

S.S.80 – "Raccordo di Teramo"

Tratta stradale Teramo mare
Variante alla S.S. 80 dalla A14 (Mosciano S. Angelo) alla
S.S. 16 (Giulianova) – LOTTO IV

PROGETTO DEFINITIVO

COD. AQ-16

PROGETTAZIONE:



PROGETTISTI:

Prof. Ing. Andrea Del Grosso
Ordine Ingg. Genova n. 3611

GEOLOGO:

Geol. Roberto Pedone
Ordine Geol. Liguria n. 183

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE DISCIPLINE SPECIALISTICHE:

Ing. Alessandro Aliotta
Ordine Ingg. Genova n.7995A

COORDINATORE DELLA SICUREZZA:

Arch. Giorgio Villa
Ordine Arch. Pavia n.645

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. CLAUDIO BUCCI

GEOTECNICA E SISMICA

Relazione di Caratterizzazione Geotecnica

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	T00GE02GETRE01_B			
DPAQ0016	D 22	CODICE ELAB.	T00GE02GETRE01	B	—
C					
B	A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS LUGLIO 2022	Luglio 2022	RINA	A. Bado	A. Del Grosso
A	EMISSIONE	Aprile 2022	RINA	A. Bado	A. Del Grosso
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Sommario

1	INTRODUZIONE	6
2	NORMATIVE E RIFERIMENTI	7
2.1	NORMATIVA.....	7
2.2	DOCUMENTI PROGETTUALI	7
2.3	BIBLIOGRAFIA TECNICA.....	7
3	DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE	10
3.1	GENERALITÀ SULLE INDAGINI	10
3.2	INDAGINE GEOTECNICA DI PRIMA FASE.....	10
3.3	INDAGINE GEOTECNICA DI SECONDA FASE.....	14
4	SITUAZIONE STRATIGRAFICA LUNGO IL TRACCIATO	33
5	CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	35
5.1	PREMESSA.....	35
5.2	PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	35
5.3	PARAMETRI DI DEFORMAZIONE	36
5.4	PROVE SISMICHE	38
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	39
6.1	STRATO 1 (DEPOSITI RECENTI).....	39
6.2	STRATO 2 (GHIAIA SABBIOSO-LIMOSA)	57
6.3	STRATO 3 (MARNA ARGILLOSA-LIMOSA)	75
6.4	SINTESI DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	101
7	CONSIDERAZIONI PROGETTUALI	104
7.1	RILEVATI	104
7.2	BONIFICA.....	104
7.3	FONDAZIONI SU PALI.....	108
8	ANALISI DEI CEDIMENTI	109
8.1	METODOLOGIA DI CALCOLO	109
8.2	SOFTWARE UTILIZZATI	111
8.2.1	<i>Settle 3D 2.0</i>	111
8.3	CALCOLO DEI CEDIMENTI	111
8.3.1	<i>Modello 1</i>	112
8.3.2	<i>Modello 2</i>	116
8.3.3	<i>Modello 3</i>	118
9	ANALISI DI STABILITA' GLOBALE	121
9.1	METODOLOGIA DI CALCOLO	121
9.2	SOFTWARE UTILIZZATI	123
9.2.1	<i>Slide 6.0</i>	123
9.3	COMBINAZIONI DI CALCOLO	124
9.4	RILEVATI	124
9.4.1	<i>Sezione Tipo 1</i>	125
9.4.2	<i>Sezione Tipo 2</i>	127

9.5	TRINCEE	129
9.6	SCAVI PROVVISORIALI.....	131
9.6.1	Sezione Tipo 1	131
9.6.2	Sezione Tipo 2	132
10	CAPACITÀ PORTANTE	133
10.1	METODOLOGIA DI CALCOLO	133
10.2	COMBINAZIONI DI CALCOLO	134
10.3	VERIFICA.....	135
10.3.1	Sezione Tipo 1	135
10.3.2	Sezione Tipo 2	143

APPENDICE A: TABULATI DI CALCOLO SOFTWARE SETTLE 3D E ESTRATTO VERIFICATION MANUAL

Indice delle Figure

FIGURA 4-1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA DI STUDIO (ESTRATTO DALLA RELAZIONE GEOLOGICA ANAS)	33
FIGURA 5-1. LIVELLI DEFORMATIVI RAGGIUNTI DAL TERRENO PER DIVERSE OPERE DI INGEGNERIA IN ACCORDO A ATKINSON AND SALFORS (1991) E MAIR (1993).....	37
FIGURA 5-2. CURVA DI DECADIMENTO DEL MODULO DI TAGLIO MISURATI IN LABORATORIO (LANCELLOTTA & CALAVERA, 1999)	38
FIGURA 6-1. CONTENUTO DI GHIAIA (STRATO 1)	40
FIGURA 6-2. CONTENUTO DI SABBIA (STRATO 1)	41
FIGURA 6-3. CONTENUTO DI LIMO E ARGILLA (STRATO 1).....	42
FIGURA 6-4. PESO DI VOLUME TOTALE (STRATO 1)	43
FIGURA 6-5. CONTENUTO NATURALE D'ACQUA, LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO (STRATO 1)	44
FIGURA 6-6. INDICE DI PLASTICITÀ (STRATO 1)	45
FIGURA 6-7. INDICE DI CONSISTENZA (STRATO 1)	46
FIGURA 6-8. CARTA DI PLASTICITÀ DI CASAGRANDE (STRATO 1)	47
FIGURA 6-9. ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO (TAGLIO DIRETTO TD E TRIASSIALE TX) – STRATO 1	48
FIGURA 6-10. COESIONE DRENATA (TAGLIO DIRETTO TD E TRIASSIALE TX) - STRATO 1.....	49
FIGURA 6-11. COESIONE NON DRENATA (POCKET PENETROMETER DA LABORATORIO E VANE TEST) – STRATO 1	50
FIGURA 6-12. COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ (STRATO 1).....	51
FIGURA 6-13. MODULO EDOMETRICO CALCOLATO IN PROSSIMITÀ DI σ'_{v0} (STRATO 1).....	52
FIGURA 6-14. COESIONE NON DRENATA DA POCKET PENETROMETER (STRATO 1).....	55
FIGURA 6-15. CONTENUTO DI GHIAIA (STRATO 2)	58
FIGURA 6-16. CONTENUTO DI SABBIA (STRATO 2)	59
FIGURA 6-17. CONTENUTO DI LIMO E ARGILLA (STRATO 2).....	60
FIGURA 6-18. PESO DI VOLUME TOTALE (STRATO 2)	61
FIGURA 6-19. CONTENUTO NATURALE D'ACQUA, LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO (STRATO 2)	62
FIGURA 6-20. INDICE DI PLASTICITÀ (STRATO 2)	63
FIGURA 6-21. CARTA DI PLASTICITÀ DI CASAGRANDE (STRATO 2)	64
FIGURA 6-22. ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO (TAGLIO DIRETTO TD E TRIASSIALE TX) – STRATO 2	65
FIGURA 6-23. COESIONE DRENATA (TAGLIO DIRETTO TD E TRIASSIALE TX) - STRATO 2.....	66
FIGURA 6-24. VALORI DI SPT IN FUNZIONE DELLA PROFONDITÀ (STRATO 2)	68
FIGURA 6-25. DENSITÀ RELATIVA IN FUNZIONE DELLA PROFONDITÀ (STRATO 2)	69
FIGURA 6-26. ANGOLO DI RESISTENZA A TAGLIO (STRATO 2)	70
FIGURA 6-27. VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO (STRATO 2)	71
FIGURA 6-28. MODULO DI TAGLIO A PICCOLE DEFORMAZIONI (STRATO 2).....	72
FIGURA 6-29. MODULO DI DEFORMAZIONE DRENATO (STRATO 2).....	73
FIGURA 6-30. STIMA DELLE CARATTERISTICHE DELLO STRATO 2 (DA SPT INDAGINE 2018 E 2021)	74
FIGURA 6-31. CONTENUTO DI GHIAIA (STRATO 3)	76
FIGURA 6-32. CONTENUTO DI SABBIA (STRATO 3)	77
FIGURA 6-33. CONTENUTO DI LIMO E ARGILLA (STRATO 3).....	78
FIGURA 6-34. PESO DI VOLUME TOTALE (STRATO 3)	79
FIGURA 6-35. CONTENUTO D'ACQUA NATURALE (w_n), LIMITE LIQUIDO (LL), LIMITE PLASTICO (LP) DELLO STRATO 3.....	80
FIGURA 6-36. INDICE DI PLASTICITÀ IP (STRATO 3)	81
FIGURA 6-37. INDICE DI CONSISTENZA I_c (STRATO 3)	82
FIGURA 6-38. CARTA DI PLASTICITÀ DI CASAGRANDE (STRATO 3)	83
FIGURA 6-39. ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO (DA PROVE DI TAGLIO DIRETTO (TD) E TRIASSIALE (TX) – STRATO 3.....	84
FIGURA 6-40. COESIONE DRENATA DA PROVE DI TAGLIO DIRETTO (TD) E TRIASSIALE (TX) – STRATO 3.....	85
FIGURA 6-41. COESIONE NON DRENATA (TRIASSIALE TX, POCKET PENETROMETER PP DI LABORATORIO E VANE TEST) – STRATO 3.....	86
FIGURA 6-42. COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ K (STRATO3)	87

FIGURA 6-43. MODULO EDOMETRICO E_{ED} ALLA TENSIONE GEOSTATICA σ'_{v0} (STRATO 3)	88
FIGURA 6-44. COESIONE NON DRENATA DA VANE TEST (STRATO 3).....	94
FIGURA 6-45. INTERPRETAZIONE PROVE TX PER PROFONDITÀ DA 9÷15 M	95
FIGURA 6-46. INTERPRETAZIONE PROVE TX PER PROFONDITÀ DA 15.5÷30 M	96
FIGURA 6-47. VARIAZIONE DEL MODULO E_U IN FUNZIONE DI c_u E DI OCR.....	97
FIGURA 8-1. IL PROBLEMA DI BOUSSINESQ	109
FIGURA 8-2. IL PROBLEMA DI BOUSSINESQ CON CARICO DISTRIBUITO.....	109
FIGURA 8-3. RISULTATI GENERICI DI UNA PROVA EDOMETRICA.....	110
FIGURA 8-4. RISULTATI SETTLE 3D MODELLO 1 – FASE 1: INIZIO COSTRUZIONE RILEVATO.....	114
FIGURA 8-5. RISULTATI SETTLE 3D MODELLO 1 – FASE 2: ULTIMAZIONE RILEVATO (T = 0,5 ANNI).....	114
FIGURA 8-6. RISULTATI SETTLE 3D MODELLO 1 – FASE 3: APPLICAZIONE SOVRACCARICO	115
FIGURA 8-7. RISULTATI SETTLE 3D MODELLO 1 – FASE 4: CONSOLIDAZIONE A 50 ANNI	115
FIGURA 8-8. DIAGRAMMA DI EVOLUZIONE TEMPORALE DEL CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE DEL TERRENO	116
FIGURA 8-9. RISULTATI SETTLE 3D MODELLO 2 – FASE 1: ESECUZIONE RILEVATO	117
FIGURA 8-10. RISULTATI SETTLE 3D MODELLO 2 – FASE 2: APPLICAZIONE SOVRACCARICO	117
FIGURA 8-4. RISULTATI SETTLE 3D MODELLO 3 – FASE 1: INIZIO COSTRUZIONE RILEVATO.....	118
FIGURA 7-11. RISULTATI SETTLE 3D MODELLO 3 – FASE 2: FINE COSTRUZIONE RILEVATO.....	119
FIGURA 7-11. RISULTATI SETTLE 3D MODELLO 3 – FASE 3: APPLICAZIONE SOVRACCARICO	119
FIGURA 7-12. RISULTATI SETTLE 3D MODELLO 3 – FASE 4: FINE CONSOLIDAZIONE	120
FIGURA 9-1. RAPPRESENTAZIONE A CONCI DEI MODELLI LEM	122
FIGURA 9-2. SEZIONE TIPO DI VERIFICA	125
FIGURA 9-3. ANALISI DI STABILITÀ STATICA (SLU_A2+M2)	126
FIGURA 9-4. ANALISI DI STABILITÀ SISMICA (SLV)	126
FIGURA 9-5. SEZIONE TIPO DI VERIFICA	127
FIGURA 9-6. ANALISI DI STABILITÀ STATICA (SLU_A2+M2)	128
FIGURA 9-7. ANALISI DI STABILITÀ SISMICA (SLV)	128
FIGURA 9-8. SEZIONE TIPO DI VERIFICA	129
FIGURA 9-9. ANALISI DI STABILITÀ STATICA (SLU_A2+M2)	130
FIGURA 9-10. ANALISI DI STABILITÀ SISMICA (SLV)	130
FIGURA 9-11. ANALISI DI STABILITÀ STATICA (SLU_A2+M2)	132
FIGURA 9-12. ANALISI DI STABILITÀ STATICA (SLU_A2+M2)	132
FIGURA 10-1. CARICO LIMITE IN PRESENZA DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI FONDAZIONE E DEL P.C.	134

Indice delle Tabelle

TABELLA 3-1. ELENCO DELLE INDAGINI IN SITO ESEGUITE NEL CORSO DELLA PRIMA FASE (2018).....	10
TABELLA 3-2. PROVE SPT (2018).....	11
TABELLA 3-3. POZZETTI ESPLORATIVI.....	12
TABELLA 3-4. PROVE DI CARICO SU PIASTRA – RISULTATI.....	12
TABELLA 3-5. MISURE PIEZOMETRICHE (INDAGINE 2018).....	13
TABELLA 3-6. MISURE PIEZOMETRICHE (INDAGINE 2021).....	15
TABELLA 3-7. ELENCO DELLE INDAGINI IN SITO ESEGUITE NEL CORSO DELLA SECONDA FASE (2021).....	15
TABELLA 3-8. PROVE SPT (2021).....	16
TABELLA 3-9. POZZETTI ESPLORATIVI (SERIE PN) – ANNO 2021.....	17
TABELLA 3-10. RISULTATI PROVE DI CARICO SU PIASTRA (ANNO 2021).....	18
TABELLA 3-11. POZZETTI AMBIENTALI.....	18
TABELLA 3-12. RISULTATI PROVE DI CLASSIFICAZIONE DI LABORATORIO (STRATO 1).....	19
TABELLA 3-13. RISULTATI PROVE DI CLASSIFICAZIONE DI LABORATORIO (STRATO 2).....	21
TABELLA 3-14. RISULTATI PROVE DI CLASSIFICAZIONE DI LABORATORIO (STRATO 3).....	23
TABELLA 3-15. RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO DI TIPO MECCANICO (STRATO 1).....	25
TABELLA 3-16. RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO DI TIPO MECCANICO (STRATO 2).....	27
TABELLA 3-17. RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO DI TIPO MECCANICO (STRATO 3).....	29
TABELLA 5-1. METODO DI OHTA-GOTO - COEFFICIENTE F_G (FZ. DELLA GRANULOMETRICA DEL DEPOSITO).....	36
TABELLA 5-2. METODO DI OHTA-GOTO - COEFFICIENTE F_A (FUNZIONE DELL'ETÀ GEOLOGICA DEL DEPOSITO).....	36
TABELLA 6-1. VALORI DI C_U MISURATI CON IL POCKET PENETROMETER (IN SITO).....	53
TABELLA 6-2. PROVE EDOMETRICHE CAMPIONI STRATO 1.....	57
TABELLA 6-3. VALORI DELLA TENSIONE DI SOVRACONSOLIDAZIONE DALLE PROVE EDOMETRICHE.....	57
TABELLA 6-4. RISULTATI DELLE PROVE DI PERMEABILITÀ LEFRANC.....	75
TABELLA 6-5. RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA DA PROVE VANE TEST SU CAROTE DA FORO DI SONDAGGIO.....	89
TABELLA 6-6. VALORI DELLA VELOCITÀ DELLE ONDE SISMICHE DI TAGLIO DALLE PROVE DOWN-HOLE.....	97
TABELLA 6-7. MODULO PRESSIOMETRICO E_p E MODULO MEDIO E (INDAGINE ANNO 2018).....	99
TABELLA 6-8. MODULO PRESSIOMETRICO MEDIO E_M (INDAGINE ANNO 2021).....	99
TABELLA 6-9. VALORI DELLA TENSIONE DI SOVRACONSOLIDAZIONE DALLE PROVE EDOMETRICHE.....	101
TABELLA 7-1. SUDDIVISIONE IN ZONE PER STRATO 1(A) E STRATO 1(B) E PROGRESSIVE.....	105
TABELLA 7-2. CARATTERISTICHE DEL TERRENO SUPERFICIALE E MODULO DA PROVE DI CARICO SU PIASTRA.....	106
TABELLA 7-3. RIEPILOGO BONIFICHE TRACCIATI STRADALI.....	107
TABELLA 8-1. STRATIGRAFIA MODELLO 1.....	112
TABELLA 8-2. STRATIGRAFIA MODELLO 2.....	112
TABELLA 7-4. STRATIGRAFIA MODELLO 3.....	112
TABELLA 8-3. RIEPILOGO DEI CEDIMENTI STIMATI.....	120

1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica generale del progetto definitivo del Lotto IV dell'intervento AQ 16 sulla S.S. 80 Raccordo di Teramo.

Quanto qui riportato si basa sulle indagini in sito e sulle prove di laboratorio eseguite, compresi i risultati della campagna d'indagine dell'anno 2021.

Il presente documento è così organizzato:

- ✓ Definizione dei documenti di riferimento (Capitolo 2)
- ✓ Descrizione delle campagne di indagini (Capitolo 3)
- ✓ Situazione stratigrafica lungo il tracciato (Capitolo 4)
- ✓ Criteri di valutazione dei parametri geotecnici (Capitolo 5)
- ✓ Caratterizzazione geotecnica (Capitolo 6)
- ✓ Considerazioni progettuali (Capitolo 7)
- ✓ Analisi dei Cedimenti (Capitolo 8)
- ✓ Analisi di stabilità (Capitolo 9)
- ✓ Capacità portante (Capitolo 10)

Scopo del documento è la caratterizzazione geotecnica delle unità geologiche costituenti i terreni di fondazione, ai fini del calcolo geotecnico delle opere da realizzare.

Si ricorda che, in ogni caso, in base alla Normativa NTC 2018, l'unico responsabile della parametrizzazione geotecnica, nonché dello sviluppo del modello geotecnico, è il progettista (punto 6.2.2. delle NTC) delle singole opere. Quanto qui di seguito esposto pertanto deve essere inteso come una caratterizzazione geotecnica orientativa, e che il progettista dovrà comunque far propria o modificare a seconda delle proprie scelte.

2 NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 NORMATIVA

Ai fini della redazione del presente documento si è fatto riferimento alle seguenti normative e circolari:

- [1.] D.G.R. 3 febbraio 2012, n. 7-3340: Modifiche e integrazioni alle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. n. 4-3084 del 12/12/2011.
- [2.] D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084: D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010. Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese.
- [3.] D.G.R. 18 febbraio 2011, n. 8-1517: Modifica del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese come approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 e ulteriori disposizioni pubblicato su Bollettino Ufficiale Regione Piemonte n. 8 del 24/02/2011.
- [4.] D.G.R. 1° marzo 2010, n. 28-13422: Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 e ulteriori disposizioni pubblicato su Bollettino Ufficiale Regione Piemonte n. 10 del 11/03/2010.
- [5.] D.G.R. 19 gennaio 2010, n. 11-13058: Aggiornamento ed adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006) pubblicato su Bollettino Ufficiale Regione Piemonte n. 7 del 18/02/2010.
- [6.] N.T.C. 2018: Testo unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni (Supplemento ordinario alla G.U. 20.02.2018 n.42).
- [7.] Circolare n. 7 del 21.01.2019: Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Supplemento ordinario alla G.U. 11.02.2019 n.35).
- [8.] O.P.C.M. 3519 del 28/04/2006 (G.U. 11.5.2006 n.108).
- [9.] Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.
- [10.] O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 (Supplemento ordinario alla G.U. 8.5.2003 n.105).
- [11.] Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

2.2 DOCUMENTI PROGETTUALI

- T00GE00GEOPU01-02-03-4 "Ubicazione indagini geognostiche – Tav. 1, 2, 3,4"
- T00GE02GETFG01-02-03-04-05 "Profilo geotecnico con ubicazione sondaggi – Tav. 1, 2, 3, 4, 5"

2.3 BIBLIOGRAFIA TECNICA

- [1] Bolton M.C. (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique, n° 1.

-
- [2] Boussinesq M.J. (1885), "Applications des Potentiels a l'Étude de l'Équilibre et du Mouvement des Solides Élastiques", Gauthier-Villars, Paris.
- [3] Bowles, J.E. (1988). "Foundation Analysis and Design", Second Edition, McGraw-Hill Book Company, New York.
- [4] Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40(3), 329-378
- [5] Chen, Y-J, and Kulhawy, F.H. (2002), "Evaluation of Drained Axial Capacity for Drilled Shafts," Geotechnical Special Publication No. 116, Deep Foundations 2002, M.W. O'Neill and F.C. Townsend, Editors, ASCE, Reston, VA, pp. 1200-1214.
- [6] Cubrinowski M., Ishihara K. (1998) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils with various grain size compositions" Manuscript submitted to the Japanese Geotechnical Society for possible publication in *Soils and Foundations* as a technical paper.
- [7] Dunnavant, T.W., and M.W. O'Neill, "Evaluation of Design Oriented Methods for Analysis of Vertical Pile Groups Subject to Lateral Load" (1986), "Numerical Methods in Offshore piling institut Francais du Petrole, Laboratoire Central Des Ponts et Chaussées"
- [8] Fioravante, V., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M.B. and Pedroni, S. (1995). "Load carrying capacity of large diameter bored piles in sand and gravel". *Proc. 10th ARCSMFE*, 2, 3-15.
- [9] Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985). "Piling Engineering". Surrey University Press, Glasgow and London, Halsted Press, a division of John Wiley & Sons, New York.
- [10] Ghionna, V.N., Jamiolkowski. M.B., Pedroni. S. and Salgado, R. et al (1994). "Tip displacement of drilled shafts in sands". in *Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*. Ed. A.T. Yeung and G.Y. Felio, ASCE, GSP40, New York, 2, 1039-1057.
- [11] 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*.
- [12] Kulhawy, F.H. and Chen, J.-R. (2007). "Discussion of 'Drilled Shaft Side Resistance in Gravelly Soils'
- [13] Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M. (1997), "Cone penetration testing in geotechnical practice". Blackie Academic & Professional
- [14] Mayne P.W. et al. (1998), "Clay stress history evaluated from seismic piezocone", *Proc. ISC '98* .
- [15] P.J. Sabatini, R.C. Bachus, P.W. Mayne, J.A. Schneider, T.E. Zettler April 2002 FHWA-IF-02-034: Geotechnical Engineering Circular NO. 5: Evaluation of Soil and Rock Properties
- [16] Robertson P.K. and Cabal K.L. (2010), "Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering". Gregg Drilling & Testing Inc. 4th Edition, November 2012.
- [17] Schmertmann J.H. (1978), "Guidelines for cone penetration test performance and design", Report FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Transportation, Washington.
- [18] Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" *Geotechnique* 36, n° 3.
-

- [19] Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, L.W.D., Harder, L.F. Jr., Hynes, M.H., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F. III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B. and Stokoe, K.H. II (2001), “Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 127, n° 10, pp.817-833.

3 DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE

Nel presente capitolo viene fornita la sintesi delle indagini in sito e di laboratorio effettuate nel corso delle campagne d'indagine eseguite durante le diverse fasi progettuali, fino alla più recente campagna svolta nell'anno 2021 ed alle relative prove di laboratorio sui campioni prelevati.

3.1 GENERALITÀ SULLE INDAGINI

Nell'area interessata dal tracciato in progetto sono state eseguite due campagne di indagine comprendenti numerosi sondaggi a carotaggio continuo con prelievo, nel corso delle perforazioni, di campioni indisturbati e di campioni rimaneggiati, pozzetti esplorativi, prove penetrometriche dinamiche SPT, prove di permeabilità, prove pressiometriche, prove di carico su piastra in pozzetto, prove sismiche in foro (Down-hole), prove sismiche HVSR, tomografie sismiche SRT, prove di laboratorio su campioni indisturbati e su campioni rimaneggiati. Alcuni fori di sondaggio sono stati attrezzati con piezometro (a tubo aperto o a cella Casagrande).

L'ubicazione è riportata negli elaborati T00GE00GEOPU01-02-03-04 "Ubicazione indagini geognostiche – Tav. 1, 2, 3, 4"

3.2 INDAGINE GEOTECNICA DI PRIMA FASE

L'indagine di prima fase (anno 2018) è consistita in:

- n. 7 sondaggi a carotaggio continuo, spinti alla profondità di 30 metri dal piano campagna locale (p.c.), di cui n. 2 attrezzati per le successive prove down hole e n. 5 sondaggi con piezometro del tipo a tubo finestrato,
- Prelievo di n. 13 campioni indisturbati e n. 11 campioni rimaneggiati,
- n. 24 prove Standard Penetration Test (SPT), nel corso dei sondaggi, in corrispondenza degli strati non coesivi o ritenuti tali,
- n. 4 prove di permeabilità tipo Lefranc, nell'ambito dello strato non coesivo,
- n. 6 prove pressiometriche,
- n. 4 pozzetti esplorativi, da cui sono stati prelevati n. 4 campioni rimaneggiati (profondità di 1 metro),
- n. 4 prove di carico su piastra al fondo dei pozzetti esplorativi,
- prove di laboratorio su campioni indisturbati e rimaneggiati.

Il quadro sintetico delle indagini svolte, con l'indicazione della strumentazione installata, è riportato nella Tabella 3-1.

Tabella 3-1. Elenco delle indagini in sito eseguite nel corso della prima fase (2018)

Indagine (sigla)	Tipo	Campagna di indagine (anno)	Quota di bocca foro o inizio scavo (m s.l.m.m.)	Lunghezza sondaggio o profondità del pozzetto (m)	Piezometro Installato C=Casagrande (1) TA=Tubo Aperto (2)	Misure Down Hole in foro di sondaggio	Profondità prova pressiometrica (m)	Prof. prova di permeabilità Lefranc (m)
SF1-DH	sond.	2018	45.2	30.0	-	SI	13.5 - 18.5	-
SF2-PZ	sond.	2018	34.7	30.0	TA	-	-	2.30 – 4.10
SF3-PZ	sond.	2018	27.9	30.0	TA	-	-	2.50-5.10
SF4-PZ	sond.	2018	14.2	30.0	TA	-	-	-
SF5-PZ	sond.	2018	10.9	30.0	TA	-	13.0 - 21.0	-
SF6-DH	sond.	2018	6.2	30.0	-	SI	-	-
SF7-PZ	sond.	2018	31.1	30.0	TA	-	14.0 – 19.0	-

PZ1	Pozzetto	2018	27.8	2.40	-	-	-	-
PZ2	Pozzetto	2018	15.6	2.00	-	-	-	-
PZ3	Pozzetto	2018	9.7	1.00	-	-	-	-
PZ4	Pozzetto	2018	20.0	2.00	-	-	-	-
(1) = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande (2) = Tra parentesi il tratto finestrato								

Sulla base dei risultati dei sondaggi sopra richiamati viene schematizzato il terreno di fondazione come una successione di tre strati principali (dall'alto verso il basso): un primo strato di terreno recente limoso sabbioso, che comprende il coltivo, un secondo strato non coesivo, di origine alluvionale, un terzo strato coesivo marnoso, molto compatto.

L'indagine in sito è stata completata con n. 4 pozzetti esplorativi e n. 4 prove di carico su piastra (diametro della piastra 30 cm) eseguite nel corso dei pozzetti. L'ubicazione dei sondaggi e delle prove in sito è riportata nelle specifiche tavole di progetto. In questo elaborato sono riassunti tutti i dati ricavati nel corso della perforazione e la posizione della verticale di indagine. I risultati ottenuti sono brevemente qui descritti; essi sono considerati più in dettaglio nell'ambito della caratterizzazione geotecnica del terreno.

La tabella di pagina 7 dell'elaborato "*Progetto di fattibilità tecnico-economica – Geologia Documentazione indagini geognostiche*" datata giugno 2019 (Albanese Perforazioni) riporta il riassunto dell'attività svolta nel corso di questa campagna. Dall'esame di quanto ottenuto si ha la seguente sintesi:

Prove SPT: tenuto conto dello spessore dello strato non coesivo in cui sono state eseguite, queste si collocano tra la profondità di 2 e 11 metri circa; escludendo i casi in cui la prova interessa un terreno di riporto o uno strato coesivo, i valori di N_{SPT} variano da 20 a 60 colpi/30 cm (escludendo i valori massimi e minimi, poco significativi). Ciò, se da un lato indica un addensamento medio-alto del terreno, dall'altro rende conto anche della variabilità di questa caratteristica.

Tabella 3-2. Prove SPT (2018)

Sondaggio	Prof. [m]	SPT
SF1-DH	2	10
SF1-DH	3.3	25
SF1-DH	4.7	43
SF1-DH	7.8	23
SF2-Pz	2.5	52
SF2-Pz	6.5	45
SF3-Pz	1.8	12
SF3-Pz	2.8	13
SF4-Pz	3.1	21
SF4-Pz	5	50
SF4-Pz	7	79
SF4-Pz	9	46
SF4-Pz	11.5	38
SF5-Pz	5.5	22
SF6-DH	4.8	30
SF6-DH	6.3	49
SF6-DH	7.8	31
SF7-Pz	7.5	57
SF7-Pz	10.5	65

Prove Vane Test: riguardano gli strati coesivi, ed in particolare lo strato marnoso molto compatto. La resistenza al taglio non drenata, c_u misurata in questo strato profondo varia con una certa regolarità da 4.5 kg/cm² a 6÷7 kg/cm², in aumento progressivo con la profondità.

Prove Lefranc e prove pressiometriche: i risultati ottenuti sono esaminati in sede di caratterizzazione geotecnica.

Pozzetti esplorativi e prove di carico su piastra: i quattro pozzetti hanno permesso di studiare spessore e caratteristiche dello strato prevalentemente coesivo superficiale. In uno dei quattro pozzetti (PZ4) è stato rinvenuto terreno di riporto. Le prove di carico su piastra sono state eseguite in concomitanza a ciascun pozzetto. La *Tabella 3-3* riporta quanto determinato a seguito dei quattro pozzetti esplorativi eseguiti nella campagna anno 2018.

Tabella 3-3. Pozzetti esplorativi

Pozzetto (n°)	Profondità (m)	Campione da m a m	Terreno prevalente
PZ1	2.40	0.30÷0.50	Limo sabbioso nocciola
PZ2	2.00	0.30÷0.50	Limo sabbioso nocciola
PZ3	1.00	0.30÷0.50	Ghiaia e sabbia bagnata
PZ4	2.00	0.30÷0.50	Terreno di riporto

In ciascuno dei 4 pozzetti è stata eseguita una prova di carico su piastra, con appoggio poco sotto il piano campagna; i relativi dati e risultati sono riportati in *Tabella 3-4*.

Tabella 3-4. Prove di carico su piastra – Risultati

Pozzetto (n°)	Prof. prova (m)	Modulo M_d (1) (MPa)	Modulo M_d (2) (MPa)	Terreno interessato
PZ1	0.20	40.0	42.9	Ghiaia e sabbia
PZ2	0.40	34.5	37.5	Ghiaia e sabbia
PZ3	0.50	28.0	30.0	Ghiaia e sabbia
PZ4	0.70	6.2	7.5	Terreno di riporto

NOTE:

- 1) La profondità di esecuzione delle prove non è citata; essa è stimata in base alle fotografie del rapporto dell'impresa esecutrice
- 2) Le prove eseguite nei pozzetti PZ1, PZ2, PZ3 riguardano il terreno non coesivo nel seguito denominato Strato 2; la prova PZ4 riguarda il terreno di riporto
- 3) M_d (1) = modulo del primo ciclo di carico, M_d (2) = modulo del secondo ciclo.

I risultati delle misure down-hole nei due fori SF2-DH e SF6-DH per questo attrezzati sono illustrate nella relazione sulle caratteristiche simiche del terreno.

Livello piezometrico della falda: si riporta qui di seguito la *Tabella 3-5*, ripresa dalla relazione geologica del giugno 2018, a proposito del livello della falda misurato nei piezometri a tubo finestrato installati nei sondaggi SF2, SF3, SF4, SF5, SF7. La soggiacenza della falda è risultata compresa tra circa 3 metri e circa 4 metri dal piano campagna locale.

Tabella 3-5. Misure piezometriche (indagine 2018)

DATA	SF2	SF3	SF4	SF5	SF7
01/06/2018			3.21	2.97	
06/06/2018	3.88	3.45	3.20	2.95	4.25
11/06/2018	3.89	3.58	3.23	2.98	4.39
27/06/2018	3.89	3.57	3.17	2.99	4.37

Prove di laboratorio

In sintesi si ha che (nel capitolo “Caratterizzazione geotecnica del terreno” i risultati sono esaminati in maggior dettaglio):

- il terreno appartenente allo strato coesivo superiore (strato 1) è costituito da limo argilloso sabbioso a bassa plasticità, da mediamente a molto consistente (come evidenziato appreso, fanno eccezione quei casi in cui il terreno è impregnato d’acqua di provenienza superficiale) e i casi in cui il terreno naturale è stato sostituito da terreno di riporto),
- il terreno dello strato 2 è ad elevato contenuto di ghiaia e con una certa frazione limosa,
- l’argilla marnosa dello strato 3 è di plasticità media e in genere molto consistente.

Sui campioni prelevati alle diverse profondità sono state eseguite alcune prove di laboratorio, finalizzate alla caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni presenti.

Le prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati hanno consentito di ottenere informazioni circa:

- natura e caratteristiche fisiche dei terreni;
- parametri di resistenza al taglio in condizioni non drenate (c_u);
- parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate (ϕ' e c');
- parametri di compressibilità e deformabilità;
- parametri di permeabilità.

In particolare, dopo avere provveduto alla descrizione geotecnica dei campioni indisturbati, sono state eseguite in modo sistematico:

- prove per la determinazione del peso dell’unità di volume totale (γ);
- prove per la determinazione del peso specifico dei grani (G_s);
- prove per la determinazione del contenuto d’acqua naturale (w_N);
- prove per la determinazione dei limiti di Atterberg (w_L , w_P);
- analisi granulometriche ed aerometriche (Gr);
- prove edometriche ad incrementi di carico (EdoIL);
- prove triassiali non consolidate non drenate (TxUU);
- prove triassiali consolidate non drenate (TxCIU) e consolidate drenate (TxCD);
- prove di taglio diretto (TD).

Sui campioni rimaneggiati sono state determinate le proprietà indice e la distribuzione granulometrica del terreno. Per ciascun sondaggio sono riportati i seguenti dati:

- sigla del campione,
- profondità del campione,
- composizione granulometrica (G ghiaia, S sabbia, L limo, A argilla),
- caratteristiche di plasticità (limite liquido w_L , limite plastico w_P , indice di plasticità IP e indice di consistenza IC,
- peso di volume naturale,
- contenuto naturale d’acqua,
- indice dei vuoti,

- peso specifico dei grani,
- grado di saturazione,
- risultati delle prove edometriche,
- resistenza al taglio non drenata ricavata da prove speditive con il pocket penetrometer e vane test e da prove triassiali,
- resistenza al taglio in termini drenati ricavata da prove triassiali e da prove di taglio diretto,

Il documento "Prove di laboratorio" redatto dalla società *Albanese perforazioni* riporta la sintesi dei risultati ottenuti a seguito delle prove e la relativa documentazione. Sui 12 campioni (indisturbati o rimaneggiati) sono state eseguite le prove sopra elencate, riguardanti prevalentemente gli strati coesivi (strato superiore e strato di base, marnoso). I risultati sono esposti nel capitolo sulla caratterizzazione geotecnica del terreno.

Prove Down Hole

Le due prove denominate DH1 e DH2 sono state eseguite nei sondaggi di estremità del tracciato, cioè nei fori di sondaggio SF1 e SF6. La profondità raggiunta è pari a 30 metri. La velocità delle onde di taglio varia a seconda dello strato da circa 100÷200 m/s (strato superficiale) a circa 300÷400 m/s (strato non coesivo intermedio) a circa 700 m/s nello strato coesivo profondo.

Prove chimiche di laboratorio

Questo tipo di prove di laboratorio ha avuto come scopo quello di misurare la contaminazione del suolo, con riferimento alla destinazione d'uso dei siti. I campioni, di tipo disturbato, sono stati prelevati ad una profondità variabile da circa 1 metro a circa 1.5 metri.

Relazione geologica

A seguito dei risultati delle indagini sopra richiamate, è stata redatta da ANAS la relazione geologica. I principali elementi emersi sono trattati nel capitolo 4.

3.3 INDAGINE GEOTECNICA DI SECONDA FASE

Questa indagine, eseguita nell'anno 2021, si compone di n. 43 sondaggi geotecnici eseguiti a profondità variabili da 30 metri a 50 metri. Di essi, n. 13 sondaggi sono stati attrezzati con piezometro (n. 6 di tipo Casagrande e n. 7 a tubo fessurato), n. 14 con tubo per le successive prove down hole (DH)

Nel corso dei sondaggi sono state eseguite n. 122 Standard Penetration Test (SPT); la maggior parte di esse riguarda lo strato non coesivo denominato strato 2, intermedio.

Durante l'avanzamento sono stati prelevati, a varie profondità, n. 132 campioni rimaneggiati e n. 94 campioni indisturbati. Sulle carote di terreno estratto (negli orizzonti coesivi) sono state fatte misure della resistenza al taglio non drenata (c_u), sia con il Torvane sia con il Pocket Penetrometer.

Per quanto riguarda la posizione della superficie piezometrica, si veda quanto riportato in Tabella 3-6.

Tabella 3-6 Le letture in campo azzurro rappresentano il livello della falda alla fine del relativo sondaggio. Si osserva che:

- la soggiacenza della falda è compresa tra 2 e 6 metri circa dal livello del piano campagna locale,
- nel corso di vari mesi dalla data dell'installazione del piezometro, la variazione di livello è modesta e poco significativa in senso progettuale,
- la differenza di soggiacenza è quasi totalmente legata alla differente posizione altimetrica di bocca foro.

Un caso anomalo è quello del sondaggio BH03, con soggiacenza a 7 metri dal p.c. Questa zona non è compresa nell'area di intervento.

Tabella 3-6. Misure piezometriche (indagine 2021)

Data	PIEZOMETRO											
	BH03 falda (m)	BH16 falda (m)	BH17 falda (m)	BH18 falda (m)	BH21 falda (m)	BH25 falda (m)	BH28 falda (m)	BH32 falda (m)	BH35 falda (m)	BH36 falda (m)	BH40 falda (m)	BH43 falda (m)
22/01/2021	5.90											
03/02/2021		-4.60										
05/02/2021				-4.50								
17/02/2021	-6.22	-3.90		-3.71								
25/02/2021												
27/02/2021							-2.70					
02/03/2021							-2.09		-4.30			
05/03/2021			-2.80									
16/03/2021	-6.54	-3.46	-3.15	-3.15			-2.25		-2.74		-3.47	
19/03/2021								-1.75				
26/03/2021						-2.85						
31/03/2021	-6.94	-3.67	-3.52	-3.67	-2.30	-3.95	-2.31	-2.68	-3.16	-2.80	-3.53	
15/04/2021	-6.63	-3.55	-3.37	-3.63	-4.13	-3.82	-2.22	-2.49	-2.89	-4.06	-3.52	
27/04/2021	-6.35	-3.40	-3.21	-3.42	-4.02	-3.64	-2.26	-2.37	-2.76	-3.91	-3.40	
14/05/2021	-6.17	-3.33	-3.11	-3.40	-3.99	-3.68	-2.21	-2.35	-2.71	-3.88	-3.39	
28/05/2021	-6.09	-3.35	-3.13	-3.38	-3.95	-3.55	-2.22	-2.37	-2.66	-3.85	-3.42	
24/06/2021	-6.87	-3.86	-3.56	-3.54	-3.95	-3.99	-2.26	-2.35	-3.06	-4.08	-4.18	-7.20
19/07/2021	-7.18	-4.1	-3.89	-3.85	-4.24	-4.32	-2.33	-2.45	-3.36	-4.31	-4.61	-7.49

Nota (a): in colore azzurro le misure a fine perforazione

Nota (b): piezometro in BH 44 (tubo aperto) – Lettura unica il 19-07-21 con soggiacenza a metri 4.87

Il quadro sintetico delle indagini svolte, con l'indicazione della strumentazione installata, è stato riportato nella Tabella 3-7.

Tabella 3-7. Elenco delle indagini in sito eseguite nel corso della seconda fase (2021)

Indagine (Denomin.)	Tipo	Campagna di indagine (anno)	Quota di bocca foro o inizio scavo (m s.l.m.m.)	Lunghezza sondaggio o profondità del pozzetto (m)	Piezometro Installato C=Casagrande (1) TA=Tubo Aperto (2)	Misure Down Hole in foro di sondaggio	Profondità prova pressiometrica (m)	Prof. prova di permeabilità Lefranc (m)
BH01	Sond.	2021	48.5	30.0	-	-	-	3.10, 3.90
BH02	Sond.	2021	48.5	50.0	-	SI	12.0, 19.6	-
BH03	Sond.	2021	48.4	40.0	C (17.0 m)	-	-	-
BH04	Sond.	2021	47.5	40.0	-	-	-	-
BH05	Sond.	2021	47.5	40.0	-	-	-	-
BH06	Sond.	2021	46.5	50.0	-	-	-	-
BH07	Sond.	2021	45.0	40.0	-	SI	12.0, 19.8	-
BH13	Sond.	2021	36.5	40.0	-	-	-	-
BH14	Sond.	2021	35.5	30.0	-	-	-	-
BH15	Sond.	2021	36.5	30.0	-	-	11.8, 18.9	-
BH16	Sond.	2021	30.0	30.0	C (12.0 m)	-	-	-
BH17	Sond.	2021	26.0	30.0	TA	-	-	-

BH18	Sond.	2021	25.5	30.0	TA	-	-	4.0, 5.5
BH19	Sond.	2021	21.75	30.0	-	SI	13.7, 21.4	-
BH20	Sond.	2021	19.0	30.0	-	-	-	-
BH21	Sond.	2021	19.0	30.0	C (22.0 m)	-	15.0, 22.0	-
BH22	Sond.	2021	16.0	50.0	-	SI	-	4.0, 7.5
BH24	Sond.	2021	14.0	40.0	-	SI	15.0, 23.0	-
BH25	Sond.	2021	16.0	40.0	C (25.0 m)	-	17.0, 22.6	-
BH26	Sond.	2021	16.0	30.0	-	SI	17.0, 20.8	4.0, 8.5
BH27	Sond.	2021	11.0	40.0	-	SI	13.9, 20.7	-
BH28	Sond.	2021	9.0	40.0	TA	-	-	-
BH29	Sond.	2021	9.2	50.0	-	SI	14.0, 20.5	-
BH30	Sond.	2021	10.0	50.0	-	SI	12.0, 19.8	-
BH31	Sond.	2021	8.0	40.0	-	-	-	-
BH32	Sond.	2021	7.0	40.0	TA	-	-	-
BH33	Sond.	2021	7.0	40.0	-	-	12.0, 20.0	-
BH34	Sond.	2021	6.0	40.0	-	SI	12.5, 19.9	-
BH35	Sond.	2021	4.5	30.0	C (16.0 m)	-	-	-
BH36	Sond.	2021	19.0	30.0	C (19.0 m)	-	-	-
BH37	Sond.	2021	27.5	30.0	-	-	-	-
BH38	Sond.	2021	16.0	50.0	-	SI	-	-
BH39	Sond.	2021	14.5	40.0	-	-	-	8.50
BH40	Sond.	2021	15.3	40.0	TA	-	-	-
BH41	Sond.	2021	21.0	50.0	-	SI	14.0, 22.0	-
BH42	Sond.	2021	19.56	30.0	-	SI	16.3	-
BH43	Sond.	2021	21.94	30.0	TA	-	-	-
BH44	Sond.	2021	23.7	30.0	TA	-	-	-

(1) = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande

(2) = Tra parentesi il tratto finestrato

Tabella 3-8. Prove SPT (2021)

Sondaggio	Prof. [m]	SPT
BH02	3.5	32
BH03	6	50
BH03	8	19
BH05	6.3	40
BH05	9.4	89
BH06	8.6	52
BH13	8.5	58
BH14	3	35
BH14	6	12
BH15	3.4	65
BH16	3.3	60
BH16	5.7	69
BH17	6	21
BH17	9	34
BH18	3	62
BH18	6	68
BH18	9	57
BH20	1.8	43
BH20	6.3	50
BH20	9.2	35
BH21	3	28
BH21	6	29
BH22	3	28
BH22	6	30
BH22	8	35

Sondaggio	Prof. [m]	SPT
BH24	2.4	54
BH24	5.4	50
BH24	8.7	58
BH24	11.6	51
BH25	6.5	34
BH25	8.6	34
BH25	11.7	18
BH26	2.9	14
BH26	6	40
BH26	8.9	48
BH27	2.9	16
BH27	6.3	31
BH27	8.9	45
BH28	3	22
BH28	5.9	31
BH29	3	26
BH29	5.9	26
BH30	2	27
BH30	5.4	41
BH30	7.3	39
BH31	3	37
BH31	5.8	39
BH31	8.4	40
BH32	3.3	13
BH32	5.7	30

Sondaggio	Prof. [m]	SPT
BH32	8.4	33
BH34	2.8	25
BH34	6	27
BH35	3	33
BH35	6.2	33
BH36	3	50
BH36	6	22
BH36	9	65
BH37	8.3	67
BH38	5.9	32
BH38	8.8	23
BH38	11.4	36
BH39	6.3	20
BH39	9.4	32
BH39	11.9	31
BH40	8.8	34
BH40	12	39
BH07	6	43
BH07	8.8	42
BH19	3	38
BH19	6	41
BH19	8.7	39
BH42	6	55
BH42	9	63
BH42	12	70

Pozzetti esplorativi e prove di carico su piastra

I pozzetti esplorativi sono indicati con la sigla PN seguita dal numero d'ordine, che va da 2 a 28. Essi possono essere divisi in due serie: alla prima serie appartengono i pozzetti di tipo stratigrafico e di prelievo dei campioni, alla seconda serie quelli utilizzati per le prove di carico su piastra. Questi sono richiamati nel seguito, a proposito delle prove su piastra.

Infine vanno citati i pozzetti esplorativi eseguiti a scopo ambientale (sigla PZ seguita dal numero progressivo), che saranno qui considerati solo per l'identificazione del tipo di terreno rinvenuto in vicinanza della superficie. Non vengono qui menzionati i pozzetti eseguiti a scopo ambientale né le relative prove sui campioni estratti nel corso di essi.

Tabella 3-9. Pozzetti esplorativi (serie PN) – anno 2021

Pozzetto (n)	Prof. raggiunta (metri)	Campioni (n.)	Prof. prelievo (metri)	Spessore suolo (m)	Stratigrafia prevalente
PN02	2.0	2	1.0; 1.9	0.90	Limo argilloso
PN04	2.0	2	0.7, 1.6	0.80	Ghiaia/sabbia
PN08	2.0	2	1.0, 1.9	0.30	Sabbia/ghiaia
PN10	2.0	2	0.7, 1.8	0.70	Ghiaia/sabbia
PN11 bis	1.0	-	-	0.30	Limo argilloso
PN12	1.0	-	-	0.30	Limo argilloso

PN14	2.0	2	0.7, 1.9	0.90	Ghiaia/sabbia
PN20	2.1	2	0.1, 1.0	0.10	Ghiaia/sabbia (*)
PN21	2.0	2	0.5, 1.7	1.30 (**)	Riporto e rifiuti
PN22	2.0	2	0.1, 1.1	0.80	Ghiaia/sabbia
PN23	2.3	-	-	0.10	Riporto e rifiuti
PN24	1.0	-	-	0.30	Limo argilloso

(*) Materiale di riporto di natura organica

(*)(*) Materiale di riporto e rifiuti solidi urbani

Tabella 3-10. Risultati prove di carico su piastra (anno 2021)

Pozzetto (n)	Profondità (m)	Campioni (n.)	Modulo M_d (MPa)	Spessore suolo (m)	Stratigrafia prevalente
PN03	0.95	2	9.7	1.0	riporto
PN05	0.81	2	28.6	1.0	riporto
PN09	0.70	2	29.1	1.0	Sabbia/ghiaia
PN11	0.95	2	15.5	1.0	Sabbia/ghiaia
PN13	0.90	2	10.1	1.0	Limo argilloso
PN15	0.75	2	13.6	1.0	Limo argilloso
PN16	0.66	2	20.0	1.0	Sabbia/ghiaia
PN17	0.65	2	10.7	1.0	Sabbia/ghiaia
PN18	0.73	2	13.5	1.0	ghiaia
PN19	0.92	2	26.3	1.0	Sabbia/ghiaia
PN23	0.73	2	38.0	1.0	Rilevato
PN24	0.93	2	16.5	1.0	Limo argilloso
PN25	0.81	2	15.1	1.0	Argilla e ghiaia
PN26	0.77	3	22.1	1.0	Argilla grigia
PN27	0.65	-	15.4	1.0	Rilevato
PN28	0.85	2	16.3	1.0	Limo e ghiaia

Tabella 3-11. Pozzetti ambientali

Pozzetto (n°)	Prof. max (m)	N° campioni prelevati	Prof. campioni (m)	Terreno prevalente
PZ01	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido
PZ02	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido
PZ03	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido
PZ04	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido
PZ05	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido
PZ06	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido
PZ07	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido
PZ08	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido
PZ10	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido
PZ11	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido
PZ12	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido
PZ13	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido
PZ14	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido
PZ15	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso

Pozzetto (n°)	Prof. max (m)	N° campioni prelevati	Prof. campioni (m)	Terreno prevalente
				umido
PZ16	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido
PZ17	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido
PZ18	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido
PZ19	1.0	1	≈ 0.0	Limo argilloso umido

NOTE:

- 1) lo strato di suolo agrario varia in spessore da 0.20 m a 0.30 m
- 2) manca PZ09 da elenco risultati (Stratigrafie pozzetti)
- 3) si omettono i dati e i risultati dei pozzetti archeologici.

L'esame delle stratigrafie dei sondaggi unitamente ai risultati delle prove in sito consente di confermare e meglio definire l'assetto stratigrafico che caratterizza l'area del tracciato stradale come segue:

- lo spessore dello strato 1 è estremamente variabile, potendo essere pressoché assente e quindi limitato al solo terreno coltivo (come ad esempio nel sondaggio BH14) oppure raggiungere spessori dell'ordine di 7÷8 metri (BH06 e BH13). Come si osserva nel seguito le sue caratteristiche geotecniche sono altrettanto variabili.
- Anche lo strato 2, non coesivo e di origine alluvionale, presenta variazioni di spessore pronunciate: questa situazione è quasi certamente dovuta alla presenza di zone in cui il materiale naturale è stato asportato e successivamente sostituito con altro materiale, riportato. Questa condizione si ha, ad esempio, nel caso del sondaggio BH13. Lo spessore caratteristico di questo strato è dell'ordine di 5÷12 metri. In qualche caso esso è quasi del tutto assente.
- Per quanto riguarda lo strato 3, l'aspetto che va messo in evidenza è che se da un lato esso è costituito da terreno argilloso molto sovra consolidato e quindi molto compatto, dall'altro, in qualche caso, la parte superiore dello strato risulta decisamente più scadente, a causa dell'alterazione subita.

I risultati delle prove di laboratorio permettono, insieme a quelli delle prove in sito qui brevemente riassunte, l'identificazione delle anomalie sopra richiamate e la caratterizzazione geotecnica di dettaglio.

Sulla base del documento "Fascicolo 7 – Analisi e prove di laboratorio geotecnico" redatto a cura di Geolab srl e di Georas srl, la *tabella 3-10* (parte a, parte b, parte c) riporta i dati dei campioni prelevati ed i risultati delle prove di laboratorio di classificazione su di essi eseguite per la campagna di indagine in esame (anno 2021).

Tabella 3-12. Risultati prove di classificazione di laboratorio (strato 1)

Sondaggio n.	Campione n.	Profon. (m)	C _u (PP) (kPa)	γ _d (kN/m ³)	γ _t (kN/m ³)	G _s (-)	w _n (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IC (-)
BH01	CR1	1.0				2.72		46	19	27	
BH03	CR1	1.5		15.8	19.8	2.69		48	18	30	
BH04	CR1	2.0	103	14.8	19.4	2.69		50	19	31	
BH04	CR3	6.5				2.67	30.00	33	18	15	0.16

Sondaggio n.	Campione n.	Profon. (m)	Cu (PP) (kPa)	γ_d (kN/m ³)	γ_t (kN/m ³)	G _s (-)	w _n (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IC (-)
BH04	CR4	8.6		15.5	19.7	2.70		46	18	28	
BH05	CR1	1.0				2.67		45	19	26	
BH05	CR4	8.6	70	15.8	20.1	2.70	27.00	41	18	23	0.78
BH06	CR1	1.5				2.69		50	18	32	
BH06	CR2	5.0	486	17.9	21.1	2.71	20.40	47	17	30	0.90
BH13	CR1	1.0				2.69		30	14	16	
BH13	CR2	5.0				2.72		24	NP	-	
BH16	CR1	1.5		18.0	20.3	2.69					
BH18	CR1	1.3		17.0	19.8	2.70		33	15	18	
BH17	CI1	1.5	253	16.0	2.0	2.73	26.00	47	20	27	0.78
BH25	CI1	1.5		16.6	20.2	2.69	23.70	42	17	25	0.73
BH01	CR1	1.0				2.72		47	19	28	
BH02	CR1	2.0				2.70					
BH02	CR2	5.5		18.0		2.70					
BH02	CR3	7.3				2.69		21	14	7	
BH03	CR2	4.5				2.70					
BH03	CR3	6.0				2.69					
BH03	CR4	8.5		14.8	19.4	2.69					
BH04	CR2	5.0				2.71					
BH13	CR3	7.0				2.70		36	16	20	
BH14	CR1	2.0				2.70					
BH14	CR2	4.0				2.70					
BH15	CR1	1.0				2.70		17	NP	-	
BH15	CR2	3.0				2.70					
BH15	CR3	6.6		17.9	21.3	2.72		39	17	22	
BH16	CR2	3.0				2.70					
BH17	CR1	3.0				2.72					
BH17	CR2	5.6				2.69					
BH19	CR1	4.0				2.70					
BH20	CR1	2.0				2.73					
BH21	CR1	2.4				2.72					
BH24	CR1	2.0				2.72					
BH26	CR1	1.0		14.4	19.3	2.71	35.40	50	17	33	0.45

Sondaggio n.	Campione n.	Profon. (m)	C _u (PP) (kPa)	γ_d (kN/m ³)	γ_t (kN/m ³)	G _s (-)	w _n (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IC (-)
BH27	CR1	1.6				2.69		40	15	25	
BH30	CR1	3.0				2.69					
BH34	CR1	2.0				2.72					
BH34	CR3	5.0				2.71					
BH35	CR1	1.5				2.70					
BH35	CR2	3.0				2.70					
BH37	CR1	2.0				2.70		23	18	5	
BH25	CI1	1.5	193	16.3	20.2	2.69		42	17	25	
BH17	CI1	1.5	253	15.9	20.0	2.73					
SF3-PZ	CR1	1.4				2.68		45	20	25	
SF5-PZ	CI1	2.3	20	15.8	19.7	2.69	23.00	45	20	25	088

Tabella 3-13. Risultati prove di classificazione di laboratorio (strato 2)

Sondaggio n.	Campione n.	Profon. (m)	C _u (PP) (kPa)	γ_d (kN/m ³)	γ_t (kN/m ³)	G _s (-)	w _n (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IC (-)
BH01	CR2	4.1				2.70					
BH02	CR1	2.0				2.70					
BH02	CR2	5.5		16.2	19.7	2.70					
BH02	CR3	7.3				2.69		21	14	7	
BH03	CR2	4.5				2.70					
BH03	CR3	6.0				2.69					
BH03	CR4	8.5				2.69					
BH04	CR2	5.0				2.71					
BH05	CR2	4.4				2.69					
BH05	CR3	6.0				2.69					
BH06	CR3	7.0				2.72					
BH06	CR4	9.0				2.69					
BH13	CR4	9.0				2.68					
BH14	CR1	2.0				2.70					
BH14	CR2	4.0				2.70					
BH15	CR1	1.0				2.70					
BH15	CR2	3.0				2.70					

Sondaggio n.	Campione n.	Profon. (m)	C _u (PP) (kPa)	γ_d (kN/m ³)	γ_t (kN/m ³)	G _s (-)	w _n (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IC (-)
BH16	CR3	5.0				2.70					
BH17	CR1	3.0									
BH17	CR2	5.6									
BH17	CR3	8.0				2.70					
BH18	CR2	3.0				2.70					
BH18	CR4	9.0				2.71					
BH18	CR3	6.0				2.71					
BH19	CR2	7.0				2.71					
BH19	CR3	9.0				2.73					
BH20	CR2	4.7				2.71					
BH20	CR3	6.5				2.71					
BH20	CR4	9.0				2.71					
BH22	CR1	2.0				2.70					
BH22	CR2	5.5				2.71					
BH24	CR3	8.0				2.74					
BH25	CR1	5.5				2.70					
BH25	CR2	7.6				2.72					
BH25	CR3	11.1				2.69					
BH25	CR4	15.0				2.72					
BH26	CR4	11.0				2.73					
BH26	CR2	5.5				2.70					
BH26	CR3	9.0				2.70					
BH27	CR3	6.0				2.70					
BH27	CR4	8.0				2.70					
BH27	CR2	3.0				2.72					
BH28	CR1	3.0				2.71					
BH28	CR2	6.0				2.71					
BH28	CR3	10.4				2.70		31	15	16	
BH29	CR1	3.0				2.73					
BH29	CR2	6.0				2.71					
BH29	CR3	9.6						27	14	13	
BH29	CR4	11.0				2.69		23	13	10	
BH30	CR2	5.0				2.69					

Sondaggio n.	Campione n.	Profon. (m)	C _u (PP) (kPa)	γ _d (kN/m ³)	γ _t (kN/m ³)	G _s (-)	w _n (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IC (-)
BH30	CR3	7.0				2.70					
BH31	CR1	3.0				2.72					
BH32	CR3	5.0				2.73					
BH33	CR2	5.7				2.69					
BH34	CR2	4.0				2.71					
BH34	CR4	7.0				2.70					
BH35	CR2	3.0				2.73					
BH35	CR3	6.0				2.71					
BH36	CR1	2.0				2.70					
BH36	CR4	8.5				2.71					
BH37	CR3	7.0		17.1	20.6	2.71		27	17	10	
BH38	CR1	9.0				2.71					
BH38	CR2	11.0				2.73					
BH39	CR1	6.0				2.72					
BH39	CR2	9.0				2.72					
BH40	CR1	9.0				2.72					
BH40	CR2	12.0				2.70					
BH41	CR1	6.0				2.71					
SF1-DH	CR1	7.2				2.71		23	12	11	
SF2-PZ	CR1	2.8				2.69					
SF3-PZ	CR2	3.8				2.67					
SF5-PZ	CR2	6.7				2.67					
SF5-PZ	CR3	7.5				2.67		33	17	16	
SF6-PZ	CR1	2.6				2.67		28	14	14	
SF6-PZ	CR2	6.5				2.71					
SF7-PZ	CR1	9.2				2.67					

Tabella 3-14. Risultati prove di classificazione di laboratorio (strato 3)

Sondaggio n.	Campione n.	Profon. (m)	C _u (PP) (kPa)	γ _d (kN/m ³)	γ _t (kN/m ³)	G _s (-)	w _n (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IC (-)
BH01	CR3	6.0	450			2.72		41	19	22	

Sondaggio n.	Campione n.	Profon. (m)	C _u (PP) (kPa)	γ _d (kN/m ³)	γ _t (kN/m ³)	G _s (-)	w _n (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IC (-)
BH01	CR4	9.7	160			2.72		26	16	10	
BH01	CI1	12.6	415	17.4	20.5	2.72	18.00	33	15	18	0.83
BH01	CI2	22.7		17.5	20.8	2.73	19.00	31	17	14	0.86
BH02	CR4	9.3	448			2.73		41	18	23	
BH02	CI1	16.0	395	17.8	18.9	2.74	19.00	40	19	21	1.00
BH02	CI2	27.8	497	17.5	20.9	2.73	19.51	41	18	23	0.93
BH03	CI2	23.7		17.5	20.5	2.73	18.00	36	18	18	1.00
BH03	CI1	12.0		18.2	21.2	2.74	15.86	35	18	17	1.11
BH03	CI2	23.7				2.73	17.40	36	18	18	1.03
BH04	CI1	12.1	738	19.3	22.3	2.73	15.50	34	14	20	0.92
BH04	CI2	27.7	303	17.3	21	2.74	21.25	35	15	20	0.70
BH05	CI1	17.6		18	21.3	2.74	17.60	39	17	22	0.97
BH05	CI2	24.4	473	18.2	21.7	2.74	19.40	37	15	22	0.80
BH06	CI1	15.3	460	17.7	21	2.73	18.50	39	16	23	0.89
BH06	CI2	26.6		18.3	21.8	2.7	18.32	37	15	22	0.85
BH13	CI1	19.4		17.1	20.7	2.73	21.00	35	17	18	0.78
BH13	CI2	34.4	363	17.9	21.3	2.73	18.20	34	17	17	0.94
BH14	CI1	14.5	450	17.9	21.3	2.7	18.60	42	16	26	0.90
BH14	CR4	9				2.71		46	19	27	
BH14	CI2	24.4	628			2.72		42	17	25	
BH15	CR4	8.9		18.0	21.4	2.73	19.40	39	16	23	0.85
BH15	CI1	18.3	483	17.8	21.3	2.75	18.30	41	19	22	1.03
BH15	CI2	27.5	313	17.1	20.6	2.73	20.00	39	16	23	0.82
BH16	CR4	7.5				2.73	19.40	41	17	24	0.90
BH16	CI1	10.6	933	18.2	21.4	2.73		42	17	25	
BH16	CI2	19.3	423	17.6	21.0	2.71	19.00	41	18	23	0.95
BH18	CI1	13.6	198	15.6	19.5	2.71	25.30	47	16	31	0.71
BH18	CI2	25.2		18.6	21.6	2.70	17.90	39	18	21	1.00
BH26	CI2	25.6		17.3	20.6	2.69	18.70	43	18	25	0.97
BH26	CR4	11									
BH27	CI2	15.6	525	18.4	21.4	2.71	16.40	35	18	17	1.09
BH28	CI2	24.3		18.2	21.2	2.72	16.10	37	16	21	1.00
BH29	CI1	16.4		17.3	20.4	2.72	18.10	43	18	25	1.00
BH37	CI2	22	405	16.5	20.4	2.73	23.50	53	18	35	0.84

Sondaggio n.	Campione n.	Profon. (m)	C _u (PP) (kPa)	γ _d (kN/m ³)	γ _t (kN/m ³)	G _s (-)	w _n (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IC (-)
BH37	CI3	28		17.8	21.2	2.70	19.40	46	20	26	1.02
BH21	CI1	19	528	16.7	20.3	2.72	21.30	44	19	25	0.92
BH24	CI1	17.5	500	17.3	20.8	2.74	19.80	42	20	22	1.01
BH31	CI2	27	650	17.4	20.3	2.72	16.10	39	19	20	1.15
BH36	CI2	24	475	16.9	20.6	2.74	21.60	52	21	31	0.98
BH42	CI2	24	363	17.2	20.6	2.73	19.30	46	21	25	1.07
BH43	CI2	18	355	17.0	20.7	2.71	21.20	48	22	26	1.04
BH44	CI2	17.4	463	16.7	20.4	2.71	21.90	48	21	27	0.96
BH07	CI1	11.4	423	17.7	21.1	2.70	18.80	36	18	18	0.96
BH36	CI1	13.8	408	17.0	20.6	2.72	20.80	41	19	22	0.92
BH31	CI1	18	317	17.5	20.9	2.71	18.80	38	19	19	1.01
BH20	CI1	14.8	400	16.0	19.9	2.73	22.40	48	23	25	1.02
BH41	CI4	31	650	17.7	21.0	2.75	18.50	43	21	22	1.11
SF1-DH	CI1	11.8	468	17.94	21.08	2.69	16.60	33	15	18	0.91
SF1-DH	CI2	17.8		17.29	20.66	2.68	19.30	30	14	16	0.67
SF2-PZ	CI1	14.3	1051	17.09	20.54	2.69	19.80	40	16	24	0.84
SF2-PZ	CI2	19.8		17.29	20.67	2.69	17.80	39	18	21	1.01
SF3-PZ	CI1	7.8	768	16.41	20.11	2.69	22.60	46	20	26	0.90
SF3-PZ	CI2	13.3		17.07	20.54	2.69	20.80	46	20	26	0.97
SF4-PZ	CR1	8.2				2.67					
SF4-PZ	CI1	17.8		16.41	20.11	2.69	22.60	46	21	25	0.94
SF5-PZ	CI2	15.3	408	17.39	20.73	2.69	19.20	31	14	17	0.69
SF5-PZ	CI3	22.3		17.48	20.79	2.69	16.50	31	15	16	0.91
SF6-PZ	CI1	10.3	391	17.22	20.63	2.69	19.40	35	16	19	0.82
SF6-PZ	CI2	17.3		17.76	20.96	2.69	16.90	27	13	14	0.72
SF7-PZ	CI1	17.8		16.02	19.87	2.69	23.00	38	17	21	0.71

La *Tabella 3-11* (parte a, parte b, parte c) riporta per gli strati individuati i risultati delle prove di laboratorio di tipo meccanico.

Tabella 3-15. Risultati delle prove di laboratorio di tipo meccanico (strato 1)

Sondaggio (n°)	Campione (tipo)	Profon. (m)	c _u TX (kPa)	c _u vane (kPa)	c' TD (kPa)	φ' TD (gradi)	c' TX (kPa)	φ' TX (gradi)	M (σ' v0) (MPa)	k (σ' v0) (m/s)
BH01	CR1	1.0			0.0	27.00				
BH03	CR1	1.5							4300	2E-08

Sondaggio	Campione	Profon.	c _u TX	c _u vane	c' TD	φ' TD	c' TX	φ' TX	M (σ' v0)	k (σ' v0)
(n°)	(tipo)	(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(gradi)	(kPa)	(gradi)	(MPa)	(m/s)
BH04	CR1	2.0			0.0	31.00				
BH04	CR3	6.5							4000	3E-08
BH04	CR4	8.6					10.00	24		
BH05	CR1	1.0								
BH05	CR4	8.6			10.0	34.00			4000	1E-08
BH06	CR1	1.5			20.0	22.00				
BH06	CR2	5.0	240						6200	3E-08
BH13	CR1	1.0			0.0	36.00				
BH13	CR2	5.0			0.0	40.00				
BH16	CR1	1.5								
BH18	CR1	1.3			0.0	33.00				
BH17	CI1	1.5			40.0	23.00			----	9.9E-08
BH25	CI1	1.5			20.0	27.70				
BH01	CR1	1.0			10.0	26.60				
BH02	CR1	2.0			0.0	37.00				
BH02	CR2	5.5								
BH02	CR3	7.3			NP	NP				
BH03	CR2	4.5			0.0	40.00				
BH03	CR3	6.0			0.0	38.60				
BH03	CR4	8.5								
BH04	CR2	5.0			NP	NP				
BH13	CR3	7.0								
BH14	CR1	2.0			NP	NP				
BH14	CR2	4.0								
BH15	CR1	1.0								
BH15	CR2	3.0			0.0	45.00				
BH15	CR3	6.6								
BH16	CR2	3.0								
BH17	CR1	3.0			NP	NP				
BH17	CR2	5.6			NP	NP				
BH19	CR1	4.0			NP	NP				
BH20	CR1	2.0								
BH21	CR1	2.4								
BH24	CR1	2.0								

Sondaggio	Campione	Profon.	c _u TX	c _u vane	c' TD	φ' TD	c' TX	φ' TX	M (σ' v0)	k (σ' v0)
(n°)	(tipo)	(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(gradi)	(kPa)	(gradi)	(MPa)	(m/s)
BH26	CR1	1.6							4000	4.7E-09
BH27	CR1	1.6								
BH30	CR1	3.0			0.0	40.00				
BH34	CR1	2.0								
BH34	CR3	5.0			NP	NP				
BH35	CR1	1.5								
BH35	CR2	3.0								
BH37	CR1	2.0								
BH25	CI1	1.5			10.0	29.00				
BH17	CI1	1.5			10.0	33.00			5000	9.9E-08
SF3-PZ	CR1	1.4								
SF5-PZ	CI1	2.3		35.0	19.7	27.00				

Tabella 3-16. Risultati delle prove di laboratorio di tipo meccanico (strato 2)

Sondaggio	Campione	Profon.	c _u TX	c _u vane	c' TD	φ' TD	c' TX	φ' TX	M (σ' v0)	k (σ' v0)
(n°)	(tipo)	(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(gradi)	(kPa)	(gradi)	(MPa)	(m/s)
BH01	CR2	4.1			0.0	66.00	40	29		
BH02	CR1	2.0			0.0	36.00				
BH02	CR2	5.5								
BH02	CR3	7.3			-	-				
BH03	CR2	4.5			0.0	42.00				
BH03	CR3	6.0								
BH03	CR4	8.5			0.0	38.00				
BH04	CR2	5.0			-	-				
BH05	CR2	4.4								
BH05	CR3	6.0			NP	NP				
BH06	CR3	7.0			NP	NP				
BH06	CR4	9.0								
BH13	CR4	9.0			0.0	38.60				
BH14	CR1	2.0								
BH14	CR2	4.0			0.0	48.00				
BH15	CR1	1.0								
BH15	CR2	3.0			0.0	46.00				
BH16	CR3	5.0			NP	NP				

Sondaggio	Campione	Profon.	c _u TX	c _u vane	c' TD	φ' TD	c' TX	φ' TX	M(σ' v0)	k (σ' v0)
(n°)	(tipo)	(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(gradi)	(kPa)	(gradi)	(MPa)	(m/s)
BH17	CR1	3.0			-	-				
BH17	CR2	5.6			0.0	46.00				
BH17	CR3	8.0								
BH18	CR2	3.0								
BH18	CR4	9.0								
BH18	CR3	6.0								
BH19	CR2	7.0			NP	NP				
BH19	CR3	9.0								
BH20	CR2	4.7								
BH20	CR3	6.5			NP	NP				
BH20	CR4	9.0								
BH22	CR1	2.0								
BH22	CR2	5.5								
BH24	CR3	8.0								
BH25	CR1	5.5								
BH25	CR2	7.6			NP	NP				
BH25	CR3	11.1			0.0	38.00				
BH25	CR4	15.0								
BH26	CR4	11.0								
BH26	CR2	5.5			NP	NP				
BH26	CR3	9.0								
BH27	CR3	6.0			NP	NP				
BH27	CR4	8.0								
BH27	CR2	3.0								
BH28	CR1	3.0								
BH28	CR2	6.0								
BH28	CR3	10.4	35							
BH29	CR1	3.0								
BH29	CR2	6.0			NP	NP				
BH29	CR3	9.6			0.0	33.00				
BH29	CR4	11.0								
BH30	CR2	5.0			NP	NP				
BH30	CR3	7.0								
BH31	CR1	3.0								

Sondaggio	Campione	Profon.	c _u TX	c _u vane	c' TD	φ' TD	c' TX	φ' TX	M(σ' v0)	k (σ' v0)
(n°)	(tipo)	(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(gradi)	(kPa)	(gradi)	(MPa)	(m/s)
BH32	CR3	5.0								
BH33	CR2	5.7								
BH34	CR2	4.0								
BH34	CR4	7.0			NP	NP				
BH35	CR2	3.0								
BH35	CR3	6.0								
BH36	CR1	2.0								
BH36	CR4	8.5								
BH37	CR3	7.0			40.0	22.00				
BH38	CR1	9.0								
BH38	CR2	11.0								
BH39	CR1	6.0			NP	NP				
BH39	CR2	9.0			0.0	38.00				
BH40	CR1	9.0			0.0	38.00				
BH40	CR2	12.0								
BH41	CR1	6.0								
SF1-DH	CR1	7.2								
SF2-PZ	CR1	2.8								
SF3-PZ	CR2	3.8								
SF5-PZ	CR2	6.7								
SF5-PZ	CR3	7.5								
SF6-PZ	CR1	2.6								
SF6-PZ	CR2	6.5								
SF7-PZ	CR1	9.2								

Tabella 3-17. Risultati delle prove di laboratorio di tipo meccanico (strato 3)

Sondaggio	Campione	Profon.	c _u TX	c _u vane	c' TD	φ' TD	c' TX	φ' TX	M(σ' v0)	k (σ' v0)
(n°)	(tipo)	(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(gradi)	(kPa)	(gradi)	(MPa)	(m/s)
BH01	CR3	6.0					12.00	23		
BH01	CR4	9.7					40.00	24		
BH01	CI1	12.6					10.00	27.8	5600	5E-08
BH01	CI2	22.7	190							
BH02	CR4	9.3					20.00	25.8	5400	3.2E-08
BH02	CI1	16.0	180							

Sondaggio	Campione	Profon.	c _u TX	c _u vane	c' TD	φ' TD	c' TX	φ' TX	M(σ' v0)	k (σ' v0)
(n°)	(tipo)	(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(gradi)	(kPa)	(gradi)	(MPa)	(m/s)
BH02	CI2	27.8							8500	7.8E-09
BH03	CI2	23.7	240						8000	3.3E-08
BH03	CI1	12.0	180							
BH03	CI2	23.7	250						3000	----
BH04	CI1	12.1					10.00	26	5000	1.81E-07
BH04	CI2	27.7	120							
BH05	CI1	17.6	210							
BH05	CI2	24.4					20.00	23	7000	1.5E-08
BH06	CI1	15.3	270						6000	2.7E-08
BH06	CI2	26.6					40.00	23		
BH13	CI1	19.4	170						6500	2.7E-09
BH13	CI2	34.4					40.00	21	8400	9.6E-09
BH14	CI1	14.5					20.00	19	6400	2.5E-08
BH14	CR4	9	205							
BH14	CI2	24.4					20.00	19	7500	3.2E-08
BH15	CR4	8.9					40.00	22	6500	2.4E-08
BH15	CI1	18.3	380							
BH15	CI2	27.5	140						8000	9.6E-09
BH16	CR4	7.5	310						3700	8.5E-08
BH16	CI1	10.6			40.0	20.00			7000	1.5E-08
BH16	CI2	19.3	290		10.0	24.00				
BH18	CI1	13.6	140						7100	8.9E-09
BH18	CI2	25.2					50.00	21	7000	5.0E-08
BH26	CI2	25.6							7000	4.9E-08
BH26	CR4	11							5800	----
BH27	CI2	15.6	360							
BH28	CI2	24.3							9000	2.9E-08
BH29	CI1	16.4	340							
BH37	CI2	22	280						7500	----
BH37	CI3	28					40.00	21		
BH21	CI1	19					20.00	21	4900	----
BH24	CI1	17.5					30.00	21		
BH31	CI2	27					20.00	22	7000	----
BH36	CI2	24					10.00	22	6000	----

Sondaggio	Campione	Profon.	c _u TX	c _u vane	c' TD	φ' TD	c' TX	φ' TX	M(σ' v ₀)	k (σ' v ₀)
(n°)	(tipo)	(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(gradi)	(kPa)	(gradi)	(MPa)	(m/s)
BH42	CI2	24					30.00	23	9000	----
BH43	CI2	18					10.00	26	7000	----
BH44	CI2	17.4	280				10.00	24		
BH07	CI1	11.4					5.00	27	6300	----
BH36	CI1	13.8	250		0.0	29.00				
BH31	CI1	18			30.0	19.00				
BH20	CI1	14.8			10.0	29.00			6000	----
BH41	CI4	31					0.00	30	9000	----
SF1-DH	CI1	11.8	468		12.3	26.20				
SF1-DH	CI2	17.8								
SF2-PZ	CI1	14.3	1051	100	9.61	20.11				
SF2-PZ	CI2	19.8		100			8.50	30		
SF3-PZ	CI1	7.8	768	100	9.85	20.13				
SF3-PZ	CI2	13.3		100						
SF4-PZ	CR1	8.2								
SF4-PZ	CI1	17.8		100	6.84	20.56	11.30	27		
SF5-PZ	CI2	15.3	408	65	17.13	24.96				
SF5-PZ	CI3	22.3		100			21.60	32		
SF6-PZ	CI1	10.3	391	100	5.71	25.79				
SF6-PZ	CI2	17.3		100			3.30	31		
SF7-PZ	CI1	17.8		31	23.1	24.00	14.20	30		

NOTA 1: lo strato 2 è caratterizzato da terreno non coesivo (no prove edometriche)

NOTA 2: se il valore di k non è indicato nelle tabelle sopra, ciò è dovuto al fatto che esso non è stato misurato nel campo tensionale vicino al valore di σ'_{v0} (tensione verticale efficace).

Sulla base dei diagrammi delle curve sforzi efficaci-deformazioni delle prove edometriche si è cercato di valutare la tensione verticale efficace di sovraconsolidazione ($\sigma'_{v \max}$) e il corrispondente valore del grado di sovraconsolidazione (OCR). A questo scopo sono state nuovamente diagrammate le curve sforzi-deformazioni edometriche. Questi diagrammi sono allegati alla versione aggiornata della relazione geotecnica. In qualche caso non è risultato tuttavia possibile pervenire ad una adeguata definizione di OCR, a causa della cattiva qualità del campione, e quindi dei risultati delle prove.

La tabella 6.9 al paragrafo 6.3 della caratterizzazione geotecnica riporta i valori della tensione di preconsolidazione, da cui si rafforza il concetto sopra espresso.

In sintesi si hanno n.187 campioni, tra rimaneggiati e indisturbati, su cui sono state eseguite misure del contenuto d'acqua (naturale o da campione disturbato), analisi granulometriche, determinazioni dei limiti di Atterberg, misure della resistenza al taglio non drenata c_u , misure della resistenza drenata (coesione, c' e angolo di resistenza al taglio, ϕ'), prove edometriche per la misura del coefficiente di consolidazione e del coefficiente di permeabilità.

Le prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati hanno consentito di ottenere informazioni circa:

- natura e caratteristiche fisiche dei terreni;
- parametri di resistenza al taglio in condizioni non drenate (c_u);
- parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate (ϕ' e c');
- parametri di compressibilità e deformabilità;
- parametri di permeabilità.

4 SITUAZIONE STRATIGRAFICA LUNGO IL TRACCIATO

Il tracciato del lotto in oggetto è rappresentato nella Figura 4-1, ed è ubicato nel settore settentrionale della Regione Abruzzo, ad Est del capoluogo della Provincia di Teramo, nei territori comunali di Giulianova, Roseto degli Abruzzi, Notaresco, Mosciano Sant'Angelo.



Figura 4-1. Inquadramento geografico dell'area di studio (estratto dalla relazione geologica ANAS)

Il tracciato si sviluppa in adiacenza al Fiume Tordino, la cui incisione è evidente nella citata Figura 4-1. Dal punto di vista geologico (si veda la relazione geologica ANAS del giugno 2018), partendo dal basso, è presente la formazione del Mutignano, al cui interno si distingue l'associazione pelitica caratterizzata da argille marnose grigie stratificate, il cui spessore nel complesso è stimato dell'ordine di 200 metri.

Al di sopra si hanno i depositi fluviali e di conoide alluvionale, che possono affiorare soprattutto in sinistra idrografica del F. Tordino. Si tratta di ghiaie e sabbie con clasti ben arrotondati, in matrice limoso-sabbiosa. Lo spessore alla grande scala è mediamente di 10-20 metri.

Come descritto nella relazione geologica sopra citata, i sondaggi eseguiti (anno 2018) hanno messo in evidenza un assetto stratigrafico omogeneo quale quello descritto sopra, con una copertura di origine più recente di terreno vario ma in genere limoso argilloso, che comprende il coltivo.

Le opere maggiori che si presentano lungo l'asse principale sono:

- Ponticello (L = 11 m – Progr. km 1+111)
- Sottovia scatolare (L = 17.80 m – Progr. km 2+490)
- Sottovia scatolare (L = 23.70 m – Progr. Km 3+303)
- Cavalcavia (Progr. km 3+515)
- Sottovia scatolare (L = 16.10 m – Progr. km 4+321)
- Sottovia scatolare (L = 17.00 m – Progr. km 0+037 dalla rotatoria 2)
- Sottovia scatolare (L = 16.20 m – Progr. km 0+874)
- Viadotto 1 (L = 560 m – da Progr. 0+880 circa a Progr. 1+448 circa)

La maggior parte del tracciato si sviluppa in rilevato, con spessore al massimo di circa 7+8 metri. Solo in corrispondenza della rotatoria 2 l'altezza del rilevato diventa dell'ordine di 10 metri.

La sequenza stratigrafica dell'area interessata dal tracciato in progetto è descritta nel Profilo Geotecnico (T00GE02GETFG01-02-03-04-05), ove in corrispondenza delle verticali indagate sono rappresentati i log stratigrafici e, direttamente in corrispondenza delle verticali esaminate, i risultati delle prove penetrometriche SPT e delle letture piezometriche laddove presenti.

L'esame d'insieme dei risultati porta al seguente schema stratigrafico:

1. Lo strato 1, considerato come terreno naturale, è materiale prevalentemente limoso-argilloso, poco o mediamente plastico; nel complesso è compatto, grazie alla posizione della superficie piezometrica posta ad almeno 3.5 metri dal piano campagna. A modificare in parte il giudizio sopra espresso, concorre il fatto che in qualche sondaggio è stato individuato terreno di riporto, (compreso anche rifiuto solido urbano), legato certamente a movimenti terra pregressi. La disomogeneità di questo strato e la variabilità geotecnica che ne consegue necessitano attenzione nel caso dello studio del comportamento dei rilevati maggiori.
2. Lo strato 2, non coesivo in quanto sabbioso-ghiaioso, è ben addensato e di buone caratteristiche geotecniche. Anche in questo caso la sua definizione è complicata dalla presenza di zone in cui esso è stato parzialmente asportato e sostituito con materiale di riporto, di caratteristiche peggiori. I risultati delle analisi granulometriche mostrano che è sempre presente una certa componente limosa, anche se modesta; in qualche caso prevale il contenuto di ghiaia.
3. Lo strato 3 rappresenta la formazione marnosa, coesiva e molto compatta. I valori della sua resistenza al taglio non drenata (c_u) sono sempre molto elevati; quelli misurati sulle carote del terreno al momento della loro estrazione dal carotiere sono più elevati di quelli, dello stesso tipo, misurati in laboratorio sui campioni indisturbati. Ciò suggerisce che la c_u ricavata dalle prove di laboratorio rappresenti il limite inferiore di questo parametro. Lo strato 3 presenta, in alcuni casi, un cappellaccio di alterazione, la cui consistenza è almeno la metà di quella del materiale non alterato; lo spessore di questo strato secondario è limitato a pochi metri.

Le prove di taglio diretto e le prove triassiali per la misura dei parametri drenati del terreno (c' e ϕ') permettono di caratterizzare gli strati coesivi in modo completo, anche in termini di deformabilità.

5 CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

5.1 PREMESSA

In questa sezione si forniscono i criteri utilizzati per la stima dei principali parametri geotecnici. Essi sono illustrati in dettaglio nelle pubblicazioni elencate al paragrafo 2.2.

5.2 PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO

Materiali a grana grossa (ghiaie e sabbie)

I parametri di resistenza al taglio per i terreni a grana grossa sono stati dedotti utilizzando i risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT per la stima della densità relativa D_r , e successivamente noto tale parametro, si è fatto riferimento alla relazione proposta da Bolton (1986), in modo da tener conto dello stato di addensamento e del livello tensionale.

$$\phi' = \phi'_{cv} + m \cdot DI$$
$$DI = D_r \cdot [Q - \ln(p'_f)] - 1$$

dove:

- D_r = densità relativa, stimata col metodo di Cubrinovski & Ishihara
- Q = parametro che tiene conto della natura dei grani, pari a 10 per particelle di natura silicea;
- p'_f = tensione media efficace a rottura, assunta pari a $1.4 \cdot \sigma'_{ff}$ (Jamiolkowski et al.);
- m = parametro che tiene conto delle condizioni di deformazione, assunto pari a 3 in condizioni assialsimmetriche e pari a 5 in condizioni di deformazione piana;
- ϕ'_{cv} = angolo di resistenza al taglio a volume costante, assunto pari a
- $\phi'_{cv} = 32^\circ$ per gli strati di sabbia;
- $\phi'_{cv} = 35^\circ$ per gli strati ghiaiosi.

Per quanto concerne la stima della densità relativa, si è fatto riferimento alla correlazione di Skempton (1986) b, sotto riportata:

$$D_r = [N_{60} / (a \cdot \sigma'_v + b)]^{0.5}$$

dove:

- N_{60} risultato della prove SPT considerando un rendimento nominale del 60 % ed essendo:
- σ'_{vo} = tensione verticale efficace (kPa)
- $a = 0.30$ per ghiaie sabbiose
- $b = 30$ per ghiaie sabbiose

Materiali a grana fine (argille e limi)

Per questi terreni viene fatta la caratterizzazione in condizioni drenate e non drenate (rispettivamente per problemi a lunga o a breve scadenza); sono considerati i risultati delle prove di laboratorio, sia quelli ricavati dalle prove di tipo meccanico su campioni indisturbati, sia quelli ricavati da campioni rimaneggiati (in questo caso per la determinazione delle caratteristiche granulometriche e gli indici di Atterberg). In entrambi i casi verranno presi in considerazione i dati riportati in tabella di Allegato 1, distinti per campagna di indagine, sondaggio e profondità di prelievo del campione.

Mentre nel caso dell'argilla limosa che caratterizza lo strato 3 è stato possibile definire grandezze geotecniche rappresentative (il terreno è relativamente omogeneo sia spazialmente sia in profondità), nel caso dello strato 1 risulta difficile la caratterizzazione geotecnica, a causa della grande diversità di materiale nel passare da una zona all'altra: si va infatti da terreno di riporto a terreno naturale fino al materiale di accumulo di varia natura. In questo caso sono definiti dei campi di variazione dei parametri geotecnici.

Per i terreni a grana fine, ma limitatamente allo strato 3, la resistenza al taglio non drenata c_u è stata valutata sia a partire dai valori di N_{SPT} adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) - vedere anche

Clayton (1995), sia dai valori di questo parametro ricavati dalle prove speditive nel corso dei sondaggi (Vane Test), sia infine considerando i risultati delle prove triassiali. In base ai valori di N_{SPT} la resistenza al taglio non drenata c_u è stimata attraverso la relazione:

$$c_u \cong (5.0 \div 5.5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

La resistenza al taglio in condizioni drenate (coesione apparente c' ed angolo di resistenza ϕ'), è definita in base ai risultati delle prove di laboratorio, sia quelle di classificazione (contenuto d'acqua naturale e proprietà indice) sia quelle di tipo meccanico (prove triassiali).

5.3 PARAMETRI DI DEFORMAZIONE

I moduli di deformazione sono valutati dai risultati delle prove di laboratorio (terreni coesivi) e in base ai risultati delle prove in sito (terreni coesivi ma soprattutto terreni non coesivi). Nel primo caso si hanno a disposizione i valori dalla resistenza al taglio non drenata (da cui si stima il modulo non drenato), i risultati delle prove edometriche (per lo strato 3), le prove pressiometriche (strato 3). Non si è ritenuto utile lo stesso approccio per lo strato strato 1, coesivo, data la sua estrema variabilità; le caratteristiche di deformabilità in condizioni drenate, per questo strato, sono valutate in base ai risultati delle prove di carico su piastra e alle proprietà indice.

Il modulo di taglio a piccole deformazioni viene stimato mediante metodi diversi, in funzione del tipo di indagine svolta (SPT, prove down-hole).

Da prove SPT:

$$G_o = V_s^2 \cdot \rho$$

dove:

ρ = densità del materiale
 V_s = velocità media delle onde di taglio

La velocità delle onde di taglio è stata determinata con la correlazione proposta da Ohta & Goto (1978):

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

nella quale si indica con:

C = costante empirica = 67.3
 N_{60} = valore di N_{SPT} riferito ad un rendimento del 60%
 z = profondità dal piano campagna, in metri;
 f_G = coefficiente che rappresenta la granulometria del deposito (Tabella 5-1)
 f_A = coefficiente che rappresenta l'età geologica del deposito (

Tabella 5-2)

Tabella 5-1. Metodo di Ohta-Goto - Coefficiente f_G (fz. della granulometria del deposito)

f_G	Ghiaia	Sabbia ghiaiosa	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbia fine	Limo/argilla
	1.45	1.15	1.14	1.09	1.07	1.0

Tabella 5-2. Metodo di Ohta-Goto - Coefficiente f_A (funzione dell'età geologica del deposito)

f_A	Depositi dell'Olocene	Depositi del Pleistocene
	1.0	1.3

Per quanto concerne il valore operativo del modulo di deformazione da utilizzare in sede progettuale, si evidenzia come tale valore dipenda dal livello deformativo raggiunto dal terreno nelle condizioni di esercizio e come esso risulti strettamente dipendente dal tipo di opera interagente con il terreno (fondazioni superficiali, paratie, trincee) e dal livello di carico imposto. Pertanto, a titolo orientativo, in Figura 5-1 si riportano i livelli deformativi attesi per diverse opere, secondo le indicazioni fornite da Atkinson & Salfors (1991) e Mair (1993) e nella Figura 5-2, **Error! Reference source not found.** e **Error! Reference source not found.** si riportano le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato.

Il progettista potrà pertanto definire, a seconda della problematica in esame, il livello di degrado che riterrà più opportuno, ovvero adottare una modellazione del terreno che tenga in conto del valore del modulo sia in funzione del livello tensionale esistente, sia del livello di deformazione raggiunto.

Nel caso specifico del presente progetto, facendo ricorso a metodi di calcolo lineari, il modulo è stato stimato in relazione alla tipologia di opere, ipotizzandolo pari ad una certa percentuale di quello iniziale. In particolare sono state fatte le seguenti assunzioni:

- Nel calcolo di opere di sostegno tipo paratie, vincolate e non, il modulo di Young "operativo" è pari a 1/3÷1/5 di quello iniziale;
- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati il modulo di Young "operativo" è pari a 1/10 di quello iniziale.

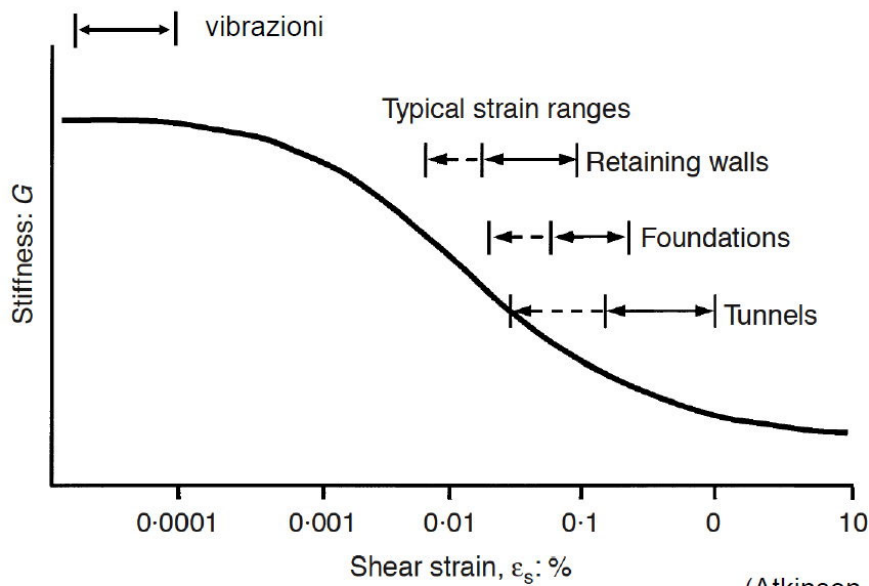


Figura 5-1. Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria in accordo a Atkinson and Salfors (1991) e Mair (1993)

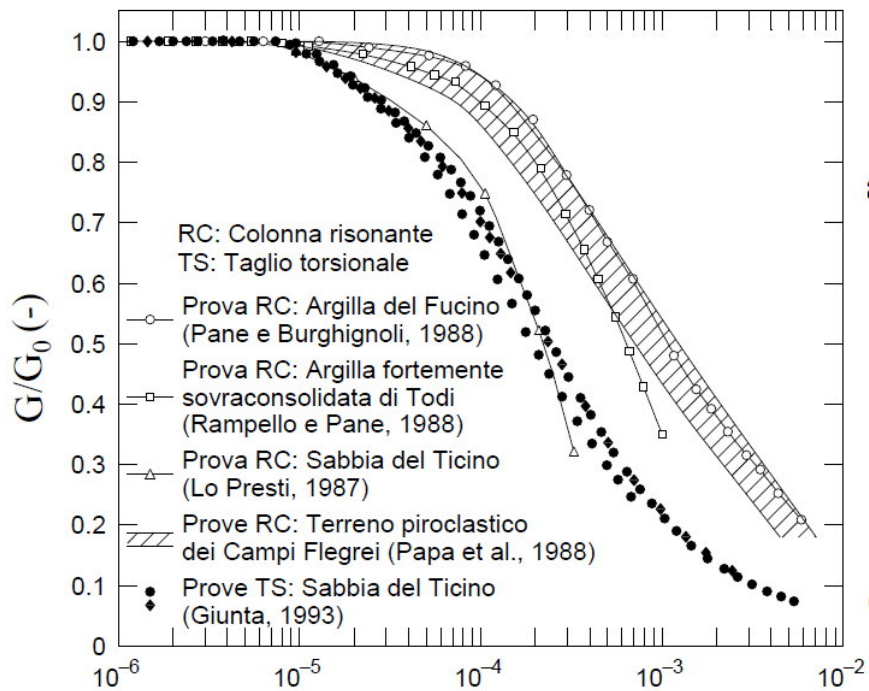


Figura 5-2. Curva di decadimento del modulo di taglio misurati in laboratorio (Lancellotta & Calavera, 1999)

5.4 PROVE SISMICHE

Sia durante la prima sia durante la seconda campagna di indagini sono state eseguite numerose prove di tipo sismico per la misura delle caratteristiche del terreno e la determinazione della categoria sismica del sottosuolo.

Esse sono oggetto di relazione specifica.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Come discusso nei paragrafi precedenti, lo studio geotecnico ha avuto come finalità la classificazione e caratterizzazione dei depositi investigati, coerentemente con le indicazioni emerse dallo studio geologico-geomorfologico della zona. Con riferimento a questo ultimo aspetto, il Profilo Geotecnico riporta in primo luogo i confini tra le varie unità stratigrafiche, già delineati sulla base delle indagini geologiche.

Con questo supporto di base sono state poi definiti i tre strati o unità lito-stratigrafiche ritenute omogenee in termini di comportamento meccanico.

Le unità geotecniche individuate nel presente lavoro sono le seguenti:

- **Strato 1: depositi terrigeni** (argille e limi di formazione recente) da poco a mediamente consistenti. Localmente possono essere sostituiti da materiale di riporto, anche caotico.
- **Strato 2: depositi fluviali e di conoide alluvionale** (ghiaie e sabbie limose), di grado di addensamento da discreto a buono.
- **Strato 3: Formazione del Mutignano** (argilla limosa molto compatta, sovra consolidata, di origine marina). Con riferimento alle massime profondità investigate, la sua resistenza al taglio aumenta con la profondità così come si riduce la deformabilità.

Dalle letture piezometriche nei vari fori di sondaggio, la falda presenta un livello di quota variabile da circa 3 a 4 metri sotto il piano campagna (p.c.). Da un punto di vista generale il livello piezometrico appare legato all'asta fluviale adiacente, messa in comunicazione con lo strato 2, molto permeabile. Lo strato 3, quasi impermeabile al confronto con quello soprastante, confina inferiormente la falda, le cui escursioni sono così legate sostanzialmente a quelle del corso d'acqua. In superficie sono presenti zone di umidità che sono legate a piccole falde sospese all'interno dello strato 1, probabilmente dovute all'attività antropica (scarichi superficiali) o a piccole incisioni nel terreno che raccolgono l'acqua in occasione di forti precipitazioni.

6.1 STRATO 1 (Depositi recenti)

La caratterizzazione geotecnica di questo strato, prevalentemente coesivo, viene condotta sulla scorta delle risultanze delle prove di laboratorio e delle indagini in sito (descrizione e prove di tipo speditivo).

Di seguito si riportano i grafici di interpretazione dei risultati. Si evidenzia che questo strato è molto eterogeneo, essendo solo in parte di origine naturale. Esso ha subito forti variazioni e rimaneggiamenti, per cui attualmente può essere caratterizzato dalla presenza del coltivo seguita da terreno riportato, che ha sostituito il terreno originale. In alcune zone il materiale di riporto risulta non coperto dallo strato coltivo, e in qualche caso il primo è costituito da materiali di scarto e/o da rifiuti.

Per questo la caratterizzazione geotecnica di questo strato, come sarà meglio precisato nel seguito, è incerta; ciò comporta, da un lato, un atteggiamento progettuale prudentiale, dall'altro implica la presa in conto di una variazione marcata del singolo parametro geotecnico.

I principali aspetti connessi allo strato in esame sono:

1. La definizione dello spessore strato di coltivo, che va rimosso e sostituito con terreno idoneo e compattato,
2. L'individuazione e la rimozione del materiale di riporto qualora esso sia di natura organica e molto quindi compressibile,

Il paragrafo 7.2 (Bonifica) definisce, per quanto possibile, natura e spessori di questo strato, zona per zona.

S.S. 80 - Teramo Mare

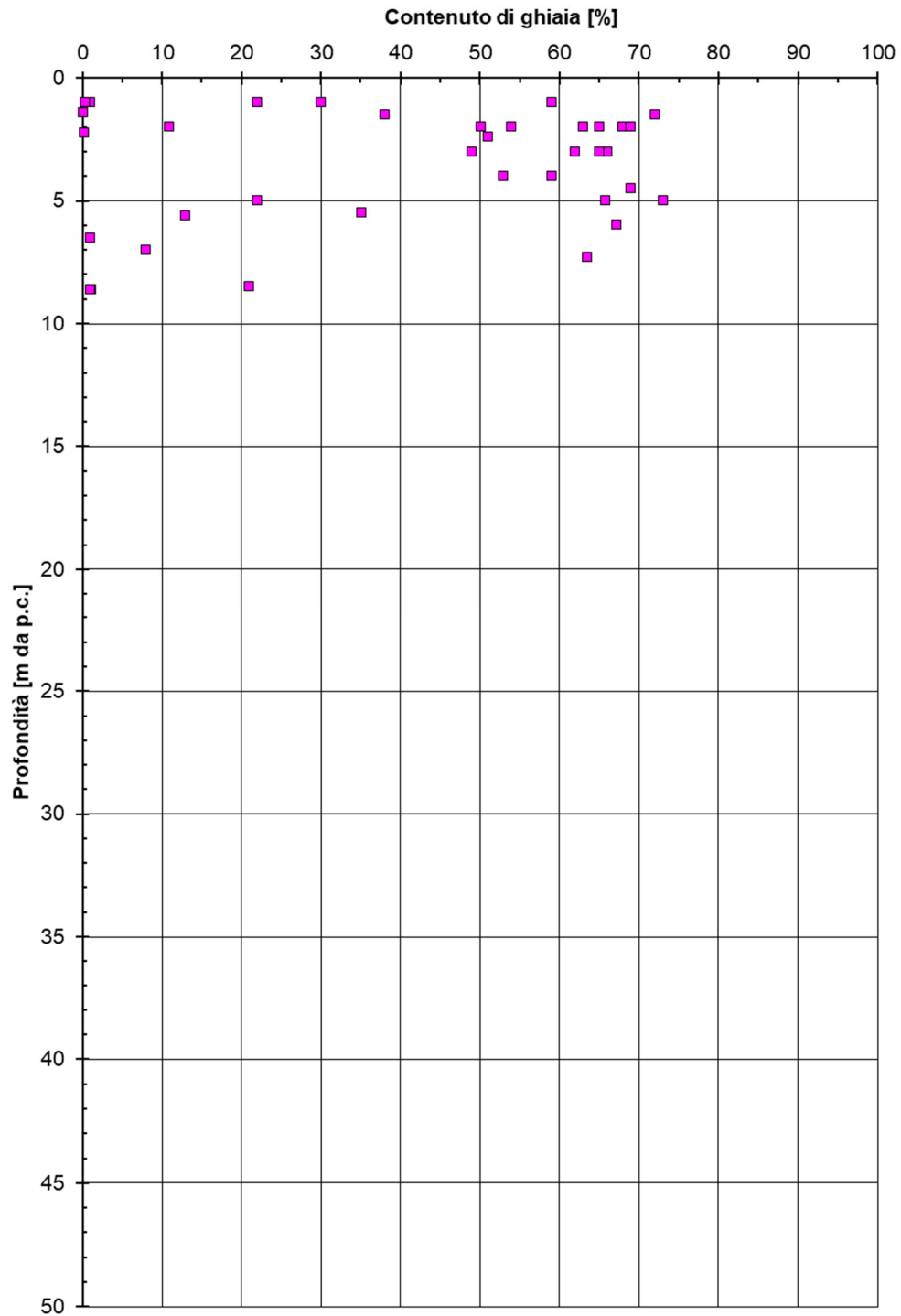


Figura 6-1. Contenuto di ghiaia (Strato 1)

S.S. 80 - Teramo Mare

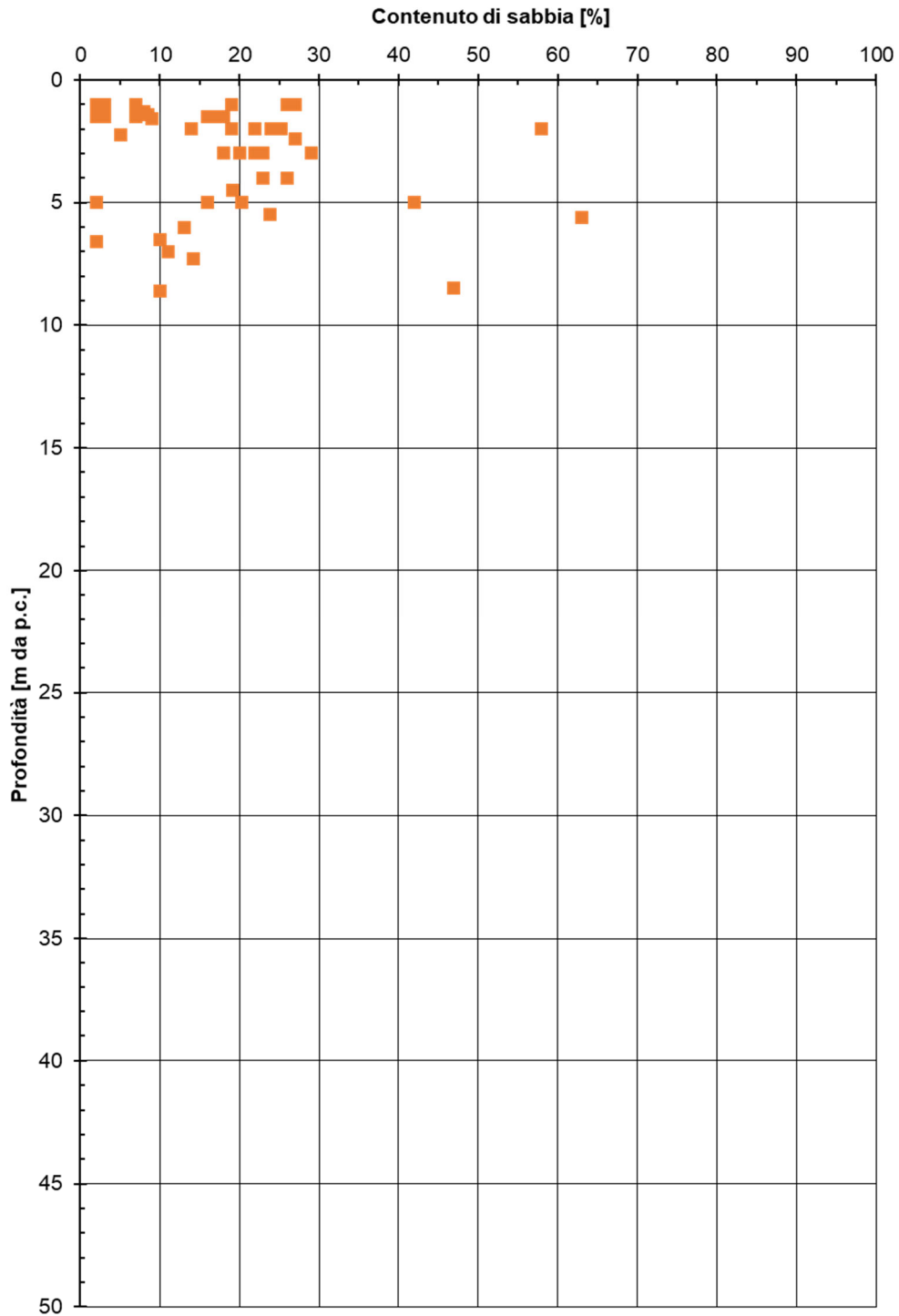


Figura 6-2. Contenuto di sabbia (Strato 1)

S.S. 80 - Teramo Mare

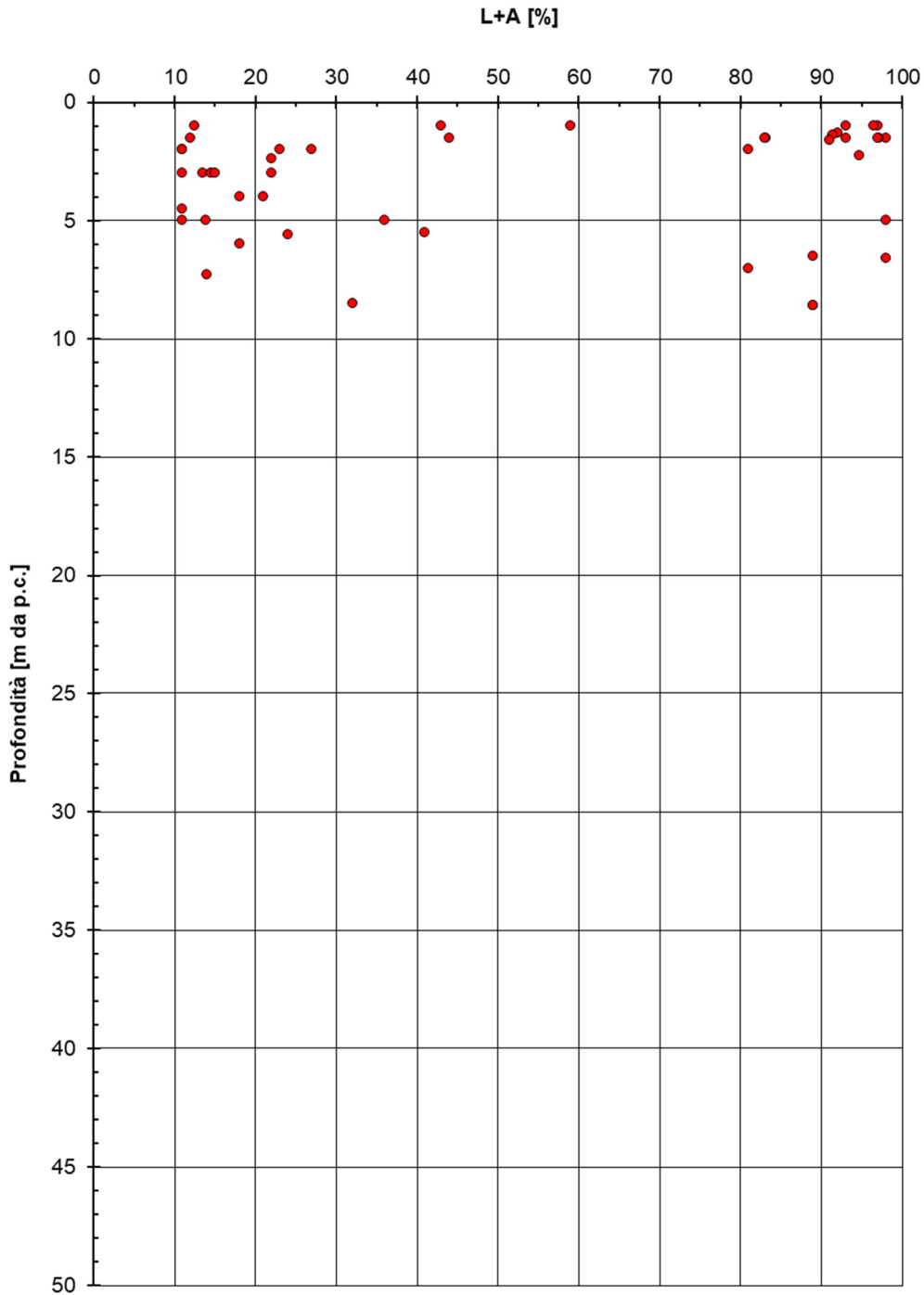


Figura 6-3. Contenuto di limo e argilla (Strato 1)

S.S. 80 - Teramo Mare

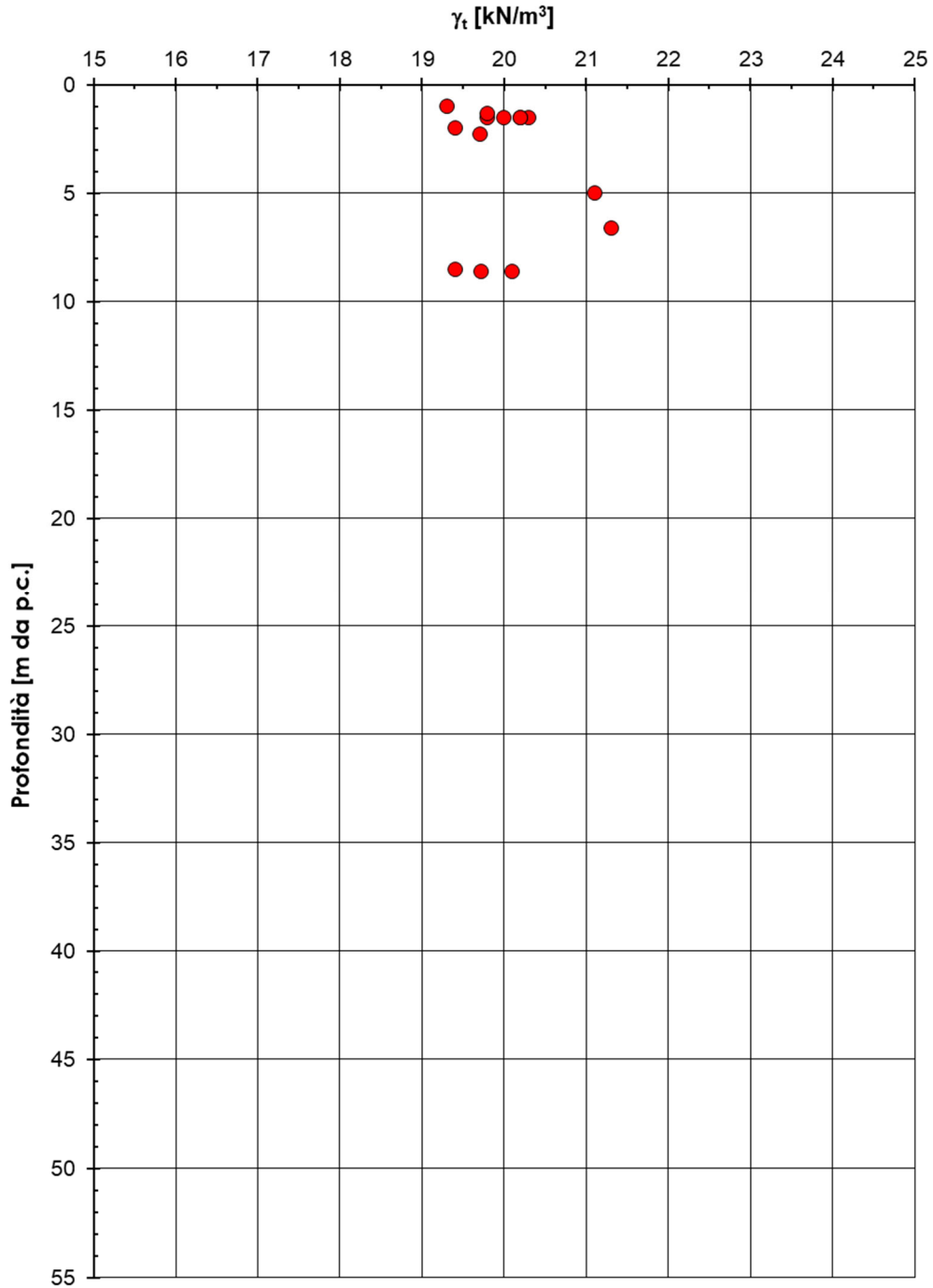


Figura 6-4. Peso di volume totale (Strato 1)

S.S. 810 - Teramo Mare

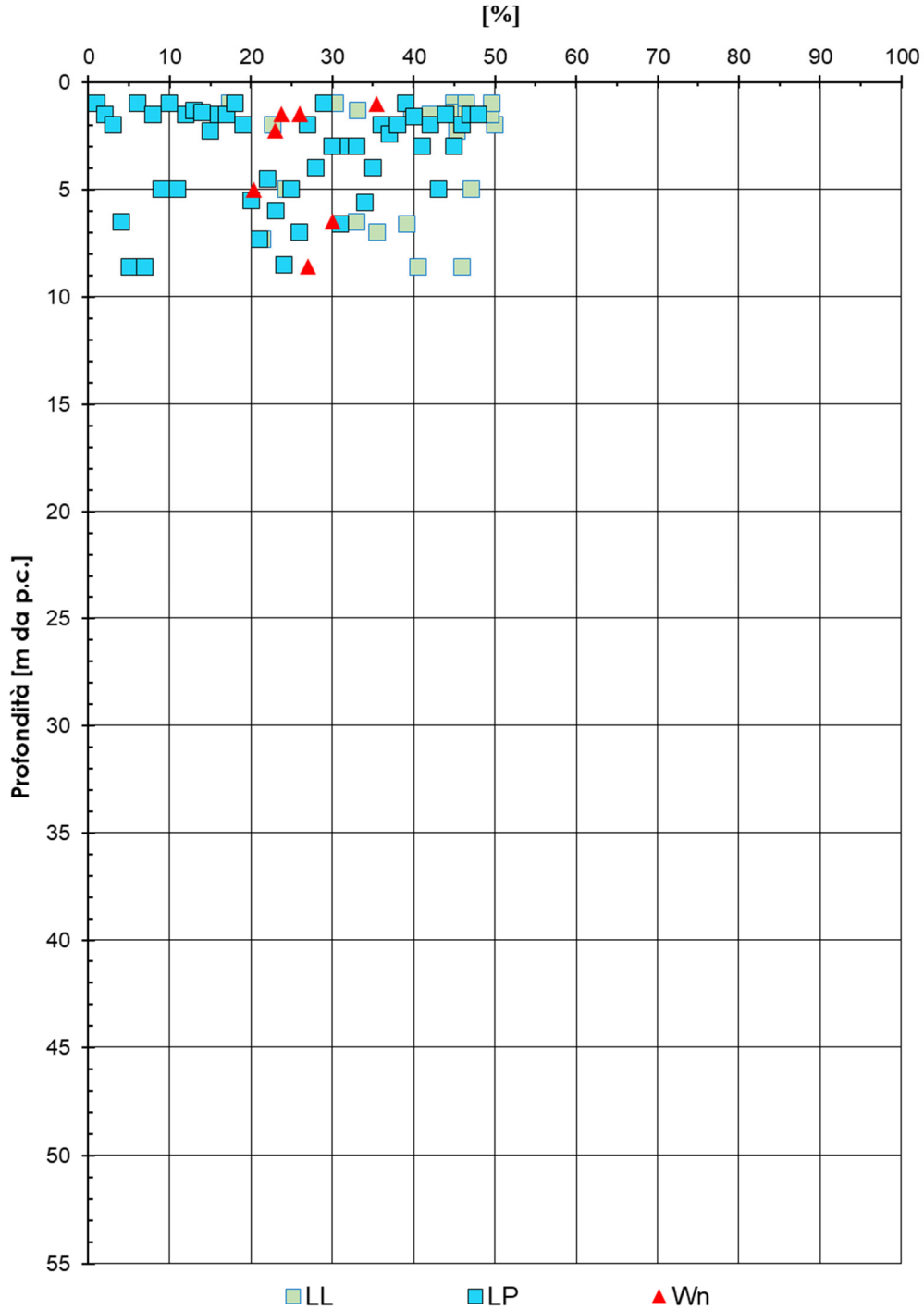


Figura 6-5. Contenuto naturale d'acqua, Limite Liquido, Limite plastico (Strato 1)

S.S. 80 - Teramo Mare

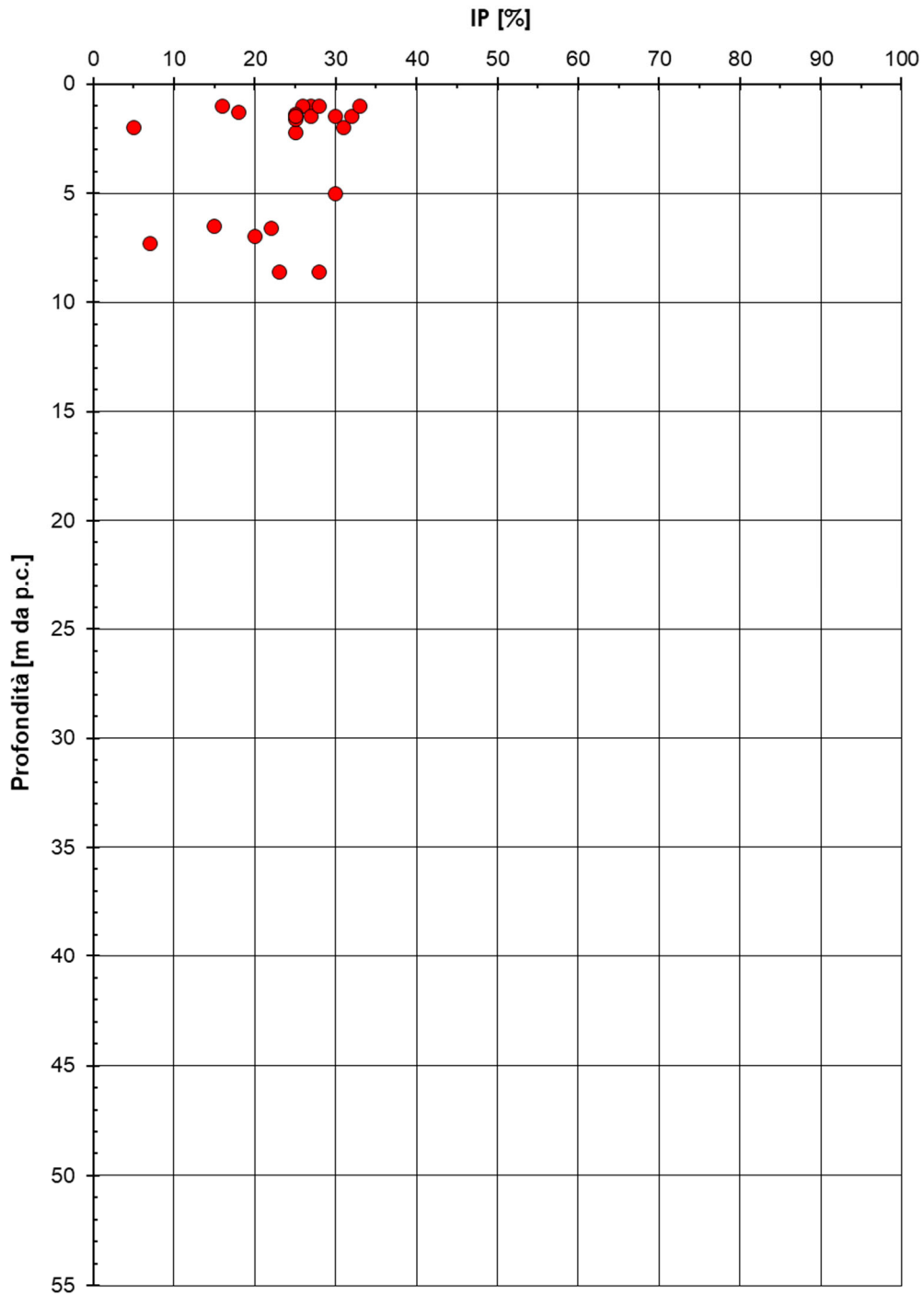


Figura 6-6. Indice di plasticità (Strato 1)

S.S. 80 - Teramo Mare

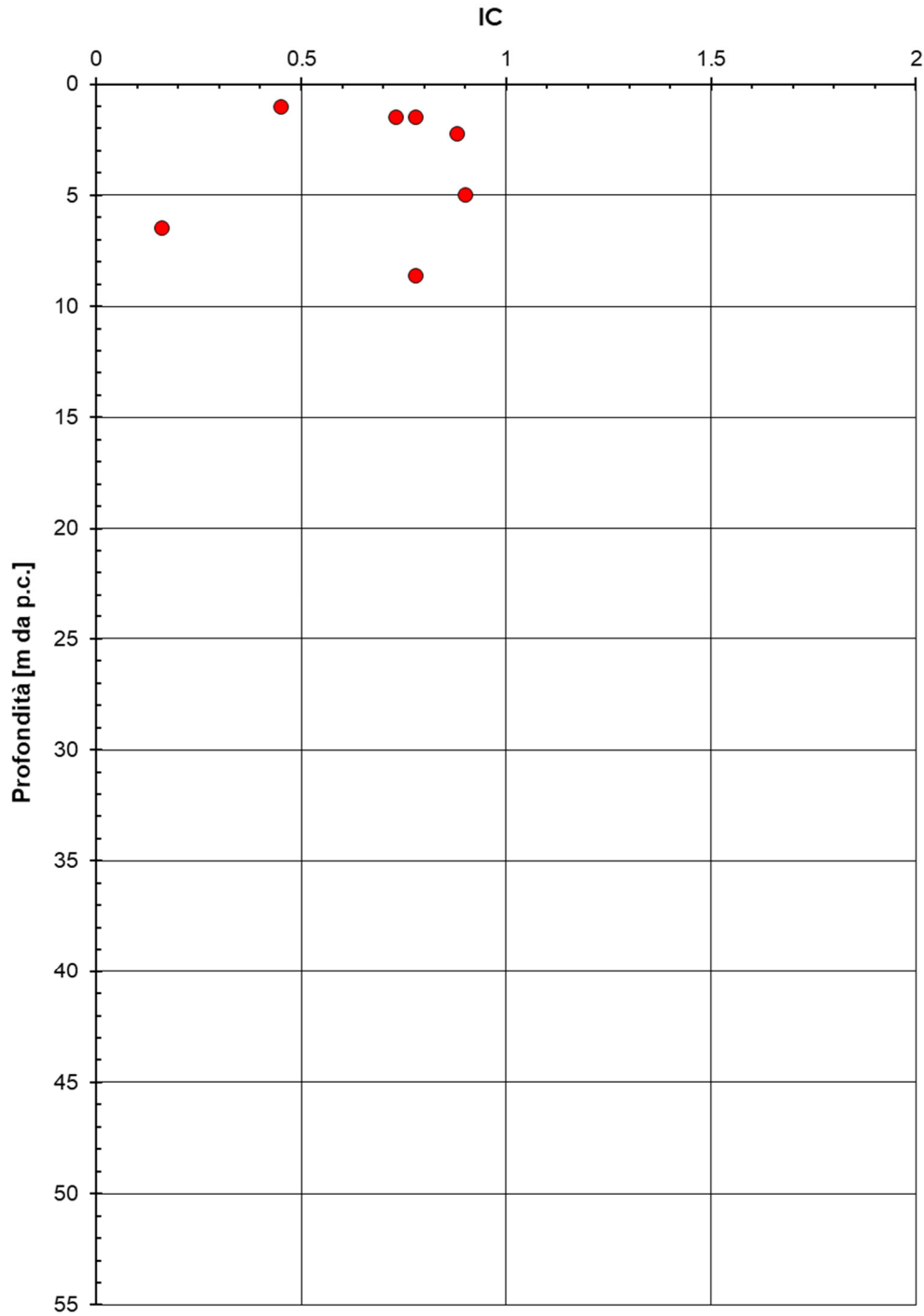


Figura 6-7. Indice di consistenza (Strato 1)

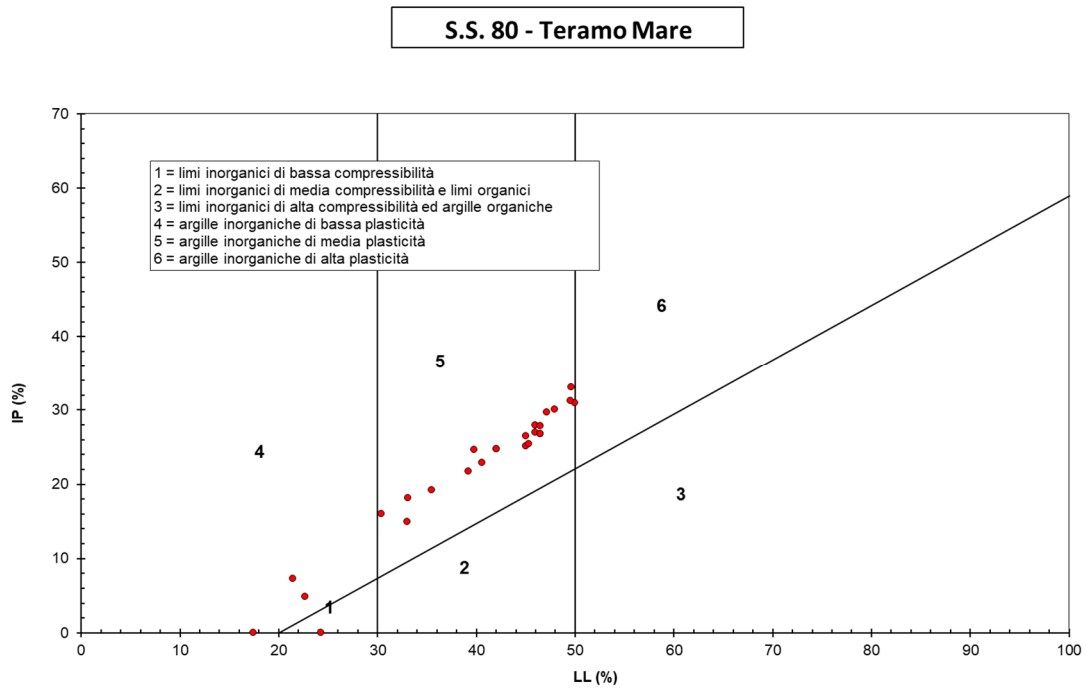


Figura 6-8. Carta di plasticità di Casagrande (Strato 1)

S.S. 80 - Teramo Mare

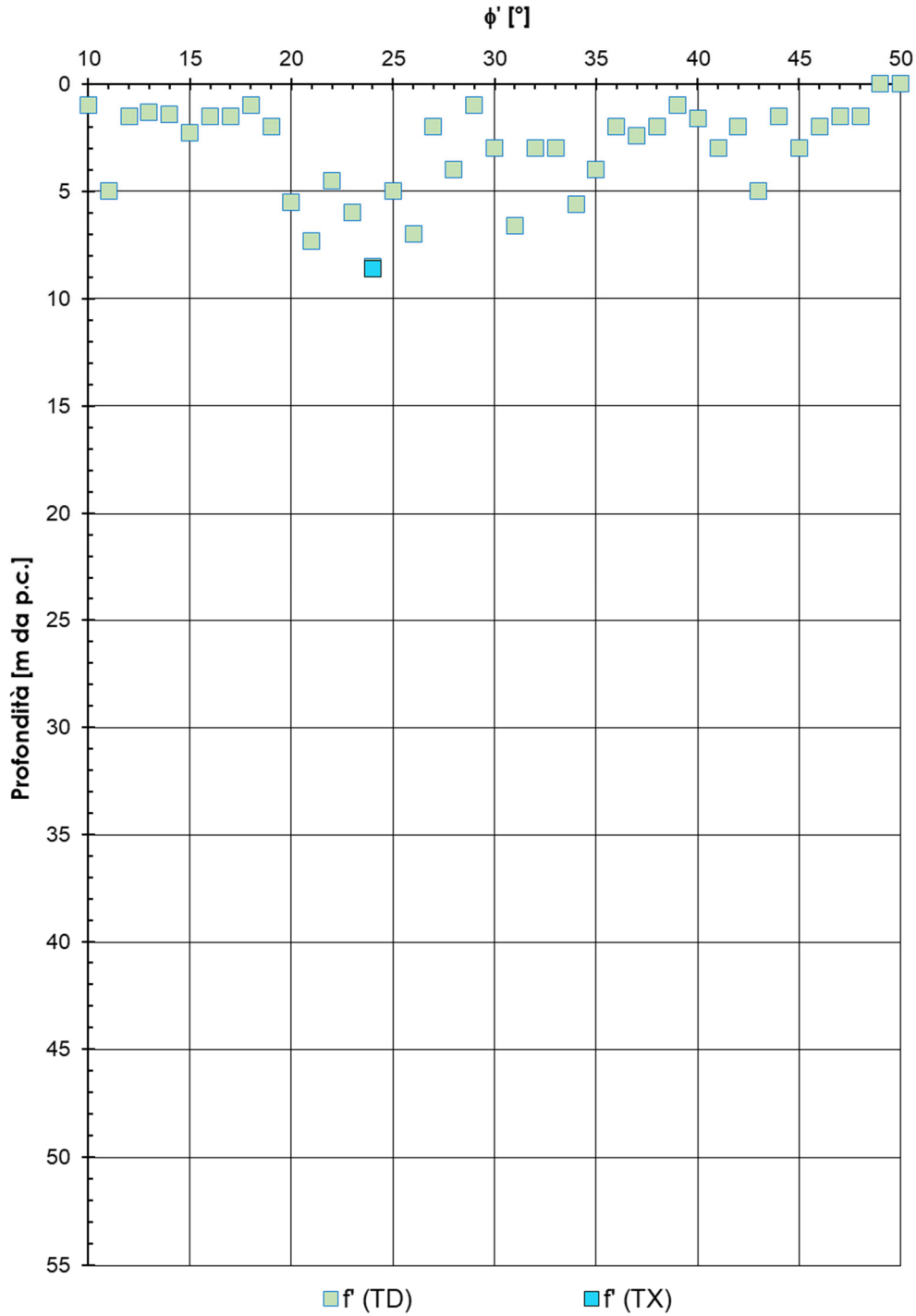


Figura 6-9. Angolo di resistenza al taglio (Taglio diretto TD e Triassiale TX) – Strato 1

S.S. 80 - Teramo Mare

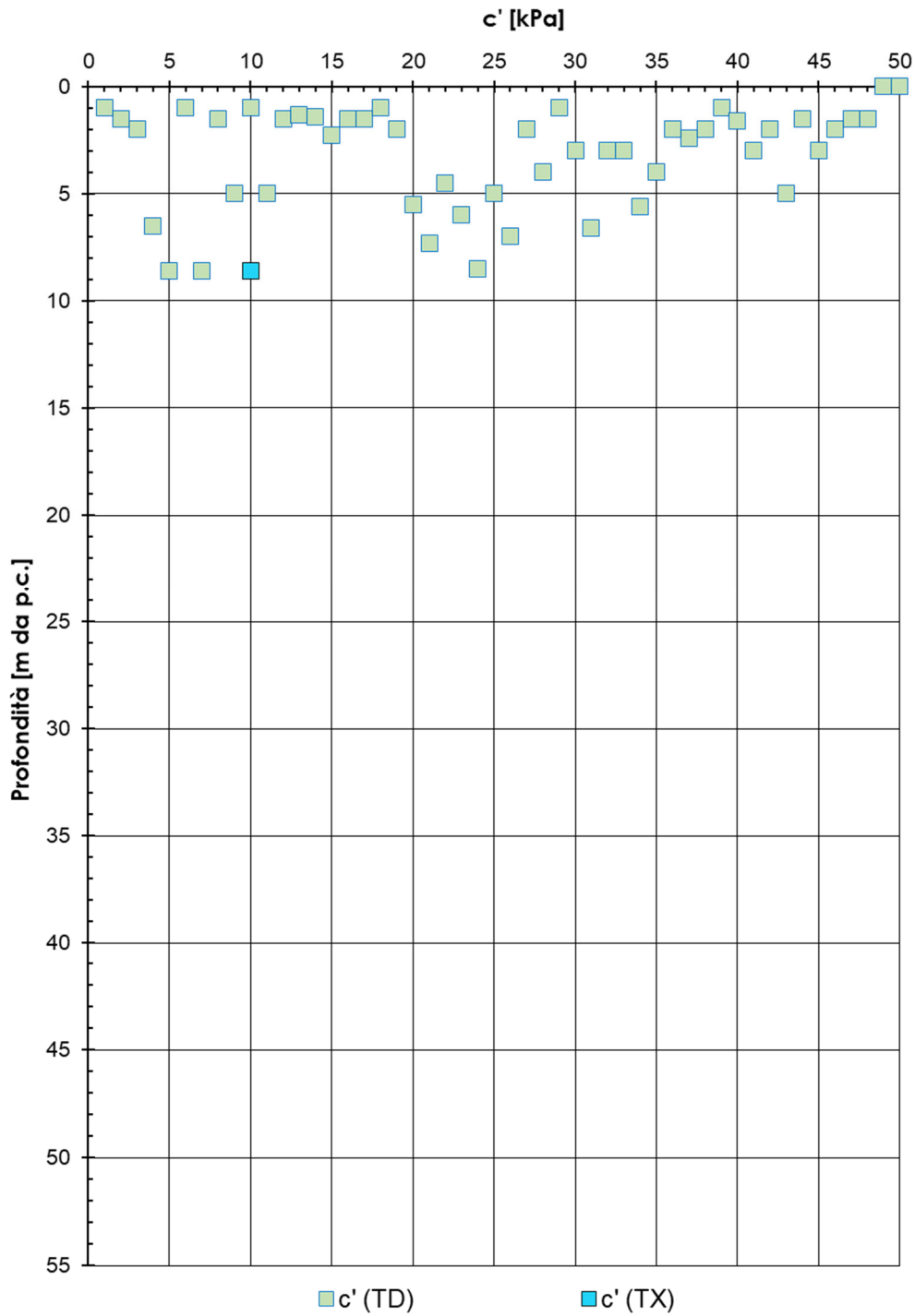


Figura 6-10. Coesione drenata (Taglio diretto TD e Triassiale TX) - Strato 1

S.S. 80 - Teramo Mare

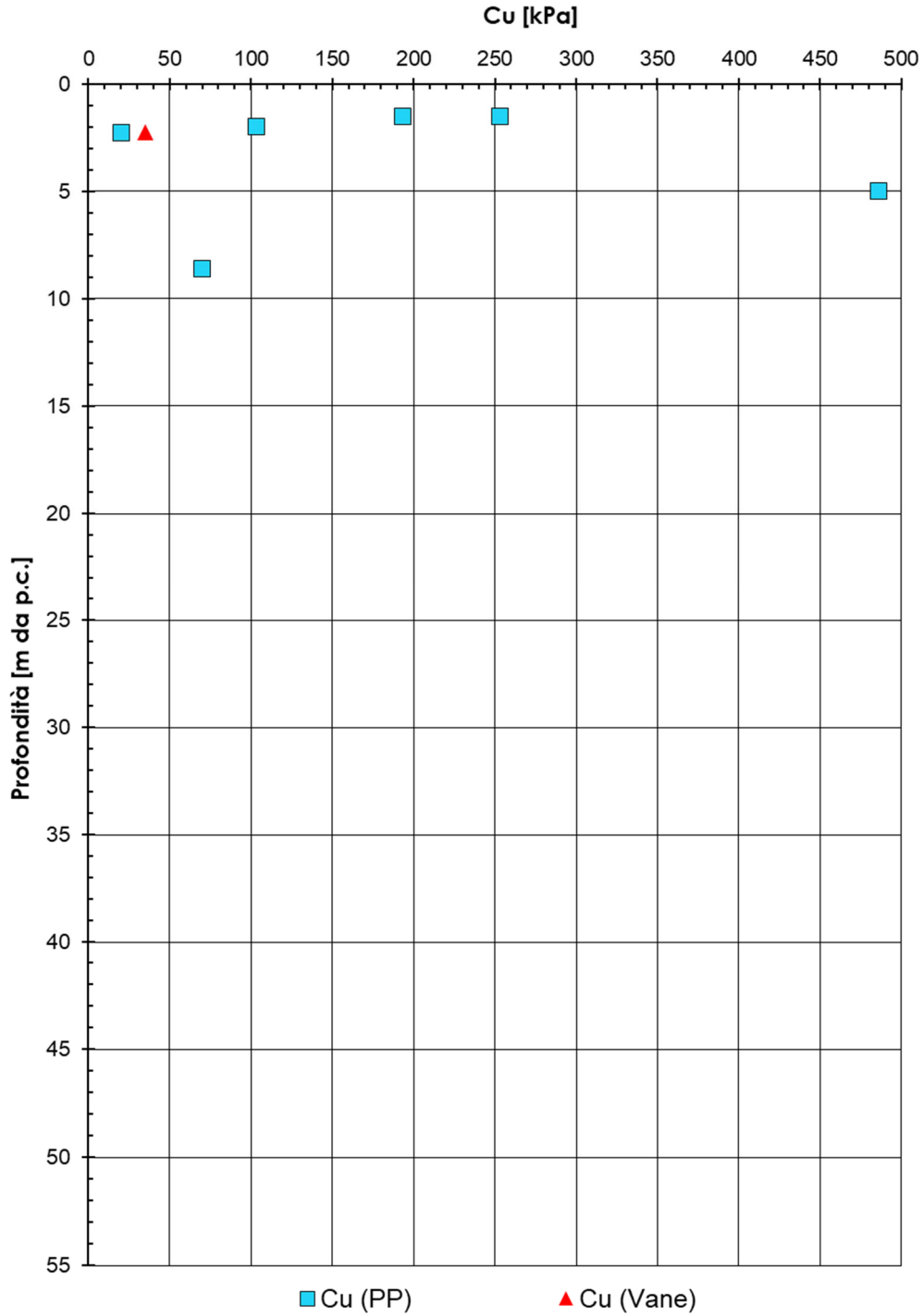


Figura 6-11. Coesione non drenata (Pocket Penetrometer da laboratorio e Vane test) – Strato 1

S.S. 80 - Teramo Mare

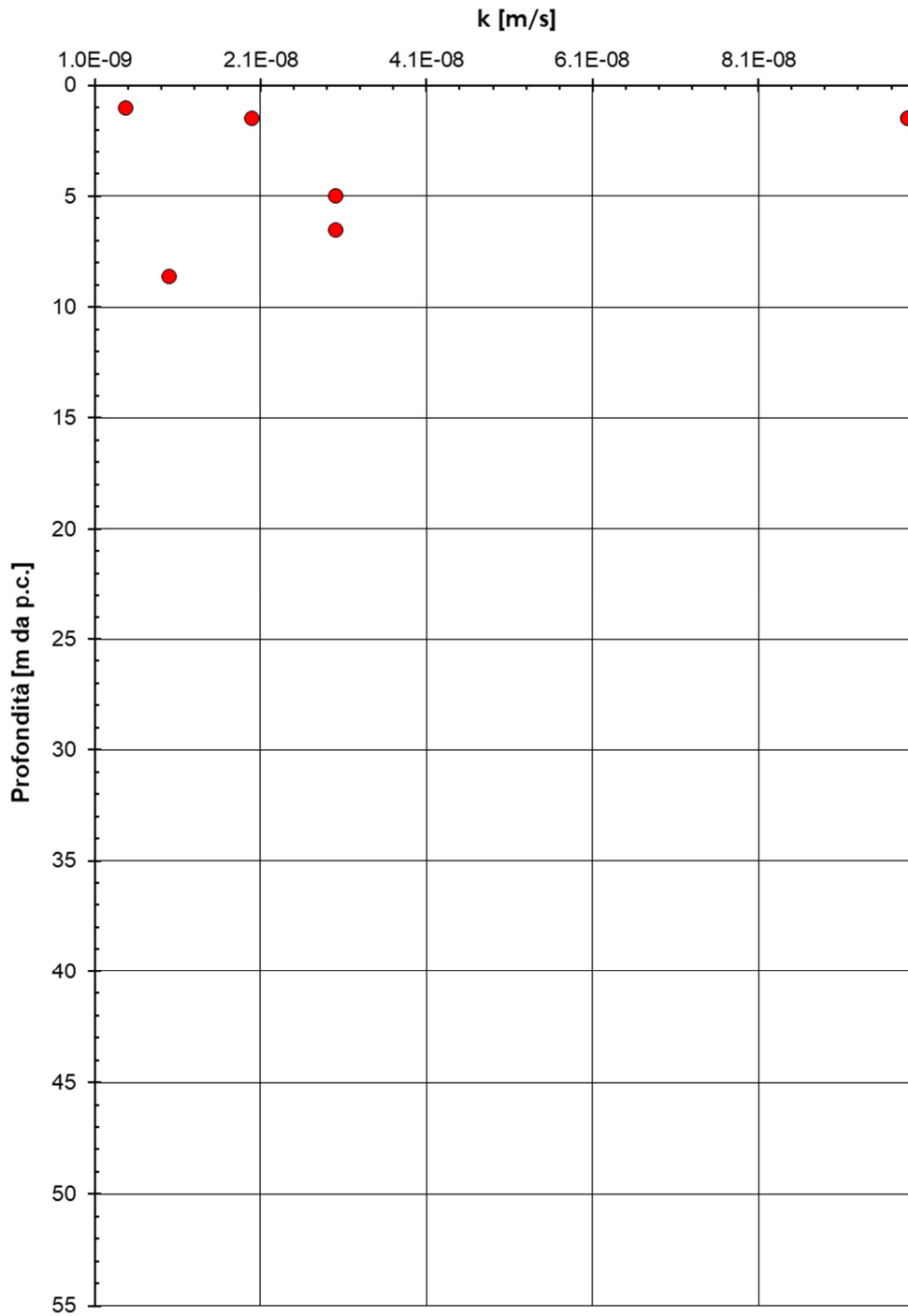


Figura 6-12. Coefficiente di permeabilità (Strato 1)

S.S. 80 - Teramo Mare

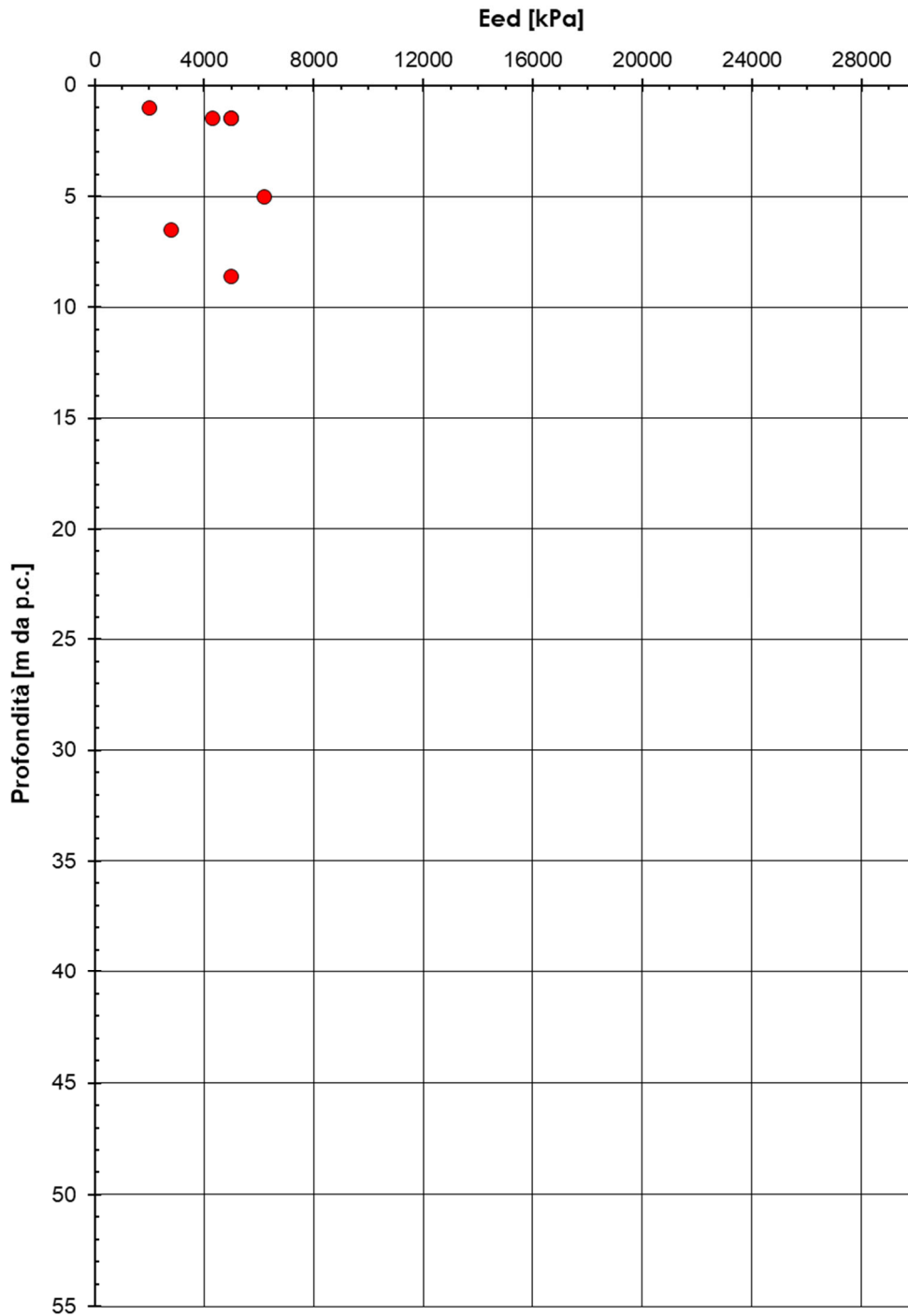


Figura 6-13. Modulo edometrico calcolato in prossimità di σ'_{v0} (Strato 1)

Proprietà indice e grandezze associate

Sulla base dei risultati delle prove di classificazione, lo strato 1 è caratterizzato, dal punto di vista granulometrico, da limo argilloso, con un contenuto sabbioso ghiaioso molto variabile ma poco significativo. L'indice plastico IP varia mediamente dal 25% al 30%, il che, correlato ai valori del limite liquido, porta a classificare lo strato 1 come costituito da "argille di media plasticità" (Casagrande, 1932). Ciò è coerente con il contenuto di argilla, che mediamente varia intorno al 25% e il 40%. Solo nel sondaggio BH13 e nel sondaggio BH16 il terreno in vicinanza della superficie è risultato prevalentemente sabbioso.

Resistenza al taglio non drenata

Dall'analisi complessiva di tutti i dati vengono poi definiti i range di valori caratteristici da attribuire al materiale. La Tabella 6-1 riporta i valori della resistenza al taglio non drenata (c_u) stimata dalle prove Pocket penetrometer condotte all'atto dell'estrazione delle carote di terreno dello strato 1 (limitatamente alla campagna di indagine dell'anno 2021). Si tratta di prove su materiale disturbato, le quali forniscono un'indicazione approssimativa del valore di questa grandezza. L'errore può essere alto, ma dato l'elevato numero di misure, il loro insieme fornisce un dato di tipo statistico di interesse.

Tabella 6-1. Valori di c_u misurati con il Pocket penetrometer (in sito)

Profondità (m)	Sondaggio	c_u (PP) (kPa)
2.5	BH1	170
3.5	"	160
1.0	BH3	160
2.3	"	80
7.5	"	120
7.5	BH4	120
1.0	BH6	80
2.5	"	115
2.1	BH7	285
3.5	"	145
4.5	"	180
6.0	BH13	130
7.5	"	75
1.0	BH17	115
1.5	"	140
0.5	BH26	90
1.5	"	115
2.2	"	110
10.5	BH27	70
8.5	BH28	60

9.0	"	70
9.6	"	90
10.0	"	85
10.6	"	90
1.0	BH33	65
1.5	BH33	60
3.0	"	55
3.3	"	20
5.5	"	40
4.5	BH37	160
4.7	"	165
5.4	"	140
1.0	BH38	70
2.0	"	80
3.0	"	60
3.6	"	90
4.5	"	75
0.5	BH39	115
1.5	"	140
3.0	"	60
3.2	"	55
3.8	"	55
4.0	"	60
1.2	BH40	240
2.0	"	150
4.0	"	25
4.5	"	55
5.2	"	75
6.4	"	15
6.8	"	160
2.0	BH41	105
2.5	"	180

Di seguito si riporta la graficizzazione di tali risultati per consentire l'analisi delle risultanze:

S.S. 80 - Teramo Mare

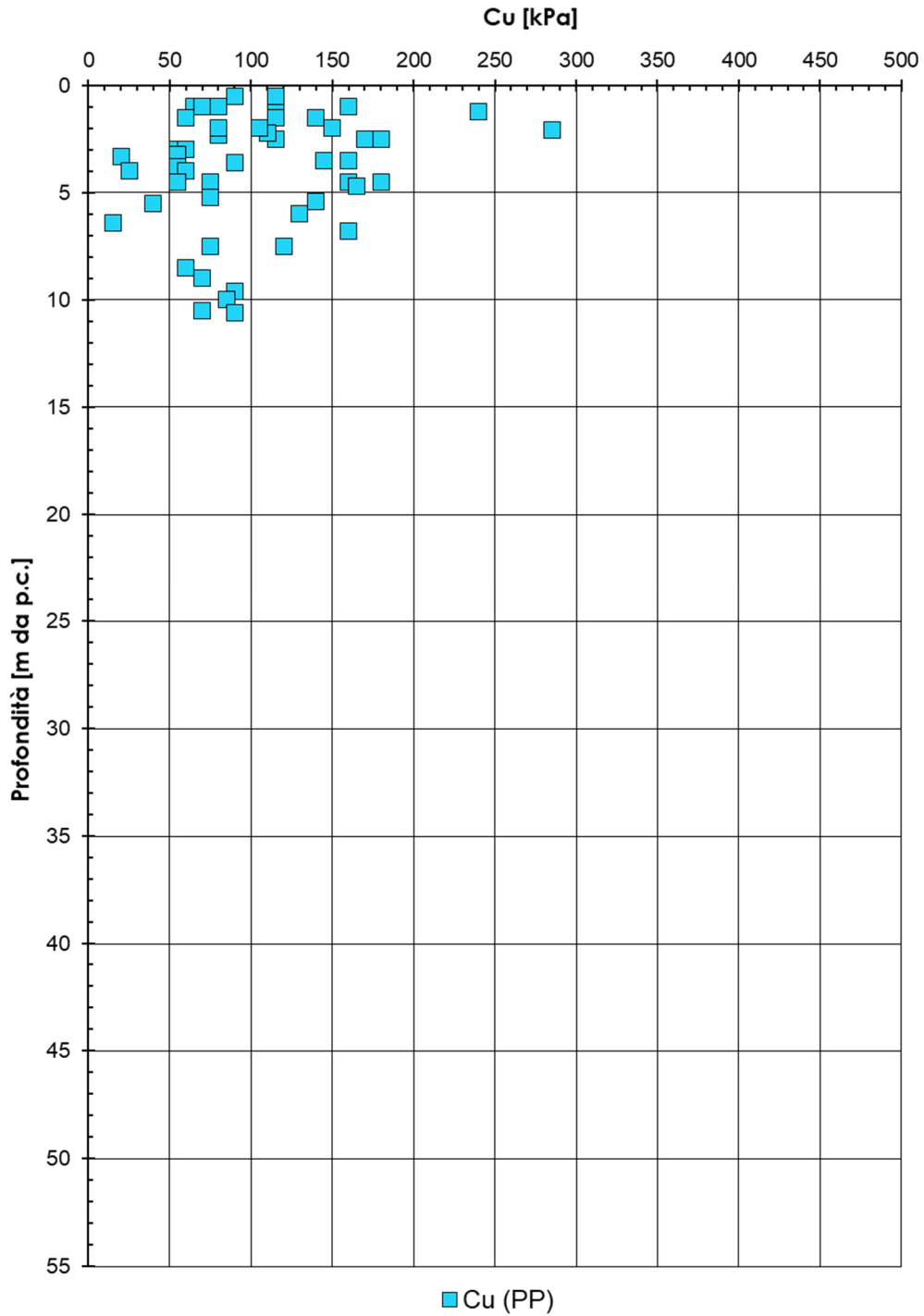


Figura 6-14. Coesione non drenata da Pocket Penetrometer (Strato 1)

La maggior parte dei valori della resistenza al taglio non drenata ricade nell'ambito di variazione compreso tra 60 kPa e 120 kPa, se si escludono i valori estremi. Tenendo conto dell'inevitabile disturbo causato dal carotiere sulle carote estratte nel corso del sondaggio (soprattutto nei primi metri), e di quanto rinvenuto nel corso dei pozzetti esplorativi, mediamente si potrà fare riferimento al valore:

$$c_u = 100 \text{ kPa}$$

e quindi ad un terreno da poco a mediamente compatto. Questa valutazione prescinde dai casi in cui il materiale sia costituito da riporti di varia natura, difficilmente parametrizzabili sulla base dei soli sondaggi. Facendo invece riferimento ai risultati delle prove di laboratorio, sempre per lo strato 1 in esame, i pochi valori ad oggi disponibili indicano un valore pari a quello medio sopra dato.

Resistenza al taglio drenata

La coesione apparente c' e l'angolo di resistenza al taglio ϕ' sono stati misurati con le prove triassiali drenate e con le prove di taglio diretto. Si è ottenuto:

$$c' = 5 \div 50 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 10^\circ \div 25^\circ$$

per i campioni prelevati degli orizzonti coesivi, mentre per quelli prelevati allo stato disturbato nelle zone di terreno non coesivo si è ottenuto:

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

$$\phi' = 30^\circ \div 50^\circ$$

a conferma della notevole variabilità del tipo di terreno che caratterizza lo strato 1. L'angolo di resistenza al taglio nel primo caso (strati coesivi) può essere stimato in base ai valori dell'indice plastico, a prescindere dal grado di consolidazione del terreno (e quindi del valore di c'). Mediamente si ha, per $IP = 30\%$ il valore di ϕ' pari a:

$$\phi' = 28^\circ$$

che potrà essere assunto per le verifiche in condizioni drenate, in concomitanza di una coesione di c' pari a zero.

Deformabilità

Il modulo non drenato del terreno E_U di questo strato viene stimato in base al valore medio della resistenza al taglio c_u per mezzo della correlazione empirica:

$$E_U = \alpha \cdot c_u$$

dove al fattore α si assegna il valore di 200 (valido per un terreno da poco a mediamente plastico). Si stima in questo modo:

$$E_U = 200 \cdot 100 = 20000 \text{ kPa}$$

che, come per gli altri parametri sopra definiti, va considerato di solo orientamento, data la grande variabilità del terreno di questo strato. Per conseguenza il modulo drenato E_S viene ad essere stimato pari a:

$$E_S \approx 0.75 E_U \approx 15000 \text{ kPa.}$$

Con riferimento ai risultati delle prove di carico su piastra, eseguite nel corso dell'esecuzione dei pozzetti esplorativi nell'ambito dello strato 1 in esame, sono stati ottenuti valori molto variabili, nell'intervallo:

$$M = 6000 \div 35000 \text{ kPa}$$

a conferma di quanto sopra osservato. Sia il tipo di prova sia il loro numero, molto ridotto (n. 3 prove eseguite in altrettanti pozzetti), sia le modalità di esecuzione (terreno superficiale) non consentono di considerare questi valori del modulo come rappresentativi del terreno dello strato. In ogni caso si osserva che l'ampia variazione dei valori sopra riportati è quasi certamente dovuta al contenuto d'acqua del terreno in cui è stata eseguita la prova. La presenza di acqua superficiale o la sua assenza conferiscono al terreno di prova caratteristiche notevolmente diverse in termini di deformabilità. In definitiva si potrà assumere un modulo di deformazione drenato pari a:

$$E_s = 15000 \text{ kPa}$$

sia nel caso di terreno coesivo sia di terreno non coesivo, comprendendo in questo secondo caso anche il materiale di riporto non organico.

Modulo edometrico

Sulla base dei diagrammi delle curve sforzi efficaci-deformazioni delle prove edometriche si è cercato di valutare la tensione verticale efficace di sovraconsolidazione ($\sigma'_{v,max}$) e il corrispondente valore del grado di sovraconsolidazione (OCR).

Tabella 6-2. Prove edometriche campioni strato 1

Sondaggio	Campione	Profon.	c_u TX	c_u vane	c' TD	ϕ' TD	c' TX	ϕ' TX	$E_{ed} (\sigma'_{v0})$	$k (\sigma'_{v0})$
(n°)	(tipo)	(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(gradi)	(kPa)	(gradi)	(kPa)	(m/s)
BH03	CR1	1.5							4300	2.0E-08
BH04	CR3	6.5							4000	3.0E-08
BH05	CR4	8.6			10.0	34.00			4000	1.0E-08
BH06	CR2	5.0	240						6200	3.0E-08
BH17	CI1	1.5			10.0	33.00			---	----
BH26	CR1	1.6							4000	----

In moltissimi casi, tuttavia, non è risultato possibile pervenire ad una adeguata definizione di OCR, a causa della cattiva qualità del campione, e quindi dei risultati delle prove. La tabella seguente riporta i valori di tale grandezza esclusivamente per le prove giudicate più facilmente interpretabili e affidabili.

Tabella 6-3. Valori della tensione di sovraconsolidazione dalle prove edometriche

Sondaggio	Campione	Profondità	$\sigma'_{v,max}$	σ'_{v0}	OCR
(n°)	(tipo)	(m)	(kPa)	(kPa)	(-)
BH03	CR1	1.50 (strato 1)	300	27	>10
BH04	CR3	6.50 (strato 1)	180	82	2
BH26	CR1	1.60 (strato 1)	200	30	6

Si osserva che il valore di OCR è maggiore di 1, seppur estremamente variabile.

6.2 STRATO 2 (GHIAIA SABBIOSO-LIMOSA)

Lo strato 2 è formato da terreno grossolano, costituito in prevalenza da ghiaia e sabbia. È presente quasi sempre una certa frazione limosa, ma non tale da influenzarne il comportamento meccanico. Mediamente esso varia nell'ambito del 10%-20% al massimo. Valori maggiori si hanno per i campioni prelevati in corrispondenza degli orizzonti caratterizzati da strati semi-coesivi, ma non significativi dal punto di vista progettuale.

La Figura 6-15, la Figura 6-16 e la Figura 6-17 mostrano le percentuali di ghiaia, sabbia e di limo/argilla determinate per i campioni rimaneggiati prelevati nel corso dei sondaggi.

S.S. 80 - Teramo Mare

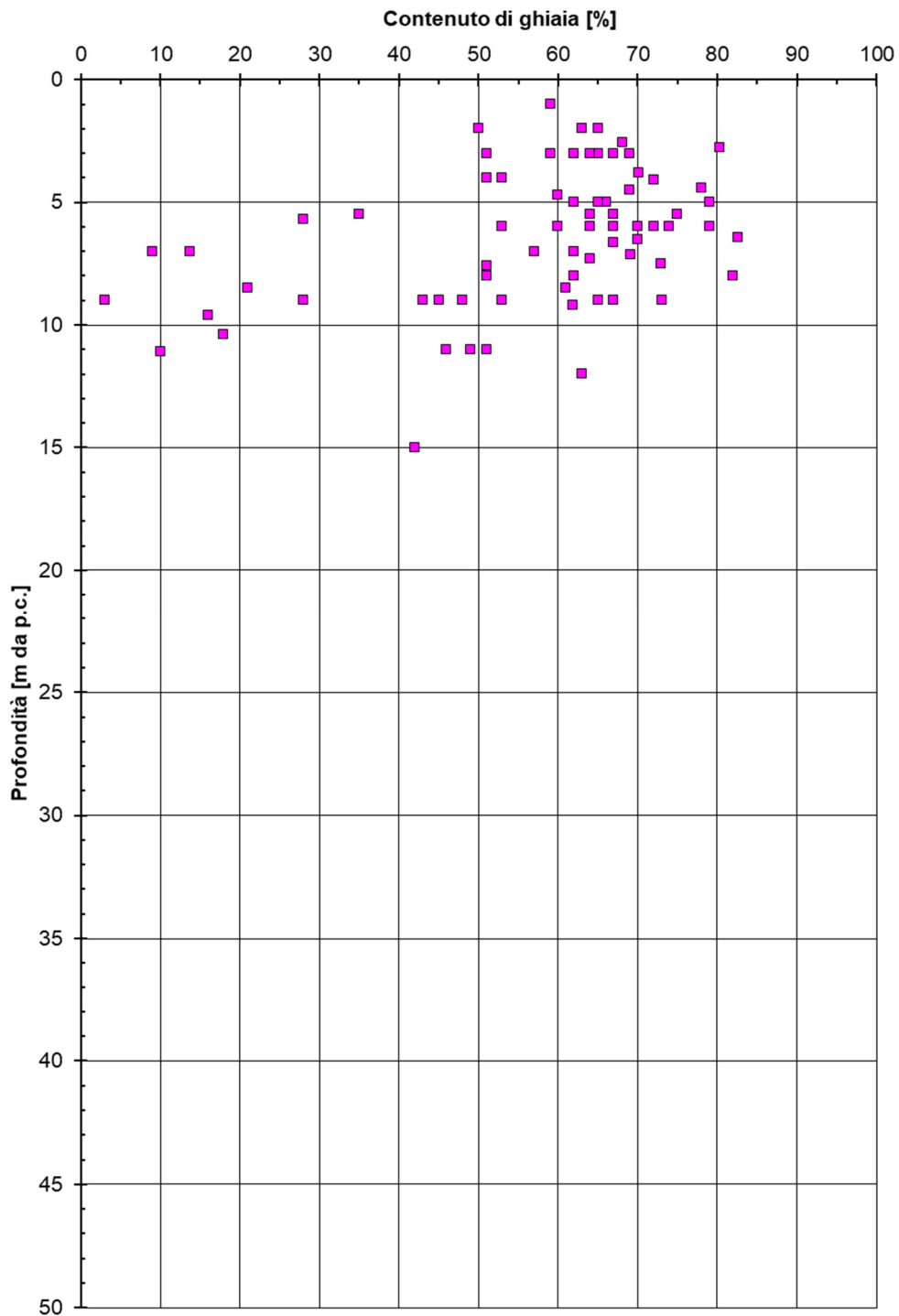


Figura 6-15. Contenuto di ghiaia (Strato 2)

S.S. 80 - Teramo Mare

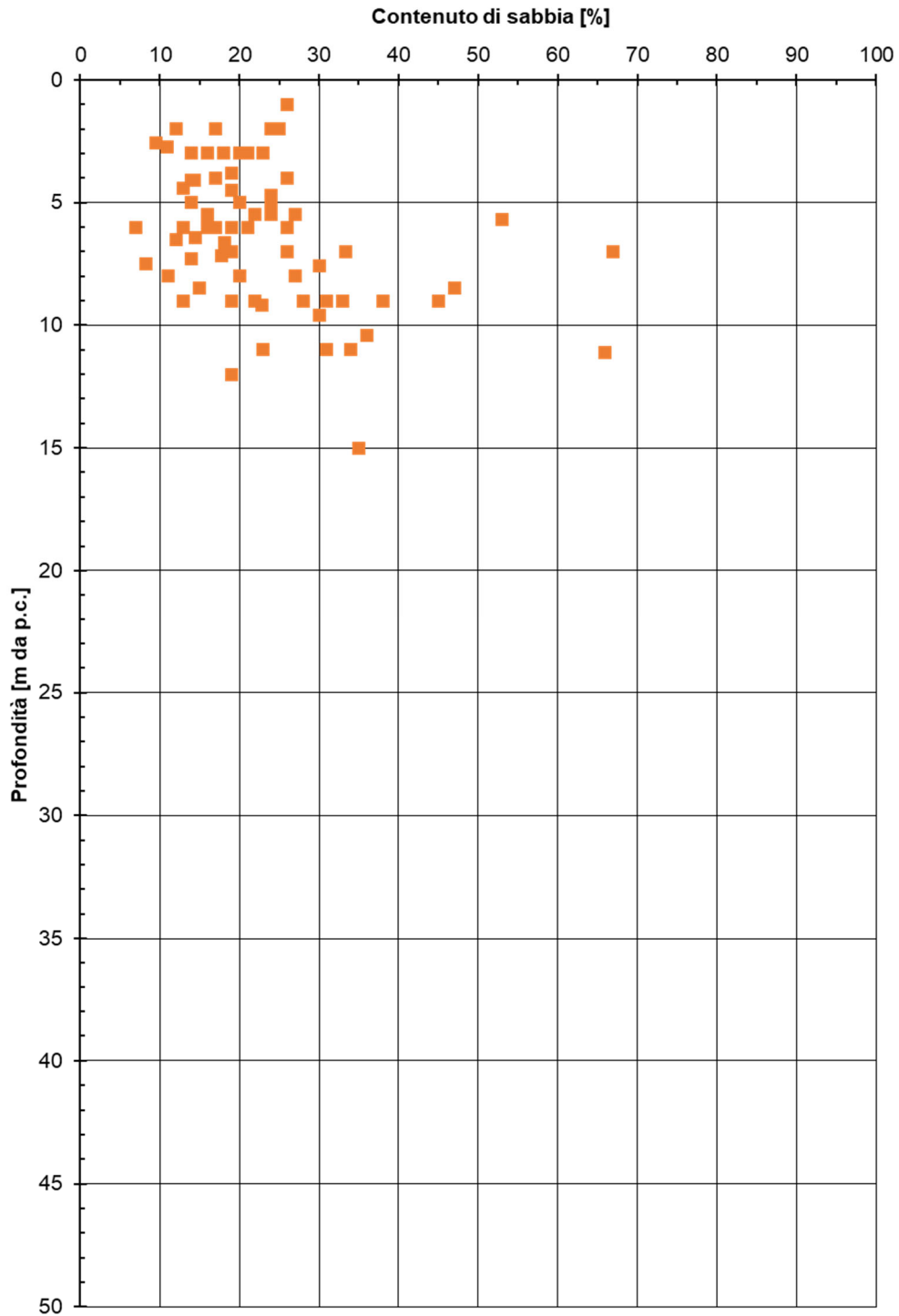


Figura 6-16. Contenuto di sabbia (Strato 2)

S.S. 80 - Teramo Mare

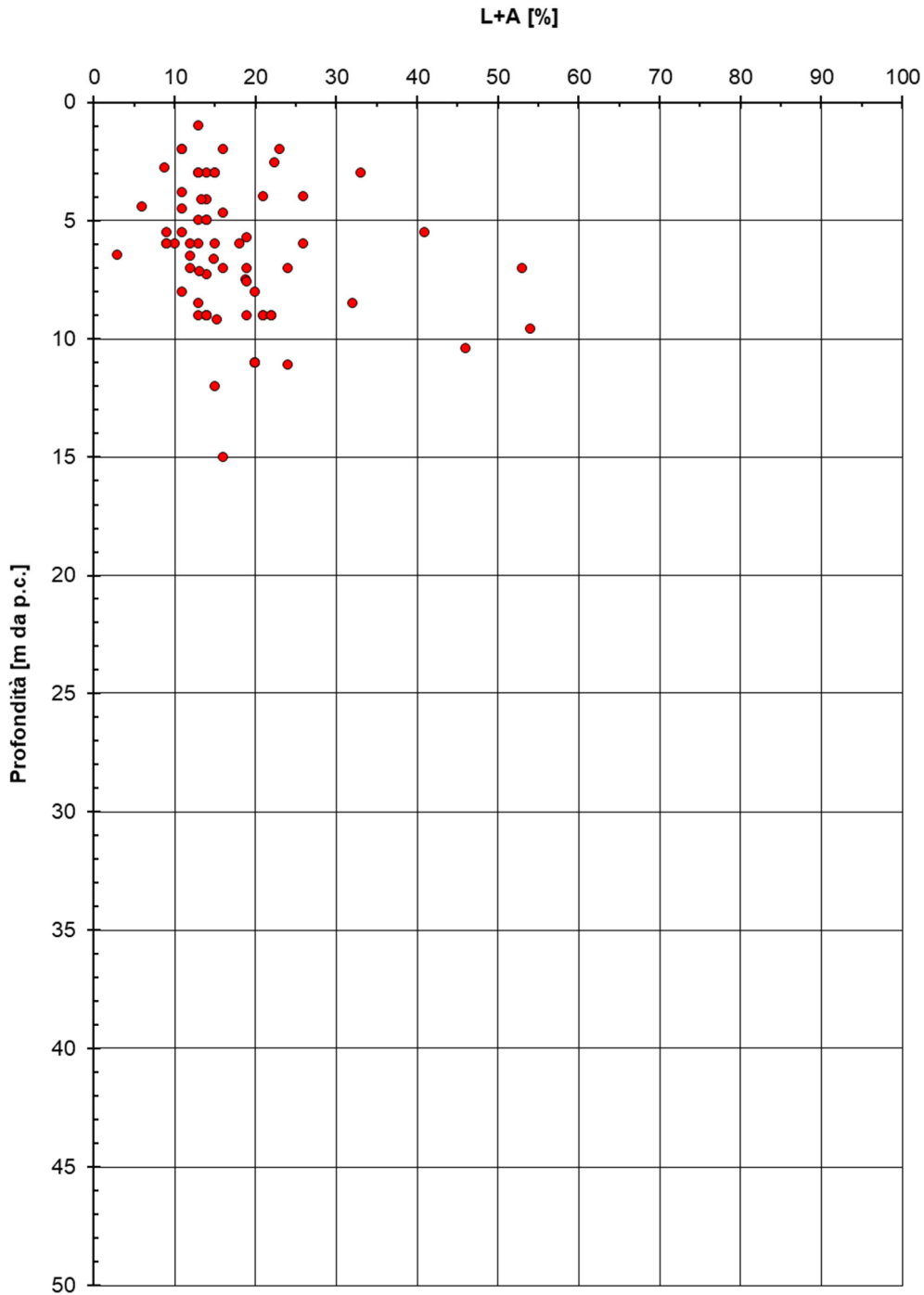


Figura 6-17. Contenuto di limo e argilla (Strato 2)

S.S. 80 - Teramo Mare

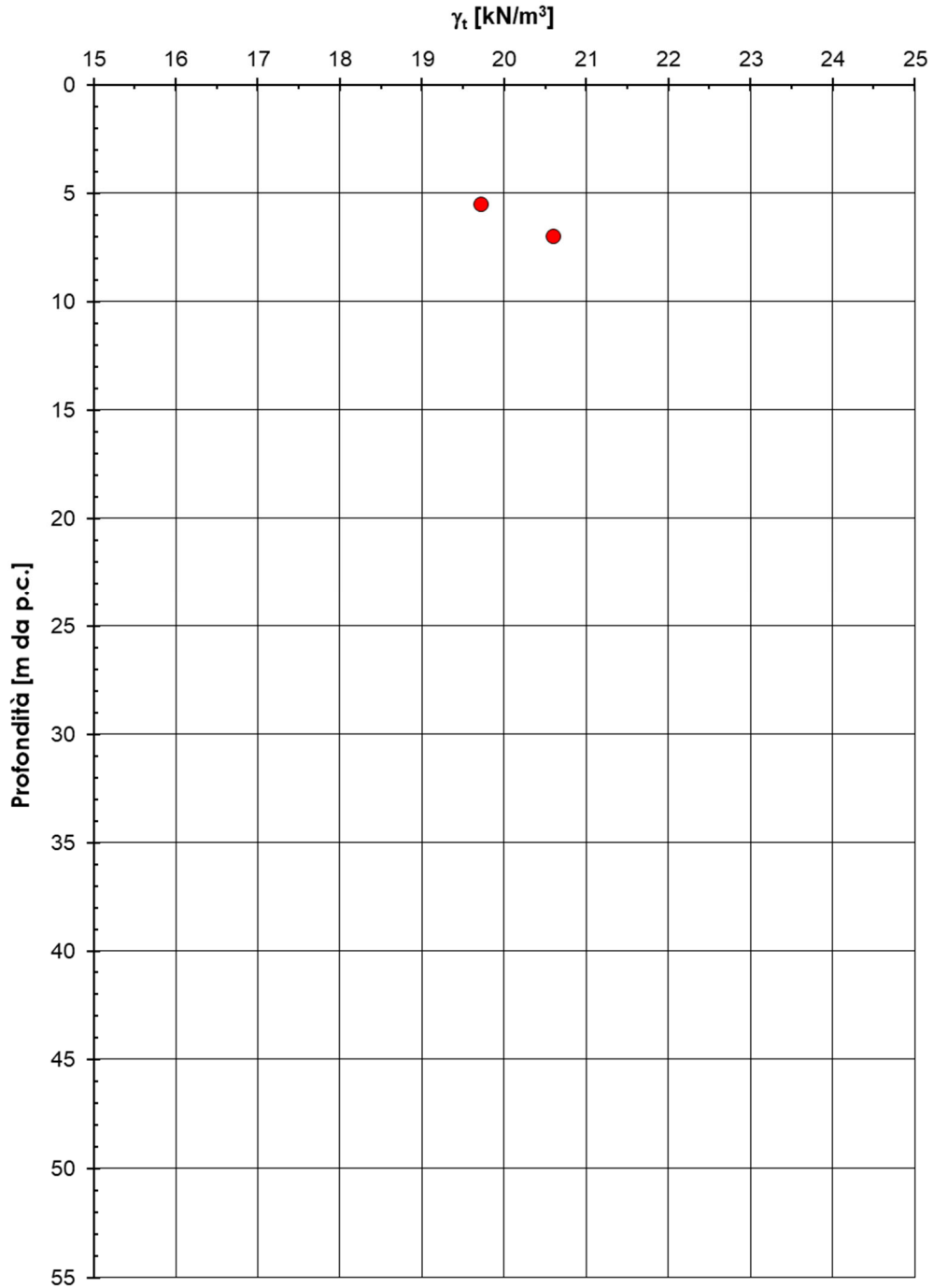


Figura 6-18. Peso di volume totale (Strato 2)

S.S. 810 - Teramo Mare

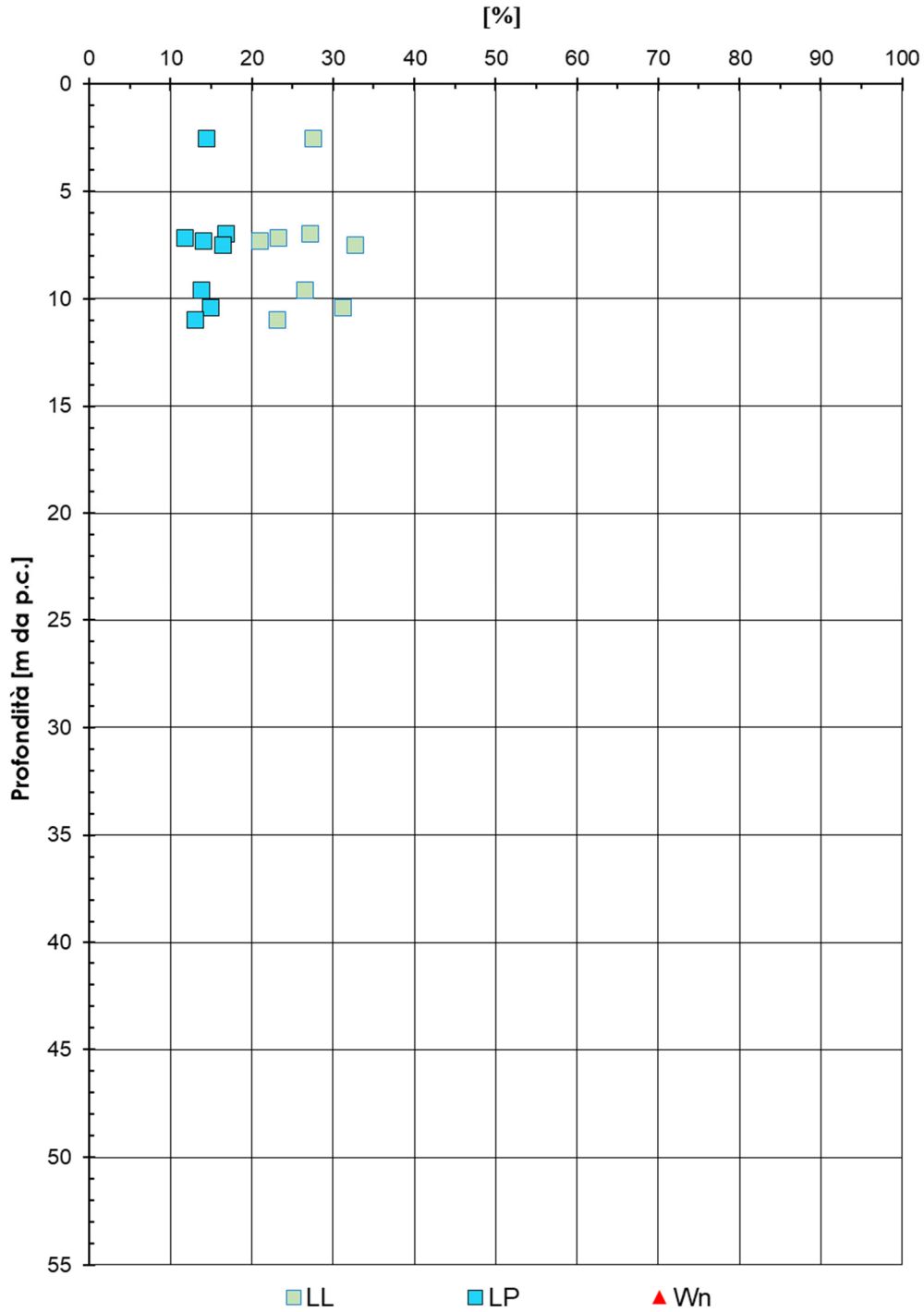


Figura 6-19. Contenuto naturale d'acqua, Limite Liquido, Limite plastico (Strato 2)

S.S. 80 - Teramo Mare

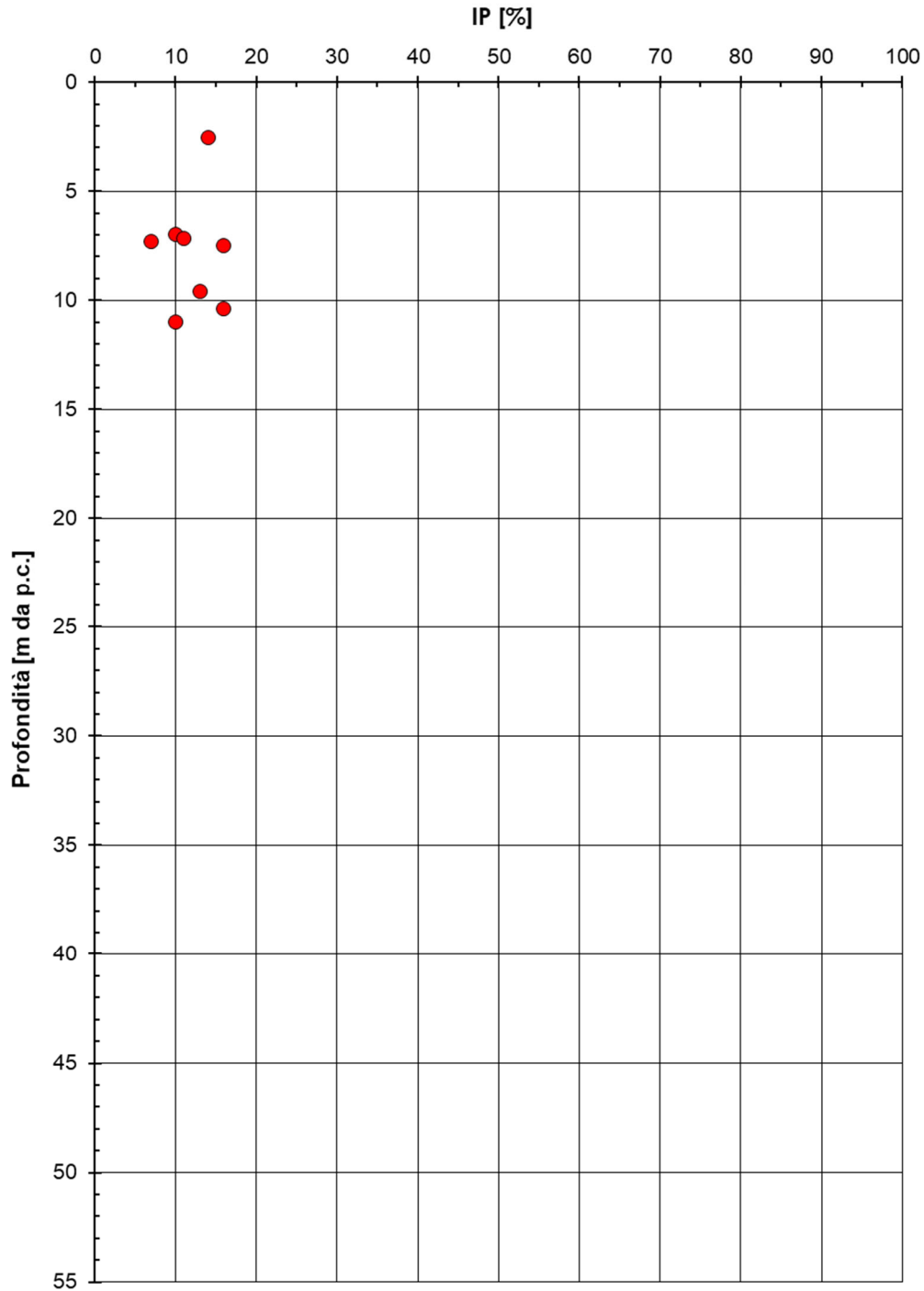


Figura 6-20. Indice di plasticità (Strato 2)

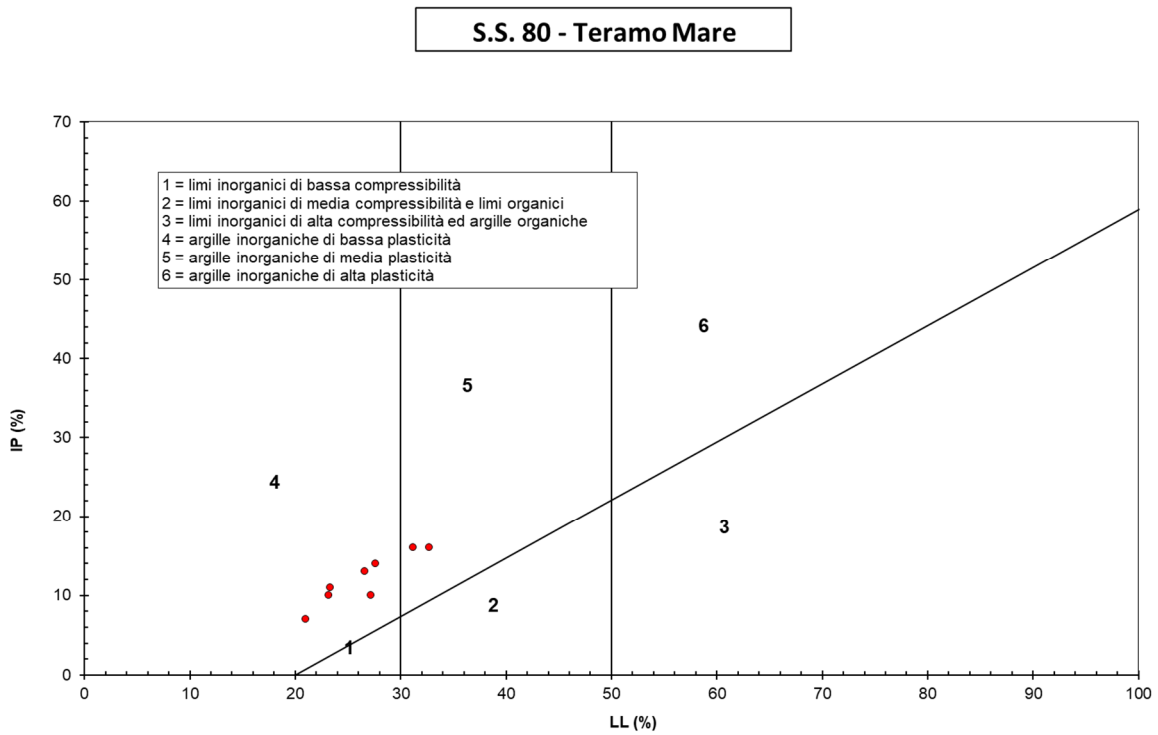


Figura 6-21. Carta di plasticità di Casagrande (Strato 2)

S.S. 80 - Teramo Mare

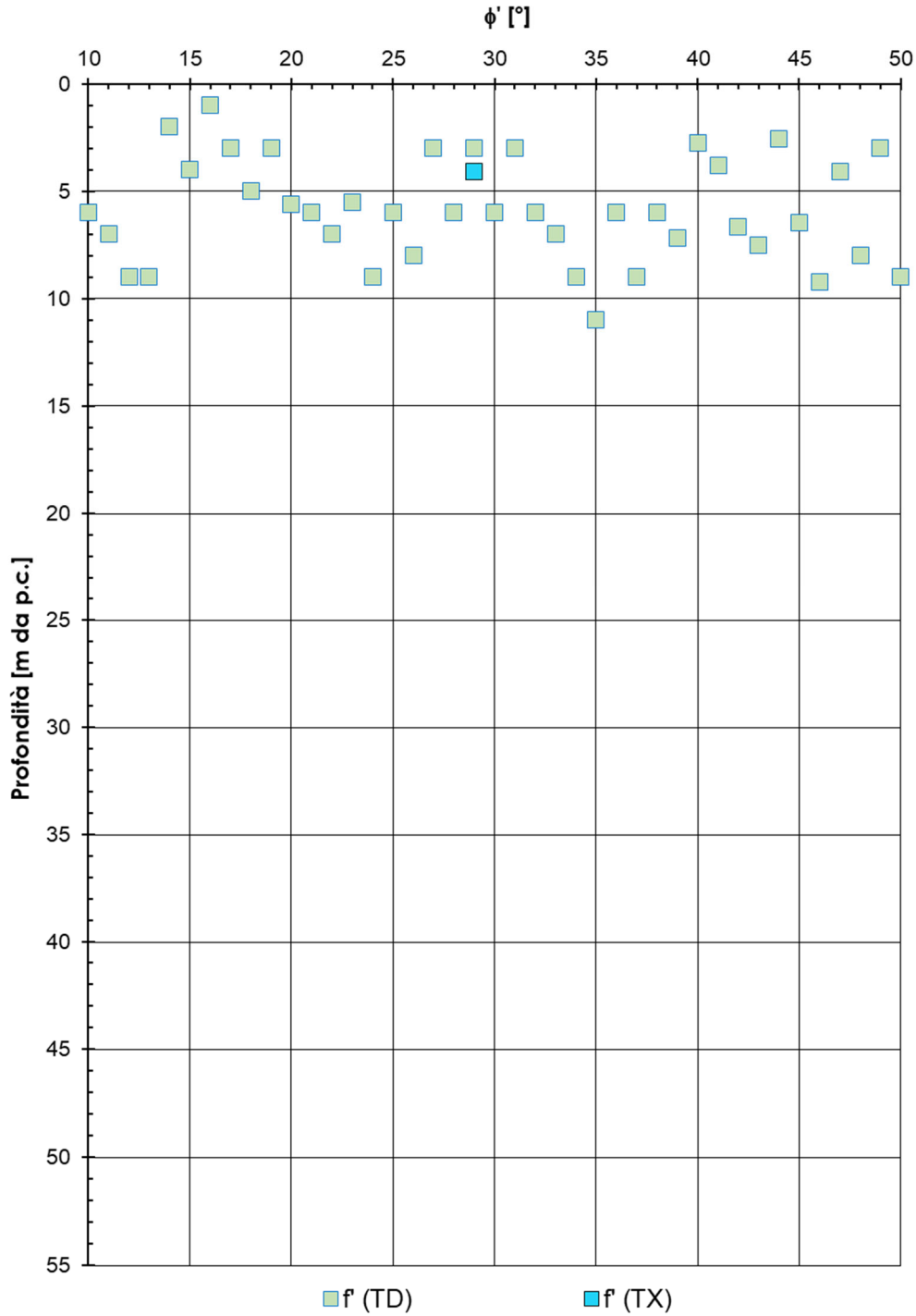


Figura 6-22. Angolo di resistenza al taglio (Taglio diretto TD e Triassiale TX) – Strato 2

S.S. 80 - Teramo Mare

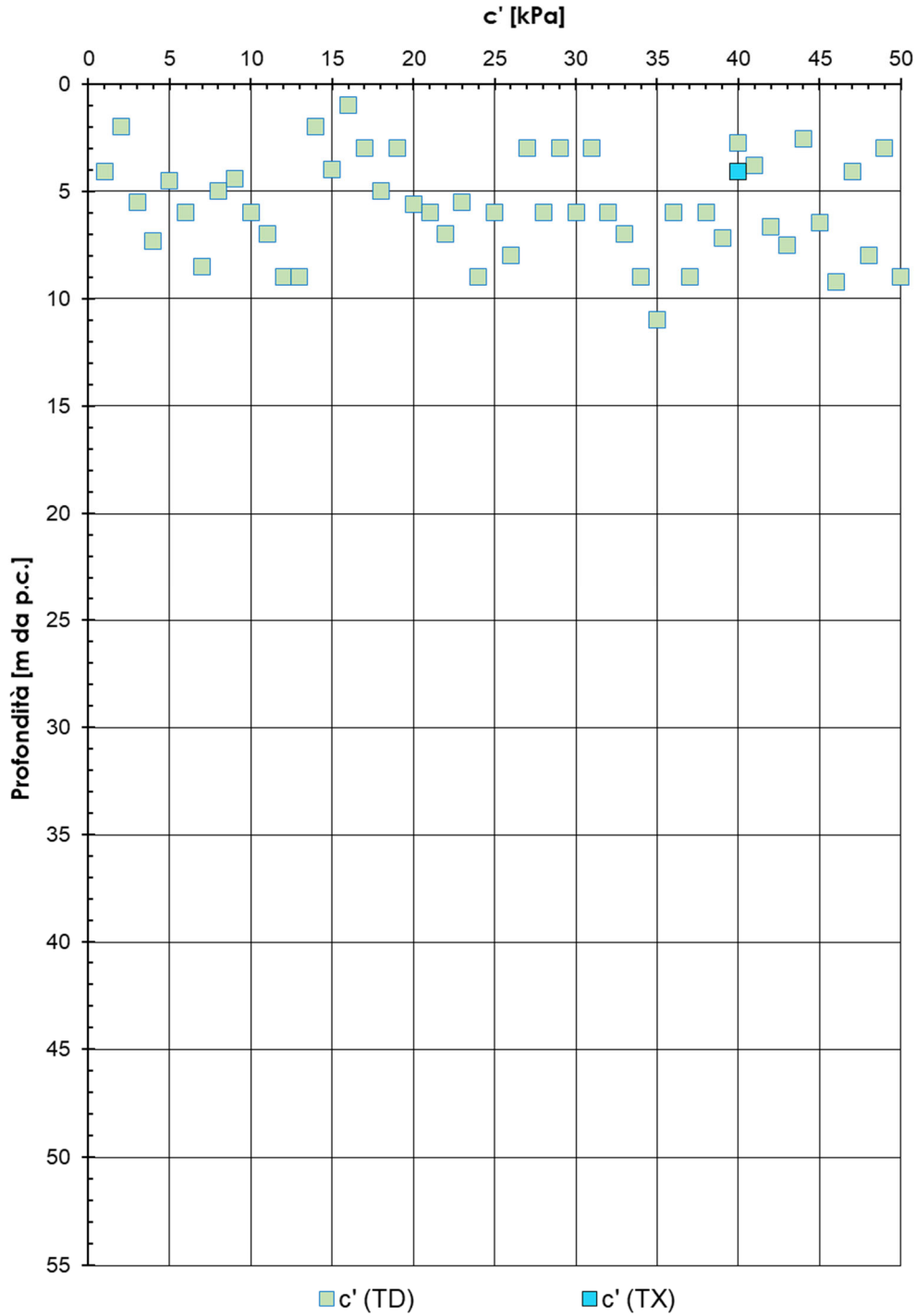


Figura 6-23. Coesione drenata (Taglio diretto TD e Triassiale TX) - Strato 2

La caratterizzazione delle caratteristiche del terreno viene fatta soprattutto in base ai risultati delle prove Standard Penetration Test, opportunamente interpretate secondo i criteri di Skempton e di Bolton, descritti al capitolo 5.

A partire dal quadro complessivo delle prove penetrometriche SPT (vedere quanto riportato in Allegato 1), si riporta in Figura 6-24 l'insieme dei risultati delle prove SPT per lo strato in esame, per le due campagne di indagine. Sono state escluse le prove eseguite nello strato 1 o nello strato 3 e quelle in strati diversi dallo strato alluvionale grossolano in esame (come ad esempio il terreno di riporto, coesivo, se presente).

La Figura 6-25, la Figura 6-26, la Figura 6-27 e la Figura 6-28 mostrano le interpretazioni di questi valori per ottenere i seguenti parametri:

- Densità relativa;
- Angolo di resistenza al taglio;
- Velocità delle onde di taglio;
- Modulo di taglio a piccole deformazioni.

S.S. 80 - Teramo Mare

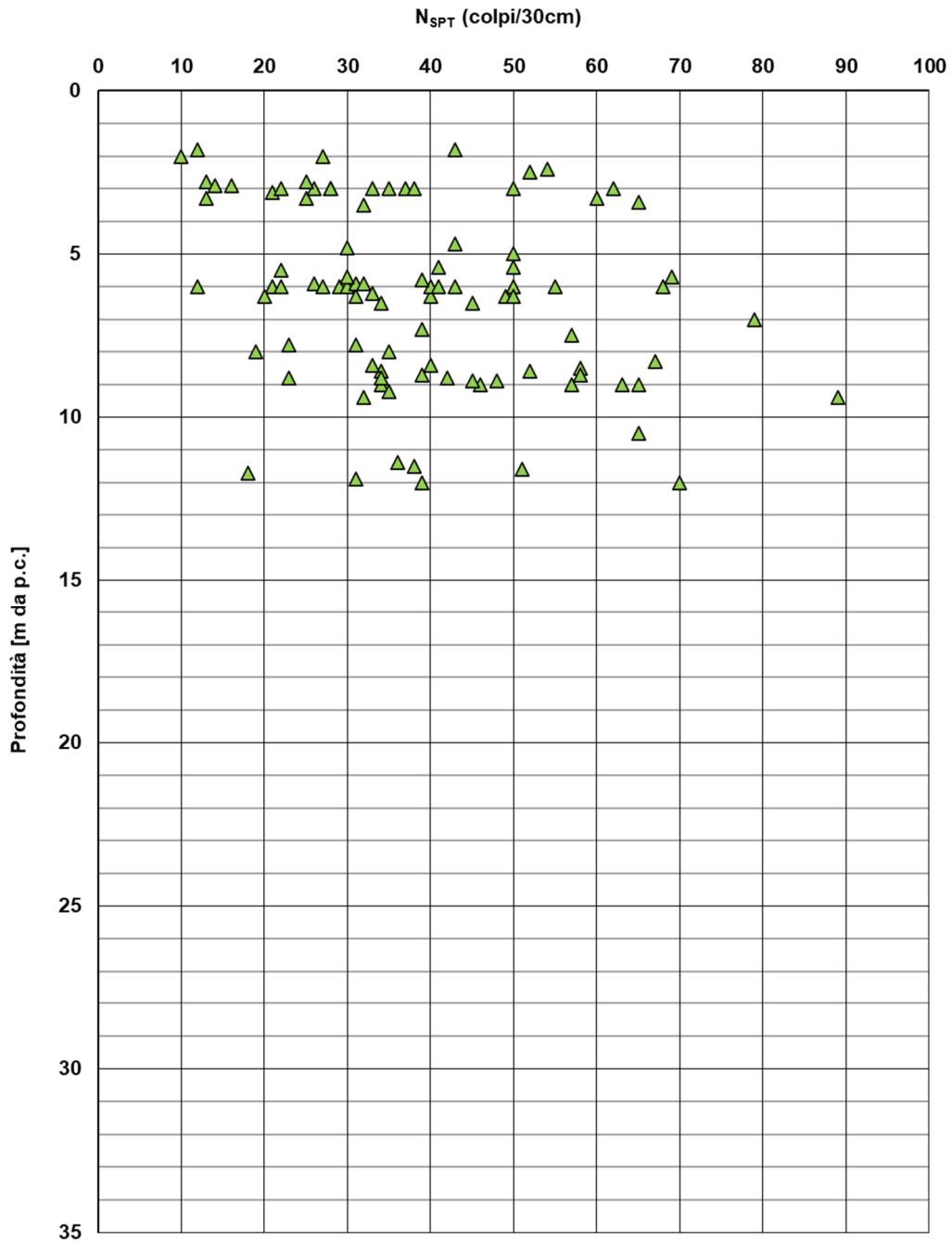


Figura 6-24. Valori di SPT in funzione della profondità (Strato 2)

S.S. 80 - Teramo Mare

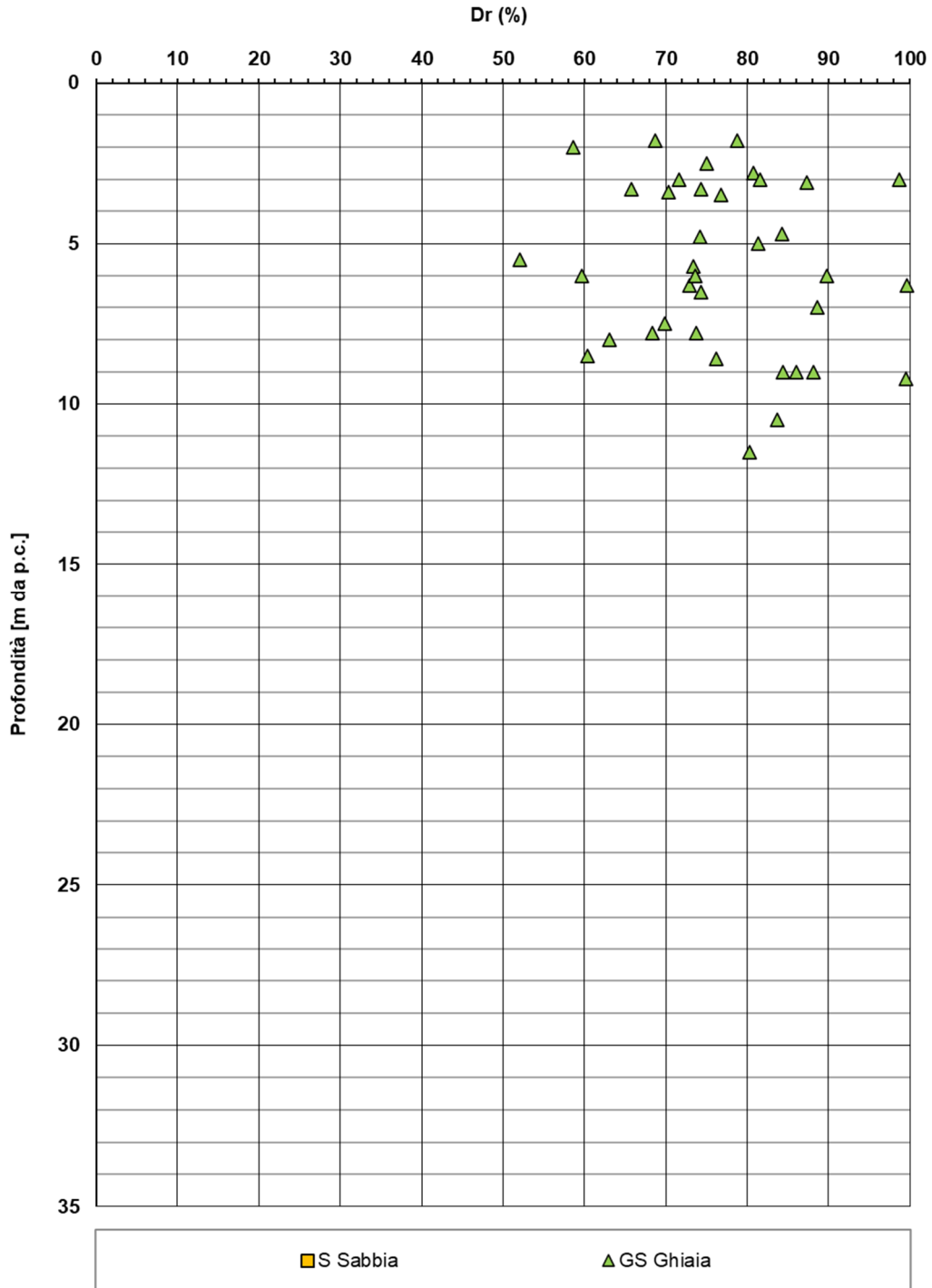


Figura 6-25. Densità relativa in funzione della profondità (Strato 2)

S.S. 80 - Teramo Mare

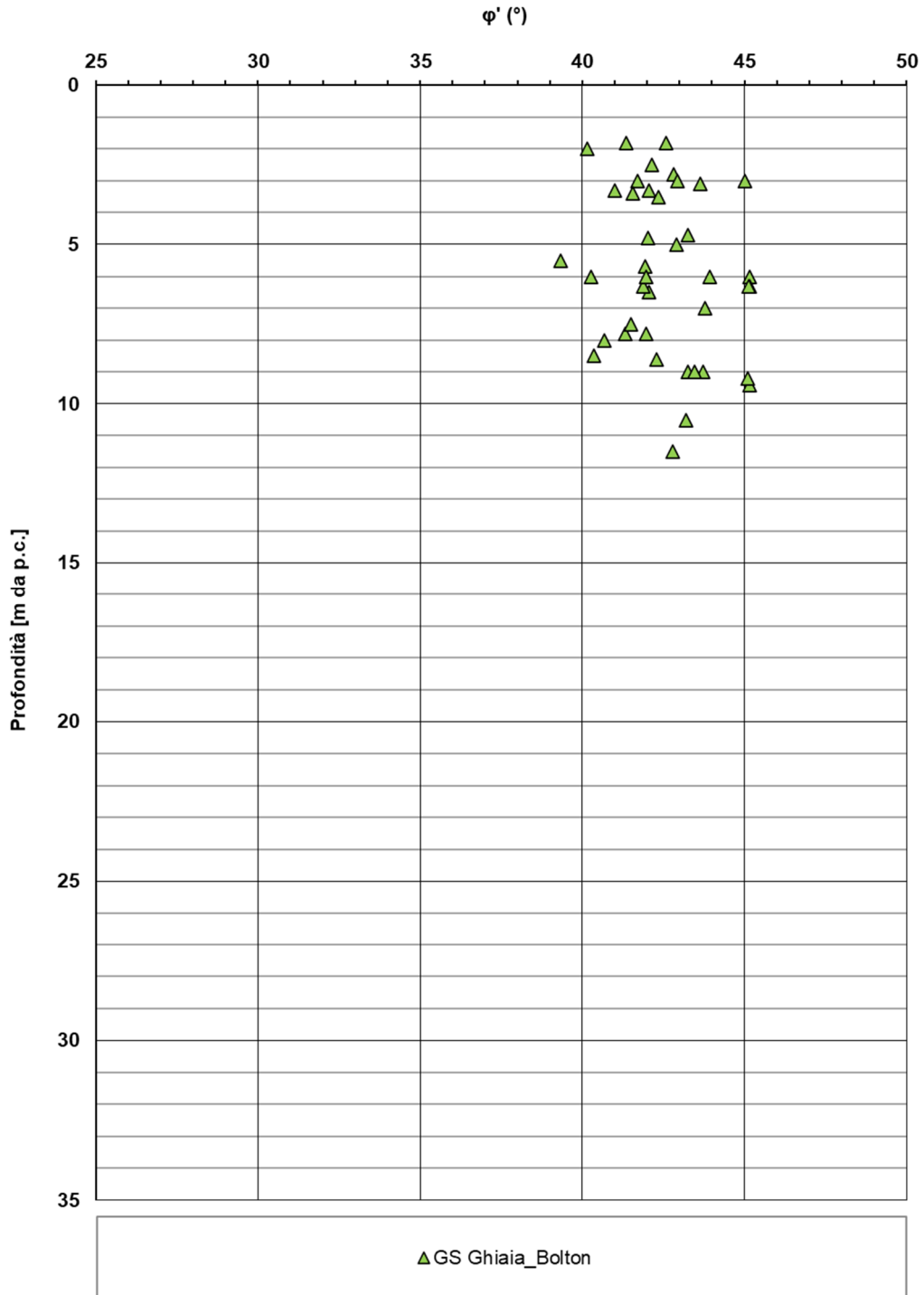


Figura 6-26. Angolo di resistenza a taglio (Strato 2)

S.S. 80 - Teramo Mare

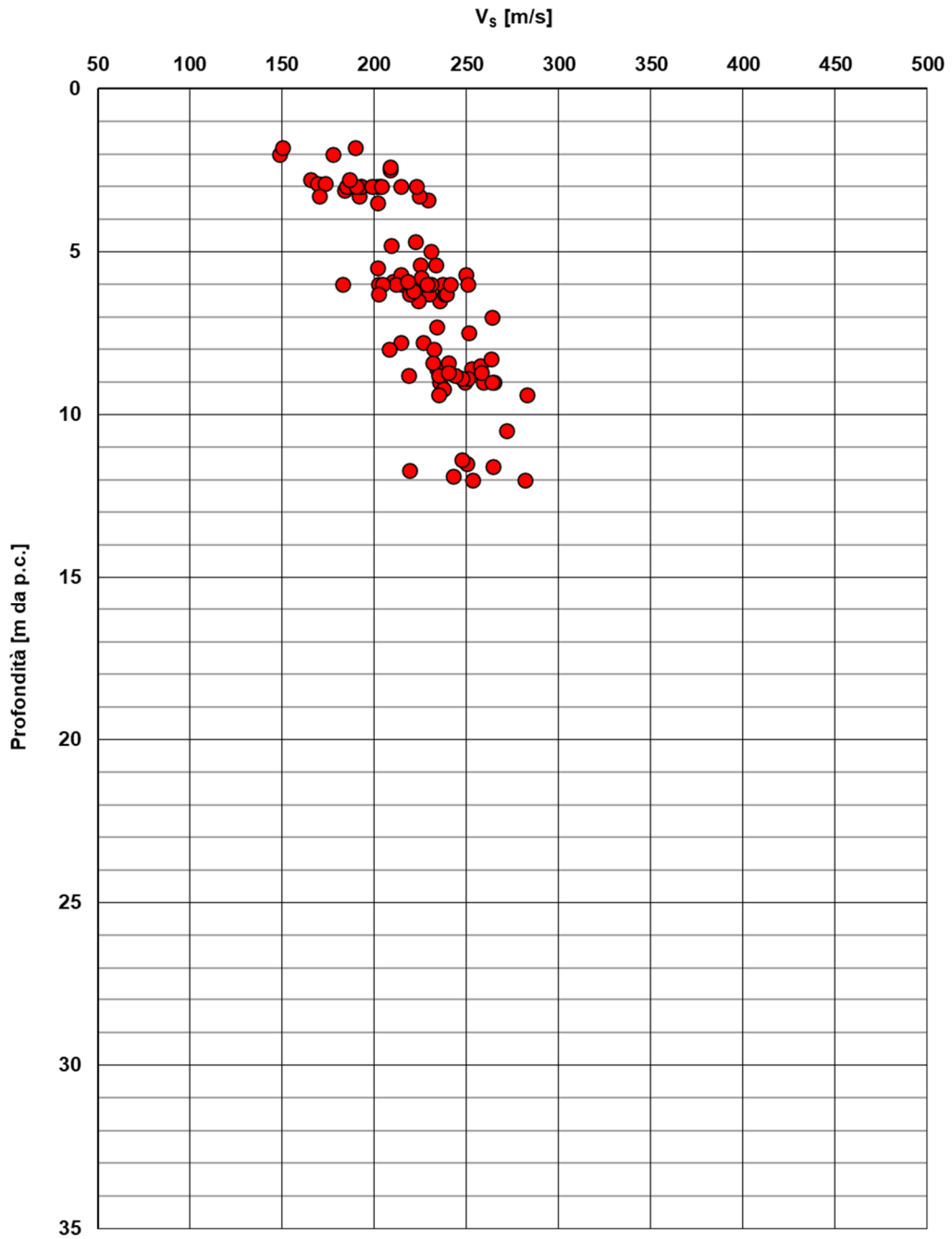


Figura 6-27. Velocità delle onde di taglio (Strato 2)

S.S. 80 - Teramo Mare

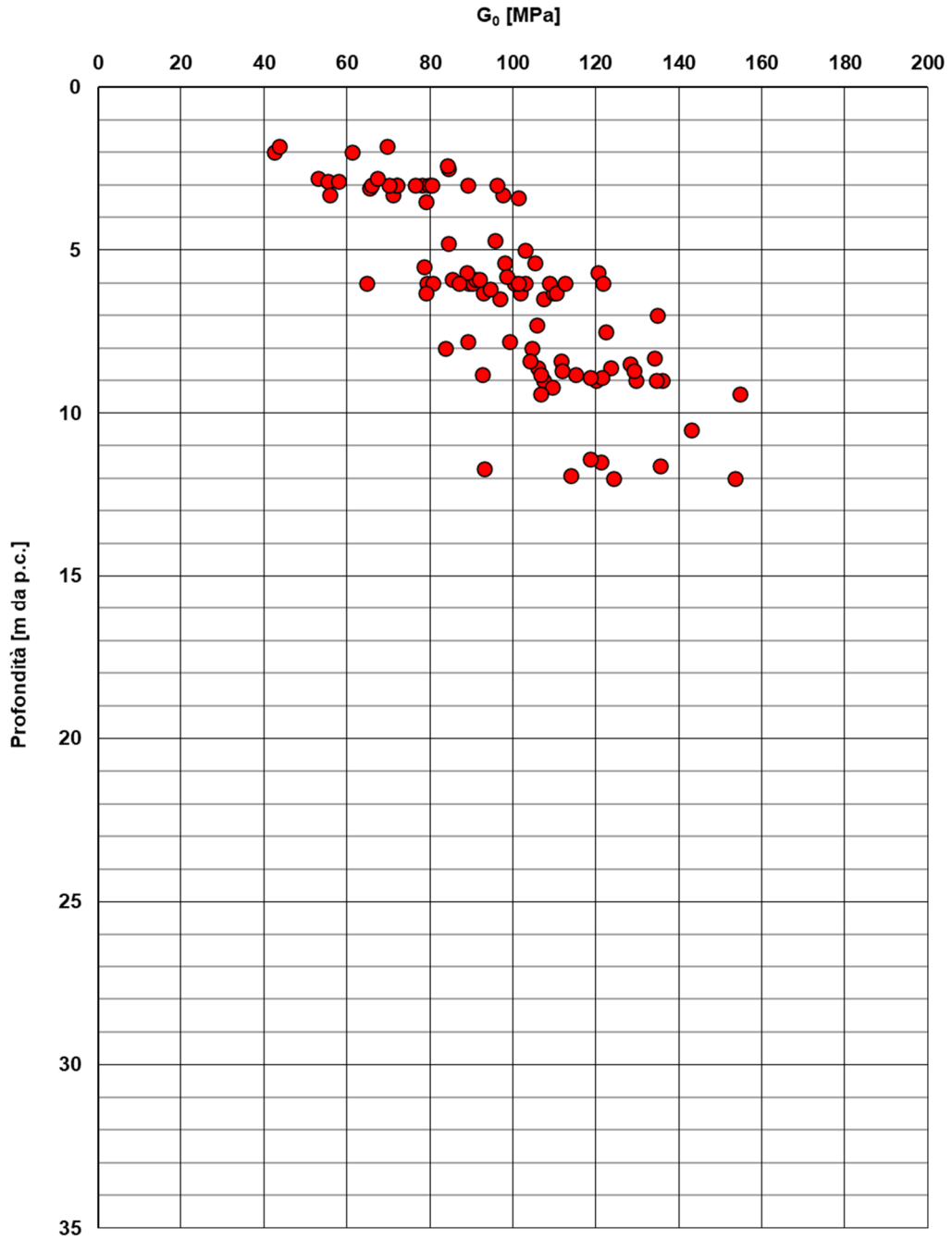


Figura 6-28. Modulo di taglio a piccole deformazioni (Strato 2)

S.S. 80 - Teramo Mare

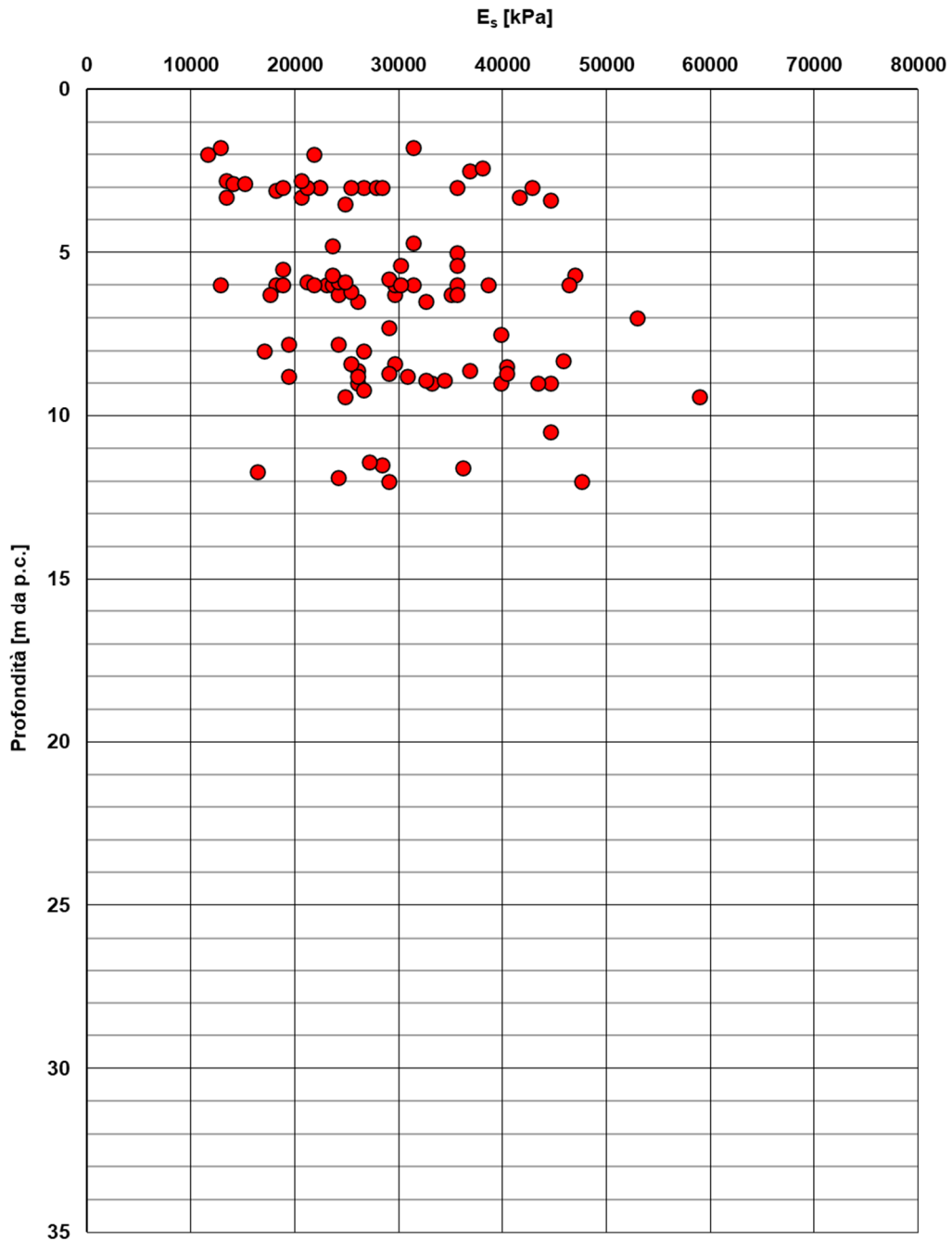


Figura 6-29. Modulo di deformazione drenato (Strato 2)

In alcuni sondaggi i valori di N_{SPT} sono molto dispersi e parte di ciò va certamente ascritto alla variazione di addensamento da zona a zona. Volendo dare una valutazione di carattere statistico, i valori considerati

comprendono anche quelli misurati in alcuni sondaggi che si trovano fuori dal tracciato in progetto, ma pur sempre riguardanti lo strato 2 in esame. Il valore medio complessivo risulta pari a:

$$N_{SPT, \text{ medio}} = 37 \text{ (indagine anno 2018)}$$

$$N_{SPT, \text{ medio}} = 44 \text{ (indagine anno 2021)}$$

A seguito della correzione dei valori misurati per tener conto del livello della tensione efficace (per un rendimento energetico del 60%), i valori medi sopra dati diventano:

$$N_{1,60 \text{ medio}} = 31 \text{ (indagine anno 2018)}$$

$$N_{1,60, \text{ medio}} = 34 \text{ (indagine anno 2021)}$$

da cui si stima (Figura 6-25 e Figura 6-30) per il terreno dello strato 2, un addensamento compreso tra il 65% e il 75% che comporta, con riferimento alla fascia di valori di N_{SPT} compresi tra 30 e 50 colpi/30 cm (freccie rosse) buone caratteristiche geotecniche. Va osservato che nel calcolo dei valori medi sopra dati è stato assegnato il valore $N_{SPT} = 50$ nei casi in cui è stato misurato rifiuto (R).

Descriptive Relative Density	Relative Density **	Standard Penetration Resistance N_1 (see Note) *	Static Cone Resistance q_c	Angle of Internal Friction ϕ	Dry Unit Weight
	%	blows/foot	tsf or kgf/cm ²	degrees	KN/m ³
Very Loose	< 15	< 4	< 50	< 30	< 14
Loose	15 - 35	4 - 10	50 - 100	30 - 32	14 - 16
Medium Dense	35 - 65	10 - 30	100 - 150	32 - 35	16 - 18
Dense ←	65 - 85	→ 30 - 50	150 - 200	→ 35 - 38	18 - 20
Very Dense	85 - 100	> 50	> 200	> 38	> 20

* $N_1 = N$ -value corrected to an effective vertical overburden pressure of 1.0 tsf or 100 kPa

** Freshly deposited, normally consolidated sand

Figura 6-30. Stima delle caratteristiche dello strato 2 (da SPT indagine 2018 e 2021)

Dall'analisi dei grafici precedenti risulta quanto segue:

- N_{SPT} : 20÷70 colpi/30 cm (misurati alle diverse profondità)
- Densità relativa D_r : 70÷80 %
- Angolo di resistenza al taglio ϕ' : 37°÷38°
- Velocità delle onde di taglio: 150÷250 m/s in aumento con la profondità,
- Modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 : 50÷130 MPa in aumento con la profondità.

Permeabilità (prove Lefranc)

La Tabella 6-4 riporta i valori del coefficiente di permeabilità misurato con le prove Lefranc a varie profondità. Accanto al valore della permeabilità k è indicato lo strato in cui è avvenuta la prova.

Tabella 6-4. Risultati delle prove di permeabilità Lefranc

Sondaggio (n°)	Profondità (m)	k (m/s)	strato
BH01	3.10	$2.28 \cdot 10^{-6}$	Strato 1
"	5.00	$6.29 \cdot 10^{-8}$	Strato 1
BH18	4.00	$1.36 \cdot 10^{-5}$	Strato 2
"	5.50	$1.81 \cdot 10^{-5}$	Strato 2
BH22	4.00	$2.30 \cdot 10^{-5}$	Strato 2
"	7.50	$2.46 \cdot 10^{-5}$	Strato 2
BH26	4.00	$3.39 \cdot 10^{-5}$	Strato 2
"	8.50	$4.16 \cdot 10^{-5}$	Strato 2
BH39	8.50	$4.21 \cdot 10^{-5}$	Strato 2

6.3 STRATO 3 (MARNA ARGILLOSA-LIMOSA)

Il terreno di questo strato rappresenta la parte superiore della formazione del Mutignano, al cui interno si distingue l'associazione pelitica caratterizzata da argille marnose grigie stratificate, individuate dall'indagine.

I dati a disposizione riguardano sia le prove in sito di tipo speditivo (Pocket penetrometer, Vane test), sia le prove pressiometriche eseguite in foro di sondaggio, sia infine le prove di laboratorio che hanno utilizzato campioni rimaneggiati e indisturbati.

Di seguito si riportano i grafici dei valori misurati delle varie grandezze, in funzione della profondità.

S.S. 80 - Teramo Mare

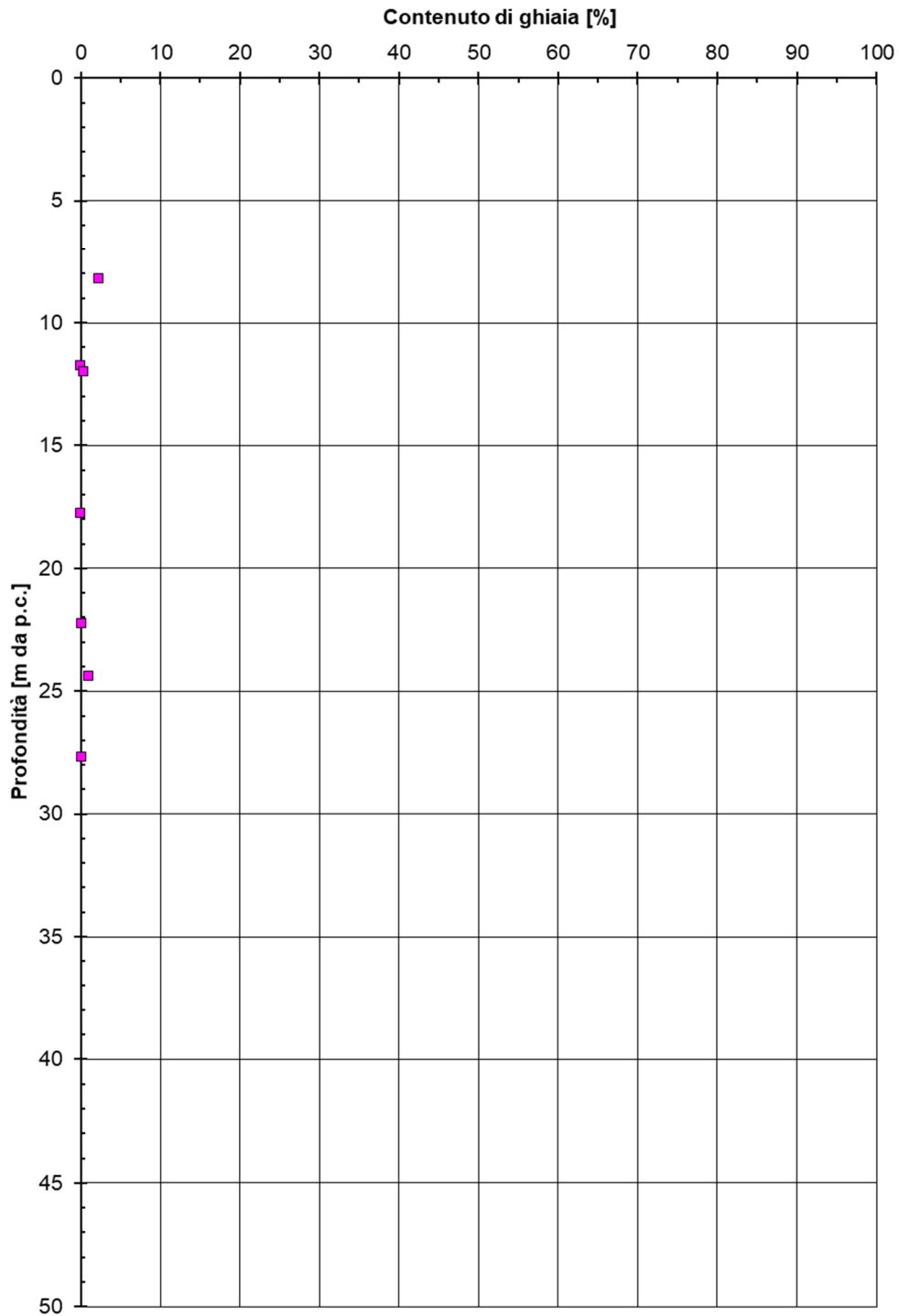


Figura 6-31. Contenuto di ghiaia (Strato 3)

S.S. 80 - Teramo Mare

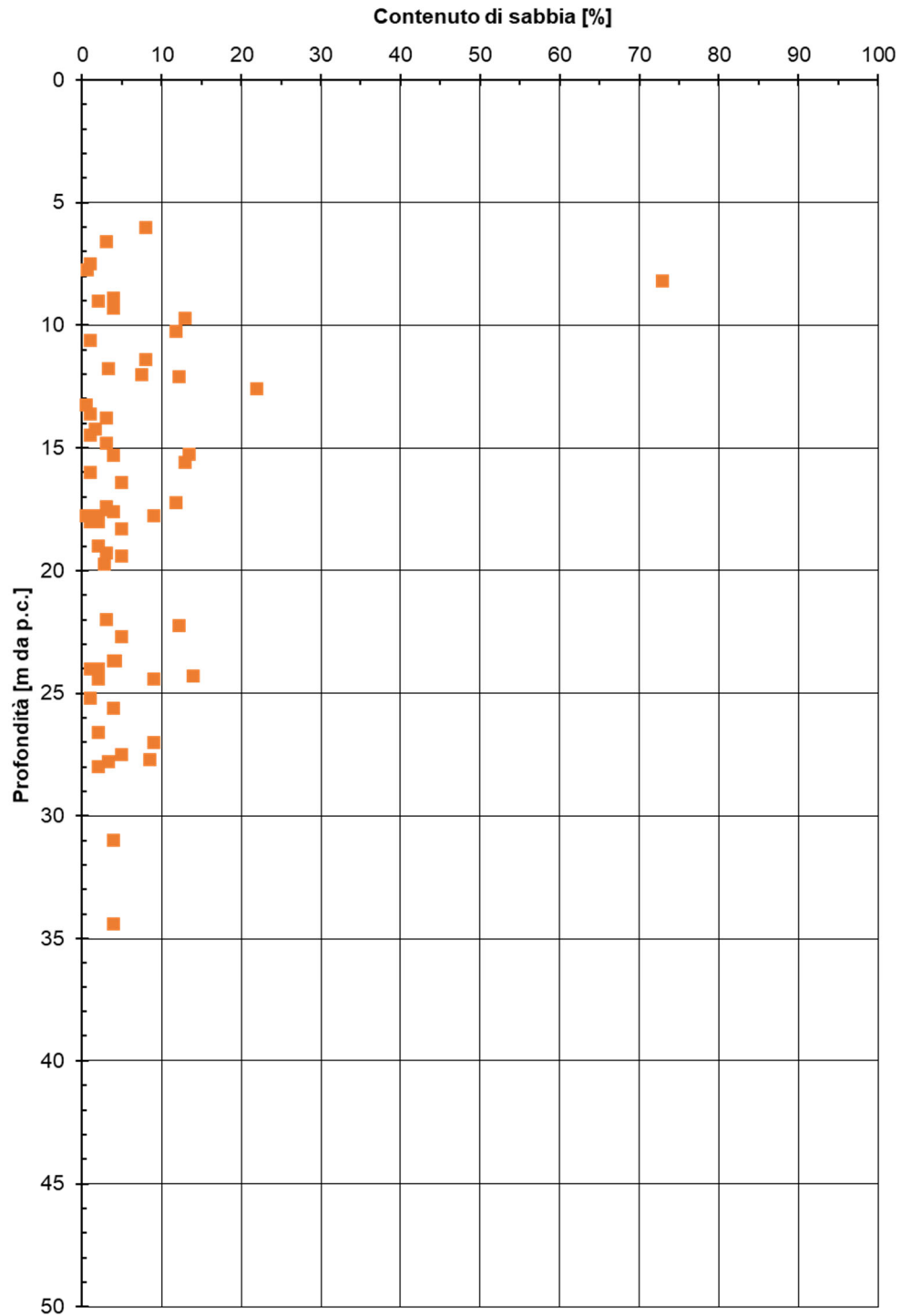


Figura 6-32. Contenuto di sabbia (Strato 3)

S.S. 80 - Teramo Mare

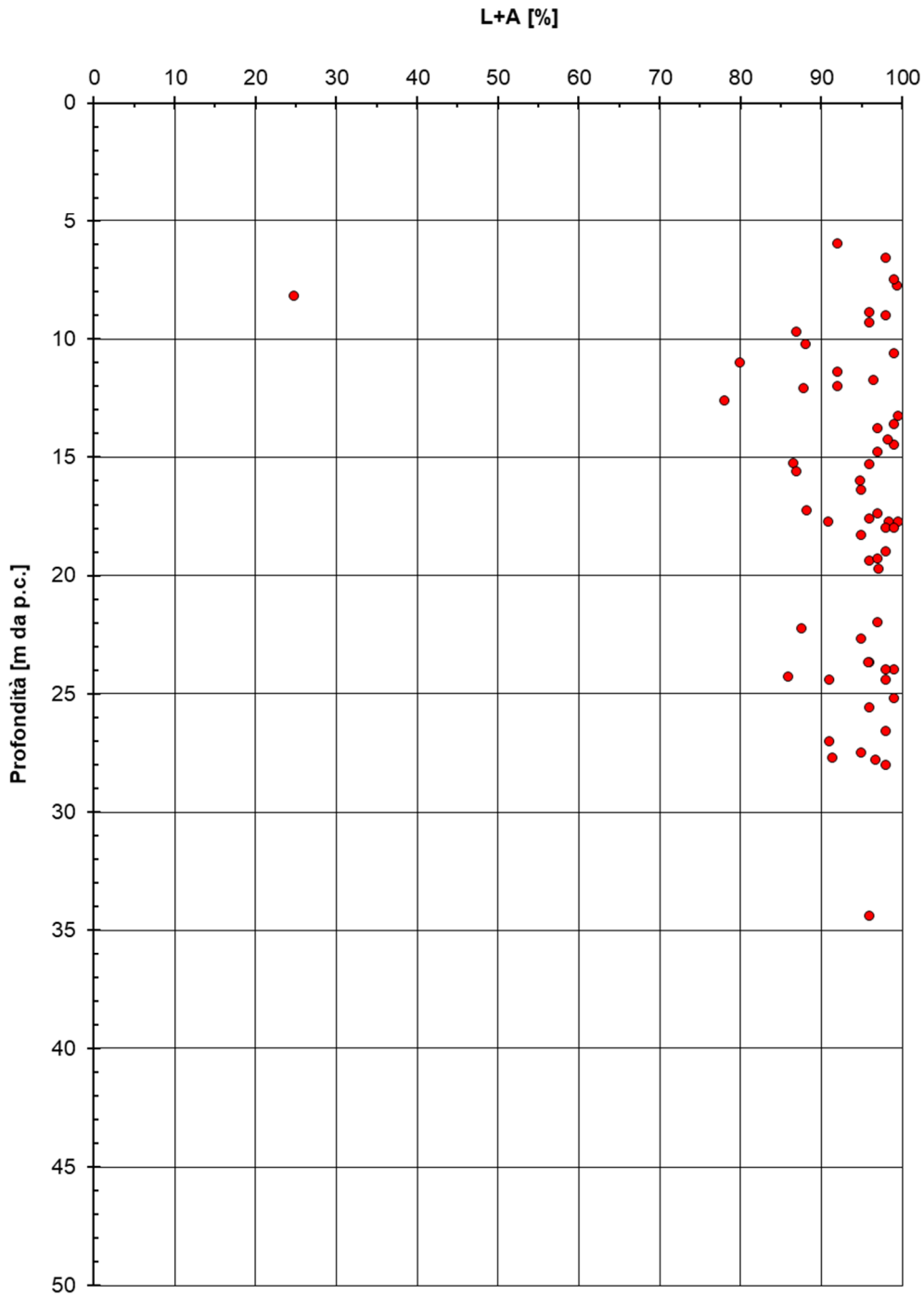


Figura 6-33. Contenuto di limo e argilla (Strato 3)

S.S. 80 - Teramo Mare

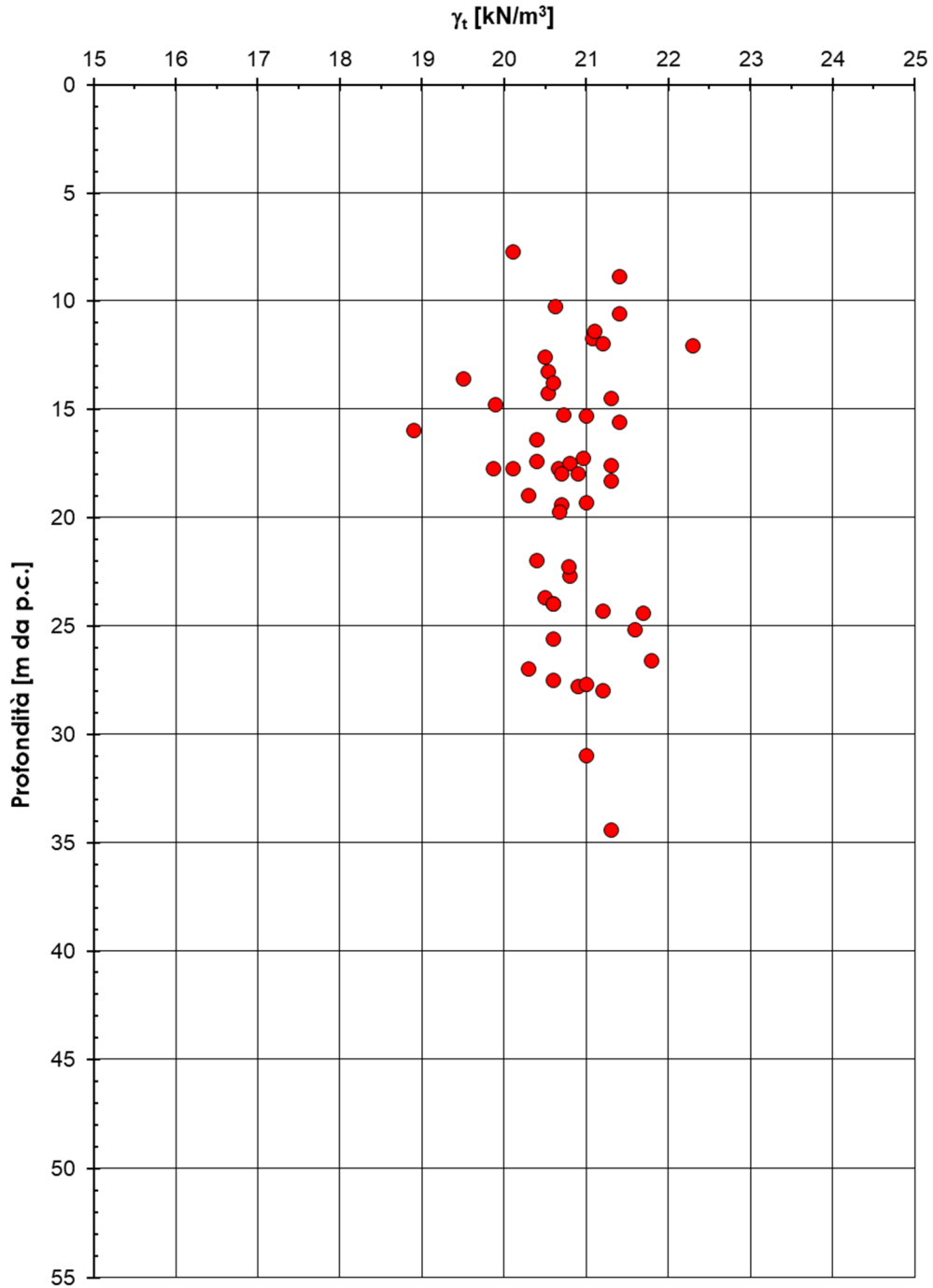


Figura 6-34. Peso di volume totale (Strato 3)

S.S. 810 - Teramo Mare

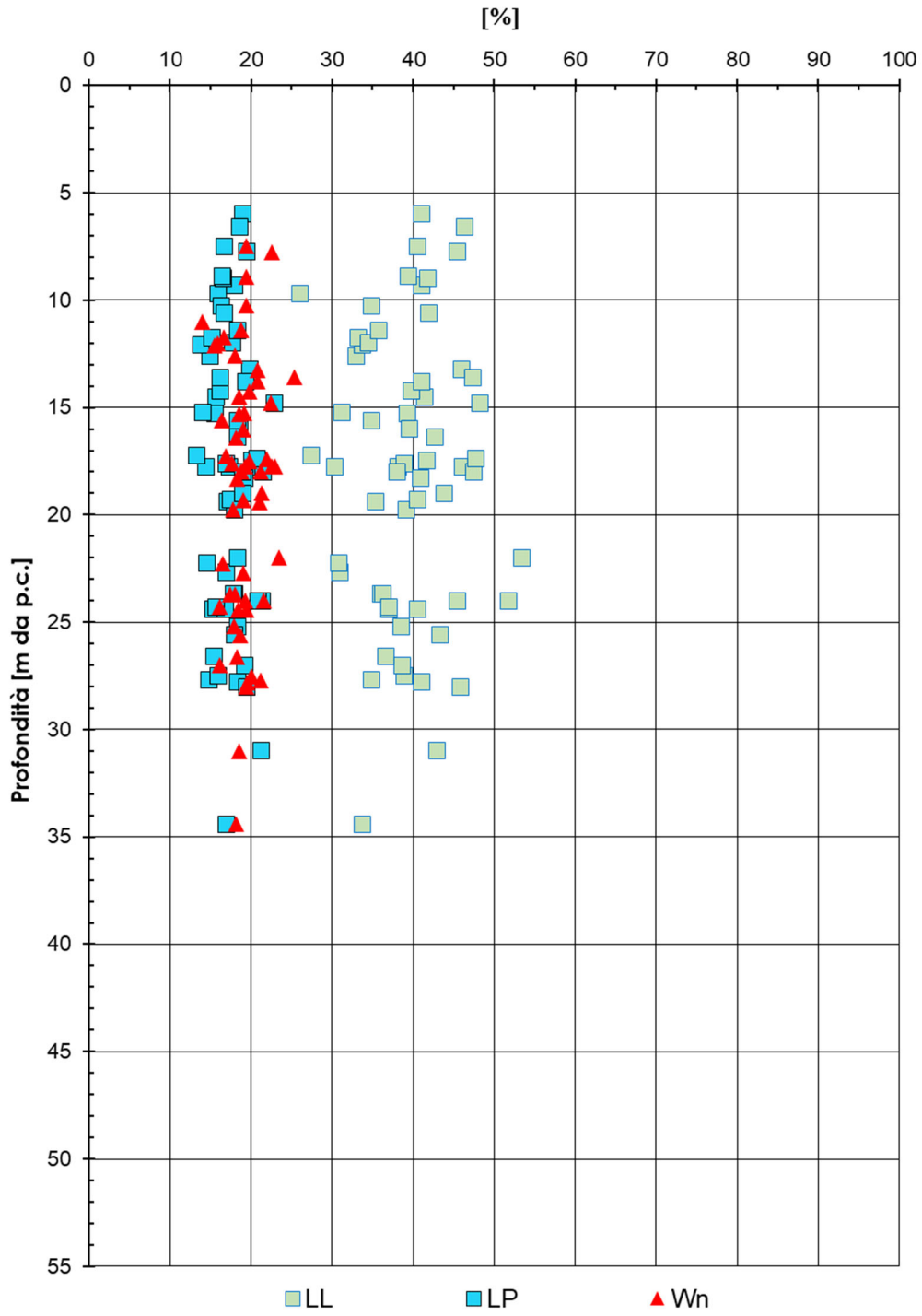


Figura 6-35. Contenuto d'acqua naturale (w_n), Limite Liquido (LL), Limite plastico (LP) dello Strato 3

S.S. 80 - Teramo Mare

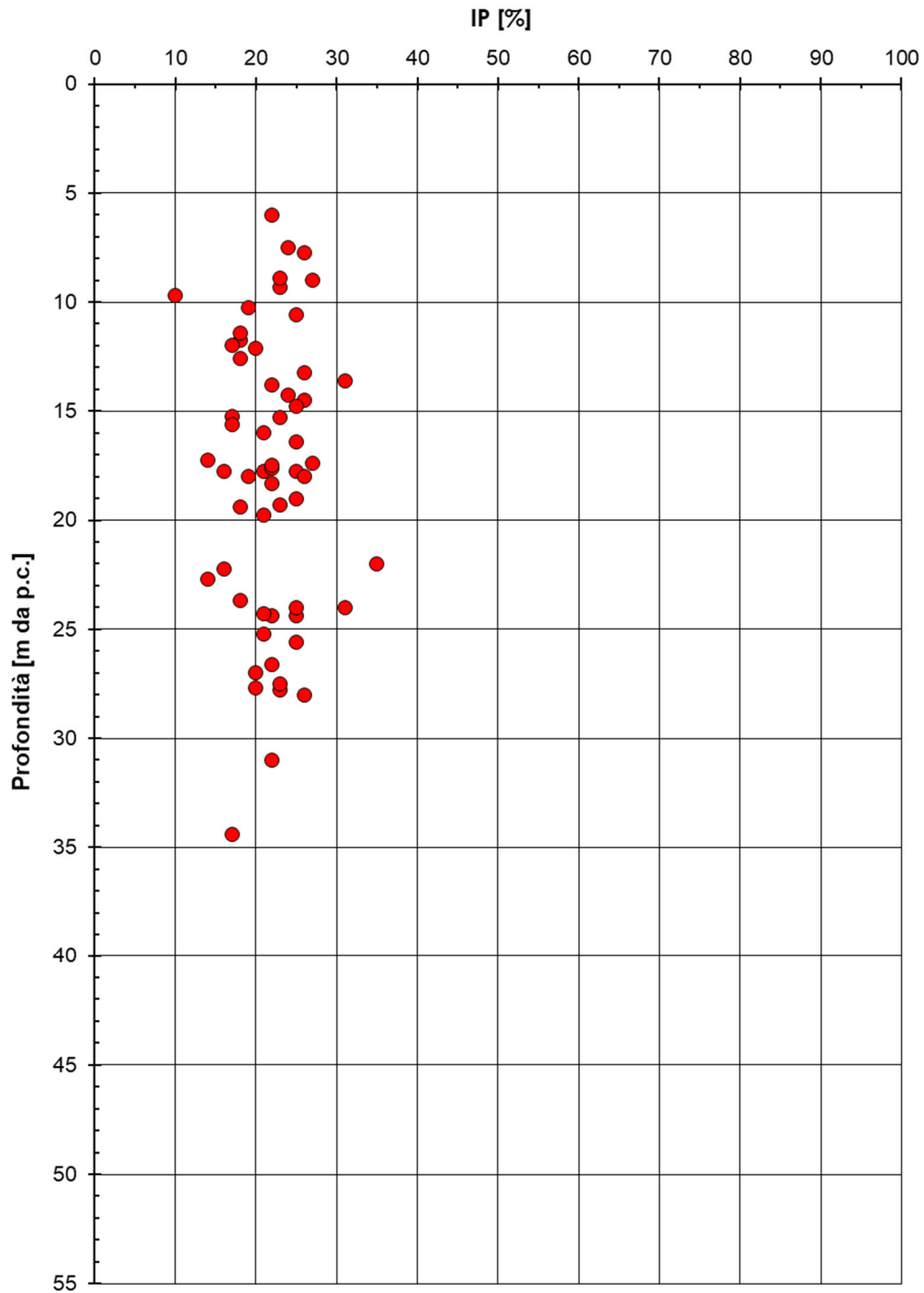


Figura 6-36. Indice di plasticità IP (Strato 3)

S.S. 80 - Teramo Mare

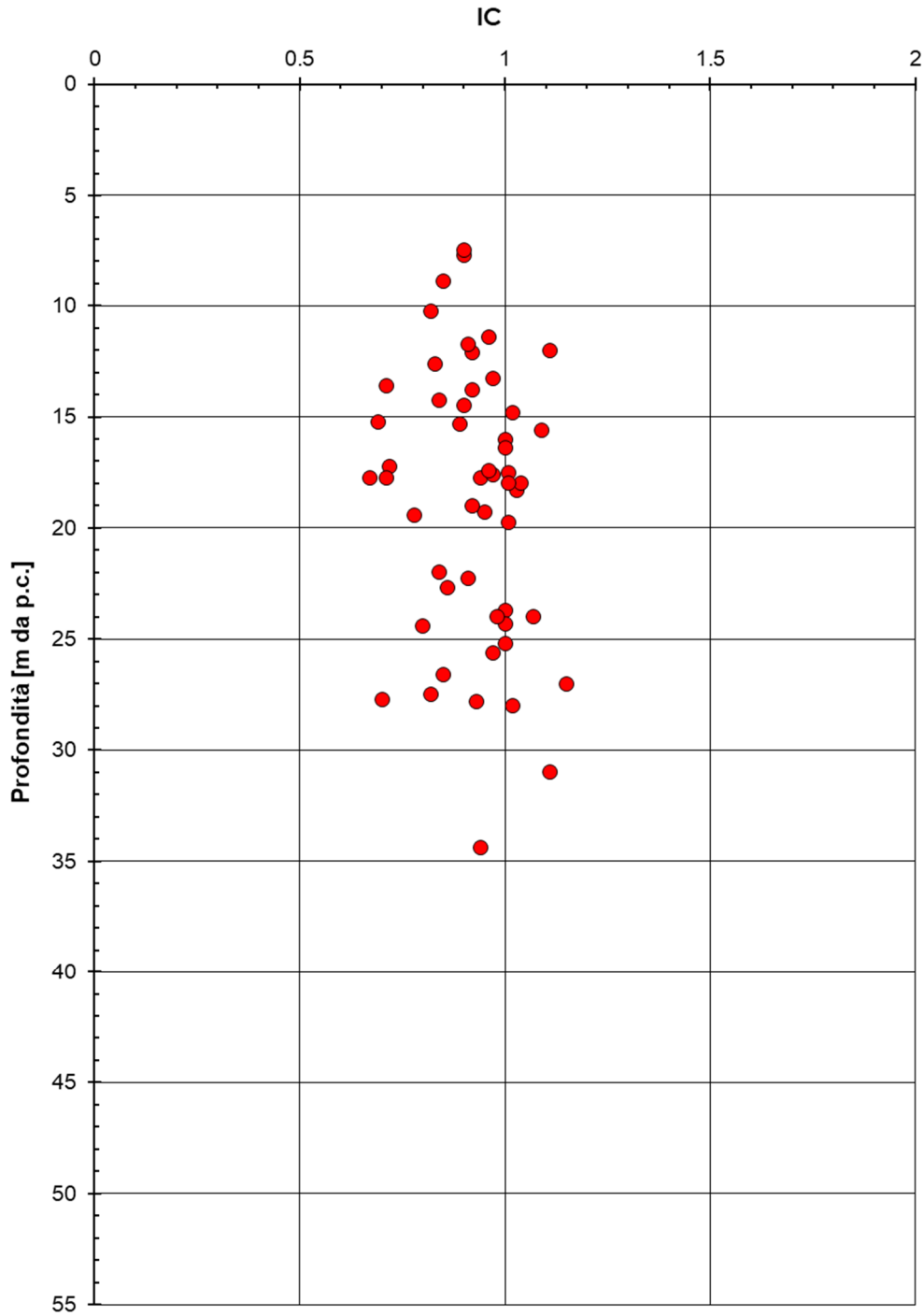


Figura 6-37. Indice di consistenza I_c (Strato 3)

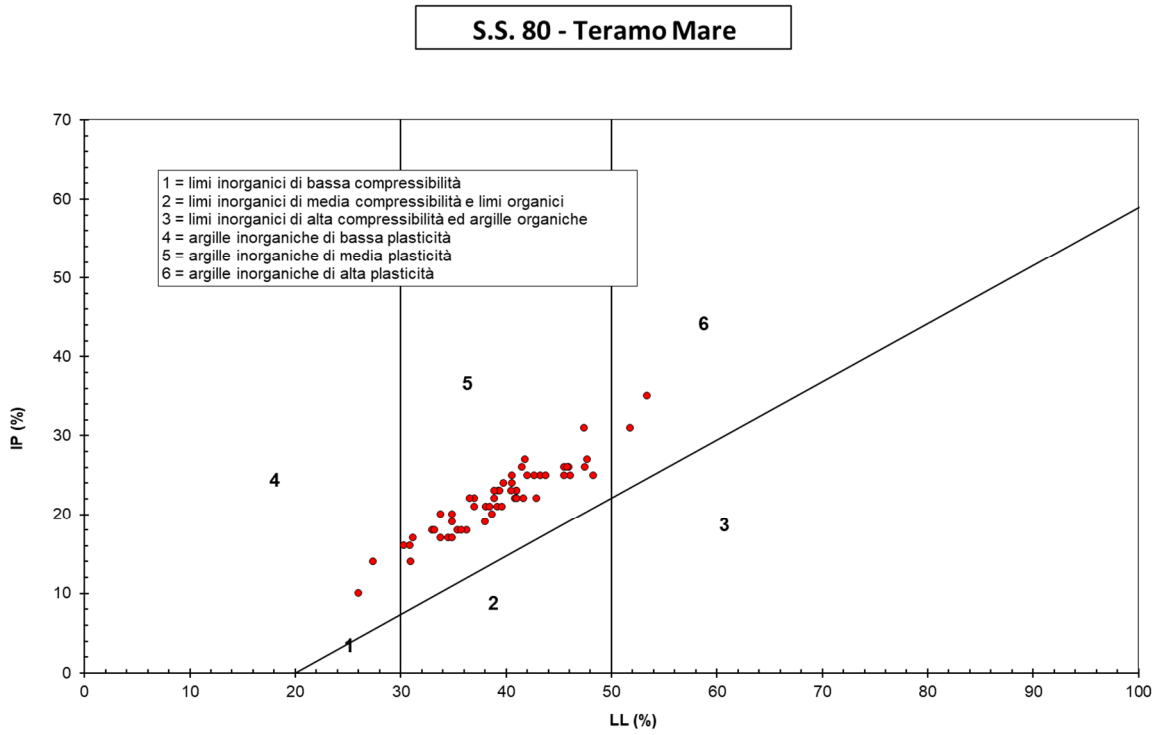
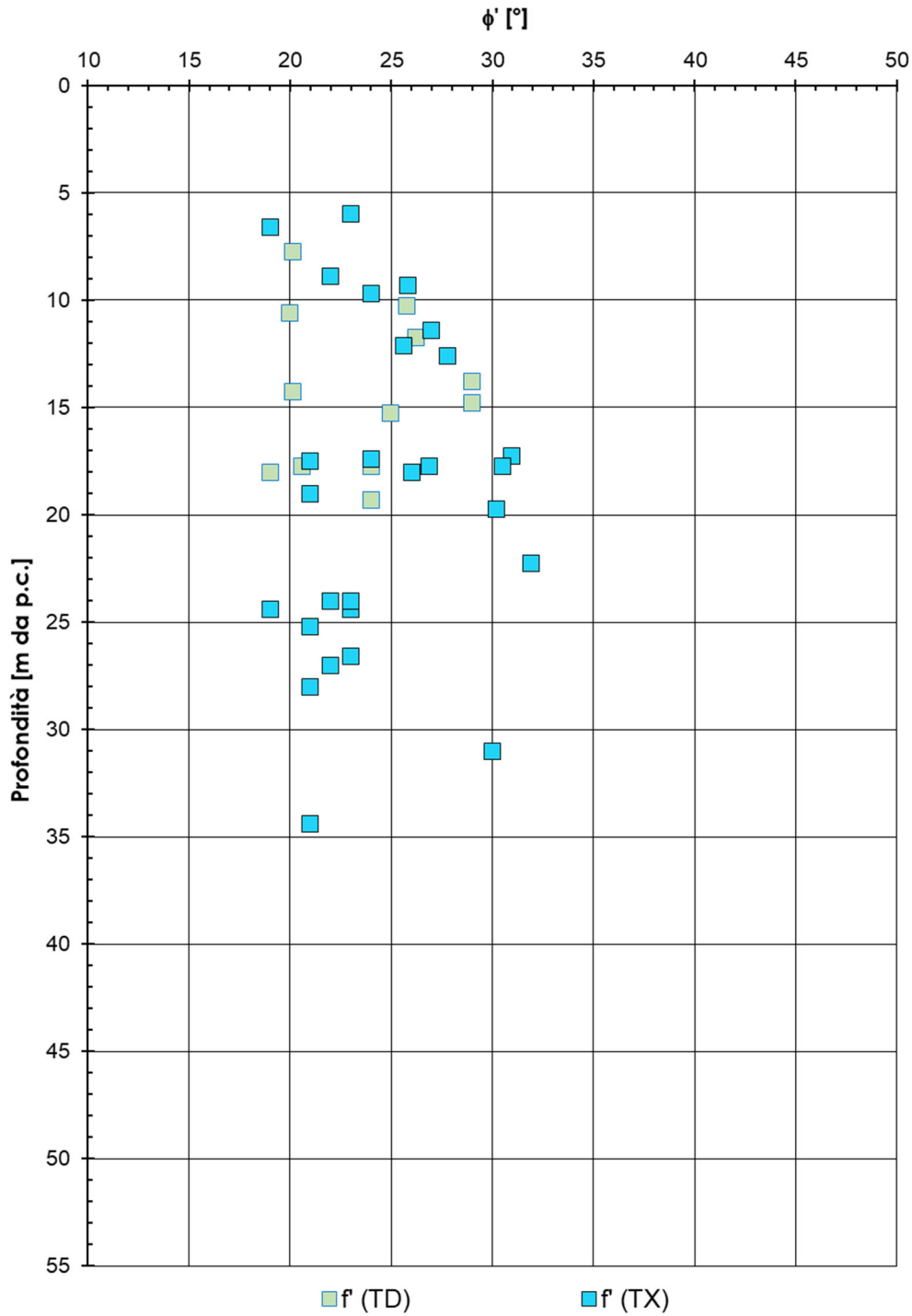


Figura 6-38. Carta di plasticità di Casagrande (Strato 3)

S.S. 80 - Teramo Mare



S.S. 80 - Teramo Mare

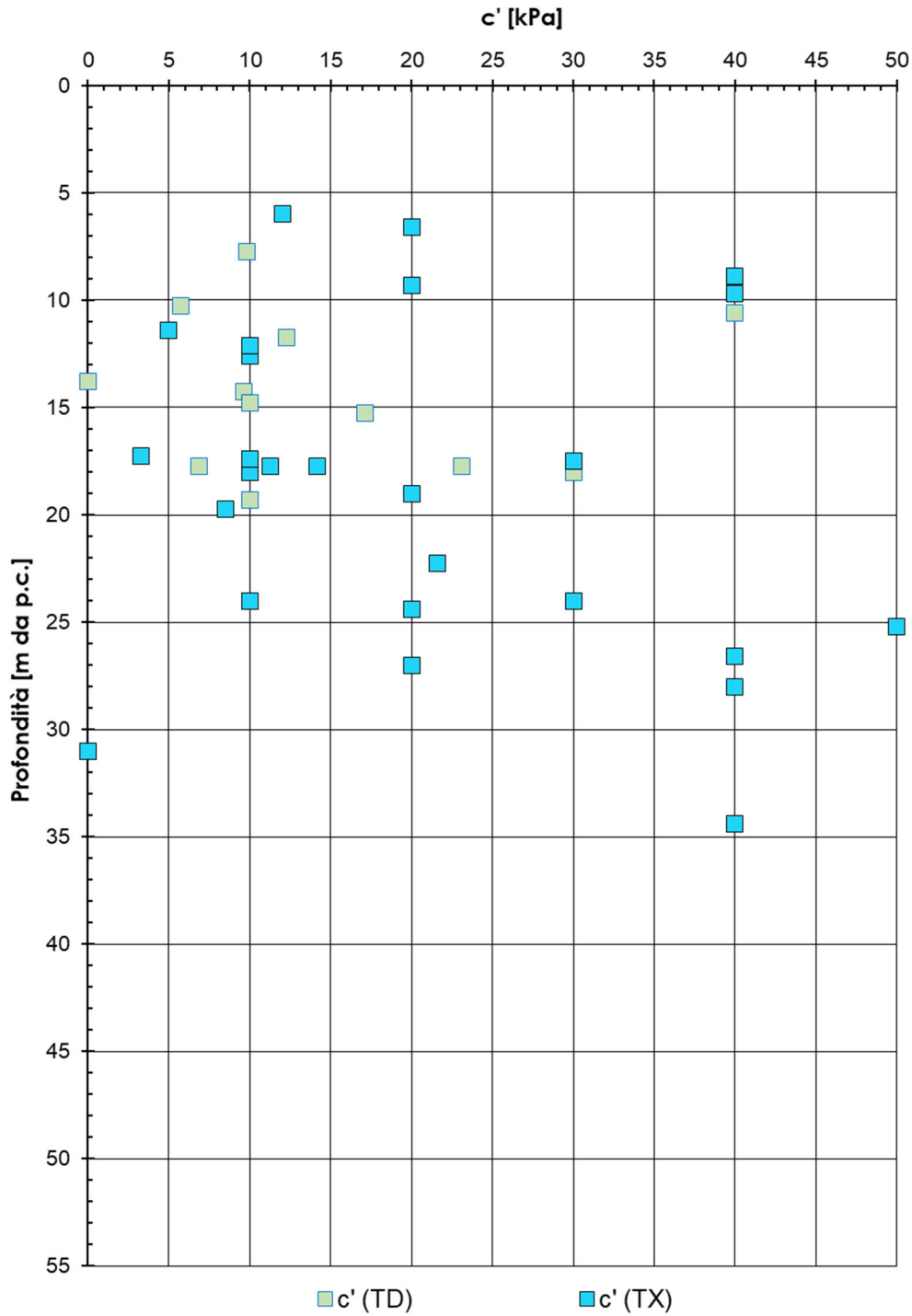


Figura 6-40. Coesione drenata da prove di taglio diretto (TD) e triassiale (TX) – Strato 3

S.S. 80 - Teramo Mare

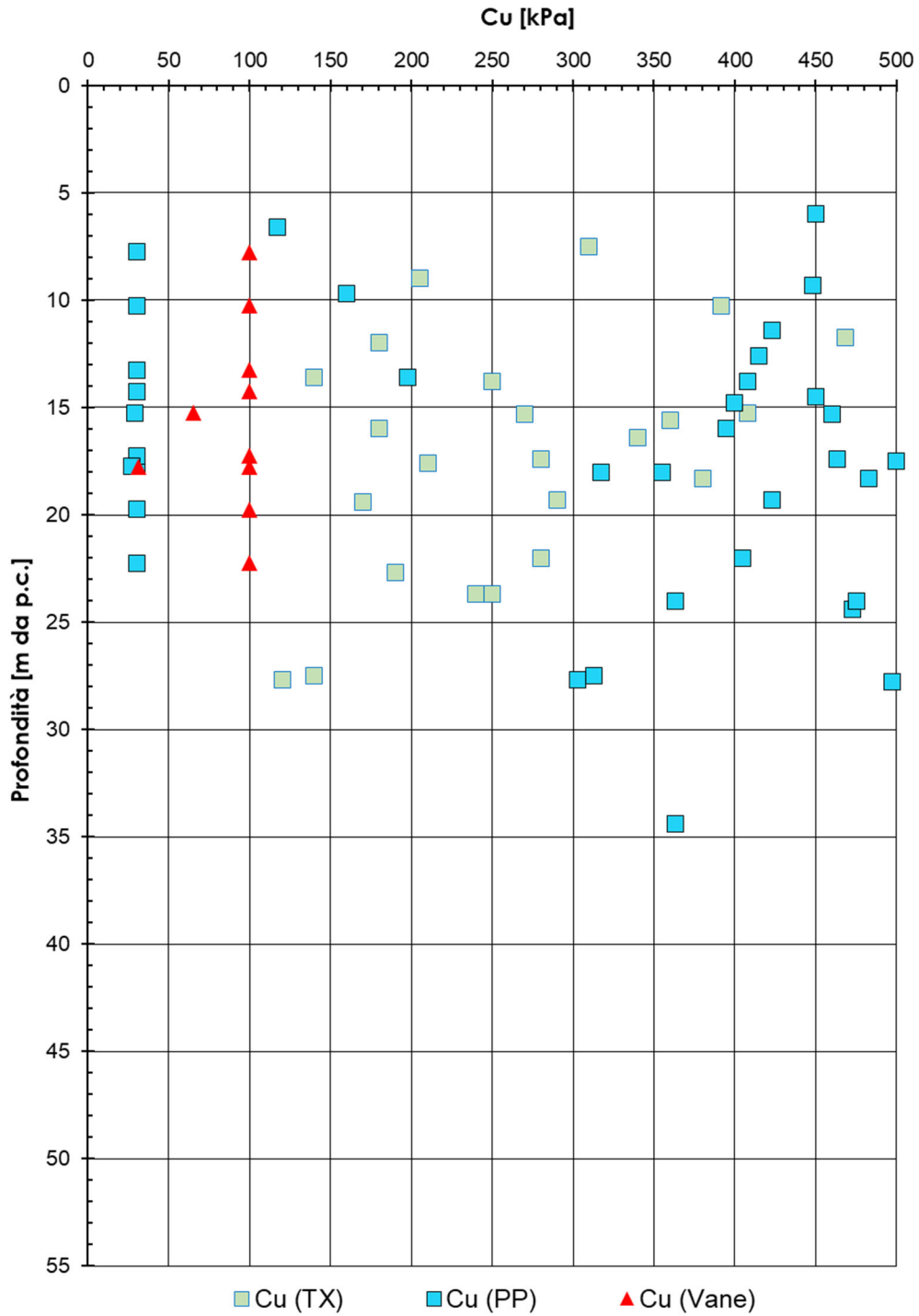


Figura 6-41. Coesione non drenata (Triassiale TX, Pocket Penetrometer PP di laboratorio e Vane Test) – Strato 3

S.S. 80 - Teramo Mare

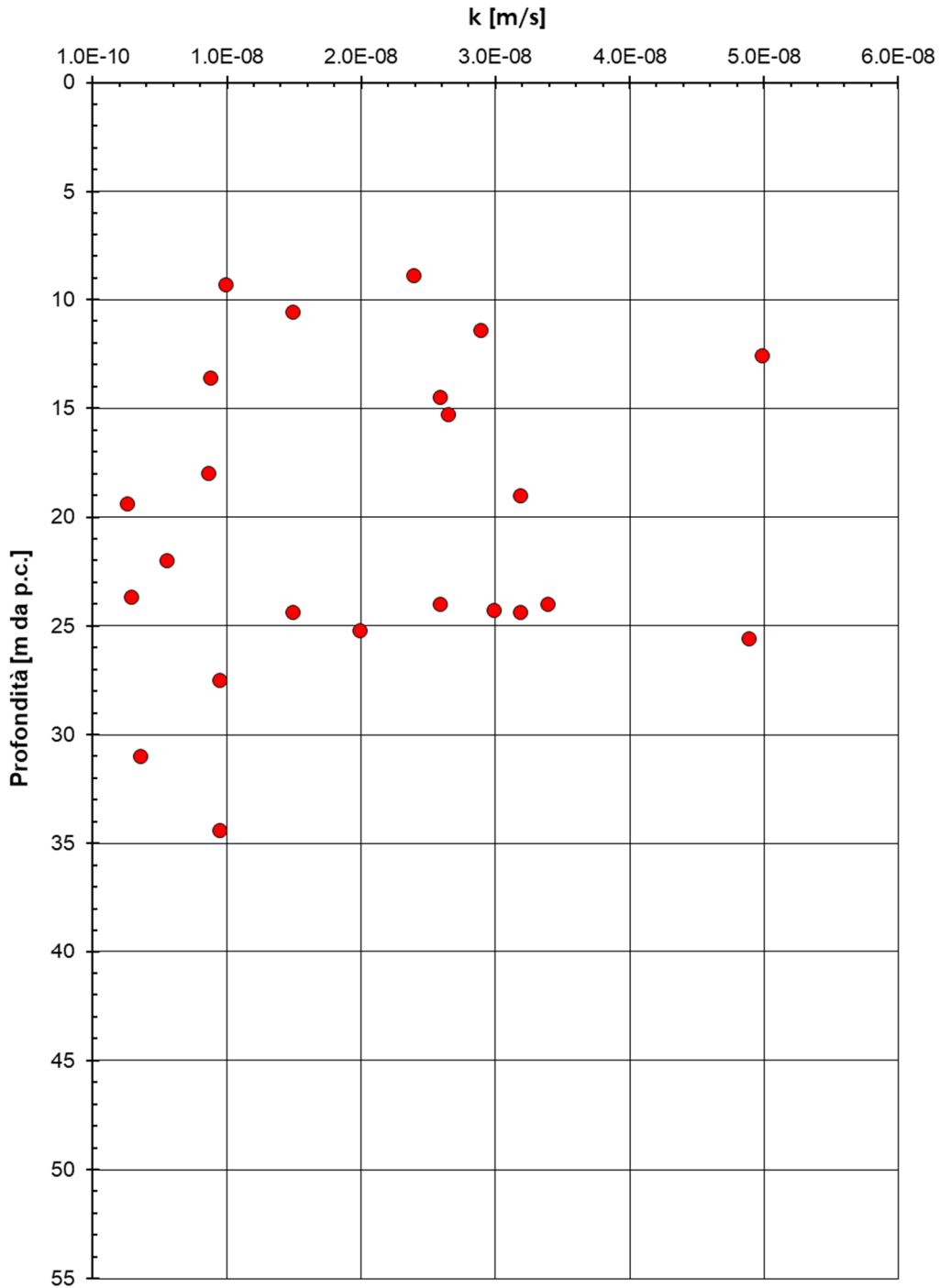


Figura 6-42. Coefficiente di permeabilità k (Strato3)

S.S. 80 - Teramo Mare

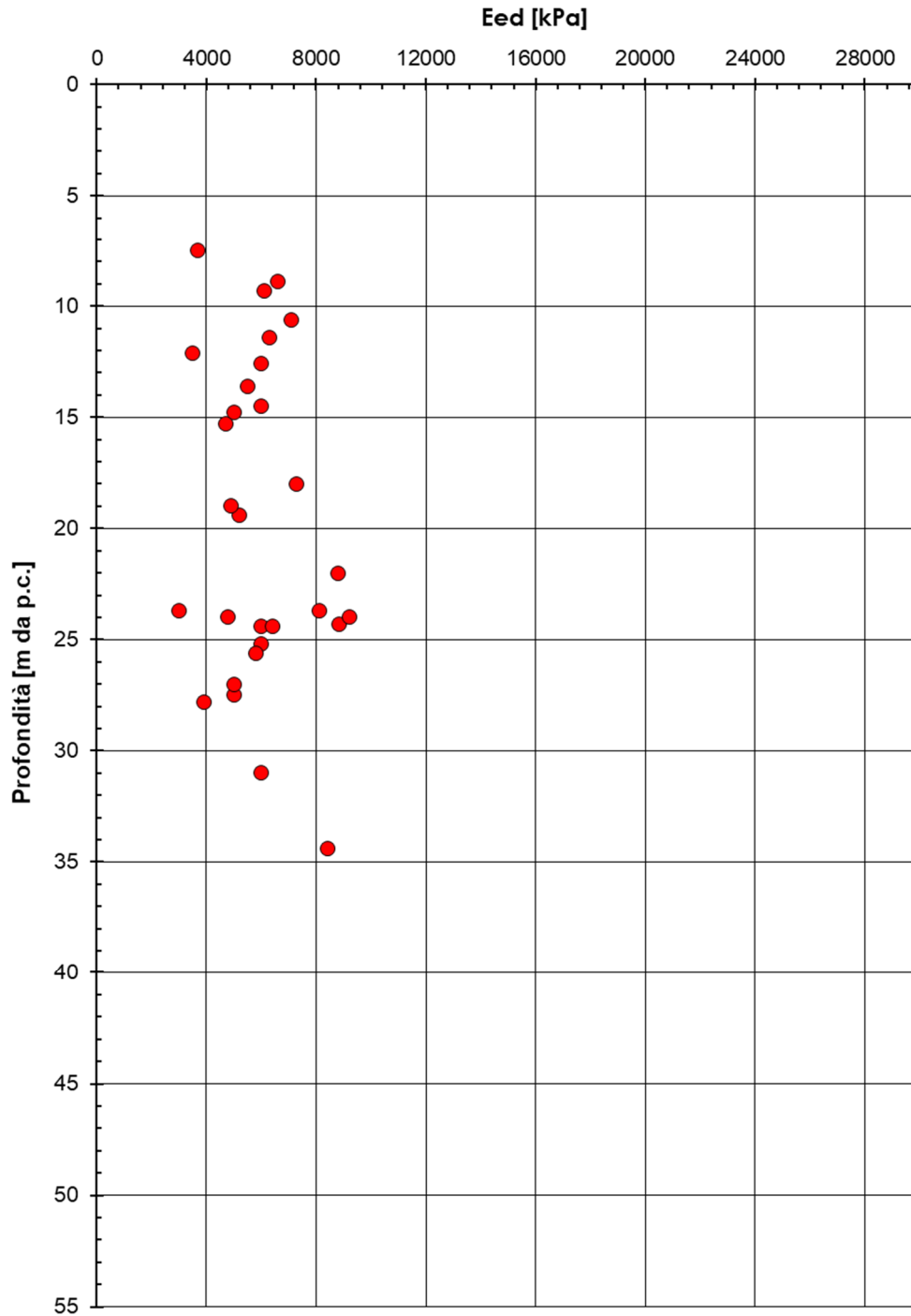


Figura 6-43. Modulo edometrico E_{ed} alla tensione geostatica σ'_{v0} (Strato 3)

Il terreno dello strato 3 è decisamente coesivo, essendo il suo contenuto di limo e argilla sempre pari ad almeno l'85%. Il peso di volume è sempre elevato, variando tipicamente tra 20 kN/m³ e 21.5 kN/m³.

Il valore del contenuto d'acqua naturale varia a tutte le profondità intorno al 15% ÷ 20%, mentre i valori dell'indice plastico sono per lo più compresi tra il 20% e il 25%. Si tratta quindi di argilla limosa che ricade nel settore 5 della carta di plasticità di Casagrande (media plasticità). L'indice di consistenza è sempre maggiore di 0.7, il che denota un terreno coesivo duro.

Quindi, a partire dai dati sopra richiamati, si possono stimare per lo strato 3 in esame i seguenti parametri geotecnici:

- Peso dell'unità di volume, $\gamma_t = 20.5 \text{ kN/m}^3$;
- Contenuto d'acqua naturale, $w_n: 15 \div 20 \%$;
- Limite liquido, LL: 40%;
- Limite plastico, LP: 15 ÷ 20 %
- Indice di Plasticità, IP: 20 ÷ 25;
- Carta di plasticità di Casagrande: classe dei terreni coesivi 4 e 5;
- Angolo di resistenza al taglio, ϕ' : 20° ÷ 30°;
- Coesione drenata, c' : 10 ÷ 40 kPa;
- Resistenza al taglio non drenata, c_u : 150 ÷ 450 kPa da prove di laboratorio;
- Resistenza al taglio non drenata, c_u (PP): 700 ÷ 1200 kPa da prove su carote disturbate (Pocket Penetrometer).

A proposito della resistenza al taglio non drenata c_u , la Tabella 6-5 riporta i valori di tale grandezza misurati nel corso dei sondaggi geognostici sulle carote di terreno disturbato, per mezzo della prova Vane Test, nel solo strato 3.

Tabella 6-5. Resistenza al taglio non drenata da prove Vane Test su carote da foro di sondaggio

Profondità (m)	Sondaggio	c_u (VT) (kPa)
10.5	BH01	>700
10.0	BH02	>700
13.5	"	>700
15.5	"	870
17.5	"	720
18.5	"	760
21.5	"	980
22.0	"	1100
10.8	BH03	>1100
11.2	"	980
13.0	"	>1100
11.5	BH04	>700
17.5	BH05	980
19.2	"	920

Profondità (m)	Sondaggio	c_u (VT) (kPa)
20.5	"	840
22.5	"	1100
24.0	"	1070
26.0	"	1110
>26.0	"	>1130
17.0	BH06	1100
>17.0	"	>1100
12.5	BH13	>1100
21.5	"	>1100
15.5	BH14	920
16.0	"	1030
17.5	"	>1100
10.5	BH15	>1100
10.0	BH16	>1100
11.5	"	>1100
12.5	BH17	780
13.5	"	920
15.0	"	>1200
>15.0	"	>1200
20.5	BH18	920
21.5	"	980
22.5	"	1060
23.0	"	>1100
24.5	"	>1100
18.5	BH19	>1200
21.0	"	>1200
18.5	BH20	>1200
23.5	"	>1200
16.5	BH24	1190
17.0	"	1160
18.5	"	1160

Profondità (m)	Sondaggio	c_u (VT) (kPa)
19.0	“	>1200
15.5	BH26	960
16.0	“	>1200
18.5	“	>1200
16.5	BH27	980
17.0	“	1130
19.0	“	1200
19.5	“	1200
14.0	BH28	860
15.5	“	980
17.0	“	1070
18.5	“	>1200
12.5	BH29	880
13.5	“	920
15.5	“	>1200
16.5	“	>1200
15.0	BH30	>1200
15.5	“	>1200
17.0	BH31	980
17.5	“	1070
19.0	“	1140
19.5	“	>1200
16.0	BH32	1030
17.5	“	1160
18.5	“	>1200
9.5	BH33	980
10.5	“	970
11.5	“	920
13.5	“	>1200
14.5	“	>1200
11.0	BH34	>350 ^(*)

Profondità (m)	Sondaggio	c _u (VT) (kPa)
12.0	“	>350 ^(*)
9.5	BH35	870
10.5	“	960
11.5	“	1030
13.0	“	1060
14.5	“	1110
15.5	“	1080
16.5	“	1120
19.0	“	>1200
19.5	“	>1200
12.5	BH37	1080
13.5	“	970
16.5	“	1030
17.5	“	>1100
>17.5	“	>1100
17.0	BH38	880
18.5	“	960
19.5	“	940
20.5	“	1030
>21.5	“	>1200
15.5	BH39	940
16.5	“	1120
18.5	“	1200
14.5	BH40	950
15.5	“	1010
17.0	“	>1200
>17.0	“	>1200
8.0	BH41	820
8.5	“	880
12.5	“	>1200
13.5	“	>1200

Profondità (m)	Sondaggio	c_u (VT) (kPa)
16.0	BH42	910
17.0	“	920
18.0	“	880
19.0	“	>1200
18.5	BH43	1020
19.0	“	1150
21.0	“	>1200

Di seguito si riporta l'esposizione grafica di tali risultati per consentire l'analisi delle risultanze:

S.S. 80 - Teramo Mare

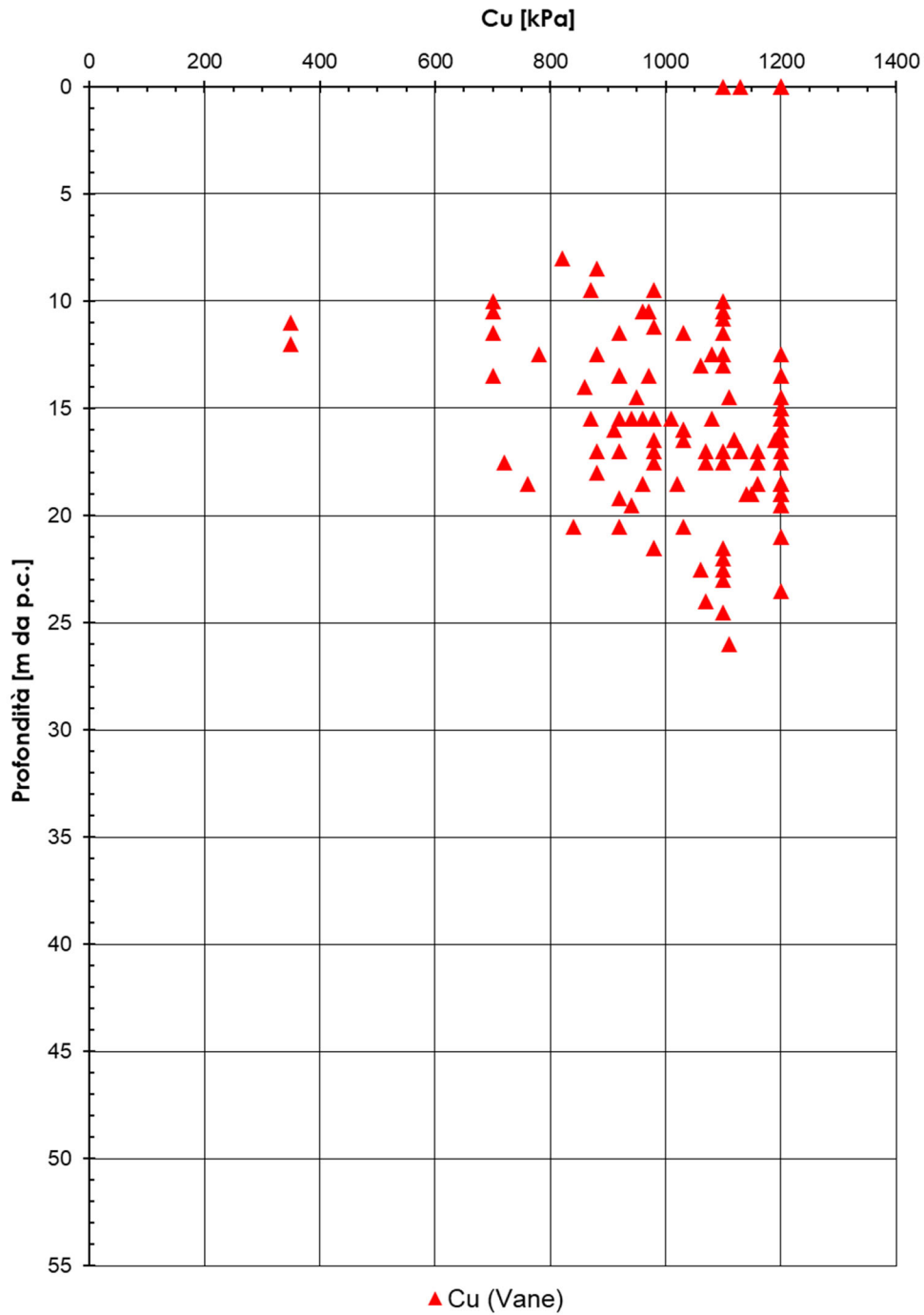


Figura 6-44. Coesione non drenata da Vane Test (Strato 3)

L'insieme delle misure riportate in Tabella 6-5 mostra che nell'ambito di questo strato la coesione non drenata è sempre maggiore di 700 kPa, mentre, a partire da pochi metri al suo interno, raggiunge e supera i 1000 kPa. Il materiale è quindi molto duro, in conseguenza della sua origine e vicissitudine geologica. In termini di valori medi, validi per l'intero strato fino alla profondità di 30 metri e oltre, si assume dalle prove VT:

$$c_u = 800 \text{ kPa}$$

Risulta evidente la grande differenza tra i valori di c_u misurati in laboratorio e i valori misurati in sito; i primi dovrebbero risultare, in linea di principio, maggiori dei secondi, in virtù della buona qualità dei campioni utilizzati. In questo caso accade il contrario: il valore di c_u (VT) è almeno tre volte il valore di c_u (TX).

Resistenza al taglio drenata

La coesione apparente c' e l'angolo di resistenza al taglio ϕ' sono stati misurati con le prove triassiali drenate e non drenate.

Di seguito si riportano 2 grafici per l'interpretazione delle prove triassiali secondo 2 fasce di profondità:

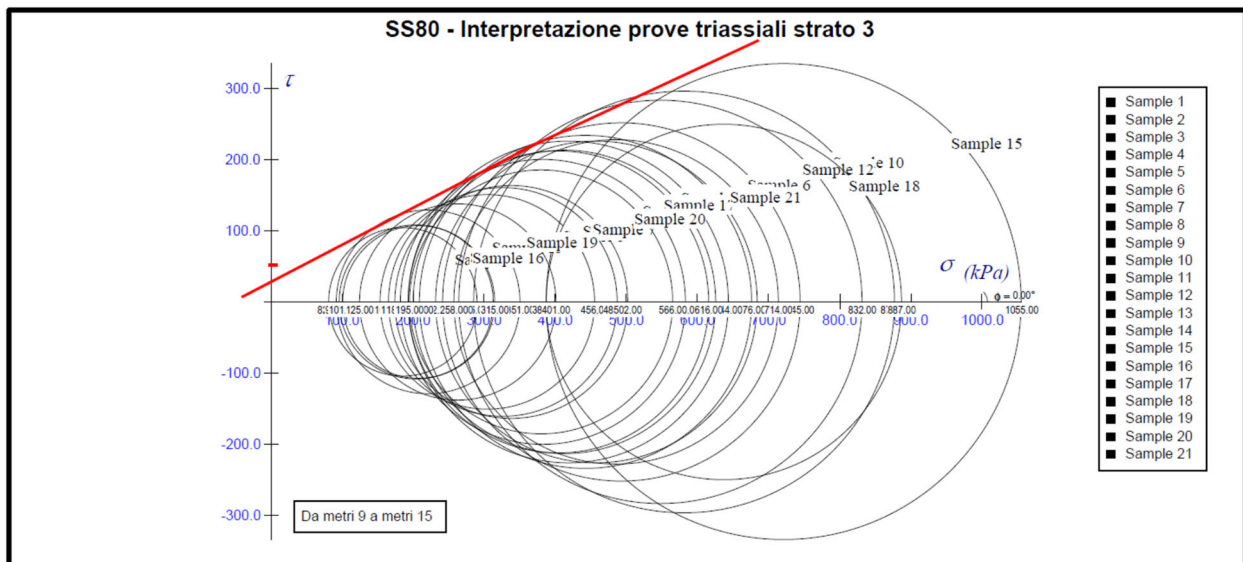


Figura 6-45. Interpretazione prove TX per profondità da 9÷15 m

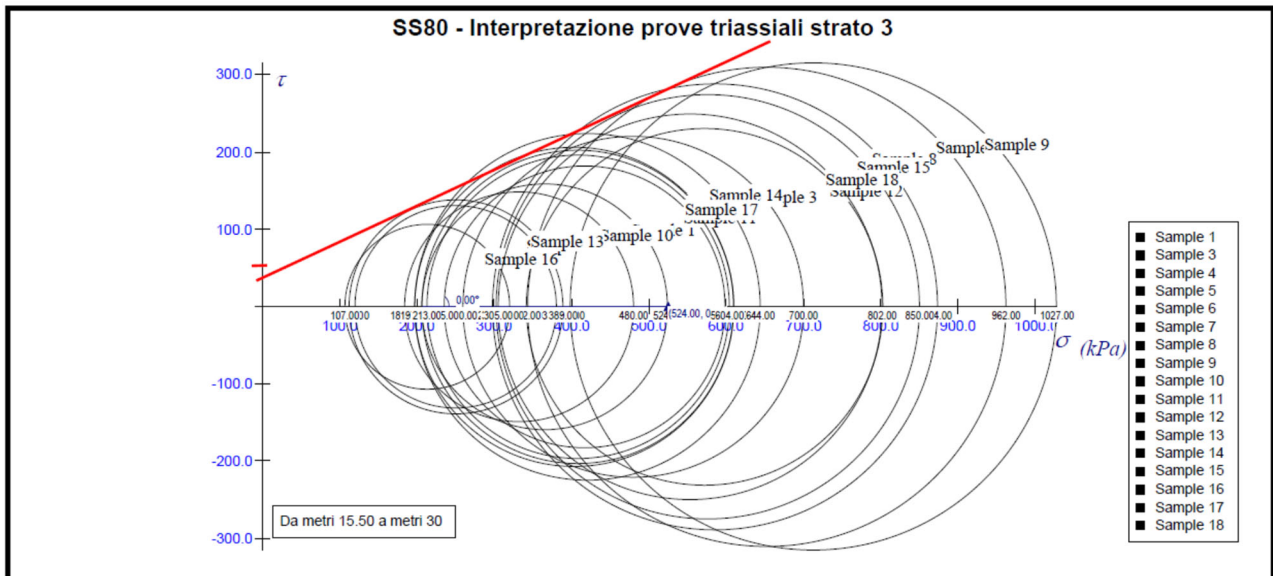


Figura 6-46. Interpretazione prove TX per profondità da 15.5÷30 m

Come evidenziato sopra, si è ottenuto:

$$c' = 10 \div 40 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 20^\circ \div 30^\circ$$

Sia la coesione apparente c' sia l'angolo di resistenza al taglio manifestano sulla base delle prove di laboratorio un'ampiezza di valori non compatibile con la relativa omogeneità del terreno di questo strato né la loro variazione con la profondità. Ciò può essere legato al disturbo del campione e quindi alla qualità dei provini testati in laboratorio, aspetto legato alla elevata consistenza del terreno. Per quanto riguarda l'angolo di resistenza al taglio esso può essere stimato in base ai valori dell'indice plastico, a prescindere dal grado di consolidazione del terreno (e quindi del valore di c'). Valutando il valore dell'angolo di resistenza al taglio sulla base dei valori dell'indice plastico si ha, per $IP = 20\%$ un valore di ϕ' pari a:

$$\phi' \geq 30^\circ$$

il che porterà a privilegiare il valore maggiore tra quelli misurati sulla base delle prove triassiali drenate.

Deformabilità

Il modulo non drenato del terreno E_U di questo strato viene stimato in base al valore medio della resistenza al taglio c_u per mezzo della correlazione empirica (Figura 6-437):

$$E_U = \alpha \cdot c_u$$

dove al fattore α si assegna il valore di 200 (valido per un terreno da poco a mediamente plastico e per un elevato grado di sovraconsolidazione OCR). Si stima in questo modo:

$$E_U = 200 \cdot 400 = 80000 \text{ kPa}$$

avendo assunto per la resistenza al taglio non drenata il valore orientativo di 400 kPa. Questo valore tiene conto della inevitabile fessurazione del terreno in esame, a causa dell'elevato grado di sovraconsolidazione che lo caratterizza. Limitatamente ai primi 4÷5 metri di terreno dello strato 3 (e quindi nell'ambito del sottostrato di terreno alterato), si fa riferimento ad un valore ridotto della resistenza al taglio non drenata c_u , assunta pari a 200 kPa, da cui risulta con il criterio sopra richiamato:

$$E_U = \alpha \cdot c_u = 200 \cdot 200 = 40000 \text{ kPa}$$

Per conseguenza il modulo drenato E_s viene ad essere stimato pari a:

$$E_s \approx 0.75 E_U = 30000 \div 60000 \text{ kPa}$$

dove il valore inferiore è pertinente ai primi 5 metri di deposito argilloso alterato.

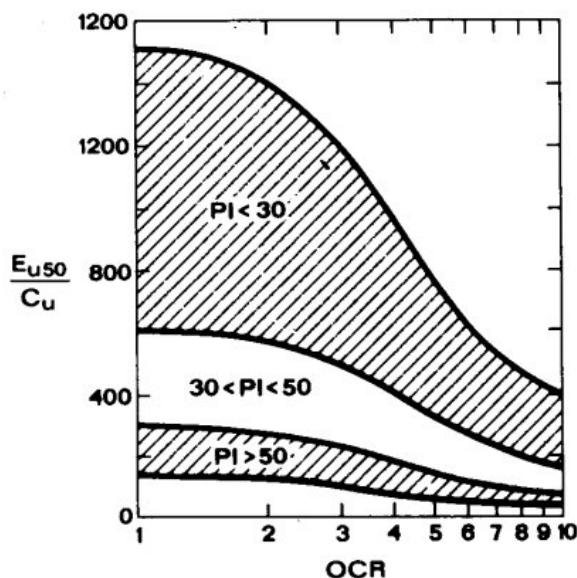


Figura 6-47. Variazione del modulo E_U in funzione di c_u e di OCR

Per quanto riguarda, invece, la valutazione del modulo drenato sulla base dei valori della velocità delle onde di taglio, V_s , si possono considerare i dati delle prove down hole (n. 2 prove nella campagna pregressa e n. 13 prove nella campagna 2018). La tabella sottostante riporta i valori di V_s distinti per sondaggio e profondità media.

Tabella 6-6. Valori della velocità delle onde sismiche di taglio dalle prove down-hole

Sondaggio (n)	Profondità (m) (*)	V_{S1} (m/s)	Prof. media (m)	V_{S2} (m/s)	Prof. media (m)	V_{S3} (m/s)	Prof. media (m)	V_{S4} (m/s)	Prof. media (m)
SF01	9.30	404	10	726	15	-	-	-	-
SF06	8.10	296	10	706	15	-	-	-	-
BH02	0.10	280	18	310	31	420	43	-	-
BH07	8.00	300	11	270	28	-	-	-	-
BH19	11.40	400	12	250	18	350	27	-	-
BH22	13.60	340	17	420	26	500	36	640	46
BH24	14.40	420	20	600	33	-	-	-	-
BH26	14.70	400	18	500	26	-	-	-	-
BH27	13.70	350	18	400	31	-	-	-	-
BH29	12.40	380	15	550	25	430	37	600	47
BH30	8.40	380	15	480	25	600	39	-	-
BH34	9.20	220	12	330	22	540	35	-	-
BH38	16.30	200	17	420	22	580	31	360	42
BH41	10.30	340	15	400	30	460	44	-	-
BH42	15.60	330	18	400	25	-	-	-	-

(*) profondità di inizio dello strato 3

In tabella sottostante sono riportati i valori del modulo di deformazione operativo, E_{op} , calcolato dai valori di E_0 essendo E_0 il valore dedotto dal valore di V_s attraverso la teoria dell'elasticità, E_{op} quello relativo a grandi deformazioni; le relazioni impiegate sono, rispettivamente:

$$E_0 = 2(1 + \nu) \cdot \left(\frac{\gamma_t}{9.81} \cdot V_s^2 \right)$$

$$\text{con } \nu = 0.25 \text{ e } \gamma_t = 20 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$E_{op} = 0.15 \cdot E_0$$

Sondaggio (n)	Profondità (m) (*)	$E_{OP,1}$ (MPa)	Prof. media (m)	$E_{OP,2}$ (MPa)	Prof. media (m)	$E_{OP,3}$ (MPa)	Prof. media (m)	$E_{OP,4}$ (MPa)	Prof. media (m)
SF01	9.30	120	10	400	15	-	-	-	
SF06	8.10	70	10	380	15	-	-	-	
BH02	0.10	60	18	70	31	130	43	-	
BH07	8.00	70	11	60	28	-	-	-	
BH19	11.40	120	12	50	18	90	27	-	
BH22	13.60	90	17	130	26	190	36	300	47
BH24	14.40	130	20	300	33	-	-	-	
BH26	14.70	120	18	190	26	-	-	-	
BH27	13.70	90	18	120	31	-	-	-	
BH29	12.40	230	15	110	25	-	37	-	
BH30	8.40	110	15	180	25	270	39	-	
BH34	9.20	40	12	80	22	220	35	-	
BH38	16.30	30	17	130	22	260	31	100	42
BH41	10.30	90	15	120	30	160	44	-	
BH42	15.60	90	18	120	25	-	-	-	

Il grafico sottostante riporta tutti i valori di E_{OP} calcolati alle varie profondità a partire dai risultati delle prove down hole sopra richiamate.

Sondaggio	Profondità (m)	E_m (MPa)	C_u (kPa)
BH02	12.5	5.6	185
"	22.2	8.6	196
BH07	12.5	17.7	239
"	21.4	27.3	272
BH15	12.2	12.4	228
"	19.5	14.1	235
BH19	14.2	9.9	238
"	21.9	14.4	297
BH21	16.0	11.3	255
"	22.5	13.9	276
BH22	16.9	8.0	169
"	21.9	10.6	183
BH24	15.5	8.5	220
"	23.5	13.1	239
BH25	17.5	10.3	205
"	23.1	10.3	240
BH26	17.5	31.3	325
"	21.3	26.9	342
BH27	14.4	18.9	321
"	21.2	28.2	405
BH29	14.5	28.5	380
"	21.0	25.1	414
BH30	12.5	21.7	364
"	20.3	28.6	397
BH33	12.5	23.0	270
"	20.5	27.0	361
BH34	13.0	22.9	377
"	20.4	30.4	403
BH41	14.5	20.1	343
"	22.5	25.8	399
BH42	16.8	24.8	304

NOTE:

- 1) E_m = modulo di deformazione medio (non drenato)
- 2) c_u = resistenza al taglio non drenata (kPa)
- 3) Tutte le prove sono state eseguite nello strato 3

In base ai valori sopra stimati del modulo E_u (prove dell'indagine anno 2018) si ottiene il seguente campo di variazione nell'ambito delle profondità dal p.c. comprese tra 12 metri circa e 21 metri:

$$E_u \approx 36-89 \text{ MPa}$$

mentre con riferimento alle prove pressiometriche dell'indagine anno 2021 si ha fra 12 metri e 23 metri:

$$E_u \approx 8-31 \text{ MPa}$$

La marcata differenza tra le due serie di prove non trova una risposta se non nel fatto che le prove della serie dell'anno 2021 ha risentito del disturbo della perforazione che precede l'inserimento della sonda.

Modulo edometrico

Sulla base dei diagrammi delle curve sforzi efficaci-deformazioni delle prove edometriche si è cercato di valutare la tensione verticale efficace di sovraconsolidazione ($\sigma'_{v \max}$) e il corrispondente valore del grado di

sovracconsolidazione (OCR). Anche in tal caso, non è risultato possibile pervenire ad una definizione di OCR affidabile, a causa della cattiva qualità dei campioni. La tabella di seguito riporta i valori di tale grandezza per alcune delle prove effettuate.

Tabella 6-9. Valori della tensione di sovracconsolidazione dalle prove edometriche

Sondaggio (n°)	Campione (tipo)	Profondità (m)	$\sigma'_{v,max}$ (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	OCR (-)
BH01	CI1	12.6 (strato 3)	50	100	?
BH05	CI2	24.4 (strato 3)	100	220	?
BH13	CI1	19.4 (strato 3)	100	180	?
BH14	CI2	24.4 (strato 3)	100	220	?
BH15	CR4	8.6 (strato 3)	200	100	2
BH21	CI1	19.0 (strato 3)	180	180	1
BH36	CI2	24.0 (strato 3)	180	220	≈1
BH42	CI2	24.0 (strato 3)	200	220	≈1
BH43	CI2	18.0 (strato 3)	180	170	≈1

Il valore di OCR ricavato è incerto e nella maggior parte dei casi l'interpretazione della prova porta ad una sua valutazione priva di significato.

Si è del parere che la scarsa qualità dei campioni (forse dovuta ad una oggettiva difficoltà al loro prelievo in sito), non consenta la stima né di OCR né del valore del modulo edometrico, almeno nel campo sovracconsolidato, che è quello che riveste l'interesse progettuale. Per tale ragione si è preferito valutare il modulo drenato dai valori del modulo non drenato.

6.4 SINTESI DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il terreno di fondazione è caratterizzato, dal punto di vista stratigrafico, da una relativa omogeneità. Esso viene schematizzato nella successione di tre strati e cioè, a partire dall'alto:

Strato 1: terreno prevalentemente limoso o sabbioso limoso, di discrete caratteristiche meccaniche, ma molto eterogeneo e difficilmente parametrizzabile. Comprende infatti zone in cui il terreno naturale è stato ricoperto o parzialmente sostituito da materiale di riporto di diversa natura. Nei casi in cui ciò non è avvenuto, e con esclusione dello strato di coltivo, si possono stimare i parametri di resistenza e di deformabilità come di seguito indicato:

- Terreno mediamente plastico (nella facies coesiva);
- peso di volume totale, $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$;
- contenuto d'acqua naturale $w_n < 30\%$;
- Resistenza al taglio non drenata, $c_u = 100 \text{ kPa}$ (valore indicativo);
- Angolo di resistenza al taglio, $\phi' = 28^\circ$;
- Coesione apparente, $c' \approx 0 \div 5 \text{ kPa}$;
- Modulo di deformazione non drenato, $E_u = 20000 \text{ kPa}$;
- Modulo di deformazione drenato, $E_s = 15000 \text{ kPa}$;
- Coefficiente di permeabilità, $k > 2 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$.

Lo spessore dello Strato 1 è estremamente variabile, potendo essere pressoché assente e quindi limitato al solo terreno coltivato (come ad esempio nel sondaggio BH14) oppure raggiungere spessori dell'ordine di 7 ÷ 8 metri (BH06 e BH13).

Tenuto conto della posizione della superficie piezometrica, che in pratica è posizionata al tetto dello Strato 2, come viene descritto sotto, lo Strato 1 va considerato saturo solo nella sua parte bassa o laddove siano presenti zone di raccolta dell'acqua superficiale. Per questa ragione, i parametri non drenati vanno considerati solo parzialmente rappresentativi del reale comportamento meccanico di questo strato.

Strato 2: questo strato è caratterizzato dalla prevalenza di terreno non coesivo, di origine alluvionale; esso presenta variazioni di spessore pronunciate. Questa situazione è quasi certamente dovuta alla presenza di zone in cui il materiale naturale è stato asportato e successivamente sostituito con altro materiale, riportato. Ciò risulta evidente, ad esempio, nel caso del sondaggio BH13. Lo spessore caratteristico di questo strato è dell'ordine di 5 ÷ 12 metri. In qualche caso esso è quasi del tutto assente. Sulla base delle prove di laboratorio e delle prove in sito, i parametri geotecnici dello strato sono stati definiti come appresso indicato:

- Densità relativa, $D_r = 70 \div 80\%$;
- Angolo di resistenza al taglio, $\phi' = 37^\circ$;
- Coesione apparente, $c' = 0$ (la presenza di orizzonti semi-coesivi non è significativa);
- Modulo di deformazione drenato, E_s : esso viene stimato dai valori di N_{60} , attraverso le correlazioni approssimate (Tan et al. 1991), che per il valore medio $N_{SPT} = 39$ colpi /30 cm e per le ghiaie sabbiose forniscono la relazione ed il valore:

$$E_s = 600 (N_{60} + 6) + 2000 \approx 30000 \text{ [kPa]};$$

- Permeabilità, $k = 2 \cdot 10^{-5} \div 4 \cdot 10^{-5}$ m/s (il valore inferiore è indicativo per il flusso in direzione verticale);
- Velocità delle onde di taglio, $V_s = 150 \div 250$ m/s.

Strato 3: è lo strato di base e il suo tetto si colloca a una profondità rispetto al piano campagna che va un minimo di circa 5 metri (BH15) ad un massimo di 16÷17 metri (BH18 e BH31). Al di sopra è quasi sempre presente lo Strato 2, salvo i casi in cui si individua la presenza di uno strato intermedio, costituito da argilla limosa di alterazione; esso è stato individuato nelle zone comprese tra i sondaggi BH14 e BH18, tra i sondaggi BH27 e BH28, e tra i sondaggi BH38 e BH41. Lo spessore dell'interstrato varia da 1 metro (BH14) a un massimo di 7 metri (BH18). Questo strato intermedio va ascritto, molto probabilmente, all'alterazione della sottostante argilla.

Nel seguito si riassumono le caratteristiche geotecniche dell'argilla marnosa molto compatta.

- Terreno di plasticità medio-bassa (Indice plastico $IP = 20\%$);
- peso di volume totale, $\gamma_t = 20.5$ kN/m³;
- contenuto d'acqua naturale, $w_n \approx 20\%$;
- Indice di consistenza, $I_c = 0.7 \div 1$;
- Resistenza al taglio non drenata, $c_u \geq 700$ kPa (condizione di materiale non alterato);
- Resistenza al taglio non drenata, $c_u = 200$ kPa (strato superiore della marna alterato);
- Angolo di resistenza al taglio, $\phi' = 26^\circ$;
- Coesione apparente, $c' = 20 \div 30$ kPa;
- Modulo di deformazione non drenato, $E_u = 40000 \div 80000$ kPa;
- Modulo di deformazione drenato, $E_s = 30000 \div 60000$ kPa (in funzione della profondità, orientativamente da 10 m a 30 m);
- Permeabilità, $k \leq 2 \cdot 10^{-8}$ m/s.

I valori inferiori di coesione apparente c' e del modulo non drenato E_u sopra definiti sono da attribuire alla parte sommitale dello Strato 3, alterata, mentre quelli maggiori si riferiscono al materiale non alterato, più profondo.

Livello della falda: il livello piezometrico è determinato dall'alimentazione idrica attraverso lo Strato 2, permeabile. Esso risale nello Strato 1, prevalentemente limoso, per capillarità, fino a profondità sotto il p.c. di circa 3 ÷ 5 metri. Localmente vi possono essere episodi di falde sospese al suo interno, per cui non si possono

escludere soggiacenze inferiori. Per questo si assumerà nelle verifiche geotecniche una soggiacenza della falda pari a 2 metri dal piano campagna locale.

7 CONSIDERAZIONI PROGETTUALI

Dall'esame del tracciato e delle opere in progetto si osserva che esso è caratterizzato nella sua totalità da rilevati strutturali di terreno compattato e opere quali sottovia, sovrappassi, tombini. A questo fine, sono nel seguito esposte alcune considerazioni inerenti all'esecuzione e al progetto delle opere necessarie sotto il profilo geotecnico.

7.1 RILEVATI

L'altezza dei rilevati, mediamente, è di 4+5 metri o inferiore. Solo in un tratto essa raggiunge 9 metri circa. I temi da definire saranno quelli della capacità portante e del cedimento indotto dal carico da essi rappresentato.

Per quanto riguarda il calcolo della capacità portante, si potrà fare riferimento ad un terreno di fondazione bi-strato, schematizzato, in generale, con un primo strato coesivo (strato 1) di caratteristiche geotecniche discrete, seguito dallo strato 2 (non coesivo), di buone caratteristiche.

Ai fini di questo calcolo lo strato 3, essendo costituito da argilla dura, può non essere tenuto in conto oppure assimilato allo strato 2. Tale impostazione è valida solo nel caso in cui le opere in progetto ricadono in zone in cui lo schema a tre strati è rappresentativo e nel contempo lo strato 3 non sia caratterizzato alla sua sommità dalla presenza del sottostrato di alterazione.

Nei casi in cui lo spessore dello strato 2 è esiguo o addirittura assente si farà riferimento all'esistenza unicamente dello strato 1 per il calcolo della capacità portante, ignorando lo strato 3. La situazione peggiore è, di fatto, rappresentata dalla presenza di un terreno avente caratteristiche più scadenti (in confronto con l'argilla compatta inferiore). Dunque, la verifica significativa sarà quella in condizioni non drenate, essendo il suolo prevalentemente di tipo coesivo e considerato (cautelativamente) saturo.

Gli schemi stratigrafici di calcolo sopra citati valgono anche nei riguardi del calcolo del cedimento, con la particolarità che, in questo caso, sarà sempre presente lo strato 3 di marna dura, il quale ai fini della compressione del terreno potrà essere considerato rigido (nessun contributo al cedimento). In questo caso lo strato intermedio può assumere di volta in volta le caratteristiche dello strato 2 (non coesivo, se presente), o dello strato di alterazione, coesivo. Ai fini del decorso del cedimento nel tempo, la presenza dello strato 2 (coesivo) comporterà un certo decorso nel tempo, mentre la presenza dello strato 2 (non coesivo) darà luogo al solo cedimento immediato (a parte il comportamento dello strato 1, la cui natura, come si è visto, è molto varia).

Da quanto sopra esposto risulta importante la definizione di due aspetti:

- Natura e caratteristiche dello strato 1
- Posizione e spessore dello strato di alterazione presente, in qualche caso, alla sommità dello strato 3.

Il primo aspetto è prevalente, essendo legato alla necessità o meno dell'esecuzione della bonifica.

7.2 BONIFICA

A questo scopo è importante definire zona per zona le caratteristiche dello strato 1 attualmente presente. In esso si distingue uno strato 1(a) che rappresenta il terreno naturale o presunto tale e uno strato 1(b), che rappresenta un terreno di riporto o altro materiale accumulato, avente anche contenuto organico.

Strato 1(a)

Seguendo il profilo stratigrafico (*Tavola* "T00GE02GETFG01-02-03-04-05"), questo strato viene individuato nei sondaggi BH06 (6.9 metri di spessore), BH14 (1.1. metri), SF3 (2 metri), BH17 (2.6 metri), SF5 pz (2.5 metri), BH36 (1.8 metri), BH20 (1.3 metri), BH21 (1.5 metri), BH25 (4.5 metri), SF5 (2.6 metri). Da questo elenco sono esclusi quei sondaggi in cui lo strato in questione non supera il metro di spessore, per cui esso viene ascritto al terreno coltivo (come ad esempio i sondaggi BH14, BH15, BH24, BH28).

Strato 1(b)

In questa tipologia di strato sono compresi quei terreni superficiali diversi dal terreno naturale, in quanto riportati o mischiati con altro materiale (rifiuti). Questi, a loro volta, possono essere di varia natura: si va da terreni che granulometricamente hanno le stesse caratteristiche del terreno dello Strato 1(a) a terreni più grossolani, anche se dotati di una certa frazione fine, per finire a materiale con contenuto elevato organico o appartenente alla categoria dei rifiuti. I sondaggi e i relativi spessori (a partire dal primo sondaggio che ricade nell'ambito del tracciato stradale) dove viene individuato lo Strato 1(b) sono: BH13 (8.1 metri), BH16 (2.5 metri), BH17 (2.6 metri), BH18 (2.1 metri), BH22 (1.2 metri), BH26 (2.7 metri), BH27 (2.7 metri), BH29 (3.3 metri, con presenza di percolato), BH33 (5.8 metri), BH37 (7.8 metri). Anche in questo caso non vengono menzionati quei sondaggi in cui il materiale in questione è compreso nello strato superficiale di 1 metro.

La Tabella 7-1 riassume le tratte o le zone distinte per tipo di materiale che caratterizza la parte superficiale del terreno, così come descritto sopra e accertato sulla base dei risultati delle indagini.

Tabella 7-1. Suddivisione in zone per strato 1(a) e strato 1(b) e progressive

Zona 1 (BH06)	Da km 0+050	A km 0+150	Strato 1(a)
Zona 2 (BH13)	Da km 1+000	A km 1+120	Strato 1(b)
Zona 3	Da km 1+250	A km 1+700	Strato 1(a)
Zona 4 ^(*)	Da km 2+000	A km 2+900	Strato 1(b)
Zona 5 ^{(*)(*)}	Da km 3+500	A km 4+600	Strato 1(a)
Zona 6 ^{(*)(*)(*)}	Da km 0+020	A km 0+800	Strato 1(b)
Zona 7 ^{(*)(*)(*)}	Da km 0+850	A km 1+200	Strato 1(a)
Zona 8 ^{(*)(*)(*)}	Da km 1+200	A km 1+250	Strato 1(b)

^(*) con l'esclusione dell'intorno del sondaggio SF3 pz

^{(*)(*)} nella zona compresa tra i sondaggi BH22 e BH24 è presente riporto, ma spesso circa 1 metro

^{(*)(*)(*)} appartiene al secondo tratto stradale, a partire dalla rotatoria

Nei tratti intermedi dove non sono state eseguite indagini non si ha a disposizione alcuna informazione e, pertanto, suddetta distinzione risulta evidentemente impossibile, data la disomogeneità del terreno.

Ad ogni modo, nelle tavole di profilo geotecnico sarà rilevata e schematizzata, nei limiti del possibile, la distinzione degli strati nelle tratte definite sopra in tabella.

Sulla base dei risultati dei pozzetti esplorativi e delle prove di carico su piastra è possibile ricavare informazioni più dettagliate sullo spessore locale dello strato 1 e sulle sue caratteristiche di deformabilità (si rimanda, per i dati ed i risultati alla Tabella 3-4 per la campagna di indagine dell'anno 2018 e alle Tabella 3-9, Tabella 3-10 e Tabella 3-11 per la campagna dell'anno 2021).

La Tabella 7-2 riporta, tratta per tratta, le caratteristiche stratigrafiche dello strato di terreno superficiale e la valutazione della sua compressibilità: ciascuna tratta è definita dalla corrispondente tavola “*Planimetria delle indagini*”, da 1 a 6.

Tabella 7-2. Caratteristiche del terreno superficiale e modulo da prove di carico su piastra

Tratta in esame (Tavola n°)	Sondaggi di riferimento in zona	Pozzetti di riferimento	Tipo di terreno dal p.c. a 2 m	Modulo M_d da prove su piastra (MPa)
1	BH01, BH02, BH03, BH04, BH05, BH06	PN02, PN24	Limo argilloso Coltivo: ≈ 0.9 m	16.5
2	BH13, BH14, BH15, BH16	PN03 , PN04, PN05	Ghiaia sabbiosa Coltivo: ≈ 0.8 m	9.7; 28.6
3	BH17, BH18	PN08, PN09 , PN10	Ghiaia sabbiosa Coltivo: $\approx 0.3\div 0.7$ m	29.1
4	BH36, BH20, BH21, BH22	PN11 , PN11 bis, PN12, PN13 , PN14	Limo argilloso (ghiaia sabbiosa in PN14) – coltivo: $\approx 0.3\div 0.9$ m	10.1; 15.5
5	BH24, SF4-PZ, BH25, BH26, BH27, BH28, BH29, BH30, BH31, SF5-PZ	PN26 , PN15 , PN16 , PN17 , PN18 , PN23, PZ3	Riporto e rifiuti (PN23) Ghiaia sabbiosa bagnata (PZ3)	22.1; 13.6; 20.0; 13.5; 10.7; 28.0
6	BH32, SF6-DH, BH33, BH34, BH35	PN19 , PN20	Ghiaia sabbiosa; coltivo: ≈ 0.1 m (PN20)	26.3

NOTE:

- 1) I pozzetti la cui sigla è in neretto sono quelli impiegati per eseguire le prove di carico su piastra; per essi manca la stratigrafia
- 2) Nell'indicare i sondaggi di riferimento sono stati considerati solo i sondaggi prossimi al tracciato stradale,
- 3) I valori del modulo M_d inferiori (circa $10 \div 15$ MPa) si riferiscono al terreno limoso argilloso superiore, mentre quelli maggiori ($M_d = 20 \div 30$ MPa) si riferiscono al terreno ghiaioso inferiore,
- 4) In tutti i pozzetti eseguiti non è stata individuata la falda.

Passando a considerare i risultati dei pozzetti ambientali (sigla PZ, Tabella 3-11), essi sono stati approfonditi fino a 1 metro dal p.c. Utilizzandone i risultati a scopo geotecnico si osserva che: 1) in tutti i 19 pozzetti il terreno identificato nel primo metro è sempre limo argilloso umido (salvo il caso del pozzetto PZ12, in cui è presente una frazione sabbiosa); 2) lo strato superficiale di terreno agrario ha spessore intorno a 0.20±0.30 metri. Quanto sopra esposto potrà aiutare nella scelta sullo spessore del bonifico e sulle sue modalità di esecuzione (sostituzione o utilizzo del terreno in sito).

Alla luce dell'analisi delle prove di carico su piastra disponibili e sopra riportate, è stato possibile valutare i tratti per cui sia necessario provvedere alla bonifica dello strato superficiale per la realizzazione dei rilevati stradali. Sono stati considerati i valori del modulo Md minimi, pari a 15 Mpa per rilevati di altezza superiore a 2 m, e pari a 20 Mpa per i rilevati di altezza inferiore a 2 m.

Sono stati suddivisi il tracciato principale e i rimanenti tracciati in differenti tratti, identificando le porzioni in trincea e quelle in rilevato, di altezza superiore o inferiore a 2 m.

È stato in tutti i casi considerato uno scotico del terreno vegetale superficiale di altezza minima 0.2 m, al di sotto del quale è stato previsto uno spessore di bonifica, necessario al raggiungimento del requisito minimo di modulo di deformabilità Md. Si osserva che, in generale, lo spessore dello strato superficiale più scadente è in media di circa 0.5 m e pertanto è stata prevista in tutti i casi una bonifica di ulteriori 0.3 m oltre allo strato di scotico.

Si osserva, in particolare, che è presente un tratto, successivamente al sottoattraversamento dell'autostrada A14, in cui non è stato possibile eseguire prove in questa fase a causa dell'impossibilità di accesso alle aree durante la fase di indagine. In tale tratto, in assenza di prove specifiche, è stato necessario considerare uno spessore di bonifica di almeno 0.8 m. Nelle successive fasi progettuali la progettazione della bonifica potrà essere ottimizzata eseguendo le prove di carico su piastra anche in questo tratto.

Si riepilogano di seguito i pacchetti di bonifica previsti lungo il tracciato in funzione dei risultati delle prove di carico su piastra.

Tabella 7-3. Riepilogo bonifiche tracciati stradali

Riepilogo interventi di bonifica SS80 (da aggiungere a scotico superficiale di 30 cm)							
Tracciato	Da Pk	A Pk	Sviluppo	Tipo tracciato	Pozzetti	Md (MPa)	H bonifica (m)
Tracciato 1	0	71,84	71,84	Rilevato 0-2 m	No prove	N.D.	0,8
	71,84	113,24	41,4	Trincea 0-2 m	No prove	-	0
	113,24	153,24	40	Sottopasso A14	No prove	-	0
	153,24	218,37	65,13	Trincea 0-2 m	No prove	-	0
	218,37	403,06	184,69	Rilevato 0-2 m	No prove	-	0,8
	403,06	1200	796,94	Rilevato H > 2 m	PN3	9,7	1
	1200	1650	450	Rilevato H > 2 m	PN3	9,7	1
	1650	1800	150	Rilevato H > 2 m	PN5, PN9	28,6, 29,1	0,3
	1800	3230	1430	Rilevato H > 2 m	PN5, PN9	28,6, 29,1	0,3
	3230	3800	570	Rilevato H > 2 m	PN11	15,5	0,3
	3800	4354,75	554,75	Rilevato H > 2 m (fino a retro spalla)	PN13	10,1	1
	4354,75	4554,75	200	VI01	-	-	-
4554,75	4629,66	74,91	Rilevato H > 2 m (fino a retro spalla)	PN26	22,1	0,3	
Rotatoria 2	-	-	-	Rilevato H > 2 m	PN15	13,6	0,8
ColleranESCO	0	300	300	Rilevato, poi a raso	PN23	38	0,3
	300	476,14	176,14	A raso	PN27, PN24	15,4, 16,5	0,8
	0	200	200	A raso	PN24	15,4, 16,5	0,8
	200	360	160	Sottopasso ferrovia	PN25	15,4, 16,5	0
	360	419,64	59,64	A raso	PN25	15,1	0,8
Tracciato 2	0	200	200	Rilevato H > 2 m (fino a retro spalla)	PN16	20	0,3
	200	409,5	209,5	Rilevato H > 2 m (fino a retro spalla)	PN17	13,5	0,8
	409,5	569,5	160	VI02	-	-	0
	569,5	888,5	319	Rilevato H > 2 m	PN18	10,7	0,8
	888,5	1100	211,5	Rilevato H > 2 m	PN18	10,7	0,8
	1100	1448,5	348,5	VI03	PN19	26,3	0
	1448,5	1617,88	169,38	Rilevato H > 2 m	No prove	N.D.	0,8

7.3 FONDAZIONI SU PALI

La verifica della capacità portante potrà fare riferimento allo schema stratigrafico basato sui tre strati principali di cui si è discusso, individuando sul tracciato gli spessori più rappresentativi dello strato 1 e dello strato 2, che come detto sono sensibilmente variabili da zona a zona. Per quanto riguarda lo strato 1 si dovrà tener conto dello spessore e della natura del bonifico, assegnando ad esso i parametri corretti.

Per quanto riguarda lo strato 2, ove presente, si farà riferimento ai parametri riportati sopra, in condizioni drenate oppure dimensionare diametro e lunghezza dei pali in funzione dei valori di N_{SPT} , adottando i criteri si questi basati.

Per quanto riguarda lo strato 3, si consiglia di considerare questo strato, ai soli fini del calcolo della capacità portante laterale, come caratterizzato con i parametri assegnati al sotto strato alterato (si fa riferimento alla tipologia di palo trivellato). Questa scelta, oltre a rappresentare un criterio prudenziale, tiene conto del fatto che in ogni caso l'adesione palo-terreno in condizioni non drenate va corretta con il fattore α , che riduce la capacità portante laterale tanto più quanto più è elevata la coesione c_u .

Per quanto riguarda la portata di base, indipendentemente dall'entità del carico verticale di progetto, la lunghezza del palo deve essere tale da passare completamente l'eventuale strato alterato della marna e poggiare (con adeguato incastro) sulla facies non alterata e dura di questa. In questo modo il cedimento del singolo palo potrà risultare considerato esiguo.

8 ANALISI DEI CEDIMENTI

Si riportano di seguito le analisi dei cedimenti sulle sezioni ritenute più gravose, in termini di altezza di progetto dei rilevati o per caratteristiche stratigrafiche del terreno.

Le analisi sono state eseguite mediante il software Settle 3d, sviluppato da Rocscience Inc.

8.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

Il calcolo dei cedimenti viene condotto in riferimento alla “teoria del semispazio elastico” di Boussinesq (1878), allo scopo di determinare, anzitutto, l’incremento di tensione indotto dall’azione dei carichi applicati sulla frontiera.

Lo stato tensionale e deformativo prodotto da una forza puntuale applicata sulla superficie del semispazio è una funzione della profondità z e della distanza r dalla retta d’azione del carico (vedi Figura 8-1).

L’espressione di Boussinesq per il calcolo della tensione verticale totale σ_z è:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} z^3 (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}}$$

La soluzione generale del problema permette di ricavare la distribuzione delle componenti di sforzo all’interno del mezzo e, noti i valori di deformabilità, il campo delle relative deformazioni spaziali.

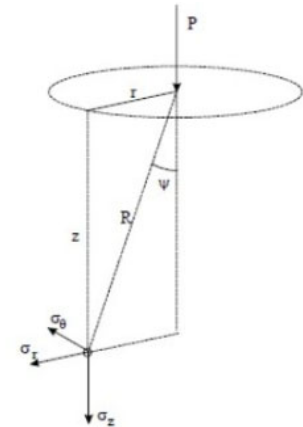


Figura 8-1. Il problema di Boussinesq

Nel caso di carichi distribuiti (Figura 8-2), la formulazione dell’incremento di tensione verticale indotta ad una certa profondità si ricava integrando la soluzione di Boussinesq sull’area della superficie di carico; l’espressione diventa la seguente:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\arctan \left(\frac{L \cdot B}{z \cdot R_3} \right) + \frac{L \cdot B \cdot z}{R_3} \cdot \left(\frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right) \right]$$

dove:

$$R_1 = (L^2 + z^2)^{0,5};$$

$$R_2 = (B^2 + z^2)^{0,5};$$

$$R_3 = (L^2 + B^2 + z^2)^{0,5}.$$

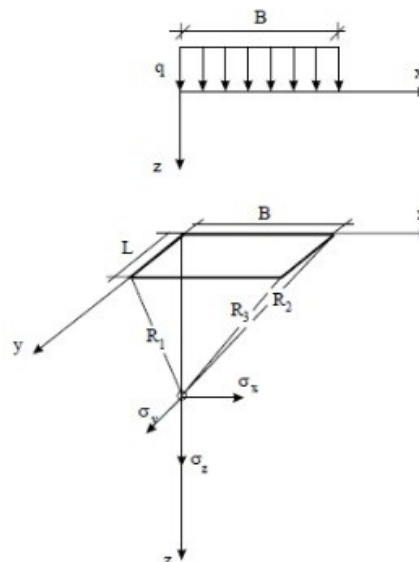


Figura 8-2. Il problema di Boussinesq con carico distribuito

Concentrandosi sulle componenti verticali (di maggiore interesse progettuale), il cedimento complessivo w può, in generale, derivare dalla somma di diversi contributi nel tempo.

Nel caso di terreni a grana fine, in presenza di acqua, l'applicazione di carichi porta allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che configurano condizioni virtualmente non drenate. Il cedimento iniziale prodotto dalla distorsione dell'elemento (che non varia il suo volume) è definito "immediato" e, normalmente, viene calcolato mediante la teoria elastica attraverso la seguente equazione:

$$w_i = \frac{\sigma_z}{E} \cdot \Delta H$$

dove ΔH è lo spessore dello strato considerato ed E il modulo elastico del terreno.

Segue un'ulteriore aliquota di cedimento, detta di "consolidazione", derivante dal processo di dissipazione delle sovrappressioni nel tempo. Tale processo transitorio, che definisce il quadro evolutivo delle pressioni idrauliche e delle deformazioni del solido, è governato dalle caratteristiche meccaniche e di permeabilità del suolo.

Il coefficiente di consolidazione c_v rappresenta il principale parametro che correla l'entità del cedimento alla variabile tempo del fenomeno.

Il cedimento di consolidazione tipicamente viene stimato impiegando il cosiddetto metodo edometrico. Sinteticamente: il metodo fa riferimento alla ricostruzione della storia tensionale da un campione di terreno (indisturbato) e alla stima degli indici di compressione e ricomprensione, C_C e C_R , ottenibili dalla curva pressione efficace-indice dei vuoti della prova edometrica (Figura 8-3).

Dai risultati di prova si può generalmente ricavare la tensione di sovraconsolidazione σ'_p del materiale e, quindi, conoscere l'OCR del campione prelevato ad una data profondità.

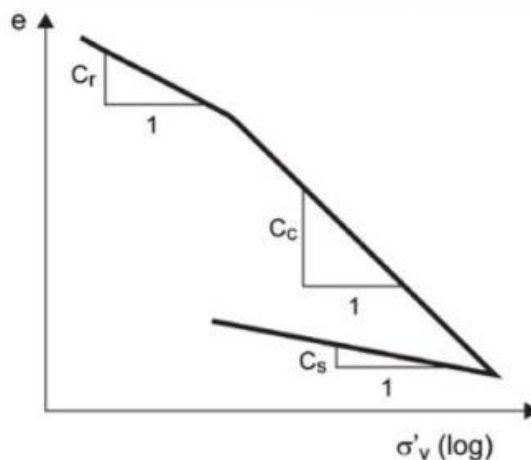


Figura 8-3. Risultati generici di una prova edometrica

L'espressione generale con la quale è possibile stimare il cedimento totale di consolidazione del campione (di altezza iniziale H_0 e indice dei vuoti di partenza e_0) è riportata di seguito.

$$w_c = \frac{H_0}{1 + e_0} \left(C_R \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_C \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_p} \right)$$

Sulla base di quanto detto sopra, lo strato di suolo complessivamente interessato viene suddiviso in un certo numero n di strisce di spessore ΔH_i e per ciascuna calcolati i cedimenti di consolidazione.

Può poi determinarsi un'ulteriore aliquota di cedimento, definito "secondario", che è attribuibile alla deformazione viscosa del terreno nel tempo sotto sforzo costante. Tale aliquota è spesso trascurata ai fini progettuali, poiché piuttosto modesta.

Il cedimento totale w , in definitiva, è dato dalla somma di tutti i contributi appena descritti ($w = w_i + w_c + w_s$).

Nel caso dei terreni a grana grossa, data l'ipotesi di configurazione drenata, i valori di permeabilità consuetamente elevati garantiscono sia la variazione di volume che la distorsione dell'elemento simultaneamente all'applicazione dei carichi. Per questo motivo il cedimento di consolidazione risulta inesistente e, quindi, quello totale si ricava come: $w = w_i + w_s$.

Ciò significa che, trascurando le deformazioni viscosi, il cedimento totale coincide con quello istantaneo.

8.2 SOFTWARE UTILIZZATI

8.2.1 Settle 3D 2.0

E' stata effettuata inoltre una analisi dei cedimenti al di sotto dei rilevati nelle condizioni di Stato Limite di Esercizio.

L'analisi è stata eseguita in condizioni di esercizio, tramite l'utilizzo del software Settle 3D di Rocscience (licenza Settle 3D v2.0 di proprietà D'Appolonia S.p.A (oggi Rina Consulting S.p.A) N. 0128A).

Al fine di valutare i cedimenti indotti sul terreno in condizioni SLE è stato sviluppato un modello del terreno considerando l'impronta di carico data dalla larghezza complessiva dell'imbasamento. Il modello è stato creato attraverso l'utilizzo del software Settle 3D, un programma in grado di effettuare un'analisi delle tensioni verticali utilizzando il metodo di Boussinesq, nell'ipotesi di semispazio elastico omogeneo, e di ottenere i cedimenti verticali del terreno a seguito dell'applicazione di carichi sul terreno.

In tutti i casi è stata considerata la condizione di carico SLE a cui sono associate le massime pressioni agenti sul terreno. Sono state implementate nel software le pressioni agenti e le dimensioni del rilevato, determinando i cedimenti sotto l'impronta del rilevato.

8.3 CALCOLO DEI CEDIMENTI

È stata effettuata un'analisi nelle condizioni di Stato Limite di Esercizio statico e, al fine di valutare l'entità dei cedimenti indotti sul terreno al disotto del rilevato, è stato sviluppato un modello che ha considerato un'impronta di carico pari alle dimensioni del rilevato stesso.

Il modello è stato creato attraverso l'utilizzo del software Settle 3D, un programma in grado di effettuare un'analisi delle tensioni verticali utilizzando il metodo di Boussinesq, nell'ipotesi di semispazio elastico omogeneo, e di ottenere i cedimenti verticali a seguito dell'applicazione dei carichi sul terreno.

In tutti i casi è stata considerata la condizione di carico SLE a cui sono associate le massime pressioni agenti sul terreno. Perciò, al rilevato modellato con la sua reale geometria, è stato aggiunto il sovraccarico accidentale di 20 kPa relativo al traffico veicolare più gravoso. Tracciato 2, Pk 740, di altezza 6.1 m e caratterizzato dalla massima altezza di rilevato in presenza di materiale dell'unità 1 particolarmente deformabile (terreno e rifiuti).

Sono stati implementati 2 modelli di calcolo significativi, che individuano le configurazioni maggiormente sfavorevoli per altezze di progetto dei rilevati e composizione stratigrafica del terreno sottostante. Le sezioni analizzate sono di seguito descritte.

- Modello 1: Tracciato 1, sezione n° 57 alla pk 1+140, altezza di rilevato 6 m, in presenza del massimo spessore dell'Unità 1 più deformabile ed esiguo spessore del secondo strato;
- Modello 2: Tracciato 1, sezione n° 123 alla pk 2+440, massima altezza di rilevato 9,2 m, in assenza del primo strato, spessore significativo dell'Unità 2 e presenza dell'alterazione intermedia dello "Strato 3";
- Modello 3:

Con riferimento alle unità geotecniche analizzate nei capitoli precedenti, è stata considerata, con approccio cautelativo, la possibilità per l'Unità 1 di sviluppare cedimenti di consolidazione, sebbene l'unità sia caratterizzata da grande variabilità tra porzioni con caratteristiche più marcatamente granulari e porzioni o livelli con caratteristiche più fini. Per quanto riguarda l'Unità 2, considerata la natura marcatamente granulare, è stata considerata la possibilità di sviluppare solamente cedimenti immediati. Per quanto riguarda l'Unità 3, considerato il marcato grado di sovraconsolidazione e l'elevata consistenza dell'unità, è stato considerato solo il contributo in termini di cedimenti immediati. Si riepilogano di seguito i profili stratigrafici di calcolo, da piano campagna attuale, per i due modelli considerati. In ogni caso, non è stata modellata la presenza dello strato di bonifica, laddove previsto.

Tabella 8-1. Stratigrafia Modello 1

Unità	da (m)	a (m)	γ (kN/m ³)	E (Mpa)
1	0	8.5	19	17.5
2	8.5	10	19	30
3	10	20	20.5	70

Tabella 8-2. Stratigrafia Modello 2

Unità	da (m)	a (m)	γ (kN/m ³)	E (Mpa)
2	0	5.15	20	30
3	5.15	20	20.5	70

Tabella 8-3. Stratigrafia Modello 3

Unità	Da (m)	A (m)	γ (kN/m ³)	E (Mpa)
1	0	1.9	19	17.5
1-RSU	1.9	2.9	18	4
2	2.9	7.4	20	30
3	7.4	Fine	20.5	70

Per quanto concerne il rilevato, al terreno granulare di cui è composto si è assegnato un peso dell'unità di volume di 19 kN/m³.

Ogni modello è stato caratterizzato considerando una striscia del rilevato stradale sufficientemente lunga (nastriorme) per poter ottenere nella sezione di calcolo condizioni di deformazione piana.

8.3.1 Modello 1

Occorre precisare alcuni aspetti fondamentali inerenti alla nota complessità geotecnica dell'Unità 1.

Questo strato, infatti, risulta essere fortemente disomogeneo sia nel suo sviluppo longitudinale che lungo la profondità di una medesima sezione. Peraltro, tenuto conto dell'alta percentuale limosa e/o argillosa caratterizzante il terreno nonché della posizione della falda, si deve assumere che la parte inferiore dello strato si trovi in condizioni non drenate (perciò interessata da consolidazione).

Pertanto, dovendo effettuare l'analisi del cedimento, si è deciso di procedere nel modo di seguito descritto.

Sono state riesaminate le indagini di laboratorio disponibili per il terreno in questione e sono stati raccolti, in particolare, i soli risultati delle prove edometriche condotte sui campioni prelevati indisturbati, in cui nel tratto di carico vergine (CR) i dati si possono considerare affidabili, così come gli RR nel tratto di scarico.

Gli unici a disposizione risultano essere quelli dei sondaggi:

- BH17, alla profondità 1,5 ÷ 1,9 m;
- BH19, alla profondità 1,4 ÷ 2,0 m.

Trattandosi di prove non in corrispondenza della sezione di calcolo, l'unica modalità con cui condurre l'analisi è stata quella di assumere i risultati medi delle due come rappresentativi dell'intero strato. Va precisato che la procedura adottata, seppur "non rigorosa", fornisce valori dei parametri di consolidazione accettabili o comunque all'interno dei range di variabilità caratteristici di limi eterogenei.

Sulla base di quanto detto, lo "Strato 1" è stato modellato omogeneamente attraverso i seguenti parametri:

- Indice dei vuoti iniziale $e_0 = 0,73$;
- Indice di ricomprensione $C_R = 0,03$;
- Indice di compressione $C_c = 0,19$;
- Grado di sovraconsolidazione OCR variabile lungo la profondità da un massimo di 5 a 2;
- Coefficiente di consolidazione verticale $c_v = 2,7 \text{ m}^2/\text{anno}$.

L'OCR è stato parametrizzato in maniera coerente con quanto emerge dalle osservazioni e revisioni condotte e cioè che il terreno è effettivamente sovraconsolidato, con maggiore grado in sommità.

Il coefficiente di consolidazione, invece, è generalmente dipendente dal livello tensionale: decresce lungo il ramo di ricomprensione e si "assesta" nel tratto di compressione vergine. Per tale ragione c_v è stato stimato considerando nelle due prove edometriche i valori relativi a quel solo ramo.

L'Unità 3 invece, classificata come argilla marnosa notevolmente dura e compatta, è stata considerata uno strato rigido poco influente nel suo contributo ai cedimenti e modellata con il più alto valore di E_u (modulo non drenato) del range specificato.

Vale la pena ribadire che la validità di questa assunzione è lecita quando, come in tal caso, il suddetto terreno non risulta alterato in sommità. In ogni caso, si potrà notare più avanti dai risultati dell'analisi che la zona di influenza dei sovraccarichi interessa limitatamente l'ultimo strato e non in profondità.

Sono state quindi considerate le seguenti fasi:

1. Inizio costruzione del rilevato;
2. Ultimazione del rilevato;
3. Applicazione del sovraccarico (traffico);
4. Consolidazione nel corso della vita utile di progetto dell'opera.

Risultati di calcolo della modellazione

Si riportano di seguito i risultati delle analisi per le fasi sopra elencate. Per i tabulati di calcolo si rimanda all'Appendice A.

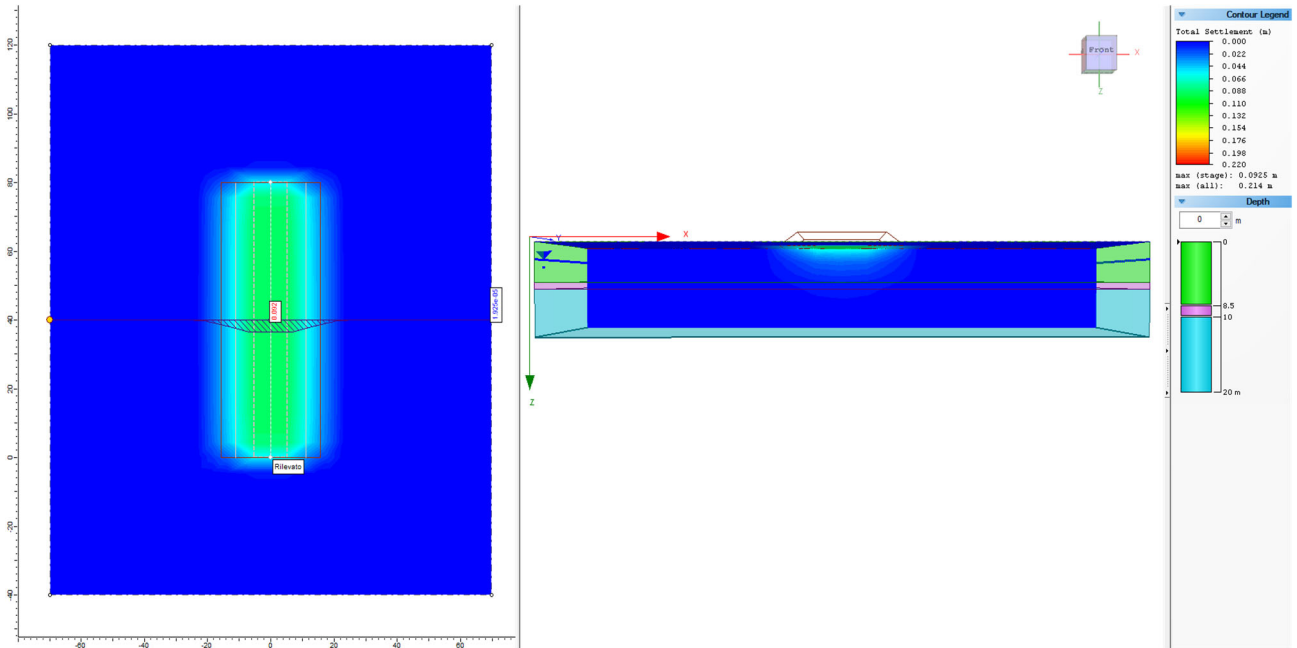


Figura 8-4. Risultati Settle 3D Modello 1 – Fase 1: Inizio costruzione rilevato

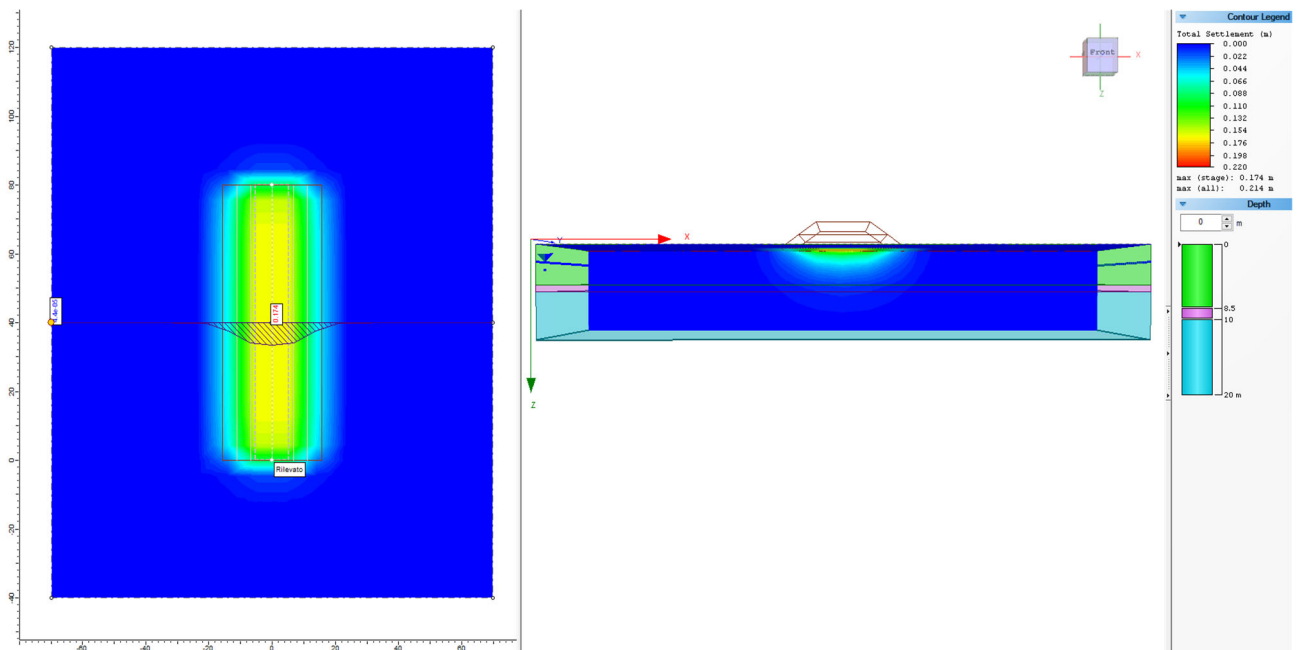


Figura 8-5. Risultati Settle 3D Modello 1 – Fase 2: Ultimazione rilevato (t = 0,5 anni)

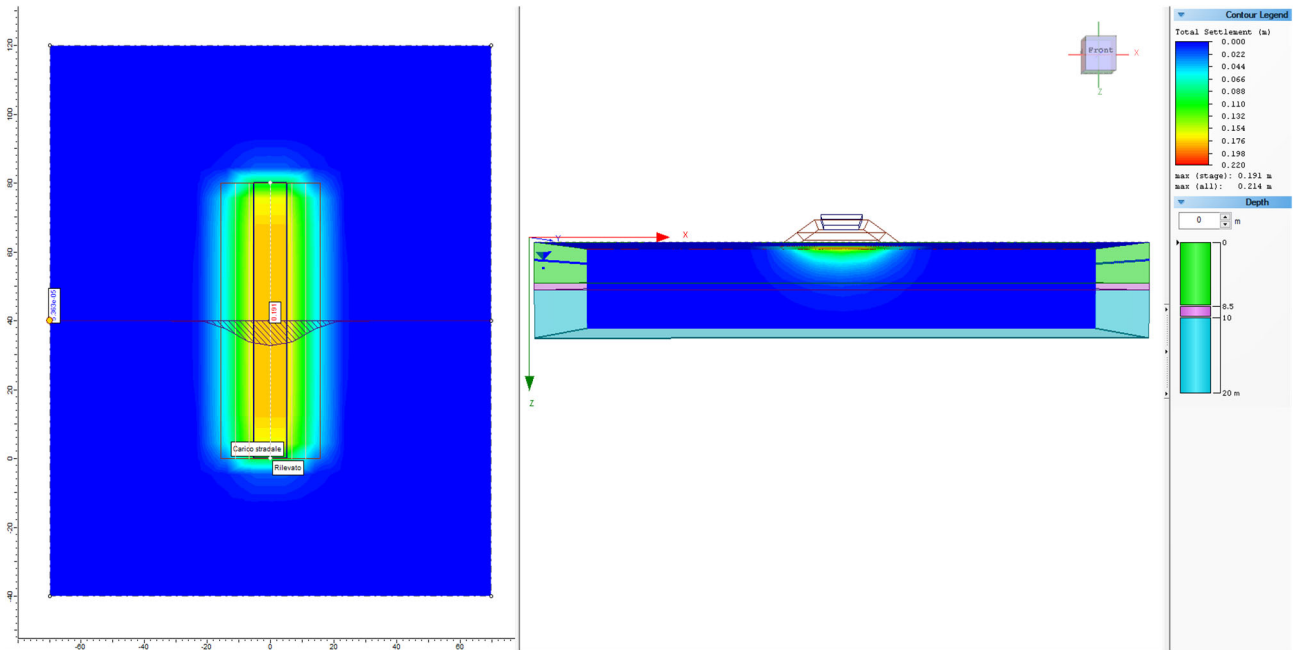


Figura 8-6. Risultati Settle 3D Modello 1 – Fase 3: Applicazione sovraccarico

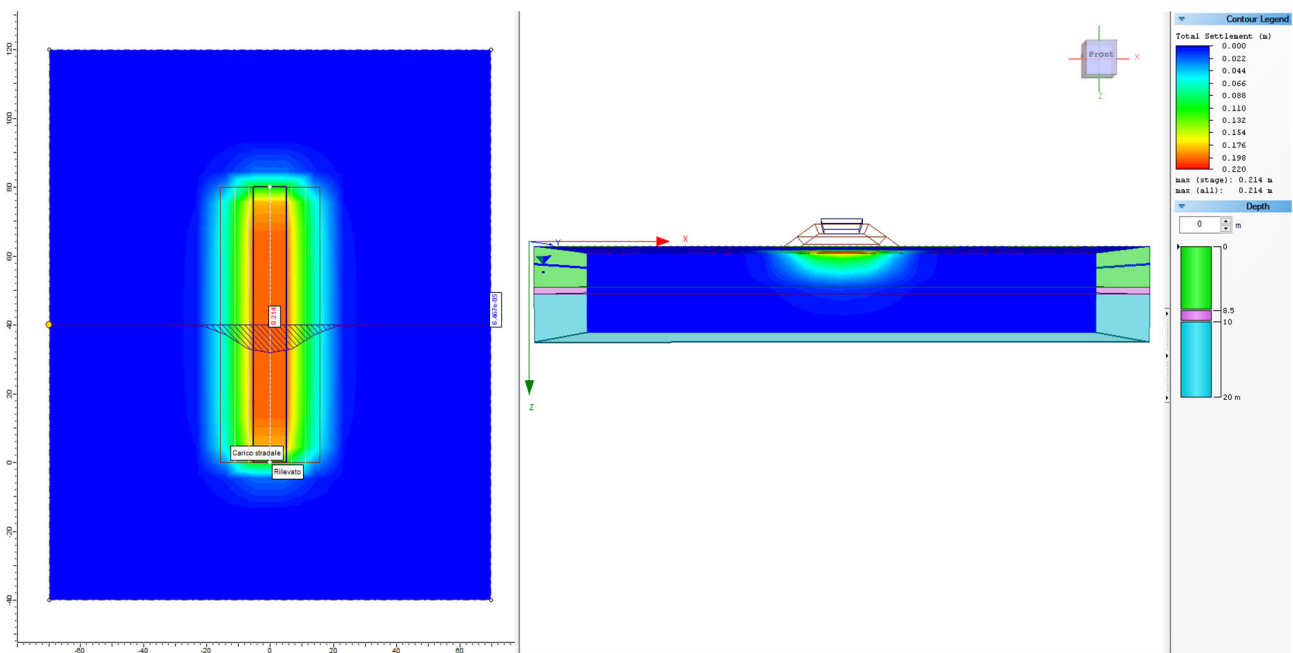


Figura 8-7. Risultati Settle 3D Modello 1 – Fase 4: Consolidazione a 50 anni

Conclusioni sui risultati

L'analisi ha previsto la modellazione di 4 fasi principali dell'opera. È stato assunto un periodo pari a 6 mesi quale tempo previsto per le operazioni di completamento del rilevato.

In questo arco temporale è risultato un cedimento (comprensivo dei cedimenti immediati e di consolidazione) di 17,4 cm. Si tratta di per sé di un cedimento importante, corrispondente a una percentuale consistente ($\approx 80\%$) rispetto a quello complessivo.

In realtà, il calcolo non tiene conto del fatto che, tipicamente, i cedimenti sviluppati dal terreno, contestualmente alla fase costruttiva del rilevato, sono in gran parte “recuperati” attraverso la progressiva posa in opera di nuovo materiale nel rispetto delle quote previste da progetto. Pertanto, il numero ottenuto può ritenersi accettabile in tale fase.

Infine, la restante aliquota di cedimento derivante dalla successiva applicazione dei sovraccarichi stradali e dopo un tempo di consolidazione di 50 anni risulta essere circa 4 cm.

Si evidenzia come il processo di consolidazione del terreno sia in tal caso poco condizionante a lungo termine (vedi Figura 8-8).

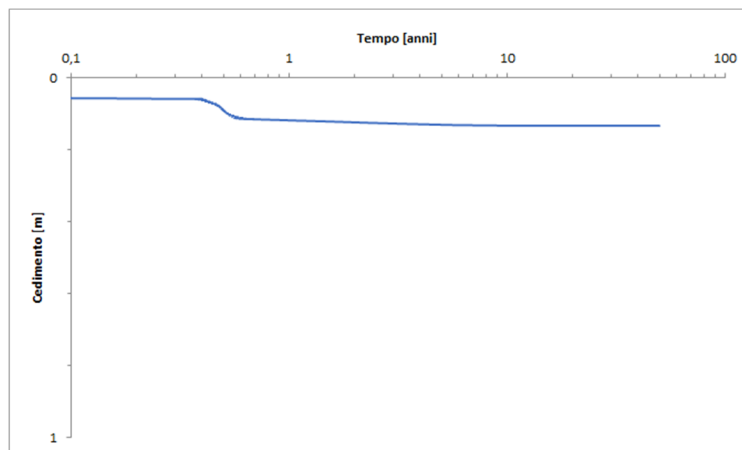


Figura 8-8. Diagramma di evoluzione temporale del cedimento di consolidazione del terreno

L'Unità 1, sebbene l'incertezza nei dati, è comunque uno strato con caratteristiche intermedie tra la condizione drenata e non drenata; pertanto, può concludersi che la stima del cedimento ricavata sia accettabile per l'opera.

8.3.2 Modello 2

La sezione considerata ricade all'interno del tratto in cui è stata constatata la presenza dell'alterazione nella parte sommitale dell'Unità 3. Per questo motivo, nel modello si è assunto che l'argilla in questione abbia un modulo non drenato variabile e crescente con la profondità, in accordo con l'intervallo di valori definiti.

Lo “Strato 2”, al contrario, è stato caratterizzato attraverso i parametri geotecnici drenati (si veda il § 6.4).

Sono state considerate le seguenti fasi:

1. Esecuzione del rilevato;
2. Applicazione del sovraccarico (traffico);

Risultati di calcolo della modellazione

Si riportano di seguito i risultati delle analisi per le fasi sopra elencate. Per i tabulati di calcolo si rimanda all'Appendice A.

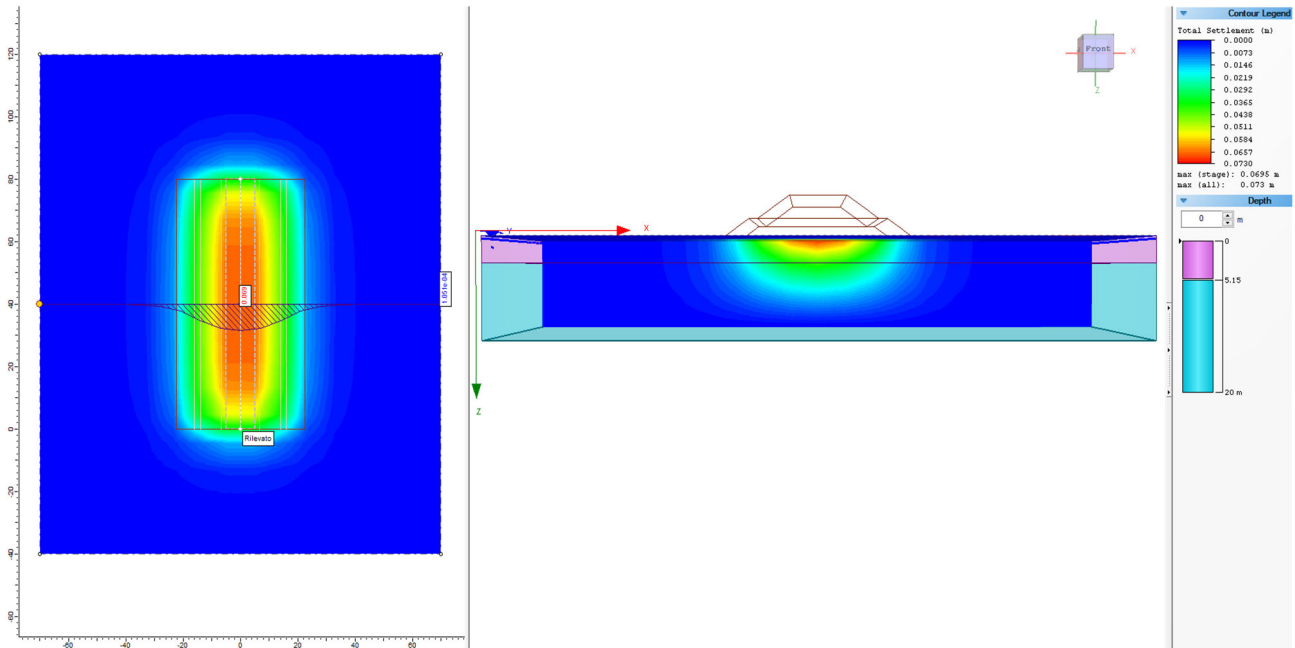


Figura 8-9. Risultati Settle 3D Modello 2 – Fase 1: Esecuzione rilevato

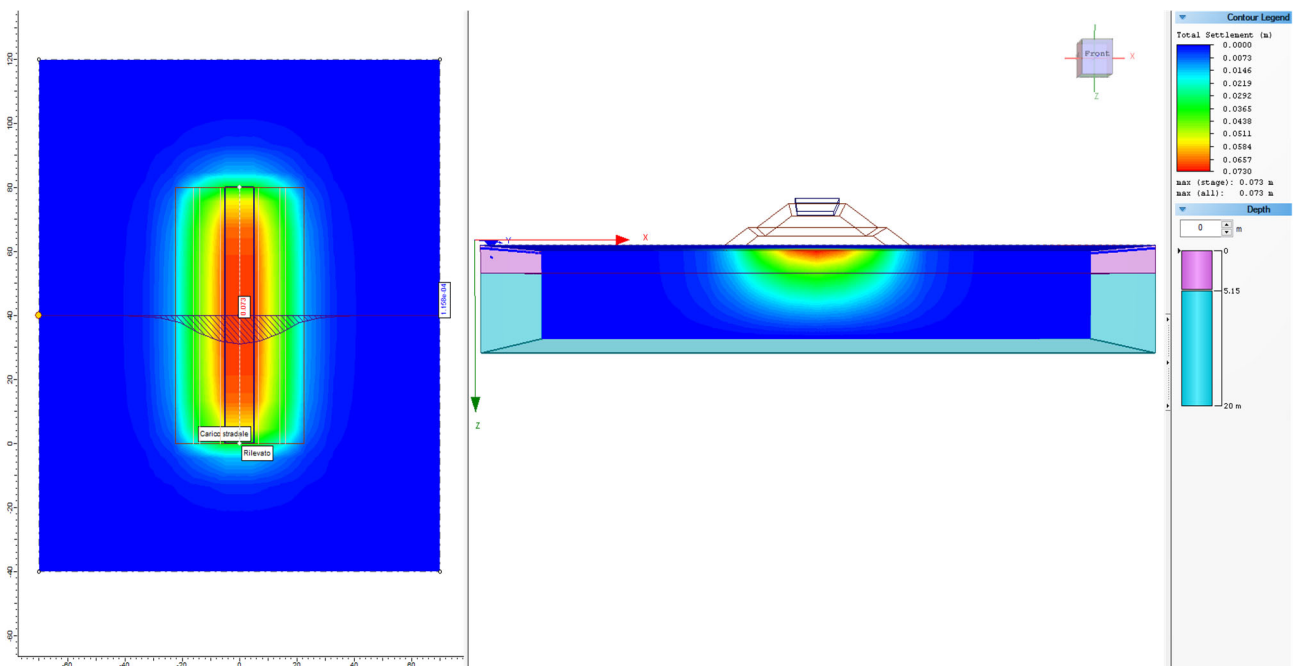


Figura 8-10. Risultati Settle 3D Modello 2 – Fase 2: Applicazione sovraccarico

Conclusioni sui risultati

Il cedimento istantaneo a fine esecuzione del rilevato è pari a 6,95 cm e raggiunge il valore complessivo di 7,3 cm dopo l'applicazione dei sovraccarichi generati dal traffico veicolare. Si conclude che i valori risultano pienamente accettabili.

8.3.3 Modello 3

Il modello approfondisce la breve porzione di rilevato caratterizzata da una altezza di 6.1 m, inferiore all'altezza massima, ma caratterizzata dalla presenza di materiale dell'unità 1 particolarmente deformabile (terreno e rifiuti). Per eseguire l'analisi dei cedimenti il terreno è stato caratterizzato assegnando un peso dell'unità di volume di 18 kN/m³ e un modulo di Young di 4 Mpa.

Sono state quindi considerate le seguenti fasi:

1. Inizio costruzione del rilevato;
2. Ultimazione del rilevato;
3. Applicazione del sovraccarico (traffico);
4. Consolidazione nel corso della vita utile di progetto dell'opera.

Risultati di calcolo della modellazione

Si riportano di seguito i risultati delle analisi per le 3 fasi sopra analizzate. Per i tabulati di calcolo si rimanda all'Appendice A.

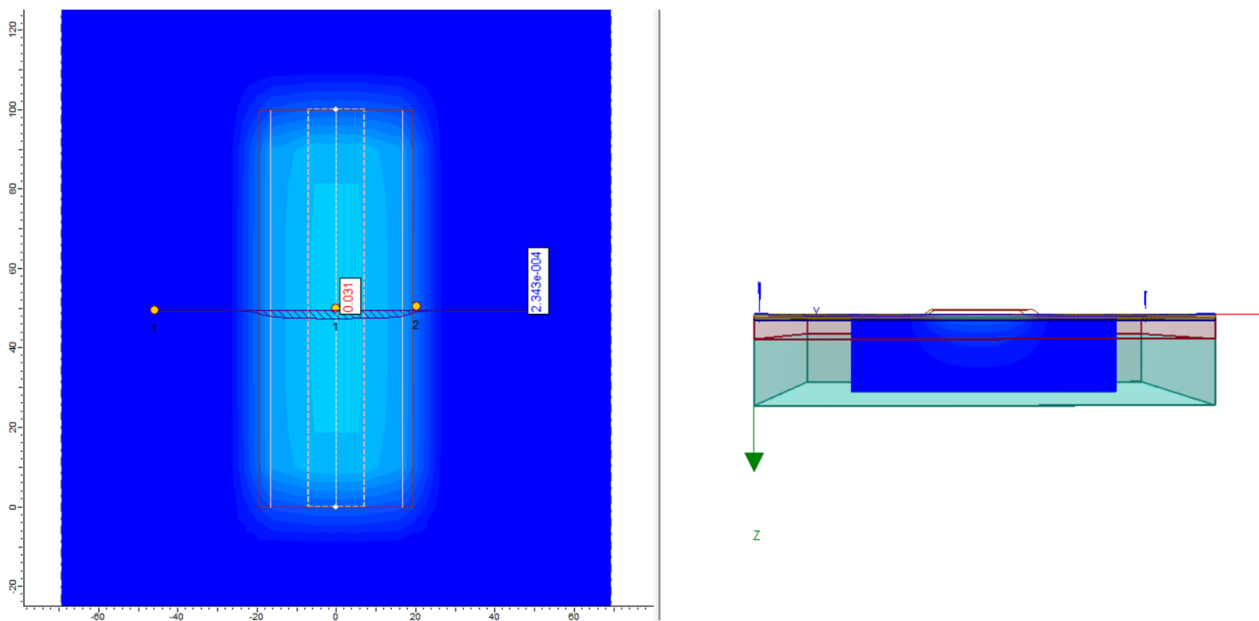


Figura 8-11. Risultati Settle 3D Modello 3 – Fase 1: Inizio costruzione rilevato

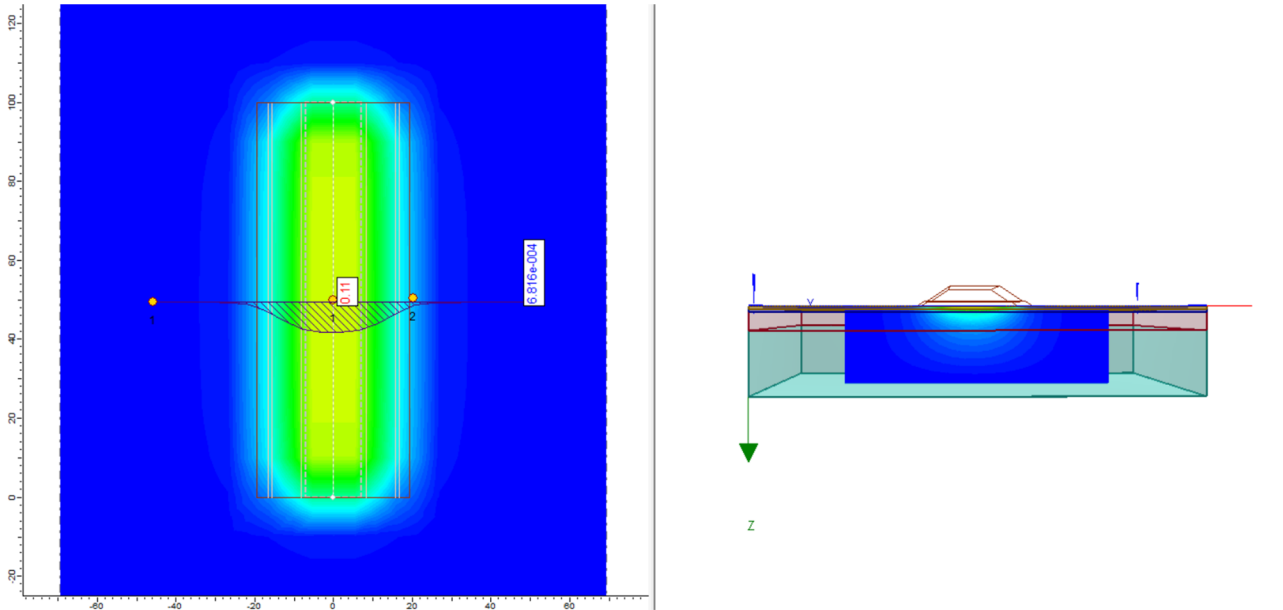


Figura 8-12: Risultati Settle 3D Modello 3 – Fase 2: Fine costruzione rilevato

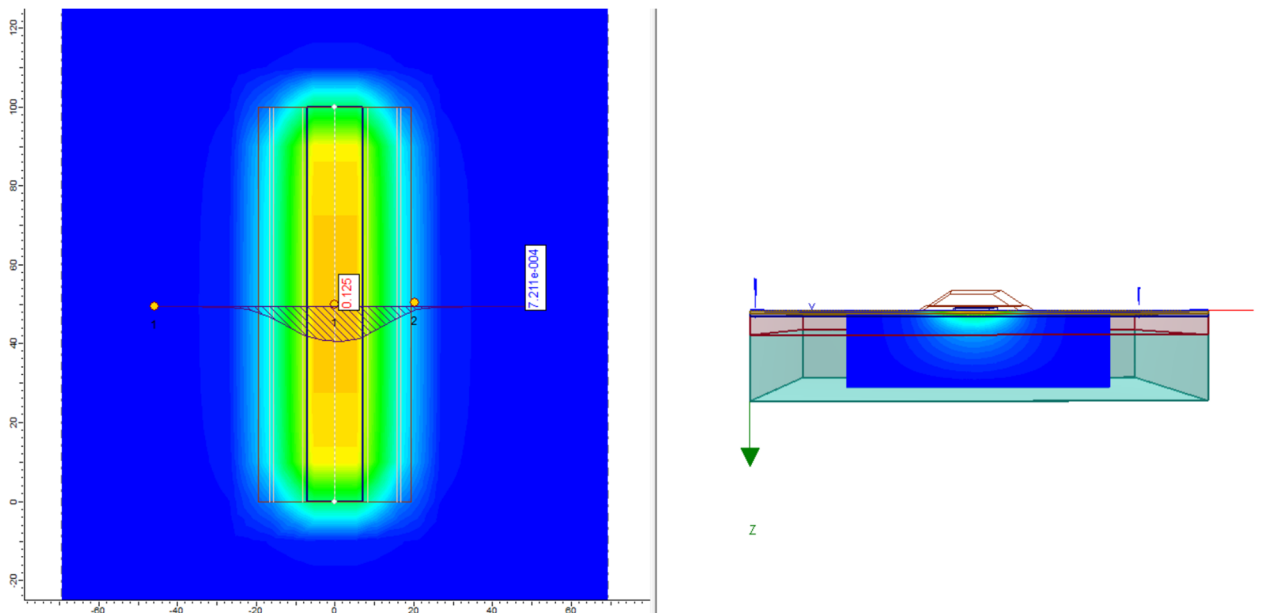


Figura 8-13: Risultati Settle 3D Modello 3 – Fase 3: Applicazione sovraccarico

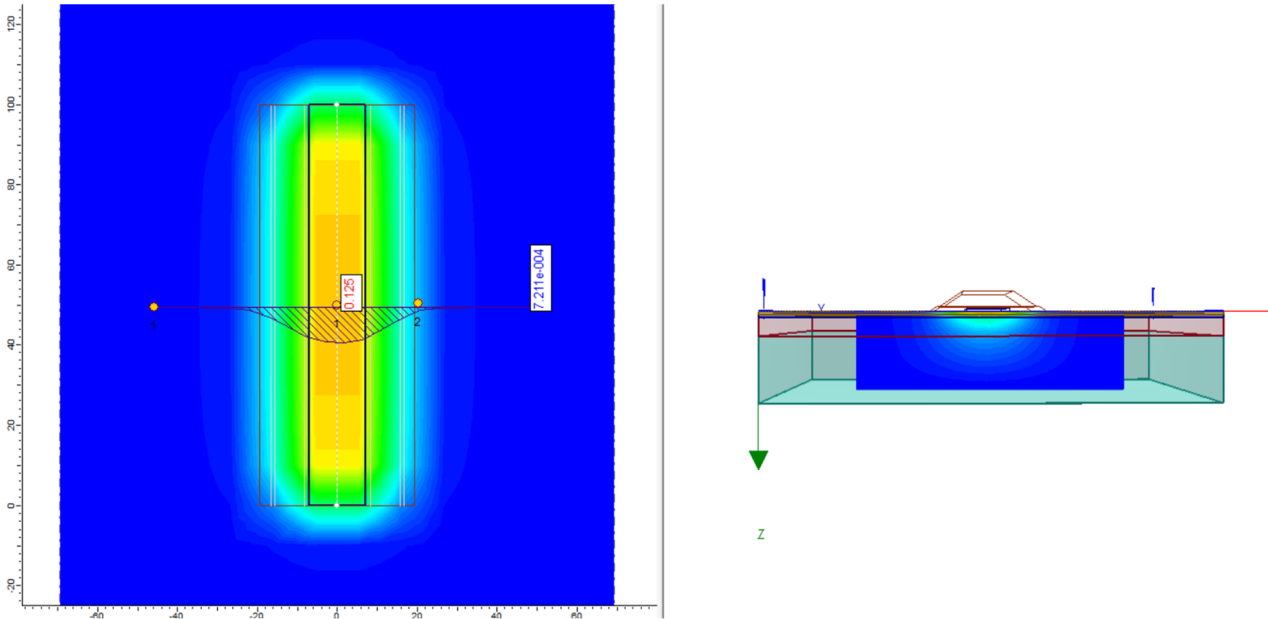


Figura 8-14: Risultati Settle 3D Modello 3 – Fase 4: Fine consolidazione

Conclusioni sui risultati

Il cedimento in fase di esecuzione del rilevato è pari a 11.0 cm. Il cedimento dovuto all'applicazione dei sovraccarichi è pari a 1.5 cm, mentre il cedimento totale di consolidazione in 50 anni è trascurabile. L'unità di terreno interessata dai rifiuti contribuisce al cedimento in termini di cedimento immediato e i risultati sono accettabili.

Si riepilogano nella seguente tabella i cedimenti totali ottenuti dai modelli di calcolo.

Tabella 8-4. Riepilogo dei cedimenti stimati

Modello	Descrizione	Tracciato	pk [km]	H _{rilevato} [m]	w _i [cm]	w _c (50 anni) [cm]	w [cm]
1	spessore max Unità 1	1	1,140	6,0	7,35	14,05	21,40
2	altezza max rilevato, assenza Unità 1, alterazione Unità 3	1	2,440	9,2	7,30	/	7,30
3	Presenza di terreno con RSU	2	0,740	6,1	12.5	0	12.5

Pertanto, si può evincere che le configurazioni peggiori in termini di cedimento del terreno sono identificabili in tutte quelle sezioni che, sulla base dell'entità del sovraccarico dal rilevato, vedono la presenza di uno spessore significativo dello "Strato 1".

Si ricorda che la modellazione eseguita è ampiamente cautelativa, considerando l'intero strato 1 come consolidante, pur essendo caratterizzato da una notevole variabilità granulometrica e dalla presenza di strati più granulari anche nei contesti caratterizzati da granulometria più fine. Il calcolo del cedimento riportato è pertanto una valutazione di "upper bound".

9 ANALISI DI STABILITA' GLOBALE

Nel presente capitolo vengono riportate le verifiche di stabilità globale condotte sia sulle sezioni stradali in rilevato che in trincea.

9.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

Il grado di stabilità di un pendio, in condizioni statiche o dinamiche, viene valutato attraverso la determinazione del cosiddetto fattore o coefficiente di sicurezza indicato con il simbolo F_s e determinato con i metodi all'equilibrio limite (LEM).

Nei metodi LEM il calcolo di F_s viene effettuato su una specifica superficie di scivolamento definita entro un'area del pendio. Le porzioni potenzialmente instabili sono definibili in uno spazio 3D; il calcolo viene sviluppato sopra una striscia rappresentativa di larghezza unitaria, quindi bi-dimensionale (2D) della superficie di potenziale scivolamento.

Nell'applicazione del metodo dell'equilibrio limite tale superficie separa la parte di pendio stabile da quella potenzialmente instabile. La parte stabile inferiore rimane indeformata e non subisce rotture. Si suppone che la massa superiore, fino al momento della rottura, non subisca deformazioni.

Collapsi e deformazioni sono posteriori allo sviluppo di una superficie di rottura. Viene quindi assunto un comportamento a rottura rigido perfettamente plastico: non si deforma fino a quando non arriva a rottura. Tuttavia, il valore di F_s (e quindi il suo grado di stabilità o propensione al movimento) si riferisce alle condizioni precedenti al fenomeno di rottura. Per ogni superficie di potenziale scivolamento si può quindi derivare lo sforzo di taglio totale mobilitato τ_m (domanda) e la resistenza al taglio disponibile τ_r (capacità) ed è quindi possibile definire F_s come:

$$F_s = \frac{\tau_r}{\tau_m}$$

La resistenza del terreno, nell'ipotesi di validità del criterio di rottura alla Mohr-Coulomb, è data dall'equazione riportata nel seguito:

$$\tau_r = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'$$

Nei casi in cui $F_s > 1.0$ il pendio è in condizioni di stabilità, mentre per $F_s < 1.0$ esso è in condizioni instabili dovute a un generalizzato deficit di resistenza. Lo scenario corrispondente a $F_s = 1.0$ indica la condizione di stabilità o equilibrio limite per la quale una perturbazione può portare all'innesco del fenomeno potenziale.

La valutazione del coefficiente di sicurezza deve essere compiuta entro un determinato riferimento spaziale in modo da considerare distintamente diversi fasci di superfici di scorrimento all'interno della massa del pendio e considerare tutte le forze (e momenti) agenti e resistenti (che si oppongono allo scivolamento) sulla superficie in esame. Sulle infinite superfici di scivolamento possibili, F_s viene valutato per ognuna delle superfici di un campione rappresentativo, generate con un certo criterio entro il volume del pendio assunto.

I modelli LEM utilizzano un'ipotesi fondamentale che prevede di assumere F_s costante lungo tutta la superficie di potenziale scivolamento investigata. Ovvero si ha dovunque la medesima frazione di resistenza al taglio mobilitata rispetto a quella massima mobilitabile.

In tal modo il fattore di sicurezza del pendio sarà quello che compete alla superficie di scorrimento con F_s più basso e che viene anche detta "superficie critica".

Le principali assunzioni sono quindi:

- Condizioni di deformazione piana;
- Fattore di sicurezza unico per tutti i punti della superficie di scivolamento;
- Legame costitutivo di tipo rigido perfettamente plastico;
- Scivolamento lungo una superficie di geometria nota.

Le forze agenti sono le componenti tangenziali del peso proprio della massa e degli eventuali sovraccarichi superficiali agenti sulla superficie di scivolamento, mentre le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie che dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo. Sistemi di forze interne e esterne (es. opere di rinforzo) influiscono nella stabilità globale del pendio e devono essere considerate opportunamente; cosa che viene effettuata in tutti i metodi di calcolo rigorosi.

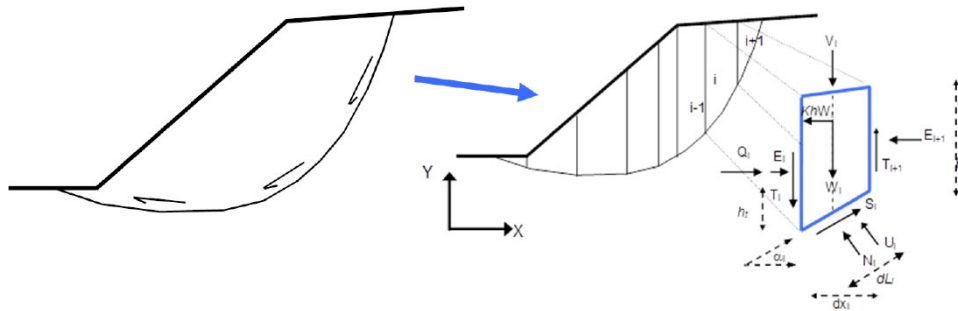


Figura 9-1. Rappresentazione a conci dei modelli LEM

Per procedere con il calcolo di F_s la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in conci delimitati da superfici verticali. Su ogni concio vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti; esse sono: W =Peso del concio, S =Forza di taglio mobilitata sulla base del concio, N =Forza peso normale alla base del concio, U =Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base, T =Forza verticale interconcio, E =Forza orizzontale interconcio.

F_s può essere determinato mediante un sistema di equazioni per l'equilibrio dei corpi rigidi, ovvero l'equilibrio alla traslazione nelle direzioni verticale e orizzontale e l'equilibrio alla rotazione rispetto a un punto:

$$\begin{cases} \sum V_i = 0 \\ \sum H_i = 0 \\ \sum M_i = 0 \end{cases}$$

In letteratura sono stati proposti diversi metodi di calcolo che si differenziano per le ipotesi che stanno alla base del calcolo e che valutano il fattore F_s in funzione di:

- Forma della superficie di scivolamento;
- Modo di considerazione della massa del terreno;
- Tipo numero di equazioni disponibili effettivamente utilizzate;
- Ipotesi fatte per rendere il problema staticamente determinato.

I metodi più impiegati sono quelli a strisce o conci il cui fattore di sicurezza è calcolato a partire dalle equazioni di equilibrio delle singole strisce.

I metodi utilizzati per le superfici circolari sono i metodi semplificati; i più utilizzati sono quelli di Fellenius (1936), Bishop (1955) e Bishop semplificato (1955). Nel caso di superfici non circolari invece vengono adottati i metodi delle forze e i metodi rigorosi, tra cui possono essere menzionati il metodo di Janbu semplificato (1955), quello di Spencer (1967) e di Morgenstern e Price (1965).

Le analisi di stabilità sono state eseguite mediante il software di calcolo Slide2 (Rocscience Inc.) e impiegando il metodo semplificato di **Bishop** con riferimento a superfici di scivolamento circolari.

Le ipotesi per l'applicazione di tale metodo sono date da:

- superficie di scivolamento circolare;
- uguaglianza delle reazioni normali sulle facce laterali dei conci;

Il fattore di sicurezza è definito dalla seguente espressione:

$$F_s = \frac{\sum_1^N [c_i \cdot b + (W_i \cdot (1 - k_v) - u_i \cdot b) \cdot \tan \phi] \cdot \frac{\sec \alpha_i}{(1 + \tan \phi \cdot \tan \alpha_i / F_s)}}{\sum_1^N W_i \cdot [(1 - k_v) \cdot \sin \alpha_i + k_h \cdot dh_i / R]}$$

dove:

N = numero di conci in cui è suddiviso il pendio;

c_i = coesione alla base del concio i ;

b = larghezza del concio;

W_i = peso del concio;

u_i = pressione interstiziale alla base;

ϕ = angolo di attrito del terreno alla base del concio;

α_i = inclinazione della base del concio;

k_v = coefficiente sismico verticale;

k_h = coefficiente sismico orizzontale;

R = raggio del cerchio di scivolamento,

dh_i = distanza verticale del profilo superiore del concio dal centro della superficie di scivolamento.

9.2 SOFTWARE UTILIZZATI

9.2.1 Slide 6.0

La stabilità globale delle opere di sostegno e dei pendii viene valutata attraverso un approccio all'equilibrio limite mediante il metodo dei conci.

Il calcolo viene effettuato con il software Slide 6.0 di Rocscience (licenza Slide 6 v2.0 di proprietà D'Appolonia S.p.A (oggi Rina Consulting S.p.A) N. 10126-001). Il programma permette la modellazione 2D della sezione geologica del pendio, tenendo in considerazione le variazioni negli spessori delle unità geotecniche caratterizzanti il volume significativo di terreno. Ad ogni strato vengono assegnate le proprietà del terreno o della roccia; in alternativa possono essere modellati elementi infinitamente resistenti o privi di resistenza.

E' possibile inserire nel software elementi di rinforzo, quali pali, micropali, tiranti, geotessili, chiodature, a cui vengono assegnate specifiche proprietà di resistenza.

E' possibile inoltre inserire in modello la linea piezometrica ed eventuali sovraccarichi, puntuali o distribuiti. E' possibile tenere in considerazione anche l'azione sismica, che viene modellata con approccio pseudo statico mediante l'individuazione dei parametri sismici k_h e k_v .

Le verifiche di stabilità possono essere eseguite considerando superfici circolari e non circolari, assegnando nel secondo caso una particolare superficie di scorrimento.

Nel caso in esame le verifiche sono state eseguite tramite il metodo a conci di Bishop.

9.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le analisi di stabilità dei rilevati o delle trincee devono essere effettuate in condizioni ultime statiche e sismiche, in ottemperanza alle prescrizioni stabilite dalla normativa vigente (NTC2018). Le verifiche di sicurezza, in generale, devono rispettare la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto risultante delle azioni;
- R_d è il valore di progetto della resistenza.

Alla luce delle indicazioni normative, la stabilità dei manufatti in terra o in materiali sciolti, quali i rilevati, e dei fronti di scavo in trincea deve essere verificata impiegando:

- la **Combinazione 2 dell'Approccio 1 per lo Stato Limite Ultimo statico (A2+M2+R2)**
 - coefficienti parziali di sicurezza per le azioni:
 - permanenti $\gamma_F = 1,00$
 - variabili $\gamma_F = 1,30$
 - coefficienti parziali di sicurezza per le proprietà geotecniche:
 - angolo di attrito $\gamma_{M,\tan\phi} = 1,25$
 - coesione drenata $\gamma_{M,c'} = 1,25$
 - coesione non drenata $\gamma_{M,cu} = 1,40$
 - peso dell'unità di volume $\gamma_{M,\gamma} = 1,00$
 - coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza geotecnica: $\gamma_R = 1,10$
- la seguente combinazione di coefficienti in **condizioni sismiche**:
 - coefficienti parziali di sicurezza per le azioni: $\gamma_F = 1,00$
 - coefficienti parziali di sicurezza per le proprietà geotecniche:
 - angolo di attrito $\gamma_{M,\tan\phi} = 1,00$
 - coesione drenata $\gamma_{M,c'} = 1,00$
 - coesione non drenata $\gamma_{M,cu} = 1,00$
 - peso dell'unità di volume $\gamma_{M,\gamma} = 1,00$
 - coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza geotecnica: $\gamma_R = 1,20$

9.4 RILEVATI

Lungo il tracciato stradale le altezze dei rilevati, in genere, stanno tra i 3 e i 5 metri. Tuttavia, esistono tratti limitati in cui i rilevati raggiungono anche 8 ÷ 9 m.

In tutte le sezioni le scarpate sono caratterizzate da una pendenza pari a 2/3.

Si è optato di verificare la stabilità dei rilevati in quelle sezioni trasversali che individuano la più sfavorevole configurazione geometrica dal punto di vista di altezza e "forma" delle scarpate. Esse sono le seguenti:

- Sezione Tipo 1: Tracciato 1, sezione n° 57 alla pk 1+140;
- Sezione Tipo 2: Tracciato 1, sezione n° 123 alla pk 2+440.

Si tratta delle stesse sezioni già analizzate relativamente al calcolo dei cedimenti al paragrafo precedente.

Per la realizzazione dei rilevati è previsto l'impiego di materiale granulare di cava, da compattare nelle fasi costruttive, avente i parametri geotecnici caratteristici riportati di seguito:

- Peso dell'unità di volume: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- Coesione apparente: $c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$;
- Angolo di resistenza al taglio: $\varphi' = 37^\circ$.

È bene precisare che il range di coesione riportato fa riferimento al contributo resistente dato dalla compattazione del materiale in opera. Pertanto, in tutti i casi, la modellazione del rilevato ha assunto plausibilmente un valore di coesione pari a 2 kPa nelle verifiche di stabilità delle relative scarpate.

9.4.1 Sezione Tipo 1

Il profilo di rilevato vede un'altezza pari all'incirca a 6 m sul lato più alto. Le scarpate vengono realizzate senza prevedere gradonature o banche (Figura 9-2).

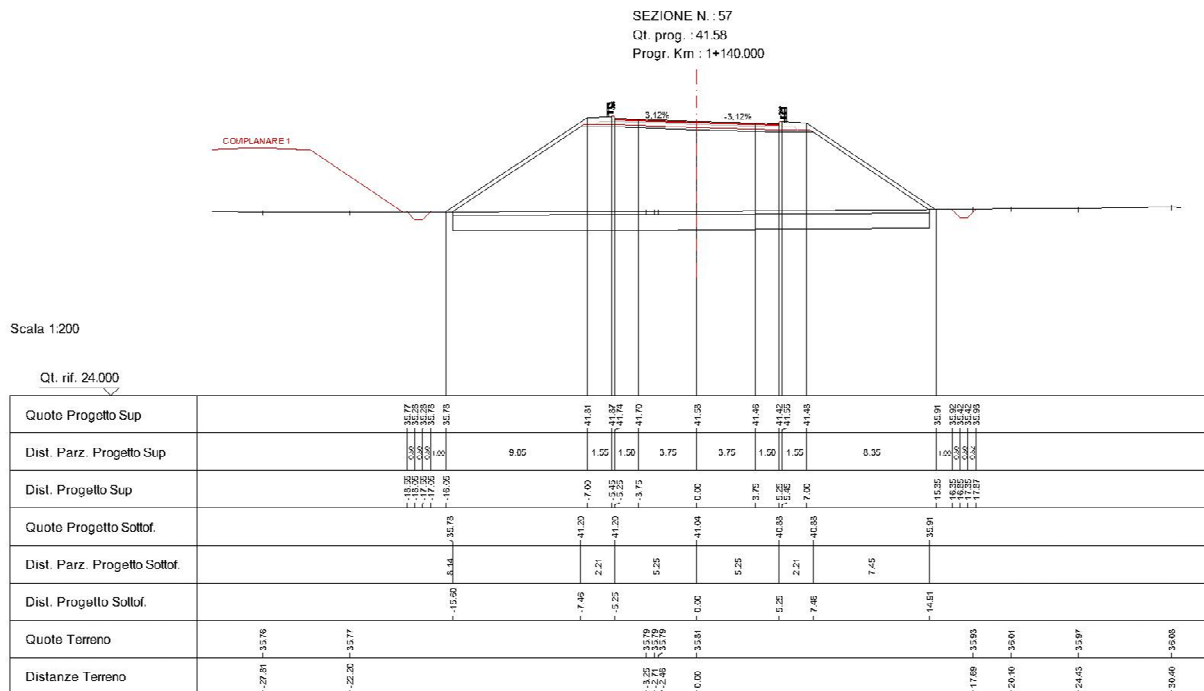


Figura 9-2. Sezione tipo di verifica

Si elencano di seguito le condizioni di carico a partire dalle quali sono state condotte le analisi:

- carico variabile stradale di 20 kPa (valore caratteristico) uniformemente distribuito in sommità del rilevato (per la situazione di progetto sismica ne viene considerato il 30%);
- accelerazione sismica di picco al suolo di riferimento $a_g = 0,229g$ (come da relazione sismica di progetto);
- coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s = 1,370$;
- coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1,000$;
- coefficiente di riduzione della massima accelerazione attesa al sito $\beta_s = 0,38$.

I risultati ottenuti dalla costruzione del modello LEM (discusso al precedente paragrafo) per il calcolo delle superfici di scivolamento sul rilevato sono i seguenti:

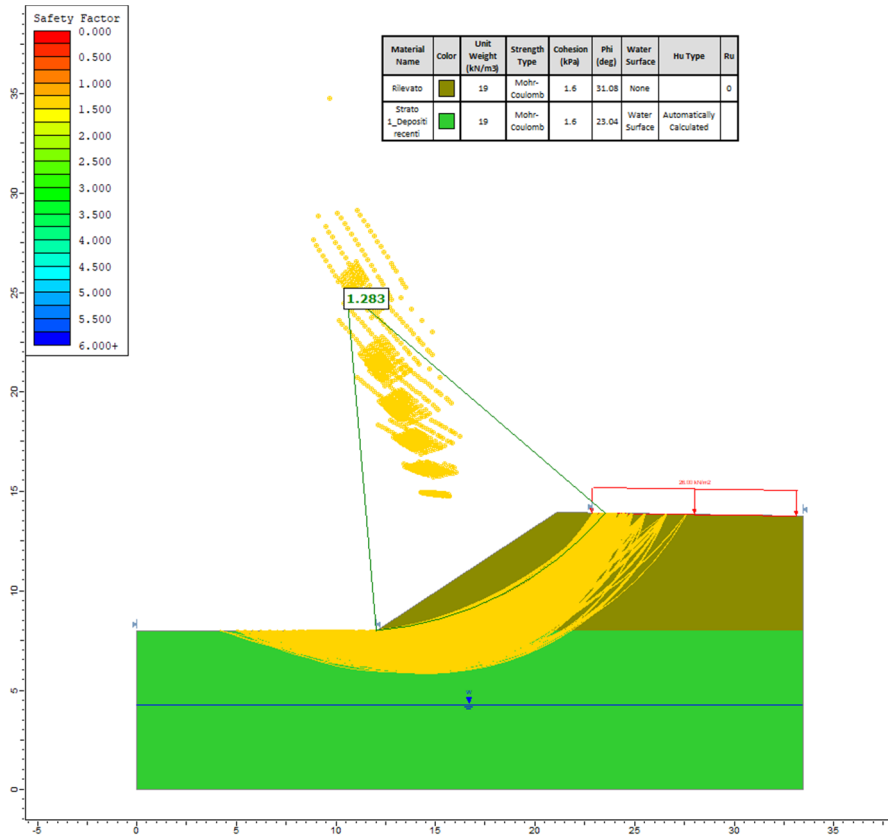


Figura 9-3. Analisi di stabilità statica (SLU_A2+M2)

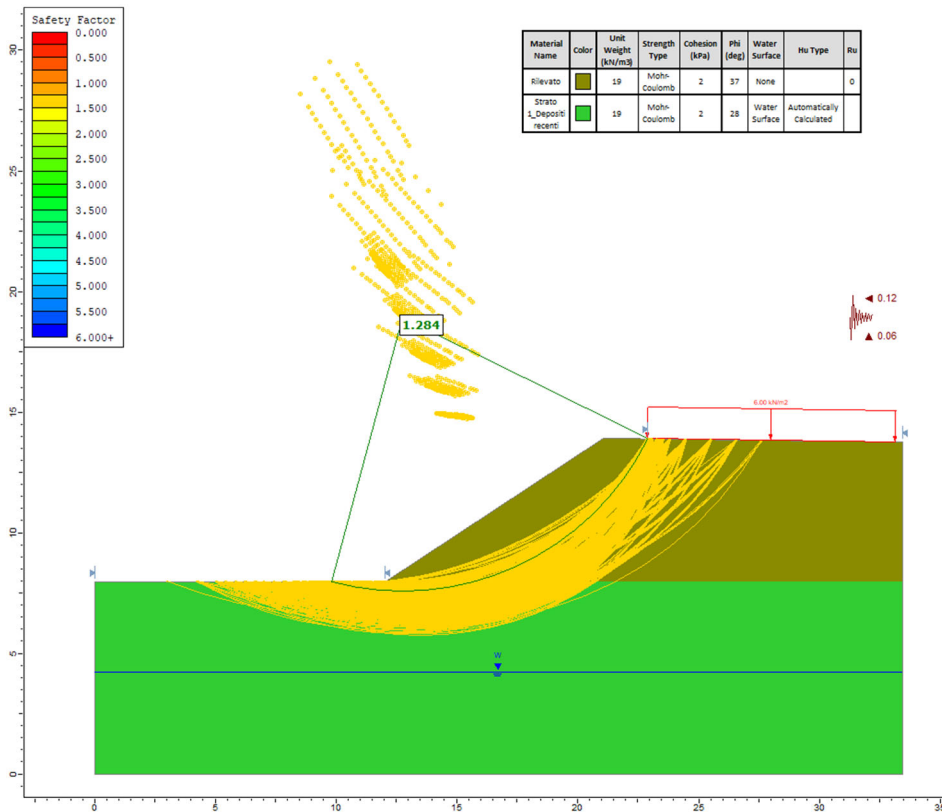


Figura 9-4. Analisi di stabilità sismica (SLV)

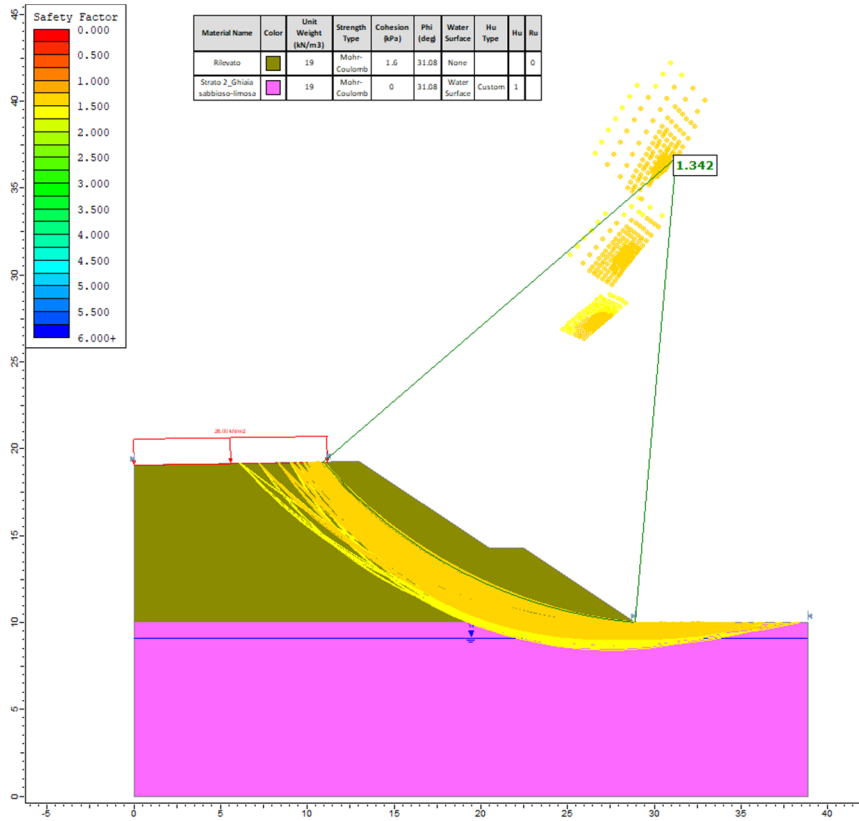


Figura 9-6. Analisi di stabilità statica (SLU_A2+M2)

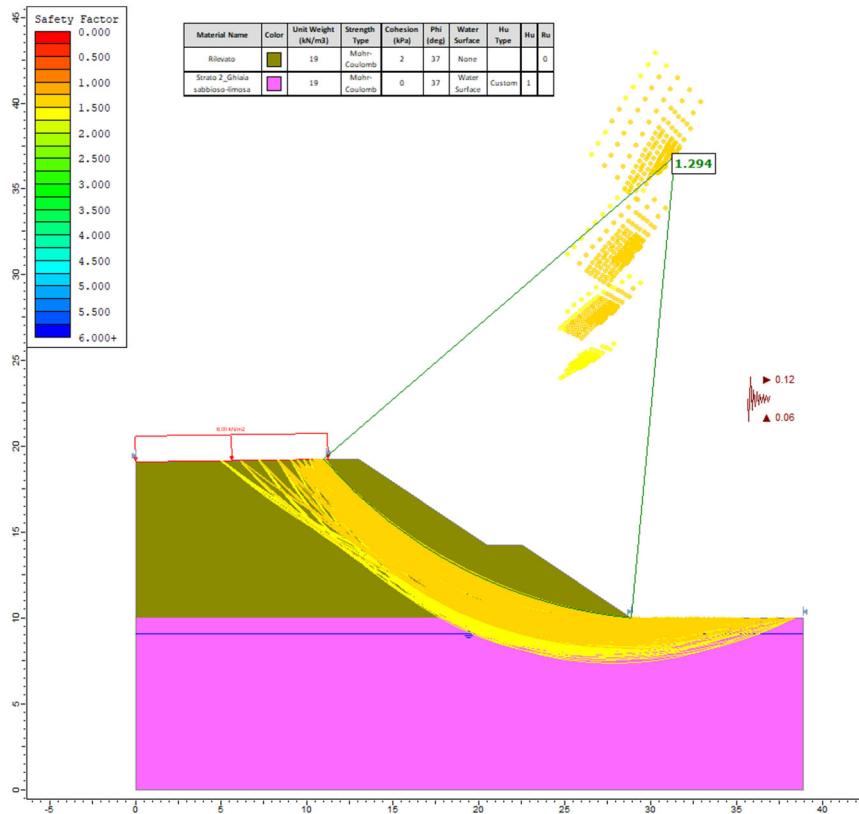


Figura 9-7. Analisi di stabilità sismica (SLV)

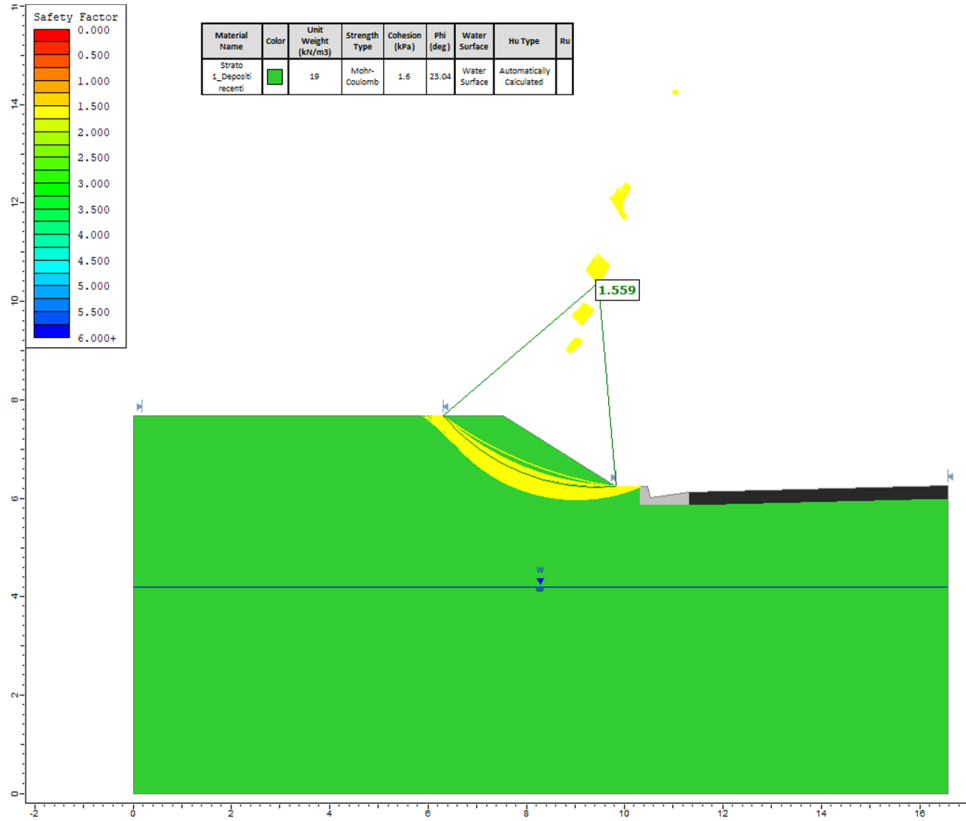


Figura 9-9. Analisi di stabilità statica (SLU_A2+M2)

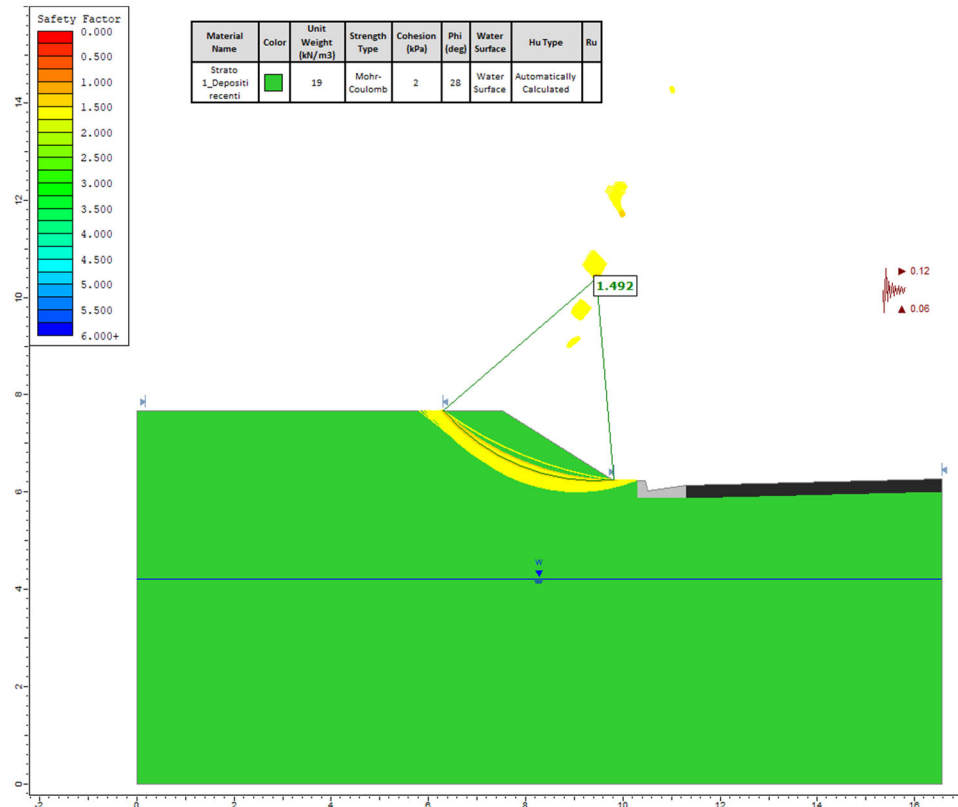


Figura 9-10. Analisi di stabilità sismica (SLV)

Il minimo fattore di sicurezza associato alla superficie critica è di **1,559** ($\geq 1,10$) nel caso dello stato limite ultimo statico e di **1,492** ($\geq 1,20$) nelle condizioni ultime sismiche.

Si conclude che la stabilità globale dello scavo è verificata.

9.6 SCAVI PROVVISORIALI

Gli scavi provvisoriali vengono eseguiti relativamente alla costruzione delle opere d'arte e delle strutture di progetto. È previsto lo scavo del terreno naturale in situ con pendenze pari a circa 2/3 e altezze non superiori ai 3 m.

In ogni caso, per gli scavi con profondità maggiori ai 2 m si stabilisce di spezzare la continuità delle scarpate attraverso la realizzazione di banche con gradoni ampi all'incirca 1 m.

Nella verifica di stabilità sono stati considerati i due casi "limite" per quanto concerne la tipologia di suolo e l'altezza di scavo. Nel primo caso si è analizzata la sezione trasversale costituita dal terreno dello "Strato 1", mentre nel secondo viene verificata la sezione in presenza del solo "Strato 2".

9.6.1 Sezione Tipo 1

Il profilo di scavo provvisorio è assunto avere altezza di 3 m.

È stato assegnato allo strato in esame un valore caratteristico di coesione pari a 2 kPa (stessa considerazione fatta prima per le trincee).

In generale, vista la forte eterogeneità del terreno, per garantire la stabilità delle scarpate (per altezze < 2 m) devono, comunque, essere previsti in fase progettuale degli interventi di sostegno, quali teli di contenimento, reti o spritz beton, laddove localmente vi sia presenza di acqua oppure l'assenza di una matrice coesiva.

Il modello LEM costruito per la sola analisi statica della stabilità allo Stato Limite Ultimo ha prodotto il seguente risultato:

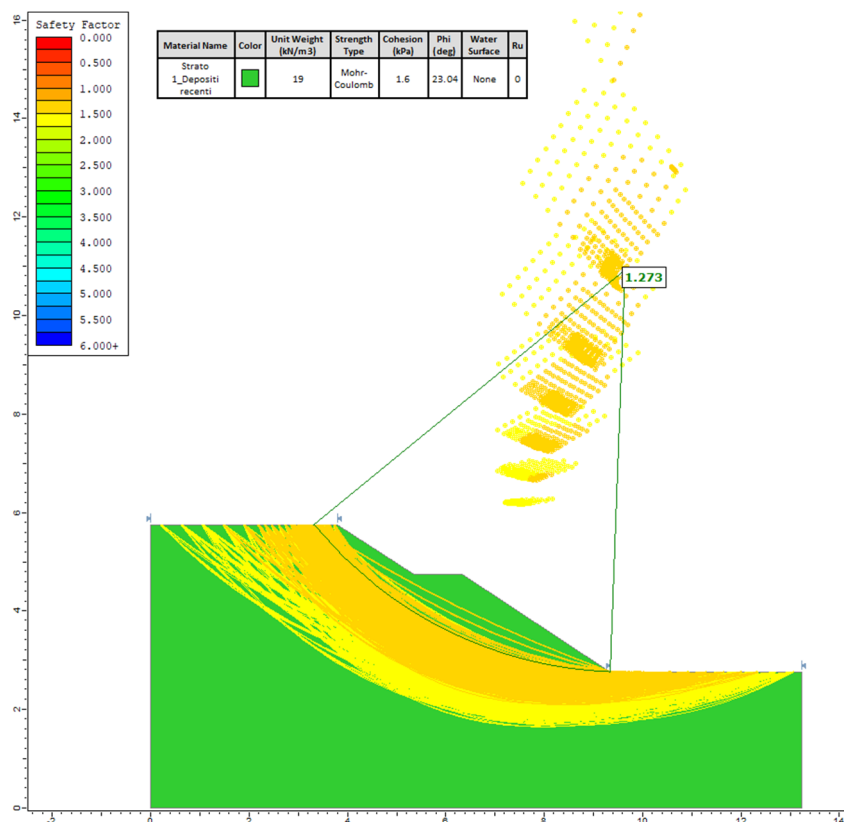


Figura 9-11. Analisi di stabilità statica (SLU_A2+M2)

Il minimo fattore di sicurezza risulta pari a **1,273** ($\geq 1,10$), dunque, la verifica statica è soddisfatta.

9.6.2 Sezione Tipo 2

Il profilo di scavo provvisorio è sempre assunto di altezza 3 m.

Dal modello LEM costruito per l'analisi di stabilità allo Stato Limite Ultimo si ottiene:

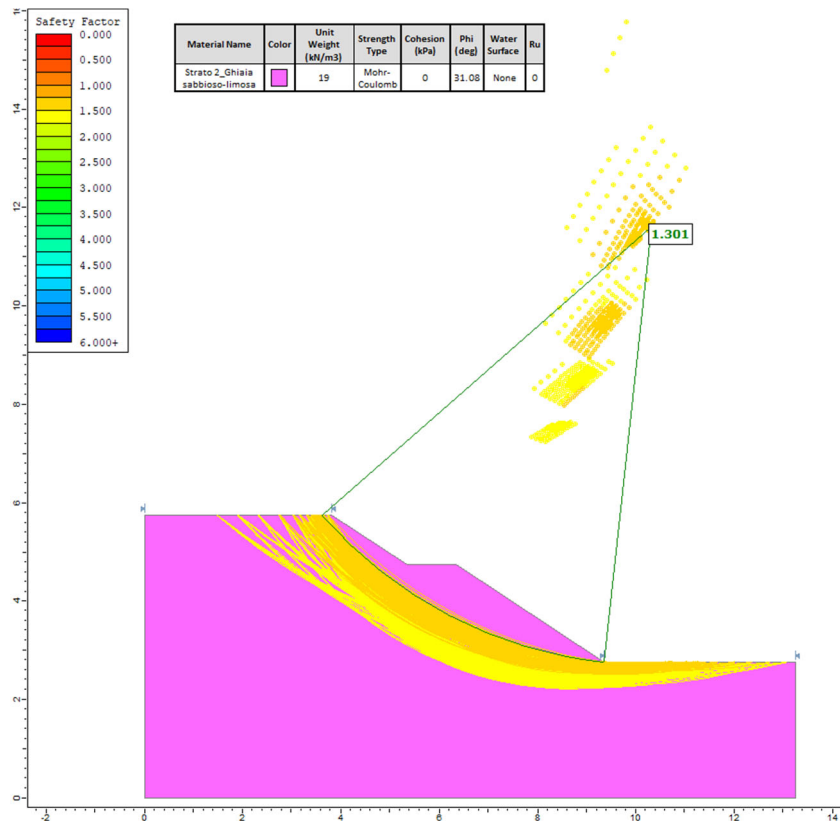


Figura 9-12. Analisi di stabilità statica (SLU_A2+M2)

Il fattore di sicurezza associato alla superficie critica è uguale a **1,301** ($\geq 1,10$). La verifica risulta soddisfatta.

10 CAPACITÀ PORTANTE

Seguono le verifiche di capacità portante condotte sulle sezioni in corrispondenza delle quali sono state individuate le configurazioni stratigrafiche più sfavorevoli e le condizioni di carico imposto maggiormente significative.

Si tratta ancora una volta delle due sezioni analizzate in precedenza nei riguardi dei cedimenti e delle verifiche di stabilità. Come può facilmente intuirsi, infatti, tali sezioni rappresentano le situazioni peggiori anche nei confronti dei calcoli di capacità portante.

10.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

Per un sistema di fondazione la resistenza portante al raggiungimento del carico limite può essere determinata in relazione alle due differenti circostanze di comportamento del terreno: configurazione drenata e non drenata.

Considerando il terreno un mezzo perfettamente plastico, in condizioni drenate le analisi sono condotte in termini di tensioni efficaci e il meccanismo di resistenza fa riferimento al criterio di rottura attritivo di Mohr-Coulomb. L'espressione di calcolo del carico limite unitario che provoca la rottura del suolo di fondazione (Brinch-Hansen, 1970) è la seguente:

$$q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma' \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

dove:

- B^* è la larghezza effettiva della fondazione ($B^* = B - 2e_B$), che tiene conto dell'eccentricità dello sforzo normale risultante nella corrispondente direzione (vale l'analogo nell'altra dimensione L , a meno di fondazioni nastriformi);
- q' rappresenta il sovraccarico (efficace) equivalente al peso del terreno ai bordi della fondazione, al livello del piano di posa;
- N_γ , N_c , N_q sono i coefficienti di capacità portante:
 - o $N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \exp(\pi \cdot \tan \varphi')$;
 - o $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi'$;
 - o $N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$;
- s_γ , s_c , s_q sono i fattori di forma:
 - o $s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot \frac{B}{L}$;
 - o $s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot \frac{B}{L}$;
- d_γ , d_c , d_q sono i coefficienti di profondità:
 - o $d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \cdot \frac{D}{B}$ (per $D \leq B$, con D approfondimento della fondazione);
 - o $d_\gamma = 1$;
 - o $d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$;
- i_γ , i_c , i_q sono i fattori di inclinazione dei carichi:
 - o $i_q = \left(1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$ (con $m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$);
 - o $i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{m+1}$;
 - o $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$;

essendo H ed N le componenti risultanti, rispettivamente, trasversale e normale alla fondazione;

- b_γ, b_c, b_q sono i fattori di inclinazione della base di fondazione:

- o $b_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \varphi')^2$;
- o $b_\gamma = b_q$;
- o $b_c = b_q - \frac{1-b_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$;

- g_γ, g_c, g_q sono i fattori di inclinazione del piano campagna:

- o $g_q = (1 - \tan \omega)^2$;
- o $g_\gamma = g_q$;
- o $g_c = g_q - \frac{1-g_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$;

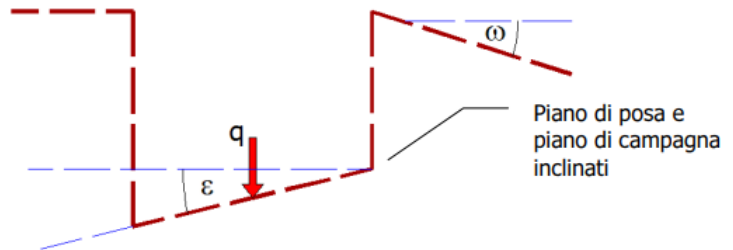


Figura 10-1. Carico limite in presenza di inclinazione del piano di fondazione e del p.c.

Se le condizioni sono non drenate il carico limite deve valutarsi mediante un'analisi in termini di tensioni totali e la formula di calcolo da utilizzare diviene la seguente:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q$$

dove:

- $N_c = 2 + \pi$ rappresenta il coefficiente di capacità portante;
- $s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$ è il fattore di forma;
- $d_c = 1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B}$ è il coefficiente di profondità (per $D \leq B$, con D approfondimento della fondazione);
- $i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$ è il fattore di inclinazione del carico (con $m = \frac{2+B/L}{1+B/L}$);
- $b_c = 1 - \frac{2\varepsilon}{2+\pi}$ è il fattore di inclinazione della base di fondazione;
- $g_c = 1 - \frac{2\omega}{2+\pi}$ è il fattore di inclinazione del piano campagna.

10.2 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le analisi di portanza del terreno di posa delle fondazioni superficiali o, altresì, dei rilevati devono essere effettuate allo stato limite ultimo geotecnico, in ottemperanza alle prescrizioni stabilite dalla normativa vigente (NTC2018). Le verifiche di sicurezza devono rispettare la seguente condizione generale:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto risultante delle azioni;
- R_d è il valore di progetto della resistenza.

Alla luce delle indicazioni normative, la verifica nei confronti del collasso per superamento del carico limite dell'insieme opera-terreno deve essere condotta impiegando:

- la **Combinazione dell'Approccio 2 per lo SLU di tipo geotecnico (A1+M1+R3)**
 - coefficienti parziali di sicurezza per le azioni:
 - permanenti $\gamma_F = 1,30$
 - variabili $\gamma_F = 1,50$
 - coefficienti parziali di sicurezza per le proprietà geotecniche:
 - angolo di attrito $\gamma_{M,\tan\phi} = 1,00$
 - coesione drenata $\gamma_{M,c'} = 1,00$
 - coesione non drenata $\gamma_{M,cu} = 1,00$
 - peso dell'unità di volume $\gamma_{M,\gamma} = 1,00$
 - coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza geotecnica: $\gamma_R = 2,30$

- la seguente combinazione di coefficienti in **condizioni sismiche**:
 - coefficienti parziali di sicurezza per le azioni: $\gamma_F = 1,00$
 - coefficienti parziali di sicurezza per le proprietà geotecniche:
 - angolo di attrito $\gamma_{M,\tan\phi} = 1,00$
 - coesione drenata $\gamma_{M,c'} = 1,00$
 - coesione non drenata $\gamma_{M,cu} = 1,00$
 - peso dell'unità di volume $\gamma_{M,\gamma} = 1,00$
 - coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza geotecnica: $\gamma_R = 2,30$

10.3 VERIFICA

10.3.1 Sezione Tipo 1

La sezione in questione corrisponde alla progressiva km 1.140, dove è presente il maggiore spessore dello "Strato 1" ($\approx 8,5$ m, con "Strato 2" esiguo). Ai fini della verifica di capacità portante, è stato considerato soltanto il terreno del primo strato, assumendolo interamente saturo e con comportamento non drenato (condizioni più sfavorevoli).

La resistenza al taglio non drenata del suolo è posta pari a 100 kPa, mentre il peso trasmesso dal rilevato in progetto (≈ 6 m di altezza) risulta, approssimativamente, di 2576,4 kN/m, ai quali occorrerà poi aggiungere il carico relativo al traffico veicolare.

I risultati di calcolo allo stato limite ultimo geotecnico di capacità portante sono riportati di seguito.

Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q$$

D = Profondità del piano di appoggio



e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

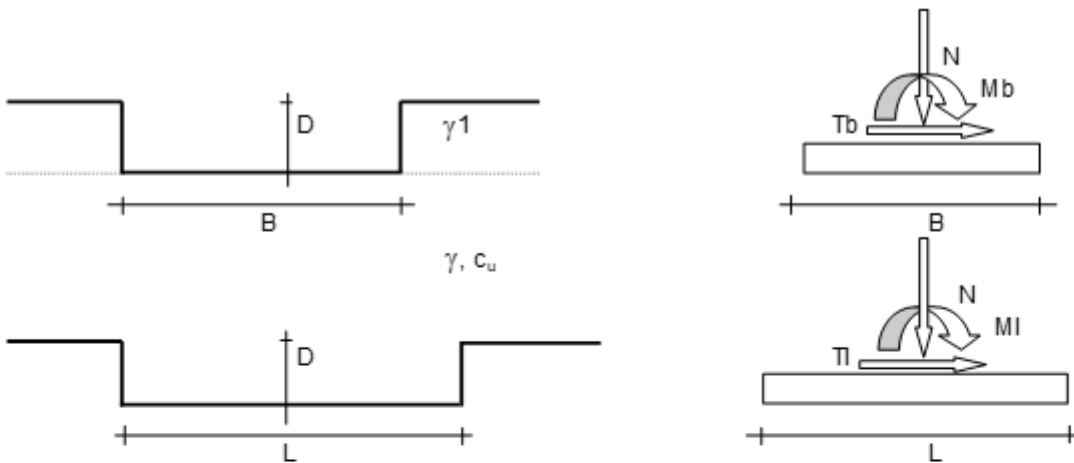
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastroforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza a fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza a fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

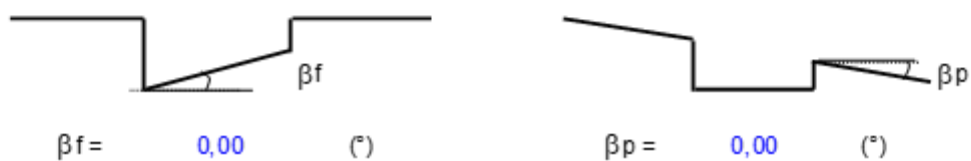
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze
	permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}
A1+M1+R3 	1,30	1,50	1,00	2,30
SISMA 	1,00	1,00	1,00	2,30



(Per fondazioni nastroforme $L=100$ m)

- B = 31,50 (m)
- L = 100,00 (m)
- D = 0,00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	variabili	
N [kN]	2576,40	630,00	4294,32
Mb [kNm]	0,00	0,00	0,00
MI [kNm]	0,00	0,00	0,00
Tb [kN]	0,00	0,00	0,00
TI [kN]	0,00	0,00	0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 100,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 100,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 31,50 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5,14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1,00$$

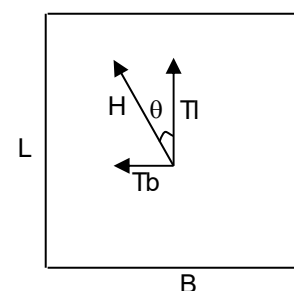
i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

$$\theta = \arctg(T_b / T_I) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$



($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u^* N_c))$$

$$i_c = 1,00$$

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,00$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0,00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0,00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 514,16 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 136,33 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 223,55 \geq q = 136,33 \quad (\text{kN/m}^2)$$

La verifica risulta soddisfatta.

Per quanto concerne le condizioni sismiche, si ha:

- carico variabile stradale pari al 30% del valore caratteristico (6 kPa);
- accelerazione sismica di picco al suolo di riferimento $a_g = 0,229g$;
- coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s = 1,370$;
- coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1,000$;
- coefficiente di riduzione della massima accelerazione attesa al sito $\beta_s = 0,38$;
- risultante gravitazionale verticale alla base del rilevato $W = (1 + k_v) \cdot W_{\text{rilevato}} = 2731 \text{ kN/m}$;
- risultante gravitazionale orizzontale alla base del rilevato $W_h = k_h \cdot W_{\text{rilevato}} = 309,2 \text{ kN/m}$.

I risultati ottenuti dal calcolo della resistenza portante allo stato limite ultimo sismico (SLV) sono i seguenti:

Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

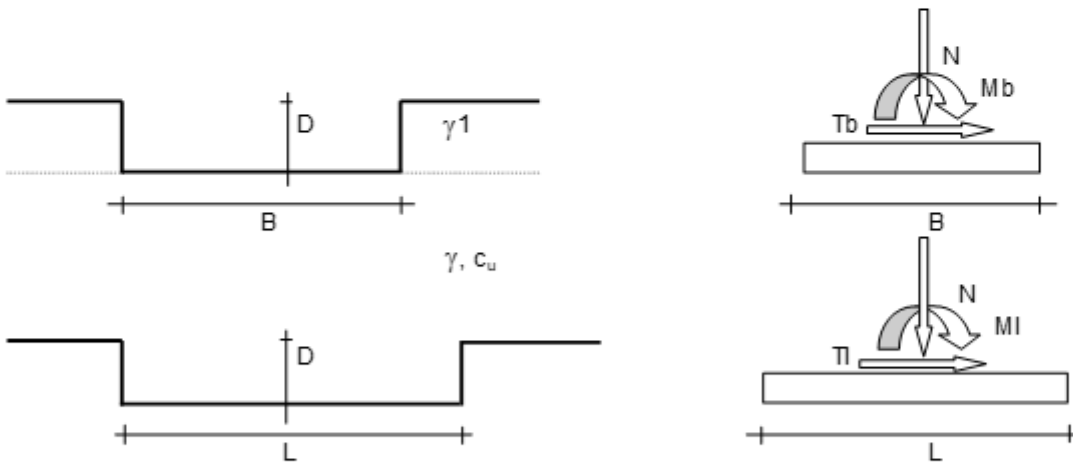
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastroforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza a fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza a fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

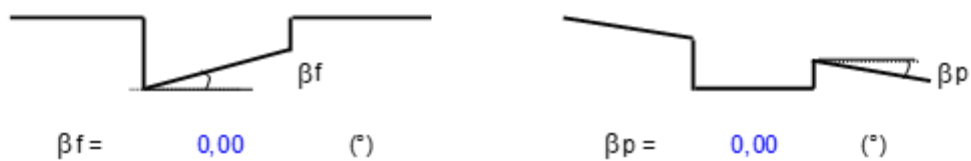
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze
	permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}
A1+M1+R3 ○	1,30	1,50	1,00	2,30
SISMA ●	1,00	1,00	1,00	2,30



(Per fondazioni nastroforme $L=100$ m)

- B = 31,50 (m)
- L = 100,00 (m)
- D = 0,00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	variabili	
N [kN]	2731,00	189,00	2920,00
Mb [kNm]	0,00	0,00	0,00
MI [kNm]	0,00	0,00	0,00
Tb [kN]	309,20	0,00	309,20
TI [kN]	0,00	0,00	0,00
H [kN]	309,20	0,00	309,20

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 100,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 100,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 31,50 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5,14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1,00$$

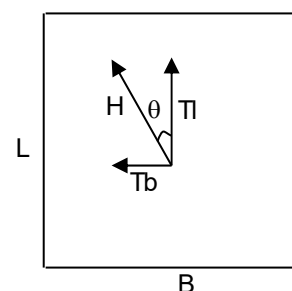
i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

$$\theta = \arctg(T_b / T_I) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$



($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u^* N_c))$$

$$i_c = 0,96$$

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,00$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0,00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0,00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 494,53 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 92,70 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 215,01 \geq q = 92,70 \quad (\text{kN/m}^2)$$

La capacità portante del sistema rilevato-terreno è verificata anche nella situazione sismica, che, peraltro, rappresenta una condizione meno gravosa rispetto allo SLU statico.

10.3.2 Sezione Tipo 2

Alla pk 2.440 il rilevato assume la massima altezza di progetto, pertanto, il carico trasmesso al terreno di fondazione è il più elevato lungo il tracciato stradale. Il rilevato ($\approx 9,3$ m di altezza) possiede, approssimativamente, un peso di 5073 kN/m (valore caratteristico), a cui si dovrà sommare il carico relativo al traffico veicolare.

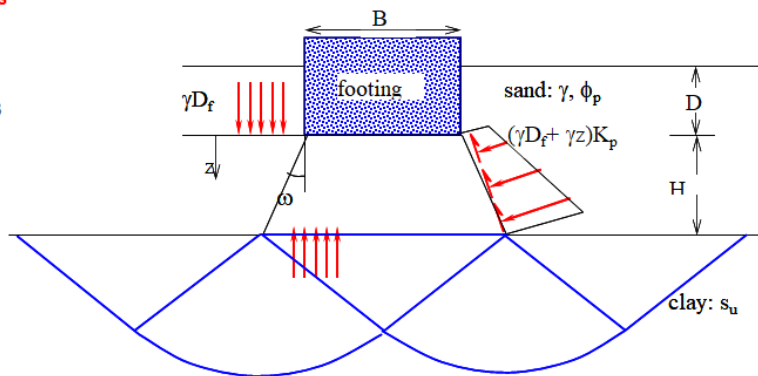
In tale sezione risulta assente lo "Strato 1", mentre lo "Strato 2" (non coesivo), di spessore significativo, poggia sul substrato alterato dell'argilla marnosa ("Strato 3").

La verifica di capacità portante viene condotta applicando le formulazioni relative a un mezzo bi-strato del tipo "sabbia su argilla" (Okimura et al., 1998). Allo strato di alterazione argilloso si assegna un valore di resistenza al taglio non drenata di 200 kPa (come da caratterizzazione geotecnica).

L'esito della verifica di stato limite ultimo geotecnico è il seguente:

BEARING CAPACITY OF A STRIP FOOTING ON SAND OVERLYING CLAY

Select units	SI	Value	Units
Quantity			
1. Soil Properties			
Undrained shear strength, s_u		200	kPa
Sand - Friction angle, ϕ'_p		37	deg
Sand - unit weight, γ		19	kN/m ³
Sand - surcharge pressure at footing level		0	kPa
Sand layer thickness, H		5,15	m
2. Footing Properties			
Select footing type		Strip	
Width or diameter (B)		44,8	m
Applied footing load		7943	kN
3. Target Factor of Safety		2,3	
Computed Factor of Safety		6,78	
Calculated Quantities			
Ultimate bearing capacity		1202,1	kPa
Ultimate load per unit length		53855,3	kN/m
Applied footing pressure		177,3	kPa



For Strip Footing

$$q_u = \left(1 + \frac{H}{B} \tan \omega\right) (5.14s_u + \gamma D_f) + \left(\frac{K_p \sin(\phi'_p - \omega)}{\cos \phi'_p \cos \omega}\right) \left(\frac{H}{B} \gamma D_f\right) - \gamma D_f \left(1 + \frac{H}{B} \tan \omega\right)$$

$$\omega = \tan^{-1} \left(\frac{m_1 - m_2 (1 + \sin^2 \phi'_p)}{m_2 \cos \phi'_p \sin \phi'_p + 1} \right) \quad m_1 = 5.14s_u \left(1 + \frac{1}{\lambda_c} \frac{H}{B} + \frac{\lambda_p}{\lambda_c}\right)$$

$$m_2 = \frac{m_1 - \sqrt{(m_1)^2 - \cos^2 \phi'_p ((m_1)^2 + 1)}}{\cos^2 \phi'_p} \quad \lambda_p = \frac{\gamma D_f}{\gamma B} \quad \lambda_c = \frac{5.14s_u}{\gamma B} \quad \lambda_p = \frac{D_f}{B}$$

$$K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

Il calcolo del **carico limite unitario di progetto** fornisce il valore di **522,6 KPa** a fronte di un carico di progetto trasmesso al terreno pari a 177,3 kPa. Ne consegue che la verifica di capacità portante è ampiamente soddisfatta.

La situazione di progetto sismica, come in precedenza evidenziato, corrisponde a una condizione meno gravosa; perciò, considerato che il margine di sicurezza è già ampio nel caso statico ($\approx 6,8$), si può affermare che la resistenza portante del sistema risulterà certamente verificata anche in questa situazione.

APPENDICE A - TABULATI DI CALCOLO SOFTWARE SETTLE 3D E ESTRATTO VERIFICATION MANUAL

Settle3 Analysis Information

Sez

Project Settings

Document Name	Sez.57_Rilevato_NEW
Date Created	30/06/2022, 12:17:22
Stress Computation Method	Boussinesq
Time-dependent Consolidation Analysis	
Time Units	years
Permeability Units	meters/year
Minimum settlement ratio for subgrade modulus	0.9
Use average properties to calculate layered stresses	
Improve consolidation accuracy	
Ignore negative effective stresses in settlement calculations	

Stage Settings

Stage #	Name	Time [years]
1	Costruzione rilevato	0
2	Ultimazione rilevato	0.5
3	Applicazione carico di esercizio	0.5
4	Processo di consolidazione	50

Results

Time taken to compute: 0 seconds

Stage: Costruzione rilevato = 0 y

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.0924505
Total Consolidation Settlement [m]	0	0.0561104
Virgin Consolidation Settlement [m]	0	0.0262009
Recompression Consolidation Settlement [m]	0	0.0299095
Immediate Settlement [m]	0	0.03634
Secondary Settlement [m]	0	0
Loading Stress ZZ [kPa]	0	57.57
Loading Stress XX [kPa]	-15.3202	49.7092
Loading Stress YY [kPa]	-20.9071	93.4952
Effective Stress ZZ [kPa]	0	235.097
Effective Stress XX [kPa]	-11.5973	179.969
Effective Stress YY [kPa]	-5.76659	223.977
Total Stress ZZ [kPa]	0	432.785
Total Stress XX [kPa]	-11.5973	376.875
Total Stress YY [kPa]	-5.76659	421.665
Modulus of Subgrade Reaction (Total) [kPa/m]	0	0
Modulus of Subgrade Reaction (Immediate) [kPa/m]	0	0
Modulus of Subgrade Reaction (Consolidation) [kPa/m]	0	0
Total Strain	0	0.149454
Pore Water Pressure [kPa]	0	197.688
Excess Pore Water Pressure [kPa]	0	57.0741
Degree of Consolidation [%]	0	78.8698
Pre-consolidation Stress [kPa]	3.50582	265.532
Over-consolidation Ratio	1	4.98694
Void Ratio	0	0.73
Permeability [m/y]	0	1.79911
Coefficient of Consolidation [m ² /y]	0	2.7
Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0
Average Degree of Consolidation [%]	0	0
Undrained Shear Strength	-7.10543e-15	2.75521

Stage: Ultimazione rilevato = 0.5 y

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.173795
Total Consolidation Settlement [m]	-8.5326e-05	0.107079
Virgin Consolidation Settlement [m]	0	0.0635241
Recompression Consolidation Settlement [m]	-8.5326e-05	0.0435545
Immediate Settlement [m]	0	0.0667167
Secondary Settlement [m]	0	0
Loading Stress ZZ [kPa]	0.000112255	113.664
Loading Stress XX [kPa]	-25.868	104.232
Loading Stress YY [kPa]	-34.9666	184.538
Effective Stress ZZ [kPa]	0.000112255	244.157
Effective Stress XX [kPa]	-9.19994	216.888
Effective Stress YY [kPa]	-15.4743	294.319
Total Stress ZZ [kPa]	0.000112255	457.747
Total Stress XX [kPa]	-9.19994	455.065
Total Stress YY [kPa]	-15.4743	533.05
Modulus of Subgrade Reaction (Total) [kPa/m]	0	0
Modulus of Subgrade Reaction (Immediate) [kPa/m]	0	0
Modulus of Subgrade Reaction (Consolidation) [kPa/m]	0	0
Total Strain	1.21962e-07	0.184805
Pore Water Pressure [kPa]	0	238.731
Excess Pore Water Pressure [kPa]	0	95.979
Degree of Consolidation [%]	0	85.5136
Pre-consolidation Stress [kPa]	3.50582	265.532
Over-consolidation Ratio	1	4.98612
Void Ratio	0	0.73
Permeability [m/y]	0	1.79911
Coefficient of Consolidation [m ² /y]	0	2.7
Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0
Average Degree of Consolidation [%]	0	0
Undrained Shear Strength	-7.10543e-15	7.52902

Stage: Applicazione carico di esercizio = 0.5 y

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.191021
Total Consolidation Settlement [m]	-8.5326e-05	0.117485
Virgin Consolidation Settlement [m]	0	0.0728154
Recompression Consolidation Settlement [m]	-8.5326e-05	0.0446697
Immediate Settlement [m]	0	0.0735361
Secondary Settlement [m]	0	0
Loading Stress ZZ [kPa]	0.000112255	129.086
Loading Stress XX [kPa]	-25.3843	104.951
Loading Stress YY [kPa]	-34.2492	184.711
Effective Stress ZZ [kPa]	0.000112255	244.157
Effective Stress XX [kPa]	-8.28463	237.128
Effective Stress YY [kPa]	-14.4348	309.498
Total Stress ZZ [kPa]	0.000112255	462.559
Total Stress XX [kPa]	-8.28463	460.354
Total Stress YY [kPa]	-14.4348	537.66
Modulus of Subgrade Reaction (Total) [kPa/m]	0	86.7161
Modulus of Subgrade Reaction (Immediate) [kPa/m]	0	211.618
Modulus of Subgrade Reaction (Consolidation) [kPa/m]	0	159.492
Total Strain	1.64215e-07	0.191703
Pore Water Pressure [kPa]	0	243.543
Excess Pore Water Pressure [kPa]	0	105.101
Degree of Consolidation [%]	0	85.4261
Pre-consolidation Stress [kPa]	3.50582	265.532
Over-consolidation Ratio	1	4.98546
Void Ratio	0	0.73
Permeability [m/y]	0	1.79911
Coefficient of Consolidation [m ² /y]	0	2.7
Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0
Average Degree of Consolidation [%]	0	0
Undrained Shear Strength	-7.10543e-15	8.06196

Stage: Processo di consolidazione = 50 y

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.213638
Total Consolidation Settlement [m]	0	0.140102
Virgin Consolidation Settlement [m]	0	0.0728154
Recompression Consolidation Settlement [m]	0	0.0672869
Immediate Settlement [m]	0	0.0735361
Secondary Settlement [m]	0	0
Loading Stress ZZ [kPa]	0.000112255	129.086
Loading Stress XX [kPa]	-25.3843	104.951
Loading Stress YY [kPa]	-34.2492	184.711
Effective Stress ZZ [kPa]	0.000112255	302.656
Effective Stress XX [kPa]	-8.28463	300.451
Effective Stress YY [kPa]	-14.4348	377.757
Total Stress ZZ [kPa]	0.000112255	462.559
Total Stress XX [kPa]	-8.28463	460.354
Total Stress YY [kPa]	-14.4348	537.66
Modulus of Subgrade Reaction (Total) [kPa/m]	0	76.8828
Modulus of Subgrade Reaction (Immediate) [kPa/m]	0	211.618
Modulus of Subgrade Reaction (Consolidation) [kPa/m]	0	121.258
Total Strain	2.4844e-07	0.191703
Pore Water Pressure [kPa]	0	159.903
Excess Pore Water Pressure [kPa]	0	4.58568e-06
Degree of Consolidation [%]	0	100
Pre-consolidation Stress [kPa]	3.50582	302.573
Over-consolidation Ratio	1	4.98546
Void Ratio	0	0.73
Permeability [m/y]	0	1.79911
Coefficient of Consolidation [m ² /y]	0	2.7
Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0
Average Degree of Consolidation [%]	0	0
Undrained Shear Strength	0	8.06196

Loads

1. Rectangular Load: "Carico stradale"

Length	10.5 m
Width	80 m
Rotation angle	0 degrees
Load Type	Flexible
Area of Load	840 m ²
Load	20 kPa
Depth	-6.03 m
Installation Stage	Applicazione carico di esercizio = 0.5 y

Coordinates

	X [m]	Y [m]
-5.25		1.42109e-14
5.25		1.42109e-14
5.25		80
-5.25		80

Embankments

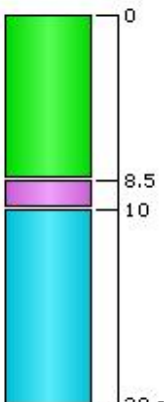
1. Embankment: "Rilevato"

Label	Rilevato						
Center Line	(0, 0) to (0, 80)						
Near End Angle	90 degrees						
Far End Angle	90 degrees						
Number of Layers	2						
Base Width	31.4						
Layer	Stage	Left Bench Width (m)	Left Angle (deg)	Height (m)	Unit Weight (kN/m ³)	Right Angle (deg)	Right Bench Width (m)
1	Costruzione rilevato = 0 y	0	34	3.03	19	34	0
2	Ultimazione rilevato = 0.5 y	0	34	3	19	34	0




Soil Layers

Ground Surface Drained: Yes

Layer #	Type	Thickness [m]	Depth [m]	Drained at Bottom
1	Strato1_Depositi recenti	8.5	0	No
2	Strato2_Ghiaia sabbioso-limosa	1.5	8.5	No
3	Strato3_Marna argilloso-limosa	10	10	No



Soil Properties

Property	Strato1_Depositi recenti	Strato2_Ghiaia sabbioso-limosa	Strato3_Marna argilloso-limosa
Color			
Unit Weight [kN/m ³]	19	19	20.5
Saturated Unit Weight [kN/m ³]	19	19	20.5
K ₀	0.53	0.4	0.56
Immediate Settlement	Enabled	Enabled	Enabled
Es [kPa]	17500	30000	70000
E _{sur} [kPa]	17500	30000	70000
Primary Consolidation	Enabled	Disabled	Disabled
Material Type	Non-Linear		
C _c	0.19	-	-
C _r	0.03	-	-
e ₀	0.73	-	-
OCR	top	5	-
	bottom	2	-
C _v [m ² /y]	2.7	-	-
C _{vr} [m ² /y]	2.7	-	-
B-bar	1	-	-
Undrained Su A [kN/m ²]	0	0	0
Undrained Su S	0.2	0.2	0.2
Undrained Su m	0.8	0.8	0.8
Piezo Line ID	1	1	1

Groundwater

Groundwater method
Water Unit Weight

Piezometric Lines
9.81 kN/m³

Piezometric Line Entities

ID	Depth (m)
1	3.7 m

Field Point Grid

Number of points 330
Expansion Factor 2

Grid Coordinates

	X [m]	Y [m]
70	120	
70	-40	
-70	-40	
-70	120	

Settle3 Analysis Information

Sez

Project Settings

Document Name	Sez.123_Rilevato_NEW
Date Created	30/06/2022, 10:30:10
Stress Computation Method	Boussinesq
Minimum settlement ratio for subgrade modulus	0.9
Use average properties to calculate layered stresses	
Improve consolidation accuracy	
Ignore negative effective stresses in settlement calculations	

Stage Settings

Stage #	Name
1	Costruzione rilevato
2	Applicazione carico di esercizio

Results

Time taken to compute: 0 seconds

Stage: Costruzione rilevato

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.0694928
Total Consolidation Settlement [m]	0	0
Virgin Consolidation Settlement [m]	0	0
Recompression Consolidation Settlement [m]	0	0
Immediate Settlement [m]	0	0.0694928
Loading Stress ZZ [kPa]	0.000618934	173.751
Loading Stress XX [kPa]	-46.1979	147.729
Loading Stress YY [kPa]	-63.6242	274.868
Effective Stress ZZ [kPa]	0.000618934	319.13
Effective Stress XX [kPa]	-18.3887	260.138
Effective Stress YY [kPa]	-49.289	391.222
Total Stress ZZ [kPa]	0.000618934	510.425
Total Stress XX [kPa]	-18.3887	451.433
Total Stress YY [kPa]	-38.8267	582.517
Modulus of Subgrade Reaction (Total) [kPa/m]	0	0
Modulus of Subgrade Reaction (Immediate) [kPa/m]	0	0
Modulus of Subgrade Reaction (Consolidation) [kPa/m]	0	0
Total Strain	2.09938e-08	0.00579023
Pore Water Pressure [kPa]	0	191.295
Degree of Consolidation [%]	0	0
Pre-consolidation Stress [kPa]	0.47563	319.074
Over-consolidation Ratio	1	1
Void Ratio	0	0
Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0
Undrained Shear Strength	0	3.95541

Stage: Applicazione carico di esercizio

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.0729679
Total Consolidation Settlement [m]	0	0
Virgin Consolidation Settlement [m]	0	0
Recompression Consolidation Settlement [m]	0	0
Immediate Settlement [m]	0	0.0729679
Loading Stress ZZ [kPa]	0.00123972	185.491
Loading Stress XX [kPa]	-45.8221	148.253
Loading Stress YY [kPa]	-62.9222	274.693
Effective Stress ZZ [kPa]	0.00123972	323.244
Effective Stress XX [kPa]	-17.4867	260.399
Effective Stress YY [kPa]	-48.5696	390.954
Total Stress ZZ [kPa]	0.00123972	514.539
Total Stress XX [kPa]	-17.4867	451.694
Total Stress YY [kPa]	-38.0951	582.249
Modulus of Subgrade Reaction (Total) [kPa/m]	0	200.069
Modulus of Subgrade Reaction (Immediate) [kPa/m]	0	200.069
Modulus of Subgrade Reaction (Consolidation) [kPa/m]	0	0
Total Strain	4.18517e-08	0.00618085
Pore Water Pressure [kPa]	0	191.295
Degree of Consolidation [%]	0	0
Pre-consolidation Stress [kPa]	0.476256	323.189
Over-consolidation Ratio	1	1
Void Ratio	0	0
Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0
Undrained Shear Strength	0	4.08246

Loads

1. Rectangular Load: "Carico stradale"

Length	10.2 m
Width	80 m
Rotation angle	0 degrees
Load Type	Flexible
Area of Load	816 m2
Depth	-9.3 m
Installation Stage	Applicazione carico di esercizio

Coordinates and Load

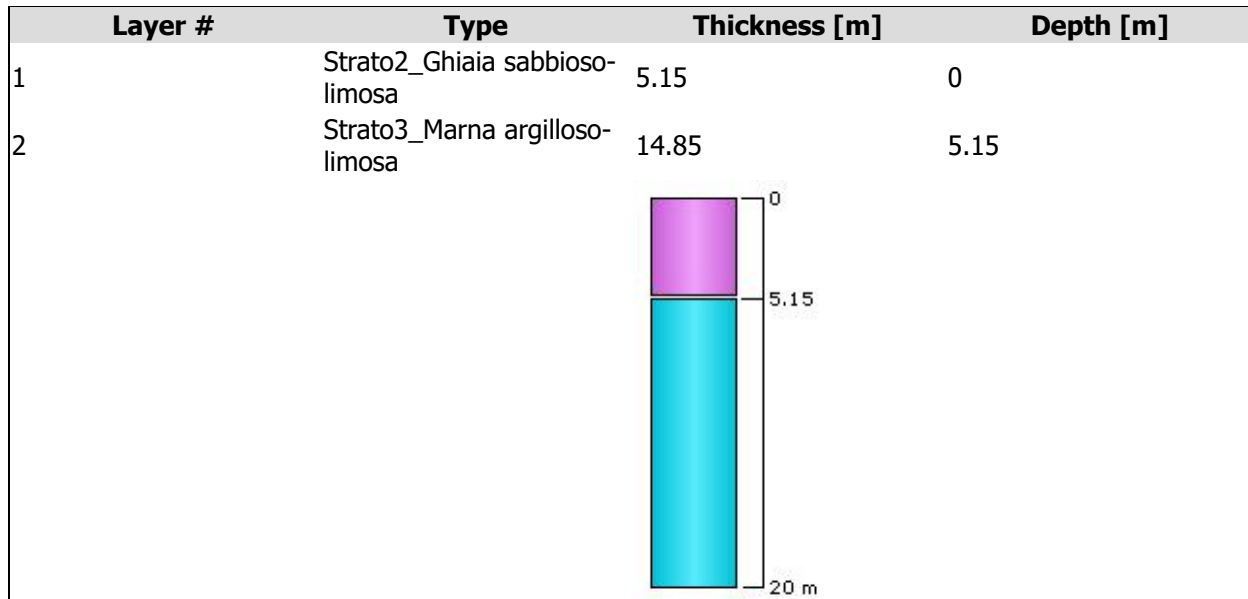
X [m]	Y [m]	Load Magnitude [kPa]
-5.1	1.49214e-13	20
5.1	1.49214e-13	20
5.1	80	20
-5.1	80	20

Embankments



1. Embankment: "Rilevato"

Label	Rilevato						
Center Line	(0, 0) to (0, 80)						
Near End Angle	90 degrees						
Far End Angle	90 degrees						
Number of Layers	2						
Base Width	44.8						
Layer	Stage	Left Bench Width (m)	Left Angle (deg)	Height (m)	Unit Weight (kN/m ³)	Right Angle (deg)	Right Bench Width (m)
1	Costruzione rilevato	0	34	4.3	19	34	0
2	Costruzione rilevato	0	34	5	19	34	0

Soil Layers



Soil Properties

Property	Strato2_Ghiaia sabbioso-limosa	Strato3_Marna argilloso-limosa
Color		
Unit Weight [kN/m3]	19	20.5
Saturated Unit Weight [kN/m3]	19	20.5
K0	0.4	0.56
Immediate Settlement	Enabled	Enabled
Es [kPa]		
top	30000	40000
bottom	-	60000
Esur [kPa]		
top	30000	40000
bottom	-	60000
Undrained Su A [kN/m2]	0	0
Undrained Su S	0.2	0.2
Undrained Su m	0.8	0.8
Piezo Line ID	1	1

Groundwater

Groundwater method
Water Unit Weight

Piezometric Lines
9.81 kN/m³

Piezometric Line Entities

ID	Depth (m)
1	0.5 m

Field Point Grid

Number of points 330
Expansion Factor 2

Grid Coordinates

	X [m]	Y [m]
70	120	
70	-40	
-70	-40	
-70	120	

Settle3D Analysis Information

Project Settings

Document Name: Modello 4_01.s3z
 Date Created: 09/04/2022, 09:22:56
 Stress Computation Method: Boussinesq
 Time-dependent Consolidation Analysis
 Time Units: months
 Permeability Units: meters/year
 Use average properties to calculate layered stresses
 Groundwater method: Water Table
 Water Unit Weight: 9.81 kN/m³
 Depth to water table: 2 [m]

Stage Settings

Stage #	Name	Time [months]
1	Stage 1	0
2	Stage 2	6
3	Stage 3	6
4	Stage 4	12
5	Stage 5	60
6	Stage 6	600

Results

Time taken to compute: 8.24253 seconds

Stage: Stage 1 = 0 mon

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.030751
Consolidation Settlement [m]	0	0
Immediate Settlement [m]	0	0.030751
Secondary Settlement [m]	0	0
Loading Stress [kPa]	0	34.2386
Effective Stress [kPa]	-0	267.303
Total Stress [kPa]	0	516.477
Total Strain	-0	0.0170983
Pore Water Pressure [kPa]	0	249.174
Excess Pore Water Pressure [kPa]	0	0
Degree of Consolidation [%]	0	0
Pre-consolidation Stress [kPa]	0.95	1225.72
Over-consolidation Ratio	1	4.99991
Void Ratio	0	0
Permeability [m/y]	0	0
Coefficient of Consolidation [m ² /y]	0	0

Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0
Average Degree of Consolidation [%]	0	0

Stage: Stage 2 = 6 mon

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.110041
Consolidation Settlement [m]	0	0
Immediate Settlement [m]	0	0.110041
Secondary Settlement [m]	0	0
Loading Stress [kPa]	3.95497e-005	129.036
Effective Stress [kPa]	3.95497e-005	310.378
Total Stress [kPa]	3.95497e-005	559.552
Total Strain	1.43439e-009	0.0642768
Pore Water Pressure [kPa]	0	249.174
Excess Pore Water Pressure [kPa]	0	0
Degree of Consolidation [%]	0	0
Pre-consolidation Stress [kPa]	0.950043	1225.72
Over-consolidation Ratio	1	4.99959
Void Ratio	0	0
Permeability [m/y]	0	0
Coefficient of Consolidation [m ² /y]	0	0
Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0
Average Degree of Consolidation [%]	0	0

Stage: Stage 3 = 6 mon

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.125827
Consolidation Settlement [m]	0	0
Immediate Settlement [m]	0	0.125827
Secondary Settlement [m]	0	0
Loading Stress [kPa]	3.95497e-005	149.036
Effective Stress [kPa]	3.95497e-005	316.476
Total Stress [kPa]	3.95497e-005	565.65
Total Strain	1.4344e-009	0.0742611
Pore Water Pressure [kPa]	0	249.174
Excess Pore Water Pressure [kPa]	0	0
Degree of Consolidation [%]	0	0
Pre-consolidation Stress [kPa]	0.950043	1225.72
Over-consolidation Ratio	1	4.99957
Void Ratio	0	0
Permeability [m/y]	0	0
Coefficient of Consolidation [m ² /y]	0	0
Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0
Average Degree of Consolidation [%]	0	0

Stage: Stage 4 = 12 mon

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.125827

Consolidation Settlement [m]	0	0
Immediate Settlement [m]	0	0.125827
Secondary Settlement [m]	0	0
Loading Stress [kPa]	3.95497e-005	149.036
Effective Stress [kPa]	3.95497e-005	316.476
Total Stress [kPa]	3.95497e-005	565.65
Total Strain	1.4344e-009	0.0742611
Pore Water Pressure [kPa]	0	249.174
Excess Pore Water Pressure [kPa]	0	0
Degree of Consolidation [%]	0	0
Pre-consolidation Stress [kPa]	0.950043	1225.72
Over-consolidation Ratio	1	4.99957
Void Ratio	0	0
Permeability [m/y]	0	0
Coefficient of Consolidation [m ² /y]	0	0
Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0
Average Degree of Consolidation [%]	0	0

Stage: Stage 5 = 60 mon

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.125827
Consolidation Settlement [m]	0	0
Immediate Settlement [m]	0	0.125827
Secondary Settlement [m]	0	0
Loading Stress [kPa]	3.95497e-005	149.036
Effective Stress [kPa]	3.95497e-005	316.476
Total Stress [kPa]	3.95497e-005	565.65
Total Strain	1.4344e-009	0.0742611
Pore Water Pressure [kPa]	0	249.174
Excess Pore Water Pressure [kPa]	0	0
Degree of Consolidation [%]	0	0
Pre-consolidation Stress [kPa]	0.950043	1225.72
Over-consolidation Ratio	1	4.99957
Void Ratio	0	0
Permeability [m/y]	0	0
Coefficient of Consolidation [m ² /y]	0	0
Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0
Average Degree of Consolidation [%]	0	0

Stage: Stage 6 = 600 mon

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.125827
Consolidation Settlement [m]	0	0
Immediate Settlement [m]	0	0.125827
Secondary Settlement [m]	0	0
Loading Stress [kPa]	3.95497e-005	149.036
Effective Stress [kPa]	3.95497e-005	316.476
Total Stress [kPa]	3.95497e-005	565.65
Total Strain	1.4344e-009	0.0742611

Pore Water Pressure [kPa]	0	249.174
Excess Pore Water Pressure [kPa]	0	0
Degree of Consolidation [%]	0	0
Pre-consolidation Stress [kPa]	0.950043	1225.72
Over-consolidation Ratio	1	4.99957
Void Ratio	0	0
Permeability [m/y]	0	0
Coefficient of Consolidation [m ² /y]	0	0
Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0
Average Degree of Consolidation [%]	0	0

Loads

1. Rectangular Load

Length: 14 m
 Width: 100 m
 Rotation angle: 0 degrees
 Load Type: Flexible
 Area of Load: 1400 m²
 Load: 20 kPa
 Depth: 0 m
 Installation Stage: Stage 3 = 6 mon

Coordinates

X [m]	Y [m]
-7	-1.42109e-014
7	-1.42109e-014
7	100
-7	100

Embankments

1. Embankment

Center Line: (0, 0) to (0, 100)
 Number of Layers: 2
 Near End Angle: 90 degrees
 Far End Angle: 90 degrees
 Base Width: 38.8

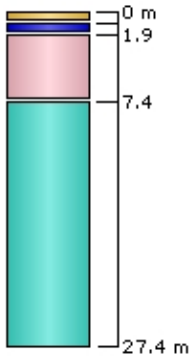
Layer	Stage	Left Bench Width (m)	Left Angle (deg)	Height (m)	Unit Weight (kN/m ³)	Right Angle (deg)	Right Bench Width (m)
1	Stage 1 = 0 mon	0	33.7	1.8	19	33.7	0
2	Stage 2 = 6 mon	1	33.7	5	19	33.7	1

Soil Layers

Layer #	Type	Thickness [m]	Depth [m]	Drained at Bottom
1	Scotico/bonifica	1	0	No

2	RS	0.9	1	No
3	Unità 2	5.5	1.9	No
4	Unità 3	20	7.4	No

Ground Surface Drained: Yes



Soil Properties

Property	Unità 2	Unità 3	Scotico/bonifica	RS
Color				
Unit Weight [kN/m ³]	20	20.5	19	18
Saturated Unit Weight [kN/m ³]	18	18	18	18
Immediate Settlement	Enabled	Enabled	Enabled	Enabled
Es [kPa]	30000	70000	30000	2000
Esur [kPa]	45000	105000	45000	3000

Query Points

Point #	(X,Y) Location	Number of Divisions
1	0, 50	Auto: 59
2	20.25, 50.2821	Auto: 59

Query Lines

Line #	Start Location	End Location	Horizontal Divisions	Vertical Divisions
1	-45.681, 49.557	49.101, 49.557	20	Auto: 59

Field Point Grid

Number of points: 294
Expansion Factor: 2

Grid Coordinates

X [m]	Y [m]
69.4	150
69.4	-50

-69.4	-50
-69.4	150

1 Vertical Stresses underneath Rectangular Footings due to Uniform Loading

1.1 Problem description

This problem verifies the vertical stresses beneath rectangular footing of a length of L and a width of B . The model geometry and the locations of points of interests are shown in Figure 1.1. The footing is subjected to a uniform loading (q) of 1 kPa. Three footings were considered in this verification with the different L/B ratio of:

- Case 1: $L/B = 1$ where, $B = 1$ m
- Case 2: $L/B = 2$
- Case 3: $L/B = 4$

The vertical stress results are compared to analytical solution, the integration of Boussinesq equation over the rectangle, for each case.

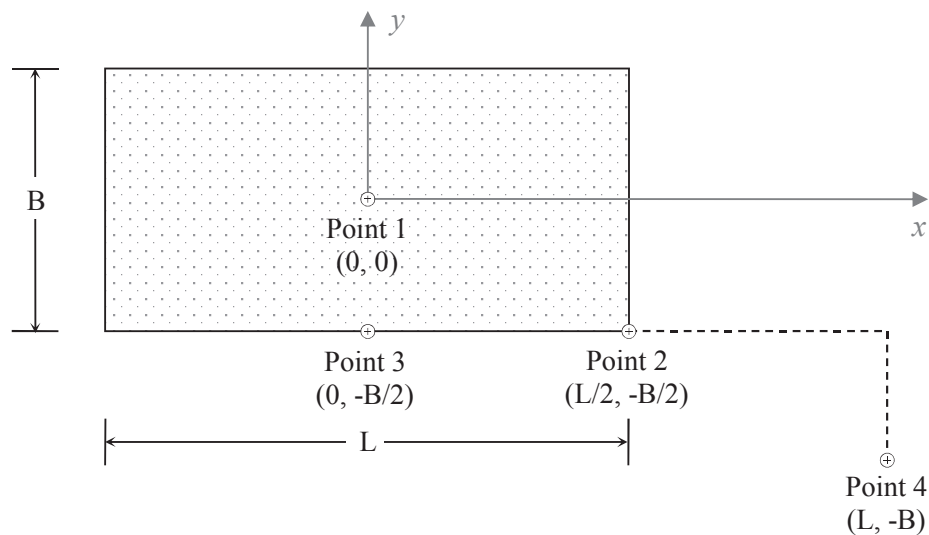


Figure 1.1 – Model Geometry & Points of Interest Locations

1.2 Closed Form Solution

Rectangle is a common geometry for footings. Vertical stress profile for this type of footings can be obtained analytically by integrating the Boussinesq equation over the rectangular domain. The integration version which is most widely used is that of Newmark:

$$\sigma_z = q \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2MN \sqrt{V}}{V + V_1} \frac{V+1}{V} + \tan^{-1} \left(\frac{2MN \sqrt{V}}{V - V_1} \right) \right]$$

where

$$M = \frac{B}{z}$$

$$N = \frac{L}{z}$$

$$V = M^2 + N^2 + 1$$

$$V_1 = (MN)^2$$

and when $V_1 > V$ the \tan^{-1} term will become negative and π needs to be added (Bowles, 1996).

1.3 Results and Discussion

Figures 1.2, 1.3, 1.4, and 1.5 show vertical stress profiles at Point 1, Point 2, Point 3, and Point 4, respectively, given by *Settle3D* compared to the analytical solutions.

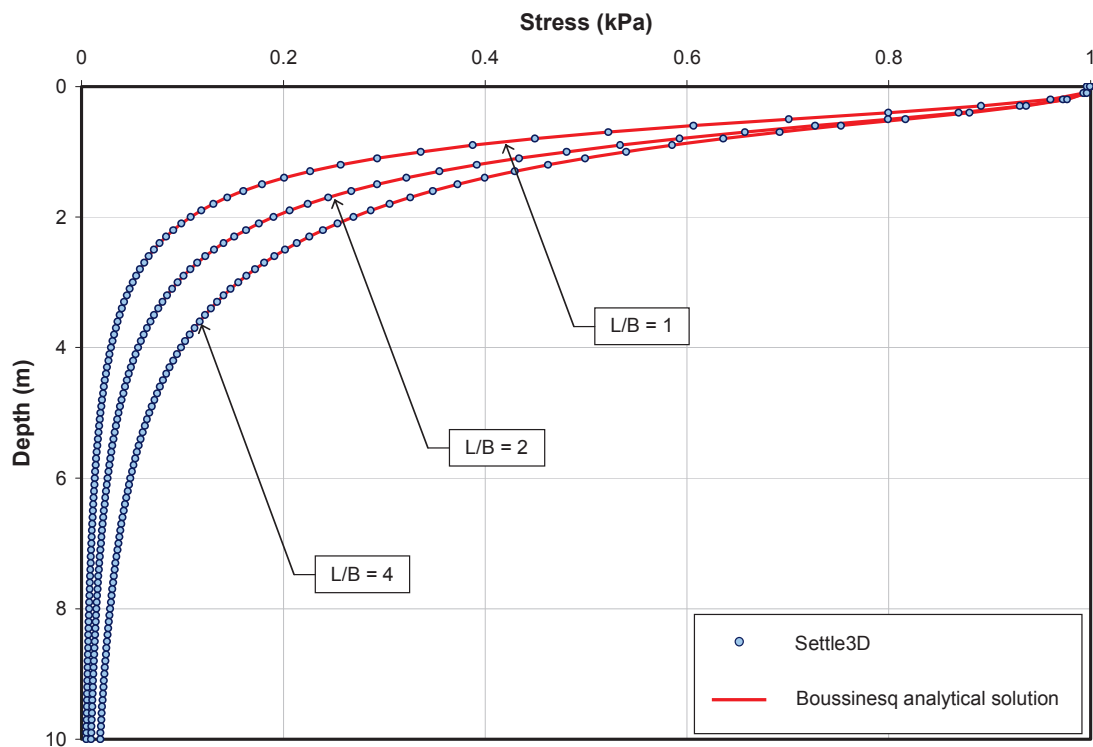


Fig. 1.2 Vertical Stress Profile at Point 1

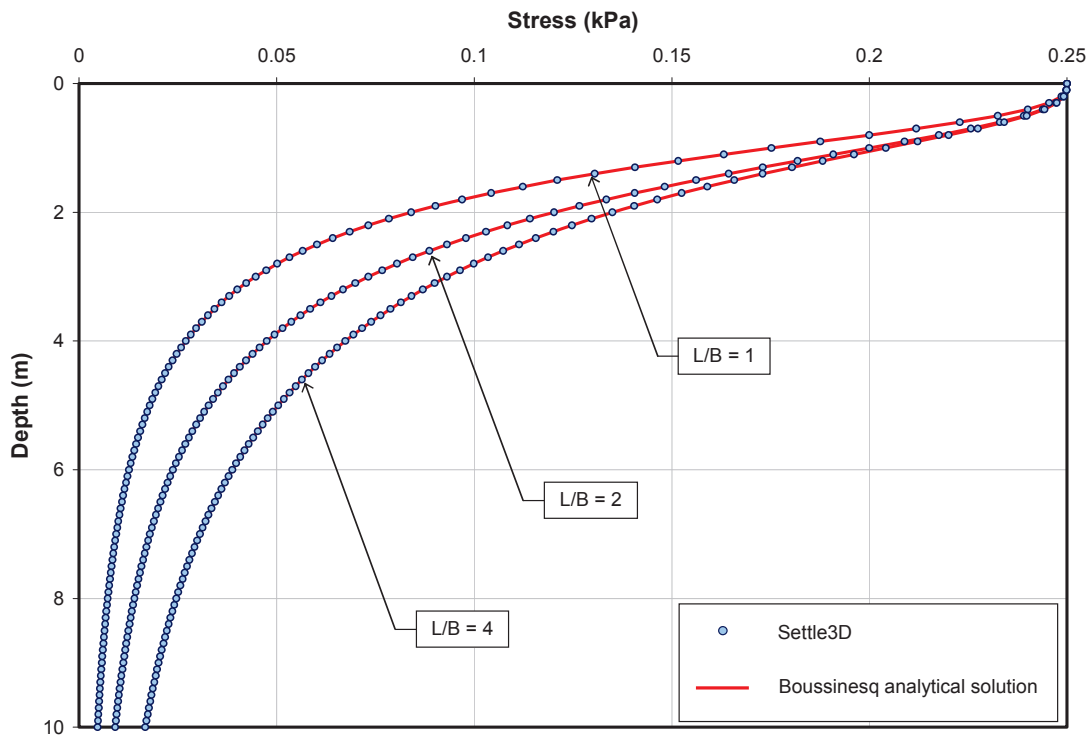


Fig. 1.3 Vertical Stress Profile at Point 2

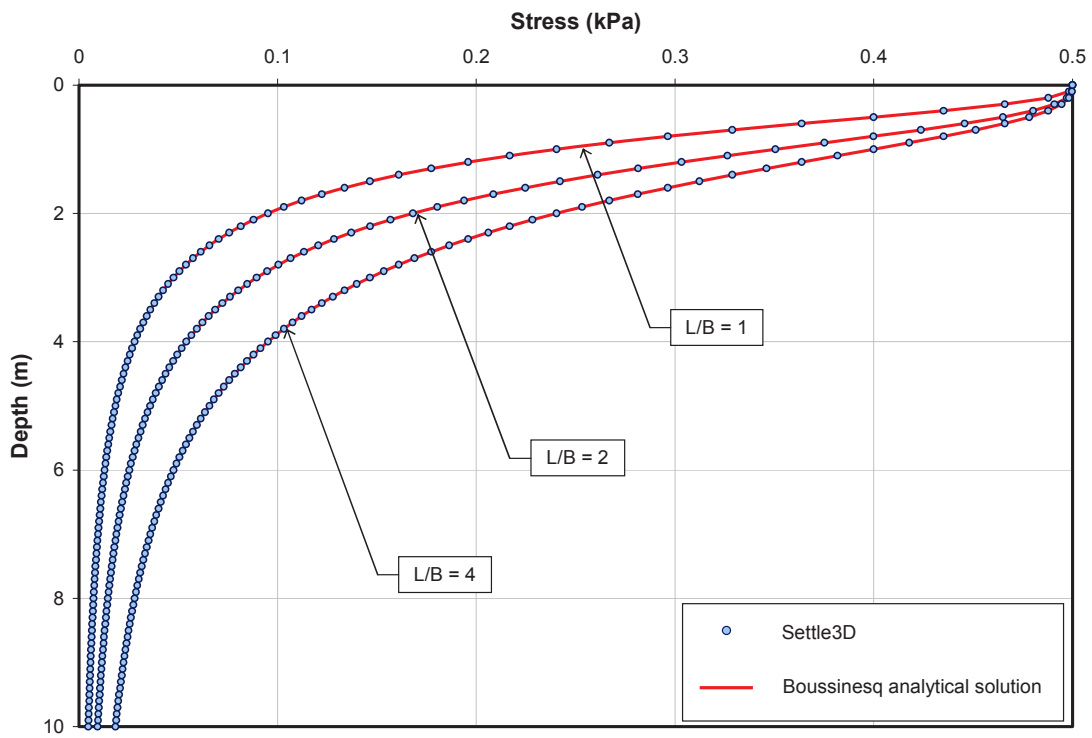


Fig. 1.4 Vertical Stress Profile at Point 3

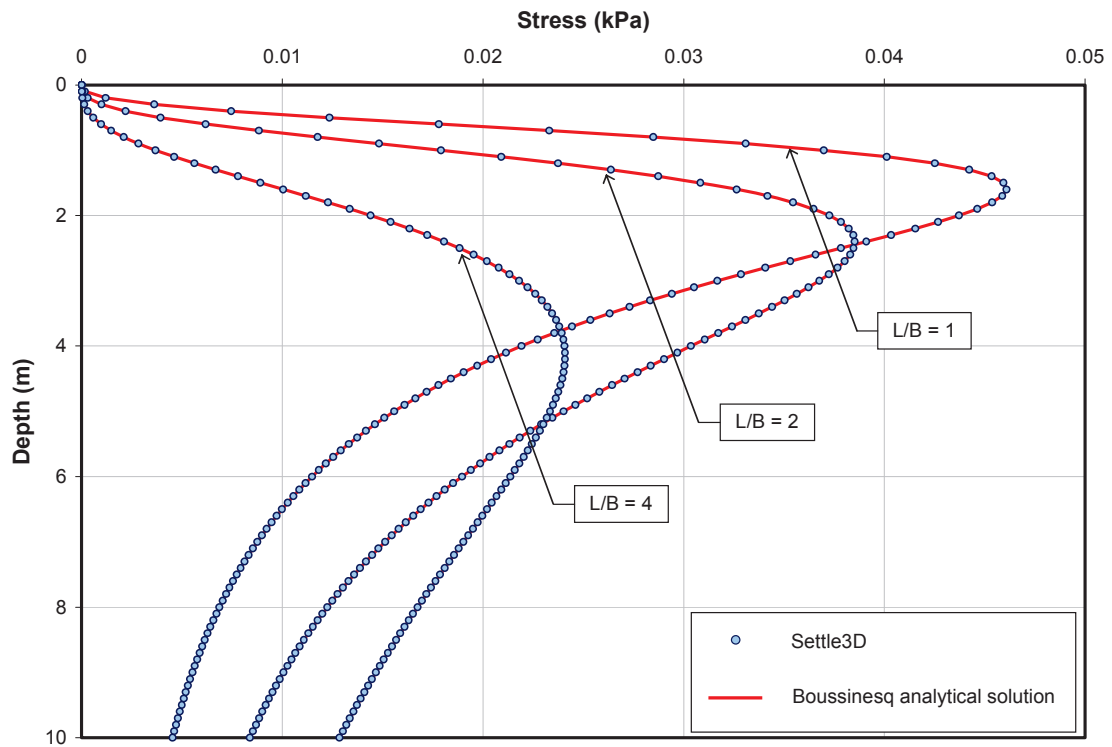


Fig. 1.5 Vertical Stress Profile at Point 4

1.4 References

1. H. G. Poulos and E. H. Davis (1974), *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, New York: John Wiley & Sons.
2. J. E. Bowles (1996), *Foundation Analysis and Design*, 5th Ed., New York: McGraw-Hill.