

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



CUP J74J22000170001

DIREZIONE TECNICA

S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

Elettrificazione Linea Cagliari-Oristano

Elaborati sottostazioni

SSE Villasor - Relazione Geotecnica Piazzale

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RR0S 00 D 29 GE GE0300 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	M. Trezzi	Giu. 2022	P. Venditto	Giu. 2022	R. Manna	Giu. 2022	F. Arduini Giugno 2022
								ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. Ing. Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 10962 del 1/1/19

File: RR0S00D29GE0300001A


n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2.1	NORME.....	6
2.2	DOCUMENTI DI PROGETTO.....	7
2.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	7
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE E INQUADRAMENTO DEL SITO.....	10
4	INQUADRAMENTO DEL SITO.....	11
5	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	13
5.1	SONDAGGI E PROVE IN SITO.....	13
5.2	PROVE DI LABORATORIO.....	15
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO.....	16
6.1	RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	16
6.1.1	<i>Categorie di sottosuolo.....</i>	17
6.1.2	<i>Condizioni topografiche.....</i>	18
6.1.3	<i>Accelerazione massima a_{max}.....</i>	18
6.1.4	<i>Verifica della liquefazione.....</i>	18
7	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	19
7.1	TERRENI A GRANA GROSSA.....	19
7.1.1	<i>Valutazione della densità relativa da prove SPT.....</i>	20
7.1.1.1	<i>Interpretazione delle prove SPT in sabbie.....</i>	20
7.1.1.2	<i>Interpretazione delle prove SPT in ghiaie sabbiose.....</i>	21
7.1.2	<i>Valutazione dell'angolo d'attrito da prove SPT.....</i>	23

7.1.3	Valutazione delle caratteristiche di deformabilità da prove SPT	25
7.1.4	Moduli elastici "operativi"	26
7.2	TERRENI A GRANA FINE	27
7.2.1	Classificazione	27
7.2.2	Stato tensionale in sito e pressione di preconsolidazione	28
7.2.3	Resistenza al taglio non drenata	29
7.2.4	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	30
7.2.5	Caratteristiche di deformabilità	31
8	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	32
8.1	STRATIGRAFIA.....	32
8.2	FALDA ACQUIFERA.....	33
8.3	INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO.....	33
8.3.1	Caratteristiche fisiche.....	33
8.3.2	Resistenza al taglio in condizioni di tensioni efficaci	35
8.3.3	Velocità delle onde di taglio e caratteristiche di deformabilità.....	36
8.3.4	Velocità delle onde di corpo.....	40
8.4	INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO	43
8.4.1	Caratteristiche fisiche.....	43
8.4.2	Stato iniziale e di preconsolidazione.....	50
8.4.3	Caratteristiche di resistenza al taglio non drenata e in termini di sforzi efficaci	52
8.4.4	Caratteristiche di deformabilità	55
8.5	CARATTERISTICHE DI CONDUCIBILITÀ IDRAULICA.....	55

9	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	57
9.1	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEI MATERIALI IN SITO	57
9.2	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEI MATERIALI ANTROPICI	58
10	PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE.....	59
10.1	TIPOLOGIA DI FONDAZIONE.....	59
10.2	CAPACITÀ PORTANTE.....	60
	10.2.1 Metodologia	60
	10.2.2 Risultati	63
10.3	CALCOLO DEI CEDIMENTI	64
	10.3.1 Metodologia	64
	10.3.2 Risultati	65
10.4	MODULO DI REAZIONE DI SOTTOFONDO.....	66
	10.4.1 Metodologia	66
	10.4.2 Risultati	68


	PROGETTO DEFINITIVO					
SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A	FOGLIO 5 di 68

1 INTRODUZIONE

Nell'ambito del servizio di progettazione per l'Elettrificazione della linea Cagliari-Oristano, nella Regione Sardegna, è prevista la realizzazione di n°5 sottostazioni elettriche di Media Tensione (Stazioni di Cagliari, Decimomannu, San Gavino, Marrubiu e Oristano), e n°1 stazione di Alta Tensione (Stazione di Villasor). In questa sede si fa riferimento alla sottostazione elettrica in Alta Tensione la cui realizzazione è prevista presso la Stazione di Villasor. L'opera prevede di realizzare una struttura intelaiata in cemento armato tale da svilupparsi su un solo piano fuori terra. Per ovviare a possibili criticità di natura idraulica, si prevede di posizionare l'opera in rilevato, il quale viene realizzato tramite rimozione dello stato di terreno di riporto, realizzazione di muri di sostegno perimetrali rispetto la sottostazione e successivo raggiungimento della quota di progetto, maggiore di 2,1 m rispetto all'attuale piano campagna, con riempimento a tergo dell'opera di sostegno. Il piano di posa delle opere di fondazione è previsto alla quota del piano campagna attuale. Date le esigue pressioni scaricate sui terreni, l'opera verrà fondata su di un reticolo di travi rovesce.

Lo scopo della presente relazione geotecnica è quello di definire il modello geotecnico per le aree interessate dagli interventi in progetto e valutare la capacità portante per alcune fondazioni tipologiche aventi dimensioni plausibili per la tipologia di struttura in progetto.


Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base delle risultanze della campagna d'indagini svoltesi nel mese di Novembre del 2021 e nel corso del 2022, la quale ha previsto lo svolgimento di test in sito e di laboratorio.

	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Norme

- [1] D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»”
- [2] “Circolare Applicativa delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M. 17 gennaio 2018”
- [3] RFI DTC SI MA IFS 001 E del 31.12.2020 - “Manuale Di Progettazione Delle Opere Civili”
- [4] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – “Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra”
- [5] RFI DTC SI SP IFS 001 E del 31.12.2020 - Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi”– RFI
- [6] 2008/217/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità (20/12/2007)”
- [7] 2011/275/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo convenzionale (26/04/2011)”
- [8] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [9] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- [10] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche
- [11] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.
- [12] Regolamento (UE) N° 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019
- [13] Regolamento (UE) N. 1300/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l’accessibilità del sistema ferroviario dell’Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 772/2019 della Commissione del 16 maggio 2019
- [14] Regolamento di Esecuzione (UE) 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1474 della Commissione

	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
Relazione Geotecnica Piazzale	RR0S	00	D 29 GE	GE 0300 001	A	7 di 68

[15] Regolamento di Esecuzione (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità

[16] UNI 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”

[17] UNI EN 206-1-2021: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”

2.2 Documenti di progetto

[18] Relazione geologica RR0S00D69RGGE0001001A – “Relazione Geologica”

[19] RR0S00D69L6GE0001003A – “Carta Geologica e Profilo Geologico SSE Villasor”

[20] RR0S00D69L6GE0002003A – “Carta Geologica e Profilo Geologico SSE Villasor”

[21] RR0S00D29F9GE0300001A – “SSE Villasor – Plano-profilo Geotecnico”

2.3 Riferimenti bibliografici

[22] Atkinson, J.H. (2000). “Non-linear soil stiffness in routine design”. Géotechnique, vol. 50(5), pp. 487-508

[23] Bazaraa, A. R. (1967). “Use of the standard penetration test for estimating settlements of shallow foundations on sand”. Ph.D. dissertation, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Champaign-Urbana

[24] Bolton, M.D. (1986). “The strength and dilatancy of sands”. Géotechnique, vol. 36(1), pp. 65-78

[25] Brinch-Hansen (1970), “A revised and extended formula for bearing capacity”. Bull.n.28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen

[26] Boussinesq M.J. (1885), “Applications des Potentiels a l'Étude de l'Équilibre et du Mouvement des Solides Élastiques”, Gauthier-Villars, Paris.


[27] Bowles Joseph E. (1960), Foundation Analysis and Design. MCGRAW-HILL INTERNATIONAL BOOK COMPANY.

[28] Cestari F. “Prove Geotecniche in sito” ed. GEO-GRAPH s.n.c. 1990


[29] Clayton C.R.I. (1995) “The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use” CIRIA Report n° 143,

[30] Cubrinowski, M., Ishihara, K. (1999). “Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils”. Soils and Foundations, vol. 39(5), pp. 61-71


[31] Florin V.A. (1959), “Oshovi Mekaniki Gruntov”, Moscow.

	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
Relazione Geotecnica Piazzale	RR0S	00	D 29 GE	GE 0300 001	A	8 di 68

- [32] Fraser R.A., Wardle L.J., 1976. "Numerical Analysis of Rectangular Rafts on Layered Foundation. Geotechnique, vol.26, n.4, pp.613-630
- [33] Gibbs, H. J., Holtz, W. G. (1957). "Research on determining the density of sands by spoon penetration testing". Proc. 4th ICSMFE, London, vol. 1, pp. 35-39
- [34] Hatanaka, M., Uchida A. (1996). "Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. Soils and foundations, vol. 36, n.4, 1-9, Dicembre, Japanese Geotechnical Society.
- [35] Ishihara, K., Tsuchiya, H., Huang, Y., Kamada, K. (2001). "Recent studies on liquefaction resistance of sand: Effect of saturation". Proc. 4th Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego
- [36] Jaky, J. 1944. "The coefficient of earth pressure at rest. In Hungarian A nyugalmi nyomás tenyezője." J. Soc. Hung. Eng. Arch. (Magyar Mernok es Epitesz-Egylet Kozlonye), 355–358.
- [37] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- [38] Lancellotta R. (1991), "Geotecnica", Edizioni Zanichelli.
- [39] Mesri, G. (1989). "A re-evaluation of $su(mob) = 0.22 p$ using laboratory shear tests." Canadian Geotech. J., 26(1), 162-164.
- [40] Mesri, G., and Abdel-Ghaffar, M.E.M. (1993). "Cohesion Intercept in Effective Stress Stability Analysis." Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 8, pp. 1229-1249.
- [41] Meyerhof G.G. (1957), "Discussion on research on determining the density of sands by spoon penetration testing". Proc 4th int. conf. soil mechanics and foundation engineering, London, Vol. 3, p. 110
- [42] Meyerhof GG (1963) Some recent research on the bearing capacity of foundations. Can Geotech J 1(1):16–26
- [43] Meyerhof G.G. (1963), "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads". Proc. III ICSMFE, Zurich, Vol.1
- [44] Ohsaki, Y. & Iwasaki, R. 1973. Dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits. Soils and Foundations, 13(4):61-73.
- [45] Ohta, Y., Goto, N. (1978). "Empirical Shear Wave Velocity Equations in Terms of Characteristic Soil Indexes". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 6(2), pp. 167-187
- [46] Poulos H.G., Davis E.H. (1974). "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics". U.S.A., John Wiley & Sons, Inc.

	PROGETTO DEFINITIVO					
SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A	FOGLIO 9 di 68

- [47] Schmertmann J.H. (1978), "Guidelines for cone penetration test performance and design, Report n. 78-209. U.S. Department of transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- [48] Seed, H.B.; Idriss, I.M.; Arango, I. (1983) Evaluation of liquefaction potential using field performance data. Journal of Geotechnical Engineering, v. 109:3, p. 458- 482
- [49] Selavadurai, A. P. S. (1979), "The displacements of a rigid circular foundation anchored to an isotropic elastic half-space", Geotechnique
- [50] Skempton, A.W. (1986). "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation". Géotechnique, vol. 36(3), pp. 425-447
- [51] Stroud, M.A. (1989). "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation". Proceedings of the geotechnology conference "Penetration testing in the UK" organized by the Institution of Civil Engineers, Birmingham.
- [52] Terzaghi, K., Peck, R.G., and Mesri, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y., pp. 549.
- [53] Vesic, A.B. (1963) Beams on Elastic Subgrade and the Winkler's Hypothesis. Proceedings of the 5th International Conference of Soil Mechanics, 845-850.
- [54] Vesic A.S., 1973. "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Company, pp. 121-147
- [55] Viggiani C., 1999, "Fondazioni", Hevelius Edizioni

	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE E INQUADRAMENTO DEL SITO

L'intervento in progetto prevede la realizzazione di una sottostazione elettrica nei pressi della Stazione di Villasor (Figura 3-1). Il progetto prevede la costruzione di una struttura intelaiata in cemento armato tale da svilupparsi su un solo piano fuori terra. Per ovviare a possibili criticità di natura idraulica, si prevede di posizionare l'opera in rilevato, il quale viene realizzato tramite rimozione dello stato di terreno di riporto, realizzazione di muri di sostegno perimetrali rispetto la sottostazione e successivo raggiungimento della quota di progetto, maggiore di 2,1 m rispetto all'attuale piano campagna, con riempimento a tergo dell'opera di sostegno. Il piano di posa delle opere di fondazione è previsto alla quota del piano campagna attuale. Date le esigue pressioni scaricate sui terreni l'opera verrà fondata su di un reticolo di travi rovesce, per maggiori dettagli si rimanda al §10.1.

In questa sede ci si limiterà alla definizione del modello geotecnico e delle "linee guida" per la progettazione delle opere di fondazione, in seguito verranno infatti definiti i valori di resistenza di progetto nei confronti della capacità portante, di cedimento e di reazione di sottofondo per fondazioni superficiali dalle dimensioni ritenute plausibili per le opere in progetto.

Per maggiori approfondimenti sulle geometrie delle diverse parti dell'opera si rimanda agli elaborati grafici di progetto.



Figura 3-1 - Ubicazione geografica

4 INQUADRAMENTO DEL SITO

La realizzazione della sottostazione elettrica Villasor è prevista in corrispondenza di un'area posta a Nord-Ovest dell'abitato di Villasor, posta a c.ca 500 m a Nord della stazione F.V. Villasor alla quota topografica di circa 24 m s.l.m..

In accordo alle risultanze della campagna d'indagini e con riferimento alla sezione geologica [18], alla quale si rimanda per ulteriori dettagli, le facies presenti in sito risultano essere (Figura 4-1):

- Riporto;
- Facies A - Facies limoso-argillosa;
- Facies B – Facies ghiaioso-sabbiosa;
- Facies C – Substrato litoide (Formazione di Samassi)

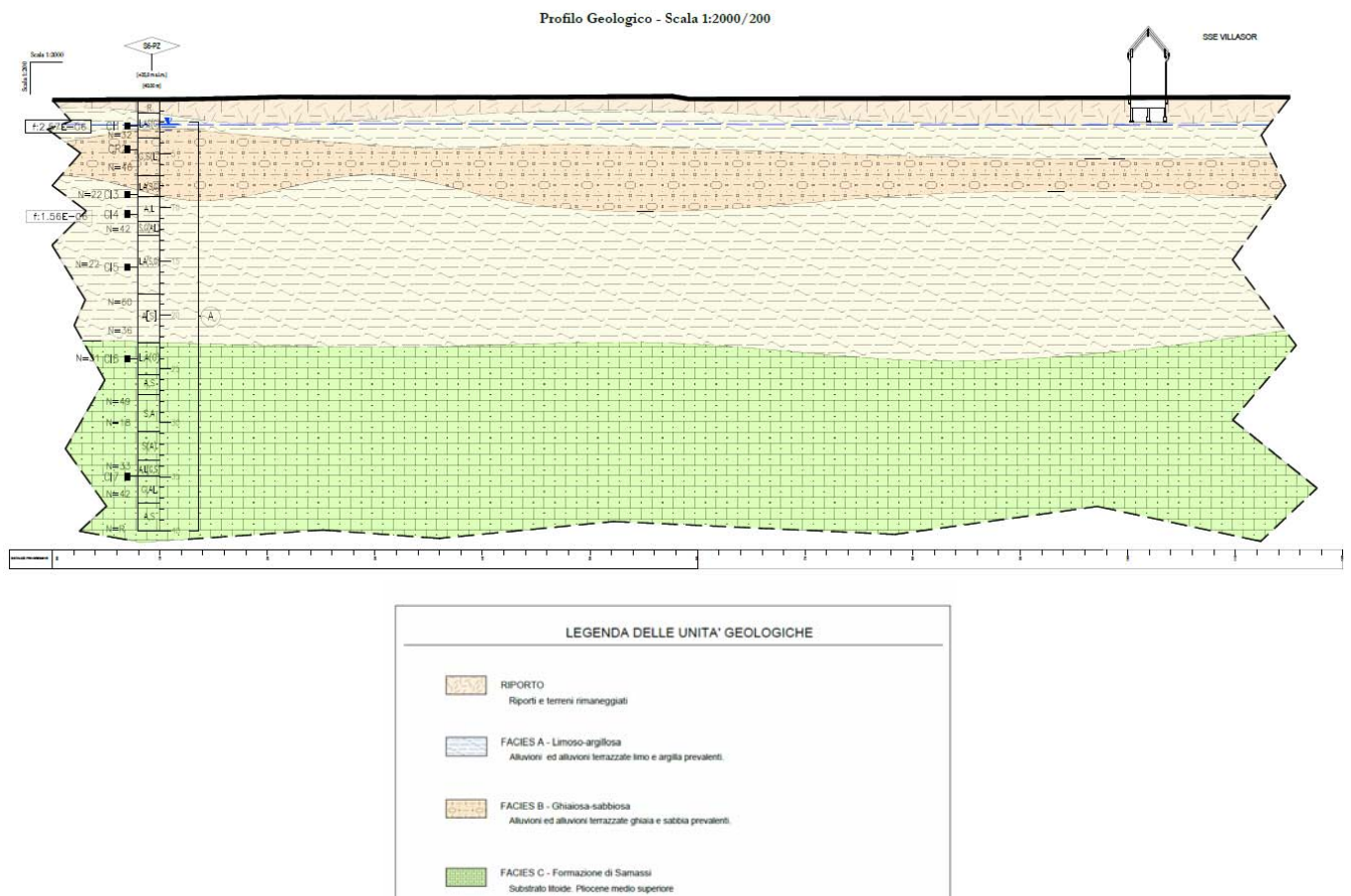



Figura 4-1 – Estratto della sezione geologica (Doc. Rif. [18])

Dal punto di vista sismico la zona d'interesse risulta essere classificata come Zona 4 (Figura 4-2), ovvero caratterizzata da bassissima sismicità.

Zona	Valore di a_g
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

Figura 4-2 – Classificazione sismica e valori di a_g

	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

5 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nel mese di Novembre del 2021 e nel corso del 2022 è stata svolta una campagna d'indagini con il preciso scopo di ricostruire il modello geologico e geotecnico dell' area interessata dall'intervento in progetto.

Le indagini hanno compreso sondaggi a carotaggio continuo, prove in sito (SPT, prove di permeabilità a carico variabile tipo Lefranc, MASW e prove sismiche a rifrazione), e prove di laboratorio (Prove edometriche, TX-UU, prove di taglio diretto, prove con scissometro e penetrometro tascabili e prove per la determinazione dei parametri fisici dei materiali).

5.1 Sondaggi e prove in sito

Per quanto riguarda l'area d'interesse le indagini e le prove geotecniche in sito sono consistite in:

- n°1 perforazioni (S6) a carotaggio continuo spinto ad una profondità di 40 m (Ubicazione in Figura 5-1);
- n°1 prove SPT svolta circa ogni 3 m all'avanzare della perforazione del sondaggio;
- n°2 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile a 2,3 m e 10,3 m di profondità nel sondaggio S6;
- prove con scissometro e penetrometro tascabili su carote estratte all'avanzare della perforazione del sondaggio;
- n°3 prove geosismiche tipo MASW per la determinazione della categoria sismica del sito;
- n°2 prove sismiche a rifrazione per la determinazione del profilo della velocità delle onde di corpo.



Figura 5-1 – Planimetria con ubicazione delle indagini

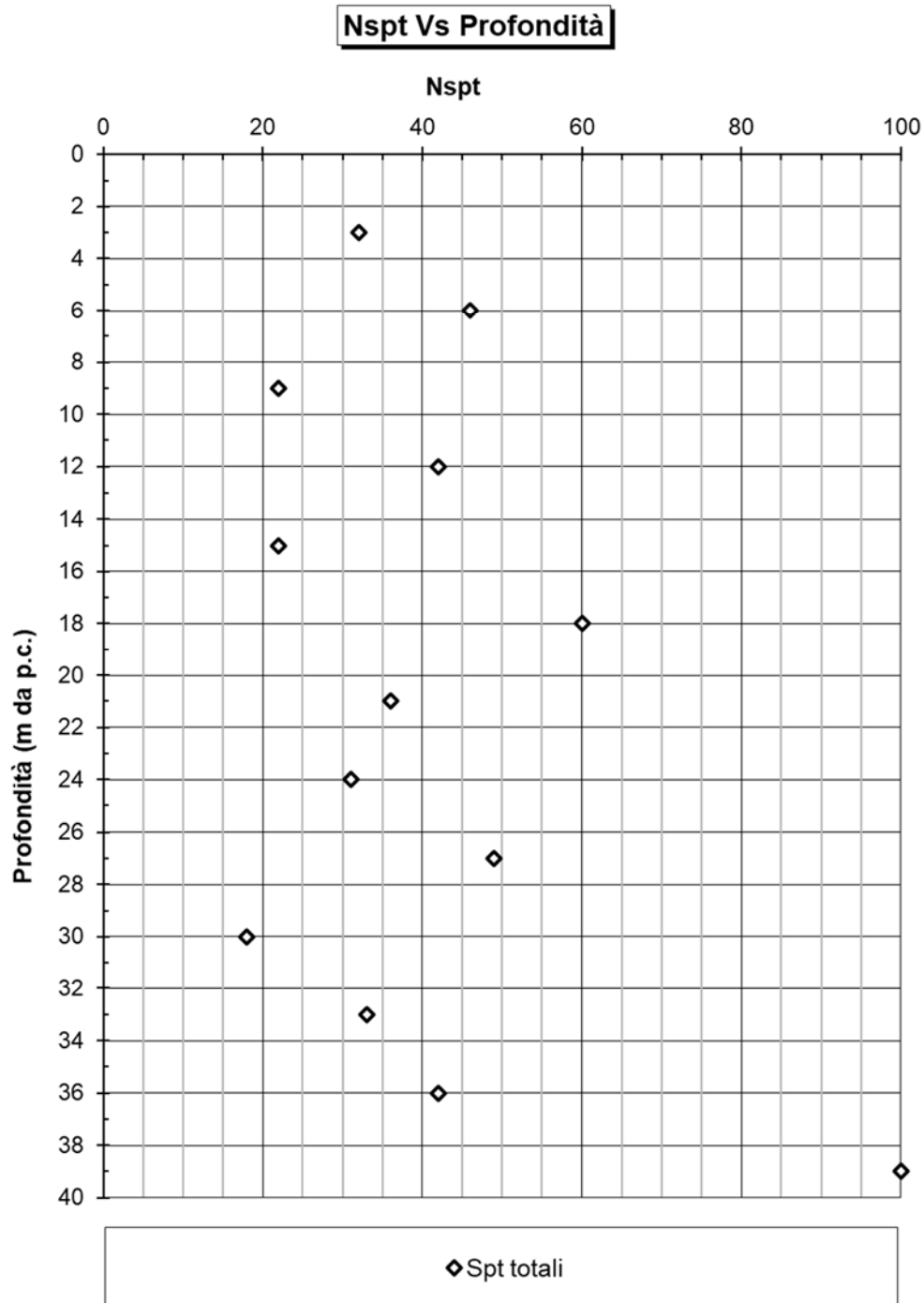


Figura 5-2 – Risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT) N_{spt}

La Figura 5-2 mostra i risultati delle prove SPT eseguite nel sondaggio S6.

L'intervallo di variazione della resistenza dinamica viene di seguito descritto:

- da circa 1 m a 3,4 m di profondità l'intervallo di resistenza alla penetrazione dinamica è pari a 32 colpi/30cm (Limo con argilla e sabbia ghiaioso);

- da circa 3,4 m a 7,0 m di profondità la resistenza alla penetrazione dinamica è pari a 62 colpi/30cm (Ghiaia con sabbia debolmente limosa);
- da circa 7,0 m a 11,3 m di profondità la resistenza alla penetrazione dinamica è pari a 22 colpi/30cm (Argilla con limo);
- da circa 11,3 m a 12,5 m di profondità la resistenza alla penetrazione dinamica è pari a 42 colpi/30cm (Sabbia con ghiaia limosa e argillosa);
- da circa 12,5 m a 22,5 m di profondità la resistenza alla penetrazione dinamica è variabile tra 22 colpi/30cm e 60 colpi/30cm (Argille e limi debolmente sabbiosi);
- da circa 22,5 m a 27,3 m di profondità la resistenza alla penetrazione dinamica è variabile tra 31 colpi/30cm e 49 colpi/30cm (Argille e limi sabbiosi);
- da circa 27,3 m a 33,5 m di profondità la resistenza alla penetrazione dinamica è variabile tra 18 colpi/30cm e 33 colpi/30cm (Sabbia con argilla);
- da circa 35,0 m a 37,5 m di profondità la resistenza alla penetrazione dinamica è pari a 42 colpi/30cm (Ghiaia con argilla);
- da circa 37,5 m di profondità a fondo foro la prova mostra rifiuto (Complesso marnoso siltoso);


5.2 Prove di laboratorio

La campagna d'indagini ha previsto il prelievo di campioni per lo svolgimento di prove di laboratorio, le quali vengono in seguito descritte.

Sui n°1 campioni rimaneggiati prelevati ad una profondità dal piano campagna compresa tra 4,0 m e 5,0 m sono state effettuate le analisi granulometriche, le prove di reattività ad HCl e le prove per la determinazione delle caratteristiche di consistenza della componente fine.

Sui n°6 campioni indisturbati prelevati ad una profondità dal piano campagna compresa tra 2,0 m e 35,0 m sono state svolte le prove seguenti:

- determinazione di contenuto d'acqua naturale, indice dei vuoti, porosità, grado di saturazione, peso dell'unità di volume, peso specifico dei grani;
- determinazione dei limiti di Atterberg;
- analisi granulometriche (vagliatura per via umida della frazione superiore al vaglio 0,075 mm e aerometria sulla frazione inferiore);
- n° 1 prove edometriche;
- n° 1 prove triassiali consolidate non drenate (Tx-CIU);
- n° 1 prove triassiali consolidate drenate (Tx-CID);
- n° 2 prove di taglio diretto;
- prove scissometriche e prove con penetrometro tascabile per misure della resistenza dei terreni;
- prove di reattività ad HCl.

	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Ai sensi della normativa vigente sul territorio nazionale (NTC2018 [1]), le azioni sismiche di progetto devono essere determinate a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito, definita, in funzione delle coordinate geografiche e del periodo di riferimento dell’opera in progetto, in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido con superficie topografica orizzontale.

Il periodo di riferimento (V_R) è ottenuto dal prodotto tra vita nominale (V_N) e coefficiente d’uso (C_U), quest’ultimo dipendente dalla classe d’uso. Essendo:

$V_N \geq 50$ anni (opere ordinarie);

classe d’uso = IV;

coefficiente d’uso = 2.

si determina:

$V_R = V_N \cdot C_U$ (periodo di riferimento della costruzione) = 100 anni

Date longitudine ($8^{\circ}56'3.05''E$) e latitudine ($39^{\circ}23'5.04''N$) del sito vengono definiti i valori dei parametri che definiscono la forma dello spettro di risposta corrispondenti al periodo di riferimento della struttura, per ulteriori dettagli si veda la Relazione Geologica [18].


Tabella 6-1 - Valori dei parametri a_g , F_o e T_c^ relativi al sito di progetto*

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
SLO	60	0,025	2,685	0,299
SLD	101	0,031	2,73	0,307
SLV	949	0,06	2,976	0,371
SLC	1950	0,071	3,061	0,393

6.1 Risposta sismica locale

I valori della accelerazione orizzontale massima definiti secondo quanto esposto al paragrafo precedente devono essere modificati per tenere in conto delle condizioni lito–stratigrafiche e topografiche al sito, in modo che nel calcolo della azione sismica si possano prendere in conto eventuali effetti di amplificazione locale.

A questo scopo, la norma introduce il fattore di sito S , funzione sia della categoria di sottosuolo (S_s) sia dell’andamento della superficie topografica (S_T):

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

$$S = S_S \cdot S_T$$

6.1.1 Categorie di sottosuolo

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori delle della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

essendo:


- H_i : spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{s,i}$: velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N: numero di strati;
- H: profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzato da V_s non inferiori a 800 m/s.

In accordo alle NTC2018 per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è da riferirsi al piano di imposta delle stesse. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$, è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30m$ nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Figura 6-1 – Categorie del sottosuolo da NTC 2018 [1], tab. 3.2.II

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

I risultati di prove geofisiche eseguite nella campagna di indagini 2022 (si veda la Relazione Geologica [18]), permettono di attribuire al sito la **categoria C** di sottosuolo (“*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*”). Il coefficiente di amplificazione stratigrafica risulta quindi, rispettivamente, $S_s = 1,5$ (SLD) e $S_s = 1,5$ (SLV).

6.1.2 Condizioni topografiche

In accordo alle NTC2018 [1] per condizioni topografiche semplici si può adottare la classificazione riportata in Figura 6-2.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 6-2 – *Categorie topografiche da NTC2018 [1], tab. 3.2.II*

Data la natura pianeggiante dell’area interessata (Categoria T1 in Figura 6-2), il coefficiente di amplificazione topografica è stato posto pari all’unità.


6.1.3 Accelerazione massima a_{max}

Tabella 6-2 – *Valori di accelerazione massima attesa al sito*

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_{max} (g)
SLD	101	0,047
SLV	949	0,09

6.1.4 Verifica della liquefazione

In accordo alle relazione geologica [18], data la bassa sismicità del sito è possibile omettere le verifiche di liquefazione.

	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

7 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

I criteri di interpretazione delle indagini finalizzati alla caratterizzazione geotecnica, descritti nei paragrafi seguenti, tengono conto del fatto che nell'area in esame si rinviene un'alternanza di depositi argilloso-limosi e di depositi ghiaiosi e sabbiosi. Pertanto, si distingueranno due tipologie di materiali:

- terre a grana grossa (ghiaie e sabbie);
- terre a grana fine (limi e argille).

I criteri di interpretazione delle indagini considerano che:

- in presenza di terreni a granulometria prevalentemente sabbioso-ghiaiosa, ove il campionamento indisturbato risulta difficile, si è fatto riferimento ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT;
- in presenza di terreni a granulometria fine (limi e argille) sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche SPT, prove di laboratorio di classificazione e prove di laboratorio meccaniche (di resistenza e deformabilità) sui campioni indisturbati prelevati nei sondaggi;
- nei fori di sondaggio sono state effettuate prove per la misura della permeabilità in sito (tipo Lefranc).

Il tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è individuato principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- delle analisi granulometriche eseguite sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi.

7.1 Terreni a grana grossa


Poiché nei terreni a grana grossa risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica di tali terreni è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito.

Il comportamento meccanico dei depositi di materiali a grana grossa dipende essenzialmente da:

- storia dello stato tensionale;
- pressioni geostatiche;
- macrostruttura;
- regime delle pressioni interstiziali,

e può essere descritto tramite le seguenti grandezze:

- indice dei vuoti e densità relativa;
- parametri di resistenza e deformabilità;
- permeabilità.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

Gli studi a carattere geologico indirizzano la ricostruzione della storia tensionale dei depositi e ne caratterizzano la macrostruttura; quelli idrogeologici ed il monitoraggio geotecnico guidano la valutazione delle pressioni interstiziali.

La valutazione delle caratteristiche meccaniche dei depositi, a partire dal loro grado di addensamento, è condotta mediante l'interpretazione di prove in situ (quali prove penetrometriche dinamiche SPT).

7.1.1 Valutazione della densità relativa da prove SPT

In letteratura sono presenti numerose correlazioni che permettono di stimare il valore della densità relativa in funzione dei valori di N_{SPT} , della pressione geostatica verticale efficace σ_{vo}' e del grado di sovraconsolidazione OCR.

Nella presente, in funzione della granulometria prevalente del materiale, si è fatto riferimento alle correlazioni esposte nei paragrafi successivi.

7.1.1.1 Interpretazione delle prove SPT in sabbie

Per la determinazione delle prove SPT in sabbie si è fatto riferimento alle seguenti correlazioni:

- Skempton (1986, [46]);
- Gibbs & Holtz (1957, [33]);
- Bazaraa (1967, [23]);
- Meyerhof (1957, [41]).

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986) [50] la densità relativa D_r di sabbie silicee, non cementate può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

$$D_r = \left(\frac{1}{A+B \frac{\sigma'_{v0}}{98.1}} * N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

D_r = densità relativa (-)

A, B = costanti empiriche indicate in Tabella 7-1

$(K_0)_{NC}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati

$(K_0)_{SC}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati

σ'_{v0} = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kPa)

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione

Tabella 7-1 - Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986 [50])

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5 ÷ 43,3	$(21,7 \div 27,5) \cdot \frac{1 + 2(k_0)_{SC}}{1 + 2(k_0)_{NC}}$

Gibbs e Holtz (1957, [33]) furono i primi a studiare in modo sistematico l'influenza delle tensioni efficaci sul legame fra D_r e N , realizzando delle prove penetrometriche in un grande serbatoio cilindrico (altezza 122 cm, diametro 92 cm), all'interno del quale era stata messa in opera della sabbia di densità nota. La correlazione ottenuta può essere riepilogata mediante la seguente formula:

$$D_r = \left\{ \left[1.5 * \left(\frac{N}{F} \right)^{0.222} \right] - 0.6 \right\}$$

essendo:

$$F = 0.0065 \sigma_{v0}^2 + 1.68 \sigma_{v0} + 14$$

σ_{v0} = tensione verticale totale espressa in t/m².

Bazaraa (1967, [23]) ha mosso una critica alle correlazioni ottenute in laboratorio, osservando che i risultati di prove SPT eseguiti su campioni ricostituiti in laboratorio non fossero rappresentativi dei valori di N che, a parità di densità relativa, si ottengono in sito, per l'esistenza nei depositi naturali di fattori di primaria importanza quali la cementazione, l'invecchiamento (aging), la sotria dello stato tensionale ecc.. Partendo da tale obiezione, Bazaraa è pervenuto alla seguente correlazione:

$$D_r^2 = \frac{N}{20 * (1 + 4.1 \sigma'_{v0})} \quad \text{per } \sigma'_{v0} \leq 0.732 \text{ kg/cm}^2$$


$$D_r^2 = \frac{N}{20 * (3.24 + 1.024 \sigma'_{v0})} \quad \text{per } \sigma'_{v0} > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

Meyerhof (1957, [41]) in base alle prove di laboratorio di Gibbs e Holtz ha proposto la seguente correlazione:

$$D_r = 21 * \sqrt{\frac{N}{(\sigma'_v + 0.7)}} \quad \text{con } \sigma'_v \text{ espresso in kg/cm}^2$$

7.1.1.2 Interpretazione delle prove SPT in ghiaie sabbiose

Per terreni con significativo contenuto in ghiaia, la densità relativa (D_R) viene determinata utilizzando il metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999) [30], valido per materiali normalmente consolidati,

	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo K_0 dell'ordine di $0.4 \div 0.5$, successivamente esteso da Ishihara et al. (2001) [35] anche al caso dei terreni sovraconsolidati.

Tale metodo utilizza la seguente espressione:

$$D_r = \left[\frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}}\right)^{1.7}}{9} \cdot \left(\frac{98.1}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5} \cdot \left(\frac{k_{0,NC}}{k_{0,SC}}\right)^{0.5} \right]^{0.5}$$

essendo:

D_r = densità relativa (-)

$(N_{SPT})_{78\%}$ = numero di colpi/30 cm associabile ad un'energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica

D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al passante 50% (mm)

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica (kPa)

$K_{0,NC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati (-)

$K_{0,SC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovra consolidati (-)

Si rileva che l'espressione sopra indicata è applicabile al caso di:

- energia trasferita alle aste pari al 78%. In Italia tipicamente l'energia trasferita alle aste è inferiore al 78% e pari mediamente al 60%. Nell'applicazione della formula il valore di N_{SPT} misurato, assunto pari a $(N_{SPT})_{60\%}$ viene corretto in base alla seguente relazione:


$$(N_{SPT})_{78\%} = (N_{SPT})_{60\%} \cdot \frac{60}{78}$$

- resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie. Nell'applicazione della relazione precedente nel caso dei terreni sabbioso-ghiaiosi, essendo i risultati disponibili ottenuti con il solo campionatore standard, il valore N_{SPT} misurato, assunto pari a $(N_{SPT})_{60\%}$, è stato modificato adottando la seguente relazione:

$$(N_{SPT})_{78\%} = (N_{SPT})_{60\%} \cdot \frac{60}{78} \cdot C_{NLPT}$$

essendo:

$C_{NLPT} = 0.56 - 0.084 \cdot \ln(D_{50})$ = fattore correttivo per $D_{50} \geq 1$ mm, con D_{50} in mm.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

7.1.2 Valutazione dell'angolo d'attrito da prove SPT

In letteratura sono presenti numerose correlazioni che permettono di stimare il valore dell'angolo d'attrito in funzione dei valori di N_{SPT} e della pressione geostatica verticale efficace σ_{vo}' .

Nella presente si è fatto riferimento alla seguente correlazione:

- Bolton (1986) [24];
- Hatanaka e Uchida (1996) [34];
- Schmertmann (1975) [47].

Per determinare l'angolo di resistenza al taglio di picco ϕ' , Bolton (1986, [24]) ha proposto la seguente correlazione:

$$\phi' = \phi'_{cv} + m \cdot DI$$

$$DI = D_r \cdot [10 - \ln(p'_f)] - 1$$

essendo:

ϕ' = angolo di resistenza al taglio di picco (°) riferito a pressioni $\sigma'_{ff} = 272 \text{ kPa}$

ϕ'_{cv} = angolo di resistenza al taglio a volume costante, corrispondente a pressioni σ'_{ff} elevate (°)

σ'_{ff} = tensione efficace normale alla superficie di rottura

m = costante empirica funzione delle condizioni di deformazione (Tabella 7-2)

D_r = densità relativa (-)

$p'_f = 1.4 \cdot \sigma'_{ff} = 380 \text{ kPa}$ pressione efficace media a rottura (kPa)

Tabella 7-2 - Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m (-)
Tipo prova triassiale di compressione ($\sigma'_2 = \sigma'_3$)	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ($\sigma'_2 \neq \sigma'_3$)	5

σ'_2 = tensione principale efficace intermedia

σ'_3 = tensione principale efficace minore

I valori dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante ϕ'_{cv} possono essere ricavati sulla base delle indicazioni di Tabella 7-3.

Tabella 7-3 - Valori di φ'_{cv} per sabbie silicee secondo Stroud (1989) [51]

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	38°	34°
Sabbie a spigoli arrotondati	33°	30°
ghiaie	35° ÷ 36°	

Nel caso specifico vengono assunti valori di φ'_{cv} pari a:

- 30° nelle sabbie;
 - 33° nelle ghiaie
- e valori di m pari a 3.

Hatanaka e Uchida (1996, [34]) hanno ricavato la seguente correlazione fra N_1 e l'angolo di resistenza al taglio in condizioni di compressione triassiale $\varphi'(TX)$, per sabbie e ghiaie aventi passante al vaglio n° 200 ASTM inferiore al 10%, sulla base dei risultati di prove triassiali eseguite su campioni indisturbati prelevati con la tecnica del congelamento:

$$\varphi' = (\alpha * N_1)^{0.5} + \beta$$

essendo:

$$\alpha = 20$$


$$\beta = 20^\circ \pm 3^\circ$$

$$N_1 = \frac{N}{\left(\frac{\sigma'_{v0}}{98.1}\right)^{0.5}} \quad \text{con} \quad \sigma'_{v0} \text{ in kPa}$$

Il valore di N deve essere riferito ad un valore di ER pari al 78% (Energy Ratio che in Italia è abitualmente pari al 60%). Tale correlazione è stata ottenuta per valori di φ' compresi tra 28° e 44° e per valori di N_1 compresi tra 4 e 28 colpi/300 mm.

L'angolo di attrito φ' può anche essere determinato tramite la seguente correlazione proposta da Schmertmann (1975, [47])

$$\varphi' = \tan^{-1} \left[\frac{N}{12.2 + 20.3 * \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \right]^{0.34}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

7.1.3 Valutazione delle caratteristiche di deformabilità da prove SPT

Il modulo di taglio (G_0) e quello di Young (E_0) iniziali (associabili a piccole deformazioni), sono ricavati a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio (V_s), stimate per via diretta, dai risultati delle prove geofisiche, o per via indiretta, interpretando i risultati delle prove SPT, utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_n}{9.81} \cdot (V_s)^2$$

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

essendo:

γ_n = peso di volume naturale del terreno, valore medio (kN/m^3)

ν' = modulo di Poisson del terreno

V_s = velocità delle onde di taglio (m/s)

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate può essere ricavata sulla base del metodo proposto da Ohta & Goto (1978) [35], utilizzando la seguente espressione:

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0.171} \cdot z^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/s})$$

essendo:

C = 67,3

z = profondità dal piano campagna (m)

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (Tabella 7-4)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (Tabella 7-5)

Nel caso specifico viene assunto il valore di $f_A = 1,0$ per i depositi recenti e $f_A = 1,3$ per i depositi antichi. Il modulo di Poisson dei terreni viene preso pari a 0,25.

Tabella 7-4 - Coefficiente f_A (funzione dell'epoca geologica del deposito), da Ohta & Goto (1978)[35]

	Olocene	Pleistocene
f_A	1,0	1,3


	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

Tabella 7-5 - Coefficiente f_G (funzione della composizione granulometrica), da Ohta & Goto (1978)[35]

	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
f_G	1,45	1,15	1,14	1,09	1,07

Seed (1983, [48]) ha proposto la seguente correlazione fra il modulo di taglio a piccolissime deformazioni, G_0 , e il valore di N_{spt} :

$$G_0 = 634.6N_{spt}$$

Ohsaki e Iwasaky (1973, [44]), hanno proposto la seguente correlazione tra il modulo di taglio a piccolissime deformazioni, G_0 , e il valore di N_{spt} :

$$G_0 = 1200N_{spt}^{0.8}$$

7.1.4 Moduli elastici “operativi”

Com'è noto, il comportamento dei terreni a grana grossa è marcatamente non lineare anche a livelli deformativi relativamente modesti.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo lineari, basati sulla teoria dell'elasticità, i moduli di deformabilità “operativi” da associare allo specifico problema al contorno vengono a dipendere dalle effettive deformazioni indotte e/o dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio. Si ritiene che tale metodo sia applicabile per le opere in progetto (“Foundations” in Figura 7-1), per le quali vale indicativamente quanto segue:

- nel calcolo di opere di fondazione il modulo “operativo” può essere preso pari a 1/5÷1/6 di quello iniziale; i valori di modulo suddetti sono associabili a gradi di deformazioni indotte tra circa $1 \cdot 10^{-2}$ e $3 \cdot 10^{-2}$.

Nel caso specifico viene assunto un valore di modulo di Young operativo pari a 1/5 di quello iniziale.

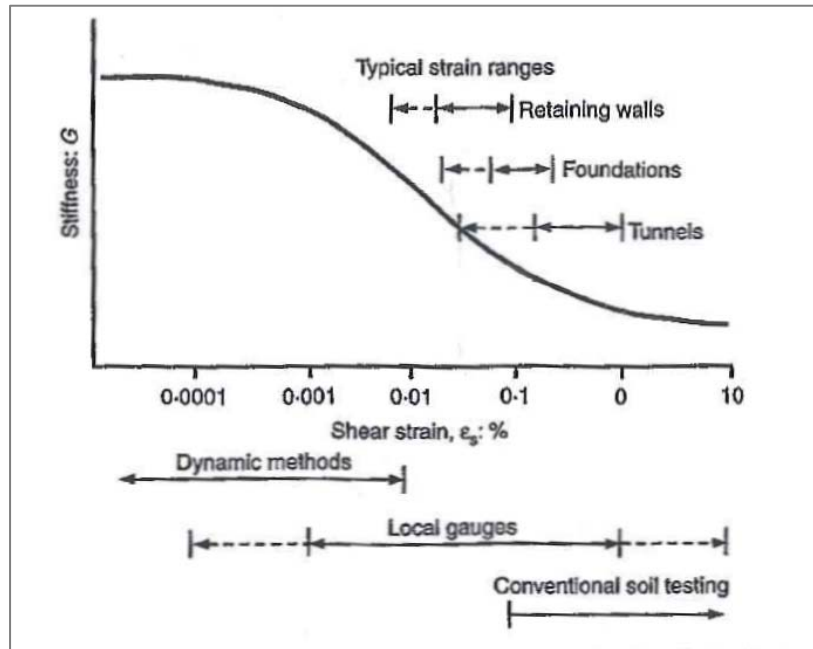


Figura 7-1 - Decadimento del modulo di taglio di un terreno con il livello di deformazione ed intervalli di deformazione tipici nei problemi geotecnici (Atkinson, 2000 [22])

7.2 Terreni a grana fine


La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è eseguita sulla base dell'interpretazione sia delle prove di laboratorio sia delle prove in sito, effettuate allo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

- la descrizione e classificazione;
- lo stato iniziale;
- i parametri meccanici di resistenza e di deformabilità).

7.2.1 Classificazione

La classificazione dei terreni a grana fine è effettuata in modo convenzionale facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- fusi granulometrici;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume naturale e secco;
- contenuto d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

7.2.2 Stato tensionale in sito e pressione di preconsolidazione

La valutazione dello stato tensionale iniziale viene fatta sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dell'interpretazione delle prove di laboratorio (edometriche) e delle prove in sito (SPT).

Il grado di sovraconsolidazione da prove in sito è stato determinato sulla base della seguente formulazione:

$$OCR = \left(\frac{C_{u,NC}}{C_{u,sito}} \right)^{\frac{1}{0.8}}$$

essendo:

$C_{u,NC} = 0.22 * \sigma'_p$ la resistenza al taglio non drenata per terreni normalconsolidati (Mesri, 1989 [39])

$C_{u,sito} = f_1 * N_{spt}$ la resistenza al taglio non drenata in sito (Stroud, 1989 [51])

Per i terreni normalconsolidati il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_o è stimato sulla base della seguente espressione (Jaky, 1944 [36]):

$$k_o = (1 - \sin \varphi')$$

essendo:

φ' = angolo di resistenza al taglio

Nel caso dei materiali appartenenti alla facies C lo stato tensionale in sito è stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico desumibili dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande.

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_o è pertanto stimato sulla base della seguente espressione (Jaky, 1944 [36]):

$$k_o = (1 - \sin \varphi') \cdot OCR^\alpha$$

essendo:

φ' = angolo di resistenza al taglio

α = 0.8

Le pressioni interstiziali u_0 sono valutate sulla base dei risultati del monitoraggio delle verticali di sondaggio attrezzate con piezometri.

7.2.3 Resistenza al taglio non drenata

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni a grana fine saturi è valutata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio ed in sito. A questi valori, per completezza, vengono affiancati quelli ottenuti dall'interpretazione delle prove speditive eseguite sulle carote (penetrometro tascabile, scissometro tascabile).

Com'è noto, la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si fa riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di compressione e carico (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati.

La resistenza al taglio non drenata da prove in sito è stata stimata secondo quanto segue (Stroud, 1989 [51]):

$$C_u = f_1 * N_{spt}$$

essendo:

f_1 = coefficiente moltiplicativo dipendente dall'indice di plasticità, Figura 7-2.

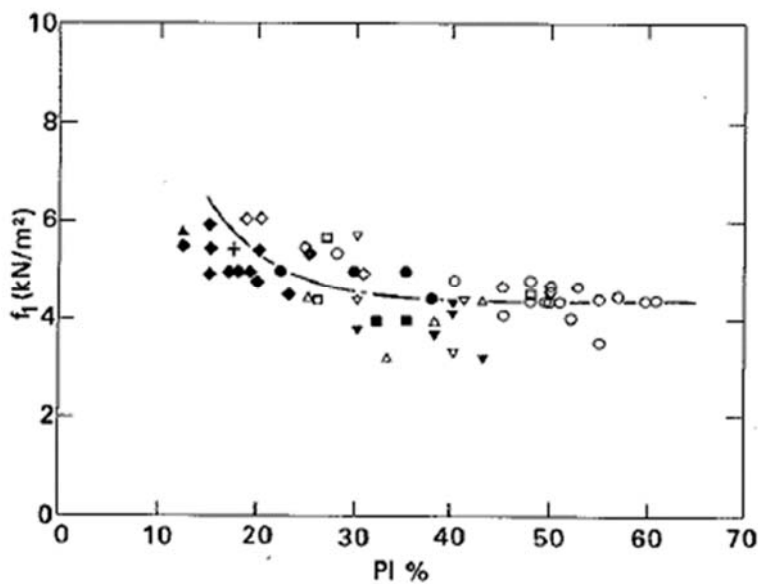


Figura 7-2 – Valore del coefficiente f_1 al variare dell'indice di plasticità IP (Stroud, 1989 [51])

Nel caso specifico viene assunto un valore di f_1 pari a 5.

In assenza di dati la resistenza al taglio in condizioni non drenate è stata valutata in accordo a Mesri (1989, [39]), secondo cui:

$$C_u = 0,22 * \sigma'_p$$

essendo:

σ'_p = la pressione di preconsolidazione alla profondità d'interesse

Nel caso in cui le prove non permettono di stimare il grado di sovraconsolidazione alle profondità d'interesse, in favore di sicurezza i materiali vengono considerati normalconsolidati.

7.2.4 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto. Data la scarsa numerosità delle prove di laboratorio atte a definire l'angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate si è considerata la correlazione proposta da Terzaghi, Peck, e Mesri (1996 [52]) che lega ϕ' all'indice di plasticità I_p (Figura 7-3), mentre per la determinazione della coesione efficace si è fatto riferimento anche alla correlazione proposta da Mesri, Abdel-Ghaffar (1993 [40]), che lega direttamente il valore di c' alla pressione di preconsolidazione, σ'_p e al valore della tensione efficace normale agente sulla superficie di rottura, σ'_n (Figura 7-3). In assenza di informazioni riguardanti la pressione di preconsolidazione, si è cautelativamente assunto il terreno come normalconsolidato.

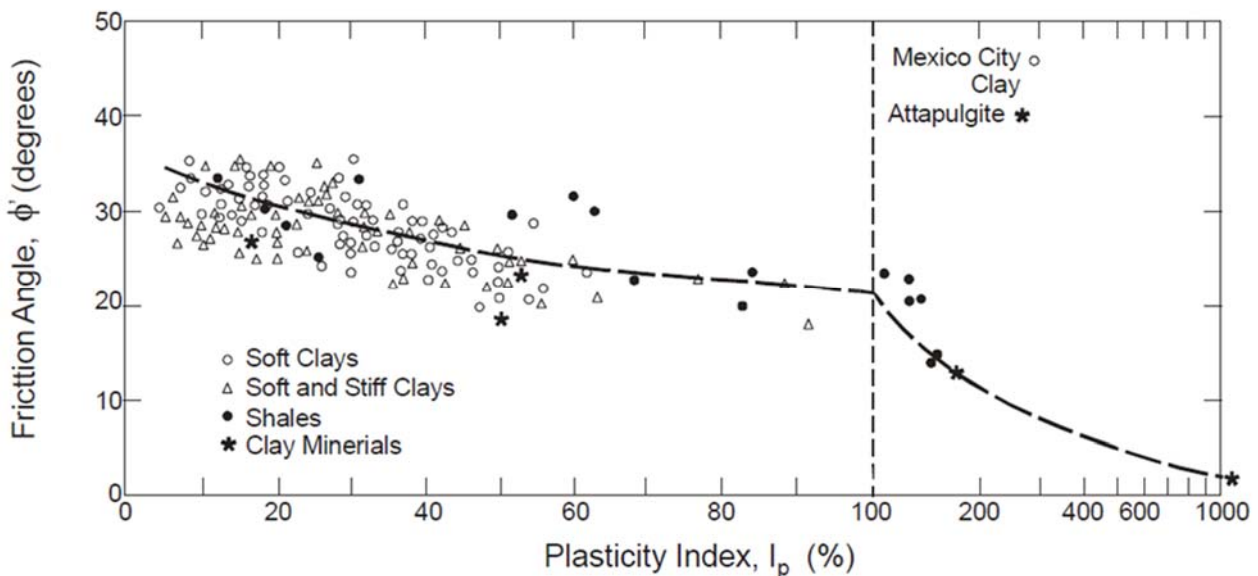


Figura 7-3 – Correlazione tra angolo d'attrito ϕ' e IP (Terzaghi, Peck, and Mesri, 1996 [52])

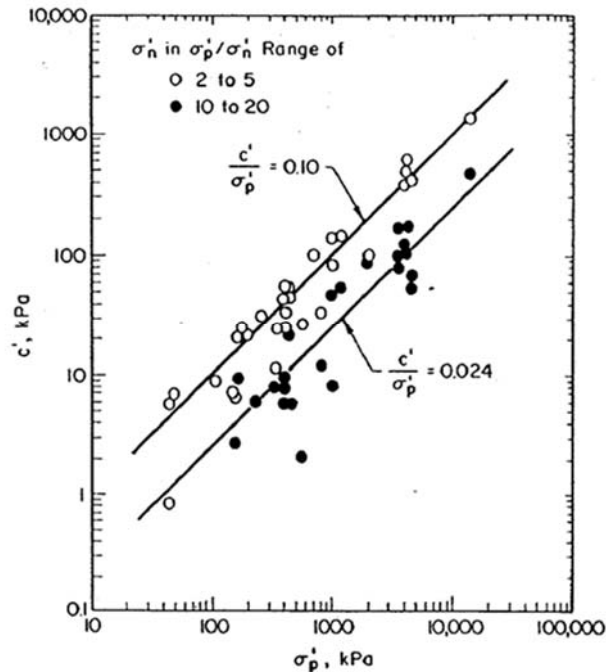


Figura 7-4 - Relazione fra la coesione efficace intercetta c' , la pressione di preconsolidazione σ_p' , e la tensione efficace normale agente sulla superficie di rottura σ_n' (Mesri e Abdel – Ghaffar, 1993 [40]).

7.2.5 Caratteristiche di deformabilità

Con riferimento a moduli pseudoelastici (C_C e C_r) le caratteristiche di deformabilità vengono definite sulla base delle prove edometriche, ove disponibili, con riferimento alla tensione verticale efficace del terreno in-situ alla profondità di interesse. I moduli elastici operativi vengono definiti inoltre sulla base delle prove SPT in accordo a Ohta e Goto, 1978 [35] (dettagli al §7.1.3) imponendo f_g pari all'unità e considerando il decadimento del modulo in accordo ad Atkinson, 2000 [22]. Si sono inoltre considerate le risultanze delle prove sismiche.

In assenza di dati il valore del modulo di Young dei terreni fini è stato valutato secondo la seguente relazione (Viggiani, 1999 [55]):

$$E_{50} = (100 \div 500)c_u$$

essendo:

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate.

(100÷500) = fattore moltiplicativo

Nella presente si è considerato un fattore moltiplicativo pari a 300.

8 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica di seguito esposta è basata sia sui riscontri delle indagini in sito sia sui risultati delle prove di laboratorio effettuate.

8.1 Stratigrafia

La stratigrafia riscontrata, basata sui risultati delle indagini e sulla sezione geologica Doc. Rif. [20], può essere considerata relativamente uniforme nell'area di interesse. La stratigrafia riscontrata dal sondaggio S6 può essere ricondotta a quella riportata nella Tabella 8-1. La quota del piano campagna è da considerarsi pari a 14,0 m s.l.m., come indicato sul certificato del sondaggio S6.

Tabella 8-1 – Stratigrafia da Sondaggio S6

Profondità (m)		Descrizione
da	a	
0,0	1,2	Sottofondo stradale e terreno di riporto – Sabbie e ghiaie ciottolose
1,2	3,4	Limo con argilla e sabbia ghiaioso, plastico e molto consistente
3,4	7,0	Ghiaia con sabbia limosa debolmente argillosa con elementi di siltite, areniti e quarzo
7,0	9,0	Limo con argilla sabbioso ghiaioso con elementi di siltite, areniti e quarzo
9,0	11,3	Argilla con limo con rari noduli carbonatici, plastica molto consistente
11,3	12,5	Sabbia con ghiaia limoso argillosa. Addensata
12,5	18,0	Limo con argilla sabbioso ghiaioso molto consistente e plastica. Reagente ad HCl
18,0	22,5	Argilla debolmente sabbiosa molto consistente e plastica. Reagente ad HCl
22,5	25,4	Limo con argilla ghiaioso, plastico e molto consistente. Formazione di Samassi
25,4	27,3	Argille con sabbia e frequenti noduli carbonatici, molto consistenti
27,3	30,9	Sabbia con argilla poco plastica moderatamente consistente. Complesso marnoso siltoso – Formazione di Samassi
30,9	33,5	Sabbia argillosa con rari ciottoli di arenaria e marne, moderatamente addensata
33,5	35,0	Argille con limo ghiaiose sabbiose e frequenti noduli carbonatici, plastiche molto consistenti

Profondità (m)		Descrizione
da	a	
35,0	37,5	Ghiaia con argilla e limo e elementi ghiaiosi di siltiti e areniti
37,5	40,0	Argille con sabbia e frequenti noduli carbonatici, molto consistenti. Complesso marnoso siltoso – Formazione di Samassi

8.2 Falda acquifera

Il livello della falda acquifera è stato definito sulla base delle risultanze della campagna d'indagini svolta. Nel sondaggio S6 la falda è stata riscontrata ad una profondità di 2,46 m da p.c., ovvero ad una quota di 22,54 m s.l.m.. La falda risulta di conseguenza ad una profondità tale da non interferire con i lavori per la realizzazione dell'opera. Per ulteriori dettagli si rimanda alla sezione idrogeologica Doc. Rif. [20].

8.3 Interpretazione delle prove in sito

8.3.1 Caratteristiche fisiche

La Figura 8-1 mostra la densità relativa, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT (come descritto nel §7.1.1). Per il caso specifico si è ritenuto adeguato definire il valore della densità relativa secondo la correlazione di Skempton (1986, [50]) per i materiali sabbiosi e secondo la correlazione Cubrinowski e Ishihara (2001, [35]) per i materiali ghiaiosi. Si noti che per i materiali ghiaiosi correlazioni differenti da quella considerata porterebbero ad una sovrastima della densità relativa. Ad una profondità da piano campagna compresa tra 3,4 m e 7,0 m gli strati ghiaiosi (Facies B) mostrano una densità relativa tipicamente maggiore del 60% (materiale mediamente addensato), mentre ad una profondità tra 35,0 m e 37,5 m (Facies C) mostrano una densità relativa compresa tra il 50% e il 60% (materiale mediamente addensato). I depositi sabbiosi presenti ad una profondità da piano campagna compresa tra 11,3 m e 12,5 m (Facies B) sono caratterizzati da una densità relativa generalmente maggiore del 60% (materiale mediamente addensato), mentre ad una profondità compresa tra 27,3 m e 33,5 m (Facies C) mostrano una densità relativa compresa tra il 35% e il 60% (materiale da poco a mediamente addensato).

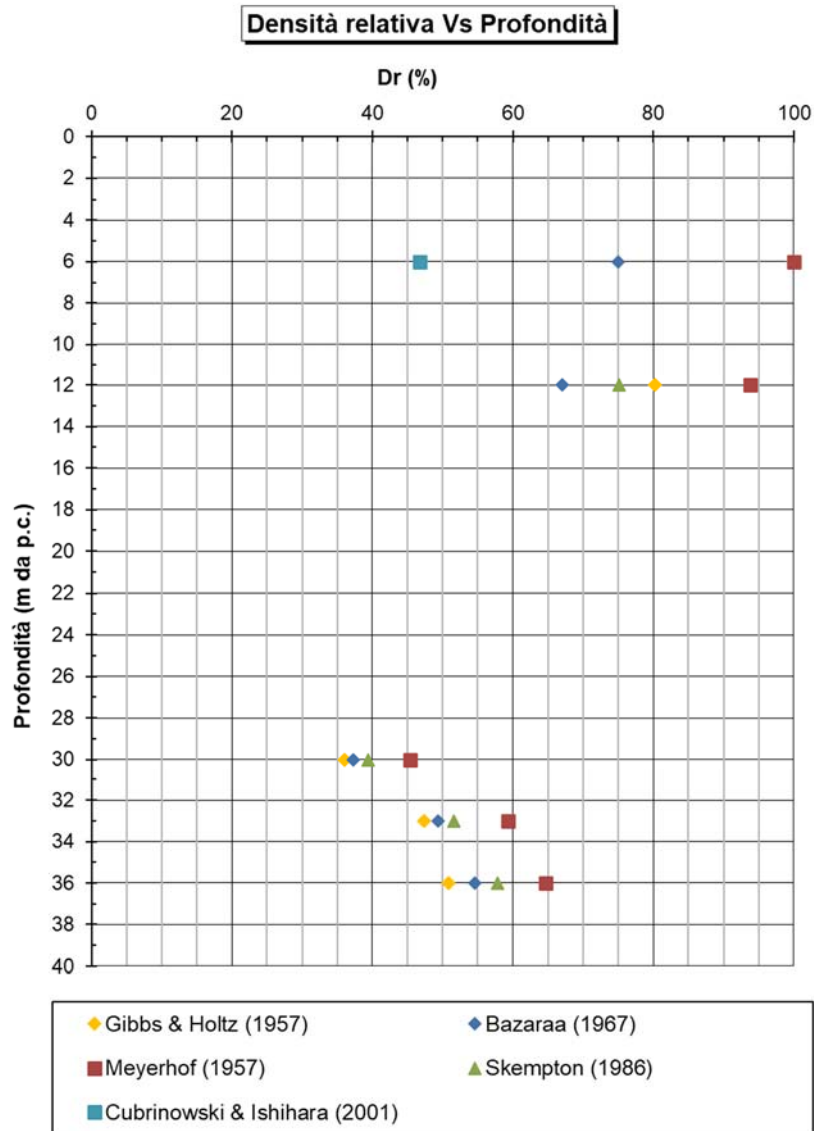


Figura 8-1 - Densità relativa D_r da N_{Spt}

8.3.2 Resistenza al taglio in condizioni di tensioni efficaci

In Figura 8-2 si mostra l'angolo di attrito ϕ' ricavato dalle prove SPT. Per il caso specifico si è ritenuto adeguato definire i valori di angolo di resistenza al taglio secondo la correlazione di Bolton (1986) [24], la quale oltre ad essere in favore di sicurezza porta alla definizione di angoli d'attrito adeguati ai materiali in sito. Ad una profondità da piano campagna compresa tra 3,4 m e 7,0 m gli strati ghiaiosi (Facies B) mostrano un angolo d'attrito pari a circa 35° - 36° , mentre ad una profondità tra 35,0 m e 37,5 m (Facies C) mostrano un angolo di resistenza al taglio pari a circa 34° - 35° . I depositi sabbiosi presenti ad una profondità da piano campagna compresa tra 11,3 m e 12,5 m (Facies B) sono caratterizzati da un angolo d'attrito pari a circa 35° - 36° , mentre ad una profondità compresa tra 27,3 m e 33,5 m (Facies C) mostrano un angolo di resistenza al taglio compreso tra 31° - 33° .

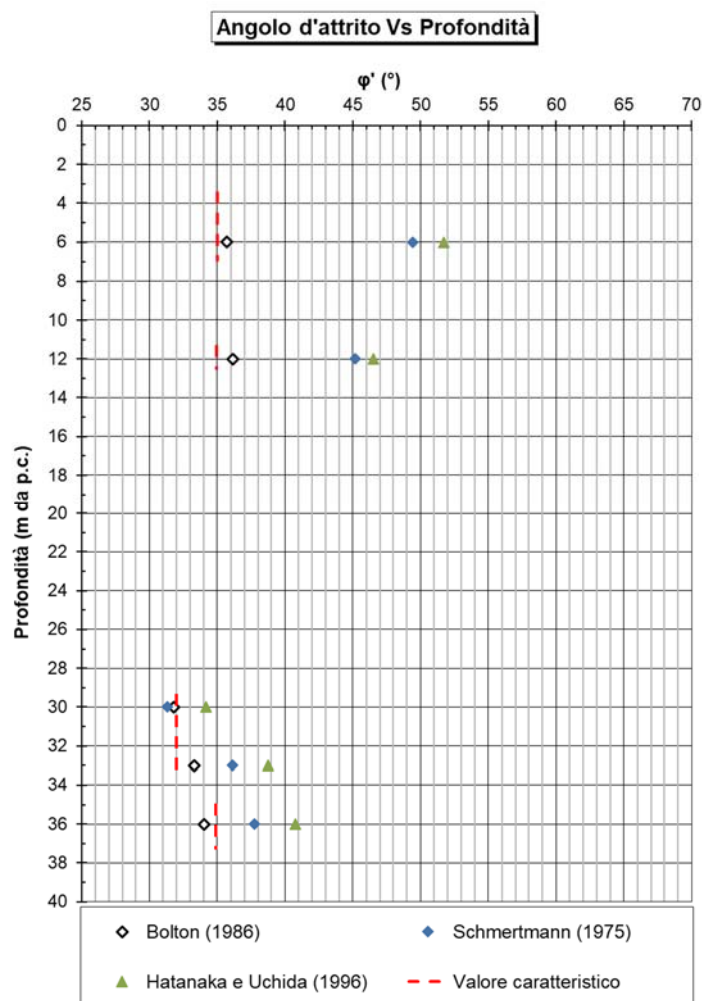



Figura 8-2 – Angolo d'attrito ϕ' da N_{spt}


	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

8.3.3 Velocità delle onde di taglio e caratteristiche di deformabilità

In Figura 8-3 sono riportati i profili delle velocità di propagazione delle onde di taglio V_s stimati a partire dai valori di SPT in accordo a quanto descritto al §7.1.3, confrontati con quelli rilevati n°3 profili ottenuti da prova MASW (M1 – Shot -2,5m, M1 – Shot 60m, M2 – Shot 60m). Si noti che, data la loro scarsa attendibilità nella determinazione della velocità delle onde di taglio V_s , si sono trascurati i risultati ottenuti da prove sismiche a rifrazione. Dalla figura si evince che i valori ottenuti dalle prove MASW risultano sensibilmente maggiori rispetto a quelli ottenuti dalle prove di penetrazione dinamica.

In Figura 8-4 si mostrano rispettivamente i moduli di taglio a piccole deformazioni G_0 e i moduli di Young a piccole deformazioni E_0 valutati dai valori di V_s e assumendo un coefficiente di Poisson $\nu = 0,25$. Gli intervalli dei valori del modulo di taglio e del modulo di Young sono stati definiti facendo maggior affidamento sulle prove MASW e sulla correlazione di Ohta e Goto (1978) [45], la quale tiene in considerazione la natura dei terreni e la loro profondità rispetto al piano campagna. I valori ottenuti ricadono tipicamente negli intervalli:

- Strato di limo con argilla e sabbia (Facies A) presente ad una profondità compresa tra 1,2 m e 3,4 m: $G_0 = 45\div 150$ MPa, $E_0 = 110\div 375$ MPa
- Strato di ghiaia con sabbia (Facies B) presente ad una profondità compresa tra 3,4 m e 7,0 m: $G_0 = 40\div 200$ MPa, $E_0 = 100\div 500$ MPa
- Strato limoso argilloso (Facies A) presente ad una profondità compresa tra 7,0 m e 11,3 m: $G_0 = 50\div 150$ MPa, $E_0 = 125\div 370$ MPa
- Strato di sabbia con ghiaia (Facies B) presente ad una profondità compresa tra 11,3 m e 12,5 m: $G_0 = 100\div 260$ MPa, $E_0 = 100\div 650$ MPa
- Strato limoso argilloso (Facies A) presente ad una profondità compresa tra 12,5 m e 22,5 m: $G_0 = 70\div 300$ MPa, $E_0 = 170\div 750$ MPa
- Strato di limo con argilla (Facies C) presente ad una profondità compresa tra 22,5 m e 27,3 m: $G_0 = 180\div 400$ MPa, $E_0 = 450\div 1000$ MPa
- Strato di sabbia con argilla (Facies C) presente ad una profondità compresa tra 27,3 m e 33,5 m: $G_0 = 120\div 400$ MPa, $E_0 = 300\div 1000$ MPa
- Strato di ghiaia con argilla e limo (Facies C) presente ad una profondità compresa tra 35 m e 37,5 m: $G_0 = 230\div 420$ MPa, $E_0 = 570\div 1050$ MPa
- Strato di argilla con sabbia (Facies C) presente ad una profondità compresa tra 37,5 m e 40,0 m: $G_0 = 300\div 600$ MPa, $E_0 = 750\div 1500$ MPa

	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

I moduli di Young operativi (E_{op}) validi per analisi di fondazioni superficiali e ricavati dalle prove di penetrazione dinamica (SPT) e dalle prove geofisiche (MASW) sono riportati in Figura 8-5. Sulla base di quanto mostrato si evidenzia il seguente profilo di modulo operativo:

- Strato di limo con argilla e sabbia (Facies A) presente ad una profondità compresa tra 1,2 m e 3,4 m: $E_{op} = 20\div 40$ MPa
- Strato di ghiaia con sabbia (Facies B) presente ad una profondità compresa tra 3,4 m e 7,0 m: $E_{op} = 20\div 60$ MPa
- Strato limoso argilloso (Facies A) presente ad una profondità compresa tra 7,0 m e 11,3 m: $E_{op} = 20\div 30$ MPa
- Strato di sabbia con ghiaia (Facies B) presente ad una profondità compresa tra 11,3 m e 12,5 m: $E_{op} = 50\div 60$ MPa
- Strato limoso argilloso (Facies A) presente ad una profondità compresa tra 12,5 m e 22,5 m: $E_{op} = 40\div 100$ MPa
- Strato di limo con argilla (Facies C) presente ad una profondità compresa tra 22,5 m e 27,3 m: $E_{op} = 90\div 100$ MPa
- Strato di sabbia con argilla (Facies C) presente ad una profondità compresa tra 27,3 m e 33,5 m: $E_{op} = 60\div 120$ MPa
- Strato di argilla (Facies C) presente ad una profondità compresa tra 33,5 m e 35,0 m: $E_{op} = 20$ MPa
- Strato di ghiaia con argilla e limo (Facies C) presente ad una profondità compresa tra 35 m e 37,5 m: $E_{op} = 120\div 150$ MPa
- Strato di argilla con sabbia (Facies C) presente ad una profondità compresa tra 37,5 m e 40,0 m: $E_{op} = 160-300$ MPa

Velocità delle onde di taglio Vs Profondità

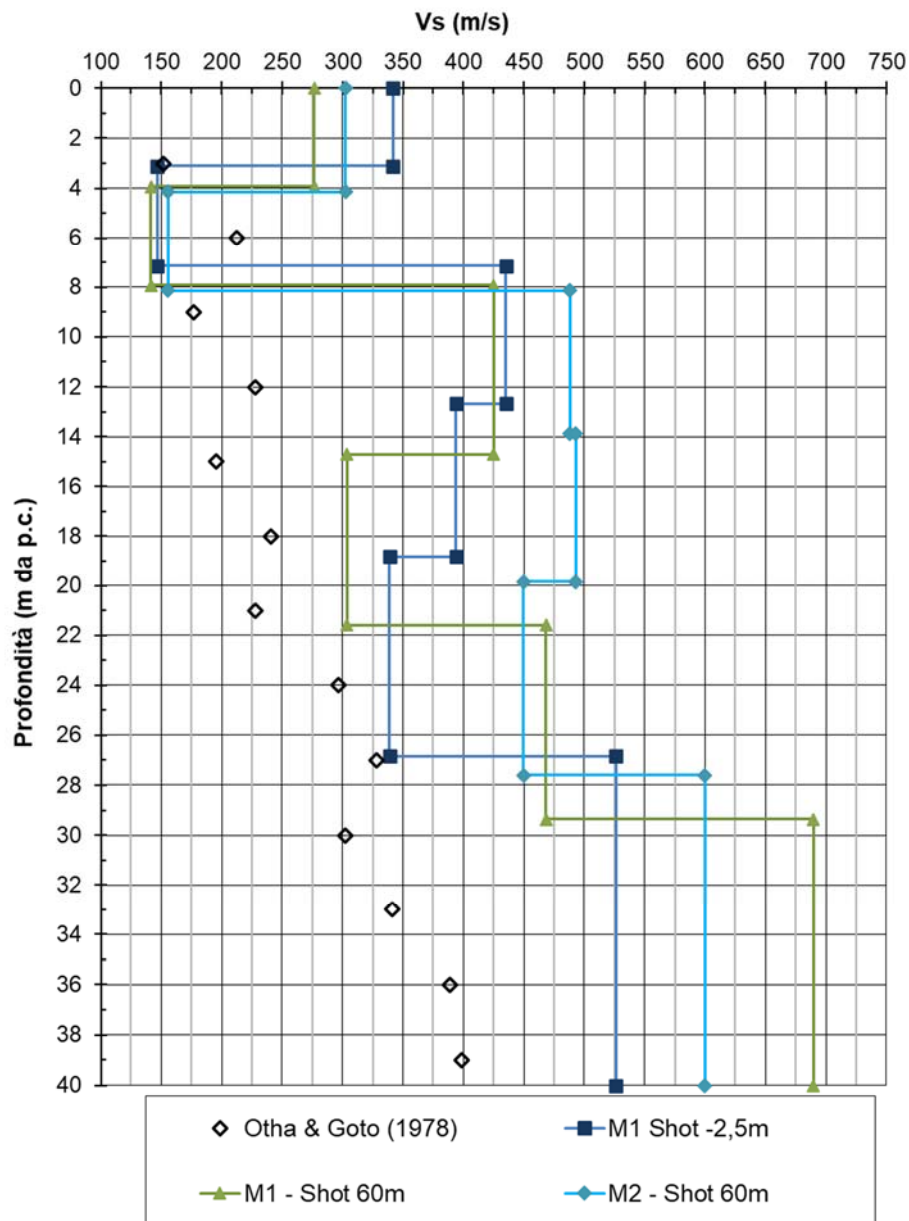


Figura 8-3 – Velocità delle onde di taglio V_s

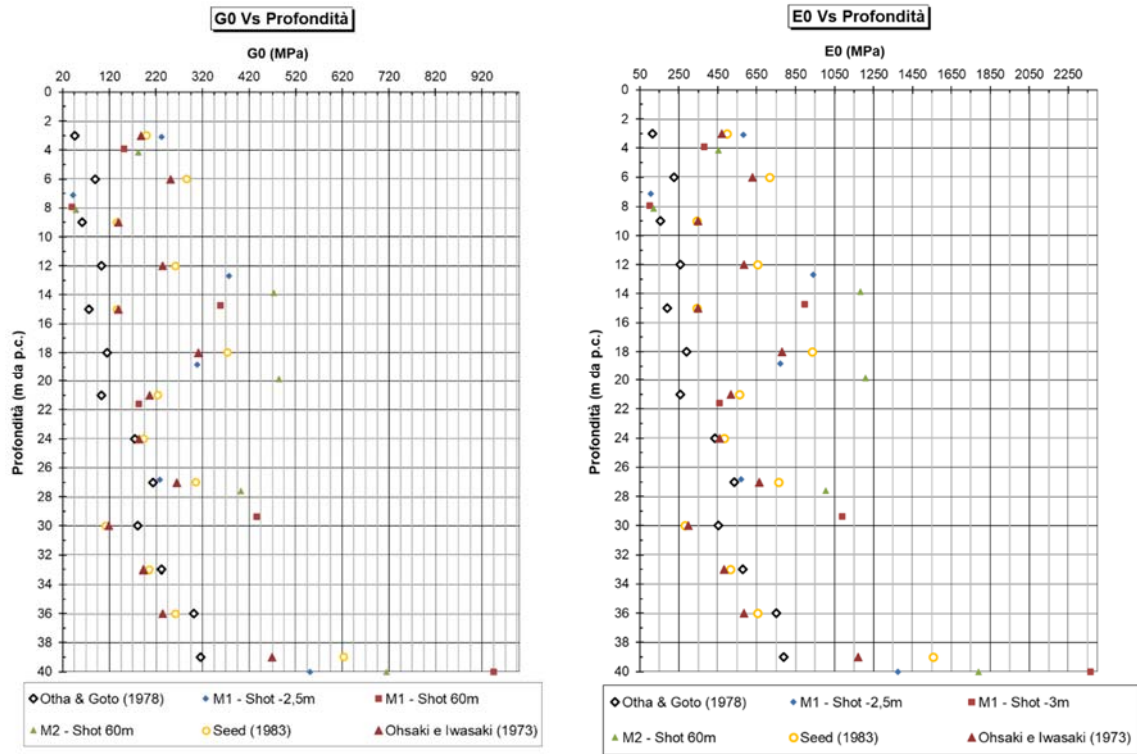


Figura 8-4 – Modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 (a sinistra) Modulo elastico a piccole deformazioni E_0 (a destra)

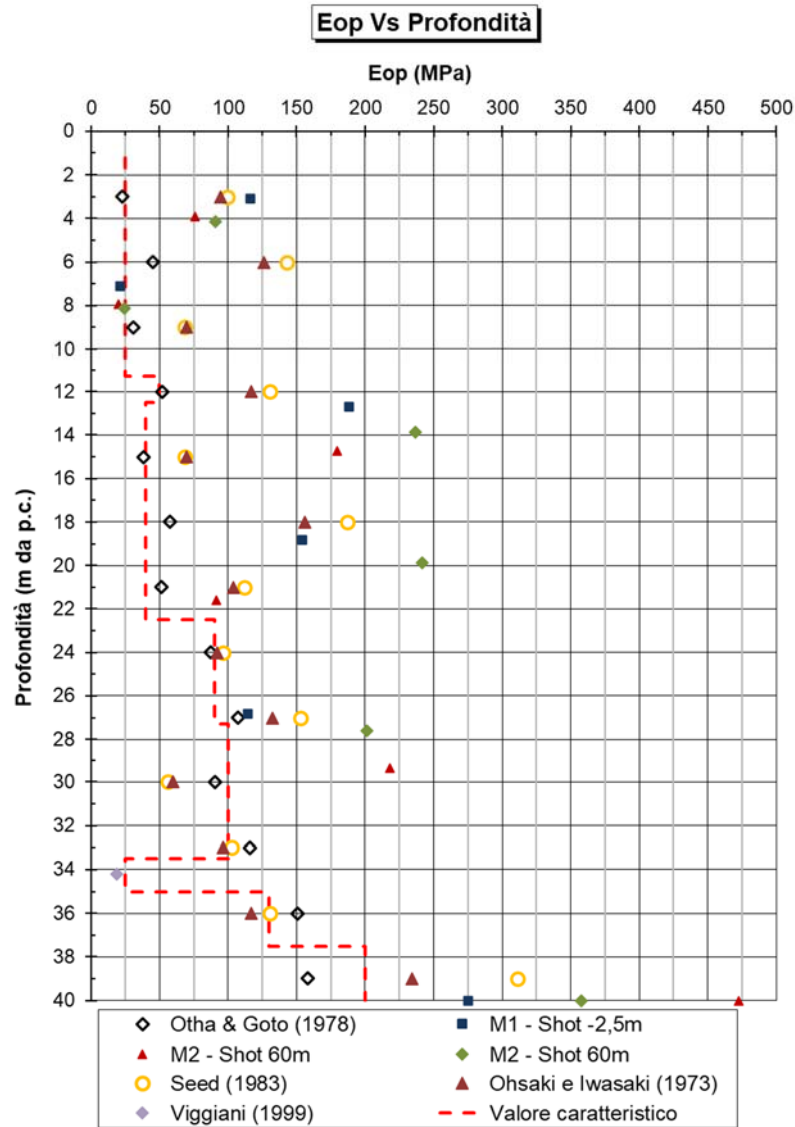


Figura 8-5 – Modulo di Young operativo E_{op} per fondazioni superficiali

8.3.4 Velocità delle onde di volume

In Figura 8-6 e Figura 8-7 sono riportati i profili delle velocità delle onde di corpo ottenuti dalle prove sismiche a rifrazione (R1 e R2), in Figura 8-8 si riportano invece gli intervalli tipici dei valori delle onde di corpo V_p per differenti materiali. Sulla base di quanto mostrato si evidenzia il seguente profilo di V_p :

- Strato di limo con argilla e sabbia (Facies A) presente ad una profondità compresa tra 1,2 m e 3,4 m: $V_p = 500 \div 800$ m/s
- Strato di ghiaia con sabbia (Facies B) presente ad una profondità compresa tra 3,4 m e 7,0 m: $V_p = 800 \div 1600$ m/s

- Strato limoso argilloso (Facies A) presente ad una profondità compresa tra 7,0 m e 11,3 m:
 $V_p = 1600 \div 1900$ m/s
- Strato di sabbia con ghiaia (Facies B) presente ad una profondità compresa tra 11,3 m e 12,5 m:
 $V_p = 1900 \div 2000$ m

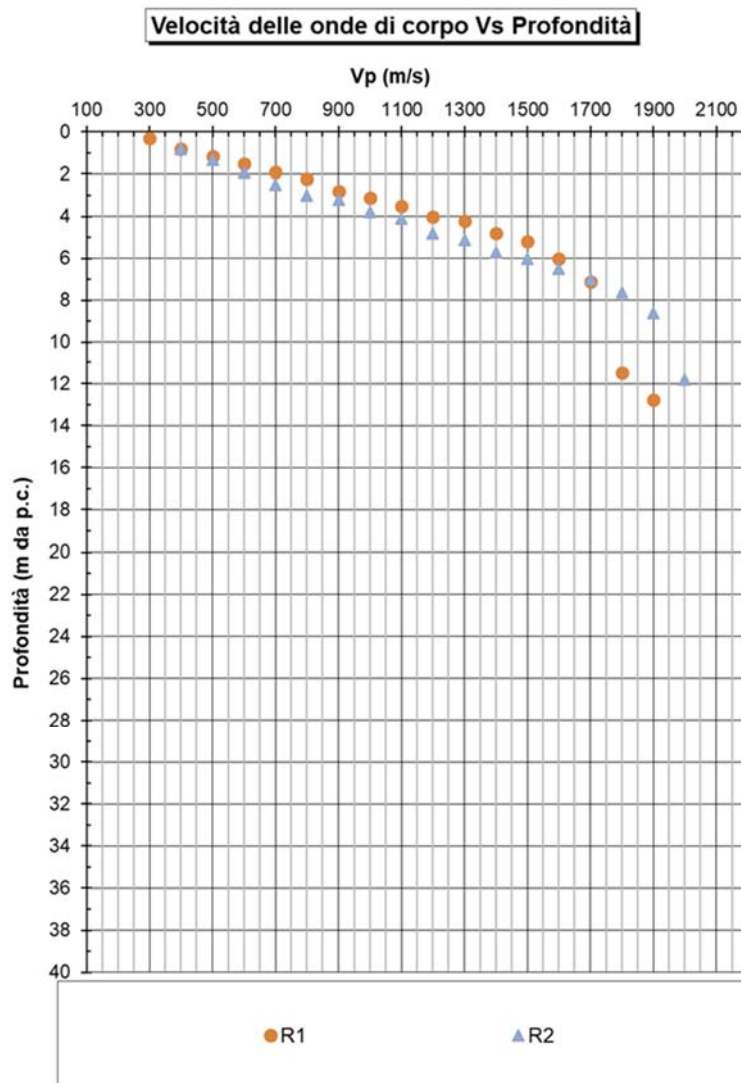


Figura 8-6 - Velocità delle onde di corpo V_p da prove sismiche a rifrazione

RISULTATI RIFRAZIONE

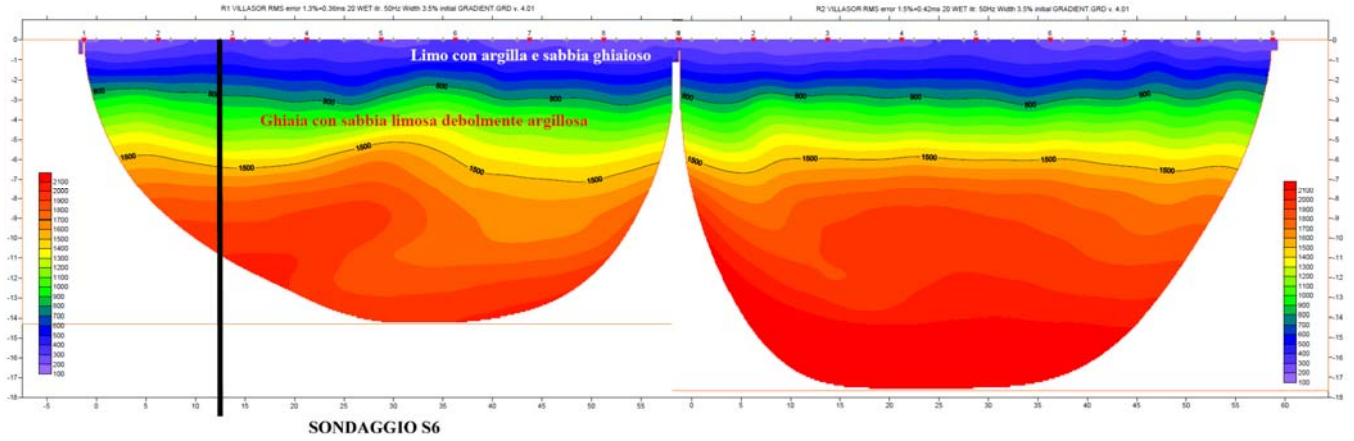


Figura 8-7 – Estratto dei risultati delle prove sismiche a rifrazione

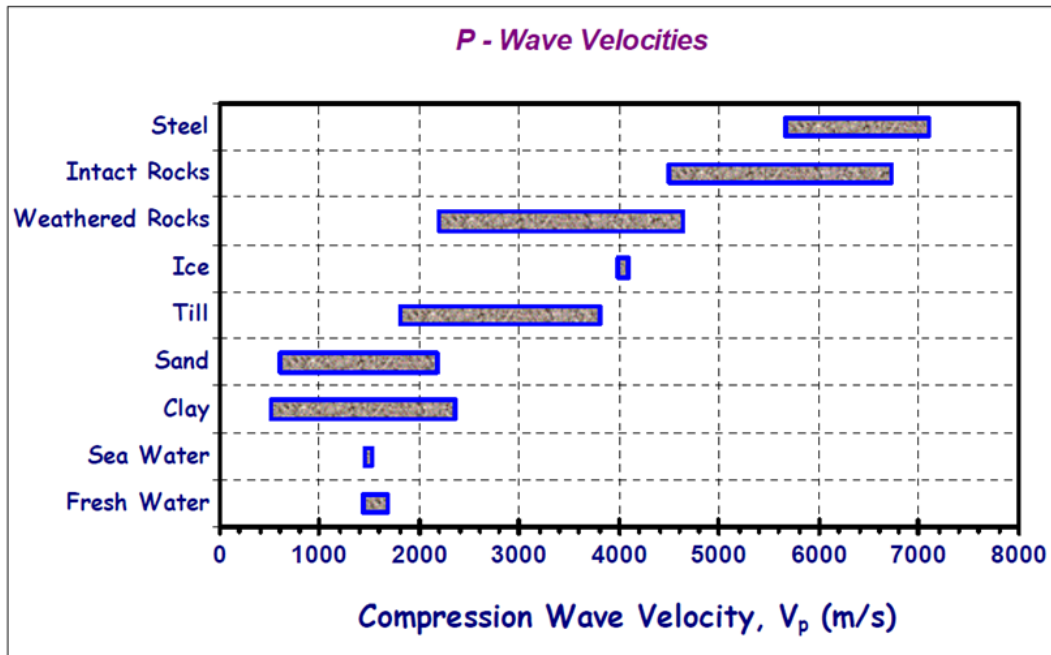



Figura 8-8 – Valori della velocità delle onde di corpo V_p per differenti materiali

	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

8.4 Interpretazione delle prove di laboratorio

8.4.1 Caratteristiche fisiche

Nelle figure seguenti si riepilogano in forma grafica i risultati delle prove di laboratorio relativi alla caratterizzazione dei materiali.

La composizione granulometrica mostra come i materiali facenti parte della Facies B presenti ad una profondità da piano campagna compresa tra 3,4 m e 7,0 m siano principalmente costituiti da ghiaie con una componente sabbiosa pari a circa il 30% e una componente fine pari a circa l'17%.

I materiali facenti parte della Facies A presenti ad una profondità compresa tra 1,2 m e 3,4 m di profondità da piano campagna presentano una componente granulare pari a circa il 30%, mentre i materiali della medesima Facies presenti ad una profondità da piano campagna compresa tra 7,0 m e 11,3 m e compresa tra 12,5 m e 22,5 m presentano una componente sabbiosa variabile tra circa il 10% e il 20% e una componente ghiaiosa che raggiunge un valore massimo pari al 12%.

I materiali a matrice prevalentemente fine facenti parte della Facies C presenti a partire da una profondità da piano campagna pari a 22,5 m presentano una componente granulare tale da raggiungere un massimo valore pari circa il 30%

Negli strati più coesivi appartenenti alla Facies A è stato possibile estrarre dei campioni indisturbati. Su questi sono state effettuate determinazioni del peso di volume naturale γ_n (Figura 8-11), di contenuto d'acqua naturale, w_n (Figura 8-11), dell'indice dei vuoti e_0 (Figura 8-12), del limite liquido w_l (Figura 8-13) del limite plastico w_p (Figura 8-13) e dell'indice di plasticità IP (Figura 8-14). La determinazione delle caratteristiche di consistenza è stata effettuata anche su n°1 campioni appartenenti alla Facies B, data la natura granulare di tale materiale il campione prelevato può essere soggetto ad un disturbo non trascurabile.

Nella "Carta di plasticità di Casagrande", riportata in Figura 8-15, i campioni prelevati negli strati coesivi ricadono nei campi dei "Argille inorganiche a media plasticità" e delle "Argille inorganiche ad alta plasticità".

Distribuzione granulometrica

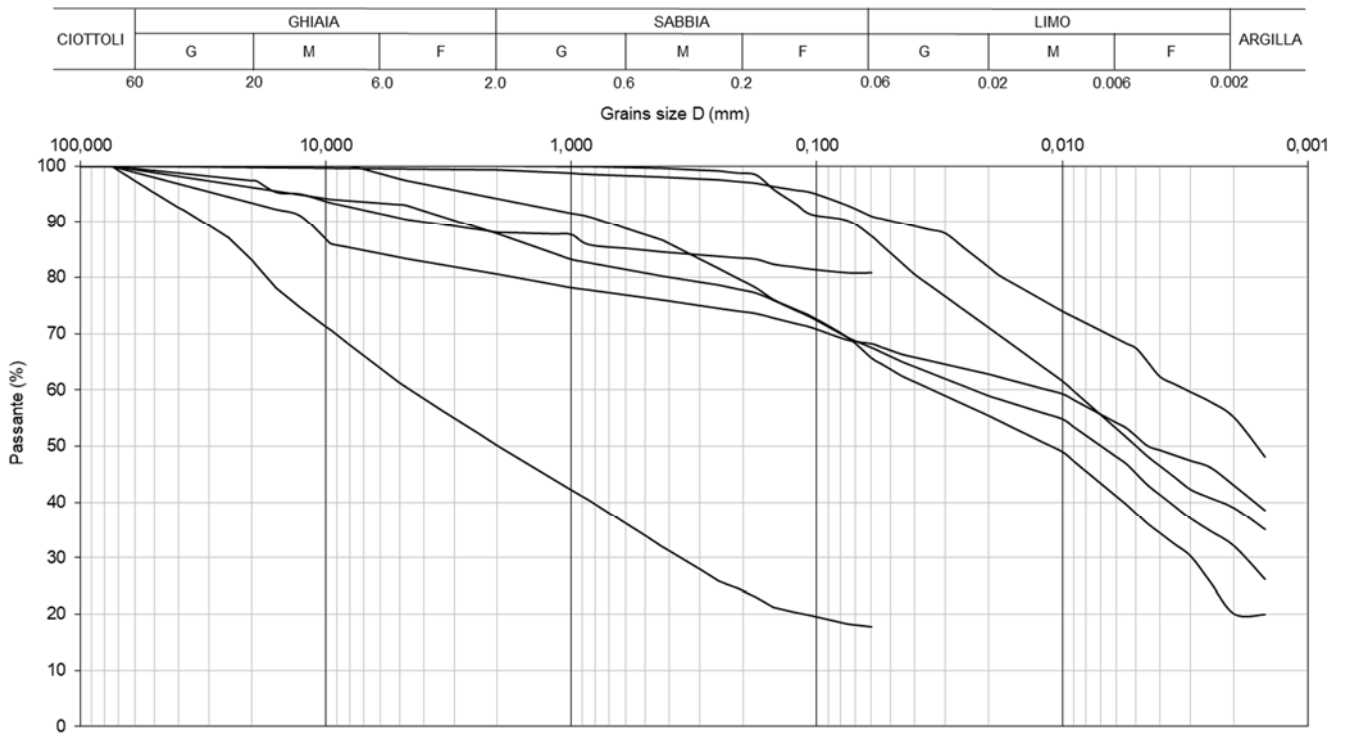


Figura 8-9 – Curve granulometriche

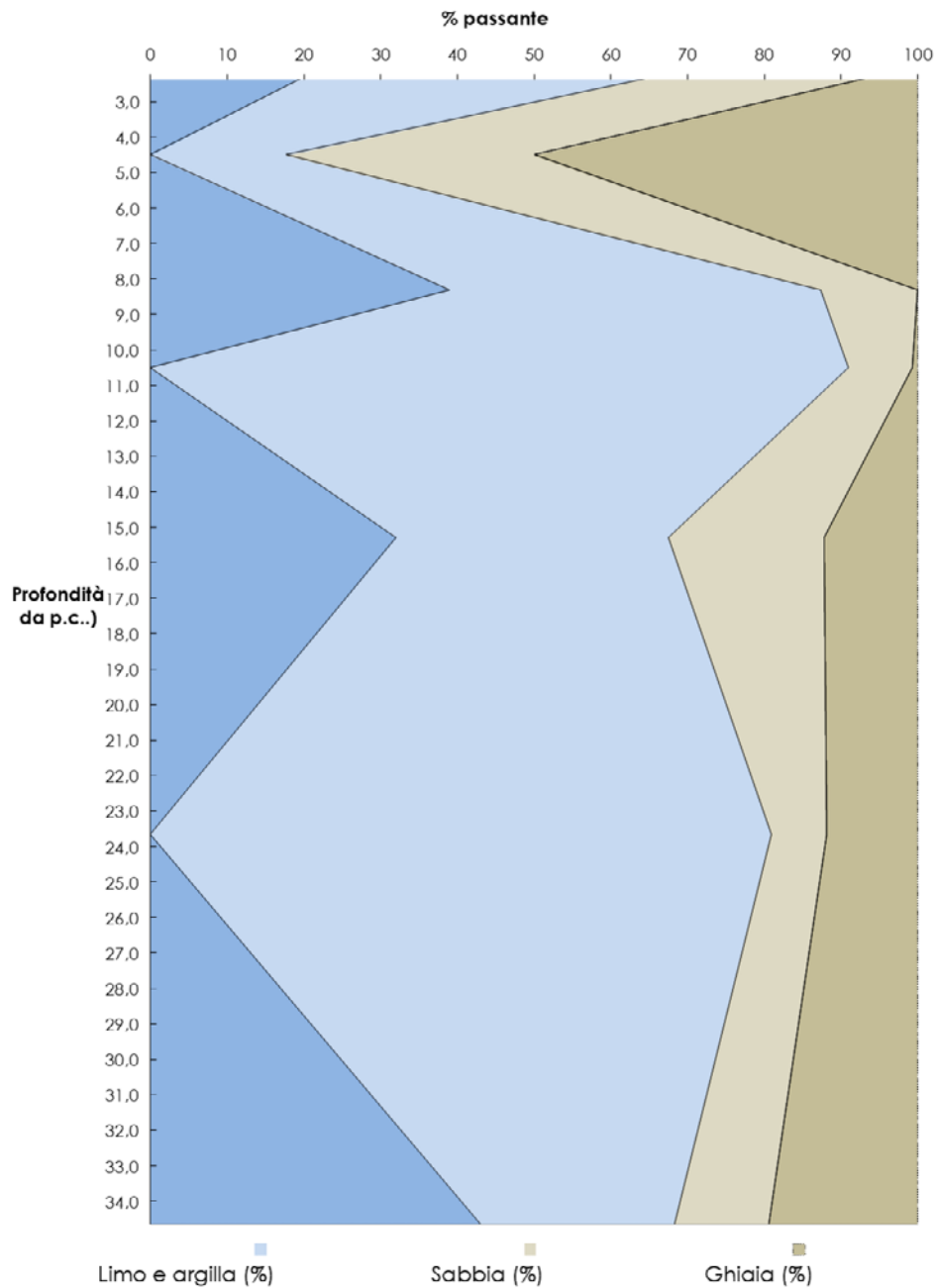


Figura 8-10 – Ripartizione granulometrica

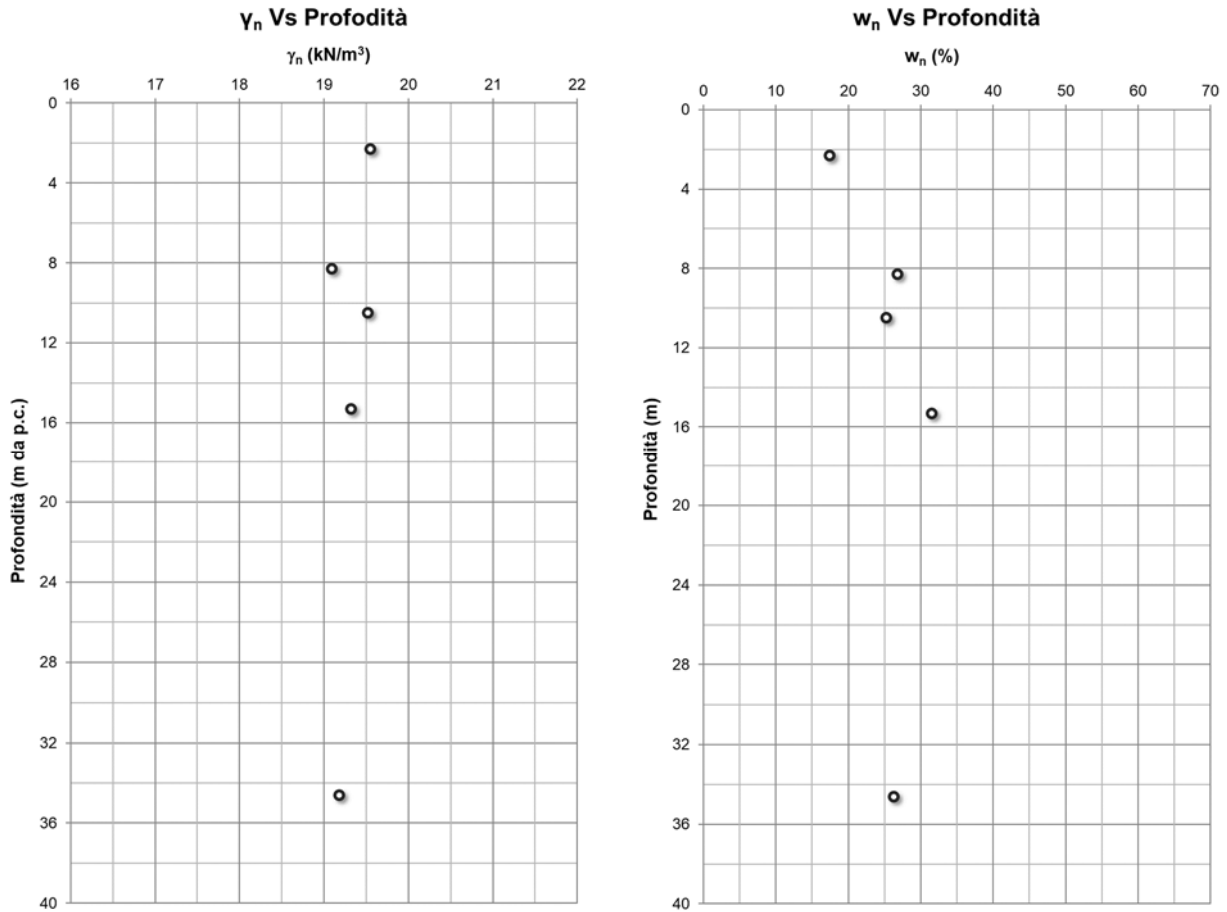


Figura 8-11 – Peso di volume naturale (a sinistra) e contenuto d'acqua naturale (a destra)

e Vs Profondità

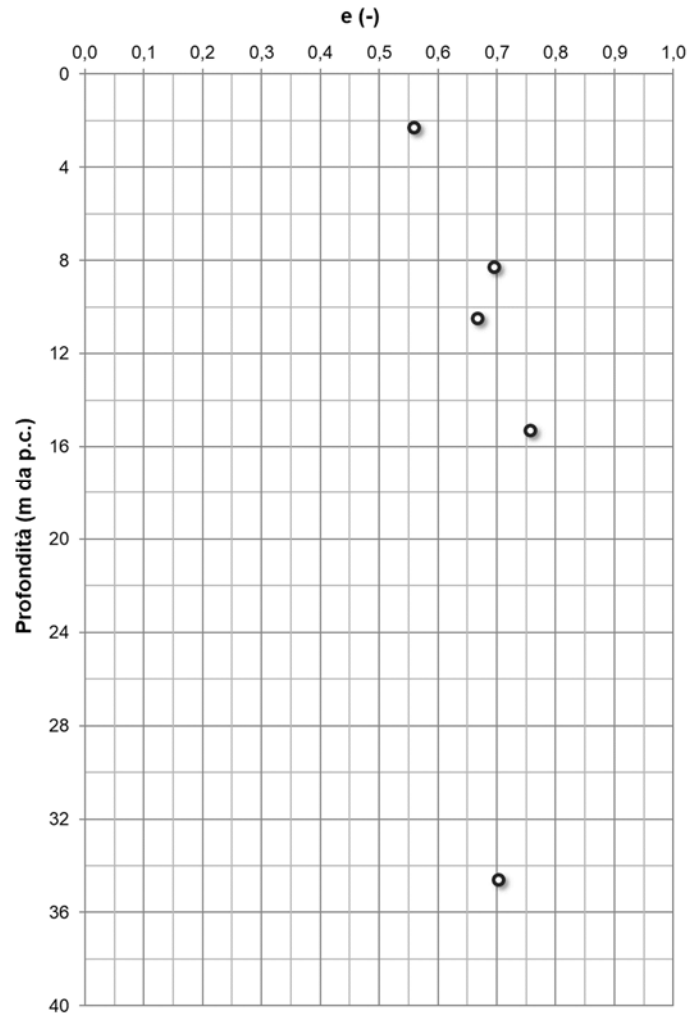


Figura 8-12 – Indice dei vuoti

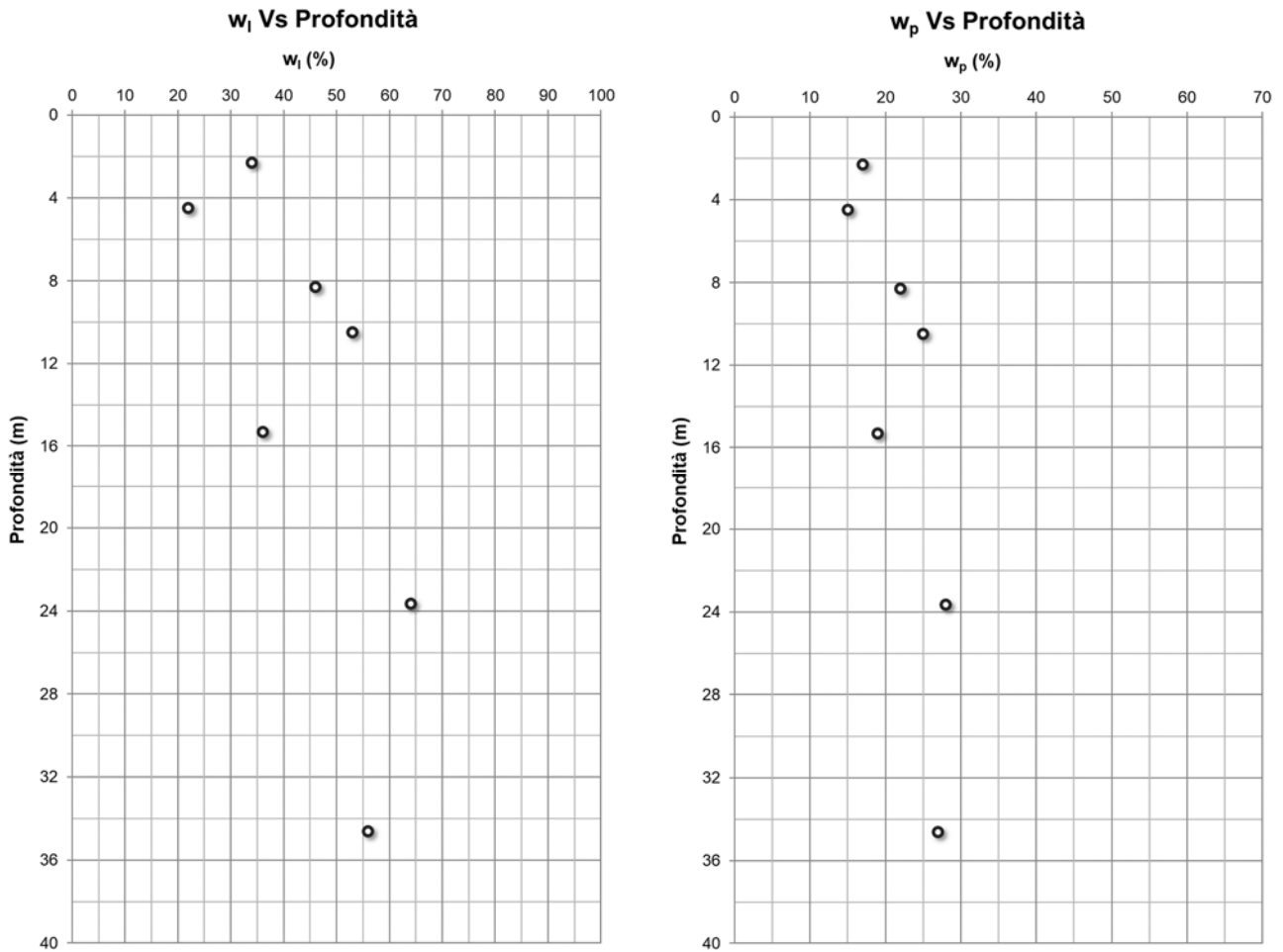


Figura 8-13 – Caratteristiche di plasticità: Limite liquido (a sinistra) e Limite plastico (a destra)

Ip Vs profondità

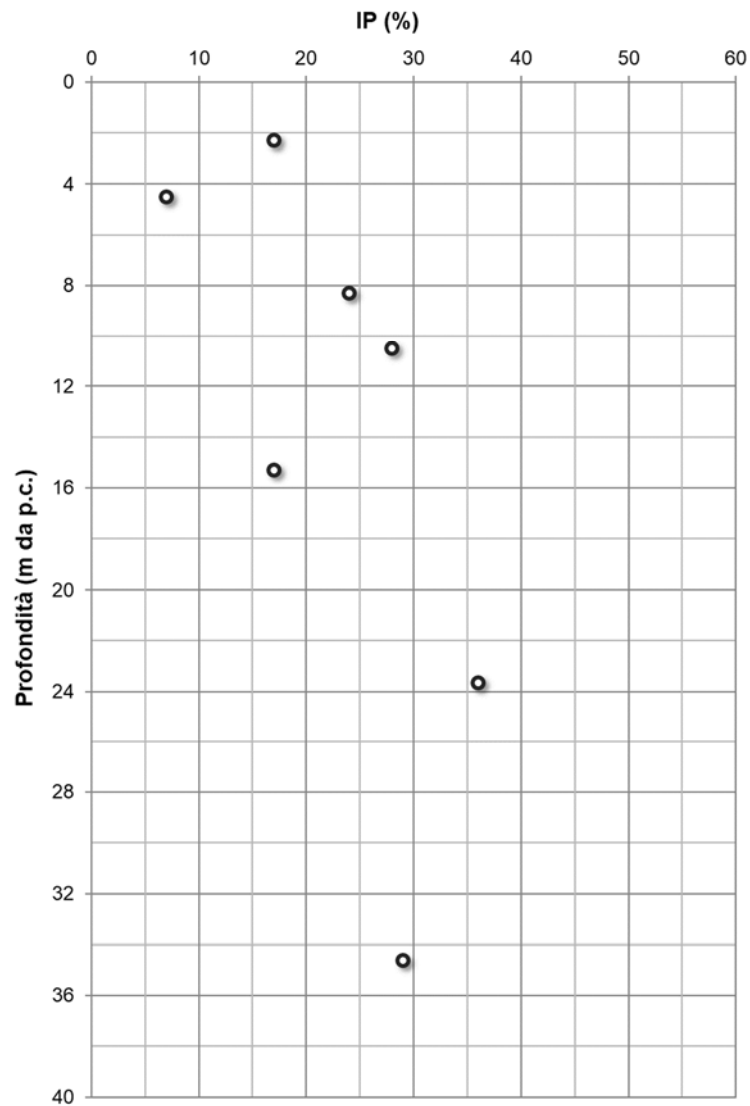


Figura 8-14 – Caratteristiche di plasticità: Indice di plasticità

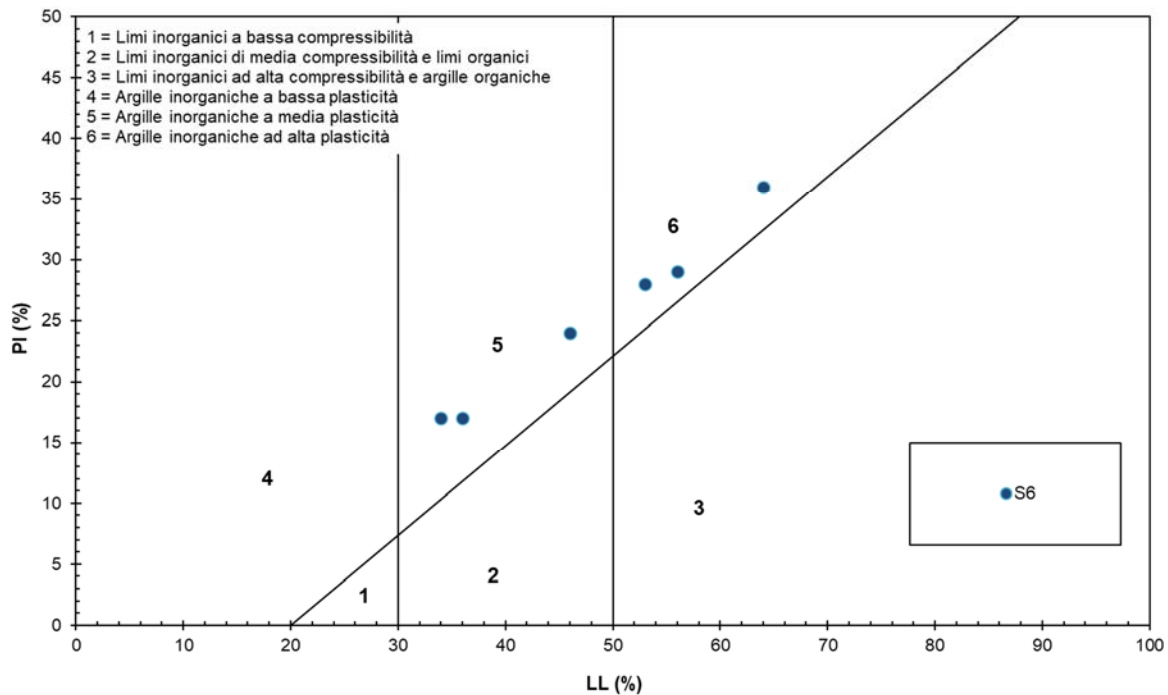


Figura 8-15 – Carta di plasticità di Casagrande

8.4.2 Stato iniziale e di preconsolidazione

Il valore della massima tensione di preconsolidazione σ'_{vp} è stato stimato dalla prova edometrica, ottenendo per la Facies A un valore pari a circa 5 ad una profondità di 2,3 m da piano campagna. Data la scarsa numerosità dei dati, la stima del valore di OCR è stata effettuata anche sulla base di correlazioni con il valore di SPT (Figura 8-16). Si noti che i materiali risultano sovraconsolidati. Data l'esigua numerosità di prove eseguite a riguardo, si è assunto un valore di OCR pari a 2 per lo strato superiore appartenente alla Facies A e un valore unitario per gli altri strati.

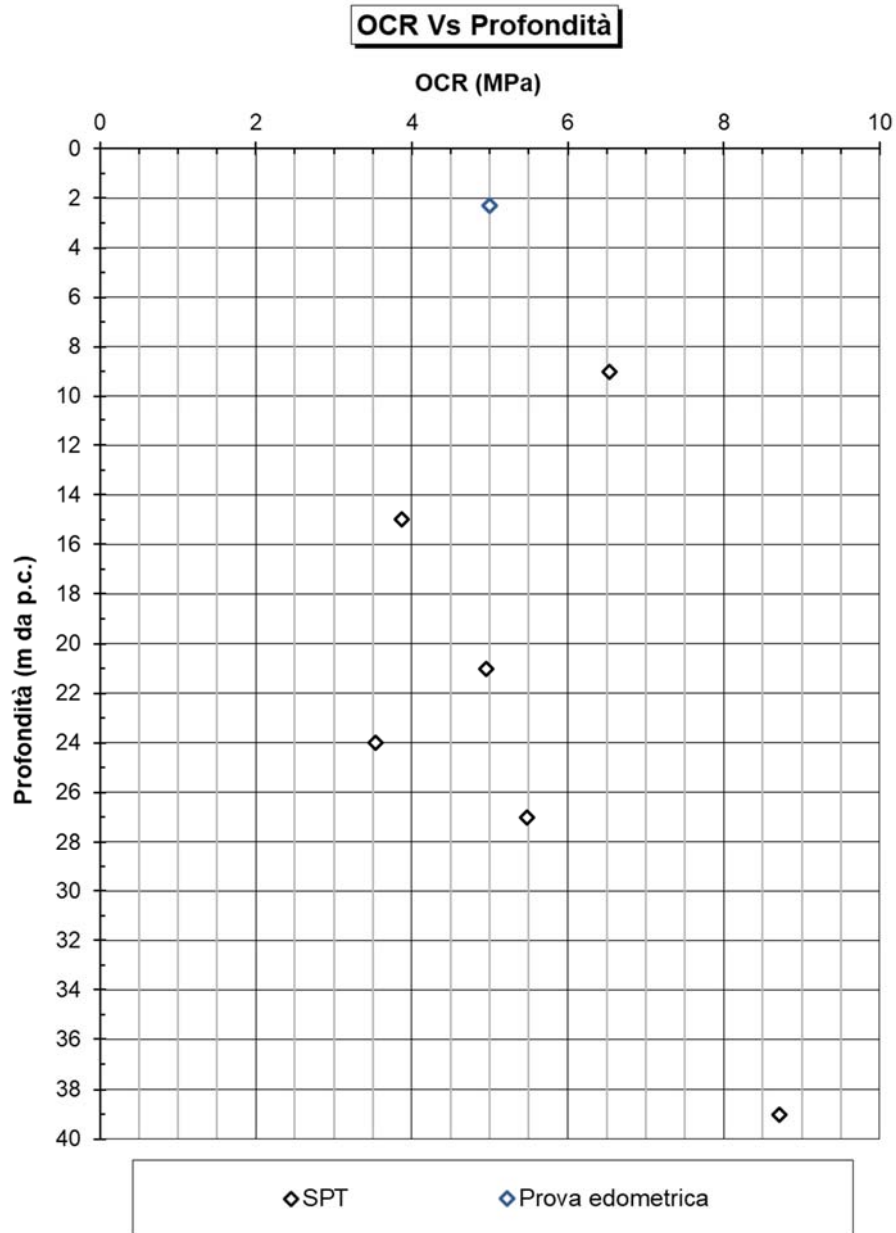



Figura 8-16 – Valori di OCR con la profondità

	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

8.4.3 Caratteristiche di resistenza al taglio non drenata e in termini di sforzi efficaci

La resistenza al taglio non drenata dei materiali coesivi (Facies A) è stata ottenuta sulla base di prove quali penetrometro tascabile, scissometro tascabile, prove di laboratorio TX_UU, correlazioni con il valore di resistenza alla penetrazione dinamica SPT (Stroud, 1989 [51]) e in accordo a Mesri (1989, [39]).

Come si può vedere in Figura 8-17 per lo strato limoso-argilloso (Facies A) ad una profondità compresa tra 1,2 m e 3,4 m, il valore di C_u è pari a circa 150 kPa.

Per gli strati a matrice prevalentemente fine appartenenti alla Facies A e compresi tra una profondità di 7,0 m e 11,3 m il valore di C_u varia tra 80 kPa e 110 kPa. Per la medesima Facies ad una profondità compresa tra 12,5 m e 22,5 m la resistenza al taglio non drenata varia tra 110-180.

Per gli strati appartenenti alla Facies C e compresi tra una profondità di 22,5 m e 27,3 m il valore di resistenza al taglio non drenata varia tra circa 150 kPa e 240 kPa, ad una profondità compresa tra 33,5 m e 35,0 m il valore della coesione non drenata risulta compreso tra circa 80 kPa e 100 kPa, infine ad una profondità maggiore di 37,5 m la resistenza al taglio non drenata risulta pari a circa 400 kPa e 500 kPa.

I valori di resistenza al taglio non drenata ottenuti con penetrometro tascabile e scissometro tascabile sono meno affidabili rispetto a quelli ottenuti con prova SPT, questo giustifica la dispersione dei risultati mostrati in Figura 8-17. I valori della resistenza al taglio non drenata sono stati di conseguenza definiti facendo maggior affidamento alla resistenza alla penetrazione dinamica da SPT. Si noti come la correlazione di Mesri (1989, [39]) conduca ad una profondità di circa 34,3 m ad un valore di resistenza al taglio non drenata che si pone sul limite inferiore di quelli ottenuti da penetrometro tascabile.

I parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate sono stati ricavati da n°1 prove triassiali consolidate drenate, da n°1 prove triassiali consolidate non drenate, da n°2 prove di taglio diretto e in accordo alle correlazioni di Mesri, Abdel-Ghaffar (1993) [40] e Terzaghi, Peck, e Mesri (1996) [52].

Dai risultati emerge che i materiali appartenenti alla Facies A ad una profondità compresa tra 1,2 m e 3,4 m sono caratterizzati da un angolo di resistenza al taglio di picco pari a 32° e da una coesione efficace assunta nulla in favore di sicurezza, ad una profondità compresa tra 7,0 m e 11,3 m mostrano invece un angolo d'attrito compreso tra 25° e 27° e una coesione efficace compresa tra 10 e 30 kPa, ad una profondità compresa tra 12,5 m e 22,5 m mostrano un angolo d'attrito pari a 30° e una coesione efficace variabile tra il valore nullo e 7 kPa.

Per gli strati appartenenti alla Facies C e compresi tra una profondità di 22,5 m e 27,3 m il valore dell'angolo d'attrito è pari a circa 26° mentre la coesione efficace è pari a circa 7 kPa, ad una profondità compresa tra 33,5 m e 35,0 m il valore dell'angolo di resistenza al taglio risulta pari a 28° e la coesione efficace risulta variabile tra 10 kPa e 17 kPa, infine ad una profondità maggiore di 37,5 m la resistenza al taglio risulta pari a circa 30° e la coesione efficace risulta pari a circa 15 kPa.

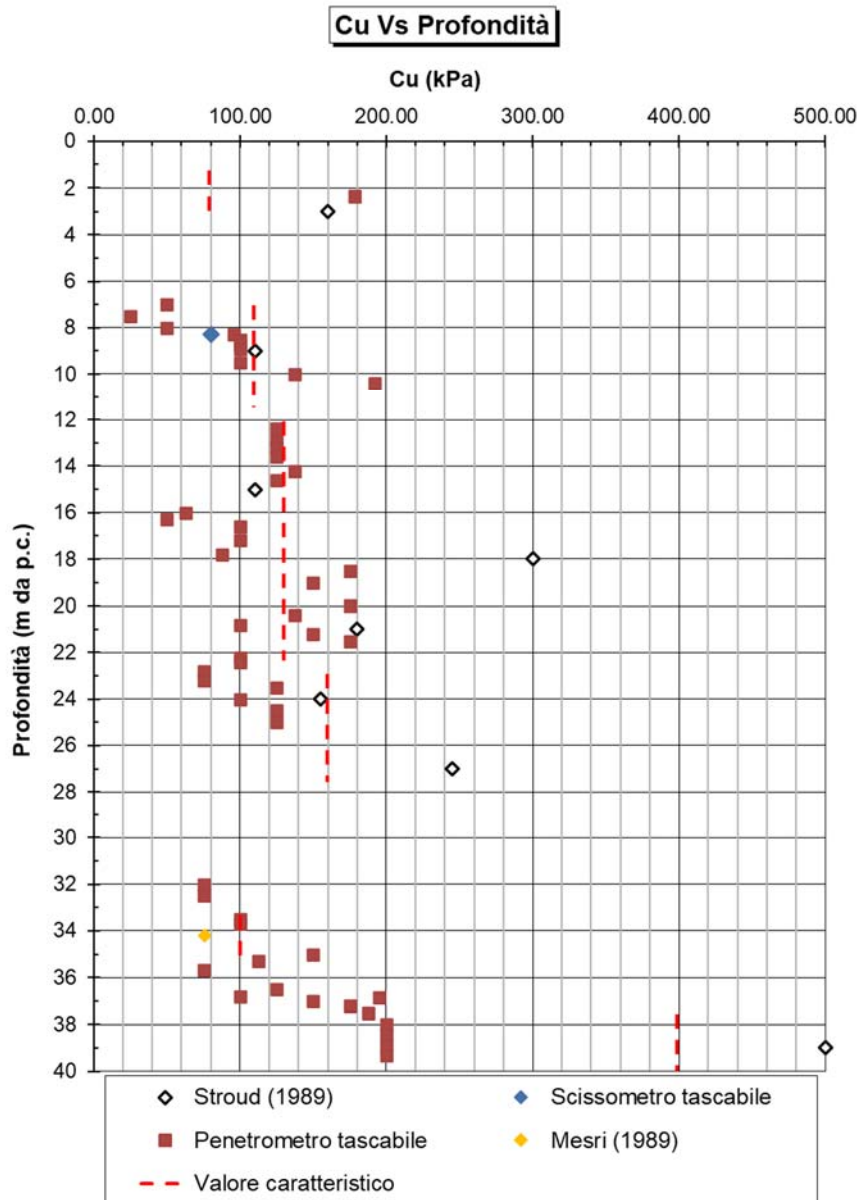


Figura 8-17 – Resistenza al taglio non drenata Cu

Parametri di resistenza al taglio drenati Vs Profondità

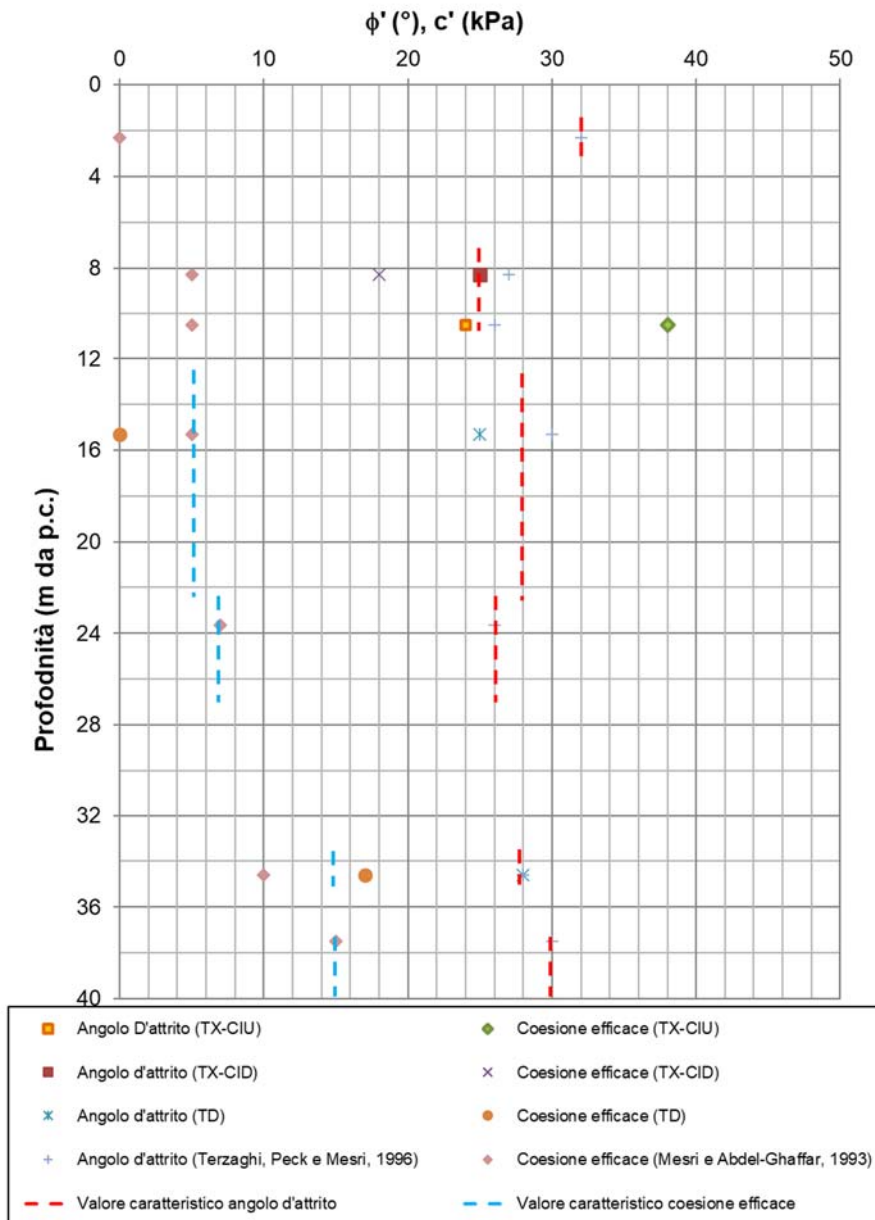



Figura 8-18 – Parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate

	PROGETTO DEFINITIVO					
SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A	FOGLIO 55 di 68

8.4.4 Caratteristiche di deformabilità

Sulla base della prova edometrica eseguita sull'argilla ad una profondità di 2,3 m da piano campagna sono stati stimati:

- L'indice di Compressione C_C , il cui valore è risultato pari a 0,18;
- L'indice di Ricompressione C_R , il cui valore è risultato pari a 0,03;
- La massima tensione verticale efficace alla quale il terreno è stato sottoposto in sito alla profondità di prelievo del campione, il cui valore è risultato circa pari a 230 kPa;
- L'indice di sovraconsolidazione OCR, il cui valore è risultato circa pari a 5.

8.5 Caratteristiche di conducibilità idraulica

Con riferimento allo strato più superficiale di materiali limosi appartenenti alla Facies A, il coefficiente di permeabilità in sito è stato determinato direttamente in sito con prova Lefranc (Figura 8-19) e con prova edometrica, ottenendo una conducibilità idraulica variabile tra $5,17E-10$ e $2,57E-6$. Si noti come il valore sia estremamente variabile in base alla prova con il quale è stato misurato. Una prova Lefranc è stata effettuata anche alla profondità di 10,3 m da piano campagna la quale ha permesso di determinare il valore della conducibilità idraulica per i materiali della Facies A a tale profondità, ottenendo un valore pari a $1,56E-06$.

Per ulteriori valutazioni riguardanti la conducibilità idraulica in sito si rimanda al Doc. Rif. [20].

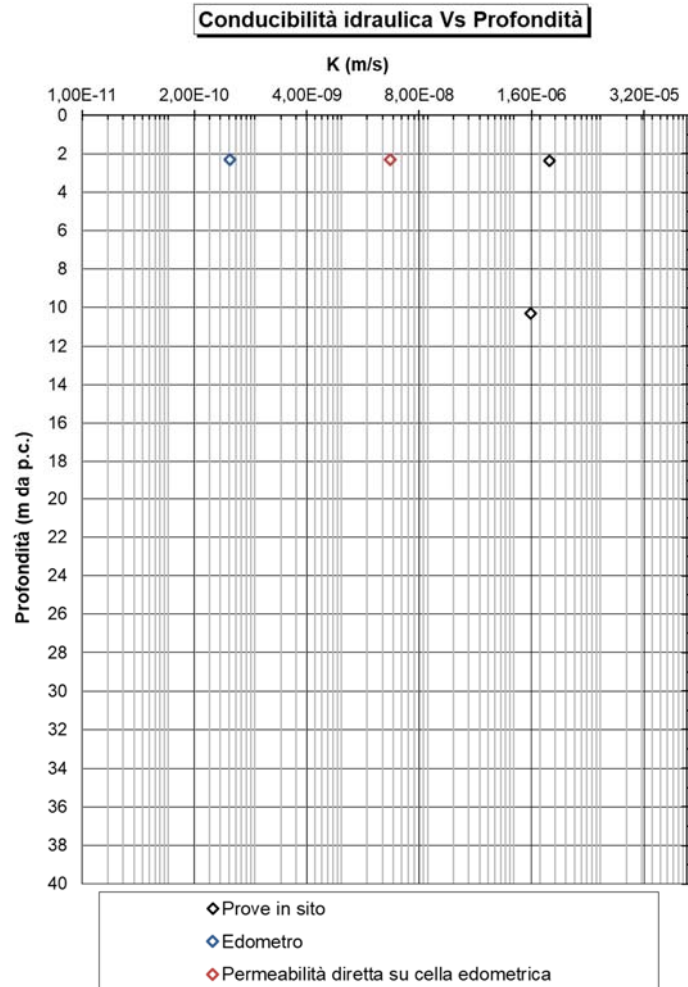



Figura 8-19 – Coefficienti di permeabilità

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

9 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Sulla scorta della caratterizzazione geotecnica del sito discussa al capitolo precedente, ai fini del dimensionamento delle opere di fondazione si fa riferimento al modello geotecnico riportato in Tabella 9-1. Si noti che la stratigrafia di progetto riportata in Tabella 9-1 e Tabella 9-2 si riferisce ai soli materiali presenti in sito. I parametri geotecnici caratteristici per i materiali antropici atti al riempimento a tergo dell'opera di sostegno vengono riportati in Tabella 9-3.

Tabella 9-1 – Stratigrafia di progetto

Strato	Profondità (m)	Facies	Descrizione
1	0-1,2	Riperto	Sabbie con ghiaie sciolte
2	1,2-3,4	A	Limo con argilla e sabbia ghiaioso
3	3,4-7,0	B	Ghiaia con sabbia limosa
4	7,0-11,3	A	Limo e argilla
5	11,3-12,5	B	Sabbia con ghiaia limosa argillosa
6	12,5-22,5	A	Limo e argilla sabbiosi
7	22,5-27,3	C	Limo con argilla ghiaioso
8	27,3-33,5	C	Sabbia con argilla
9	33,5-35,0	C	Argille con limo ghiaiose
10	35,0-37,5	C	Ghiaia con argilla
11	>37,5	C	Argille con sabbia

In assenza di dati derivanti da ulteriori indagini nelle aree strettamente limitrofe, la stratigrafia è stata definita sulla base del sondaggio S6 e sulla base delle sezioni geologiche.

9.1 Parametri geotecnici caratteristici dei materiali in sito

Secondo le NTC2018 [1] il "valore caratteristico" di un parametro geotecnico deve rappresentare una stima ragionata e cautelativa del parametro nello stato limite considerato.

Gli stati limite da considerare per le opere in progetto riguardano sostanzialmente stabilità, collasso e deformazioni di strutture a sostegno di scavi profondi o di strutture di fondazione che, per le dimensioni e le rigidzze in gioco, coinvolgono volumi elevati di terreno. La valutazione degli stati limite è effettuata mediante analisi di interazione, in cui si tiene conto della rigidzza delle opere.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici di riferimento sono scelti in modo da costituire, per ciascuno di essi, una stima cautelativa, prossima o inferiore al valore medio ricavato dai risultati delle indagini.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici rilevanti per le analisi qui presentate sono riepilogati in Tabella 9-2.

Tabella 9-2 – Parametri geotecnici caratteristici dei materiali in sito

Strato	Profondità fondo strato	γ_n	φ'	c'	C_u	OCR	Eop	C_c	C_r	K
	[m da p.c.]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[m/s]
1	1,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	3,4	19,5	32	0	80	2	25	0,18	0,03	3,7E-8 – 2,5E-7
3	7,0	19	35	-	-	-	25	-	-	-
4	11,3	19,5	25	28	110	1	25	-	-	1,5E-6
5	12,5	19	35	-	-	-	50	-	-	-
6	22,5	19,5	28	5	130	1	40	-	-	-
7	27,3	19,5	26	7	160	1	90	-	-	-
8	33,5	19	32	-	-	-	100	-	-	-
9	35,0	19,5	28	15	100	1	25	-	-	-
10	37,5	19	35	-	-	-	130	-	-	-
11	-	19,5	30	15	400	1	200	-	-	-

9.2 Parametri geotecnici caratteristici dei materiali antropici

In Tabella 9-3 si riportano i parametri geotecnici dei materiali antropici il cui impiego è previsto per la realizzazione del rilevato sul quale verrà realizzata l'opera in progetto. Tali parametri sono da ritenersi minimi e valori inferiori renderebbero non più valido quanto esposto nei paragrafi successivi. La soluzione progettuale prevede che il riempimento a tergo del muro raggiunga una quota maggiore di 2 m rispetto a quella dell'attuale piano campagna.

Tabella 9-3 - Parametri geotecnici caratteristici dei materiali antropici

Strato	γ_n	φ'	c'	C_u	Eop
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]
Riempimento	19	35	-	-	20

10 PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

10.1 Tipologia di fondazione

Dato il ridotto valore dei carichi agenti e le buone caratteristiche geotecniche dei terreni presenti, l'opera in progetto verrà fondata su fondazioni dirette. Tipicamente si realizzano fondazioni a trave rovescia e plinti di dimensioni limitate: larghezza di base pari a 1 m e spessore pari a 0,35m (Figura 10-1)

Per ovviare a possibili criticità di natura idraulica, si prevede di posizionare l'opera in rilevato, il quale viene realizzato tramite rimozione dello stato di terreno di riporto, realizzazione di muri di sostegno perimetrali rispetto la sottostazione e successivo raggiungimento della quota di progetto, maggiore di 2,1 m rispetto all'attuale piano campagna, con riempimento a tergo dell'opera di sostegno. Il piano di posa delle opere di fondazione è previsto alla quota del piano campagna attuale (Figura 10-2)

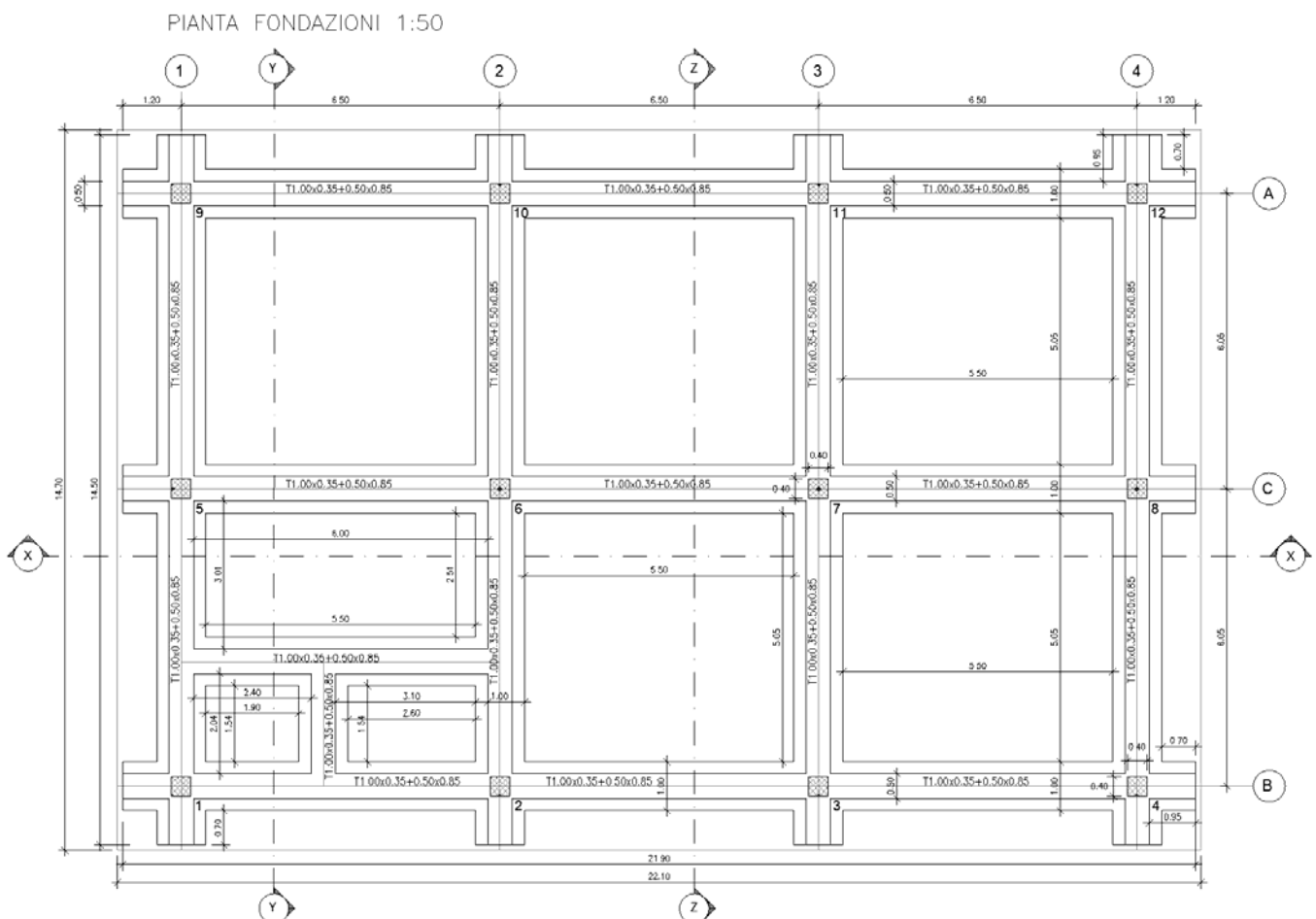


Figura 10-1 - Esempio di pianta fondazioni per strutture come quella in progetto

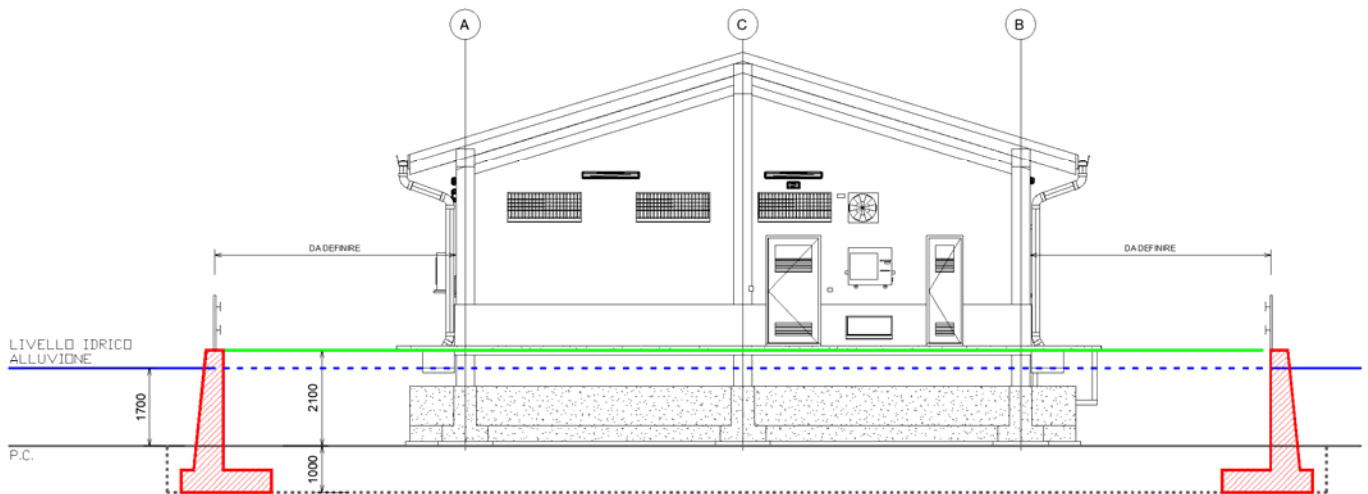


Figura 10-2 – Sezione trasversale

10.2 Capacità portante

10.2.1 Metodologia

Il calcolo della resistenza di progetto nei confronti della capacità portante R_d per le fondazioni dell'opera in progetto è sviluppato in accordo alle NTC2018 [1].


Le valutazioni riguardanti le fondazioni dirette sulla SSE vengono sviluppate come segue:

- Valutazione della resistenza geotecnica in condizioni statiche (SLU): Approccio 2 Cap. 6.4.2 NTC2018 [1] (A1+M1+R3). I coefficienti parziali sulle azioni A1, sui parametri geotecnici dei terreni M1 e sulle resistenze R3 sono riportati rispettivamente in Figura 10-3, Figura 10-4, Figura 10-5;
- La verifica della resistenza geotecnica in condizioni sismiche (SLV) prevede che i coefficienti sulle azioni e sui materiali siano posti uguali all'unità e che i coefficienti sulle resistenze siano gli stessi considerati in condizioni statiche, riportati in Figura 10-5, pertanto la resistenza di progetto R_d sarà la medesima delle condizioni statiche.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Figura 10-3. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni per le verifiche SLU (Tab.6.2.I NTC2018 [1])

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,0	1,0

Figura 10-4. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno per le verifiche SLU (Tab.6.2.II NTC2018 [1])

La capacità portante di progetto della fondazione superficiale R_d è stata valutata dividendo il valore caratteristico per il valore di γ_r

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Figura 10-5. Coefficienti parziali γ_R sulle resistenze caratteristiche dei pali per verifiche SLU (Tab.6.4.I NTC2018 [1])

La capacità portante di progetto della fondazione superficiale R_d viene valutata a partire dal valore caratteristico in accordo alla seguente equazione:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_r} = \frac{q_{lim} * B' * L'}{\gamma_r}$$

essendo:

$B' * L' =$ area resistente efficace in accordo a Meyerhof, 1963 [43] (Figura 10-6)

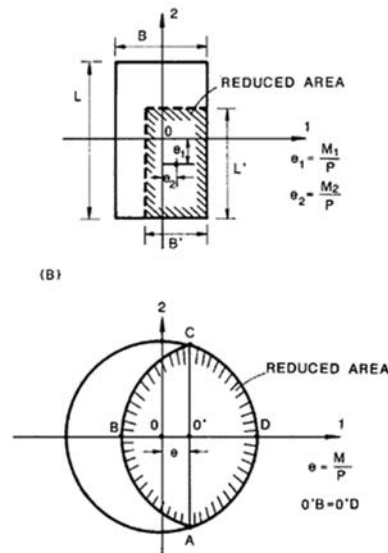


Figura 10-6 – Dimensioni efficaci per fondazioni quadrate e circolari sottoposte a carichi eccentrici (Meyerhof, 1963 [43])

Il valore caratteristico e successivamente quello di progetto della capacità portante R_d è stato calcolato con riferimento alla formulazione di Brinch-Hansen (1970 [25]) e Vesic (1973 [54]) .

Poiché la soluzione progettuale prevede la sostituzione dello strato di riporto e la realizzazione di un rilevato con materiale granulare adeguatamente compattato, stimare la capacità portante delle opere fondazionali trascurando la presenza di tale strato risulterebbe eccessivamente cautelativo. Per considerare la presenza di più strati si è considerato il metodo proposto da Bowles (1960, [27]), il quale prevede innanzitutto di stimare la profondità del meccanismo di collasso in accordo alla seguente formulazione:

$$H = 0,5B * \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)$$


essendo:

H = la massima profondità da piano di posa raggiunta dal meccanismo di collasso

B = la larghezza della fondazione

φ' = l'angolo di resistenza al taglio dello strato superficiale.

Nel caso il valore di H risulti inferiore dello spessore dello strato di terreno superficiale l'effetto della stratificazione del terreno in sito può essere trascurato, in caso contrario il calcolo secondo la formulazione proposta da Brinch-Hansen (1970 [25]) e Vesic (1973 [54]) viene effettuato considerando i parametri geotecnici caratteristici ottenuti dalla media pesata sulla profondità H definita in precedenza.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

Il metodo prevede di considerare la presenza di più strati nel solo caso in cui il meccanismo di rottura raggiunga una profondità tale da superare lo strato superficiale,

In accordo alle NTC2018 [1] la verifica è da ritenersi soddisfatta se la resistenza di progetto R_d risulta non inferiore alle azioni di progetto:

$$E_d \leq R_d$$

10.2.2 Risultati

Nel presente paragrafo si riportano i valori resistenza di progetto R_d di progetto per fondazioni superficiali aventi dimensioni assimilabili a quelle previste per l'opera in progetto (Tabella 10-1).

Tabella 10-1 – Dimensioni delle fondazioni studiate

Fondazione	B'	L'
	[m]	[m]
1	1	1
2	1	2
3	1	∞
4	2	2
5	2	∞

Poiché il livello di falda risulta ad una profondità tale da non interessare lo strato di materiale fine più superficiale (Facies A), la capacità portante è stata stimata in condizioni drenate. Il calcolo è stato svolto considerando, ove necessario, la presenza di più strati di terreno, in accordo a quanto esposto nel paragrafo precedente.

In Figura 10-7 si mostrano i valori della resistenza di progetto R_d ottenuti rispettivamente per H/N (rapporto tra azione verticale e orizzontale) nullo e pari al 10%, oltre che per profondità del piano di posa pari a 0 m, 1 m e 2 m rispetto la massima quota del rilevato.

Si noti che i valori resistenza di progetto di R_d fanno riferimento alle dimensioni efficaci della fondazione B' ed L', definite in accordo al paragrafo precedente.

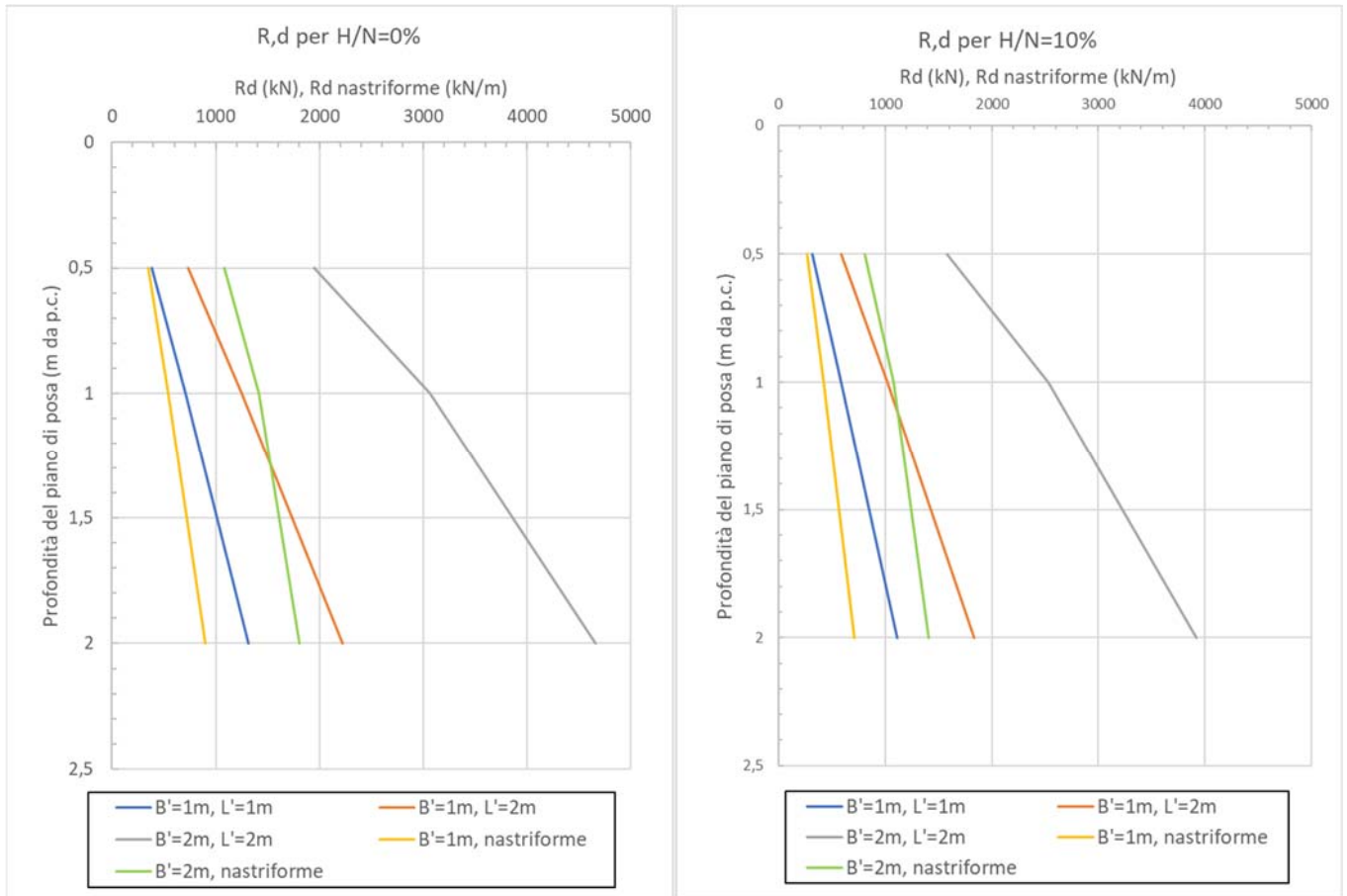



Figura 10-7 – Valori di R_d ottenuti per $H/N=0\%$ (a sinistra) e $H/N=10\%$ (a destra)

10.3 Calcolo dei cedimenti

10.3.1 Metodologia

In accordo alla stratigrafia e i parametri caratteristici dei terreni descritti al §9.1, il calcolo del cedimento è stato svolto considerando l'incremento di sforzo nel terreno con la profondità in accordo alla teoria elastica di Boussinesq (1885) [26], la quale assimila il terreno ad un semi-spazio elastico lineare, omogeneo, isotropo ed un carico uniformemente distribuito.

Il valore totale del cedimento è stato calcolato come la somma dei cedimenti degli strati di terreno a grana grossa e degli strati di terreno a grana fine dovuti all'incremento di sforzo nel singolo strato. Per entrambe le tipologie di terreno il cedimento è stato ottenuto integrando la soluzione di Boussinesq (1885) [26] (Si veda Poulos and Davis, 1974 [46]). Il cedimento totale al piano di posa della fondazione è stato ottenuto sommando il contributo di ogni strato dove l'incremento di sforzo dovuto ai carichi applicati risulta maggiore del 10% rispetto allo stato di sforzo originario in sito.

	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

Per considerare l'interazione tra terreno e fondazione si è definito il parametro di rigidità relativa per fondazioni rettangolari K_R (Fraser e Wardle, 1986 [32]) :

$$K_r = \frac{4 E_f}{3 E'} * \left(\frac{1 - \nu^2}{1 - \nu_f^2} \right) * \left(\frac{t}{B} \right)^2$$

essendo:

- E_f = il modulo elastico del calcestruzzo;
- E' = il modulo elastico del terreno;
- ν = il coefficiente di Poisson del calcestruzzo;
- ν_f = il coefficiente di Poisson del terreno;
- t = lo spessore della fondazione;
- B = la larghezza della fondazione.

La fondazione è da considerarsi rigida se $K_R > 10$ e flessibile per $K_r < 0,05$. Per i casi intermedi verranno forniti i cedimenti in centro e allo spigolo della fondazione e quelli per fondazione rigida.

La stima del cedimento è stata svolta con riferimento alla pressione netta p_{net} , ovvero l'incremento di sforzo agente sul piano di posa della fondazione rispetto alla tensione geostatica preesistente.

Il calcolo è stato svolto per le medesime fondazioni di cui al paragrafo precedente.

10.3.2 Risultati

Nelle tabelle mostrate in seguito si riportano i cedimenti ottenuti per fondazioni aventi dimensioni plausibili con riferimento alla struttura in progetto, la profondità del piano di posa è stata considerata pari a 2 m da piano campagna. Il valore del cedimento è stato stimato per valori di p_{net} pari a 40 kPa (Tabella 10-2), 80 kPa (Tabella 10-3) e 120 kPa (Tabella 10-4).

Tabella 10-2 - Valori di cedimento atteso – $p_{net} = 40$ kPa

Tipo di fondazione	K_R	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
B=1m, L=1m	69	-	-	0,1
B=1m, L=2m	69	-	-	0,2
B=1m, nastriforme	69	-	-	0,2
B=2m, L=2m	7,3	0,3	0,1	0,2
B=2m, nastriforme	7,3	0,5	0,2	0,4

Tabella 10-3 - Valori di cedimento atteso – $p_{net} = 80$ kPa

Tipo di fondazione	K_R	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
B=1m, L=1m	69	-	-	0,3
B=1m, L=2m	69	-	-	0,4
B=1m, nastriforme	69	-	-	0,5
B=2m, L=2m	7,3	0,6	0,3	0,5
B=2m, nastriforme	7,3	1,1	0,6	0,9


Tabella 10-4 - Valori di cedimento atteso – $p_{net} = 120$ kPa

Tipo di fondazione	K_R	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
B=1m, L=1m	69	-	-	0,5
B=1m, L=2m	69	-	-	0,6
B=1m, nastriforme	69	-	-	0,9
B=2m, L=2m	7,3	1,0	0,5	0,8
B=2m, nastriforme	7,3	1,8	1,0	1,5

10.4 Modulo di reazione di sottofondo

10.4.1 Metodologia

Nei calcoli strutturali l'interazione terreno-struttura può essere modellata in maniera semplificata adottando il ben noto modello di Winkler. Il modello assume che tra la pressione (p) in un punto della superficie e il corrispondente cedimento (w) esiste una proporzionalità diretta, esprimibile mediante il coefficiente $k_s = p/w$ che prende il nome di coefficiente di sottofondo o coefficiente di Winkler e che, nel modello, diventa una caratteristica del terreno. L'interazione tra fondazione e terreno è quindi ricondotta a quella di una piastra (o trave) che poggia su un letto di molle elastiche, indipendenti tra loro, di rigidezza costante k_s .

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

Il modello si caratterizza per il fatto che il cedimento resta localizzato al di sotto dell'impronta della fondazione e che il suo valore, una volta che sia assegnato quello di k_s non dipende dalle dimensioni in pianta della fondazione. Nonostante tali effetti non siano realistici, il modello viene generalmente utilizzato per il calcolo delle fondazioni, avendo il pregio di essere molto semplice e di fornire valori di sollecitazioni che sono poco sensibili al variare di k_s in un intervallo molto ampio.

In letteratura sono presenti numerose correlazioni che permettono di stimare il valore della costante k_s in funzione delle dimensioni della fondazione B ed L, del modulo di Young del calcestruzzo E, del modulo di Young del terreno E_s e del coefficiente di Poisson ν_s .

Nella presente, in funzione della granulometria prevalente del materiale, si è fatto riferimento alle seguenti correlazioni:

- Meyerhof (1963, [42]);
- Vesic (1963, [53]);
- Selvadurai (1979, [49]);
- Bowles (1960, [27]).

In accordo a Meyerhof (1963, [42]) il valore del coefficiente k_s può essere definito con la seguente legge:

$$k_s = \frac{E_s}{B * (1 - \nu_s^2)}$$

Vesic (1963, [53]) la seguente formulazione per la determinazione del coefficiente di reazione di sottofondo:

$$k_s = \frac{0.65 * E_s}{B * (1 - \nu_s^2)} * \sqrt[12]{\frac{B^4 * E_s}{EI}}$$

essendo:

I = l'inerzia della sezione trasversale della fondazione

Il valore del coefficiente k_s può essere definito anche sulla base della correlazione proposta da Selavadurai (1979, [49]):

$$k_s = \frac{0.65}{B} \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)}$$

Per tenere in considerazione la tridimensionalità delle opere di fondazione, Bowles (1960, [27]) ha proposto una correlazione dipendente anche dalla lunghezza L della fondazione:

$$k_s = \frac{E_s}{B * (1 - \nu_s^2) * c_t}$$

essendo:

c_t = Un coefficiente di forma definito in accordo alla Tabella 10-5


 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO					
	SSE VILLASOR Relazione Geotecnica Piazzale	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0300 001	REV. A

Tabella 10-5 – Fattori di forma per la stima di k_s – Bowles (1960, [27])

Fattore di forma per la stima del coefficiente k_s	
Fondazione rigida	ct
Rettangolare con $L/B < 10$	$0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
Rettangolare con $L/B > 10$	$2 + 0.0089(L/B)$

10.4.2 Risultati

In Tabella 10-6 Nelle tabelle mostrate in seguito si riportano i valori di k_s ottenuti per fondazioni aventi dimensioni plausibili con riferimento alla struttura in progetto e considerando il piano di posa ad una profondità pari a 2 m da piano campagna.

Tabella 10-6 – Costanti di Winkler k_s

Tipo di fondazione	Meyerhof (1963)	Vesic (1963)	Selavadurai (1979)	Bowles (1960)
	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
B=1m, L=1m	21330	12050	13870	25010
B=1m, L=2m	21330	12050	13870	17440
B=1m, nastriforme	21330	12050	13870	9720
B=2m, L=2m	10660	7170	6930	12500
B=2m, nastriforme	10660	7170	6930	5080