

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



CUP J74J22000170001

**DIREZIONE TECNICA**

**S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA CENTRO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

Elettrificazione Linea Cagliari-Oristano

Elaborati sottostazioni

Relazione geotecnica di linea

SCALA:

-

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

RR0S 00 D 29 GE GE0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	M. Trezzi	Giu. 2022	P. Venditto	Giu. 2022	P. 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. 3992 del 1/1/19

File: RR0S00D29GE000001A

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	DEFINIZIONE DELL'ASSETTO STRATIGRAFICO E 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 <math>a_{max}</math>.....</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.....	32
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
8.4	INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO .....	39
8.4.1	Caratteristiche fisiche.....	39
8.4.2	Stato iniziale e di preconsolidazione.....	46
8.4.3	Caratteristiche di resistenza al taglio non drenata e in termini di sforzi efficaci .....	48
8.4.4	Caratteristiche di deformabilità .....	51
8.5	CARATTERISTICHE DI CONDUCIBILITÀ IDRAULICA.....	51
9	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO .....	53

9.1	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEI MATERIALI IN SITO .....	53
10	PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE.....	54
10.1	TIPOLOGIA DI FONDAZIONE.....	54
10.2	CAPACITÀ PORTANTE.....	54
	10.2.1 Metodologia .....	54
	10.2.2 Risultati .....	56
10.3	CALCOLO DEI CEDIMENTI .....	58
	10.3.1 Metodologia .....	58
	10.3.2 Risultati .....	59
10.4	MODULO DI REAZIONE DI SOTTOFONDO.....	60
	10.4.1 Metodologia .....	60
	10.4.2 Risultati .....	62

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A	FOGLIO 5 di 62

## 1 INTRODUZIONE

Nell'ambito del servizio di progettazione per l'Elettrificazione della linea Cagliari-Oristano, nella Regione Sardegna, è prevista la realizzazione di pali elettrici lungo l'intera linea.

Date le basse pressioni scaricate di si prevede di posizionare le opere su plinti di fondazione.

Lo scopo della presente relazione è quello di definire il modello geotecnico e di valutare la capacità portante per alcune fondazioni tipologiche aventi dimensioni plausibili per la tipologia di struttura in progetto. Data la scarsità di dati disponibili la stratigrafia di progetto è stata definita sulla base del sondaggio ritenuto peggiore dal punto di vista delle caratteristiche geomeccaniche degli strati compresi nel volume di influenza delle opere in progetto (Sondaggio S16).

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base delle risultanze delle campagne d'indagini svoltesi nel mese di Novembre e di Dicembre del 2021 e nel corso del 2022, le quali hanno previsto lo svolgimento di test in sito e di laboratorio.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A	FOGLIO 6 di 62

## 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

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A

[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] RR0S00D69F3GE0001001A – “Profilo geologico linea Cagliari-Oristano – Foglio 1 di 4”

[20] RR0S00D69F3GE0001002A – “Profilo geologico linea Cagliari-Oristano – Foglio 2 di 4”

[21] RR0S00D69F3GE0001003A – “Profilo geologico linea Cagliari-Oristano – Foglio 3 di 4”

[22] RR0S00D69F3GE0001004A - “Profilo geologico linea Cagliari-Oristano – Foglio 4 di 4”

## 2.3 Riferimenti bibliografici

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

[24] 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

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

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

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

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

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

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

[31] 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

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

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A	FOGLIO 8 di 62

- [33] Fraser R.A., Wardle L.J., 1976. "Numerical Analysis of Rectangular Rafts on Layered Foundation. Geotechnique, vol.26, n.4, pp.613-630
- [34] 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
- [35] 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.
- [36] 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
- [37] 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.
- [38] 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.
- [39] Lancellotta R. (1991), "Geotecnica", Edizioni Zanichelli.
- [40] Mesri, G. (1989). "A re-evaluation of  $su(mob) = 0.22 p$  using laboratory shear tests." Canadian Geotech. J., 26(1), 162-164.
- [41] 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.
- [42] Meyerhof G.G. (1957), "Discussion on research on determining the density of sands by spoon penetration testing". Proc 4<sup>th</sup> int. conf. soil mechanics and foundation engineering, London, Vol. 3, p. 110
- [43] Meyerhof GG (1963) Some recent research on the bearing capacity of foundations. Can Geotech J 1(1):16–26
- [44] Meyerhof G.G. (1963), "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads". Proc. III ICSMFE, Zurich, Vol.1
- [45] Ohsaki, Y. & Iwasaki, R. 1973. Dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits. Soils and Foundations, 13(4):61-73.
- [46] 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
- [47] Poulos H.G., Davis E.H. (1974). "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics". U.S.A., John Wiley & Sons, Inc.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A	FOGLIO 9 di 62

- [48] 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.
- [49] 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
- [50] Selavadurai, A. P. S. (1979), "The displacements of a rigid circular foundation anchored to an isotropic elastic half-space", Geotechnique
- [51] 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
- [52] 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.
- [53] Terzaghi, K., Peck, R.G., and Mesri, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y., pp. 549.
- [54] Vesic, A.B. (1963) Beams on Elastic Subgrade and the Winkler's Hypothesis. Proceedings of the 5th International Conference of Soil Mechanics, 845-850.
- [55] Vesic A.S., 1973. "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Company, pp. 121-147
- [56] Viggiani C., 1999, "Fondazioni", Hevelius Edizioni

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A

### 3 DESCRIZIONE DELLE OPERE E INQUADRAMENTO DEL SITO

Nell'ambito del servizio di progettazione per l'Elettrificazione della linea Cagliari-Oristano (Figura 3-1) si prevede la realizzazione di pali elettrici (Pali TE) lungo l'intera tratta ferroviaria. Date le esigue pressioni scaricate il progetto prevede di fondare i pali TE su fondazioni superficiali, le caratteristiche delle quali vengono dettagliate 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, 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.

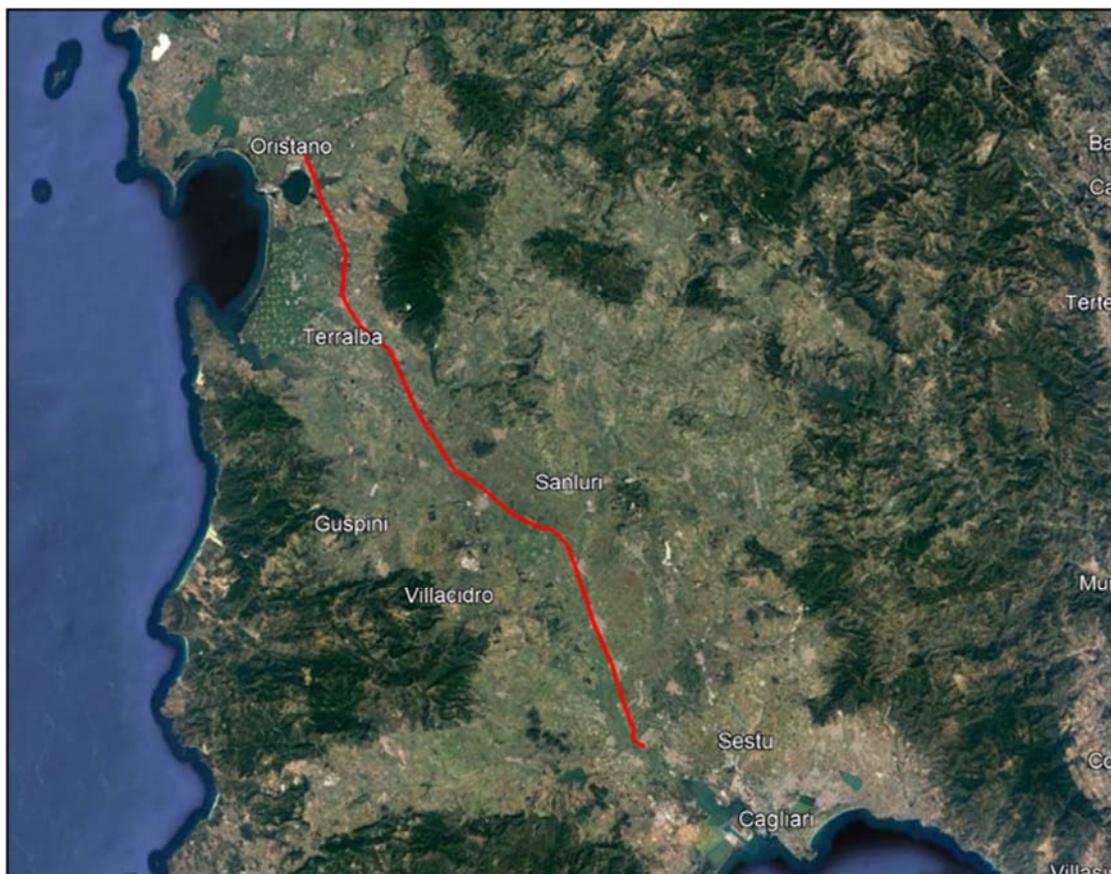


Figura 3-1 - Ubicazione geografica

#### 4 DEFINIZIONE DELL'ASSETTO STRATIGRAFICO E INQUADRAMENTO DEL SITO

La definizione della stratigrafia di calcolo ha previsto l'analisi dei sondaggi e delle prove svolte lungo l'intera tratta ferroviaria nell'ambito del servizio di progettazione per l'Elettrificazione della linea Cagliari-Oristano (Figura 4-1). La scarsa numerosità delle prove non ha permesso la definizione di un profilo geotecnico dell'intera tratta, di conseguenza si procede in questa sede alla definizione dell'assetto stratigrafico ritenuto peggiore con riferimento ai volumi di terreno coinvolti dalle opere in progetto.

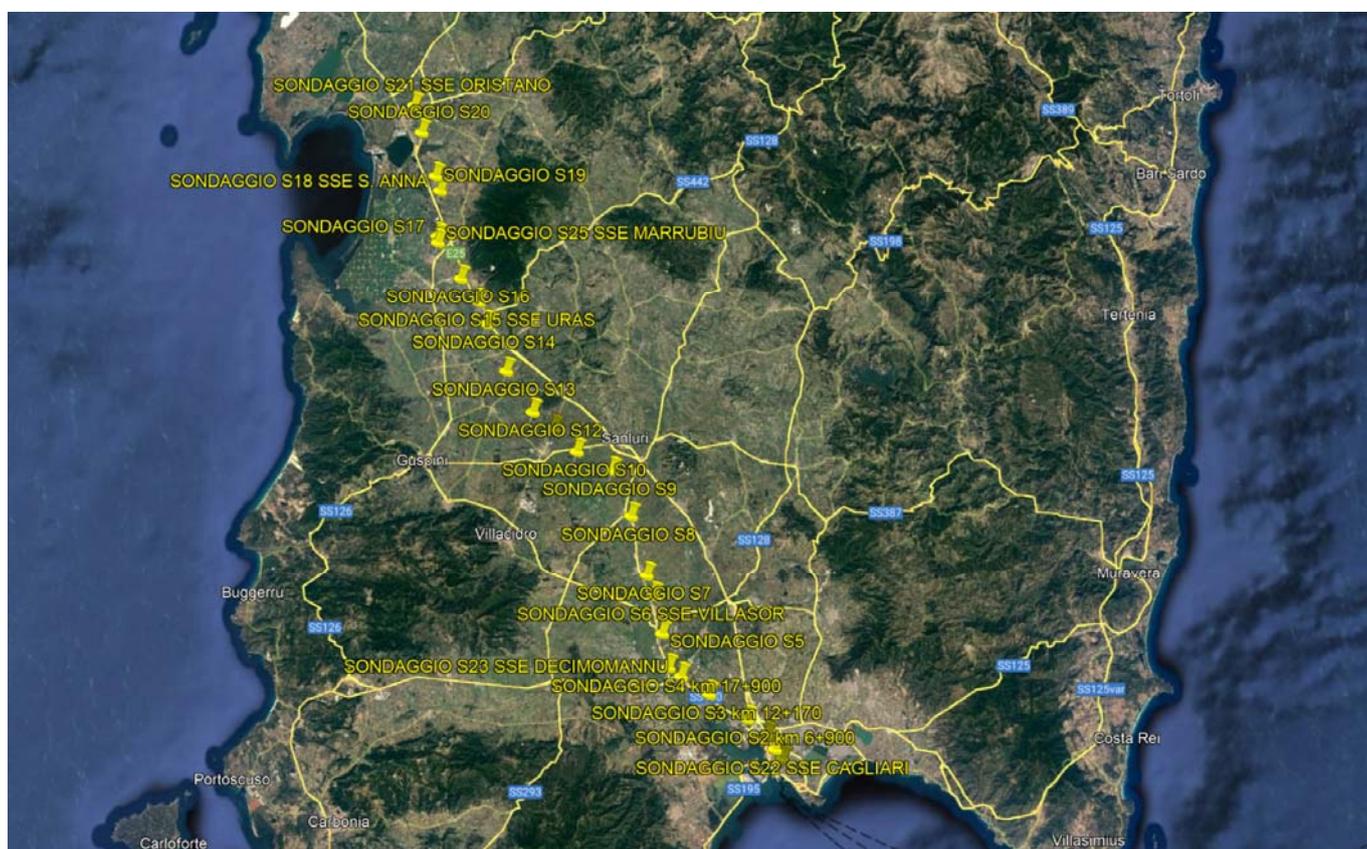


Figura 4-1 – Indagini svolte

Dopo aver analizzato i risultati delle campagne d'indagine, si è scelto come sondaggio di riferimento il sondaggio S16, situato in un'area posta a Nord-Ovest dell'abitato di Uras ad una quota topografica pari a circa 11,79 m s.l.m.. Sebbene il sondaggio S20 presentasse in superficie dei valori di resistenza alla penetrazione simili al sondaggio S16, la scelta è ricaduta su quest'ultimo a causa del livello di falda prossimo al piano campagna e a causa del probabile disturbo durante la prova SPT svolta negli strati superficiali del sondaggio S20, confermato dalle prove di laboratorio.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A

In accordo alle risultanze della campagna d'indagini e con riferimento al profilo geologico [22], al quale si rimanda per ulteriori dettagli, le facies presenti in sito risultano essere (Figura 4-2):

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

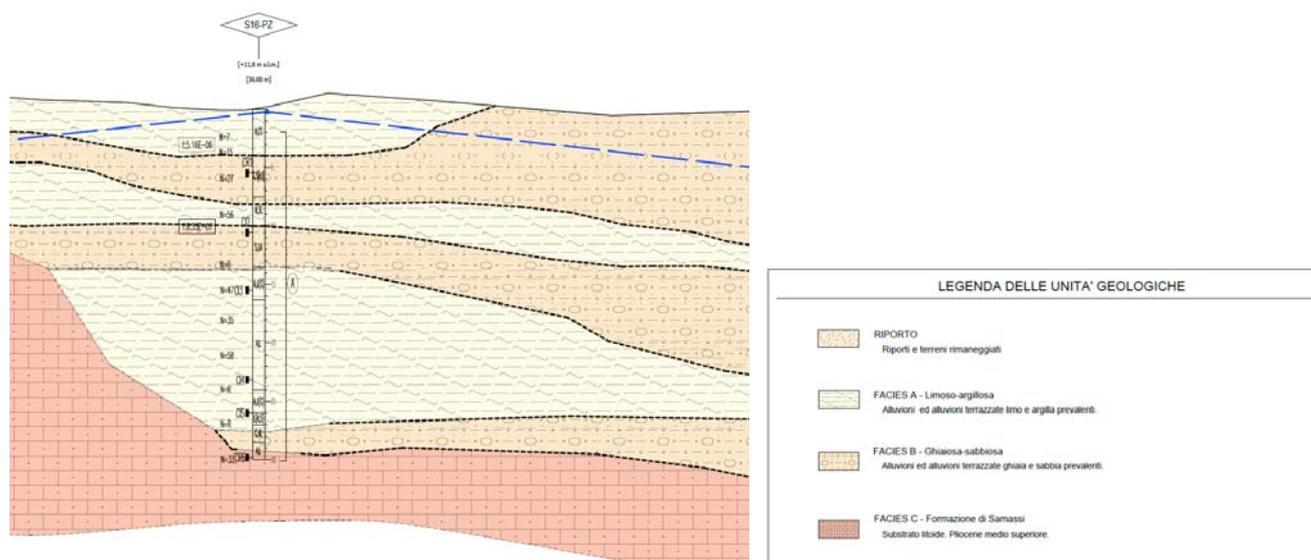


Figura 4-2 – Estratto della sezione geologica (Doc. Rif. [18])

Da un punto di vista sismico la Regione Sardegna risulta essere classificata come Zona 4 ([18]), ovvero caratterizzata da bassissima sismicità.

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

Figura 4-3 – Classificazione sismica e valori di  $a_g$

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A

## 5 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Sulla base di quanto esposto in precedenza, si procede in questa sede alla definizione del modello geotecnico sulla base del solo sondaggio ritenuto rappresentativo (S16).

Nel mese di Novembre e di Dicembre del 2021 è stata svolta una campagna d'indagini con il preciso scopo di ricostruire il modello geologico e geotecnico lungo la linea ferroviaria Cagliari-Oristano, tra questi nel mese di Dicembre del 2021 è stato realizzato il sondaggio di riferimento S16.

Le indagini hanno compreso sondaggi a carotaggio continuo, prove in sito (SPT, prove di permeabilità a carico variabile tipo Lefranc), 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 (S16) a carotaggio continuo spinto ad una profondità di 30 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 2,7 m e 10,3 m di profondità nel sondaggio S16;
- prove con scissometro e penetrometro tascabili su carote estratte all'avanzare della perforazione del sondaggio.



Figura 5-1 – Planimetria con ubicazione delle indagini

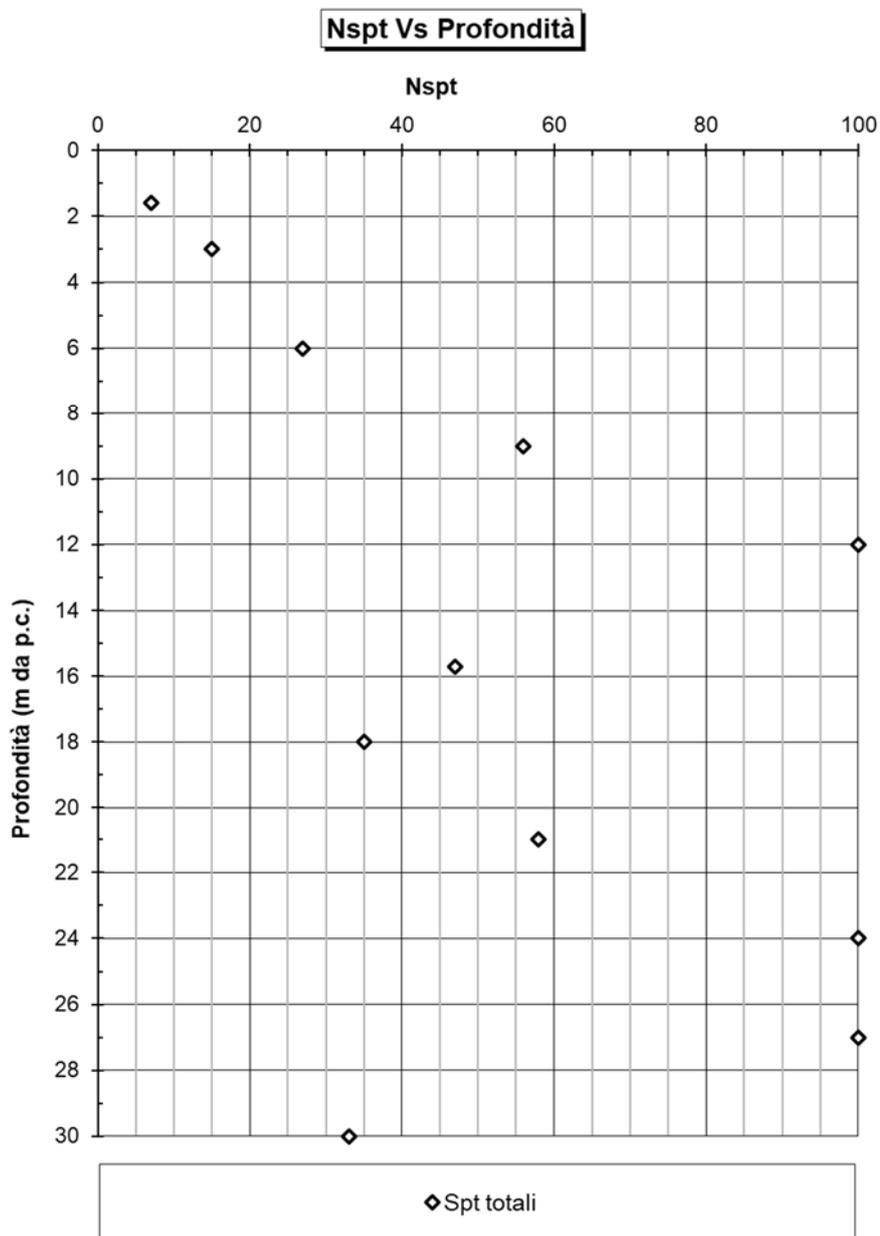


Figura 5-2 – Risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT)  $N_{spt}$

La Figura 5-2 mostra i risultati delle prove SPT eseguite nel sondaggio S66.

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

- da circa piano campagna a 4,0 m di profondità l'intervallo di resistenza alla penetrazione dinamica è variabile tra 7 colpi/30cm e 15 colpi/30cm (Argilla con ghiaia e sabbia);
- da circa 4,0 m a 7,5 m di profondità la resistenza alla penetrazione dinamica è pari a 27 colpi/30cm (Ghiaia con sabbia debolmente argillosa e limosa);
- da circa 7,5 m a 27,0 m di profondità la resistenza alla penetrazione dinamica è variabile tra 35 colpi/30cm e 58 colpi/30cm (Argilla con limo), solo localmente la prova ha mostrato rifiuto;

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A	FOGLIO 15 di 62

- da circa 27,0 m a 28,5 m di profondità la prova di resistenza alla penetrazione dinamica ha mostrato rifiuto (Ghiaia con argilla e limo);
- da circa 28,5 m di profondità la resistenza alla penetrazione dinamica è pari a 33 colpi/30cm (Complesso marnoso siltoso, formazione di Samassi);

## 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 29,5 m e 30,0 m sono state effettuate le analisi granulometriche, le prove per la determinazione delle caratteristiche di consistenza della componente fine e una prova di taglio diretto.

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° 2 prove edometriche;
- n° 2 prove triassiali non consolidate non drenate (Tx-UU);
- n° 3 prove di taglio diretto;
- prove scissometriche e prove con penetrometro tascabile per misure della resistenza dei terreni.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 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 = III;

coefficiente d’uso = 1,5.

si determina:

$V_R = V_N \cdot C_U$  (periodo di riferimento della costruzione) = 75 anni

Date longitudine ( $8^\circ 40' 15.48'' E$ ) e latitudine ( $39^\circ 43' 5.65'' N$ ) 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	45	0,022	2,658	0,291
SLD	75	0,028	2,70	0,303
SLV	712	0,06	2,935	0,358
SLC	1462	0,066	3,027	0,384

### 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 ( $S_T$ ):

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A

I risultati di prove di resistenza alla penetrazione dinamica eseguite nella campagna di indagini 2021 (si veda il profilo delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  in Figura 8-3), 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). Si noti che la categoria di sottosuolo determinata sulla base di quanto esposto in precedenza, risulta coerente con quanto emerso nelle aree limitrofe e, più in generale, lungo la tratta.

### 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	75	0,042
SLV	712	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.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 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.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 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  $\sigma_{v0}'$  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, [47]);
- Gibbs & Holtz (1957, [34]);
- Bazaraa (1967, [24]);
- Meyerhof (1957, [42]).

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986) [51] 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

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

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A

*Tabella 7-1 - Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986 [51])*

<b>Tipo di materiale</b>	<b>A</b>	<b>B</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, [34]) 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:

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

$\sigma_{v0}$  = tensione verticale totale espressa in t/m<sup>2</sup>.

Bazaraa (1967, [24]) 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, [42]) 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) [31], valido per materiali normalmente consolidati,

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 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) [36] 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)

$\sigma'_{v0}$  = 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.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 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  $\sigma_{vo}'$ .

Nella presente si è fatto riferimento alla seguente correlazione:

- Bolton (1986) [25];
- Hatanaka e Uchida (1996) [35];
- Schmertmann (1975) [48].

Per determinare l'angolo di resistenza al taglio di picco  $\phi'$ , Bolton (1986, [25]) ha proposto la seguente correlazione:

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

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

essendo:

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

$\phi'_{cv}$  = angolo di resistenza al taglio a volume costante, corrispondente a pressioni  $\sigma'_{ff}$  elevate (°)

$\sigma'_{ff}$  = 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

$\sigma'_2$  = tensione principale efficace intermedia

$\sigma'_3$  = tensione principale efficace minore

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

*Tabella 7-3 - Valori di  $\varphi'_{cv}$  per sabbie silicee secondo Stroud (1989) [52]*

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

Nel caso specifico vengono assunti valori di  $\varphi'_{cv}$  pari a:

- 32° nelle sabbie;
  - 35° nelle ghiaie
- e valori di m pari a 3.

Hatanaka e Uchida (1996, [35]) 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  $\varphi'$  compresi tra 28° e 44° e per valori di  $N_1$  compresi tra 4 e 28 colpi/300 mm.

L'angolo di attrito  $\varphi'$  può anche essere determinato tramite la seguente correlazione proposta da Schmertmann (1975, [48])

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

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 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:

$\gamma_n$  = peso di volume naturale del terreno, valore medio ( $\text{kN/m}^3$ )

$\nu'$  = modulo di Poisson del terreno

$V_s$  = velocità delle onde di taglio ( $\text{m/s}$ )

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) [36], 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)[36]

	Olocene	Pleistocene
$f_A$	1,0	1,3

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A

Tabella 7-5 - Coefficiente  $f_G$  (funzione della composizione granulometrica), da Ohta & Goto (1978)[36]

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

Seed (1983, [49]) 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, [45]), 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.

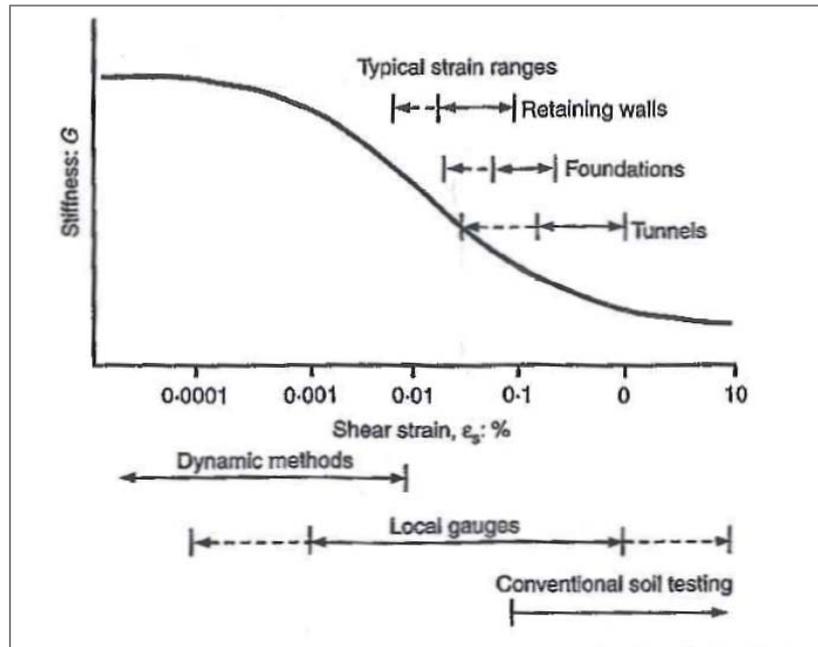


Figura 7-1 - Decadimento del modulo di taglio di un terreno con il livello di deformazione ed intervalli di deformazione tipici nei problemi geotecnici (Atkinson, 2000 [23])

## 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.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 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 [40])

$C_{u,sito} = f_1 * N_{spt}$  la resistenza al taglio non drenata in sito (Stroud, 1989 [52])

Per i terreni normalconsolidati il coefficiente di spinta del terreno a riposo  $k_o$  è stimato sulla base della seguente espressione (Jaky, 1944 [37]):

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

essendo:

$\varphi'$  = 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 [37]):

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

essendo:

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio

$\alpha$  = 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 [52]):

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

essendo:

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

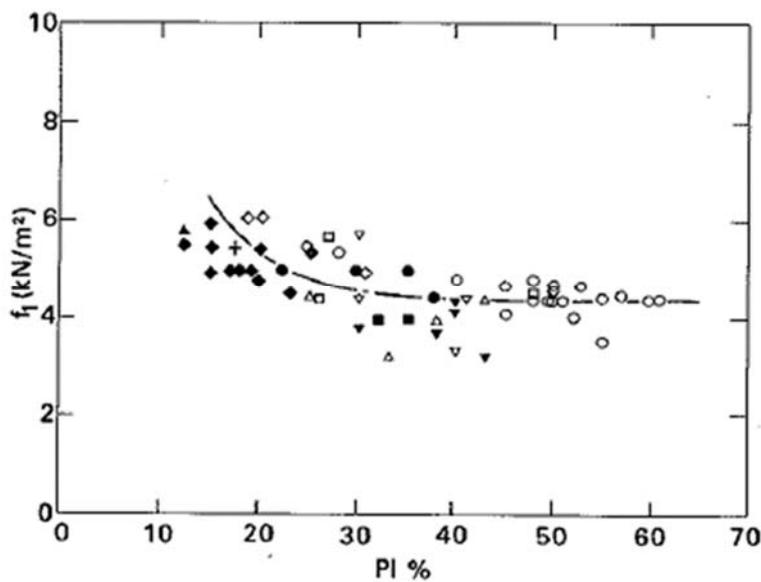


Figura 7-2 – Valore del coefficiente  $f_1$  al variare dell'indice di plasticità IP (Stroud, 1989 [52])

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, [40]), secondo cui:

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

essendo:

$\sigma'_p$  = 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 [53]) che lega  $\phi'$  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 [41]), che lega direttamente il valore di  $c'$  alla pressione di preconsolidazione,  $\sigma'_p$  e al valore della tensione efficace normale agente sulla superficie di rottura,  $\sigma'_n$  (Figura 7-3). In assenza di informazioni riguardanti la pressione di preconsolidazione, si è cautelativamente assunto il terreno come normalconsolidato.

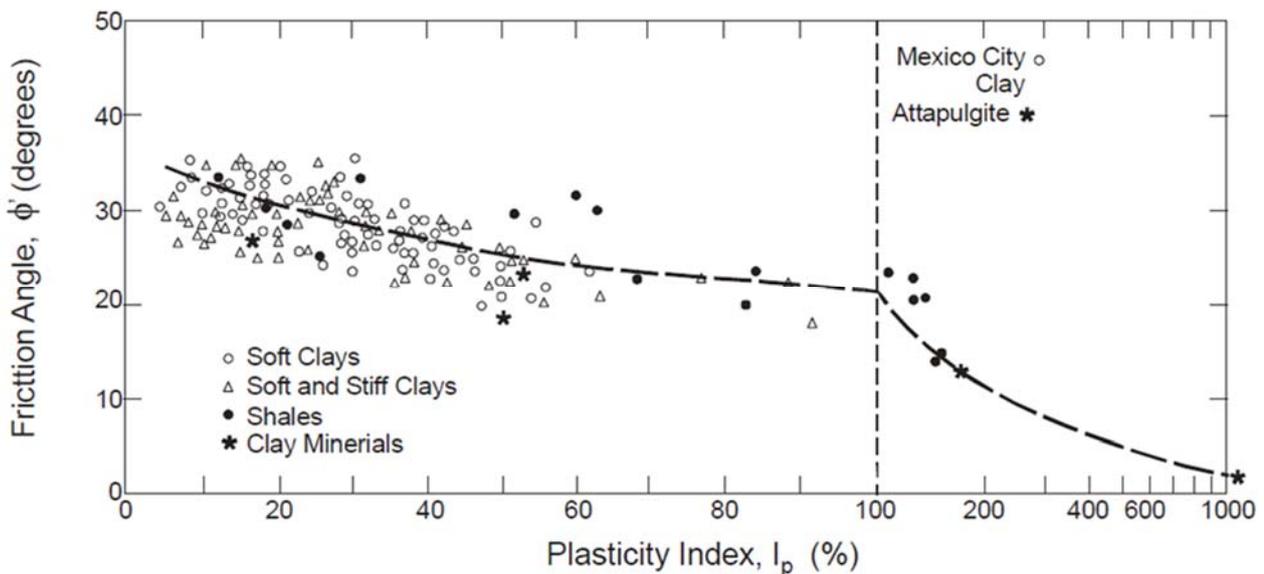


Figura 7-3 – Correlazione tra angolo d'attrito  $\phi'$  e IP (Terzaghi, Peck, and Mesri, 1996 [53])

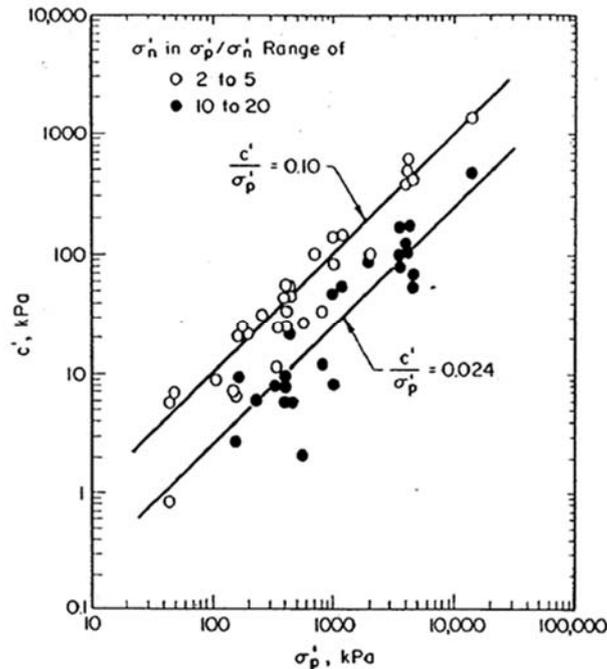


Figura 7-4 - Relazione fra la coesione efficace intercetta  $c'$ , la pressione di preconsolidazione  $\sigma_p'$ , e la tensione efficace normale agente sulla superficie di rottura  $\sigma_n'$  (Mesri e Abdel – Ghaffar, 1993 [41]).

### 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 [36] (dettagli al §7.1.3) imponendo  $f_g$  pari all'unità e considerando il decadimento del modulo in accordo ad Atkinson, 2000 [23]. 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 [56]):

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

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.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A

## 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 dal sondaggio S16 può essere ricondotta a quella riportata nella Tabella 8-1. La quota del piano campagna è da considerarsi pari a 11,79 m s.l.m., come indicato sul certificato del sondaggio stesso.

*Tabella 8-1 – Stratigrafia da Sondaggio S16*

Profondità (m)		Descrizione
da	a	
0,0	4,0	Argilla con ghiaia e sabbia, moderatamente consistente
4,0	7,5	Ghiaia e sabbia debolmente argillosa e limosa, moderatamente addensata
7,5	10,0	Argille con sabbia e limo molto consistente
10,0	13,6	Sabbia fine con limo e argilla molto addensata
13,6	16,2	Argilla con limo sabbiosa, plastica e molto consistente
16,2	24,0	Argille con limo da consistente a molto consistente
24,0	26,0	Argilla con limo ghiaiosa, plastica e molto consistente
26,0	27,0	Limo argilloso sabbioso molto consistente
27,0	28,5	Ghiaia con argilla e limo
28,5	-	Argilla con limo, 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 S16 la falda è stata riscontrata ad una profondità di 0,43 m da p.c., ovvero ad una quota di 11,76 m s.l.m.. Poiché le fondazioni delle opere in progetto poggeranno sul rilevato ferroviario, si ritiene che la falda risulta di conseguenza ad una profondità tale da non interferire con i lavori per la realizzazione dell'opera. Nel caso in cui si preveda di posare le fondazioni ad una quota inferiore rispetto a quella del piano campagna non è possibile escludere possibili interferenze tra l'opera in progetto e la falda..

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A	FOGLIO 33 di 62

### 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, [51]) per i materiali sabbiosi e secondo la correlazione Cubrinowski e Ishihara (2001, [36]) 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 4,0 m e 7,5 m gli strati ghiaiosi (Facies B) mostrano una densità relativa tipicamente maggiore del 40% (materiale mediamente addensato), mentre ad una profondità tra 27,0 m e 28,5 m (Facies B) mostrano una densità relativa tipicamente maggiore dell'80% (materiale mediamente addensato), si noti che data l'assenza dei dati necessari per quest'ultimo strato non è stato possibile definire la densità relativa in accordo alla correlazione di Cubrinowski e Ishihara (2001, [36]).

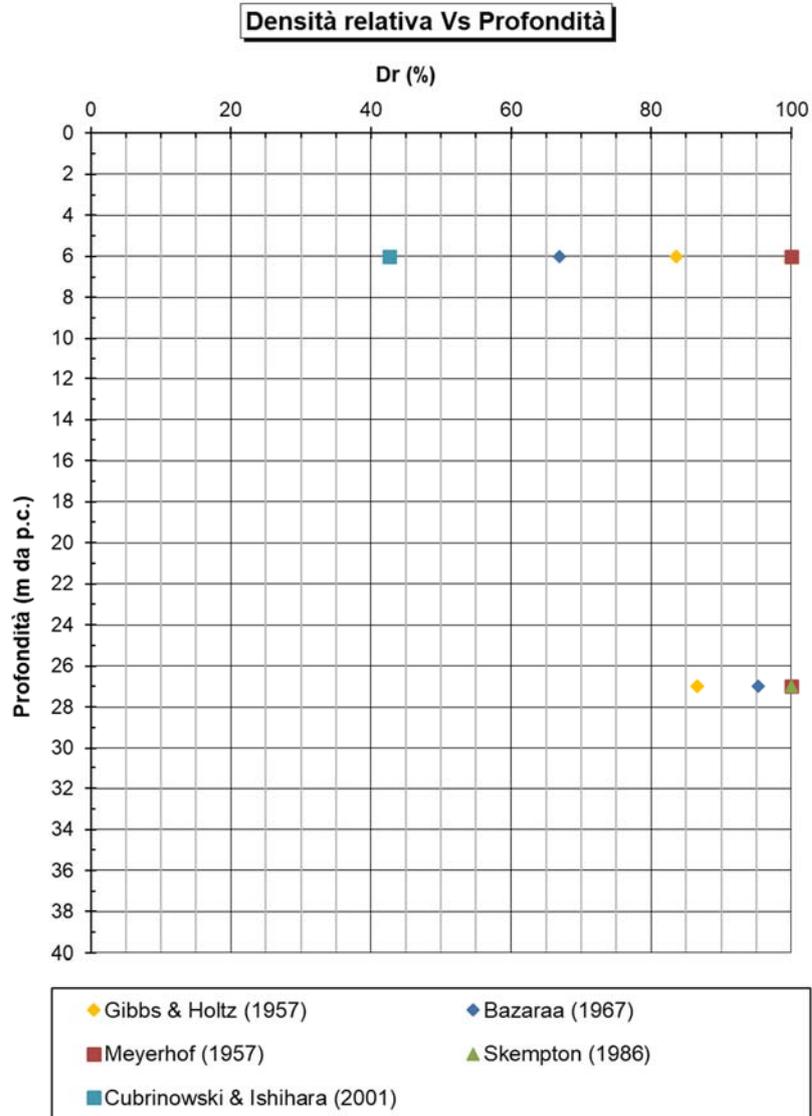


Figura 8-1 - Densità relativa  $D_r$  da  $N_{spt}$

### 8.3.2 Resistenza al taglio in condizioni di tensioni efficaci

In Figura 8-2 si mostra l'angolo di attrito  $\phi'$  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) [25], 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 4,0 m e 7,5 m gli strati ghiaiosi (Facies B) mostrano un angolo d'attrito pari a circa  $37^\circ$ , mentre ad una profondità tra 27,0 m e 28,5 m (Facies B) mostrano un angolo di resistenza al taglio pari a circa  $41^\circ$ , per quest'ultimo strato verrà cautelativamente assunto un angolo d'attrito pari a  $40^\circ$ .

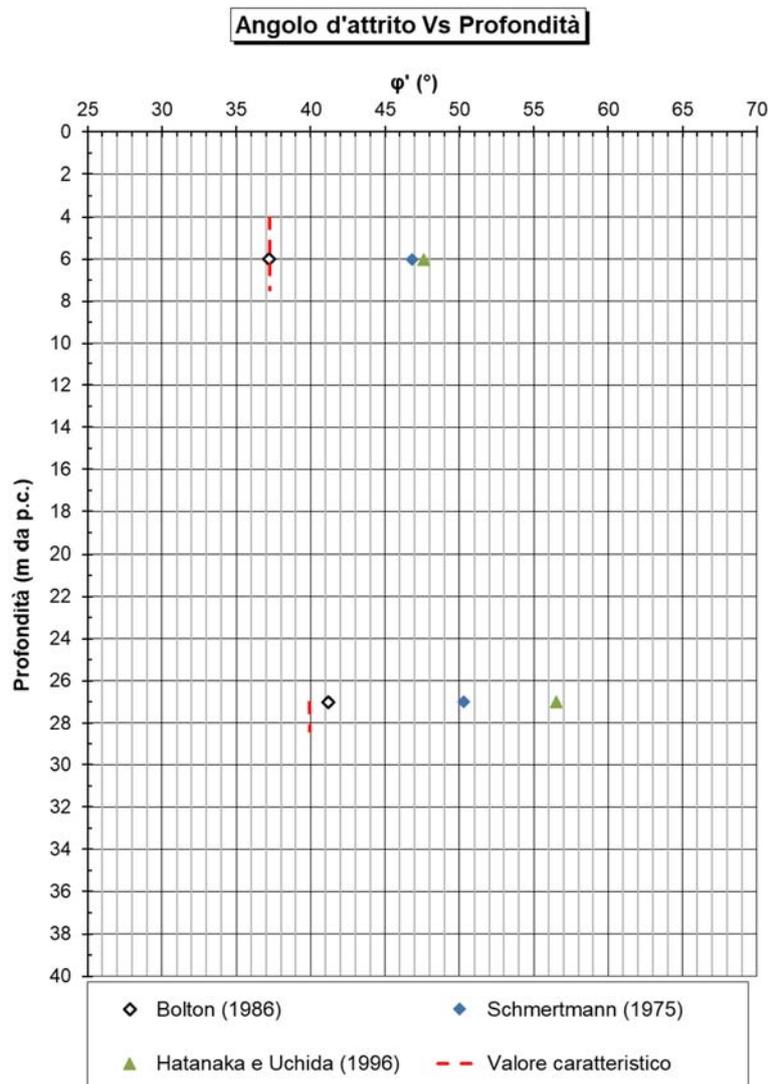


Figura 8-2 – Angolo d'attrito  $\phi'$  da  $N_{spt}$

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 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.

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 sulla correlazione di Ohta e Goto (1978) [46], 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 argilla con ghiaia e sabbia (Facies A) presente ad una profondità compresa tra piano campagna e 4 m:  $G_0 = 20\div 40$  MPa,  $E_0 = 50\div 100$  MPa
- Strato di ghiaia con sabbia (Facies B) presente ad una profondità compresa tra 4,0 m e 7,5 m:  $G_0 = 70\div 160$  MPa,  $E_0 = 170\div 400$  MPa
- Strato di argilla con sabbia (Facies A) presente ad una profondità compresa tra 7,5 m e 27,0 m:  $G_0 = 90\div 400$  MPa,  $E_0 = 220\div 1000$  MPa
- Strato di ghiaia con argilla e limo (Facies B) presente ad una profondità compresa tra 27,0 m e 28,5 m:  $G_0 = 190\div 450$  MPa,  $E_0 = 470\div 1120$  MPa
- Strato di Argilla (Facies C) presente ad una profondità compresa tra 28,5 m e 30,0 m:  $G_0 = 120\div 200$  MPa,  $E_0 = 300\div 500$  MPa

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

- Strato di argilla con ghiaia e sabbia (Facies A) presente ad una profondità compresa tra piano campagna e 4 m:  $E_{op} = 11\div 20$  MPa
- Strato di ghiaia con sabbia (Facies B) presente ad una profondità compresa tra 4,0 m e 7,5 m:  $E_{op} = 35\div 60$  MPa
- Strato di argilla con sabbia (Facies A) presente ad una profondità compresa tra 7,5 m e 27,0 m:  $E_{op} = 45\div 100$  MPa
- Strato di ghiaia con argilla e limo (Facies B) presente ad una profondità compresa tra 27,0 m e 28,5 m:  $E_{op} = 100\div 200$  MPa
- Strato di Argilla (Facies C) presente ad una profondità compresa tra 28,5 m e 30,0 m:  $E_{op} = 60\div 90$  MPa

**Velocità delle onde di taglio Vs Profondità**

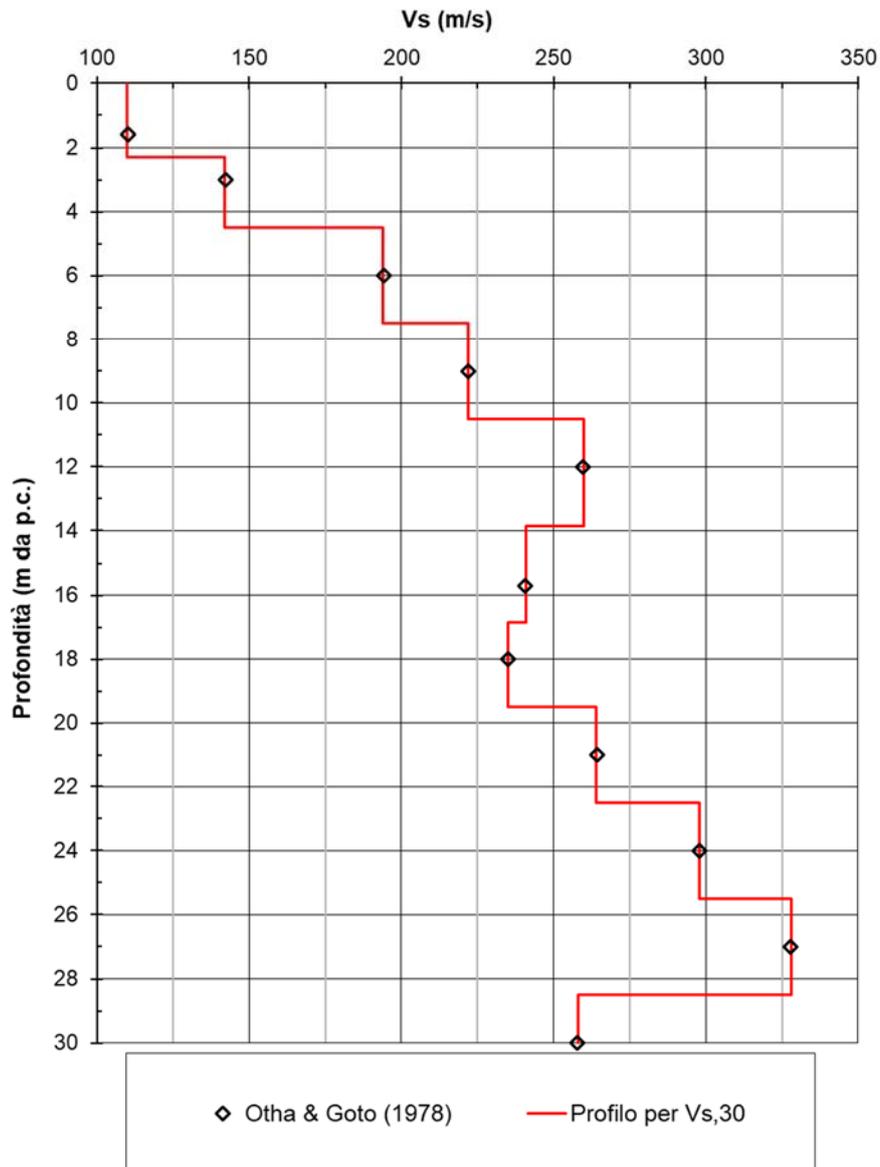


Figura 8-3 – Velocità delle onde di taglio  $V_s$

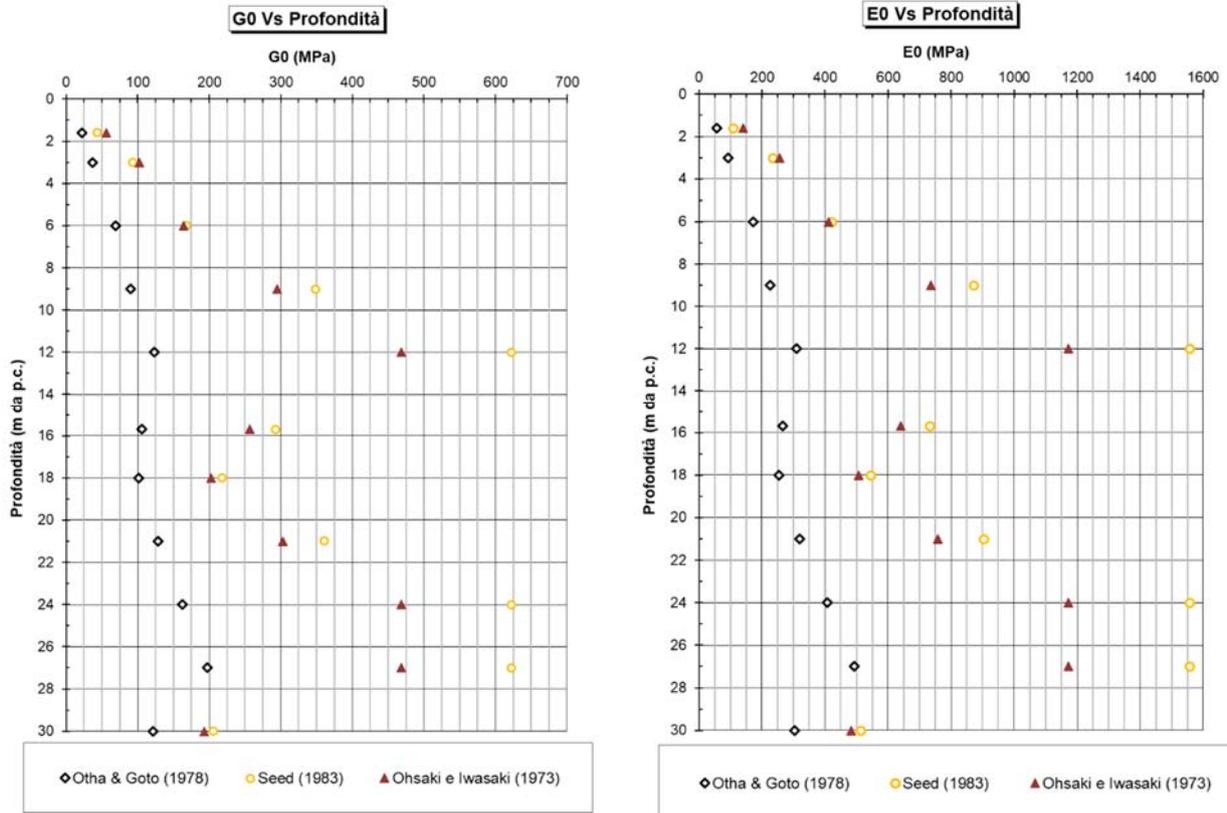


Figura 8-4 – Modulo di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  (a sinistra) Modulo elastico a piccole deformazioni  $E_0$  (a destra)

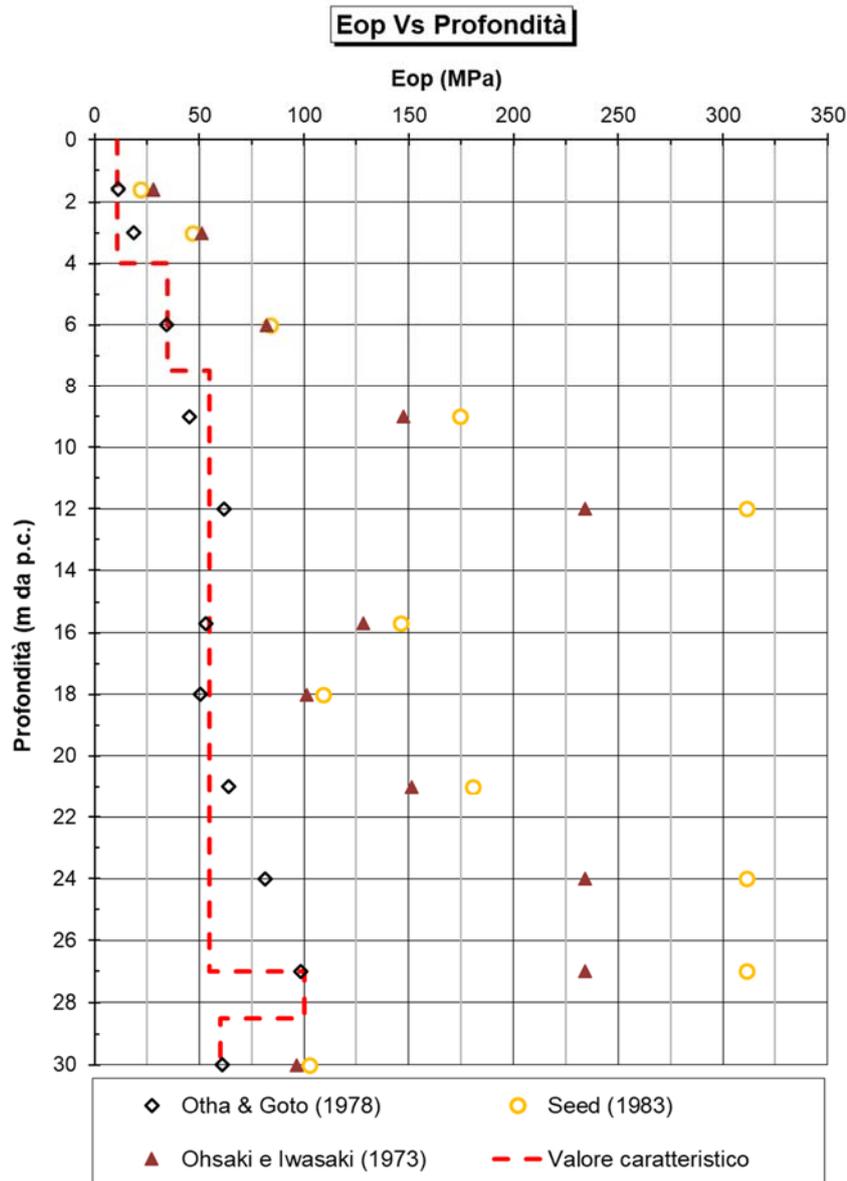


Figura 8-5 – Modulo di Young operativo  $E_{op}$  per fondazioni superficiali

## 8.4 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.

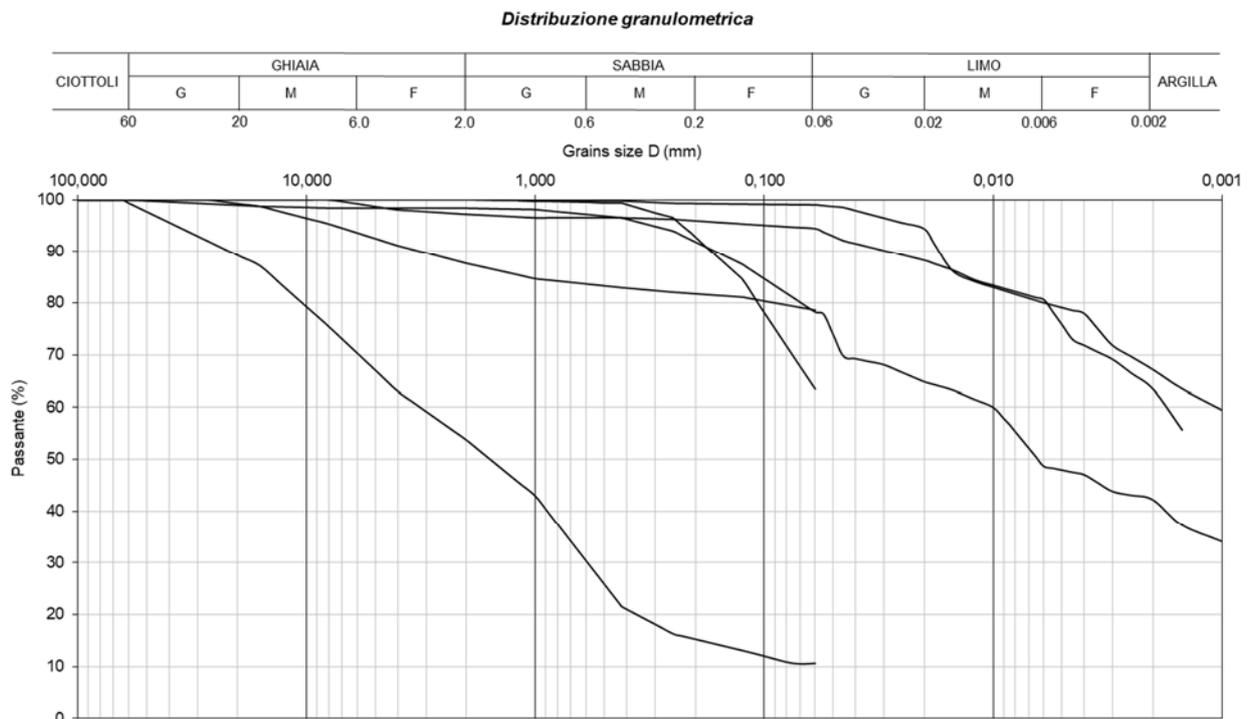
La composizione granulometrica mostra come i materiali facenti parte della Facies B presenti ad una profondità da piano campagna compresa tra 4,0 m e 7,5 m siano principalmente costituiti da ghiaie con una componente sabbiosa pari a circa il 43% e una componente fine pari a circa l'10%.

I materiali facenti parte della Facies A presenti ad una profondità compresa tra 7,5 m e 27,0 m di profondità da piano campagna presentano una componente sabbiosa che raggiunge un valore massimo pari a circa il 20%.

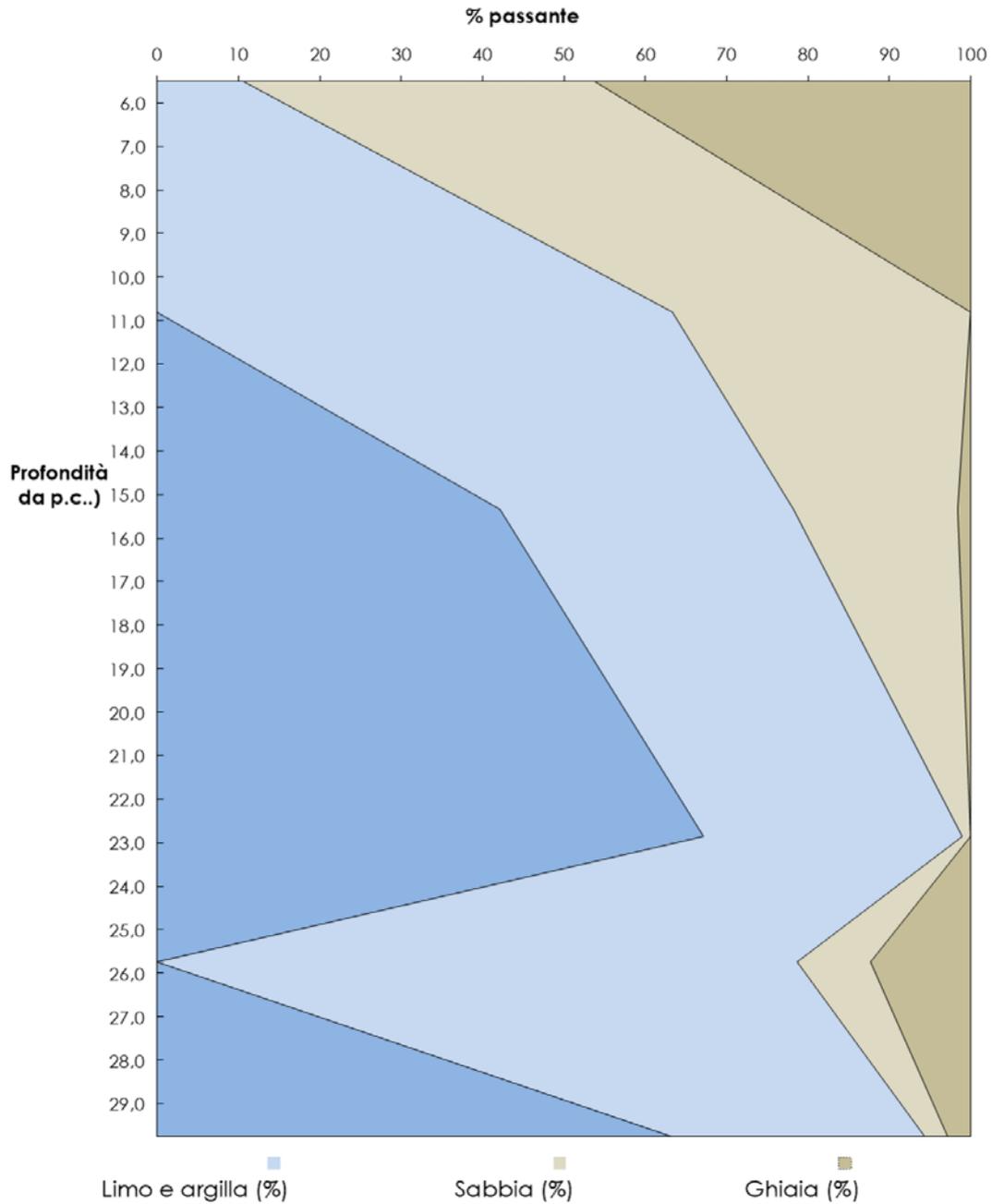
Si noti che la composizione granulometrica dello strato compreso tra 10,0 m e 13,6 m mostri come quest'ultimo sia a matrice prevalentemente fine.

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  $\gamma_n$  (Figura 8-8), di contenuto d'acqua naturale,  $w_n$  (Figura 8-8), dell'indice dei vuoti  $e_0$  (Figura 8-9), del limite liquido  $w_l$  (Figura 8-10) del limite plastico  $w_p$  (Figura 8-10) e dell'indice di plasticità IP (Figura 8-11).

Nella "Carta di plasticità di Casagrande", riportata in Figura 8-12, i campioni prelevati negli strati coesivi ricadono nei campi dei "Limi inorganici di media compressibilità e limi organici", "Limi inorganici ad alta compressibilità e argille organiche" e delle "Argille inorganiche ad alta plasticità".



*Figura 8-6 – Curve granulometriche*



*Figura 8-7 – Ripartizione granulometrica*

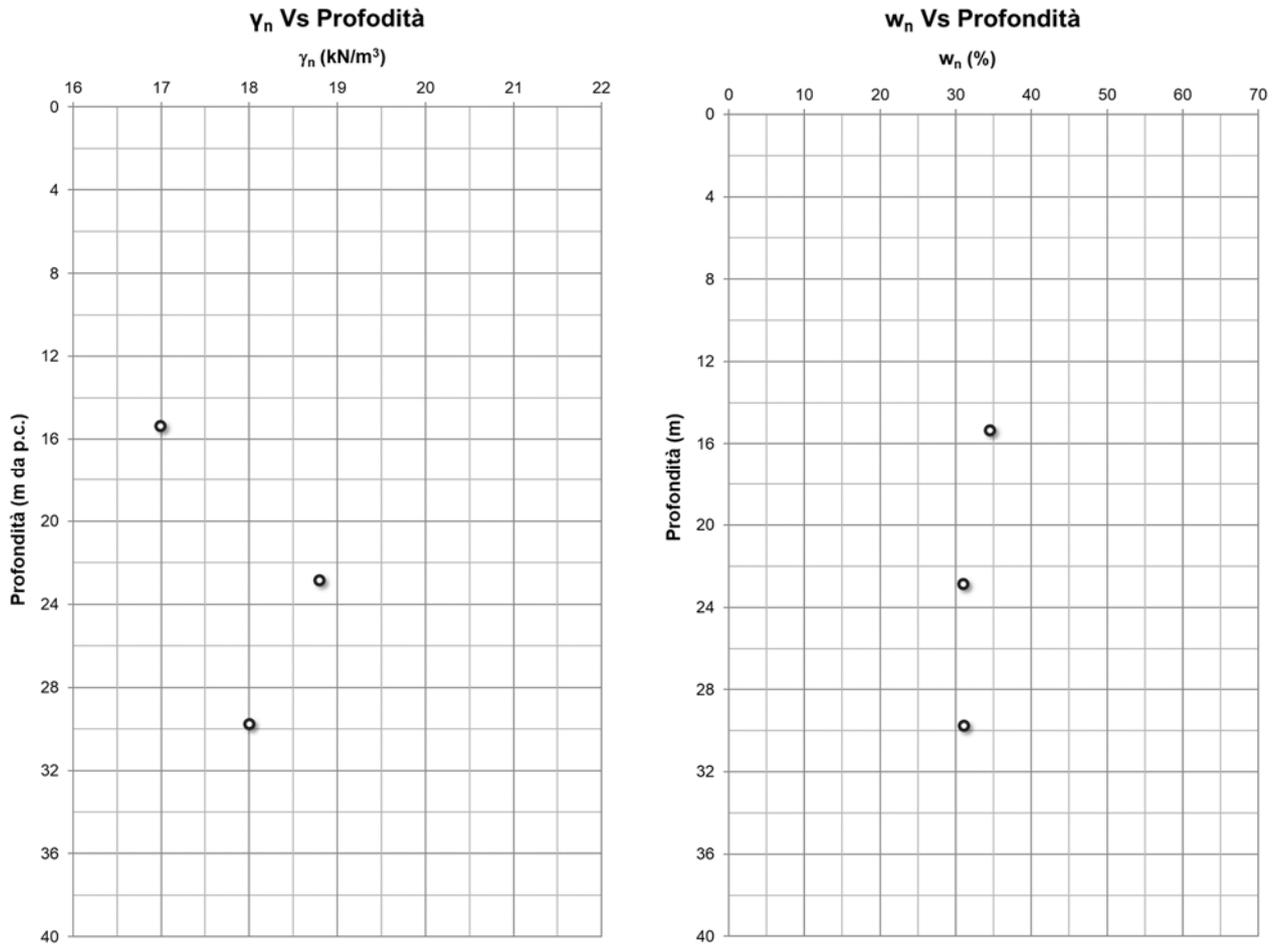


Figura 8-8 – Peso di volume naturale (a sinistra) e contenuto d'acqua naturale (a destra)

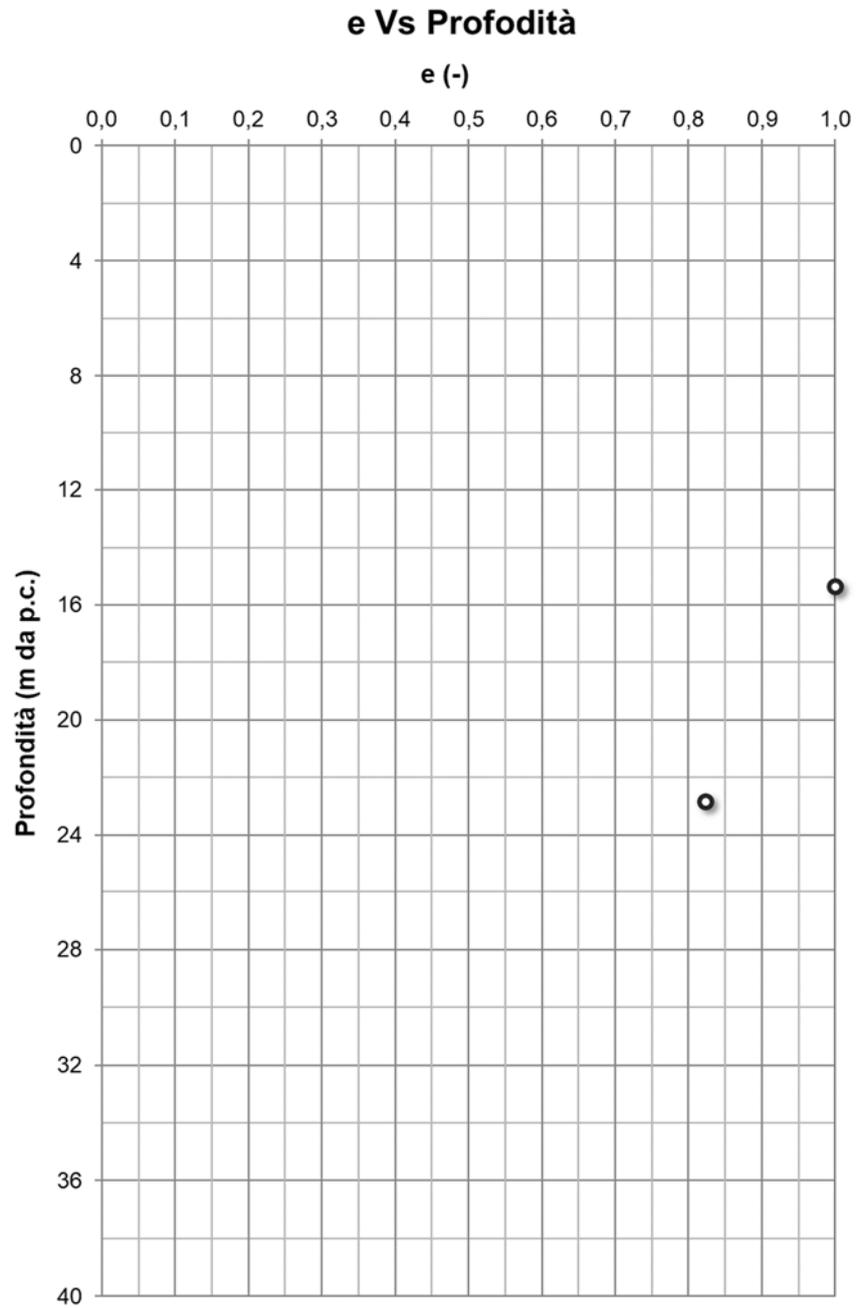


Figura 8-9 – Indice dei vuoti

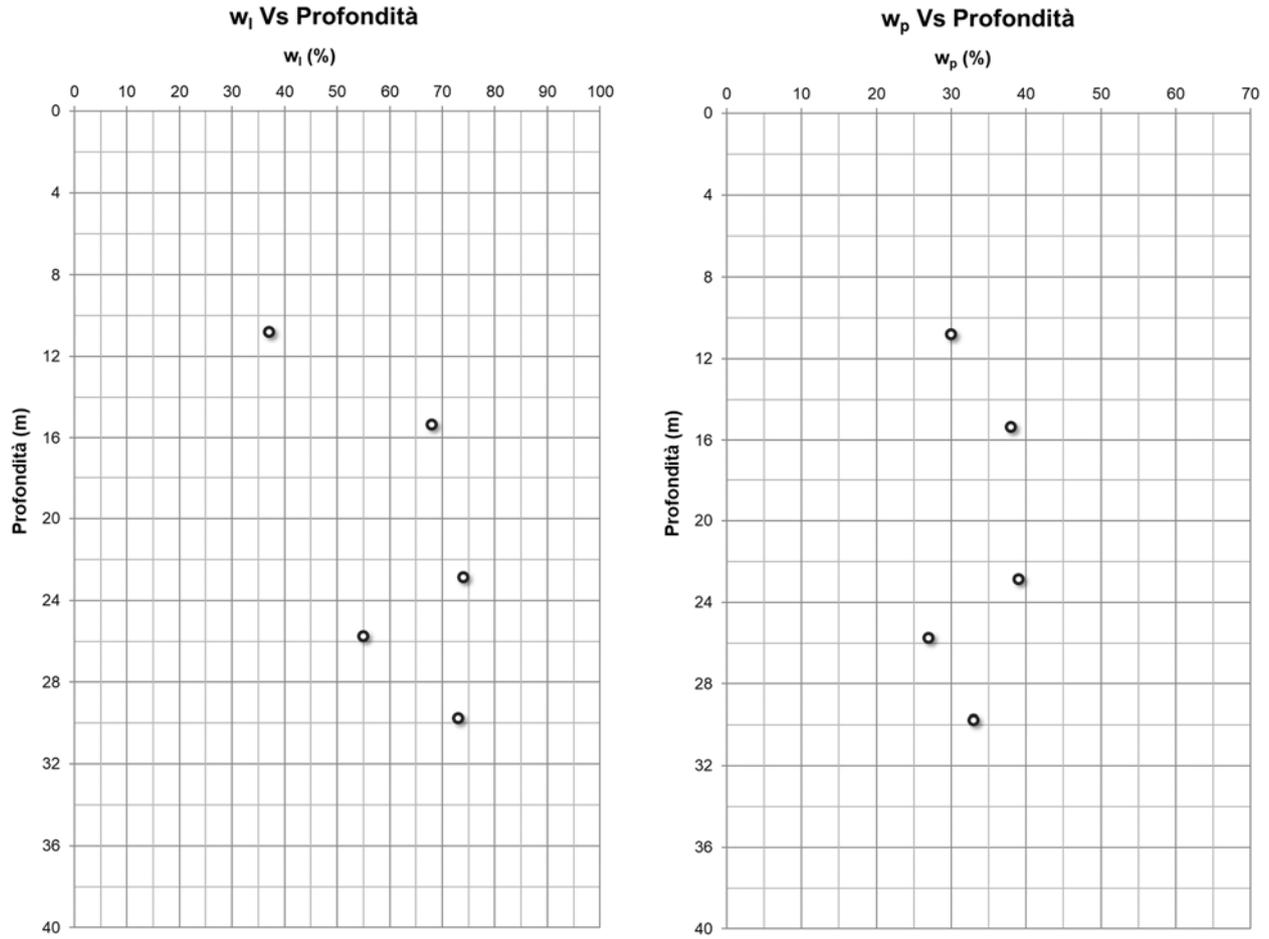
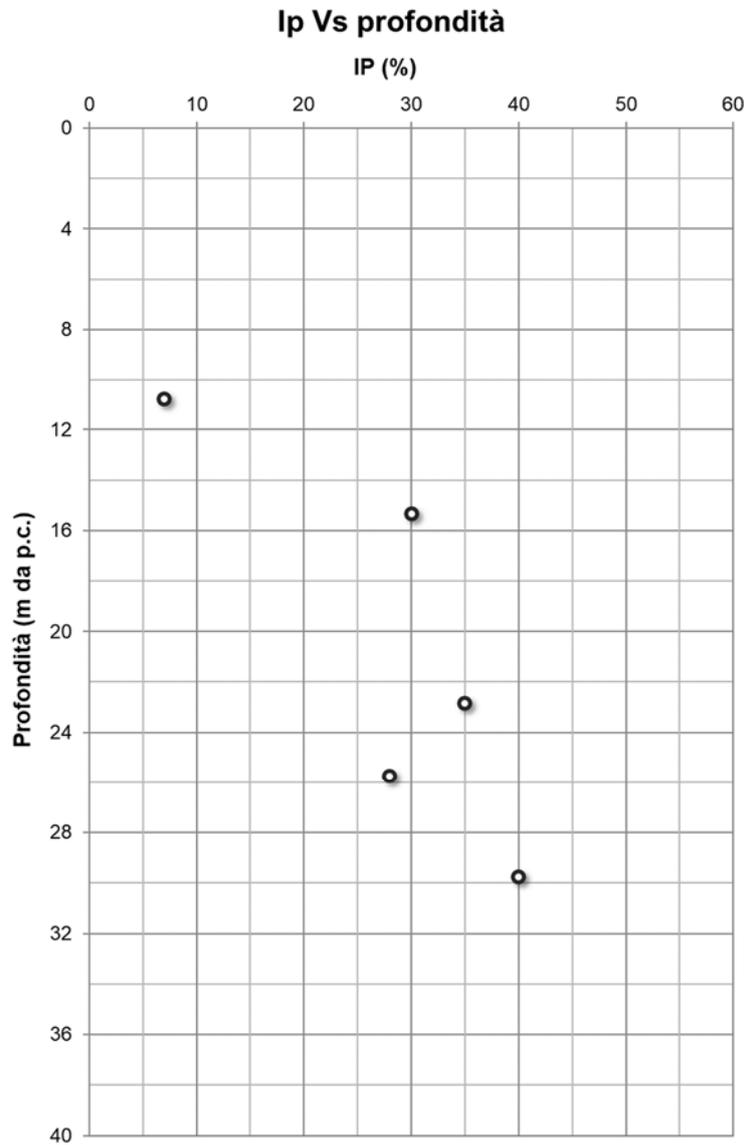


Figura 8-10 – Caratteristiche di plasticità: Limite liquido (a sinistra) e Limite plastico (a destra)



*Figura 8-11 – Caratteristiche di plasticità: Indice di plasticità*

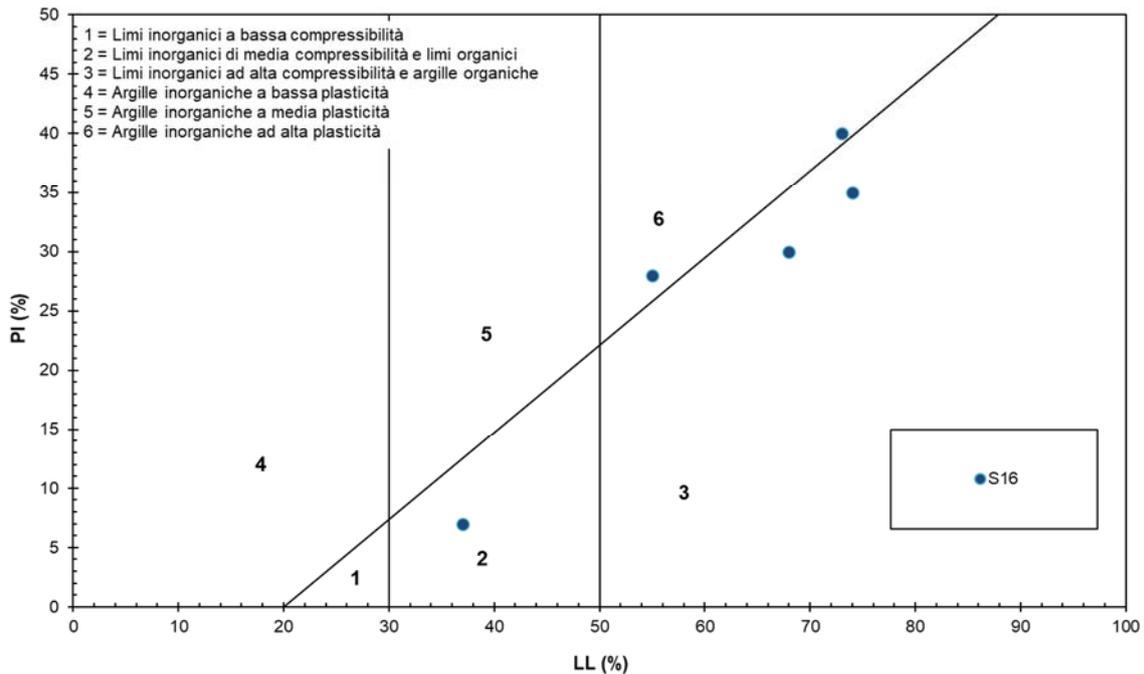


Figura 8-12 – Carta di plasticità di Casagrande

#### 8.4.2 Stato iniziale e di preconsolidazione

Il valore della massima tensione di preconsolidazione  $\sigma'_{vp}$  è stato stimato dalla prova edometrica, ottenendo per la Facies A un valore pari a circa 570 kPa ad una profondità di 15,35 m da piano campagna ed un valore pari a circa 380 kPa ad una profondità di 22,8 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 8-13). 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.

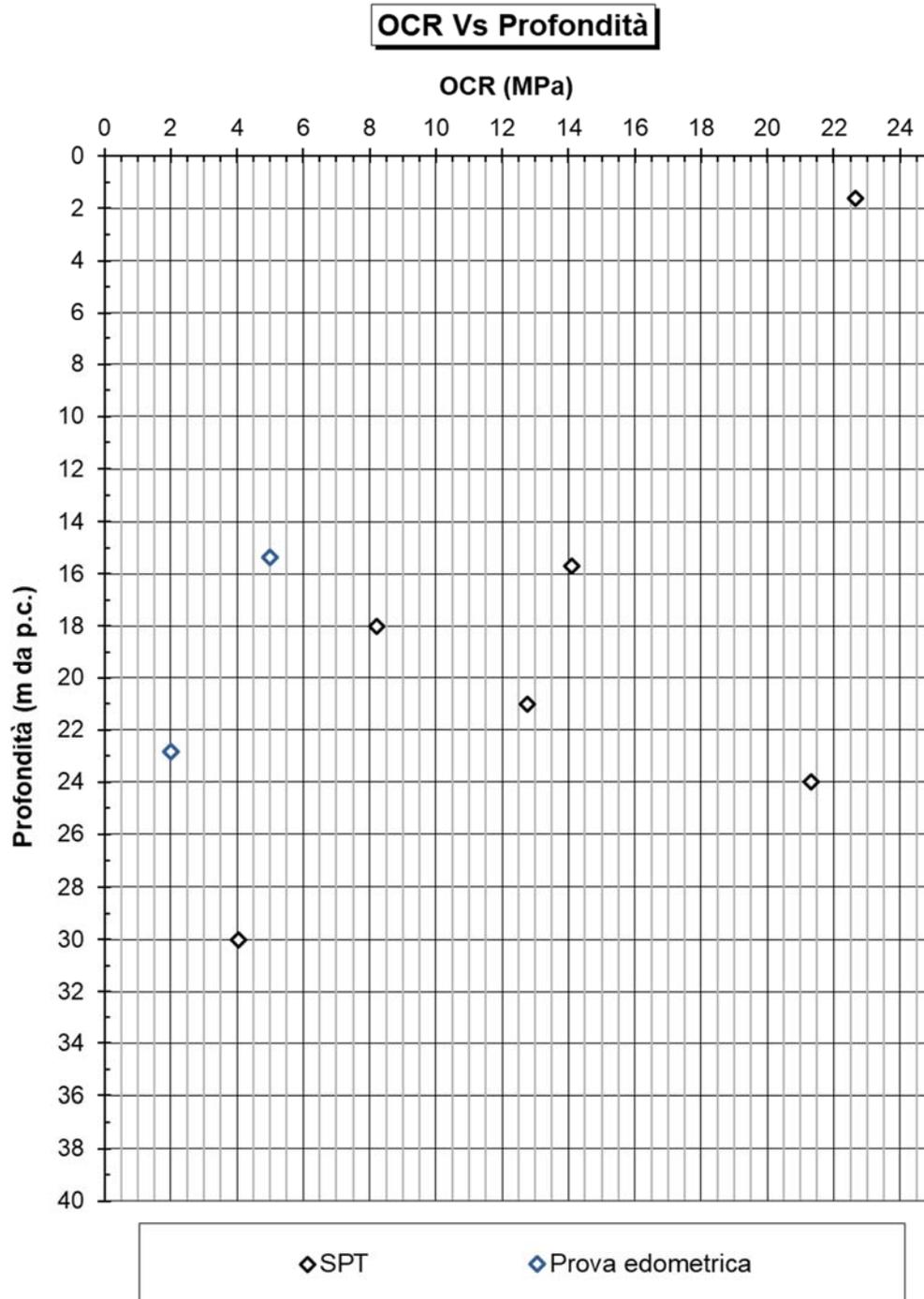


Figura 8-13 – Valori di OCR con la profondità

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A	FOGLIO 48 di 62

#### **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 [52]).

Come si può vedere in Figura 8-14 per lo strato di argilla con ghiaia (Facies A) ad una profondità compresa tra piano campagna e 4,0 m, il valore di  $C_u$  è variabile tra 35 kPa e 75 kPa. Per gli strati della medesima Facies presenti ad una profondità compresa tra 7,5 m e 27,0 m il valore della resistenza al taglio in condizione non drenate risulta variabile tra 160 kPa e 205 kPa.

Per gli strati della coesivi appartenenti alla Facies C a partire da una profondità di 28,5 m il valore della coesione non drenata è pari a circa 165 kPa.

I parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate sono stati ricavati da n°3 di taglio diretto e in accordo alle correlazioni di Mesri, Abdel-Ghaffar (1993) [41] e Terzaghi, Peck, e Mesri (1996) [53].

Con riferimento ai materiali appartenenti allo strato superficiale della Facies A non sono state effettuate prove tali da permettere la determinazione dei parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate, sulla base dei dati di letteratura e dell'esperienza degli scriventi si sono assunti un valore d'angolo di resistenza al taglio di picco pari a  $25^\circ$  e una coesione efficace pari a 5 kPa.

Dai risultati emerge che i materiali appartenenti alla Facies A ad una profondità compresa tra 7,5 m e 27,0 m sono caratterizzati da un angolo di resistenza al taglio di picco variabile tra  $25^\circ$  e  $32^\circ$  e da una coesione efficace variabile tra 13 kPa e 28 kPa, mentre per i materiali della Facies C il valore dell'angolo d'attrito è variabile tra  $24^\circ$  e  $26^\circ$  e la coesione efficace è pari variabile tra 15 kPa e 24 kPa.

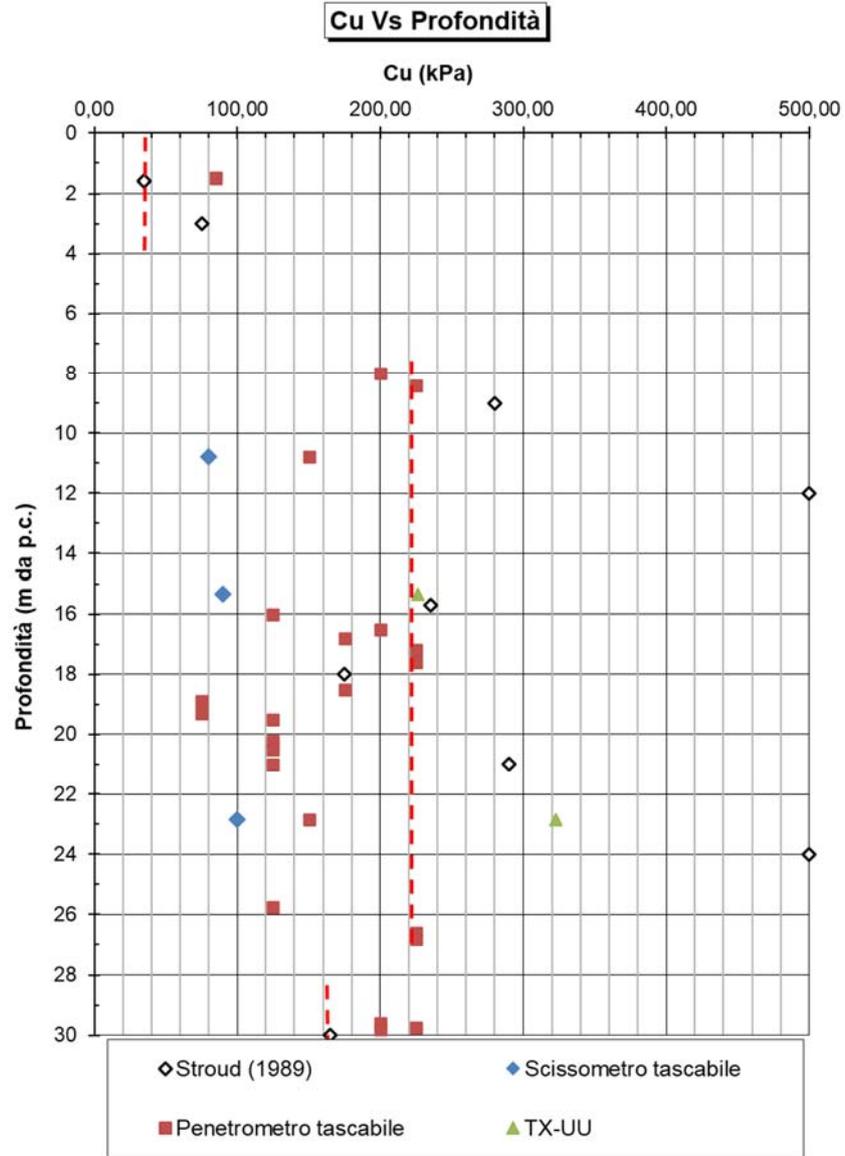


Figura 8-14 – Resistenza al taglio non drenata Cu



	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A	FOGLIO 51 di 62

#### **8.4.4 Caratteristiche di deformabilità**

Con riferimento alla prova edometrica svolta ad una profondità da piano campagna di 15,35 m sono stati stimati:

- L'indice di Compressione  $C_c$ , il cui valore è risultato pari a 0,30;
- 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 570 kPa;
- L'indice di sovraconsolidazione OCR, il cui valore è risultato circa pari a 5.

Con riferimento alla prova edometrica svolta ad una profondità da piano campagna di 22,8 m sono stati stimati:

- L'indice di Compressione  $C_c$ , il cui valore è risultato pari a 0,24;
- 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 380 kPa;
- L'indice di sovraconsolidazione OCR, il cui valore è risultato circa pari a 2.

Entrambe le prove sono state svolte senza effettuare la fase di scarico, non è di conseguenza stato possibile definire il valore dell'indice di Ricompressione  $C_r$ .

#### **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 8-16) ottenendo una conducibilità idraulica variabile tra  $5,16E-6$  e  $8,33E-7$  alle differenti profondità di prova.

Per ulteriori valutazioni riguardanti la conducibilità idraulica in sito si rimanda al profilo geologico.

**Conducibilità idraulica Vs Profondità**

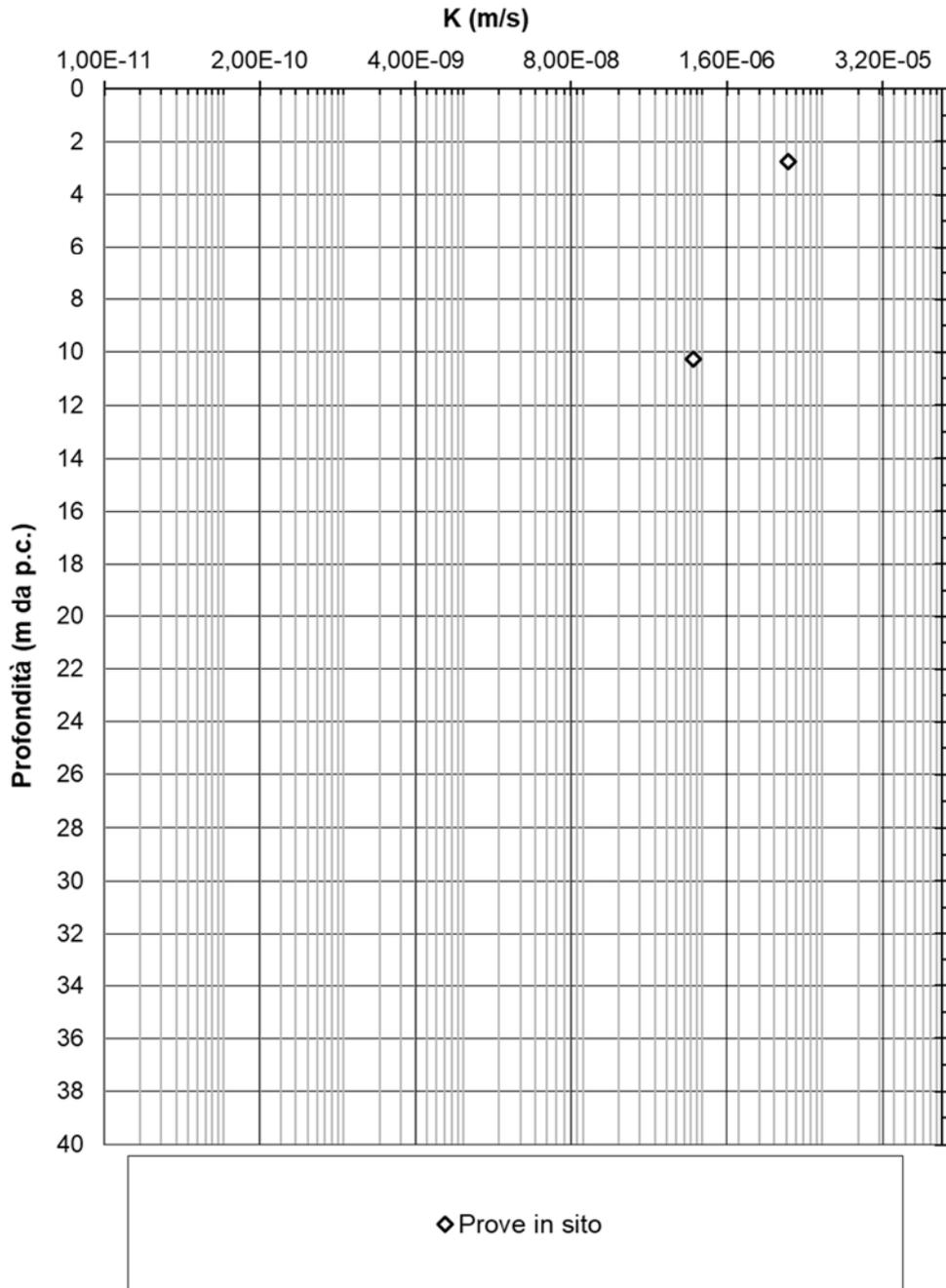


Figura 8-16 – Coefficienti di permeabilità

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A

## 9 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Sulla scorta della caratterizzazione geotecnica del sito discussa al capitolo precedente, ai fini della verifica delle opere di fondazione si fa riferimento al modello geotecnico riportato in Tabella 9-1.

Tabella 9-1 – Stratigrafia di progetto

Strato	Profondità (m)	Facies	Descrizione
1	0,0 - 4,0	A	Argilla con ghiaia e sabbia
2	4,0 - 7,5	B	Ghiaia con sabbia
3	7,5 – 27,0	A	Argilla con sabbia
4	27,0 – 28,5	B	Ghiaia con argilla e limo
5	28,5 - 30	C	Argilla con limo

### 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	$\gamma_n$	$\varphi'$	$c'$	$C_u$	OCR	$E_{op}$	$C_c$	$C_r$	K
	[m da p.c.]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPA]	[kPa]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[m/s]
1	4,0	18	25	5	35	2	11	-	-	5E-6
2	7,5	18	37	-	-	-	35	-	-	-
3	27,0	18	27	24	220	1	55	0,3	-	8E-7
4	28,5	18	40	-	-	-	100	-	-	-
5	>28,5	18	24	22	170	1	60	-	-	-

## 10 PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

### 10.1 Tipologia di fondazione

Dato il ridotto valore dei carichi agenti, le opere in progetto verranno fondate su fondazioni dirette. Per l'elettificazione della linea ferroviaria Cagliari-Oristano si prevede la messa in opera di due differenti tipologie di pali TE:

- Palo di ormeggio conduttura LdC 440 mm<sup>2</sup> di tipo LSU18b;
- Palo normale LdC 440 mm<sup>2</sup> di tipo LSU14a.

A titolo d'esempio si riporta in Figura 10-1 un esempio schematico dei plinti la cui messa in opera è prevista.

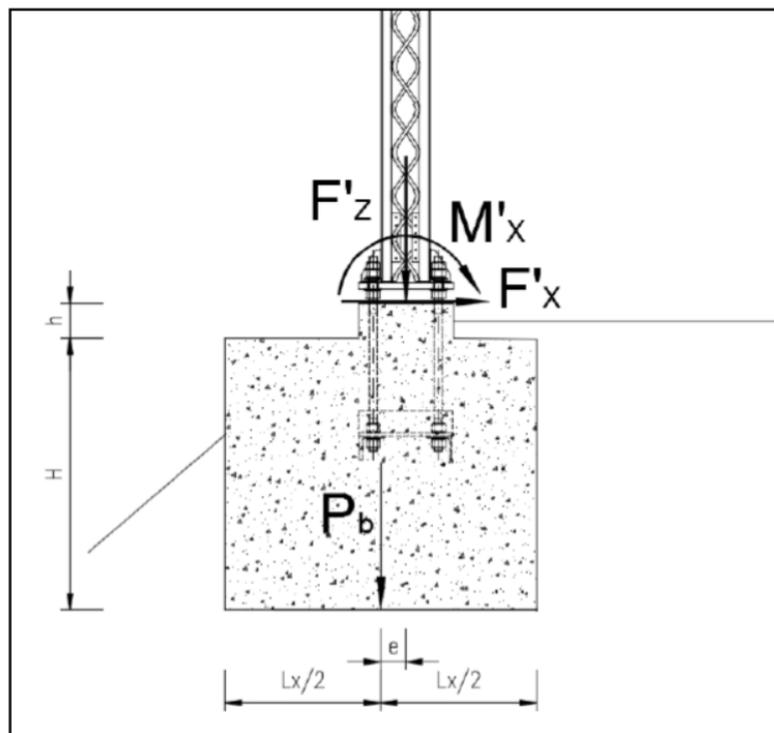


Figura 10-1 – Schema tipologico delle fondazioni

### 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 sella SSE vengono sviluppate come segue:

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A

- 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 10-2, Figura 10-3, Figura 10-4;
- 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 10-4, pertanto la resistenza di progetto  $R_d$  sarà la medesima delle condizioni statiche.

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_R$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_Q$

Figura 10-2. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni per le verifiche SLU (Tab.6.2.I NTC2018 [1])

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

Figura 10-3. 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  $\gamma_r$

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

Figura 10-4. Coefficienti parziali  $\gamma_R$  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 [44] (Figura 10-5)

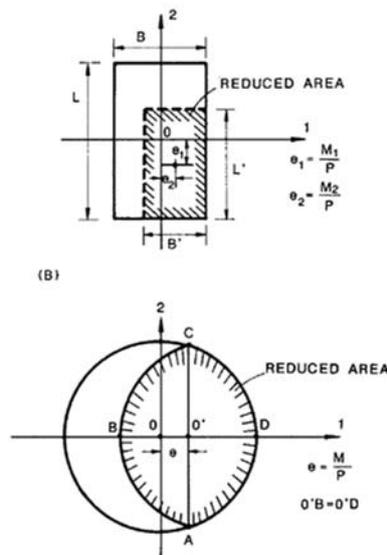


Figura 10-5 – Dimensioni efficaci per fondazioni quadrate e circolari sottoposte a carichi eccentrici (Meyerhof, 1963 [44])

Il valore caratteristico e successivamente quello di progetto della capacità portante  $R_d$  è stato calcolato con riferimento alla formulazione di Brinch-Hansen (1970 [26]) e Vesic (1973 [55]) .

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	1,6	1,9
2	2,0	2,6
3	2,6	2,8
4	2,6	4,0

Poiché il livello di falda risulta tale da interessare lo strato di materiale fine superficiale (Facies A), la capacità portante è stata valutata sia in condizioni drenate che non drenate. In favore di sicurezza il calcolo è stato svolto considerando uno strato di terreno omogeneo caratterizzato dai parametri geotecnici dello strato più superficiale appartenente alla Facies A.

In Figura 10-6 si mostrano i valori della resistenza di progetto  $R_d$  ottenuti in condizioni drenate 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 0,5 m, 1 m e 1,5 m.

Poiché in condizioni non drenate la capacità portante di una fondazione dipende dal valore dell'azione orizzontale  $H$  e non dal rapporto tra quest'ultima e l'azione verticale  $N$ , in Figura 10-7 si mostrano rispettivamente valori di  $R_d$  ottenuti in condizioni non drenate solamente per  $H/N$  nullo, per profondità del piano di posa pari a 0,5 m, 1 m e 1,5 m.

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

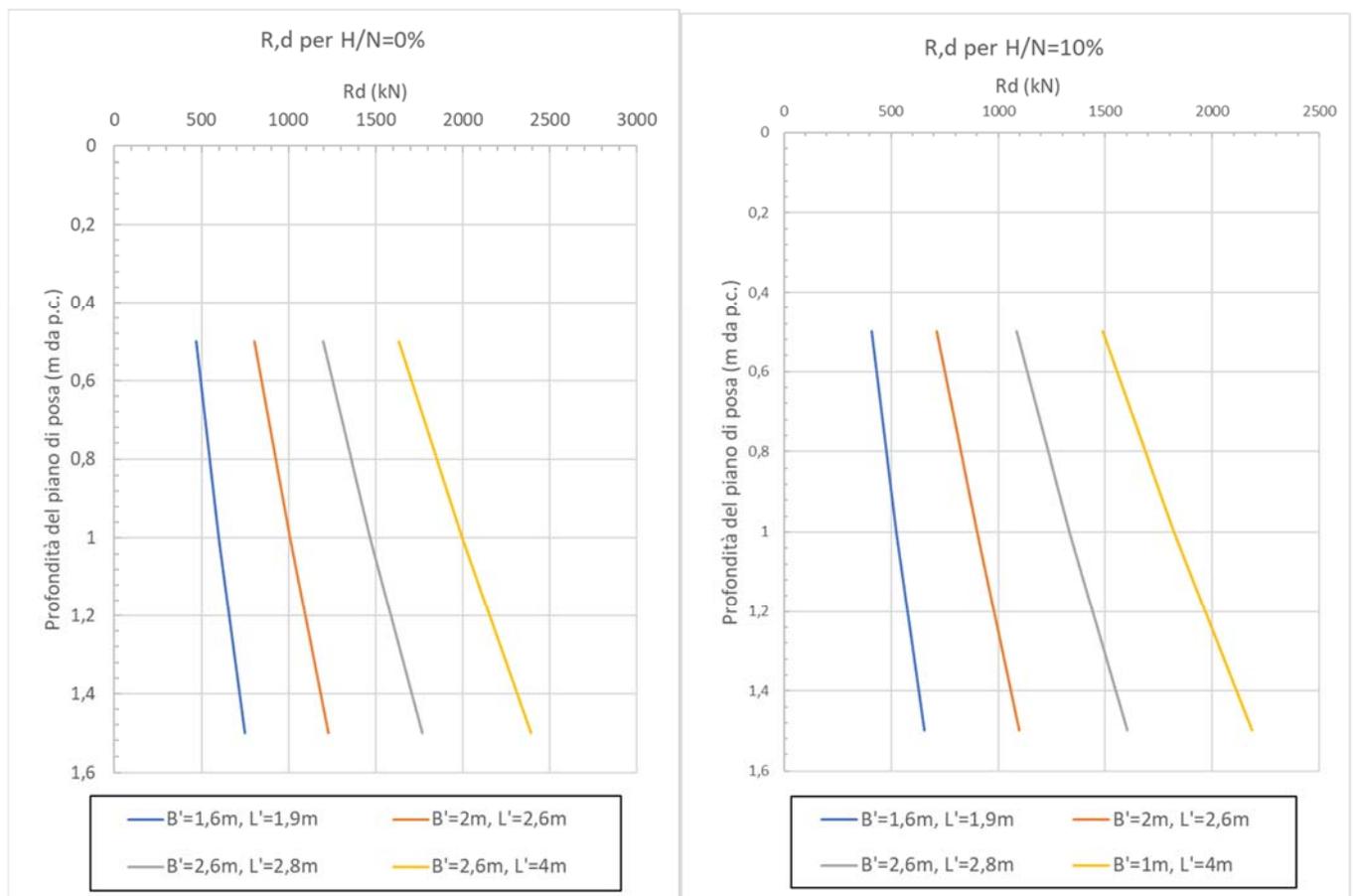


Figura 10-6 – Valori di  $R_d$  ottenuti per  $H/N=0\%$  (a sinistra) e  $H/N=10\%$  (a destra) – Condizioni drenate

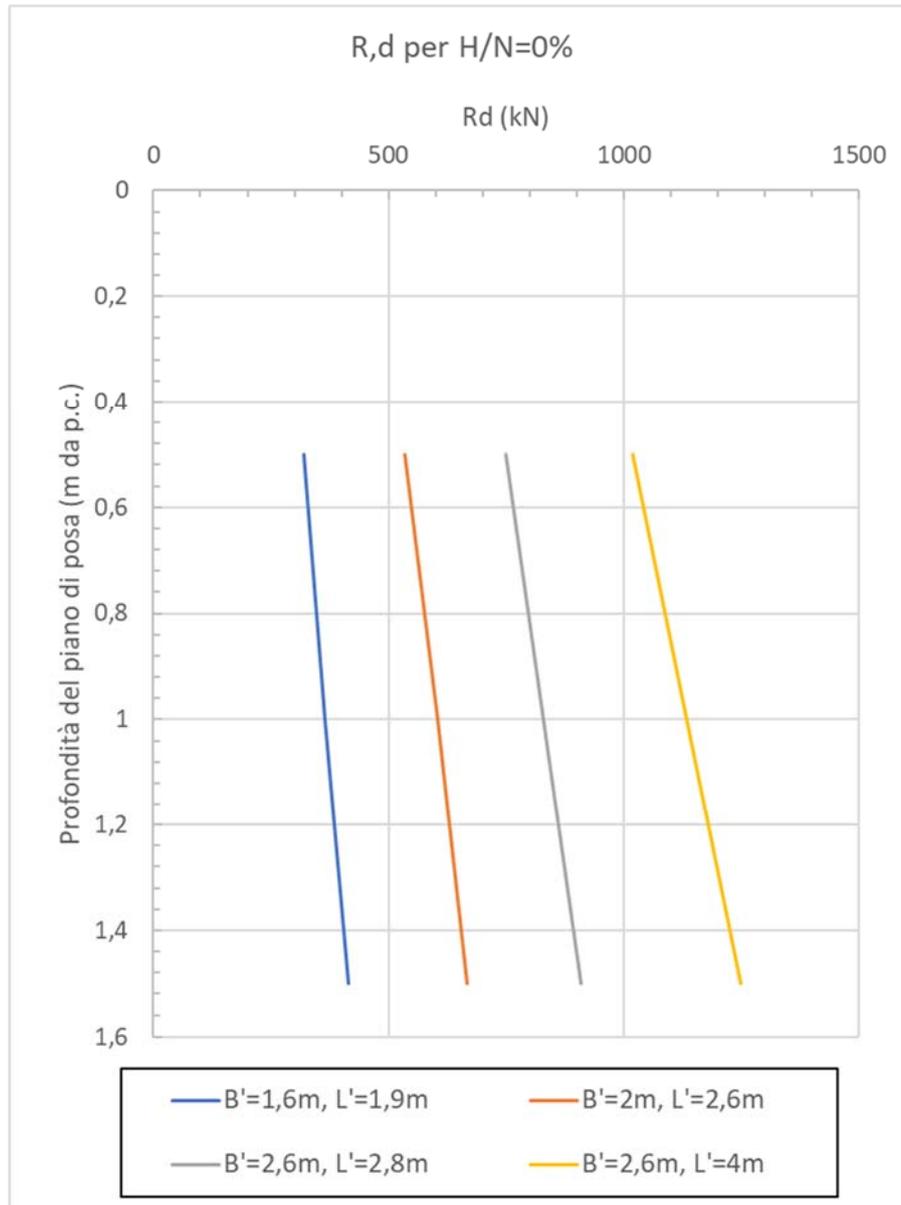


Figura 10-7 – Valori di R<sub>d</sub> – Condizioni non drenate

## 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) [27], la quale assimila il terreno ad un semi-spazio elastico lineare, omogeneo, isotropo ed un carico uniformemente distribuito.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A

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) [27] (Si veda Poulos and Davis, 1974 [47]). 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.

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 [33]) :

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

essendo:

- $E_f$  = il modulo elastico del calcestruzzo;
- $E'$  = il modulo elastico del terreno;
- $\nu$  = il coefficiente di Poisson del calcestruzzo;
- $\nu_f$  = 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 1 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=1,6m, L=1,9m	303	-	-	0,4
B=2m, L=2,6m	319	-	-	0,5
B=2,6m, L=2,8m	70	-	-	0,6
B=2,6m, L=4m	70	-	-	0,6

**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=1,6m, L=1,9m	1145	-	-	0,9
B=2m, L=2,6m	319	-	-	1,0
B=2,6m, L=2,8m	135	-	-	1,2
B=2,6m, L=4m	135	-	-	1,3

**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=1,6m, L=1,9m	303	-	-	1,3
B=2m, L=2,6m	319	-	-	1,6
B=2,6m, L=2,8m	135	-	-	1,8
B=2,6m, L=4m	135	-	-	1,9

## 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  $k_s$ .

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

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A

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  $\nu_s$ .

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

- Meyerhof (1963, [43]);
- Vesic (1963, [54]);
- Selvadurai (1979, [50]);
- Bowles (1960, [28]).

In accordo a Meyerhof (1963, [43]) 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, [54]) 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 Selvadurai (1979, [50]):

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

Per tenere in considerazione la tridimensionalità delle opere di fondazione, Bowles (1960, [28]) 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

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione Geotecnica di Linea</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 29 GE	DOCUMENTO GE 0000 001	REV. A

*Tabella 10-5 – Fattori di forma per la stima di  $k_s$  – Bowles (1960, [28])*

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 <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
B=1,6m, L=1,9m	7330	3330	4770	7760
B=2m, L=2,6m	8000	3940	5200	8060
B=2,6m, L=2,8m	8200	4420	5330	9190
B=2,6m, L=4m	8200	4420	5330	7580