacei e 175 per i campioni marnosi.

8. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel seguito si riporta la definizione delle caratteristiche fisiche, meccaniche (di resistenza e deformabilità), e idrauliche relative ai litotipi individuati nel volume significativo.

8.1. UNITÀ GEOTECNICA SL1

L'unità geotecnica SL1 rappresenta la copertura ed è costituita prevalentemente sabbie e sabbie limose scarsamente consistenti, con valori medi di $N_{spt} < 10$.

8.1.1. CARATTERISTICHE FISICHE

Il peso di volume è stato stimato dalle prove di laboratorio e risulta compreso nel range 19.5 e 20.5 kN/m^3 (Figura 8-1).

I campioni prelevati sono risultati avere un contenuto di ghiaia $< 1\%$, sabbia compresa tra il 50-70%, limo 20-35% e argilla 5-15% (Figura 8-2 e Figura 8-3)

Il contenuto di umidità naturale e l'indice plastico hanno valori compresi rispettivamente tra 18-21% e 2-4% (Figura 8-4 e Figura 8-5).

Dalla carta di plasticità di Casagrande, il materiale ricade nella zona dei limi a bassa/media plasticità (ML), vedasi Figura 8-7.

L'indice di consistenza è compreso tra 0.5 e 1, indicando un terreno di consistenza plastica/solidoplastica (Figura 8-5).

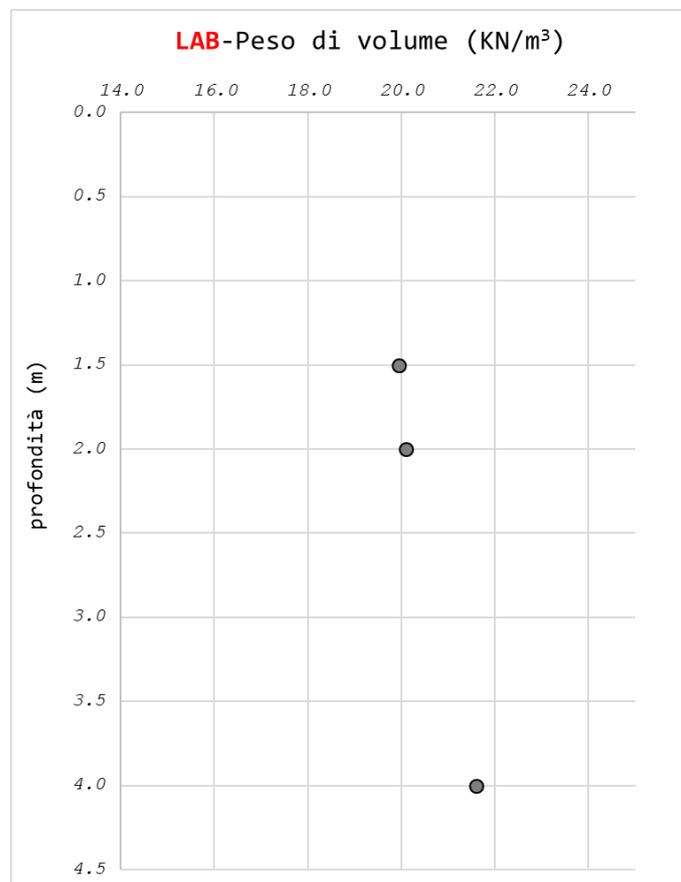


Figura 8-1 – Peso per unità di volume da prove di laboratorio.

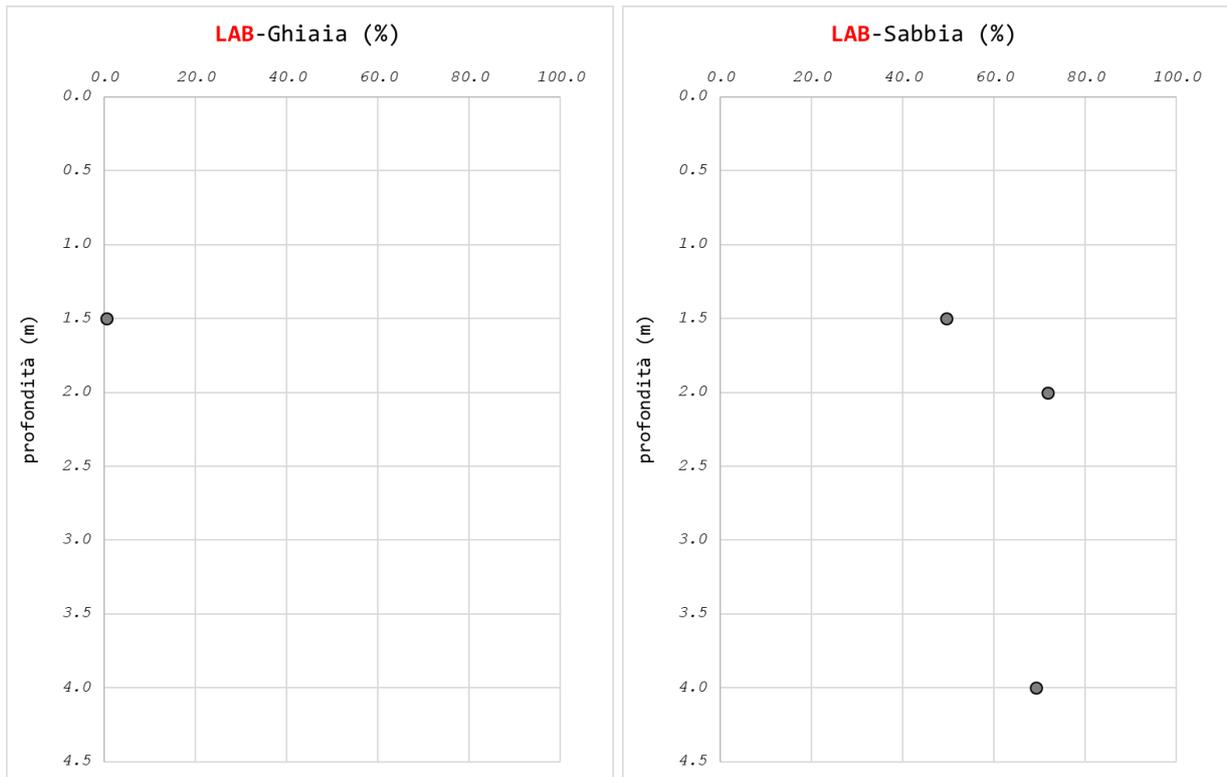


Figura 8-2 – Contenuto di sabbia e ghiaia da granulometria

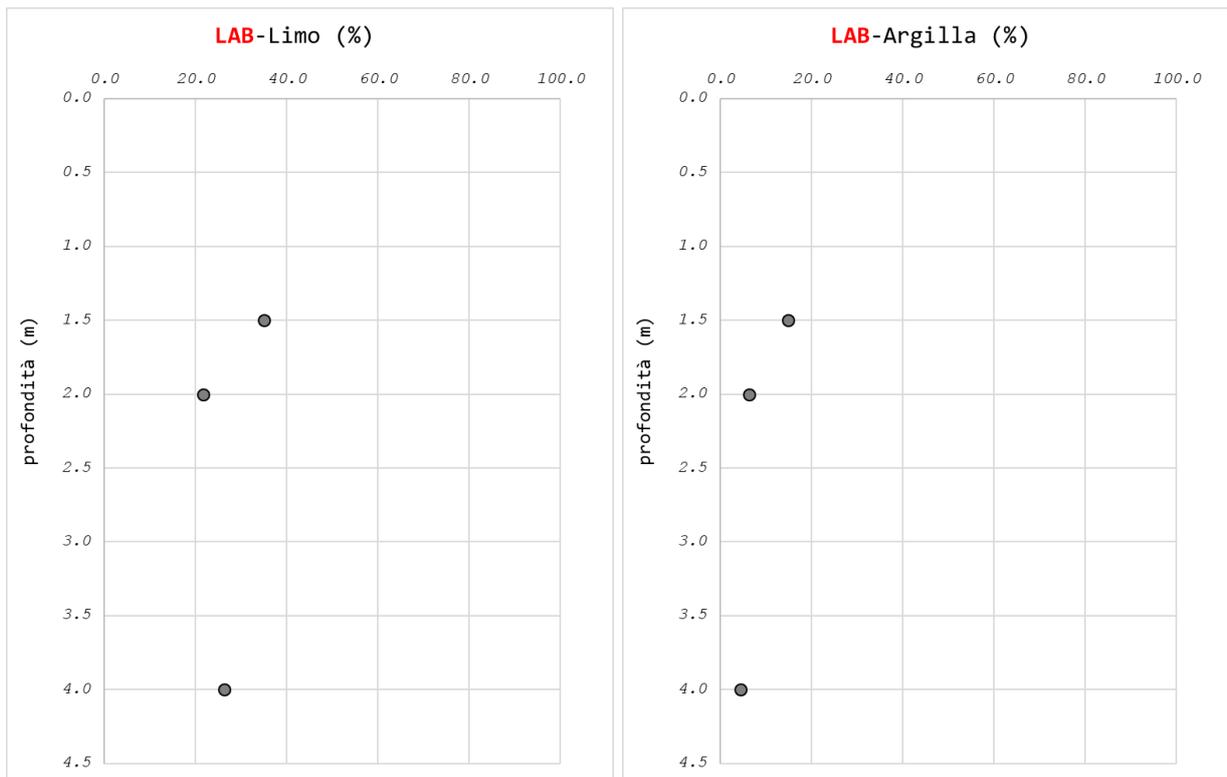


Figura 8-3 – Contenuto di limo e argilla

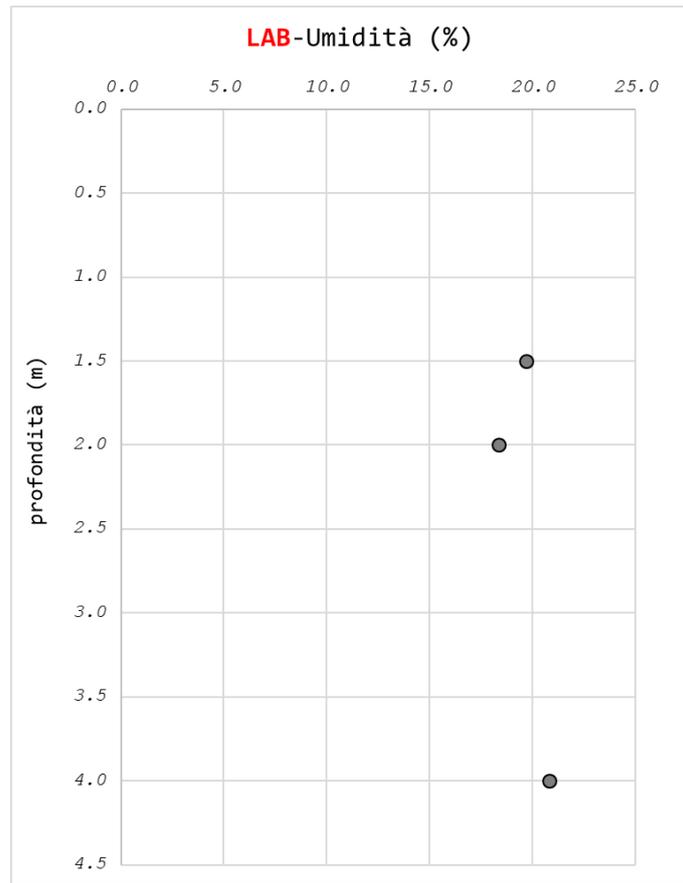


Figura 8-4 – Contenuto in acqua da prove di laboratorio

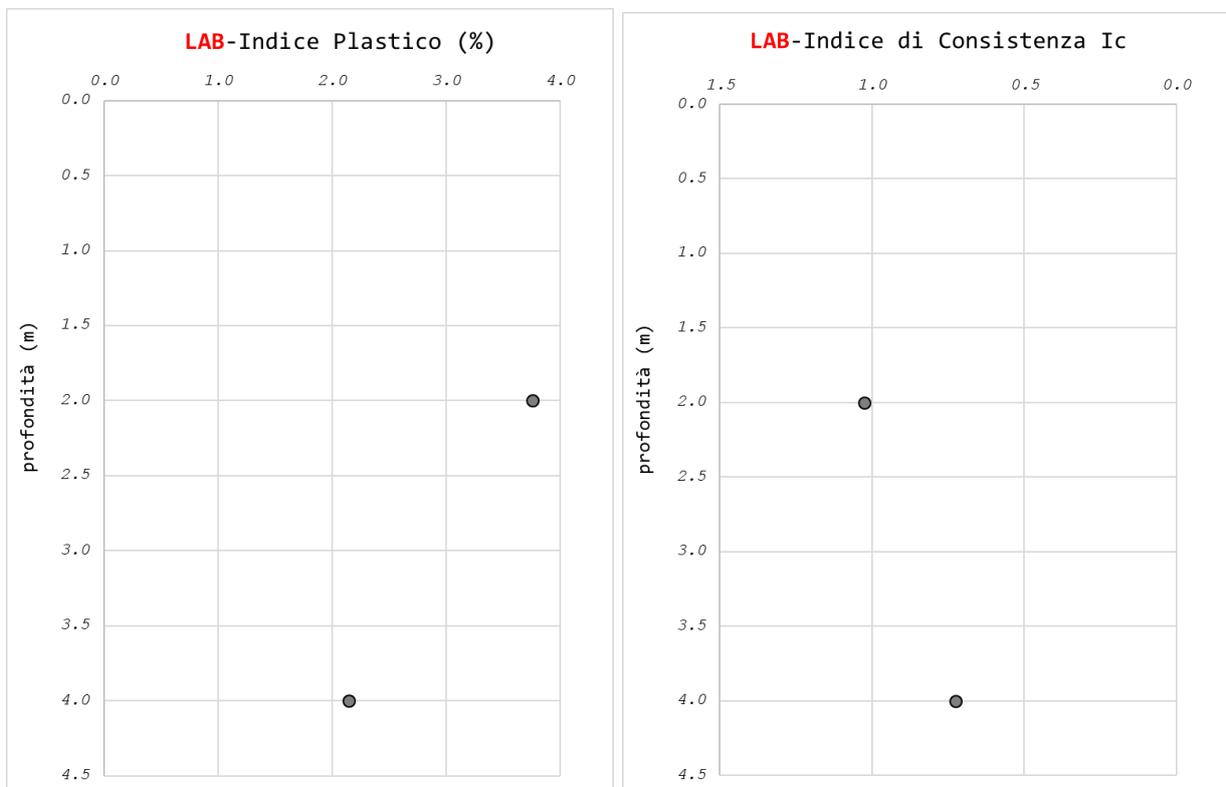


Figura 8-5 – Indice Plastico e di Consistenza da prove di laboratorio

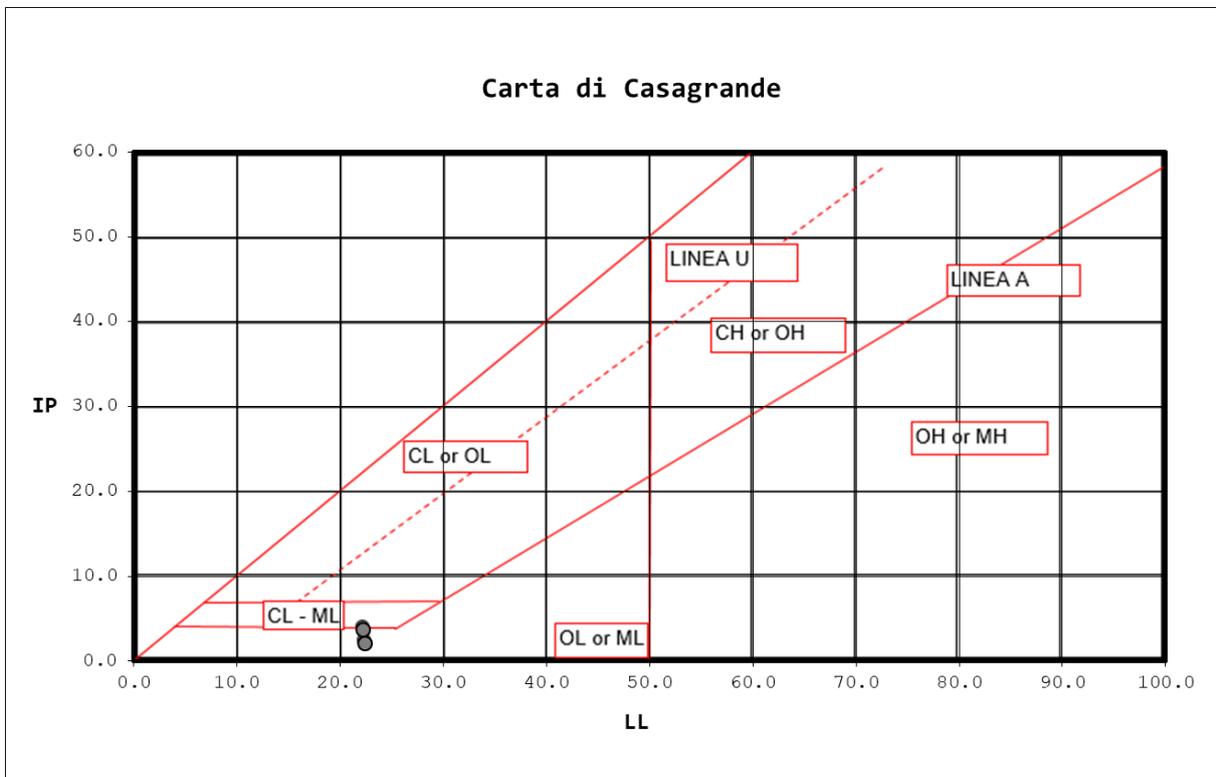
CARATTERISTICHE DI PLASTICITÀ

Indice Plastico IP	Caratteristiche di plasticità del terreno
$0 < IP \leq 5$	Non plastico
$5 < IP \leq 15$	Poco plastico
$15 < IP \leq 40$	Plastico
$IP > 40$	Molto plastico

CARATTERISTICHE DI CONSISTENZA

Indice di Consistenza IC	Condizione	Caratteristiche di consistenza del terreno
$IC < 0$	$W_n > W_{ll}$	Fluida
$0.00 < IC \leq 0.25$	$W_n < W_{ll}$	Fluido-plastica
$0.25 < IC \leq 0.50$		Molle-plastica
$0.50 < IC \leq 0.75$		Plastica
$0.75 < IC \leq 1.00$		Solido-plastica
$IC > 1$	$W_n > W_{lr}$	Semisolida
$IC > 1$	$W_n < W_{lr}$	Solida

Figura 8-6 – Caratteristiche di consistenza e plasticità (W_{ll} è il limite liquido, W_{lr} è il limite di ritiro).



Legenda

ML	Limi inorganici da bassa a media plasticità
CL	Argille inorganiche da bassa a media plasticità
OL	Limi e argille organiche di bassa plasticità
MH	Limi inorganici di alta plasticità
CH	Argille inorganiche di alta plasticità
OH	Argille organiche da media a alta plasticità

M = limi
C = Argille
O = Sostanze organiche

L = bassa plasticità
H = alta plasticità

Figura 8-7 – Carta di plasticità di Casagrande

8.1.2. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio in condizioni drenate sono state eseguite prove di laboratorio di taglio e impiegate le SPT (si vedano Figura 8-8, Figura 8-9 e Figura 8-10).

I valori di resistenza al taglio efficaci sono compresi nei seguenti range:

$$c' = 0 - 5 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 27 - 30^\circ$$

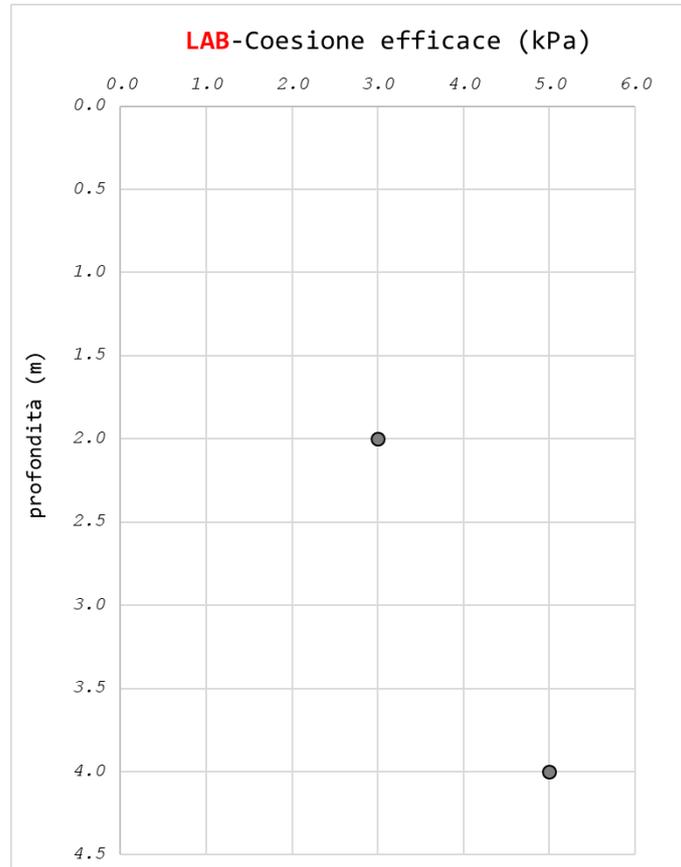


Figura 8-8 – Coesione efficace da prove di taglio diretto – Unità SL1.

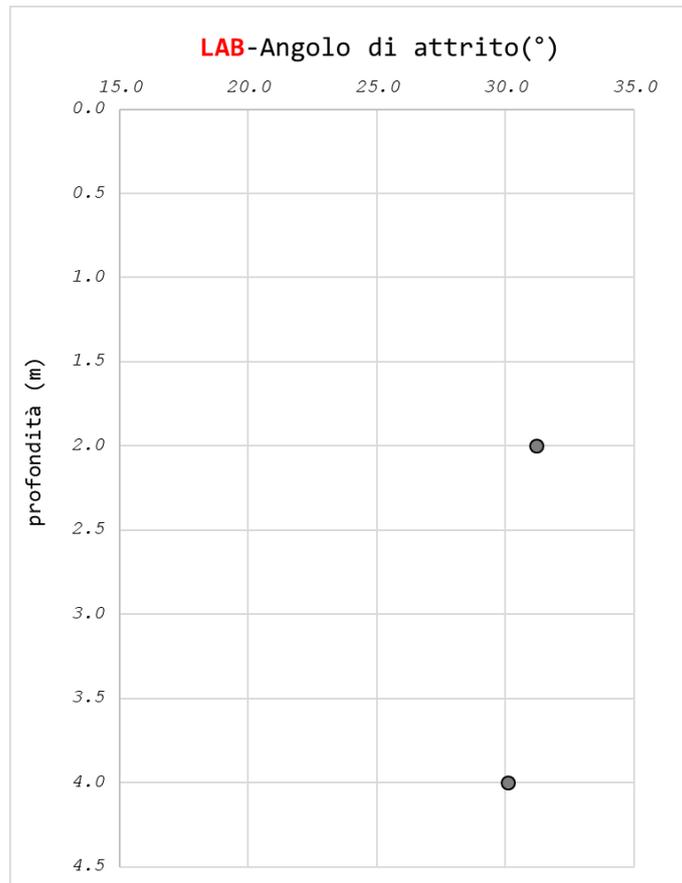


Figura 8-9 – Angolo di attrito efficace da prove di taglio diretto – Unità SL1.

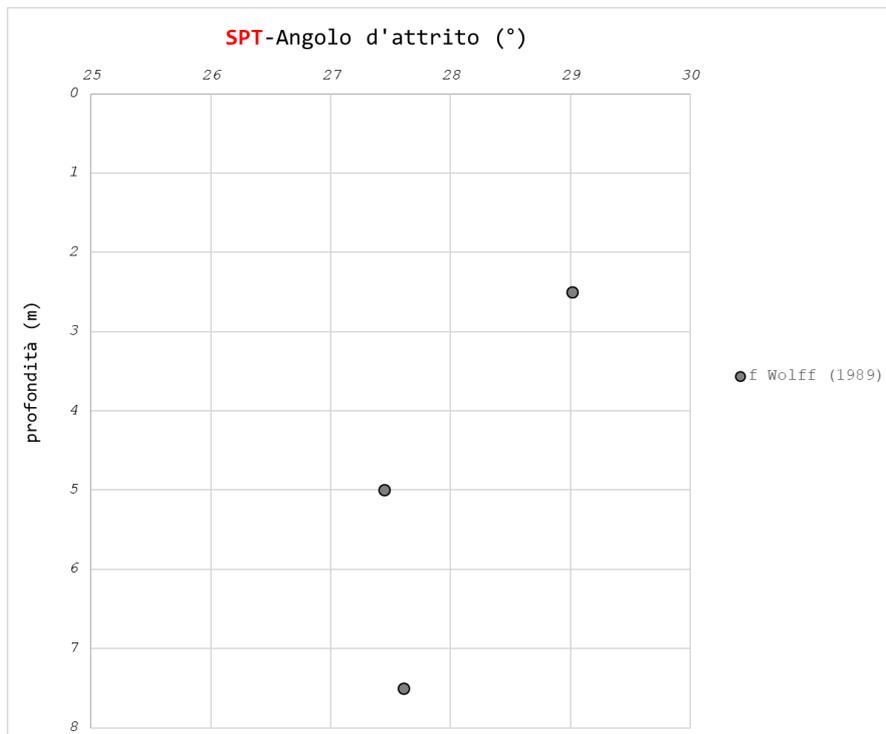


Figura 8-10 – Angolo di attrito efficace da SPT (Wolff - 1989) – Unità SL1.

Sono state eseguite prove di laboratorio triassiali non consolidate non drenate eseguite sui campioni e pocket penetrometer test sulle carote che hanno mostrato le seguenti resistenze (si veda Figura 8-11).

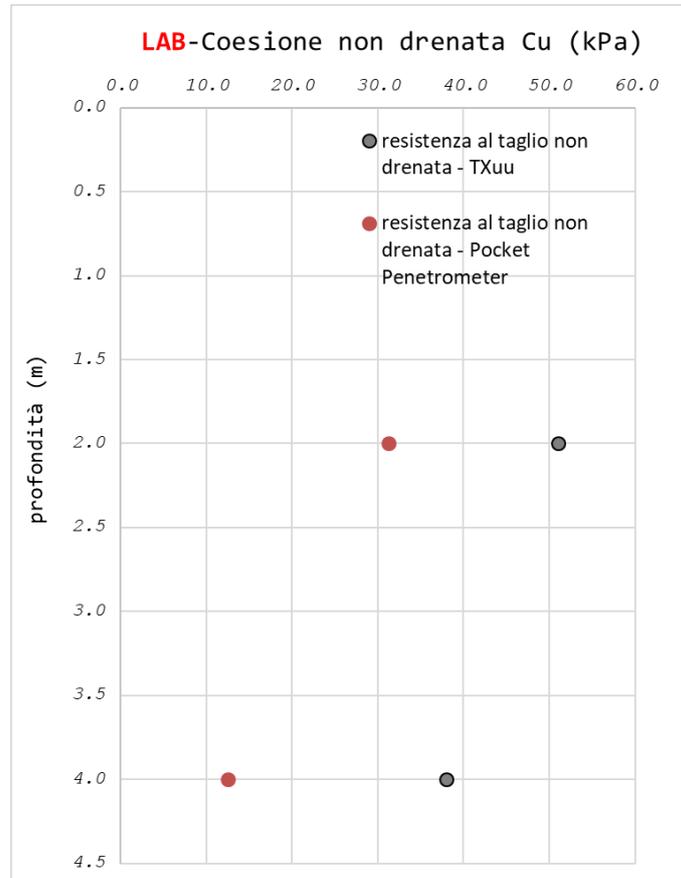


Figura 8-11 – Resistenza al taglio non drenata da prove TXuu e PP – Unità SL1.

8.1.3. CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

Per la determinazione della deformabilità del terreno si sono considerate le prove SPT e le prove edometriche.

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti sono state stimate a partire dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT applicando la correlazione suggerita da AASHTO per sabbie grossolane e sabbie con poca ghiaia si ottiene un modulo elastico compreso tra 2 e 10 MPa (Figura 8-12).

Come illustrato in Figura 8-13, i moduli derivanti dalle prove edometriche, riferiti al carico litostatico, hanno valori compresi tra 5 e 6 MPa. Nelle immagini successive si riportano anche i valori dei rapporti di compressione (CR) e rigonfiamento (SR) determinati dalle medesime prove; essi sono compresi rispettivamente nei seguenti range 0.076-0.1 e 0.005-0.008.

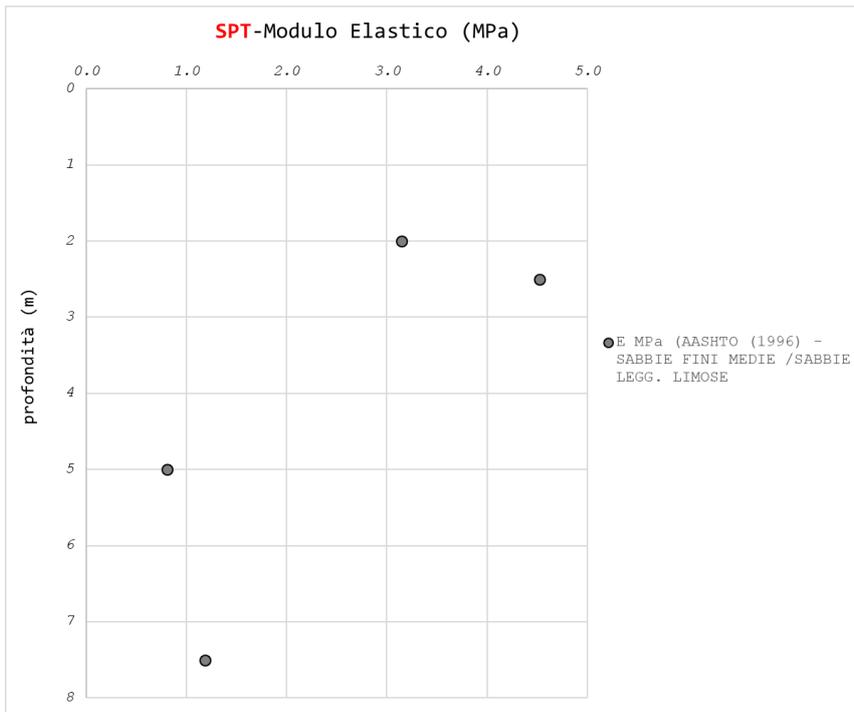


Figura 8-12 – Moduli operativi da SPT – Unità SL1.

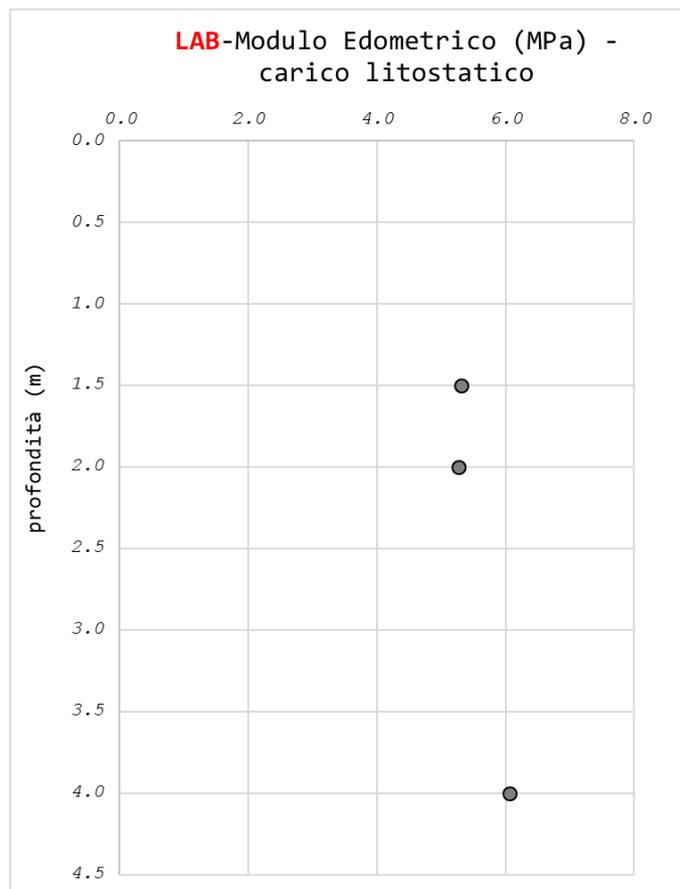


Figura 8-13 – Moduli edometrici da prove di laboratorio – Unità SL1.

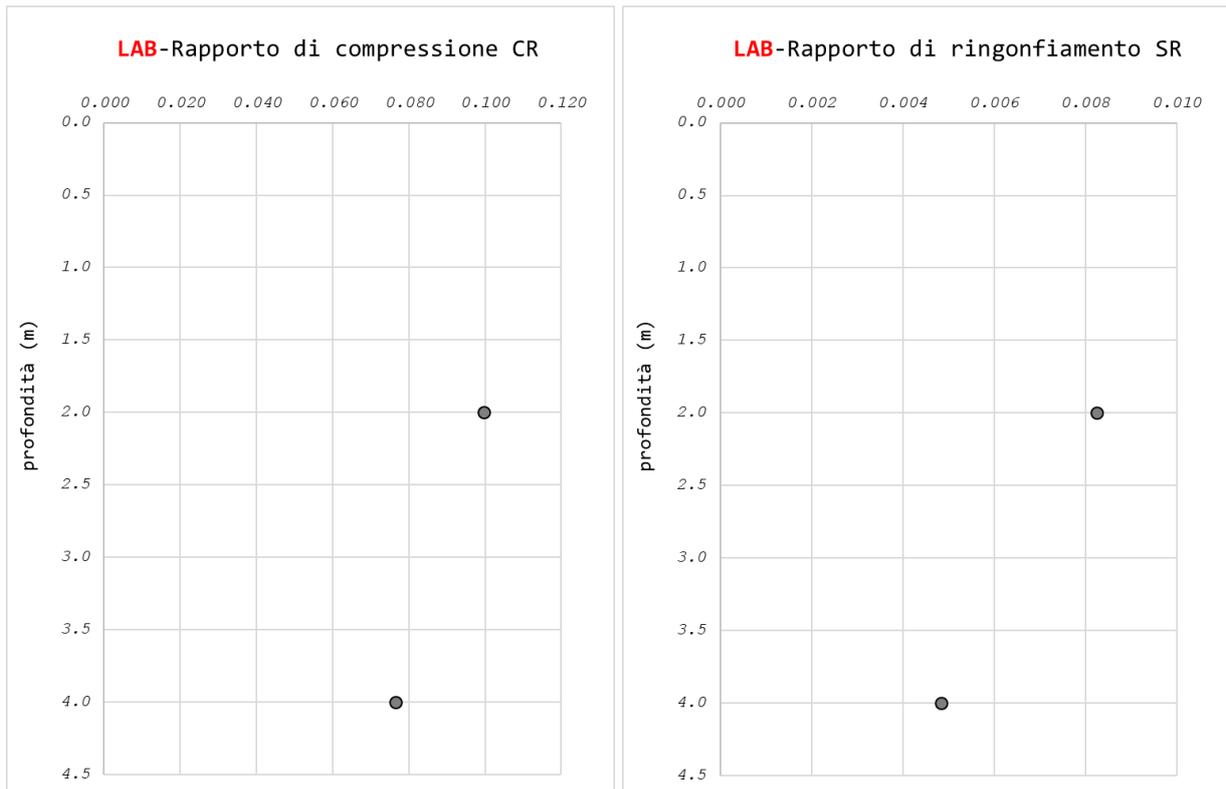


Figura 8-14 – Indici di compressione e rigonfiamento – Unità SL1.

8.1.4. CARATTERISTICHE DI CONSOLIDAZIONE

Sono state determinate dalle prove edometriche mediante la determinazione del coefficiente di consolidazione alla condizione litostatica.

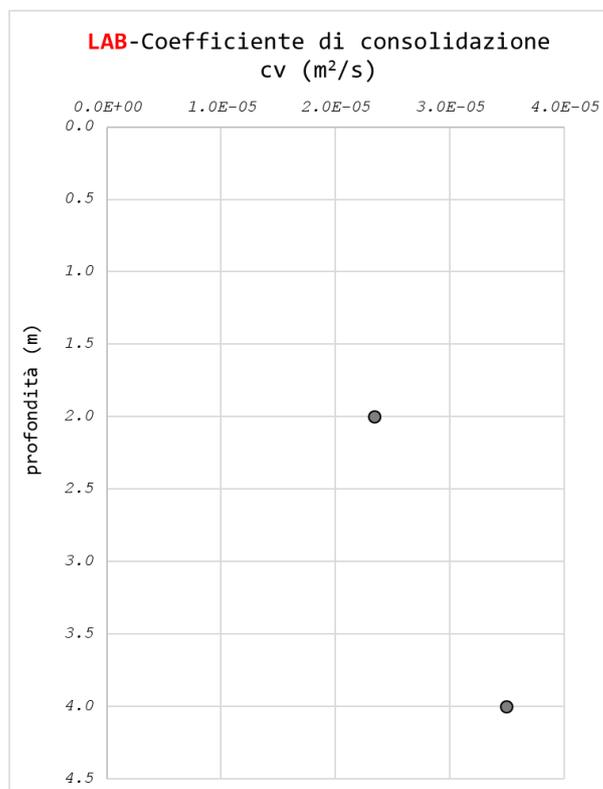


Figura 8-15 –Coefficiente di consolidazione – Unità SL1.

8.2. UNITÀ GEOTECNICA SL2

L'unità geotecnica SL2 rappresenta la copertura ed è costituita prevalentemente sabbie e sabbie limose poco addensate, con valori medi di N_{spt} compresi tra 10-40.

8.2.1. CARATTERISTICHE FISICHE

Il peso di volume è stato stimato dalle prove di laboratorio, considerando i range da letteratura ritenuti rappresentativi del litotipo; esso risulta compreso tra 19.5 e 20.5 kN/m³ (Figura 8-16).

I campioni prelevati sono risultati avere un contenuto di ghiaia compreso tra 0-5%, sabbia compreso tra il 60-75%, limo 15-25% e argilla 5-15% (Figura 8-17 e Figura 8-18).

Il solo campione S04-C11 è risultato avere un contenuto di ghiaia (26%) e limo (46%) superiore alla media, come il campione S2int-C11 per quanto riguarda il contenuto di limo (52%).

Il contenuto di umidità naturale e l'indice plastico hanno valori compresi rispettivamente tra 13-26% e 3-3.5% (Figura 8-19 e Figura 8-20). Il solo campione S04-C11 è risultato avere un indice plastico (12%) superiore alla media.

Dalla carta di plasticità di Casagrande, il materiale ricade nella zona dei limi a bassa/media plasticità (ML), vedasi Figura 8-22.

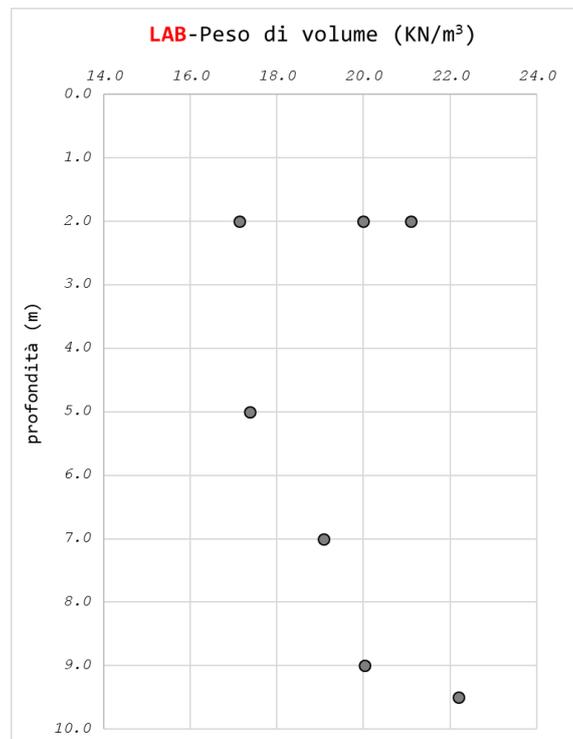


Figura 8-16 – Peso per unità di volume da prove di laboratorio – Unità SL2.

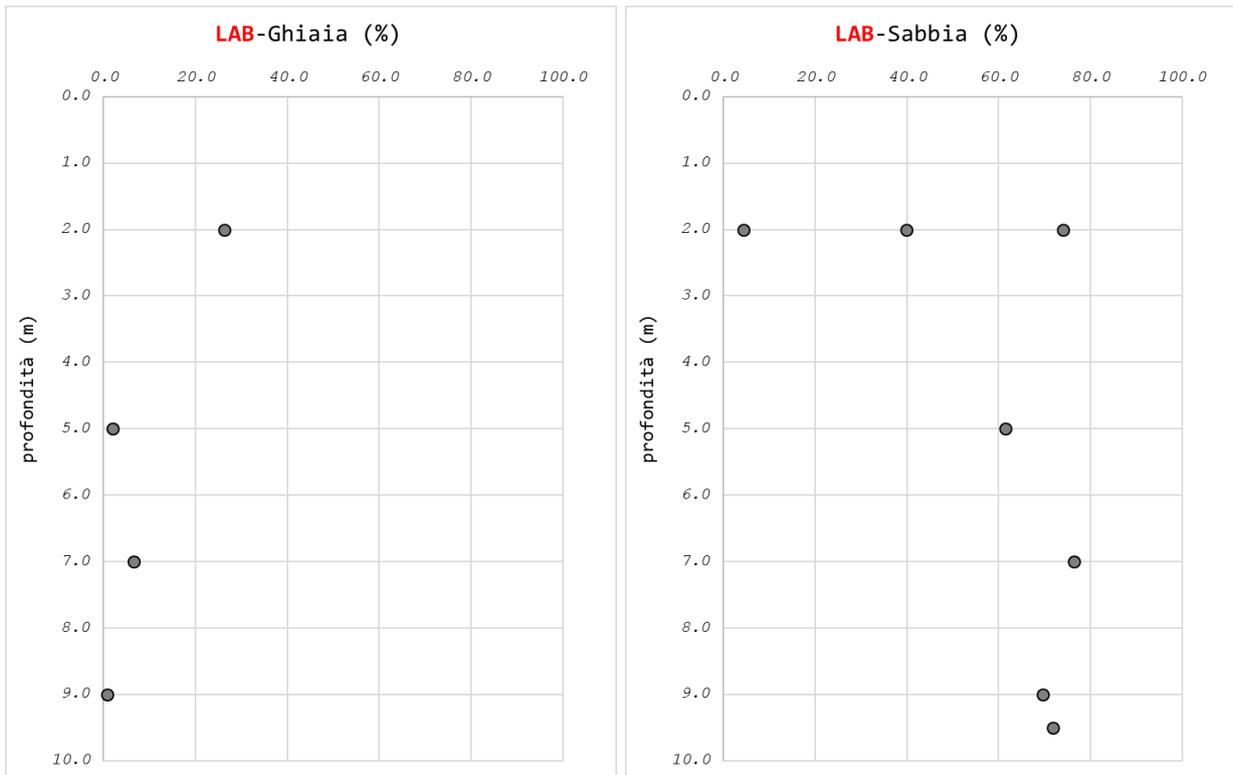


Figura 8-17 – Contenuto di sabbia e ghiaia da granulometria – Unità SL2.

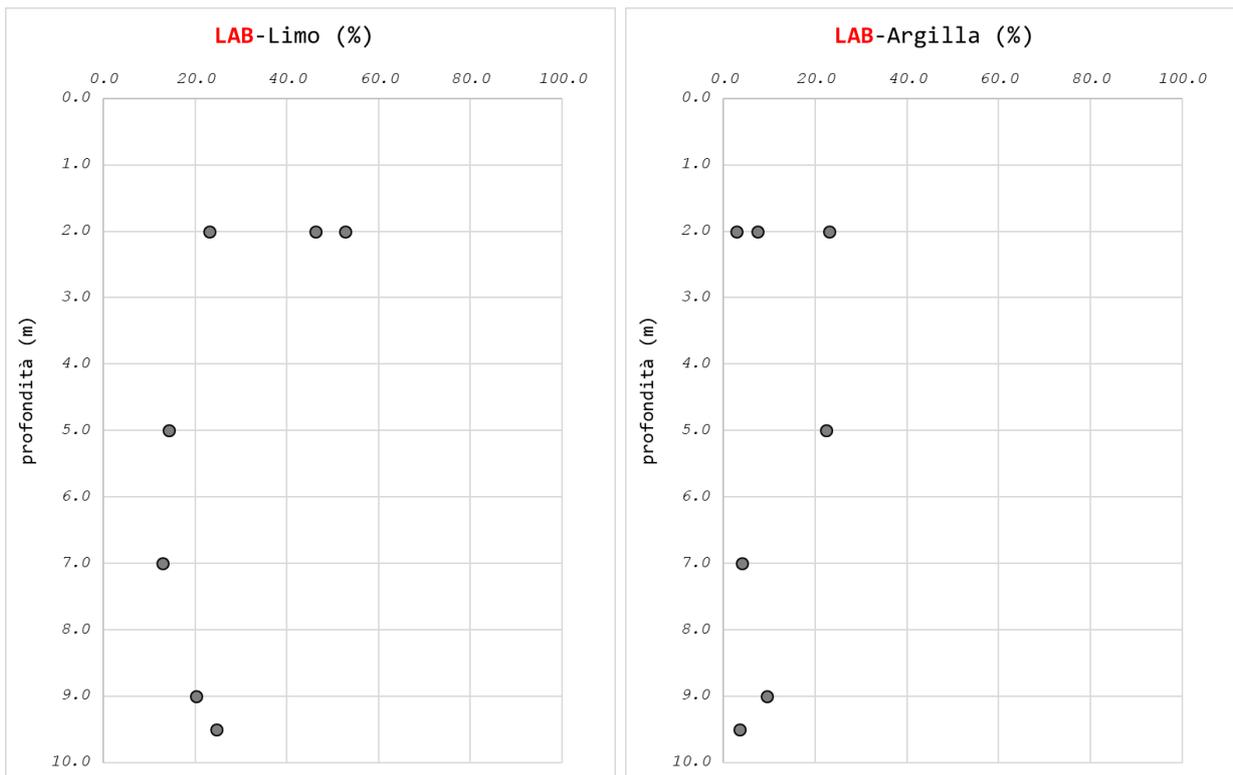


Figura 8-18 – Contenuto di limo e argilla – Unità SL2.

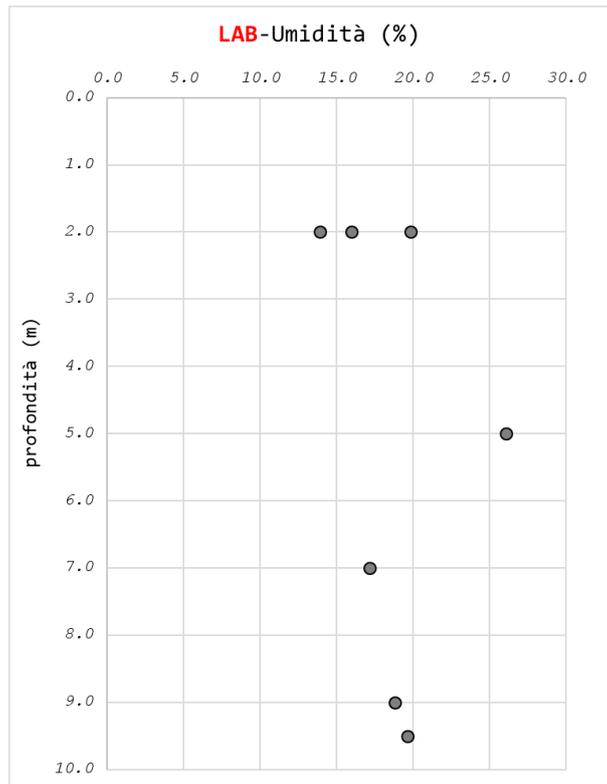


Figura 8-19 – Contenuto in acqua da prove di laboratorio – Unità SL2.

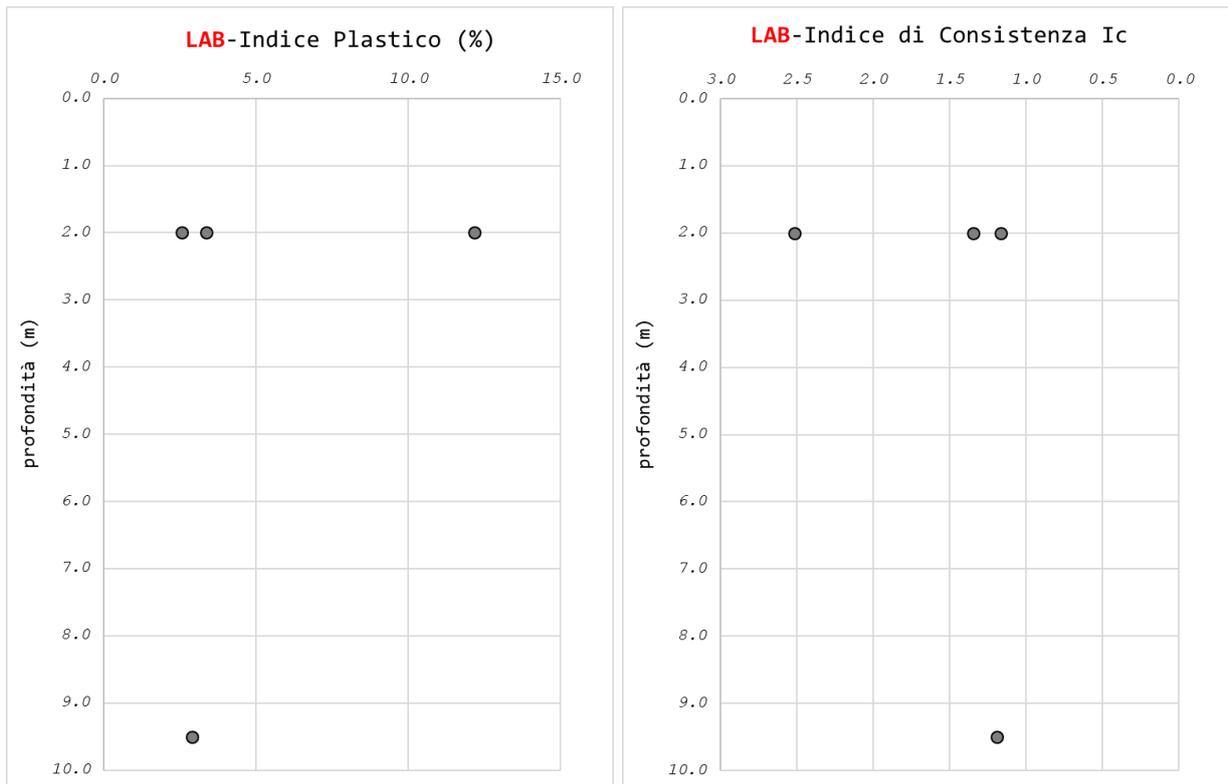


Figura 8-20 – Indice Plastico e di Consistenza da prove di laboratorio – Unità SL2.

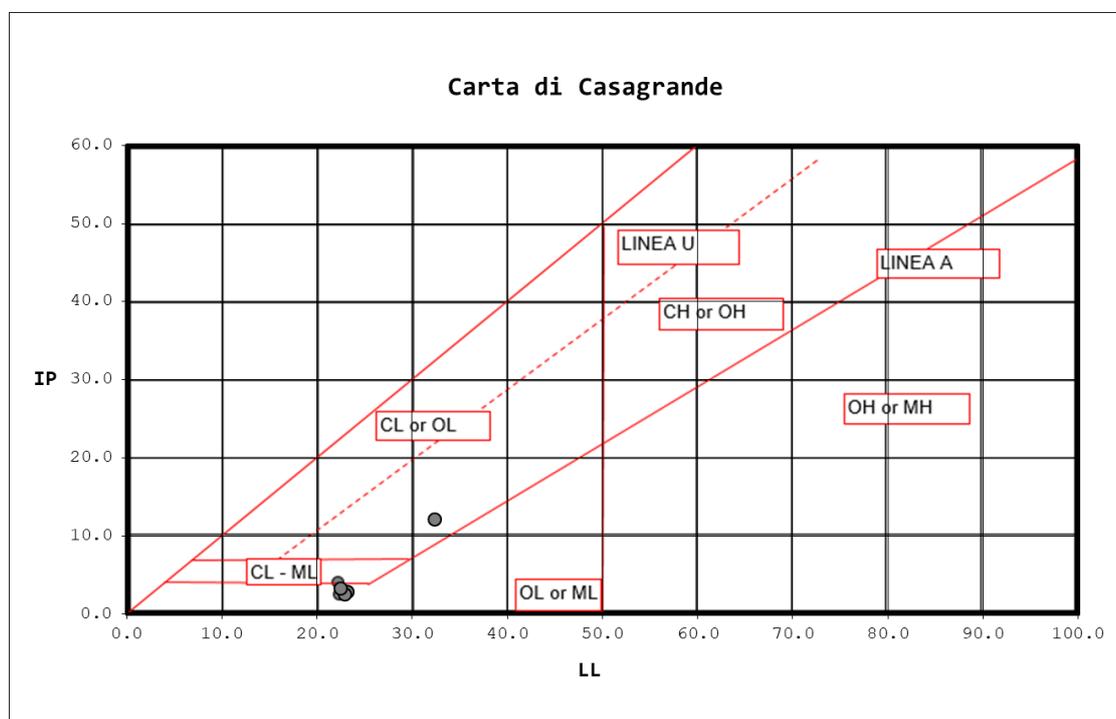
CARATTERISTICHE DI PLASTICITÀ

Indice Plastico IP	Caratteristiche di plasticità del terreno
$0 < IP \leq 5$	Non plastico
$5 < IP \leq 15$	Poco plastico
$15 < IP \leq 40$	Plastico
$IP > 40$	Molto plastico

CARATTERISTICHE DI CONSISTENZA

Indice di Consistenza IC	Condizione	Caratteristiche di consistenza del terreno
$IC < 0$	$W_n > W_{li}$	Fluida
$0.00 < IC \leq 0.25$	$W_n < W_{li}$	Fluido-plastica
$0.25 < IC \leq 0.50$		Molle-plastica
$0.50 < IC \leq 0.75$		Plastica
$0.75 < IC \leq 1.00$		Solido-plastica
$IC > 1$	$W_n > W_{lr}$	Semisolida
$IC > 1$	$W_n < W_{lr}$	Solida

Figura 8-21 – Caratteristiche di consistenza e plasticità (W_{li} è il limite liquido, W_{lr} è il limite di ritiro) – Unità SL2.



Legenda

ML	Limi inorganici da bassa a media plasticità
CL	Argille inorganiche da bassa a media plasticità
OL	Limi e argille organiche di bassa plasticità
MH	Limi inorganici di alta plasticità
CH	Argille inorganiche di alta plasticità
OH	Argille organiche da media a alta plasticità

M = Limi
C = Argille
O = Sostanze organiche

L = bassa plasticità
H = alta plasticità

Figura 8-22 – Carta di plasticità di Casagrande – Unità SL2.

8.2.2. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio in condizioni drenate sono state eseguite prove di laboratorio di taglio e impiegate le SPT (si vedano Figura 8-23, Figura 8-24 e Figura 8-25).

I valori di resistenza al taglio efficaci sono compresi nei seguenti range:

$$c' = 0 - 5\text{kPa}$$

$$\varphi' = 29 - 32^\circ$$

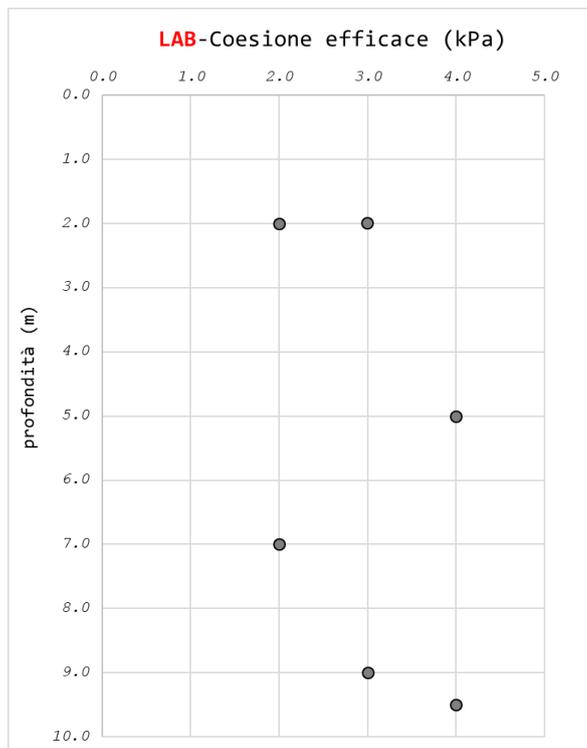


Figura 8-23 – Coesione efficace da prove di taglio diretto – Unità SL2.

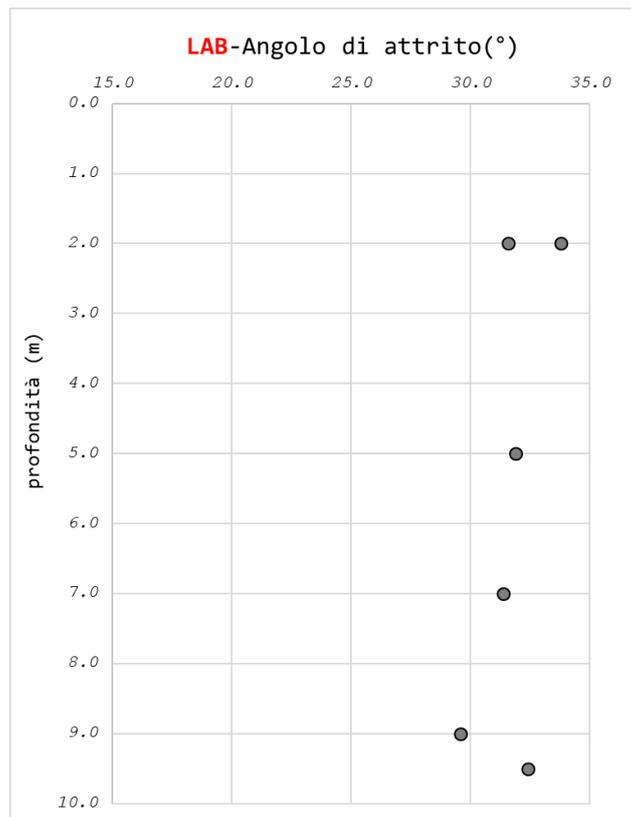


Figura 8-24 – Angolo di attrito efficace da prove di taglio diretto – Unità SL2.

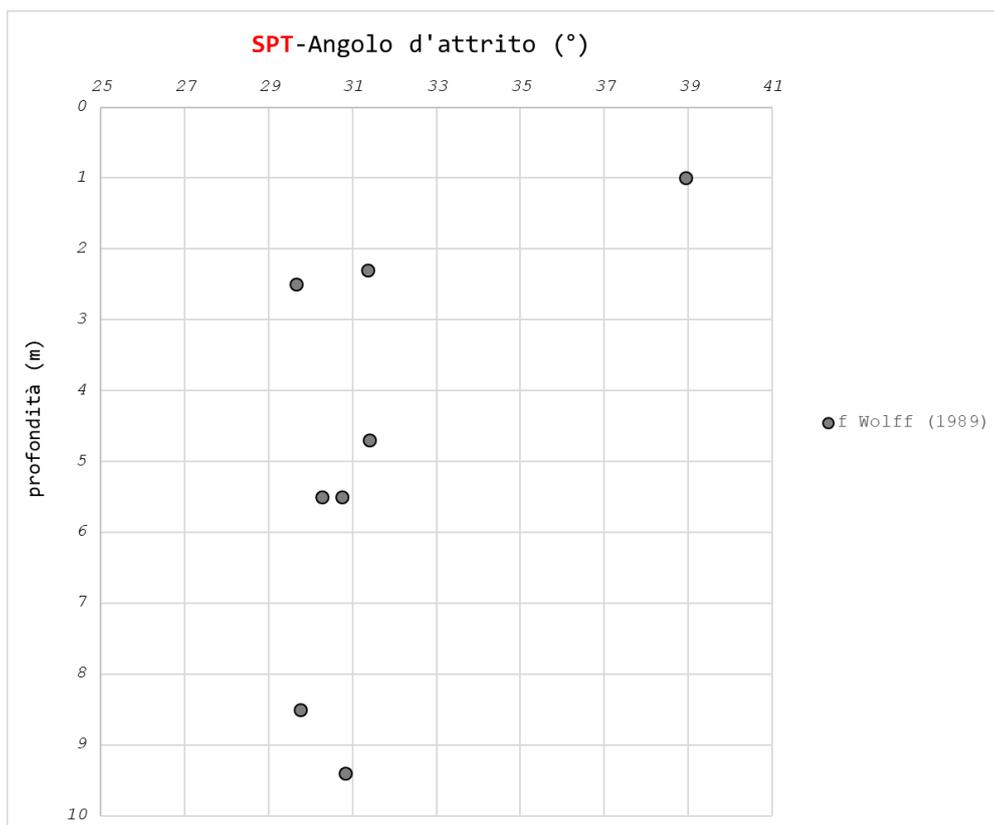


Figura 8-25 – Angolo di attrito efficace da SPT (Wolff - 1989) – Unità SL2.

Sono state eseguite prove di laboratorio triassiali non consolidate non drenate eseguite sui campioni e pocket penetrometer test sulle carote che hanno mostrato le seguenti resistenze (si veda Figura 8-26).

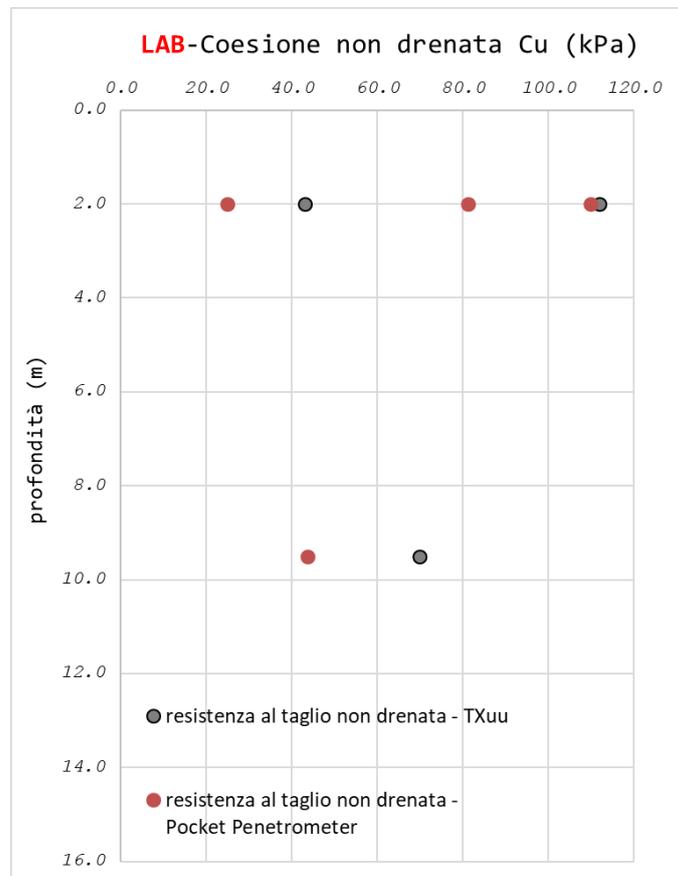


Figura 8-26 – Resistenza al taglio non drenata da prove TXuu e PP – Unità SL2.

8.2.3. CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

Per la determinazione della deformabilità del terreno si sono considerate le prove SPT e le prove edometriche.

Le caratteristiche di deformabilità sono state stimate a partire dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT applicando la correlazione suggerita da AASHTO per sabbie grossolane e sabbie con poca ghiaia si ottiene un modulo elastico compreso tra 8 e 20 MPa (Figura 8-27).

Come illustrato in Figura 8-28, i moduli derivanti dalle prove edometriche, riferiti al carico litostatico, forniscono valori compresi tra 4 e 9 MPa. Nelle immagini successive si riportano i valori dei rapporti di compressione (CR) e rigonfiamento (SR) determinati dalle medesime prove; essi sono compresi rispettivamente nei seguenti range 0.075-0.97 e 0.007-0.009.

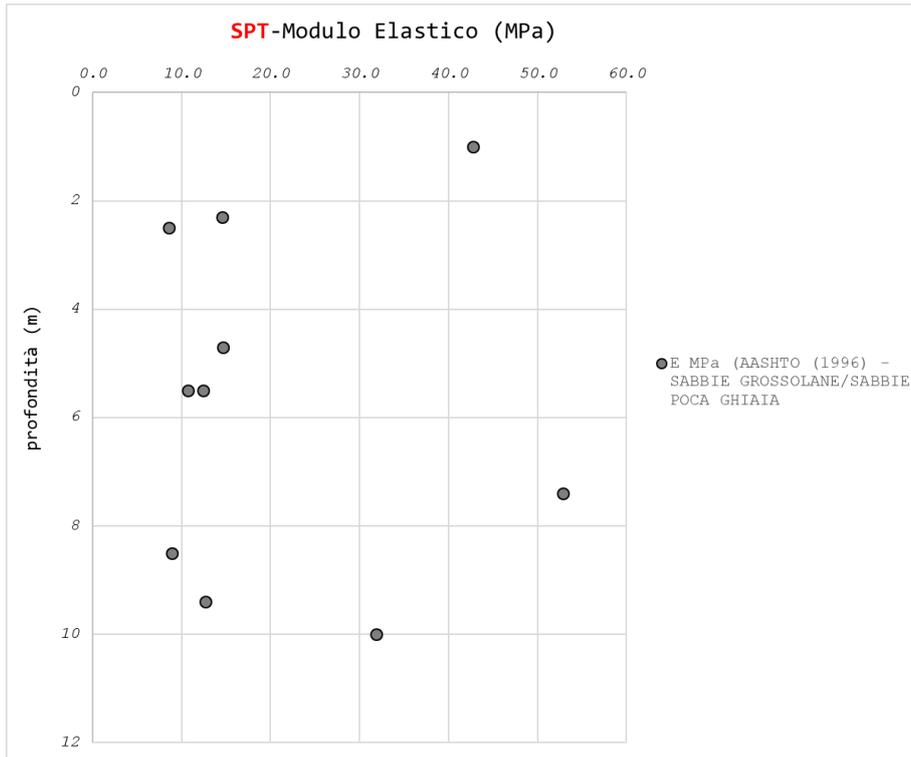


Figura 8-27 – Moduli operativi da SPT – Unità SL2.

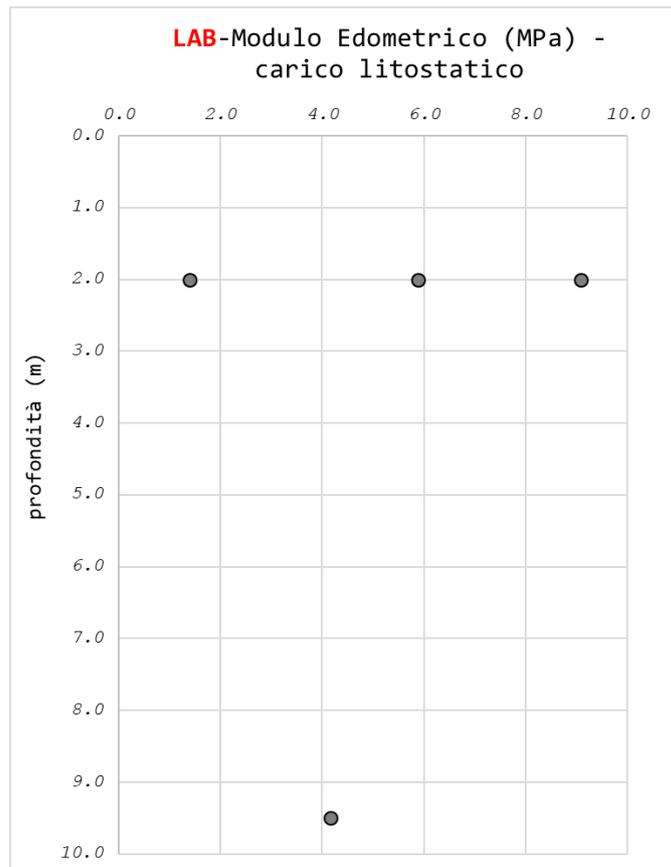


Figura 8-28 – Moduli edometrici da prove di laboratorio – Unità SL2.

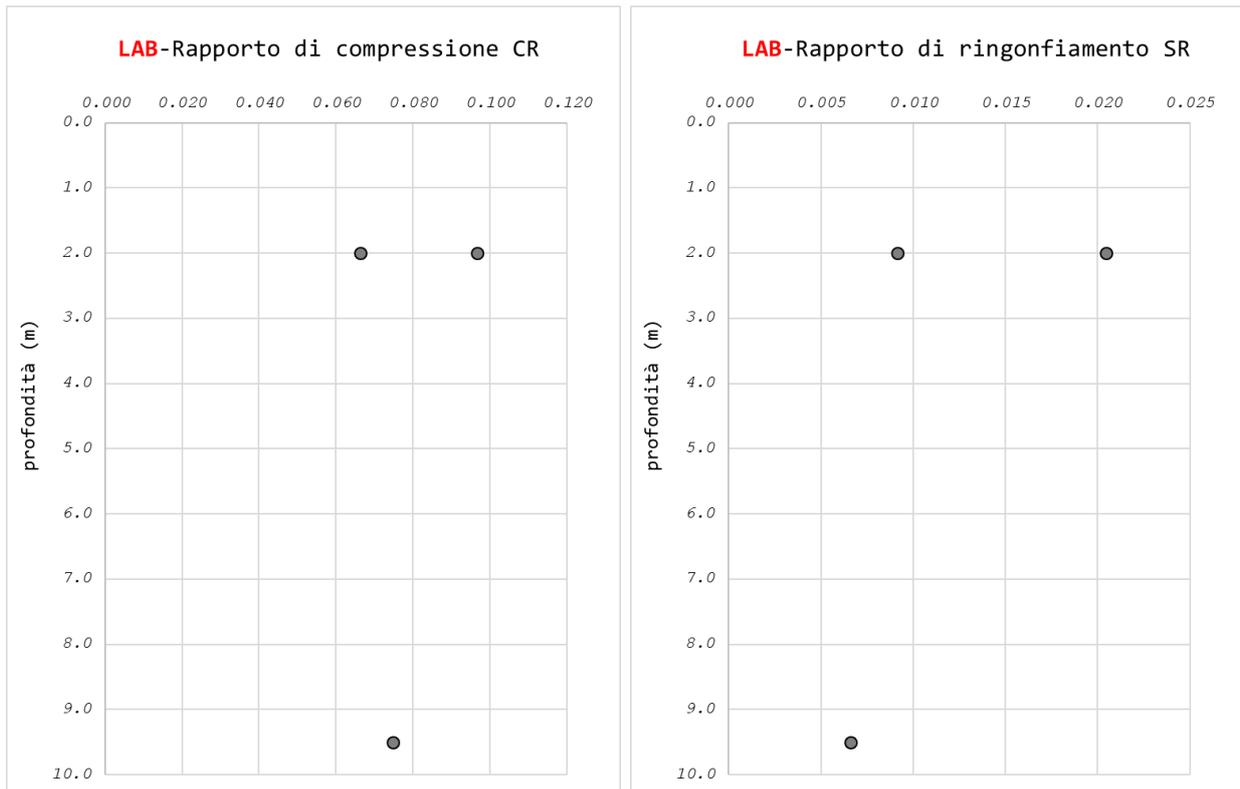


Figura 8-29 – Indici di compressione e rigonfiamento – Unità SL2.

8.2.4. CARATTERISTICHE DI CONSOLIDAZIONE

Sono state determinate dalle prove edometriche mediante la determinazione del coefficiente di consolidazione alla condizione litostatica.

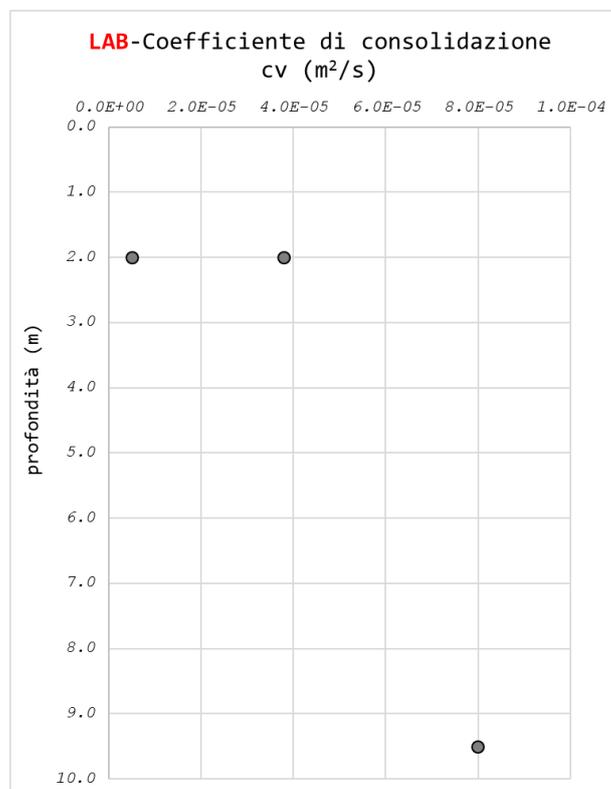


Figura 8-30 –Coefficiente di consolidazione – Unità SL2.

8.3. UNITÀ GEOTECNICA SL3

L'unità geotecnica SL3 rappresenta la copertura ed è costituita prevalentemente da sabbia e limi sabbiosi addensati, con valori medi di $N_{spt} > 40$ fino a rifiuto.

8.3.1. CARATTERISTICHE FISICHE

Il peso di volume è stato stimato dalle prove di laboratorio, considerando i range da letteratura ritenuti rappresentativi del litotipo; esso risulta compreso tra 19.5 e 20.5kN/m³ (Figura 8-31).

I campioni prelevati sono risultati avere un contenuto di ghiaia compreso tra 0-10%, sabbia compreso tra il 40-70%, limo 20-60% e argilla 10-25% (Figura 8-32 e Figura 8-33).

I campioni S04-CI2 e S05-CI1 S05-CI2 sono risultati avere un basso contenuto di sabbia (<10%) e alto contenuto di limo più argilla (>80%).

Il contenuto di umidità naturale e l'indice plastico hanno valori compresi rispettivamente tra 7-20% e 13-15% (Figura 8-34 e Figura 8-35).

Dalla carta di plasticità di Casagrande, il materiale ricade nella zona dei limi a bassa/media plasticità (ML/CL), vedasi Figura 8-37.

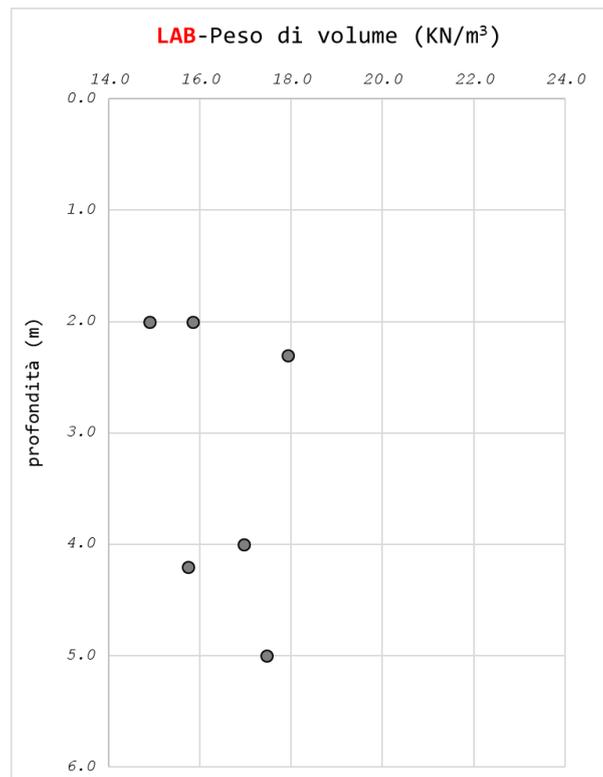


Figura 8-31 – Peso per unità di volume da prove di laboratorio – Unità SL3.

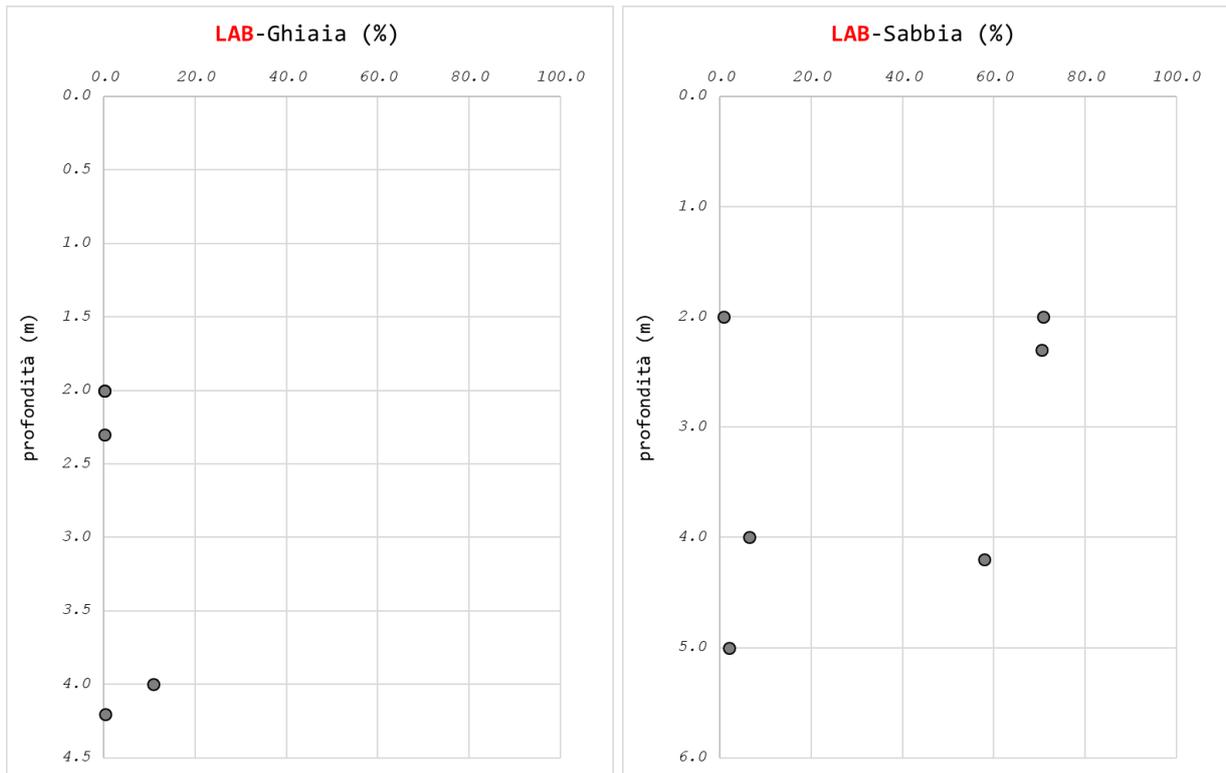


Figura 8-32 – Contenuto di sabbia e ghiaia da granulometria – Unità SL3.

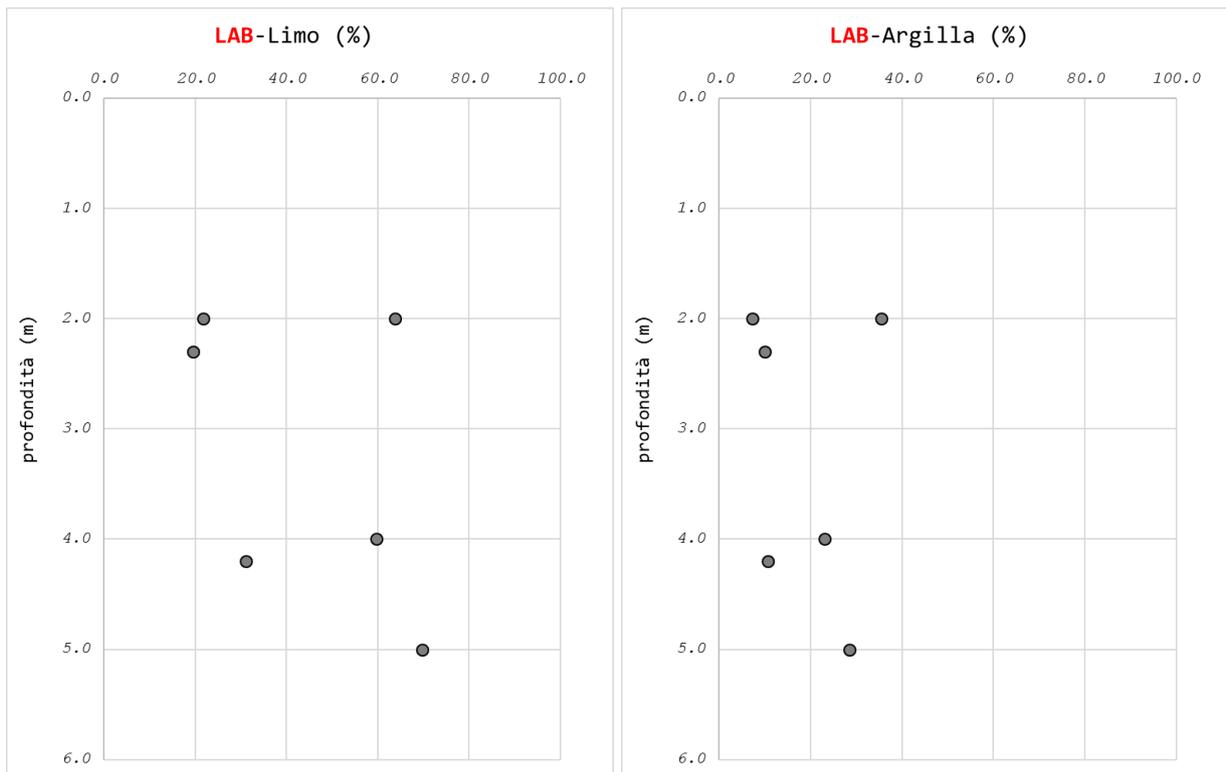


Figura 8-33 – Contenuto di limo e argilla – Unità SL3.

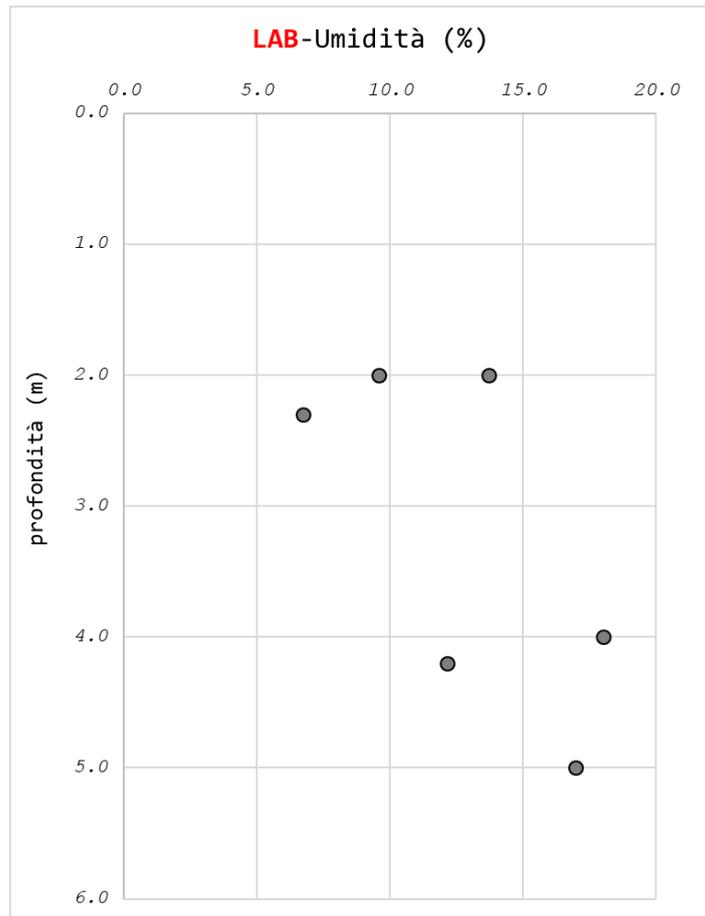


Figura 8-34 – Contenuto in acqua da prove di laboratorio – Unità SL3.

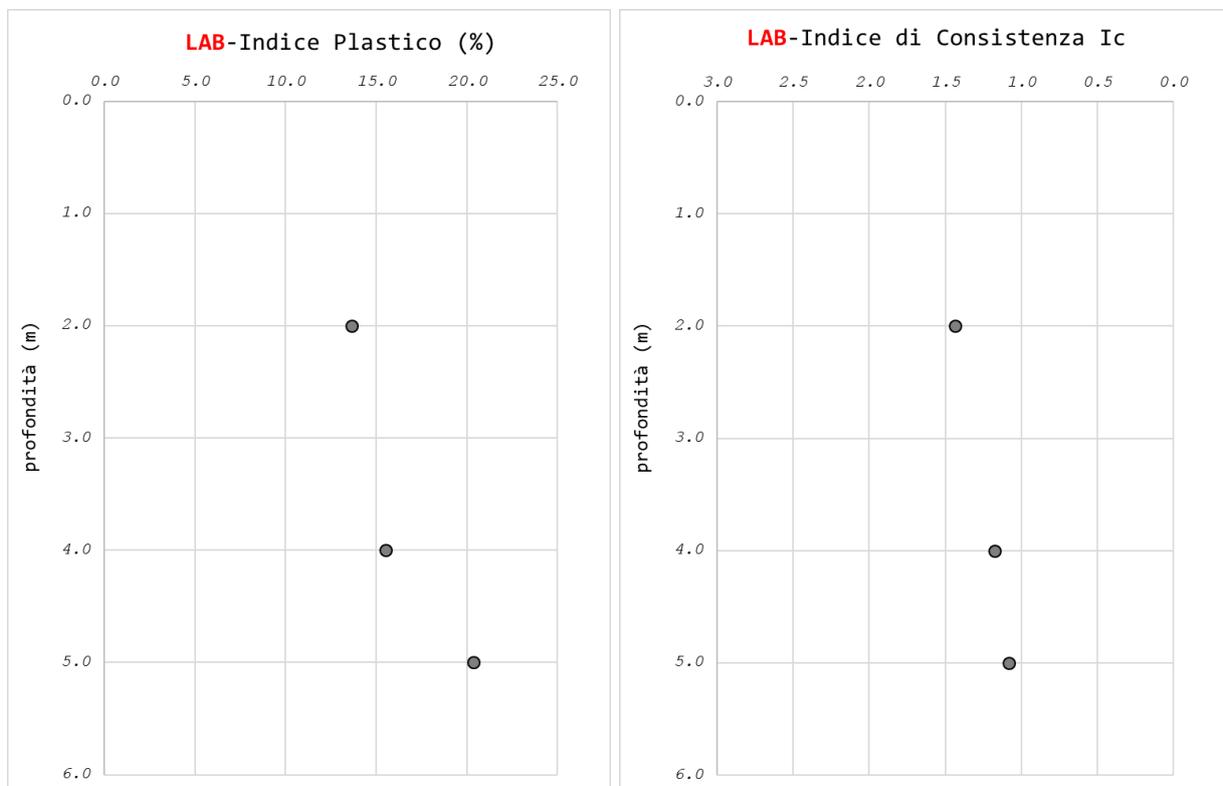


Figura 8-35 – Indice Plastico e di Consistenza da prove di laboratorio – Unità SL3.

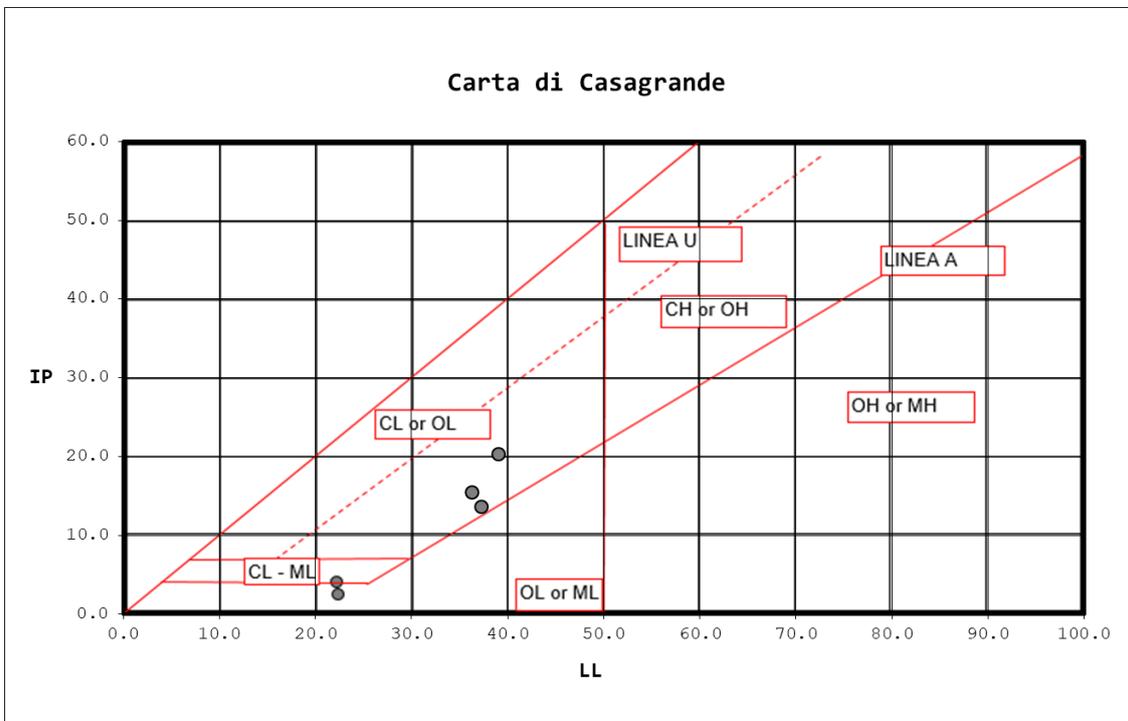
CARATTERISTICHE DI PLASTICITÀ

Indice Plastico IP	Caratteristiche di plasticità del terreno
$0 < IP \leq 5$	Non plastico
$5 < IP \leq 15$	Poco plastico
$15 < IP \leq 40$	Plastico
$IP > 40$	Molto plastico

CARATTERISTICHE DI CONSISTENZA

Indice di Consistenza IC	Condizione	Caratteristiche di consistenza del terreno
$IC < 0$	$W_n > W_{li}$	Fluida
$0.00 < IC \leq 0.25$	$W_n < W_{li}$	Fluido-plastica
$0.25 < IC \leq 0.50$		Molle-plastica
$0.50 < IC \leq 0.75$		Plastica
$0.75 < IC \leq 1.00$		Solido-plastica
$IC > 1$	$W_n > W_{lr}$	Semisolida
$IC > 1$	$W_n < W_{lr}$	Solida

Figura 8-36 – Caratteristiche di consistenza e plasticità (W_{li} è il limite liquido, W_{lr} è il limite di ritiro) – Unità SL3.



Legenda

ML	Limi inorganici da bassa a media plasticità
CL	Argille inorganiche da bassa a media plasticità
OL	Limi e argille organiche di bassa plasticità
MH	Limi inorganici di alta plasticità
CH	Argille inorganiche di alta plasticità
OH	Argille organiche da media a alta plasticità

M = Limi
C = Argille
O = Sostanze organiche
L = bassa plasticità
H = alta plasticità

Figura 8-37 – Carta di plasticità di Casagrande – Unità SL3.

8.3.2. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio in condizioni drenate sono state eseguite prove di laboratorio di taglio e impiegate le SPT (si vedano Figura 8-38, Figura 8-39 e Figura 8-40).

Nella restituzione degli angoli di attrito efficaci da correlazione con SPT non sono stati considerati i valori a rifiuto. Il range di progetto è stato definito anche sulla base di valori compatibili con quelli di letteratura ritenuti rappresentativi del litotipo.

I valori di resistenza al taglio efficaci e non drenati sono compresi nei seguenti range:

$$c' = 5 - 10 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 30 - 36^\circ$$

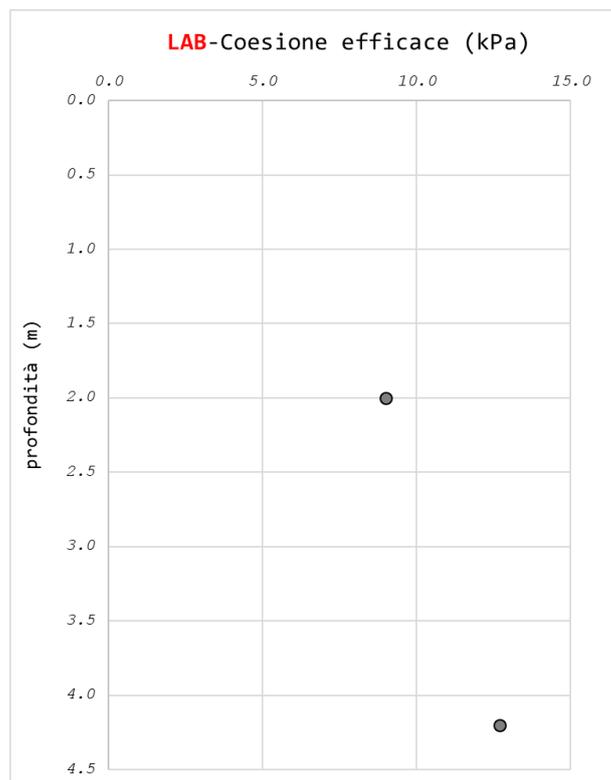


Figura 8-38 – Coesione efficace da prove di taglio diretto – Unità SL3.

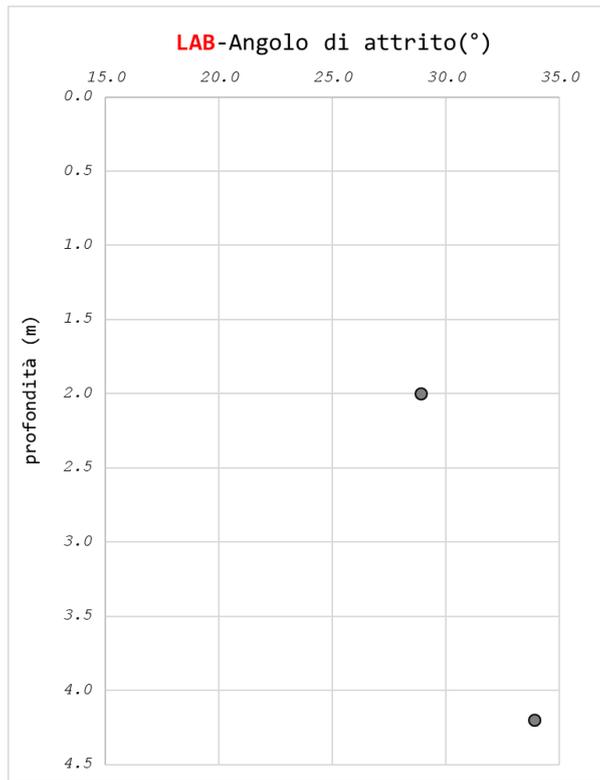


Figura 8-39 – Angolo di attrito efficace da prove di taglio diretto – Unità SL3.

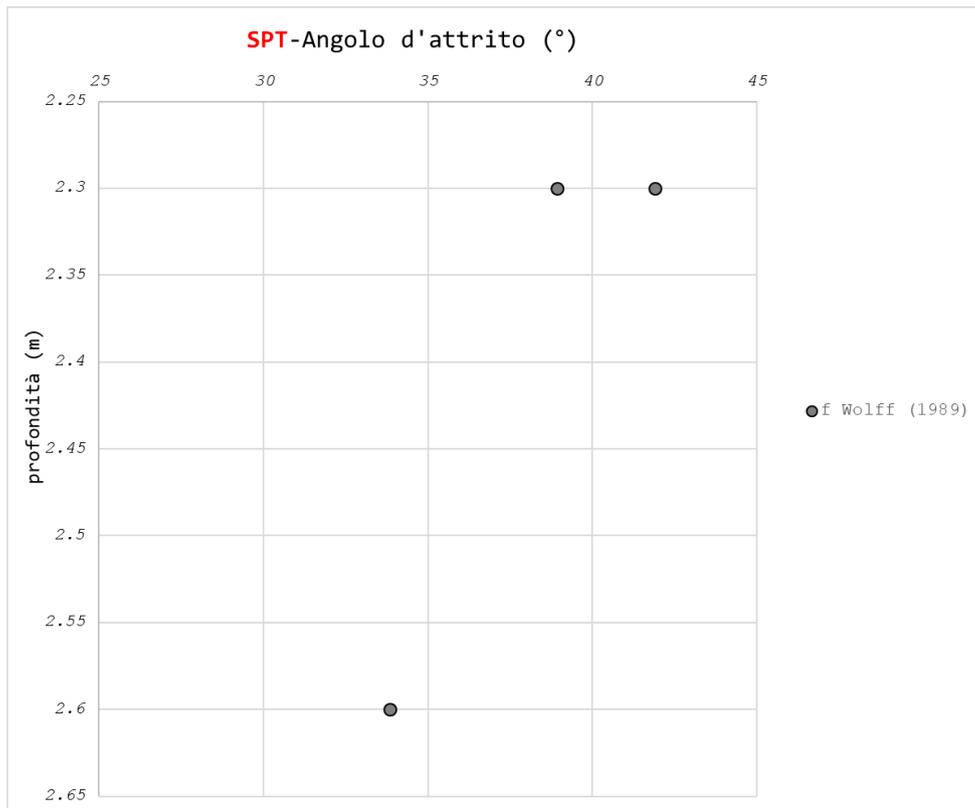


Figura 8-40 – Angolo di attrito efficace da SPT (Wolff - 1989) – Unità SL3.

Sono state eseguite prove ad espansione laterale libera eseguite sui campioni e pocket penetrometer test sulle carote che hanno mostrato le seguenti resistenze (si veda Figura 8-41).

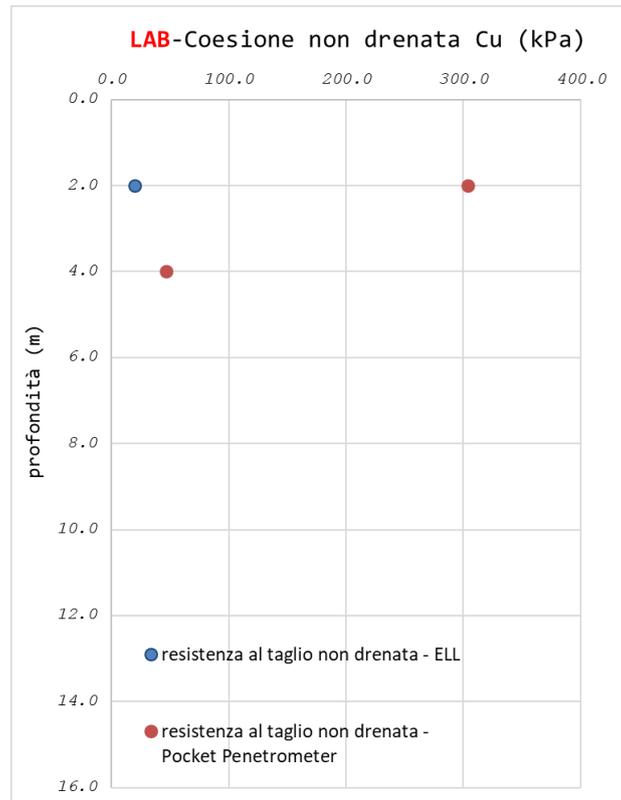


Figura 8-41 – Resistenza al taglio non drenata da prove ELL e PP – Unità SL3.

8.3.3. CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

Per la determinazione della deformabilità del terreno si sono considerate le prove SPT.

In Figura 8-42 sono indicati i moduli operativi stimati da SPT, che possono considerarsi variabili da 20 a 40 MPa.

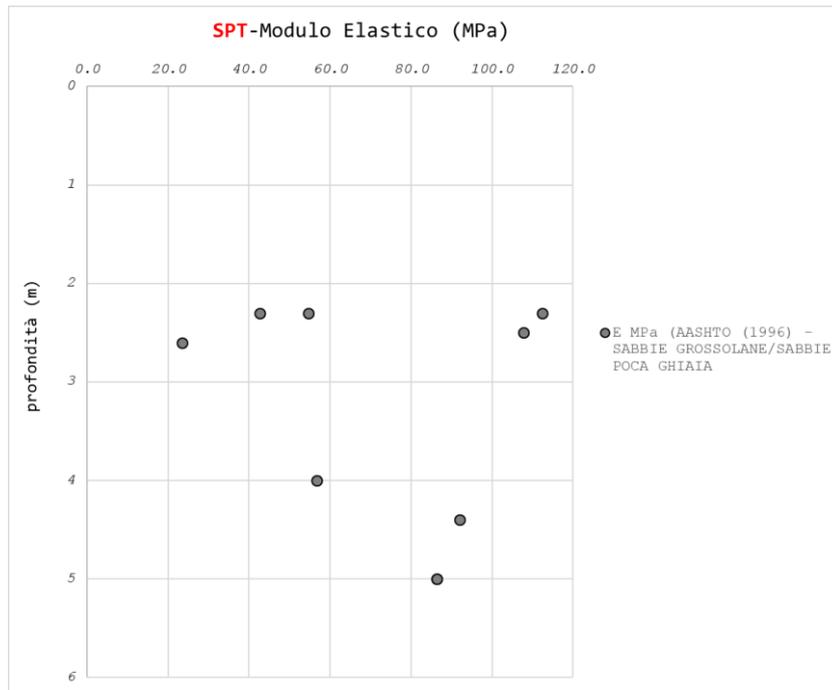


Figura 8-42 – Moduli operativi da SPT – Unità SL3.

8.3.4. CARATTERISTICHE DI CONSOLIDAZIONE

Sono state determinate dalle prove edometriche mediante la determinazione del coefficiente di consolidazione alla condizione litostatica.

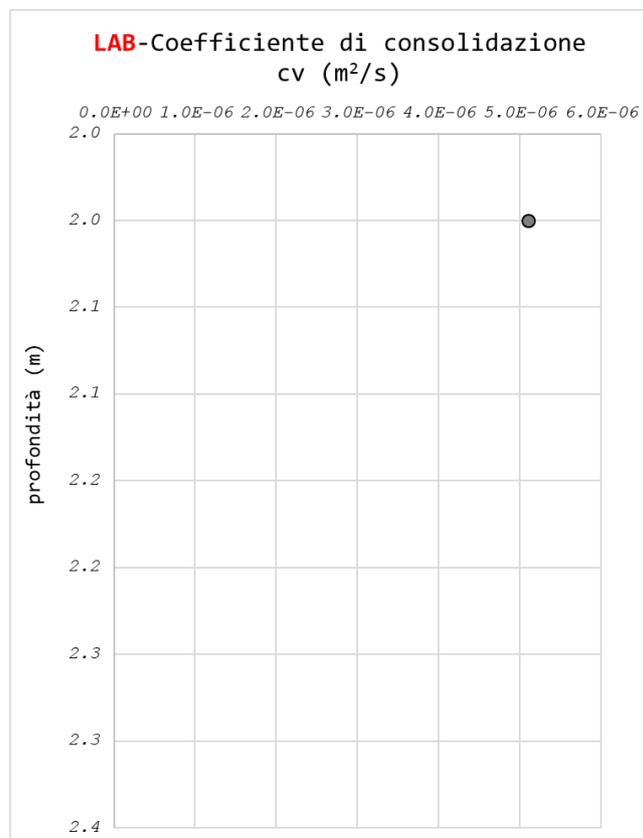


Figura 8-43 –Coefficiente di consolidazione – Unità SL3.

8.4. UNITÀ GEOTECNICA R-ALT

L'unità geotecnica R-Alt rappresenta la parte di formazione alterata, individuata negli strati sabbiosi più compatti con valori di SPT a rifiuto e nella parte più superficiale e alterata del substrato arenaceo.

8.4.1. CARATTERISTICHE FISICHE

Il peso di volume è stato stimato dalle prove di laboratorio, considerando i range da letteratura ritenuti rappresentativi del litotipo; esso risulta compreso tra 22.5 e 23.5kN/m³ (si veda Figura 8-44).

Osservando i dati granulometrici a disposizione (Figura 8-45 e Figura 8-46), essa è infatti composta da una percentuale di sabbia compresa tra il 60 e l'80%, con la restante parte costituita prevalentemente da limo con argilla.

Il contenuto di umidità naturale e l'indice plastico hanno valori variabili compresi rispettivamente tra 8-12% e 2-4% (Figura 8-47 e Figura 8-48).

Dalla carta di plasticità di Casagrande, il materiale ricade prevalentemente nella zona dei limi a bassa/media plasticità (ML), vedasi Figura 8-50.

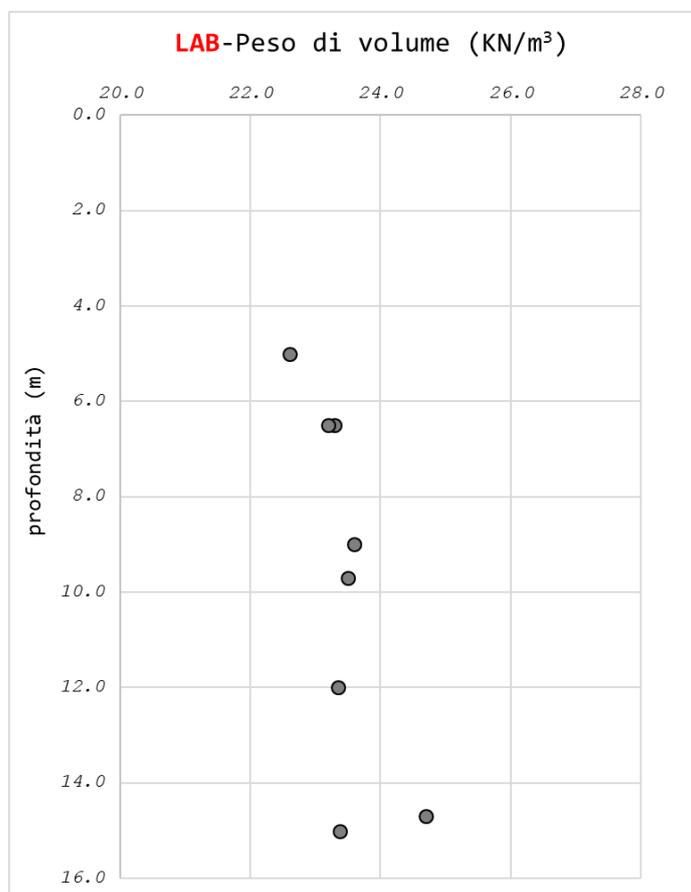


Figura 8-44 – Peso per unità di volume da prove di laboratorio

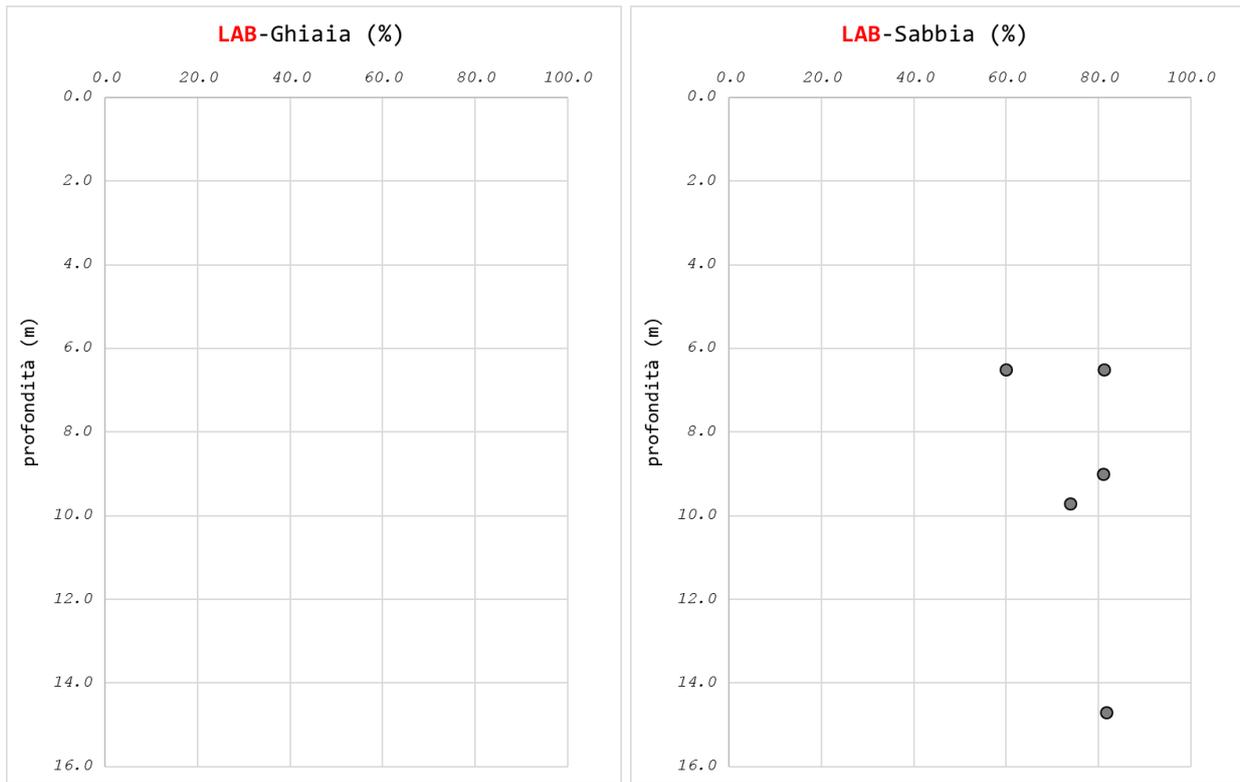


Figura 8-45 – Contenuto di sabbia e ghiaia da granulometria.

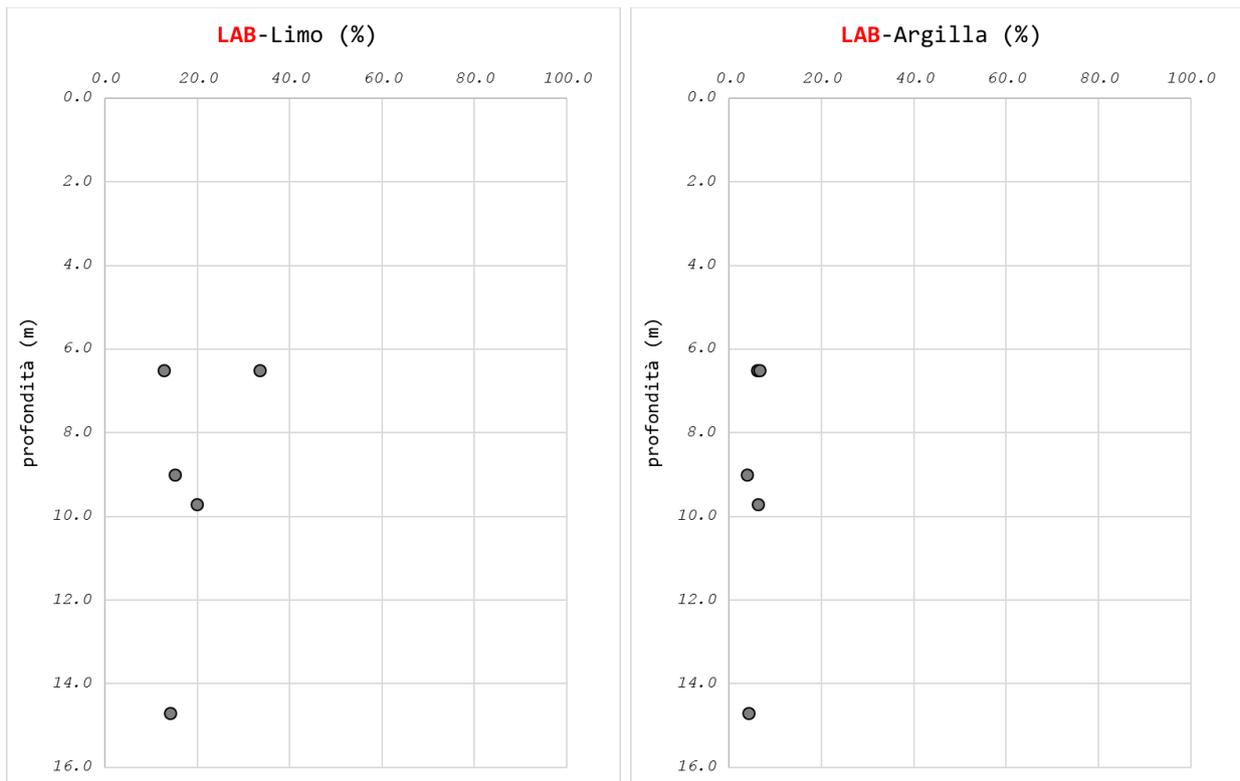


Figura 8-46 – Contenuto di limo e argilla.

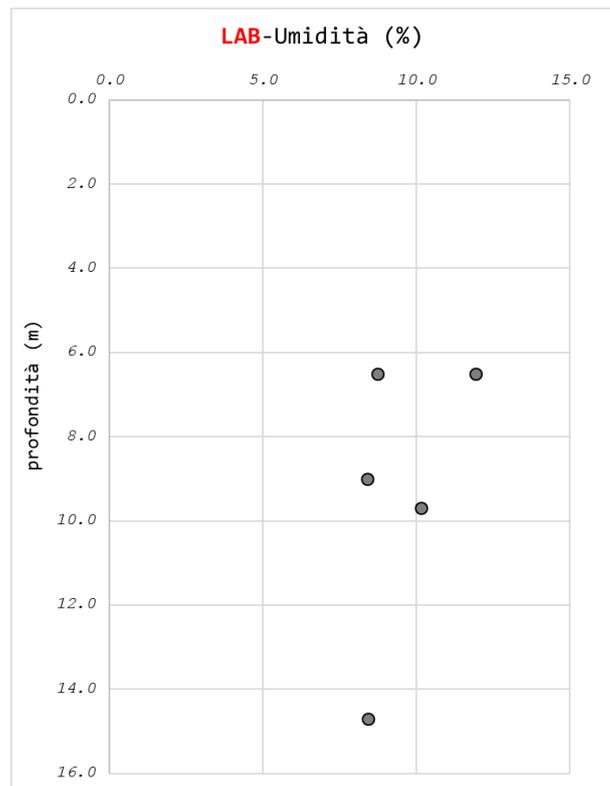


Figura 8-47 – Contenuto in acqua da prove di laboratorio.

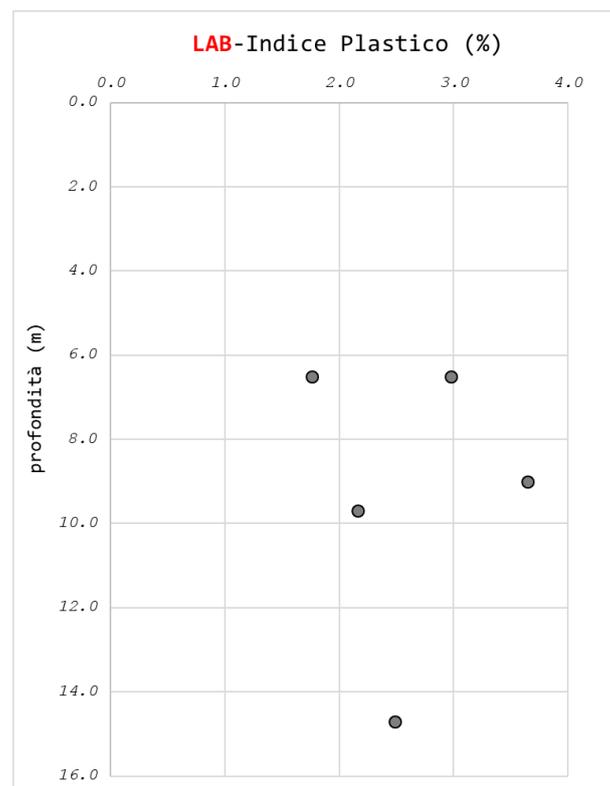


Figura 8-48 – Indice Plastico e di Consistenza da prove di laboratorio.

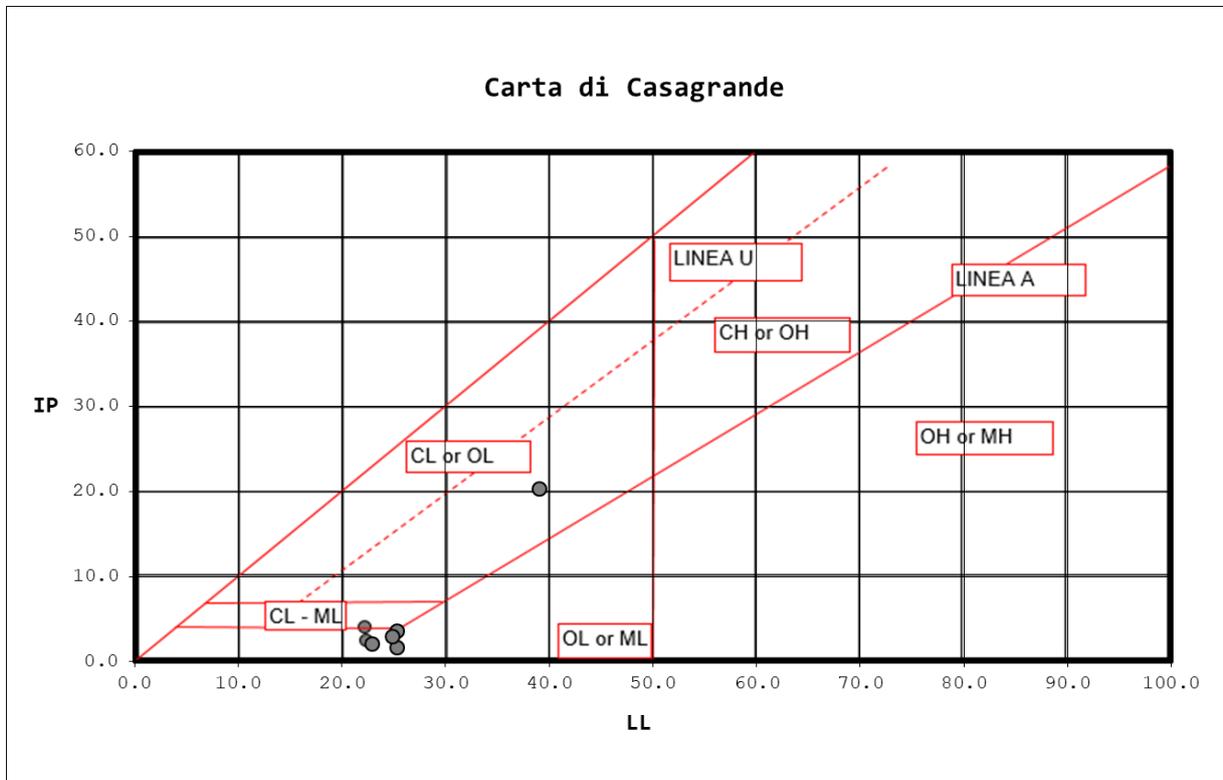
CARATTERISTICHE DI PLASTICITÀ

Indice Plastico IP	Caratteristiche di plasticità del terreno
$0 < IP \leq 5$	Non plastico
$5 < IP \leq 15$	Poco plastico
$15 < IP \leq 40$	Plastico
$IP > 40$	Molto plastico

CARATTERISTICHE DI CONSISTENZA

Indice di Consistenza IC	Condizione	Caratteristiche di consistenza del terreno
$IC < 0$	$W_n > W_{li}$	Fluida
$0.00 < IC \leq 0.25$	$W_n < W_{li}$	Fluido-plastica
$0.25 < IC \leq 0.50$		Molle-plastica
$0.50 < IC \leq 0.75$		Plastica
$0.75 < IC \leq 1.00$		Solido-plastica
$IC > 1$	$W_n > W_{lr}$	Semisolida
$IC > 1$	$W_n < W_{lr}$	Solida

Figura 8-49 – Caratteristiche di consistenza e plasticità (W_{li} è il limite liquido, W_{lr} è il limite di ritiro)



Legenda

ML	Limi inorganici da bassa a media plasticità
CL	Argille inorganiche da bassa a media plasticità
OL	Limi e argille organiche di bassa plasticità
MH	Limi inorganici di alta plasticità
CH	Argille inorganiche di alta plasticità
OH	Argille organiche da media a alta plasticità

M = Limi
C = Argille
O = Sostanze organiche

L = bassa plasticità
H = alta plasticità

Figura 8-50 – Carta di plasticità di Casagrande

8.4.1. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA

Le prove SPT eseguite in foro di sondaggio hanno fornito tutte valori a rifiuto.

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio in condizioni drenate sono state eseguite prove di laboratorio di taglio diretto (si vedano Figura 8-51 e Figura 8-52).

I valori di resistenza al taglio efficaci e non drenati sono compresi nei seguenti range:

$$c' = 10 - 20 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 35 - 37^\circ$$

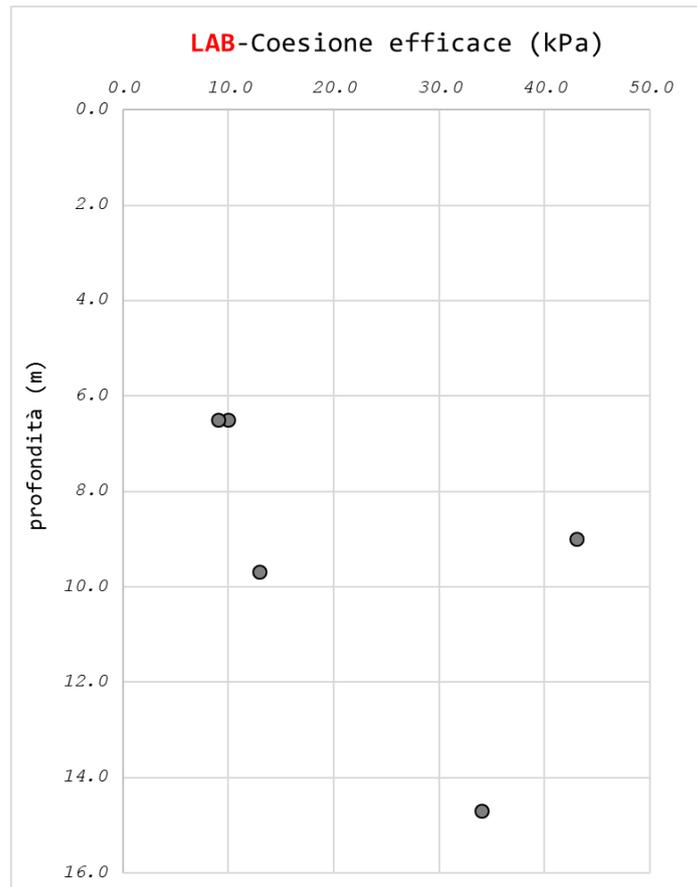


Figura 8-51 – Coesione efficace da prove di taglio diretto

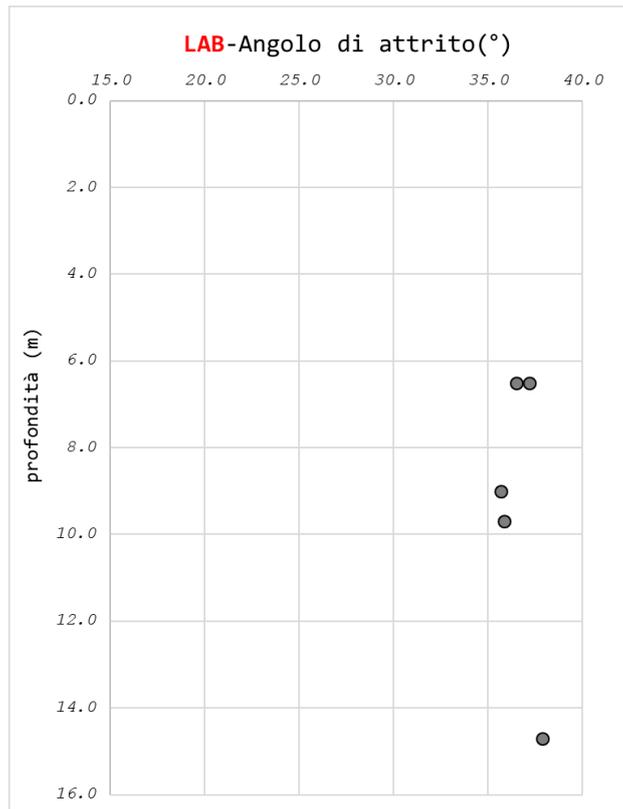


Figura 8-52 – Angolo di attrito efficace da prove di taglio diretto

8.4.1. CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

Per la determinazione della deformabilità del terreno si sono considerate le prove SPT.

In Figura 8-53 sono indicati i moduli operativi ricavati da SPT, che possono considerarsi variabili da 30 a 60 MPa.

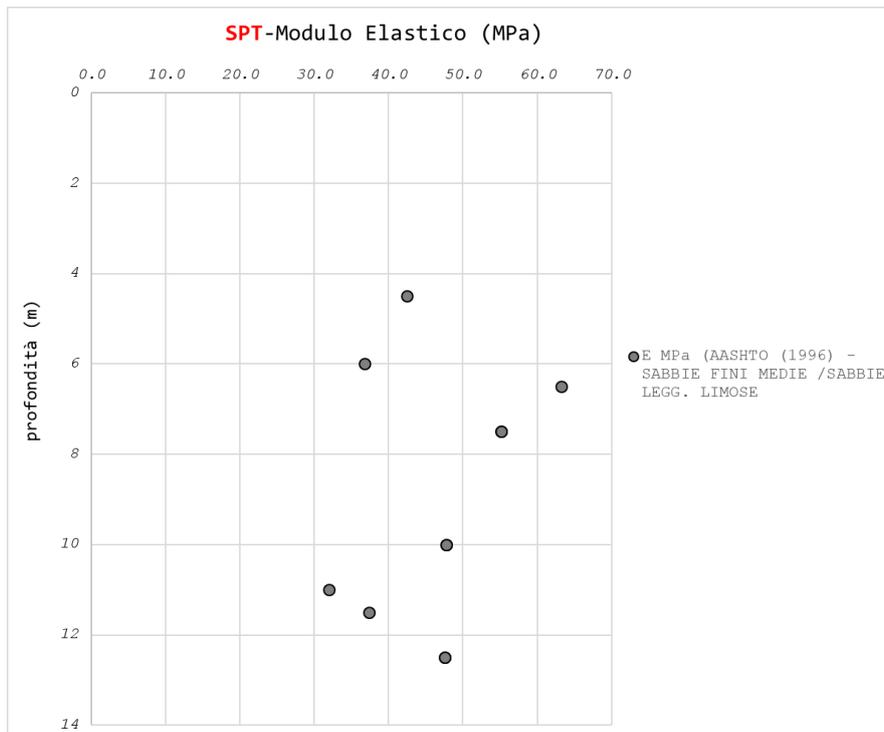


Figura 8-53 – Moduli operativi da SPT – Unità R-alt.

8.4.1. CARATTERISTICHE DI CONSOLIDAZIONE

Sono state determinate dalle prove edometriche mediante la determinazione del coefficiente di consolidazione alla condizione litostatica.

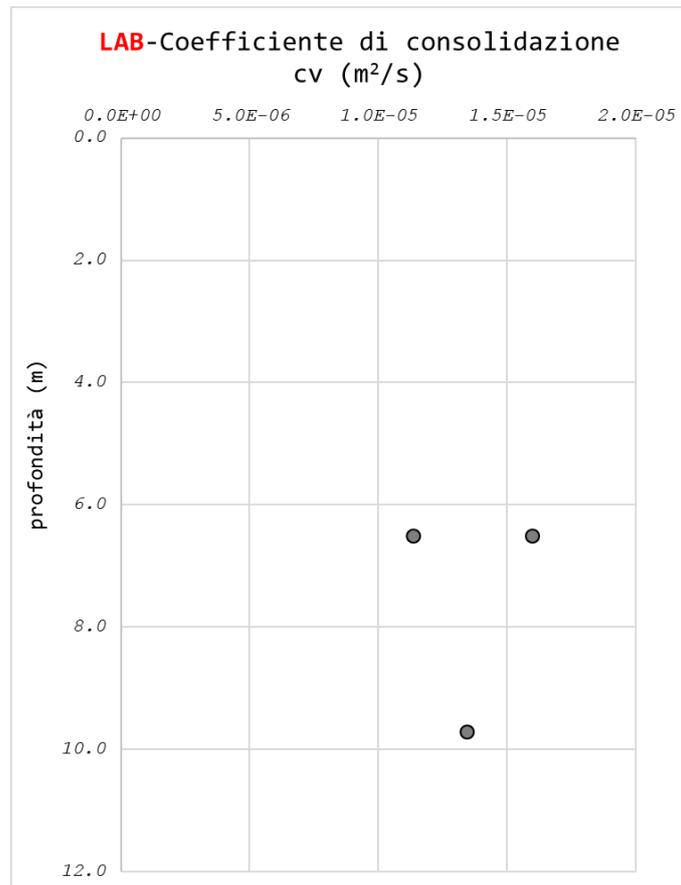


Figura 8-54 –Coefficiente di consolidazione

8.5. UNITÀ GEOTECNICA R

L'unità geotecnica R rappresenta la formazione arenacea intatta, composta dall'alternanza di arenaria e marna.

8.5.1. CARATTERISTICHE FISICHE

Il peso di volume è stato stimato dalle prove di laboratorio e risulta compreso nel range 22.5 e 24.5 kN/m³ in aumento con la profondità (Figura 8-55).

Osservando i dati granulometrici a disposizione (Figura 8-56 e Figura 8-57), essa è infatti composta da una percentuale di sabbia compresa tra il 70% e l'85%, con la restante parte costituita prevalentemente da limo.

Il contenuto di umidità naturale hanno valori compresi tra 5% e 9% (Figura 8-58).

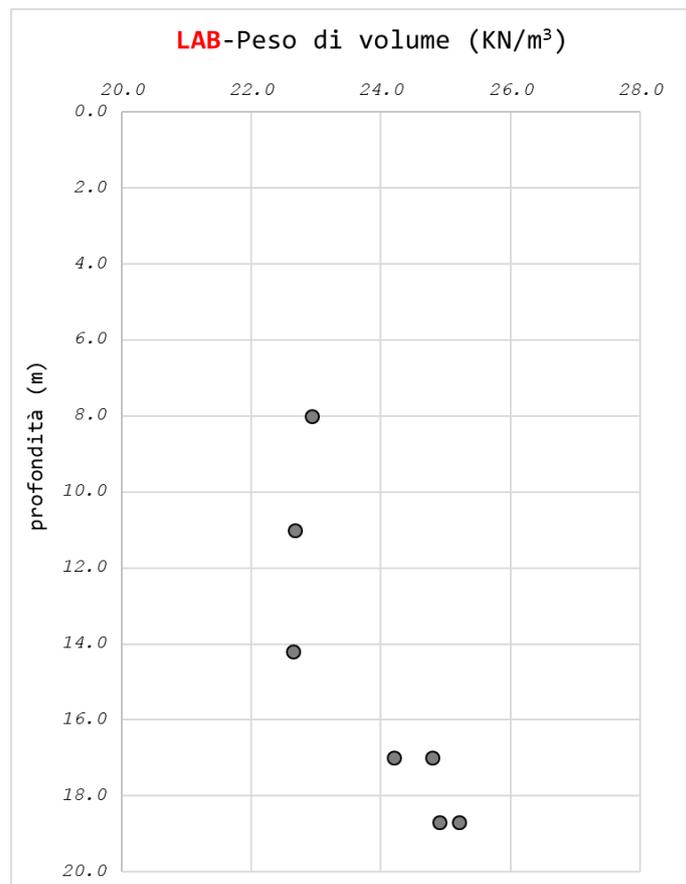


Figura 8-55 – Peso per unità di volume da prove di laboratorio

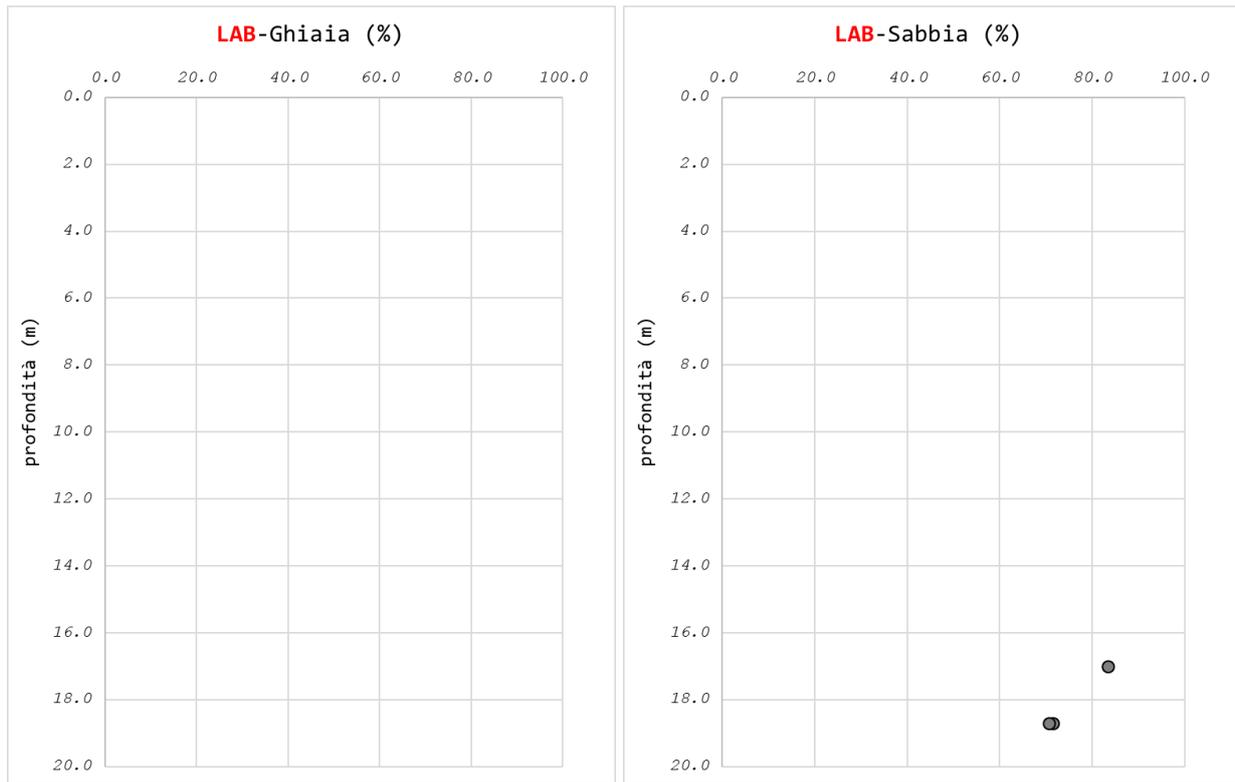


Figura 8-56 – Contenuto di sabbia e ghiaia da granulometria.

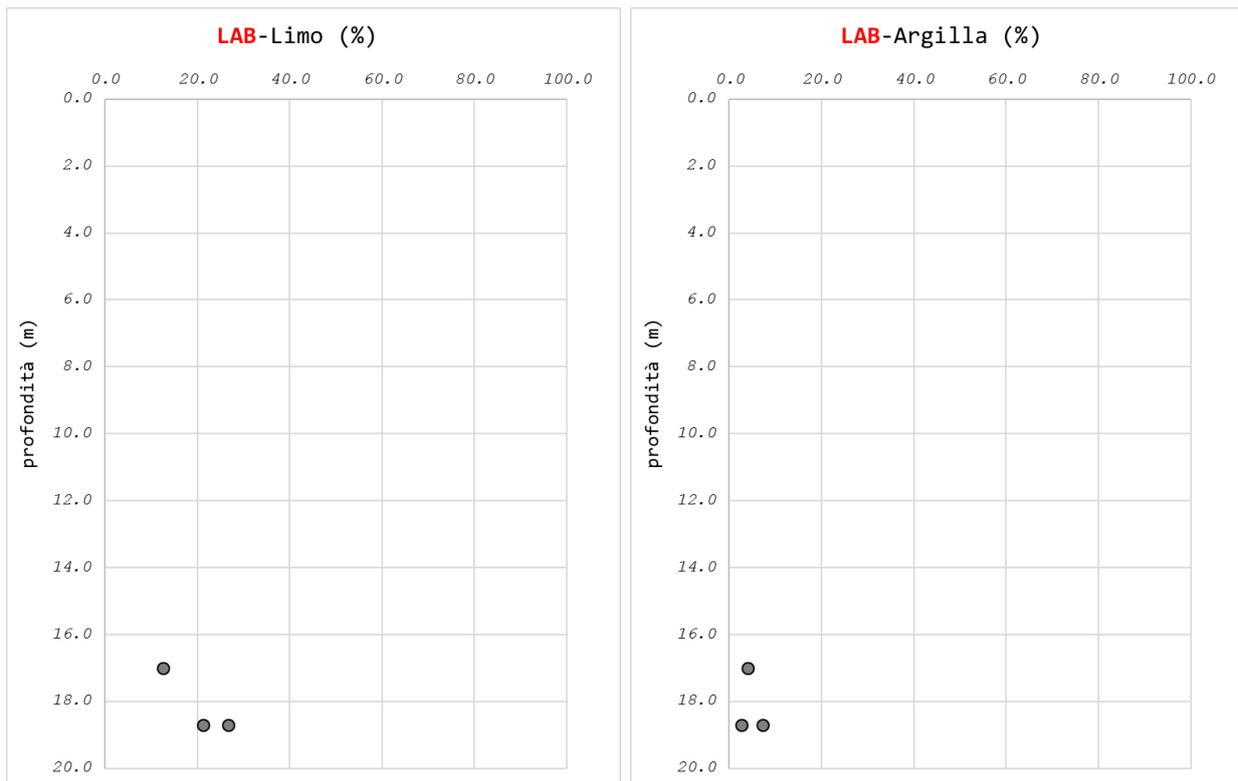


Figura 8-57 – Contenuto di limo e argilla.

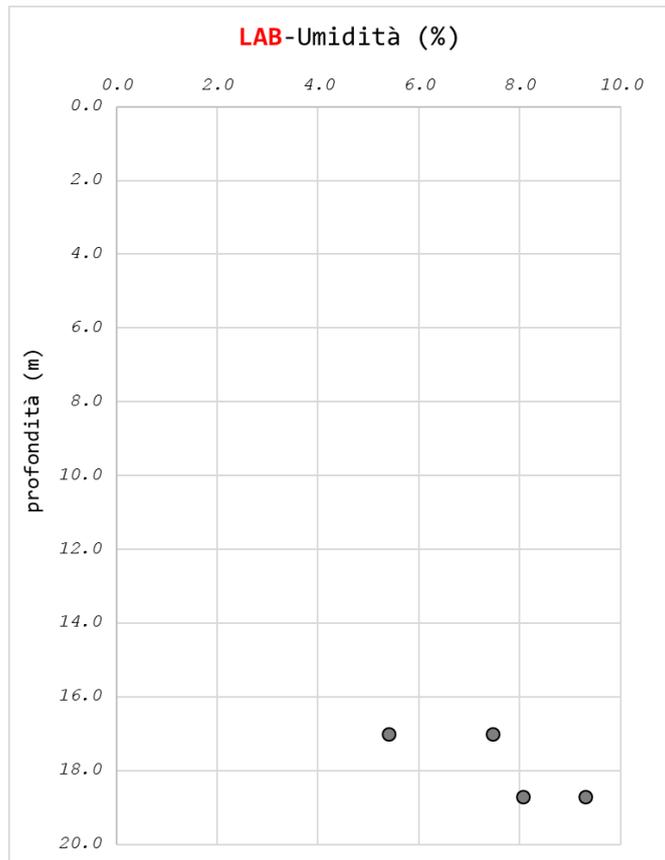


Figura 8-58 – Contenuto in acqua da prove di laboratorio

8.5.2. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio in condizioni drenate sono state eseguite prove di laboratorio di taglio diretto (si veda Figura 8-59) e si sono usate le risultanze delle prove di carico monoassiali eseguite (si veda Figura 8-60); nello specifico, si sono confrontati i dati derivanti dalle prove di taglio diretto con quelli derivanti dall'interpretazione delle monoassiali eseguita mediante l'impiego del criterio di rottura non lineare di Hoek e Brown (per approfondimenti si rimanda al paragrafo 7.4).

I parametri meccanici definiti mediante la relazione di Hoek e Brown sono riportati in Figura 8-61 + Figura 8-65 e riassunte in Figura 8-66 e Figura 8-67, e sono stati valutati tenendo conto di valori di GSI rappresentativi del campione e della colonna stratigrafica. Per il sondaggio S3, nella determinazione delle caratteristiche di resistenza si è tenuto conto del fatto che la formazione veda l'alternanza di marna e arenaria (l'impiego delle caratteristiche della marna al posto dell'arenaria viene indicato nella didascalia delle analisi con criterio Hoek e Brown).

I valori di resistenza derivanti dalle prove di taglio diretto sono $c'=107 - 179$ kPa e $\phi'=36 - 38^\circ$; mentre quelli derivanti dal criterio di Hoek-Brown sono $c'=109 - 225$ kPa e $\phi'=37 - 47^\circ$.

È stato, inoltre, eseguito il tilt test in un campione prelevato al sondaggio S1int in corrispondenza del substrato, per determinare l'angolo di attrito di base sul giunto, che fornisce un valore pari a 40.6° (si veda Figura 8-68).

I valori di resistenza al taglio efficaci nella roccia intatta sono compresi nei seguenti range:

- $c' = 100 - 200$ kPa
- $\phi' = 35 - 40^\circ$

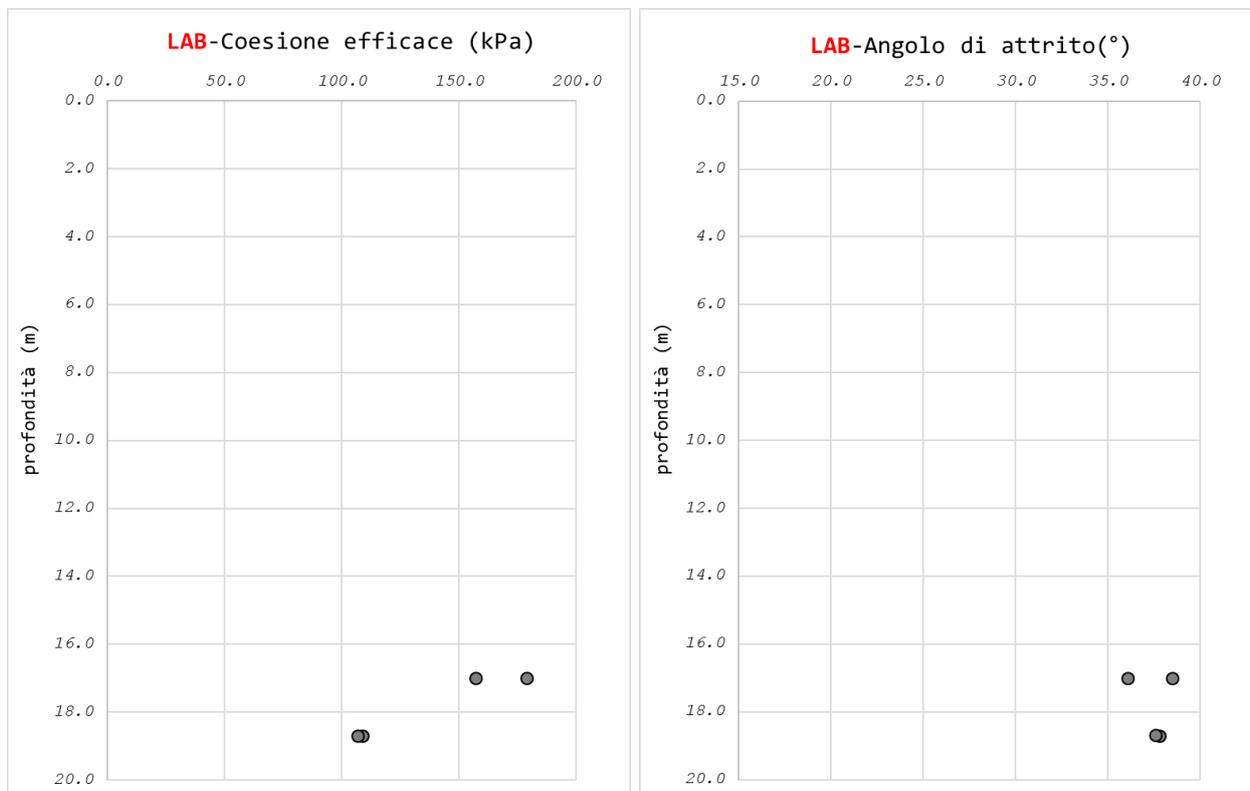


Figura 8-59 – Coesione e angolo di attrito efficace da prove di taglio diretto.

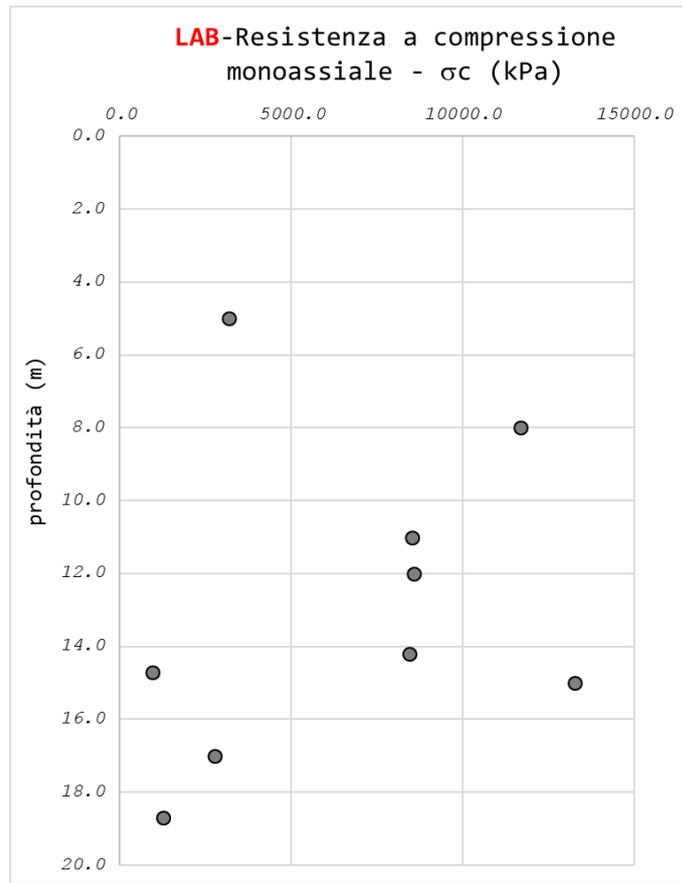


Figura 8-60 – Resistenza a compressione monoassiale - σ_c

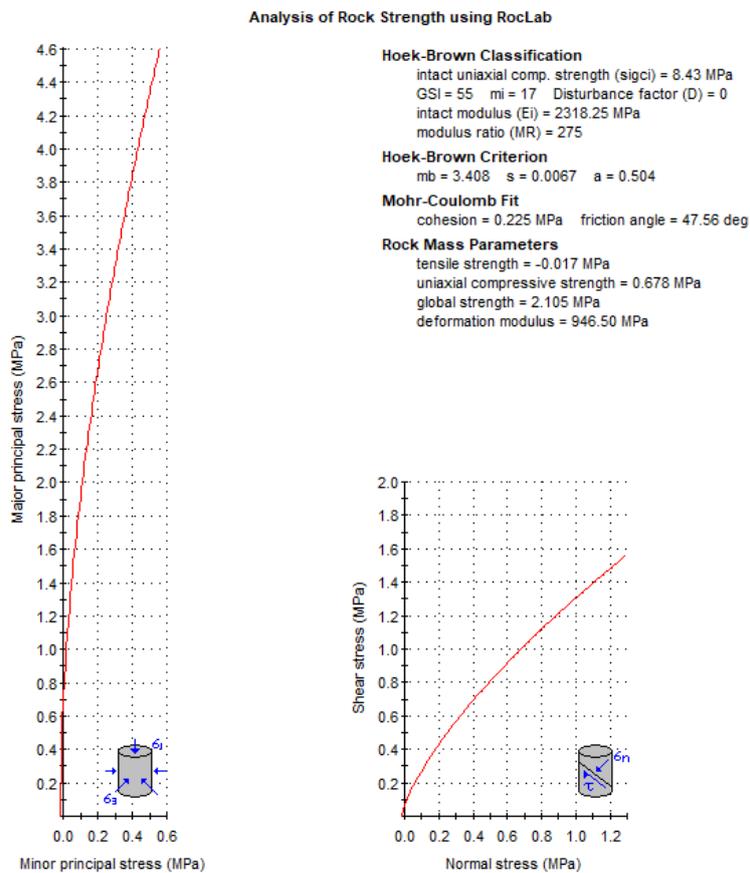


Figura 8-61 – Risultati dell'analisi delle caratteristiche dell'ammasso roccioso (S2-C5 - GSI=55)

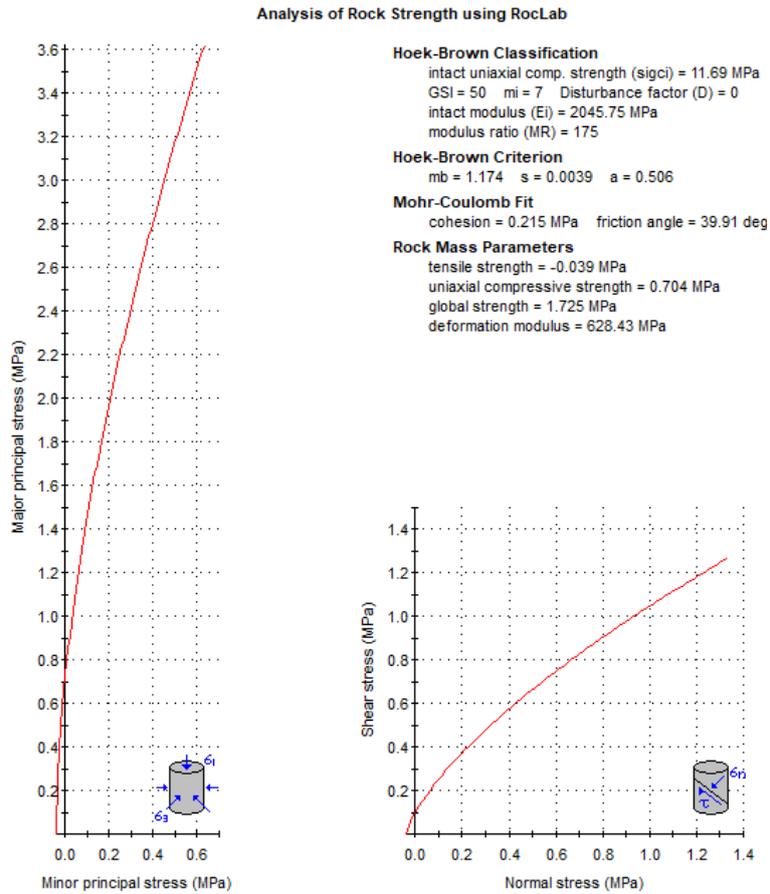


Figura 8-62 – Risultati dell’analisi delle caratteristiche dell’ammasso roccioso (S3-C3 - GSI=50_Marna)

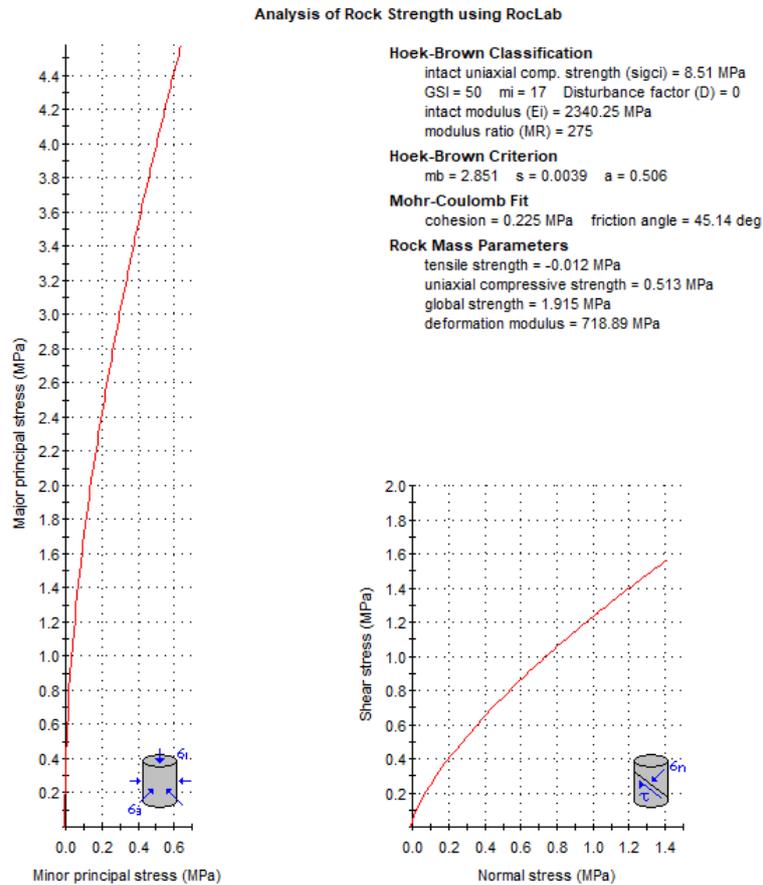


Figura 8-63 – Risultati dell’analisi delle caratteristiche dell’ammasso roccioso (S3-C4 - GSI=50)

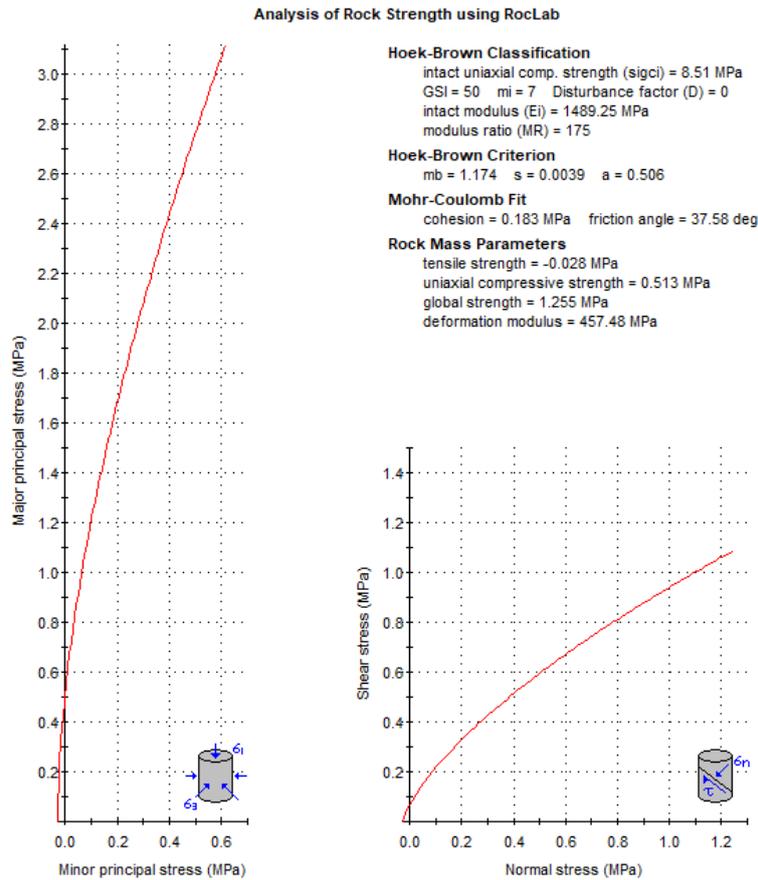


Figura 8-64 – Risultati dell’analisi delle caratteristiche dell’ammasso roccioso (S3-C4 - GSI=50_Marna)

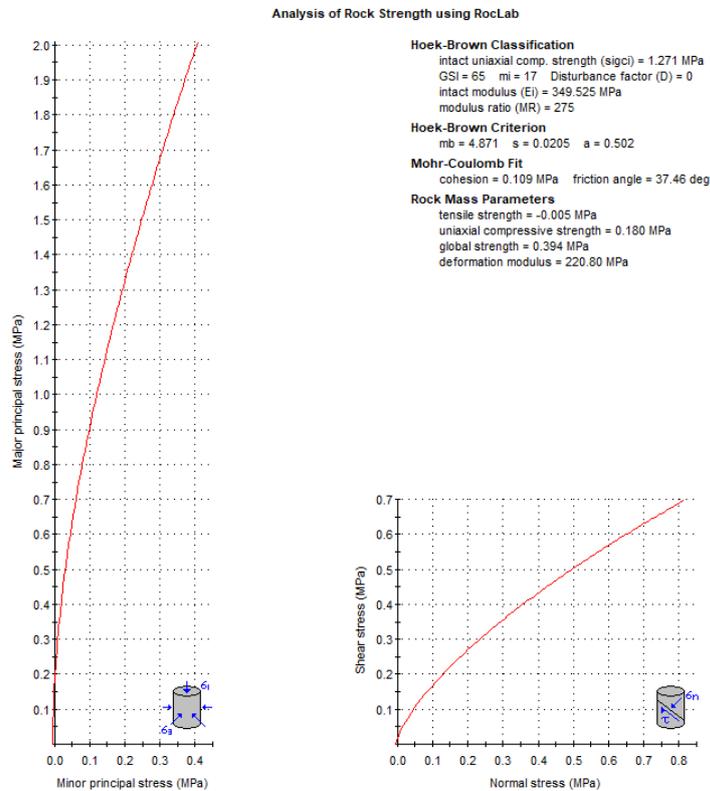


Figura 8-65 – Risultati dell’analisi delle caratteristiche dell’ammasso roccioso (S3int-C5 - GSI=65).

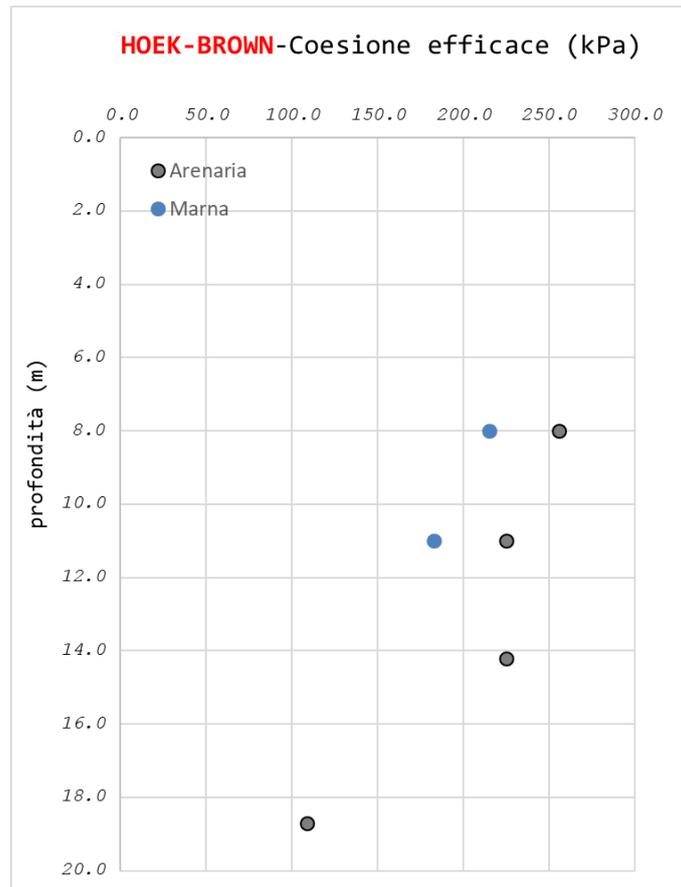


Figura 8-66 – Coesione efficace da analisi dell’ammasso roccioso a partire da σ_c

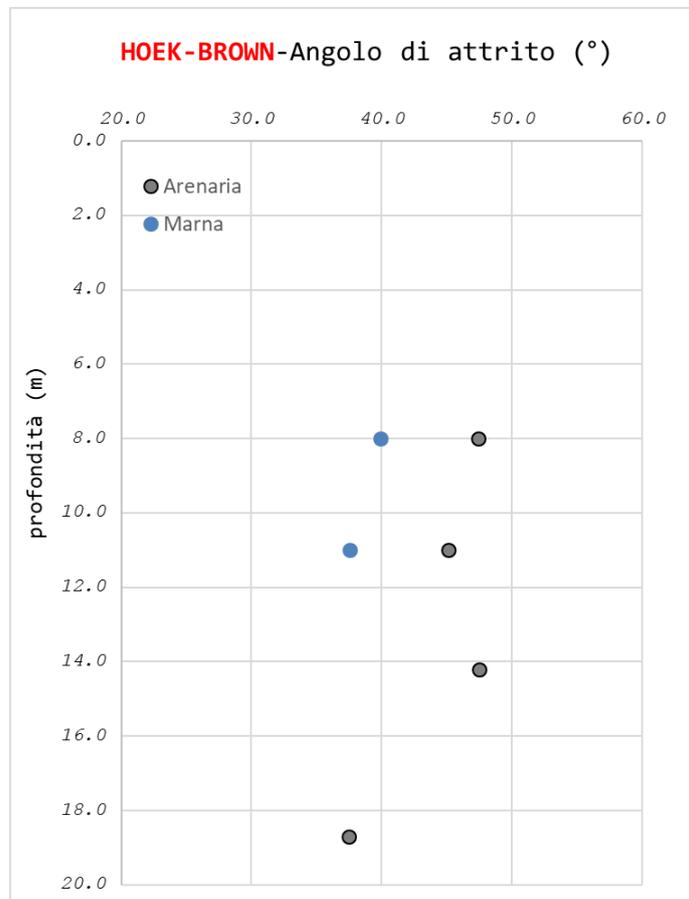


Figura 8-67 – Angolo di attrito efficace da analisi dell’ammasso roccioso a partire da σ_c

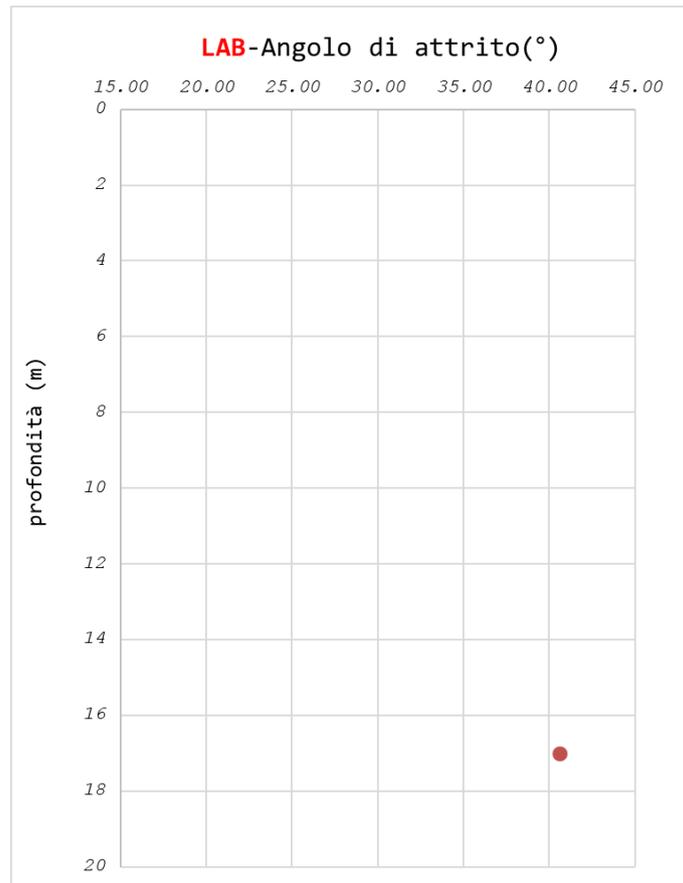


Figura 8-68 – Angolo di attrito da Tilt Test.

8.5.3. CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

Le caratteristiche di deformabilità sono derivate dalle prove di compressione monoassiale e ad espansione laterale libera, mediante il criterio di Hoek – Brown. La valutazione è avvenuta coerentemente con quanto fatto per le proprietà resistenti, facendo una doppia valutazione laddove individuata un’alternanza arenaria/marna.

Le analisi delle caratteristiche dell’ammasso rocciosi che hanno condotto alla definizione del modulo elastico sono riportate in Figura 8-61 - Figura 8-65 e sono riassunte nella figura seguente.

Il range di variazione di tale parametro è stimato 100-400MPa.

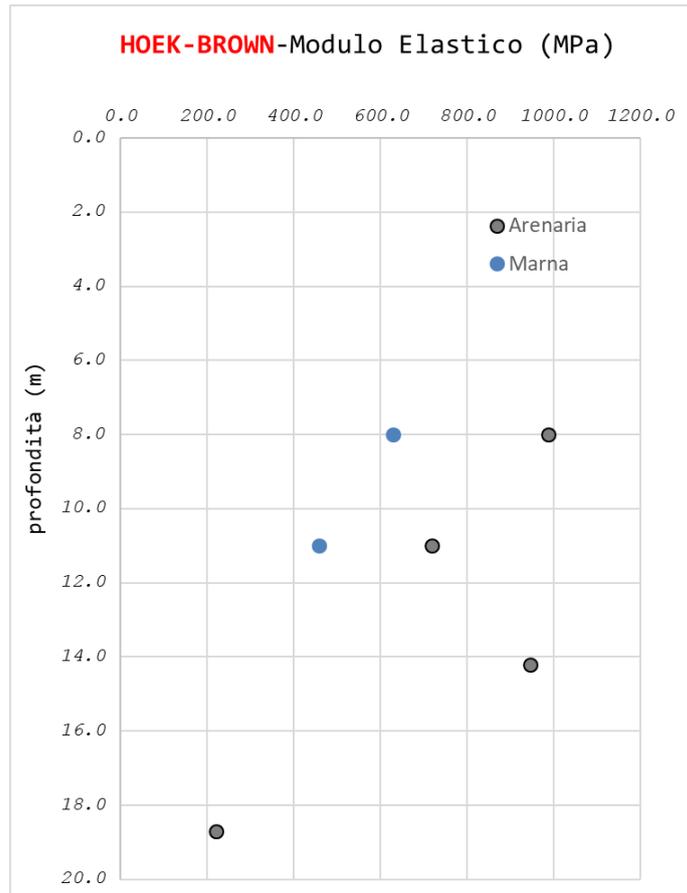


Figura 8-69 – Modulo elastico da analisi dell’ammasso roccioso a partire da oc

9. SINTESI DELLE CARATTERIZZAZIONE

Nella tabella sono riportati i parametri geotecnici preliminari per le unità descritte nei paragrafi precedenti.

Tabella 9-1 – Tabella riassuntiva dei parametri geotecnici.

UNITÀ GEOTECNICA	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ [°]	E [MPa]
SL1	19.5-20.5	0-5	27-30	5-10
SL2	19.5-20.5	0-5	29-32	5-20
SL3	19.5-20.5	5-10	30-36	20-40
R-alt	22.5-23.5	10-20	35-37	30-60
R	22.5-24.5	100-200	35-40	100-400