

S.S. 260 "Picente"
Lavori di adeguamento e potenziamento della tratta stradale laziale.
2 Lotto - dal km 43+800 al km 41+150

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE STRADALE
Dott. Ingegneri Camillo Andreocci Ord. Prov. di Latina n.A1473

PROGETTAZIONE STRUTTURE
Dott. Ingegneri Ilaria Lardani Ord. Prov. di Roma n.A37398

PROGETTAZIONE GEOTECNICA
Dott. Geol. Massimo Pietrantonì Ord. Lazio n.A738

PROGETTAZIONE IMPIANTI
Dott. Ingegneri Salvatore Giua Ord. della Prov. di Roma n.15959

RESPONSABILE STUDIO AMBIENTALE
Dott. Geol. P. Mauri Ord. xxx Prov. di xxx n.xxx
Dott. Ing. R. Abate Ord. Prov. di xxx n.xxx
Dott. Arch. Laura Tasca Ord. Prov. di xxx n.xxx
Dott. Biol. A. Di Peso Ord. Prov. di xxx n.xxx
Dott. Arch. J. Zaccagna Ord. Prov. di xxx n.xxx
Dott. Arch. J. Zaccagna Ord. Prov. di xxx n.xxx

IL GEOLOGO
Dott. Geol. Massimo Pietrantonì Ord. Lazio n.A738

ARCHEOLOGIA
Dott. Grazia Savino 1° Fascia D.M. 244 2019 n.3856

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Dott. Ingegneri Camillo Andreocci Ord. Prov. di Latina n.A1473

IMPRESA ESECUTRICE: TOTO S.P.A. COSTRUZIONI GENERALI



DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Camillo Colalongo

GRUPPO DI PROGETTAZIONE
CAPOGRUPPO MANDATARIA



RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
Dott. Ing. Camillo Andreocci
Ord. della Prov. di Latina n.A1473

MANDANTI



ARCHEOLOGIA
Dott. Grazia Savino
1° Fascia D.M. 244 2019 n.3856



VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO
Dott. Ing. Antonio Aurelj

PROGETTISTA

VISTO PER APPROVAZIONE
DEL RUP

STUDI E INDAGINI
GEOTECNICA E SISMICA

RELAZIONE GEOTECNICA

CODICE PROGETTO			CODICE ELAB.		REVISIONE	SCALA	
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO					
-			T00	GE00	GETRE02	A	-
A	AGOSTO 2023	PRIMA EMISSIONE			G. DIXIT DOMINUS	B. PICCINI	M. PIETRANTONI
REV.	DATA	DESCRIZIONE			REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	7
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE	9
3.1	Inquadramento geografico	9
3.2	Inquadramento geologico.....	9
3.3	Inquadramento geomorfologico	10
3.4	Inquadramento idrogeologico	11
4	INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE	13
4.1	Indagini geognostiche pregresse.....	13
4.1.1	<i>Sondaggi</i>	14
4.1.2	<i>Resistenza a compressione (Pocket Penetrometer)</i>	14
4.1.3	<i>Inclinometri</i>	14
4.1.4	<i>Standard Penetration Test (SPT)</i>	14
4.1.5	<i>Piezometri</i>	17
4.1.6	<i>Prove di laboratorio</i>	17
4.2	Indagini geofisiche pregresse	19
4.3	Indagini integrative	20
5	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	22
5.1	Terreni a grana grossa (Sabbie e Ghiaie)	22
5.1.1	<i>Classificazione</i>	22
5.1.2	<i>Stato di addensamento</i>	22
5.1.3	<i>Resistenza in terreni incoerenti</i>	23
5.1.4	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	24
5.2	Terreni a grana fine (Limi e Argille)	24
5.2.1	<i>Classificazione</i>	24
5.2.2	<i>Caratteristiche di resistenza</i>	24
5.2.3	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	25
5.2.4	<i>Caratteristiche di consolidazione</i>	25
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	27
6.1	Definizione delle unità geotecniche individuate	27
6.1.1	<i>Unità R – Materiale di riporto</i>	27
6.1.2	<i>Unità UG1</i>	28
6.1.3	<i>Unità UG2</i>	38
6.1.4	<i>Unità litoidi</i>	63
6.2	Determinazione dei parametri geotecnici delle unità individuate	66

INDICE DELLE TABELLE E DELLE FIGURE

Figura 1: Immagine satellitare raffigurante l'area di studio; in bianco il tracciato di progetto.	9
Figura 2: Stralcio della carta geologica in scala 1:50.000 foglio n.337 "Norcia" e sezione geologica estrapolata dal foglio (Progetto CARG). Nel riquadro rosso si riporta l'area di progetto.	10
Figura 3 - Ubicazione delle indagini geognostiche e geofisiche.....	13
Figura 4: Foto del materiale in cassetta – Unità R.	27
Figura 5: Foto del materiale in cassetta – Unità UG1.....	28
Figura 6: Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni lavorati – Unità UG1.	29
Figura 7: Distribuzione granulometrica con la profondità del campione – Unità UG1.	29
Figura 8: peso dell'unità di volume (γ) e peso specifico dei grani (γ_s) al variare della profondità da p.c. – Unità UG1.....	30
Figura 9: Peso di volume secco (γ_d) e contenuto d'acqua – Unità UG1.....	31
Figura 10: Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità UG1.....	31
Figura 11: Carta di plasticità di Casagrande – Unità UG1.....	32
Figura 12: Coesione efficace di picco (c'_p), angolo di resistenza al taglio di picco (ϕ'_p) al variare della profondità da p.c. – Unità UG1.....	32
Figura 13: Coesione efficace residua (c'_{cv}), angolo di resistenza al taglio residuo (ϕ'_{cv}) al variare della profondità da p.c. – Unità UG1.....	33
Figura 14: Valori del numero di colpi N_{SPT} al variare della profondità da p.c. – Unità UG1 [alle prove "a rifiuto" è stato assegnato un numero di colpi pari a 50 se $N_1 > 50$ prima di 15cm, 100 se $N_2 + N_3 > 100$ prima di 30cm].	34
Figura 15: Densità relativa stimata da prove penetrometriche dinamiche SPT mediante la correlazione empiriche al variare della profondità – Unità UG1.	34
Figura 16: Coesione non drenata (c_u) al variare della profondità da p.c. da prove Pocket Penetrometer Test e Vane Test su carote in sito – Unità UG1.....	35
Figura 17: Modulo dinamico E_0 variare della profondità da p.c. da prove geofisiche MASW – Unità UG1 (profondità di interesse nel riquadro rosso).....	36
Figura 18: Modulo dinamico E_0 variare della profondità da p.c. da prove geofisiche MASW – Unità UG1 (profondità di interesse nel riquadro rosso).....	37
Figura 19: Modulo dinamico E_0 da prove di laboratorio – Unità UG1.....	37
Figura 20: Foto del materiale in cassetta – Unità UG2a.....	38
Figura 21: Foto del materiale in cassetta – Unità UG2b.....	38
Figura 22: Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni lavorati – Unità UG2a.	39
Figura 23: Distribuzione granulometrica con la profondità del campione – Unità UG2a.....	40
Figura 24: Peso dell'unità di volume (γ) e peso specifico dei grani (γ_s) al variare della profondità da p.c. – Unità UG2a.....	40
Figura 25: Peso di volume secco (γ_d) e Peso del volume saturo (γ_{sat}) – Unità UG2a.....	41
Figura 26: Indice dei vuoti e contenuto d'acqua – Unità UG2a.....	41
Figura 27: Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità UG2a.....	42
Figura 28: Carta di plasticità di Casagrande – Unità UG2a.....	42
Figura 29: Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni lavorati – Unità UG2b.	43

Figura 30: Distribuzione granulometrica con la profondità del campione – Unità UG2b.....	44
Figura 31: Peso dell'unità di volume (γ) e peso specifico dei grani (γ_s) al variare della profondità da p.c. – Unità UG2b.....	44
Figura 32: Peso di volume secco (γ_d) e Peso del volume saturo (γ_{sat}) – Unità UG2b.....	45
Figura 33: Indice dei vuoti e contenuto d'acqua – Unità UG2b.....	45
Figura 34: Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità UG2b.....	46
Figura 35: Carta di plasticità di Casagrande – Unità UG2b.....	46
Figura 36: Coesione efficace di picco (c'_p), angolo di resistenza al taglio di picco (ϕ'_p) al variare della profondità da p.c. – Unità UG2a.....	48
Figura 37: Coesione efficace di picco (c'_p), angolo di resistenza al taglio di picco (ϕ'_p) al variare della profondità da p.c. – Unità UG2b.....	48
Figura 38: Coesione efficace residua (c'_{cv}), angolo di resistenza al taglio residuo (ϕ'_{cv}) al variare della profondità da p.c. – Unità UG1a.....	49
Figura 39: Coesione efficace residua (c'_{cv}), angolo di resistenza al taglio residuo (ϕ'_{cv}) al variare della profondità da p.c. – Unità UG1b.....	50
Figura 40: Coesione non drenata (c_u) al variare della profondità da p.c. da prove TxUU e Pocket Penetrometer Test su campioni di laboratorio – Unità UG2a.....	51
Figura 41: Coesione non drenata (c_u) al variare della profondità da p.c. da Vane Test e Pocket Penetrometer Test su carote in sito – Unità UG2a.....	52
Figura 42: Valori del numero di colpi N_{SPT} al variare della profondità da p.c. – Unità UG2a [alle prove "a rifiuto" è stato assegnato un numero di colpi pari a 50 se $N1 > 50$ prima di 15cm, 100 se $N2 + N3 > 100$ prima di 30cm].	52
Figura 43: Coesione non drenata stimata da prove penetrometriche dinamiche SPT mediante la correlazione di Shoioi & Fukui (1982) al variare della profondità – Unità UG2a.....	53
Figura 44: Coesione non drenata (c_u) al variare della profondità da p.c. da prove TxUU e Pocket Penetrometer Test su campioni di laboratorio – Unità UG2b.....	53
Figura 45: Coesione non drenata (c_u) al variare della profondità da p.c. da Vane Test e Pocket Penetrometer Test su carote in sito – Unità UG2b.....	54
Figura 46: Valori del numero di colpi N_{SPT} al variare della profondità da p.c. – Unità UG2b [alle prove "a rifiuto" è stato assegnato un numero di colpi pari a 50 se $N1 > 50$ prima di 15cm, 100 se $N2 + N3 > 100$ prima di 30cm].	54
Figura 47: Coesione non drenata stimata da prove penetrometriche dinamiche SPT mediante la correlazione di Shoioi & Fukui (1982) al variare della profondità – Unità UG2a.....	55
Figura 48: Modulo dinamico E_0 variare della profondità da p.c. da prove geofisiche MASW – Unità UG2 (profondità di interesse nel riquadro rosso).....	56
Figura 49: Modulo dinamico E_0 variare della profondità da p.c. da prove geofisiche MASW – Unità UG2 (profondità di interesse nel riquadro rosso).....	57
Figura 50: Modulo dinamico E_0 da prove di laboratorio – Unità UG2b.....	57
Figura 51: Modulo edometrico e OCR al variare della profondità da p.c. – Unità UG2a.....	58
Figura 52: Indice dei vuoti iniziale da prova edometrica al variare della profondità da p.c. – Unità UG2a.....	59
Figura 53: Indice di compressibilità e di ricomprensione al variare della profondità da p.c. – Unità UG2a.....	59
Figura 54: Coefficiente di consolidazione verticale da prove edometriche al variare della profondità da p.c. – Unità UG2a.....	60

Figura 55: Modulo edometrico e OCR al variare della profondità da p.c. – Unità UG2b.....	60
Figura 56: Indice dei vuoti iniziale da prova edometrica al variare della profondità da p.c. – Unità UG2b.	61
Figura 57: Indice di compressibilità e di ricomprensione al variare della profondità da p.c. – Unità UG2b.	61
Figura 58: Coefficiente di consolidazione verticale da prove edometriche al variare della profondità da p.c. – Unità UG2b.	62
Figura 59: Foto del materiale in cassetta – Unità UG2c - Marne	63
Figura 60: Foto del materiale in cassetta – Unità UG3 – Arenarie.....	63
Figura 61: Peso dell'unità di volume (γ) e peso specifico dei grani (γ_s) al variare della profondità da p.c. – Unità UG2c.	64
Figura 62: Resistenza a compressione σ_c al variare della profondità da p.c. – Unità UG2c.....	64
Figura 63: Peso dell'unità di volume (γ) al variare della profondità da p.c. – Unità UG3.....	65
Figura 64: Resistenza a compressione σ_c al variare della profondità da p.c. – Unità UG3.....	65

1 PREMESSA

La presente relazione tratta la caratterizzazione geotecnica relativa al progetto definitivo della variante della SS 260 "Picente" ad Amatrice in Provincia di Rieti, sviluppato a partire dalla soluzione del Progetto di Fattibilità Tecnico-Economico posto a base gara da ANAS e già oggetto di un passaggio attraverso una CdS nell'anno 2022. Il progetto è legato alla strategia di ricostruzione del Comune di Amatrice a seguito dell'evento sismico del 24/08/2016. Il progetto è mirato alla riqualificazione ed al potenziamento della rete stradale.

Il progetto riveste un ruolo di riconnessione della rete a livello interregionale e ricade in tal senso nel quadro più largo di ammodernamento infrastrutturale di tutta la SS260 sia nella regione Lazio (con il lotto 1 di 4,7 km) sia nella regione Abruzzo (con il 5° lotto e precedenti). I ragionamenti alla base del progetto si basano su criteri di buon governo ("*good governance*") che mirano a favorire uno sviluppo economico sostenibile e inclusivo di tutto il territorio italiano. Questo in particolare modo per le zone terremotate come Amatrice che beneficerà inoltre di un miglioramento dei tempi di percorrenza tra il suo centro e alcune delle sue frazioni. La nuova strada permetterà di dinamizzare l'area da un punto di vista economico e demografico e libererà la viabilità comunale dal traffico interregionale.

Il tracciato della nuova strada attraversa la valle del torrente Castellano staccandosi dall'attuale sede in prossimità della progressiva km 43+800 (arrivando dalla Salaria, subito prima dell'incrocio per andare verso Sommati) e ricollegandosi con la SS 260 "Picente" attuale in prossimità della progressiva km 41+150 (arrivando dalla Salaria, poco prima del "Villaggio Sciattolo"). Il lotto in oggetto include le due rotatorie di innesto sull'attuale SS 260 "Picente" della nuova opera stradale.

Per la caratterizzazione geotecnica dell'area in esame, il presente studio si è basato sugli esiti della campagna di indagini geognostiche e geofisiche realizzata per il Progetto di Fattibilità Tecnico-Economico, poiché, la specifica campagna di indagini avviata per la presente fase progettuale è ancora in corso; pertanto, una analisi definitiva e di maggiore dettaglio potrà essere effettuata una volta acquisiti i dati di indagine e monitoraggio, avviati con la nuova campagna, in sede di progetto esecutivo.

2 *NORMATIVA DI RIFERIMENTO*

- D.M. 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Eurocodice EN 1997-1: Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali
- Eurocodice EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazione, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

3.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area di studio è situata nella porzione nord-orientale della regione Lazio, nel territorio comunale di Rieti. Nello specifico l'opera prevista da progetto si colloca ad ovest del centro storico di Amatrice ad una quota variabile tra 850 e 920m slm.

Di seguito viene riportata l'immagine satellitare che mostra l'area di studio, i settori limitrofi e il tracciato di progetto (Figura 1).



Figura 1: Immagine satellitare raffigurante l'area di studio; in bianco il tracciato di progetto.

3.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area di studio si colloca nell'Appennino Centrale, il quale si estende con direzione prevalentemente NW-SE ed è parte di una lunga catena a pieghe e sovrascorrimenti formatasi a seguito della convergenza tra la placca africana e la placca europea a partire dal tardo Mesozoico (Carminati & Doglioni, 2005; Cosentino et al., 2010).

L'Appennino Centrale è costituito principalmente da successioni sedimentarie carbonatiche mesocenoiche, depositatesi sia in contesti di tipo bacinale sia di piattaforma. Durante la strutturazione dell'orogene nei bacini di avanfossa, sviluppatasi al fronte della catena appenninica, si sono depositati flysch a composizione prevalentemente silico-clastica (Cosentino et al., 2010).

anche con importanti dislocazioni verticali, così da generare una depressione morfostrutturale che ha in seguito ospitato il bacino intermontano di Amatrice. Tuttavia, nonostante l'azione tettonica sia stato il principale fattore morfogenetico dell'area di progetto, il modellamento fluviale e quello gravitativo hanno comunque prodotto nel paesaggio forme tipiche, che in molti casi sono ancora conservate nel record morfologico dell'area.

L'elemento idrografico fondamentale nell'area è rappresentato dal Torrente Castellano affluente in sinistra idrografica del F. Tronto, l'immissione avviene a monte del centro di Amatrice contestualmente al Torrente Trontino.

Per quanto concerne le criticità di natura geomorfologica, dai rilievi condotti sul terreno per tale fase progettuale, si è evidenziato come due corpi franosi interessano il tracciato di progetto, uno non mostra forme sul terreno che facciano ipotizzare che tale frana sia attiva o si sia attivata recentemente; il secondo invece mostra numerosi elementi diagnostici di movimenti in atto o recenti.

La revisione della cartografia tematica del PAI, Autorità di bacino del F. Tronto (agg. ottobre 2022), ha evidenziato come delle tre frane segnalate come possibilmente interferenti con il tracciato di progetto solamente due sono state verificate dal nostro rilevamento di terreno e sono quelle descritte in precedenza. Per la frana, ritenuta dal nostro rilevamento in stato di attività, si è proceduto ad una perimetrazione coerente con le forme cartografate sul terreno. Tale perimetrazione mostra come il corpo di frana attivo sia più esteso di quello cartografato dal PAI.

Sulla base di questi elementi geomorfologici è stato rivisto criticamente il progetto individuando un tracciato più consoni alle effettive condizioni geomorfologiche dei versanti minimizzando e riducendo (per quanto possibile) le interazioni tra i vari movimenti di versante o i rischi ad essi connessi e le opere in progetto. In tale ambito è stata rivista anche l'impostazione strutturale del viadotto studiando opportune luci e relativi appoggi sul terreno per evitare o minimizzare le interazioni delle fondazioni con le frane riconosciute.

3.4 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Per gli aspetti legati all'idrogeologia, conseguentemente all'analisi litologica delle formazioni intercettate dai sondaggi disponibili e dalle attività di rilevamento sul terreno è stato possibile raggruppare le formazioni geologiche all'interno di 4 complessi idrogeologici, ai quali, in maniera approssimativa, sono stati assegnati dei range di permeabilità.

Di seguito vengono sintetizzati i 4 complessi individuati:

- **Complesso dei materiali antropici (CRI):** depositi eterogenei derivanti dallo spostamento e ammassamento di materiali. La granulometria e gli spessori sono estremamente variabili, può essere sede di circolazione idrica non rilevante dal punto di vista idrogeologico. Tale complesso comprende l'unità geologica RI. Grado di permeabilità da basso a medio ($10^{-6} < K < 10^{-4}$).
- **Complesso dei depositi detritici e alluvionali antichi e recenti (CDA):** Alluvioni ghiaiose, sabbiose, argillose anche terrazzate, depositi detritici di falda a vario grado di cementazione. L'eterogeneità granulometrica dei litotipi di questo complesso favorisce la presenza di piccole falde sospese locali. Tale complesso comprende le unità geologiche GP, GM, SM, MH. Grado di permeabilità da basso a medio ($10^{-7} < K < 10^{-4}$).

- **Complesso del flysch arenaceo-pelitico (CFA):** Associazioni arenaceo-conglomeratiche, arenacee e subordinatamente arenaceo-pelitiche. Il complesso, privo di una circolazione idrica sotterranea di importanza regionale, può ospitare falde locali e discontinue all'interno degli orizzonti fratturati. Tale complesso comprende l'unità geologica SFGRS. Grado di permeabilità da molto basso a basso ($10^{-8} < K < 10^{-5}$).
- **Complesso del flysch pelitico-arenaceo (CFP):** sabbie e peliti prevalenti con sottili intercalazioni arenaceo-marnose. Dal punto di vista idrogeologico possono assumere il ruolo di aquitard o aquiclude laddove prevale la componente fine. Tale complesso comprende l'unità geologica SFALS. Grado di permeabilità da molto basso a basso ($10^{-8} < K < 10^{-6}$).

Dalle letture piezometriche si è evidenziato come, lungo il settore interessato dagli interventi, sia presente un livello di falda compreso fra i 12 e i 2 m circa dal p.c. con una direzione di deflusso verso NO, progressivamente allineandosi al livello di base locale del Torrente Castellano.

4 INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE

4.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE PREGRESSE

Per una valutazione delle caratteristiche geologico-tecniche dei terreni affioranti nell'area di progetto, in fase di PFTE sono state eseguite le seguenti indagini geognostiche:

- n. 11 sondaggi a carotaggio continuo della profondità variabile da 30.00m a 50.00m;
- n.80 prove in foro di tipo SPT, 8 per ciascun sondaggio ad eccezione dei sondaggi S9 e S5 bis nei quali ne sono state eseguite rispettivamente 5 e 3;
- n. 3 allestimenti dei fori di sondaggio a piezometro (S7, S9, S5 bis);
- prelievo di n.49 campioni totali, 42 indisturbati e 7 rimaneggiati;
- n. 2 allestimenti dei fori di sondaggio S3 e S6 a tubo inclinometrico.

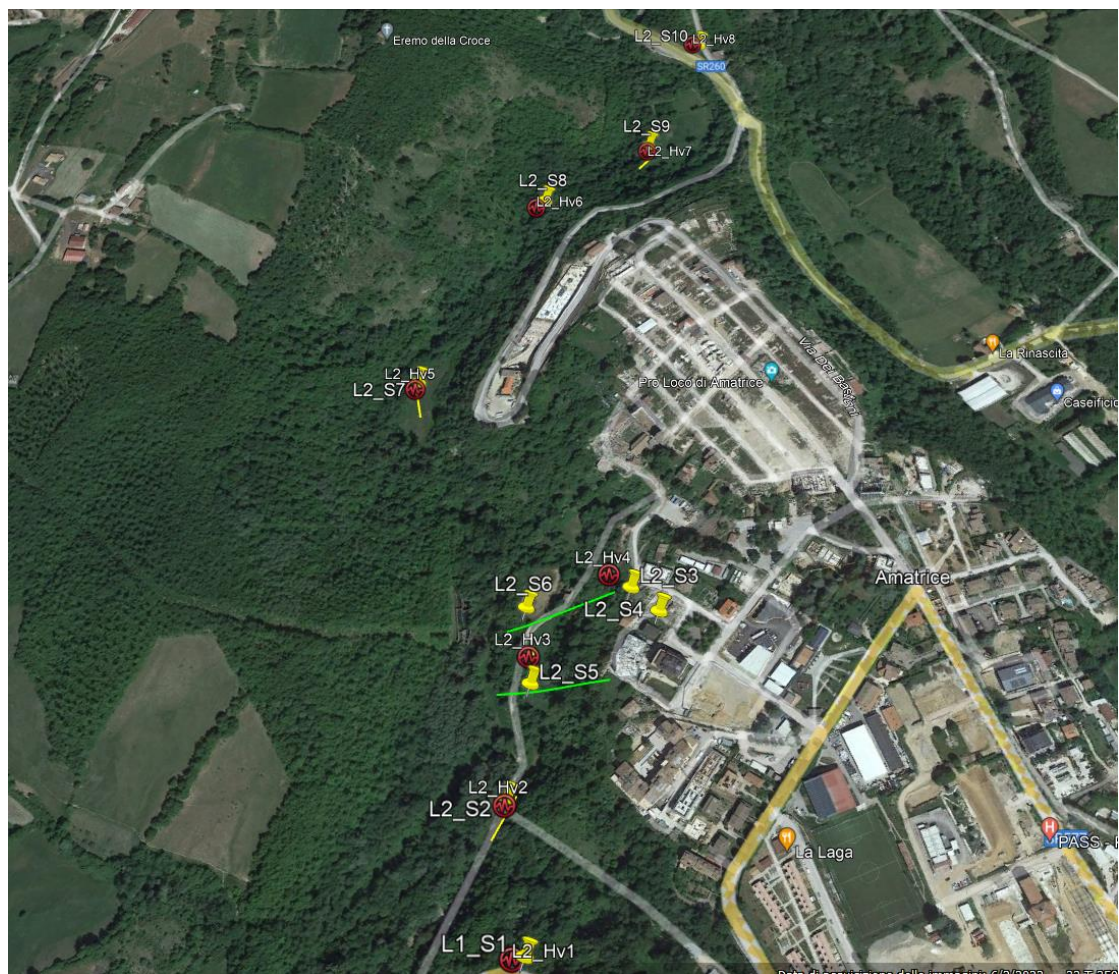


Figura 3 - Ubicazione delle indagini geognostiche e geofisiche

4.1.1 SONDAGGI

In Tabella 1 le coordinate di ciascun sondaggio.

Tabella 1: Coordinate e quote sondaggi

Sondaggio	COORDINATE LAT°N/LONG°E		COORDINATE GAUSS BOAGA		Quota Geoidica (m)
	Latitudine	Longitudine	Est	Nord	
S1 L2	42° 37' 24.56"	13° 17' 27.79"	851912.412	4727937.990	920.945
S2 L2	42° 37' 27.88"	13° 17' 22.77"	851792.832	4728034.590	886.320
S3 L2	42° 37' 35.93"	13° 17' 22.76"	851779.846	4728282.857	939.831
S4 L2	42° 37' 35.03"	13° 17' 23.81"	851805.342	4728256.446	943.387
S5 L2	42° 37' 32.65"	13° 17' 20.27"	851728.244	4728178.678	905.868
S5 Bis L2	42° 37' 33.05"	13° 17' 19.85"	851718.128	4728190.664	898.142
S6 L2	42° 37' 33.74"	13° 17' 19.60"	851711.354	4728211.586	899.575
S7 L2	42° 37' 38.02"	13° 17' 8.35"	851448.406	4728330.720	870.125
S8 L2	42° 37' 52.62"	13° 17' 8.73"	851434.236	4728781.725	857.096
S9 L2	42° 37' 55.96"	13° 17' 5.73"	851360.658	4728881.208	867.933
S10 L2	42° 37' 58.77"	13° 17' 6.45"	851372.654	4728968.561	874.587

4.1.2 RESISTENZA A COMPRESSIONE (POCKET PENETROMETER)

Sulle carote estratte sono state eseguite delle prove di resistenza a compressione attraverso il penetrometro tascabile (pocket penetrometer), tali misure permettono di classificare campioni di terreno o carote di perforazione secondo la resistenza a compressione, leggendone i valori su una scala graduata espressi in kg/cmq. Le misure sono state annotate sulle stratigrafie.

4.1.3 INCLINOMETRI

Due degli 11 sondaggi sono stati attrezzati a tubo inclinometrico (S3 e S6). L'installazione dell'inclinometro ha come obiettivo un monitoraggio futuro.

4.1.4 STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

Le indagini in sito sono state condotte attraverso prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test (SPT). Tali prove, per le formazioni incoerenti, dalle quali risulta difficoltoso prelevare campioni, consentono di verificarne il grado di addensamento.

La prova SPT consiste nella misura del numero di colpi necessari per l'infissione di un campionatore Raymond sotto i colpi di un maglio della massa di 63.5 kg. La resistenza alla penetrazione è caratterizzata dalla somma del numero di colpi necessari all'avanzamento del secondo e terzo tratto, ognuno da 150 mm:

$$NSPT = N2 + N3$$

In totale sono state eseguite 80 prove SPT i cui risultati sono riportati in Tabella 2.

Tabella 2: Risultati delle prove SPT

n.	Sondaggio	profondità di prova (m da pc)	Nspt
1	S1	3.50	6
2	S1	5.00	3
3	S1	7.50	8
4	S1	10.00	20
5	S1	14.50	25
6	S1	22.00	R
7	S1	25.00	14
8	S1	28.50	R
9	S2	3.50	16
10	S2	8.00	R
11	S2	12.00	28
12	S2	16.50	R
13	S2	20.00	R
14	S2	25.00	40
15	S2	28.00	R
16	S2	30.00	R
17	S3	6.50	31
18	S3	8.00	34
19	S3	10.00	R
20	S3	14.00	R
21	S3	17.50	47
22	S3	20.00	R
23	S3	25.00	54
24	S3	30.00	54
25	S4	5.00	17
26	S4	7.50	R
27	S4	10.50	R
28	S4	16.50	40
29	S4	19.00	46
30	S4	21.00	R
31	S4	24.00	R
32	S4	26.00	51
33	S5	4.50	18
34	S5	9.50	28
35	S5	12.50	42
36	S5	17.00	R
37	S5	20.50	46

38	S5	26.00	R
39	S5	30.50	49
40	S5	35.50	R
41	S5 BIS	4.00	28
42	S5 BIS	6.00	R
43	S5 BIS	11.00	12
44	S6	4.00	12
45	S6	10.00	18
46	S6	14.00	32
47	S6	17.00	37
48	S6	20.00	47
49	S6	24.00	R
50	S6	28.00	R
51	S6	34.00	R
52	S7	5.00	33
53	S7	9.00	53
54	S7	12.00	23
55	S7	15.50	27
56	S7	20.50	36
57	S7	24.00	53
58	S7	29.00	R
59	S7	35.50	R
60	S8	4.50	14
61	S8	7.00	40
62	S8	9.00	36
63	S8	12.50	R
64	S8	16.50	R
65	S8	20.50	41
66	S8	24.50	R
67	S8	28.50	R
68	S9	4.00	R
69	S9	8.00	R
70	S9	12.50	R
71	S9	21.00	R
72	S9	26.50	R
73	S10	2.50	23
74	S10	6.50	50
75	S10	10.50	43
76	S10	14.50	R
77	S10	18.50	R
78	S10	21.00	R

79	S10	25.50	R
80	S10	28.00	R

4.1.5 PIEZOMETRI

I fori di sondaggio S7, S9 e S5 bis risultano stati attrezzati con piezometri a tubo aperto così come sintetizzato nella Tabella 3. I valori riportati sono stati misurati durante la campagna d'indagine eseguita. I livelli della falda potrebbero variare in base alle oscillazioni stagionali, o in base all'apporto idrico derivante dalle condizioni meteoriche locali.

Tabella 3: Strumentazione in foro.

Sondaggio	Sondaggio	Profondità falda (m da pc)
S7	Tubo aperto	3.3
S9	Tubo aperto	2.14
S5 bis	Tubo aperto	12.71

Si sottolinea che, poiché i sondaggi S7 e S9 sono stati attrezzati per le prove sismiche Down- Hole, i valori di falda non sono attendibili; pertanto, si farà riferimento esclusivamente ai risultati provenienti dal piezometro installato nel sondaggio S5 bis.

Nello specifico, ai fini del calcolo delle tensioni efficaci, laddove la differenza tra la quota testa del sondaggio e la quota del torrente è maggiore di 12,7m, si assume una profondità di falda pari a 12,7m da p.c. (si ipotizza che il profilo della superficie libera segue l'andamento altimetrico). Laddove è minore di 12.7m, si assume una profondità di falda pari alla differenza calcolata.

4.1.6 PROVE DI LABORATORIO

Sono stati complessivamente effettuati 49 campionamenti, 42 indisturbati (CI) e 7 rimaneggiati (CR); distribuzione e modalità di prelievo dei campioni in questione sono elencate nella Tabella 4.

Tabella 4: Campioni prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici

Sondaggio	N.	Campioni	Prof. dal p.c. (m)
S1	1	CI1	9.75
	2	CI2	14.25
	3	CI3	21.75

S2	4	CI1	9.75
	5	CI2	16.25
	6	CI3	28.25
	7	CR1	31.9
	8	CR2	32.75
	9	CR3	38.5
S3	10	CI1	6.25
	11	CI2	12.75
	12	CI3	16.25
	13	CI4	26.25
	14	CI5	38.25
	15	CR1	44.25
S4	16	CI1	4.75
	17	CI2	10.25
	18	CI3	15.75
	19	CI4	29.25
	20	CI5	40.25
S5	21	CI1	15.25
	22	CI2	20.25
	23	CI3	25.25
	24	CI4	30.25
	25	CI5	35.25
S5 BIS	26	CR1	8.65
	27	CI1	10.75
	28	CR2	15.9
	29	CI2	18.25
	30	CR3	24.25
S6	31	CI1	9.75
	32	CI2	17.75
	33	CI3	27.75
	34	CI4	33.75
	35	CI5	38.75

S7	36	CI1	15.25
	37	CI2	20.3
	38	CI3	30.3
	39	CI4	35.3
S8	40	CI1	8.75
	41	CI2	20.25
	42	CI3	28.25
	43	CI4	32.25
S9	44	CI1	12.25
	45	CI2	26.25
	46	CI3	35.25
S10	47	CI1	10.25
	48	CI2	18.25
	49	CI3	25.25

4.2 INDAGINI GEOFISICHE PREGRESSE

Per una valutazione delle caratteristiche geologico-tecniche dei terreni affioranti nell'area di progetto, in fase di PFTE sono state eseguite le seguenti indagini geofisiche:

- n. 5 allestimenti per prove Down-Hole con tubo in PVC e successiva esecuzione di n. 5 indagini sismiche in foro (S2, S4, S5, S7 e S9);
- n. 2 profili sismici a rifrazione con ricostruzione tomografica;
- n. 4 profili sismici di superficie con metodologia MASW per il calcolo delle Vs, eq;
- n. 8 misure di rumore ambientale, sismica HVSR.

I risultati delle suddette indagini hanno permesso di individuare il valore della $V_{s,eq}$, e quindi la relativa classe di sottosuolo, ai sensi del D.M. 17/01/2018, in Tabella 5 si riportano gli esiti di tali indagini.

Tabella 5: Risultati delle prove geofisiche con calcolo di $V_{s,eq}$

PROVA	DATA	Coordinate Gauss Boaga		$V_{s,eq}$ (m/s)	Categoria sottosuolo (NTC 2018)
	ESECUZIONE	LONGITUDINE	LATITUDINE		
S2 Downhole	2022	851792.832	4728034.590	532	B
S4 Downhole	2022	851805.342	4728256.446	541	B

S5 Downhole	2022	849559.188	4729926.799	417	B
S7 Downhole	2022	851448.406	4728330.720	375	B
S9 Downhole	2022	851360.658	4728881.208	664	B
Masw 1	2022	850661.590	4730088.25	445	B
Masw 2	2022	851811.795	4728034.465	454	B
Masw 3	2022	847324.372	4728624.357	400	B
Masw4	2022	851458.305	4728370.843	353	B

4.3 INDAGINI INTEGRATIVE

Ad integrazione delle precedenti indagini, si è ritenuto necessario realizzare una nuova campagna di indagini volta ad integrare e migliorare i dati geologici e geotecnici in un congruo intorno dell'area d'intervento, al fine di elaborare un modello geologico, idrogeologico e geotecnico affidabile, dettagliato ed esteso opportunamente.

Considerando quanto detto pocanzi, le principali tipologie di indagini geotecniche e geofisiche previste includono:

- n. 13 sondaggi meccanici a carotaggio continuo, spinti a profondità di 40 m.;
- n. 5 perforazioni a distruzione di nucleo spinti a profondità di 15 m.;
- prelievo fino a n.3 campioni indisturbati di tipo Shelby in terreni coesivi per ogni sondaggio a carotaggio continuo. Le profondità di prelievo saranno proposte e concordate con il Progettista. Il numero di campioni prelevati è indicativo e potrà variare a seguito dell'accertamento della stratigrafia.;
- esecuzione di n. 8 prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test (S.P.T.) per foro di sondaggio, con frequenza minima di 3 m.;
- n. 3 prove pressiometriche MPT su terra per ogni foro di sondaggio realizzato a carotaggio continuo;
- installazione di n. 13 piezometri di lunghezza 15m. Il tipo di piezometro verrà deciso in corso d'opera in funzione dell'effettiva stratigrafia e della potenziale presenza di falde sovrapposte.;
- installazione di n. 5 inclinometri di lunghezza 40m per il monitoraggio dei movimenti franosi;
- n. 5 profili sismici MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) per la misura della velocità delle onde di taglio V_s . Al fine di indagare una profondità minima di 30 metri, lo stendimento dovrà essere almeno il doppio di questa lunghezza, ovvero 60m;
- n. 9 linee sismiche a rifrazione con stendimenti di lunghezza variabile tra 80 e 145 metri. Le prove dovranno essere eseguite mediante tecnica della doppia energizzazione in onde P e in onde S. L'acquisizione andrà fatta con tecnica tomografica, con almeno 48 canali di acquisizione, interdistanza dei geofoni pari a 2 – 3m e comunque non superiore a 5m e profondità di indagine non inferiore a 30m;

- tipo e quantità delle prove di laboratorio potranno essere decise dopo l'accertamento della stratigrafia e delle caratteristiche dei campioni prelevati.

Si prevede inoltre di eseguire il monitoraggio del livello piezometrico e della strumentazione inclinometrica con cadenza mensile, e per almeno 6 mesi. Il monitoraggio andrà esteso a piezometri ed inclinometri installati durante la fase di PFTE, le cui misurazioni potranno essere fatte in concomitanza con le misurazioni della nuova strumentazione.

Tale specifica campagna di indagini è avviata ma ancora in corso; pertanto, le risultanze di queste indagini saranno oggetto di specifiche valutazioni in sede di progetto esecutivo.

5 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano, nei paragrafi che seguono, le modalità seguite per l'interpretazione dei risultati delle indagini svolte in fase di PFTE.

5.1 TERRENI A GRANA GROSSA (SABBIE E GHIAIE)

La caratterizzazione dei terreni a grana grossa avverrà essenzialmente in base ai risultati delle prove in sito, in particolare in base ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT), e, ove disponibili, ai risultati delle prove di laboratorio, queste ultime eseguite generalmente su campioni rimaneggiati.

5.1.1 CLASSIFICAZIONE

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle analisi granulometriche.

5.1.2 STATO DI ADDENSAMENTO

- a) Gibbs e Holtz (1957)

$$D_R = 1.5 \cdot \left(\frac{N_{60}}{F} \right)^{0.222} - 0.6$$

$$F = 0.65 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^2 + 16.8 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) + 14$$

- b) Meyerhof (1957)

$$D_R = 0.21 \cdot \left(\frac{N_{60}}{\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} + 0.7} \right)^{0.5}$$

- c) Yoshida e Kokuso (1988)

$$D_R = 0.22 \cdot N_{60}^{0.57} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.14} \text{ sabbia fine}$$

$$D_R = 0.18 \cdot N_{60}^{0.57} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.14} \text{ sabbia 75\% ghiaia 25\%}$$

$$D_R = 0.25 \cdot N_{60}^{0.44} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.13} \text{ sabbia 50\% ghiaia 50\%}$$

$$D_R = 0.25 \cdot N_{60}^{0.46} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.12} \text{ tutti i terreni granulari}$$

- d) Skempton (1989)

$$D_R = 100 \cdot \left(\frac{N_{1(60)}}{60} \right)^{0.5}$$

- e) Prove DPSH: in questo caso, convertito il numero di colpi misurato dalla prova DPSH a numero di colpi SPT e successivamente a numero di colpi $N_{1(60)}$, si è provveduto a ricavare la densità relativa per mezzo

delle correlazioni sopra descritte. Per tali prove la correlazione tra numero di colpi N_{DPSH} e numero di colpi N_{SPT} è la seguente:

$$N_{SPT} = 1.49 \cdot N_{DPSH}$$

5.1.3 RESISTENZA IN TERRENI INCOERENTI

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT e DPSH sono state utilizzate correlazioni che passano per la stima della D_R , stimata come descritto nel paragrafo precedente, e correlazioni che forniscono direttamente l'angolo di attrito in funzione del numero di colpi o della resistenza alla punta misurata per mezzo del penetrometro statico.

a) Schmertmann (1977)

$\phi = 38.5 + 0.08 \cdot D_R$	sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme
$\phi = 34.5 + 0.10 \cdot D_R$	sabbia grossa-media uniformemente ben gradata
$\phi = 31.5 + 0.115 \cdot D_R$	sabbia medio-fine uniformemente ben gradata
$\phi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R$	sabbia fine uniforme

essendo: D_R = densità relativa

b) Schmertmann (1975)

$$\phi = \arctan \left(\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \right)^{0.34},$$

c) Hatanaka & Uchida (1996)

$$\phi = 20 + (15.4 \cdot N_{1(60)})^{0.5}$$

d) Prove DPSH: per tali prove la correlazione tra numero di colpi N_{DPSH} e numero di colpi N_{SPT} è la seguente:

$$N_{SPT} = \beta_t \cdot N_{DPSH}$$

nella quale

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT. L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui:

- M peso massa battente.

- M' peso aste.
- H altezza di caduta.
- A area base punta conica.
- passo di avanzamento.

Nel presente caso il coefficiente b_t assume il valore di 1.49.

- e) Robertson & Campanella (1983) - correlazione tra angolo di resistenza al taglio e resistenza alla punta del penetrometro statico.

$$\phi' = \arctan \left[0.1 + 0.38 \log \left(\frac{q_c}{\sigma_v} \right) \right]$$

5.1.4 CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti sono state stimate per mezzo delle indagini sismiche in sito (MASW).

Per quanto concerne le MASW, i moduli di deformabilità "operativi" (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno, saranno assunti pari a 1/5 di quello a piccole deformazioni da prove geofisiche (E_0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati e fondazioni, i moduli elastici "operativi" saranno assunti pari a 1/10 di quello a piccole deformazioni da prove geofisiche ($E_{op} = E_0/10$).

5.2 TERRENI A GRANA FINE (LIMI E ARGILLE)

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine (coesivi) si è proceduto alla definizione dei parametri non drenati e drenati. In particolare, si è fatto riferimento ai risultati delle prove in sito e di laboratorio.

5.2.1 CLASSIFICAZIONE

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- Analisi granulometriche;
- Pesi di volume naturale e secco;
- Contenuto d'acqua naturale;
- Limiti di Atterberg.

5.2.2 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei depositi coesivi ci si è basati principalmente sui risultati delle prove di laboratorio ovvero:

- Prove di taglio diretto;
- Prove triassiali (CIU, CID e UU).

La coesione non drenata è stata stimata, per confronto, anche a partire dalla interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT in base alla seguente correlazione di Shioi & Fukui (1982):

$$c_u = 0.025 \times \text{NSPT} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{per argille a media plasticità}$$

$$c_u = 0.050 \times \text{NSPT} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{per argille ad alta plasticità}$$

5.2.3 CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi coesivi sono state stimate dall'interpretazione delle indagini sismiche in sito (MASW) e delle prove di compressibilità edometrica.

Per quanto concerne le MASW, il modulo di taglio e quello di Young a piccole deformazioni (G_0 , E_0), sono stati ricavati dalle consuete relazioni della teoria dell'elasticità:

- $G_0 = \gamma \cdot V_s^2$
- $E_0 = 2G_0 \cdot (1 + \nu)$

con:

- γ = peso di volume naturale del terreno
- ν = coefficiente di Poisson
- V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio

I moduli di deformabilità "operativi" (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno, saranno assunti pari a 1/5 di quello a piccole deformazioni da prove geofisiche (E_0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati e fondazioni, i moduli elastici "operativi" saranno assunti pari a 1/10 di quello a piccole deformazioni da prove geofisiche ($E_{op}' = E_0/10$).

5.2.4 CARATTERISTICHE DI CONSOLIDAZIONE

Per i terreni coesivi, soggetti a fenomeni di consolidazione a seguito dell'applicazione dei carichi derivanti dalla costruzione dei manufatti in progetto, le caratteristiche di consolidazione sono state determinate per mezzo di prove di compressibilità edometrica. Tale prova consente di:

- determinare la relazione tensione-deformazione che caratterizza le proprietà di compressibilità e di rigonfiamento per effetto di variazioni di stato tensionale effettivo in condizioni monodimensionali (edometriche, o di deformazione trasversale impedita);
- determinare le caratteristiche che governano la variabilità di tali deformazioni nel tempo, per effetto dei fenomeni di consolidazione primaria e secondaria;

In particolare, si è provveduto a riportare in forma grafica, al variare della profondità di prelievo del campione, le seguenti proprietà:

- e_0 : indice dei vuoti iniziale
- c_c : indice di compressibilità (lungo la retta di "normal consolidazione")

- c_s : indice di rigonfiamento (lungo i rami di scarico ed eventuale ricarico)
- σ'_p : tensione di preconsolidazione
- E_{ed} : modulo edometrico
- c_v : coefficiente di consolidazione verticale

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riporta, nei paragrafi che seguono, la caratterizzazione geotecnica dei materiali rinvenuti nell'area di progetto.

Dal punto di vista geologico l'area di studio è contraddistinta dalla presenza delle unità del substrato Miocenico (formazione della Laga) coperte da depositi alluvionali e di versante del Quaternario. Le unità del substrato sono contraddistinte da due formazioni; la prima è composta da un'alternanza di livelli pelitici e marnosi grigi di spessore da decimetrico a metrico intercalati a livelli arenacei centimetrici, la seconda è composta da bancate arenacee di spessore da decimetriche a metriche intercalate da livelli pelitici centimetrici. I depositi alluvionali, affioranti nel fondovalle, sono costituiti da ghiaie di dimensioni da centimetriche a decimetriche sciolte in una matrice sabbioso-limosa. Sporadicamente in affioramento si rilevano anche depositi di versante costituiti da clasti eterometrici arenacei immersi in una matrice sabbioso limosa.

Le caratteristiche dei materiali, indicate nei capitoli successivi, derivano dall'insieme di informazioni ottenute mediante l'elaborazione delle prove in laboratorio e in sito effettuate per il PFTE nel 2022.

6.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INDIVIDUATE

6.1.1 UNITÀ R – MATERIALE DI RIPORTO

Si tratta di materiale costituito prevalentemente da sabbia limosa, asciutta, incoerente, di colore da marrone a nocciola, di spessore variabile da 0.5m a 1.5m.



Figura 4: Foto del materiale in cassetta – Unità R.

Per tale unità non sono state eseguite determinazioni di laboratorio né prove in sito: per tale motivo le caratteristiche meccaniche sono state assegnate traendo spunto da dati bibliografici per terreni di simile composizione granulometrica. Di seguito se ne riportano i valori:

- $\gamma = 17-19 \text{ kN/m}^3$
- $c' = 0 \text{ kPa}$
- $\phi' = 26^\circ-30^\circ$
- $E_0 = 200 \text{ MPa}$

6.1.2 UNITÀ UG1

Si tratta di depositi costituiti prevalentemente da terreni sabbiosi-limosi color nocciola, giallastro, con intercalazioni di arenarie ben cementate, di colore giallo-biancastre. Tale unità è presente in tutta l'area oggetto d'intervento e ha uno spessore che varia da circa 4 m a 9 m, ad eccezione delle zone più alte (S3 e S4), in corrispondenza del centro storico di Amatrice, per le quali si raggiungono anche 40 m di spessore.



Figura 5: Foto del materiale in cassetta – Unità UG1.

Per l'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni (9 indisturbati e 1 rimaneggiato) su cui sono state eseguite determinazioni di laboratorio. Si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene:

- ghiaia compresa fra 0 e 41.8 % (media 7.9%);
- sabbia compresa fra 31.3 e 61.3 % (media 47.3%);
- limo compreso fra 23.5 e 46.5 % (media 36.9%);

- argilla compresa fra 3.4 e 12.3 % (media 7.9%).

Per quanto sopra elencato, l'unità **UG1** è classificabile mediamente come **Sabbia con limo**. La distribuzione delle varie frazioni con la profondità è mostrata nell'immagine sottostante:

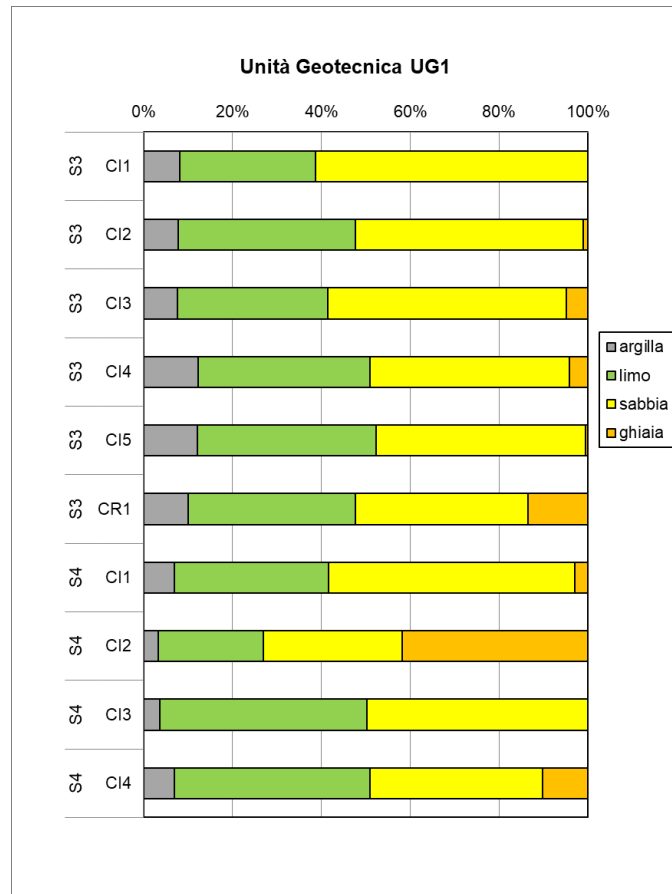


Figura 6: Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni lavorati – Unità UG1.

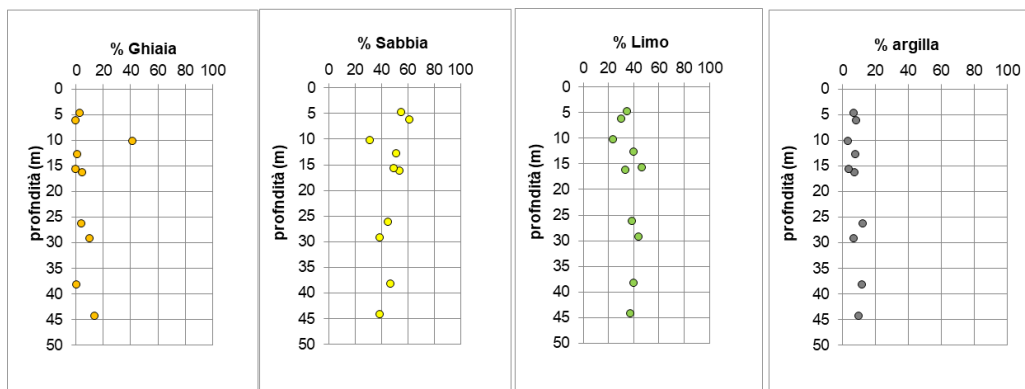


Figura 7: Distribuzione granulometrica con la profondità del campione – Unità UG1.

Il peso specifico dei grani è risultato compreso tra 26.4 e 27.1 kN/m³ (media 26.84 kN/m³), mentre il peso dell'unità di volume è risultato compreso tra 18.35 e 21.3 kN/m³ (media 20.22 kN/m³).

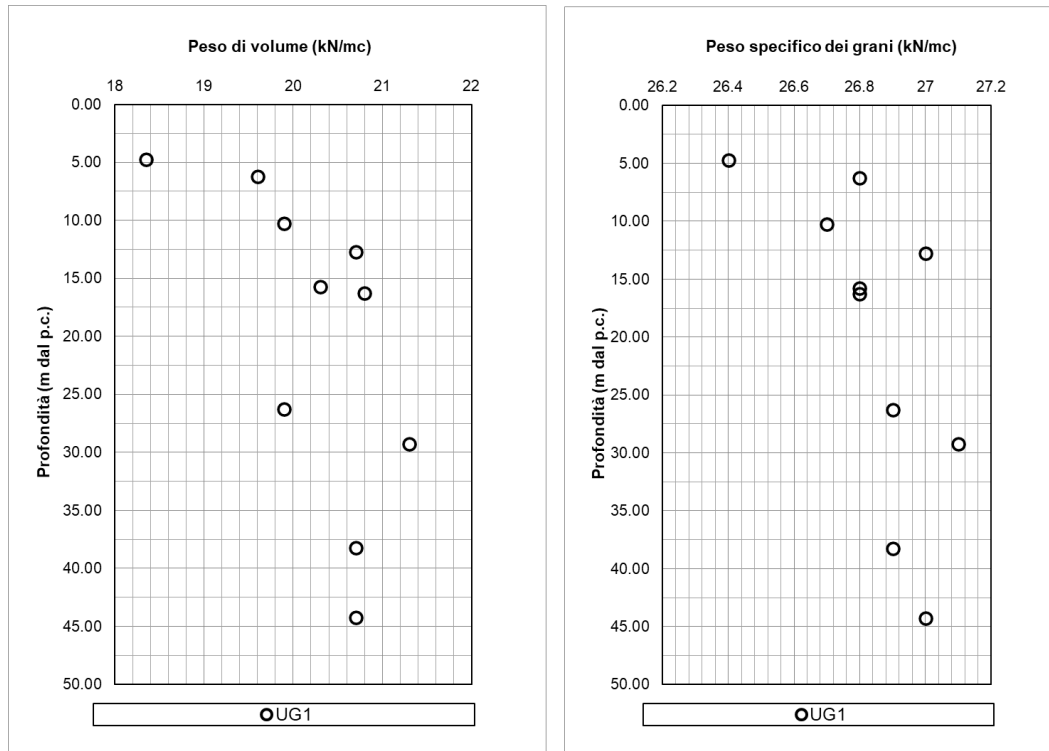


Figura 8: peso dell'unità di volume (γ) e peso specifico dei grani (γ_s) al variare della profondità da p.c. – Unità UG1.

Il limite liquido è compreso tra 24 e 28% (media 26%), il limite plastico tra 15.6 e 21% (media 18.26%), l'indice plastico tra 6 e 9.8% (media 7.52%). In base alla carta di plasticità i campioni dell'unità UG1 sono classificabili come terreni di bassa plasticità. Tale risultato è coerente con la natura granulometrica del materiale in esame.

Il valore medio dell'indice di consistenza I_c è risultato superiore all'unità (1.56) e pertanto la consistenza del materiale è generalmente solida.

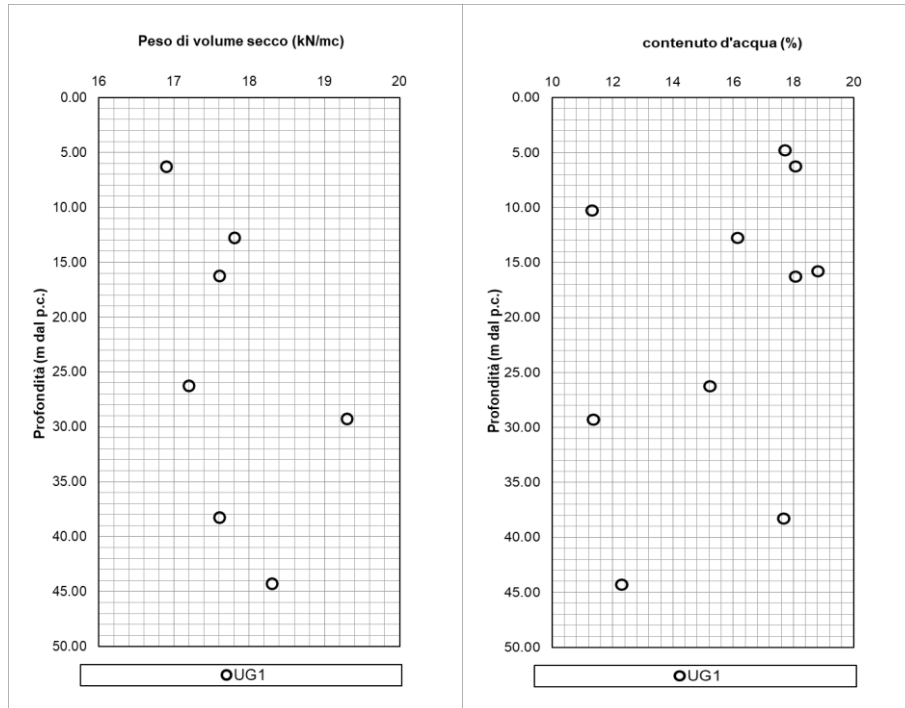


Figura 9: Peso di volume secco (γ_d) e contenuto d'acqua – Unità UG1

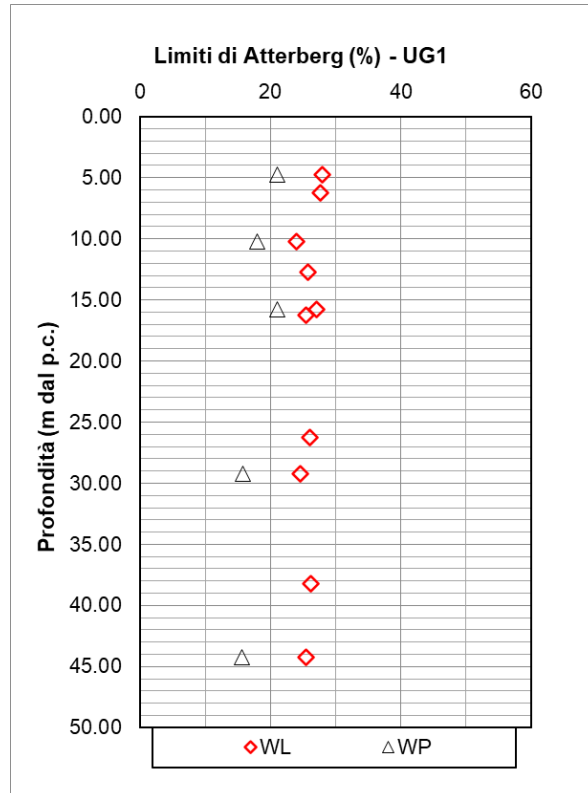


Figura 10: Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità UG1.

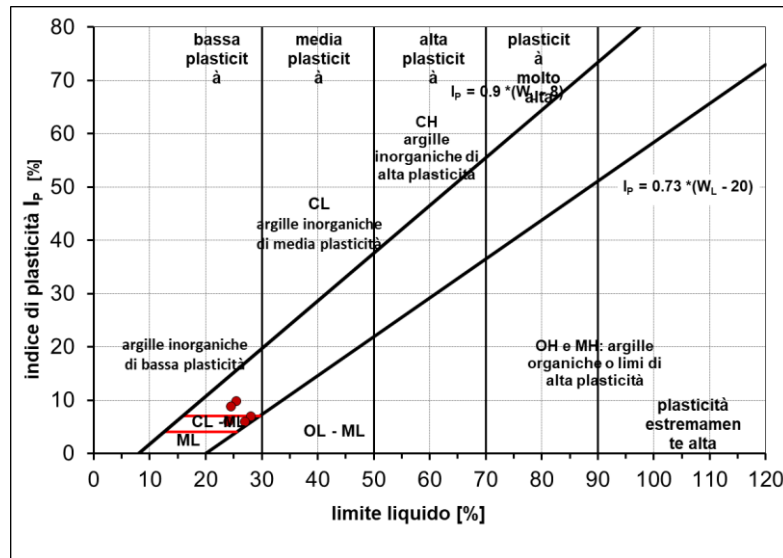


Figura 11: Carta di plasticità di Casagrande – Unità UG1.

6.1.2.1 Parametri di resistenza al taglio

Sui campioni presenti all'interno dell'unità, sono state eseguite prove di laboratorio volte a determinare i parametri di resistenza al taglio. I risultati di queste prove sono di seguito riassunti.

I parametri di resistenza efficaci di picco sono stati misurati per mezzo di prove di taglio diretto:

$c'_p = 0 \div 44$ kPa (media 15.8 kPa) coesione drenata

$\phi'_p = 32 \div 44$ ° (media 36°) angolo di resistenza al taglio

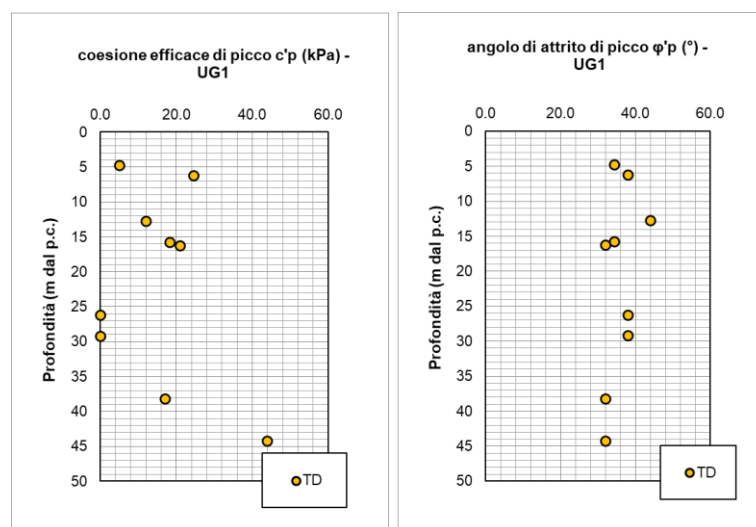


Figura 12: Coesione efficace di picco (c'_p), angolo di resistenza al taglio di picco (ϕ'_p) al variare della profondità da p.c. – Unità UG1.

Sono stati inoltre misurati i parametri di resistenza efficaci residui per mezzo di prove di taglio dopo n cicli:

$c'_r = 0 \div 23$ kPa (media 7 kPa) coesione drenata residua

$\phi'_r = 30 \div 39$ ° (media 33°) angolo di resistenza al taglio residuo

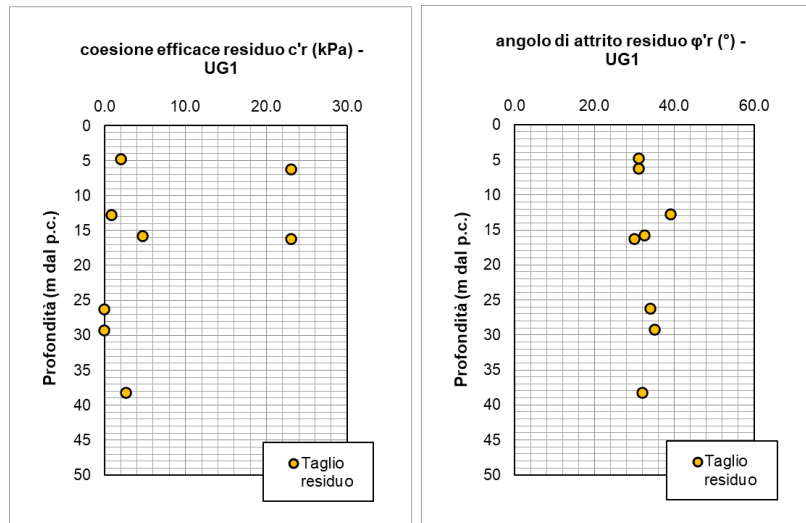


Figura 13: Coesione efficace residua (c'_{cv}), angolo di resistenza al taglio residuo (ϕ'_{cv}) al variare della profondità da p.c. – Unità UG1.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica dell'unità, sono stati considerati i risultati associati ai campioni rappresentativi delle reali condizioni in sito. Per tale ragione, sono stati attribuiti i seguenti parametri di resistenza efficaci:

- $c'_p = 0 \div 10$ kPa coesione drenata di picco
- $\phi'_p = 32 \div 34$ ° angolo di resistenza al taglio di picco
- $c'_r = 0$ kPa coesione drenata residua
- $\phi'_r = 30 \div 32$ ° angolo di resistenza al taglio residuo

I valori sopra riportati descrivono il comportamento tipico di una sabbia poco addensata che non presenta grandi differenze tra picco e residuo.

L'angolo di resistenza a taglio ϕ' è stato anche ricavato dall'elaborazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT con le correlazioni empiriche in precedenza esplicitate.

Dall'analisi dei risultati di seguito riportati, i valori di ϕ sono compresi tra i 24 e 59°, tuttavia, i numeri più alti possono essere associati alle intercalazioni di arenarie presenti all'interno di questa unità.

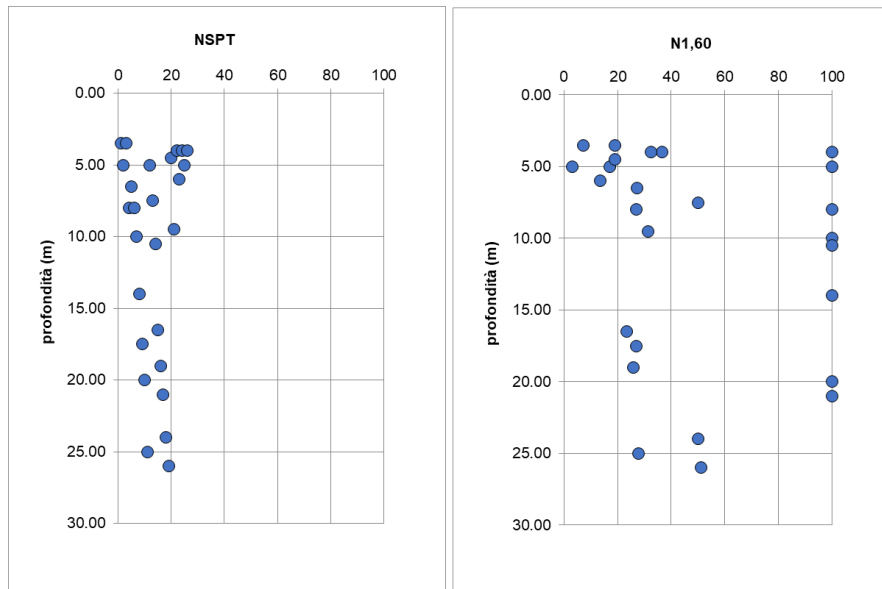


Figura 14: Valori del numero di colpi N_{SPT} al variare della profondità da p.c. – Unità UG1 [alle prove "a rifiuto" è stato assegnato un numero di colpi pari a 50 se $N_1 > 50$ prima di 15cm, 100 se $N_2 + N_3 > 100$ prima di 30cm].

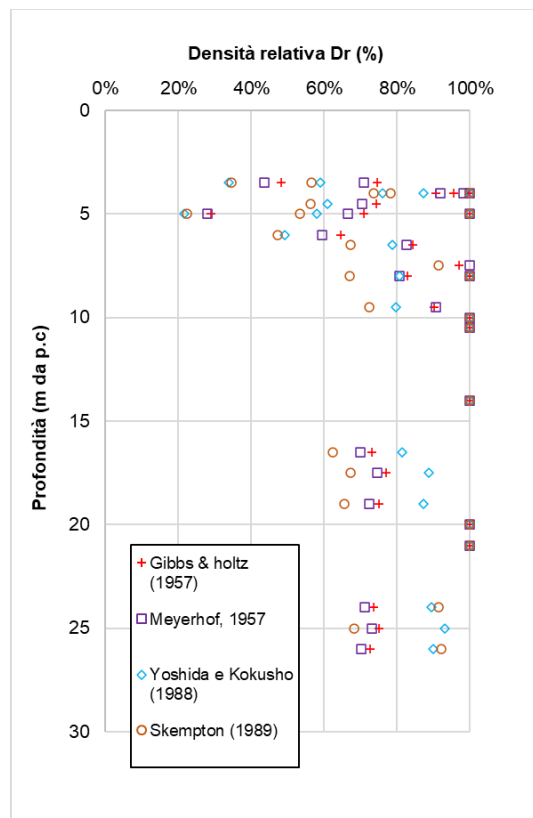


Figura 15: Densità relativa stimata da prove penetrometriche dinamiche SPT mediante la correlazione empiriche al variare della profondità – Unità UG1.

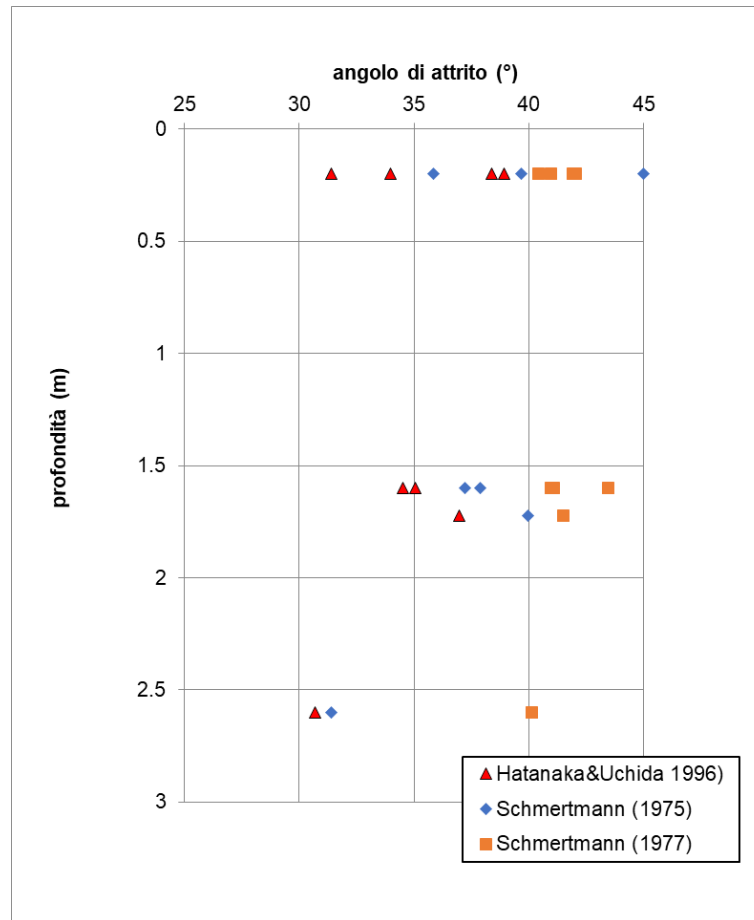


Figura 16: Coesione non drenata (c_u) al variare della profondità da p.c. da prove Pocket Penetrometer Test e Vane Test su carote in sito – Unità UG1.

6.1.2.2 Parametri di deformabilità e consolidazione

I parametri di deformabilità sono stati stimati a partire dai risultati delle indagini sismiche MASW e Down-Hole e da due prove di laboratorio (colonna risonante e taglio torsionale ciclico) effettuate su un campione (S3/CI2). Si riportano di seguito i risultati.

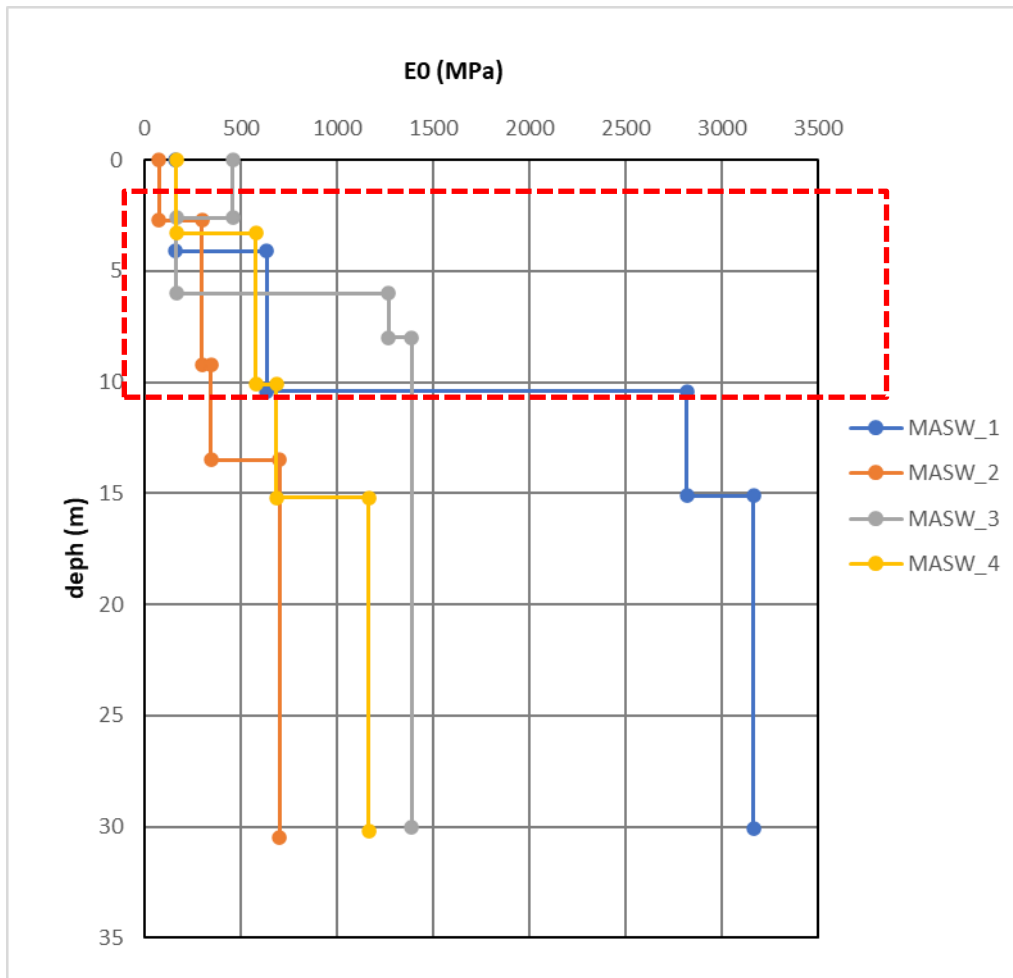


Figura 17: Modulo dinamico E_0 variare della profondità da p.c. da prove geofisiche MASW – Unità UG1 (profondità di interesse nel riquadro rosso).

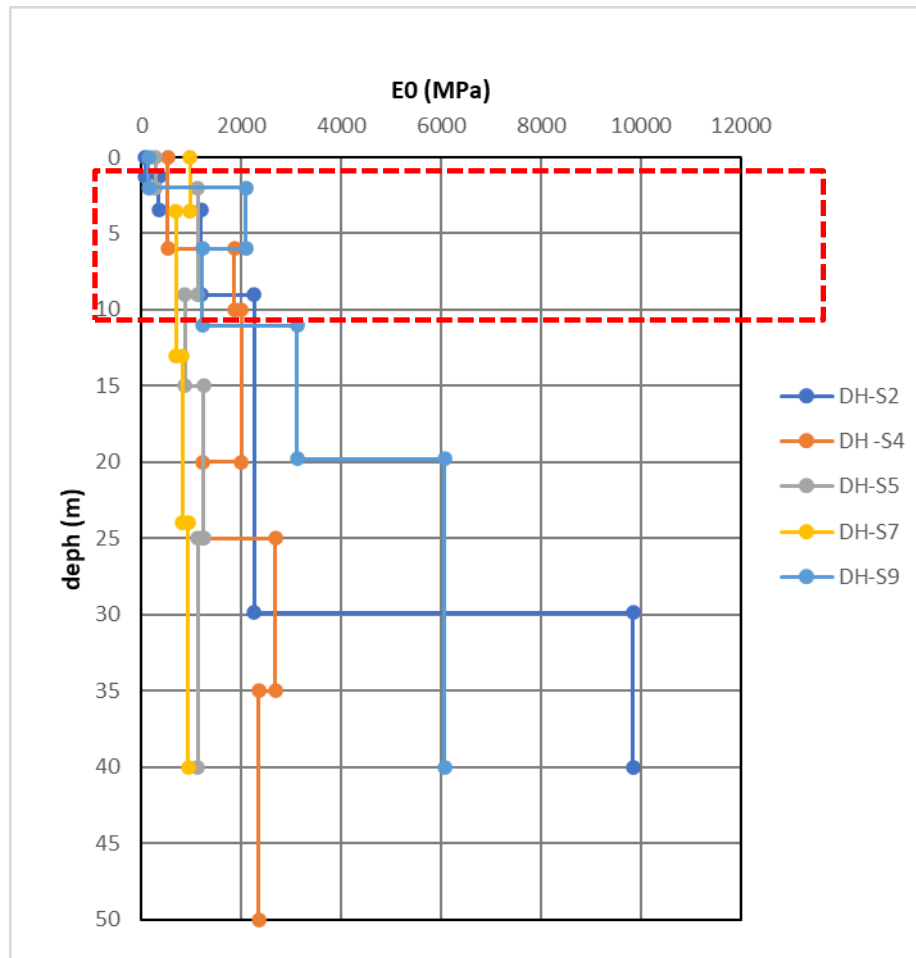


Figura 18: Modulo dinamico E_0 variare della profondità da p.c. da prove geofisiche MASW – Unità UG1 (profondità di interesse nel riquadro rosso).

sondaggio	campione	UNITÀ	Prof. (m)	Colonna Risonante	Taglio torsionale ciclico	v	Colonna Risonante	Taglio torsionale ciclico
				G0(Mpa)	G0(Mpa)		E0(Mpa)	E0(Mpa)
S3	CI2	1	12.75	63	52	0.35	170	139

Figura 19: Modulo dinamico E_0 da prove di laboratorio – Unità UG1.

6.1.2.3 Unità UG1 – Sintesi dei parametri geotecnici di progetto

Di seguito si sintetizzano i valori di riferimento dei parametri meccanici dell'unità desunti dalla caratterizzazione generale dell'unità UG1:

- $\gamma = 19-21 \text{ kN/m}^3$
- $c'_p = 0-15 \text{ kPa}$
- $\phi'_p = 32^\circ - 34^\circ$

- $c'_{cv} = 0$ kPa
- $\phi'_{cv} = 30^\circ - 32^\circ$
- $E_0 = 200 - 500$ Mpa

6.1.3 UNITÀ UG2

Successione terrigena torbidaica facente parte di quella che viene indicata in letteratura come “Formazione della Laga”, di colore grigiastro. Tale unità geotecnica può essere suddivisa in due sottounità UG2a e UG2b. Nello specifico, l’unità UG2a rappresenta l’interfaccia di spessore compreso tra 2 e 7m tra i depositi superficiali sabbiosi limosi (UG1) e il substrato costituito dalla Formazione della Laga (UG2b).



Figura 20: Foto del materiale in cassetta – Unità UG2a.



Figura 21: Foto del materiale in cassetta – Unità UG2b.

Per l'unità geotecnica UG2a sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati su cui sono state eseguite determinazioni di laboratorio. Si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene:

- ghiaia compresa fra 0 e 24.4 % (media 11.1%);
- sabbia compresa fra 15.6 e 68.7 % (media 30.6%);
- limo compreso fra 27.1 e 55.2 % (media 38.6%);
- argilla compresa fra 4 e 35.4 % (media 19.8%).

Per quanto sopra elencato, l'unità **UG2a** è classificabile mediamente come **Limo con sabbia argilloso e ghiaioso**.

La distribuzione delle varie frazioni con la profondità è mostrata nell'immagine sottostante.

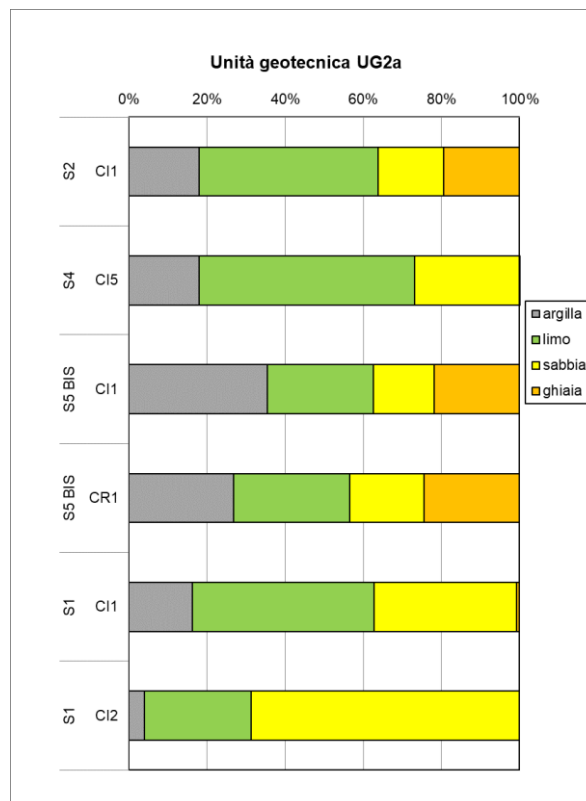


Figura 22: Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni lavorati – Unità UG2a.

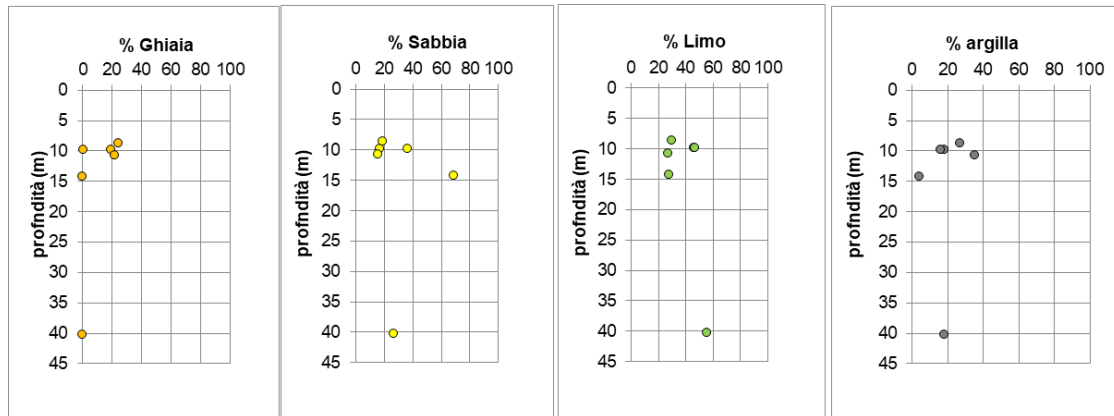


Figura 23: Distribuzione granulometrica con la profondità del campione – Unità UG2a.

Il peso specifico dei grani è risultato compreso tra 24.8 e 27.1 kN/m³ (media 26.4 kN/m³), mentre il peso dell'unità di volume, determinato sui campioni indisturbati, è risultato compreso tra 18.6 e 21.9 kN/m³ (media 20.57 kN/m³).

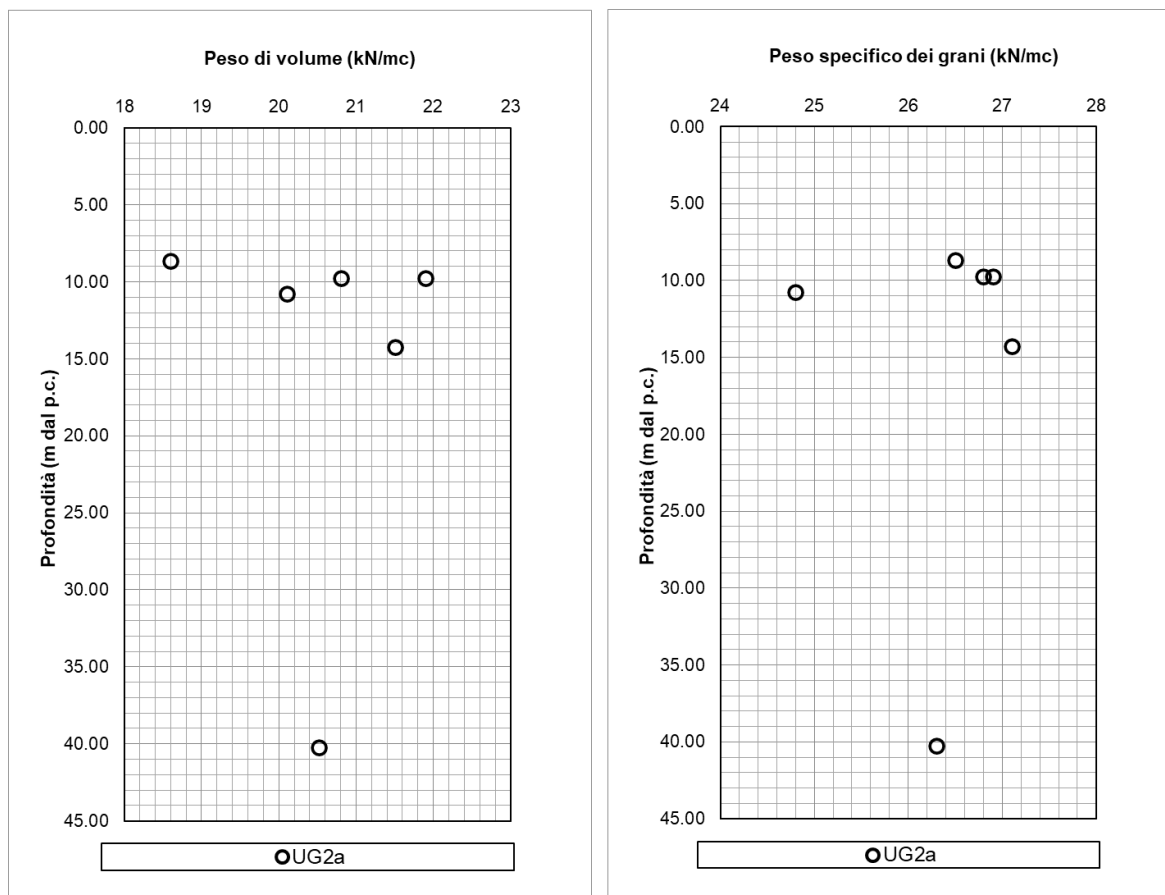


Figura 24: Peso dell'unità di volume (γ) e peso specifico dei grani (γ_s) al variare della profondità da p.c. – Unità UG2a.

Il limite liquido è compreso tra 26.9 e 37% (media 33.35%), il limite plastico tra 16.5 e 22% (media 20.2%), l'indice plastico tra 10.4 e 15.1% (media 13.12%).

In base alla carta di plasticità i campioni dell'unità UG2a sono per la maggior parte classificabili come "Argille di media plasticità". Il valore medio dell'indice di consistenza I_c è risultato superiore all'unità (1.07) e pertanto la consistenza del materiale è generalmente solida.

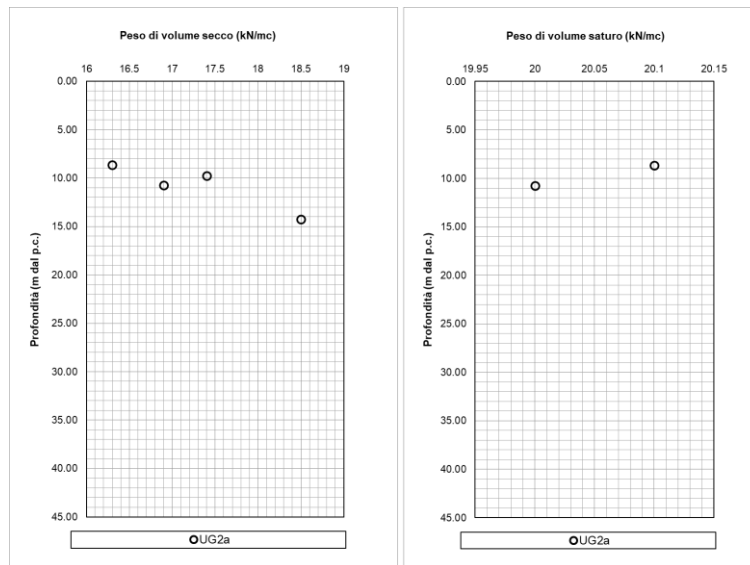


Figura 25: Peso di volume secco (γ_d) e Peso del volume saturo (γ_{sat}) – Unità UG2a

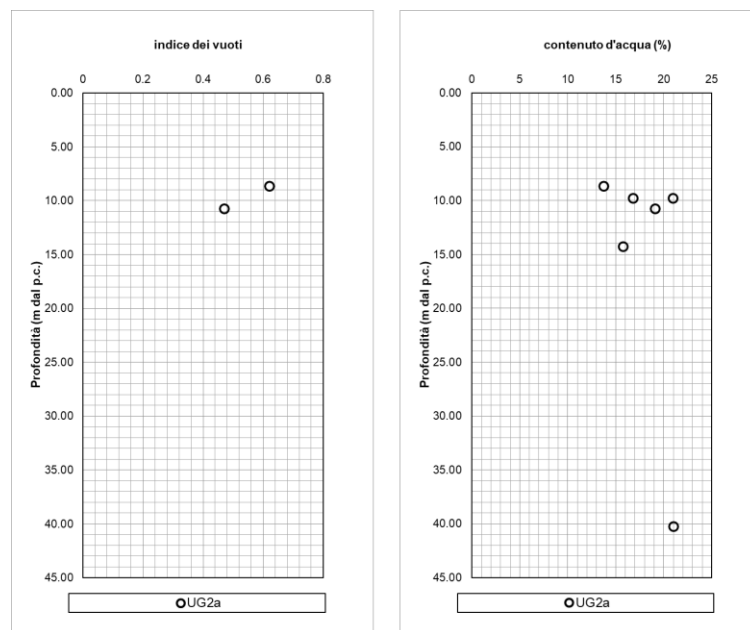


Figura 26: Indice dei vuoti e contenuto d'acqua – Unità UG2a.

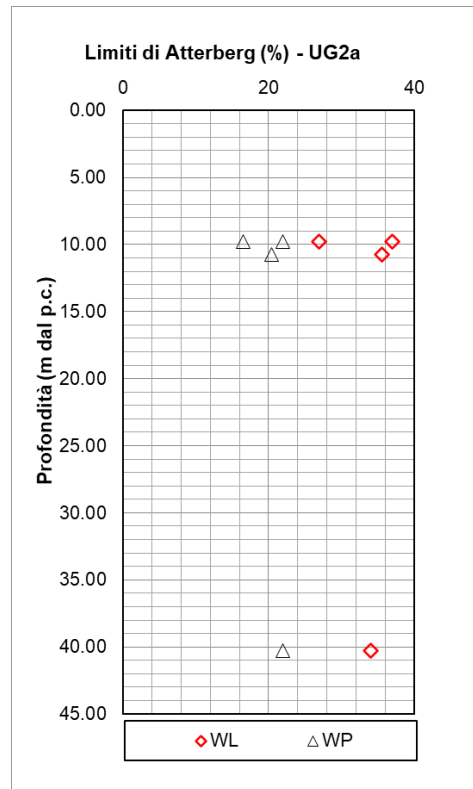


Figura 27: Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità UG2a.

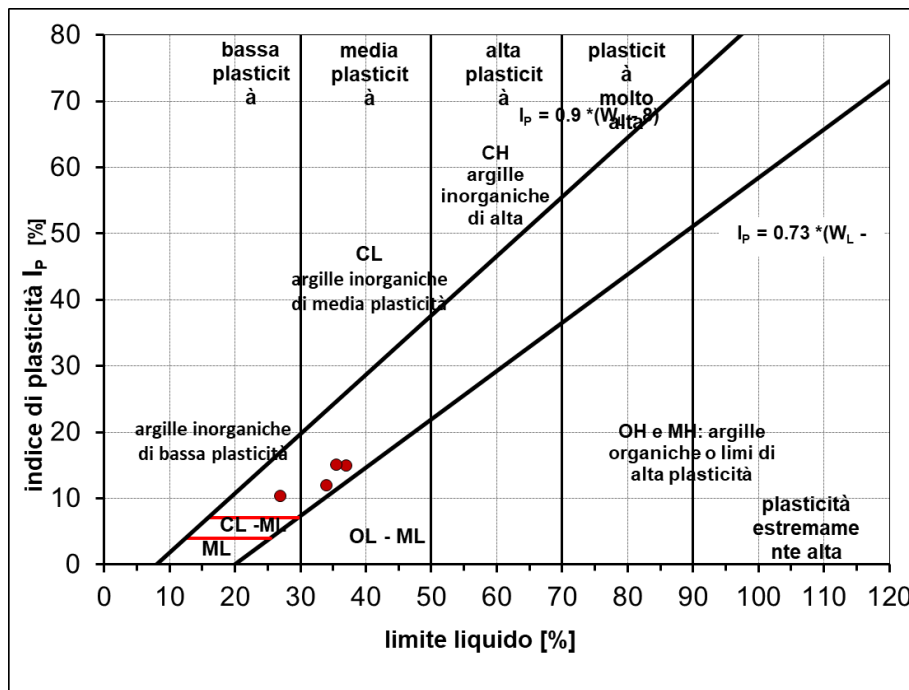


Figura 28: Carta di plasticità di Casagrande – Unità UG2a.

Per l'unità geotecnica UG2b sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati su cui sono state eseguite determinazioni di laboratorio. Si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene:

- ghiaia compresa fra 0 e 56 % (media 12.6%);
- sabbia compresa fra 0 e 41.7 % (media 8.2%);
- limo compreso fra 0 e 72.5 % (media 49.3%);
- argilla compresa fra 0 e 35.9 % (media 23.7%).

Per quanto sopra elencato, l'unità **UG2b** è classificabile mediamente come **Limo argilloso ghiaioso**.

La distribuzione delle varie frazioni con la profondità è mostrata nell'immagine sottostante.

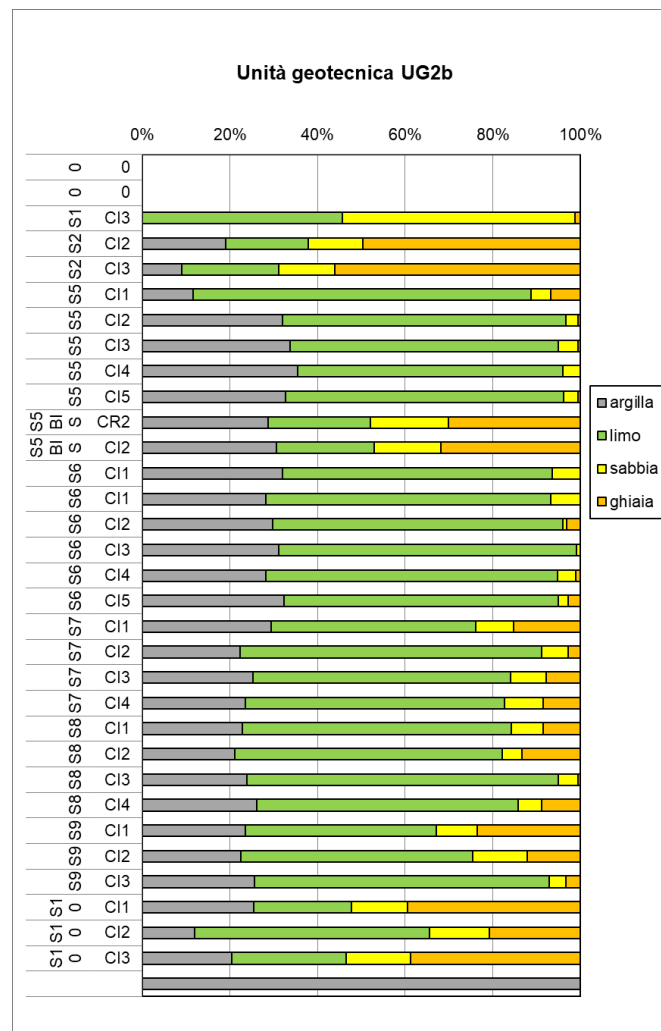


Figura 29: Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni lavorati – Unità UG2b.

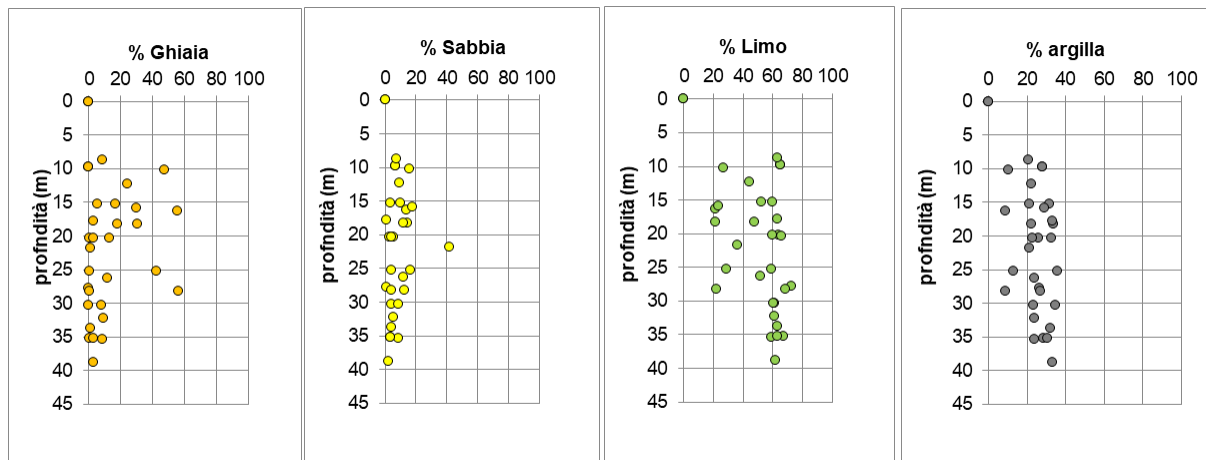


Figura 30: Distribuzione granulometrica con la profondità del campione – Unità UG2b.

Il peso specifico dei grani è risultato compreso tra 24.7 e 27.5 kN/m³ (media 27.07 kN/m³), mentre il peso dell'unità di volume, determinato sui campioni indisturbati, è risultato compreso tra 18.7 e 24 kN/m³ (media 21.2 kN/m³).

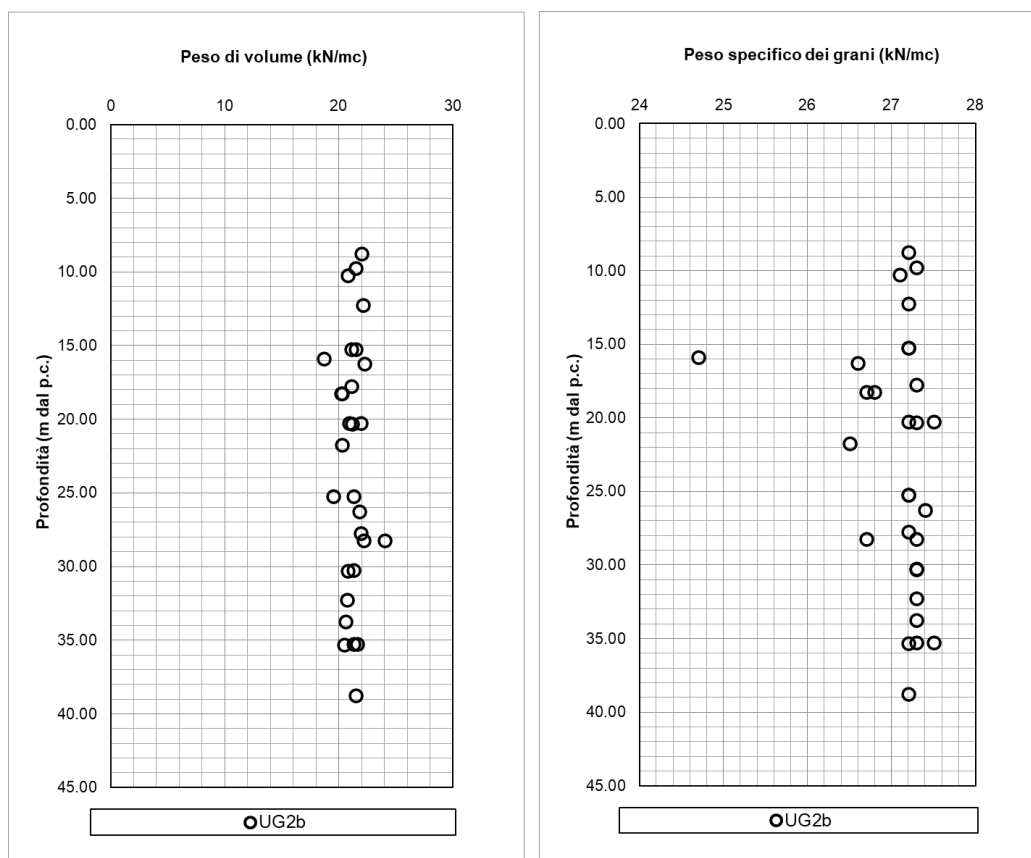


Figura 31: Peso dell'unità di volume (γ) e peso specifico dei grani (γ_s) al variare della profondità da p.c. – Unità UG2b.

Il limite liquido è compreso tra 32 e 41% (media 36.3%), il limite plastico tra 15.4 e 21.3% (media 18.2%), l'indice plastico tra 12 e 23.3% (media 18.14%).

In base alla carta di plasticità i campioni dell'unità UG2b sono per la maggior parte classificabili come "Argille di media plasticità". Il valore medio dell'indice di consistenza I_c è risultato superiore all'unità (1.16) e pertanto la consistenza del materiale è generalmente solida.

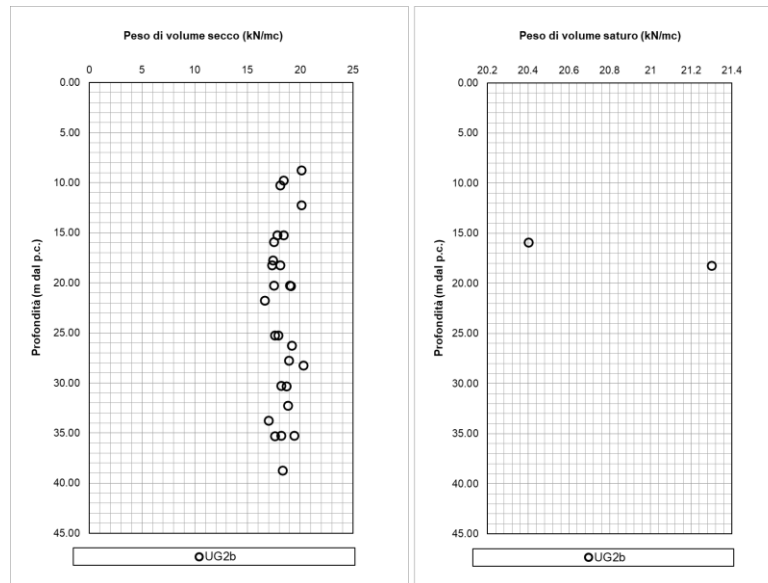


Figura 32: Peso di volume secco (γ_d) e Peso del volume saturo (γ_{sat}) – Unità UG2b.

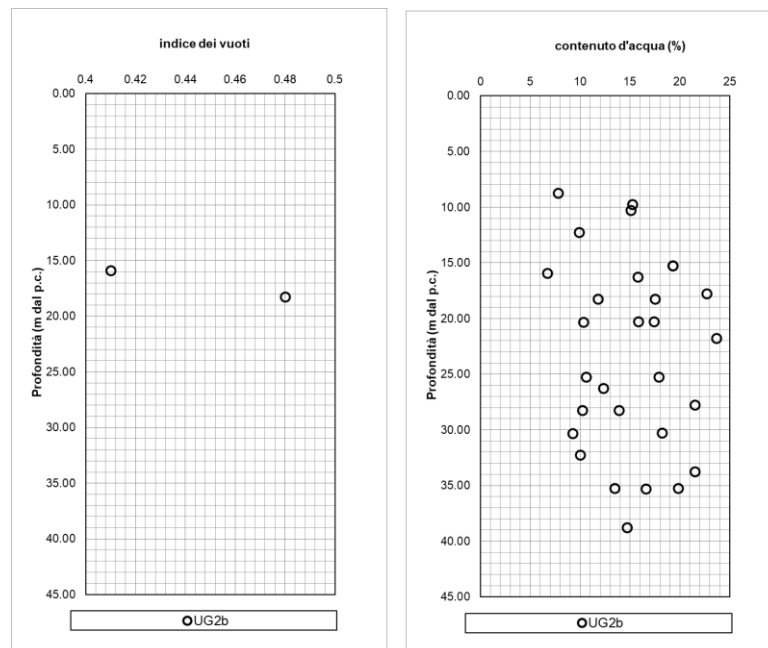


Figura 33: Indice dei vuoti e contenuto d'acqua – Unità UG2b.

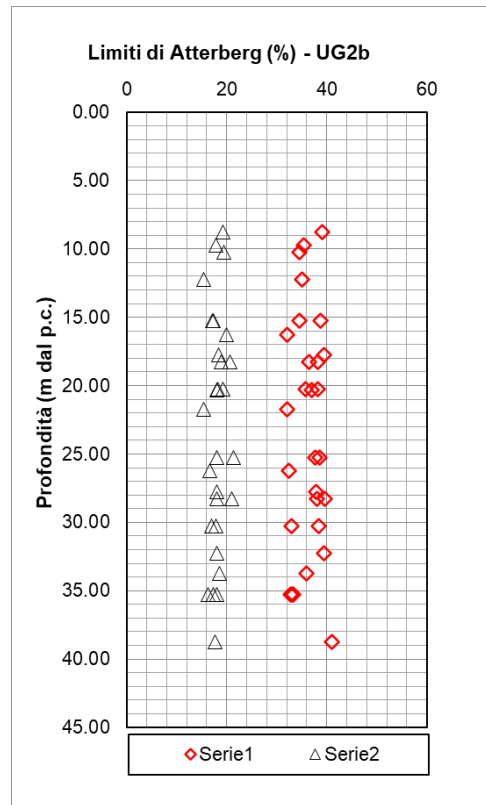


Figura 34: Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità UG2b.

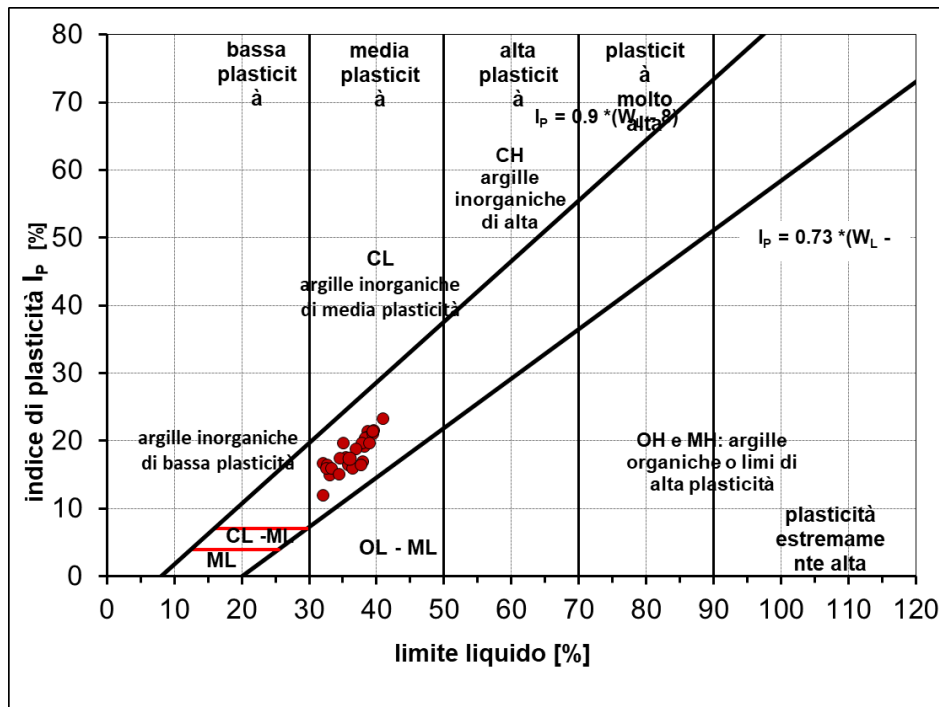


Figura 35: Carta di plasticità di Casagrande – Unità UG2b.

6.1.3.1 Parametri di resistenza al taglio

Su alcuni campioni appartenenti all'unità in esame sono state eseguite prove di laboratorio volte a determinare i parametri di resistenza al taglio.

Per la determinazione dei parametri efficaci, sono state eseguite delle prove di taglio diretto e triassiali (CID, CIU). I risultati sono di seguito riassunti.

UG2a

TD

$c'_p = 14 \div 58$ kPa coesione drenata

$\phi'_p = 21.8 \div 23.7$ ° angolo di resistenza al taglio

TxCIU

$c'_p = 27$ kPa coesione drenata

$\phi'_p = 26$ ° angolo di resistenza al taglio

UG2b

TD

$c'_p = 0 \div 65.8$ kPa coesione drenata

$\phi'_p = 17 \div 37$ ° angolo di resistenza al taglio

TxCID

$c'_p = 1 \div 37$ kPa coesione drenata

$\phi'_p = 10 \div 27$ ° angolo di resistenza al taglio

TxCIU

$c'_p = 0 \div 26$ kPa coesione drenata

$\phi'_p = 14 \div 27$ ° angolo di resistenza al taglio

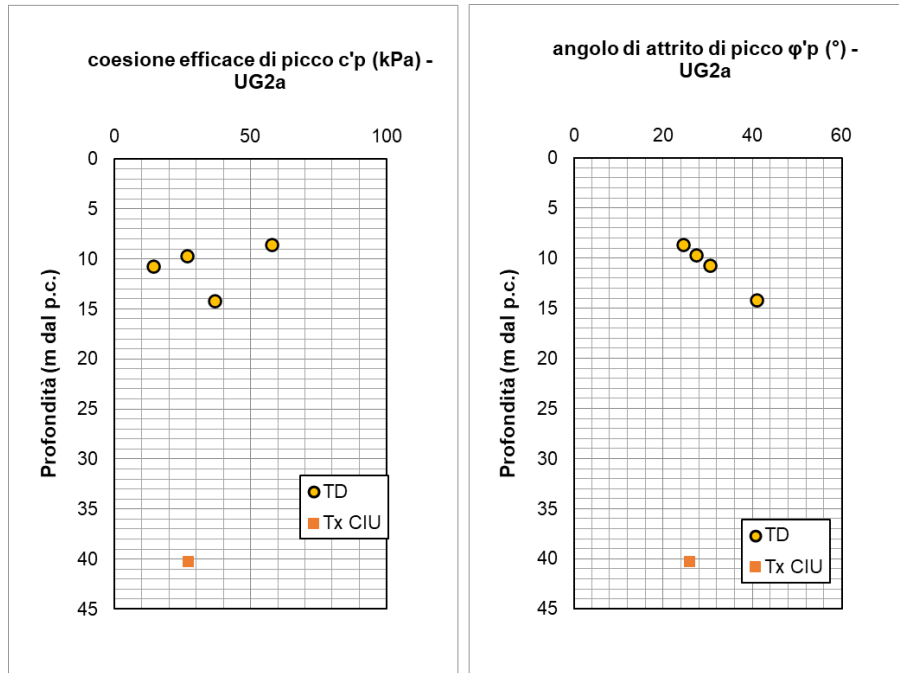


Figura 36: Coesione efficace di picco (c'_p), angolo di resistenza al taglio di picco (ϕ'_p) al variare della profondità da p.c. – Unità UG2a.

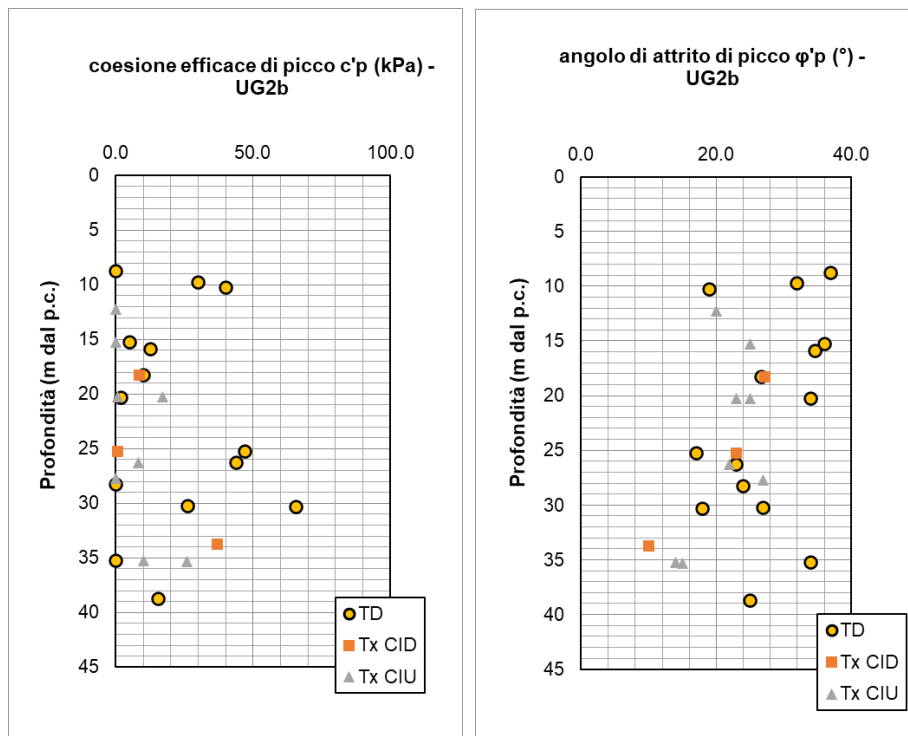


Figura 37: Coesione efficace di picco (c'_p), angolo di resistenza al taglio di picco (ϕ'_p) al variare della profondità da p.c. – Unità UG2b.

Su alcuni campioni sono stati misurati anche i parametri di resistenza efficaci residui per mezzo di prove di taglio diretto dopo n cicli. Si riportano di seguito i risultati.

UG2a

$c'_r = 0.6$ kPa coesione drenata residua
 $\phi'_r = 24.1$ ° angolo di resistenza al taglio residuo

UG2b

$c'_r = 0.9 \div 34$ kPa coesione drenata residua
 $\phi'_r = 19.2 \div 28$ ° angolo di resistenza al taglio residuo

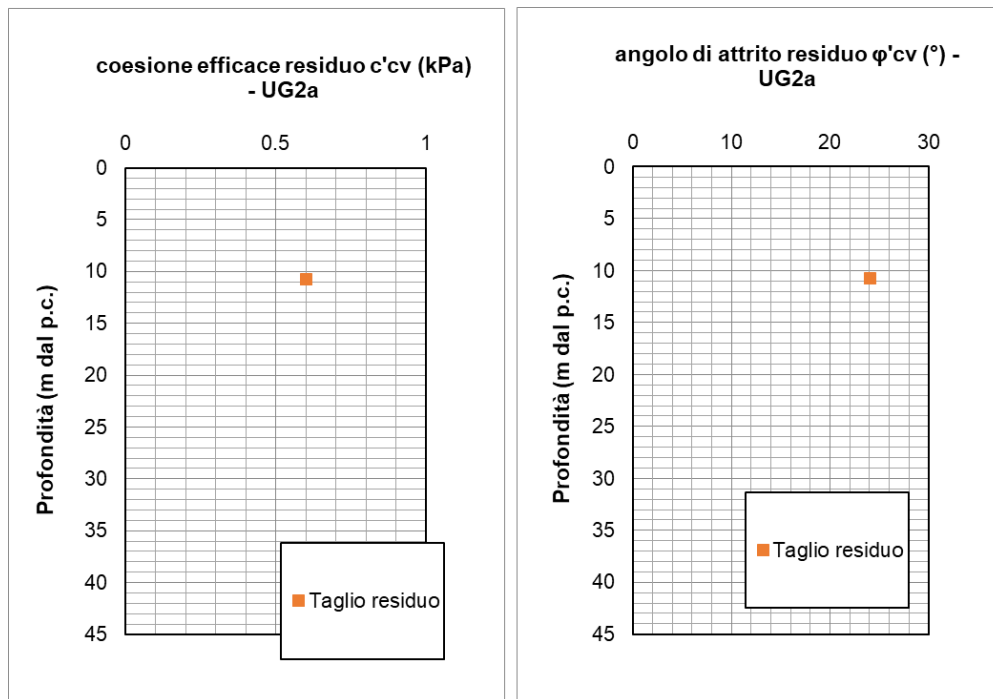


Figura 38: Coesione efficace residua (c'_{cv}), angolo di resistenza al taglio residuo (ϕ'_{cv}) al variare della profondità da p.c. – Unità UG1a.

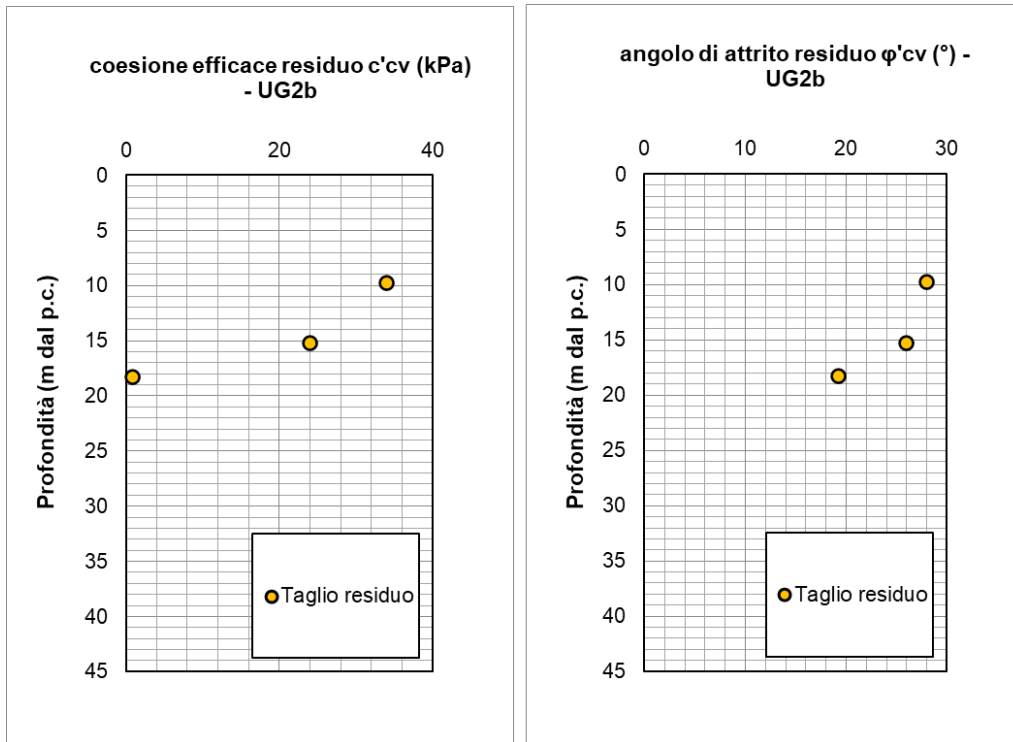


Figura 39: Coesione efficace residua (c'_{cv}), angolo di resistenza al taglio residuo (ϕ'_{cv}) al variare della profondità da p.c. – Unità UG1b.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica delle unità UG2a e UG2b, sono stati considerati i risultati associati ai campioni rappresentativi delle reali condizioni in sito. Per tale ragione, sono stati attribuiti i seguenti parametri di resistenza efficaci:

UG2a

$c'_p = 15 \div 30$ kPa	coesione drenata di picco
$\phi'_p = 25 \div 28$ °	angolo di resistenza al taglio di picco
$c'_r = 0$ kPa	coesione drenata residua
$\phi'_r = 22 \div 26$ °	angolo di resistenza al taglio residuo

UG2b

$c'_p = 25 \div 40$ kPa	coesione drenata di picco
$\phi'_p = 24 \div 28$ °	angolo di resistenza al taglio di picco
$c'_r = 0-5$ kPa	coesione drenata residua
$\phi'_r = 18 \div 22$ °	angolo di resistenza al taglio residuo

La coesione non drenata c_u è stata ottenuta a seguito di prove di laboratorio (TxUU), elaborazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT con le correlazioni empiriche in precedenza esplicitate e dai risultati provenienti da Vane Test e Pocket Penetrometer Test effettuate sulle carote in sito e sui campioni in laboratorio. Dall'analisi dei risultati di seguito riportati, si attribuiscono valori della c_u compresi tra 40kPa e 120kPa per l'unità UG2a, tra 150 kPa e 350 kPa per l'unità UG2b.

I valori molto alti relativi all'unità geotecnica UG2b sono attribuibili a campioni di terreno molto litificati, quasi litoidi; per tale ragione non vengono considerati ai fini della caratterizzazione.

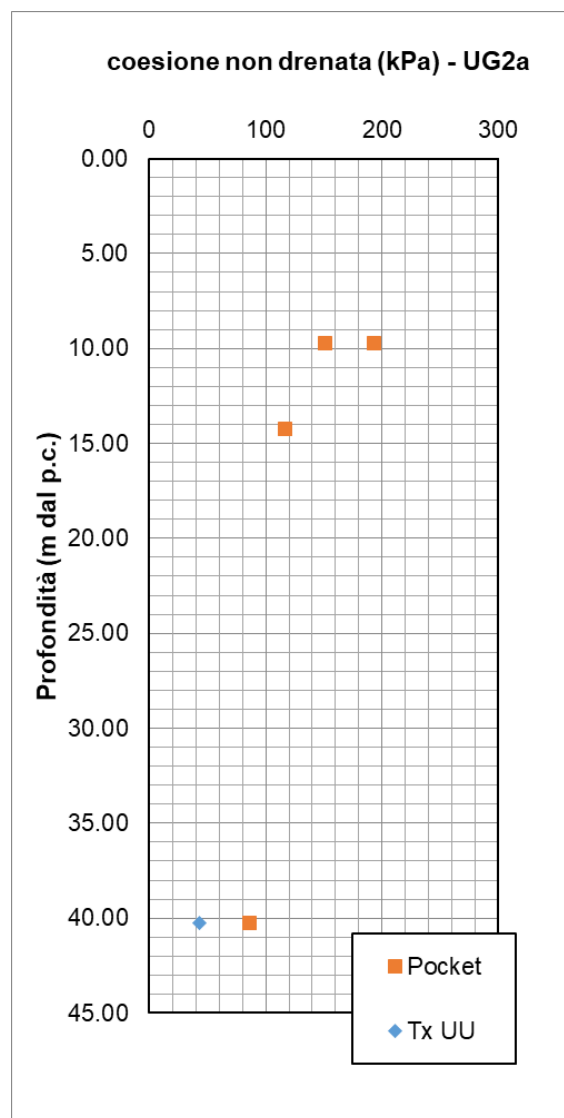


Figura 40: Coesione non drenata (c_u) al variare della profondità da p.c. da prove TxUU e Pocket Penetrometer Test su campioni di laboratorio – Unità UG2a.

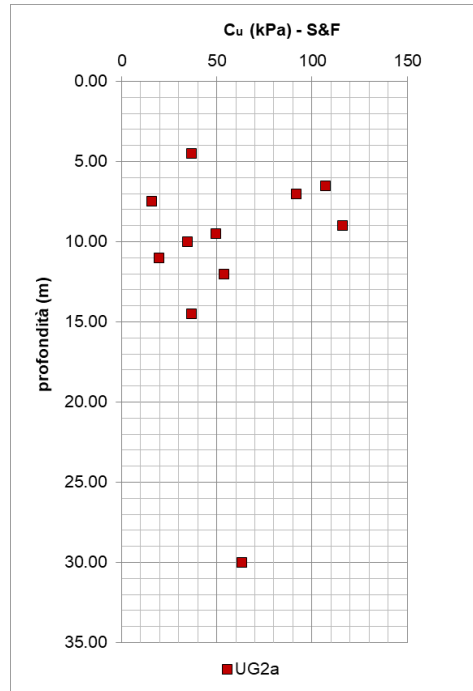


Figura 43: Coesione non drenata stimata da prove penetrometriche dinamiche SPT mediante la correlazione di Shoioi & Fukui (1982) al variare della profondità – Unità UG2a.

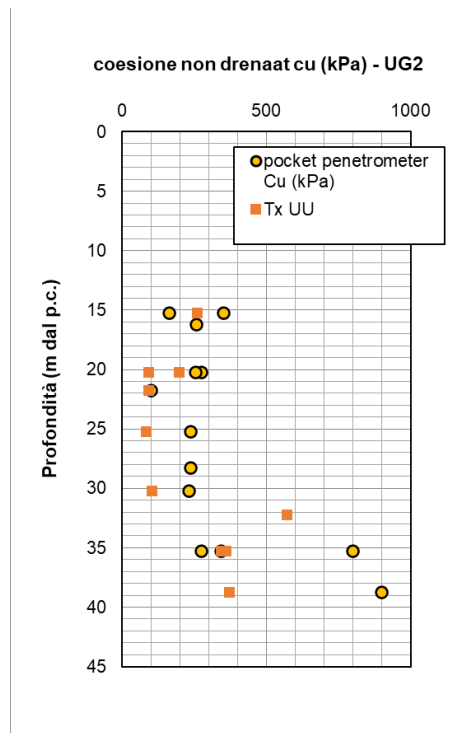


Figura 44: Coesione non drenata (c_u) al variare della profondità da p.c. da prove TxUU e Pocket Penetrometer Test su campioni di laboratorio – Unità UG2b.

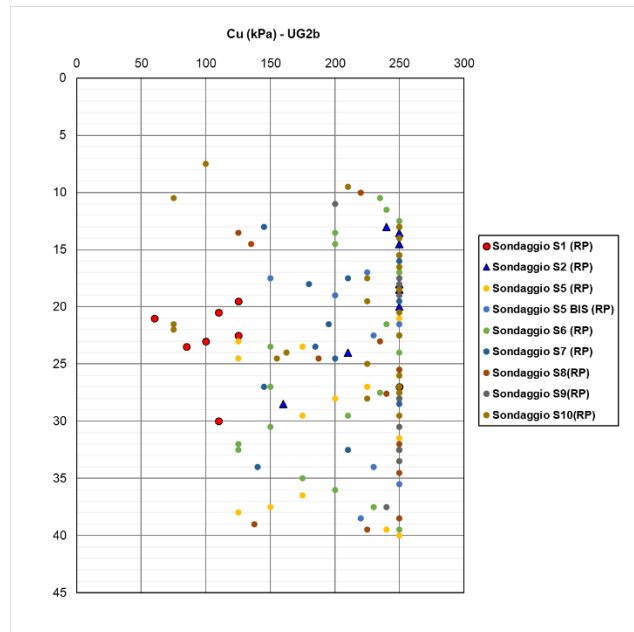


Figura 45: Coesione non drenata (c_u) al variare della profondità da p.c. da Vane Test e Pocket Penetrometer Test su carote in sito – Unità UG2b.

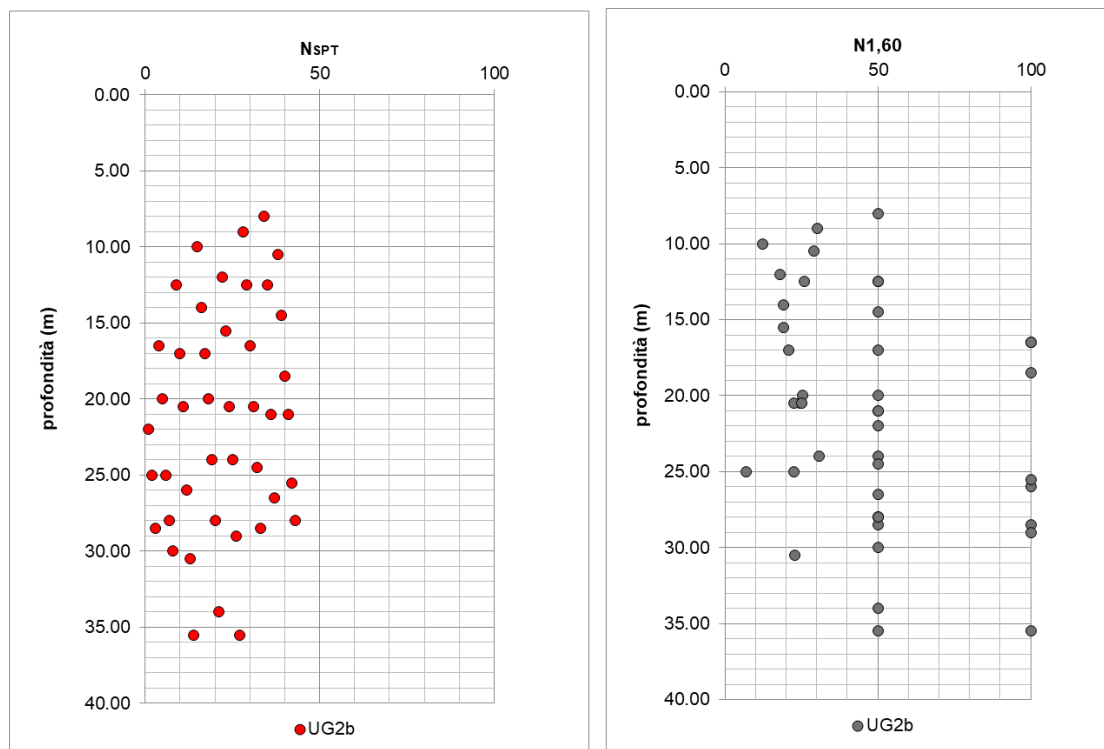


Figura 46: Valori del numero di colpi N_{SPT} al variare della profondità da p.c. – Unità UG2b [alle prove "a rifiuto" è stato assegnato un numero di colpi pari a 50 se $N_1 > 50$ prima di 15cm, 100 se $N_2 + N_3 > 100$ prima di 30cm].

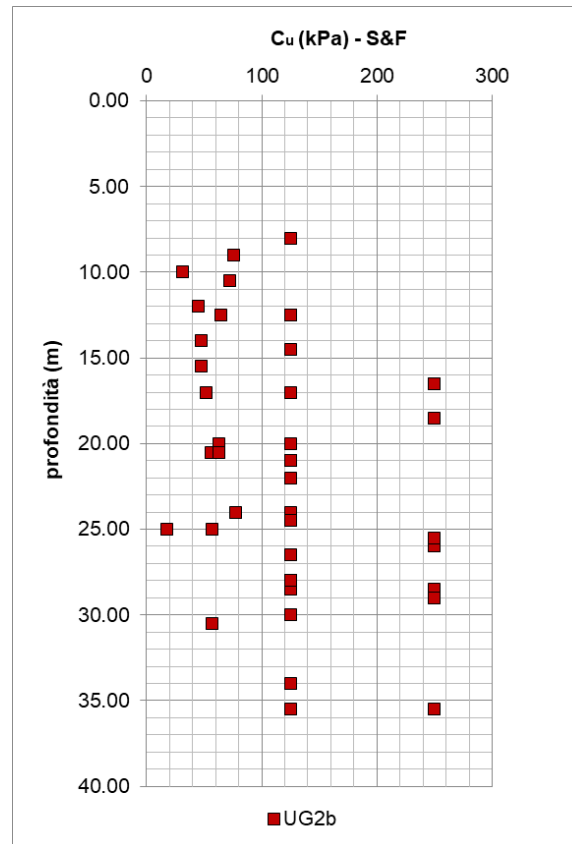


Figura 47: Coesione non drenata stimata da prove penetrometriche dinamiche SPT mediante la correlazione di Shoioi & Fukui (1982) al variare della profondità – Unità UG2a.

6.1.3.2 Parametri di deformabilità e consolidazione

I parametri di deformabilità sono stati stimati a partire dai risultati delle indagini sismiche MASW e Down-Hole. Per quanto concerne l'unità UG2b sono state effettuate anche due prove di laboratorio (colonna risonante e taglio torsionale ciclico) su alcuni campioni (S5/CI1, S6/CI1 e S6/CI2).

Si riportano di seguito i risultati.

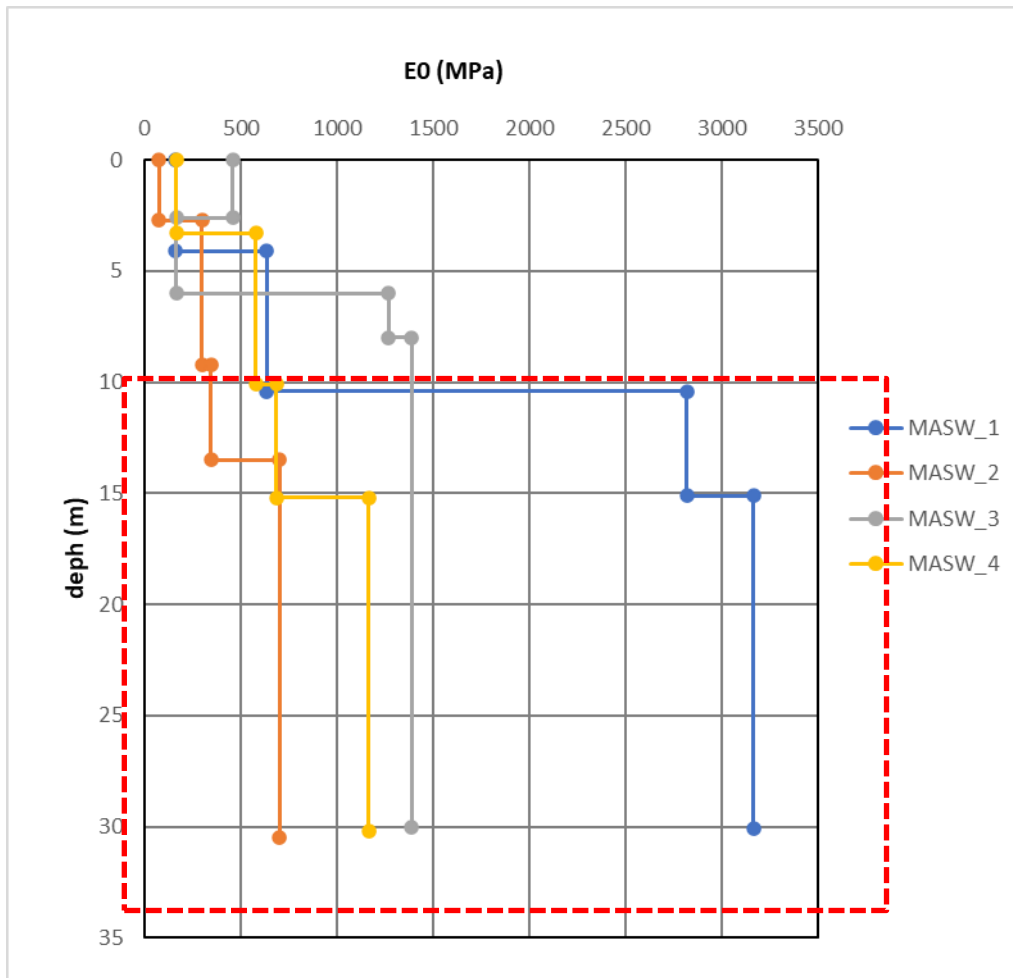


Figura 48: Modulo dinamico E_0 variare della profondità da p.c. da prove geofisiche MASW – Unità UG2 (profondità di interesse nel riquadro rosso).

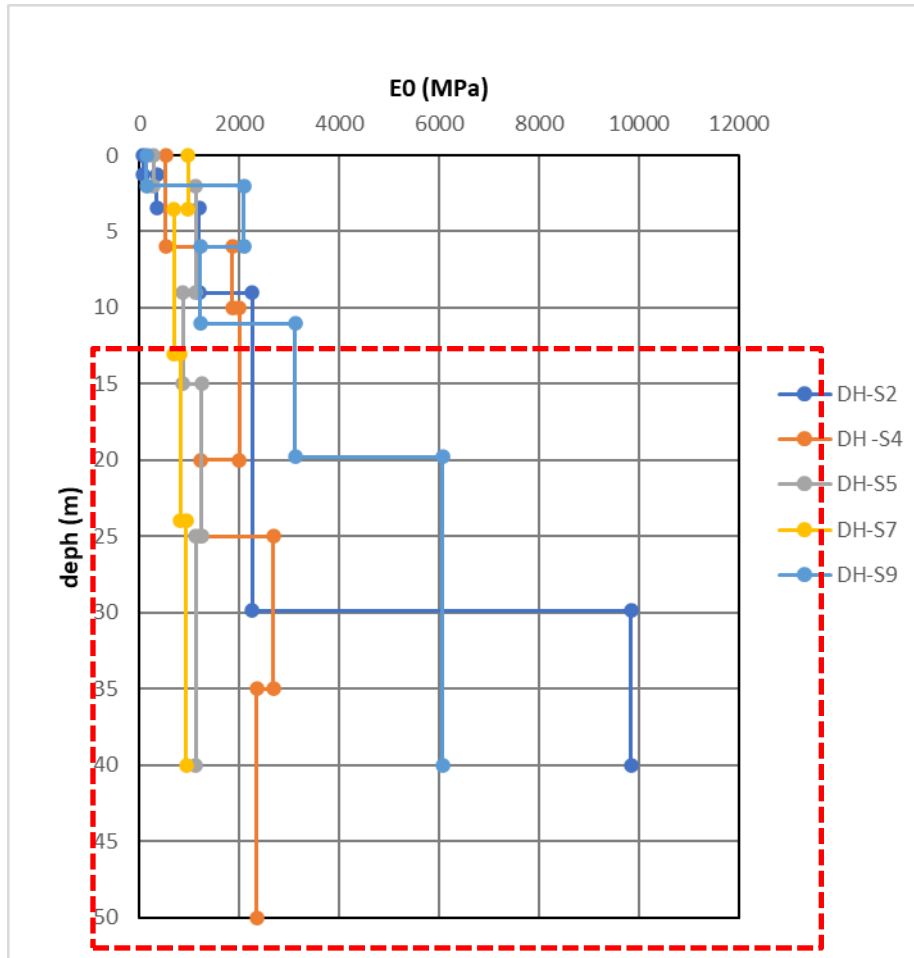


Figura 49: Modulo dinamico E_0 variare della profondità da p.c. da prove geofisiche MASW – Unità UG2 (profondità di interesse nel riquadro rosso).

sondaggio	campione	UNITÀ	Prof. (m)	Colonna Risonante	Taglio torsionale ciclico	v	Colonna Risonante	Taglio torsionale ciclico
				G0(Mpa)	G0(Mpa)		E0(Mpa)	E0(Mpa)
S5	CI1	2B	15.25	70.06	60.08	0.35	189	162
S6	CI1	2B	9.75	66.51	61.76	0.35	180	167
S6	CI3	2B	27.75	133.9	118.6	0.35	361	320

Figura 50: Modulo dinamico E_0 da prove di laboratorio – Unità UG2b.

Trattandosi di terreni di tipo coesivo, per la stima delle caratteristiche di deformabilità sono state inoltre eseguite prove di compressibilità edometrica su alcuni campioni appartenenti l'unità UG2. Nello specifico, una prova per l'unità UG2a e due prove per l'unità UG2b. I risultati delle prove sono di seguito riportati.

In sintesi si ottiene:

UG2a

$e_c = 0.64$ indice dei vuoti iniziale

$c_c = 0.184$ indice di compressibilità

$c_s = 0.033$ indice di rigonfiamento

$E_{ed(100-200kPa)} = 3.45$ MPa modulo edometrico

UG2b

$e_c = 0.50-0.60$ indice dei vuoti iniziale

$c_c = 0.159-0.168$ indice di compressibilità

$c_s = 0.03$ indice di rigonfiamento

$E_{ed(100-200kPa)} = 6.16-6.67$ Mpa modulo edometrico

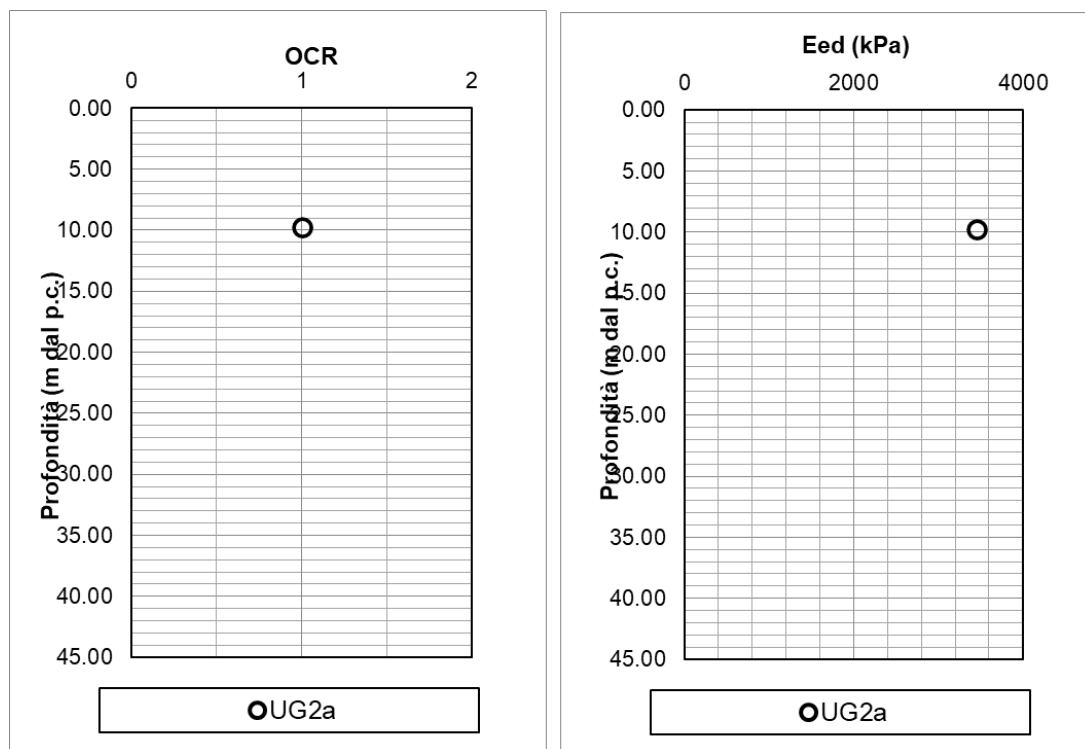


Figura 51: Modulo edometrico e OCR al variare della profondità da p.c. – Unità UG2a.

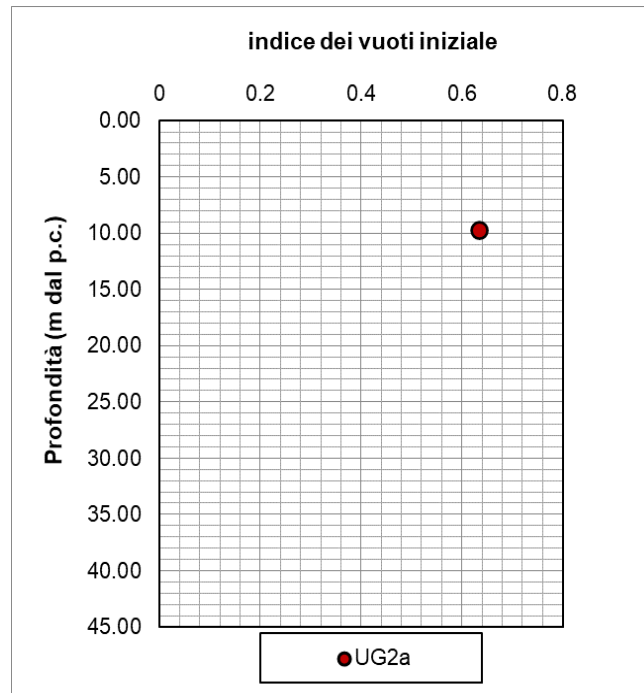


Figura 52: Indice dei vuoti iniziale da prova edometrica al variare della profondità da p.c. – Unità UG2a.

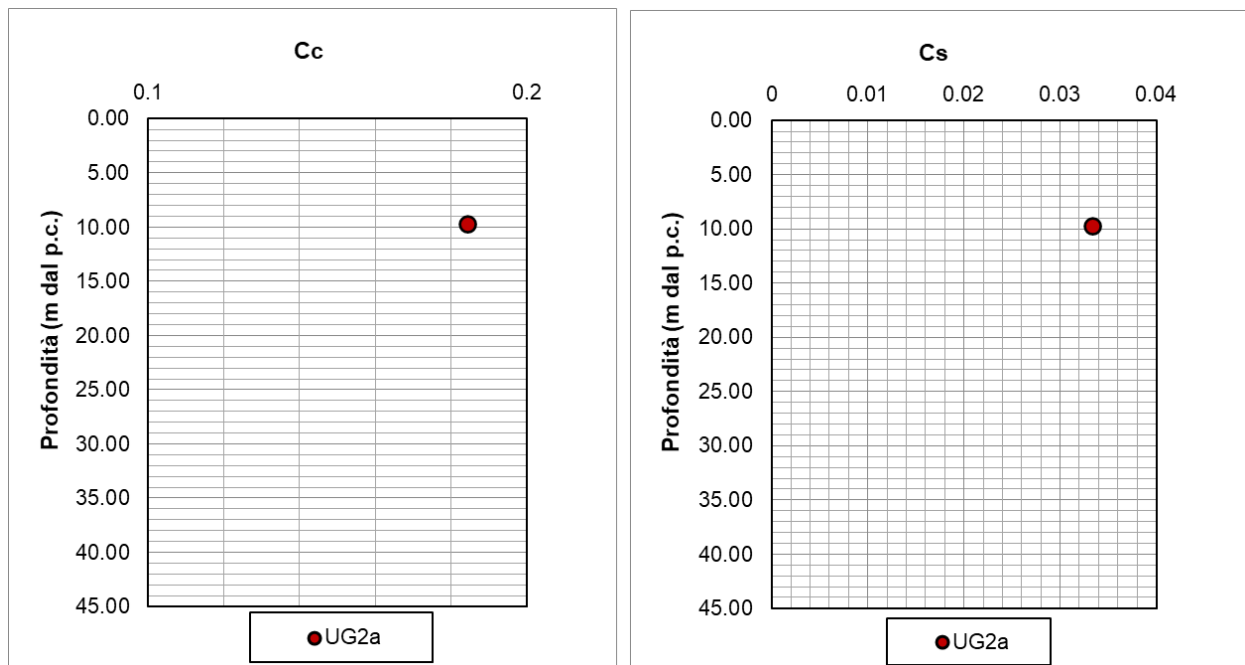


Figura 53: Indice di compressibilità e di ricomprensione al variare della profondità da p.c. – Unità UG2a.

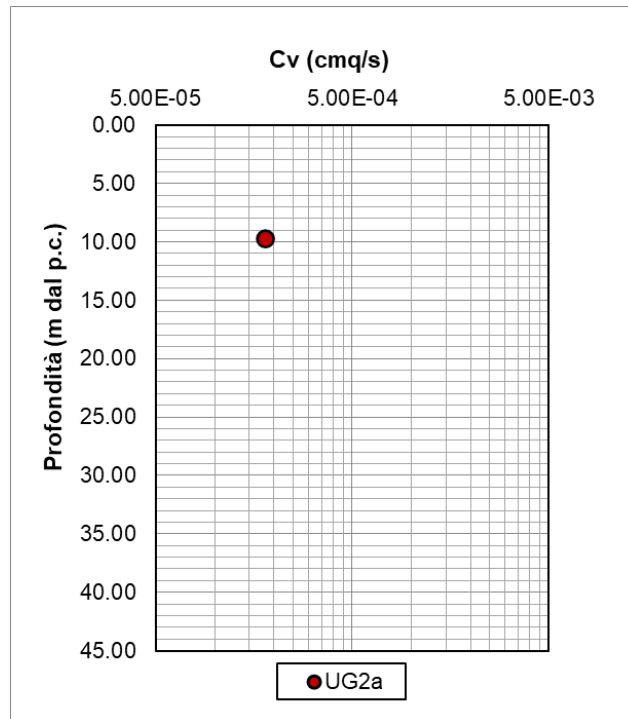


Figura 54: Coefficiente di consolidazione verticale da prove edometriche al variare della profondità da p.c. – Unità UG2a.

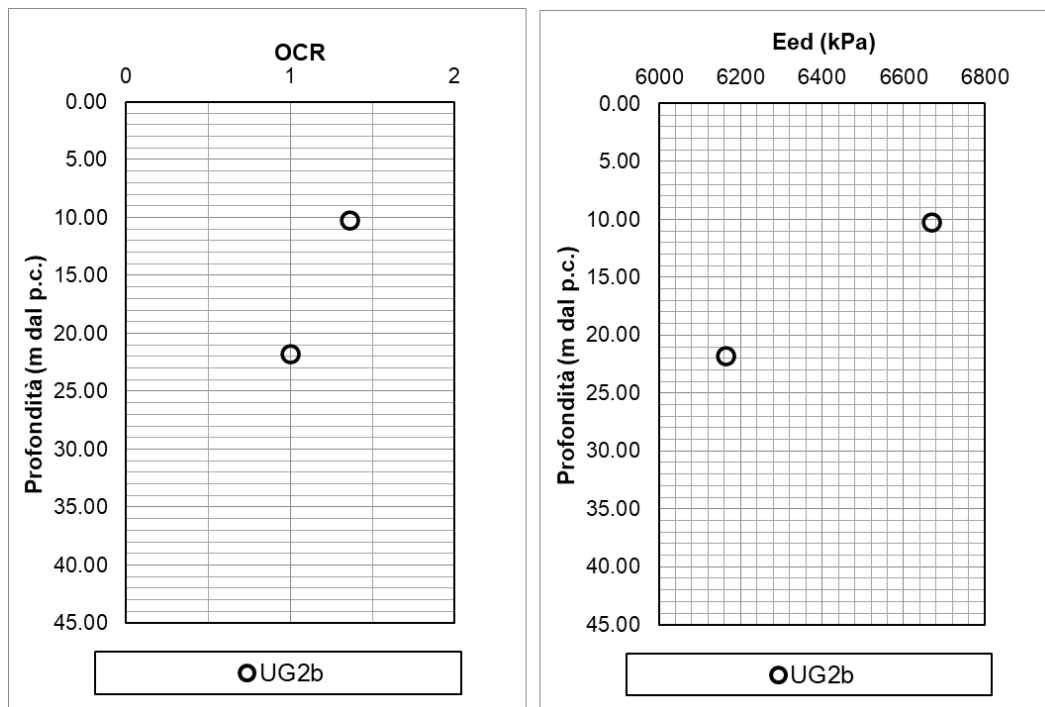


Figura 55: Modulo edometrico e OCR al variare della profondità da p.c. – Unità UG2b.

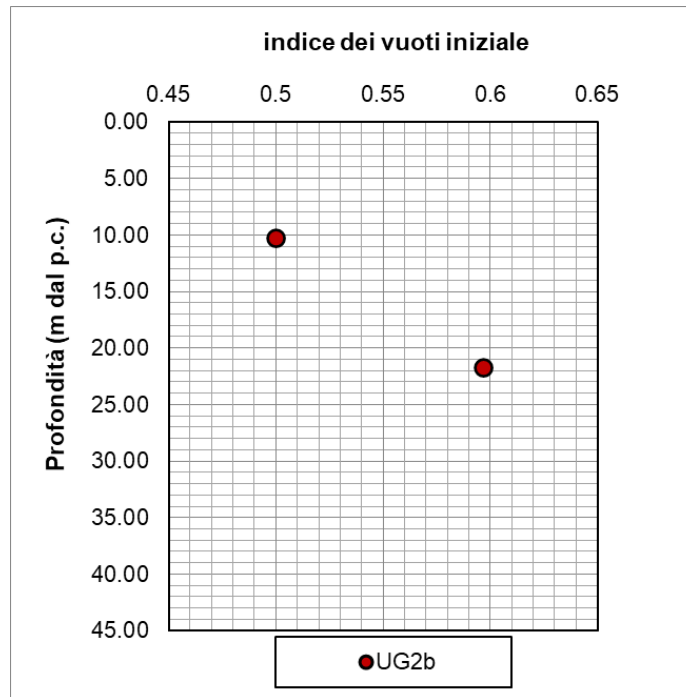


Figura 56: Indice dei vuoti iniziale da prova edometrica al variare della profondità da p.c. – Unità UG2b.

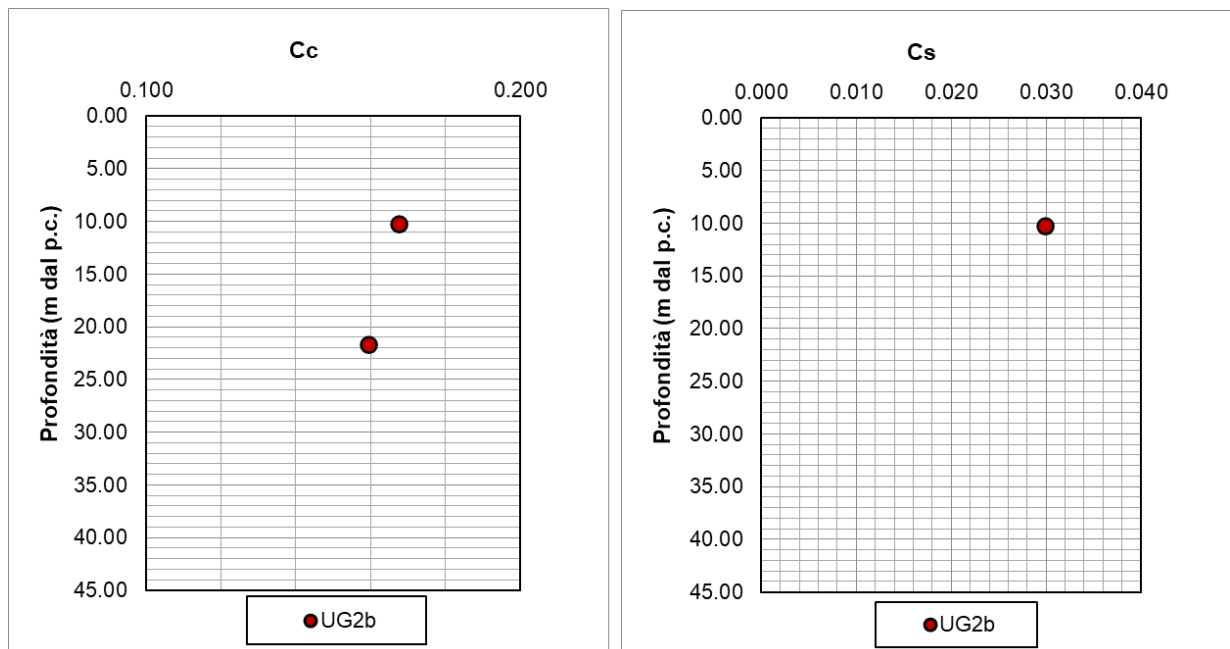


Figura 57: Indice di compressibilità e di ricomprensione al variare della profondità da p.c. – Unità UG2b.

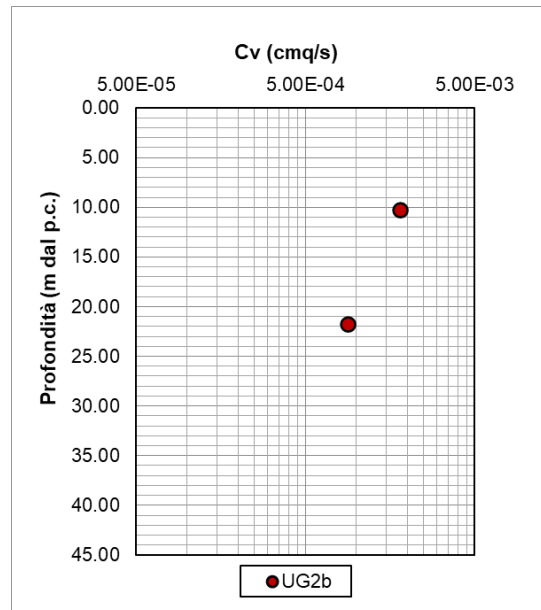


Figura 58: Coefficiente di consolidazione verticale da prove edometriche al variare della profondità da p.c. – Unità UG2b.

6.1.3.3 Sintesi dei parametri geotecnici di progetto

Di seguito si sintetizzano i valori di riferimento dei parametri meccanici dell'unità desunti dalla caratterizzazione generale dell'unità UG2:

UG2a

- $\gamma = 20-21 \text{ kN/m}^3$
- $c'_p = 15-30 \text{ kPa}$
- $\phi'_p = 25^\circ - 28^\circ$
- $c'_r = 0 \text{ kPa}$
- $\phi'_r = 22^\circ - 26^\circ$
- $c_u = 40 - 120 \text{ kPa}$
- $E_0 = 400 - 700 \text{ Mpa}$

UG2b

- $\gamma = 20-21 \text{ kN/m}^3$
- $c'_p = 25-40 \text{ kPa}$
- $\phi'_p = 24^\circ - 28^\circ$
- $c'_r = 0-5 \text{ kPa}$
- $\phi'_r = 18^\circ - 22^\circ$
- $c_u = 150 - 350 \text{ kPa}$
- $E_0 = 700 - 1400 \text{ Mpa}$

6.1.4 UNITÀ LITOIDI

Con tale unità si vuole caratterizzare le intercalazioni pseudo-litoidi (marne – arenarie) presenti nel substrato.



Figura 59: Foto del materiale in cassetta – Unità UG2c - Marne



Figura 60: Foto del materiale in cassetta – Unità UG3 – Arenarie.

Per tali unità è stato determinato il peso di volume naturale e il peso specifico dei grani, inoltre, sono state eseguite alcune prove di compressione uniassiale. Di seguito se ne riportano i risultati.

Per quanto concerne l'unità UG3, le prove di laboratorio sono state eseguite su provini intatti; ciò spiega i risultati ottenuti ($\sigma_c=160-170$ Mpa). Per classificare l'ammasso roccioso, tali valori vengono ridotti di un fattore 10.

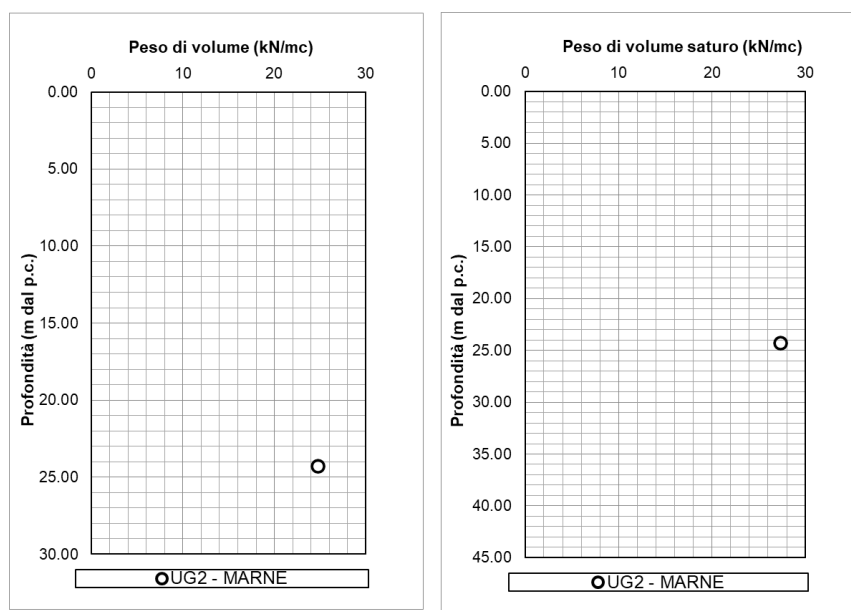


Figura 61: Peso dell'unità di volume (γ) e peso specifico dei grani (γ_s) al variare della profondità da p.c. – Unità UG2c.

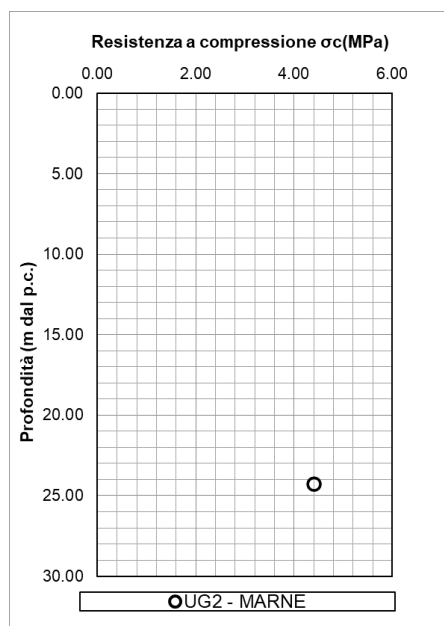


Figura 62: Resistenza a compressione σ_c al variare della profondità da p.c. – Unità UG2c.

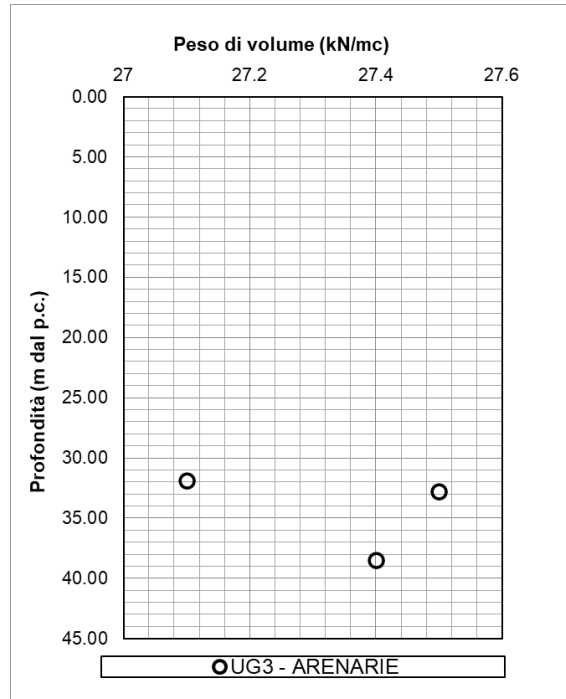


Figura 63: Peso dell'unità di volume (γ) al variare della profondità da p.c. – Unità UG3.

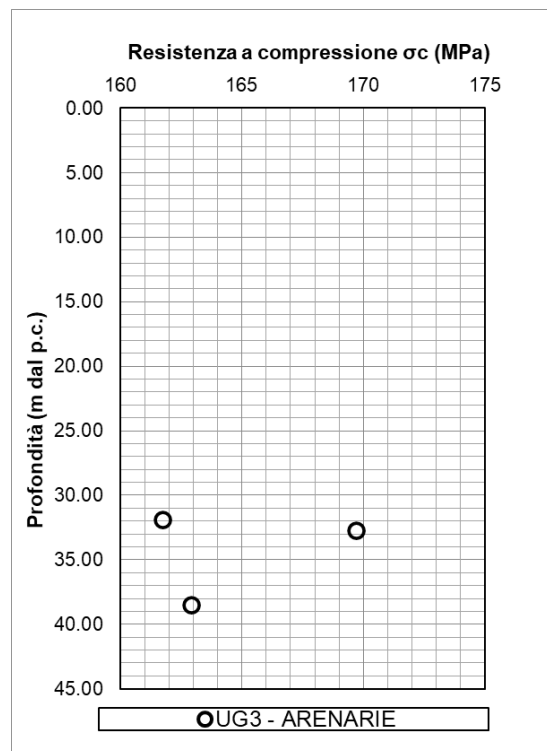


Figura 64: Resistenza a compressione σ_c al variare della profondità da p.c. – Unità UG3.

6.1.4.1 Unità litoide – Sintesi dei parametri geotecnici di progetto

Di seguito si sintetizzano i valori di riferimento dei parametri meccanici dell'unità desunti dalla caratterizzazione generale dell'unità UG2c e UG3:

UG2c

- $\gamma = 24 \div 25$ kN/m³
- $\sigma_c = 4-5$ Mpa (valore roccia intatta in laboratorio)

UG3

- $\gamma = 27 \div 27.5$ kN/m³
- $\sigma_c = 160-170$ Mpa (valore roccia intatta in laboratorio)

6.2 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DELLE UNITÀ INDIVIDUATE

Sulla base dell'analisi dei dati proveniente dalle campagne geognostiche, è stato possibile caratterizzare dal punto di vista geotecnico i materiali. Di seguito si riportano le tabelle di sintesi.

Tabella 6: Parametri di resistenza e di deformabilità dei terreni

Unità Geotecnica	γ (kN/m ³)	c'_p (kPa)	Φ'_p (°)	c'_r (kPa)	Φ'_r (°)	C_u (kPa)	E_0 (MPa)	Spessore (m)
R – Riperto alluvionale	17-19	0	26-30	-	-	-	200	0.5-1.5
UG1 – Sabbia con limo	19-21	0-10	32-34	0	30-32	-	200-500	4-9 (non considerando S3 e S4)
UG2a – Limo con sabbia argilloso ghiaioso	20-21	15-30	25-28	0	22-26	40-120	400-700	2-7
UG2b – limo argilloso ghiaioso	20-21	25-40	24-28	0-5	18-22	150-350	700-1400	13-34

N.B.: E_0 è il modulo elastico dinamico

Tabella 7: Parametri di resistenza e di deformabilità delle unità litoidi

Unità geotecnica	γ (kN/m ³)	σ_c (MPa)
UG2c – Marne	24 - 25	4 - 5
UG3 – Arenarie	27-27.5	160-170