

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA–BARI–TARANTO
 TRATTO: BOLOGNA S.LAZZARO – NUOVO SVINCOLO DI PONTE RIZZOLI

NUOVA STAZIONE DI PONTE RIZZOLI
 E
 REALIZZAZIONE DELLA COMPLANARE NORD

PROGETTO DEFINITIVO


DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N.20155 RESPONSABILE GEOTECNICA ALL'APERTO	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Federica Ferrari Ord. Ingg. Milano N. 21082	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496 PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI
---	---	--

CODICE IDENTIFICATIVO																	Ordinatore:													
RIFERIMENTO PROGETTO					RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO						00													
Codice	Commessa	Lotto, Sub-Cod.	Sub-Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA			Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.															
1	1	1	4	3	9	0	0	0	1	P	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	SCALA: --

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER: Ing. Federica Ferrari Ord. Ingg. Milano N. 21082		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE		
					n.	data	
					0	GENNAIO 2017	
					1	--	
					2	--	
REDDATTO:		-		VERIFICATO:		-	
				3	--		
				4	--		

VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Antonio Procopio	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
---	---

I N D I C E

1.	PREMESSA.....	5
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2.1	Normative e raccomandazioni.....	6
2.2	Indagini geognostiche in sito e di laboratorio	7
2.2.1	Pregresse	7
2.2.2	Progetto preliminare 4° corsia Bologna San Lazzaro–Dir. Ravenna	8
2.2.3	Progetto definitivo 4° corsia Bologna San Lazzaro–Dir. Ravenna	8
2.3	Bibliografia.....	8
3.	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	11
3.1	Indagini pregresse – Indagini di sito.....	11
3.1.1	Sondaggi	11
3.1.2	Prove penetrometriche.....	13
3.1.3	Pozzetti esplorativi.....	14
3.2	Indagini progetto definitivo 4° corsia dinamica – Indagini di sito.....	15
3.2.1	Sondaggi	15
3.2.2	Pozzetti esplorativi.....	16
4.	QUADRO PROGETTUALE.....	17
4.1	Aspetti geologici.....	17
4.2	Aspetti geomorfologici.....	18
4.3	Sismicità dell'area.....	19
5.	CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E IDROLOGICHE/IDROGEOLOGICHE	22
6.	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	28
6.1	Generalità	28
6.2	Materiali a grana grossa (prevalentemente costituiti da sabbie e ghiaie)	30
6.2.1	Premessa	30
6.2.2	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	30
6.2.3	Angolo di resistenza al taglio	35
6.2.4	Caratteristiche di deformabilità.....	37

6.2.5	Coefficienti di permeabilità.....	43
6.3	Materiali a grana fine	44
6.3.1	Premessa	44
6.3.2	Classificazione.....	44
6.3.3	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	47
6.3.4	Resistenza al taglio non drenata.....	51
6.3.5	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	52
6.3.6	Caratteristiche di deformabilità.....	52
6.3.7	Coefficienti di permeabilità.....	56
7.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	57
7.1	Premessa	57
7.2	Zona omogenea 1.....	58
7.2.1	Terreni coesivi – Unità 1 e 2	59
7.2.2	Terreni incoerenti – Unità 3 e 4.....	67
7.3	Zona omogenea 2.....	71
7.3.1	Terreni coesivi – Unità 1 e 2 (profondità < 8.0 m)	72
7.3.2	Terreni incoerenti – Unità 2 (profondità > 12.0 m) e 4.....	75
7.4	Zona omogenea 3.....	78
7.4.1	Terreni coesivi – Unità 1 e 2 (profondità < 5.0 m)	79
7.4.2	Terreni incoerenti – Unità 2 (profondità > 17.0 m) e 4.....	87
7.5	Zona omogenea 4.....	90
7.5.1	Terreni coesivi – Unità 1 e 2	91
7.5.2	Terreni incoerenti – Unità 4.....	100
8.	PROPRIETÀ geotecniche DELLE UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE.....	104
8.1	Zona omogenea 1.....	104
8.2	Zona omogenea 2.....	108
8.3	Zona omogenea 3.....	112
8.4	Zona omogenea 4.....	116
9.	OPERE D'ARTE	119
10.	Analisi del potenziale di liquefazione.....	120

10.1	Generalità	120
10.2	Definizione della magnitudo	121
10.3	Verifiche a liquefazione	122
11.	VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI E DELLE TRINCEE	123
11.1	Premessa	123
11.2	Parametri geotecnici di riferimento	128
11.3	Asse complanare - Sezioni tipo di analisi	129
11.4	Asse complanare - Risultati	129
11.5	Svincoli - Sezioni tipo di analisi	135
11.6	Svincoli - Risultati	135
12.	CEDIMENTI DEI RILEVATI – Asse complanare	139
12.1	Programma di calcolo per la valutazione dei cedimenti	139
12.2	Sezioni e stratigrafia di calcolo di riferimento	143
12.3	Parametri geotecnici di input	144
12.4	Descrizione delle fasi di calcolo – Modello Plaxis	145
12.5	Risultati	146
13.	CEDIMENTI DEI RILEVATI – Rilevati di nuova costruzione	148
13.1	Metodo di calcolo	148
13.2	Risultati	148
14.	BONIFICA DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI	151
14.1	Criteri per la definizione degli spessori di bonifica al di sotto dei rilevati	151
14.2	Spessore della bonifica	153
APPENDICE 1:		154
APPENDICE 2:		197
APPENDICE 3:		208
APPENDICE 4:		245
APPENDICE 5:		287
APPENDICE 6:		291
ALLEGATO 1: TABULATI DI CALCOLO CODICE SLIDE		296

14.3	Rilevato H=4.00m – Stabilità locale – Statico.....	296
14.4	Rilevato H=4.00m – Stabilità locale – Sisma+.....	298
14.5	Rilevato H=4.00m – Stabilità locale – Sisma-.....	300
14.6	Rilevato H=4.00m – Stabilità globale – Statico.....	302
14.7	Rilevato H=4.00m – Stabilità globale – Sisma+	304
14.8	Rilevato H=4.00m – Stabilità globale – Sisma-	306
14.9	Trincea –Statico.....	308
14.10	Trincea – Sisma+.....	309
14.11	Trincea – Sisma-.....	311
14.12	Rilevato H=8.00m – Stabilità locale – Statico.....	313
14.13	Rilevato H=8.00m – Stabilità locale – Sisma+.....	315
14.14	Rilevato H=8.00m – Stabilità locale – Sisma-.....	317
14.15	Rilevato H=8.00m – Stabilità globale – Statico.....	319
14.16	Rilevato H=8.00m – Stabilità globale – Sisma+	321
14.17	Rilevato H=8.00m – Stabilità globale – Sisma-	323
ALLEGATO 2: TABULATI DI CALCOLO CODICE PLAXIS.....		325

1. PREMESSA

La presente "*Relazione Geotecnica*" viene redatta a supporto del progetto definitivo per la realizzazione della "*Complanare Nord*" lungo l'autostrada A14 Bologna–Bari–Taranto "Adriatica", nel tratto compreso tra *Bologna San Lazzaro* e la località "*Ponte Rizzoli*".

La fascia di territorio interessata dal progetto è ubicata a sud-est del capoluogo emiliano, ricade nella provincia di Bologna ed interessa i seguenti comuni:

- San Lazzaro di Savena;
- Ozzano dell'Emilia;

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nella stesura della presente relazione si è fatto riferimento alla seguente documentazione:

2.1 Normative e raccomandazioni

- D.M. 14.01.2008, "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circ. Min. II.TT. 02.02.2009, n. 617, "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14.01.2008";
- EN 1997 Eurocodice 7 "Geotechnical Design"
 - Part 1: General rules
 - Part 2: Standards for laboratory testing
 - Part 3: Standards for field testing.
- ASTM D4253 "Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table".
- ASTM D4254 "Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density".
- ASTM D1557 "Test method for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort".
- CNR UNI 10006 "Costruzione e manutenzione delle strade – Tecnica di impiego delle terre".
- CNR n. 36 "Stabilizzazione delle terre con calce".
- CNR B.U., anno XXVI, n° 146 "Determinazione dei moduli di deformabilità Md e Md' mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare.

2.2 Indagini geognostiche in sito e di laboratorio

2.2.1 *Pregresse*

1. *PRG Comune di Imola e Castel San Pietro.*

2. *Progettazione prolungamento Complanare di Bologna.*

Indagini geognostiche in sito eseguite dall'impresa Geotest di Roma (1989).

Indagini geognostiche di laboratorio effettuate da Studio Geotecnico Italiano srl (1989).

3. *Progettazione prolungamento Complanare di Bologna.*

Indagini geognostiche in sito eseguite dall'impresa Geotrivell di Teramo (1996).

Indagini geognostiche di laboratorio effettuate dall'impresa Geotrivell di Teramo (1996).

4. *Progettazione ampliamento alla III corsia, A14 Bologna – Bari – Taranto "Adriatica", tratto Bologna San Lazzaro – Osteria Grande.*

Indagini geognostiche in sito eseguite dalla Tecnosol Società Geotecnica Italiana di Roma (1984).

5. *Progettazione ampliamento alla III corsia, A14 Bologna – Bari – Taranto "Adriatica", tratto Osteria Grande – Imola.*

Indagini geognostiche in sito eseguite dalla Geotecnica Edilpali di Bologna (1986).

6. *Progettazione costruttiva ampliamento alla III corsia, A14 Bologna – Bari – Taranto "Adriatica", tratto Bologna San Lazzaro – Imola.*

Indagini geognostiche in sito eseguite dalla Geotecnica Edilpali di Bologna (1988).

7. *Progettazione Aree di Servizio "Sillaro Est" e "Sillaro Ovest".*

Indagini geognostiche in sito eseguite dalla Geo-tecnica srl di Bologna (1992).

8. *Progettazione Aree di Servizio "Sillaro Est".*

Indagini geognostiche in sito eseguite da Methodo srl di Ancona (2003).

Indagini geognostiche di laboratorio effettuate da Methodo srl di Ancona (2003).

9. *Progettazione Aree di Servizio "Sillaro Est" e "Sillaro Ovest".*

Indagini geognostiche in sito eseguite da Petroltecnica di Rimini (2004).

2.2.2 Progetto preliminare 4° corsia Bologna San Lazzaro–Dir. Ravenna

- Indagini geognostiche in sito eseguite nell'anno 2009 dalla società Geoemme2 di Rimini.
- Prove geotecniche di laboratorio effettuate nell'anno 2009 dalla società Geo-studi srl di Pomezia (Roma).

2.2.3 Progetto definitivo 4° corsia Bologna San Lazzaro–Dir. Ravenna

- Indagini geognostiche in sito eseguite nell'anno 2010 dalla Sonedile srl di Teramo.
- Prove geotecniche di laboratorio effettuate nell'anno 2010-2011 da Elletipi srl di Ferrara e C.G.G. Geotechnical Analysis srl di Ponte Ronca (BO).

2.3 Bibliografia

- Associazione Geotecnica Italiana (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica", Patron Editore, Bologna.
- Cestari F. (1996) "Prove geotecniche in sito", II edizione, ed. GEO-GRAPH s.n.c., Segrate.
- Colombo P., Colleselli F. (1996) "Elementi di geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna.
- Lancellotta R. (1993) "Geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna.
- Raviolo P.L. (1993) "Il laboratorio geotecnico, Procedure di prova, Elaborazione, Acquisizione dati", ed. Controls, Milano.
- Poulos H.G., Davis E.H. (1974) "Elastic solutions for soil and rock mechanics", ed. John Wiley & Sons, Inc..
- Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) "Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT" Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12th Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.
- Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema.
- Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.

- Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" Géotechnique 40, n° 3, pag. 329.
- Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" Soils and Foundations, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
- 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.
- Jamiolkowski, M., Lo Presti, D.C.F. and Garizio, G.M. (2001). "Correlation between Relative Density and Cone Resistance for Silica Sands". Jubilee Volume 75th Anniversary of K. Terzaghi's. Erdbaumechanik Wien, Edit. H. Brandl.
- Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14th Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
- Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice" Blackie Academic and Professional, London.
- Mayne P.W., Rix G.J. (1993) "Gmax - Qc relationship for clays" Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, vol.16, n°1, pp. 54-60.
- Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- Rix, G.J. and Stokoe, K.H. (1992). "Correlation of initial tangent modulus and cone resistance". Proc. of the International Symposium on Calibration Chamber Testing, Potsdam, N.Y. Edit. Elsevier.
- Robertson P.K., Campanella R.G., Wightman A. (1983) "SPT-CPT Correlations" Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, Vol. 109.
- Robertson P.K., Campanella R.G. (1984) "Guidelines for use and interpretation of the electric cone penetration tests" Soil Mech. Series n° 69, Department of Civil Engineering, University of British Columbia.
- Robertson P.K., Campanella R.C. (1986) "Guidelines for use, interpretation and application of the CPT and CPTU" Soil Mechanics Series 105, Department of Civil Eng., Univ. Of British Columbia, Vancouver.

- Robertson P.K., Campanella R.G., Gillespie D., Greig J. (1986) "The interpretation of Begemann friction jacket cone results to give soil types and design parameters" Proc. VII ECSMFE, Brighton (U.K.).
- Robertson, P.K. (1990). "Soil Classification using the Cone Penetration Test". Canadian Geotechnical Journal, n° 1.
- 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.

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

3.1 Indagini pregresse – Indagini di sito

3.1.1 *Sondaggi*

Nella tabella seguente sono riportate i sondaggi delle campagne pregresse utilizzati per la caratterizzazione geotecnica.

Sigla	Campagna	Pk [km]	Quota [m s.l.m.]	Tipo	L [m]	C.I.	C.R.	Prove in foro			Strum.
								SPT	F	P	
S38*	3ª corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro- Osteria Grande"	22+320	53.40	C.C.	50.0	-	-	14	-	-	-
S1	Complanare di Bologna 1996 - GEOTRIVELL	22+416	52.00	C.C.	50.0	2	-	8	-	-	CC (20.0)
S2	Complanare di Bologna 1996 - GEOTRIVELL	22+500	52.15	C.C.	50.0	-	-	7	-	4	CC (15.0)
S3	Complanare di Bologna 1989 - GEOTRIVELL	22+542	52.55	C.C.	50.0	5	-	2	-	-	CC (47.5)
S4	Complanare di Bologna 1996 - GEOTRIVELL	22+695	52.52	C.C.	25.5	1	-	2	-	2	-
S5	Complanare di Bologna 1996 - GEOTRIVELL	22+810	52.50	C.C.	50.0	2	-	9	-	-	CC (14.8)
S1*	3ª corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro- Osteria Grande"	23+109	48.20	C.C.	20.1	-	-	6	-	-	CC (13.5)
S6	Complanare di Bologna 1996 - GEOTRIVELL	23+239	47.65	C.C.	20.0	1	-	-	-	-	CC (15.0)
S2*	3ª corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro- Osteria Grande"	23+326	47.30	C.C.	35.0	-	-	10	-	-	-
S40*	3ª corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro- Osteria Grande"	23+381	40.00	C.C.	40.0	-	-	12	-	-	-
S3*	3ª corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro- Osteria Grande"	23+434	44.20	C.C.	35.0	-	-	10	-	-	-
S7	Complanare di Bologna 1996 - GEOTRIVELL	23+527	46.15	C.C.	20.0	2	-	-	-	-	CC (11.5)
S4*	3ª corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro- Osteria Grande"	24+226	56.00	C.C.	50.0	-	-	11	-	-	CC (14.5)

Sigla	Campagna	Pk [km]	Quota [m s.l.m.]	Tipo	L [m]	C.I.	C.R.	Prove in foro			Strum.
								SPT	F	P	
	Grande"										
S42*	3 ^a corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro- Osteria Grande"	24+838	54.80	C.C.	38.0	-	-	9	-	-	-
S6*	3 ^a corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro- Osteria Grande"	25+513	50.90	C.C.	25.0	-	-	6	-	-	CC (23.8)
S7*	3 ^a corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro- Osteria Grande"	26+199	48.70	C.C.	35.0	-	-	10	-	-	-
S8	Complanare di Bologna 1996 - GEOTRIVELL	26+839	43.51	C.C.	20.0	2	-	-	-	-	CC (18.8)
S8*	3 ^a corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro- Osteria Grande"	27+335	45.50	C.C.	35.0	-	-	9	-	-	CC (27.0)
S9	Complanare di Bologna 1996 - GEOTRIVELL	27+993	46.20	C.C.	20.0	2	-	1	-	-	CC (13.5)
S9*	3 ^a corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro- Osteria Grande"	28+075	43.20	C.C.	20.0	-	-	6	-	-	CC (14.0)
S10	Complanare di Bologna 1996 - GEOTRIVELL	28+261	43.65	C.C.	20.0	2	-	-	-	-	CC (15.0)
S45*	3 ^a corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro- Osteria Grande"	28+748	43.90	C.C.	42.0	-	-	13	-	-	-
S11*	3 ^a corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro- Osteria Grande"	28+794	44.30	C.C.	35.0	-	-	9	-	-	-

Caratteristiche sondaggio:

- C.C. = perforazione a carotaggio continuo
- D.N. = perforazione a distruzione di nucleo
- L = profondità in metri da piano campagna

Campioni:

- C.I. = n. di campioni indisturbati per i quali sono disponibili indagini di laboratorio
- C.R. = n. di campioni rimaneggiati per i quali sono disponibili indagini di laboratorio

Prove in foro:

- S.P.T. = n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio
- F = Prova Lefranc
- P = Prova pressiometrica

Strumentazione:

- T.A. = Tubo aperto (con indicazione dell'intervallo filtrante da sommità sondaggio in metri)
- C.C. = cella piezometrica Casagrande (con indicazione delle profondità da sommità sondaggio in metri)

Sigla	Campagna	Pk [km]	Quota [m s.l.m.]	Tipo	L [m]	C.I.	C.R.	Prove in foro			Strum.
								SPT	F	P	
<ul style="list-style-type: none"> CH = prova Cross Hole 											

3.1.2 Prove penetrometriche

Nella tabella seguente sono riportate le prove penetrometriche delle campagne pregresse utilizzate per la caratterizzazione geotecnica.

Sigla	Campagna	Pk [km]	Quota [m s.l.m.]	L [m]
CPT5/96	Complanare di Bologna	22+624	52.50	20.0
CPT34*	3 ^a corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro-Osteria Grande"	23+109	48.20	40.0
CPT9*	3 ^a corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro-Osteria Grande"	23+139	48.20	3.0
CPT6/96	Complanare di Bologna	23+246	47.65	20.0
CPT36*	3 ^a corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro-Osteria Grande"	23+428	44.20	40.0
CPT7/96	Complanare di Bologna	23+533	46.15	20.0
CPT8*	3 ^a corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro-Osteria Grande"	27+583	44.80	20.0
CPT7*	3 ^a corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro-Osteria Grande"	27+849	44.40	20.0
CPT2*	3 ^a corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro-Osteria Grande"	28+060	43.60	10.0
CPT10/96	Complanare di Bologna	28+261	43.65	15.0
CPT1*	3 ^a corsia A14 Tratto: "Bo S. Lazzaro-Osteria Grande"	28+331	43.40	15.0

3.1.3 Pozzetti esplorativi

Nella tabella seguente sono riportati i pozzetti esplorativi delle campagne pregresse utilizzate per la caratterizzazione geotecnica.

POZZETTO	INDAGINE	CARREGGIATA	Pk	H _{VEGETALE} (m)	PP _{NATURALE} (kPa)	VT _{NATURALE} (kPa)	PIASTRA		
							z (m)	M ₁₀₀₋₁₅₀ (MPa)	M ₁₅₀₋₂₀₀ (MPa)
P01	1996 - GEOTRIVELL	N	22+850	1.00	500	60	0.5	21.6	11.8
P02		S	22+500	0.80	350	60	0.5	27.0	17.6
P03		S	22+750	0.80	250	70	0.4	8.4	5.5
P04		S	22+950	0.70	220	30	0.4	8.7	5.7
P05		N	23+750	0.40	250	60	0.4	19.3	18.3
P06		S	23+650	1.10	280	60	0.5	40.0	37.5
P07		N	24+500	0.50	500	40	0.5	12.6	10.3
P08		N	24+700	0.40	320	60	0.5	14.2	10.5
P09		S	24+950	0.70	380	50	0.8	31.9	62.5
P10		S	25+250	0.60	FS	FS	0.4	9.4	7.4
P11		N	25+700	0.70	350	40	0.5	17.4	10.5
P12		S	25+900	0.60			0.5	19.6	14.0
P13		N	26+350	0.60	450	60	0.8	17.0	16.3
P14		S	26+550	0.70	600	FS	0.9	61.0	53.0
P15		S	26+950	1.10	400	FS	1.5	31.2	28.3
P16		N	27+150	0.40	350	80	0.6	12.9	8.0
P17		N	27+450	0.50	180	60	0.5	10.9	8.1
P18		S	28+550	0.40	180	70	0.5	5.8	3.5
P20		N	29+000	0.70	200	60	0.5	12.1	5.6
P21		S	29+000	0.80	200	50	0.5	13.0	6.4

3.2 Indagini progetto definitivo 4° corsia dinamica – Indagini di sito

3.2.1 *Sondaggi*

Nella tabella seguente sono riportati i sondaggi della campagna di progetto definitivo utilizzati per la caratterizzazione geotecnica.

Sigla	Campagna	Pk [km]	Quota [m s.l.m.]	Tipo	L [m]	C.I.	C.R.	Prove in foro			Strument.
								S.P.T.	F	P	
S-B1	4^ Cosia A14 Tratto: "Osteria Grande-Diramazione Ravenna"	24+006	53.88	C.C.	35.0	3	-	17	-	-	CC (11.5) CC (31.5)
S-B2	4^ Cosia A14 Tratto: "Osteria Grande-Diramazione Ravenna"	27+900	43.13	C.C.	35.0	4	-	13	2	2	CC (16.5) CC (33.5)

Caratteristiche sondaggio:

- C.C. = perforazione a carotaggio continuo
- D.N. = perforazione a distruzione di nucleo
- L = profondità in metri da piano campagna

Campioni:

- C.I. = n. di campioni indisturbati per i quali sono disponibili indagini di laboratorio
- C.R. = n. di campioni rimaneggiati per i quali sono disponibili indagini di laboratorio

Prove in foro:

- S.P.T. = n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio
- F = Prova Lefranc
- P = Prova pressiometrica

Strumentazione:

- T.A. = Tubo aperto (con indicazione dell'intervallo filtrante da sommità sondaggio in metri)
- C.C. = cella piezometrica Casagrande (con indicazione delle profondità da sommità sondaggio in metri)

CH = prova Cross Hole

3.2.2 Pozzetti esplorativi

Nella tabella seguente sono riportate i pozzetti esplorativi della campagna di progetto definitivo utilizzate per la caratterizzazione geotecnica.

Tabella 3-1: Indagini progetto definitivo – Pozzetti esplorativi.

Sigla	Campagna	Pk [km]	Quota [m s.l.m.]	L [m]	Prova PLT [m]
PZ-B1	4^ Cosia A14 Tratto: "Osteria Grande- Diramazione Ravenna	23+923	52.91	3.85	-

L = profondità in metri da piano campagna
Prova PLT = profondità prova di carico su piastra in metri da piano campagna

4. QUADRO PROGETTUALE

4.1 Aspetti geologici

La zona oggetto di studio è situata all'interno dell'ampio bacino sedimentario padano, al bordo settentrionale del Sistema Appenninico.

L'area di pianura è rappresentata da una geosinclinale subsidente (bacino Perisutturale Padano), colmata da materiali alluvionali che hanno ricoperto le argille marine di ambiente costiero che fungono da substrato, fino a raggiungere spessori complessivi anche di 300-400 m.

In particolare, i depositi di colmamento più recenti sono stati prodotti principalmente dall'attività deposizionale del sistema fluvio - deltizio padano con alimentazione assiale vergente verso est, e dai sistemi fluviali appenninici ad alimentazione trasversale da sud; difatti questi sedimenti pleistocenico – olocenici presentano caratteristiche deposizionali e geometriche notevolmente complesse, correlabili a deposizione e successiva erosione di depositi fluviali, attualmente terrazzati, la cui formazione è legata alla continua variazione dei livelli fluviali.

Il riempimento del bacino marino ed il passaggio alla sedimentazione continentale non avvengono in maniera continua e progressiva, ma sono il risultato di eventi tettonico - sedimentari "parossistici", separati nel tempo da periodi di forte subsidenza bacinale e movimenti ridotti delle strutture compressive.

Questo fatto è testimoniato dalle numerose superfici di discontinuità stratigrafica riconosciute e cartografate sul Margine Appenninico Padano.

Sulla base delle superfici di discontinuità affioranti sul margine appenninico e sulla base dell'estensione di tali discontinuità nel sottosuolo della pianura (dati sismici e di pozzo), dal punto di vista gerarchico si distinguono 3 Sequenze Principali (Supersistemi) denominate Supersistema del Pliocene medio – superiore, Supersistema del Quaternario Marino (che in realtà comincia nel Pliocene superiore) e Supersistema del Quaternario Continentale (emiliano - romagnolo), nella cui porzione più sommitale, rappresentata dal sub sistema Ravenna (sigla AES8) e dall'Unità di Modena (AES8a), si collocano i depositi alluvionali affioranti nell'area interessata dall'infrastruttura autostradale.

Si tratta di depositi alluvionali costituiti nei settori intravallivi da ghiaie prevalenti passanti a sabbie e limi organizzate in diversi ordini di terrazzi alluvionali, mentre negli sbocchi vallivi e nella piana alluvionale comprende ghiaie, sabbie, limi ed argille.

Per una descrizione di maggiore dettaglio in merito agli aspetti geologici del territorio interessato dall'opera in progetto, si rimanda alla *Relazione Geologica*.

4.2 Aspetti geomorfologici

Il tracciato autostradale si sviluppa in un contesto subpianeggiante nell'ambito della fascia di raccordo tra il Margine Appenninico Padano e la Pianura Padana in s.s., con quote del piano di campagna che decrescono dolcemente da ovest verso est da c.a. 51 m. s.l.m. nei pressi dei caselli di Bologna San Lazzaro a c.a. 43 m s.l.m. in località "Ponte Rizzoli".

Si tratta di una porzione di territorio la cui morfologia di superficie è di base il prodotto della dinamica fluviale, a cui si sono aggiunti elementi, anche piuttosto importanti, di natura antropica.

La zona di interesse risulta a vocazione prettamente agricola ed è caratterizzata da un reticolo idrografico naturale, a generale andamento SO-NE, e da una rete di rogge e canali artificiali molto articolata. Il corso d'acqua principale interferente con l'asse autostradale è il T. Idice, indicativamente alla pk 23+320, in corrispondenza del quale si segnala la presenza di macroforme di origine alluvionale, come le conoidi.

E' inoltre presente, sempre a livello di macroforme, un sistema di terrazzi alluvionali piuttosto complesso che si distinguono per l'altimetria con differenze di quote che, nell'ambito della pianura, variano entro intervalli molto contenuti 1-2 m.

Elementi morfologici minori derivati dalla dinamica fluviale sono invece rappresentati in massima parte da elementi lineari quali orli di terrazzo fluviale, tracce di orli di terrazzo, paleoalvei, superfici di terrazzo residue ed erosioni di sponda.

Il territorio in esame è inoltre caratterizzato da una elevata pressione antropica, percepibile non solo per l'intenso utilizzo agricolo del territorio, ma anche per le sistemazioni idraulico-agrarie, la

presenza di aree urbanizzate e dalla non trascurabile presenza di aree estrattive, sia attive che inattive.

Per una descrizione di maggiore dettaglio in merito agli aspetti geomorfologici del territorio interessato dall'opera in progetto, si rimanda alla *Relazione Geomorfologica*.

4.3 Sismicità dell'area

Le accelerazioni orizzontali massime convenzionali su suolo di categoria A, riferite ai Comuni interessati dal tracciato autostradale, sono riportate nelle tabelle contenute nel presente paragrafo, insieme ai principali parametri di interesse necessari per la definizione dell'azione sismica.

In fase progettuale, fissato il periodo di riferimento V_R (vedi § 2.4 delle NTC DM 14 Gennaio 2008) e stabilita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (funzione dello stato limite considerato, vedi Tabella 4-1), è possibile stimare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R attraverso l'espressione

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Tabella 4-1: Definizione degli stati limite secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e relative probabilità di superamento P_{VR} .

Stati limite di esercizio (P_{VR})	Stati limite ultimi (P_{VR})
SLO - Stato limite di operatività (81%)	SLV- Stato limite di salvaguardia (10%)
SLD - Stato limite di danno (63%)	SLC – Stato limite di prevenzione del collasso (5%)

Qualora la pericolosità sismica su reticolo di riferimento (vedi Allegato B delle NTC DM 14 Gennaio 2008) non contempli il periodo di ritorno corrispondente al V_R e alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} fissate in progetto, il valore del generico parametro p (a_g , F_o , T^*_c) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;
- T_{R1} , T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

In conformità a quanto previsto dalla recente Normativa italiana di riferimento per il presente Progetto Definitivo (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 14-01-2008) i valori di accelerazioni orizzontali massime assunti, convenzionali su suolo di categoria A, sono riferiti ai Comuni interessati dal tracciato autostradale (Tabella 4-2 e 4-3).

Tabella 4-2: Comune di San Lazzaro di Savena (Bologna) – Valori dei parametri a_g , F_o , T^*_c al variare del tempo di ritorno T_R .

T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T^*_c (s)
30	0.056	2.471	0.258
50	0.070	2.457	0.271
72	0.081	2.467	0.277
101	0.093	2.460	0.283
140	0.108	2.445	0.285
201	0.126	2.417	0.288
475	0.173	2.376	0.309
975	0.219	2.409	0.317
2475	0.286	2.463	0.332

Tabella 4-3: Comune di Ozzano dell'Emilia (Bologna) – Valori dei parametri a_g , F_o , T^*_c al variare del tempo di ritorno T_R .

T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T^*_c (s)
30	0.058	2.462	0.259
50	0.074	2.439	0.270
72	0.086	2.440	0.276
101	0.099	2.448	0.281
140	0.114	2.436	0.283
201	0.133	2.415	0.286
475	0.182	2.395	0.303
975	0.229	2.433	0.314
2475	0.299	2.500	0.329

In accordo alle scelte di progetto ed ai richiami delle NTC 2008, è stata assunta:

- una vita nominale dell'opera di $V_N = 50$ anni e una **Classe d'uso = IV** (Coefficiente d'uso $C_U = 2$);
- una prefissata probabilità di eccedenza $P_{VR} = 10\%$ corrispondente allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) con un tempo di ritorno $T_R = 949$ anni;
- trattandosi di zone pianeggianti, una categoria topografica T1.

Alla luce della caratterizzazione geotecnica delle diverse zone omogenee riportata nei capitoli seguenti è possibile affermare che la categoria di sottosuolo ai sensi del DM 14/01/2008 è variabile fra "**C**" e "**D**" lungo tutto il tracciato oggetto di intervento, a seconda della locale stratigrafia e caratterizzazione geotecnica considerata.

5. CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E IDROLOGICHE/IDROGEOLOGICHE

Le condizioni stratigrafiche di riferimento per il sottosuolo del progetto in esame sono rappresentate nei Profili Geotecnici, cui si rimanda per maggiori dettagli.

Da un punto di vista stratigrafico le nuove indagini eseguite e quelle pregresse evidenziano la presenza, lungo l'intero tratto autostradale in esame, di depositi alluvionali quaternari, con prevalenza di materiali fini, costituiti da argille e limi (argilla, argilla da limosa passante a limoso-sabbiosa e sabbiosa, limo da argilloso a sabbioso-argilloso, a sabbioso-debolmente argilloso), entro cui si rinvencono localmente lenti ed orizzonti di materiali granulari (ghiaia da argilloso-sabbiosa a limoso-sabbiosa a sabbiosa e da sabbia passante da limosa a ghiaiosa), discontinue e difficilmente correlabili spazialmente.

In superficie è presente terreno vegetale e talora materiale di riporto; quest'ultimo viene rilevato sia dai sondaggi eseguiti sulla sede autostradale o stradale della viabilità interferente, e pertanto in questo caso è rappresentativo dello spessore del rilevato stradale stesso, sia da sondaggi eseguiti fuori sede e in questo secondo caso si tratta di riporti legati a ritombamenti di scavi e/o altri interventi antropici locali di varia natura.

Tali materiali (terreno vegetale e materiale di riporto) sono stati inclusi in un unico strato d'interesse progettuale ai fini geotecnici, che è stato denominato con la sigla R; tale strato non corrisponde ad una unità deposizionale, ma ha unicamente significato ai fini del dimensionamento geotecnico delle opere.

I depositi che caratterizzano il sottosuolo, fino alle massime profondità indagate, sono stati suddivisi in n.5 unità litostratigrafiche, descritte nel seguito.

R - Terreno vegetale e terreni di riporto

Suolo agrario, terreno vegetale e/o terreno misto di riporto costituito prevalentemente da argilla da limosa a sabbiosa e limo da argilloso a sabbioso limo, di colore nocciola-marrone, mediamente consistente.

1 - Argilla limosa e limo argilloso

Argilla, da limosa a con limo, debolmente sabbiosa, e limo argilloso localmente da debolmente sabbioso a sabbioso, da plastica a consistente. Colore da marrone a grigio, con patine di ossidazione ocracee; talora con resti vegetali neri in decomposizione e calcinelli.

2 - Limo sabbioso e sabbia limosa

Limo sabbioso da moderatamente consistente a consistente e/o sabbia limosa moderatamente addensata, generalmente saturo, di colore variabile da grigio/grigio-verdastro a marrone-nocciola.

3 - Sabbia e sabbia ghiaiosa

Sabbia da fine a grossolana, da debolmente ghiaiosa a con ghiaia, scarsamente addensata (densità relativa generalmente $\leq 45\%$), con locali livelli da centimetrici a decimetrici di sabbia limosa e limo sabbioso. Colore da nocciola a grigio.

4 - Ghiaia sabbiosa e sabbia con ghiaia

Ghiaia sabbiosa e sabbia con ghiaia, talora con argilla e/o con livelli di argilla con ghiaia, da addensata a molto addensata (densità relativa generalmente $> 45\%$), di colore grigio.

Per quanto concerne gli aspetti idrologici, l'area è interessata da un reticolo idrografico il cui pattern è quello tipico della pianura emiliano - romagnola, ovvero di un'area pianeggiante altamente sfruttata a scopo agricolo e solcata da numerosi canali artificiali.

Il reticolo idrografico naturale è costituito da una serie di aste principali e secondarie che attraversano l'autostrada ortogonalmente e confluiscono nel fiume Reno; il reticolo è suddiviso in sottobacini formati dai corsi d'acqua principali (torrente Idice) e da corsi d'acqua secondari che confluiscono nel rispettivo corso d'acqua principale.

Per quanto concerne invece gli aspetti idrogeologici, l'area è interessata da un sistema acquifero multifalda caratterizzato da falde confinate, semi-confinate e in alcune zone da falda libera collocata nella porzione di acquifero più superficiale.

Per quanto riguarda la soggiacenza del livello della falda freatica, le informazioni disponibili dalle campagne di indagine pregresse e dalla campagna a supporto della progettazione preliminare e definitiva indicano un andamento della freaticimetria generalmente compreso tra i 3 m e 5 m dal piano di campagna, ad eccezione del tratto compreso dall'inizio dell'intervento fino alla progressiva 25+500 c.a. dove la falda freatica si colloca a profondità comprese tra i 10÷15 m dal p.c..

Localmente sono presenti inoltre alcune zone dove la falda freatica si colloca in prossimità del piano di campagna; tale dato è particolarmente evidente dalle ultime letture piezometriche disponibili, relative al marzo 2011, riportate nella seguente Tabella 5-1.

In relazione al contesto geologico e geomorfologico in cui si inserisce l'infrastruttura, la soggiacenza del livello di falda risulta strettamente connessa agli apporti meteorici stagionali e al battente idrico dei principali corsi d'acqua, che localmente costituiscono il livello di base per le acque di circolazione idrica sub superficiale.

Tabella 5-1: Letture del livello di falda.

Cod. Strum.	Letture del	TUBO APERTO			CASAGRANDE						CASAGRANDE					
		FONDO TUBO		MISURA	CELLA 1			CELLA 2			FONDO TUBO		TUBO 3		TUBO 4	
		Previsto	Rilevato	Acqua	Previsto	Fondo Foro	Misura	Fondo Foro	Misura	Previsto	Fondo Foro	Misura	Fondo Foro	Misura		
SA3	27/11/10				17,50		11,40	16,80	14,50	34,5		10,5		11,2		
	28/11/10						11,40	16,80	14,50			10,5		11,2		
	20/01/11					17,00	11,40	16,80	14,45		34	10,5	34	11		
	28/03/11					17,20	3,55	16,80	3,26		34,00	9,94	34,00	9,94		
SB17	04/10/10				12,00		8,62		8,62	26		9,3		9,3		
	27/11/10					12,00	8,20	12,00	8,25		26	8,7	26	8,8		
	20/01/11					12,00	8,15	12,00	8,20		26	8,7	26	8,7		
	28/03/11					12,00	7,94	12,00	7,90		26,00	8,54	26,00	8,49		
SA2	19/03/09	14,50		9,6	22,50		10,40		10,40							
	28/11/10	NON RITROV.														
	20/01/11	POZZ.TO ROTTO														
	28/03/11	INACCES.														
SB15	04/10/10				12,00		6,76		6,76	22		8,6		8,6		
	28/11/10					11,00	SECCO	11,00	SECCO		22	8,2	22	8,25		
	20/01/11					11,00	SECCO	11,00	SECCO		22	8,15	22	8,15		
	28/03/11					11,00	SECCO	11,30	6,51		22,00	7,72	22,00	7,75		
SB16	04/10/10						4,98		4,98			5,91		5,91		
	27/11/10	NON RITROV.														
	20/01/11					12,65	6,95	12,85	7,02		34	11,25	34	11,35		
	28/03/11	NON RITROV.														
SA1	19/03/09	25,00		14,9												
	28/11/10			12,5												
	20/01/11		25	12,6												
	28/03/11		25,00	11,81												
SB14	04/10/10	30,00		16,92												
	28/11/10		30,00	16,55												

Cod. Strum.	Letture del	TUBO APERTO			CASAGRANDE						CASAGRANDE			
					CELLA 1						CELLA 2			
		FONDO TUBO		MISURA	FONDO TUBO	TUBO 1		TUBO 2		FONDO TUBO	TUBO 3		TUBO 4	
		Previsto	Rilevato	Acqua	Previsto	Fondo Foro	Misura	Fondo Foro	Misura	Previsto	Fondo Foro	Misura	Fondo Foro	Misura
	20/01/11		30	16,5										
	28/03/11		30,00	15,89										
SB13	04/10/10	35,00		17,22										
	27/11/10	CEMENT.												
	20/01/11	CEMENT.												
	28/03/11	CEMENT.												
SB12	04/10/10				29,00		6,78		6,78					
	28/11/10				NON ESEG.									
	20/01/11					29,50	4,90	29,50	5,05					
	28/03/11					29,50	4,69	29,50	4,80					
SB11	04/10/10				17,00		1,19		1,19	29		3,39		3,39
	28/11/10					17,60	0,70	17,60	0,70		30,2	3	30,3	3
	20/01/11					17,60	0,70	17,60	0,70		30,2	3,05	30,3	3
	28/03/11					17,60	SATURO	17,60	SATURO		30,10	1,20	30,30	1,22
SB10	04/10/10				5,50		1,45		1,45	25		1,65		1,65
	27/11/10				NON RITROV.									
	20/01/11					5,75	4,05	5,50	3,00		23,8	3,05	23,6	1,25
	28/03/11				INACCES.									
SB9	04/10/10	23,00		1,15	27,50		1,10		1,10					
	27/11/10	NON RITROV.												
	20/01/11		22	0,5		27,00	2,30	27,00	2,40					
	28/03/11		22,00	SATURO		27,00	SATURO	27,00	SATURO					
SB1	04/10/10				12,00		SECCO		SECCO	31,5		14,2		14,2
	27/11/10					12,00	SECCO	12,00	SECCO		32	14,5	32	14,5
	20/01/11					12,00	SECCO	12,00	SECCO		32	14,2	32	14,2
	29/03/11					12,00	11,63	12,00	11,60		32,40	13,69	32,40	13,65
SB2	04/10/10				16,50		3,20		3,20	33,5		4,92		4,92
	27/11/10					16,00	3,30	16,00	3,30		32	3,5	32	3,4

Cod. Strum.	Letture del	TUBO APERTO			CASAGRANDE						CASAGRANDE			
		FONDO TUBO		MISURA	CELLA 1		CELLA 2				CELLA 2		CELLA 2	
		Previsto	Rilevato	Acqua	FONDO TUBO	TUBO 1		TUBO 2		FONDO TUBO	TUBO 3		TUBO 4	
			Previsto	Fondo Foro	Misura	Fondo Foro	Misura	Previsto	Fondo Foro	Misura	Fondo Foro	Misura		
	20/01/11					16,00	3,30	16,00	3,30		32	3,6	32	3,3
	29/03/11					16,00	2,02	16,00	2,02		31,00	2,20	31,80	2,22
SB4	04/10/10				18,50					26,5				
	27/11/10				NON ESEG.									
	20/01/11					16,00	18,30	16,00	18,30	NON ESEG.				
	29/03/11					18,00	SATURO	18,00	SATURO		26,50	SATURO	26,30	SATURO
SB5	04/10/10				19,50		2,65		2,65					
	27/11/10	NON RITROV.												
	20/01/11	POZZ.TO DISTRUT.			MISURA INAFF.									
	29/03/11	POZZ.TO DISTRUT												
SB6	04/10/10	15,00		3,74	29,00		3,98		3,98					
	27/11/10	NON RITROV												
	20/01/11	14,5		3,5		24,25	8,20	29,10	5,05					
	29/03/11	14,50		2,78		28,80	3,20	28,90	3,10					
SB7	04/10/10				5,50		4,12		4,12	25		2,86		2,86
	27/11/10	NON RITROV												
	20/01/11					3,40	SECCO	3,50	3,40		24,7	2,8	24,7	3,25
	29/03/11					3,40	2,74	3,40	2,74		24,60	1,85	24,50	1,90
SB8	04/10/10				14,00		1,57		1,57	39		0		0
	27/11/10				NON RITROV									
	20/01/11					14,00	1,00	14,00	1,00		39	0,5	39	0,5
	29/03/11					14,00	SATURO	14,00	SATURO		39,00	SATURO	39,00	SATURO
SB3	04/10/10	12,00		6,22	25,50		5,37		5,37					
	27/11/10	11		8,4		26,00	5,60	26,00	5,10					
	20/01/11	11		8,5		26,00	5,60	26,00	5,10					
	29/03/11	10,50		5,24		26,00	3,83	26,00	3,90					

6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 Generalità

La caratterizzazione geotecnica dei depositi di origine fluvioglaciale ed alluvionale presenti lungo il tracciato autostradale si basa sulle prove geotecniche in sito (capitolo 3) e di laboratorio condotte nelle diverse campagne di indagine pregresse ed in quella di progetto definitivo; in sintesi:

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove penetrometriche dinamiche SPT in foro;
- prove di permeabilità Lefranc in foro, a carico costante o variabile;
- prove penetrometriche statiche CPTe, con misura della resistenza di punta q_c e dell'attrito laterale f_s ;
- pozzetti stratigrafici con prelievo di campioni rimaneggiati, esecuzione di prove di densità in sito e di prove di carico su piastra PLT.
- prove di laboratorio di classificazione, di resistenza e di deformabilità sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei fori di sondaggio e nei pozzetti.

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica i depositi sono stati suddivisi nelle unità litostratigrafiche indicate nel capitolo 5, ovvero sinteticamente:

- unità 1: argilla limosa e limo argilloso;
- unità 2: limo sabbioso e sabbia limosa moderatamente addensata; tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente incoerente o coesivo a seconda delle locali caratteristiche geotecniche;
- unità 3: sabbia e sabbia ghiaiosa;
- unità 4: ghiaia sabbiosa e sabbia con ghiaia.

I criteri adottati per l'interpretazione delle risultanze in sito e di laboratorio sono illustrati nei due paragrafi seguenti; in particolare:

- nel paragrafo 6.2 sono riportati i criteri adottati per i materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie) – unità 2 (se considerata a comportamento prevalentemente incoerente), 3 e 4;

- nel paragrafo 6.3 sono indicati i criteri utilizzati per i materiali a grana fine (limi ed argille) – unità 1 e 2 (se considerata a comportamento prevalentemente coesivo).

L'individuazione del tipo di terreno, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, verrà fatta principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- delle prove di classificazione sui campioni rimaneggiati ed indisturbati;
- dell'interpretazione delle prove CPTE.

6.2 Materiali a grana grossa (prevalentemente costituiti da sabbie e ghiaie)

6.2.1 *Premessa*

In conseguenza del fatto che nei terreni a grana grossa risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica di tali terreni è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in situ e delle prove di laboratorio di classificazione effettuate su campioni rimaneggiati.

L'interpretazione delle prove in situ è finalizzata a determinare principalmente le seguenti caratteristiche:

- stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

6.2.2 *Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate*

Lo stato attuale delle unità litostratigrafiche è definito in termini di:

- tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- pressioni interstiziali;
- indice dei vuoti iniziale e_0 e densità relativa D_r .

6.2.2.1 **Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale**

Indicazioni sulle tensioni geostatiche e sulla storia tensionale possono essere ricavate dagli studi di carattere geologico; è possibile pertanto ipotizzare che i materiali appartenenti alle unità 2 (comportamento prevalentemente incoerente), 3 e 4 non siano mai stati soggetti a pressioni litostatiche maggiori di quelle attualmente presenti; tali depositi verranno pertanto considerati come normalconsolidati.

Si segnala che una leggera sovraconsolidazione potrebbe essere presente a seguito delle variazioni stagionali di umidità e, di conseguenza, ai fenomeni di essiccamento (suzione) nei materiali a granulometria più fine.

Alla luce di quanto sopra, le unità 2 (comportamento prevalentemente incoerente), 3 e 4 vengono assunte normalconsolidate e, di conseguenza, il coefficiente di spinta a riposo pari a:

$$k_0 = (1 - \sin \varphi')$$

6.2.2.2 Pressioni interstiziali

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base dei risultati della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché delle risultanze degli studi di carattere idrogeologico.

6.2.2.3 Deteminazione della densità relativa D_r e dell'indice dei vuoti iniziale e_0

La densità relativa (D_r) viene ricavata dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT mentre l'indice dei vuoti in sito (e_0) è fornito dalle prove di laboratorio, con riferimento alle sole unità B1 e C1 per le quali è stato possibile prelevare campioni indisturbati nell'ambito dei sondaggi a carotaggio continuo nelle frazioni più limose.

6.2.2.3.1 Unità prevalentemente sabbiose – Densità relativa D_r da prove SPT

I valori di densità relativa D_r sono determinati, in funzione del valore N_{spt} e del tipo di terreno, in accordo a Skempton (1986) nella forma:

$$D_r = \left| \frac{(N1)_{60}}{a + b \cdot \sigma'_{v0}} \right|^{0.5}$$

dove:

- $(N1)_{60}$ = valore di N_{spt} (numero di colpi per 30 cm di penetrazione) normalizzato rispetto ad una pressione di riferimento (1 kg/cm^2), per una energia trasferita alle aste pari al 60% di quella teorica; tale valore può essere considerato coincidente al risultato della prova in quanto in Italia l'energia trasferita alle aste è indicativamente pari al 60%;
- σ'_{v0} = pressione verticale efficace in kg/cm^2 ;

- a, b = costanti adimensionali dipendenti dalle caratteristiche granulometriche dei materiali e riportate nella Tabella 6-1.

Tabella 6-1: Costanti empiriche "a" e "b" (Skempton, 1986) e riferimento alle curve di Schmertmann (1977).

Tipo di terreno	a	b	Tipo di terreno secondo Schmertmann (vedi paragrafo 6.2.3 e Figura 6-1)
Sabbie fini NC	27.5	27.5	3 e 4
Sabbie grosse NC	43.3	21.7	1 e 2
Sabbie grosse OC	27.5÷43.3	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{[1 + 2 \cdot k_0(OC)]}{[1 + 2 \cdot k_0(NC)]}$ ove $k_0(OC) = k_0(NC) \cdot \sqrt{OCR}$	1

La suddivisione tra sabbie fini e sabbie grosse è fatta con riferimento:

- alle analisi granulometriche dei campioni prelevati in corrispondenza o nelle vicinanze della prova, se disponibili;
- alla descrizione del sondaggio.

Per il tratto autostradale in esame, l'interpretazione delle prove nelle unità prevalentemente sabbiose è stata effettuata secondo la seguente metodologia:

- se il singolo valore di N_{spt} è relativo ad un materiale caratterizzato da contenuto di fine inferiore al 50% (sabbia e limo, sabbia con limo, sabbia limosa o debolmente limosa) \Rightarrow ad ogni valore N_{SPT} è stato attribuito un tipo di materiale tra quelli riportati in Tabella 6-1 sulla base delle analisi granulometriche disponibile e della descrizione del campione;
- se il singolo valore di N_{spt} è relativo ad un materiale caratterizzato da contenuto di fine superiore al 50% (limo e sabbia, limo con sabbia, limo sabbioso) \Rightarrow le prove N_{SPT} sono state interpretate con la correlazione empirica di Skempton suddetta per le sabbie fini solo nel caso in cui i materiali sottoposti a prova risultino sopra falda, ovvero rispondano alla penetrazione del campionatore in condizioni drenate.

6.2.2.3.2 Unità prevalentemente costituite da ghiaia e sabbia – Densità relativa D_r da prove SPT

Nelle sabbie e ghiaie la determinazione della densità relativa D_r risulta meno agevole che per le sabbie a causa dei seguenti aspetti:

- il campionatore standard a punta aperta deve essere spesso sostituito con quello a punta conica al fine di consentire l'esecuzione della prova; in linea di principio non è detto che i risultati ottenibili con il campionatore standard a punta aperta in termini di numero di colpi/30 cm risultino uguali a quelli conseguiti con la punta conica e quindi possano essere interpretati direttamente con le correlazioni empiriche di letteratura sviluppate per la prova SPT con campionatore standard a punta aperta; in questa sede l'interpretazione delle prove SPT con la punta conica è stata fatta ipotizzando che complessivamente sussista una buona corrispondenza tra i risultati delle prove a punta chiusa e quelli delle prove con campionatore standard;
- la presenza della ghiaia spesso determina il raggiungimento di condizioni di rifiuto "fittizie", ovvero non diretta conseguenza di un elevato grado di addensamento, bensì da condizioni locali (disposizione delle particelle di dimensioni maggiori,...).

L'interpretazione delle prove è stata effettuata secondo la seguente metodologia.

- Se il singolo valore di N_{spt} è relativo ad un materiale caratterizzato da contenuto di fine inferiore al 50% (sabbie e ghiaie limose) \Rightarrow la determinazione della densità relativa viene effettuata secondo il metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999) per materiali normalmente consolidati caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo k_0 dell'ordine di $0.4 \div 0.5$, ovvero adottando la seguente espressione:

$$D_r = \left[\frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}}\right)^{1.7}}{9} \cdot \left(\frac{98}{\sigma_{v0}}\right) \right]^{0.5}$$

dove:

- $(N_1)_{78}$ = valore di N_{spt} (numero di colpi per 30 cm di penetrazione) associabile ad una energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica; tale valore si ottiene tramite la seguente espressione

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

- σ'_{v0} = pressione verticale efficace in kPa
- D_{50} = diametro delle particelle corrispondente ad un passante pari al 50% espresso in mm.

Il metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara richiede la conoscenza del parametro D_{50} , non sempre determinato o stimabile.

In mancanza di tale dato, la determinazione della densità relativa è stata effettuata mediante la correlazione di Skempton (1986) per le sabbie grosse (vedi paragrafo 6.2.2.3.1).

- Se il singolo valore di N_{spt} è relativo ad un materiale caratterizzato da contenuto di fine superiore al 50% (limi sabbiosi con ghiaia) \Rightarrow la determinazione della densità relativa è stata effettuata mediante la correlazione di Skempton (1986) per le sabbie fini (vedi paragrafo 6.2.2.3.1) solo nel caso in cui i materiali sottoposti a prova risultano sopra falda, ovvero rispondono alla penetrazione del campionatore in condizioni drenate.

Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto durante l'esecuzione della prova, la determinazione della densità relativa è stata effettuata facendo riferimento ad un valore N_{SPT} come riportato nel seguito:

- condizioni di rifiuto raggiunte nel primo o secondo tratto della prova (entrambi di lunghezza teorica 15 cm):

$$N_{SPT} = 100;$$

- condizioni di rifiuto raggiunte nel terzo tratto della prova (di lunghezza teorica 15 cm):

$$N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{a} \cdot 15 \leq 100;$$

in cui:

- a = affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50;
- N_2 = numero di colpi misurato per l'affondamento del secondo tratto di lunghezza pari a 15 cm.

6.2.3 Angolo di resistenza al taglio

Il valore dell'angolo di attrito di picco è determinato in funzione del tipo di terreno (vedi Tabella 6-1) e della densità relativa secondo il grafico di Schmertmann (1977) riportato nella figura seguente.

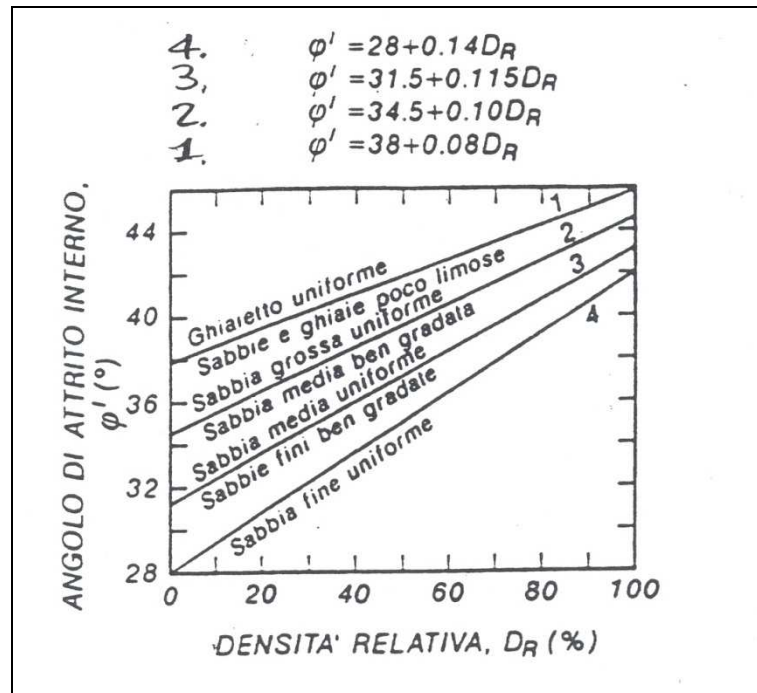


Figura 6-1: Relazione fra angolo di attrito efficace (ϕ') e densità relativa (D_R) per diverse granulometrie (Schmertmann, 1977)

La differenza fra angolo di attrito di picco (ϕ') ed angolo di attrito a volume costante (ϕ'_{cv}) è stata determinata in funzione della densità relativa in accordo al metodo proposto da Bolton (1986), illustrato nella figura seguente.

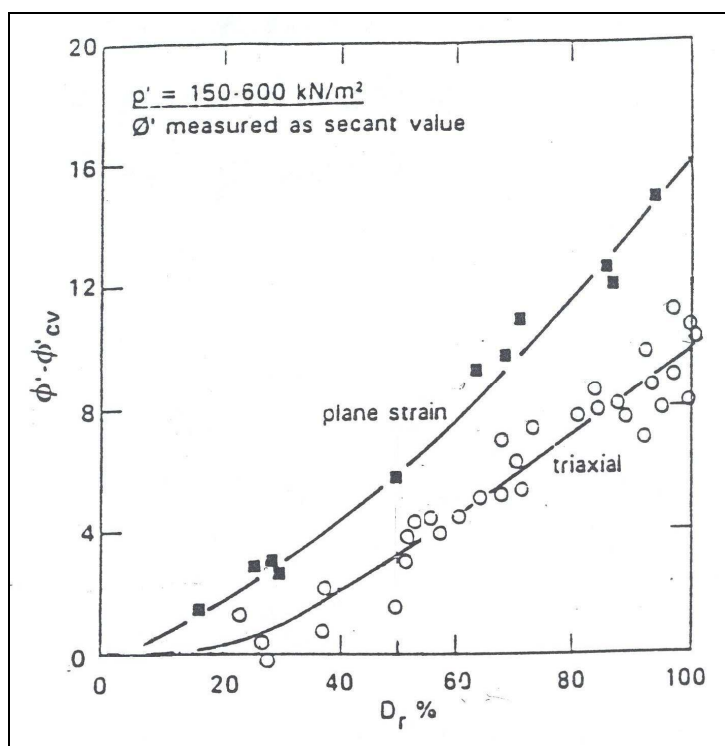


Figura 6-2: Variazione di $\varphi' - \varphi'_{cv}$ con la densità relativa D_r (Bolton, 1986).

In tale figura sono riportate le curve relative alle condizioni di rottura tipo prova triassiale di compressione e prova triassiale in estensione o deformazione piana.

La determinazione della dilatanza avviene con riferimento alla curva in asse al fuso identificato dalle curve suddette, approssimata dalla seguente equazione:

$$\varphi' - \varphi'_{cv} = 0.04 \cdot D_r \cdot (1 + 0.02 \cdot D_r)$$

ottenuta impostando le seguenti condizioni al contorno:

- $D_r = 50\% \Rightarrow \varphi' - \varphi'_{cv} = 4$;
- $D_r = 100\% \Rightarrow \varphi' - \varphi'_{cv} = 12$.

6.2.4 Caratteristiche di deformabilità

6.2.4.1 Moduli elastici iniziali

Il modulo di taglio (G_{01}) e quello di Young (E_{01}) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_o' ed associabili a piccole deformazioni, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni (risultati in kPa):

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot V_s^2$$

$$E_{01} = G_{01} \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$$

in cui:

- γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3 ;
- ν = rapporto di Poisson del terreno assunto pari a 0.2;
- V_s = velocità delle onde di taglio in m/s .

La velocità V_s delle onde di taglio può essere ricavata:

- direttamente dai risultati delle prove geofisiche in foro di sondaggio o superficiali;
- indirettamente mediante correlazioni in funzione dei risultati delle prove SPT (metodo proposto da Ohta & Goto – 1978).

Il modulo iniziale G_0 può essere determinato:

- direttamente da prove di laboratorio (prova di taglio torsionale ciclico o prova di colonna risonante);
- indirettamente mediante correlazioni in funzione dei risultati delle prove penetrometriche CPTE (metodo proposto da Rix Stokoe - 1991);
- indirettamente a partire dai valori di V_s mediante la correlazione precedentemente riportata.

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) iniziali corrispondenti ad una generica pressione efficace media p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni (risultati in kPa):

- $G_0 = G_{01} \cdot \sqrt{\frac{p'}{p'_{01}}}$
- $E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$

6.2.4.1.1 Moduli elastici iniziali da prove SPT in materiali granulari

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

$$V_s = 69 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot z^{0.2} \cdot N^{0.17} \quad (\text{AGI, 2005})$$

in cui:

- α = fattore che dipende dall'epoca geologica del deposito (Tabella 6-2);
- β = fattore funzione della composizione granulometrica (Tabella 6-3);
- z = profondità della prova SPT da piano campagna, espressa in m;
- N = risultato della prova SPT.

Tabella 6-2: Fattore dipendente dall'epoca geologica del deposito (Ohta & Goto, 1978).

Epoca geologica del deposito	α
Olocene	1.0
Pleistocene	1.3

Tabella 6-3: Fattore dipendente dalla granulometria del deposito (Ohta & Goto, 1978).

Granulometria del deposito	β
Sabbia fine	1.09
Sabbia media	1.07
Sabbia grossa	1.14
Sabbia ghiaiosa	1.15
Ghiaia	1.45

Nota la velocità delle onde di taglio, i moduli elastici iniziali vengono determinati mediante le espressioni indicate in precedenza.

6.2.4.1.2 Modulo di taglio iniziale G_{01} da prove penetrometriche CPTE

Il modulo di taglio iniziale G_{01} può essere ricavato dalla correlazione proposta da Rix & Stokoe (1991) per le sabbie quarzose:

$$G_{01} = 1634 \cdot (q_c)^{0.25} \cdot (\sigma'_{v0})^{0.375} \quad (\text{AGI, 2005})$$

in cui:

- q_c = resistenza di punta del penetrometro in kPa;
- σ'_{v0} = pressione efficace geostatica in kPa.

6.2.4.2 Moduli elastici operativi

6.2.4.2.1 Generalità

Il comportamento dei terreni risulta non lineare; nelle elaborazioni possono però anche essere assunti comportamenti lineari.

- **Metodi di calcolo non lineari.**

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono i seguenti:

- i moduli elastici iniziali descritti nel paragrafo 6.2.4.1;
- le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto.

Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto sono quelle proposte da Lo Presti (1989) sulla base di prove di laboratorio cicliche su provini ricostituiti; tali curve sono riportate nella Figura 6-3 e Figura 6-4.

Tali curve di degrado possono inoltre essere ottenute da idonee prove di laboratorio (prova di taglio torsionale ciclico o prova di colonna risonante).

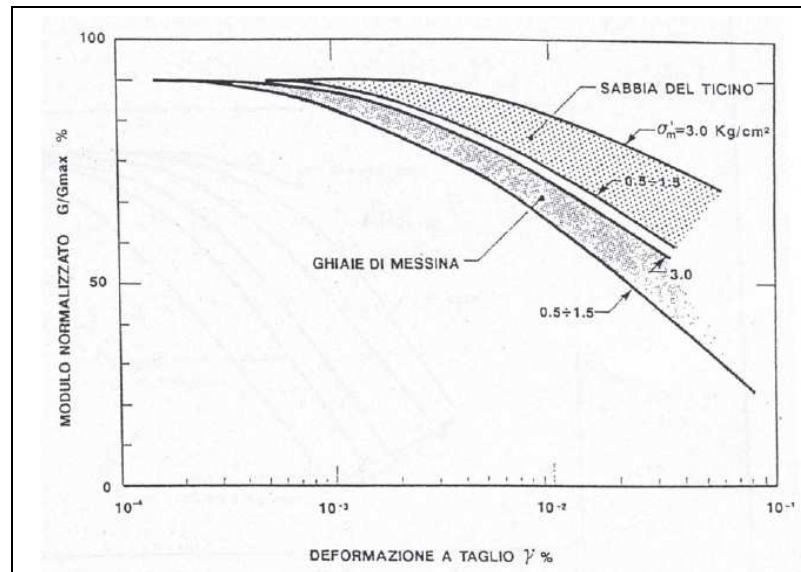


Figura 6-3: Degrado del modulo di taglio G per terreni incoerenti.

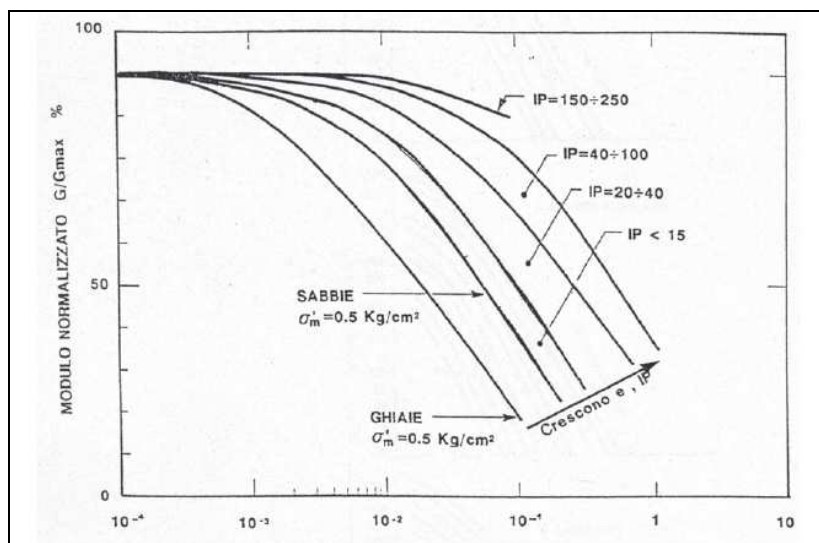


Figura 6-4: Degrado del modulo di taglio G per terreni incoerenti e coesivi.

- **Metodi di calcolo lineari.**

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo lineari, basati sulla teoria dell'elasticità, i moduli di deformabilità "operativi" da associare ad uno specifico problema, vengono a dipendere dalle effettive deformazioni indotte e/o dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In generale possono essere fatte le seguenti assunzioni:

- opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non): il modulo di Young "operativo" E_{op1} è pari a $1/3 \div 1/5$ di quello iniziale;
- nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni il modulo di Young "operativo" E_{op1} è pari a $1/5$ di quello iniziale; tale valore corrisponde per fondazioni superficiali a un rapporto tra carico trasmesso al terreno e carico ultimo $q/q_{ult} = 0.45$;
- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati il modulo di Young "operativo" E_{op2} è pari a $1/10$ di quello iniziale o pari a quello desumibile dalle correlazioni empiriche, sulla base dell'interpretazione delle prove SPT e CPT (vedi paragrafi seguenti).

6.2.4.2.2 Moduli elastici "operativi" da prove SPT in materiali granulari

Una stima dei moduli elastici "operativi" per l'analisi dei cedimenti dei rilevati può essere fatta utilizzando ad esempio la correlazione empirica proposta da Jamiolkowski et al. (1988) per terreni normalconsolidati:

$$E'_{25} = (10.5 - 3.5) \cdot D_r \cdot N_{spt}$$

dove:

- E'_{25} = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25% espresso in kg/cm^2 ;
- D_r = densità relativa espressa come numero decimale;
- N_{spt} = numero di colpi risultante dalla prova SPT.

6.2.4.2.3 Moduli elastici "operativi" da prove CPT in sabbia

Il modulo confinato M_0 da prove penetrometriche viene ricavato in accordo a quanto riportato nella tabella seguente (Lunne T, Christoffersen H.P., 1985) per sabbie normalconsolidate.:

Tabella 6-4: Correlazione fra resistenza di punta q_c e modulo confinato M_0

Sabbie normal consolidate: M_0		
Fonte	Formule	Terreni
(Lunne, Robertson and Powell, 1997)	$M_0 = 4 \cdot q_c \quad (q_c < 10 \text{ MPa})$ $M_0 = 2 \cdot q_c + 20 \quad (10 < q_c < 50 \text{ MPa})$ $M_0 = 4 \cdot q_c \quad (q_c > 50 \text{ MPa})$	Sabbie NC

6.2.4.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

I moduli di reazione orizzontale iniziali (E'_{si}) alla Matlock & Reese (1960), utili per definire la parte iniziale delle curve p-y relative ai pali di fondazione, possono essere valutati in accordo alla seguente espressione (modulo espresso in kPa):

$$E'_{si} = k_{hi} \cdot z$$

in cui:

- k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale in kN/m^3 come da Tabella 6-5.
- z = profondità in metri dal piano campagna di riferimento per la stratigrafia di calcolo.

Tabella 6-5: Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo Reese et al. (1974) ed Elson (1984).

D_r [%]	k_{hi} [kN/m^3]
35	10000
50	15000
70	25000

6.2.5 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili dai risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio.

Ad integrazione dei dati risultanti dalle prove in sito, e per analisi critica degli stessi, è possibile far riferimento anche ai valori di permeabilità indicati nella seguente tabella sulla base della descrizione dell'unità litostratigrafica considerata.

Tabella 6-6: Coefficiente di permeabilità in base alla descrizione litologica.

k [m/s]	Tipo di terreno
$> 10^{-2}$	Ghiaia pulita
$10^{-2} \div 10^{-5}$	Sabbia pulita, sabbia e ghiaia
$10^{-4} \div 10^{-6}$	Sabbie molto fine
$10^{-6} \div 10^{-8}$	Limo
$< 10^{-9}$	Argilla

6.3 Materiali a grana fine

6.3.1 *Premessa*

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine, ovvero appartenenti alla unità 1 e 2 (comportamento prevalentemente coesivo), è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito.

Scopo delle indagini è:

- la classificazione dei materiali;
- la determinazione delle seguenti caratteristiche:
 - stato tensionale attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
 - parametri di resistenza al taglio;
 - parametri di deformabilità;
 - coefficienti di permeabilità.

6.3.2 *Classificazione*

La classificazione dei terreni a grana fine, e pertanto a prevalente comportamento coesivo, verrà effettuata in primo luogo facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- analisi granulometrica;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume naturale e secco;
- grado di saturazione;
- umidità naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

I primi due fattori consentono la classificazione del materiale secondo i riferimenti bibliografici correnti, come ad esempio la CNR UNI 10006 ed il sistema USCS.

Utili indicazioni sull'unità litostratigrafica considerata, in termini di eventuale sovraconsolidazione, struttura ed eventuale presenza di legami di cementazione si hanno con riferimento all'esperienza di Burland (1990).

In particolare, si confronta lo stato iniziale in sito rappresentato dall'indice dei vuoti (e_0), o da quello normalizzato corrispondente I_{v0} , e dalla pressione verticale efficace geostatica (σ'_{v0}), con la curva di compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{oed}) definita in Burland (1990).

Tale curva viene considerata da Burland una proprietà intrinseca del materiale (Intrinsic Compression Line – ICL) in quanto luogo dei punti relativi a campioni rimaneggiati e ricostituiti ad una umidità pari a 1.0÷1.5 volte il limite liquido; infatti tale metodo di ricostituzione del campione "annulla" idealmente qualsiasi memoria inerente la struttura del terreno originario e pertanto le proprietà relative possono essere definite come "intrinseche".

L'equazione della curva di compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{oed}) è la seguente (

Figura 6-5):

$$I_v = 2.45 - 1.285 \cdot \log \sigma'_v + 0.015 \cdot (\log \sigma'_v)^3$$

in cui:

- I_v = indice dei vuoti normalizzato;
- σ'_{v0} = pressione efficace geostatica in kPa.

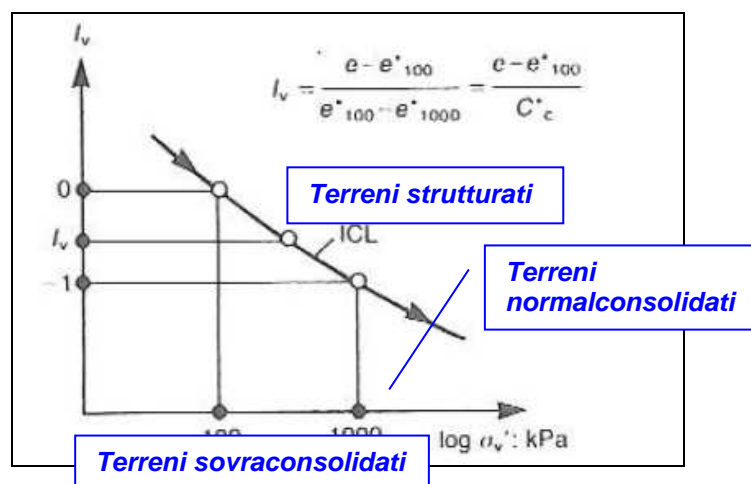


Figura 6-5: Indice dei vuoti I_v – Parametro per normalizzare la curva di compressione intrinseca.

Per il generico campione dell'unità litostratigrafica considerata, il punto sul piano di Burland I_v - $\log(\sigma'_{v0})$ presenta le seguenti coordinate:

- ascissa: $\log(\sigma'_{v0})$;
- ordinata: $I_{v0} = \frac{e_0 - e_{100}^*}{C_c^*}$ Indice dei vuoti iniziale normalizzato del campione

dove:

- e_0 = indice dei vuoti del campione;
- e_{100}^* = indice dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione efficace $\sigma'_{v0} = 100$ kPa:

$$e_{100}^* = 0.109 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3$$

in cui:

- e_L = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido:

$$e_L = G_s \cdot LL$$

ove:

- G_s = peso specifico dei grani;
- LL = limite liquido (frazione dell'unità);

- C_c^* è dato dalla seguente formula:

$$C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^* = 0.256 \cdot e_L - 0.04$$

in cui:

- e_{1000}^* = indice dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione efficace $\sigma'_{v0} = 1000$ kPa.

Con riferimento alla

Figura 6-5, (vedi ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001) possono essere identificati i seguenti tipi di terreni.

- **Terreni sovraconsolidati:** terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ al di sotto della curva ICL_{oed} .

Sono da considerare sovraconsolidati meccanicamente; in aggiunta alla sovraconsolidazione meccanica tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.

- **Terreni normalconsolidati:** terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ che cadono sulla curva ICL_{oed} .

Sono da considerare normalmente consolidati; tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.

- **Terreni strutturati:** terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ al di sopra della curva ICL_{oed} .

Sono da considerare normalmente consolidati e strutturati; essi possono risultare in equilibrio sotto l'azione delle forze di gravità unicamente grazie alla presenza di particolari microstrutture "metastabili", intese nel senso più generale come disposizione geometrica delle particelle e presenza di legami di cementazione (vedi ad esempio Mitchell, 1976).

Nella Figura 6-6 è riportata la curva di compressibilità intrinseca (ICL) e la curva di compressibilità per sedimentazione (SCL) di molte argille normalconsolidate.

6.3.3 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

Lo stato attuale delle unità litostratigrafiche (unità 1 e 2 se a comportamento prevalentemente coesivo) è definito in termini di:

- tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- pressioni interstiziali;
- indice dei vuoti iniziale e_0 .

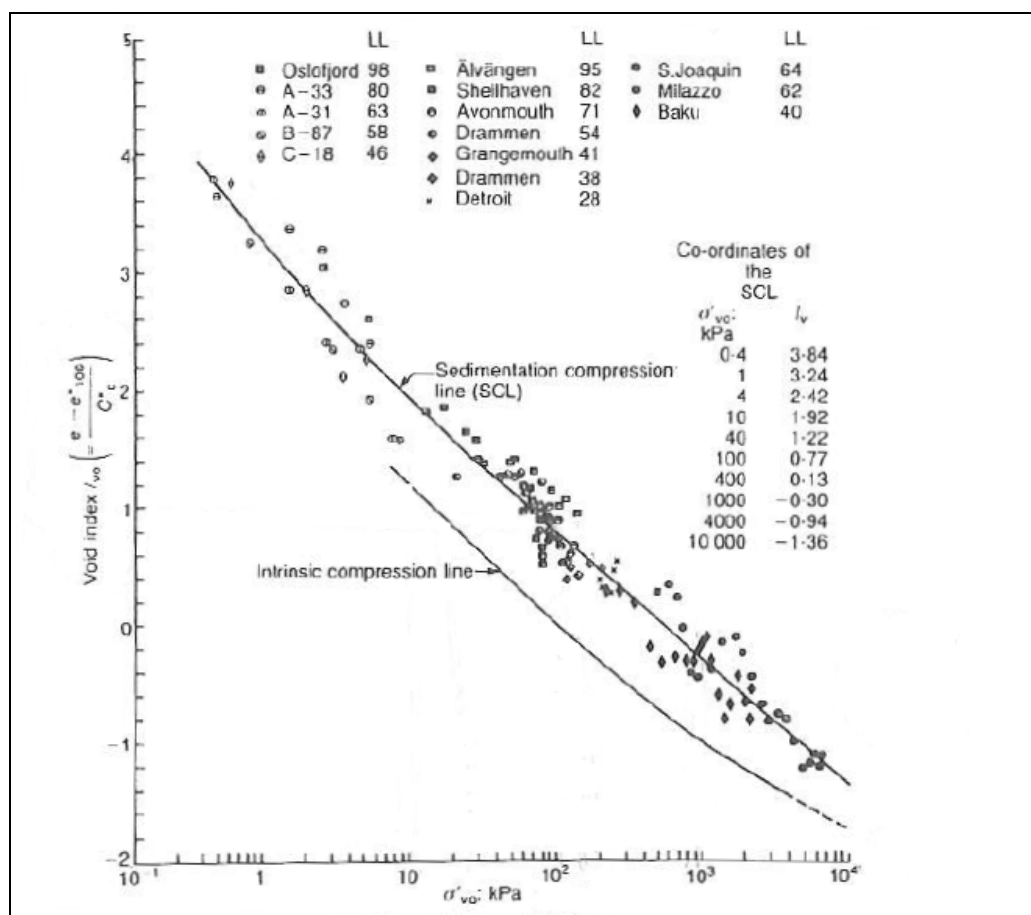


Figura 6-6: Curva di compressibilità intrinseca (ICL) e curva di compressibilità per sedimentazione (SCL) di molte argille normalconsolidate.

6.3.3.1 Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dell'interpretazione delle prove di laboratorio (di classificazione ed edometriche).

- **Classificazione di Burland – Materiali sovraconsolidati.**

Lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ($OCR = \sigma'_{vmax} / \sigma'_{v0}$).

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_0 sarà pertanto stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR}$$

in cui:

- σ'_{v0} = tensione verticale efficace geostatica;
- σ'_{vmax} = tensione verticale efficace massima subita dal deposito;
- φ' = angolo di attrito.

Il grado di sovraconsolidazione è desumibile:

- dalle prove edometriche: con la costruzione di Casagrande è possibile stimare la pressione di preconsolidazione;
- dal confronto fra la coesione non drenata del terreno e quello del terreno normalconsolidato, ad esempio secondo la seguente espressione (Ladd & Foot, 1974; Ladd et al. 1977):

$$OCR^{0.85} = \frac{\frac{C_u}{\sigma'_{v0}}}{\left(\frac{C_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{NC}}$$

con:

$$\left(\frac{C_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{NC} = 0.3 \quad \text{secondo Chandler et al., 2004}$$

dove:

- C_u = coesione non drenata

- **Classificazione di Burland – Materiali normalconsolidati e strutturati.**

La pressione di preconsolidazione $\sigma'_{vp} > \sigma'_{v0}$, determinabile dalle prove edometriche con la costruzione di Casagrande non rappresenta né la tensione verticale massima (σ'_{vmax}) subita dal deposito né la tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili viscoplastiche (σ'_{vy}); inoltre il grado di sovraconsolidazione $OCR = \sigma'_{vp}/\sigma'_{v0}$ non deriva da fenomeni di precompressione meccanica.

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_0 , in questo caso, sarà pertanto stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_0 = (1 - \sin \phi')$$

La tensione σ'_{vy} verrà stimata sulla base della seguente equazione (vedi Bjerrum, 1967, Rocchi et al., 2003):

$$\sigma'_{vy} = \sigma'_{v0} + \frac{\sigma'_{vp} - \sigma'_{v0}}{3 \div 5}$$

da cui il grado di sovraconsolidazione fittizio OCR^* verrà stimato come:

$$OCR^* = \frac{\sigma'_{vy}}{\sigma'_{v0}}$$

6.3.3.2 Pressioni interstiziali

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base dei risultati della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché delle risultanze degli studi di carattere idrogeologico.

6.3.3.3 Determinazione dell'indice dei vuoti iniziale e_0

L'indice dei vuoti in sito (e_0) è fornito dalle prove di laboratorio.

6.3.4 Resistenza al taglio non drenata

6.3.4.1 Premessa

La resistenza al taglio non drenata C_u dei terreni limoso-argillosi saturi verrà valutata facendo riferimento:

- ai risultati delle prove di laboratorio triassiali non consolidate non drenate (TX-UU) e di compressione monoassiale (ELL);
- all'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTE/CPTU e dinamiche SPT;
- all'interpretazione delle prove con pocket penetrometer e Torvane sulle carote estratte dai sondaggi;
- all'interpretazione delle prove con pocket penetrometer e Torvane sui campioni di laboratorio.

6.3.4.2 Valutazione di C_u da prove CPTE/CPTU

La determinazione di C_u da prove penetrometriche statiche può essere effettuata attraverso la seguente relazione empirica (Lunne T., Kleven A., 1981):

$$q_c = N_k \cdot C_u + \sigma_{v0}$$

nella quale per il fattore N_k assume valori compresi fra 11 e 19, con valore medio 15.

Nel caso in esame verrà assunto $N_k = 15$.

6.3.4.3 Valutazione di C_u da prove SPT

Nel caso dei terreni limoso-argillosi saturi, la resistenza al taglio non drenata verrà stimata sulla base di correlazioni empiriche tipo quelle riportate nella figura seguente.

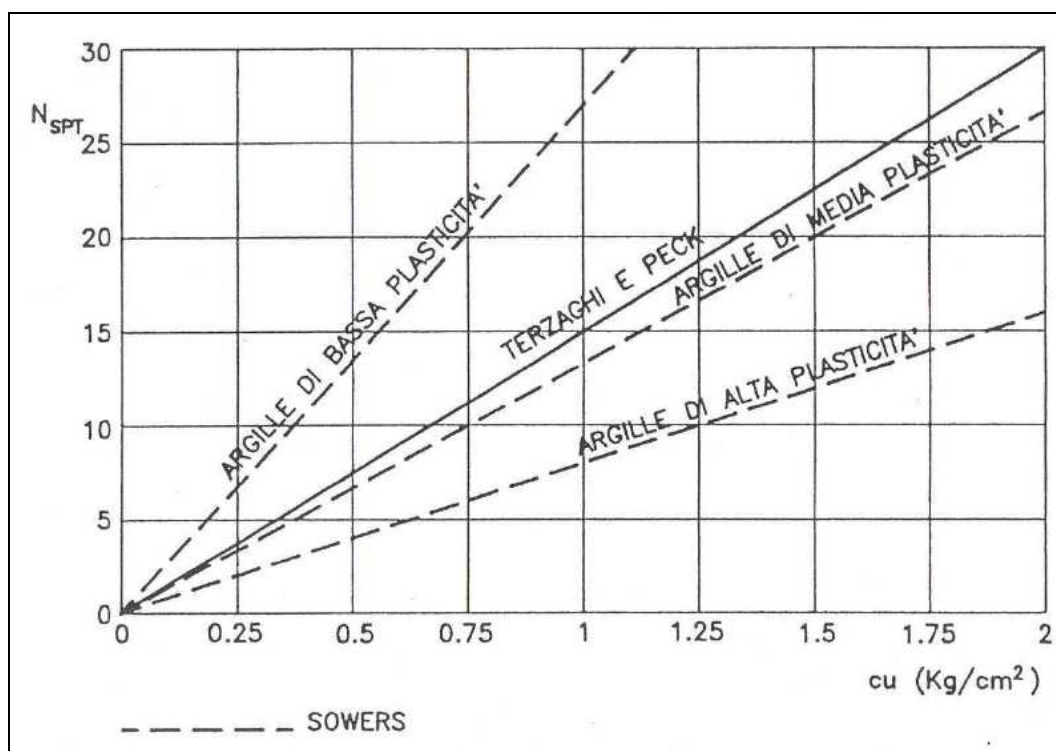


Figura 6-7: Correlazione $N_{SPT} - C_u$ (Navfac, 1971)

Nello specifico, verrà adottata la correlazione di Terzaghi e Peck (coesione non drenata in kPa):

$$C_u = 6.75 \cdot N_{SPT}$$

6.3.5 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU) e drenate (TX-CID).

6.3.6 Caratteristiche di deformabilità

6.3.6.1 Moduli elastici iniziali

Vedi paragrafo 6.2.4.1.

6.3.6.1.1 Moduli elastici iniziali da prove SPT in materiali fini

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in argille può essere ricavata sulla base del metodo proposto da Ohta & Goto (1978) tramite la seguente espressione:

$$V_s = 69 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot z^{0.2} \cdot N^{0.17} \quad (\text{AGI, 2005})$$

in cui:

- α = fattore che dipende dall'epoca geologica del deposito (Tabella 6-7);
- β = fattore funzione della composizione granulometrica (Tabella 6-8);
- z = profondità della prova SPT da piano campagna, espressa in m;
- N = risultato della prova SPT.

Tabella 6-7: Fattore dipendente dall'epoca geologica del deposito (Ohta & Goto, 1978).

Epoca geologica del deposito	α
Olocene	1.0
Pleistocene	1.3

Tabella 6-8: Fattore dipendente dalla granulometria del deposito (Ohta & Goto, 1978).

Granulometria del deposito	β
Argilla	1.00

Nota la velocità delle onde di taglio, i moduli elastici iniziali vengono determinati mediante le espressioni indicate in precedenza.

6.3.6.1.2 Modulo di taglio iniziale G_{01} da prove penetrometriche CPTE

Il modulo di taglio iniziale G_{01} può essere ricavato dalla correlazione proposta da Mayne & Rix (1993) per le argille:

$$G_{01} = 406 \cdot (q_c)^{0.695} \cdot (e)^{-1.13} \quad (\text{AGI, 2005})$$

in cui:

- q_c = resistenza di punta del penetrometro in kPa;
- e = indice dei vuoti dell'unità litostratigrafica considerata.

6.3.6.2 Moduli elastici operativi in condizioni drenate

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici operativi equivalenti risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

Di conseguenza in questa sede si opererà come descritto nel seguito.

- ***Terreni sovraconsolidati – Opere di sostegno e di fondazione con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'interno della superficie di plasticizzazione intrinseca del materiale.***

In tali situazioni le deformazioni plastiche indotte da sforzi isotropi e deviatorici sono modeste e l'utilizzo di modelli costitutivi elastici o elastici non lineari può essere ritenuto accettabile.

- *Metodi di calcolo non lineari.*

I dati di ingresso per le analisi sono i seguenti.

- Moduli elastici iniziali indicati nel paragrafo 6.3.6.1;
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto: tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella Figura 6-8.

Curve di degrado possono inoltre essere ottenute da idonee prove di laboratorio (prova di taglio torsionale ciclico o prova di colonna risonante).

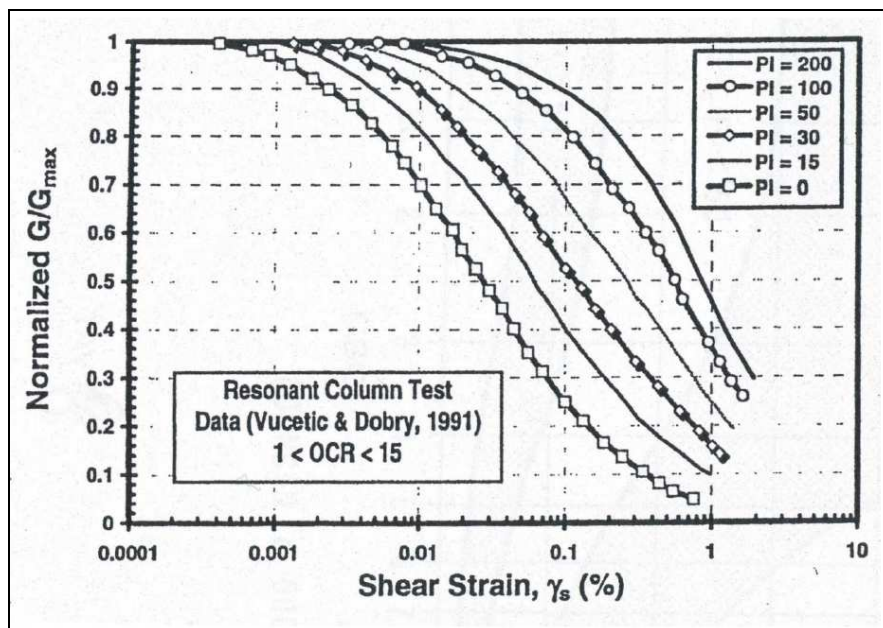


Figura 6-8:: Degrado del modulo di taglio G per terreni coesivi.

- Metodi di calcolo lineari.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo lineari, i moduli di deformabilità “operativi” di Young saranno assunti pari a circa $1/3 \div 1/5$ di quello iniziale E_0 .

- **Terreni normalconsolidati e strutturati – Opere di sostegno e di fondazione con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell’opera collocati all’esterno della superficie di plasticizzazione del terreno naturale definita dalla pressione di plasticizzazione σ'_{vy} .**

Nelle analisi geotecniche si farà necessariamente riferimento a modelli costitutivi elasto-plastici e/o elasto-visco-plastici ed all’interpretazione delle prove edometriche e penetrometriche.

6.3.6.2.1 Moduli elastici “operativi” da prove CPT in terreni a grana fine

Il modulo confinato M_0 da prove penetrometriche viene ricavato in accordo a quanto riportato nella tabella seguente (Kulhawy F.H., Mayne P.H., 1990) per terreni a grana fine.

Tabella 6-9: Correlazione fra resistenza di punta q_c e modulo confinato M_0

Fonte	Formule	Terreni
(Lunne, Robertson and Powell, 1997)	$M_0 = 8.25 \cdot (q_c - \sigma_{v0})$	Grana fine

6.3.6.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

Il modulo di reazione orizzontale "operativo", nel caso di ricorso a calcoli semplificati lineari, può essere assunto pari a (vedi ad esempio Elson (1984)): (modulo espresso in kPa):

$$E_s = 400 \cdot C_u$$

in cui:

- C_u = coesione non drenata determinata secondo i criteri illustrati al paragrafo 6.3.4.

6.3.7 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili con riferimento ai risultati delle prove edometriche di laboratorio (edometri), in corrispondenza di pressioni verticali efficaci pari a quella geostatica, ovvero in corrispondenza di indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_0 .

Ad integrazione dei dati risultanti dalle prove in sito, e per analisi critica degli stessi, è possibile far riferimento anche ai valori di permeabilità indicati in Tabella 6-6 sulla base della descrizione dell'unità litostratigrafica considerata.

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 Premessa

Il presente capitolo riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali unità litostratigrafiche individuate lungo il tratto autostradale in esame per le singole zone omogenee, basata sui risultati:

- delle indagini geognostiche eseguite (paragrafo 2.2);
- dell'interpretazione delle indagini secondo i criteri descritti nel capitolo 6.

L'interpretazione delle indagini ha consentito di raggruppare i materiali incontrati nelle unità litostratigrafiche illustrate al capitolo 5, ovvero:

- unità 1: argilla limosa e limo argilloso;
- unità 2: limo sabbioso e sabbia limosa moderatamente addensata; tale unità viene considerata a comportamento prevalentemente incoerente o coesivo a seconda delle locali caratteristiche geotecniche;
- unità 3: sabbia e sabbia ghiaiosa;
- unità 4: ghiaia sabbiosa e sabbia con ghiaia.

L'analisi dei profili stratigrafici sulla base delle unità litostratigrafiche suddette ha permesso la suddivisione dell'intero tratto oggetto di intervento in 4 zone omogenee, che presentano al loro interno caratteristiche geologico-geotecniche sostanzialmente uniformi.

7.2 Zona omogenea 1

La zona omogenea 1 si sviluppa dall'estremo settentrionale del tracciato in progetto fino all'attraversamento del T. Idice.

Al di sotto di un primo strato di spessore circa decametrico di terreni argilloso-limosi (unità 1), intercalato da lenti di ghiaie e sabbie (unità 4) in corrispondenza dell'alveo dell'Idice, si rinvencono fino alla profondità di circa 40 m e con una buona continuità laterale depositi prevalentemente limoso sabbiosi e/o sabbioso limosi (unità 2).

All'interno di tali depositi sono presenti lenti modeste e discontinue di materiali sia granulari che coesivi, oltre ad un orizzonte continuo di terreni argillosi (unità 1) mediamente individuato tra i 33÷38 m di profondità, mentre a partire dalla profondità di 40 m si rinviene il tetto di un importante orizzonte ghiaioso-sabbioso (unità 4), verosimilmente riferibile a depositi di conoide sepolta.

Il livello di falda si attesta mediamente ad una profondità di circa 10÷12 m dal p.c. ed appare sostanzialmente regolato dell'alveo dell'Idice, che svolge un'azione drenante per l'area.

Nel seguito vengono riportati, per le diverse unità litostratigrafiche presenti:

- le caratteristiche fisiche;
- lo stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- le caratteristiche di consolidazione;
- i coefficienti di permeabilità.

I grafici delle grandezze suddette sono riportati in Appendice 1; per le diverse grandezze sono riportati i valori desumibili dalle indagini disponibili e dalla loro interpretazione.

In assenza di tali valori nei prospetti seguenti è necessario riferirsi o ai valori determinati per altre zone omogenee o ai riferimenti riportati nel capitolo 6; il riepilogo dei parametri geotecnici per la zona omogenea 1 è riportato nel paragrafo 8.1.

I risultati dell'interpretazione delle prove penetrometriche sono riportati nei grafici con riferimento alla media dei valori del parametro in esame su una profondità di due metri.

7.2.1 Terreni coesivi – Unità 1 e 2

7.2.1.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-1: Composizione granulometrica.

	Unità 1	Unità 2
Ghiaia [%]	0 ÷ 10 [2]	0 ÷ 5 [1]
Sabbia [%]	2 ÷ 19 [10]	22 ÷ 72 [41]
Limo ed argilla [%]	80 ÷ 98 [88]	25 ÷ 77 [58]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Peso di volume del terreno**

Con riferimento alle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati si sono determinati per le varie unità stratigrafiche i valori del peso di volume naturale riassunti nella seguente tabella.

Tabella 7-2: Peso di volume del terreno.

	Unità 1	Unità 2
γ [kN/m ³]	17.2 ÷ 20.1 [19.2]	18.8 ÷ 20.0 [19.5]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Contenuto d'acqua e limiti di consistenza**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di umidità naturale e caratteristiche di plasticità.

Tabella 7-3: Umidità naturale, limite plastico, limite liquido e indice plastico.

	Unità 1	Unità 2
w [%]	24.4 ÷ 46.4 [30.2]	21.1 ÷ 30.5 [26.0]
LL [%]	35.9 ÷ 63.0 [51.8]	23.0 ÷ 56.5 [35.6]
LP [%]	18.6 ÷ 29.6 [25.3]	16.0 ÷ 31.7 [23.5]
IP [%]	16.1 ÷ 35.0 [26.5]	6.0 ÷ 24.8 [12.1]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

Sulla base di tali dati e con riferimento alla Carta di Plasticità di Casagrande:

- i materiali appartenenti all'unità 1 possono essere classificati come "argille inorganiche di plasticità da bassa ad alta" (CL e CH);
- i materiali appartenenti all'unità 2 possono essere classificati come "limi inorganici e sabbia finissima" ed "argilla inorganica di plasticità da bassa a media" (ML e CL).

- **Grado di saturazione**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di grado di saturazione del terreno.

Tabella 7-4: Grado di saturazione.

	Unità 1	Unità 2
S_r [%]	98.0 ÷ 100.0 [99.7]	93.0 ÷ 100.0 [96.8]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Indice dei vuoti**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di indice dei vuoti dei campioni.

Tabella 7-5: Indice dei vuoti.

	Unità 1	Unità 2
e_0 [%]	0.64 ÷ 1.26 [0.80]	0.61 ÷ 0.81 [0.72]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

7.2.1.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Classificazione di Burland**

La rappresentazione dello stato iniziale dei materiali a comportamento prevalentemente coesivo nel piano di Burland $I_v - \log \sigma'_{v0}$ fornisce i seguenti risultati:

- *unità 1:*

- i materiali limoso-argillosi, caratterizzati da valori del limite liquido LL inferiori a 45%, si collocano in generale al di sopra della linea ICL_{oed} ;
- quelli argilloso-limosi caratterizzati da valori del limite liquido LL superiori a 45%, sono invece posti normalmente al di sotto della stessa;

- *unità 2:*

- i materiali limoso-argillosi, caratterizzati da valori del limite liquido LL inferiori a 45%, si collocano in generale al di sopra della linea ICL_{oed} ;
- quelli argilloso-limosi caratterizzati da valori del limite liquido LL superiori a 45%, sono invece posti normalmente al di sotto della stessa.

In appendice 1 sono riportate le seguenti figure:

- piano di Burland con rappresentati tutti i punti relativi ai campioni delle unità 1 e 2;
- piano di Burland con indicati per l'unità 1 i campioni con $LL < 45\%$ e $LL > 45\%$;
- piano di Burland con indicati per l'unità 2 i campioni con $LL < 45\%$ e $LL > 45\%$.

• **Grado di sovraconsolidazione e pressioni di preconsolidazione**

Nel seguito sono riportati i valori del grado di sovraconsolidazione ricavato in funzione del valore di coesione non drenata:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi e sui campioni di laboratorio (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- dalle prove edometriche (EDO).

Sulla base dei risultati delle prove edometriche viene definito:

- terreni sovraconsolidati:
 - grado di sovraconsolidazione OCR;
 - pressione di preconsolidazione σ'_p ;
- terreni strutturati:
 - grado di sovraconsolidazione fittizio OCR*;
 - tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili viscoplastiche σ'_{vy} .

Nel grafico di appendice 1 inerente la σ'_p sono riportati anche i valori di tale parametro per i terreni strutturati in quanto dato di input per il calcolo di σ'_{vy} .

Tabella 7-6: OCR da Pocket Penetrometer e Vane Test.

	Unità 1	Unità 2
OCR [-]	Fino a 5.0 m: > 1.5 Oltre 5.0 m : 1.0	Fino a 5.0 m: > 2.5 Oltre 8.0 m : 1.0

Tabella 7-7: OCR da prove di laboratorio TxUU.

	Unità 1	Unità 2
OCR [-]	Oltre 8.0 m: 1.0	Oltre 13.0 m: 1.0

Tabella 7-8: Terreni sovraconsolidati – OCR e σ'_p da prove di laboratorio EDO.

	Unità 1	Unità 2
OCR [-]	A 5.0 m: 4.0 A 11.0 m: 1.8	A 4.0 m: 4.2 A 13.0 m: 1.4
σ'_p [kPa]	A 5.0 m: 400 A 11.0 m: 367	A 4.0 m: 300 A 13.0 m: 310

Tabella 7-9: Terreni strutturati – OCR* e σ'_{vy} da prove di laboratorio EDO.

	Unità 1	Unità 2
OCR* [-]	1.0	A 15.0 m: 1.0
σ'_{vy} [kPa]	A 11.0 m: 201 A 17.0 m: 287 A 18.0 m: 219	A 15.0 m: 196

7.2.1.3 Parametri di resistenza al taglio

- **Condizioni non drenate**

Sulla base dei valori della coesione non drenata C_u ricavati:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi e sui campioni di laboratorio (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- dall'interpretazione delle prove SPT e CPT;
- dall'interpretazione delle prove pressiometriche;

è possibile determinare il seguente andamento di tale parametro.

Tabella 7-10: Coesione non drenata.

	Unità 1	Unità 2
C_u [kPa]	Fino a 7.0 m: 50 ÷ 90 Oltre 7.0 m : (1.4 z + 30) ÷ (2 z +40)	Fino a 7.0 m: 40 ÷ 90 Oltre 7.0 m : (1.1 z + 32) ÷ (2.4 z +41)

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Condizioni drenate**

I parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate in termini di resistenze di picco sono stati ottenuti sulla base delle seguenti prove:

- unità 1: due prove triassiali consolidate non drenate;
- unità 2: una prova di taglio diretto e cinque prove triassiali consolidate non drenate.

Tabella 7-11: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità 1	Unità 2
c' [kPa]	2.5 ÷ 11.5 [7.0]	5.0 ÷ 24.0 [13.7]
φ' [°]	26 ÷ 36 [31]	27 ÷ 36 [30]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

7.2.1.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione:

- delle prove SPT;
- delle prove CPT;

sono riportati nella tabella seguente.

In particolare:

- prove SPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 1);
- prove CPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle correlazioni riportate nel capitolo 6.

Tabella 7-12: Moduli di taglio iniziali.

	Unità 1	Unità 2
G_{01} [kPa]	Fino a 5.0 m: 35000 Oltre 5.0 m : 2500 z + 22500	Fino a 5.0 m: 34000 Oltre 5.0 m : 3800 z + 30000

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati con metodi convenzionali, possono essere desunti:

- dai risultati delle prove edometriche in termini di modulo edometrico, valutato nell'intervallo di pressione $\sigma'_{v\text{-campione}} \div \sigma'_{v\text{-campione}}+100\text{kPa}$; in generale, tale modulo può essere considerato di ricarico;
- dall'interpretazione delle prove CPT;
- dall'interpretazione delle prove pressiometriche (per l'unità 2).

Tali valori sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-13: Moduli edometrici (indicati con M nei gradici di Appendice 1).

	Unità 1	Unità 2
M_{ricarico} [kPa]	Fino a 5.0 m: 8000 Da 5.0 a 8.0 m: 10000 Oltre 18.0 m: 12000	Fino a 25.0 m: 8000 Oltre 25.0 m: 12000

Il modulo di Young non drenato per l'unità 1 ottenuto dalle prove pressiometriche in sito è riportato nella tabella seguente.

Tabella 7-14: Modulo di Young non drenato.

	Unità 1
E_u [kPa]	Da 10.0 a 36.0 m: 518 z + 2693

7.2.1.5 Caratteristiche di consolidazione e permeabilità

- **Consolidazione primaria**

I valori del coefficiente di consolidazione primaria verticale, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-15: Coefficiente di consolidazione primaria.

	Unità 1	Unità 2
C_v [m ² /s]	2.6E-8 ÷ 6.7E-8 [3.9E-8]	8.4E-8

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

Per l'unità 2 è presente una sola determinazione del parametro in esame.

- **Consolidazione secondaria**

I valori del coefficiente di consolidazione secondaria, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-16: Coefficiente di consolidazione secondaria.

	Unità 1	Unità 2
$C_{\alpha\epsilon}$ [-]	2.5E-4 ÷ 3.2E-3 [1.3E-3]	1.7E-3

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

Per l'unità 2 è presente una sola determinazione del parametro in esame.

- **Permeabilità**

I valori del coefficiente di permeabilità, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-17: Coefficiente di permeabilità.

	Unità 1	Unità 2
k [m/s]	4.5E-11 ÷ 7.4E-11 [5.6E-11]	1.0E-10

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

Per l'unità 2 è presente una sola determinazione del parametro in esame.

7.2.2 Terreni incoerenti – Unità 3 e 4

7.2.2.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-18: Composizione granulometrica.

	Unità 3	Unità 4
Ghiaia [%]	52 ÷ 63 [57]	n.d.
Sabbia [%]	18 ÷ 48 [33]	n.d.
Limo ed argilla [%]	0 ÷ 19 [10]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Peso di volume del terreno**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Contenuto d'acqua**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Grado di saturazione**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Indice dei vuoti**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

7.2.2.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Densità relativa**

Relativamente alle unità stratigrafiche incoerenti, il valore della densità relativa è riportato nella tabella seguente.

Tabella 7-19: Densità relativa.

	Unità 3	Unità 4
D_r [%]	38 ÷ 68 [57]	61 ÷ 100 [85]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

7.2.2.3 Parametri di resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito di picco (ϕ') ed a volume costante (ϕ'_{cv}), determinata per le unità 3 e 4 sulla base dei risultati delle prove SPT è riportata nella tabella seguente.

Tabella 7-20: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità 3	Unità 4
ϕ' [°]	40 ÷ 43	43 ÷ 46
ϕ'_{cv} [°]	35 ÷ 38	34 ÷ 36

Ai fini dell'individuazione dei parametri di calcolo si fa riferimento all'angolo di attrito a volume costante secondo Bolton.

7.2.2.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione:

- delle prove SPT;
- delle prove CPT;

sono riportati nella tabella seguente.

In particolare:

- prove SPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 1);
- prove CPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle correlazioni riportate nel capitolo 6.

Tabella 7-21: Moduli di taglio iniziali.

	Unità 3	Unità 4
G_{01} [kPa]	Da 5.0 a 21.0 m: $8150 z + 16900$	Fino a 5.0 m: 160000 Oltre 5.0 m: $107880 \ln(z) - 20250$

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) E_0$.

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati sono dell'ordine di $1/10 E_0$.

7.2.2.5 Caratteristiche di permeabilità

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

7.3 Zona omogenea 2

La zona omogenea 2 si sviluppa dal torrente Idice sino alla pk 26+275 circa ed è connotata da un'importante presenza di depositi grossolani ghiaioso sabbiosi, talora con argilla e/o con livelli di argilla con ghiaia (unità 4).

In superficie è presente uno spessore di circa 4 m di limi sabbiosi e sabbie limose (unità 2), seguito da uno spessore circa analogo di terreni argillosi (unità 1), posti al tetto di un importante ed esteso orizzonte ghiaioso, mediamente individuato a 8 m di profondità da p.c.; tale orizzonte presenta uno spessore massimo di 15 m nella porzione più meridionale della zona omogenea e tende gradualmente ad assottigliarsi in direzione di Bologna, fino a raggiungere uno spessore di 7 m circa.

Al di sotto di questo orizzonte e fino alla profondità di 30 m circa da p.c. si rinvencono nuovamente depositi argilloso limosi (unità 1), con locali intercalazioni lenticolari di terreni di diversa natura.

Segue infine, fino alle massime profondità indagate, un secondo esteso orizzonte ghiaioso sabbioso (unità 4) di spessore plurimetrico.

La falda freatica si individua a quote variabili tra i 5 e i 9 metri dal piano campagna, mostrando i valori di soggiacenza più elevati nella tratto più settentrionale della zona omogenea e quote via via più prossime al piano campagna procedendo in direzione di Ancona.

Nel seguito vengono riportati, per le diverse unità litostratigrafiche presenti:

- le caratteristiche fisiche;
- lo stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- le caratteristiche di consolidazione;
- i coefficienti di permeabilità.

I grafici delle grandezze suddette sono riportati in Appendice 2; per le diverse grandezze sono riportati i valori desumibili dalle indagini disponibili e dalla loro interpretazione.

In assenza di tali valori nei prospetti seguenti è necessario riferirsi o ai valori determinati per altre zone omogenee o ai riferimenti riportati nel capitolo 6; il riepilogo dei parametri geotecnici per la zona omogenea 2 è riportato nel paragrafo 8.2.

L'unità 2 è stata considerata a comportamento prevalentemente coesivo o incoerente a seconda della profondità.

7.3.1 Terreni coesivi – Unità 1 e 2 (profondità < 8.0 m)

7.3.1.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Peso di volume del terreno**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Contenuto d'acqua e limiti di consistenza**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Grado di saturazione**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Indice dei vuoti**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

7.3.1.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Classificazione di Burland**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Grado di sovraconsolidazione e pressioni di preconsolidazione**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

7.3.1.3 Parametri di resistenza al taglio

- **Condizioni non drenate**

Sulla base dei valori della coesione non drenata C_u ricavati:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dall'interpretazione delle prove SPT;

è possibile determinare il seguente andamento di tale parametro.

Tabella 7-22: Coesione non drenata.

	Unità 1	Unità 2
C_u [kPa]	Fino a 10.0 m: $40 \div 80$ Oltre 10.0 m : $(2 z + 20) \div (2.3 z + 66)$	Fino a 3.0 m: $40 \div 90$

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Condizioni drenate**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

7.3.1.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione delle prove SPT sono riportati nella tabella seguente.

In particolare, i moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 2).

Tabella 7-23: Moduli di taglio iniziali.

	Unità 1	Unità 2
G_{01} [kPa]	Fino a 5.0 m : 35000 Oltre 5.0 m : $2400 z + 28000$	A 5.0 m: 39000 Da 5.0 a 8.0 m : $2670 z + 26700$

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Parametri di deformabilità operativi**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

7.3.1.5 Caratteristiche di consolidazione e permeabilità

- **Consolidazione primaria**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Consolidazione secondaria**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Permeabilità**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

7.3.2 Terreni incoerenti – Unità 2 (profondità > 12.0 m) e 4

7.3.2.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Peso di volume del terreno**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Contenuto d'acqua**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Grado di saturazione**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Indice dei vuoti**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

7.3.2.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Densità relativa**

Relativamente alle unità stratigrafiche incoerenti, il valore della densità relativa è riportato nella tabella seguente.

Tabella 7-24: Densità relativa.

	Unità 2	Unità 4
D_r [%]	21 ÷ 38 [32]	57 ÷ 100 [84].

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

7.3.2.3 Parametri di resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito di picco (ϕ') ed a volume costante (ϕ'_{cv}), determinata per le unità 2 e 4 sulla base dei risultati delle prove SPT è riportata nella tabella seguente.

Tabella 7-25: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità 2	Unità 4
ϕ' [°]	34 ÷ 36	42 ÷ 46
ϕ'_{cv} [°]	32 ÷ 34	32 ÷ 37

Ai fini dell'individuazione dei parametri di calcolo si fa riferimento all'angolo di attrito a volume costante secondo Bolton.

7.3.2.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione delle prove SPT sono riportati nella tabella seguente.

In particolare i moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 2).

Tabella 7-26: Moduli di taglio iniziali.

	Unità 2	Unità 4
G_{01} [kPa]	2670 z + 26700	6000 z + 170000

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) E_0$

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati sono dell'ordine di $1/10 E_0$

7.3.2.5 Caratteristiche di permeabilità

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

7.4 Zona omogenea 3

La zona omogenea 3 si sviluppa dalla pk 26+275 sino alla pk 27+392 circa.

In superficie è presente uno spessore di circa 2÷4 m di terreni limoso sabbiosi (unità 2) a copertura di argille e limi prevalenti, talora sabbiosi (unità 1), che si estendono in maniera continua fino alla profondità di 22÷24 m dal p.c.

Oltre tale profondità, sulla base delle informazioni disponibili, in continuità con la zona omogenea 2 è verosimile ipotizzare la presenza di un importante orizzonte ghiaioso sabbioso (unità 4) di spessore decametrico.

In assenza di aste fluviali drenanti ed in relazione all'abbondante presenza di litologie poco permeabili in superficie, la falda si attesta a quote più prossime al piano di campagna e mediamente comprese tra i 2 e 4 m di profondità.

Nel seguito vengono riportati, per le diverse unità litostratigrafiche presenti:

- le caratteristiche fisiche;
- lo stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- le caratteristiche di consolidazione;
- i coefficienti di permeabilità.

I grafici delle grandezze suddette sono riportati in Appendice 3; per le diverse grandezze sono riportati i valori desumibili dalle indagini disponibili e dalla loro interpretazione.

In assenza di tali valori nei prospetti seguenti è necessario riferirsi o ai valori determinati per altre zone omogenee o ai riferimenti riportati nel capitolo 6; il riepilogo dei parametri geotecnici per la zona omogenea 3 è riportato nel paragrafo 8.3.

I risultati dell'interpretazione delle prove penetrometriche sono riportati nei grafici con riferimento alla media dei valori del parametro in esame su una profondità di due metri.

L'unità 2 è stata considerata a comportamento prevalentemente coesivo o incoerente a seconda della profondità.

7.4.1 Terreni coesivi – Unità 1 e 2 (profondità < 5.0 m)

7.4.1.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-27: Composizione granulometrica.

	Unità 1	Unità 2
Ghiaia [%]	0 ÷ 1 [0]	n.d.
Sabbia [%]	2 ÷ 13 [8]	n.d.
Limo ed argilla [%]	86 ÷ 98 [92]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Peso di volume del terreno**

Con riferimento alle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati si sono determinati per le varie unità stratigrafiche i valori del peso di volume naturale riassunti nella seguente tabella.

Tabella 7-28: Peso di volume del terreno.

	Unità 1	Unità 2
γ [kN/m ³]	19.2 ÷ 20.1 [19.6]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Contenuto d'acqua e limiti di consistenza**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di umidità naturale e caratteristiche di plasticità.

Tabella 7-29: Umidità naturale, limite plastico, limite liquido e indice plastico.

	Unità 1	Unità 2
w [%]	22.6 ÷ 32.4 [27.5]	n.d.
LL [%]	52.3 ÷ 67.1 [59.7]	n.d.
LP [%]	22.4 ÷ 28.6 [25.5]	n.d.
IP [%]	29.9 ÷ 38.5 [34.2]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Sulla base di tali dati e con riferimento alla Carta di Plasticità di Casagrande:

- i materiali appartenenti all'unità 1 possono essere classificati come "argille inorganiche di alta plasticità" (CH).

- **Grado di saturazione**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di grado di saturazione del terreno.

Tabella 7-30: Grado di saturazione.

	Unità 1	Unità 2
S_r [%]	100.0 ÷ 100.0 [100.0]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Indice dei vuoti**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di indice dei vuoti dei campioni.

Tabella 7-31: Indice dei vuoti.

	Unità 1	Unità 2
e_0 [%]	0.72 ÷ 0.91 [0.81]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.4.1.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Classificazione di Burland**

In zona omogenea 3 sono disponibili le determinazioni di laboratorio su due campioni relativi alla unità 1.

La rappresentazione dello stato iniziale dei materiali a comportamento prevalentemente coesivo nel piano di Burland $I_v - \log \sigma'_{v0}$ fornisce i seguenti risultati:

- *unità 1:*
 - i materiali argilloso-limosi caratterizzati da valori del limite liquido LL superiori al 52%, sono posti normalmente al di sotto della linea ICL_{oed} , ovvero si presentano sovraconsolidati.

In appendice 3 sono riportate le seguenti figure, in analogia a quanto effettuato per la zona omogenea 1:

- piano di Burland con rappresentati tutti i punti relativi ai campioni delle unità 1;
- piano di Burland con indicati per l'unità 1 i campioni con LL > 45%.

• **Grado di sovraconsolidazione e pressioni di preconsolidazione**

Nel seguito sono riportati i valori del grado di sovraconsolidazione ricavato in funzione del valore di coesione non drenata:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi e sui campioni di laboratorio (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- dalle prove edometriche (EDO).

Sulla base dei risultati delle prove edometriche viene definito:

- terreni sovraconsolidati:
 - grado di sovraconsolidazione OCR;
 - pressione di preconsolidazione σ'_p .

Tabella 7-32: OCR da Pocket Penetrometer e Vane Test.

	Unità 1	Unità 2
OCR [-]	Fino a 8.0 m: > 2.5 Oltre 8.0 m: 1.0	Fino a 3.0 m: > 1.5

Tabella 7-33: OCR da prove di laboratorio TxUU.

	Unità 1	Unità 2
OCR [-]	A 14.0 m: 1.0	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Tabella 7-34: Terreni sovraconsolidati – OCR e σ'_p da prove di laboratorio EDO.

	Unità 1	Unità 2
OCR [-]	A 5.0 m: 1.4 A 14.0 m: 3.1	n.d.
σ'_p [kPa]	A 5.0 m: 126 A 14.0 m: 637	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.4.1.3 Parametri di resistenza al taglio

- **Condizioni non drenate**

Sulla base dei valori della coesione non drenata C_u ricavati:

- dalle prove spedite sulle carote dei sondaggi e sui campioni di laboratorio (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- dall'interpretazione delle prove SPT e CPT;

è possibile determinare il seguente andamento di tale parametro.

Tabella 7-35: Coesione non drenata.

	Unità 1	Unità 2
C_u [kPa]	Fino a 20.0 m: 60 ÷ 100	Fino a 3.0 m: 30 ÷ 80

- **Condizioni drenate**

I parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate in termini di resistenze di picco sono stati ottenuti sulla base delle seguenti prove:

- unità 1: una prova triassiale consolidata non drenata.

Tabella 7-36: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità 1	Unità 2
c' [kPa]	8.7	n.d.
φ' [°]	30	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.4.1.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione:

- delle prove SPT;
- delle prove CPT;

sono riportati nella tabella seguente.

In particolare:

- prove SPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 3);
- prove CPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle correlazioni riportate nel capitolo 6.

Tabella 7-37: Moduli di taglio iniziali.

	Unità 1	Unità 2
G_{01} [kPa]	Fino a 2.0 m: 29000 Da 2.0 a 17.0 m : 2500 z + 25000	Fino a 5.0 m: 60000

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati con metodi convenzionali, possono essere desunti:

- dai risultati delle prove edometriche in termini di modulo edometrico, valutato nell'intervallo di pressione $\sigma'_{v\text{-campione}} \div \sigma'_{v\text{-campione}}+100\text{kPa}$; in generale, tale modulo può essere considerato di ricarica;
- dall'interpretazione delle prove CPT.

Tali valori sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-38: Moduli edometrici (indicati con M nei gradici di Appendice 7).

	Unità 1	Unità 2
M_{ricarico} [kPa]	Fino a 9.0 m: 10000	Fino a 3.0 m: 8000

7.4.1.5 Caratteristiche di consolidazione e permeabilità

- **Consolidazione primaria**

I valori del coefficiente di consolidazione primaria verticale, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-39: Coefficiente di consolidazione primaria.

	Unità 1	Unità 2
C_v [m ² /s]	Fino a 15.0 m: 2.0E-8 ÷ 3.0E-8 [2.5E-8]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per l'unità 1 sono disponibili due determinazioni del parametro in esame.

- **Consolidazione secondaria**

I valori del coefficiente di consolidazione secondaria, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-40: Coefficiente di consolidazione secondaria.

	Unità 1	Unità 2
$C_{\alpha\epsilon}$ [-]	Fino a 15.0 m: 1.7E-4 ÷ 2.9E-4 [2.3E-4]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per l'unità 1 sono disponibili due determinazioni del parametro in esame.

- **Permeabilità**

I valori del coefficiente di permeabilità, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-41: Coefficiente di permeabilità.

	Unità 1	Unità 2
k [m/s]	Fino a 15.0 m: 2.8E-11 ÷ 1.3E-10 [7.8E-11]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per l'unità 1 sono disponibili due determinazioni del parametro in esame.

7.4.2 Terreni incoerenti – Unità 2 (profondità > 17.0 m) e 4

7.4.2.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Peso di volume del terreno**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Contenuto d'acqua**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Grado di saturazione**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Indice dei vuoti**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

7.4.2.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Densità relativa**

Relativamente alle unità stratigrafiche incoerenti, il valore della densità relativa è riportato nella tabella seguente.

Tabella 7-42: Densità relativa.

	Unità 2	Unità 4
D_r [%]	37	63 ÷ 91 [76].

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

Per l'unità 2 è presente un'unica prova SPT da cui è stato determinato il parametro in esame.

7.4.2.3 Parametri di resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito di picco (ϕ') ed a volume costante (ϕ'_{cv}), determinata per le unità 2 e 4 sulla base dei risultati delle prove SPT è riportata nella tabella seguente.

Tabella 7-43: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità 2	Unità 4
ϕ' [°]	36	43 ÷ 44
ϕ'_{cv} [°]	33	35 ÷ 37

Per l'unità 2 è presente un'unica prova SPT da cui è stato determinato il parametro in esame.

Ai fini dell'individuazione dei parametri di calcolo si fa riferimento all'angolo di attrito a volume costante secondo Bolton.

7.4.2.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione delle prove SPT sono riportati nella tabella seguente.

In particolare i moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 3).

Tabella 7-44: Moduli di taglio iniziali.

	Unità 2	Unità 4
G_{01} [kPa]	69000	A 8.3 m: 146000 Oltre 25.0 m: 330000

Per l'unità 2 è presente un'unica prova SPT da cui è stato determinato il parametro in esame.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) E_o$.

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati sono dell'ordine di $1/10 E_o$.

7.4.2.5 Caratteristiche di permeabilità

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

7.5 Zona omogenea 4

La zona omogenea 4 si sviluppa dalla pk 27+392 sino alla pk 30+274 circa ed è interessata dagli attraversamenti del Rio Cetona e del Torrente Quaderna.

Dal punto di vista litostratigrafico il tratto in esame è caratterizzato da una netta prevalenza di litotipi pretamente coesivi, costituiti nella fattispecie da argille e argille limose, talora sabbiose (unità 1), che si rinvencono in maniera piuttosto omogenea sino alla profondità di 30÷35 circa dal piano di campagna.

Fa eccezione un breve tratto tra le pk 27+950÷28+400 ca. dove, a quote comprese tra i 5 e 20 m dal p.c., si rinvencono terreni in prevalenza ghiaiosi (unità 4) e subordinatamente sabbioso limosi (unità 2), ascrivibili verosimilmente a depositi di un paleoveo. È inoltre presente un orizzonte di sabbie limose (unità 2) tra i 27 e 35 m dal p.c che interessa circa metà della zona omogenea tra le pk 27+680 e 29+300 ca.

Oltre i 35 m di profondità è presente, al centro della zona omogenea, un banco di ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose di spessore rilevante e pari ad almeno 5÷7 m, come si evince dalle indagini geognostiche disponibili.

Analogamente alla precedente zona omogenea, il livello della falda freatica appare relativamente superficiale e a quote comprese tra 1÷3 m dal p.c.

Nel seguito vengono riportati, per le diverse unità litostratigrafiche presenti:

- le caratteristiche fisiche;
- lo stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- le caratteristiche di consolidazione;
- i coefficienti di permeabilità.

I grafici delle grandezze suddette sono riportati in Appendice 4; per le diverse grandezze sono riportati i valori desumibili dalle indagini disponibili e dalla loro interpretazione.

In assenza di tali valori nei prospetti seguenti è necessario riferirsi o ai valori determinati per altre zone omogenee o ai riferimenti riportati nel capitolo 6; il riepilogo dei parametri geotecnici per la zona omogenea 4 è riportato nel paragrafo 8.4.

I risultati dell'interpretazione delle prove penetrometriche sono riportati nei grafici con riferimento alla media dei valori del parametro in esame su una profondità di due metri.

L'unità 2 è stata considerata a comportamento prevalentemente coesivo.

7.5.1 Terreni coesivi – Unità 1 e 2

7.5.1.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-45: Composizione granulometrica.

	Unità 1	Unità 2
Ghiaia [%]	0 ÷ 3 [1]	0 ÷ 6 [3]
Sabbia [%]	1 ÷ 19 [11]	35 ÷ 67 [48]
Limo ed argilla [%]	79 ÷ 99 [87]	33 ÷ 61 [50]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Peso di volume del terreno**

Con riferimento alle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati si sono determinati per le varie unità stratigrafiche i valori del peso di volume naturale riassunti nella seguente tabella.

Tabella 7-46: Peso di volume del terreno.

	Unità 1	Unità 2
γ [kN/m ³]	18.4 ÷ 20.1 [19.4]	20.4

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

Per l'unità 2 è presente una sola determinazione del parametro in esame.

- **Contenuto d'acqua e limiti di consistenza**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di umidità naturale e caratteristiche di plasticità.

Tabella 7-47: Umidità naturale, limite plastico, limite liquido e indice plastico.

	Unità 1	Unità 2
w [%]	22.3 ÷ 38.2 [27.2]	20.8 ÷ 28.0 [24.2]
LL [%]	37.0 ÷ 64.4 [49.1]	27.0 ÷ 48.6 [34.5]
LP [%]	19.0 ÷ 29.8 [24.5]	17.0 ÷ 28.4 [20.8]
IP [%]	10.5 ÷ 35.1 [24.6]	10.0 ÷ 20.2 [13.7]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

Sulla base di tali dati e con riferimento alla Carta di Plasticità di Casagrande:

- i materiali appartenenti all'unità 1 possono essere classificati come "argille inorganiche di plasticità da bassa ad alta" (CL e CH);

- i materiali appartenenti all'unità 2 possono essere classificati come "limi inorganici e sabbia finissima" ed "argilla inorganica di plasticità da bassa a media" (ML e CL).

- **Grado di saturazione**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di grado di saturazione del terreno.

Tabella 7-48: Grado di saturazione.

	Unità 1	Unità 2
S_r [%]	86.0 ÷ 100.0 [96.0]	100.0

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

Per l'unità 2 è presente una sola determinazione del parametro in esame.

- **Indice dei vuoti**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di indice dei vuoti dei campioni.

Tabella 7-49: Indice dei vuoti.

	Unità 1	Unità 2
e_0 [%]	0.58 ÷ 1.02 [0.76]	0.56

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

Per l'unità 2 è presente una sola determinazione del parametro in esame.

7.5.1.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Classificazione di Burland**

La rappresentazione dello stato iniziale dei materiali a comportamento prevalentemente coesivo nel piano di Burland $I_v - \log \sigma'_{v0}$ fornisce i seguenti risultati:

- *unità 1:*
 - i materiali limoso-argillosi caratterizzati da valori del limite liquido LL inferiori a 45% (2 campioni) risultano uno sovraconsolidato ed uno normalconsolidato;
 - quelli limoso-argillosi, caratterizzati da valori del limite liquido LL superiori a 45%, si collocano in generale al di sotto della linea ICL_{oed} ;
- *unità 2:*
 - l'unico dato disponibile, relativo ad un campione con LL = 49%, si colloca al di sotto della linea ICL_{oed} (terreno sovraconsolidato).

In appendice 4 sono riportate le seguenti figure:

- piano di Burland con rappresentati tutti i punti relativi ai campioni delle unità 1 e 2;
- piano di Burland con indicati per l'unità 1 i campioni con LL < 45% e LL > 45%;
- piano di Burland con indicati per l'unità 2 i campioni con LL > 45%.

- **Grado di sovraconsolidazione e pressioni di preconsolidazione**

Nel seguito sono riportati i valori del grado di sovraconsolidazione ricavato in funzione del valore di coesione non drenata:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi e sui campioni di laboratorio (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- dalle prove edometriche (EDO).

Sulla base dei risultati delle prove edometriche viene definito:

- terreni sovraconsolidati:
 - grado di sovraconsolidazione OCR;
 - pressione di preconsolidazione σ'_p ;
- terreni strutturati:
 - grado di sovraconsolidazione fittizio OCR*;
 - tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili viscoplastiche σ'_{vy} .

Nel grafico di appendice 4 inerente la σ'_p sono riportati anche i valori di tale parametro per i terreni strutturati in quanto dato di input per il calcolo di σ'_{vy} .

Tabella 7-50: OCR da Pocket Penetrometer e Vane Test.

	Unità 1	Unità 2
OCR [-]	Fino a 13.0 m: > 1.5 Oltre 13.0 m : 1.0	Fino a 5.0 m: > 4.0 Oltre 5.0 m : 1.0

Tabella 7-51: OCR da prove di laboratorio TxUU.

	Unità 1	Unità 2
OCR [-]	Fino a 9.0 m: > 3.5 Oltre 9.0 m : > 1.5	A 9.0 m: 1.8

Tabella 7-52: Terreni sovraconsolidati – OCR e σ'_p da prove di laboratorio EDO.

	Unità 1	Unità 2
OCR [-]	Fino a 10.0 m: > 1.5	A 9.0 m: 2.5
σ'_p [kPa]	Fino a 5.0 m: 200 Da 5 a 10.0 m: 350	A 9.0 m: 310

Tabella 7-53: Terreni strutturati – OCR* e σ'_{vy} da prove di laboratorio EDO.

	Unità 1
OCR* [-]	A 20.0 m: 1.0
σ'_{vy} [kPa]	A 20.0 m: 220

7.5.1.3 Parametri di resistenza al taglio

- **Condizioni non drenate**

Sulla base dei valori della coesione non drenata C_u ricavati:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi e sui campioni di laboratorio (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- dall'interpretazione delle prove SPT e CPT;
- dall'interpretazione delle prove pressiometriche;

è possibile determinare il seguente andamento di tale parametro.

Tabella 7-54: Coesione non drenata.

	Unità 1	Unità 2
C_u [kPa]	Fino a 10.0 m: $60 \div 120$ Oltre 10.0 m : $60 \div (2.3 z + 52)$	Fino a 8.0 m: $50 \div 100$ Oltre 8.0 m : $(2.5 z + 20) \div (2.5 z + 40)$

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Condizioni drenate**

I parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate in termini di resistenze di picco sono stati ottenuti sulla base delle seguenti prove:

- unità 1: tre prove triassiali consolidate non drenate.

Tabella 7-55: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità 1	Unità 2
c' [kPa]	9.1 ÷ 15.4 [12.5]	n.d.
φ' [°]	19 ÷ 26 [21]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.5.1.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione:

- delle prove SPT;
- delle prove CPT;

sono riportati nella tabella seguente.

In particolare:

- prove SPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 4);
- prove CPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle correlazioni riportate nel capitolo 6.

Tabella 7-56: Moduli di taglio iniziali.

	Unità 1	Unità 2
G_{01} [kPa]	Fino a 5.0 m: 35000 Oltre 5.0 m : 2600 z + 26300	Da 5.0 a 10.0 m: 80000 Oltre 27.0 m : 5700 z - 65000

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati con metodi convenzionali, possono essere desunti:

- dai risultati delle prove edometriche in termini di modulo edometrico, valutato nell'intervallo di pressione $\sigma'_{v-campione} \div \sigma'_{v-campione} + 100\text{kPa}$; in generale, tale modulo può essere considerato di ricarico;
- dall'interpretazione delle prove CPT.

Tali valori sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-57: Moduli edometrici (indicati con *M* nei gradici di Appendice 4).

	Unità 1	Unità 2
M_{ricarico} [kPa]	Fino a 5.0 m: 5000 Da 5.0 a 10.0 m: $670z + 2000$	Fino a 10.0 m: 10000

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

Il modulo di Young non drenato per l'unità 1 ottenuto dalle prove pressiometriche in sito è riportato nella tabella seguente.

Tabella 7-58: Modulo di Young non drenato.

	Unità 1
E_u [kPa]	Da 9.0 a 15.0 m: 30000

7.5.1.5 Caratteristiche di consolidazione e permeabilità

- **Consolidazione primaria**

I valori del coefficiente di consolidazione primaria verticale, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-59: Coefficiente di consolidazione primaria.

	Unità 1	Unità 2
C_v [m ² /s]	1.0E-8 ÷ 3.8E-7 [1.5E-7]	2.0E-8

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

Per l'unità 2 è presente una sola determinazione del parametro in esame.

- **Consolidazione secondaria**

I valori del coefficiente di consolidazione secondaria, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-60: Coefficiente di consolidazione secondaria.

	Unità 1	Unità 2
$C_{\alpha\epsilon}$ [-]	1.2E-4 ÷ 3.0E-3 [1.3E-3]	2.0E-4

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

Per l'unità 2 è presente una sola determinazione del parametro in esame.

- **Permeabilità**

I valori del coefficiente di permeabilità, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-61: Coefficiente di permeabilità da prove edometriche.

	Unità 1	Unità 2
k [m/s]	2.1E-11 ÷ 1.4E-9 [4.2E-10]	3.1E-11

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

Per l'unità 2 è presente una sola determinazione del parametro in esame.

E' presente inoltre una prova Lefranc condotta nel sondaggio S-B2 alla profondità di 19.0 m in corrispondenza di un livello di argilla sabbiosa dell'unità 1 che ha fornito il risultato indicato nella seguente tabella.

Tabella 7-62: Coefficiente di permeabilità da prove Lefranc.

	Unità 1
k [m/s]	6.8E-7

7.5.2 Terreni incoerenti – Unità 4

7.5.2.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-63: Composizione granulometrica.

	Unità 4
Ghiaia [%]	66
Sabbia [%]	20
Limo ed argilla [%]	14

Per l'unità 4 è presente una unica determinazione dei parametri in esame.

- **Peso di volume del terreno**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Contenuto d'acqua**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di umidità naturale.

Tabella 7-64: Umidità naturale.

	Unità 4
w [%]	8.0

Per l'unità 4 è presente una unica determinazione del parametro in esame.

- **Grado di saturazione**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

- **Indice dei vuoti**

Non sono disponibili determinazioni del parametro in esame.

7.5.2.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Densità relativa**

Relativamente alle unità stratigrafiche incoerenti, il valore della densità relativa è riportato nella tabella seguente.

Tabella 7-65: Densità relativa.

Unità 4	
D_r [%]	44 ÷ 100 [73].

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

7.5.2.3 Parametri di resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito di picco (ϕ') ed a volume costante (ϕ'_{cv}), determinata per l'unità 4 sulla base dei risultati delle prove SPT è riportata nella tabella seguente.

Tabella 7-66: Parametri di resistenza al taglio.

Unità 4	
ϕ' [°]	41 ÷ 46
ϕ'_{cv} [°]	34 ÷ 38

Ai fini dell'individuazione dei parametri di calcolo si fa riferimento all'angolo di attrito a volume costante secondo Bolton.

7.5.2.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione:

- delle prove SPT;
- delle prove CPT;

sono riportati nella tabella seguente.

In particolare:

- prove SPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 4);
- prove CPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle correlazioni riportate nel capitolo 6.

Tabella 7-67: Moduli di taglio iniziali.

Unità 4	
G_{01} [kPa]	Fino a 11.0 m: 178000 Da 11.0 a 20.0 m: 16000 z - 240000

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) E_0$.

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati sono dell'ordine di $1/10 E_0$.

7.5.2.5 Caratteristiche di permeabilità

I valori del coefficiente di permeabilità, determinati dalle prove Lefranc in sito, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-68: Coefficiente di permeabilità.

Unità 4	
k [m/s]	A 15.5 m: 3.3E-4

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

8. PROPRIETÀ GEOTECNICHE DELLE UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE

8.1 Zona omogenea 1

Zona omogenea		1	
Unità		1	
γ_t	[kN/m ³]	19.2	
e_0	[-]	Fino a 5.0 m: $e_0 = 0.75$; oltre 5.0 m: $e_0 = 0.73$	
$\varphi' (*)$	[°]	24÷26	
$c' (*)$	[kPa]	Fino a 5.0 m : $c' = 3\div 7$; oltre 5.0 m $c' = (0.2\div 0.4) \cdot z + 1$	
q_c	[kPa]	$20 \cdot c_u$	
$C_u (*)$	[kPa]	Fino a 7.0 m: $C_u = 50\div 90$; oltre 7.0 m: $C_u = (1.4 \cdot z + 30) \div (2 \cdot z + 40)$	
OCR	[-]	Fino a 5.0 m: OCR > 1.5; oltre 5.0 m: OCR = 1.0	
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$	
$M_{ricarico}$	[kPa]	Fino a 5.0 m: $M = 8000$; da 5.0 m a 18.0 m: $M = 10000$; oltre 18.0 m: $M = 12000$	
M_{carico}	[kPa]	$M / 5$	
$c_{\alpha\epsilon}$	[-]	1.30E-03	
k_v	[m/s]	5.60E-11	
k_h	[m/s]	$3 \cdot k_v$	
c_v	[m ² /s]	3.90E-08	
c_h	[m ² /s]	$3 \cdot c_v$	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		15	7÷30
V_s	[m/s]	Fino a 5.0 m: $V_s = 140$; oltre 5.0 m $V_s = 2.98 \cdot z + 134$	
G_{01}	[kPa]	Fino a 5.0 m: $G_0 = 35000$; oltre 5.0 m: $G_0 = 2500 \cdot z + 22500$	

Nelle formule la profondità "z" è espressa in metri

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

Zona omogenea		1
Unità		2
γ_t	[kN/m ³]	19.5
e_0	[-]	Fino a 5.0 m: $e_0 = 0.77$; da 10.0 a 30.0 m: $e_0 = 0.70$
$\varphi' (*)$	[°]	28÷30
$c' (*)$	[kPa]	2÷4
q_c	[kPa]	20· c_u
$C_u (*)$	[kPa]	Fino a 7.0 m: $C_u = 40\div90$; oltre 7.0 m: $C_u = (1.1 \cdot z + 32) \div (2.4 \cdot z + 41)$
OCR	[-]	Fino a 5.0 m: $OCR > 2.5$; oltre 5.0 m: $OCR = 1.0$
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$
$M_{ricarico}$	[kPa]	Fino a 25.0 m: $M = 8000$; oltre 25.0 m: 12000
M_{carico}	[kPa]	$M / 5$
$c_{\alpha E}$	[%]	Da 10.0 a 15.0 m: 1.70E-3
k_v	[m/s]	Da 10.0 a 15.0 m: 1.00E-10
k_h	[m/s]	3· k_v
c_v	[m ² /s]	Da 10.0 a 15.0 m: 8.40E-8
c_h	[m ² /s]	3· c_v
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media
		Intervallo
		24
		8÷52
V_s	[m/s]	Fino 5.0 m: 130; oltre 5.0 m: $3.5 \cdot z + 155$
G_{01}	[kPa]	Fino 5.0 m: 34000; oltre 5.0 m: $3800 \cdot z + 30000$

Nelle formule la profondità "z" è espressa in metri

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

Zona omogenea		1	
Unità		3	
γ_t	[kN/m ³]	20.0	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		37	30÷54
D_r	[%]	Media	Intervallo
		57	38÷68
$\varphi' (*)$	[°]	35÷38	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	$1 - \sin \varphi'$	
k	[m/s]	(**)	
V_s	[m/s]	$12.3 \cdot z + 104$	
G_{01}	[kPa]	Da 5.0 a 21.0 m: $8150 \cdot z + 16900$	
E_{op1}	[kPa]	$2.4 \cdot G_{01} / 5$	
E_{op2}	[kPa]	$G_{01} / 5$	
Nelle formule la profondità "z" è espressa in metri			
<p>(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:</p> <ul style="list-style-type: none"> • valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti; • valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza. 			
<p>(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.</p>			

Zona omogenea		1	
Unità		4	
γ_t	[kN/m ³]	20.0	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		86	20÷100
D_r	[%]	Media	Intervallo
		85	61÷100
$\varphi' (*)$	[°]	34÷36	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	$1 - \sin \varphi'$	
k	[m/s]	(**)	
V_s	[m/s]	Fino a 5.0 m: 280; oltre 5.0 m: $5 \cdot z + 250$	
G_{01}	[kPa]	Fino a 5.0 m: 160000; oltre 5.0 m: $107880 \cdot \ln(z) - 20250$	
E_{op1}	[kPa]	$2.4 \cdot G_{01} / 5$	
E_{op2}	[kPa]	$G_{01} / 5$	

Nelle formule la profondità "z" è espressa in metri

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

8.2 Zona omogenea 2

Zona omogenea		2	
Unità		1	
γ_t	[kN/m ³]	19.4	
e_0	[-]	(**)	
$\varphi' (*)$	[°]	24÷26	
$c' (*)$	[kPa]	Fino a 5.0 m: $c' = 3\div5$; oltre 5.0 m: $c' = (0.2 \cdot z \div 0.4 \cdot z) \cdot z + 1$	
q_c	[kPa]	$20 \cdot c_u$	
$C_u (**)$	[kPa]	Fino a 10.0 m: $C_u = 40\div80$ Da 10.0 m: $C_u = (2 \cdot z + 20) \div (2.3 \cdot z + 66)$	
OCR	[-]	Fino a 5.0 m: OCR > 2.0; oltre 5.0 m: OCR = 1.0	
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$	
$M_{ricarico}$	[kPa]	(**)	
M_{carico}	[kPa]	M / 5	
$C_{\alpha E}$	[-]	(**)	
k_v	[m/s]	(**)	
k_h	[m/s]	$3 \cdot k_v$	
c_v	[m ² /s]	(**)	
c_h	[m ² /s]	$3 \cdot c_v$	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		18	7÷36
V_s	[m/s]	Fino a 5.0 m: $V_s = 135$; oltre 5.0 m: $V_s = 2.8 \cdot z + 136$	
G_{01}	[kPa]	Fino a 5.0 m: $G_{01} = 35000$; oltre 5.0 m: $G_{01} = 2400 \cdot z + 28000$	

Nelle formule la profondità "z" è espressa in metri

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		2	
Unità		2 (strato superficiale in corrispondenza di P7, P8, P9, P10, P11, P12, S4*) z < 8.0 m	
γ_t	[kN/m ³]	19.5	
e_0	[-]	(**)	
$\varphi' (*)$	[°]	28 ÷ 30	
$c' (*)$	[kPa]	Fino a 3.0 m: $c' = 2 \div 4$	
q_c	[kPa]	20 · C _u	
$C_u (*)$	[kPa]	Fino a 3.0 m: C _u = 40 ÷ 90	
OCR	[-]	Fino a 3.0 m: OCR > 4	
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$	
$M_{ricarico}$	[kPa]	(**)	
M_{carico}	[kPa]	M / 5	
$c_{\alpha \varepsilon}$	[-]	(**)	
k_v	[m/s]	(**)	
k_h	[m/s]	3 · k _v	
c_v	[m ² /s]	(**)	
c_h	[m ² /s]	3 · c _v	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		11	-
V_s	[m/s]	A 5.0 m: 142; da 5.0 m a 8.0 m: 3 · z + 130	
G_{01}	[kPa]	A 5.0 m: 39000; da 5.0 m a 8.0 m: 2670 · z + 26700	

Nelle formule la profondità "z" è espressa in metri

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		2	
Unità		2 (Strato in corrispondenza di S4*) z > 12.0 m	
γ_t	[kN/m ³]	19.5	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		12	5÷15
D_r	[%]	Media	Intervallo
		32	21 ÷ 38
φ'	[°]	32 ÷ 34	
OCR	[-]	1	
k₀	[-]	1-sin φ'	
k	[m/s]	(**)	
V_s	[m/s]	3·z + 130	
G₀₁	[kPa]	2670·z + 26700	
E_{op1}	[kPa]	2.4·G ₀₁ /5	
E_{op2}	[kPa]	G ₀₁ /5	
Nelle formule la profondità "z" è espressa in metri			
<p>(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:</p> <ul style="list-style-type: none"> • valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti; • valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza. 			
<p>(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.</p>			

Zona omogenea		2	
Unità		4	
γ_t	[kN/m ³]	20.0	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		79	37÷100
D_r	[%]	Media	Intervallo
		84	57÷100
$\varphi' (*)$	[°]	32÷37	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	$1 - \sin \varphi'$	
k	[m/s]	(**)	
V_s	[m/s]	$5.2 \cdot z + 273$	
G_{01}	[kPa]	$6000 \cdot z + 170000$	
E_{op1}	[kPa]	$2.4 \cdot G_{01} / 5$	
E_{op2}	[kPa]	$G_{01} / 5$	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

8.3 Zona omogenea 3

Zona omogenea		3	
Unità		1	
γ_t	[kN/m ³]	19.5	
e_0	[-]	0.81	
$\varphi' (*)$	[°]	24÷26	
$c' (*)$	[kPa]	Fino a 5.0 m: $c' = 7\div 9$; oltre 5.0 m: $c' = (0.2 \cdot z \div 0.4 \cdot z) + 1$	
q_c	[kPa]	$20 \cdot c_u$	
$C_u (*)$	[kPa]	Fino a 20.0 m: $C_u = 60\div 100$	
OCR	[-]	Fino a 9.0 m: OCR > 2.0; oltre 9.0 m: OCR = 1.0	
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$	
$M_{ricarico}$	[kPa]	Fino a 9.0 m: $M = 10000$ kPa; oltre (**)	
M_{carico}	[kPa]	$M / 5$	
$c_{\alpha E}$	[-]	Fino a 15.0 m: $2.28E-4$	
k_v	[m/s]	Fino a 15.0m: $7.75E-11$	
k_h	[m/s]	$3 \cdot k_v$	
c_v	[m ² /s]	Fino a 15.0m: $2.5E-8$	
c_h	[m ² /s]	$3 \cdot c_v$	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		10	8÷15
V_s	[m/s]	Fino a 2.0 m: 120; da 2.0 a 17.0 m: $3.5 \cdot z + 115$	
G_{01}	[kPa]	Fino a 2.0 m: $G_{01} = 29000$; da 2.0 a 17.0 m: $G_{01} = 2500 \cdot z + 25000$	

Nelle formule la profondità "z" è espressa in metri

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

Zona omogenea		3	
Unità		2 (strato superficiale in corrispondenza di P13, P14, P15, P16, S8) $z < 5.0 \text{ m}$	
γ_t	[kN/m ³]	19.5	
e_0	[-]	(**)	
$\varphi' (*)$	[°]	28 ÷ 30	
$c' (*)$	[kPa]	Fino a 3.0 m: $c' = 1 \div 3$	
q_c	[kPa]	20 · C _u	
C _u (*)	[kPa]	Fino a 3.0 m: C _u = 30 ÷ 80	
OCR	[-]	Fino a 3.0 m: OCR > 1.5	
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot \text{OCR}^{0.5}$	
M _{ricarico}	[kPa]	Fino a 3.0 m: M = 8000 kPa	
M _{carico}	[kPa]	M / 5	
$c_{\alpha E}$	[-]	(**)	
k_v	[m/s]	(**)	
k_h	[m/s]	3 · k_v	
c_v	[m ² /s]	(**)	
c_h	[m ² /s]	3 · c_v	
N _{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		-	-
V _s	[m/s]	174	
G _{0.1}	[kPa]	60000	

Nelle formule la profondità "z" è espressa in metri

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		3
Unità		2 (Strati in corrispondenza di S8*) z > 17.0 m
γ_t	[kN/m ³]	19.5
N _{spt}	[colpi/30cm]	15
D _r	[%]	37
φ' (*)	[°]	32 ÷ 34
OCR	[-]	1
k ₀	[-]	1-sin φ'
k	[m/s]	(**)
V _s	[m/s]	186
G ₀₁	[kPa]	69000
E _{op1}	[kPa]	2.4·G ₀₁ /5
E _{op2}	[kPa]	G ₀₁ /5
Nelle formule la profondità "z" è espressa in metri		
<p>(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:</p> <ul style="list-style-type: none"> • valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti; • valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza. 		
<p>(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.</p>		

Zona omogenea		3	
Unità		4	
γ_t	[kN/m ³]	20.0	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		69	31÷100
D_r	[%]	Media	Intervallo
		76	63÷91
$\varphi' (*)$	[°]	35÷37	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	1-sin φ'	
k	[m/s]	(**)	
V_s	[m/s]	A 8.30 m: $V_s = 274$; oltre 25.0 m : $V_s = 415$	
G_{01}	[kPa]	A 8.30 m: $G_{01} = 146000$; oltre 25.0 m: $G_{01} = 330000$	
E_{op1}	[kPa]	2.4· $G_{01}/5$	
E_{op2}	[kPa]	$G_{01}/5$	

Nelle formule la profondità "z" è espressa in metri

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

8.4 Zona omogenea 4

Zona omogenea		4	
Unità		1	
γ_t	[kN/m ³]	19.4	
e_0	[-]	Fino a 15.0 m: $e_0 = 0.70$; oltre 15.0 m $e_0 = 0.75$	
$\varphi' (*)$	[°]	24 ÷ 26	
$c' (*)$	[kPa]	Fino a 5.0 m: $c' = 3 \div 7$; oltre 5.0 m: $c' = (0.2 \div 0.4) \cdot z + 1$	
q_c	[kPa]	$20 \cdot C_u$	
$C_u (*)$	[kPa]	Fino a 10.0 m: $C_u = 60 \div 120$ Oltre 10.0 m: $C_u = 60 \div (2.3 \cdot z + 52)$	
OCR	[-]	Fino a 10.0 m: OCR > 2; da 10.0 a 20.0 m: OCR = 1.5; da 20.0 m: OCR = 1.0	
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$	
$M_{ricarico}$	[kPa]	Fino a 5.0 m: $M = 5000$ kPa; da 5.0 a 10.0 m: $M = 670 \cdot z + 2000$; oltre 10.0 m: (**)	
M_{carico}	[kPa]	$M / 5$	
$c_{\alpha E}$	[-]	1.30E-03	
k_v	[m/s]	4.20E-10	
k_h	[m/s]	$3 \cdot k_v$	
c_v	[m ² /s]	1.50E-07	
c_h	[m ² /s]	$3 \cdot c_v$	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		10	5 ÷ 36
V_s	[m/s]	Fino a 5.0 m : $V_s = 125$; Oltre 5.0 m: $V_s = 3.4 \cdot z + 133$	
G_{01}	[kPa]	Fino a 5.0 m : $G_{01} = 35000$; Oltre 5.0 m: $G_{01} = 2600 \cdot z + 26300$	

Nelle formule la profondità "z" è espressa in metri

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		4
Unità		2
γ_t	[kN/m ³]	20
e_0	[-]	-
$\varphi' (*)$	[°]	28 ÷ 30
$c' (*)$	[kPa]	$c' = 2 \div 4$
q_c	[kPa]	$20 \cdot C_u$
$C_u (*)$	[kPa]	Fino a 8.0 m: $C_u = 50 \div 100$; Da 8.0 m: $C_u = 2.5 \cdot z + (20 \div 40)$
OCR	[-]	Fino a 10.0 m: OCR > 1.5; da 10.0 m: OCR = 1.0
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$
$M_{ricarico}$	[kPa]	Fino a 10.0 m: $M = 10000$; oltre 10.0 m: (**)
M_{carico}	[kPa]	$M / 5$
$c_{\alpha E}$	[-]	Fino a 10.0 m: $1.90E-4$; oltre 10.0 m: (**)
k_v	[m/s]	Fino a 10.0 m: $3.10E-11$; oltre 10.0 m: (**)
k_h	[m/s]	$3 \cdot k_v$
c_v	[m ² /s]	Fino a 10.0 m: $2.00E-8$; oltre 10.0 m: (**)
c_h	[m ² /s]	$3 \cdot c_v$
N_{spt} (da 25.0 m)	[colpi/30cm]	Media
		Intervallo
		22
		11 ÷ 36
V_s	[m/s]	Fino a 27.0 m: (**); da 27.0 m: $V_s = 5.7 \cdot z + 66$
G_{01}	[kPa]	Da 5.0 a 10.0 m: $G_0 = 80000$; da 27.0 m: $G_0 = 5.700 \cdot z - 65000$

Nelle formule la profondità "z" è espressa in metri

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		4	
Unità		4	
γ_t	[kN/m ³]	20.0	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	intervallo
		65	29÷100
D_r	[%]	Media	Intervallo
		73	44÷100
φ'	[°]	34 ÷ 38	
OCR	[-]	1	
k₀	[-]	1-sin φ'	
k	[m/s]	3.30E-04	
V_s	[m/s]	Fino a 11.0 m : V _s = 300; da 11.0 a 20.0 m V _s =350;	
		oltre 20.0 m V _s =10·z +50	
G₀₁	[kPa]	Fino a 11.0 m: G ₀ = 178000; da 11.0 a 20.0 m:	
		G ₀ =232000; oltre 20.0 m G ₀ =16000·z -240000	
E_{op1}	[kPa]	2.4·G ₀₁ /5	
E_{op2}	[kPa]	G ₀₁ /5	

Nelle formule la profondità "z" è espressa in metri

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

9. OPERE D'ARTE

Le principali opere d'arte verranno realizzate in corrispondenza zona omogenea 1 compresa tra l'inizio dell'intervento ed il T. Idice. In Appendice 5 sono raccolte le relative schede contenenti:

- la stratigrafia di riferimento;
- il livello di falda da assumere nelle elaborazioni;
- i parametri geotecnici di calcolo;
- la categoria di sottosuolo per l'analisi sismica.

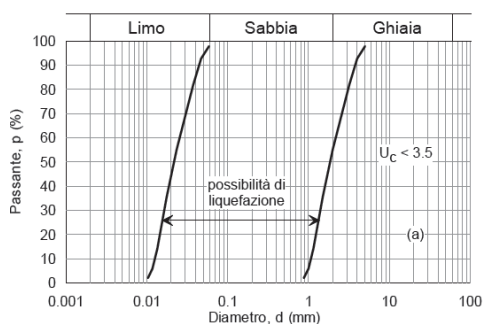
10. ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

10.1 Generalità

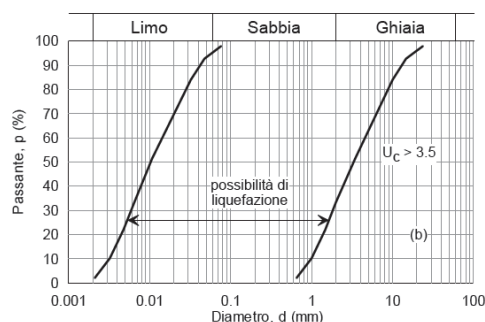
In terreni saturi sabbiosi sollecitati in condizioni non drenate da azioni cicliche dinamiche, il termine liquefazione comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche. L'avvenuta liquefazione si manifesta, in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.

In base alle NTC2008 di cui al D.M. 14-01-2008 la verifica di liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazione massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0.1 g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15.0 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel grafico a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$, e nel grafico b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.



a)



b)

10.2 Definizione della magnitudo

Per la definizione della magnitudo (M) ci si è riferiti alla disaggregazione sismica del terremoto di progetto. La disaggregazione della pericolosità sismica consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito.

La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo e distanza (M-R) che permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M. Espresso in altri termini il processo di disaggregazione in M-R fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento di magnitudo M a distanza R dal sito oggetto di studio che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso.

Per il terremoto di progetto l'INGV fornisce tali valori e anche i valori medi. Di seguito sono riportate le disaggregazioni del valore di a_g con probabilità di eccedenza del 5% in 50 anni per i Comuni di interesse (vedi anche Appendice 6).

Tabella 10-1 – Disaggregazione sismica del terremoto di progetto – Valori medi.

Comune	Valori medi		
	Magnitudo	Distanza [km]	Epsilon
San Lazzaro di Savena (Bologna)	4.960	6.770	1.170
Ozzano (Bologna)	4.940	6.550	1.190

10.3 Verifiche a liquefazione

Per i Comuni di San Lazzaro di Savena e Ozzano interessati dal progetto definitivo di realizzazione della complanare Nord, ovvero:

- San Lazzaro di Savena;
- Ozzano dell'Emilia;

gli eventi sismici attesi risultano di magnitudo M inferiore a 5, pertanto in base alle NTC 2008 di cui al D.M. 14/01/2008 la verifica di liquefazione può essere omessa.

11. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI E DELLE TRINCEE

11.1 Premessa

Nel presente capitolo si riportano le seguenti analisi:

- **Analisi di stabilità delle scarpate dei rilevati:** tali analisi sono finalizzate a verificare la stabilità del corpo rilevato, indipendentemente dal terreno di fondazione; a parità di parametri di resistenza al taglio del materiale da rilevato la stabilità del corpo rilevato dipende quindi solo dalla geometria del corpo del rilevato in termini di:
 - pendenza delle scarpate;
 - posizione altimetrica e dimensione planimetrica delle eventuali banche.
- **Analisi di stabilità globale dei rilevati:** tali verifiche di stabilità interessano sia il corpo rilevato sia il terreno di fondazione dello stesso e consentono di definire l'eventuale necessità di elementi di rinforzo alla base o all'interno del corpo rilevato.
- **Analisi di stabilità globale delle trincee:** tali analisi sono finalizzate a verificare la stabilità delle trincee e a definire la pendenza delle scarpate in funzione dei parametri di resistenza dei terreni in sito.

Le verifiche di stabilità sono state sviluppate secondo la normativa vigente in particolare:

- **D.M. 14/01/2008** – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- **Circolare n. 617 - 02/02/2009** – “Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”.

Le norme suddette indicano che le verifiche consistono nel soddisfacimento della seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d rappresenta il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 1, Combinazione 2: A2+M2+R2

in cui:

- A2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_F da applicare alle azioni o all'effetto delle azioni (Tabella 11-1);
- M2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_M da applicare ai parametri del terreno (Tabella 11-2);
- R2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_R per le verifiche di sicurezza (Tabella 11-3).

Tabella 11-1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni - (tabella 6.2.I – DM 14/01/2008)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale (γ_F)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

Tabella 11-2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici delle azioni - (tabella 6.2.II – DM 14/01/2008)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	Coefficiente parziale (γ_M)	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{c_u}	1.0	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.00

Tabella 11-3 - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo - (tabella 6.8.I – DM 14/01/2008)

Coefficiente (γ_R)	R2
γ_R	1.1

Le verifiche del raggiungimento della condizione di stato limite ultimo sono state sviluppate considerando le seguenti condizioni di analisi:

- Condizione statica:
 - parametri drenati del terreno;
 - sovraccarico stradale assunto di valore caratteristico pari a 20kPa;
- Condizione SISMA +:
 - parametri non drenati per il terreno di fondazione;
 - accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso il basso;
 - sovraccarico stradale assunto di valore caratteristico pari a 20kPa e coefficiente di combinazione pari a 0.2;
- Condizione SISMA -:
 - parametri non drenati per il terreno di fondazione;
 - accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso l'alto;
 - sovraccarico stradale assunto di valore caratteristico pari a 20kPa e coefficiente di combinazione pari a 0.2.

Per la stabilità in condizioni sismiche è stato utilizzato il metodo pseudostatico che consente di rappresentare l'azione sismica mediante un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

- $F_h = k_h \cdot W$
- $F_v = k_v \cdot W$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

- $k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$
- $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$

dove

- β_s rappresenta il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{max} rappresenta l'accelerazione massima orizzontale attesa al sito;
- g rappresenta l'accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati in Tabella 11-4 in funzione del valore dell'accelerazione orizzontale massima attesa su suolo rigido a_g e della categoria di sottosuolo.

Tabella 11-4 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito - (tabella 7.11.I-DM 14/01/2008)

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

In Tabella 11-5 sono riportati:

- i valori dei coefficienti sismici adottati nelle verifiche di stabilità per le zone omogenee interessate dalla realizzazione della Complanare Nord;
- la categoria di sottosuolo assunta per le verifiche.

Tabella 11-5 – Coefficienti sismici relativi alle zone omogenee di intervento

Zona omogenea	Comuni	a_g	Categoria sottosuolo	S_s	S_t	a_{max}	k_h	k_v
ZO1	San Lazzaro	0.217 g	C	1.386	1.0	0.301 g	0.084	±0.042
ZO2	San Lazzaro	0.217 g	C	1.386	1.0	0.301 G	0.084	±0.042
ZO3	San Lazzaro	0.217 g	C	1.386	1.0	0.301 G	0.084	±0.042
	Ozzano dell'Emilia	0.227 g	C	1.368	1.0	0.311 g	0.087	±0.043
ZO4	Ozzano dell'Emilia	0.227 g	C	1.368	1.0	0.311 g	0.087	±0.043

Ai fini delle analisi di seguito documentate si fa riferimento in via cautelativa ai coefficienti sismici relativi al Comune di Ozzano dell'Emilia.

La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità viene condotta mediante codice di calcolo SLIDE 5.0 della Rocscience Inc..

Tale programma consente un'analisi di stabilità all'equilibrio limite tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, della presenza di pressioni neutre diverse dalle pressioni idrostatiche, di sollecitazioni sismiche mediante un'analisi di tipo pseudostatica, di tiranti di ancoraggio e di eventuali altri elementi di rinforzo (ad esempio geogriglie).

Il programma è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (FS) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di possibile scorrimento e quella effettivamente mobilitata dal volume di terreno coinvolto nel movimento; il criterio di rottura adottato è quello classico di *Mohr-Coulomb*.

La valutazione del coefficiente di sicurezza viene effettuata per tentativi, generando un elevato numero di superfici mediante un algoritmo pseudo - casuale. Il programma è in grado di effettuare le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza secondo differenti criteri; nel caso in esame l'analisi è stata sviluppata con superfici circolari adottando il metodo di Bishop.

11.2 Parametri geotecnici di riferimento

Nella seguente Tabella 11-6 sono riportati i parametri geotecnici caratteristici di resistenza al taglio R_k adottati per i materiali costituenti il rilevato ed il terreno di fondazione. Per quanto concerne il terreno di fondazione si fa riferimento all'unità 1 in quanto presente con spessore decametrico in corrispondenza della zona omogenea 1 in cui si riscontrano le massime altezze dei rilevati.

Tabella 11-6 – Parametri geotecnici caratteristici adottati per le verifiche di stabilità del corpo rilevato.

Terreno	Peso specifico γ [kN/m ³]	Angolo d'attrito ϕ'_k [°]	Coesione efficace c'_k [kPa]	Coesione non drenata c_{uk} [kPa]
Rilevato esistente	19.0	33	2.0	-
Rilevato in ampliamento	19.5	35	2.0	-
Terreno di fondazione (unità 1)	19.4	25	5.0	90
Terreno di fondazione (unità 2)	19.5	30	4.0	90

Da tali valori caratteristici, attraverso i coefficienti riduttivi M2, sono stati ottenuti i parametri geotecnici di progetto di resistenza al taglio R_d del terreno riportati nella seguente Tabella 11-7.

Tabella 11-7 – Parametri geotecnici di progetto adottati per le verifiche di stabilità

Terreno	Peso specifico γ [kN/m ³]	Angolo d'attrito ϕ'_d [°]	Coesione efficace c'_d [kPa]	Coesione non drenata c_{ud} [kPa]
Rilevato esistente	19.0	27.5	1.6	-
Rilevato in ampliamento	19.5	29.3	1.6	-
Terreno di fondazione (unità 1)	19.4	20	4.0	64
Terreno di fondazione (unità 2)	19.5	25	3.0	64

11.3 Asse complanare - Sezioni tipo di analisi

Le analisi di stabilità del corpo del rilevato e dei tratti in trincea sono state svolte con riferimento alle seguenti sezioni tipologiche:

SEZIONE TIPO IN RILEVATO

- altezza rilevato: $H_{ril} = 4.00\text{m}$;
- pendenza scarpate: 7:4 (orizz:vert);

SEZIONE TIPO IN TRINCEA

- altezza trincea: $H_{tr} = 2.00\text{m}$;
- pendenza scarpate: 7:4 (orizz:vert);

Per quanto concerne la falda, si considera il terreno saturo a partire da 2m da p.c. locale.

11.4 Asse complanare - Risultati

In Tabella 11-8 si riportano i valori dei coefficienti di sicurezza FS ottenuti per le due sezioni tipo considerate. Di seguito si riportano invece i risultati in forma grafica. Per maggiori dettagli si rimanda all'allegato 1.

Tabella 11-8 – Asse complanare – Risultati delle verifiche di stabilità del corpo rilevato

SEZIONE TIPO	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)		
	Cond. STATICA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
RILEVATO H=4.00m stabilità locale	1.399	1.175	1.173
RILEVATO H=4.00m stabilità globale	1.411	2.645	2.759
TRINCEA H=2.00m stabilità globale	1.676	7.684	8.219

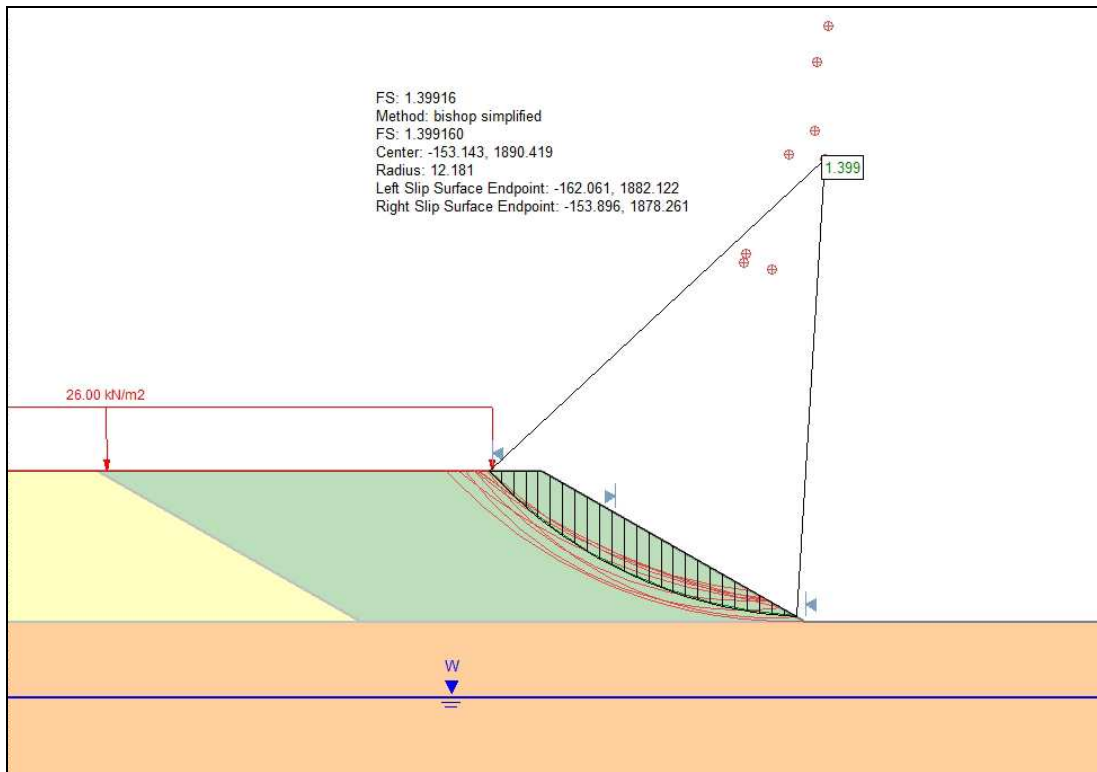


Figura 11-1 – $H_{rit} = 4.00$ m - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Statica.

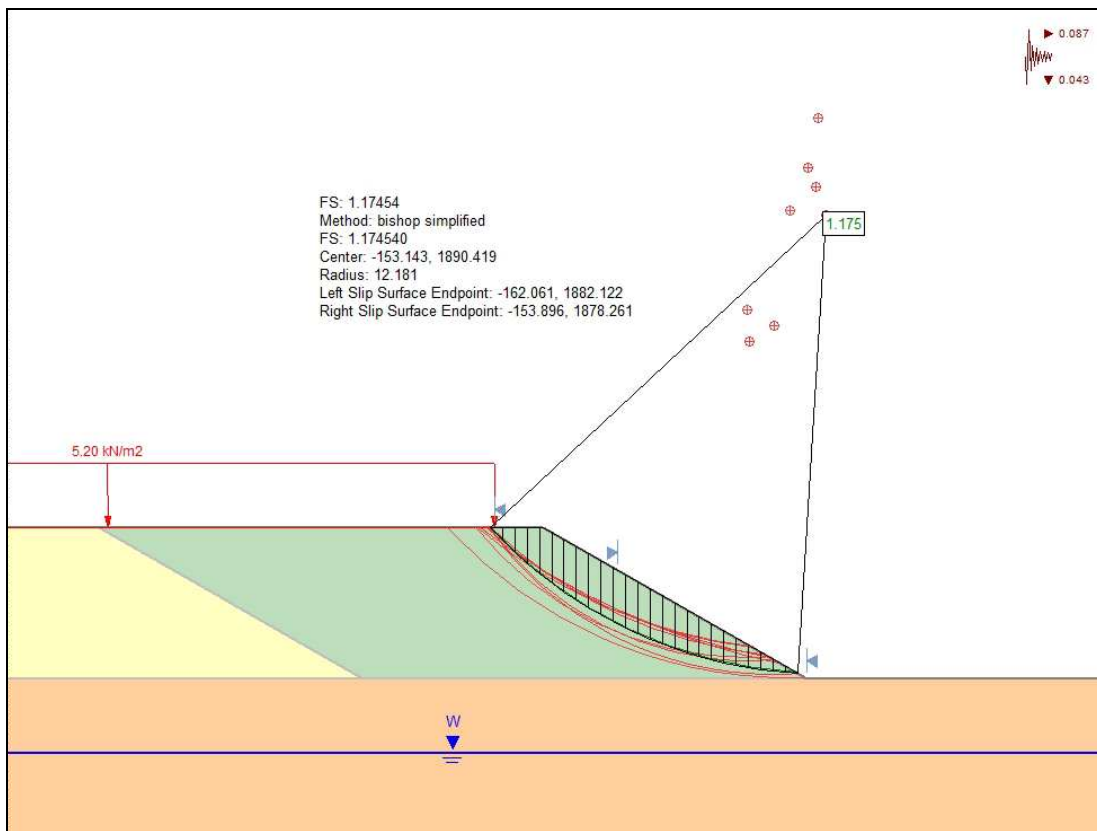


Figura 11-2 – $H_{rit} = 4.00$ m - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma +.

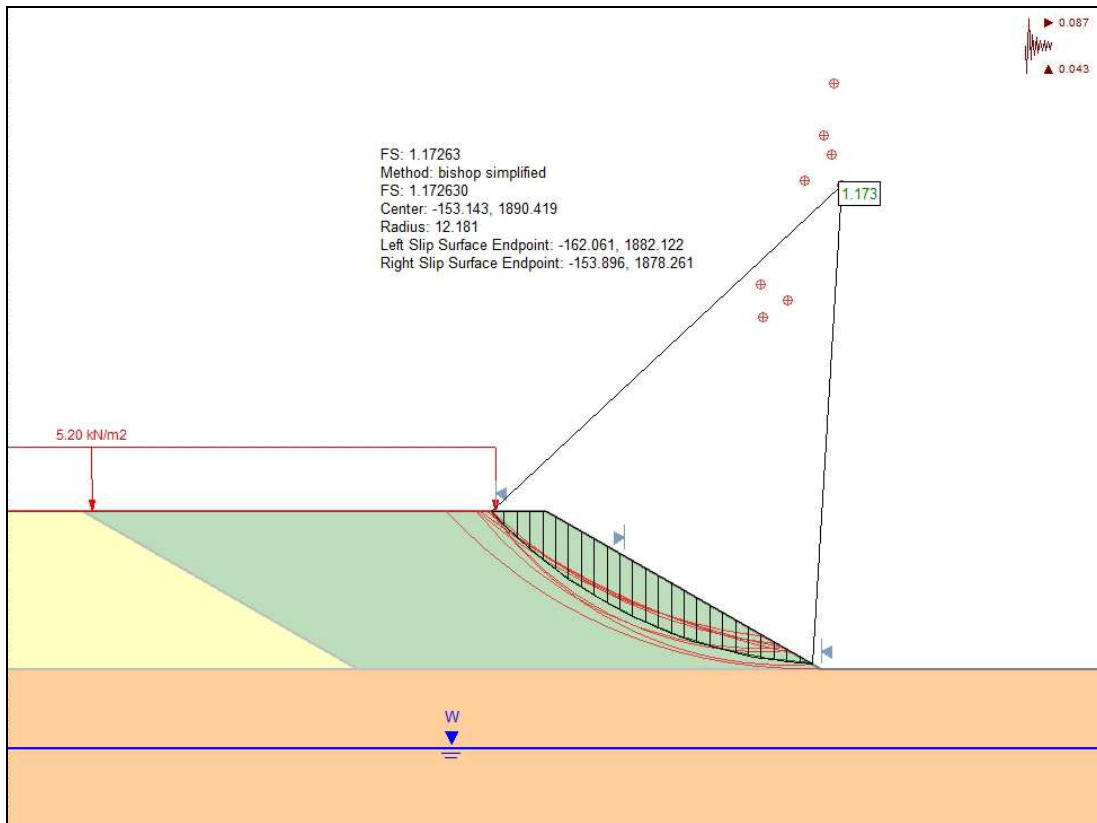


Figura 11-3 – $H_{rit} = 4.00\text{ m}$ - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma –.

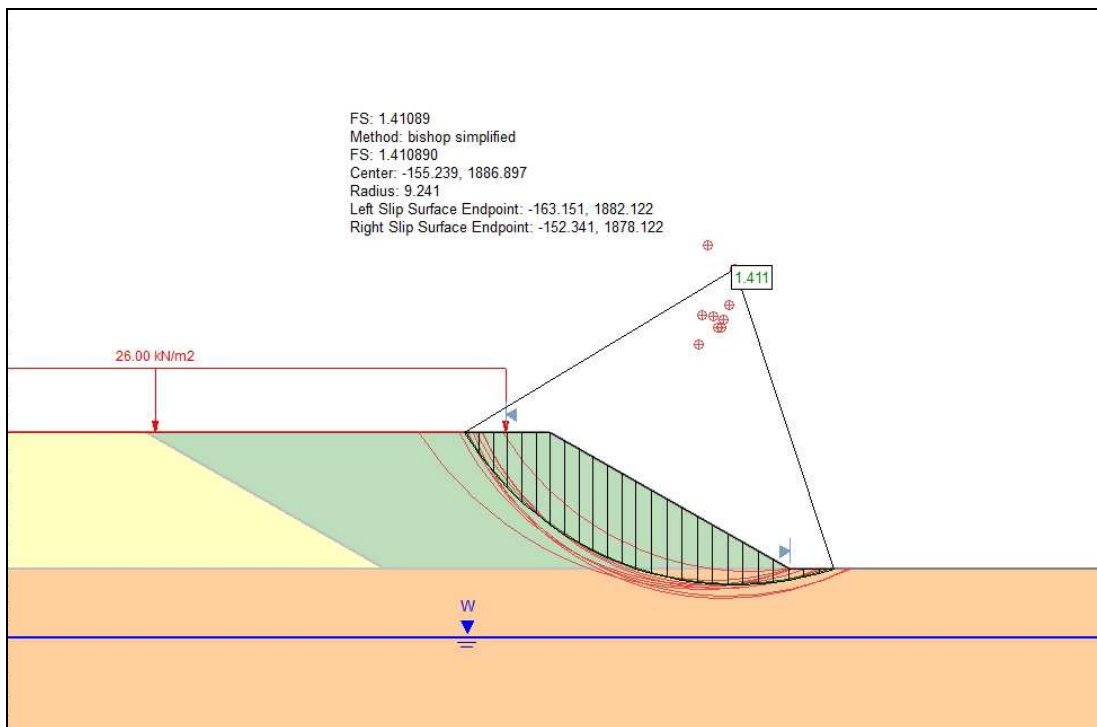


Figura 11-4 – $H_{rit} = 4.00\text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica.

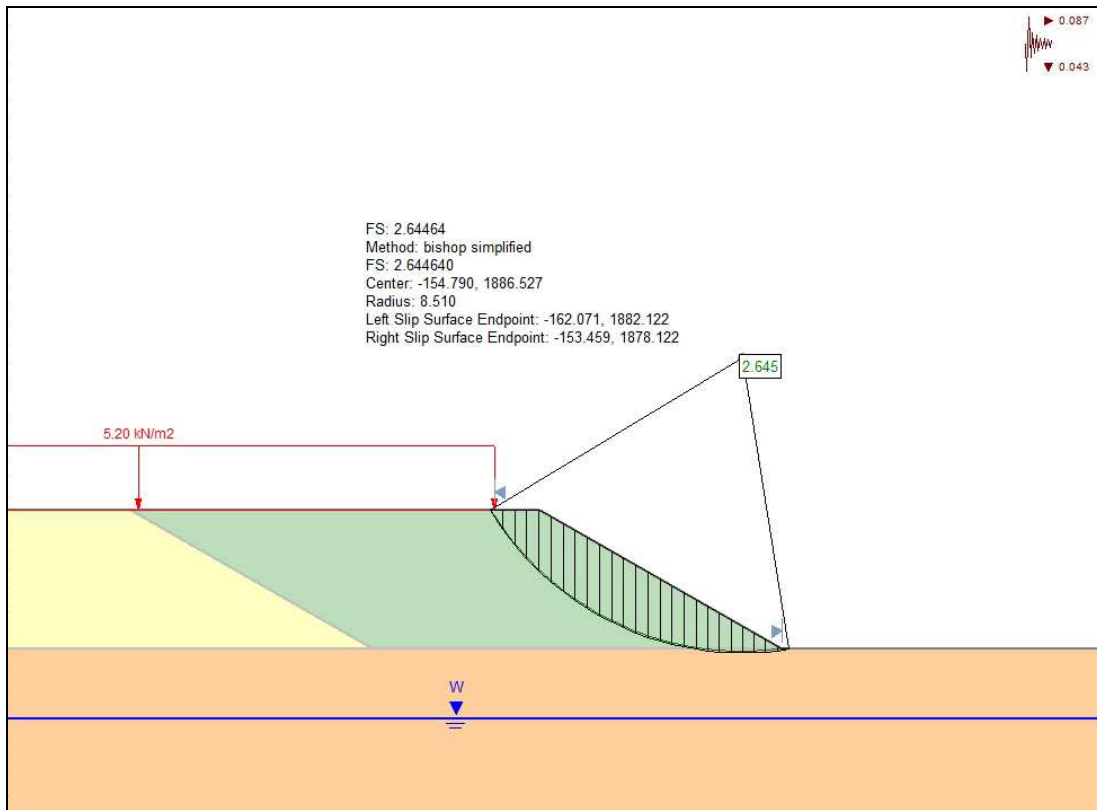


Figura 11-5 – $H_{rit} = 4.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +.

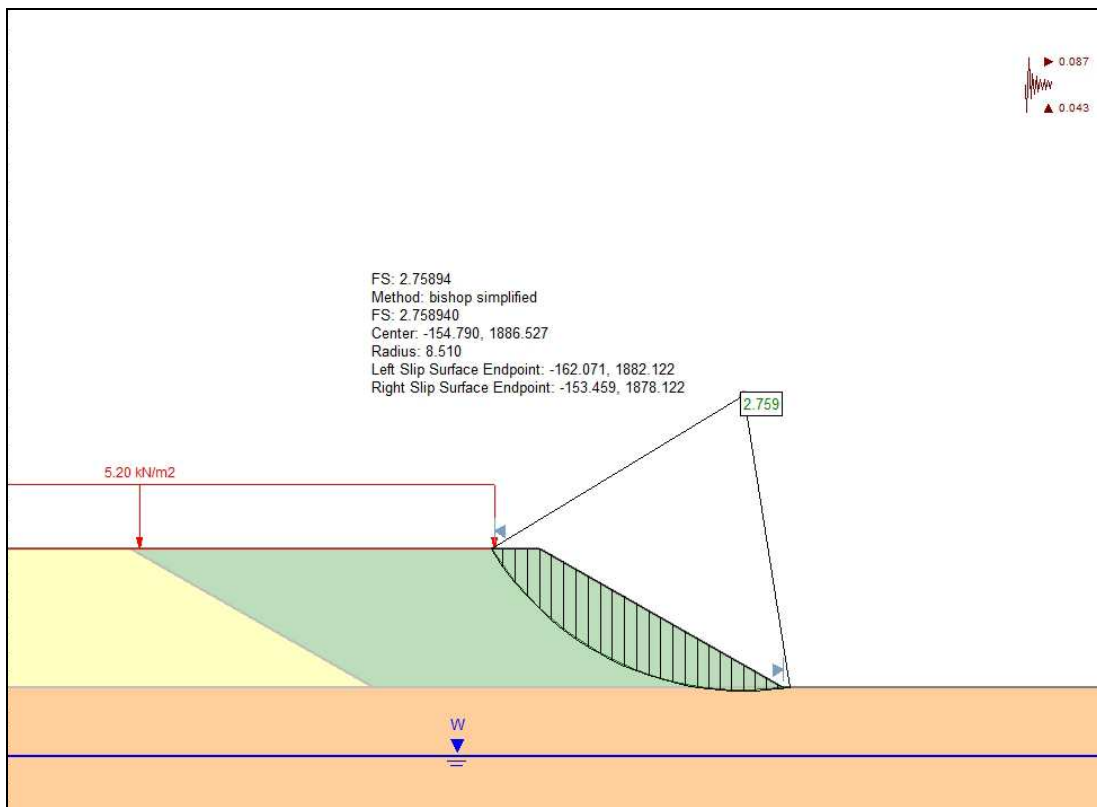


Figura 11-6 – $H_{rit} = 4.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma –.

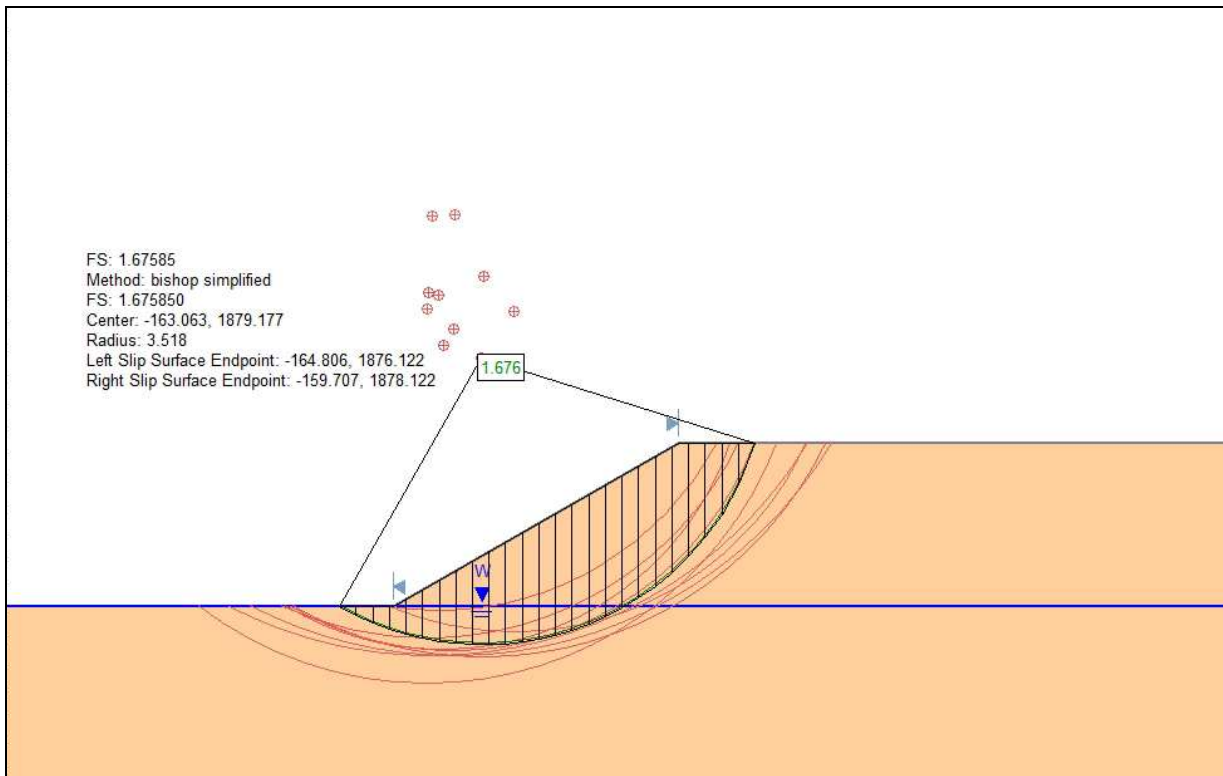


Figura 11-7 – $H_{tr} = 2.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica.

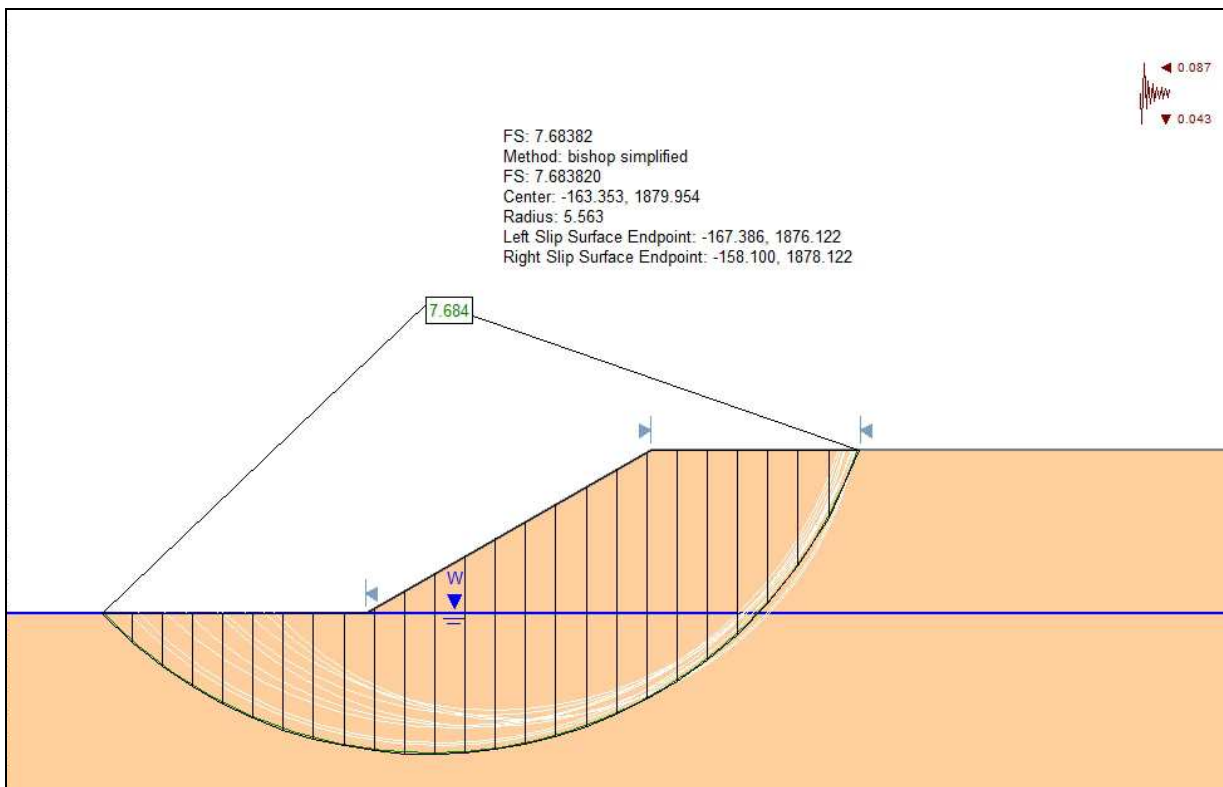


Figura 11-8 – $H_{tr} = 2.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +.

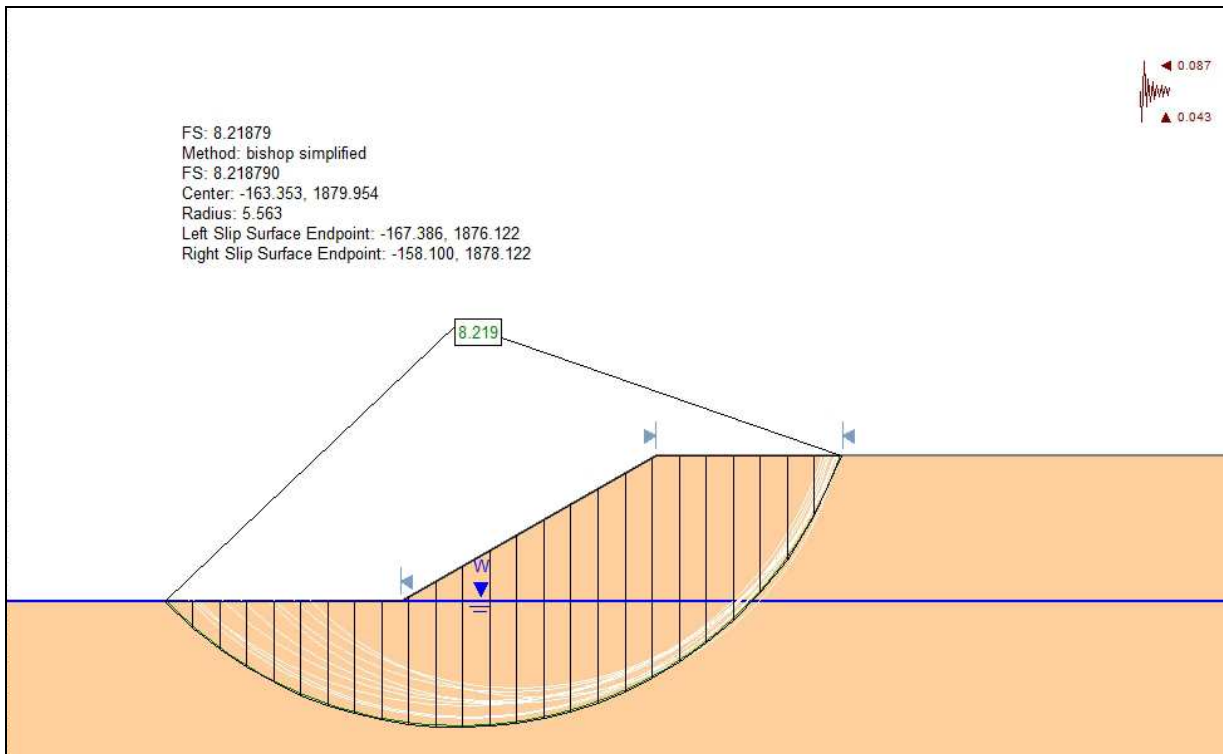


Figura 11-9 – $H_{tr} = 2.00\text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma

11.5 Svincoli - Sezioni tipo di analisi

Le analisi di stabilità del corpo del rilevato in corrispondenza dei nuovi svincoli sono state svolte con riferimento alla seguente sezione tipologica (svincolo di Borgatella):

- altezza rilevato: $H_{ril} = 8.00\text{m}$
- pendenza scarpate: 7:4 (orizz:vert);
- berma intermedia: $b=1\text{m}$ per rilevati con $H_{ril} > 5.00\text{m}$

Per quanto concerne la falda, si considera il terreno saturo a partire da 10m da p.c. locale.

11.6 Svincoli - Risultati

In Tabella 11-8 si riportano i valori dei coefficienti di sicurezza FS ottenuti per la sezione tipo considerata. Di seguito si riportano invece i risultati in forma grafica. Per maggiori dettagli si rimanda all'allegato 1.

Tabella 11-9 – Svincoli – Risultati delle verifiche di stabilità del corpo rilevato

SEZIONE TIPO	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)		
	Cond. STATICA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
RILEVATO H=8.00m stabilità locale	1.329	1.125	1.123
RILEVATO H=8.00m stabilità globale	1.430	1.637	1.736

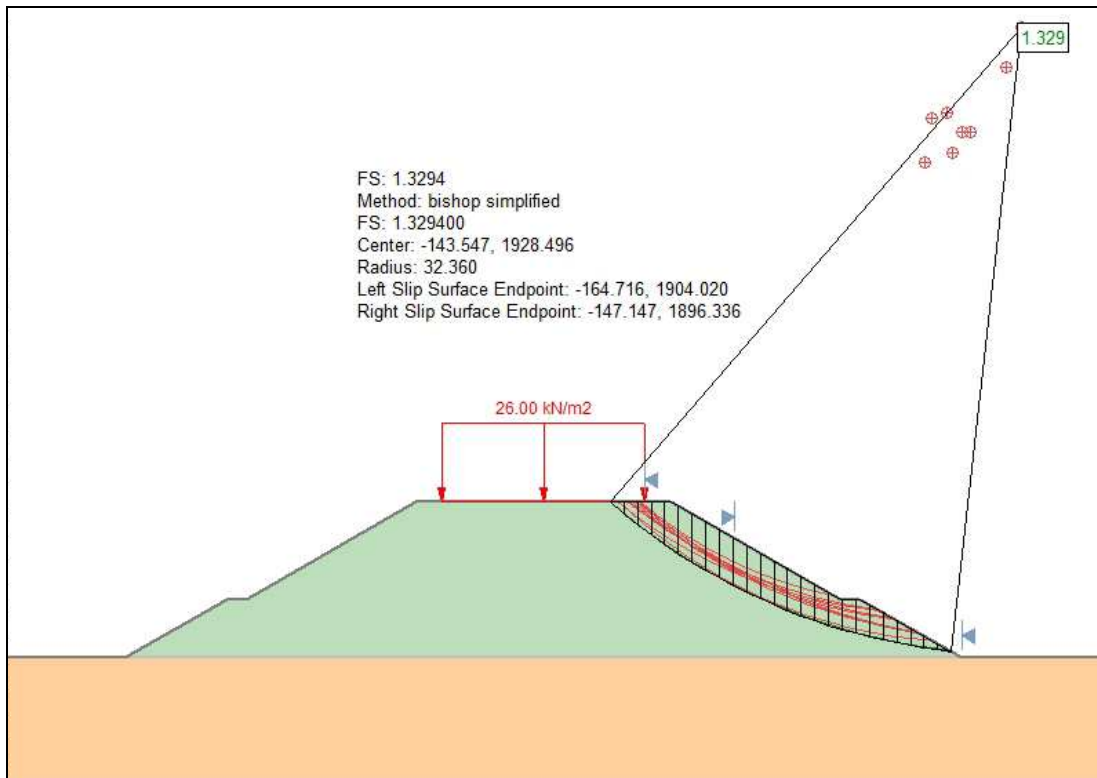


Figura 11-10 – $H_{rit} = 8.00\text{ m}$ - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Statica.

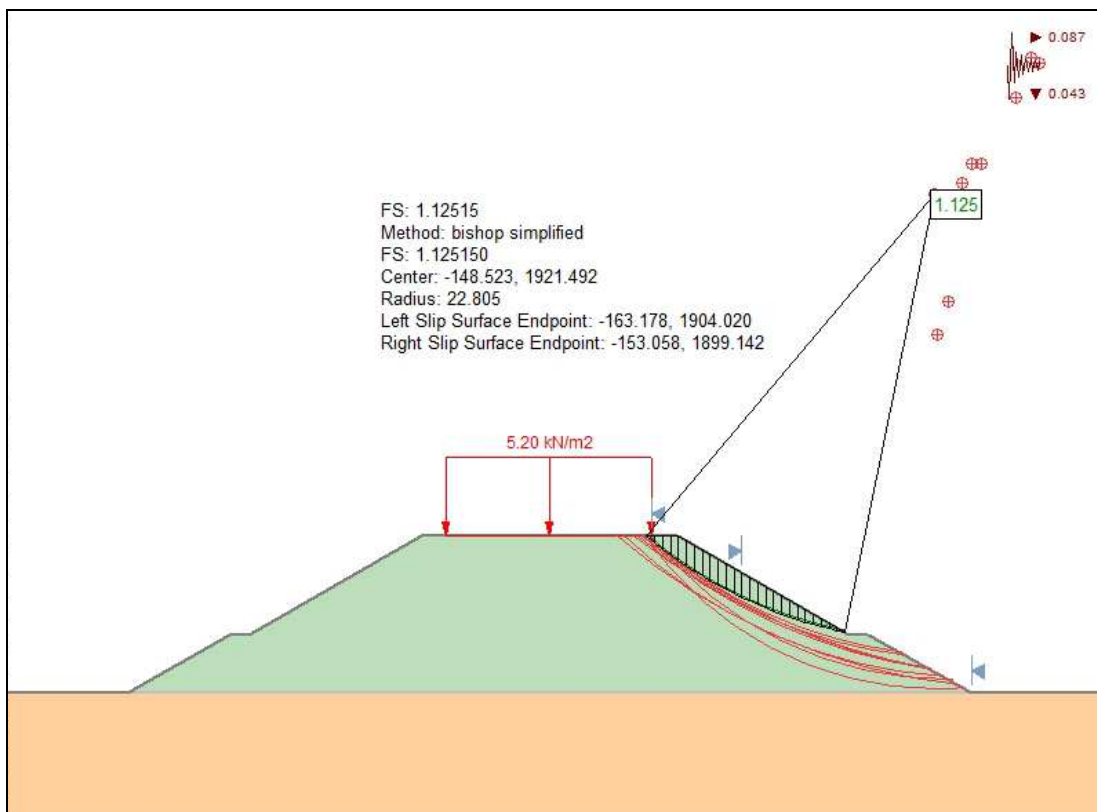


Figura 11-11 – $H_{rit} = 8.00\text{ m}$ - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma +.

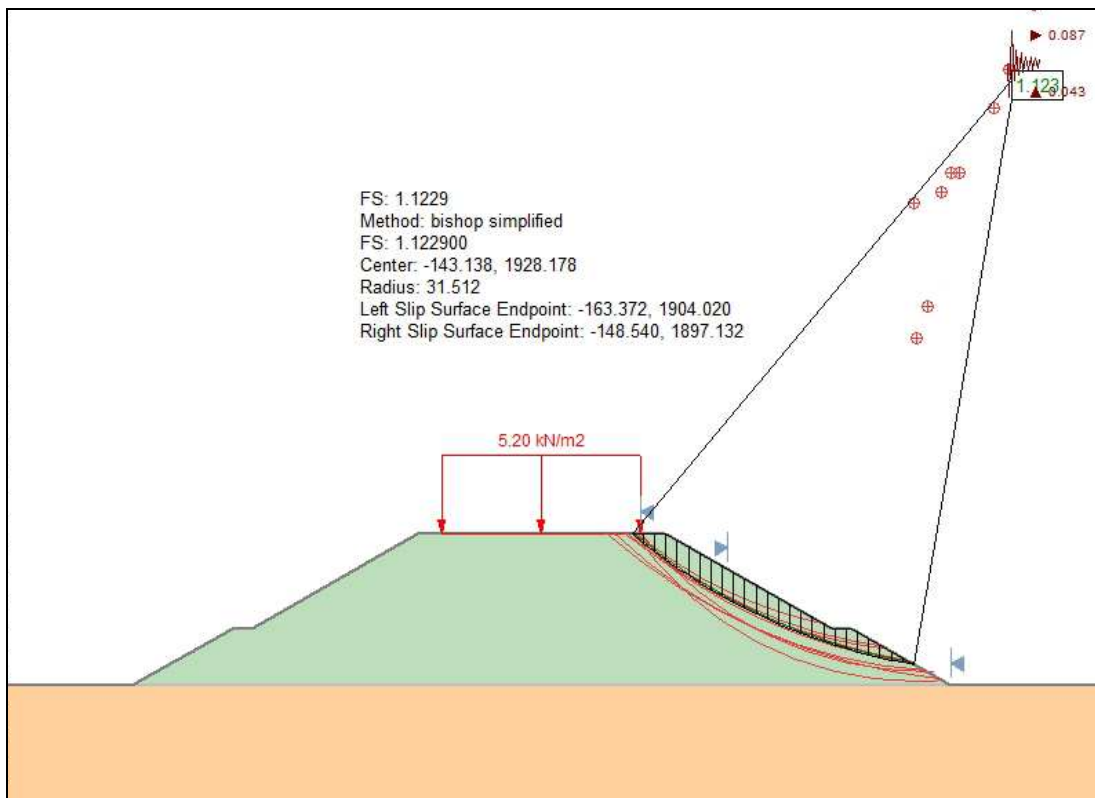


Figura 11-12 – $H_{rit} = 8.00$ m - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma –.

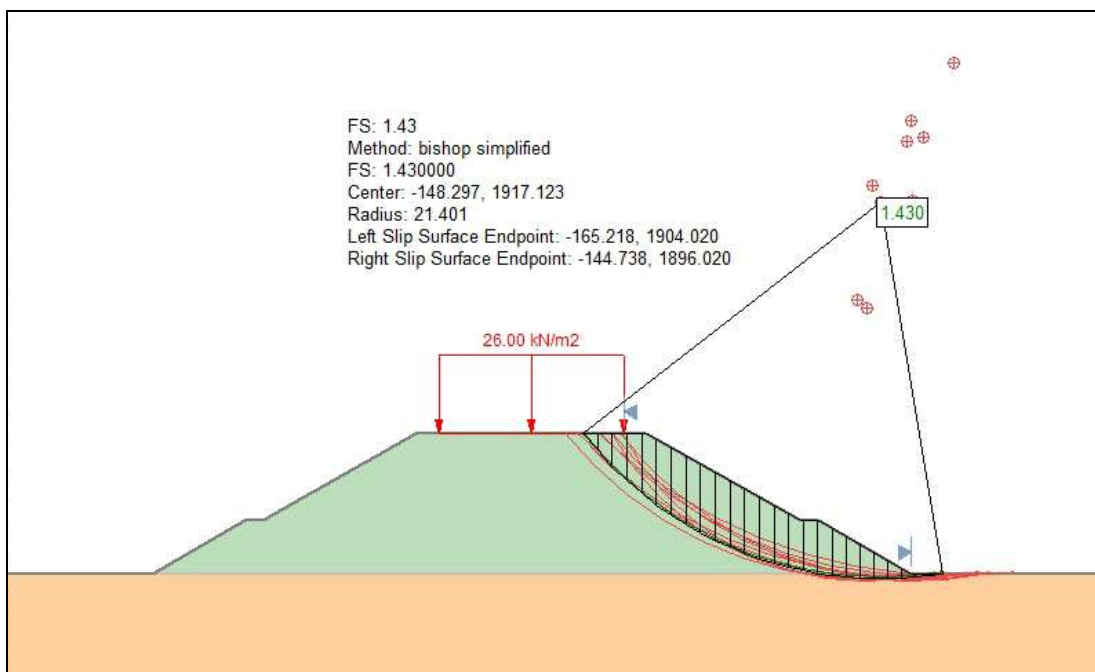


Figura 11-13 – $H_{rit} = 8.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica.

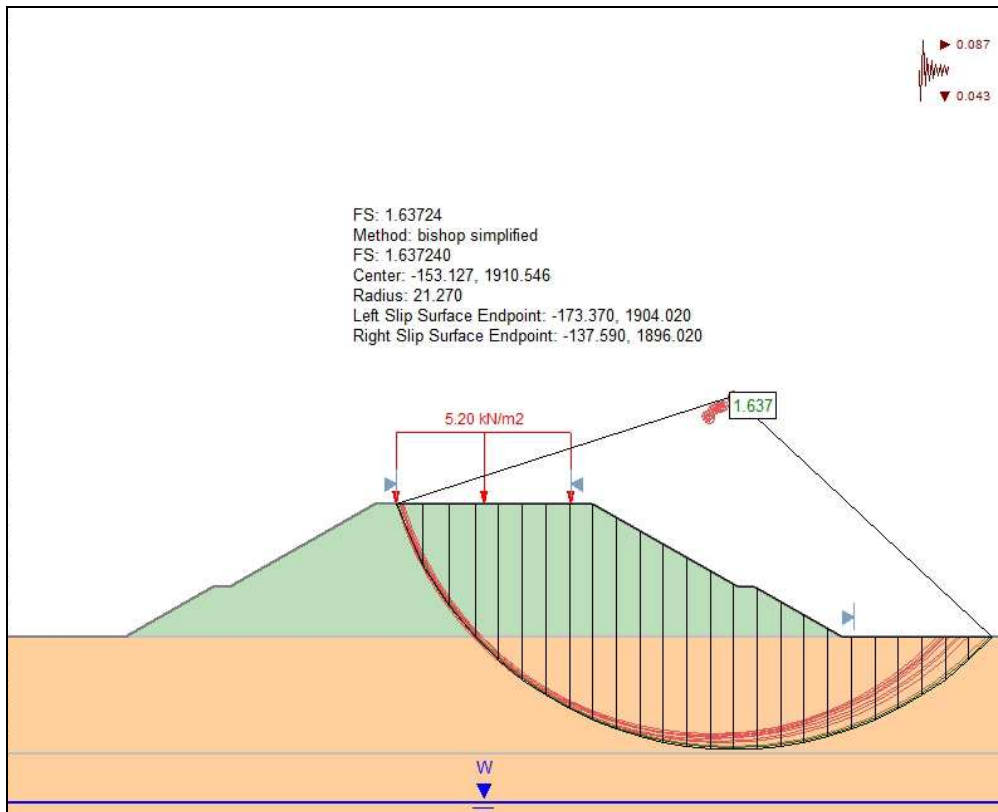


Figura 11-14 – $H_{rit} = 8.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

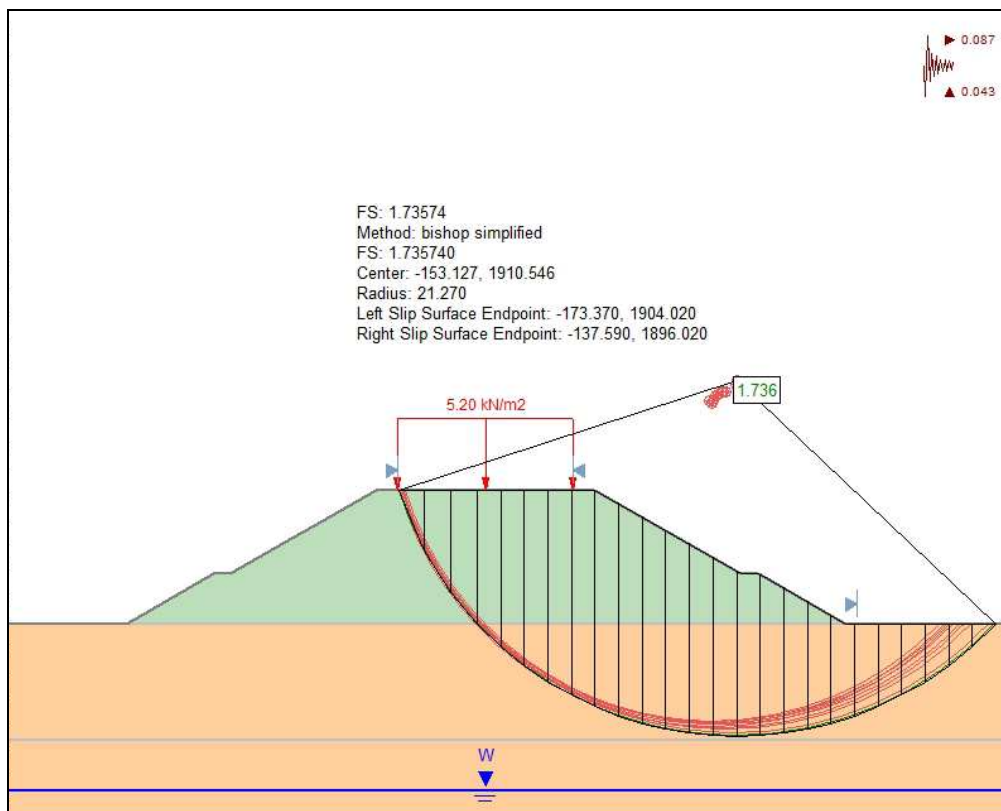


Figura 11-15 – $H_{rit} = 8.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma

12. CEDIMENTI DEI RILEVATI – ASSE COMPLANARE

La valutazione dei cedimenti dei rilevati è una delle problematiche geotecniche fondamentali nella redazione di un progetto stradale. Tale problematica è stata affrontata con riferimento alle fasi realizzative ipotizzate ed illustrate nel seguito al fine di valutare:

- i cedimenti della piattaforma stradale esistente durante la realizzazione dell'ampliamento, con particolare riferimento alla sicurezza dell'esercizio stradale;
- il decorso dei cedimenti nel tempo sulla piattaforma definitiva.

Nei paragrafi successivi sono riportati nell'ordine:

1. una breve descrizione del programma di calcolo impiegato per la valutazione dei cedimenti;
2. la descrizione delle sezioni e delle stratigrafie di calcolo di riferimento;
3. una sintesi dei parametri geotecnici impiegati;
4. la descrizione delle fasi di calcolo considerate;
5. i risultati delle elaborazioni.

12.1 Programma di calcolo per la valutazione dei cedimenti

I calcoli sono stati effettuati con il programma agli elementi finiti **Plaxis 2D** Version 2010. Il programma utilizzato (realizzato da un gruppo di ricercatori della Delft University of Technology guidati dal Prof. P.A. Vermeer, con il supporto scientifico delle Università di Grenoble, Oxford e Stuttgart) è un programma agli elementi finiti che permette di tenere conto del comportamento elastoplastico del terreno seguendo contemporaneamente, per passi successivi, la variazione di stato tensionale e deformativo nei vari punti dell'ammasso considerato e degli elementi strutturali collegati.

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Esso fa uso di una interfaccia grafica che consente all'utente di costruire rapidamente un modello geometrico e di generare un reticolo di elementi finiti, a partire da una sezione trasversale verticale rappresentativa della situazione considerata.

Il terreno è schematizzato mediante un insieme di elementi finiti a forma triangolare a quindici nodi che forniscono una distribuzione cubica delle tensioni e delle deformazioni all'interno di ciascun elemento (essendo polinomi del 4° ordine le funzioni di forma interpolanti il campo degli spostamenti); di conseguenza il programma individua con accuratezza campi di tensione e di deformazione complessi anche con un limitato numero di elementi.

Per effettuare un'analisi agli elementi finiti attraverso PLAXIS, si deve creare un modello agli elementi finiti, specificare le proprietà dei materiali ed imporre le condizioni al contorno. Ciò viene fatto nel programma Input. La generazione di un'adeguata mesh di elementi finiti e la generazione di proprietà e condizioni al contorno al livello di elemento è eseguita automaticamente dal generatore di mesh di PLAXIS in base all'input del modello geometrico. È possibile comunque modificare la mesh in modo da ottimizzarne le prestazioni. La parte finale della procedura di input comporta la definizione delle condizioni iniziali attraverso la generazione delle pressioni neutre e delle tensioni efficaci iniziali.

I dati principali richiesti dal programma sono:

- geometria del problema (coordinate dei vertici di quadrilateri che vengono poi suddivisi in triangoli a 15 nodi, posizione di elementi plate, truss, geotessili, molle elastoplastiche, vincoli, falda);
- caratteristiche degli elementi di terreno:
 - W_{dry} = peso totale dell'unità di volume emerso,
 - W_{wet} = peso totale dell'unità di volume immerso,
 - ϕ' = angolo d'attrito interno,
 - ψ = angolo di dilatanza,
 - G = modulo di taglio
 - ν = coefficiente di Poisson,
 - c' = coesione,
- coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale e verticale,
- tipo di comportamento (drenato o non drenato);
- caratteristiche degli elementi lineari:
 - EJ ed EA per gli elementi plate,
 - EA per gli elementi anchor,

rigidezza elastica per elementi geotessili in trazione,
rigidezza e forza ultima per le molle elastoplastiche;

- definizione dei sistemi di carico.

Proprietà meccaniche dei materiali

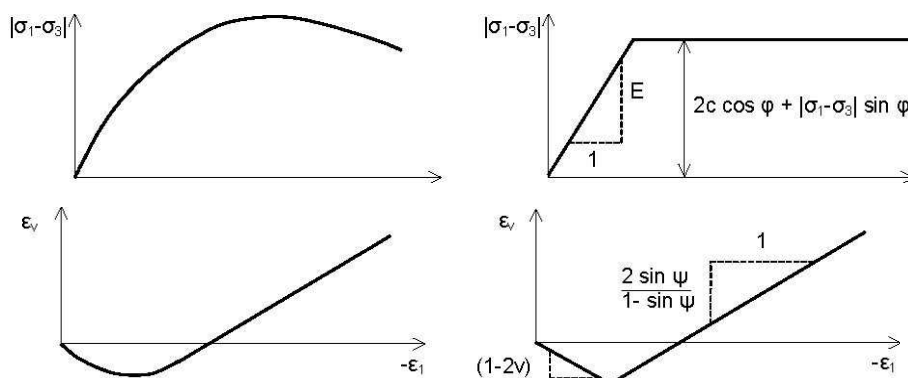
In PLAXIS, le proprietà meccaniche dei terreni e degli elementi strutturali sono organizzate in particolari strutture di dati dette Material data sets. Ci sono quattro diversi tipi di materiali: Soil & Interfaces (Terreno ed interfacce), Plates (Piastre), Geogrids (Geogriglie) ed Anchors (Ancoraggi). Tutti i dati relativi ai materiali sono immagazzinati in un archivio dei materiali. Da questo archivio, i materiali possono essere assegnati ai clusters di terreno o ai corrispondenti oggetti strutturali del modello geometrico.

Modellazione del comportamento del terreno

Terreni e rocce, sotto carico, hanno un comportamento fortemente non lineare; tale comportamento tensio-deformativo non lineare può essere modellato a diversi livelli di complessità; chiaramente, il numero di parametri del modello crescono con la complessità del modello stesso. Il ben noto modello Mohr-Coulomb può essere considerato come un'approssimazione di primo ordine del comportamento reale dei terreni. Questo modello elastico perfettamente plastico richiede cinque parametri fondamentali, e cioè il modulo di Young E , il coefficiente di Poisson ν , la coesione c , l'angolo di attrito φ , e l'angolo di dilatanza ψ .

Nella figura seguente sono rappresentate le modellazioni adottate dal programma per:

- legame costitutivo fra la tensione deviatorica (differenza fra la tensione assiale σ_1 e la tensione di confinamento radiale σ_3) e la deformazione assiale (ϵ_1);
- relazione fra ϵ_v (deformazione volumetrica $\Delta V/V_0$) e ϵ_1 (deformazione assiale);



PLAXIS contiene vari modelli costitutivi per simulare il comportamento del terreno. Nel seguito viene affrontata una breve descrizione del modello Linear Elastic adottato.

Questo modello implementa il comportamento elastico lineare secondo la legge di Hooke (elasticità isotropa lineare). Il modello richiede due parametri di rigidità elastici, che sono il modulo di Young E, ed il coefficiente di Poisson ν .

Il modello elastico lineare è stato utilizzato per modellare tutti i terreni.

Calcolo

Il calcolo prevede in genere la suddivisione delle diverse fasi (corrispondenti all'applicazione di carichi, o a modifiche della configurazione geometrica per scavi o riporti, o a modifiche delle pressioni idrostatiche, o a dissipazione di pressioni neutre) in passi di calcolo, ed è possibile quindi seguire l'evoluzione delle condizioni del terreno parallelamente alle prevedibili fasi costruttive. La tensione iniziale orizzontale del terreno è generata dai valori di k_0 dei singoli materiali costituenti il terreno, dove k_0 è assunto pari a $1 - \sin \phi'$. Il programma è concepito in modo tale da applicare per passi i carichi desiderati, aggiornando di volta in volta i valori delle deformazioni e delle tensioni.

All'interno di ogni passo di carico il programma perviene all'equilibrio attraverso una serie di iterazioni sfruttando la matrice di rigidità iniziale (metodo di Newton-Raphson modificato). Il controllo della convergenza, al termine della i -esima iterazione viene effettuato attraverso la relazione:

$$\varepsilon_i = \frac{\|\bar{P}_i\|}{\|\Sigma F\|}$$

dove: ε_i = errore della i -esima iterazione;

$\|\bar{P}_i\|$ = norma del vettore costituito dalle forze nodali non bilanciate;

$\|\bar{P}_i\|$ può essere definito come $\|\Sigma F - P_i\|$, dove P_i è il vettore dei carichi nodali equivalenti al termine della i -esima iterazione (relativo allo stato tensionale ottenuto via legame costitutivo dallo stato deformativo);

$\|\Sigma F\|$ = norma del vettore dei carichi nodali equivalenti relativo al livello finale di carico del passo in esame.

Output

In output sono disponibili, per ogni passo:

- spostamenti in tutti i nodi del sistema,
- stato tensionale in tutti i punti di integrazione,
- sollecitazioni di momento flettente, sforzo normale e taglio negli elementi plate e sforzo normale negli elementi anchor, negli elementi geotessili e nelle molle elastoplastiche.

Varie routine grafiche permettono di visualizzare velocemente gli spostamenti e lo stato tensionale in ciascuna fase.

Il programma permette di risolvere i seguenti problemi:

- filtrazione, e sue conseguenze sul campo delle deformazioni e delle tensioni,
- carichi applicati, analisi delle deformazioni e delle tensioni, valutazione del carico limite,
- analisi della stabilità dei pendii,
- interazione terreno-struttura,
- effetto della presenza di geotessili,
- analisi della consolidazione.

Il programma è utilizzato ampiamente da Università, centri di ricerca, società d'ingegneria, studi professionali; numerosi casi sono stati affrontati e confrontati con risultati derivati da metodi analitici in forma chiusa ottenendo una buona rispondenza.

12.2 Sezioni e stratigrafia di calcolo di riferimento

Il calcolo dei cedimenti è stato condotto con riferimento alla seguente sezione tipologica:

- $H_{rit} = 4.00 \text{ m}$
- Stratigrafia di riferimento e quota della falda da **zona omogenea 4** come riportato nella seguente tabella n.12.1.

Tabella 12-1 - Stratigrafia di calcolo dei cedimenti – Zona omogenea 6 – $H_{rit} = 5.00$ m.

Z_{sup}	Z_{inf}	H_{strato}	Unità
[m da p.c.]	[m da p.c.]	[m]	
0.00	30.00	30.00	1
30.00	40.00	40.00	4
Profondità falda – $z_w = 2.00$ m			

12.3 Parametri geotecnici di input

Nella seguente tabella sono riassunti il modello costitutivo del terreno, il tipo di materiale ed i parametri geotecnici adottati.

Tabella 12-2 – Material model, material type e parametri geotecnici di calcolo.

Unità	Material model	Material Type	γ [kN/m ³]	E' [kPa]	k_v [m/s]	k_h [m/s]
Rilevato di progetto	Linear elastic	Drained	19.5	40'000	-	-
Rilevato esistente	Linear elastic	Drained	19.0	30'000	-	-
1	Linear elastic	Undrained (A)	19.5	per $z \leq 5.0$ m: 5'000 per $z \leq 10.0$ m: 7'000 per $z \leq 18.0$ m: 10'000 per $z > 18.0$ m: 12'000	$4.2 \cdot 10^{-10}$	$1.3 \cdot 10^{-9}$
4	Linear elastic	Drained	20	40'000	$3.3 \cdot 10^{-4}$	$3.3 \cdot 10^{-4}$

12.4 Descrizione delle fasi di calcolo – Modello Plaxis

Sono state considerate le seguenti fasi di calcolo:

- **Fase 0:** Fase geostatica iniziale
- **Fase 1:** Realizzazione del rilevato esistente (Plastic Drained Analysis)
- **Fase 2:** Consolidazione del rilevato esistente
- **Fase 3:** Realizzazione dell'ampliamento di progetto per la quale si è ipotizzata una durata temporale di 50 giorni per il rilevato di 5.00 m (Consolidation EPP Analysis) – *Azzeramento dei cedimenti ad inizio fase.*
- **Fase 4:** Cedimenti a 30 giorni dal termine dei lavori.
- **Fase 5:** Cedimenti a 1 anno dal termine dei lavori.
- **Fase 6:** Cedimenti a 2 anni dal termine dei lavori.
- **Fase 7:** Cedimenti a 5 anni dal termine dei lavori.
- **Fase 8:** Cedimenti a 20 anni dal termine dei lavori.
- **Fase 9:** Cedimenti a fine consolidazione.

Relativamente alle fasi 4÷9 sono stati calcolati i cedimenti in sommità al rilevato ampliato ed esistente in funzione del tempo nei punti di controllo A, B, C, D ed E di cui è riportata in figura 12-1 l'ubicazione.

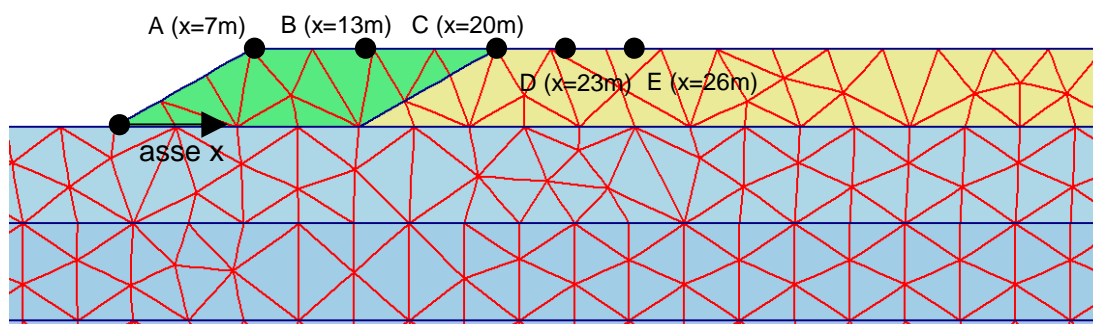


Figura 12-1 – Ubicazione punti di controllo del cedimento.

12.5 Risultati

Rimandando all'allegato 2 per i dettagli circa le caratteristiche del modello numerico ed i risultati ottenuti, di seguito sono riportati sotto forma di grafici i risultati dei calcoli condotti con il programma Plaxis in corrispondenza della sezione di calcolo. In particolare:

- In figura 12-2 è riportato l'andamento del cedimento calcolato nei punti di controllo in funzione del tempo.
- In figura 12-3 è riportato l'andamento del cedimento negli istanti temporali considerati in funzione della posizione dei punti di controllo.

Si osserva che complessivamente la piattaforma stradale al termine della consolidazione subisce un cedimento differenziale massimo (differenza di cedimento tra punto A e punto E – linea gialla in figura 12-3) dell'ordine di 2cm.

L'entità dei cedimenti e la loro evoluzione nel tempo si ritengono compatibili con la sicurezza dell'esercizio stradale.

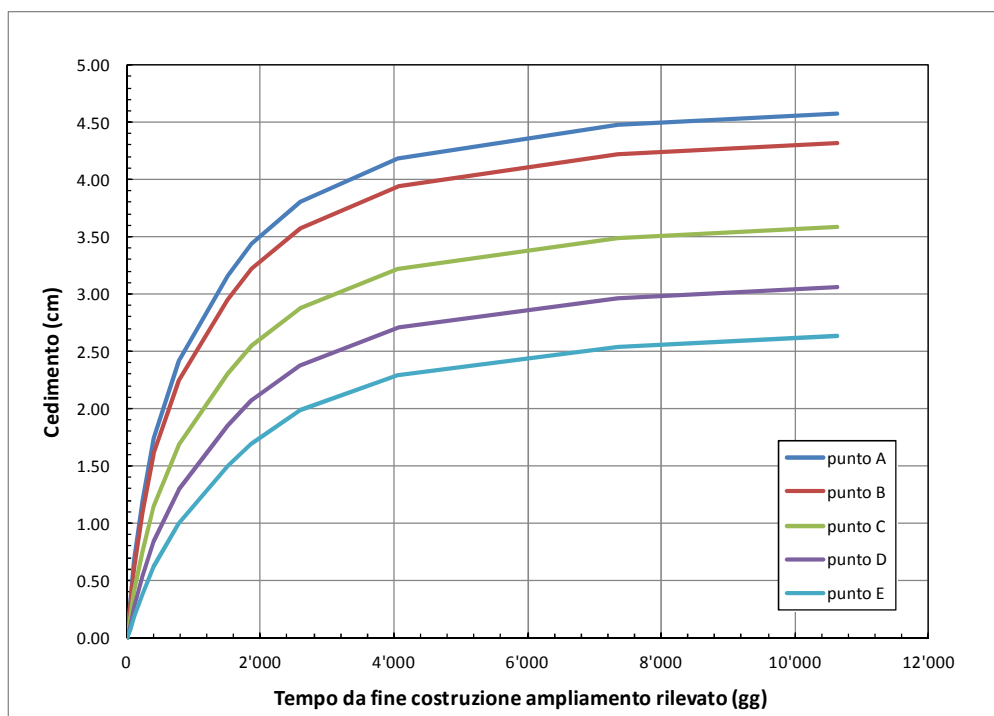


Figura 12-2 – Andamento dei cedimenti in funzione del tempo.

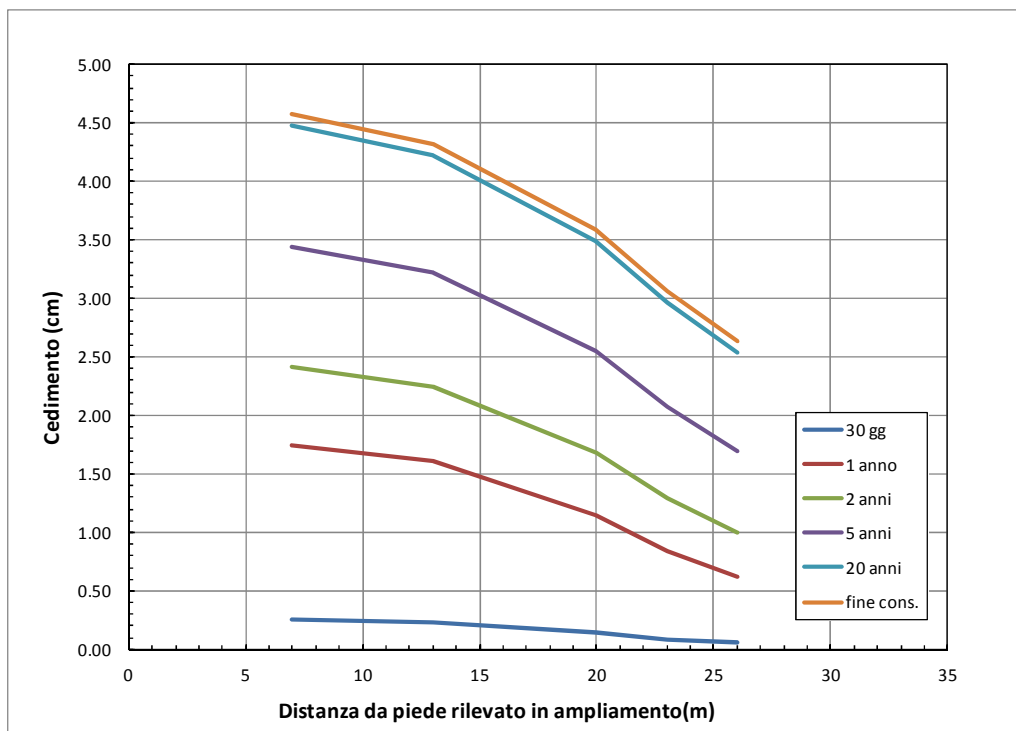


Figura 12-3 – Andamento dei cedimenti in funzione della posizione dei punti di controllo.

13. CEDIMENTI DEI RILEVATI – RILEVATI DI NUOVA COSTRUZIONE

13.1 Metodo di calcolo

Nel caso dei rilevati di nuova costruzione il calcolo del cedimento assoluto viene svolto con riferimento alla teoria elastica nell'ipotesi di fondazione isolata "perfettamente flessibile".

Il cedimento assoluto viene, pertanto, calcolato con la seguente procedura:

- Calcolo dello stato tensionale indotto nel terreno supponendo un semispazio elastico-lineare, isotropo ed omogeneo. Per aree di carico nastriformi si fa riferimento a Jumikis, 1971; per aree di carico rettangolari si fa riferimento a Florin, 1959.
- Calcolo del cedimento con riferimento ad un mezzo elastico lineare isotropo ma non omogeneo caratterizzato (per ogni strato i esimo di terreno) dal modulo elastico (E) e dal coefficiente di Poisson (ν):

$$s = \sum_i \{ 1/E_i \cdot [\Delta\sigma'_{zi} - \nu \cdot (\Delta\sigma'_{xi} + \Delta\sigma'_{yi})] \cdot \Delta h_i \}$$

- La "zona di influenza" del carico viene comunque limitata ad una profondità tale per cui vale (UNI ENV 1997-1:1997 e EN1997-1:2003):

$$\Delta\sigma_z/\sigma'_{vo} \geq 0.2$$

Con $\Delta\sigma_z$ pari all'incremento di tensione verticale efficace alla quota considerata dovuto ai carichi indotti dalla fondazione.

13.2 Risultati

L'analisi del cedimento atteso è stata svolta considerando una distribuzione trapezoidale di pressione con valore massimo pari a 156kPa in corrispondenza della massima altezza del rilevato ($H_{rit} = 8.00m$, peso di volume = 19.5kN/mc) e valori decrescenti linearmente lungo le scarpate del rilevato (pendenza pari a 7:4 con berma intermedia di 1m).

Ne deriva la seguente distribuzione di carico (con "x" si intende la distanza dal piede del rilevato):

Scarpata (L=15m) x = 0.00÷15.00m: p = 0 → 156kPa

Sommità (L=13.10m) x = 15.00÷28.10m: p = 156kPa

Scarpata (L=15m) x = 28.10÷43.10m: p = 156 → 0kPa

Il calcolo è stato svolto considerando i parametri di deformabilità di cui all'appendice 5 – tabella III (cui si rimanda per i dettagli) ed assumendo una soggiacenza della falda a 10m da p.c. locale. In particolare, al fine di ottenere una stima del cedimento "totale" e del cedimento "immediato" si è fatto riferimento sia ai parametri di deformabilità "drenati" che ai parametri di deformabilità "non drenati" (calcolati sulla base della coesione non drenata c_u mediante la nota correlazione $E_u = 400c_u$).

Nelle seguenti figure n.13-1 e n.13-2 sono illustrati i risultati rispettivamente in termini di cedimento totale e di cedimento immediato.

Si verifica che, a fronte di un cedimento "immediato" dell'ordine di 7cm sotto al rilevato e di 1cm al piede, il cedimento atteso "totale" risulta pari a circa 20cm sotto al rilevato e pari a circa 4cm al piede.

La differenza tra il cedimento "totale" ed il cedimento "immediato", pari a circa 13cm, dovrà essere pertanto tenuta in conto e debitamente compensata durante le fasi di costruzione del rilevato.

14. BONIFICA DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI

14.1 Criteria per la definizione degli spessori di bonifica al di sotto dei rilevati

Con riferimento alle sezioni tipologiche inerenti rilevati e trincee, con il termine "piano di posa del rilevato" si intende il piano corrispondente a quello di scotico; tale piano è posto in genere alla profondità di 20 cm dal piano campagna locale. Nei tratti caratterizzati da livelletta prossima al piano campagna o in trincea, il piano di posa dei rilevati viene a coincidere con il piano di posa della sovrastruttura stradale (intradosso fondazione stradale).

I livelli prestazionali ad estradosso bonifica, espressi in termini di modulo di deformazione M_d al primo ciclo di carico su piastra di diametro 30cm, sono definiti in funzione della distanza "d" fra l'intradosso della fondazione della sovrastruttura stradale ed il piano di posa dei rilevati; in particolare, essi dovranno risultare non inferiori a:

- **60MPa**: nell'intervallo compreso fra $1.50 \div 2.50 \text{ daN/cm}^2$ sul piano di posa della sovrastruttura in rilevato ed in trincea;
- **20MPa**: nell'intervallo compreso fra $0.50 \div 1.50 \text{ daN/cm}^2$ sul piano di posa del rilevato (piano di scotico) quando posto a 1.00m da quello della sovrastruttura;
- **15MPa**: nell'intervallo compreso fra $0.50 \div 1.50 \text{ daN/cm}^2$ sul piano di posa del rilevato (piano di scotico) quando posto a 2.00m da quello della sovrastruttura.

Nell'intervallo $d = 0.00 \div 1.00$ m la variazione di detti valori al variare della quota risulta lineare; per altezze di rilevato superiori a 2.00m si è assunto un valore del modulo di deformazione M_d pari a 15MPa.

Tabella 14-1: Piano di posa dei rilevati – Livelli prestazionali in termini di modulo su piastra.

Distanza intradosso fondazione – piano di posa: "d" [m]	Modulo su piastra [MPa]	Intervallo di pressione [MPa]
d = 0.00	$M_d = 60$ MPa	0.15 \div 0.25
d = 0.20	$M_d = 52$ MPa	0.15 \div 0.25
d = 0.40	$M_d = 44$ MPa	0.15 \div 0.25

$d = 0.60$	$M_d = 36 \text{ MPa}$	$0.15 \div 0.25$
$d = 0.80$	$M_d = 28 \text{ MPa}$	$0.15 \div 0.25$
$d = 1 \div 2$	$M_d = 20 \text{ MPa}$	$0.05 \div 0.15$
$d \geq 2$	$M_d = 15 \text{ MPa}$	$0.05 \div 0.15$

Il dimensionamento dello strato di bonifica viene eseguito utilizzando i tradizionali approcci impiegati nel campo delle costruzioni stradali, con riferimento alle caratteristiche geotecniche del terreno di posa del rilevato.

La definizione dello spessore "s" della bonifica è stata effettuata con riferimento al criterio dei due strati formulato da Burmister (1943), basato sullo studio dell'equilibrio di due solidi elastici di diversa natura sovrapposti:

- l'uno di spessore finito "s", modulo di elasticità "E₁" (strato superficiale);
- l'altro semi-infinito con modulo elastico "E₀" (terreno di sottofondo).

Il metodo di Burmister in sostanza correla i risultati in termini di modulo di deformazione di una prova di carico su piastra con le caratteristiche di deformazione dello strato di bonifica e del sottofondo. Il carico uniforme "p" esercitato dalla piastra si considera superficiale e distribuito su un'area circolare di raggio "a"; il cedimento al centro della piastra considerata rigida, da utilizzarsi per la definizione del modulo di deformazione teorico, risulta dalla relazione:

$$f = 1.18 \cdot \frac{p \cdot a}{E_0} \cdot F_1$$

essendo F₁ una funzione dei due rapporti E₁/E₀ ed s/a, il cui valore può ottenersi dalla seguente formula ottenuta analiticamente da N. Odemark:

$$F_1 = \left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0.9 \cdot \frac{s}{a}\right)^2}} \right] \cdot \frac{E_0}{E_1} + \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0.9 \cdot \frac{s}{a} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_0}}\right)^2}}$$

Fissato lo spessore "s" ed il modulo elastico "E₁" dello strato superficiale (strato di bonifica) ed il modulo E₀ del terreno di sottofondo, si può stimare il cedimento per un dato carico e quindi si

può mettere in relazione il modulo su piastra M_d con lo spessore e le caratteristiche dello strato di bonifica e del sottofondo, passando attraverso il calcolo del cedimento per un carico pari a $p = 100$ kPa agente su una piastra di raggio $a = 15$ cm.

14.2 Spessore della bonifica

Sulla base dei criteri precedentemente descritti e delle stratigrafie dei pozzetti a disposizione è possibile definire quanto segue:

Da inizio intervento a T.Idice (pk 23+300,00): $H_{\text{bonifica}} = 80$ cm

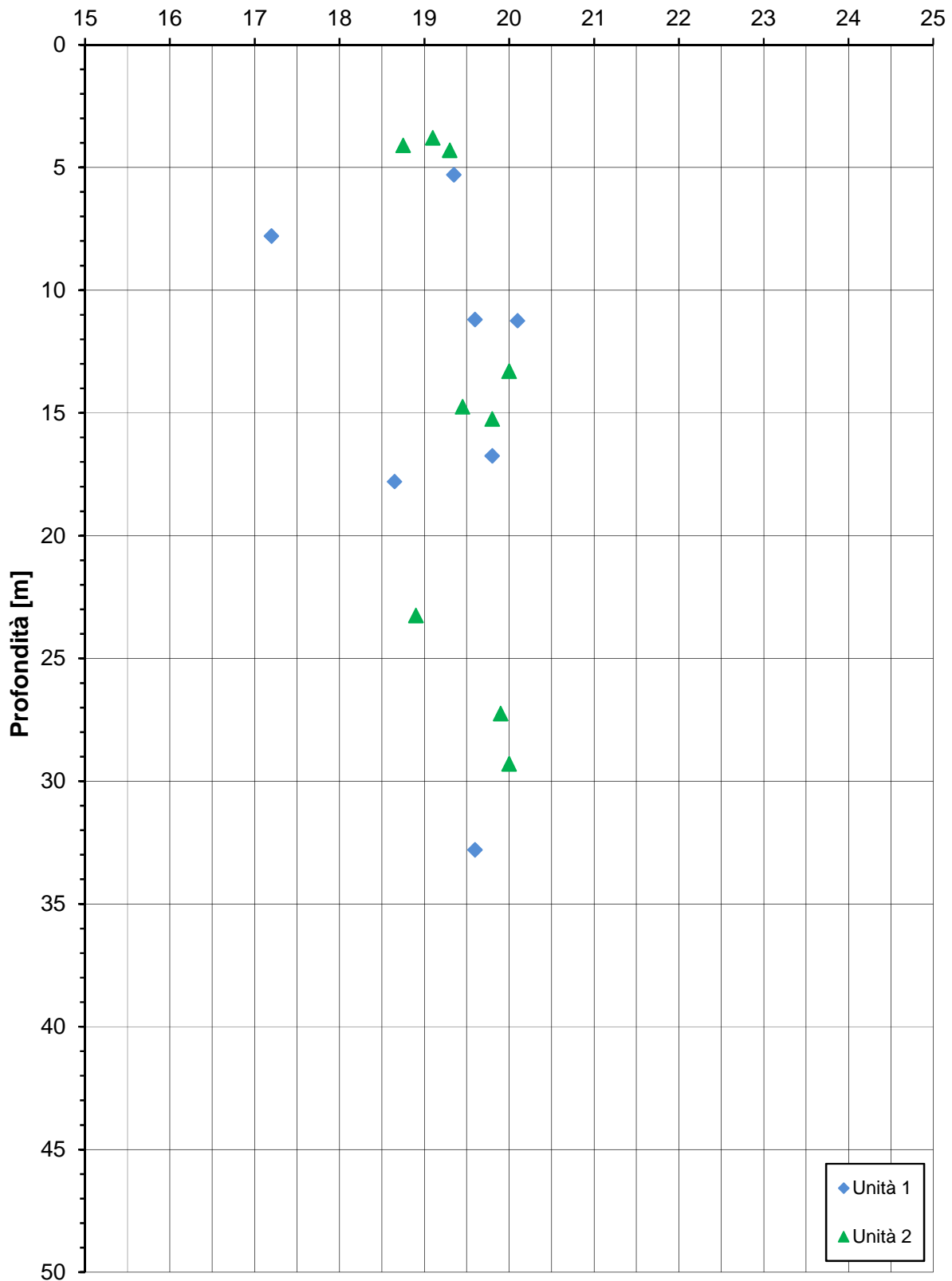
Da T.Idice (pk 23+450,00) a fine intervento: $H_{\text{bonifica}} = 50$ cm

APPENDICE 1:

ZONA OMOGENEA 1 – Caratteristiche fisiche, di deformabilità e di resistenza al taglio.

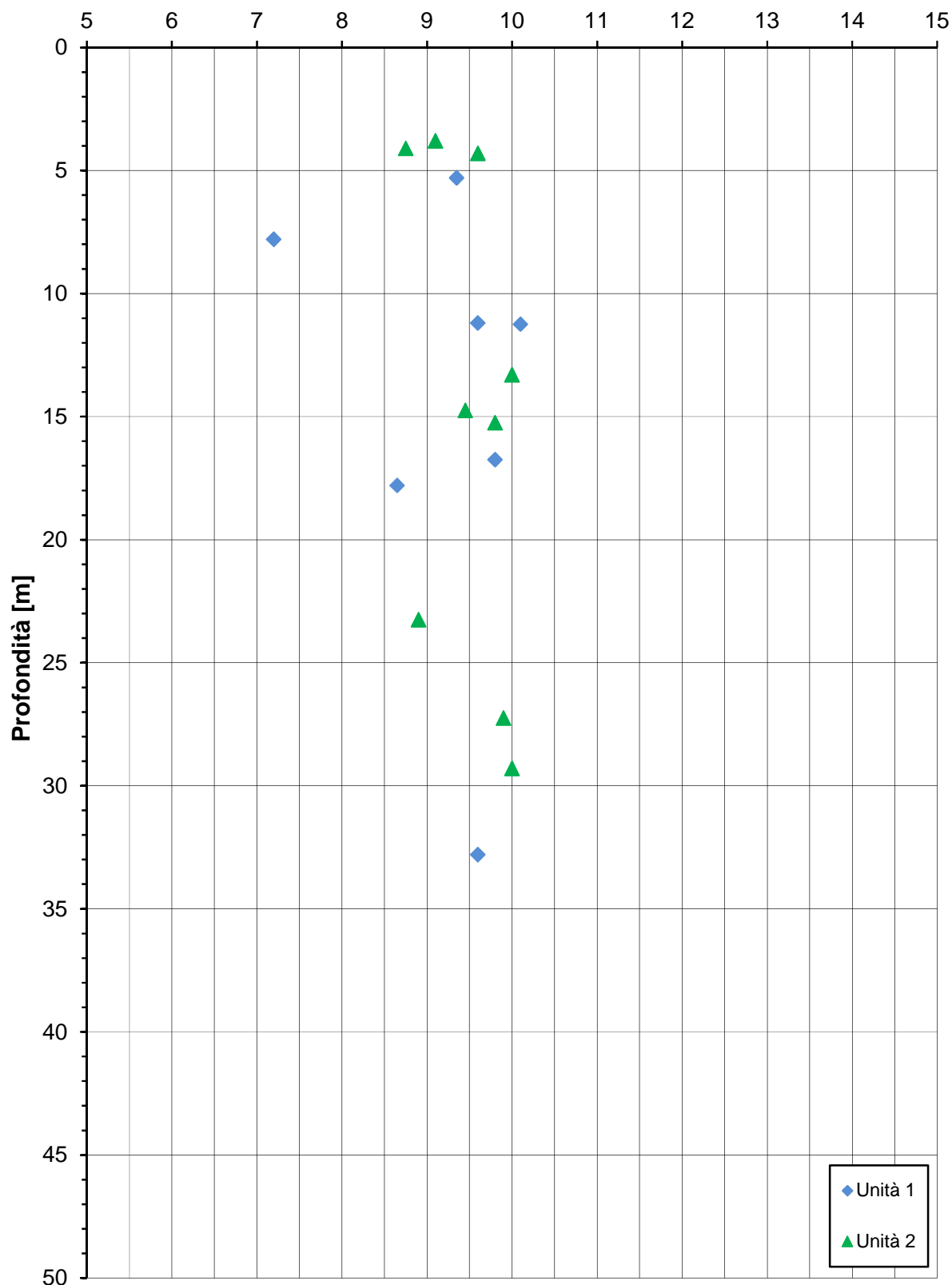
ZONA OMOGENEA 1

Peso di volume naturale - γ [kN/m³]



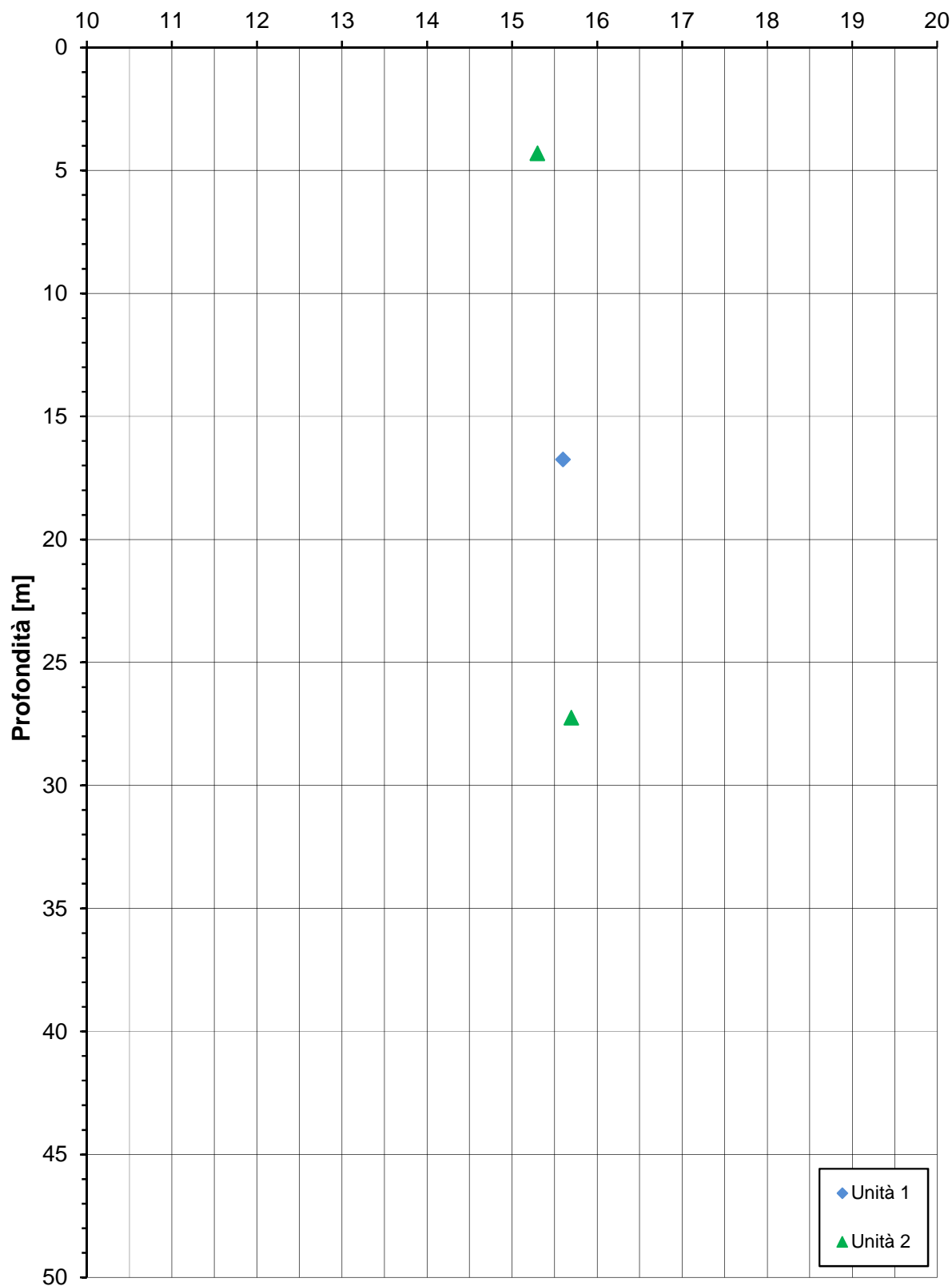
ZONA OMOGENEA 1

Peso di volume immerso - γ' [kN/m³]



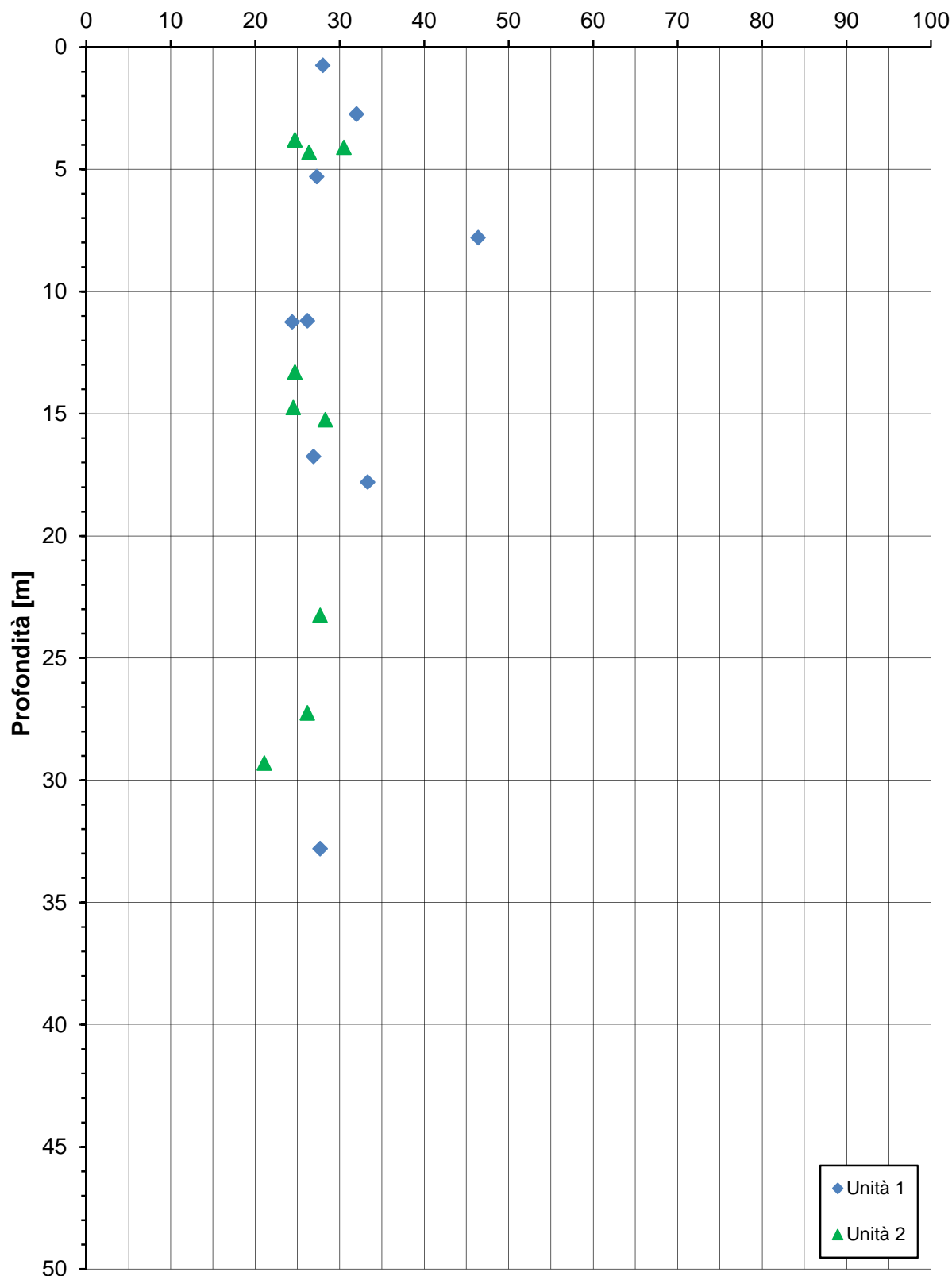
ZONA OMOGENEA 1

Peso di volume secco - γ_d [kN/m³]



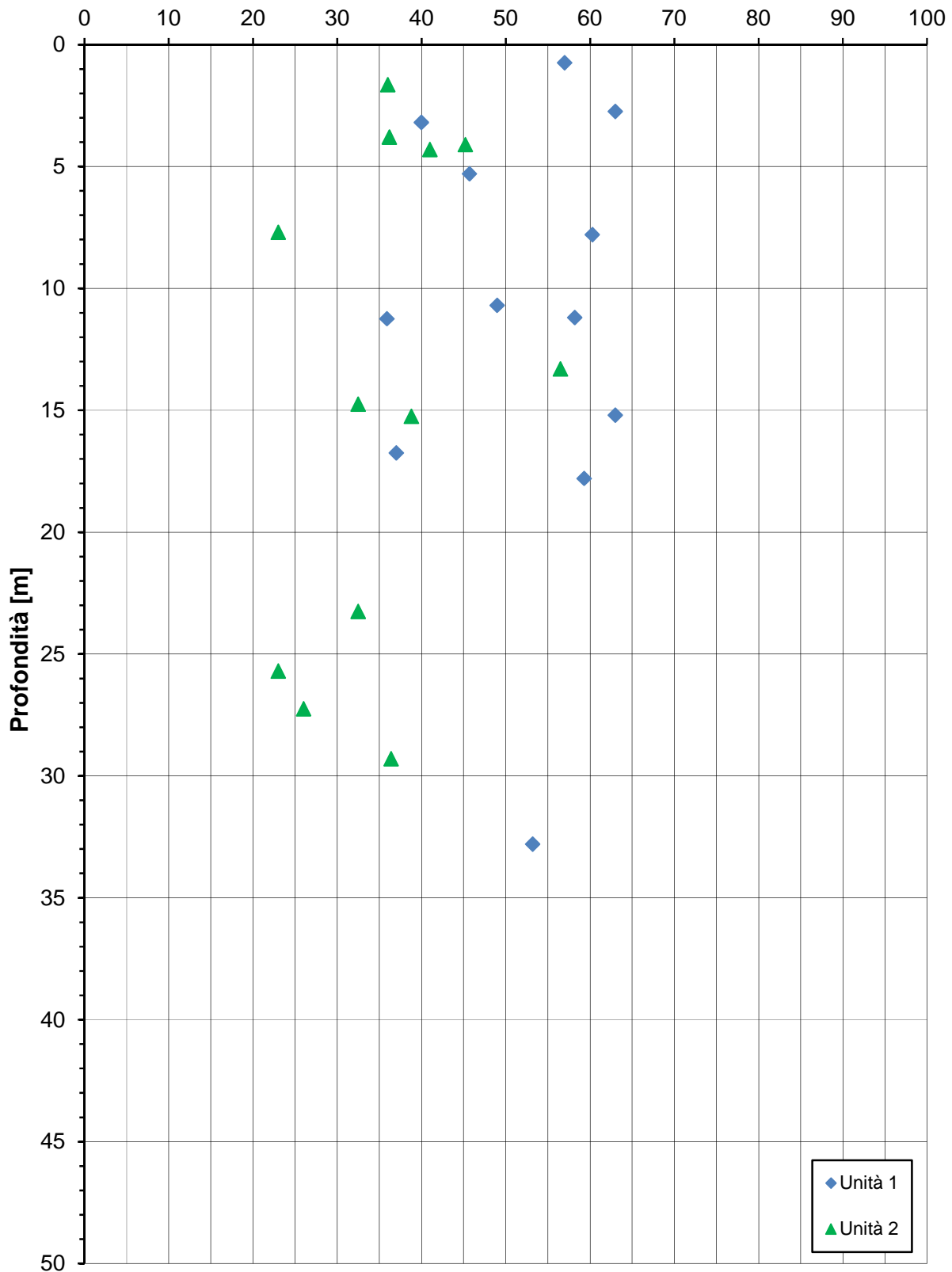
ZONA OMOGENEA 1

Contenuto d'acqua naturale - w [%]



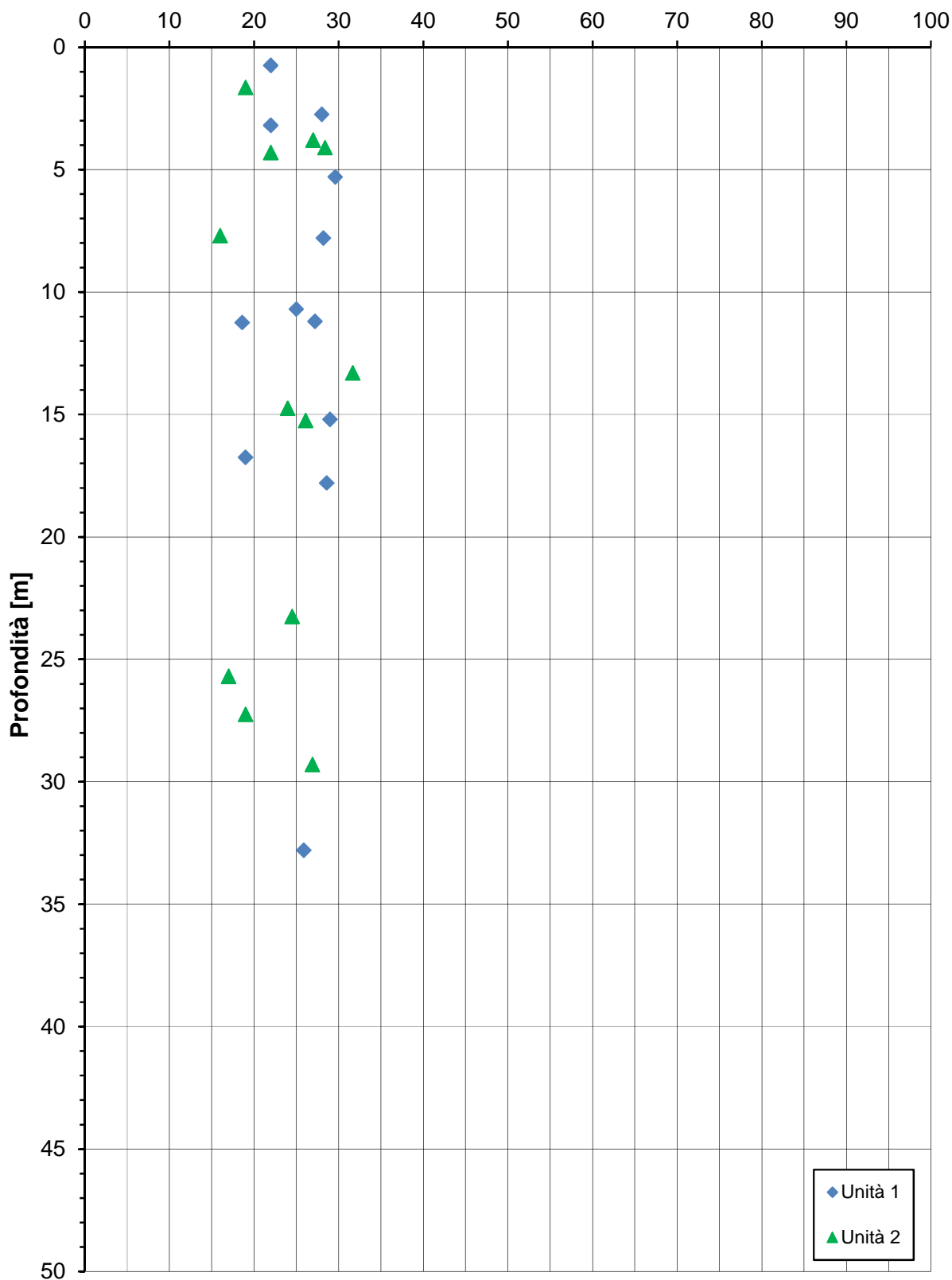
ZONA OMOGENEA 1

Limite liquido - LL [%]



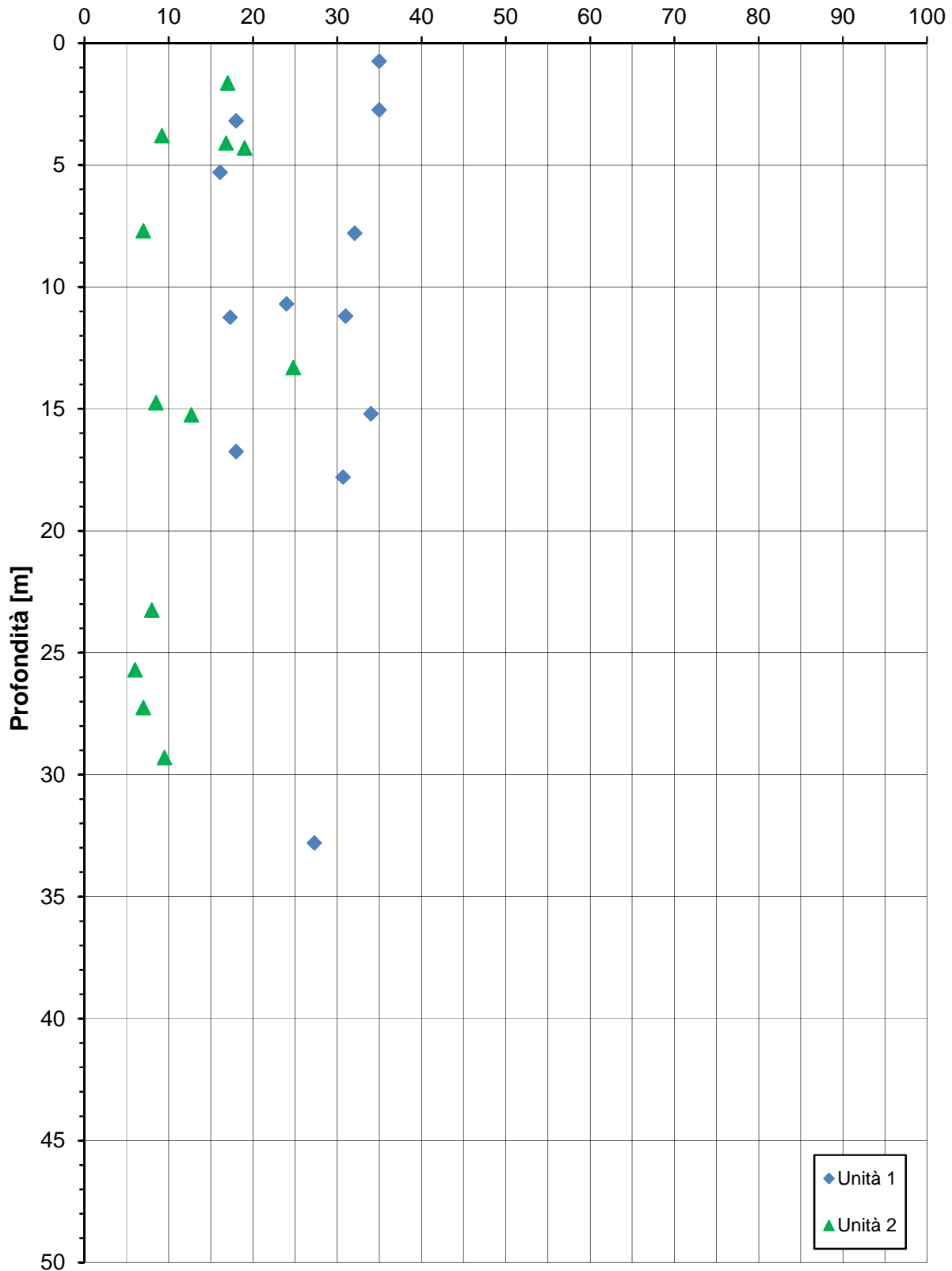
ZONA OMOGENEA 1

Limite plastico - LP [%]



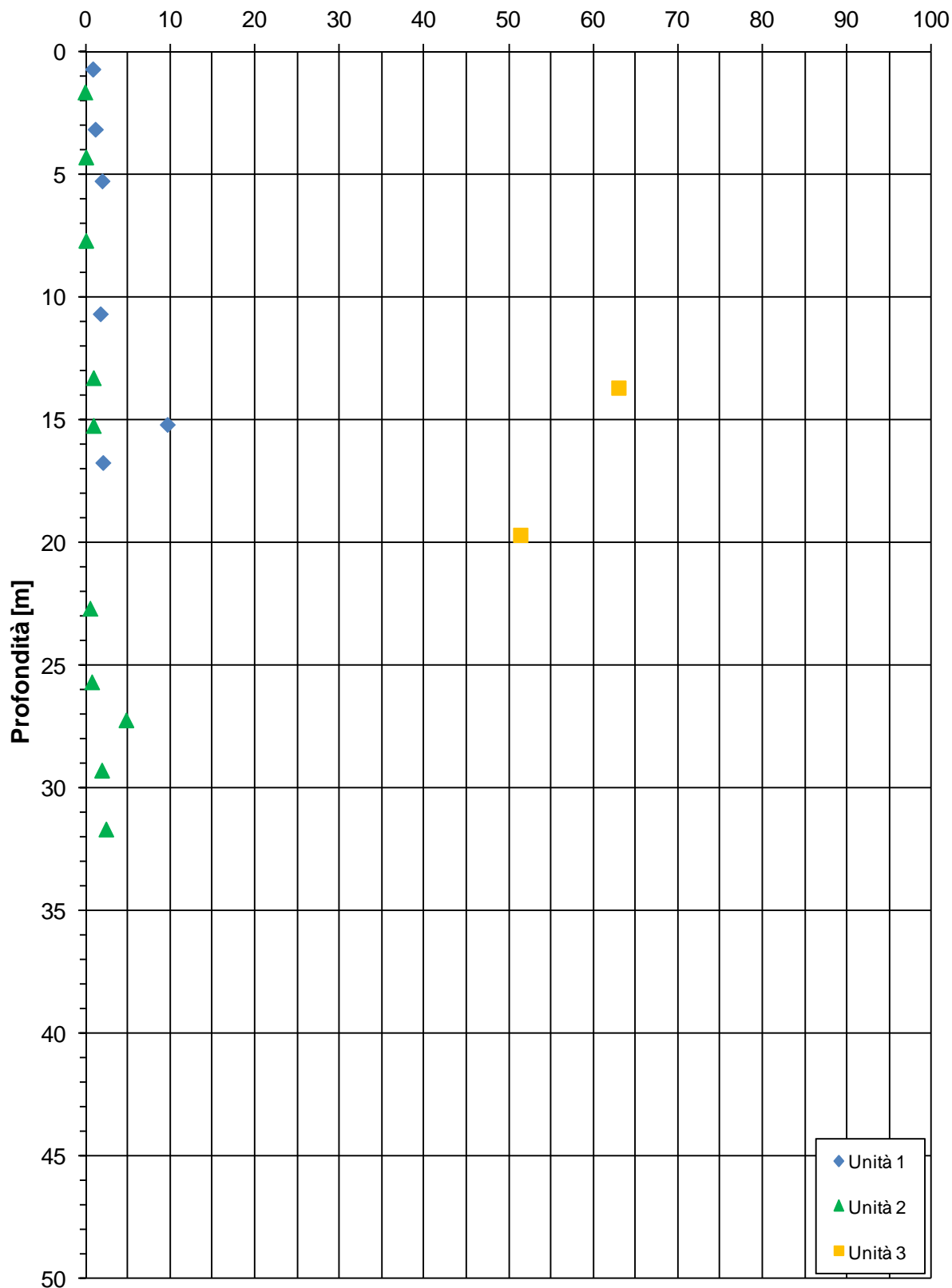
ZONA OMOGENEA 1

Indice plastico - IP [%]



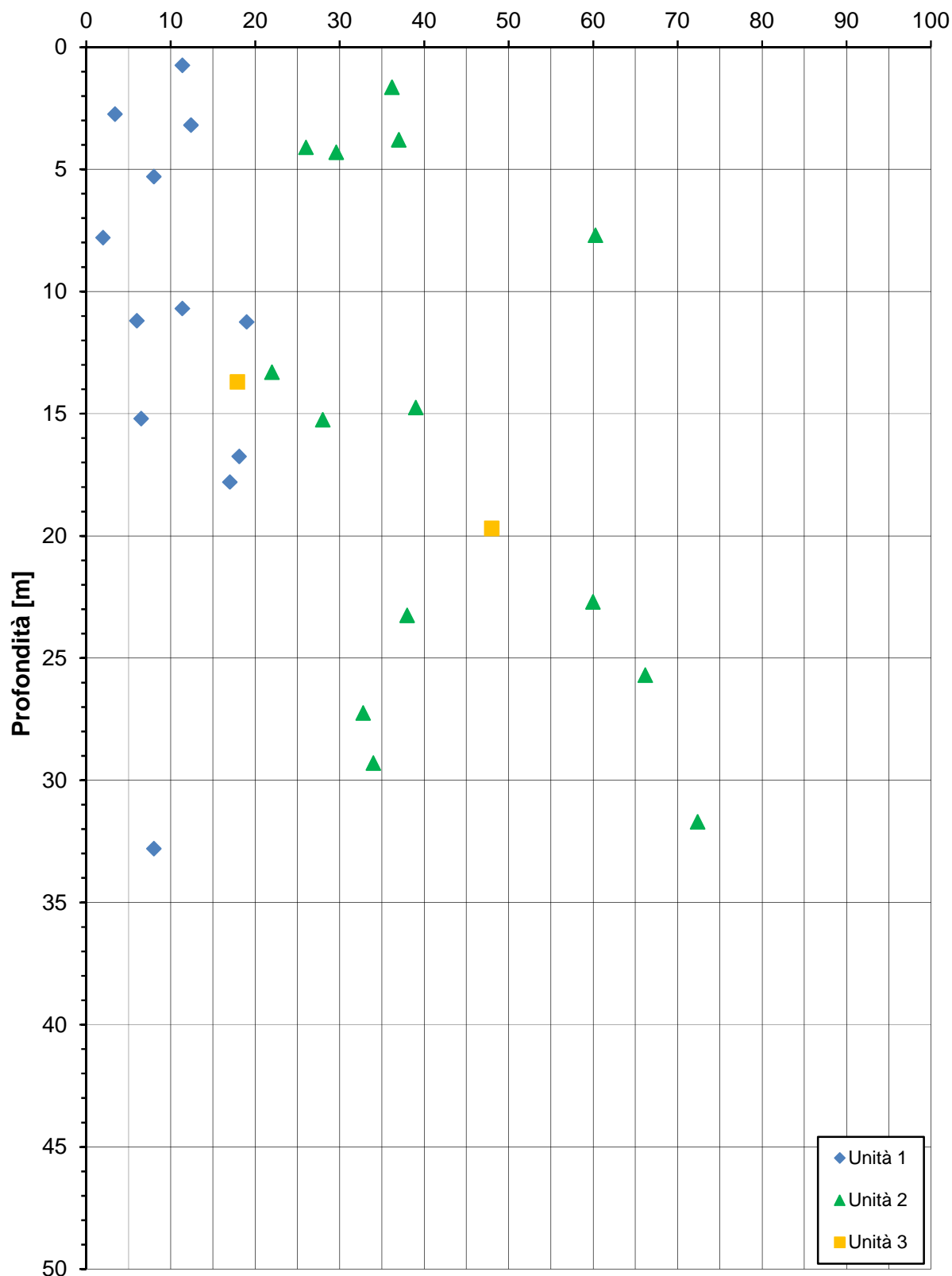
ZONA OMOGENEA 1

Contenuto in ghiaia (AGI-1990) - [%]



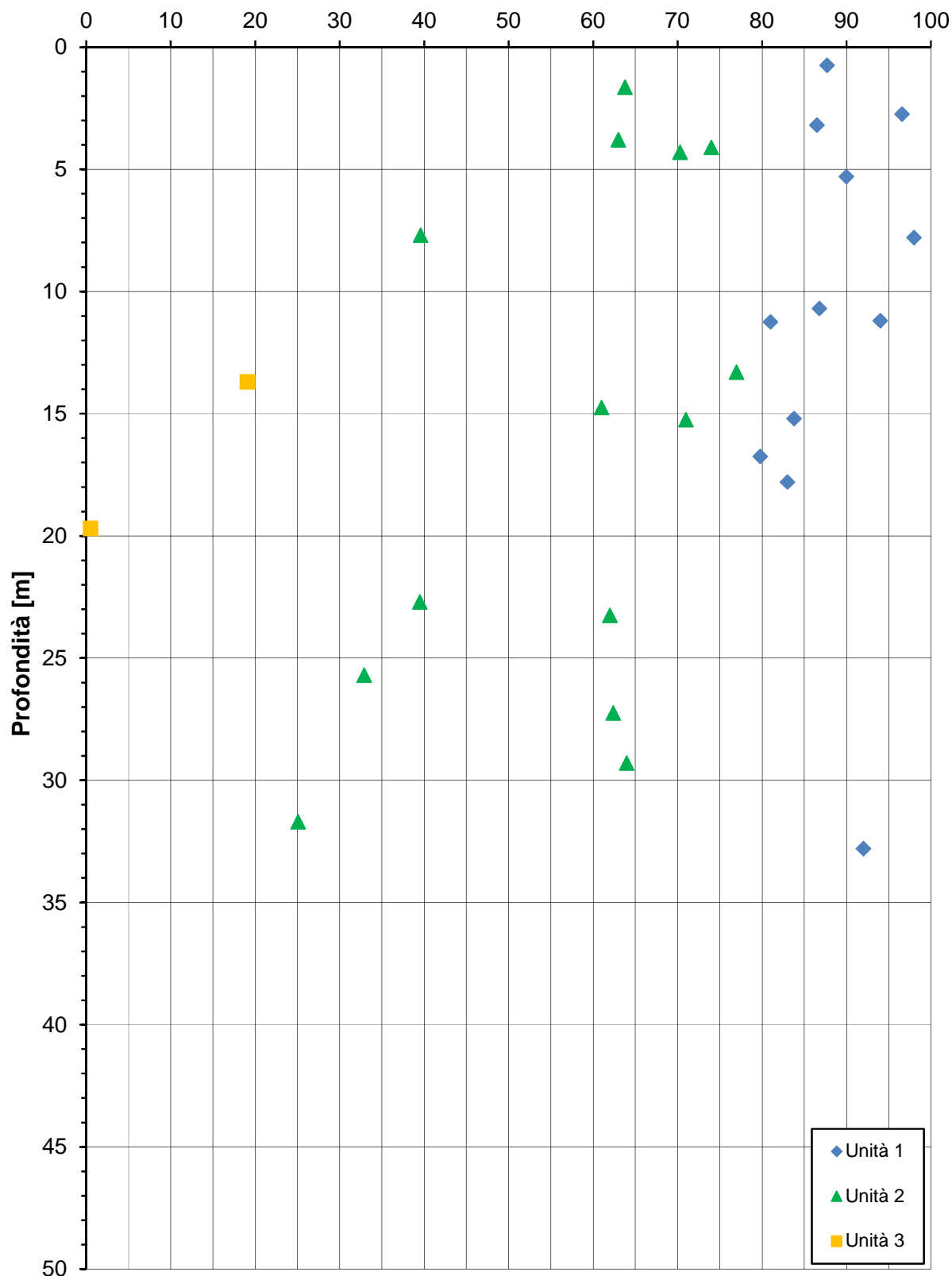
ZONA OMOGENEA 1

Contenuto in sabbia (AGI-1990) - [%]



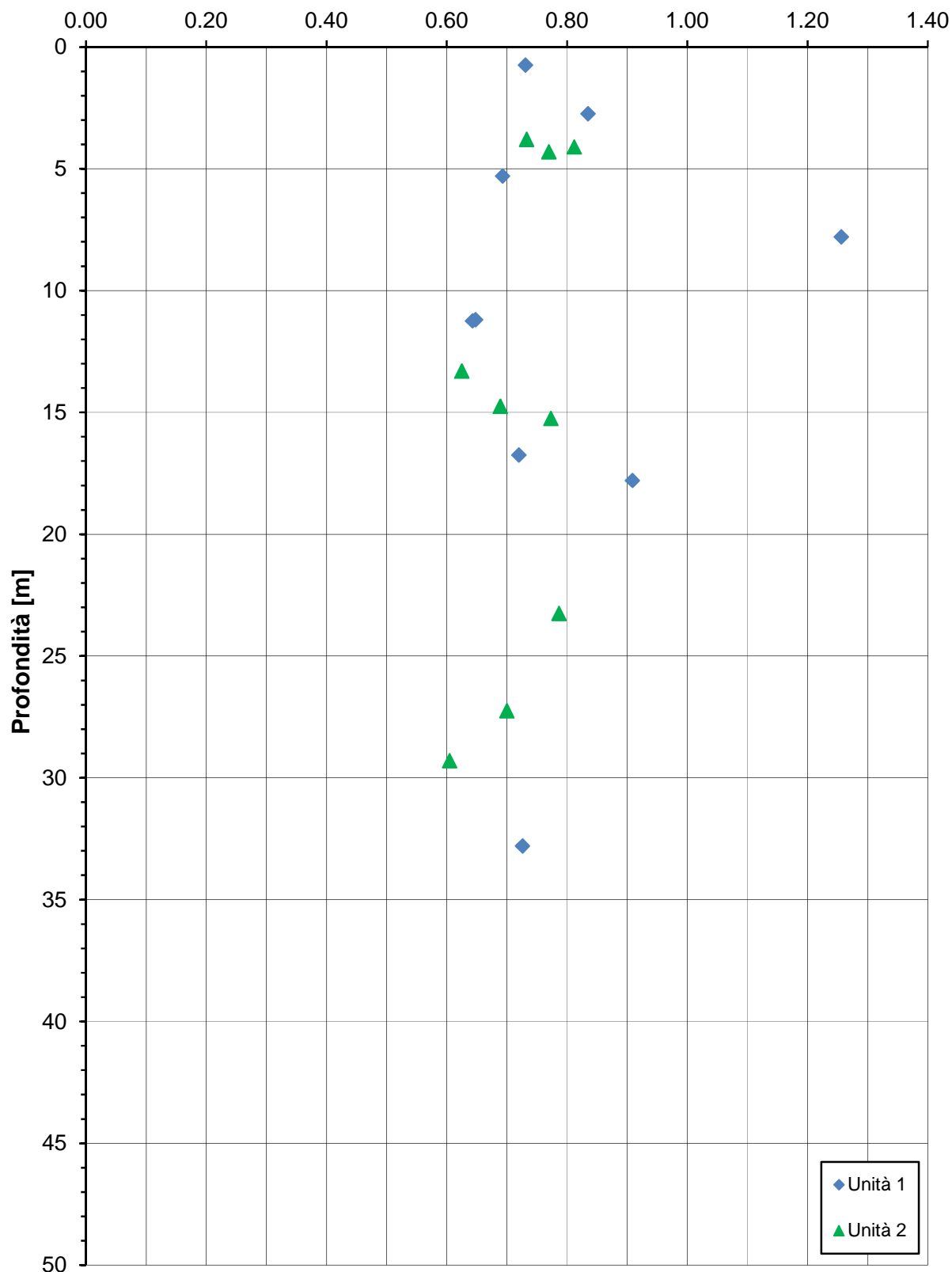
ZONA OMOGENEA 1

Contenuto in limo e argilla (AGI-1990) - [%]

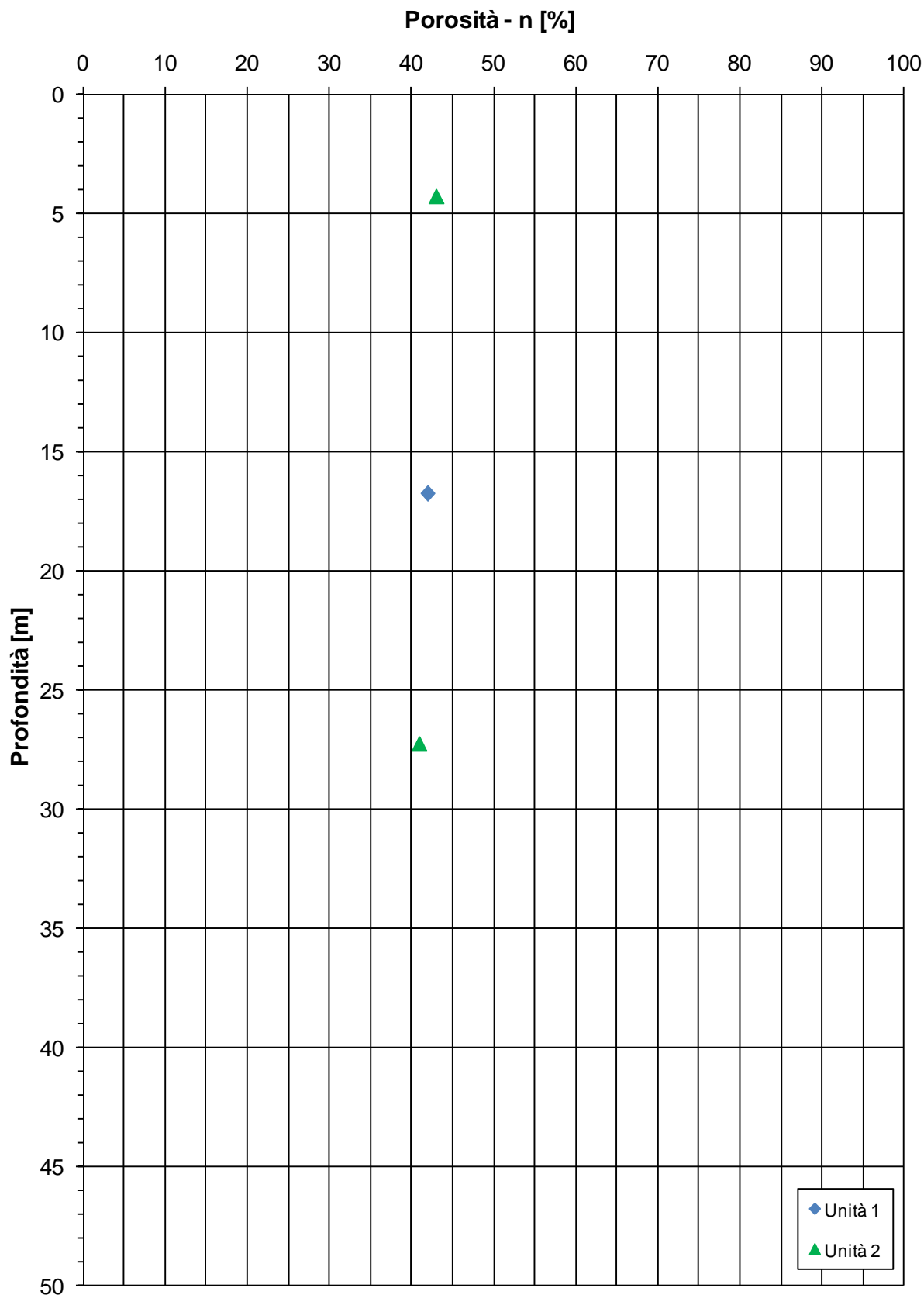


ZONA OMOGENEA 1

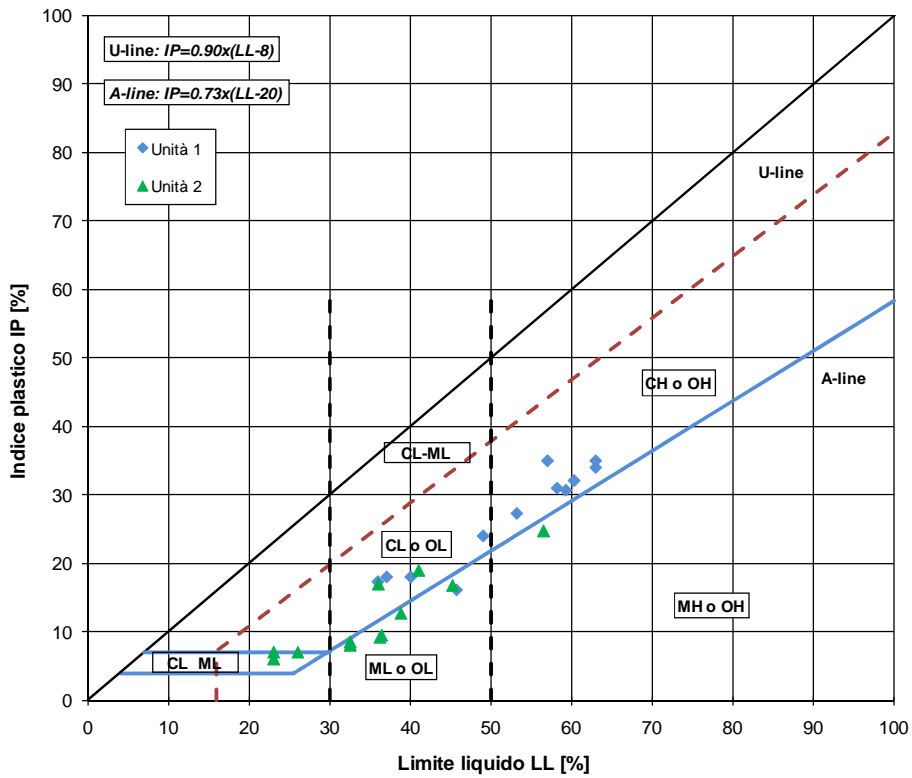
Indice dei vuoti iniziali - e [-]



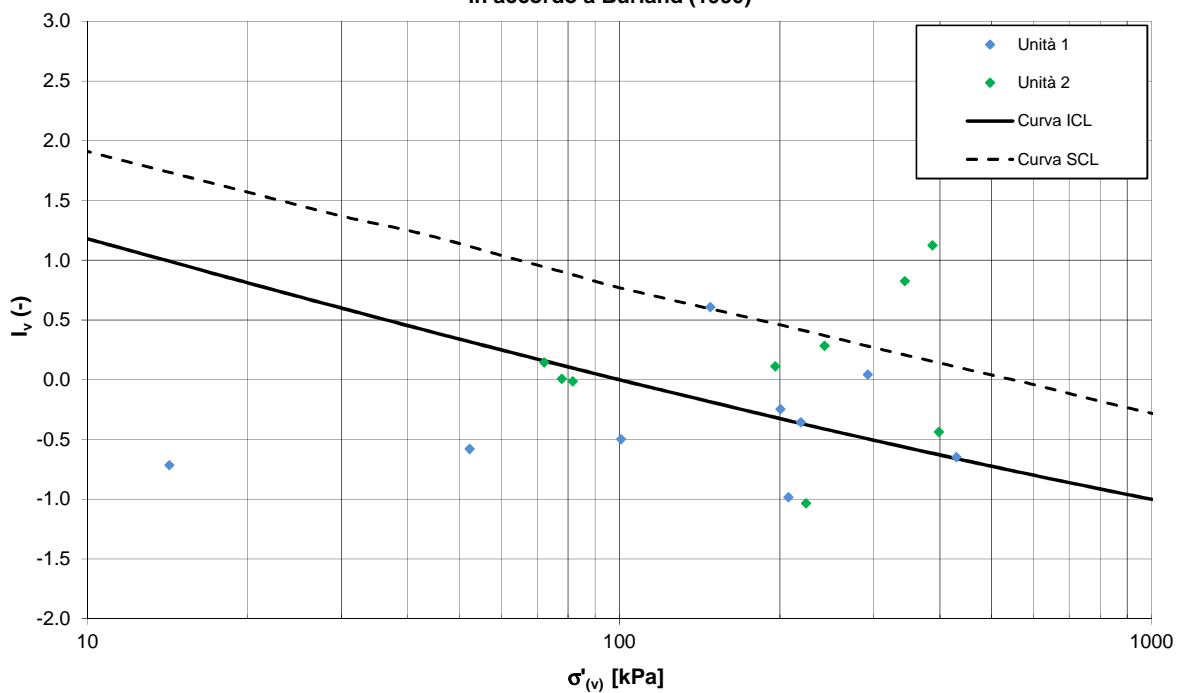
ZONA OMOGENEA 1



ZONA OMOGENEA 1
Carta di plasticità Sistema Unificato

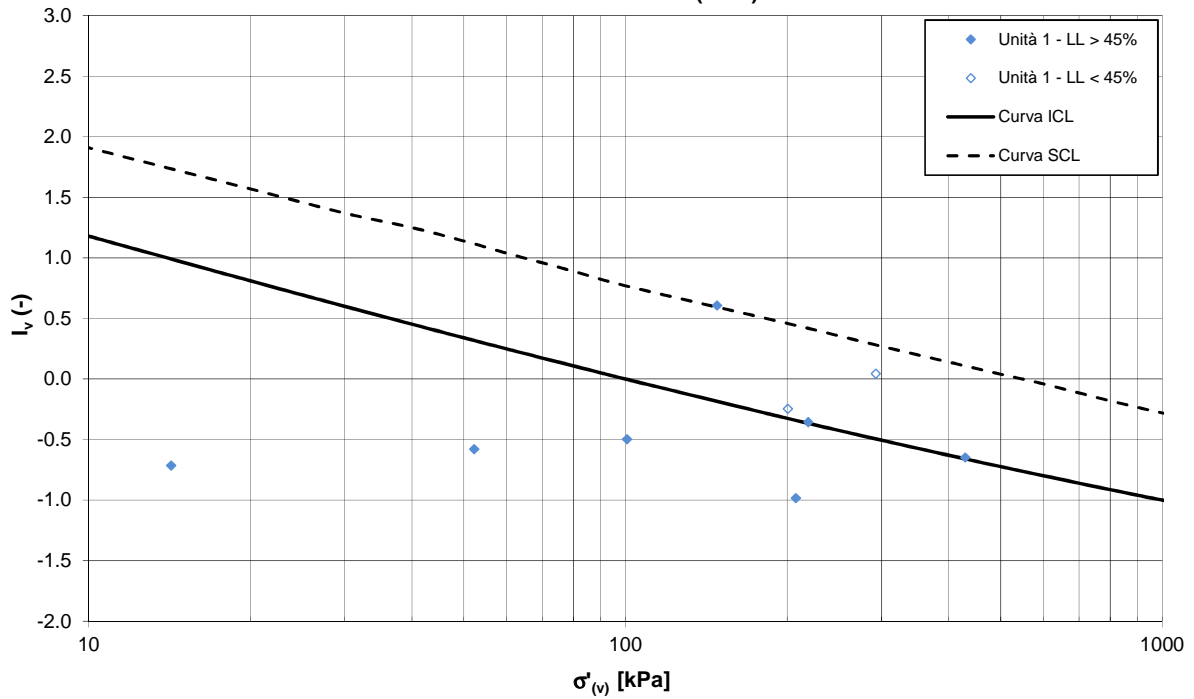


ZONA OMOGENEA 1
Linea di compressibilità intrinseca ed indice dei vuoti iniziale normalizzato in accordo a Burland (1990)



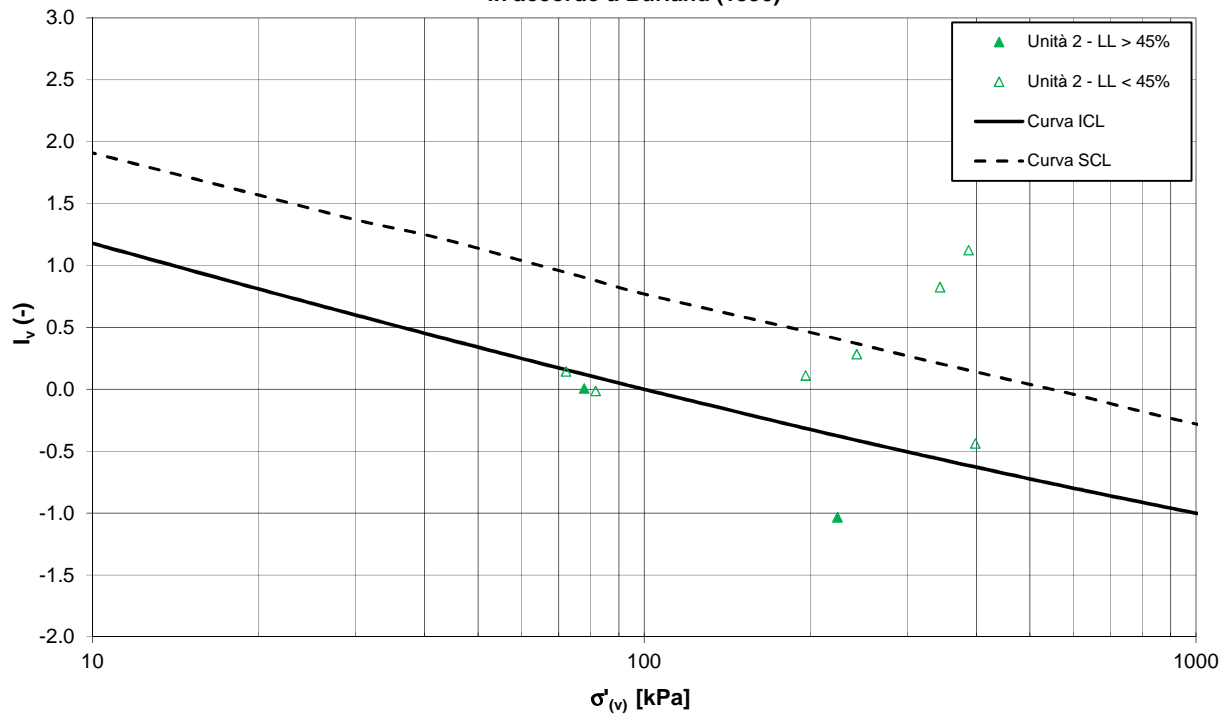
ZONA OMOGENEA 1

**Linea di compressibilità intrinseca ed indice dei vuoti iniziale normalizzato
in accordo a Burland (1990)**



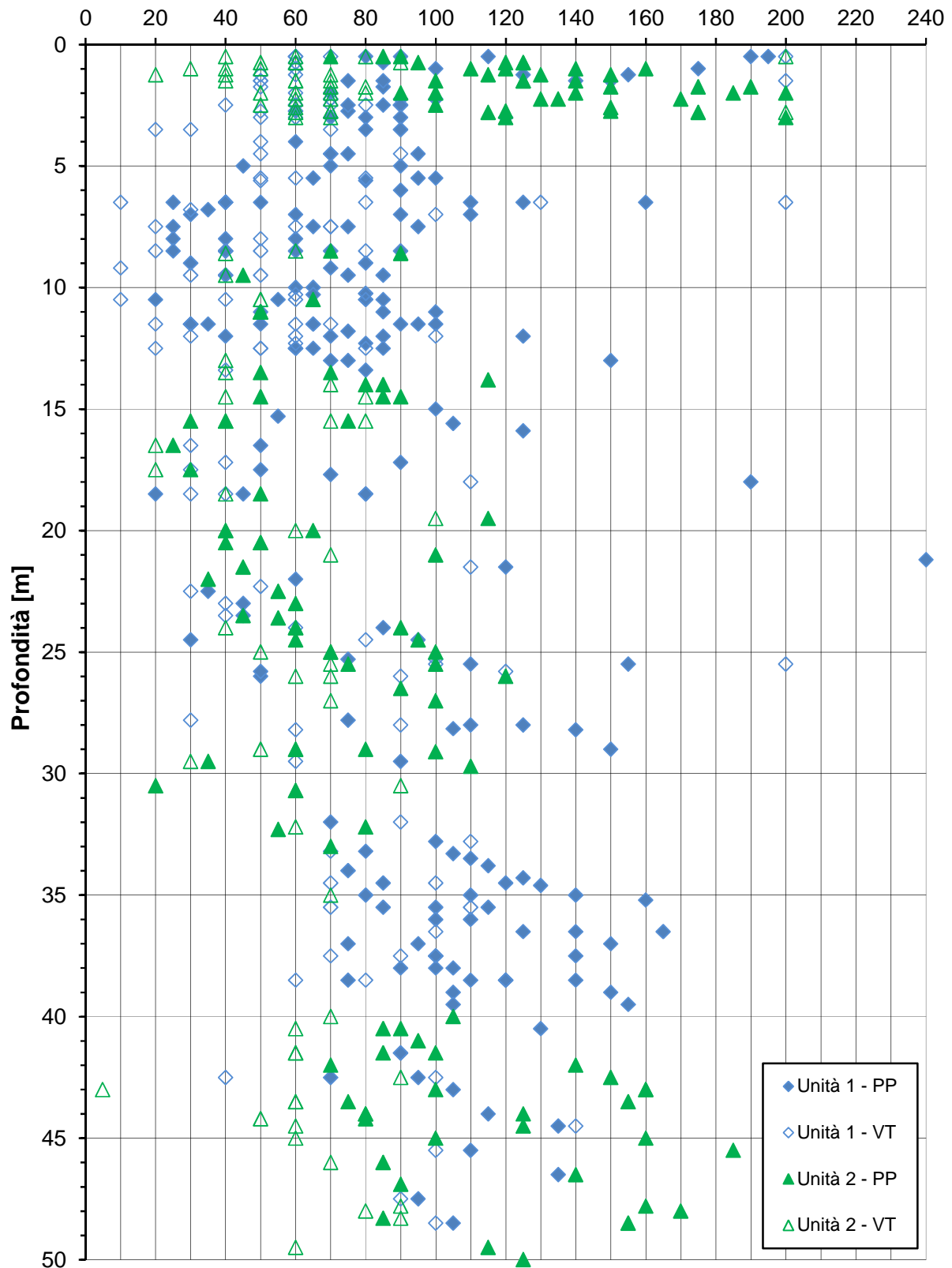
ZONA OMOGENEA 1

**Linea di compressibilità intrinseca ed indice dei vuoti iniziale normalizzato
in accordo a Burland (1990)**



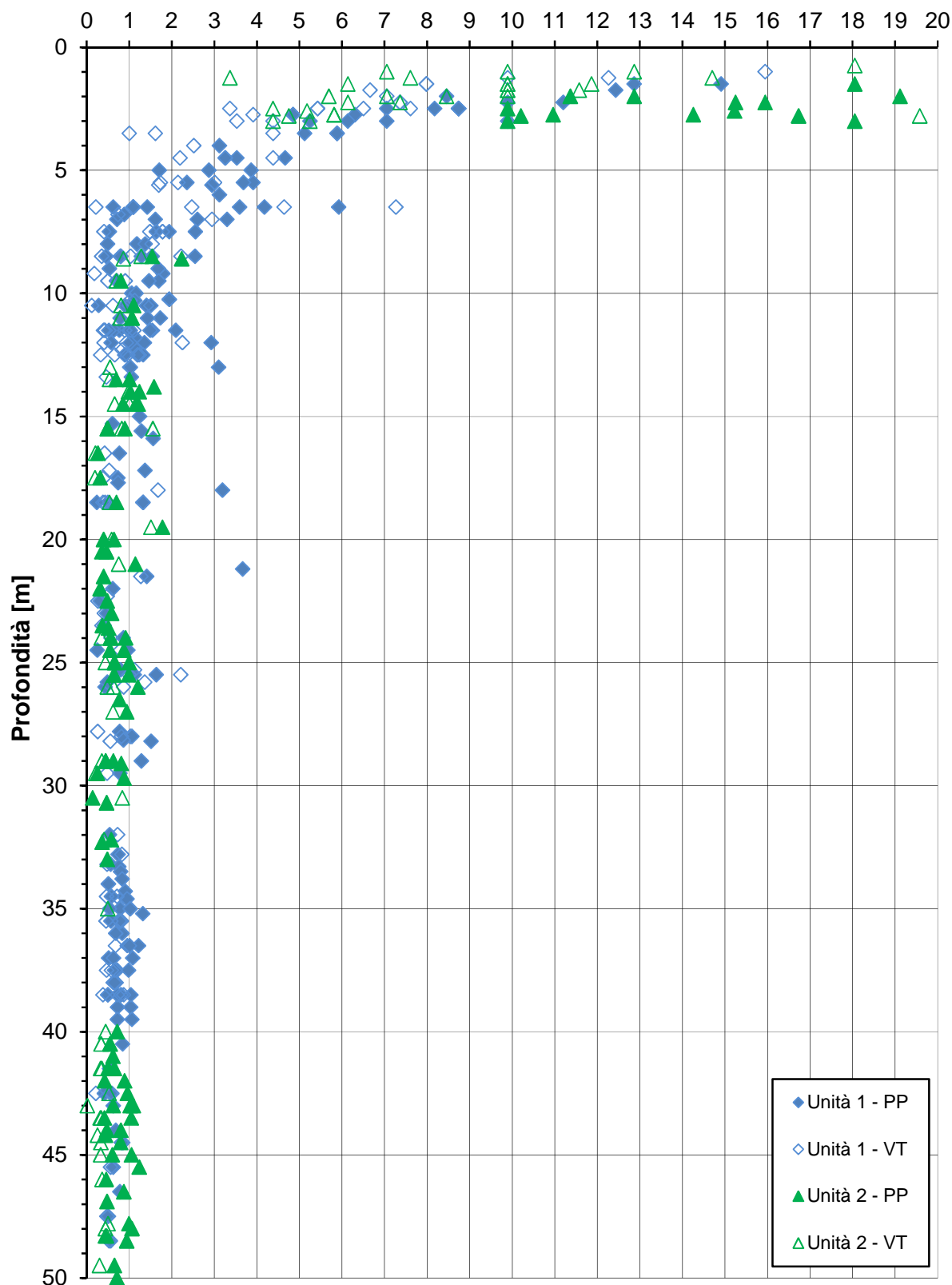
ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito

Coesione non drenata - C_u [kPa]

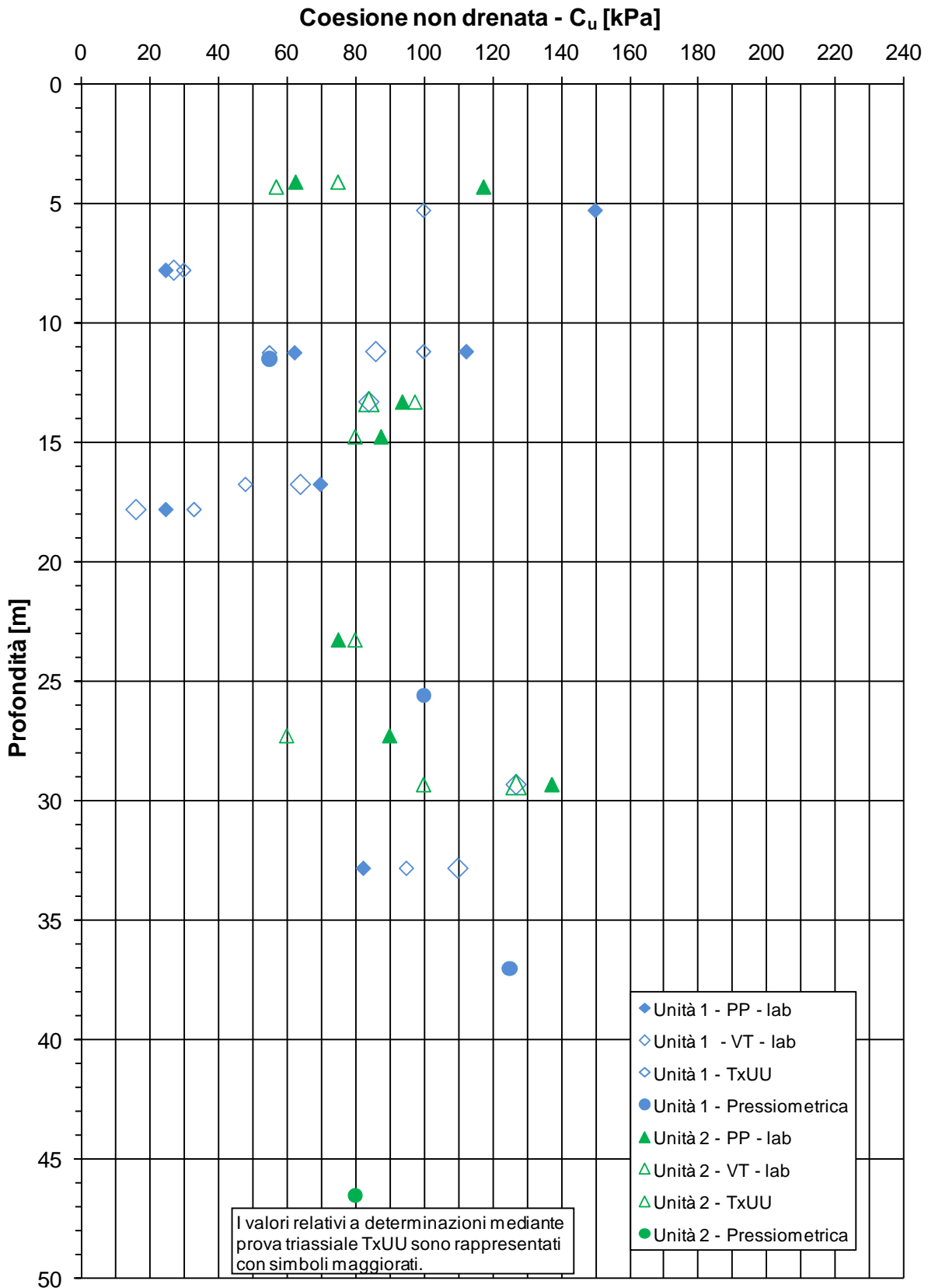


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]

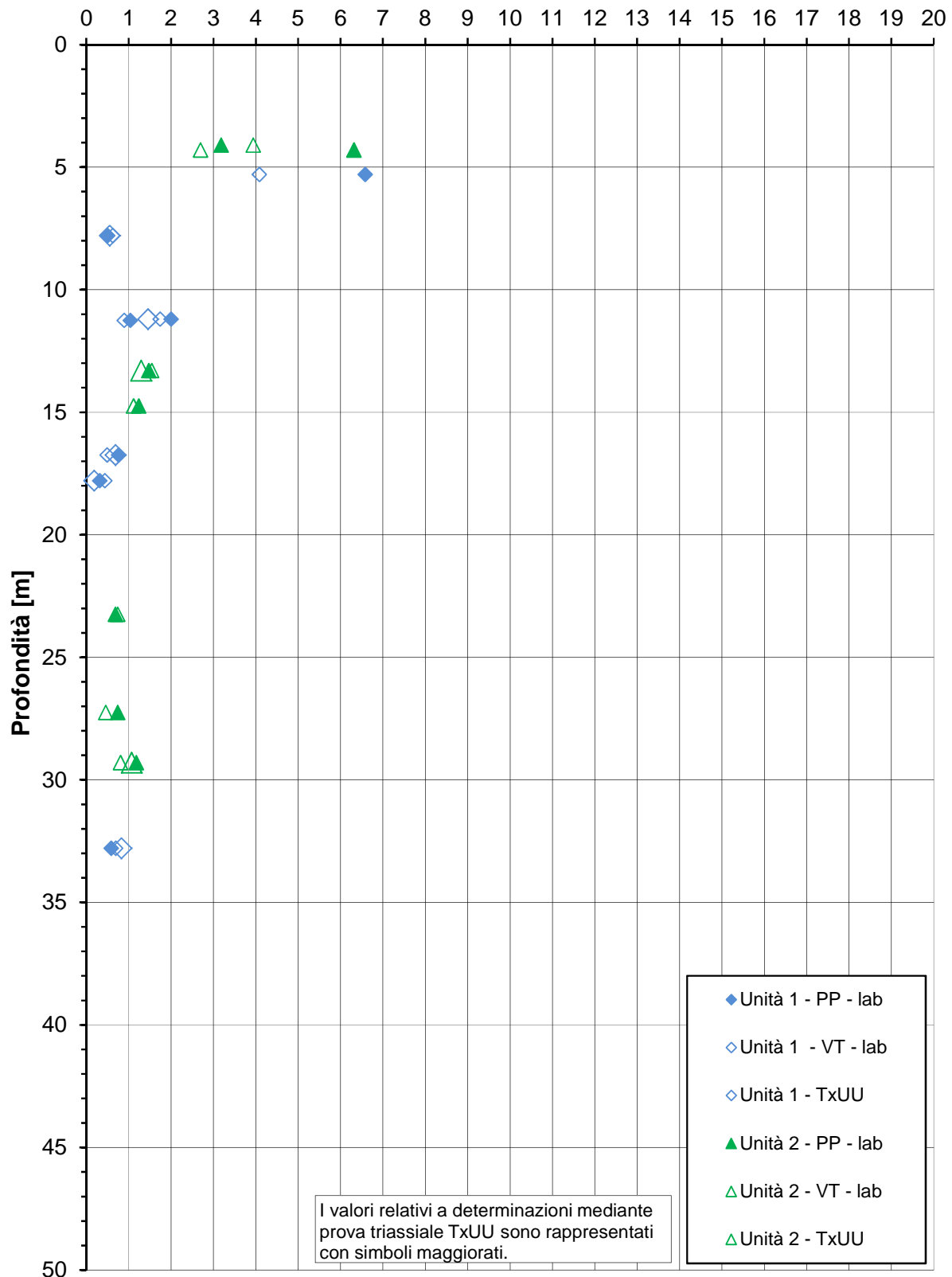


**ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in laboratorio e prove
pressiometriche**

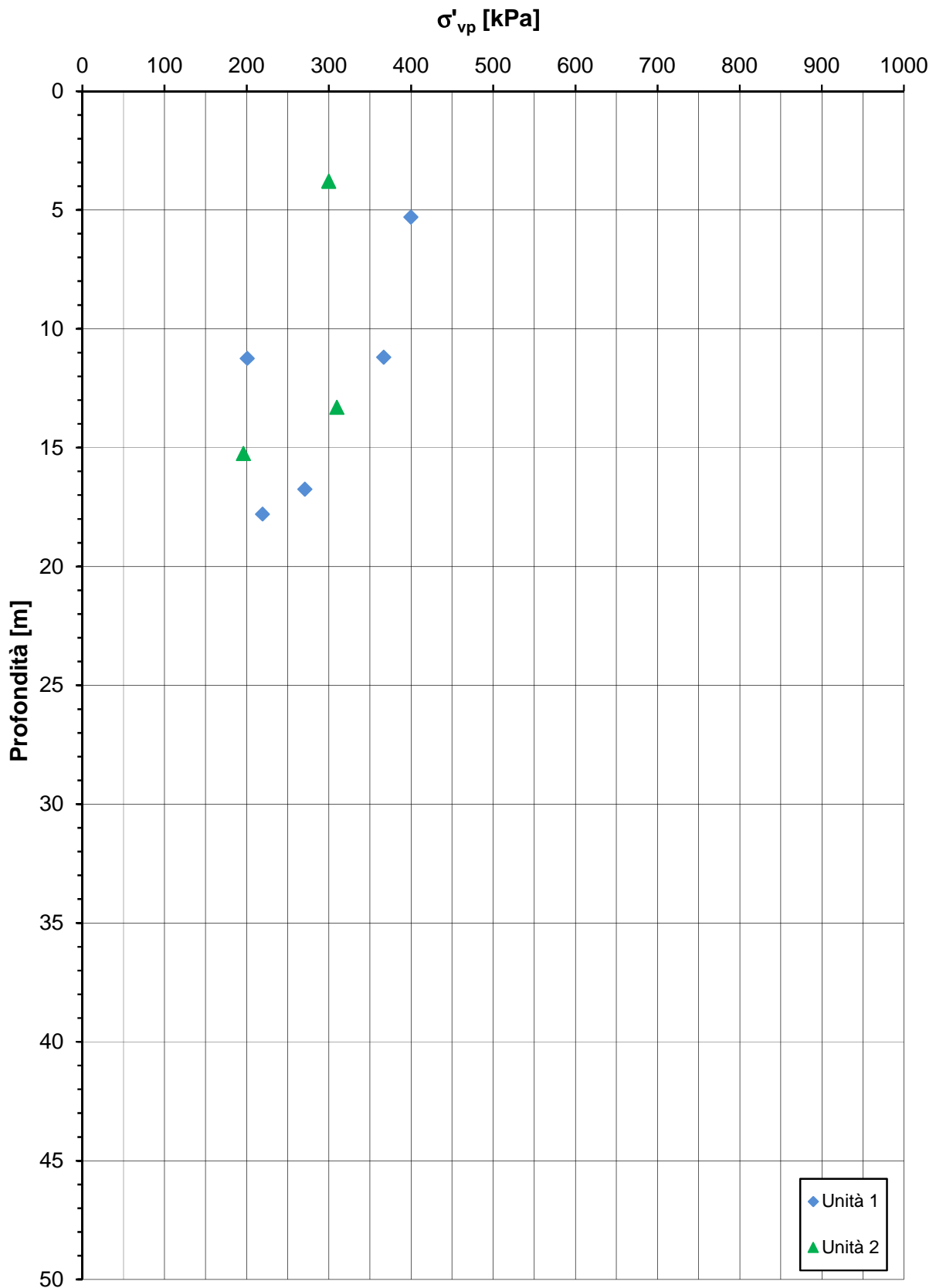


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in laboratorio

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]

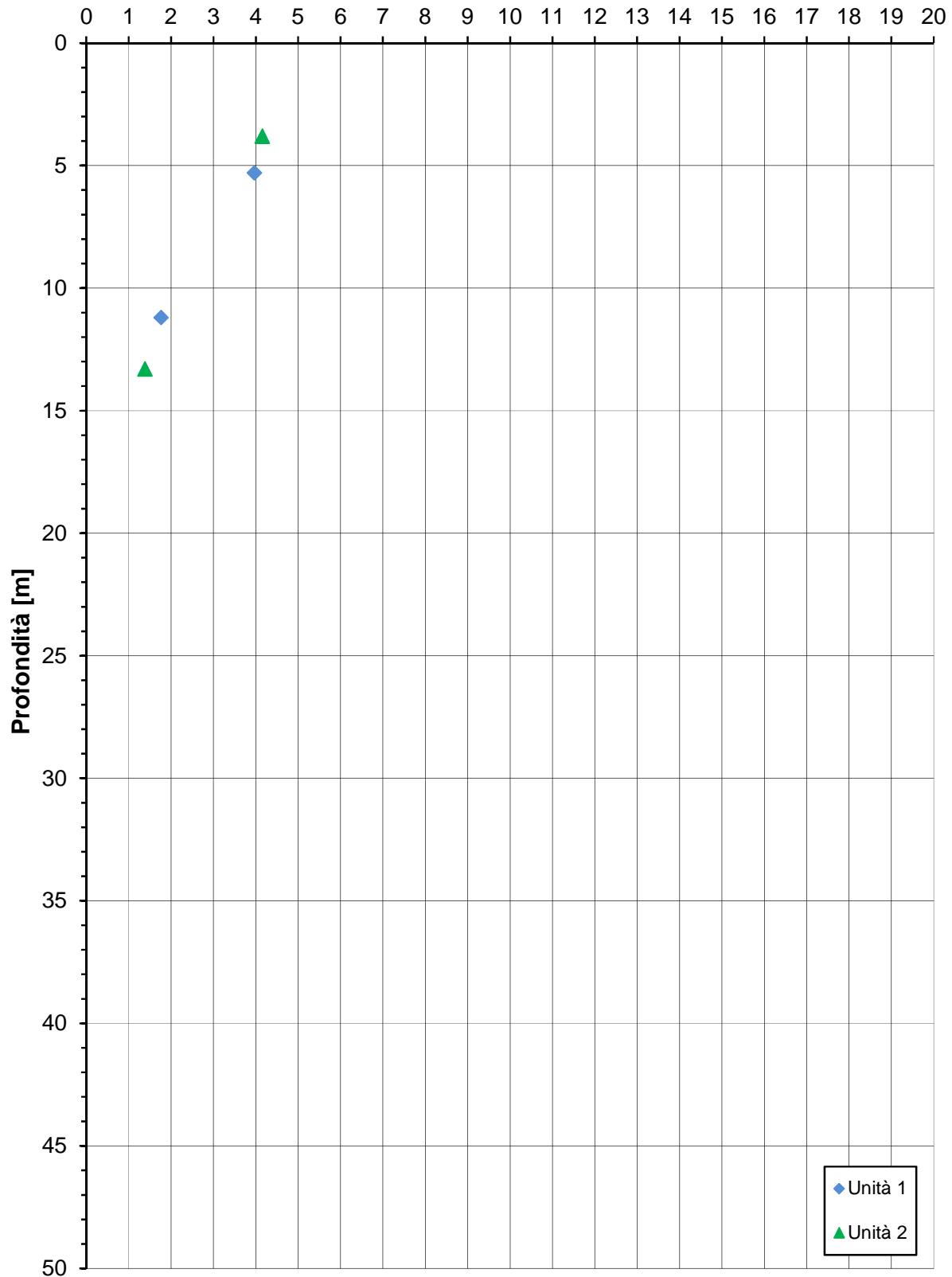


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (Edometriche)

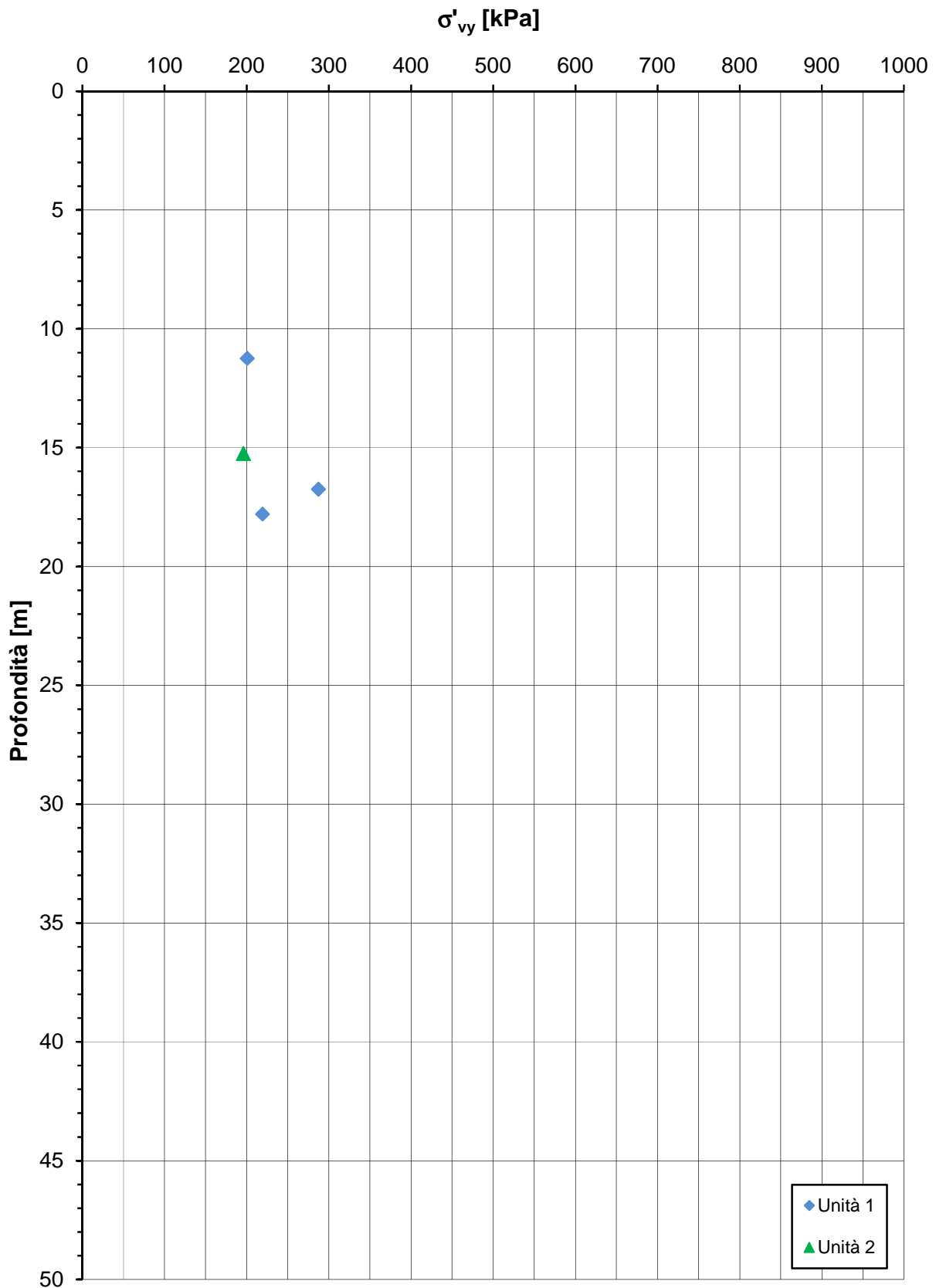


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]

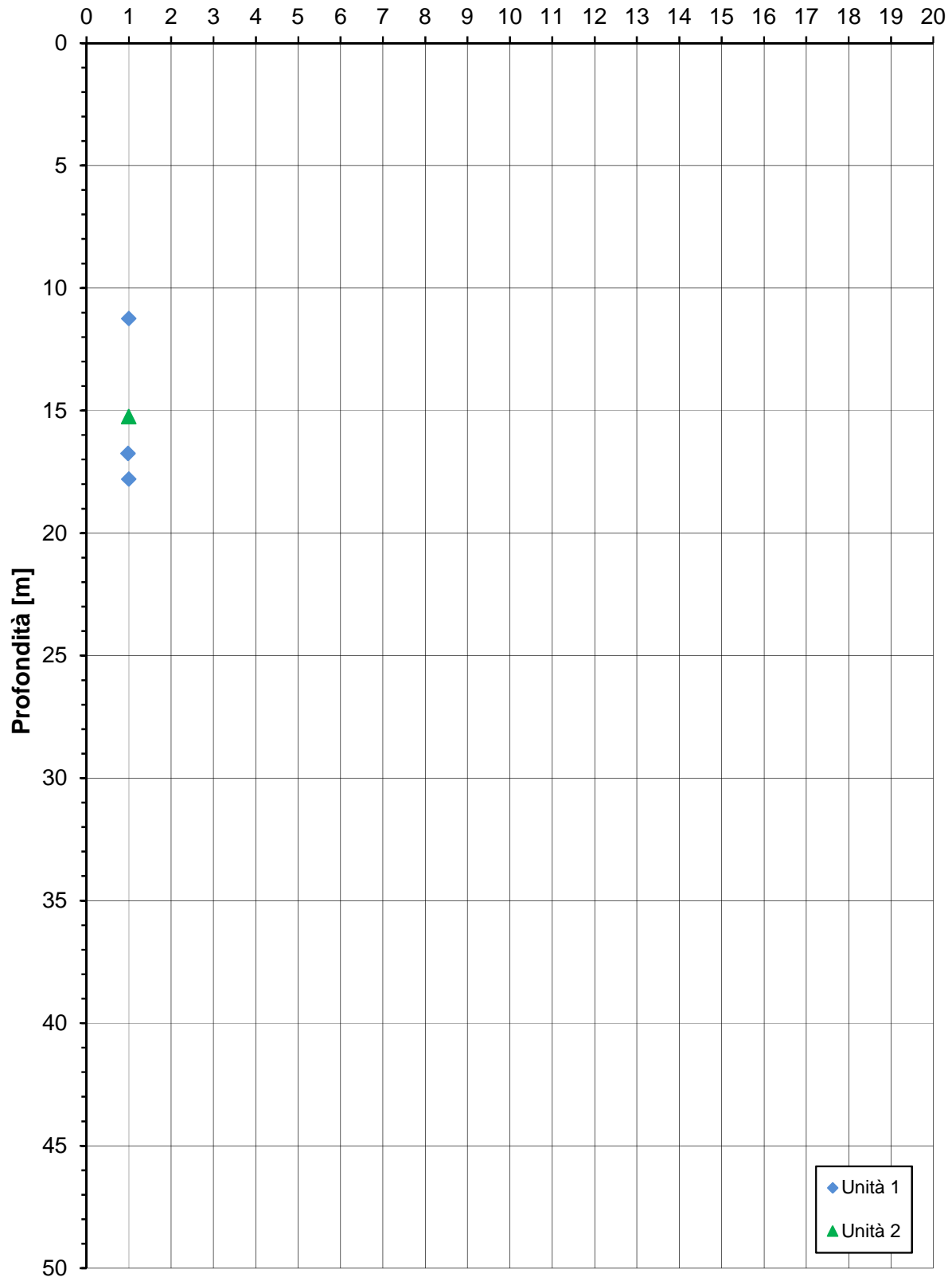


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (Edometriche)

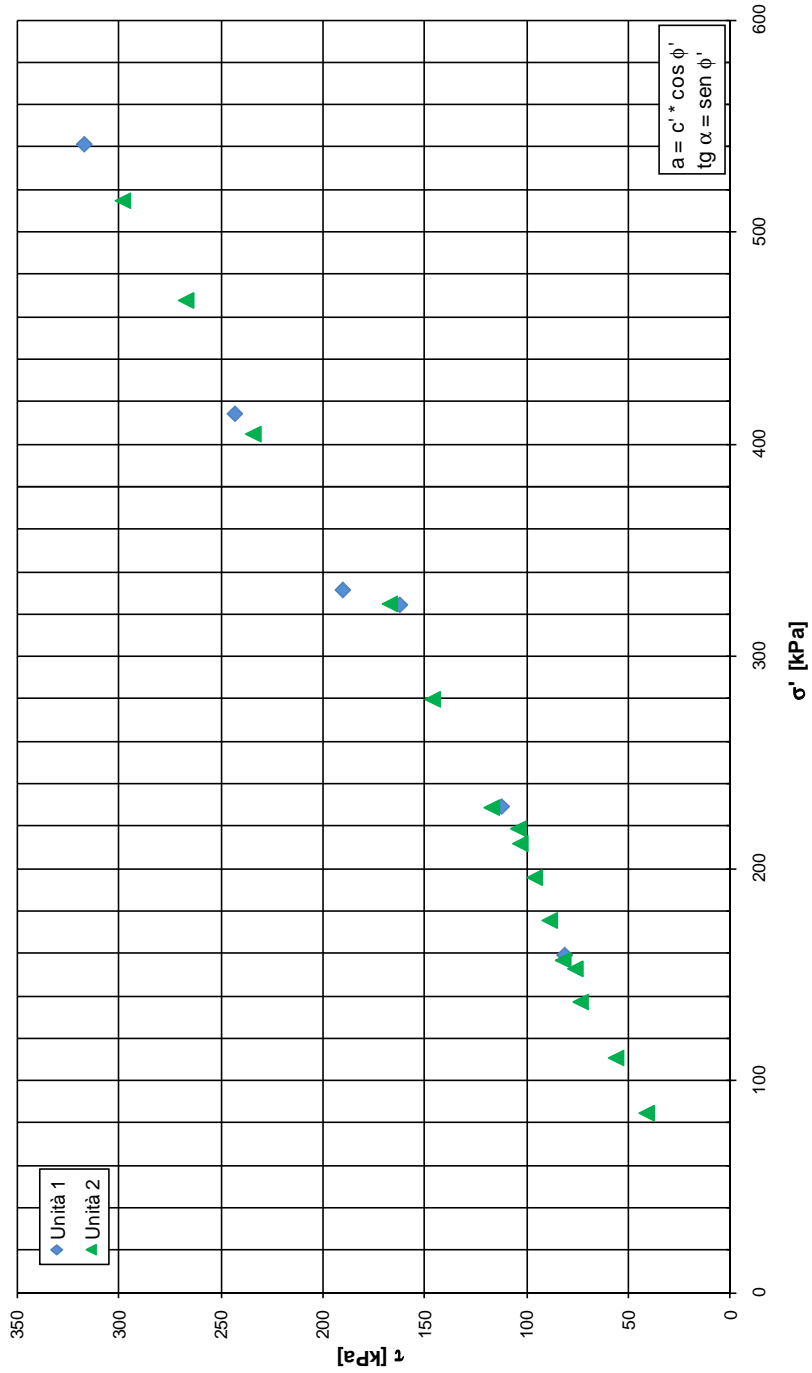


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (Edometriche)

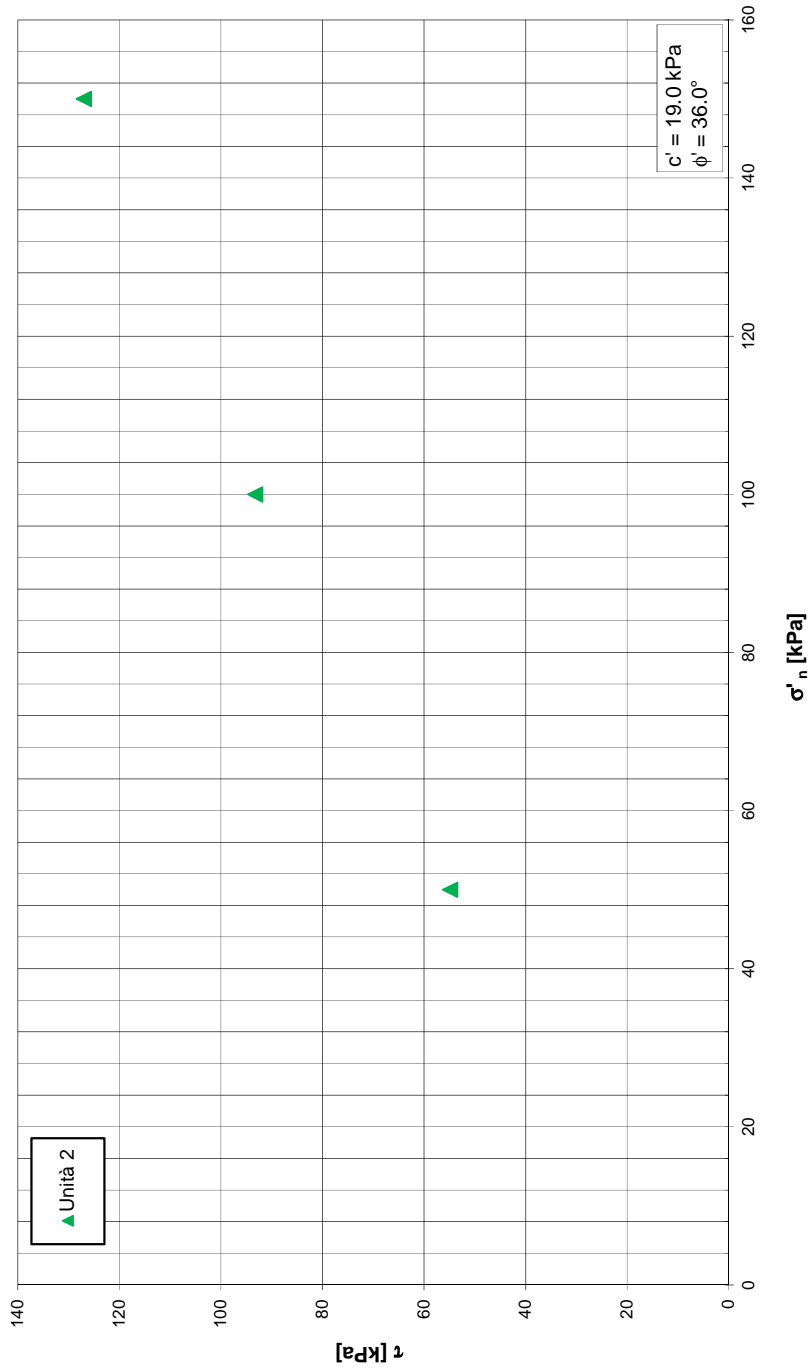
Grado di sovraconsolidazione - OCR* [-]



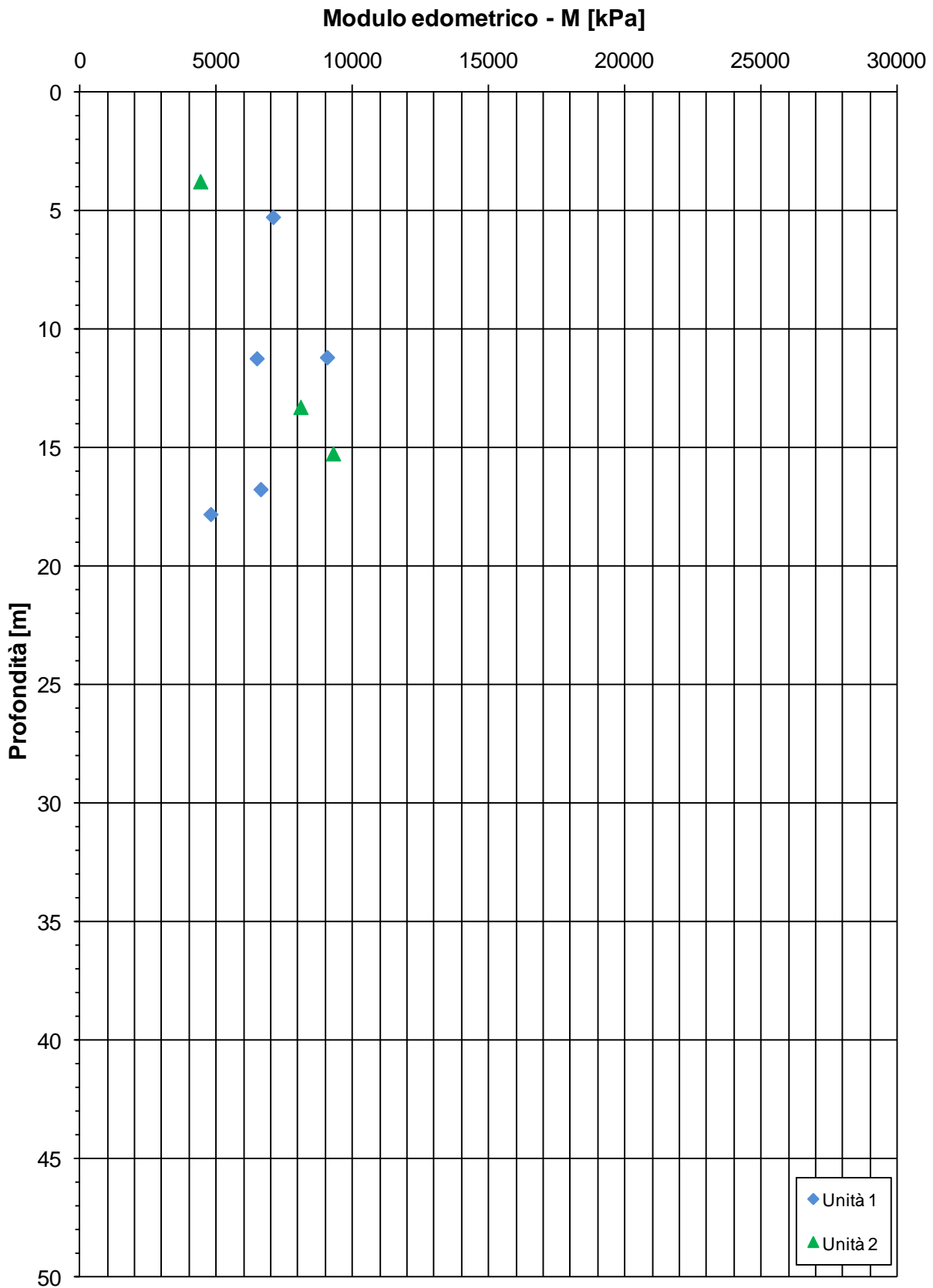
ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (IxCIU)



ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (TD)

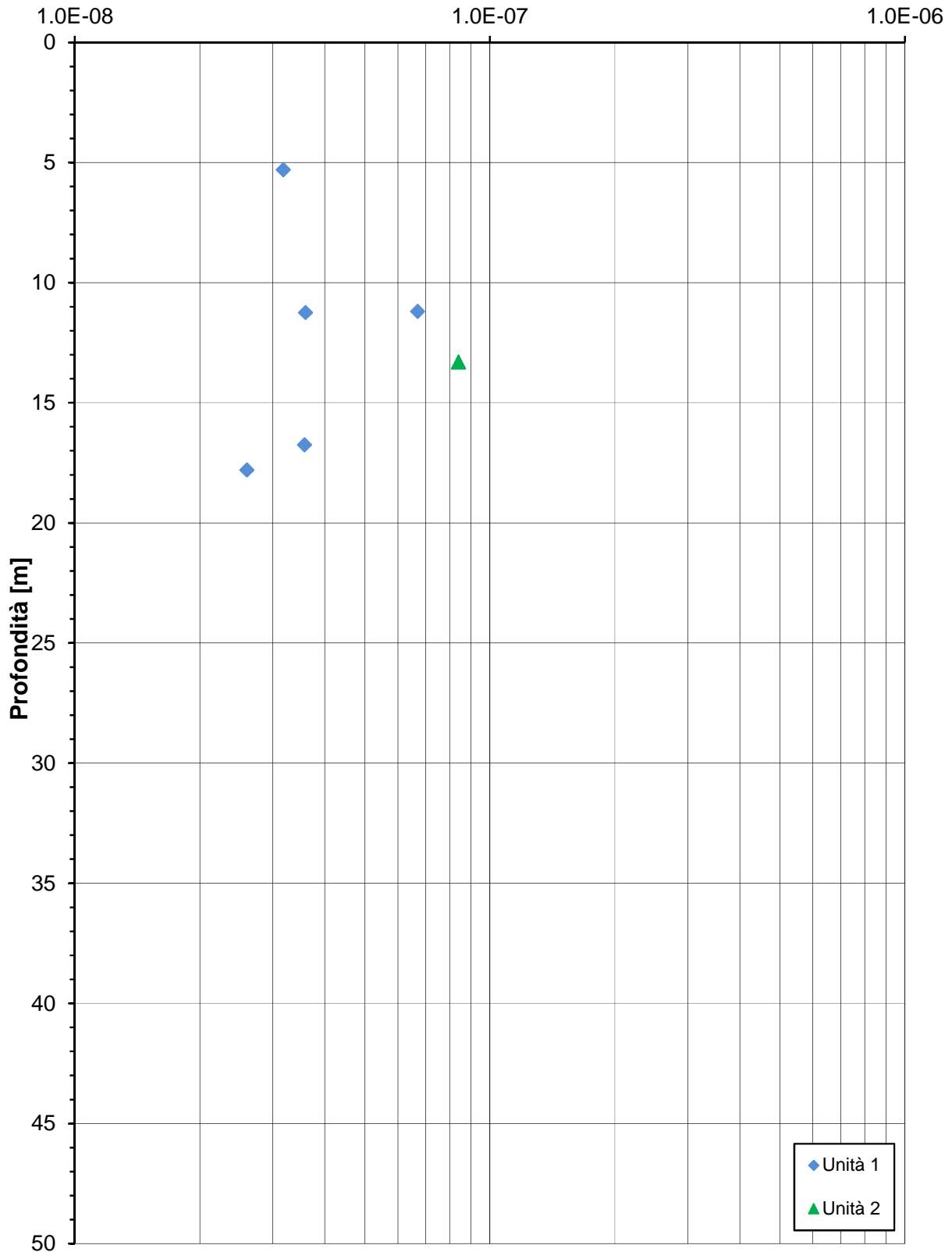


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (Edometriche)



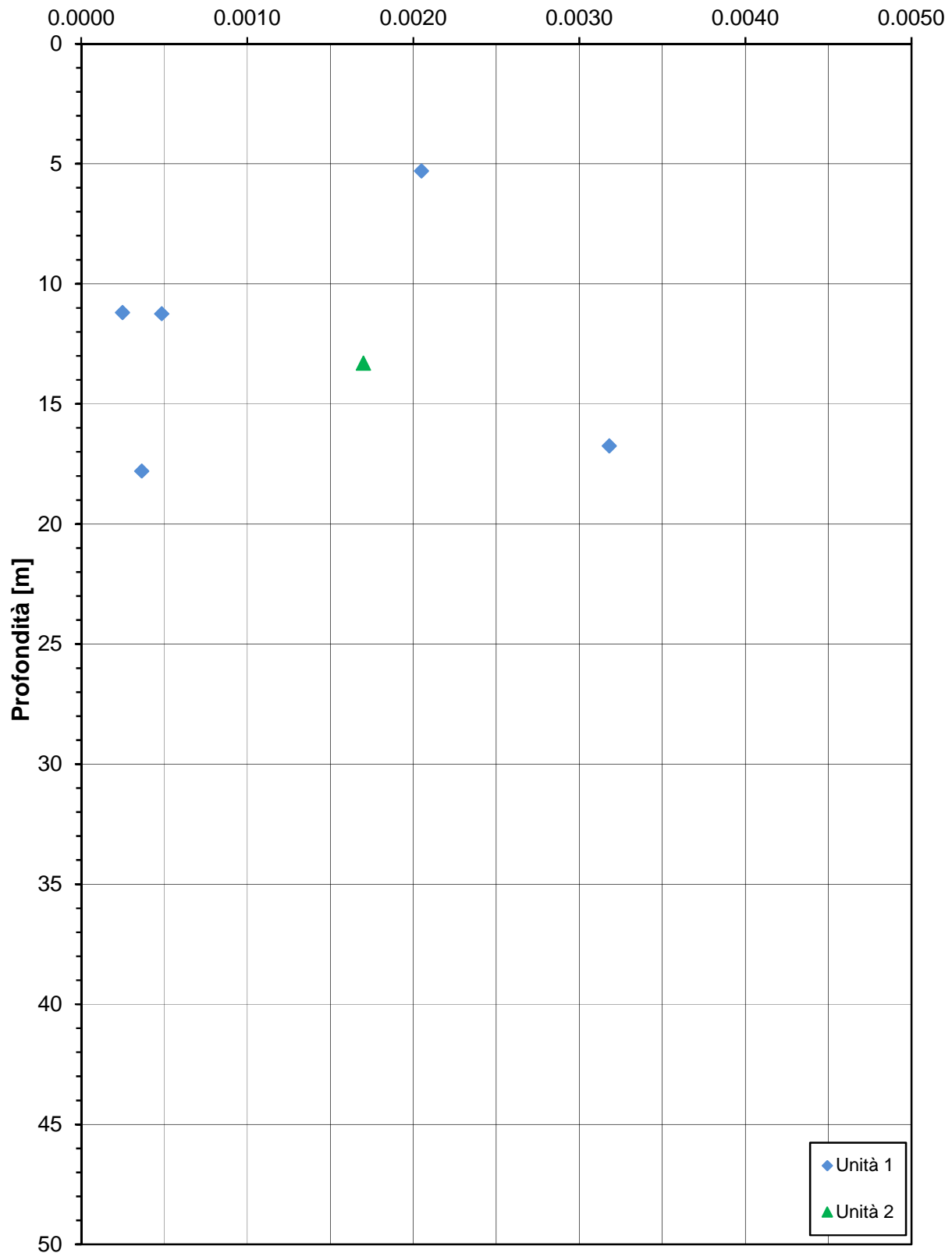
ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di consolidazione primaria - C_v [m^2/s]



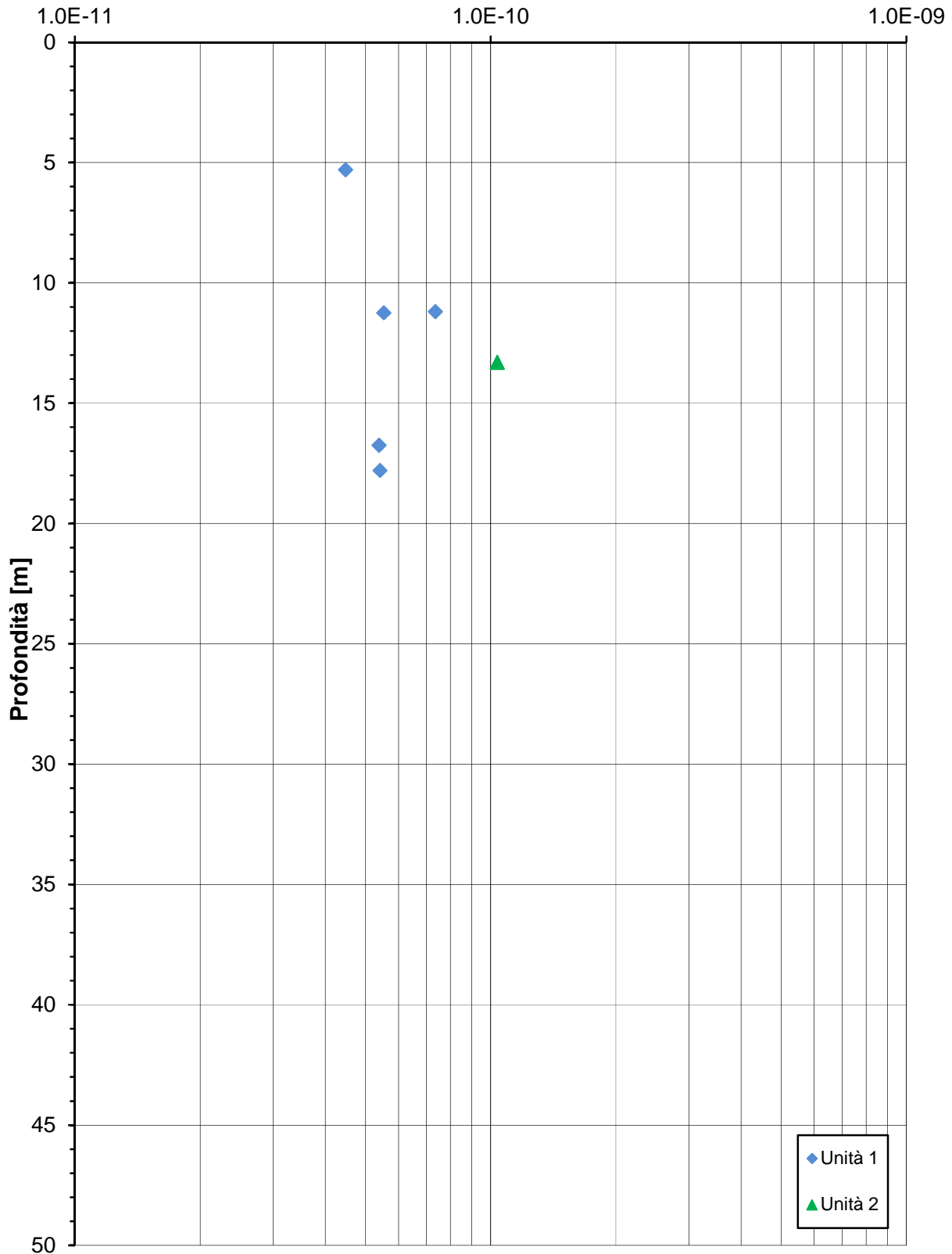
ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di consolidazione secondaria - $C_{\alpha\epsilon}$ [-]



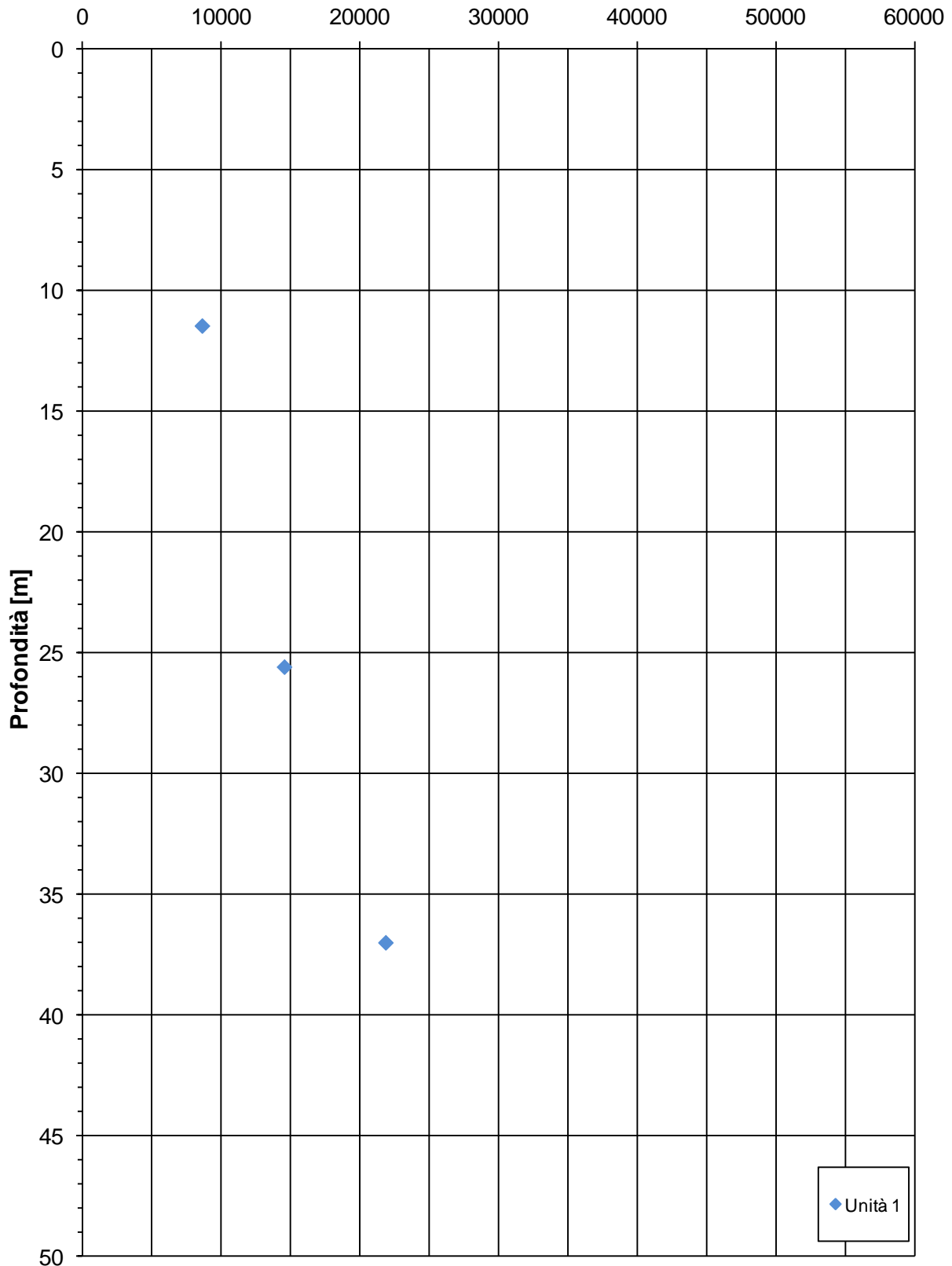
ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di permeabilità da correlazioni empiriche - k [m/s]

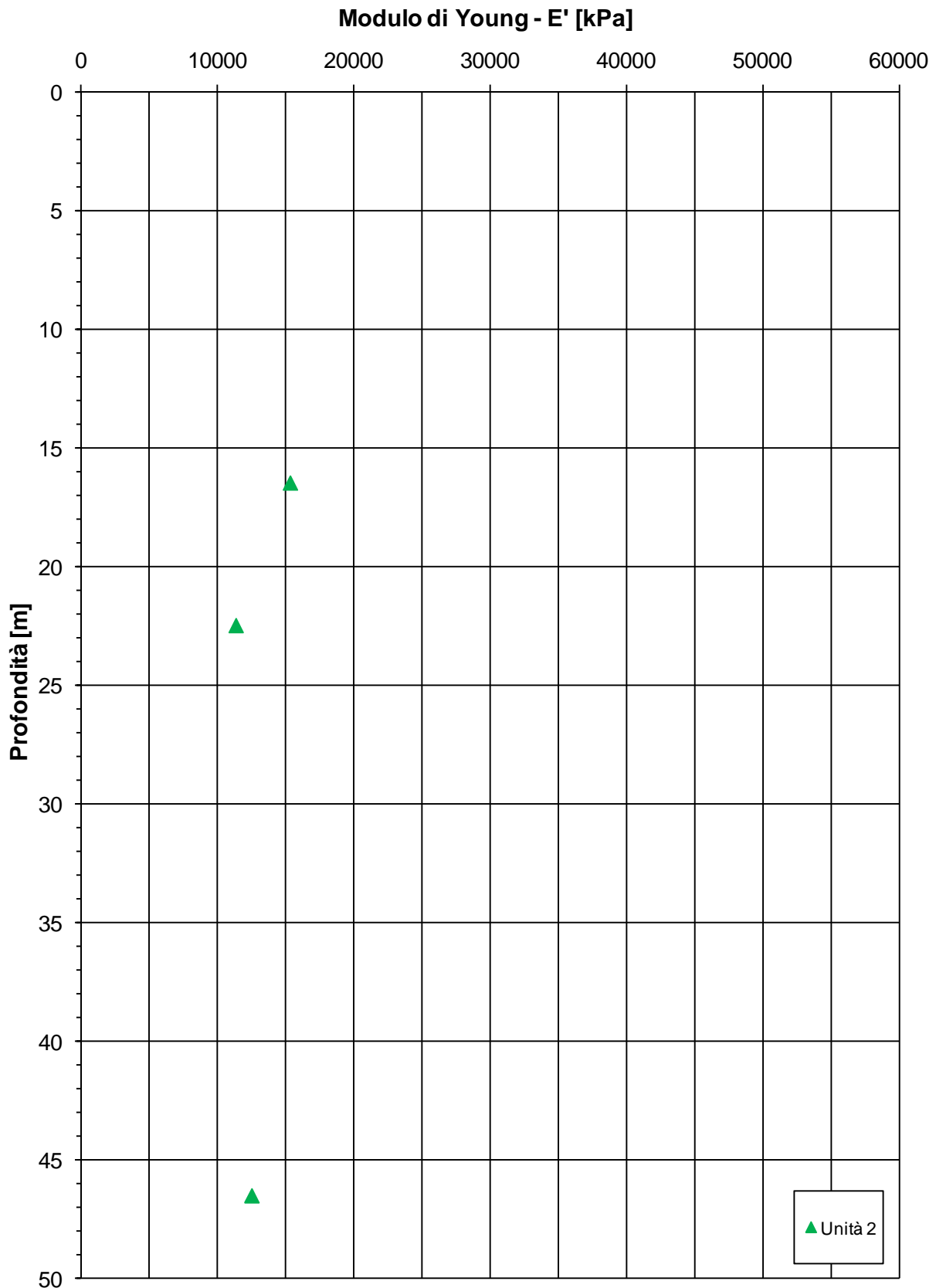


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (Prove pressiometriche)

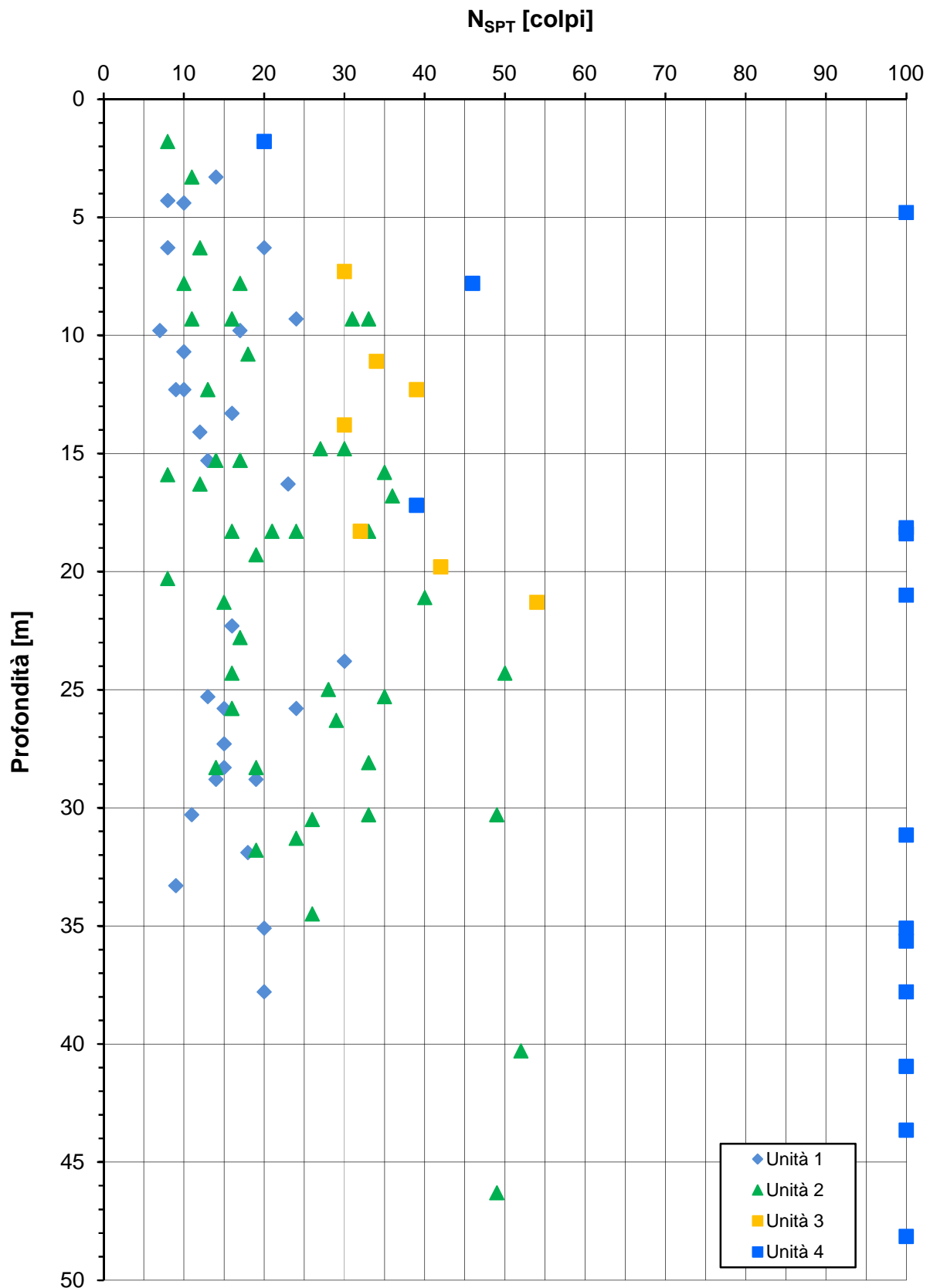
Modulo di Young non drenato - E_u [kPa]



ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (Prove pressiometriche)

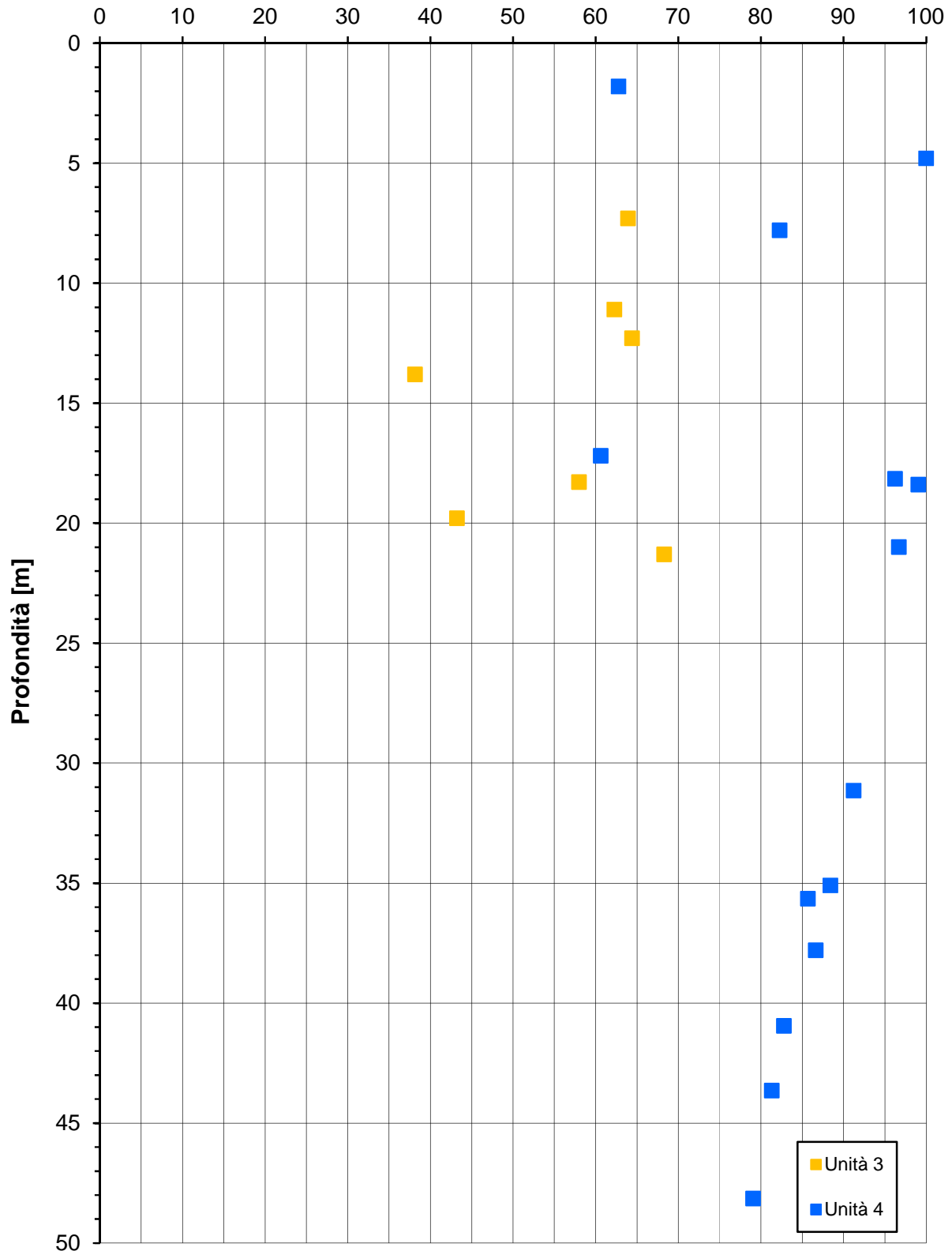


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (SPT)



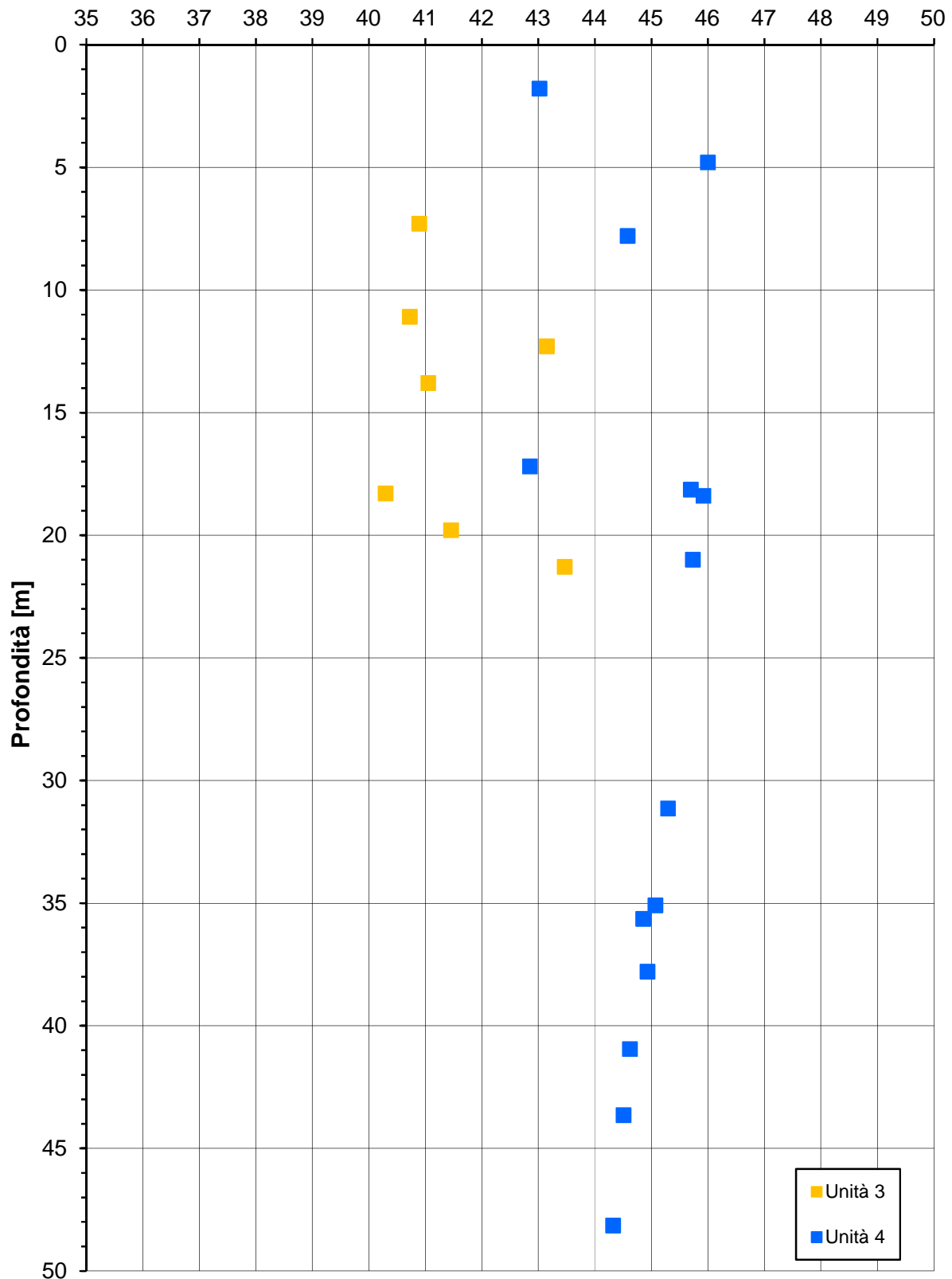
ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (SPT)

Densità relativa D_r [%]

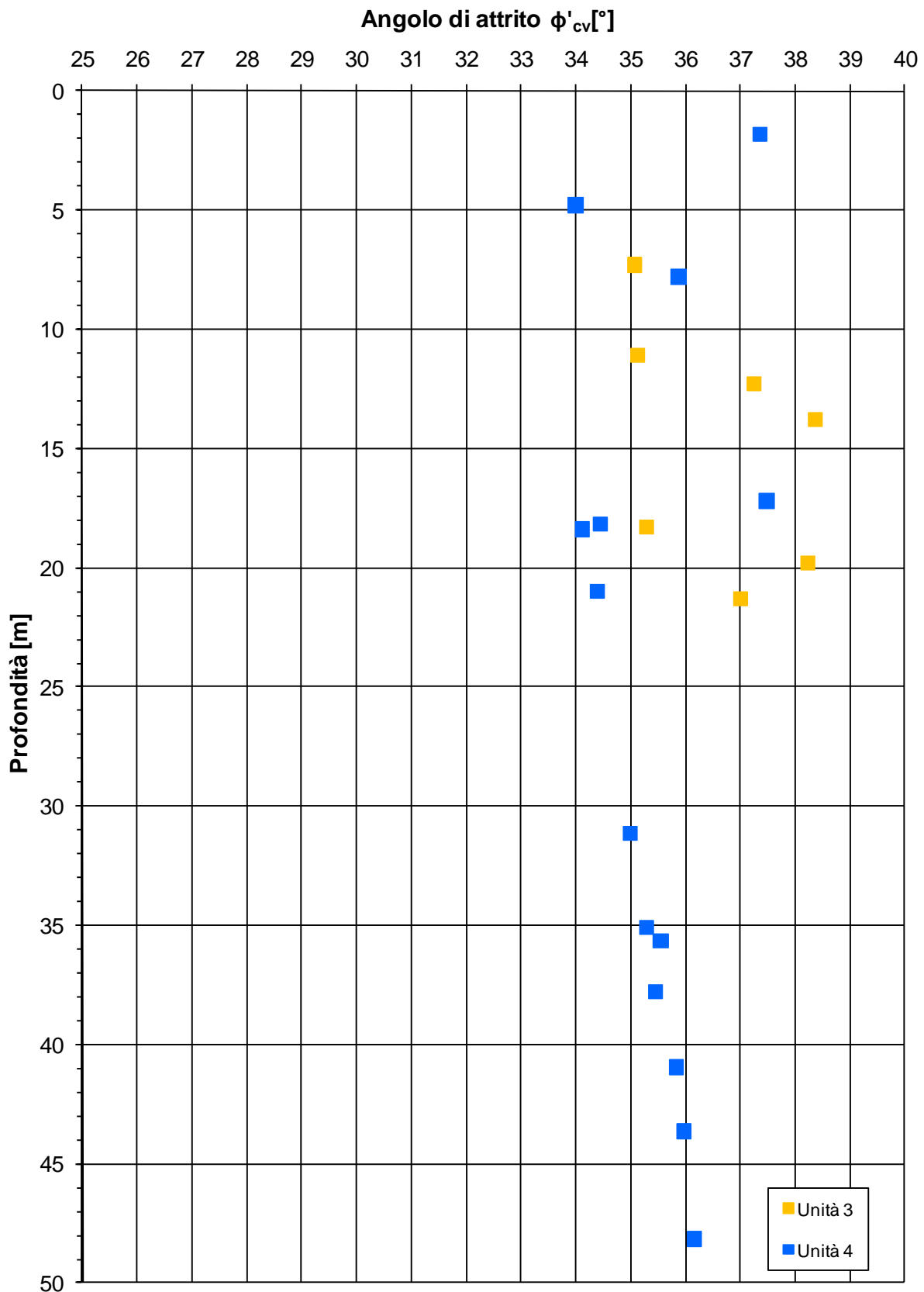


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (SPT)

Angolo di attrito di picco ϕ'_{picco} [°]

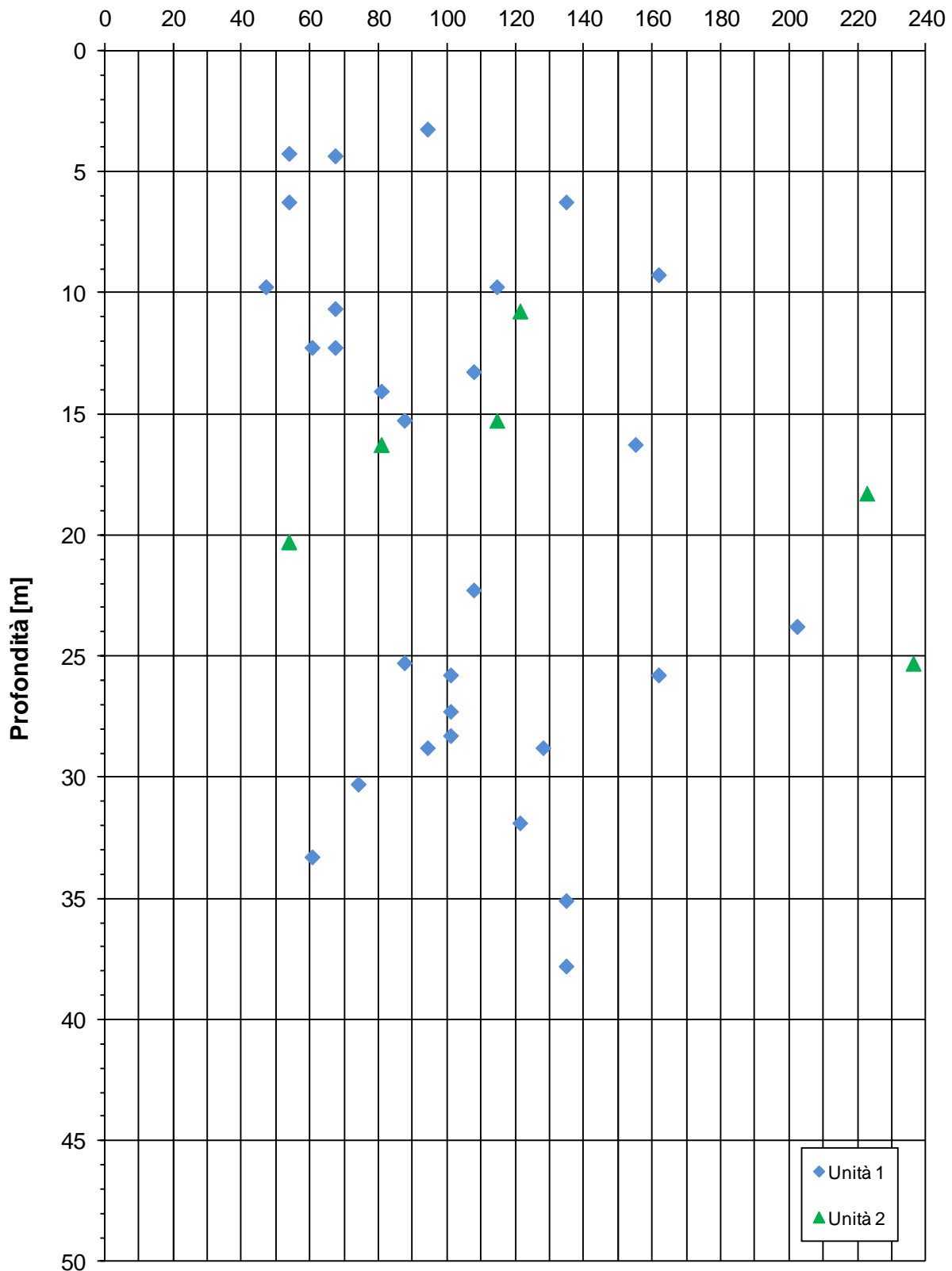


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (SPT)

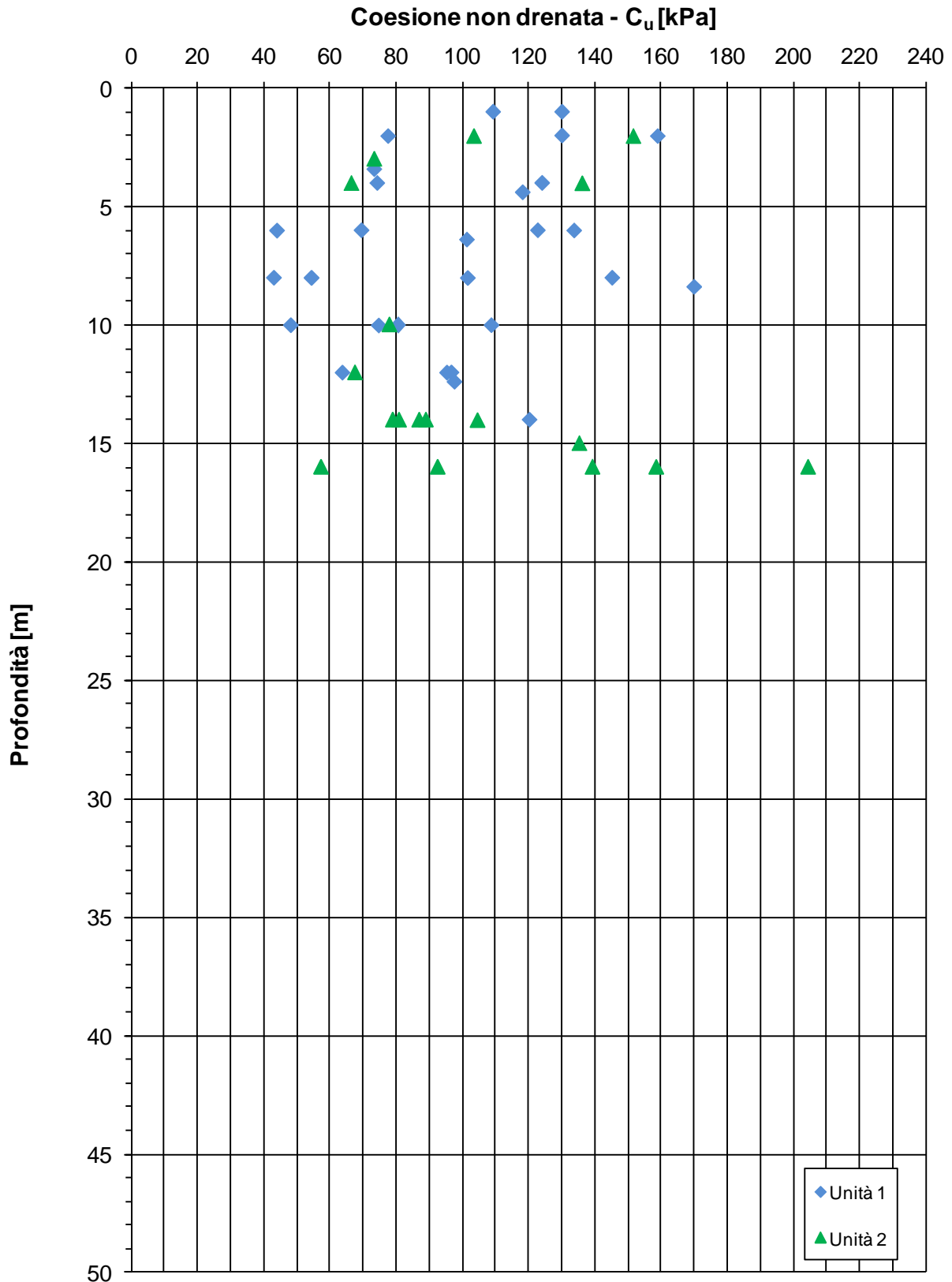


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (SPT)

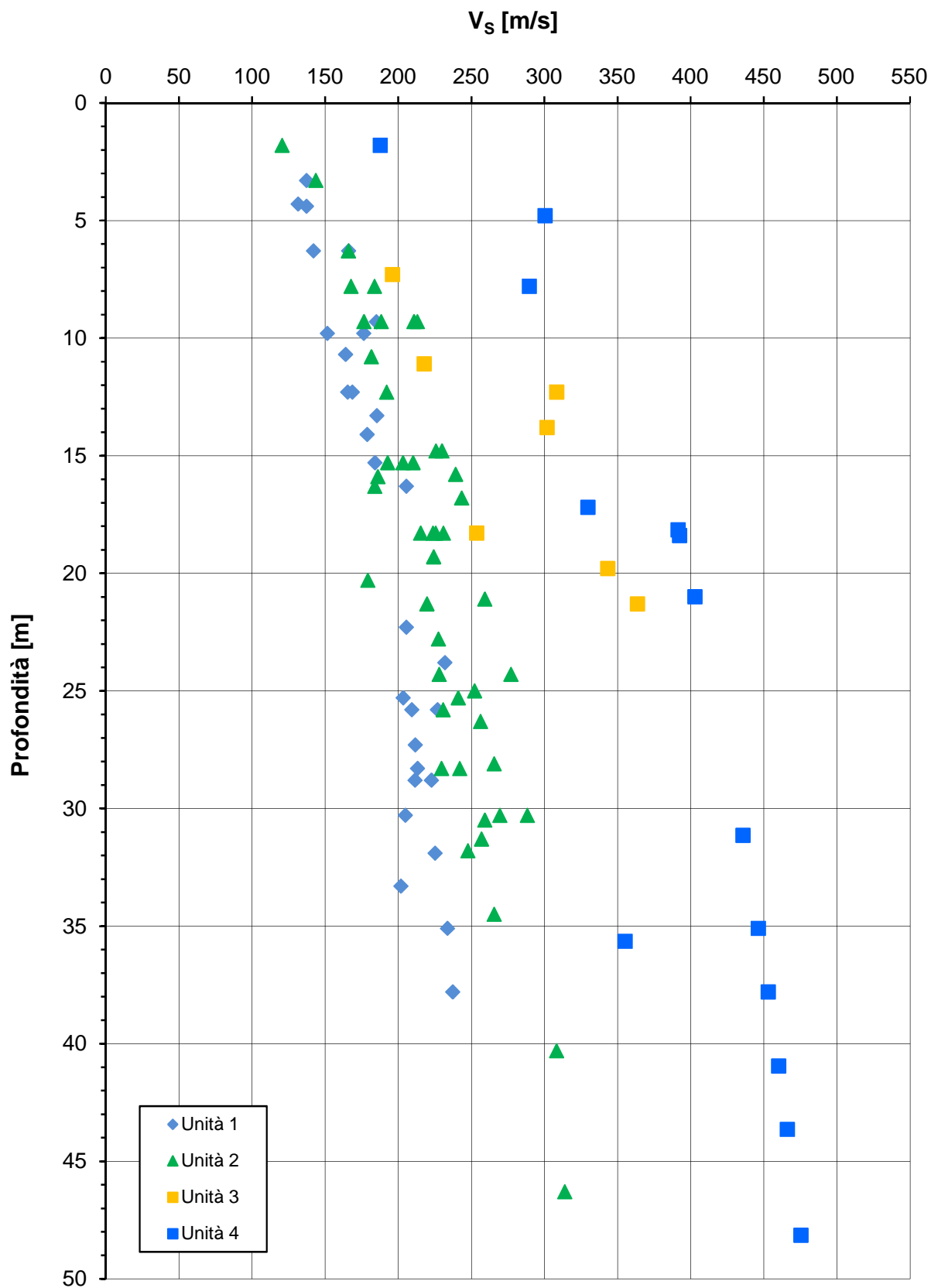
Coesione non drenata - C_u [kPa]



ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito
(CPT1, CPT2, CPT3, CPT4, CPT5, CPT6, CPT7)

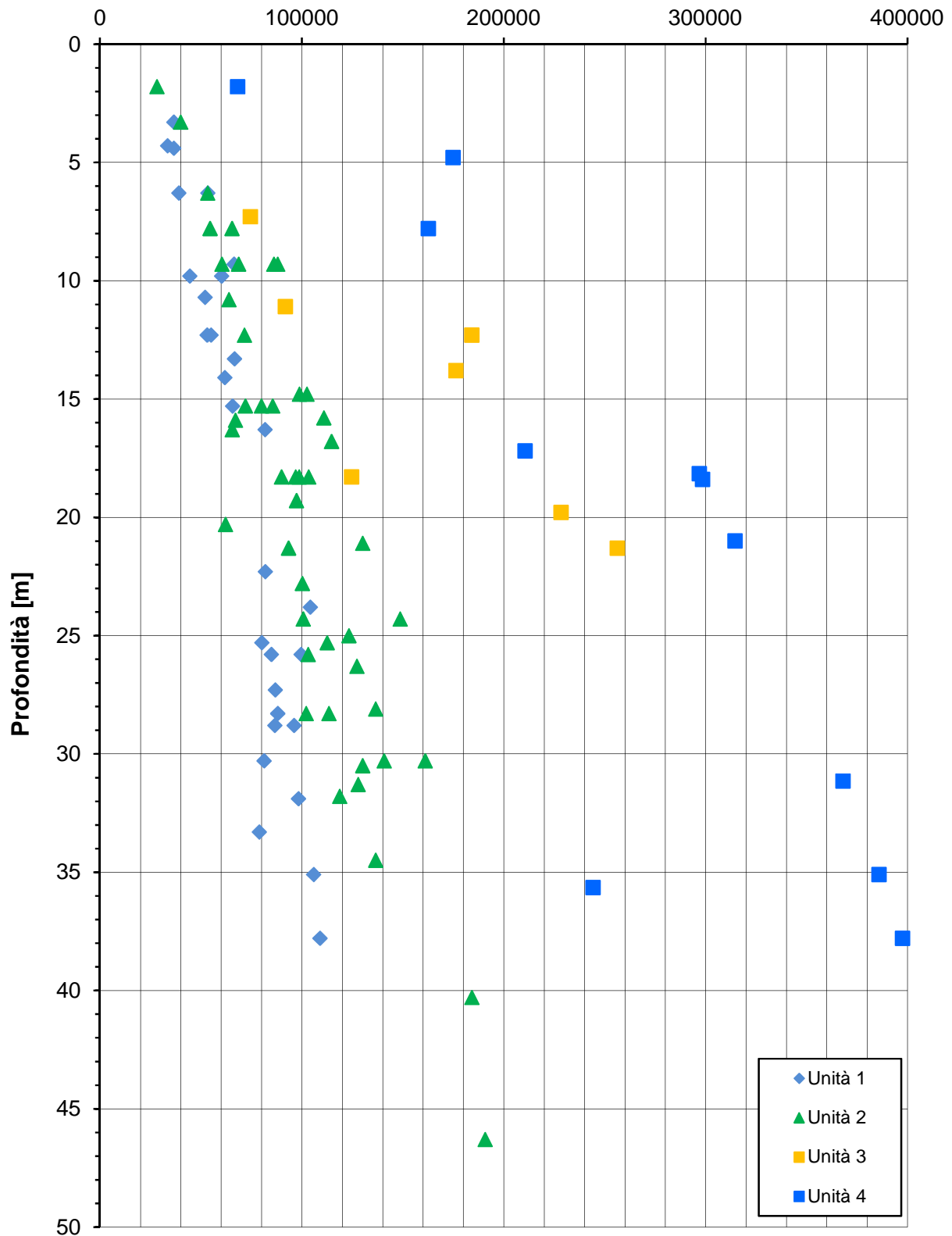


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (SPT)

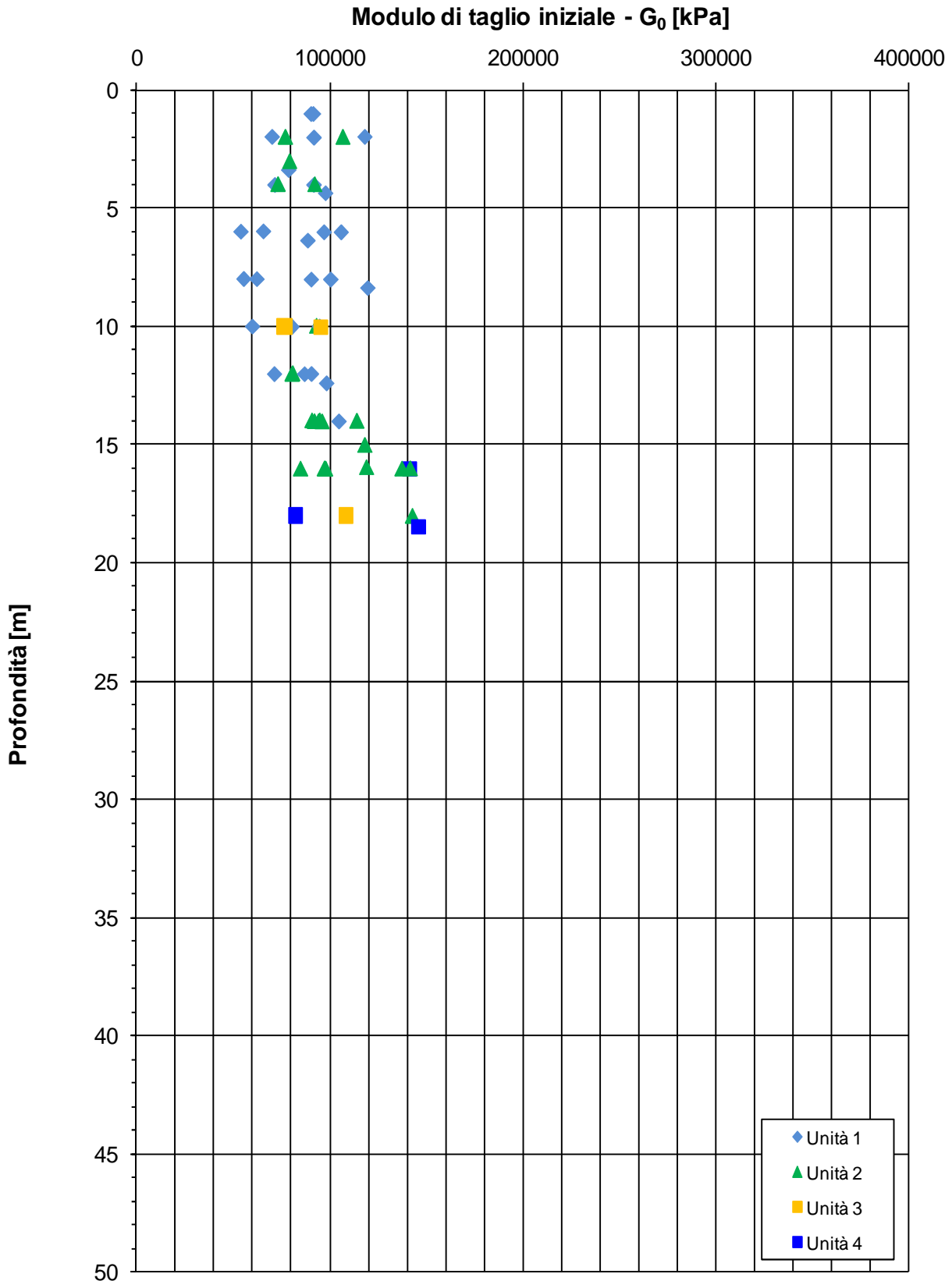


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (SPT)

Modulo di taglio iniziale - G_0 [kPa]

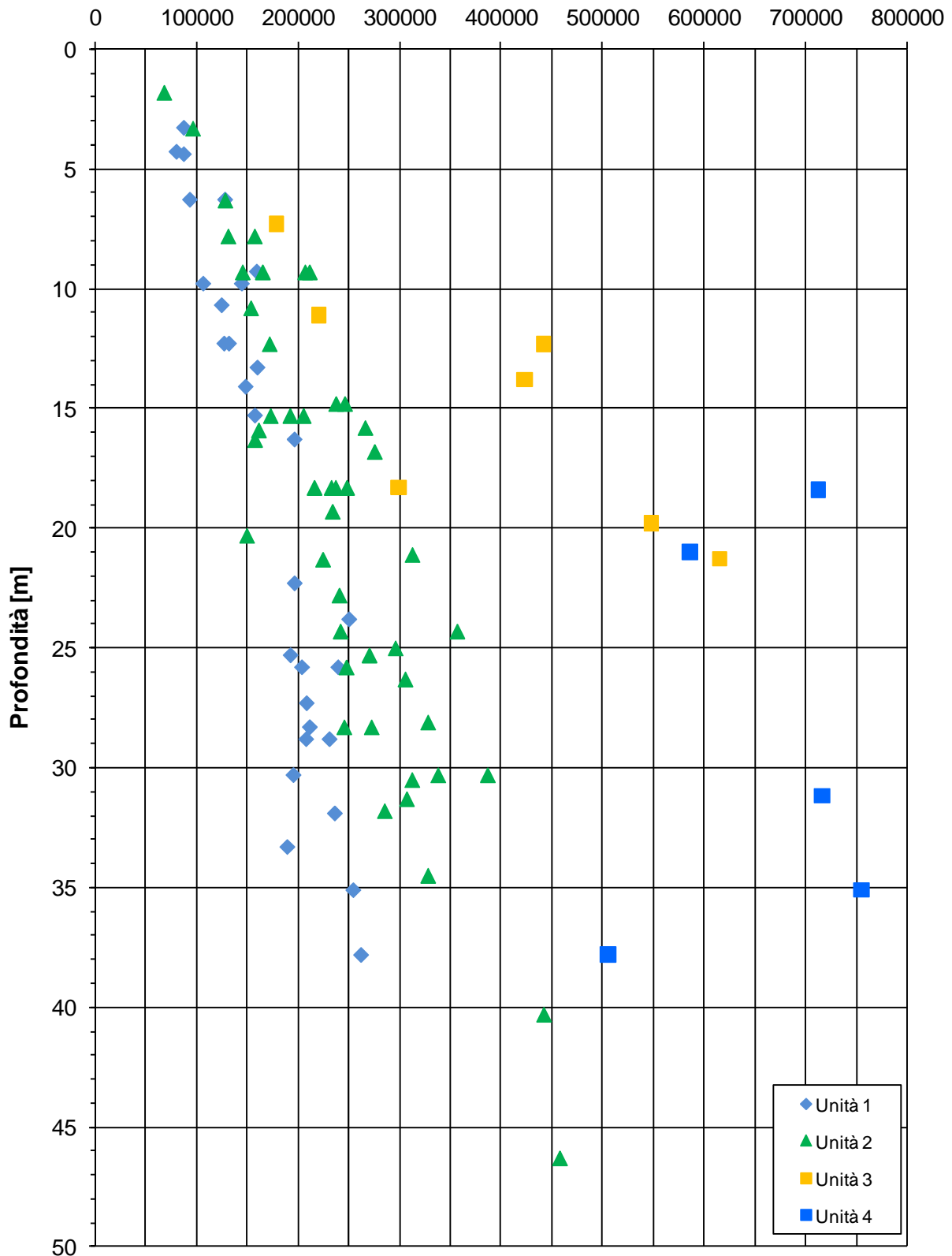


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito
(CPT1, CPT2, CPT3, CPT4, CPT5, CPT6, CPT7)



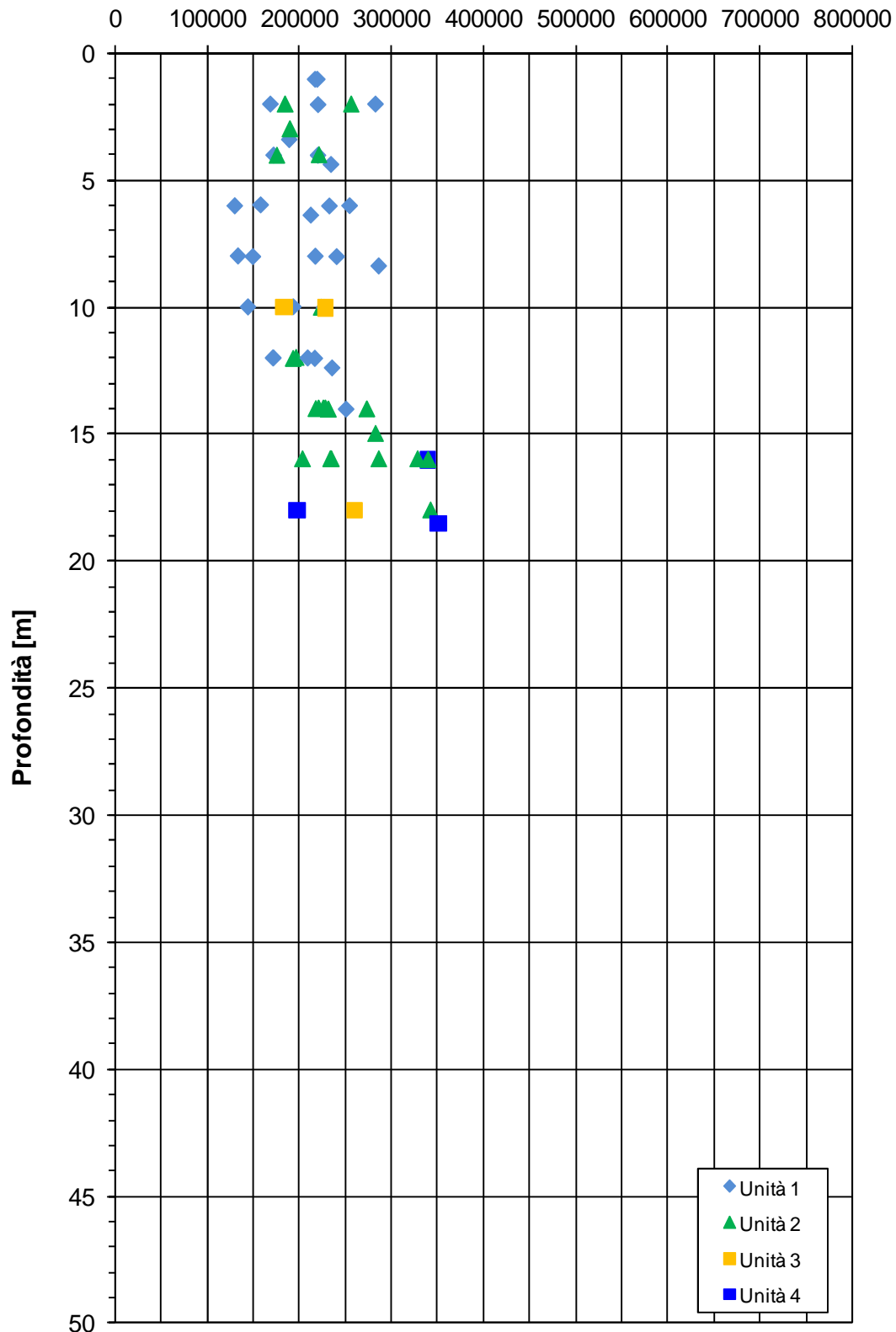
ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (SPT)

Modulo elastico iniziale - E_0 [kPa]

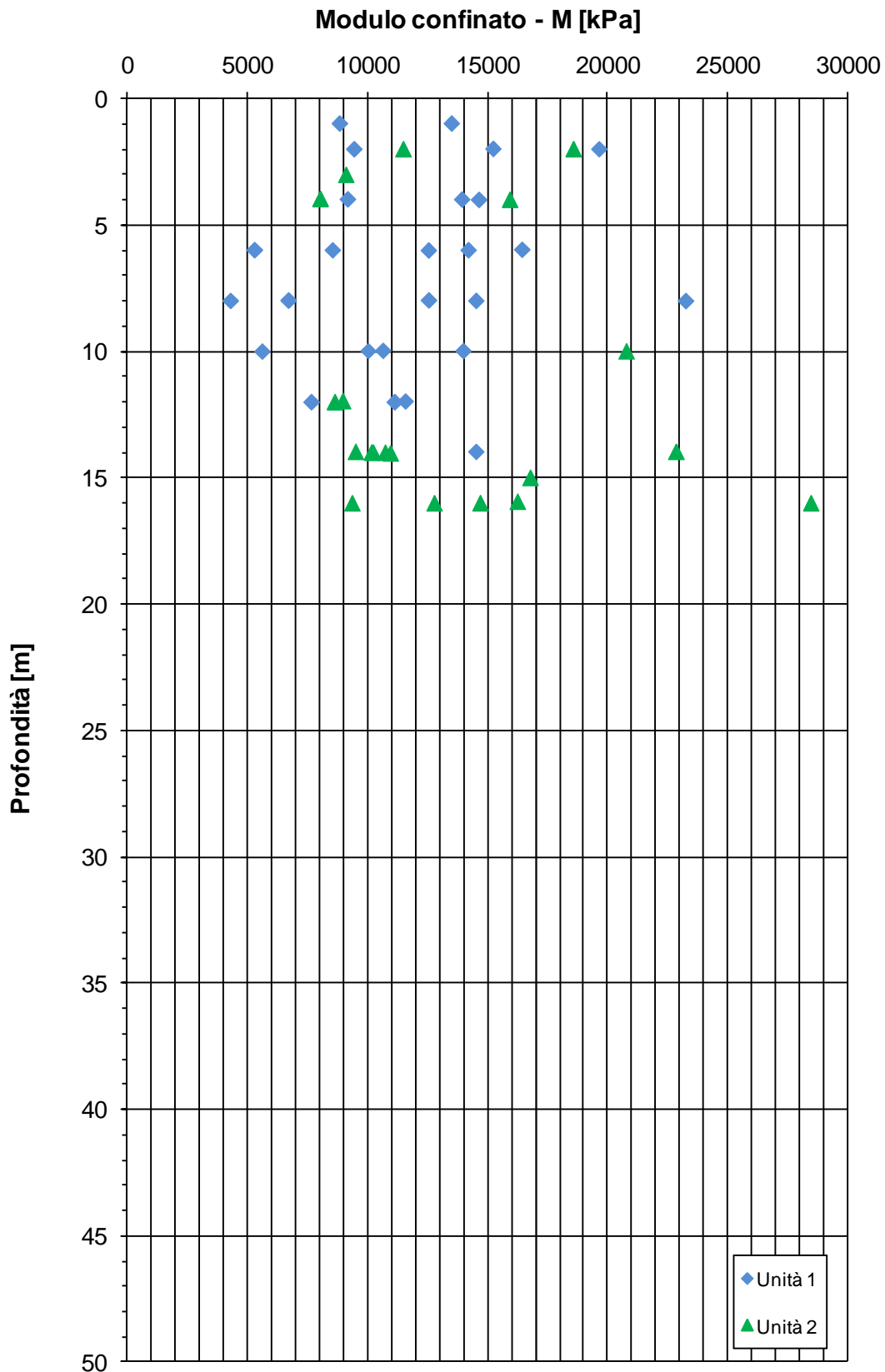


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito
(CPT1, CPT2, CPT3, CPT4, CPT5, CPT6, CPT7)

Modulo elastico iniziale - E_0 [kPa]



ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito
(CPT1, CPT2, CPT3, CPT4, CPT5, CPT6, CPT7)

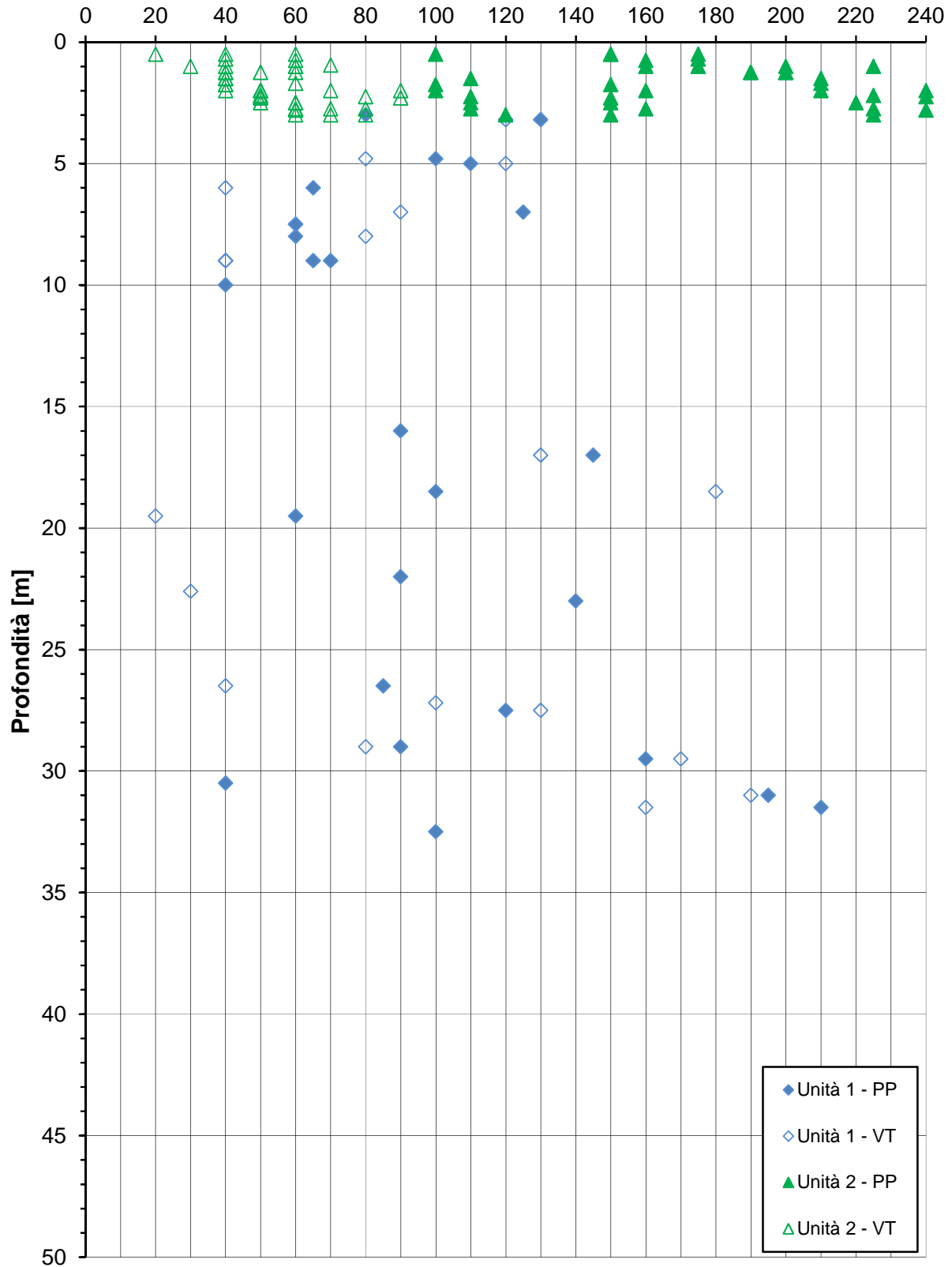


APPENDICE 2:

ZONA OMOGENEA 2 – Caratteristiche fisiche, di deformabilità e di resistenza al taglio.

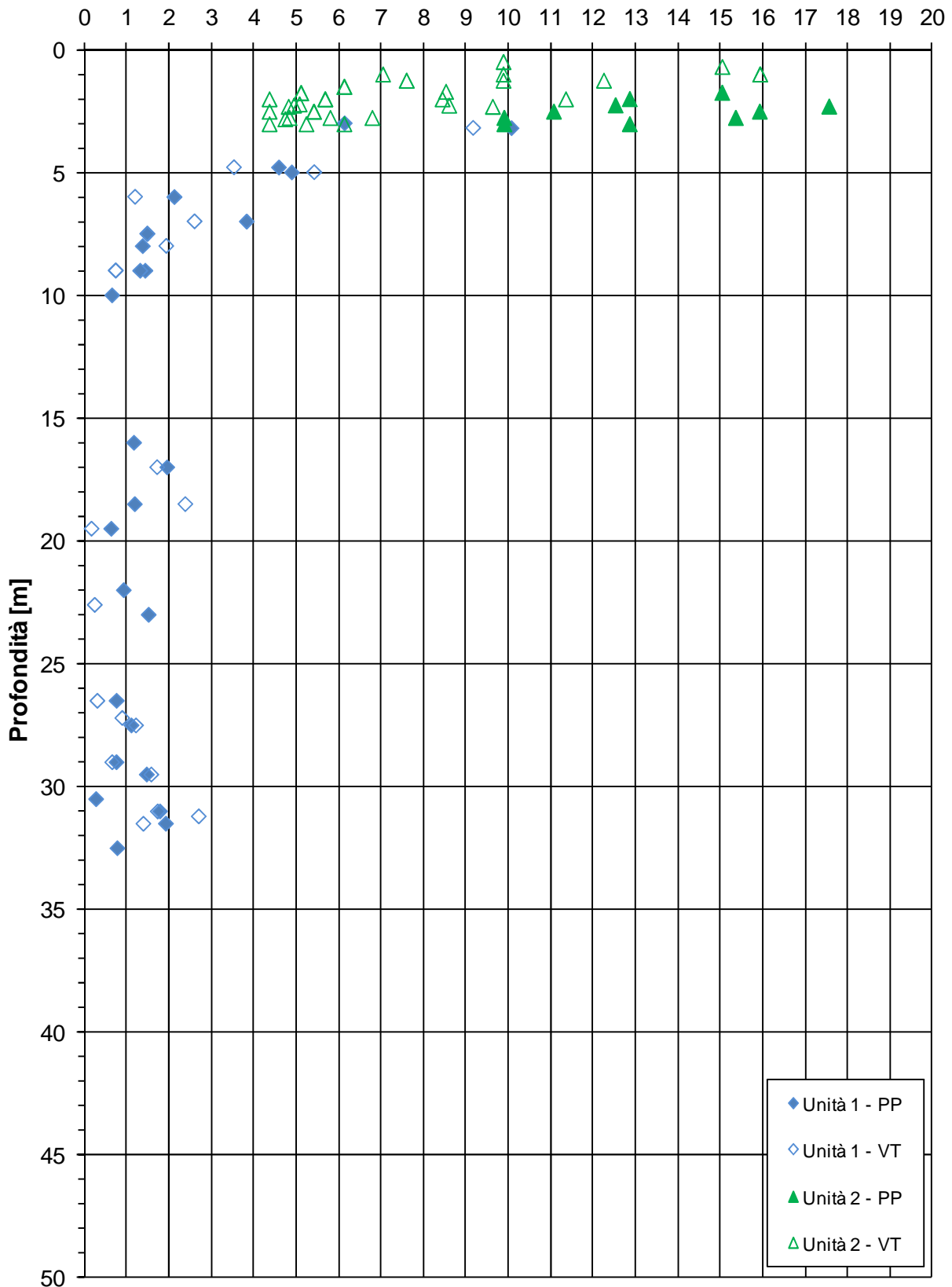
ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito

Coesione non drenata - C_u [kPa]

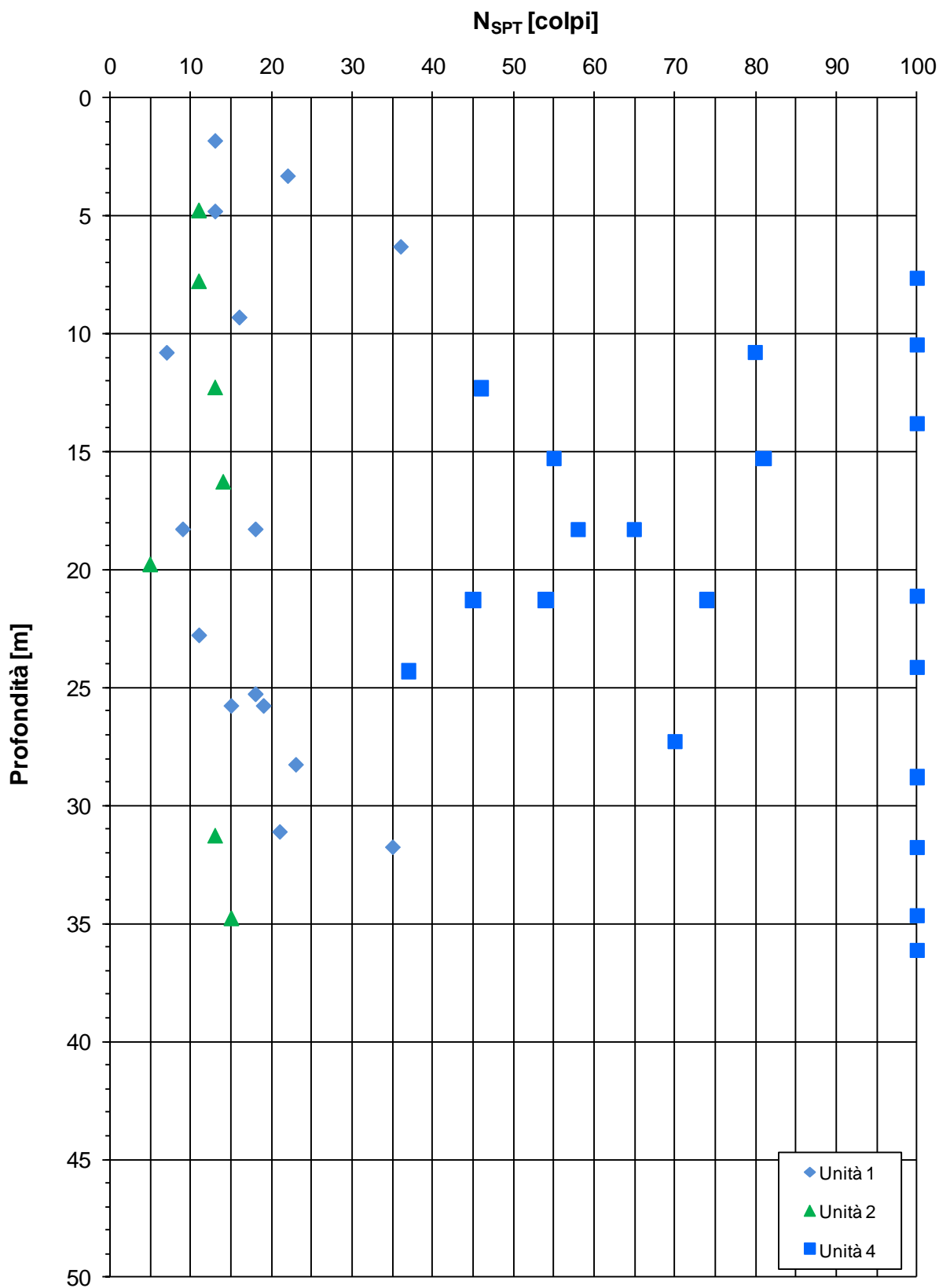


ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito

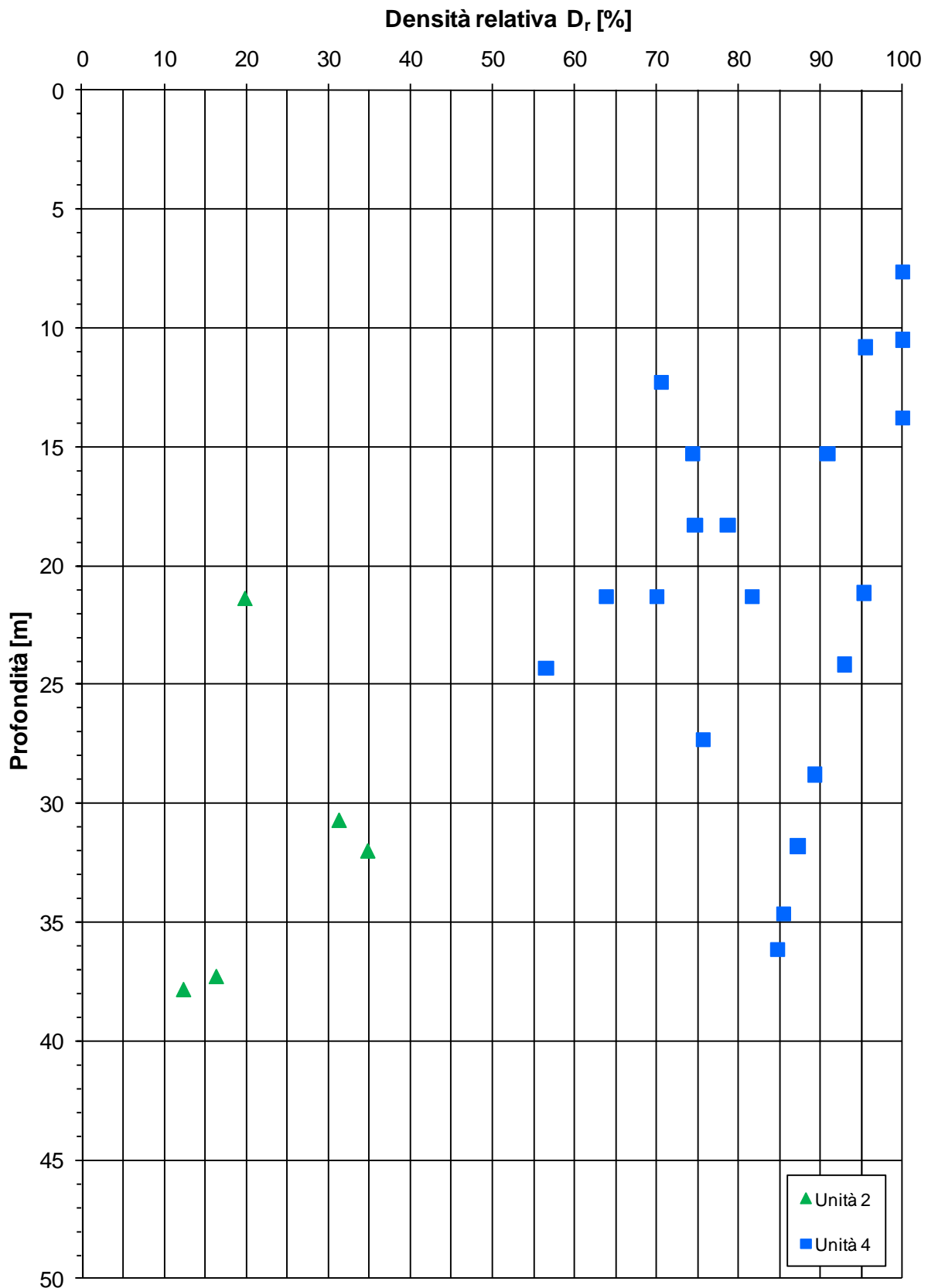
Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]



ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito (SPT)

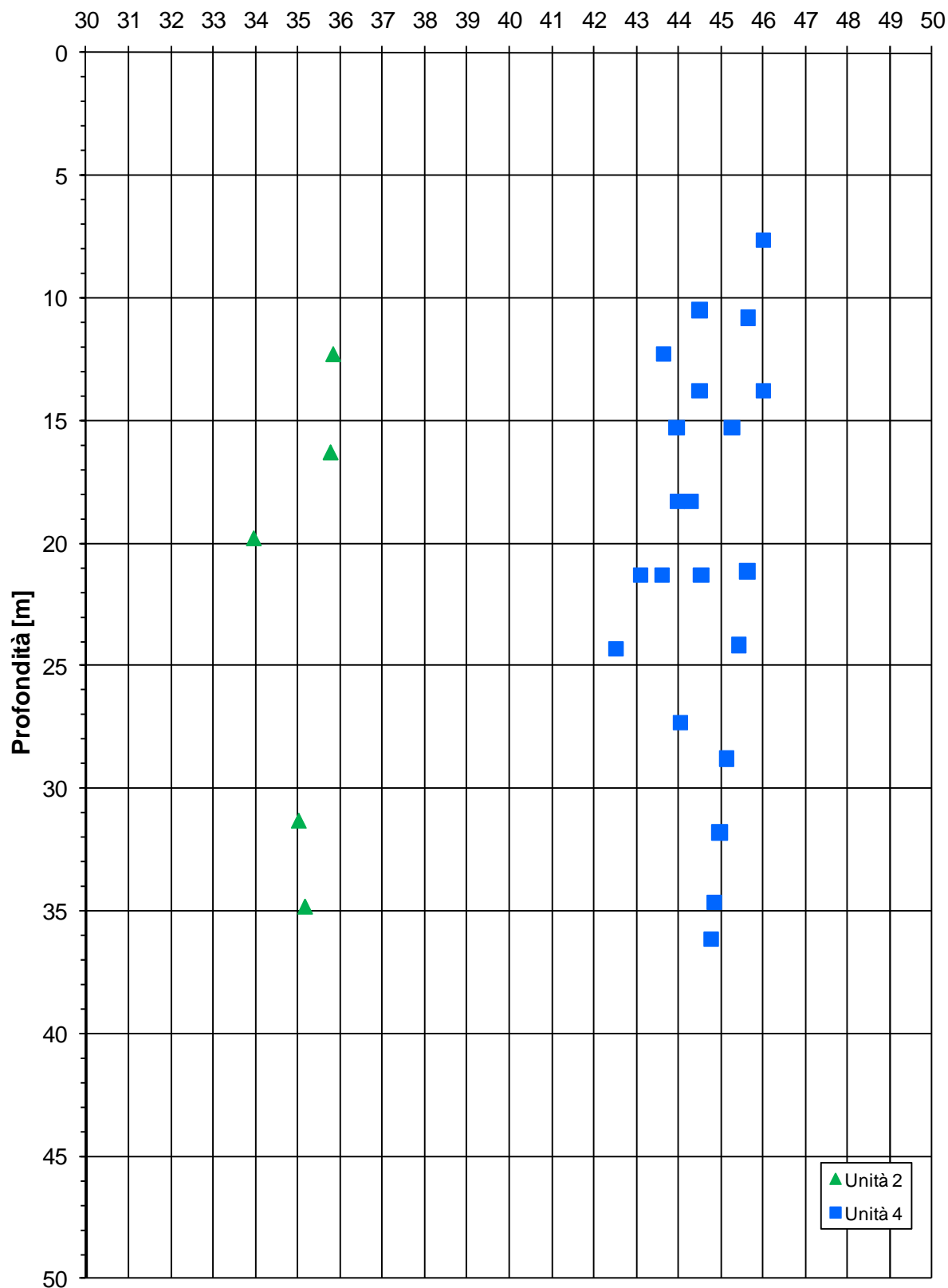


ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito (SPT)

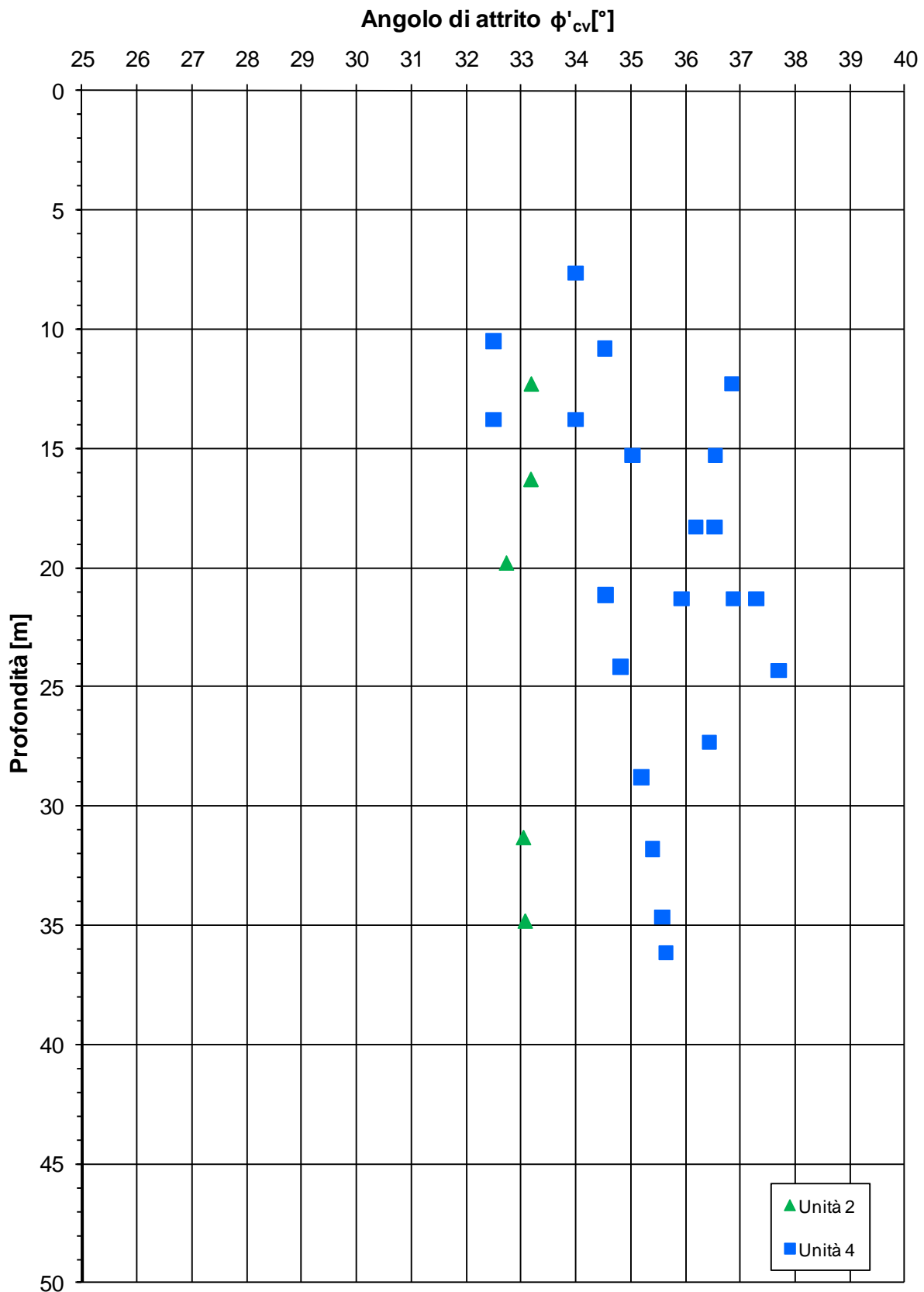


ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito (SPT)

Angolo di attrito di picco ϕ' [°]

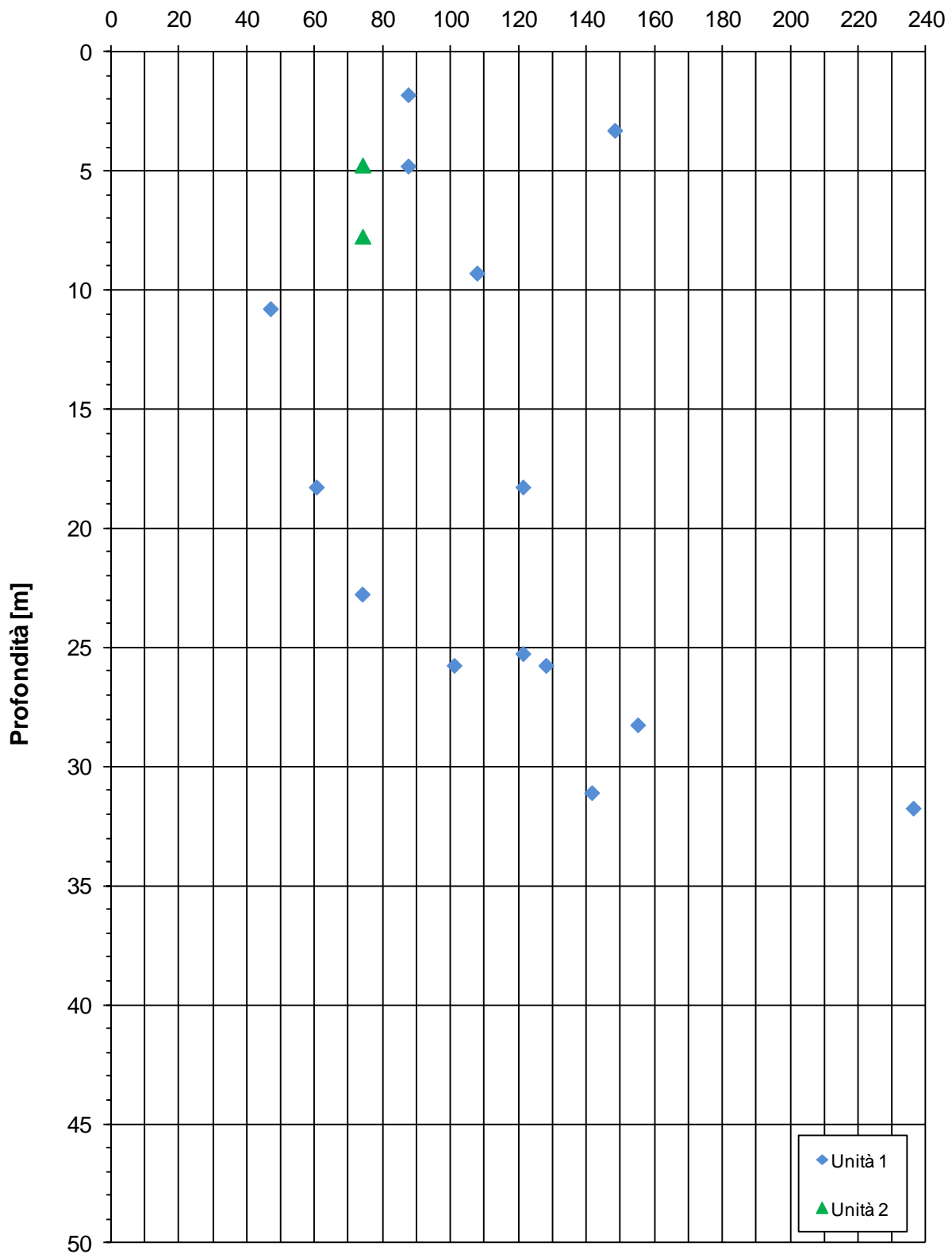


ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito (SPT)

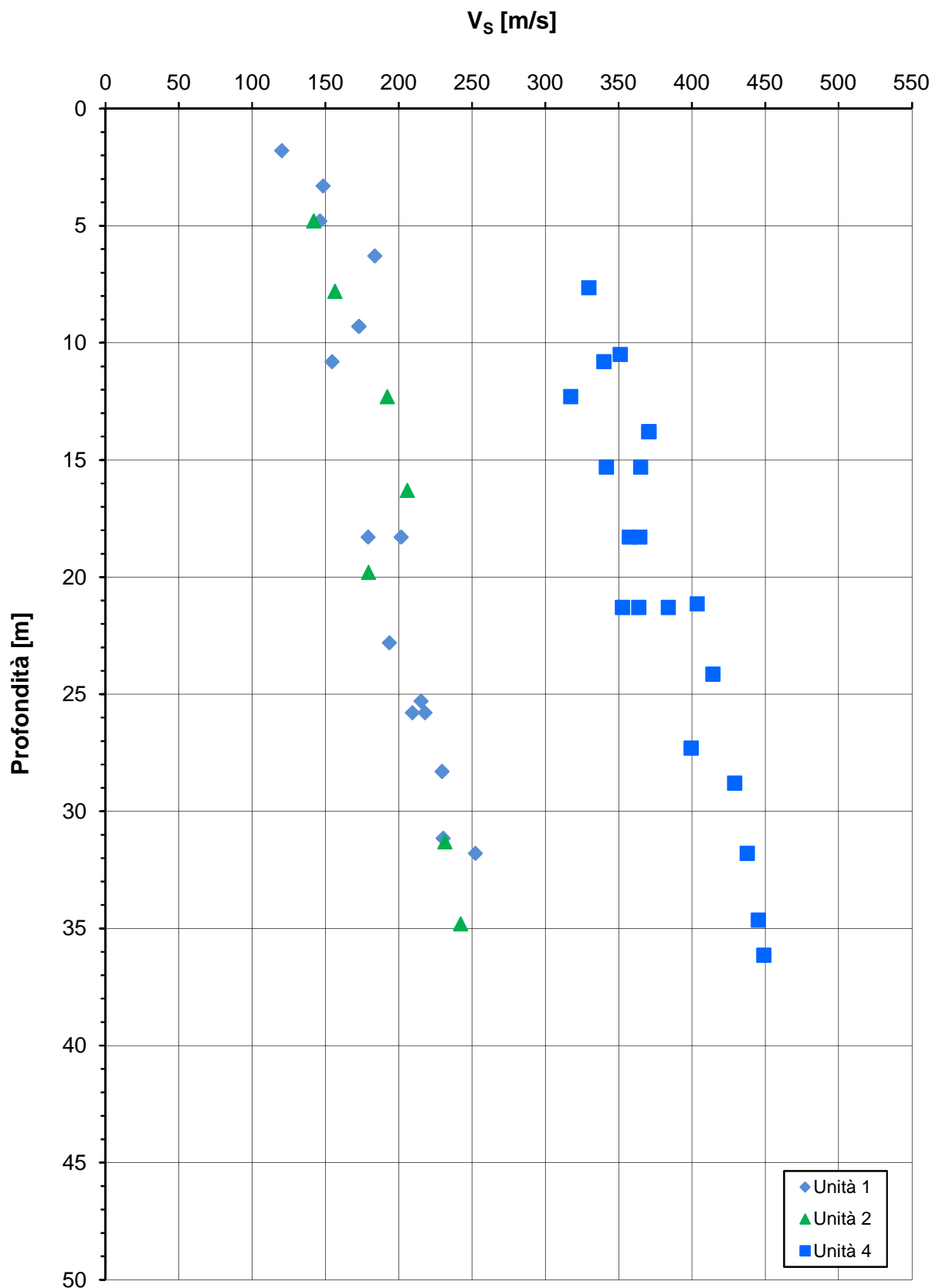


ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito (SPT)

Coesione non drenata - C_u [kPa]

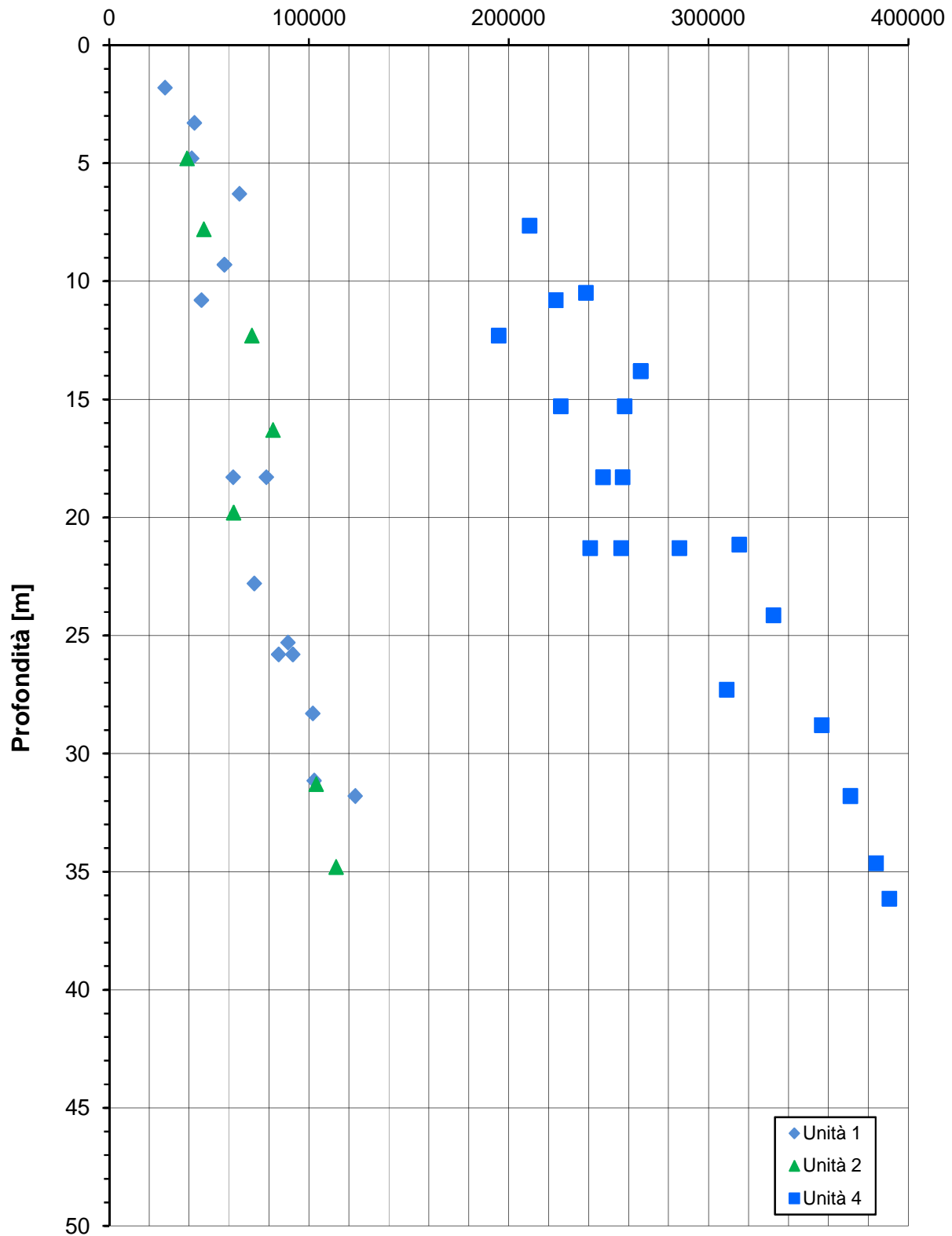


ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito (SPT)



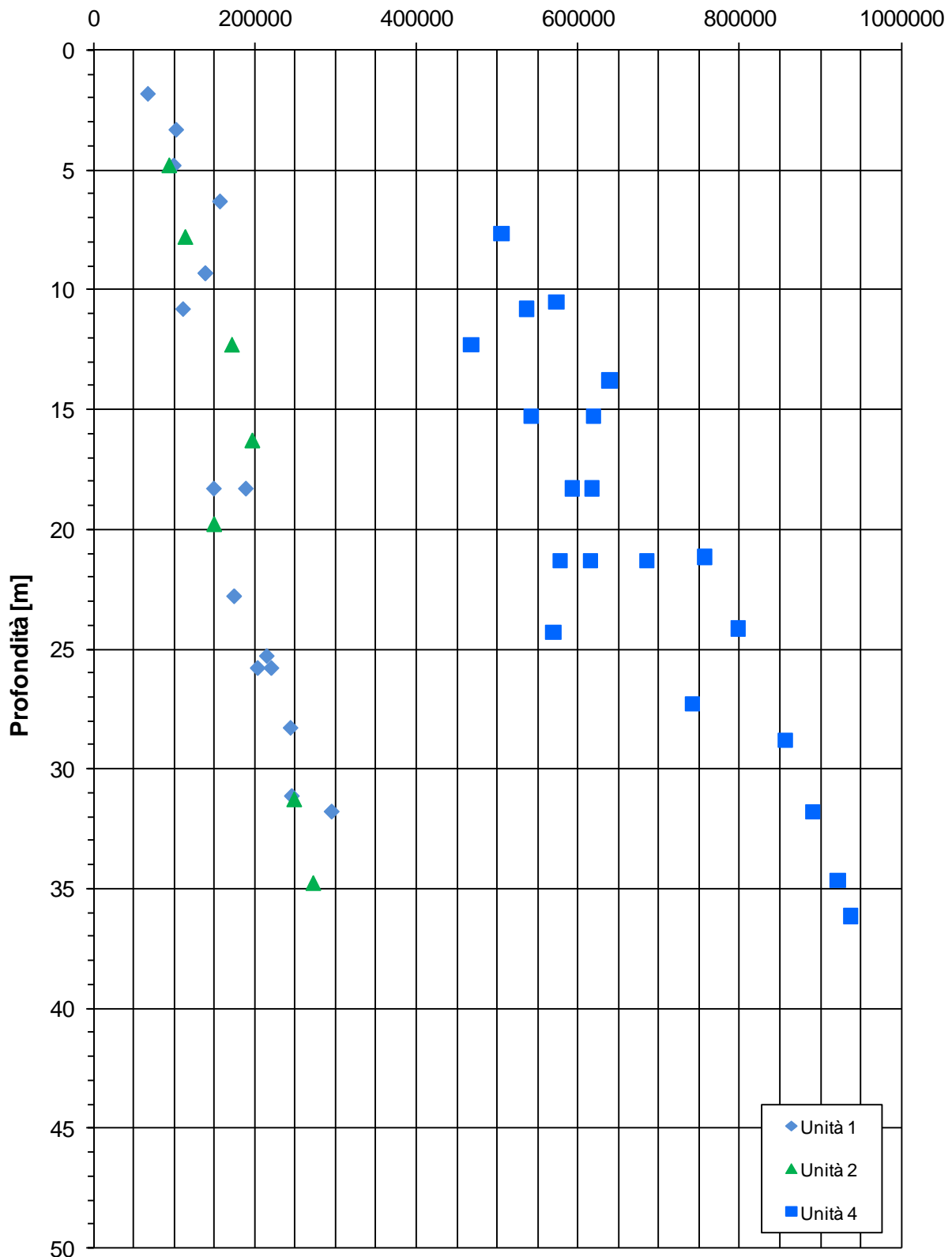
ZONEA OMOGENEA 2 - Indagini in sito (SPT)

Modulo di taglio iniziale - G_0 [kPa]



ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito (SPT)

Modulo elastico iniziale - E_0 [kPa]

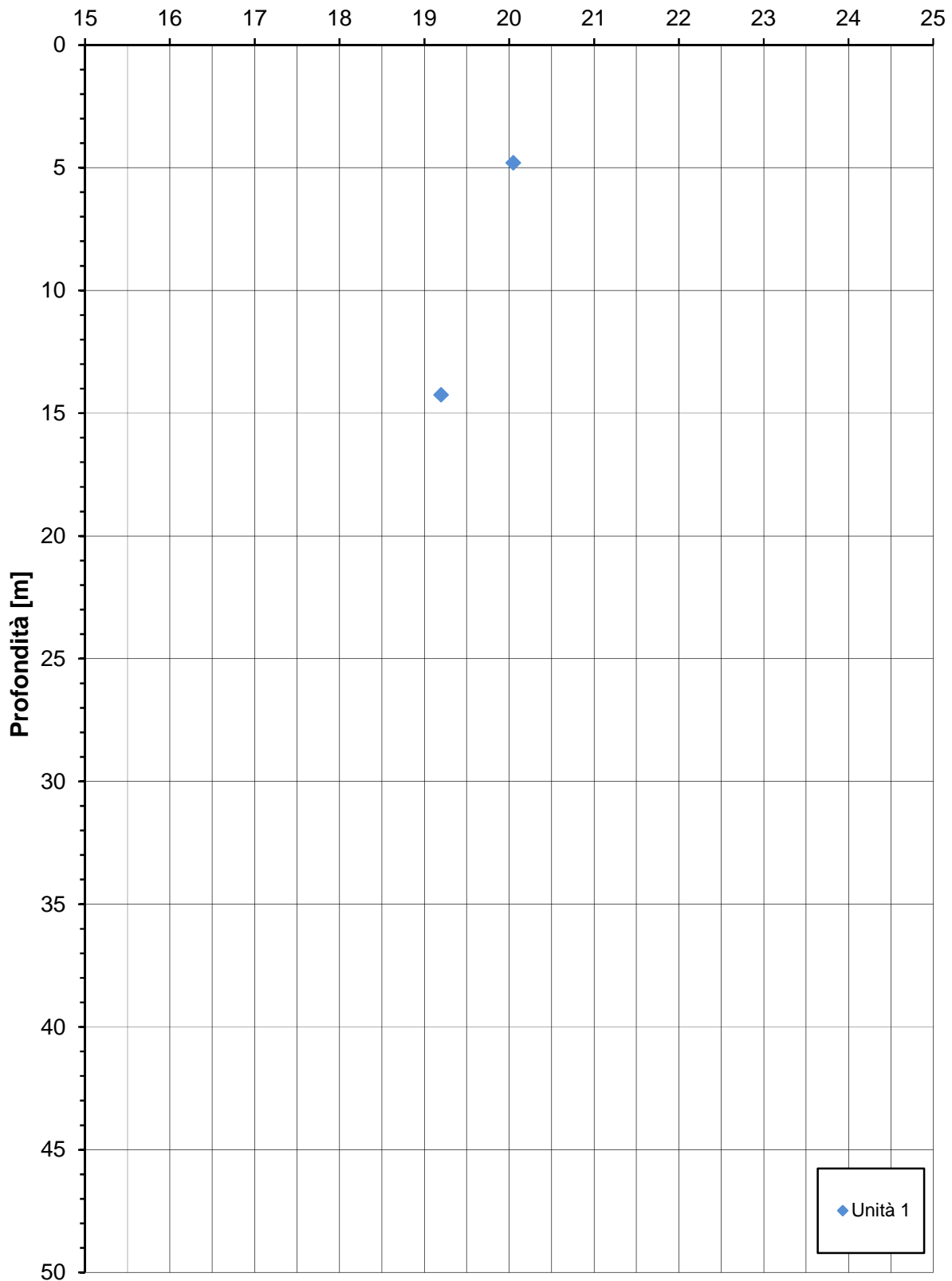


APPENDICE 3:

ZONA OMOGENEA 3 – Caratteristiche fisiche, di deformabilità e di resistenza al taglio.

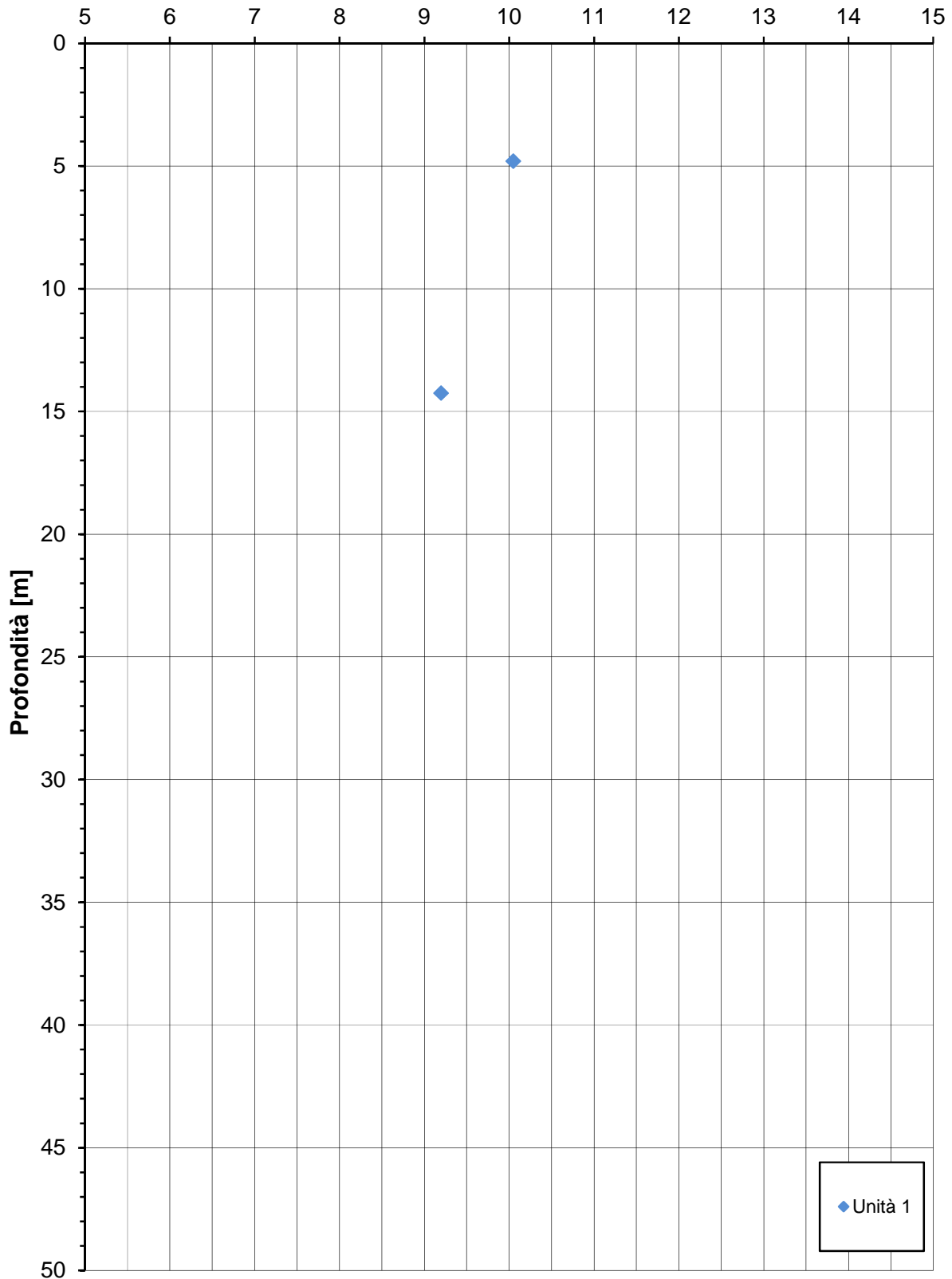
ZONA OMOGENEA 3

Peso di volume naturale - γ [kN/m³]



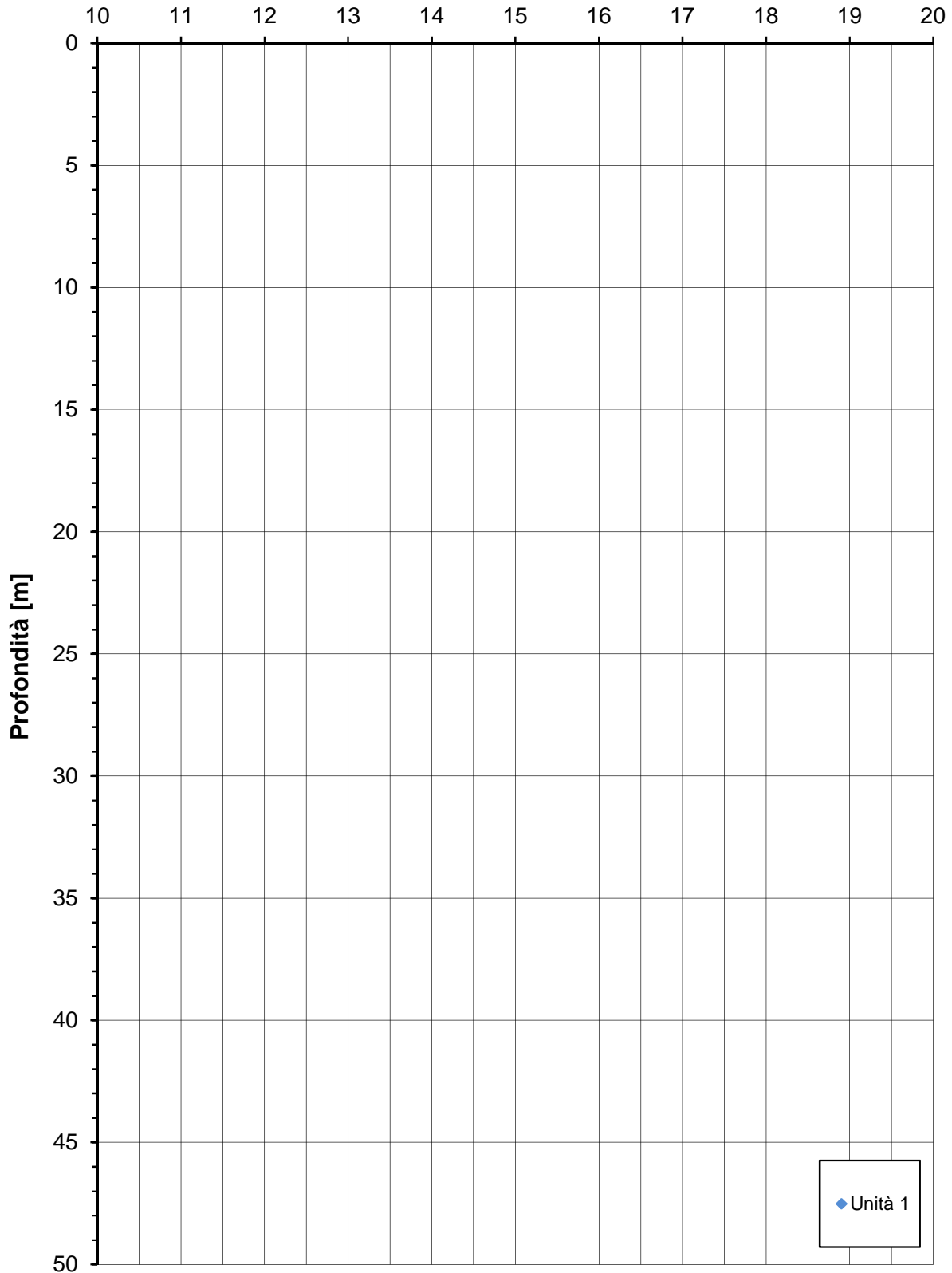
ZONA OMOGENEA 3

Peso di volume immerso - γ' [kN/m³]



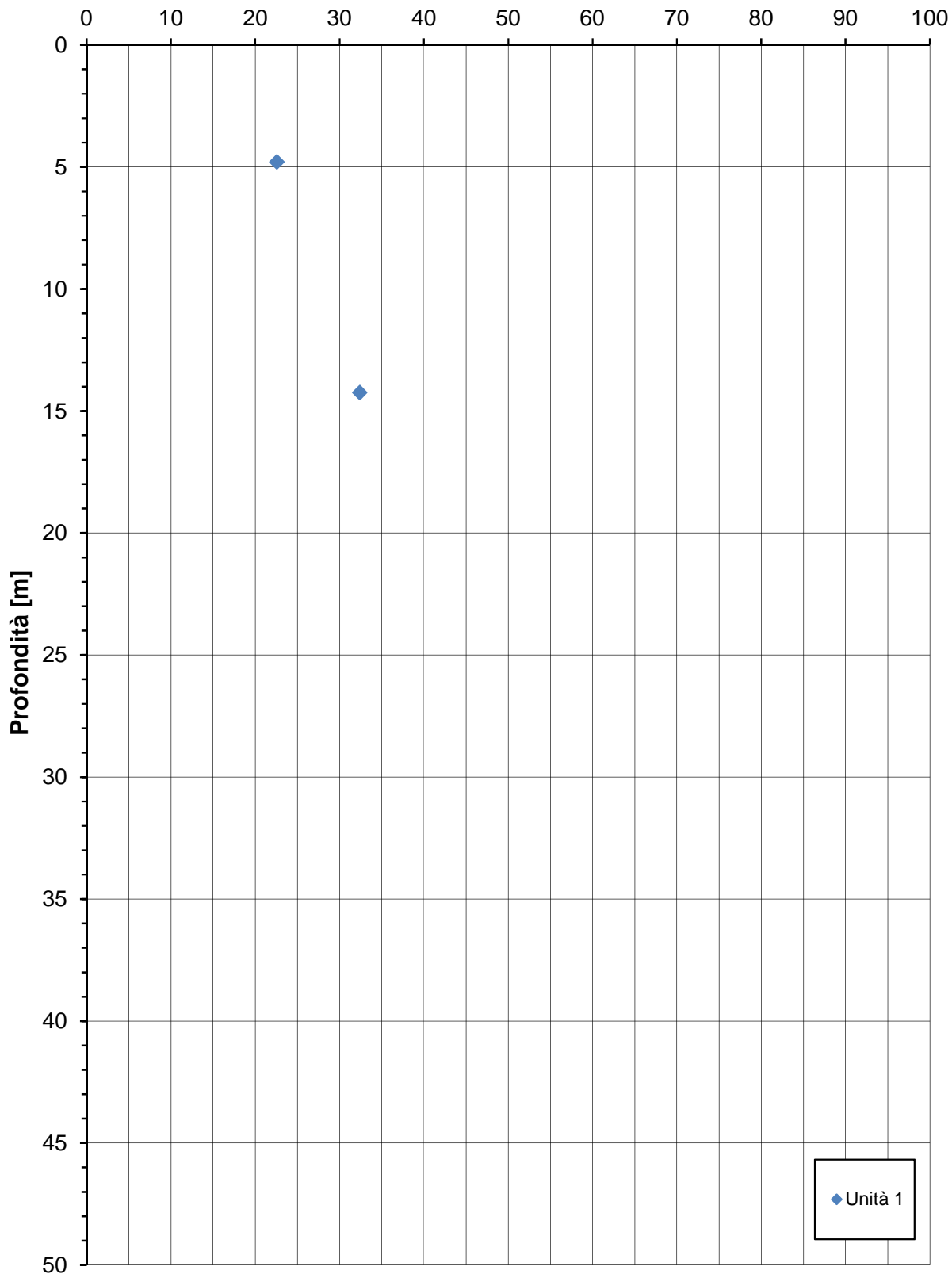
ZONA OMOGENEA 3

Peso di volume secco - γ_d [kN/m³]



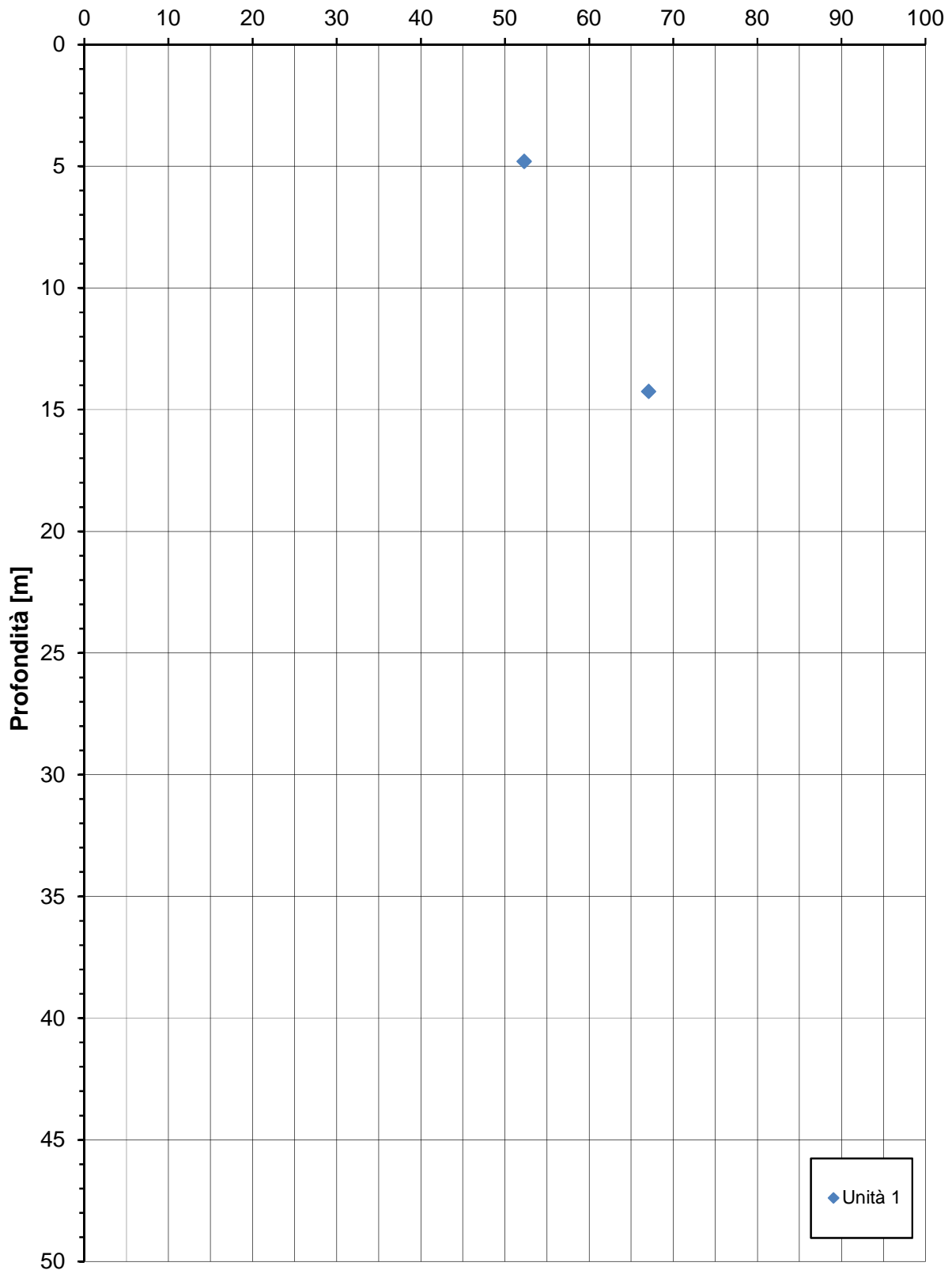
ZONA OMOGENEA 3

Contenuto d'acqua naturale - w [%]



ZONA OMOGENEA 3

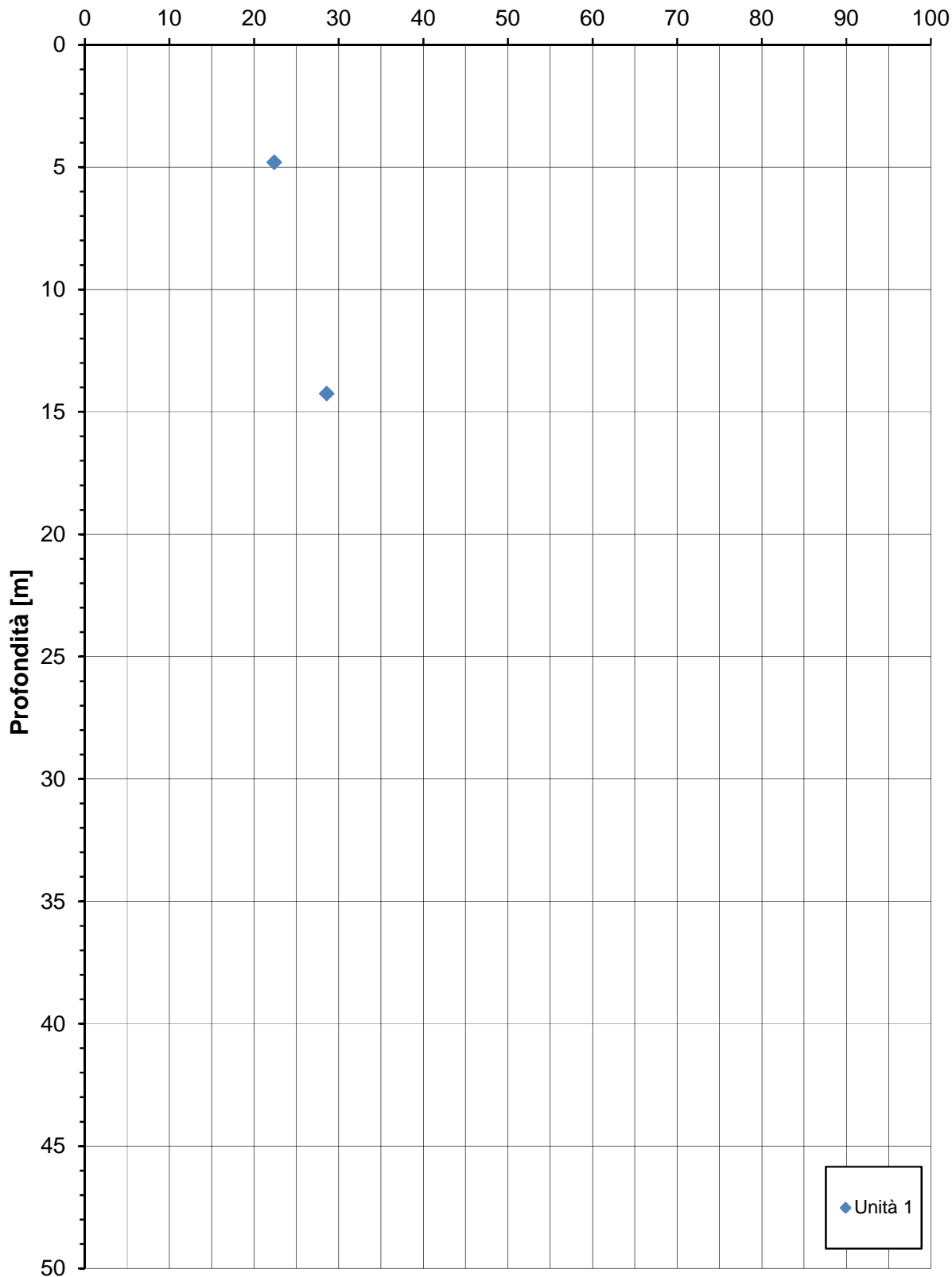
Limite liquido - LL [%]



◆ Unità 1

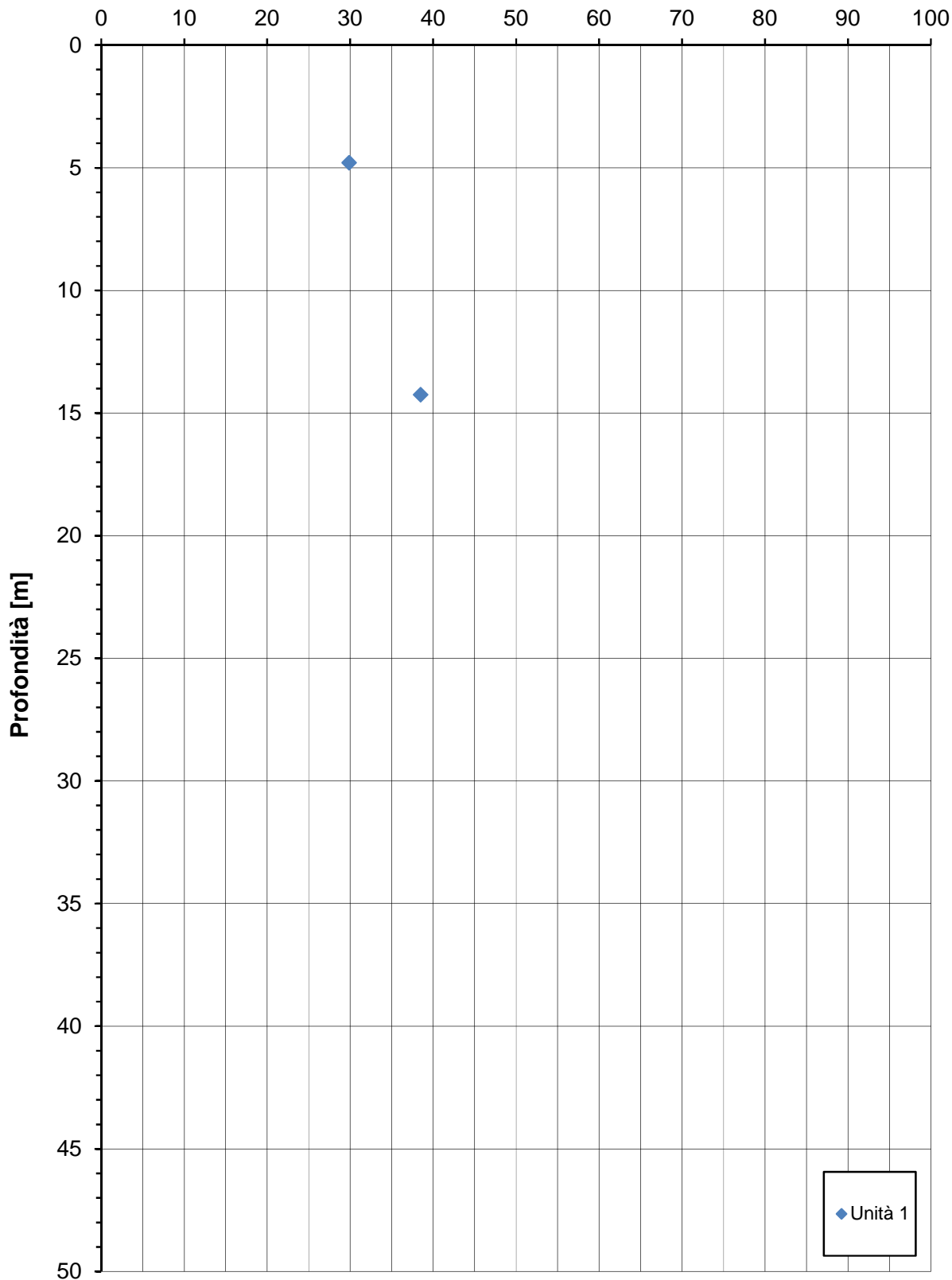
ZONA OMOGENEA 3

Limite plastico - LP [%]



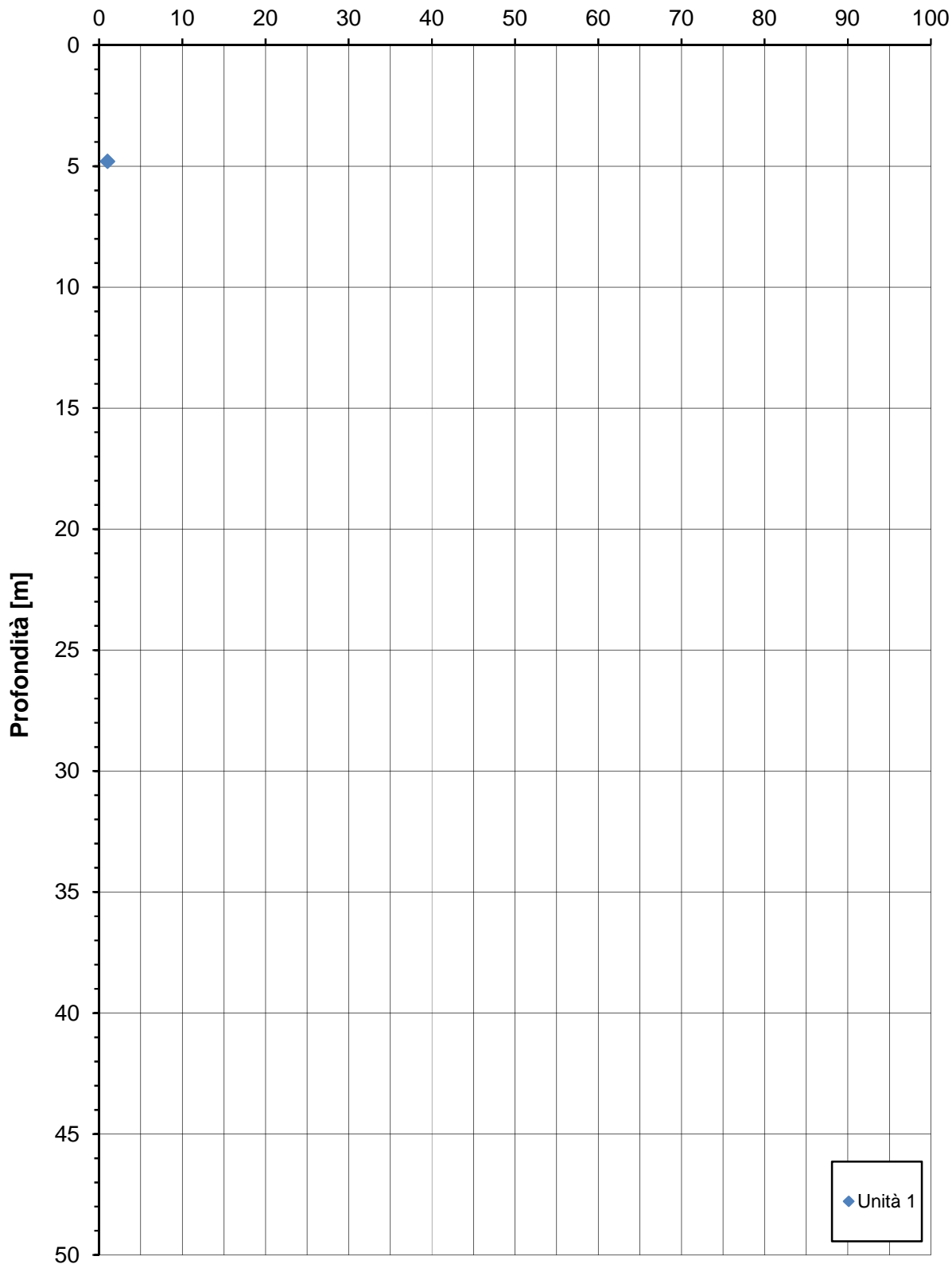
ZONA OMOGENEA 3

Indice plastico - IP [%]



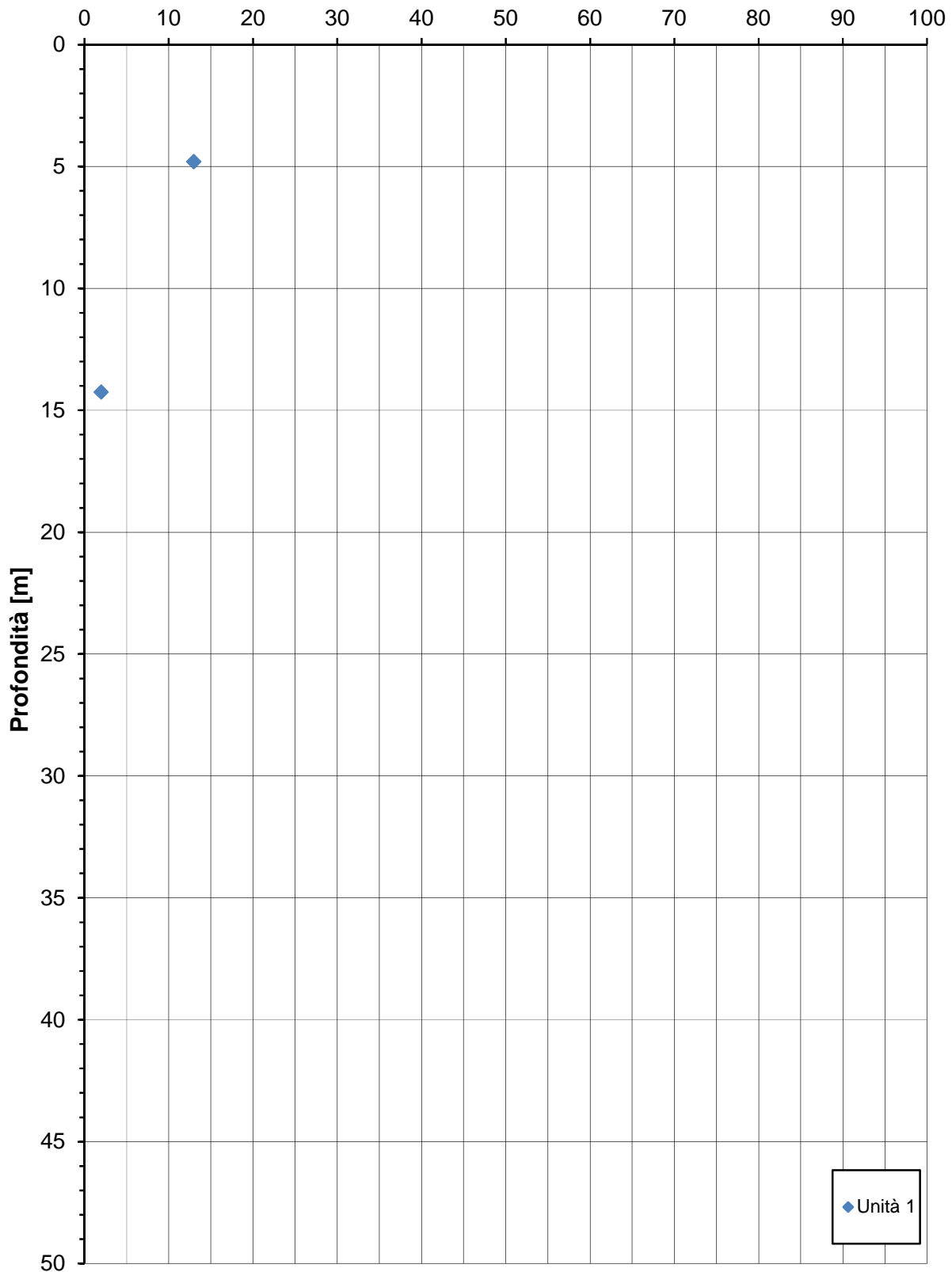
ZONA OMOGENEA 3

Contenuto in ghiaia (AGI-1990) - [%]



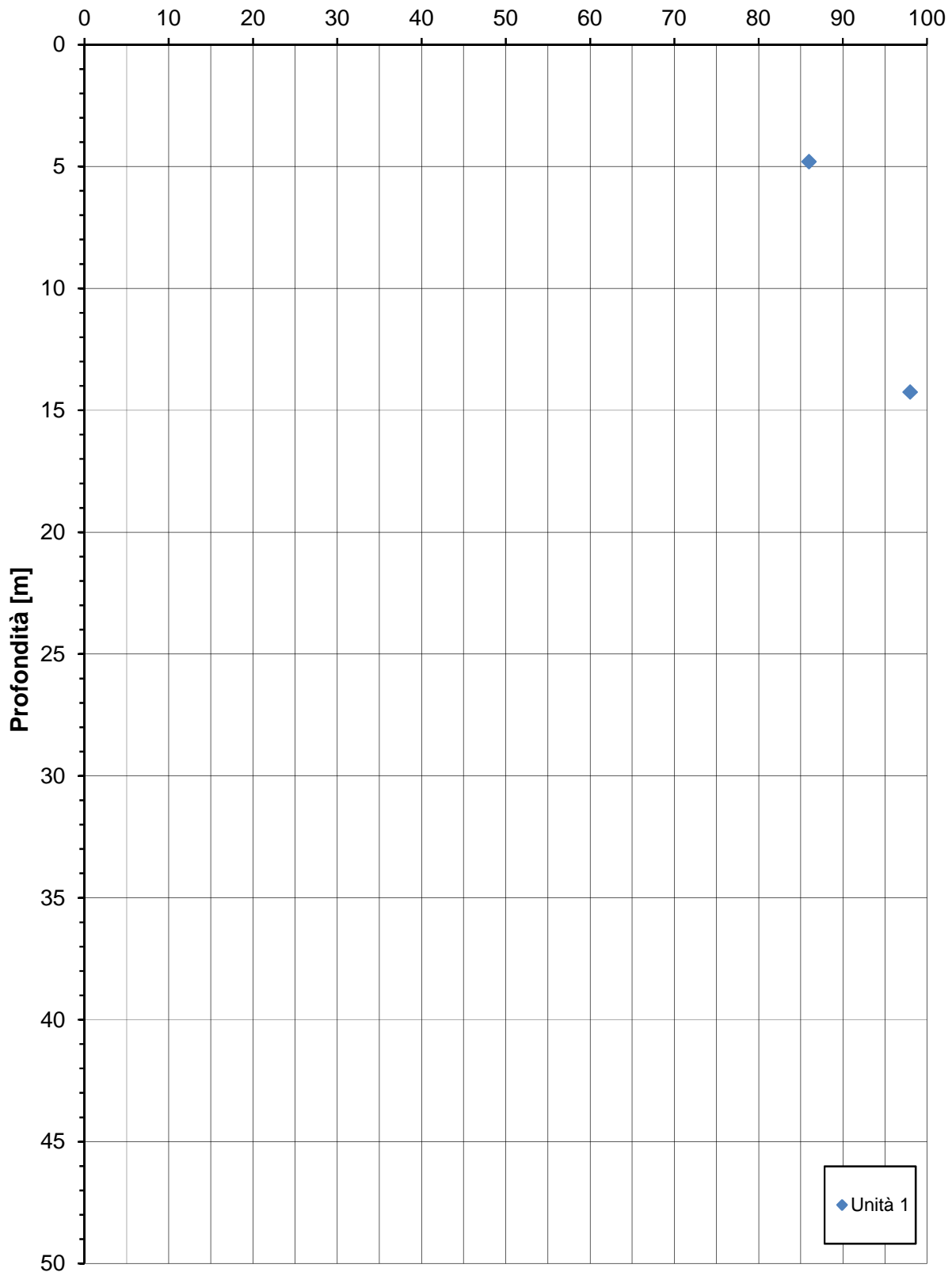
ZONA OMOGENEA 3

Contenuto in sabbia (AGI-1990) - [%]



ZONA OMOGENEA 3

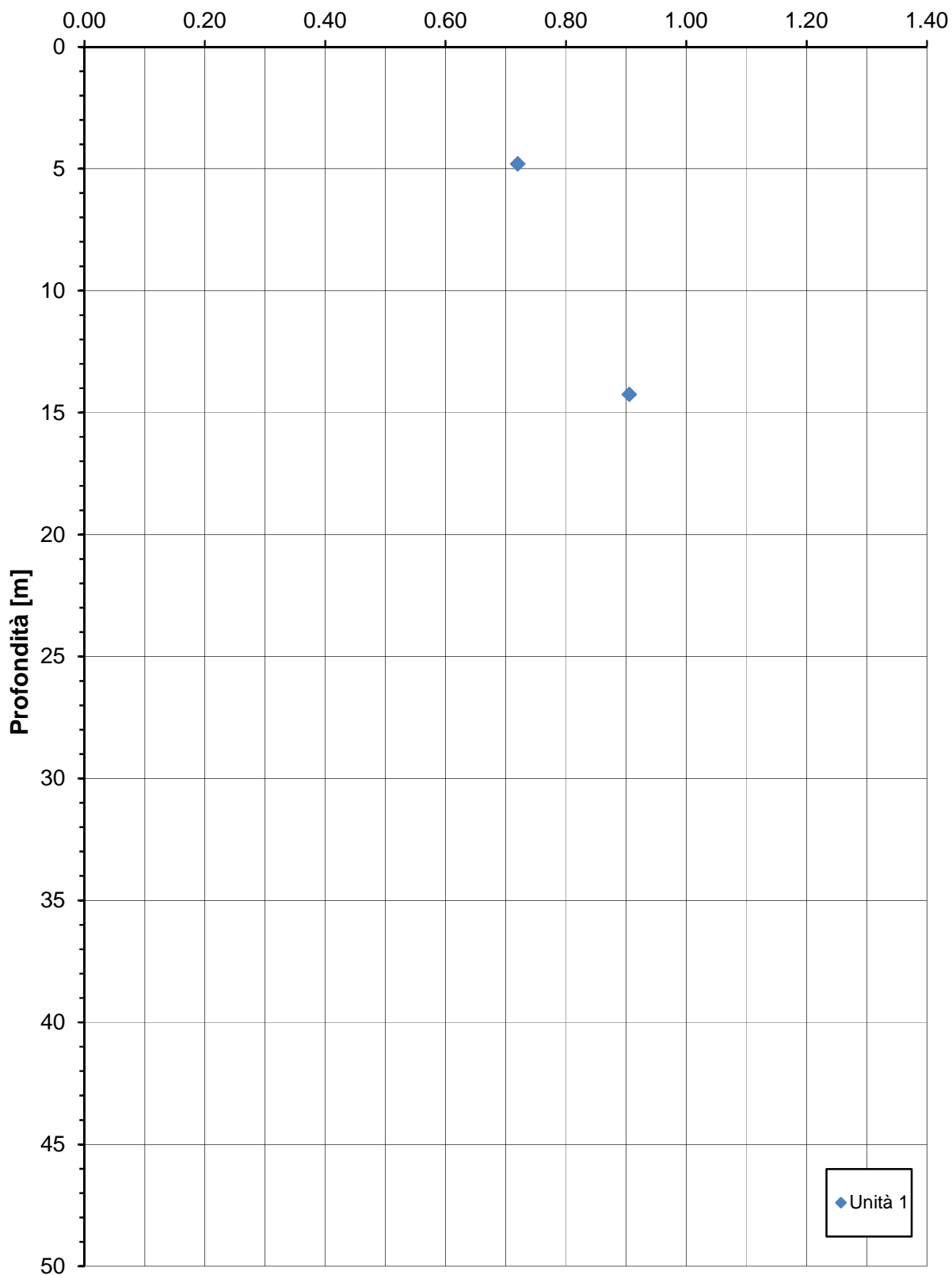
Contenuto in limo e argilla (AGI-1990) - [%]



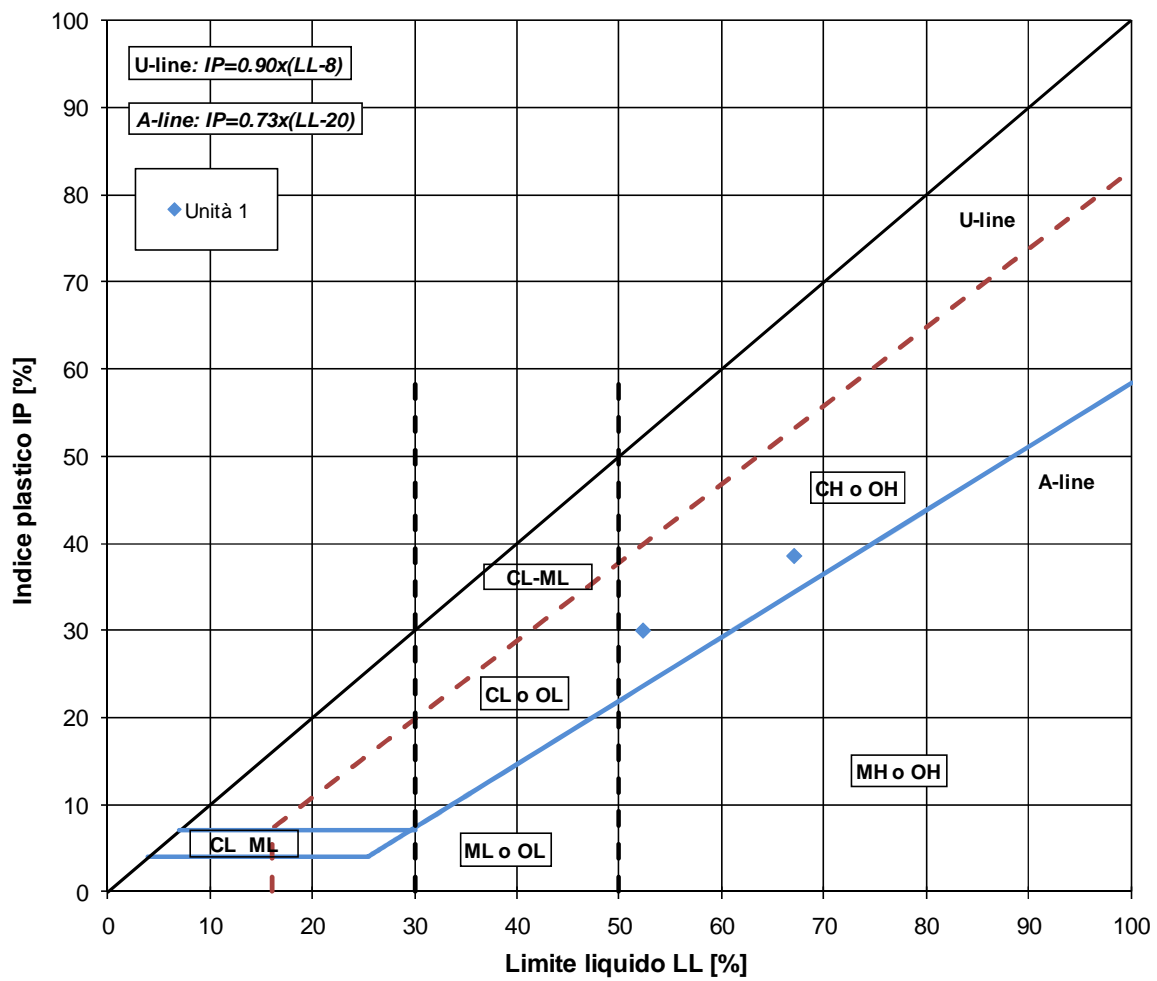
◆ Unità 1

ZONA OMOGENEA 3

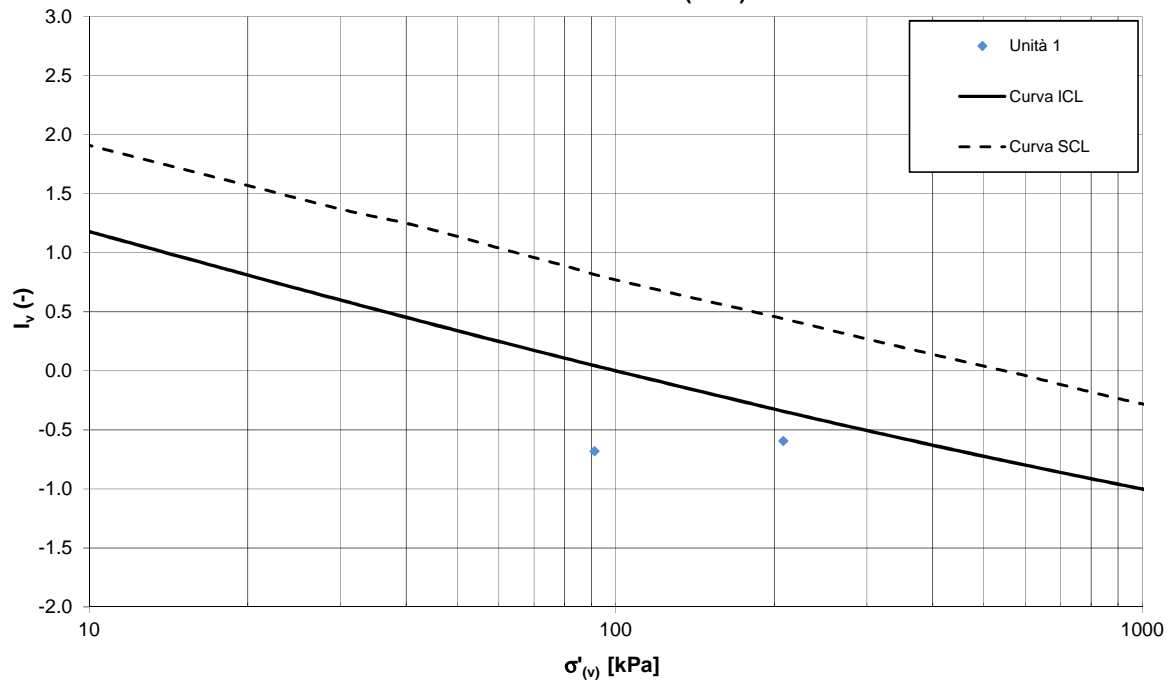
Indice dei vuoti iniziali - e [-]



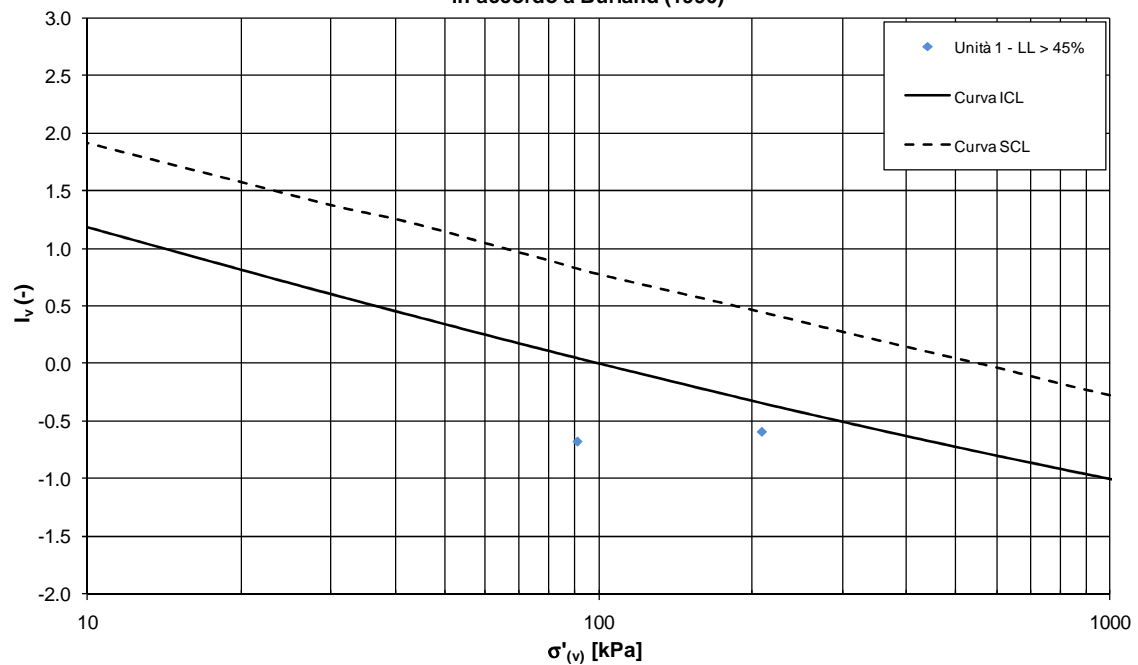
ZONA OMOGENEA 3
Carta di plasticità Sistema Unificato USCS



ZONA OMOGENEA 3
Linea di compressibilità intrinseca ed indice dei vuoti iniziale normalizzato
in accordo a Burland (1990)

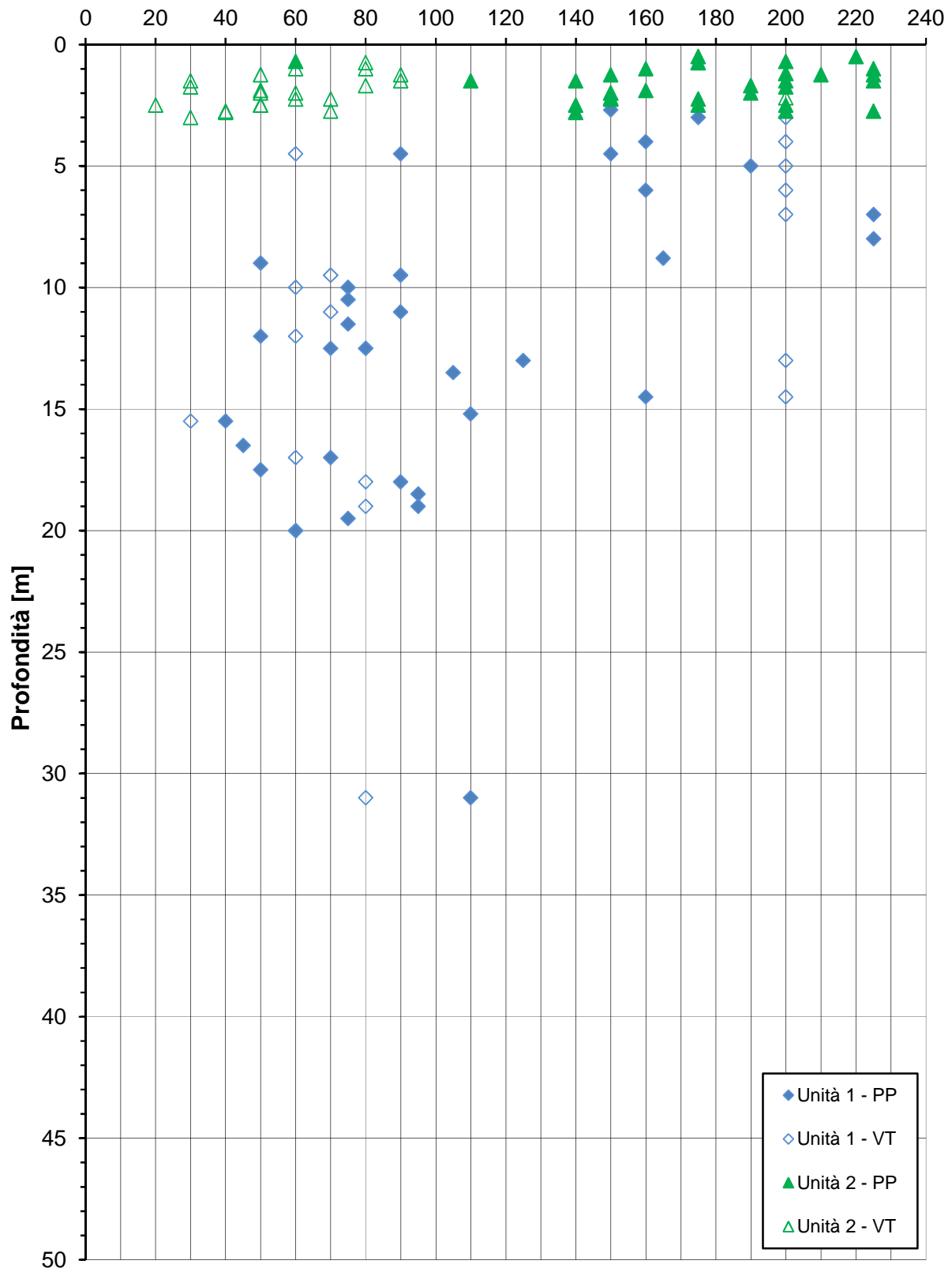


ZONA OMOGENEA 3
Linea di compressibilità intrinseca ed indice dei vuoti iniziale normalizzato
in accordo a Burland (1990)



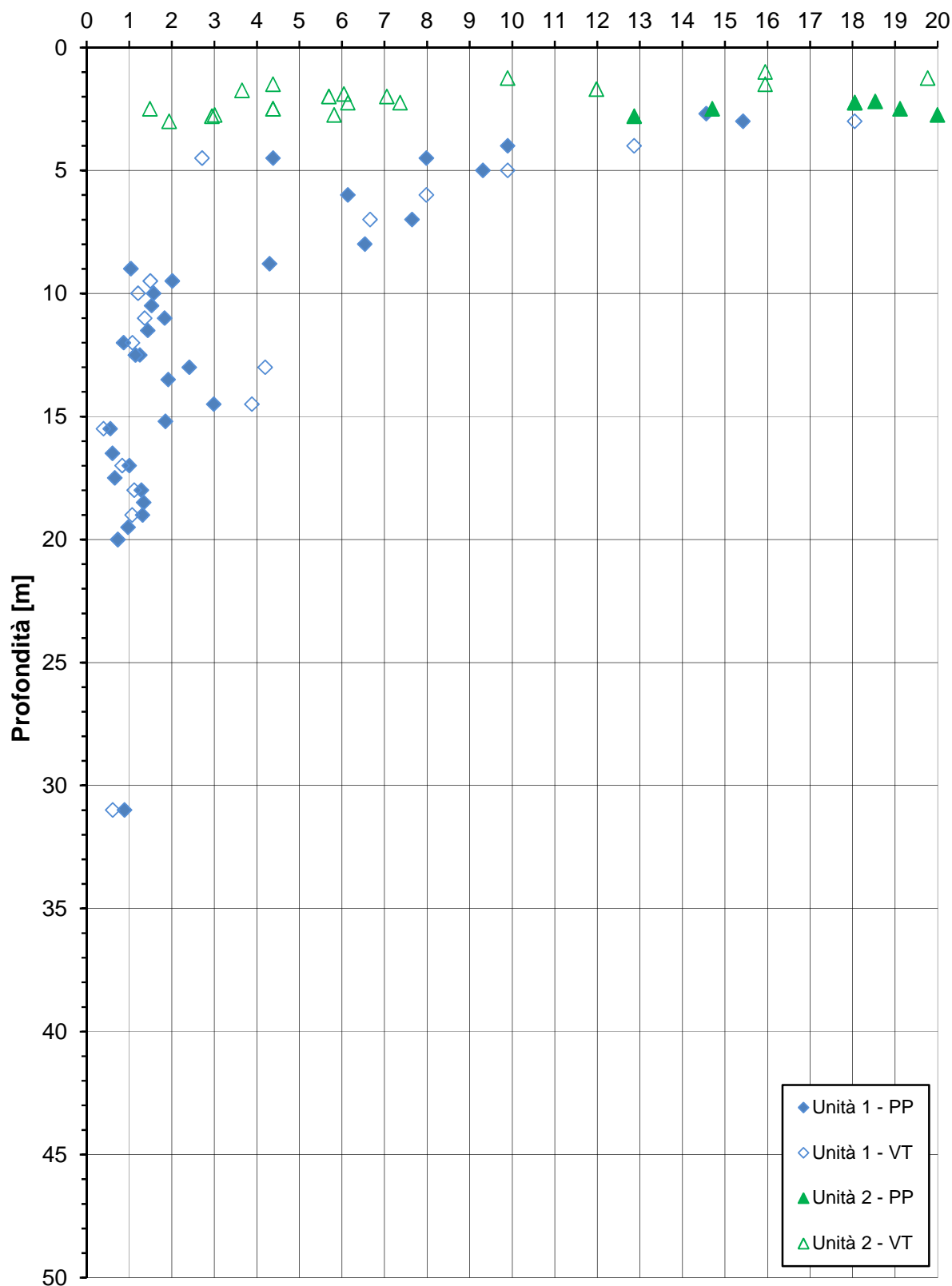
ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito

Coesione non drenata - C_u [kPa]



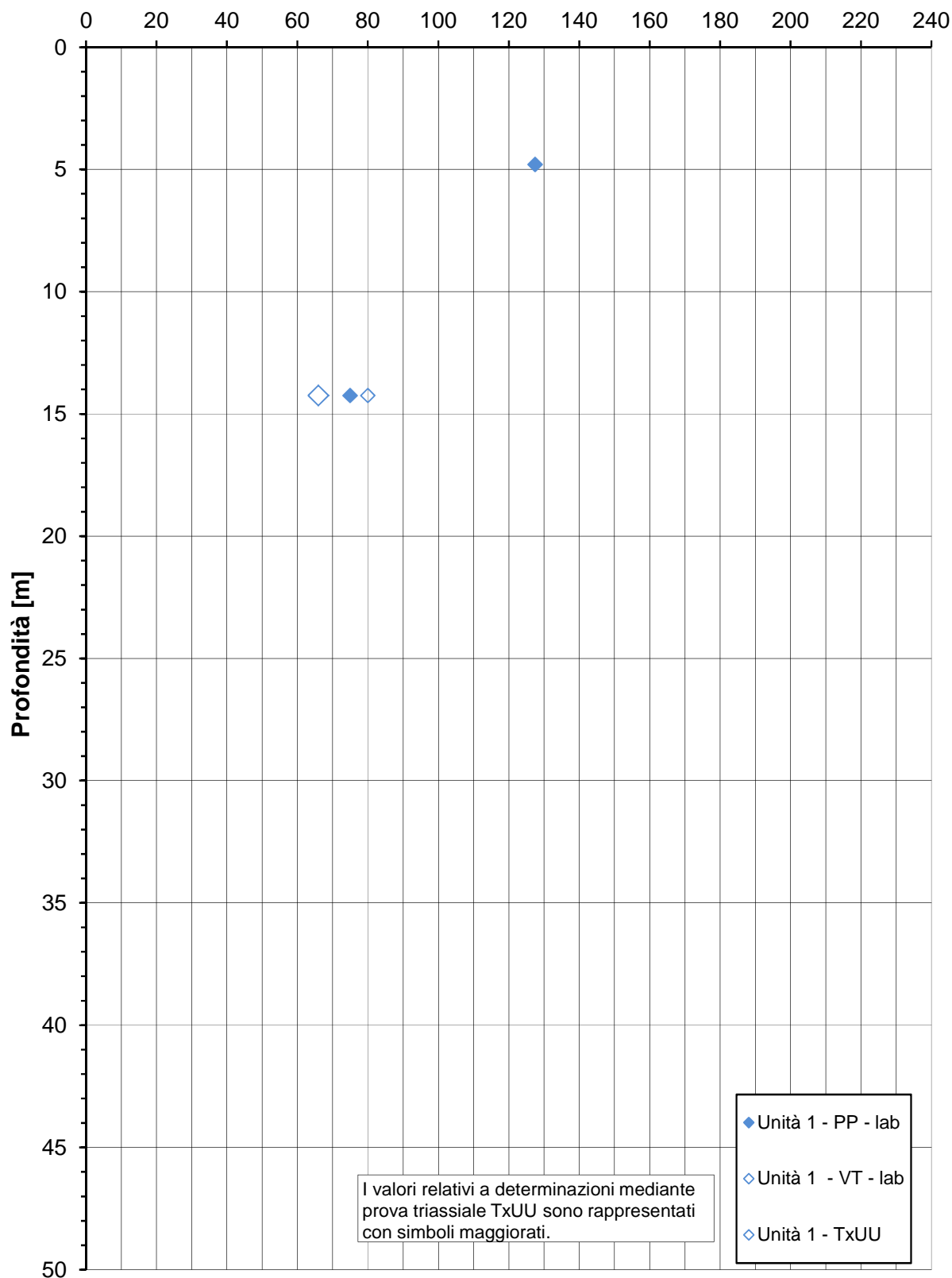
ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]



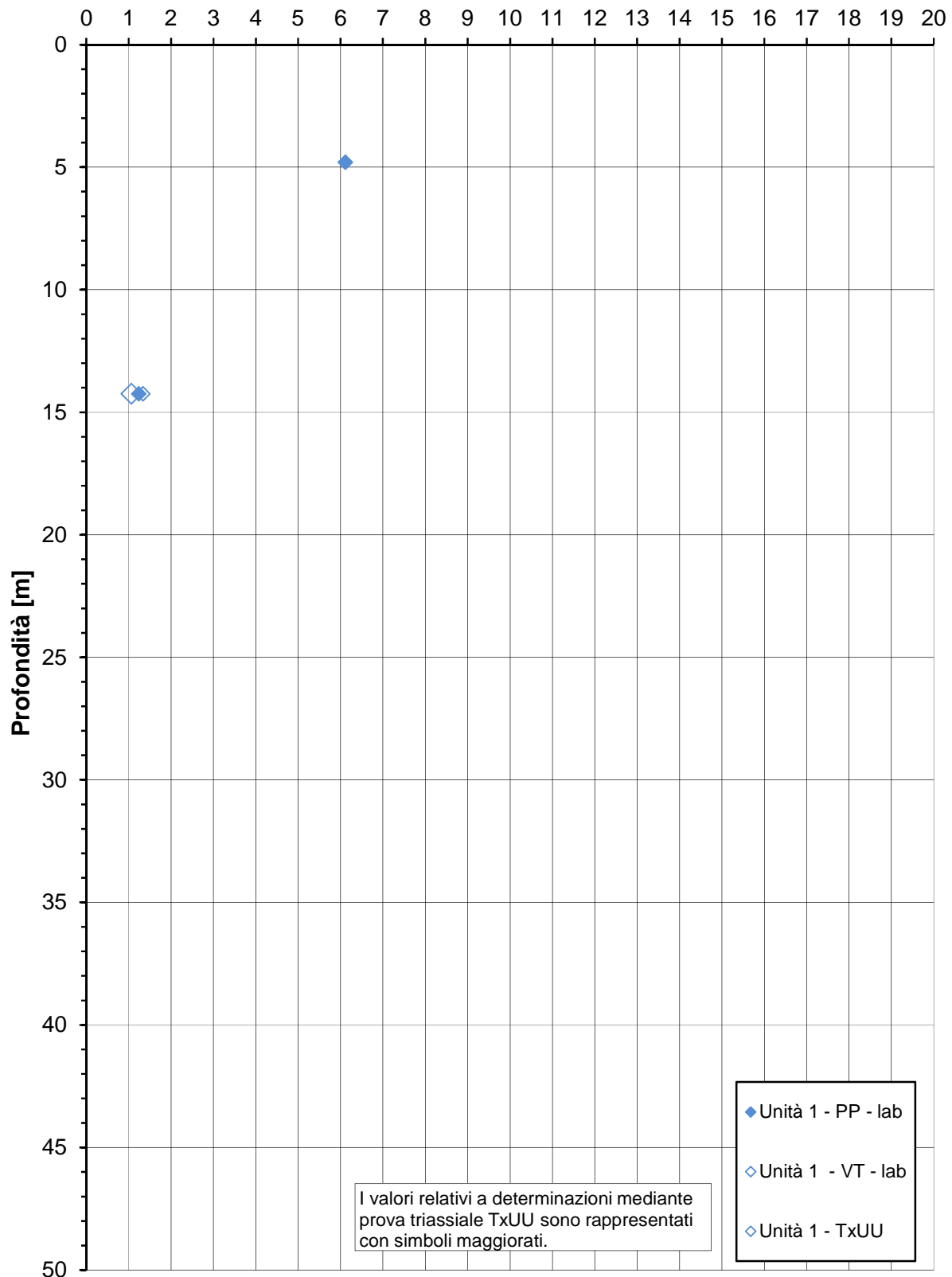
ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in laboratorio

Coesione non drenata - C_u [kPa]

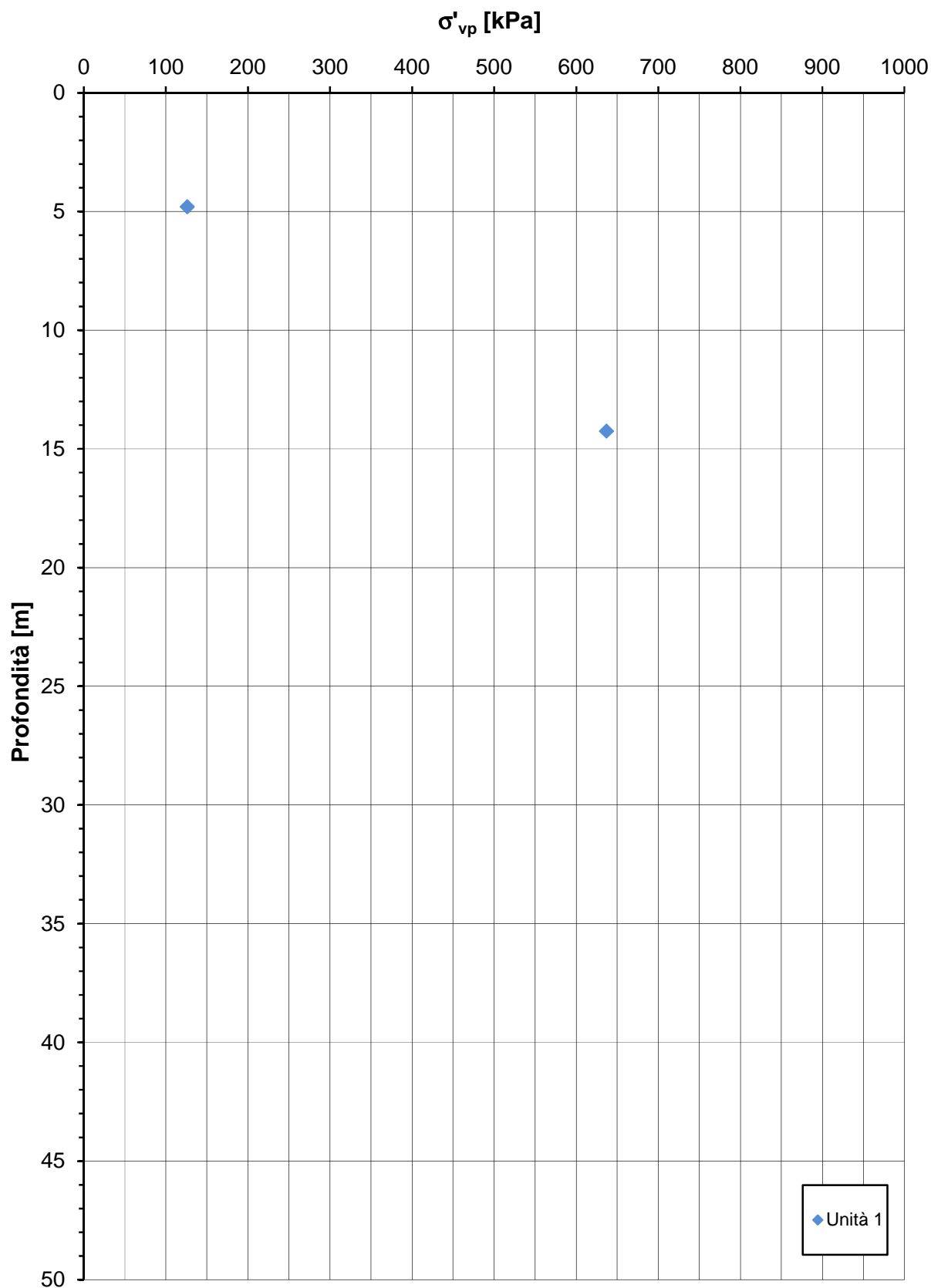


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in laboratorio

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]

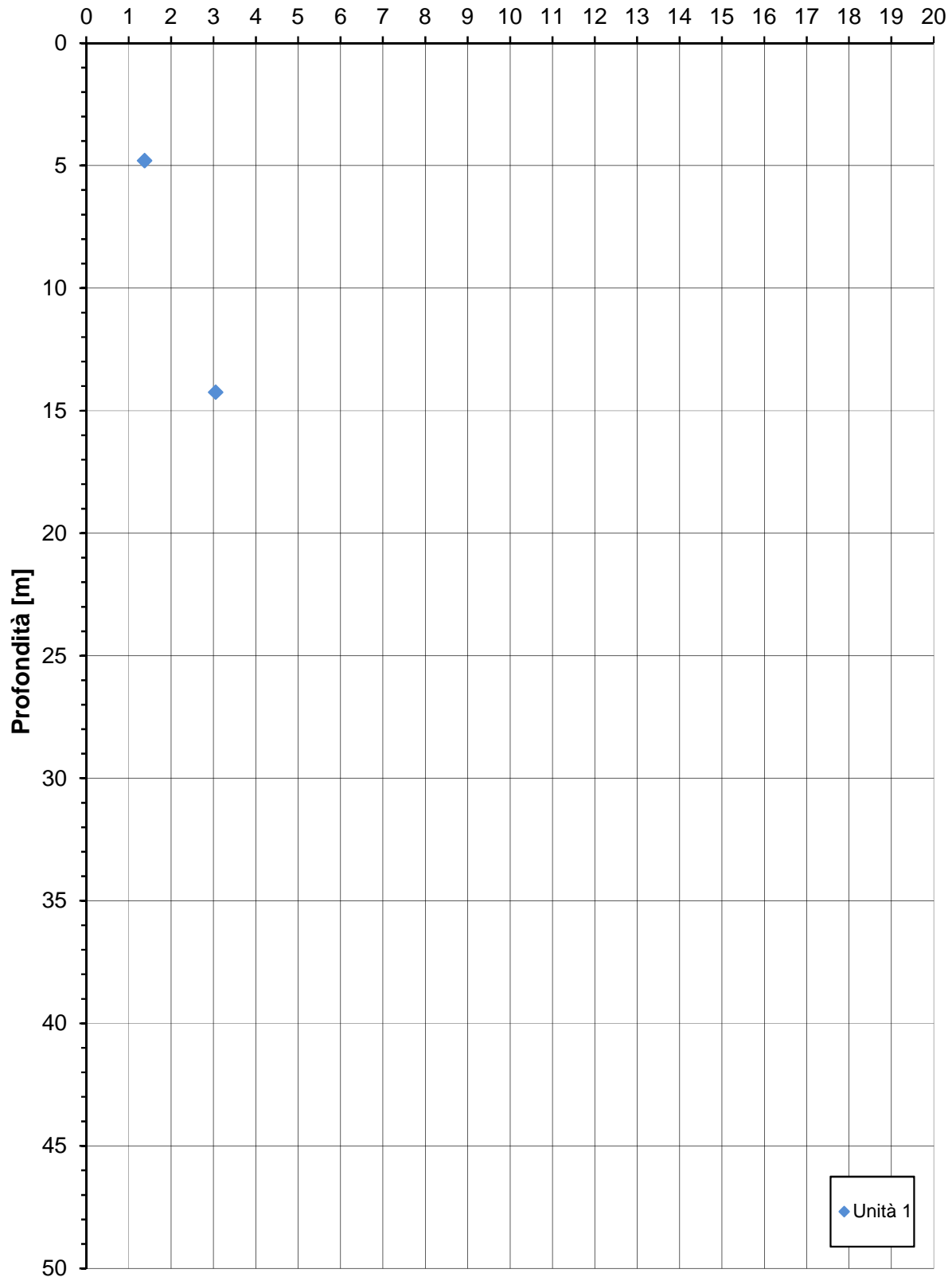


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini laboratorio (Edometriche)

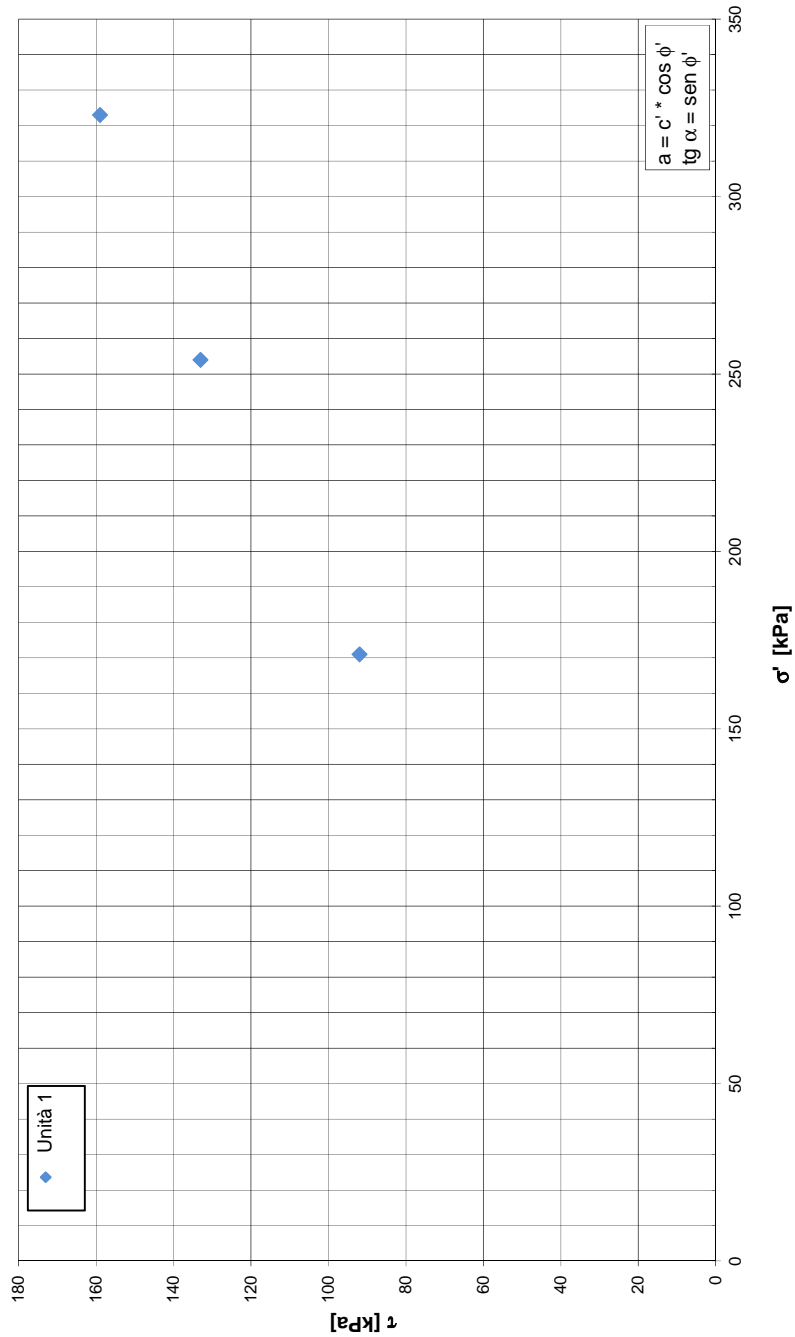


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]

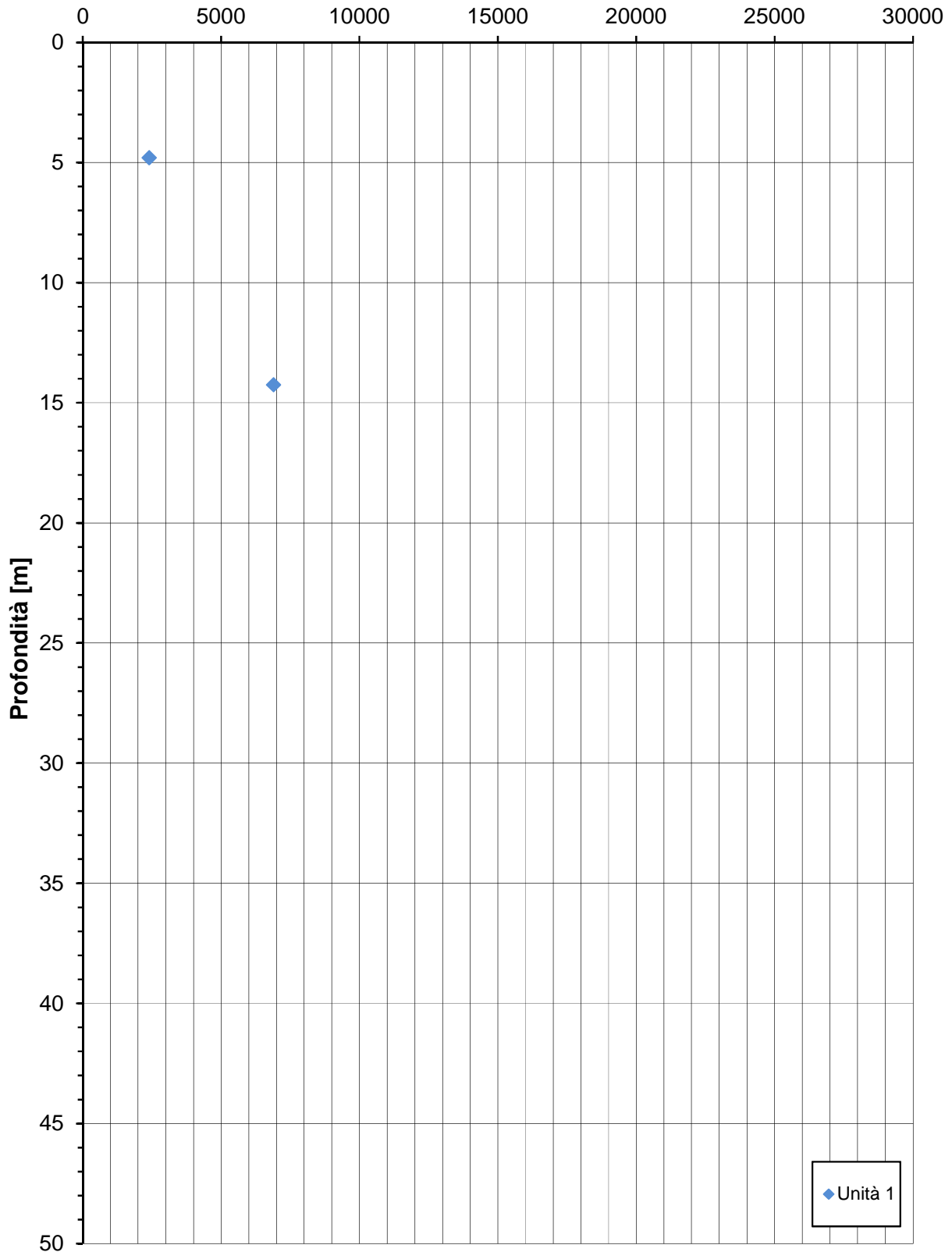


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini laboratorio (TxCIU)



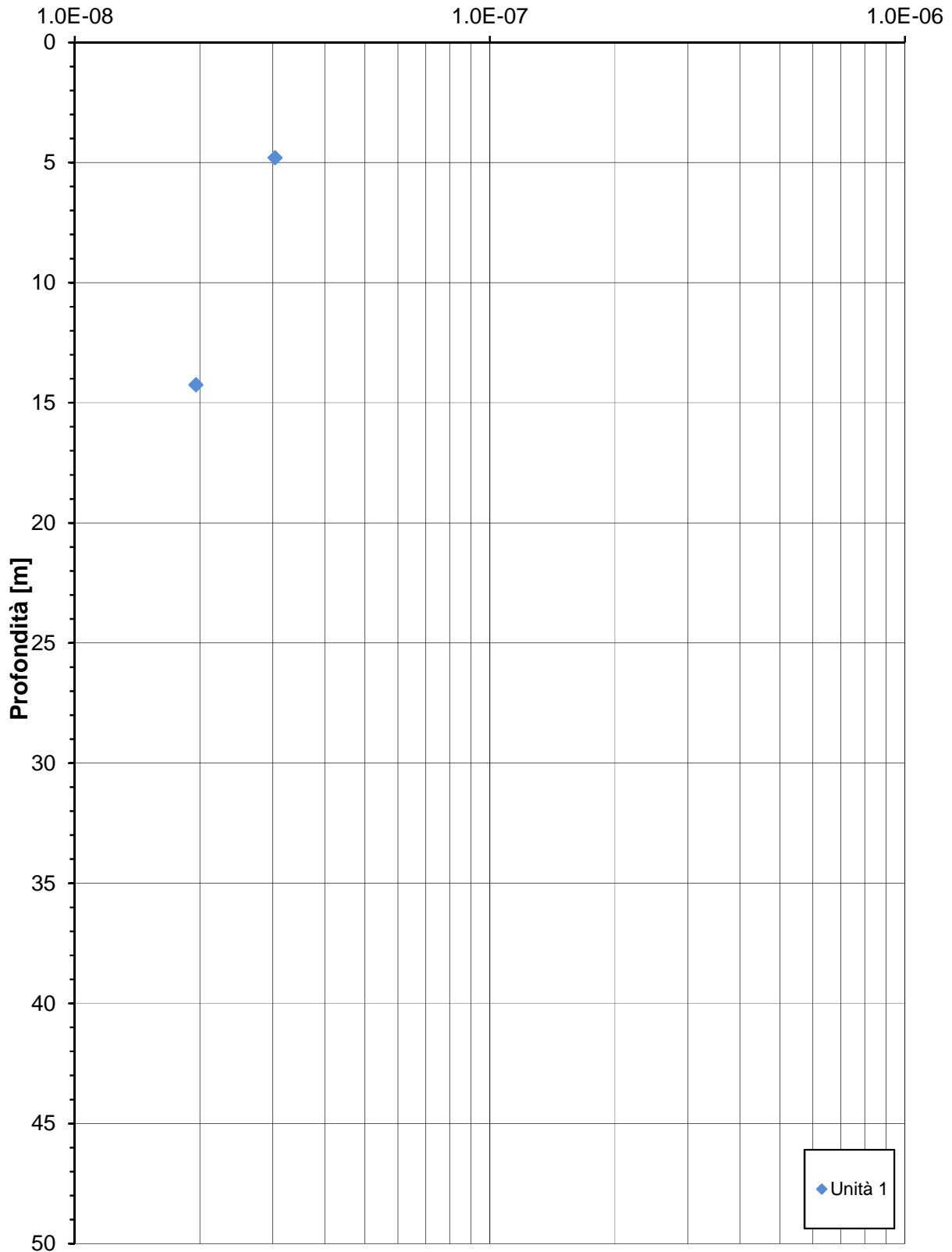
ZONA OMOGENEA 3 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Modulo edometrico - M [kPa]



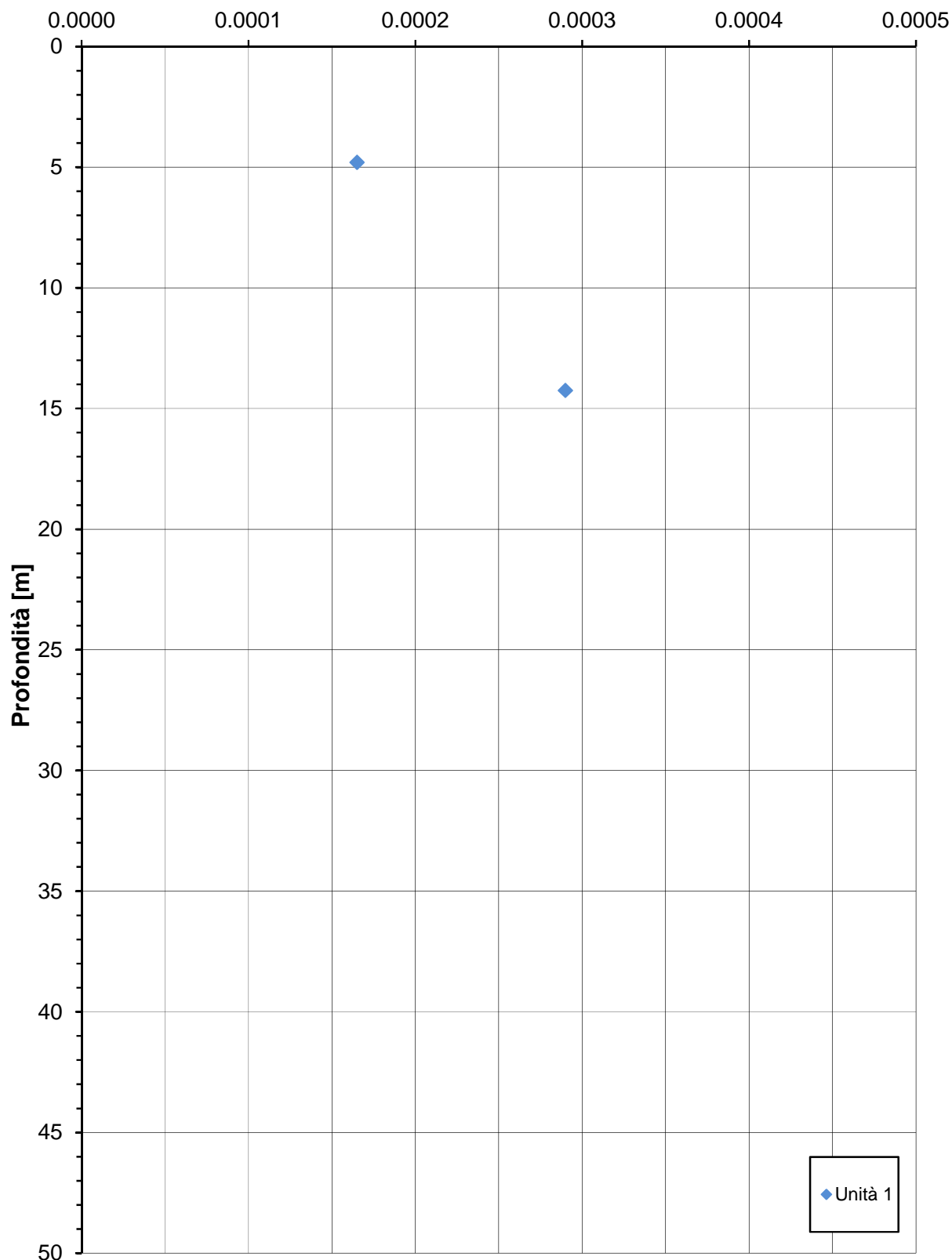
ZONA OMOGENEA 3 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di consolidazione primaria - C_v [m²/s]



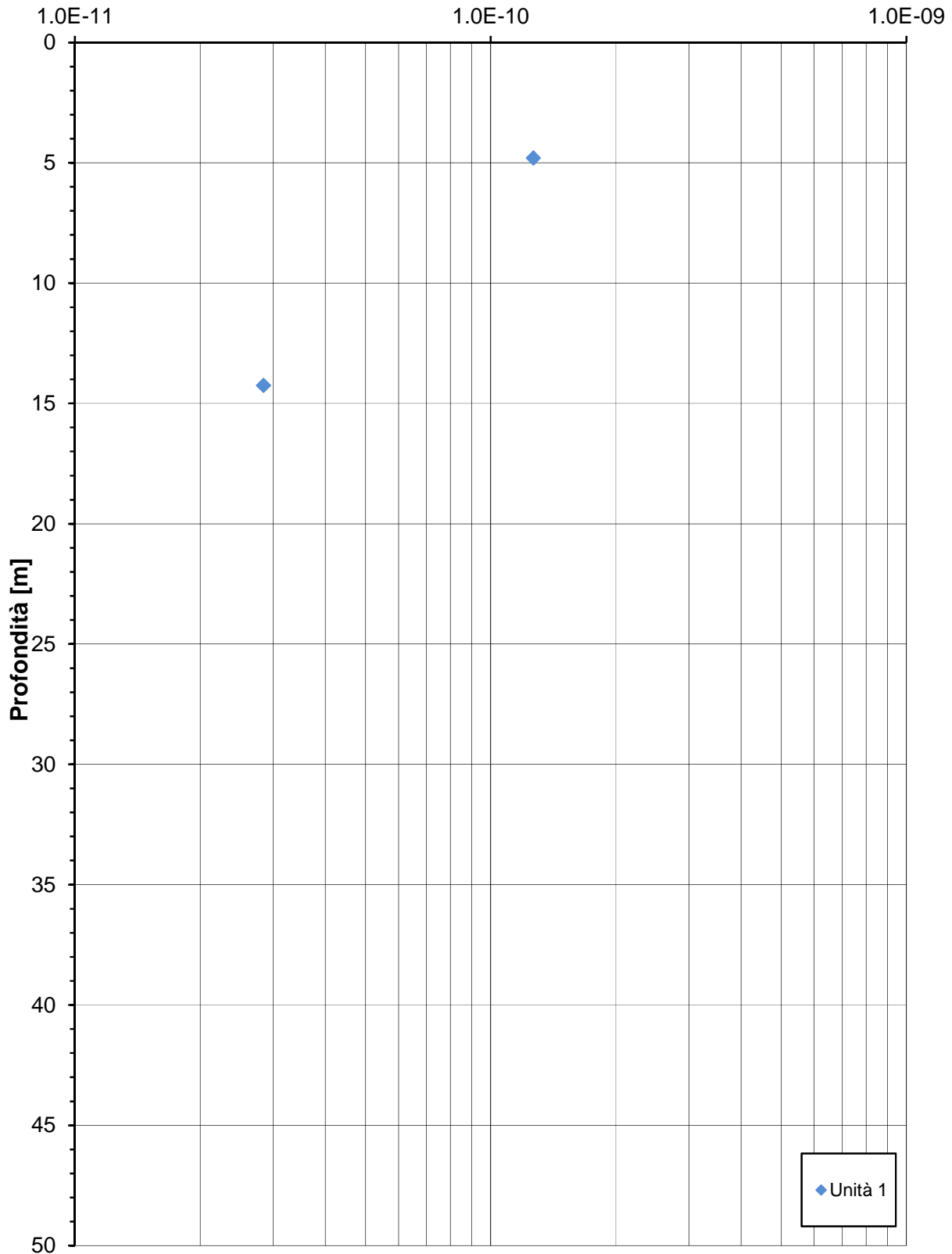
ZONA OMOGENEA 3 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di consolidazione secondaria - $C_{\alpha\varepsilon}$ [-]

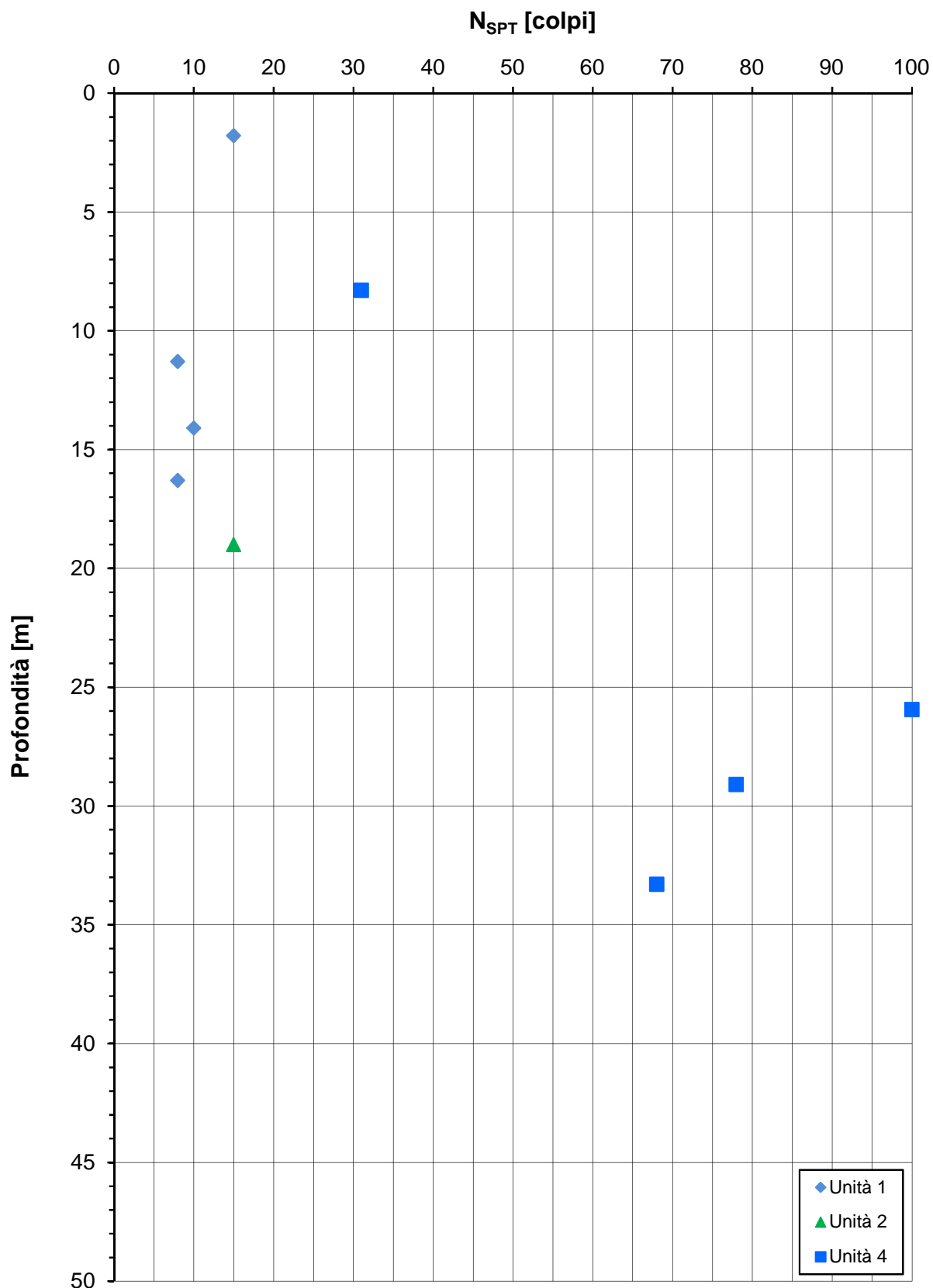


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini laboratorio (Edometriche)

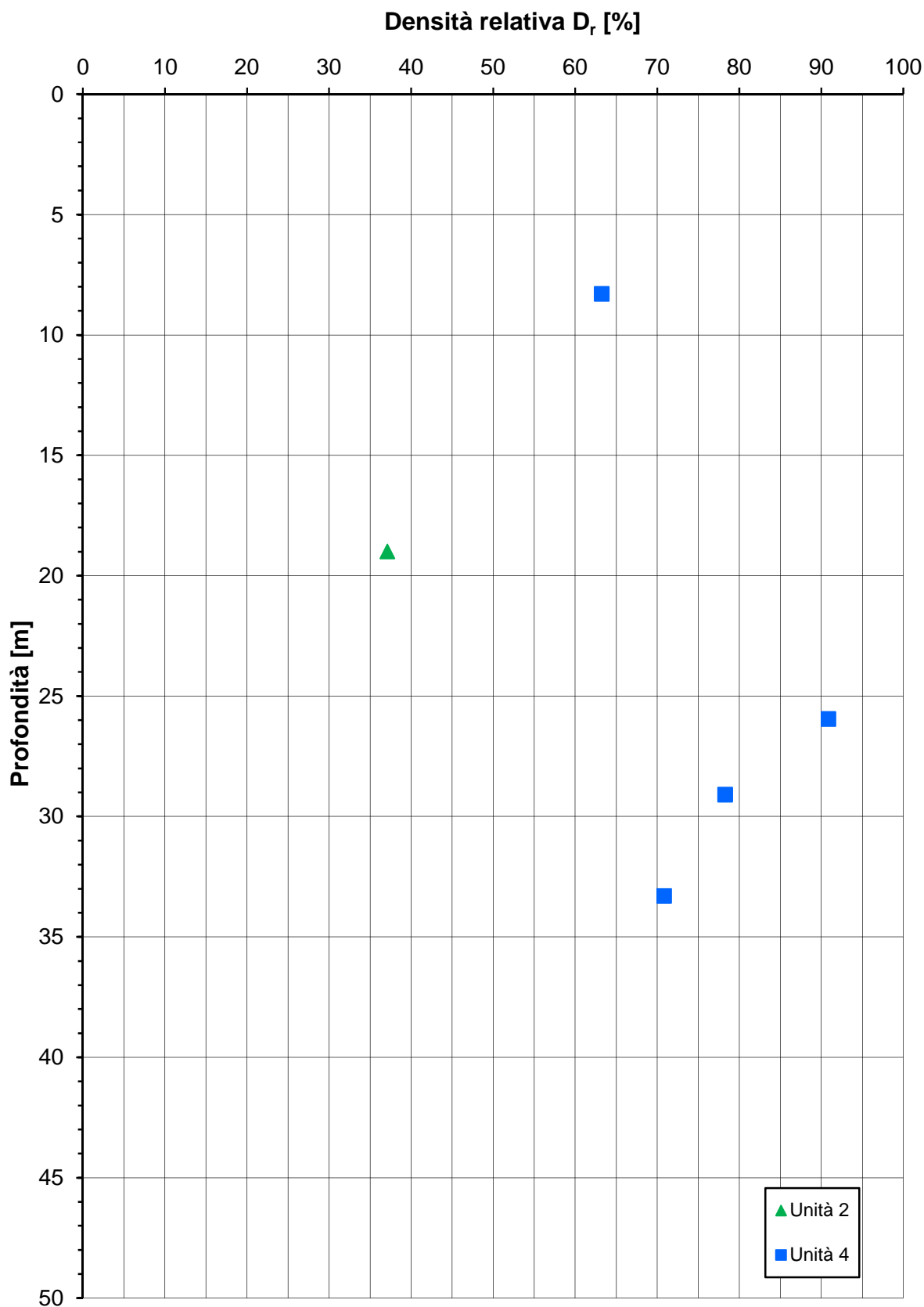
Coefficiente di permeabilità da correlazioni empiriche - k[m/s]



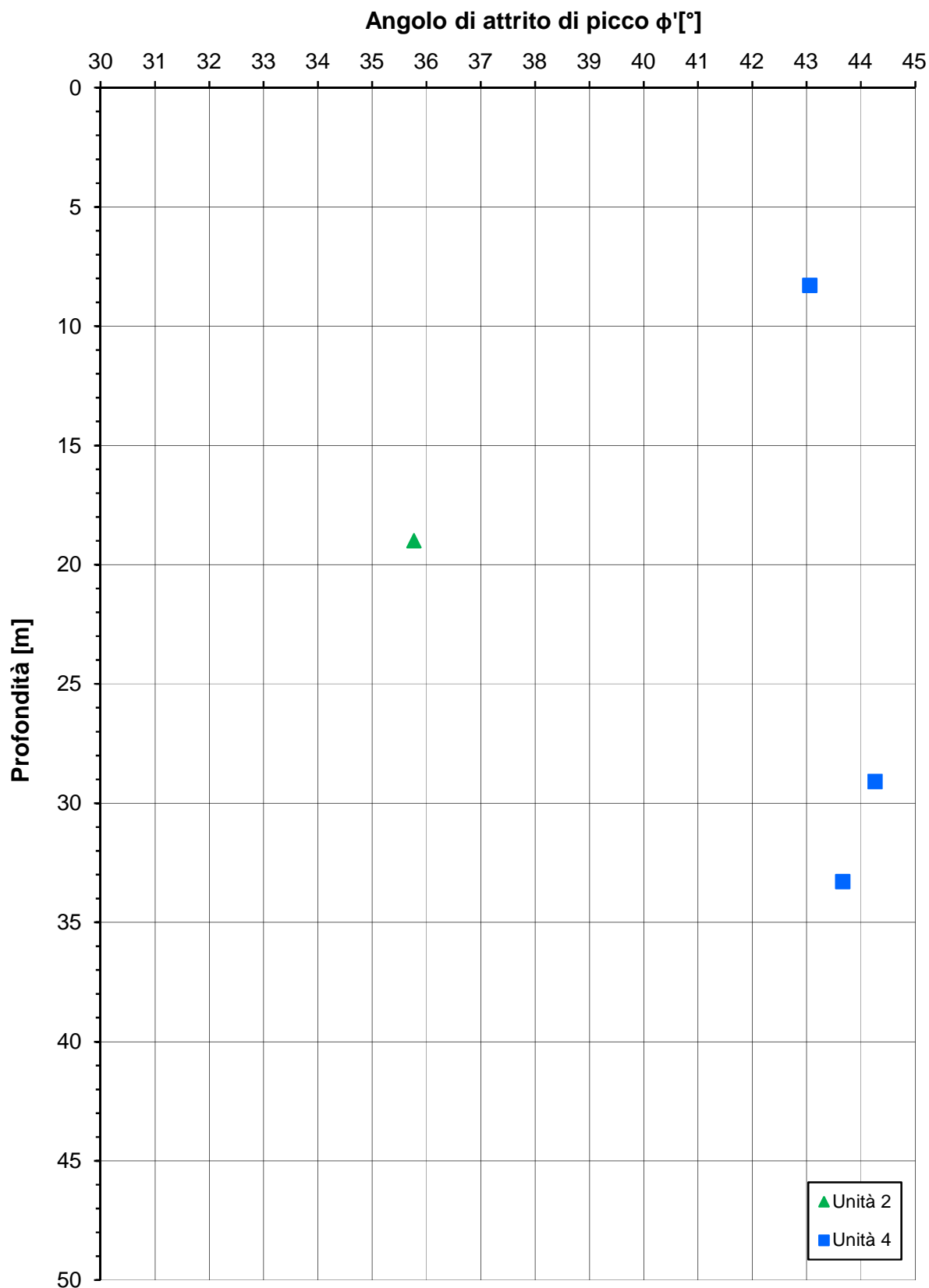
ZONAOMOGENEA 3 - Indagini in sito (SPT)



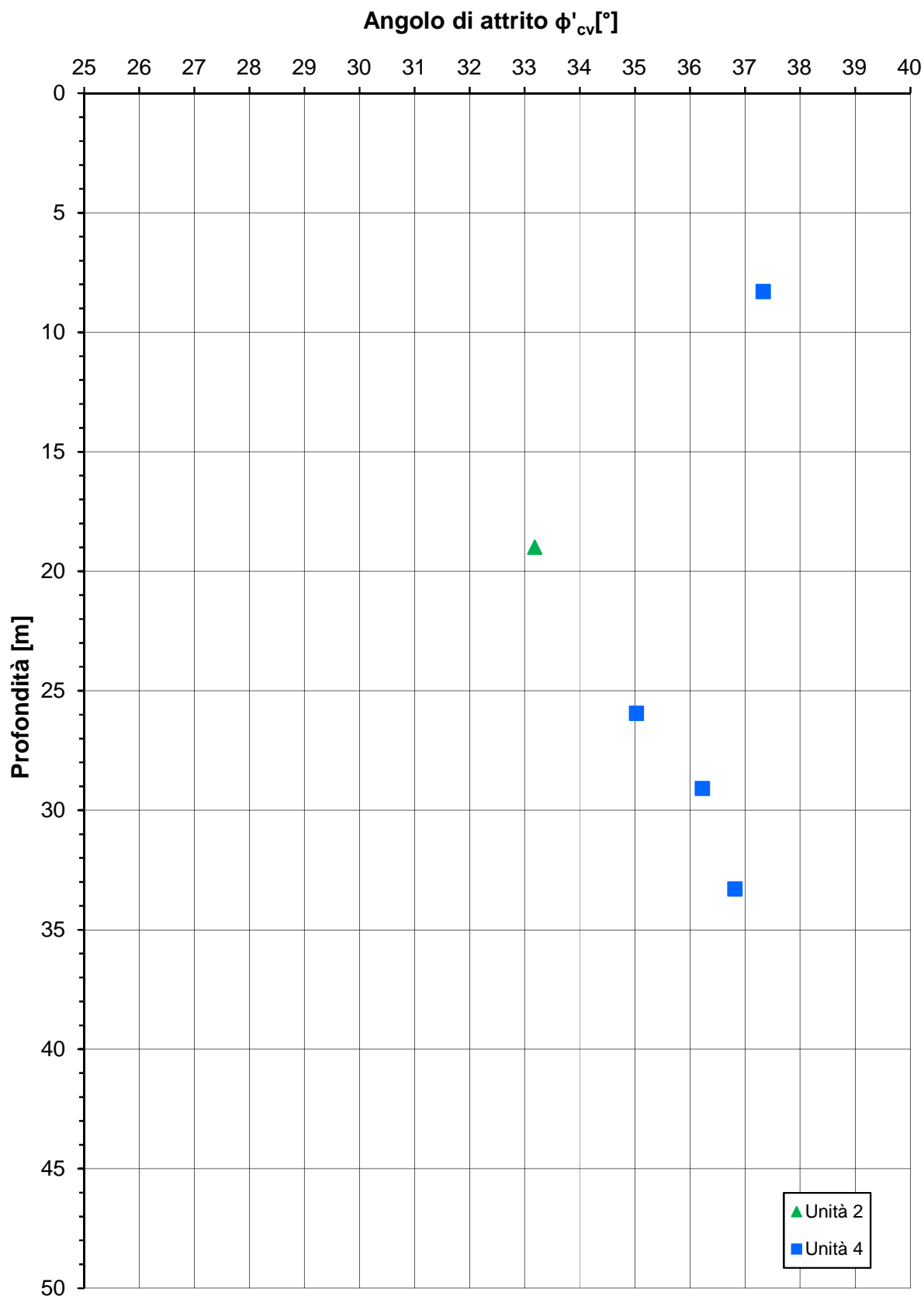
ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (SPT)



ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (SPT)

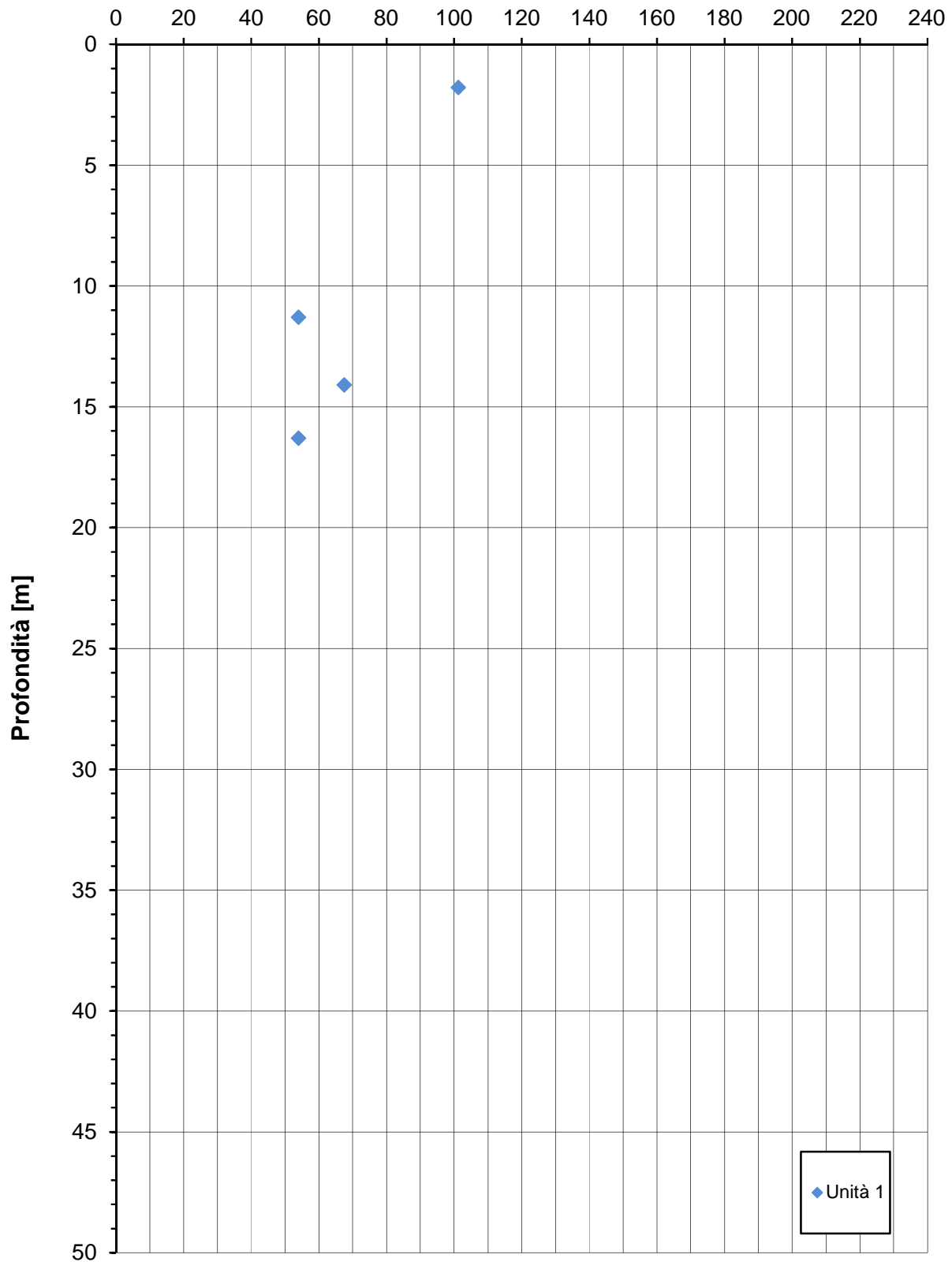


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (SPT)

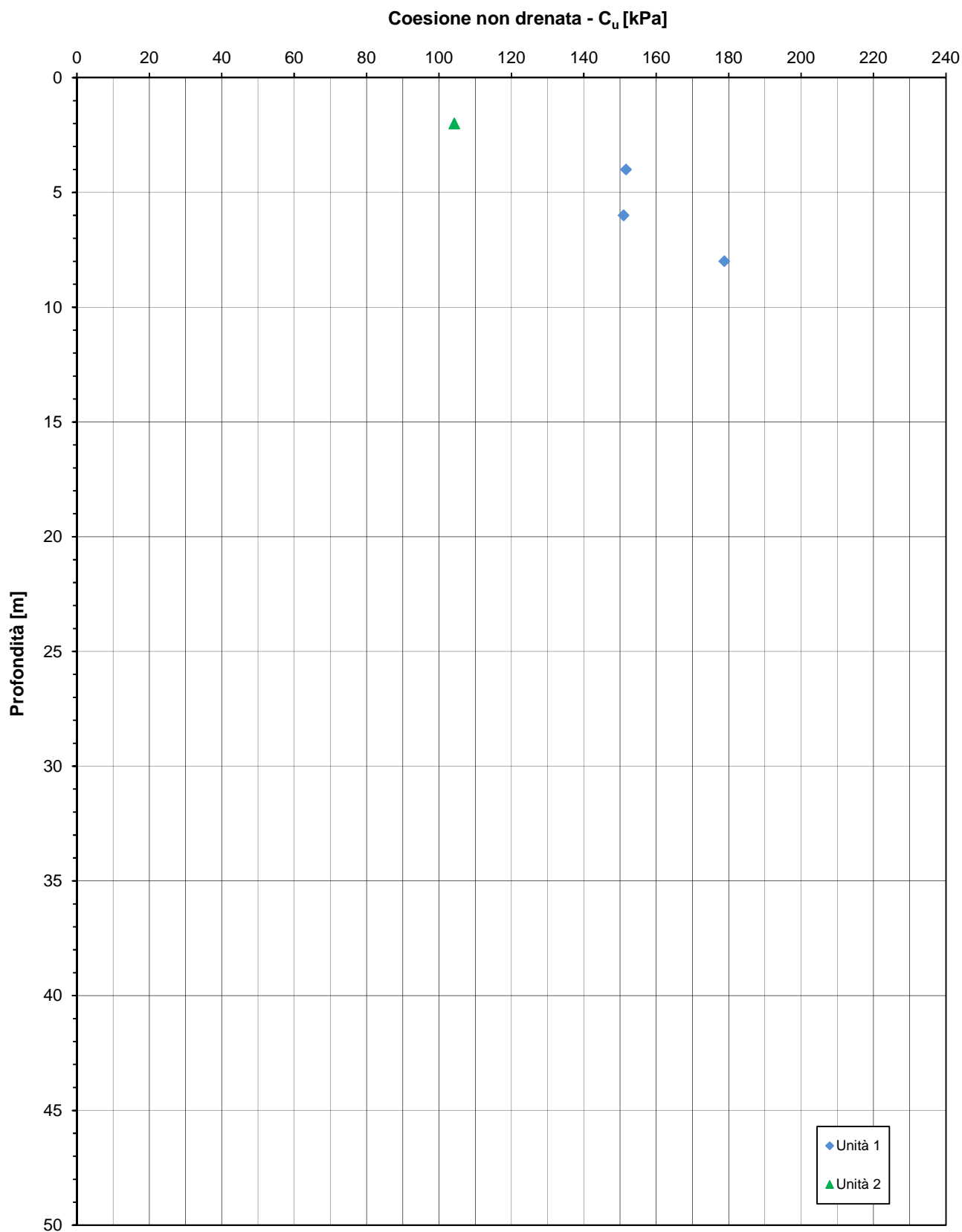


ZONAOMOGENEA 3 - Indagini in sito (SPT)

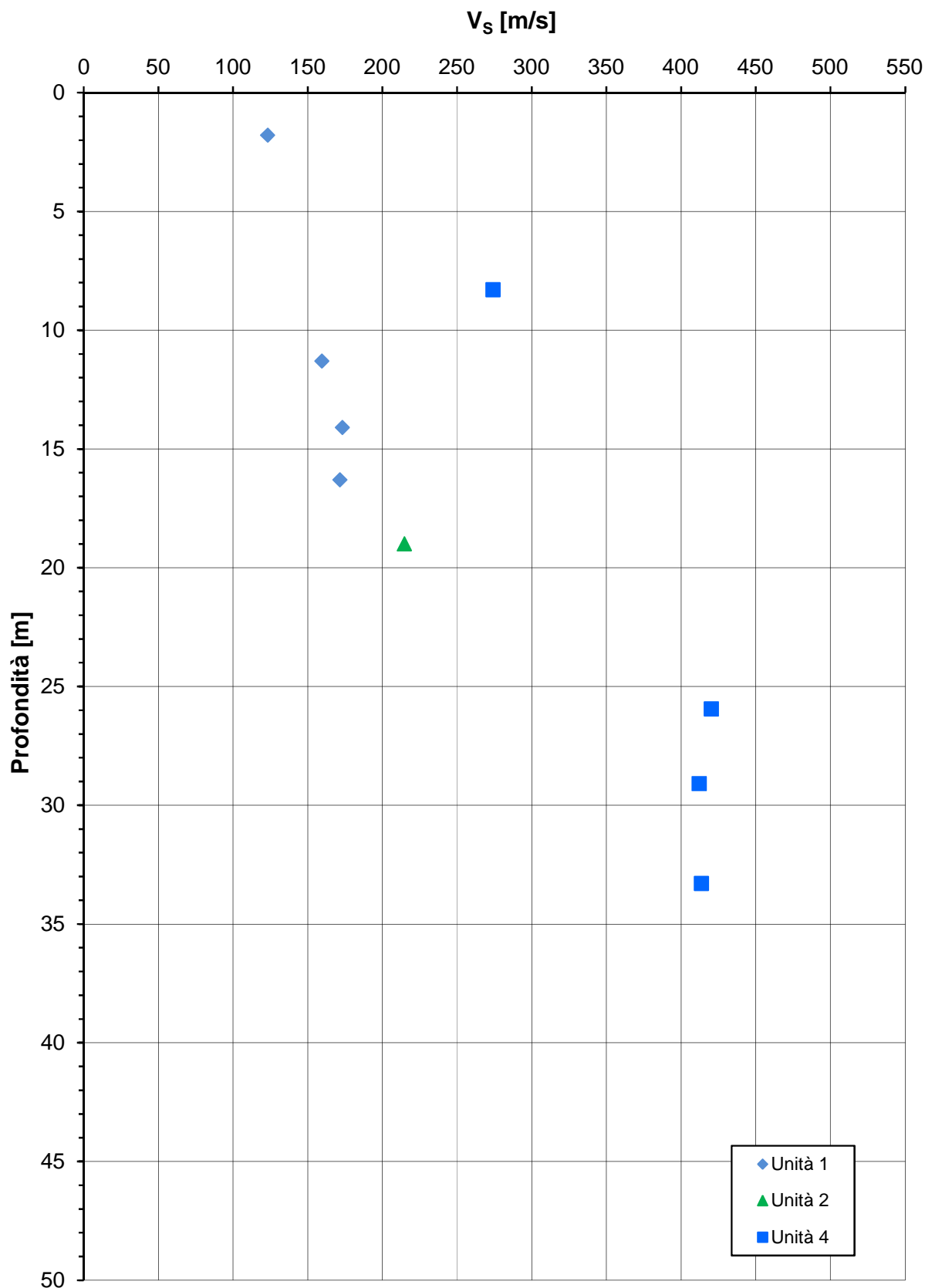
Coesione non drenata - C_u [kPa]



ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (CPT8)

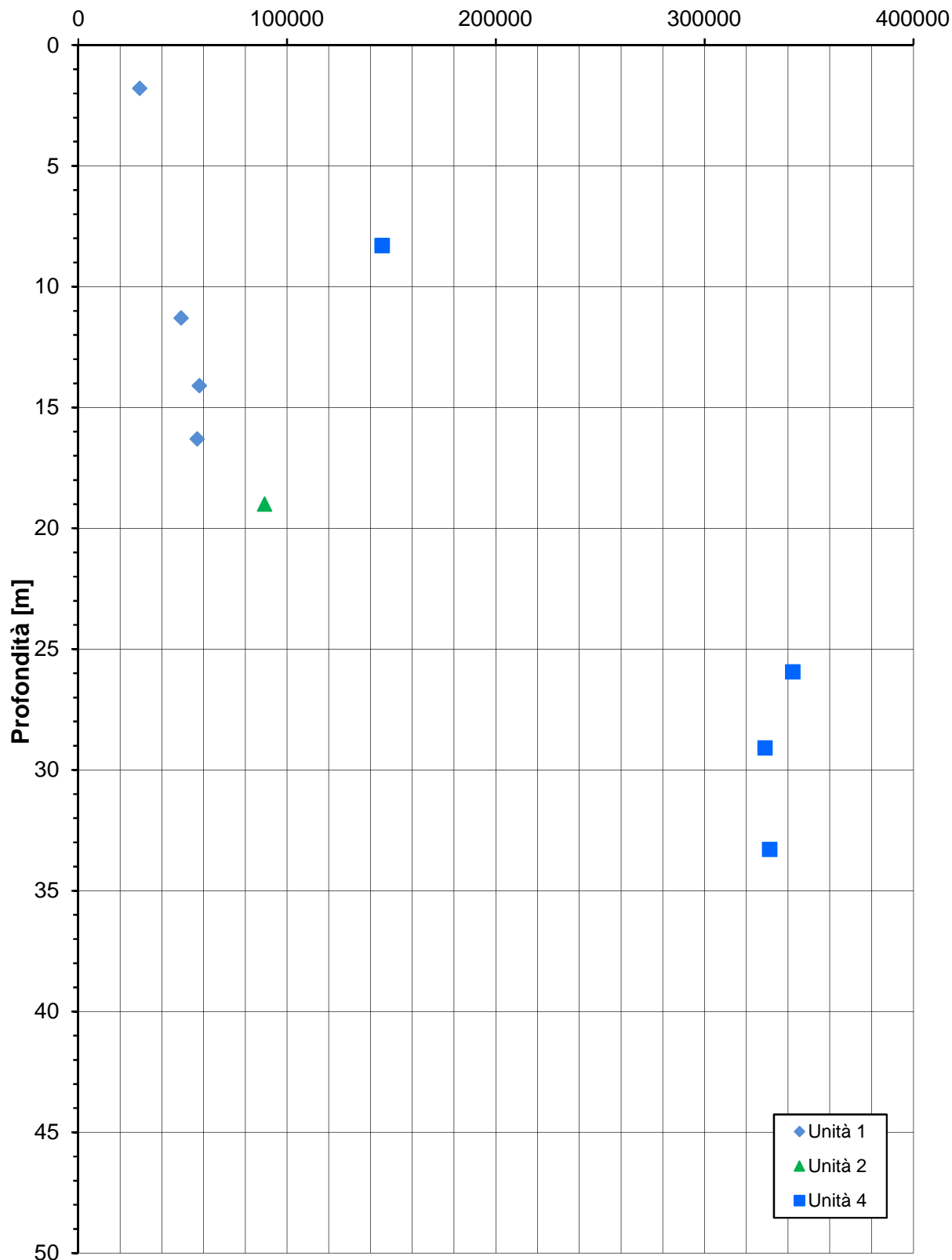


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (SPT)



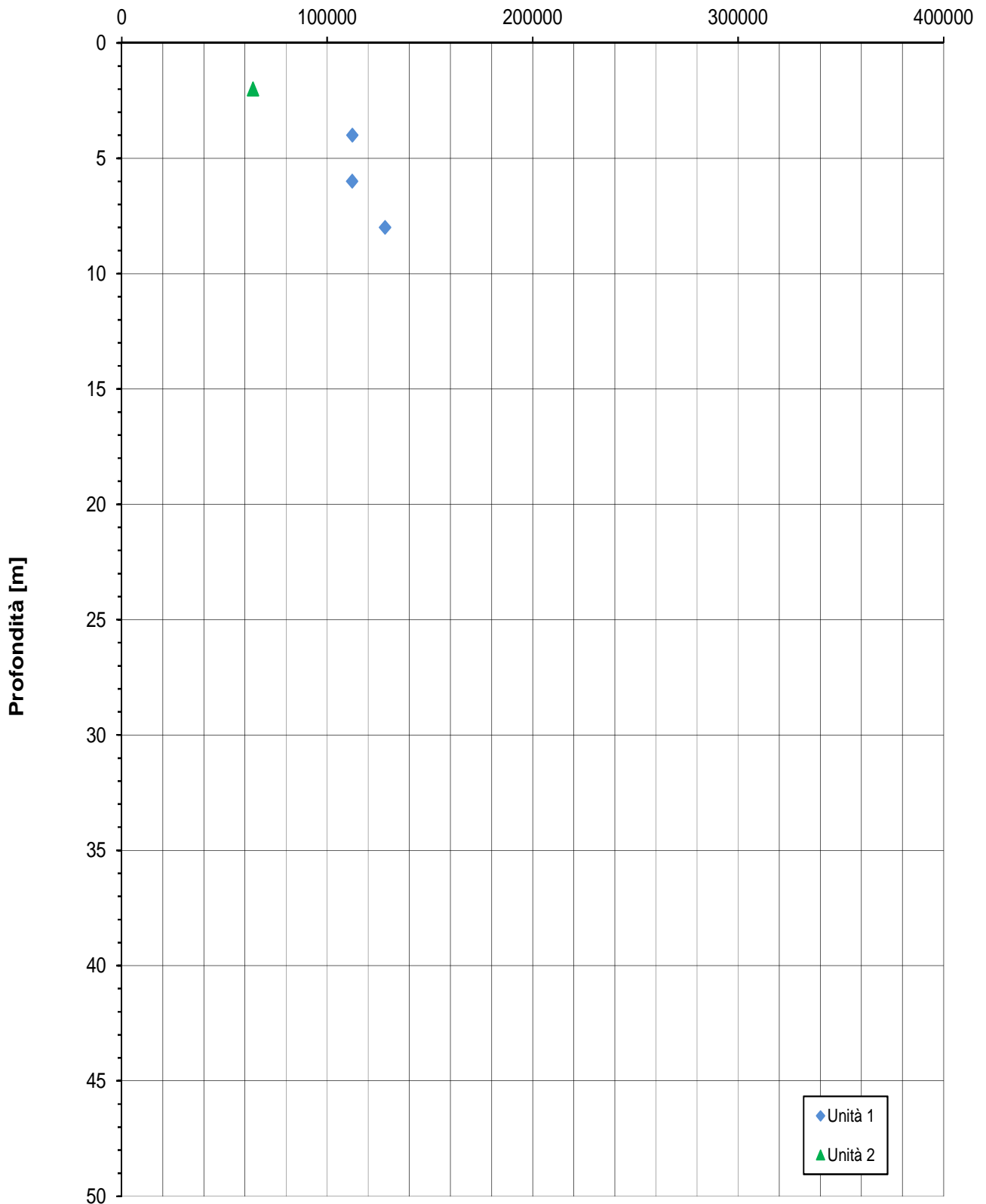
ZONEA OMOGENA 3 - Indagini in sito (SPT)

Modulo di taglio iniziale - G_0 [kPa]



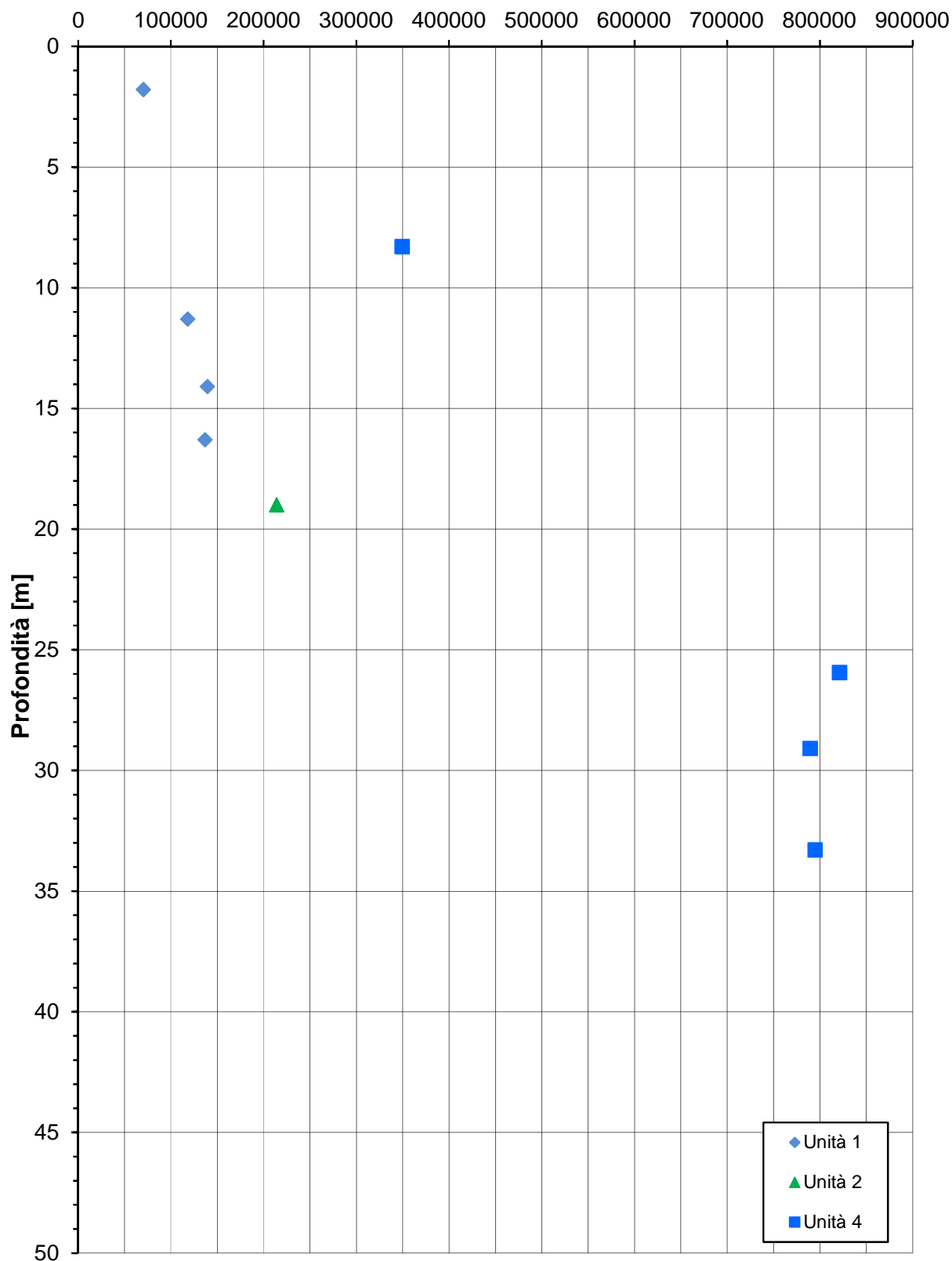
ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (CPT8)

Modulo di taglio iniziale - G_0 [kPa]

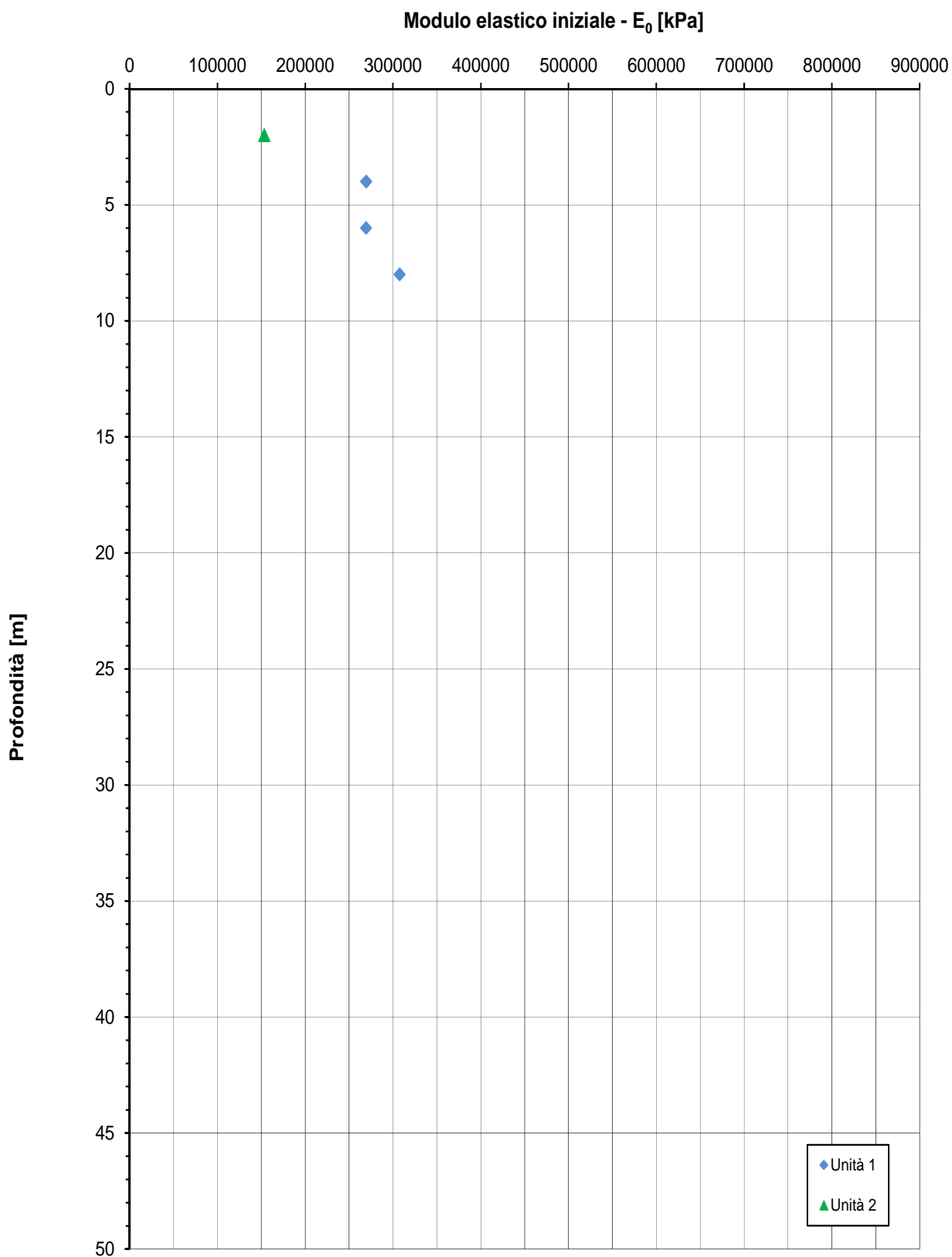


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (SPT)

Modulo elastico iniziale - E_0 [kPa]

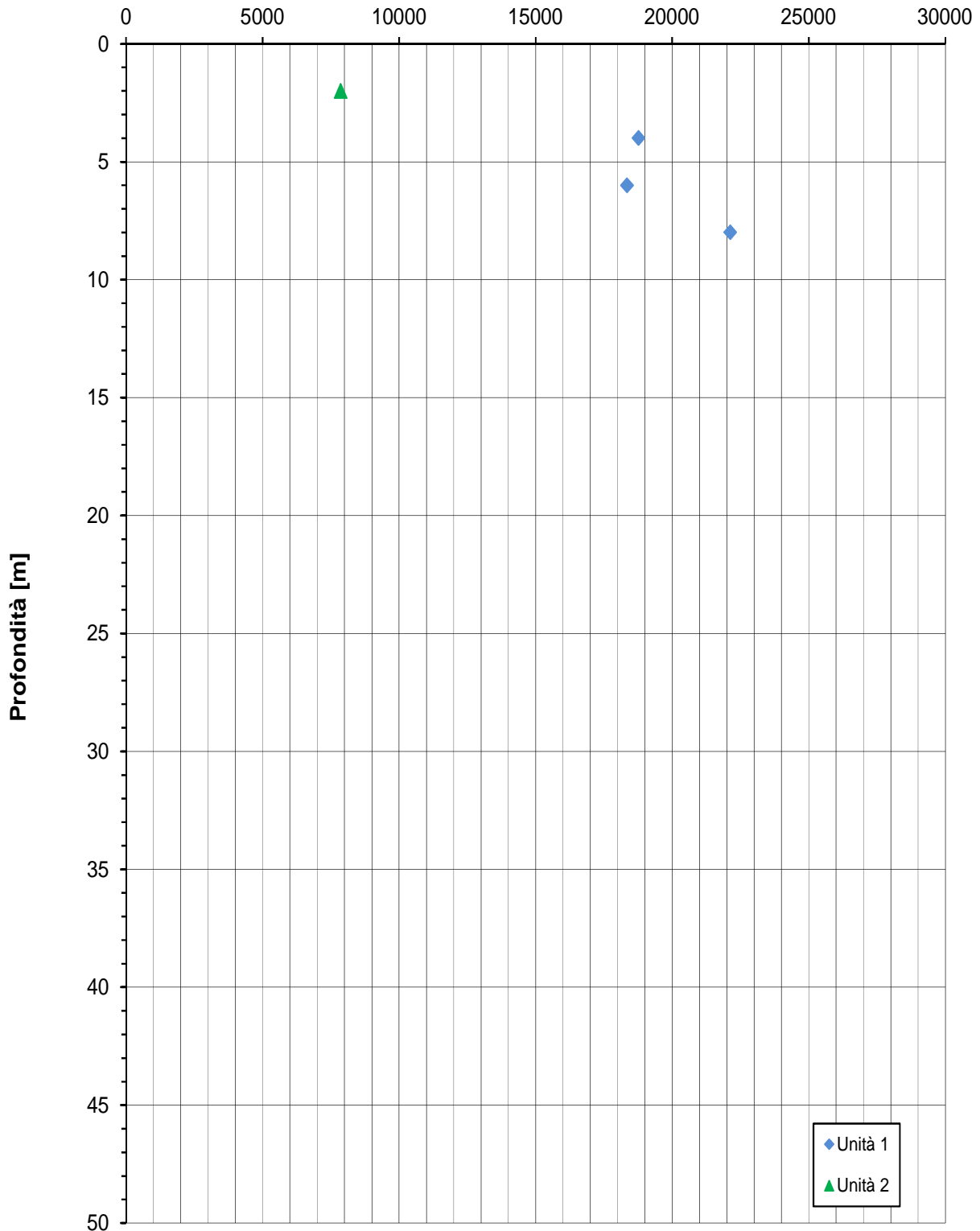


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (CPT8)



ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (CPT8)

Modulo confinato - M [kPa]

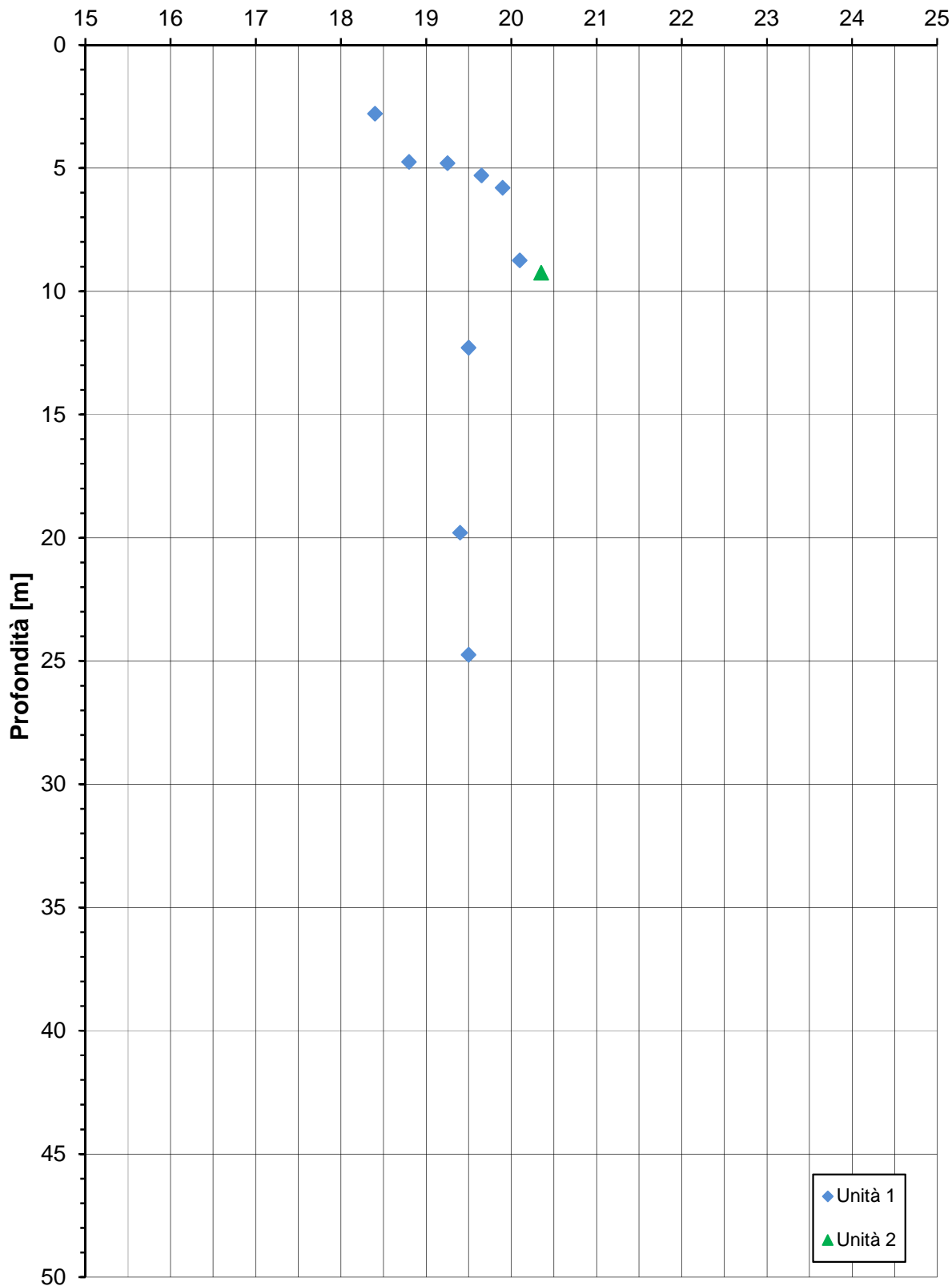


APPENDICE 4:

ZONA OMOGENEA 4 – Caratteristiche fisiche, di deformabilità e di resistenza al taglio.

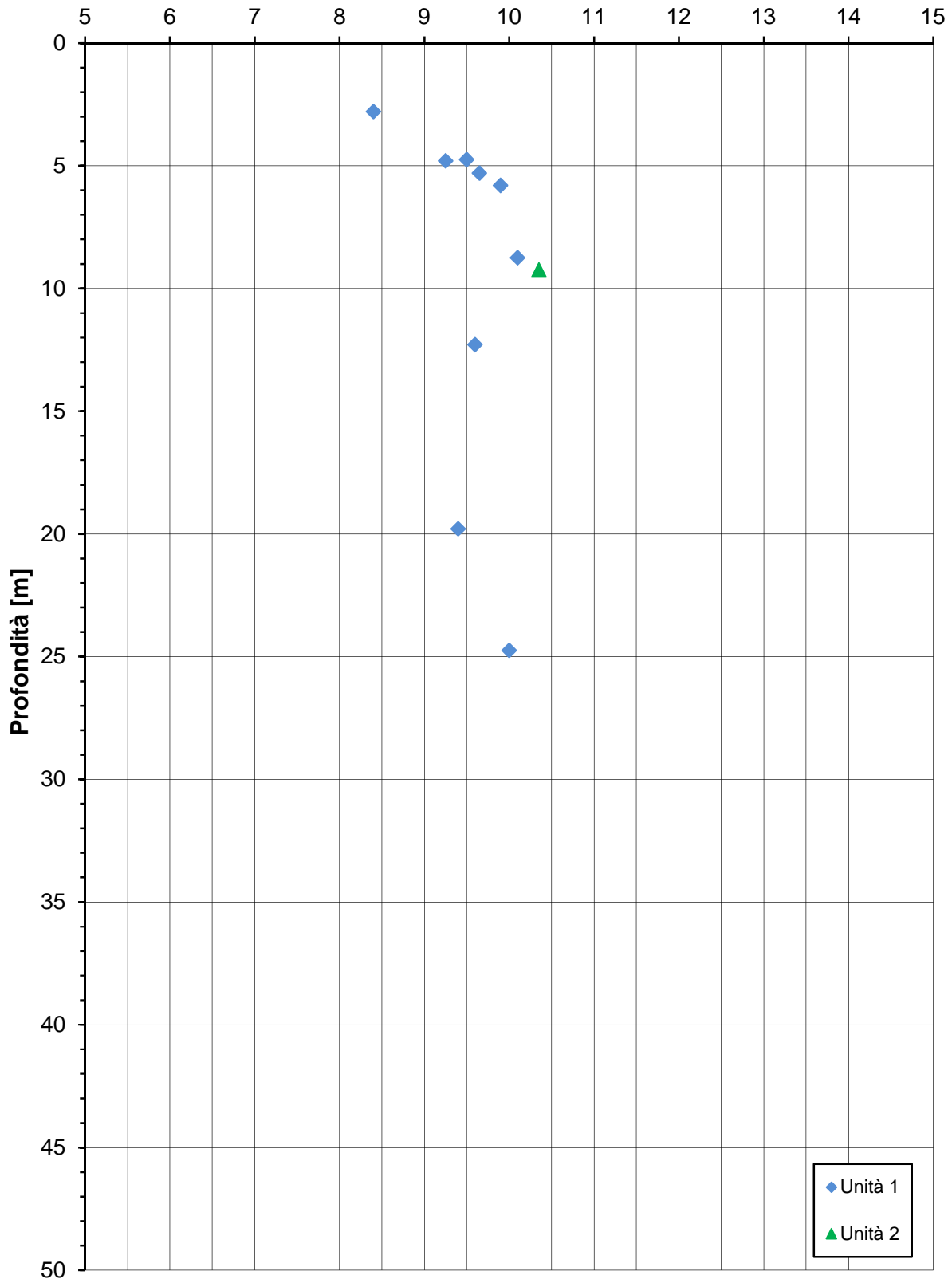
ZONA OMOGENEA 4

Peso di volume naturale - γ [kN/m³]



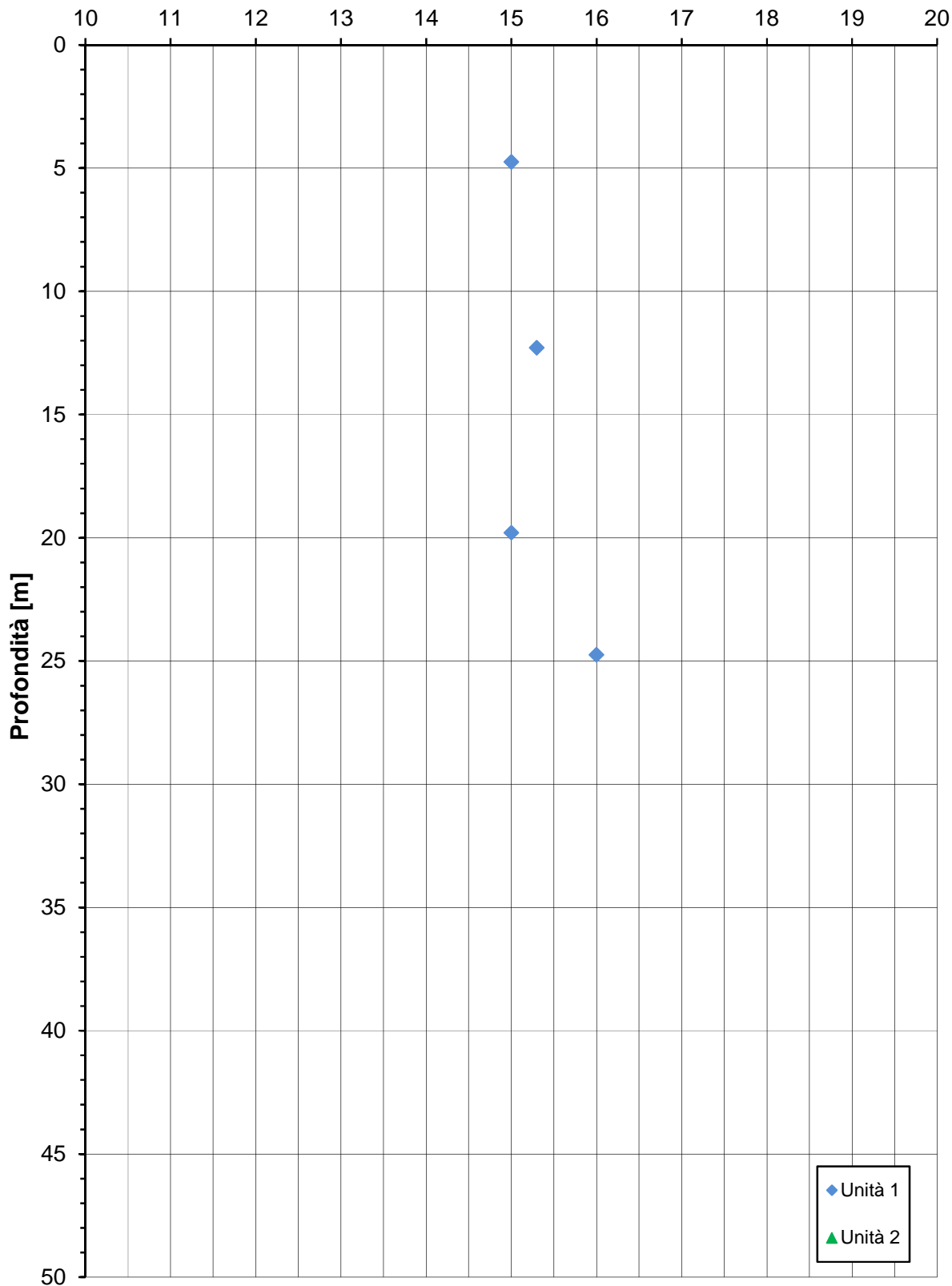
ZONA OMOGENEA 4

Peso di volume immerso - γ' [kN/m³]



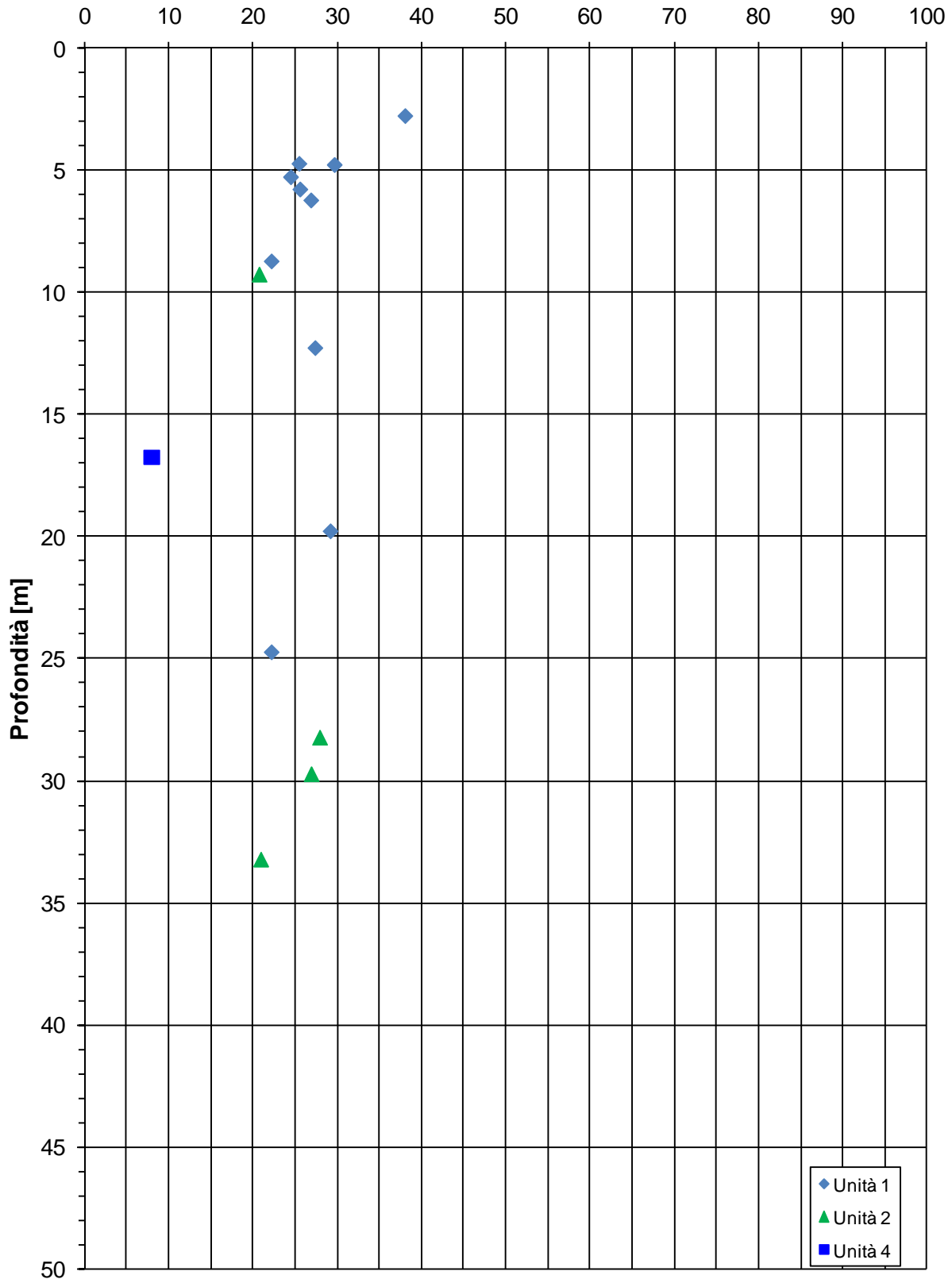
ZONA OMOGENEA 4

Peso di volume secco - γ_d [kN/m³]



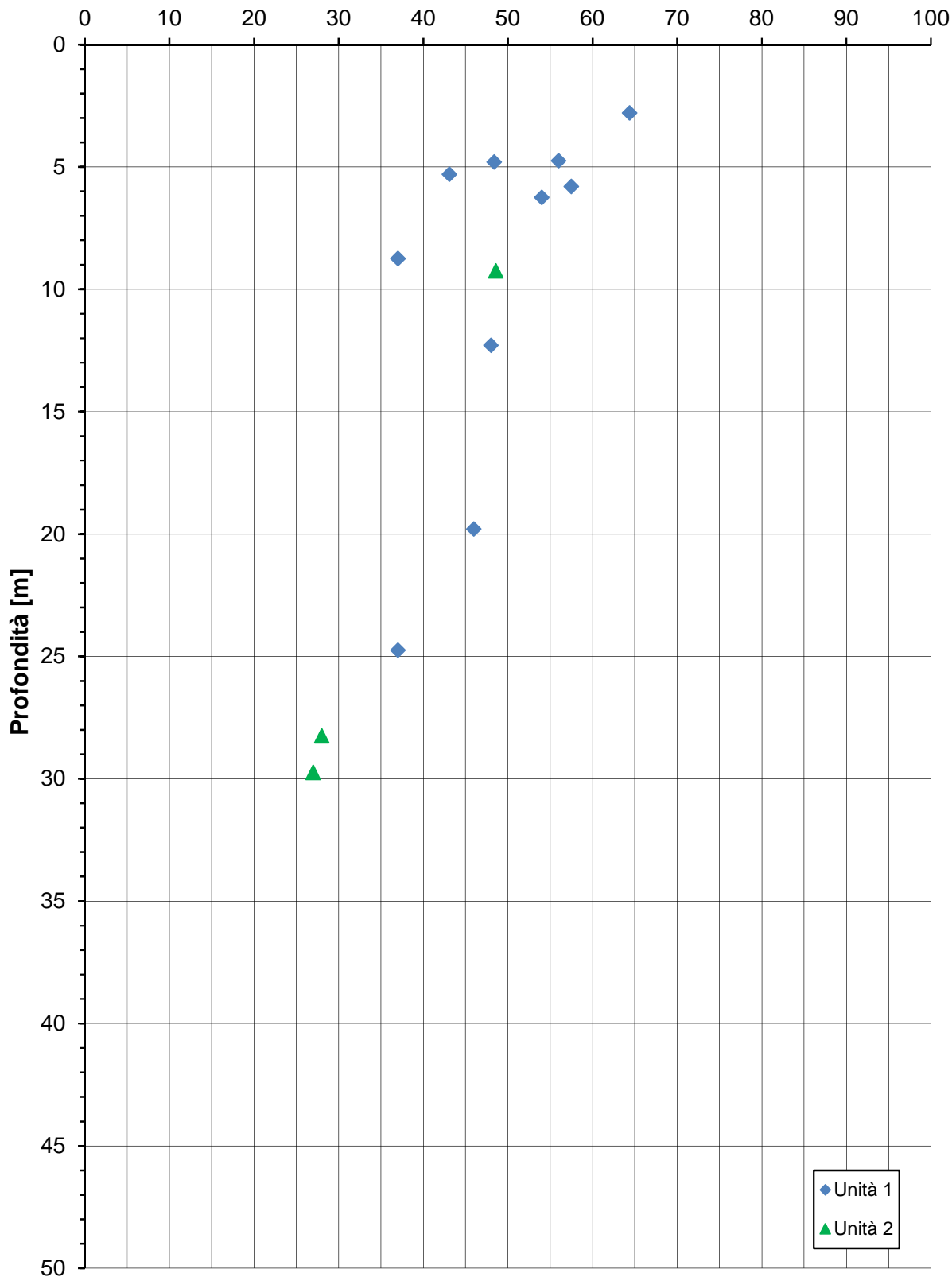
ZONA OMOGENEA 4

Contenuto d'acqua naturale - w [%]



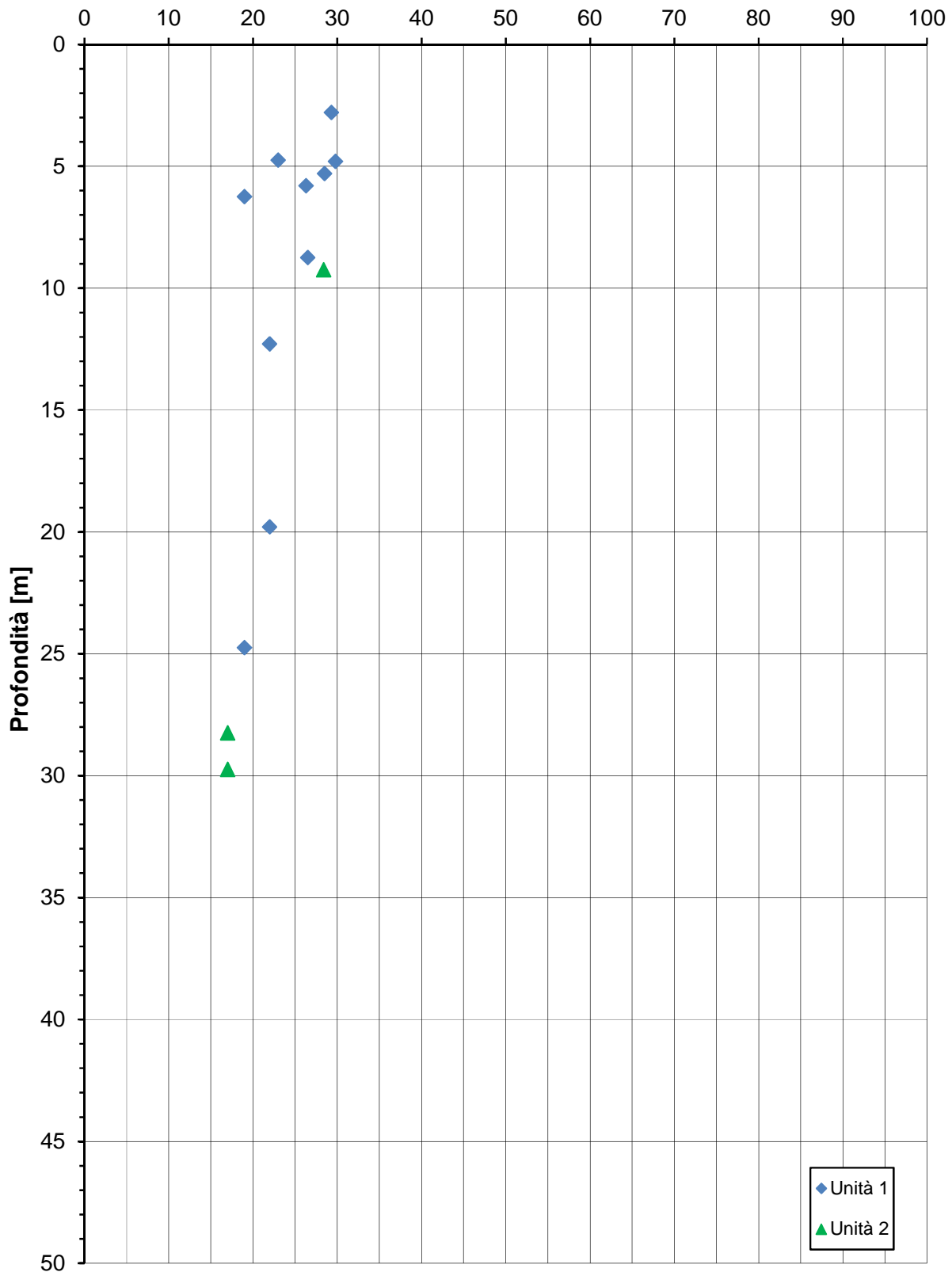
ZONA OMOGENEA 4

Limite liquido - LL [%]



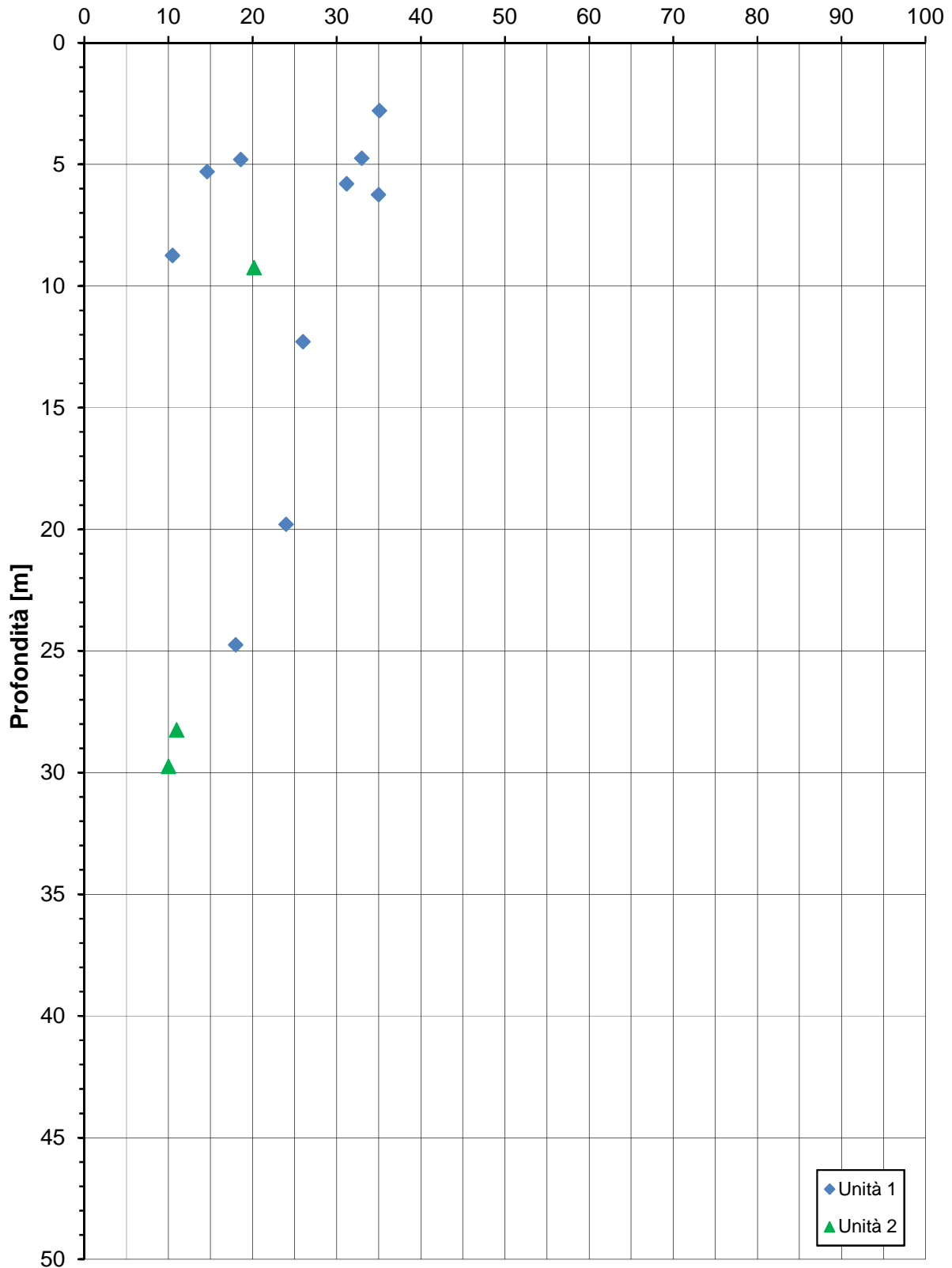
ZONA OMOGENEA 4

Limite plastico - LP [%]



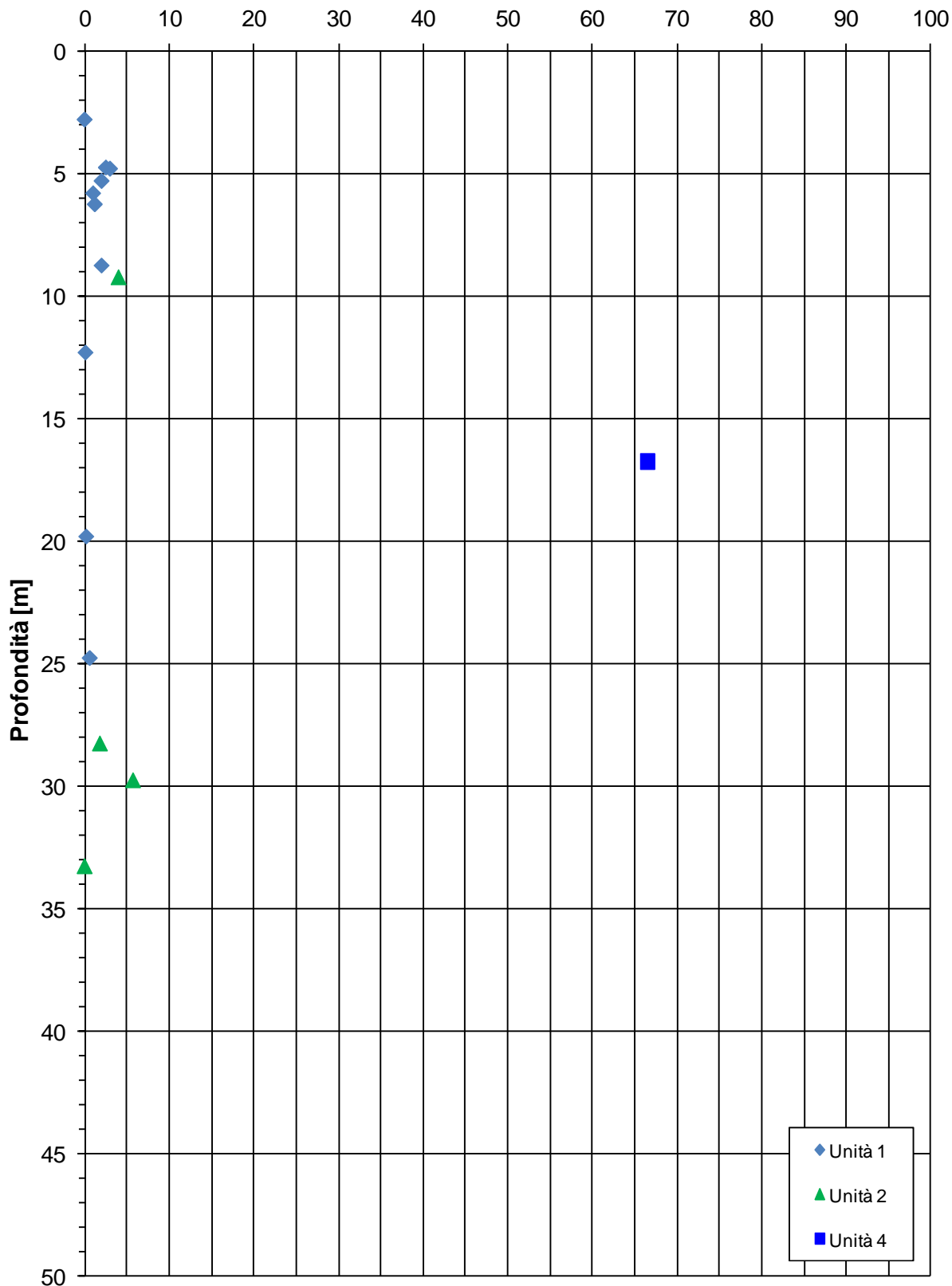
ZONA OMOGENEA 4

Indice plastico - IP [%]



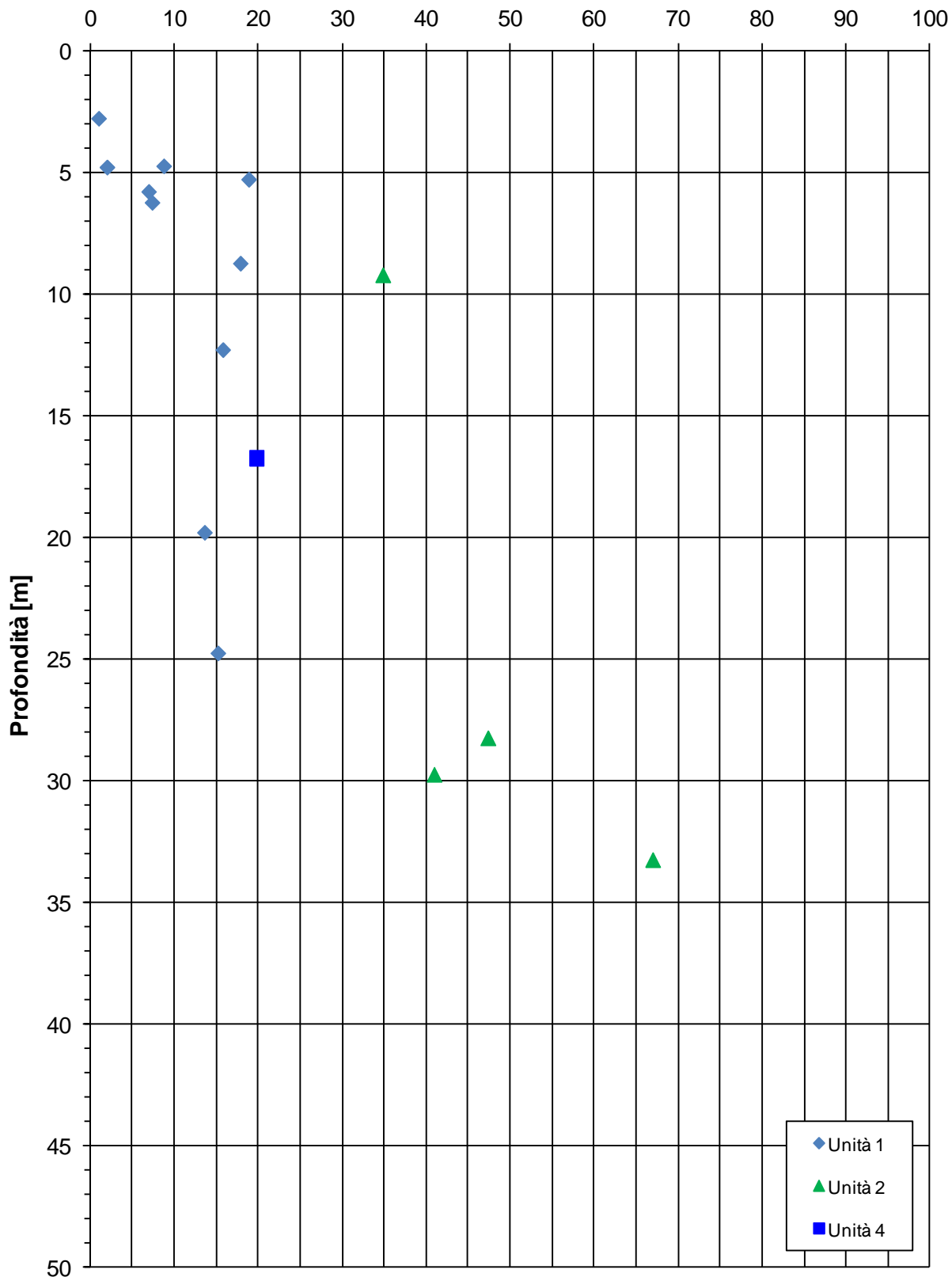
ZONA OMOGENEA 4

Contenuto in ghiaia (AGI-1990) - [%]



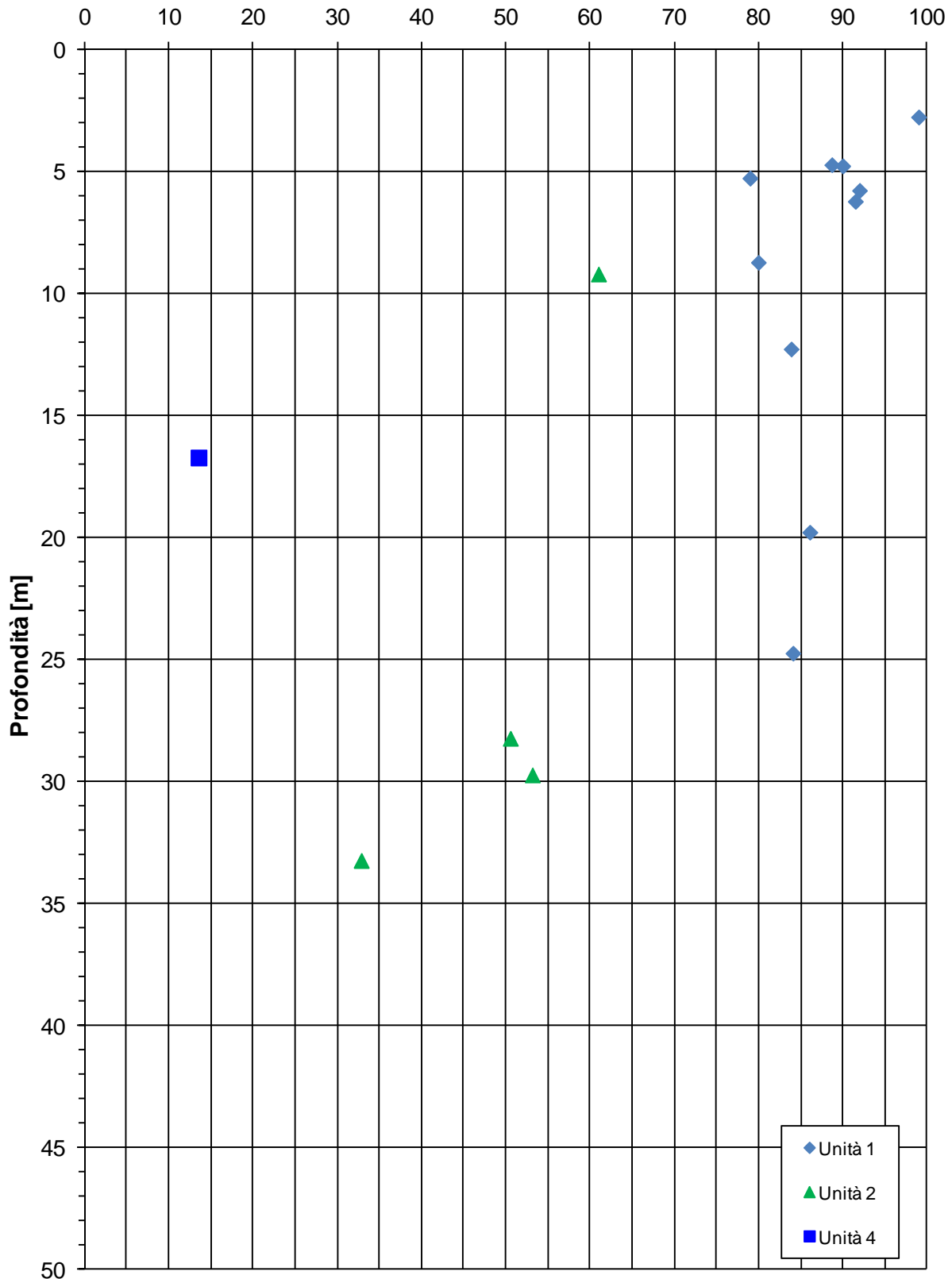
ZONA OMOGENEA 4

Contenuto in sabbia (AGI-1990) - [%]



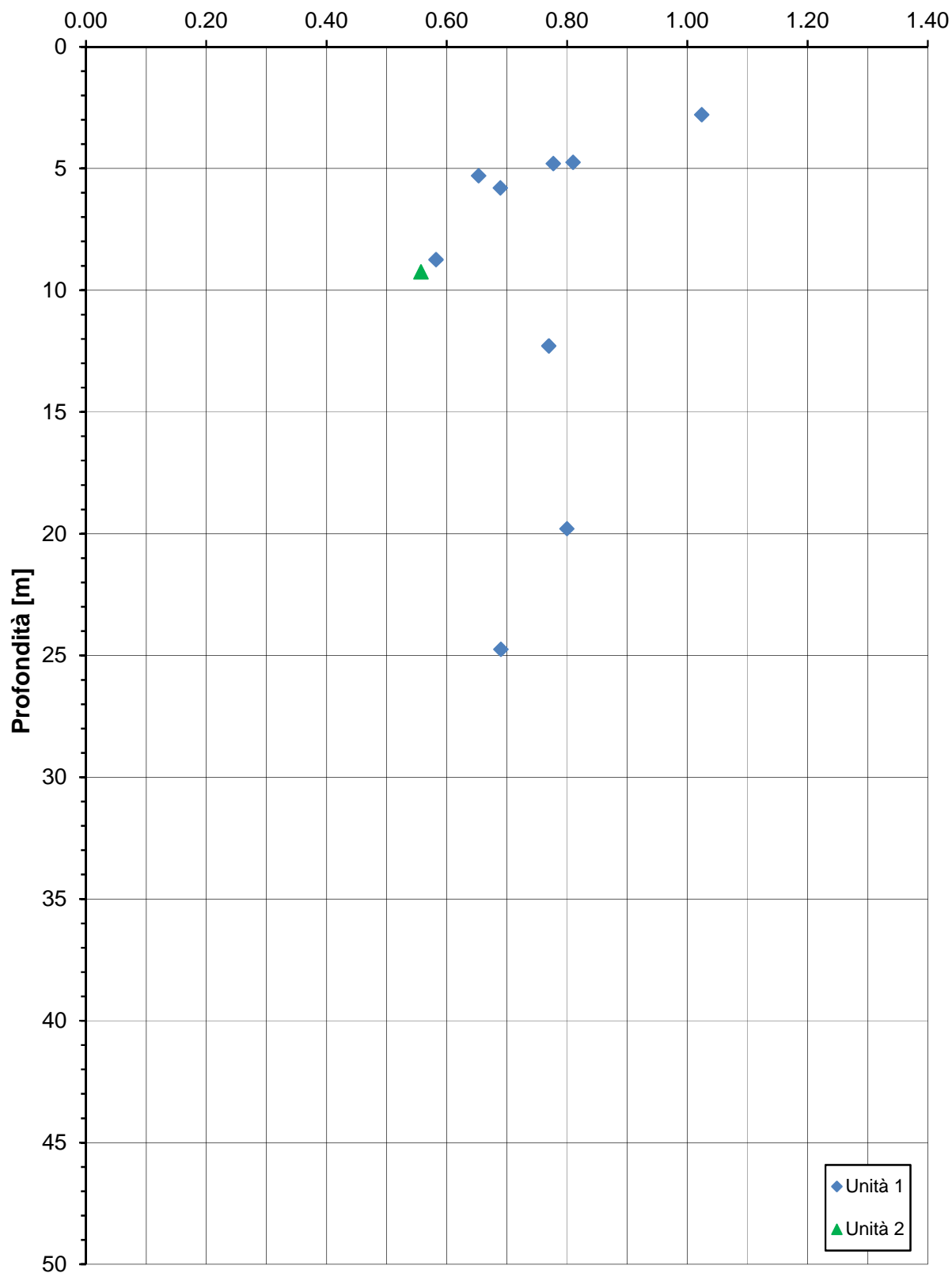
ZONA OMOGENEA 4

Contenuto in limo e argilla (AGI-1990) - [%]



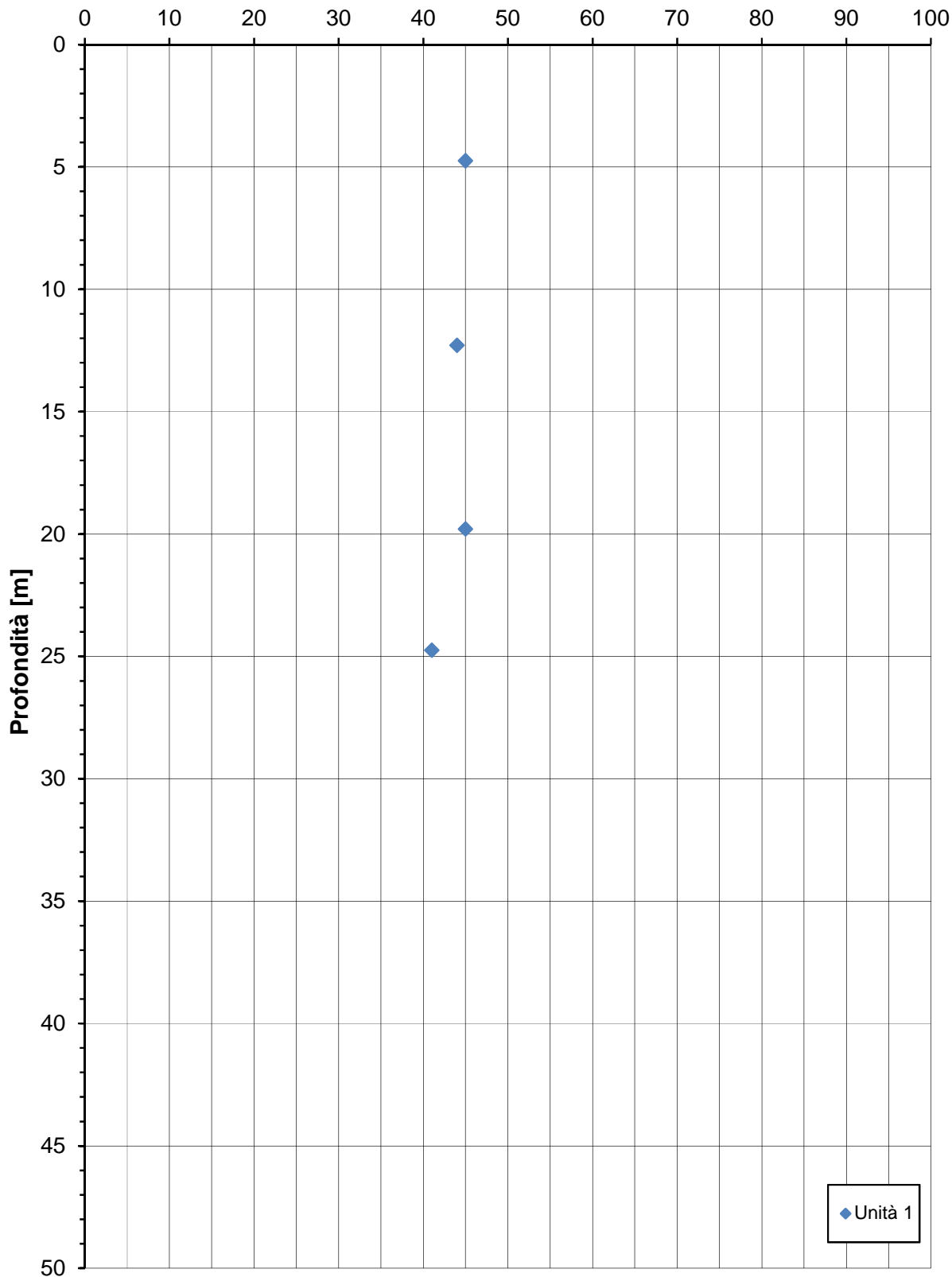
ZONA OMOGENEA 4

Indice dei vuoti iniziali - e [-]

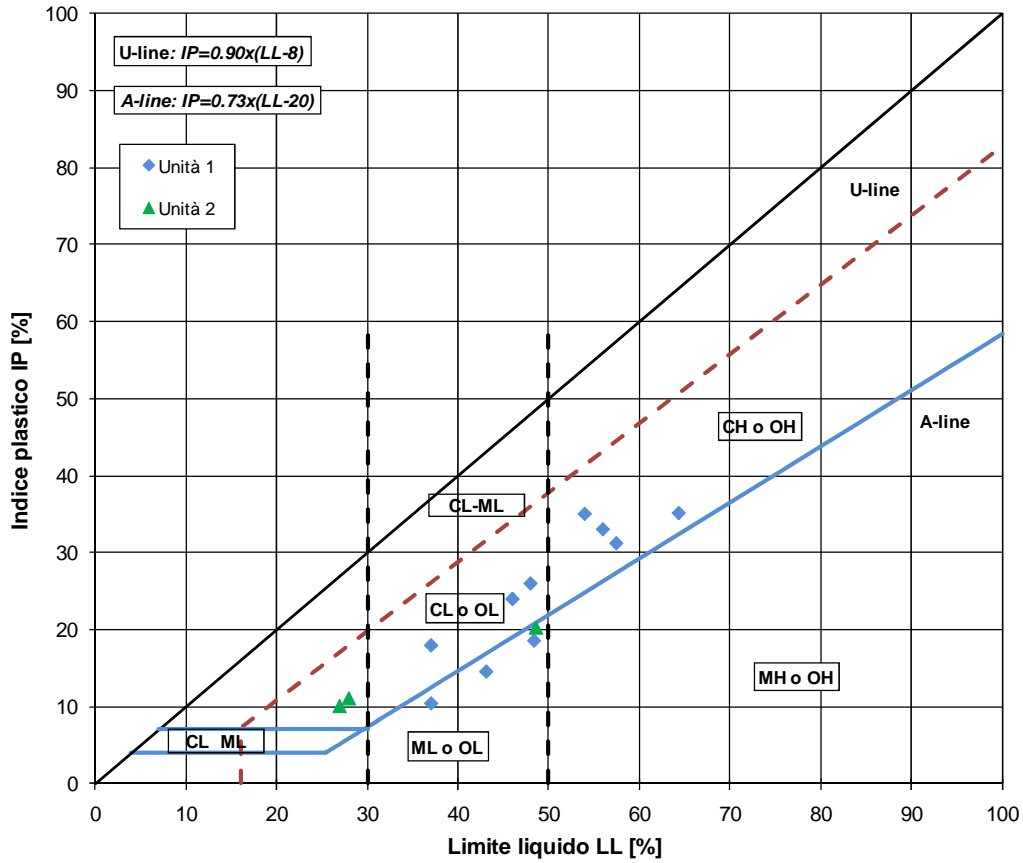


ZONA OMOGENEA 4

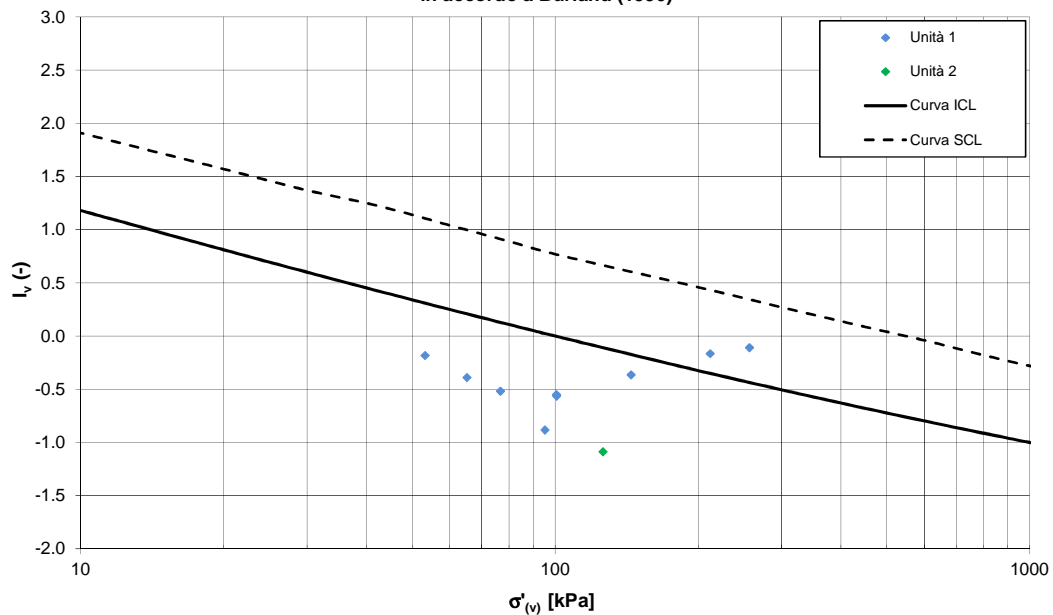
Porosità - n [%]



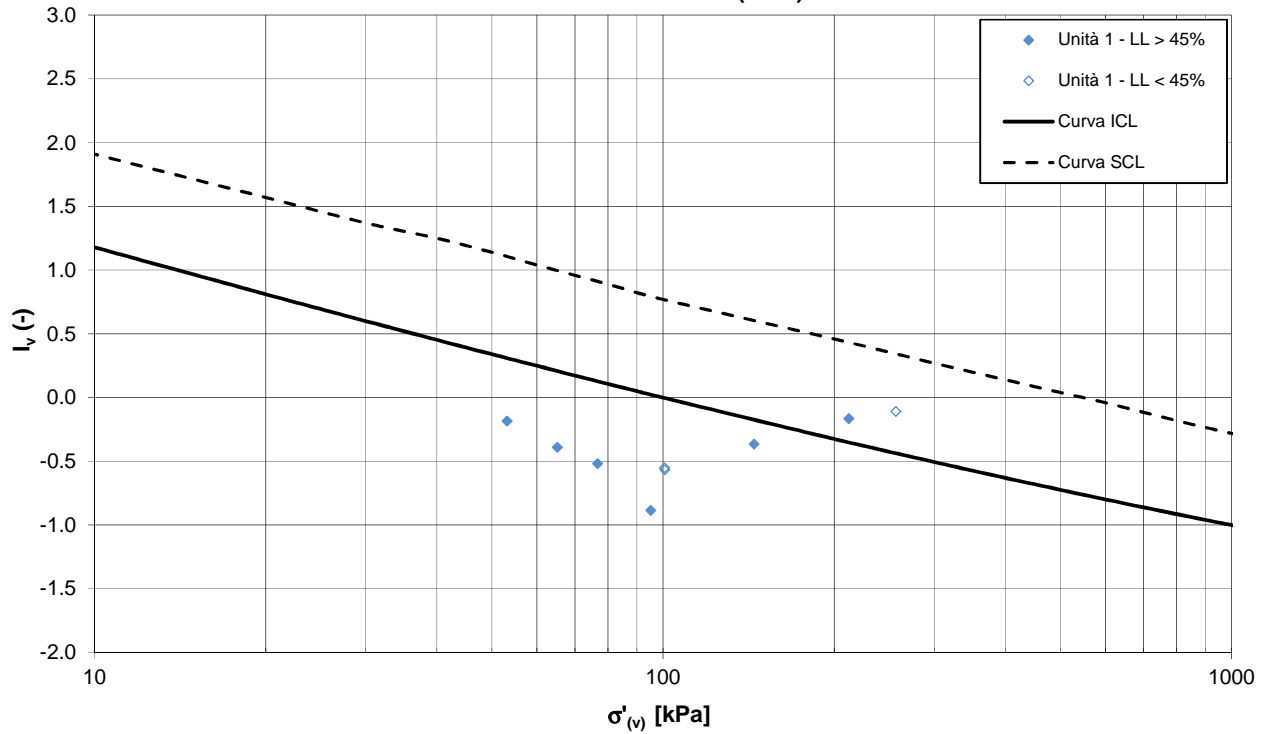
ZONA OMOGENEA 4
Carta di plasticità Sistema Unificato USCS



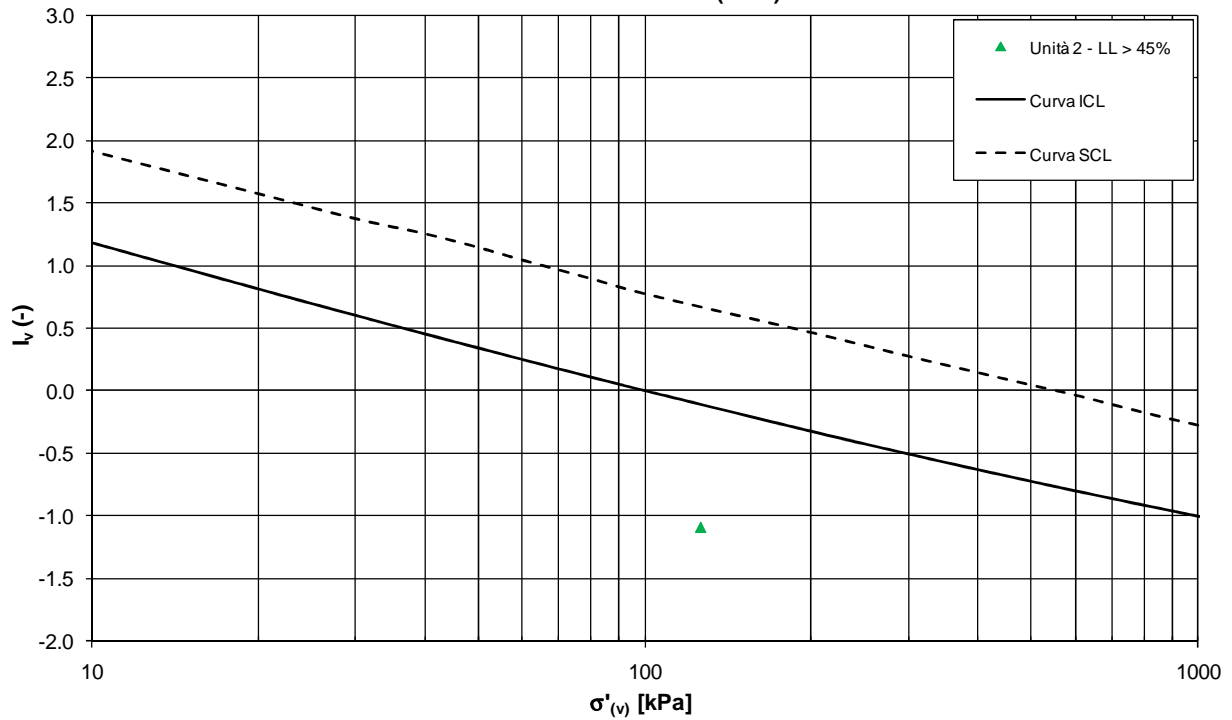
ZONA OMOGENEA 4
Linea di compressibilità intrinseca ed indice dei vuoti iniziale normalizzato
in accordo a Burland (1990)



ZONA OMOGENEA 4
Linea di compressibilità intrinseca ed indice dei vuoti iniziale normalizzato
in accordo a Burland (1990)

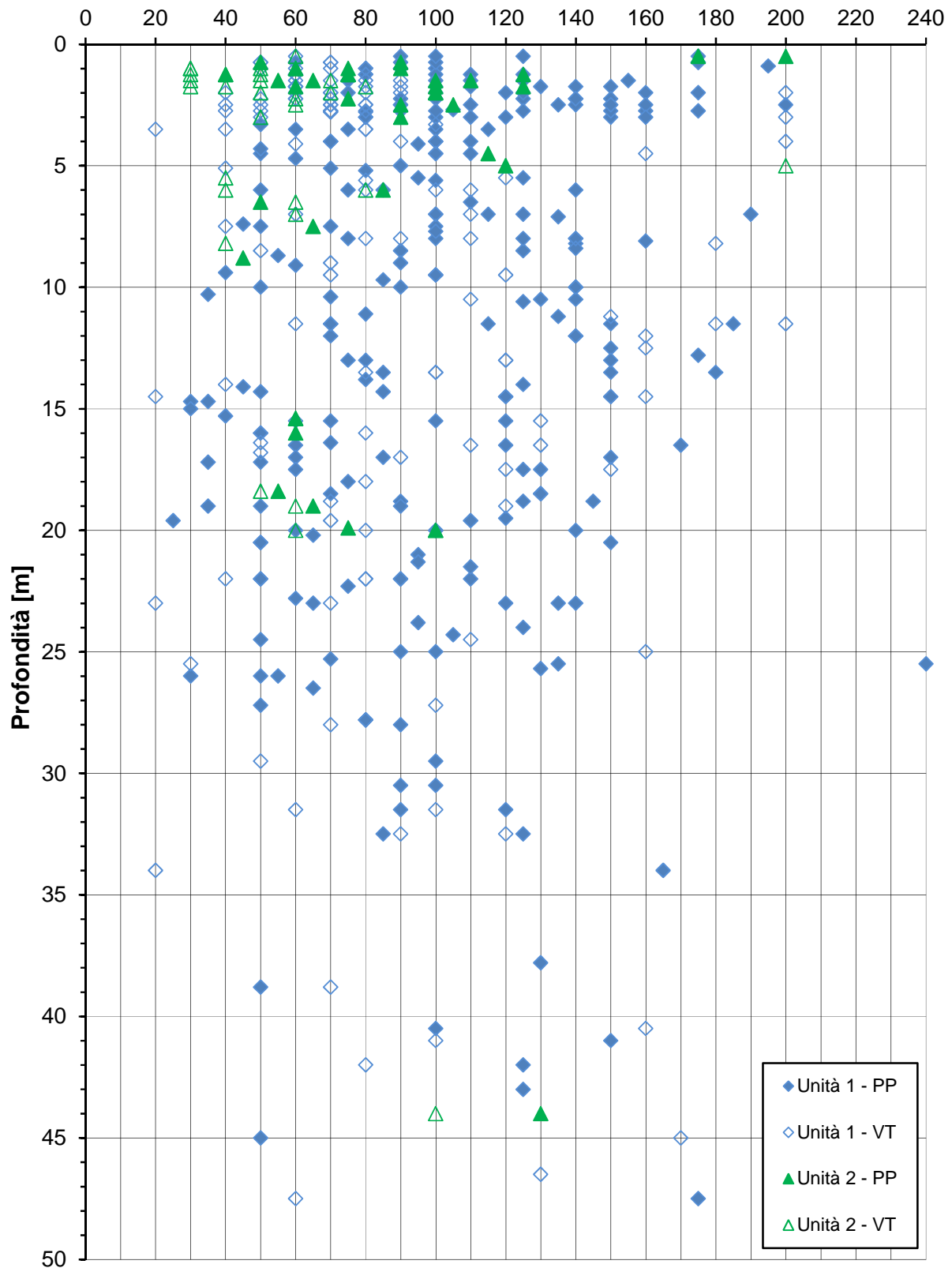


ZONA OMOGENEA 4
Linea di compressibilità intrinseca ed indice dei vuoti iniziale normalizzato
in accordo a Burland (1990)



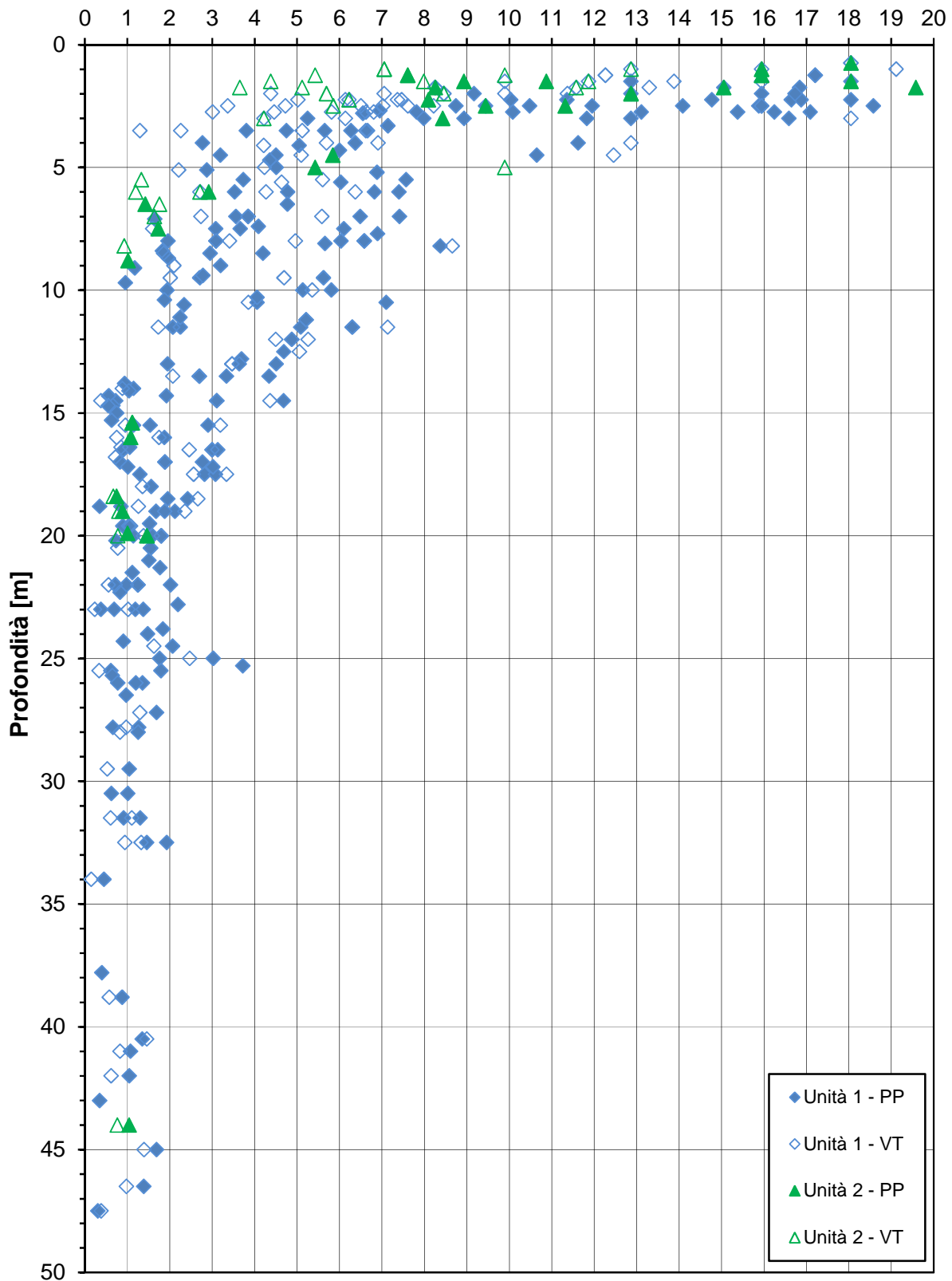
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito

Coesione non drenata - C_u [kPa]



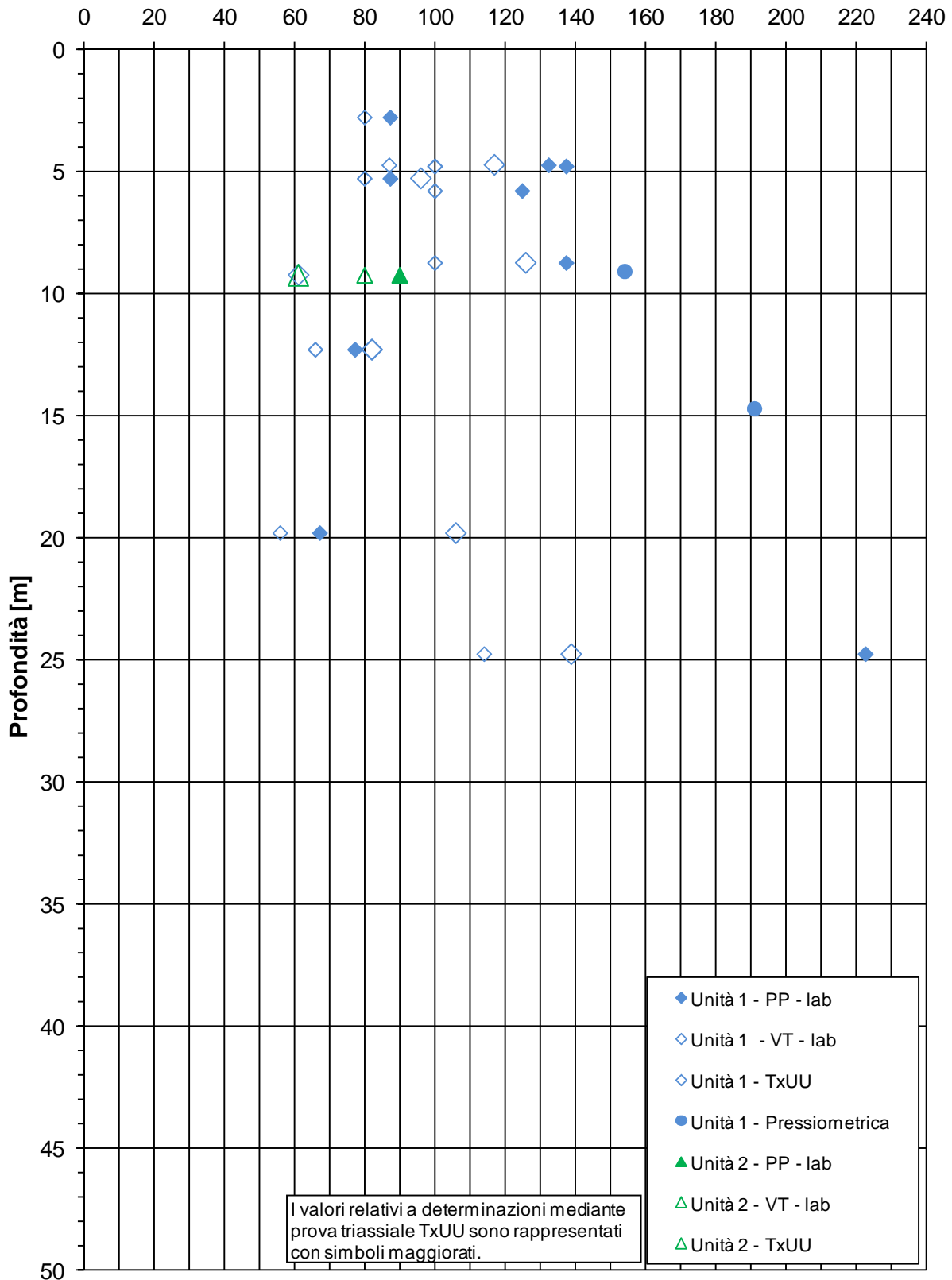
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]



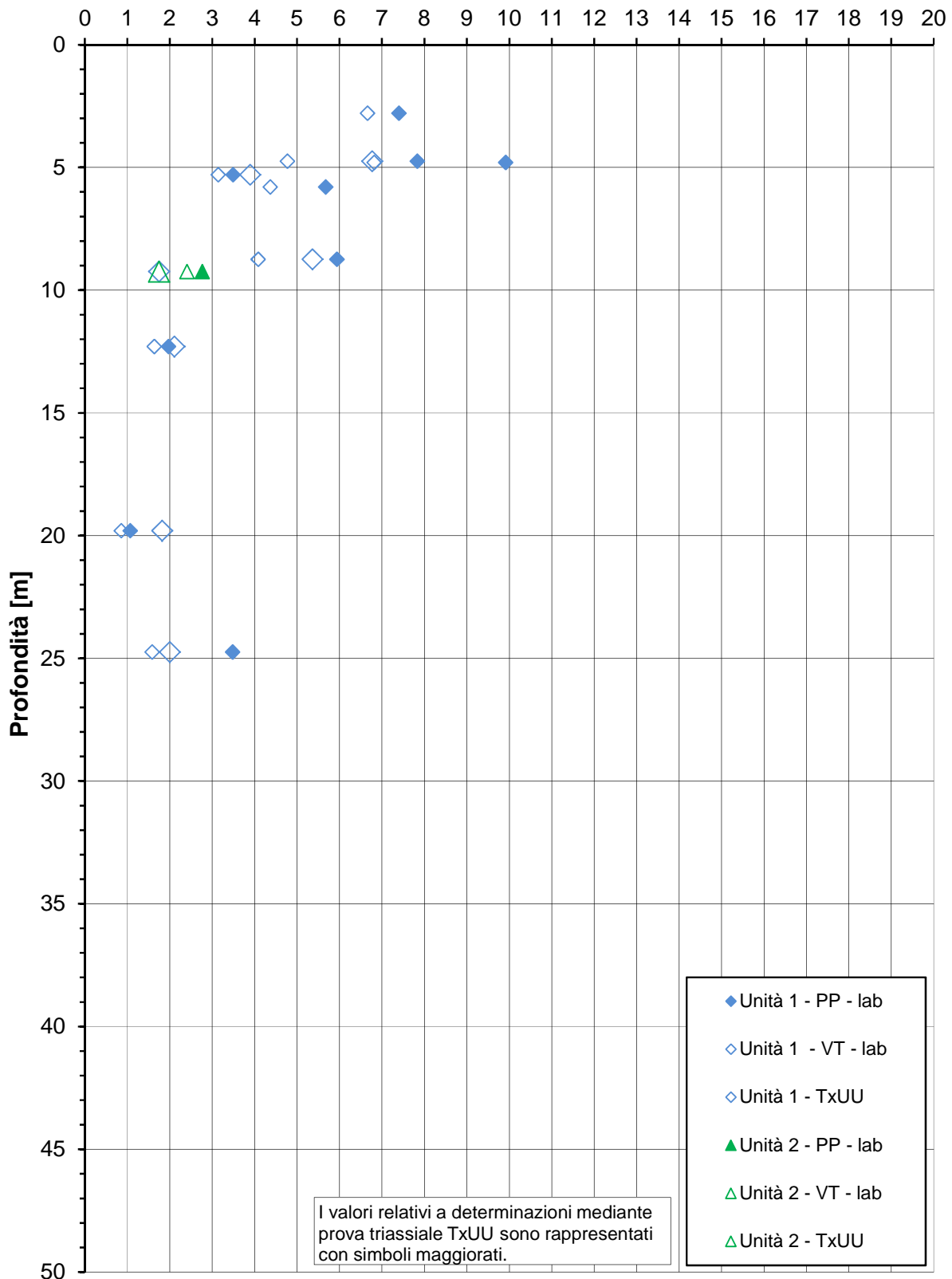
**ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in laboratorio e prove
pressiometriche**

Coesione non drenata - C_u [kPa]

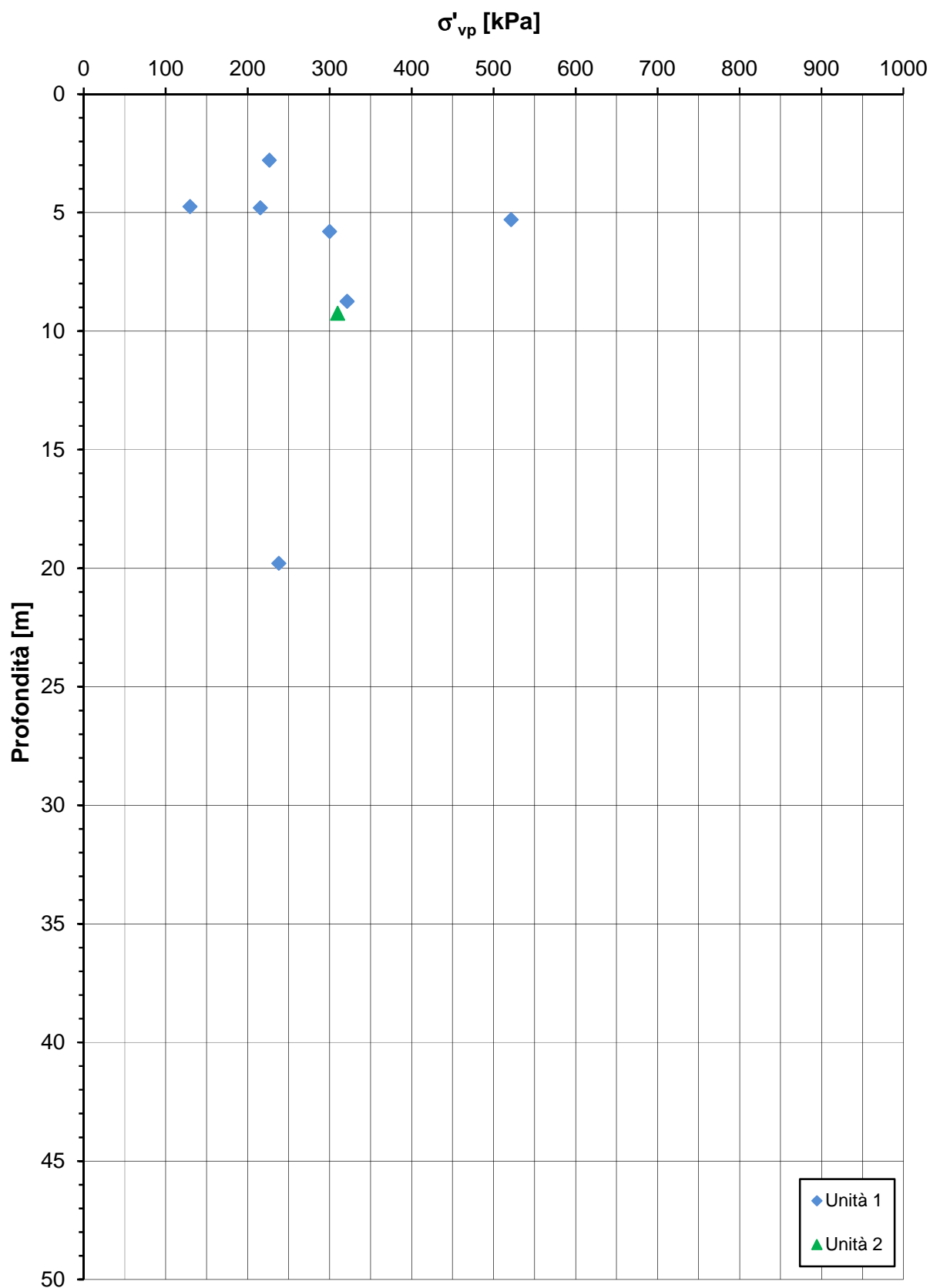


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in laboratorio

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]

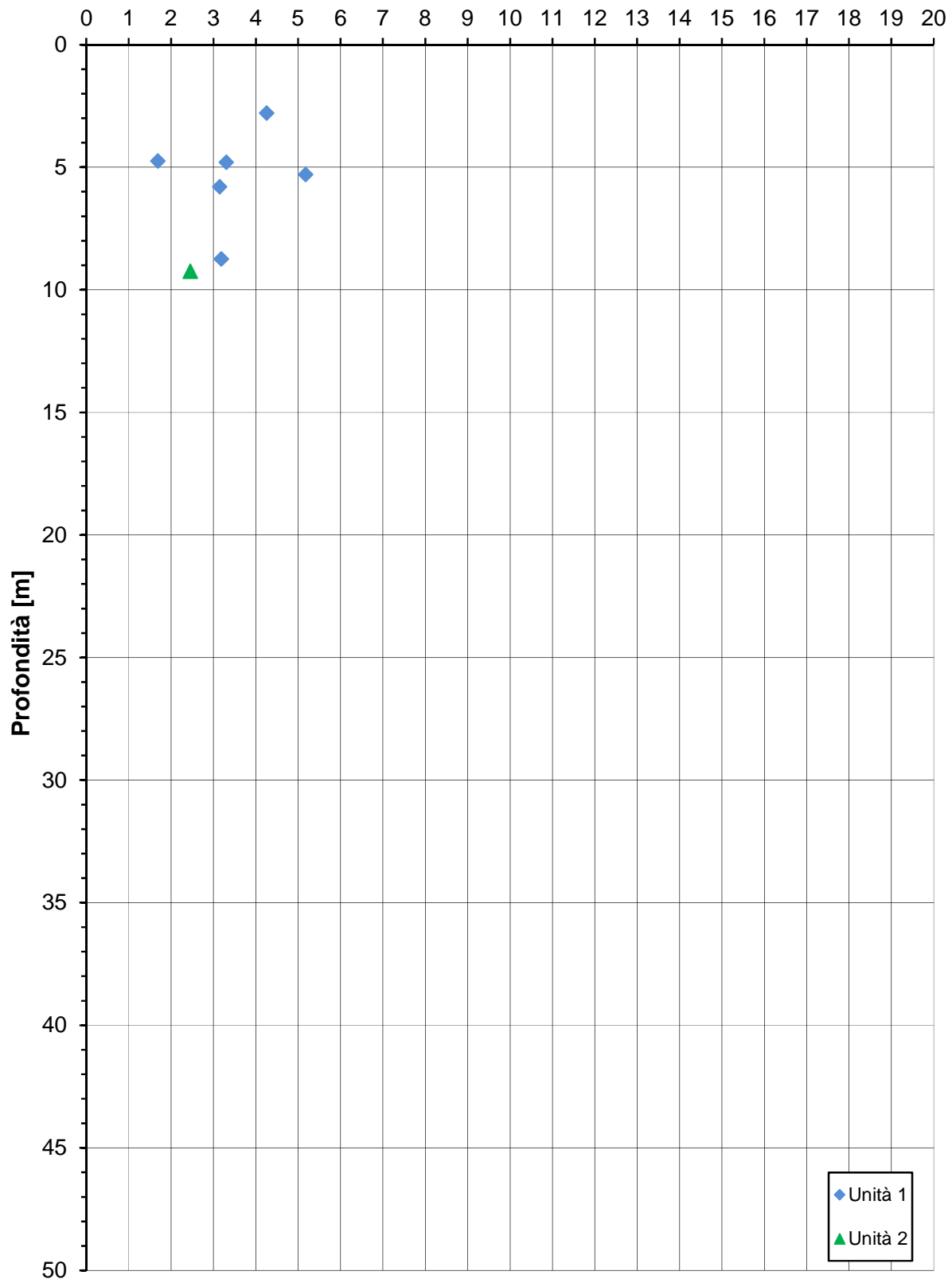


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio (Edometriche)

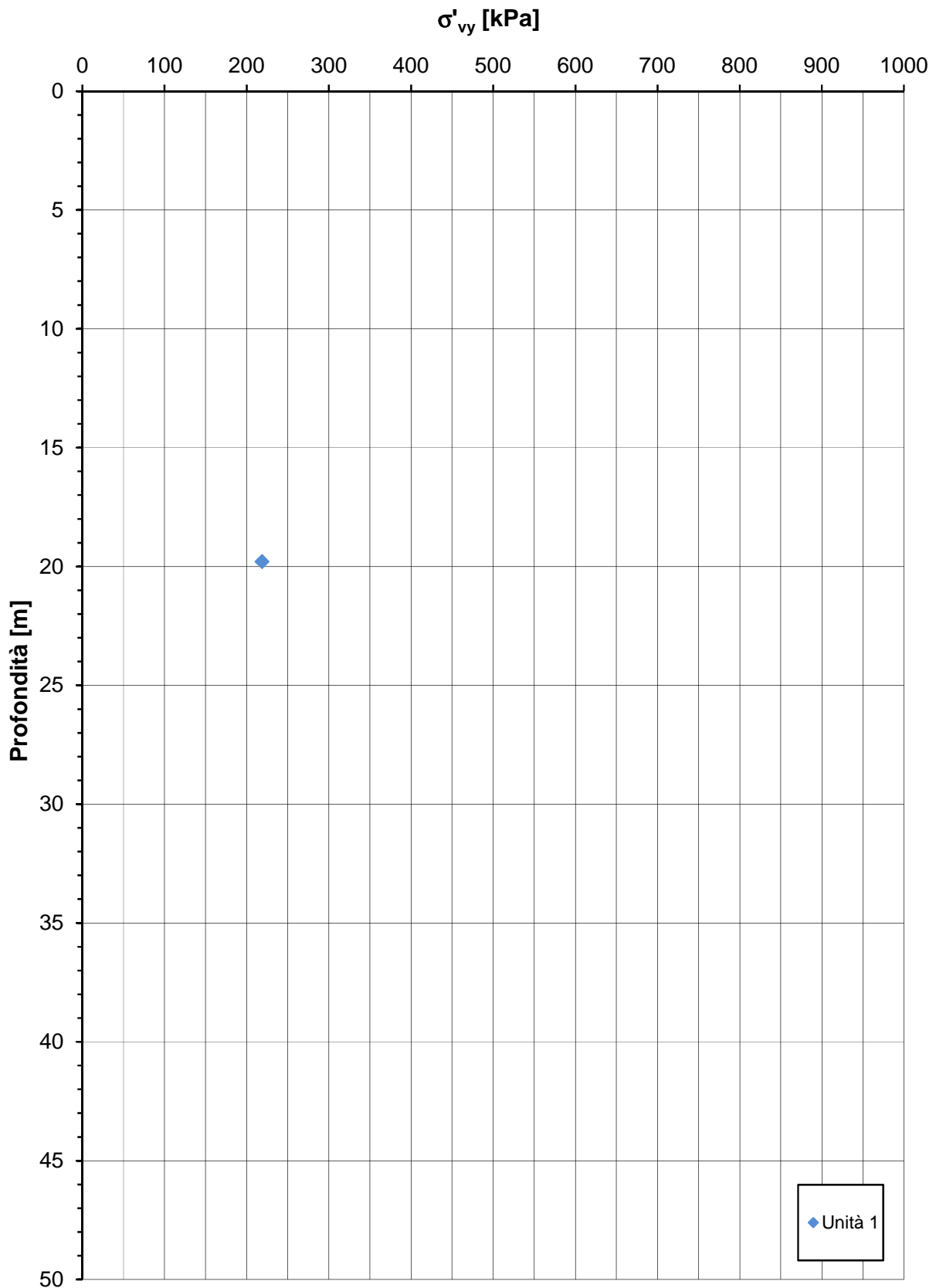


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]

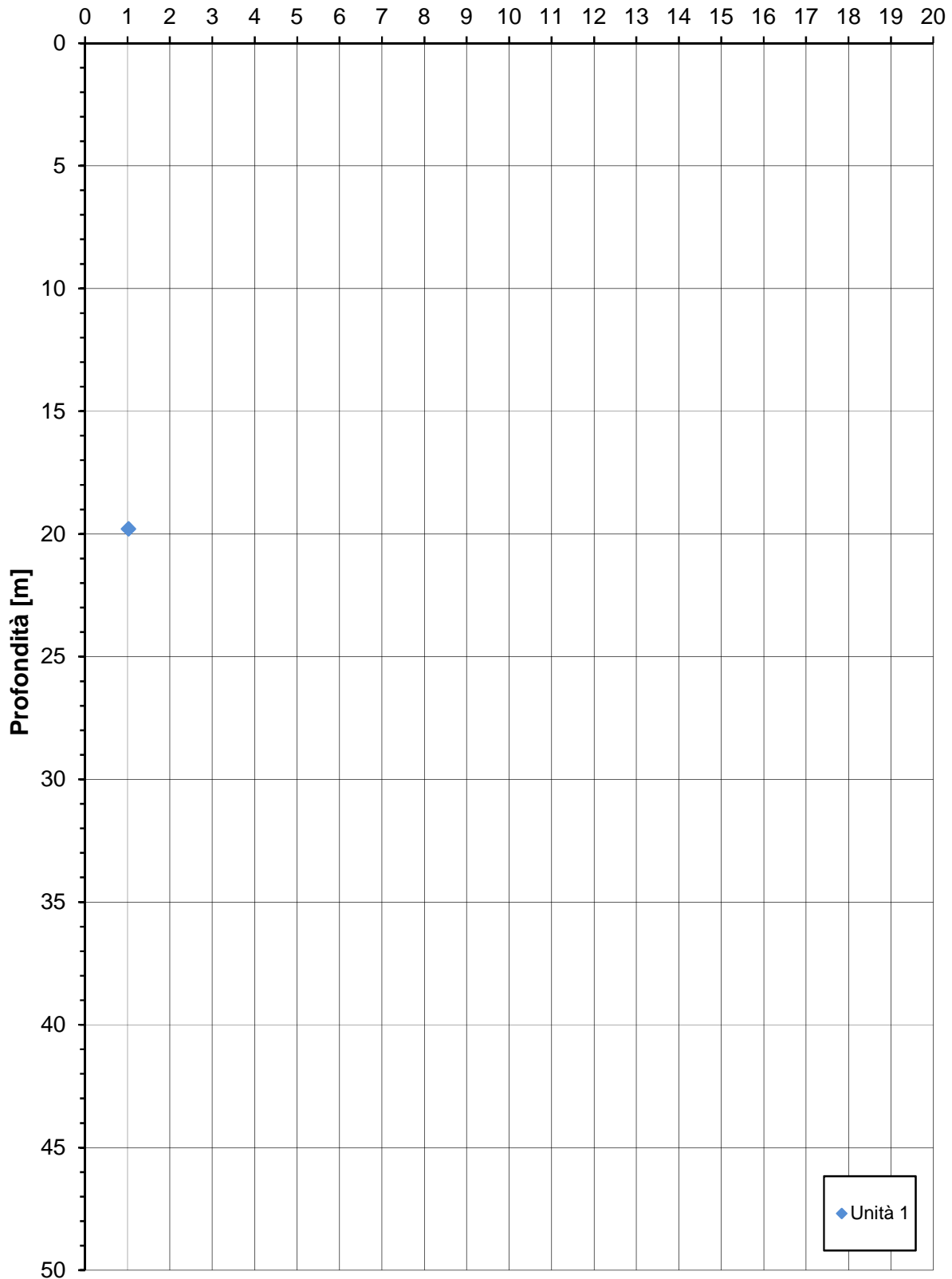


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio (Edometriche)

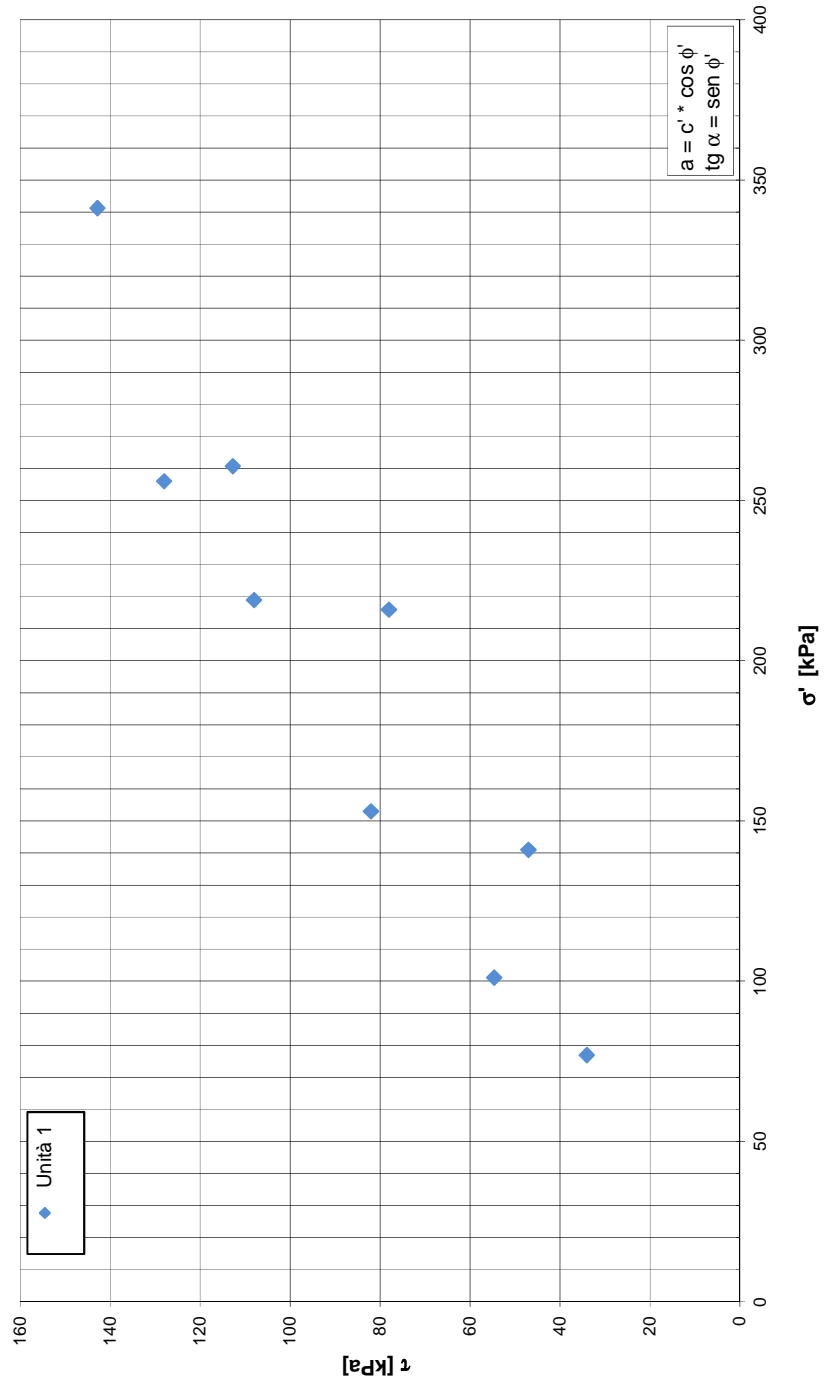


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Grado di sovraconsolidazione - OCR* [-]

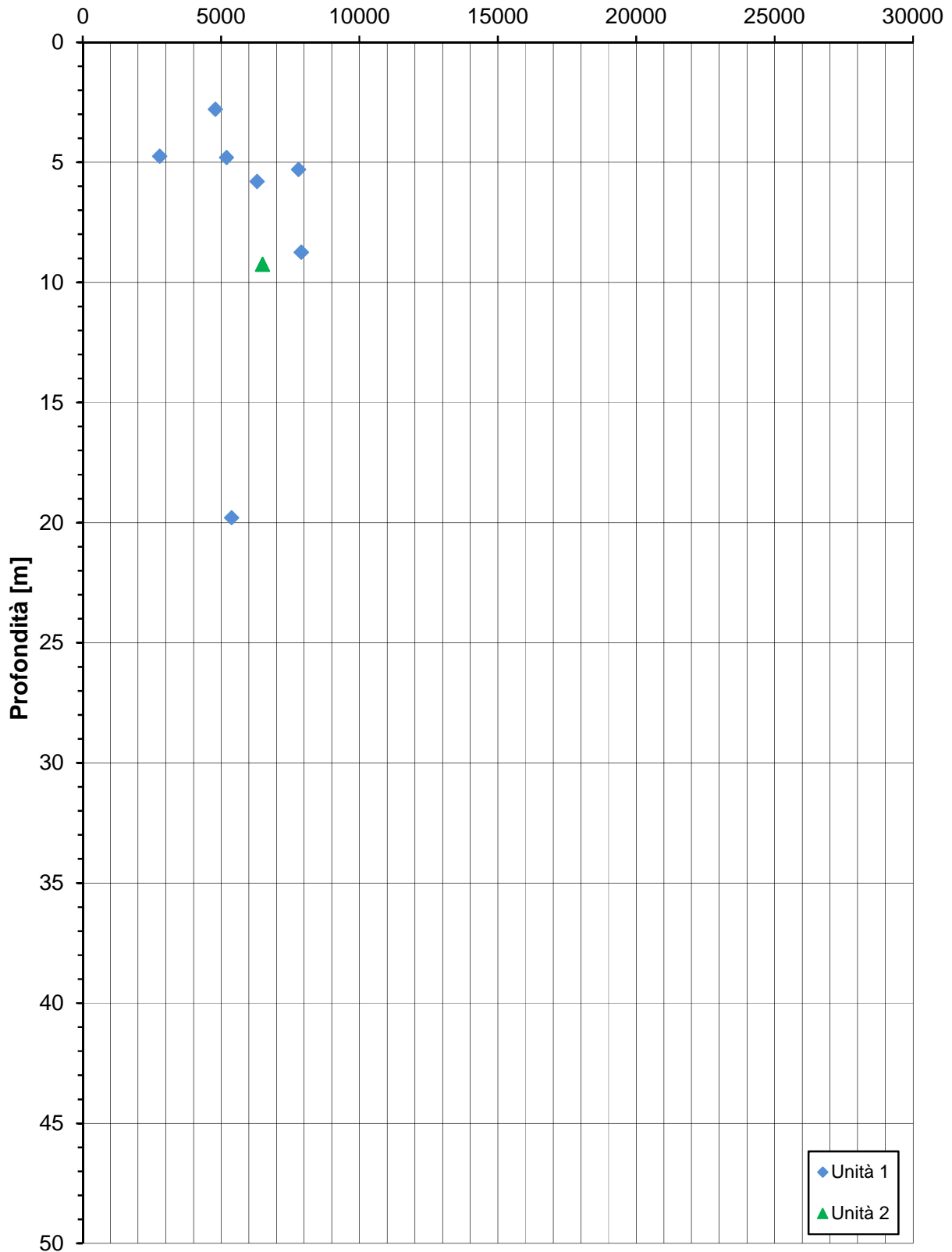


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio (TxCIU)



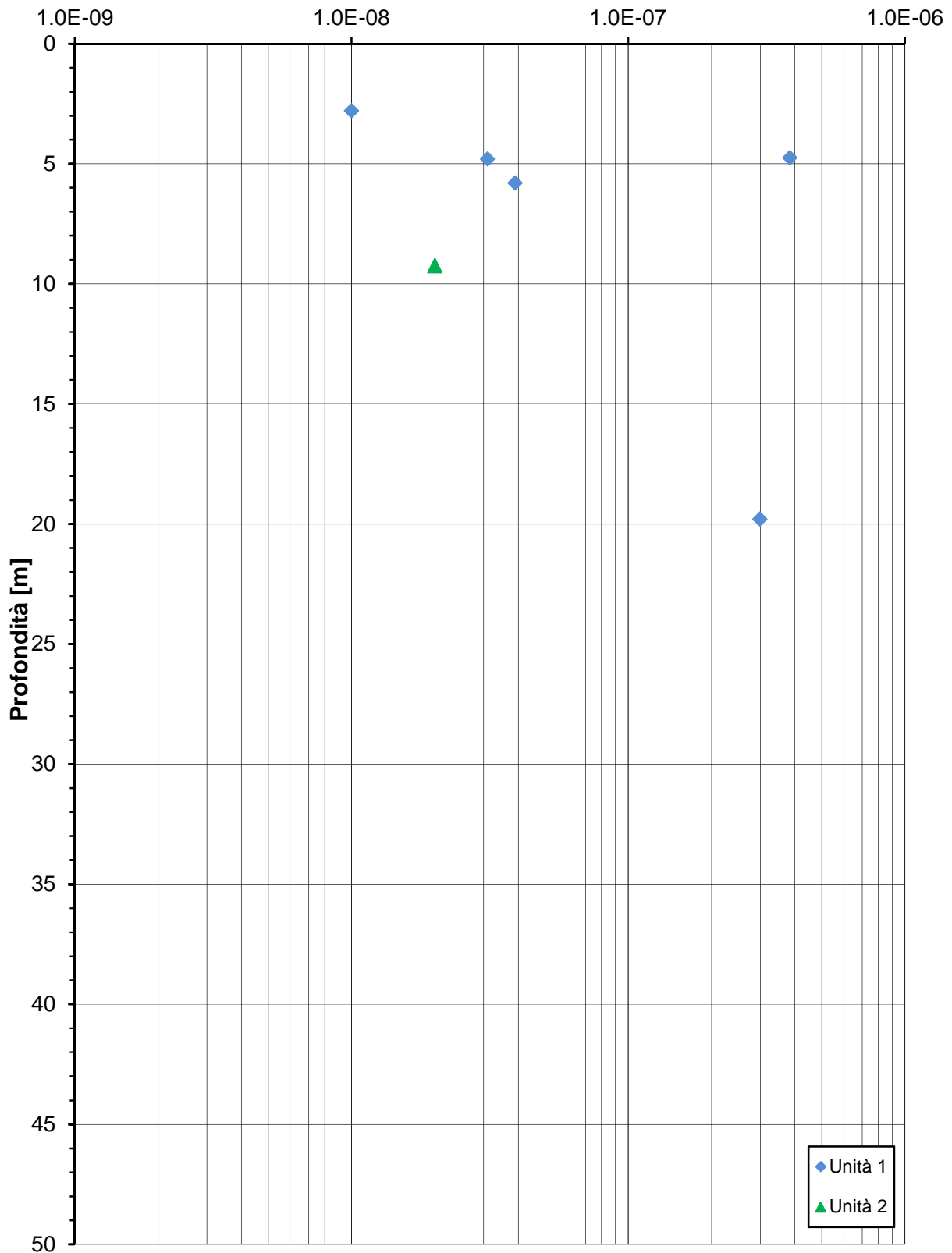
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Modulo edometrico - M [kPa]



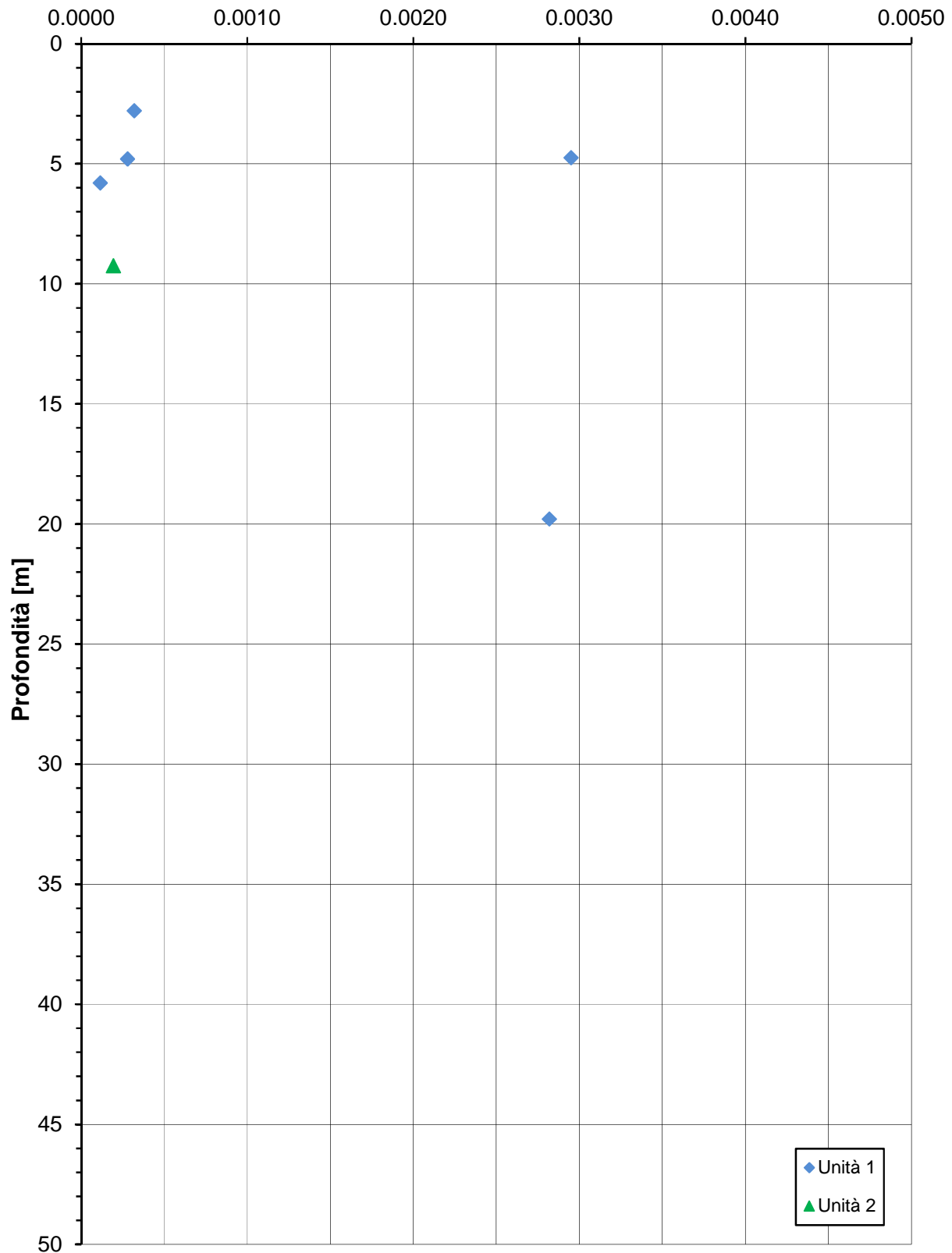
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di consolidazione primaria - C_v [m^2/s]



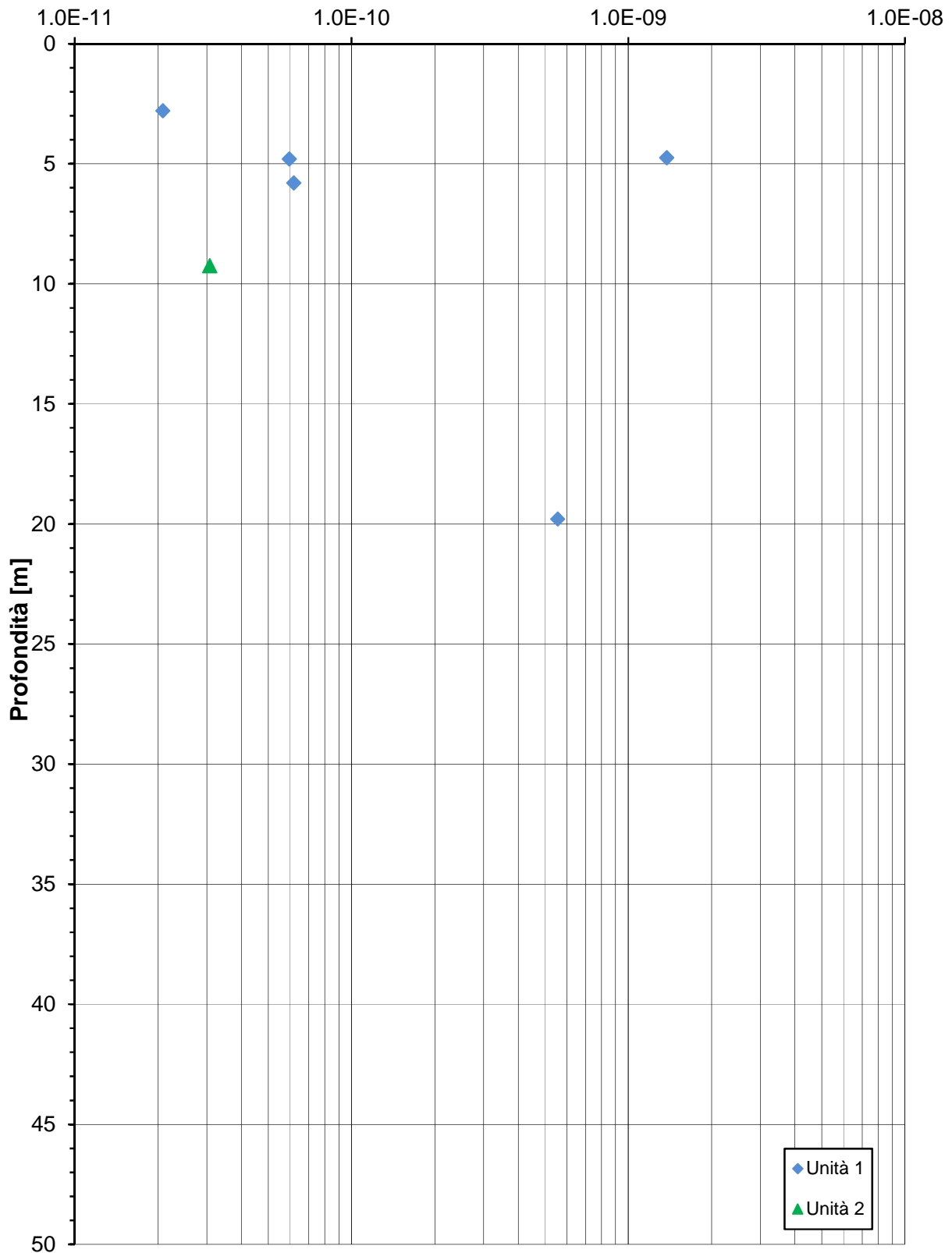
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di consolidazione secondaria - $C_{\alpha\varepsilon}$ [-]



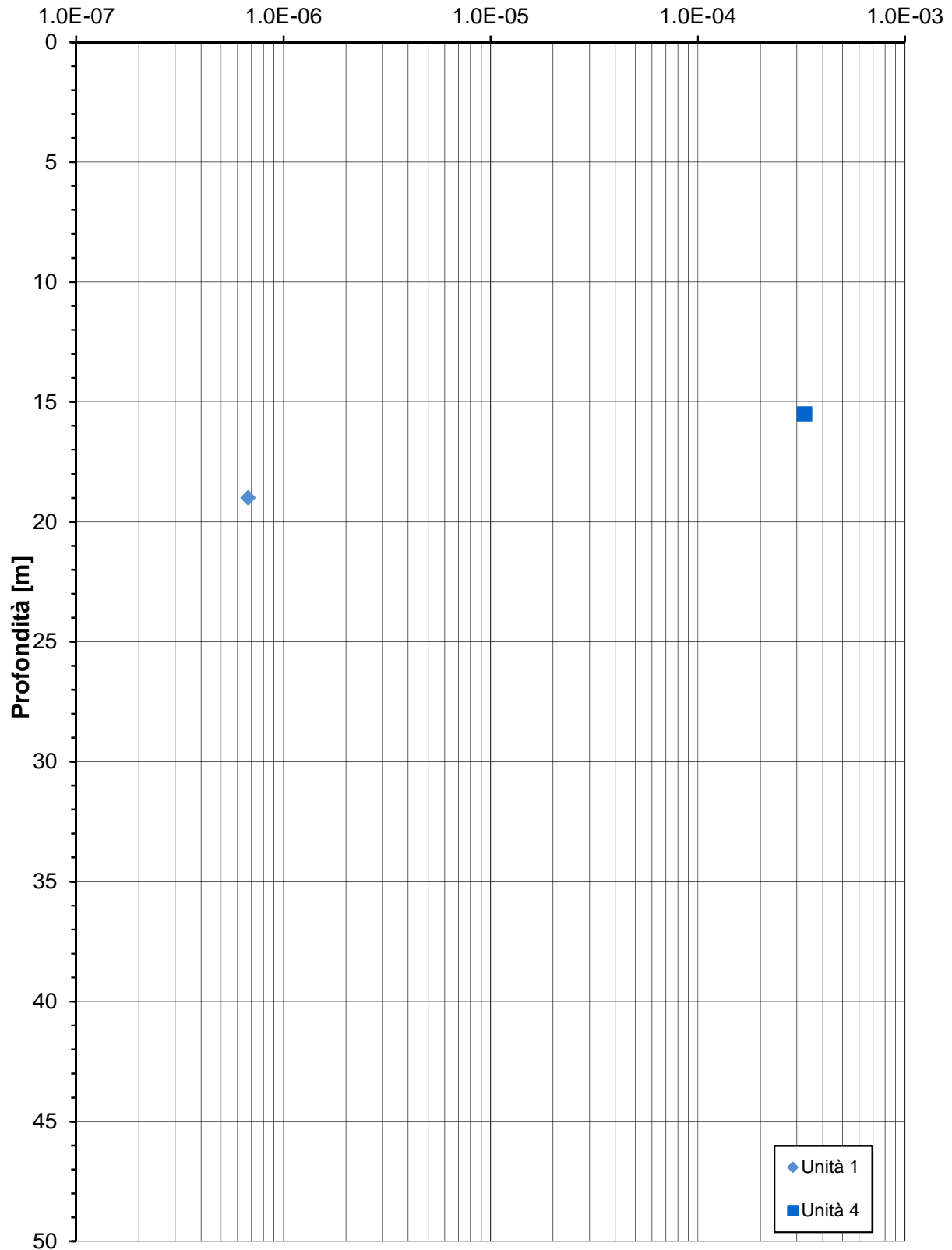
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di permeabilità da correlazioni empiriche - k[m/s]



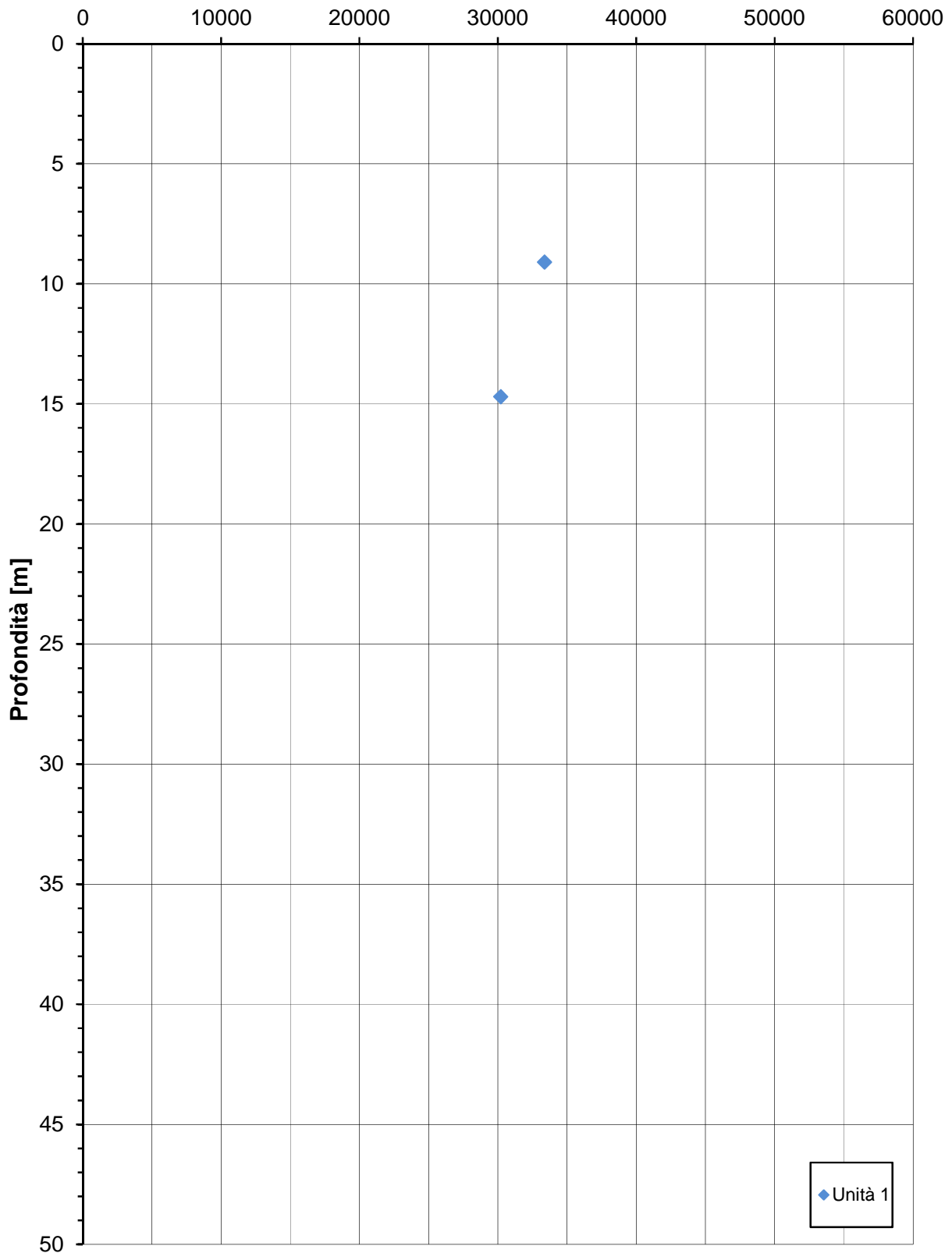
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (Prove Lefranc)

Coefficiente di permeabilità - k[m/s]

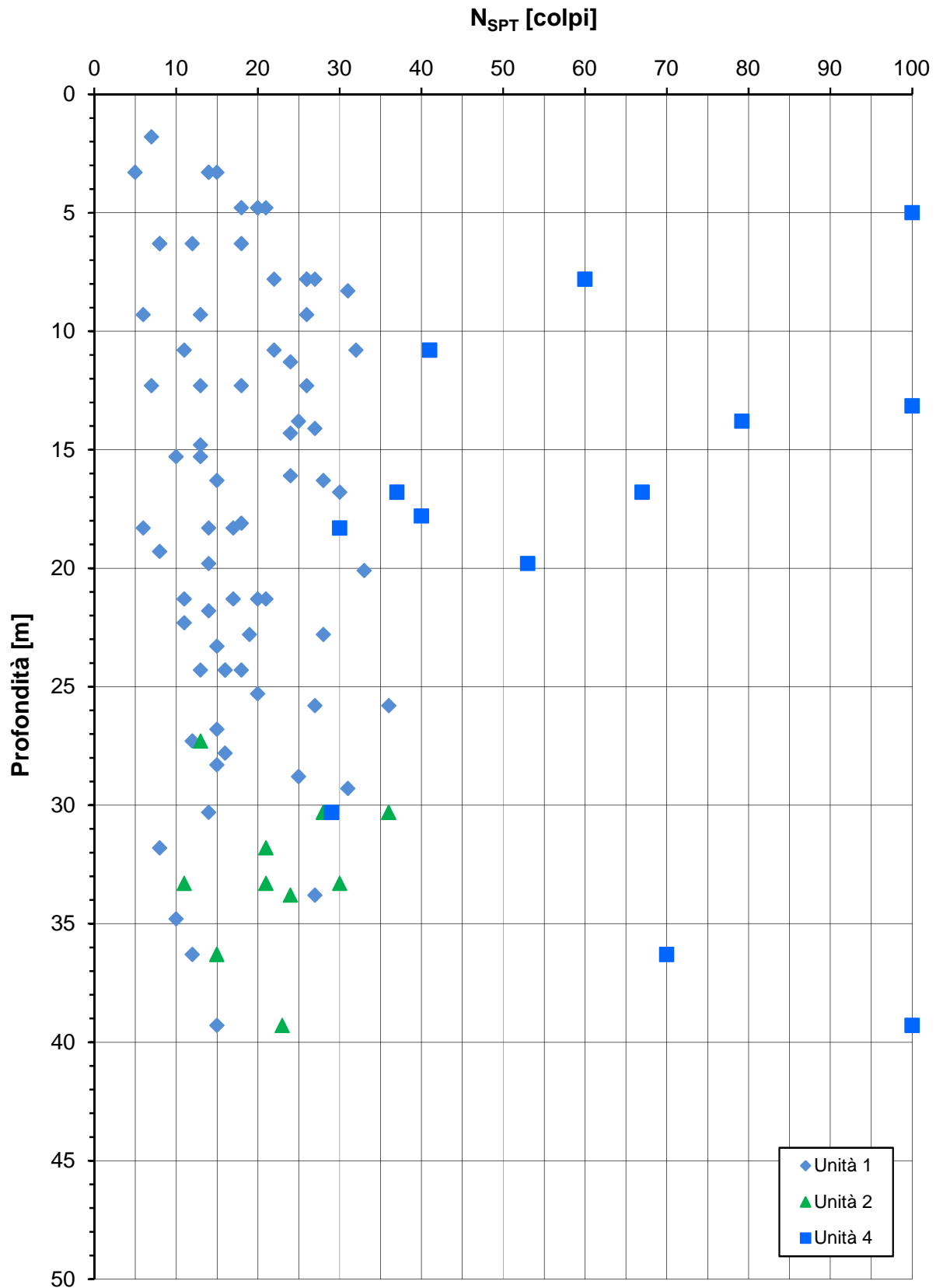


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio
(Prove pressiometriche)

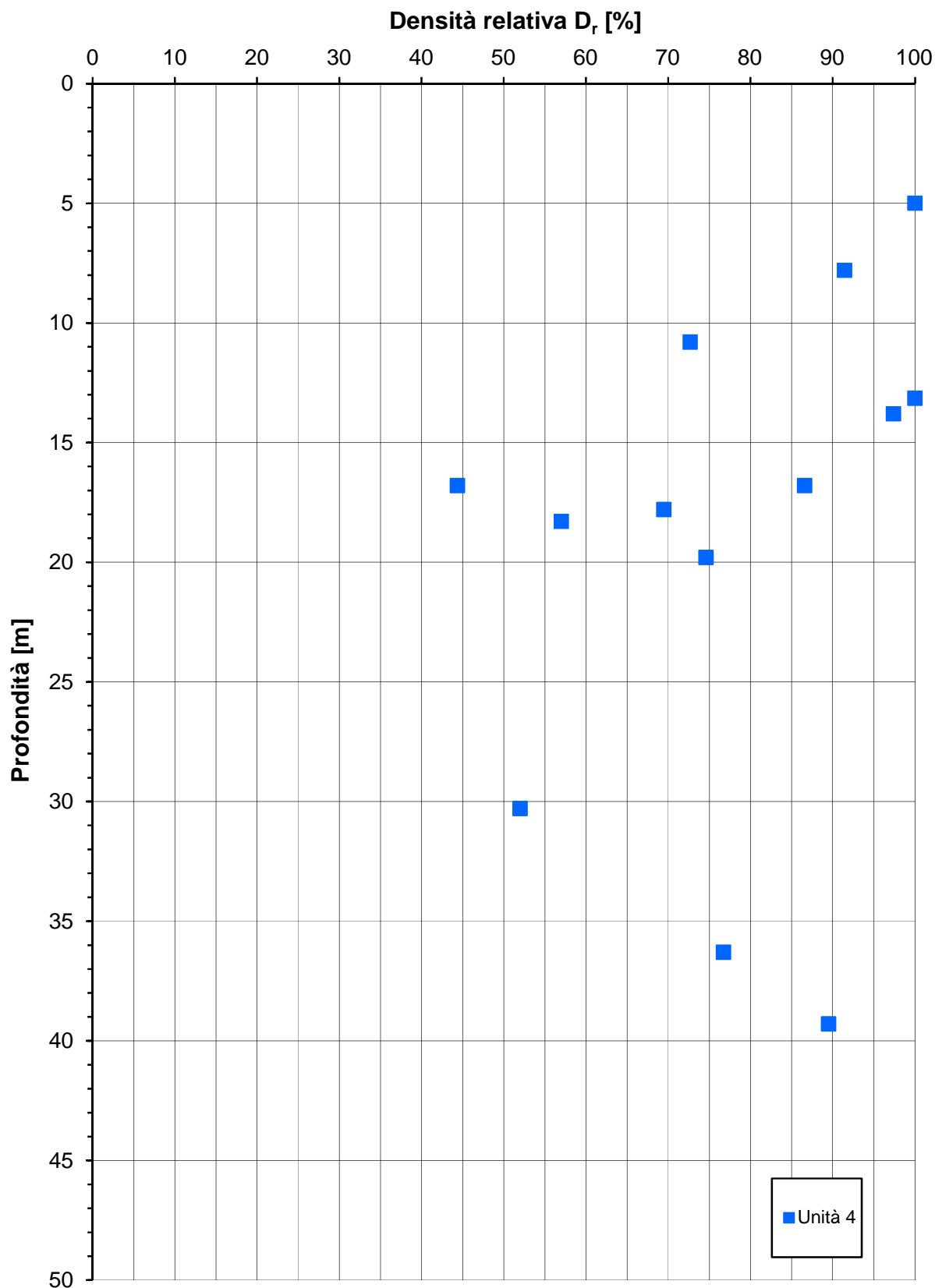
Modulo di Young non drenato - E_u [kPa]



ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (SPT)

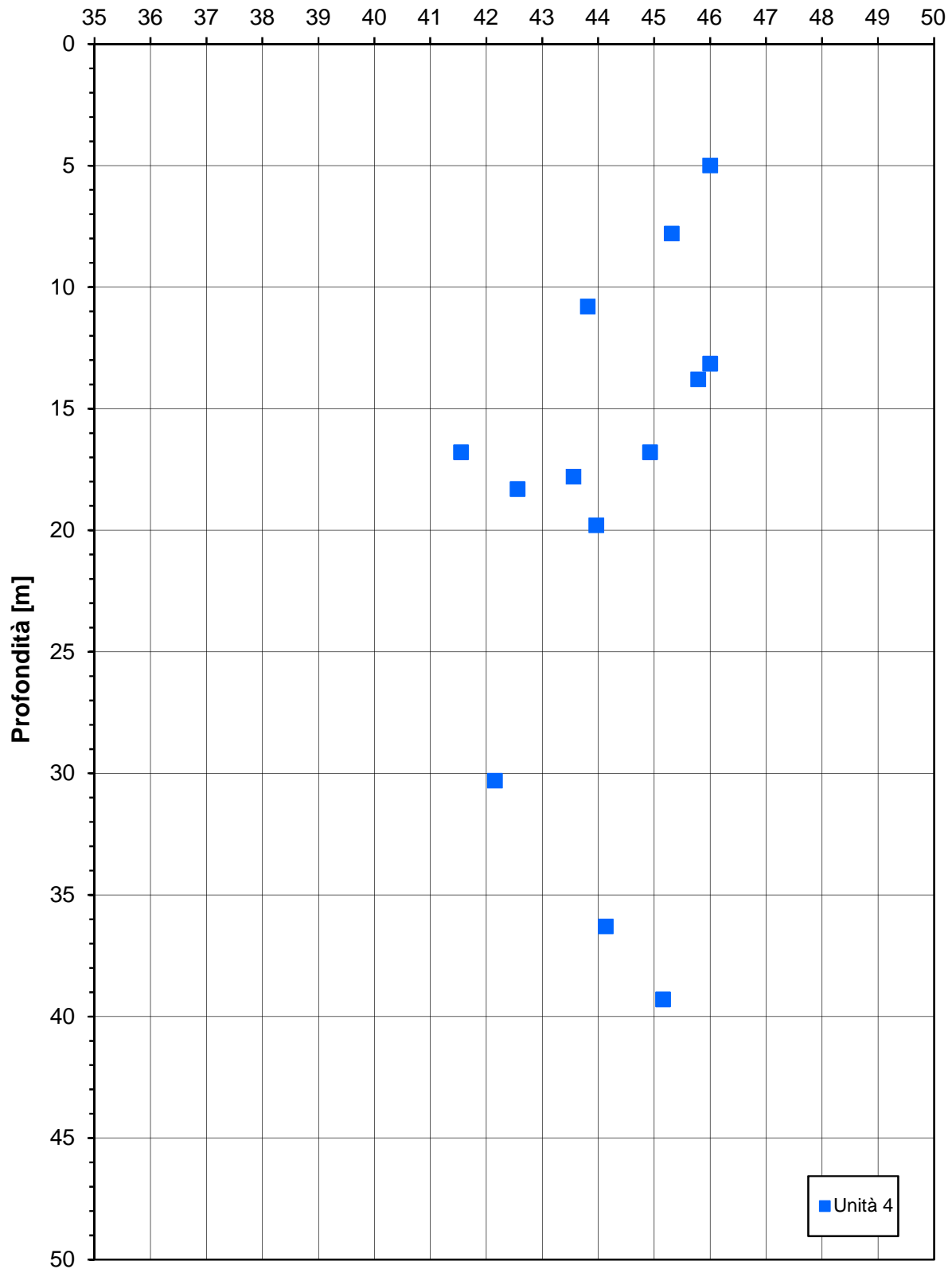


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (SPT)

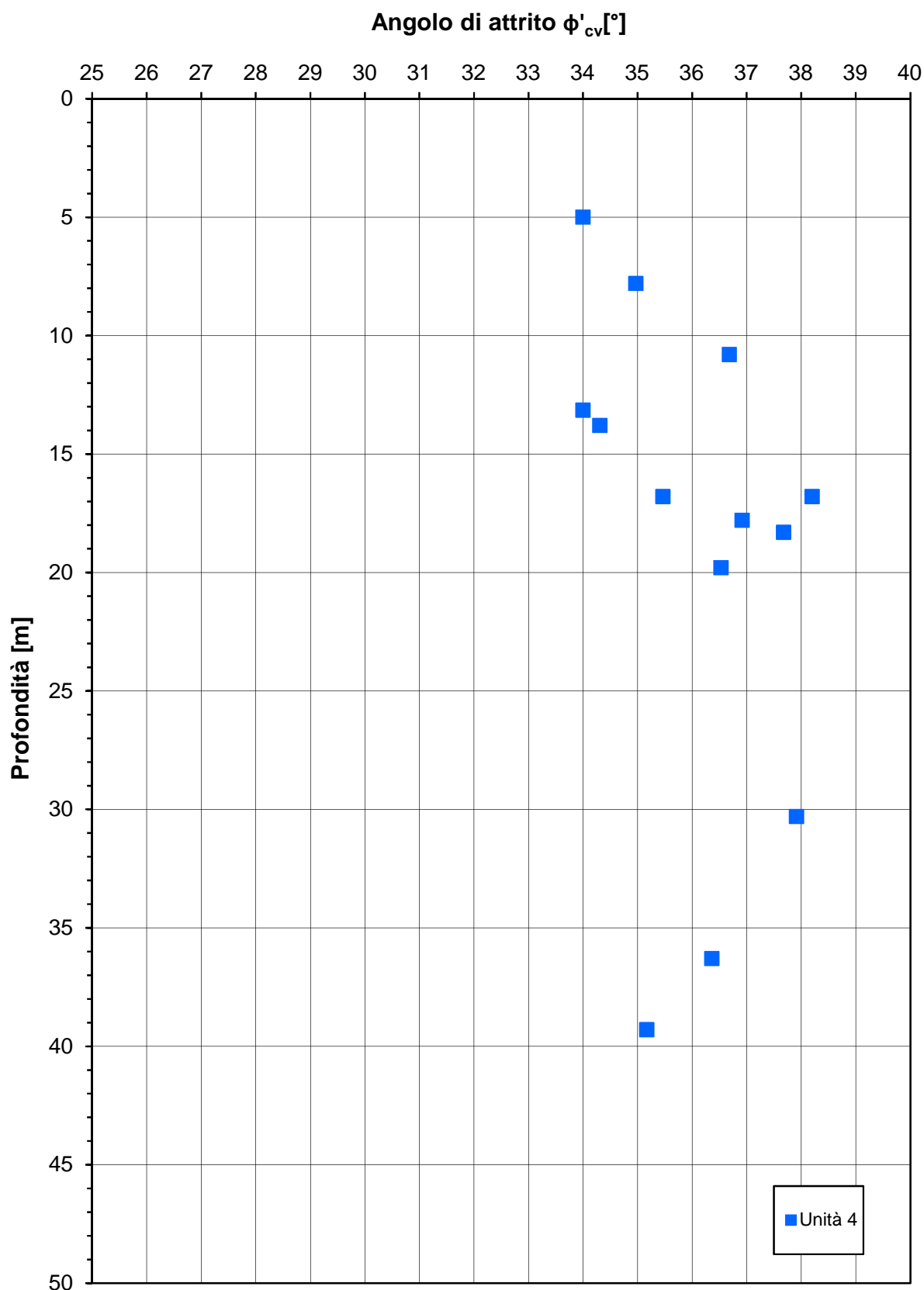


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (SPT)

Angolo di attrito di picco ϕ'_{picco} [°]

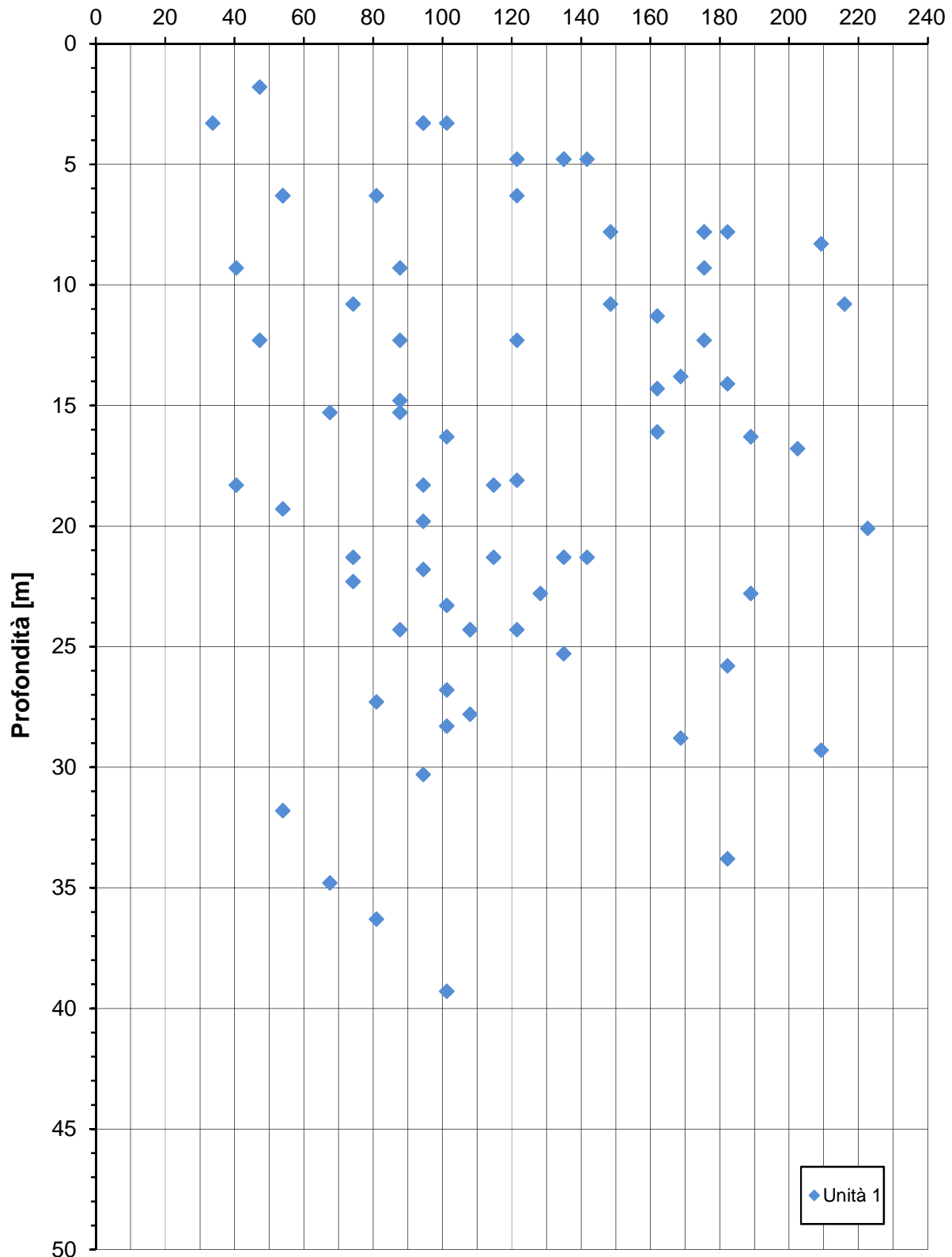


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (SPT)



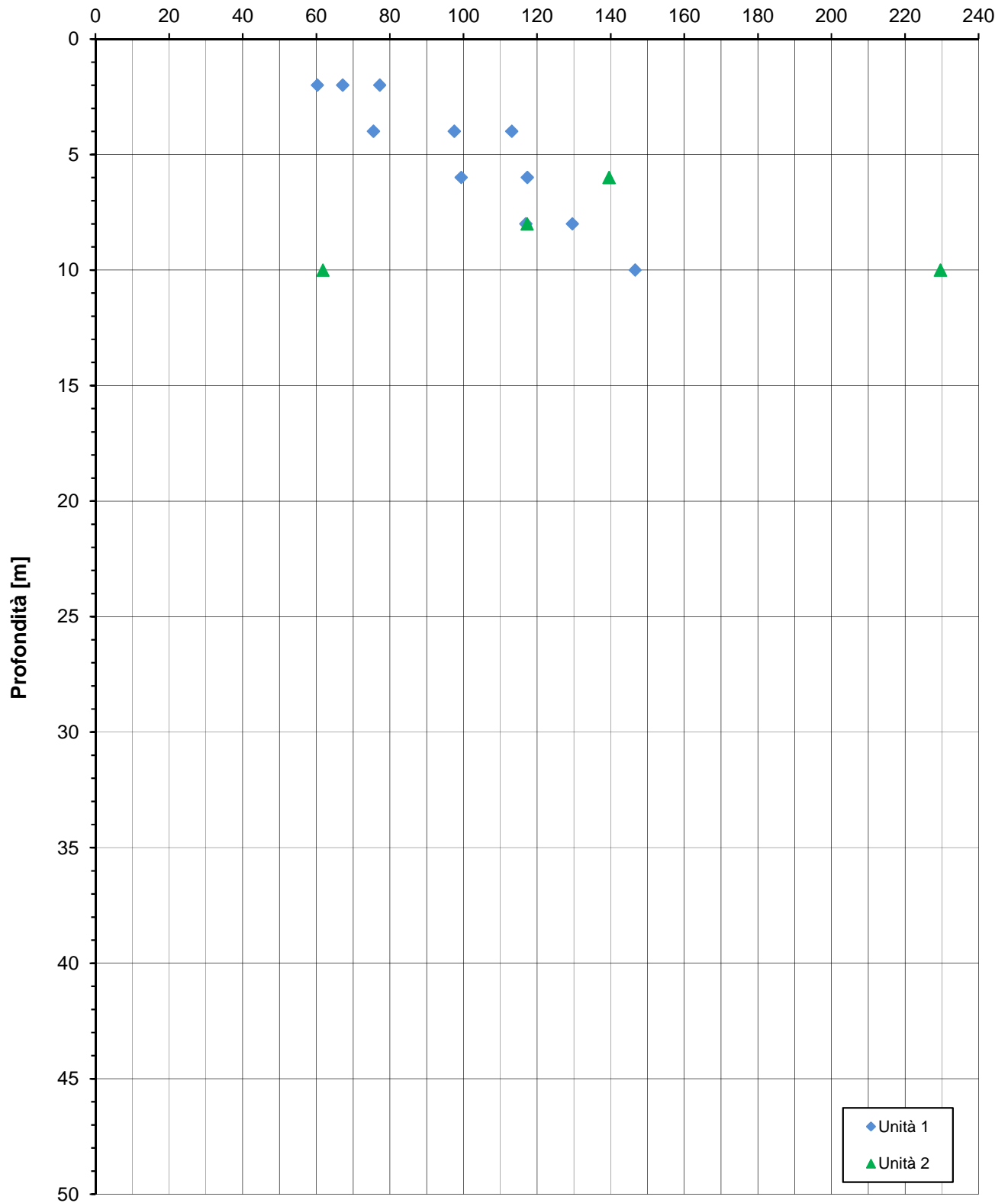
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (SPT)

Coesione non drenata - C_u [kPa]

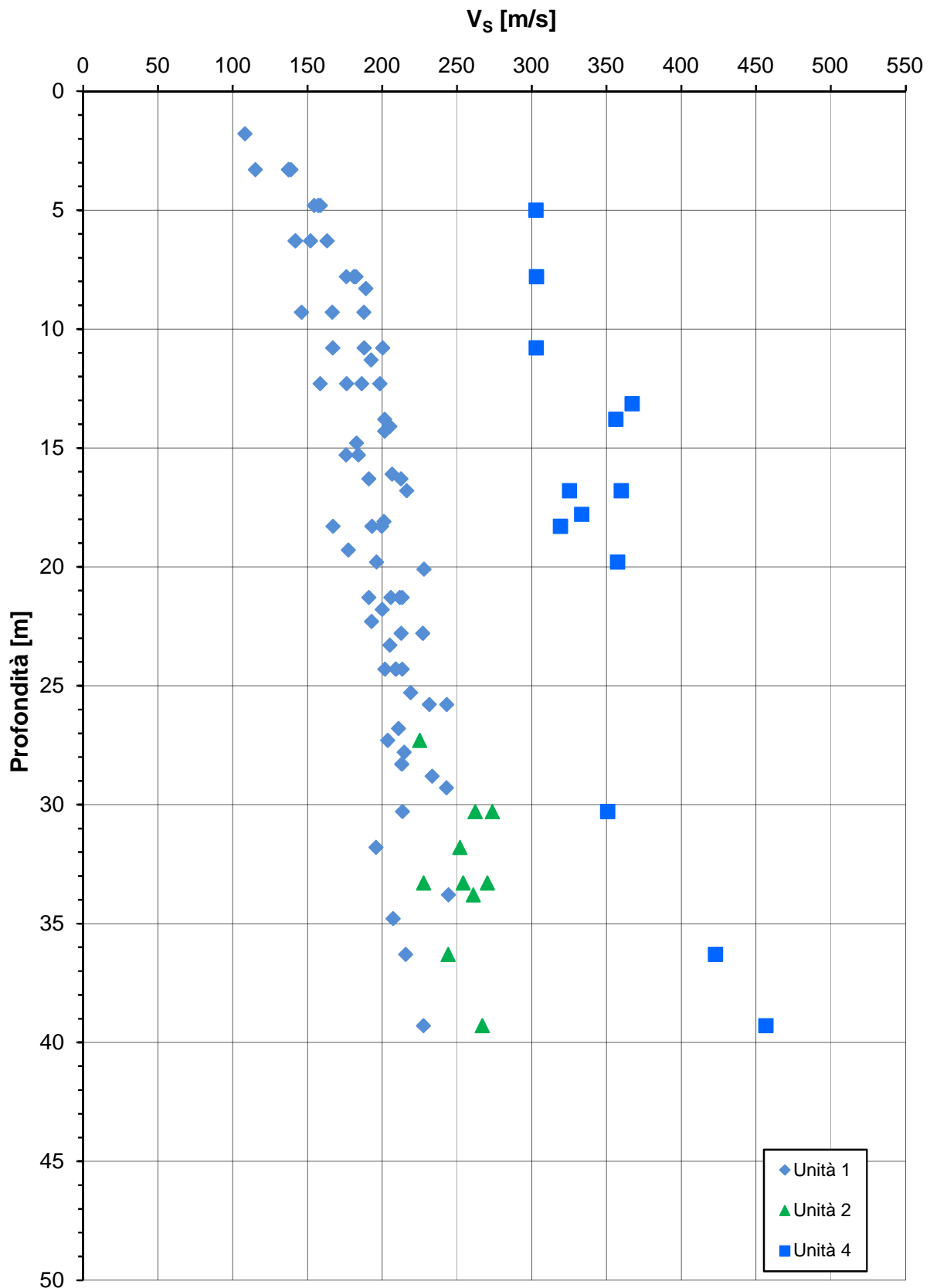


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito
(CPT9, CPT10, CPT11)

Coesione non drenata - C_u [kPa]

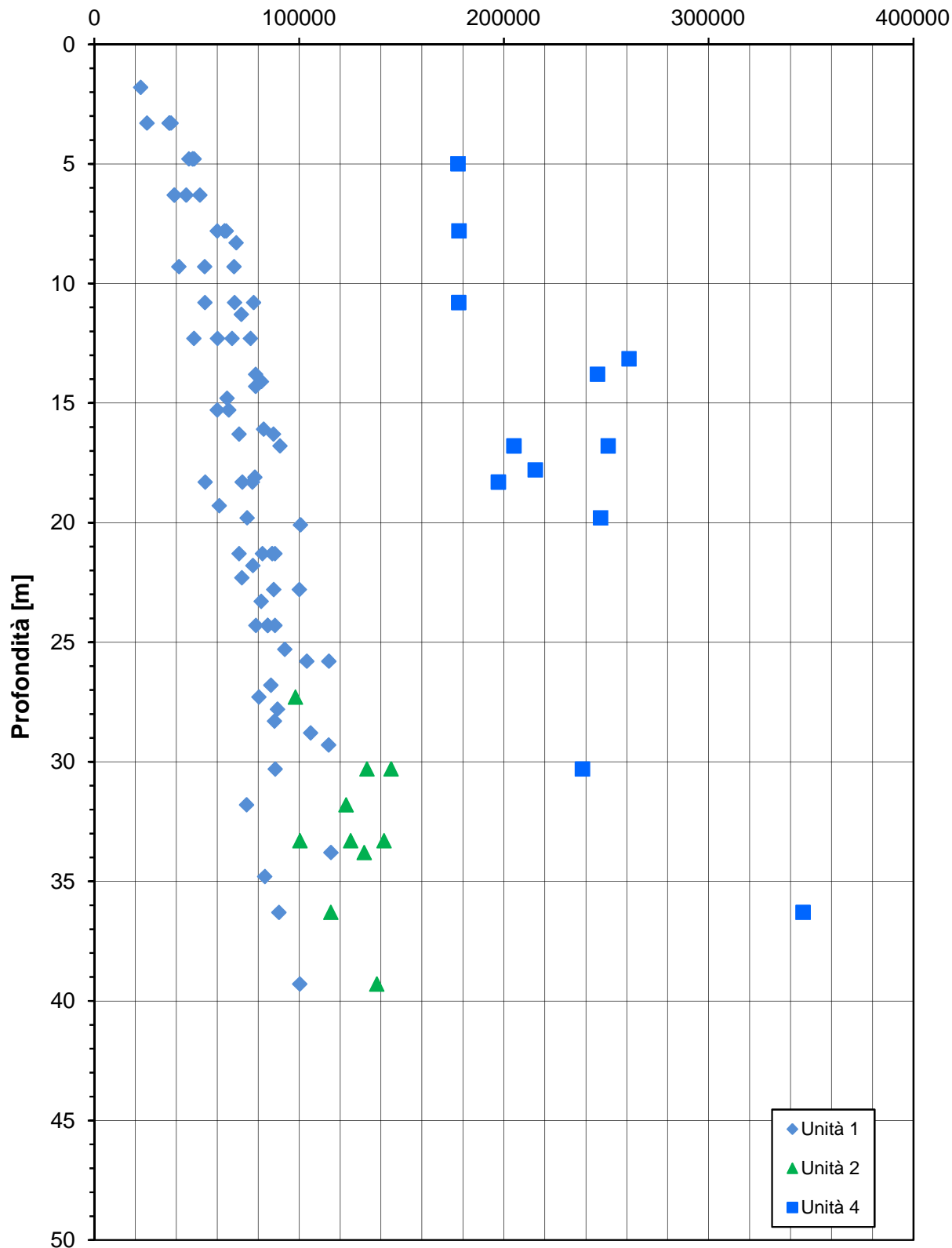


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (SPT)



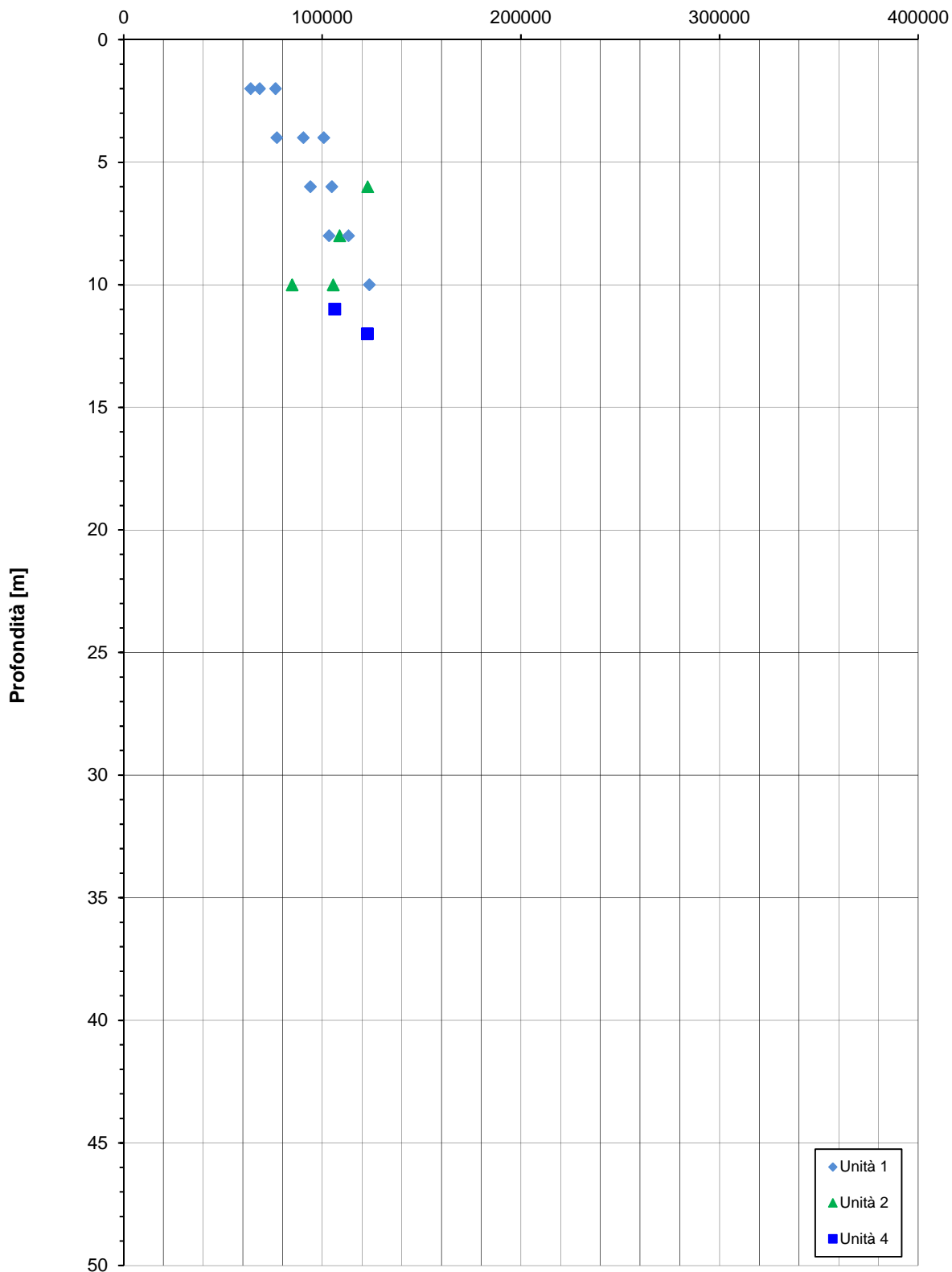
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (SPT)

Modulo di taglio iniziale - G_0 [kPa]



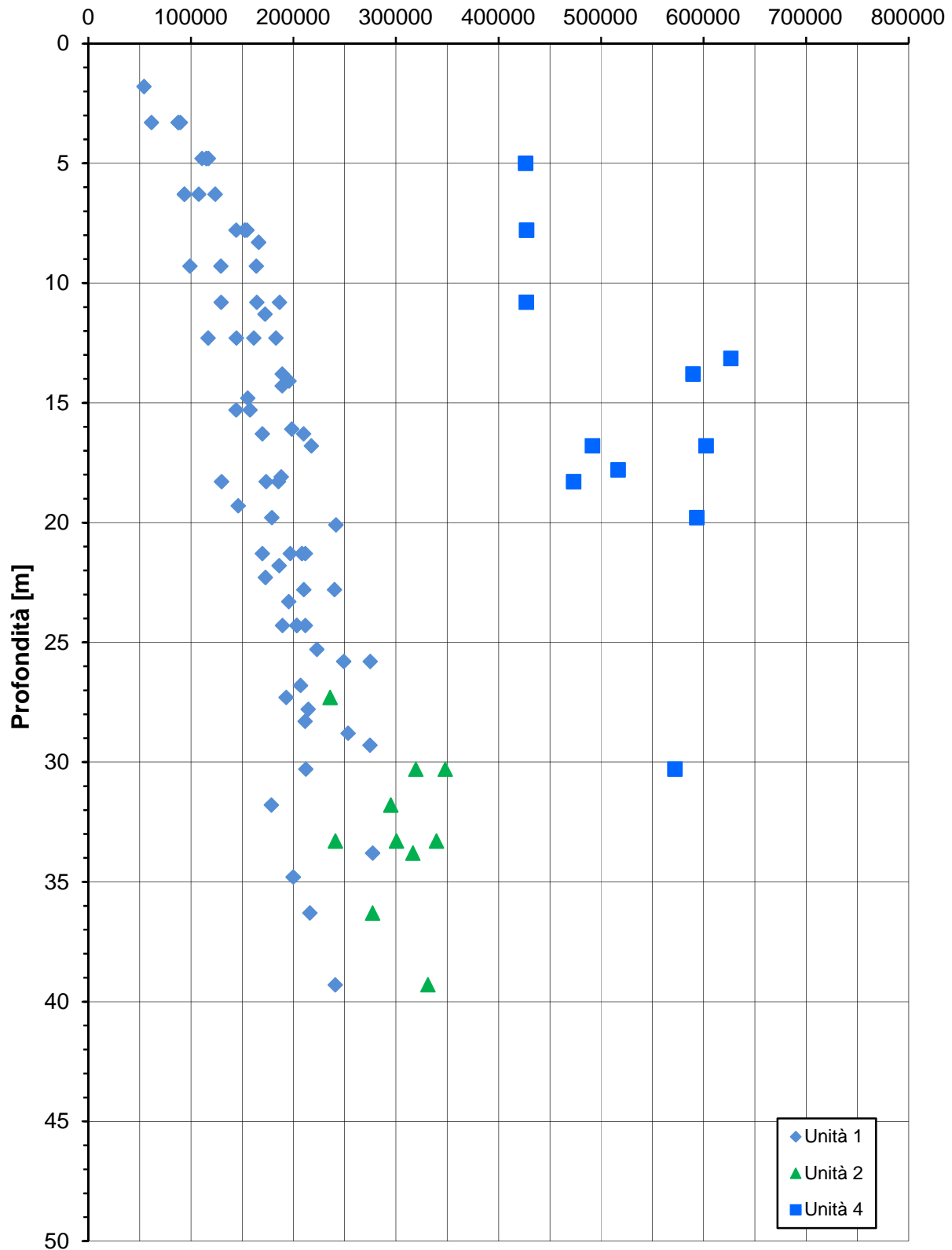
**ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito
(CPT9, CPT10, CPT11)**

Modulo di taglio iniziale - G_0 [kPa]



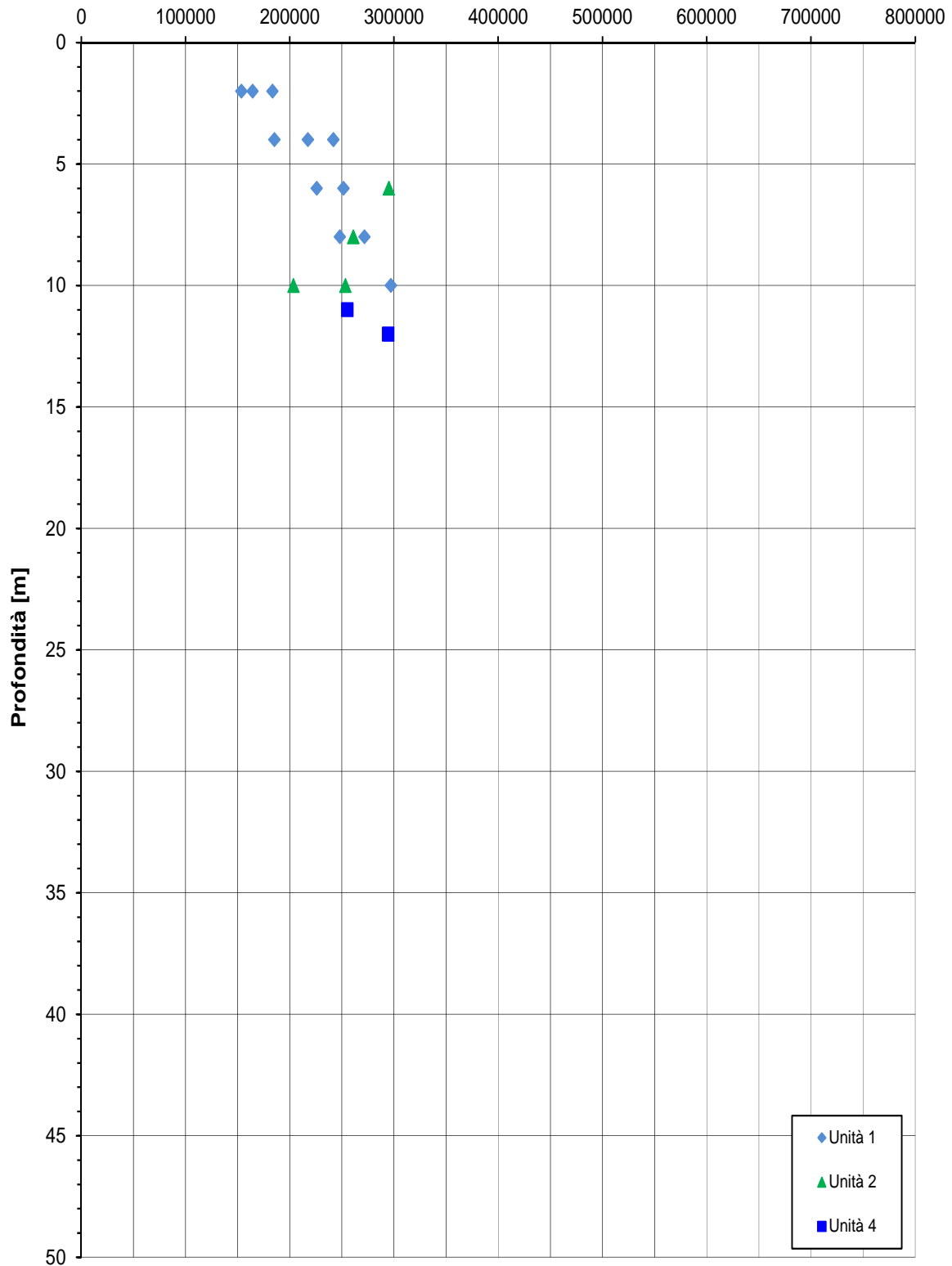
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (SPT)

Modulo elastico iniziale - E_0 [kPa]

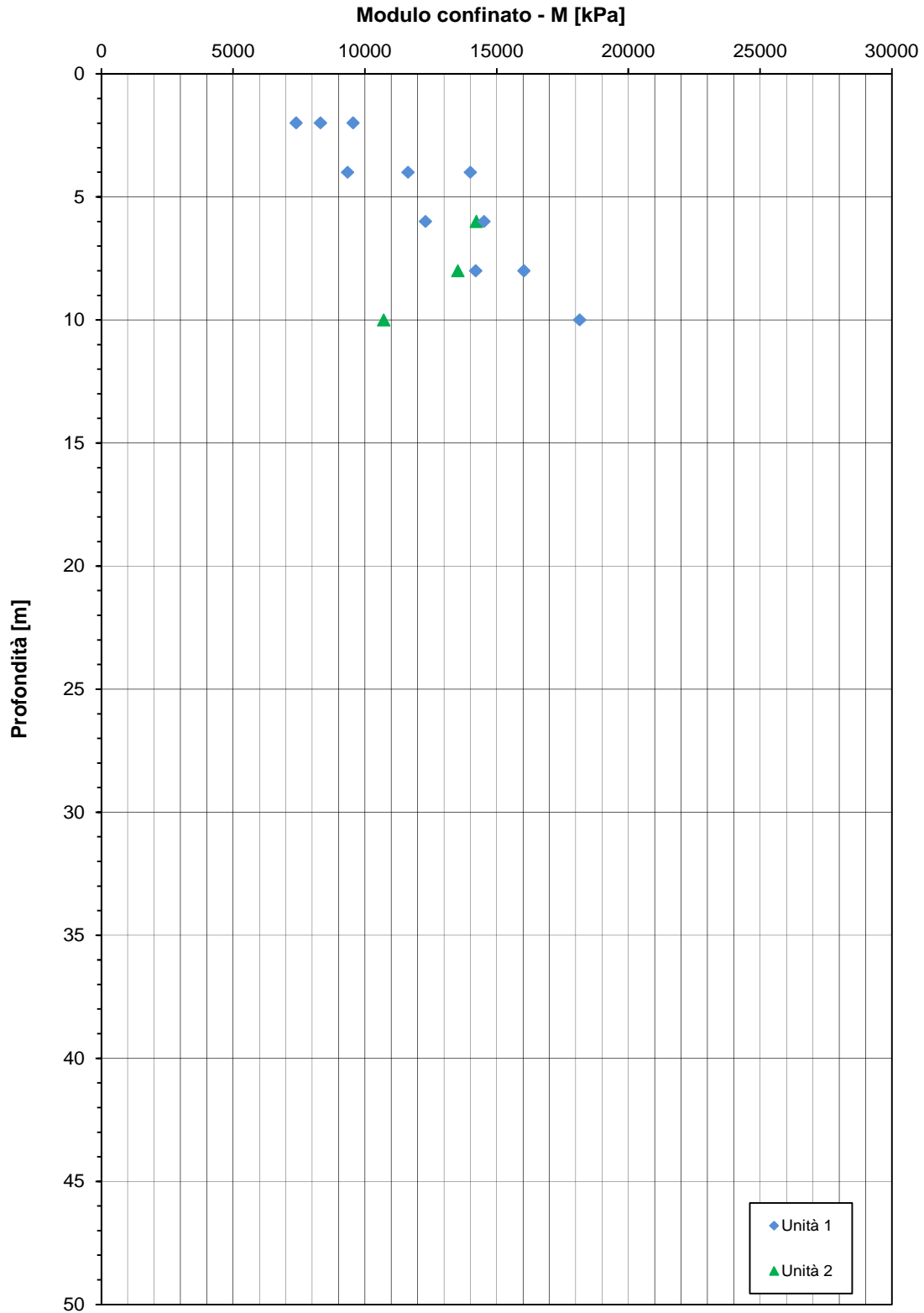


**ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito
(CPT9, CPT10, CPT11)**

Modulo elastico iniziale - E_0 [kPa]



ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito
(CPT9, CPT10, CPT11)



APPENDICE 5:

Schede di caratterizzazione geotecnica

OPERE DA REALIZZARE NELLA ZONA OMOGENEA 1

progressiva km: da inizio intervento fino a pk.23+100.00 (sottovia via Russo)

Tabella I: Sondaggi di riferimento

sigla indagine	campagna di indagine	quota testa sond. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
S1	1996 - Geotrivell	52.00	50.00	
S2	1996 - Geotrivell	52.15	50.00	
S3	1996 - Geotrivell	52.55	50.00	
S4	1996 - Geotrivell	52.52	25.00	
S5	1996 - Geotrivell	52.50	50.00	

Tabella II: Unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza tratto in esame

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
1	Argilla umida molto consistente
2	Sabbia medio/fine argillosa/limosa addensata
3/4	Ghiaia in matrice sabbiosa/limosa (4) e sabbia in matrice limosa (3)

Tabella III: Caratterizzazione stratigrafica e geotecnica

Profondità (m da p.c. locale)	Unità -	z_w (m)	N_{spt} (colpi)	V_s (m/s)	γ_n (kN/m ³)	D_r (%)	φ' (*) (°)	c' (*) (kPa)	c_u (*) (kPa)	G_0 (MPa)	E'_{op1} (MPa)	M (MPa)
0.0÷1.5	R/V	10-12	-	Vedere figura I	18.5	-	24÷26	-	-	-	-	-
1.5÷7.00	2		25		19.5	-	28÷30	2÷4	40÷90	35	-	8
7.0÷15.0	1		15		19.40	-	24÷26	3÷6	50÷70	40÷60	-	10
15.0÷20.0	4		>35		20.0	50÷60	34÷36	-	-	200	96	-
20.0÷35.0	2		15		19.0	-	24÷26	6÷10	80÷100	70÷110	-	12

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

z_w = profondità falda da p.c. (m);

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT (colpi/30 cm);

V_s = velocità onde di taglio (m/s) – Vedere figura I

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

D_r = densità relativa (%);

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);

c' = valore della coesione efficace (kPa);

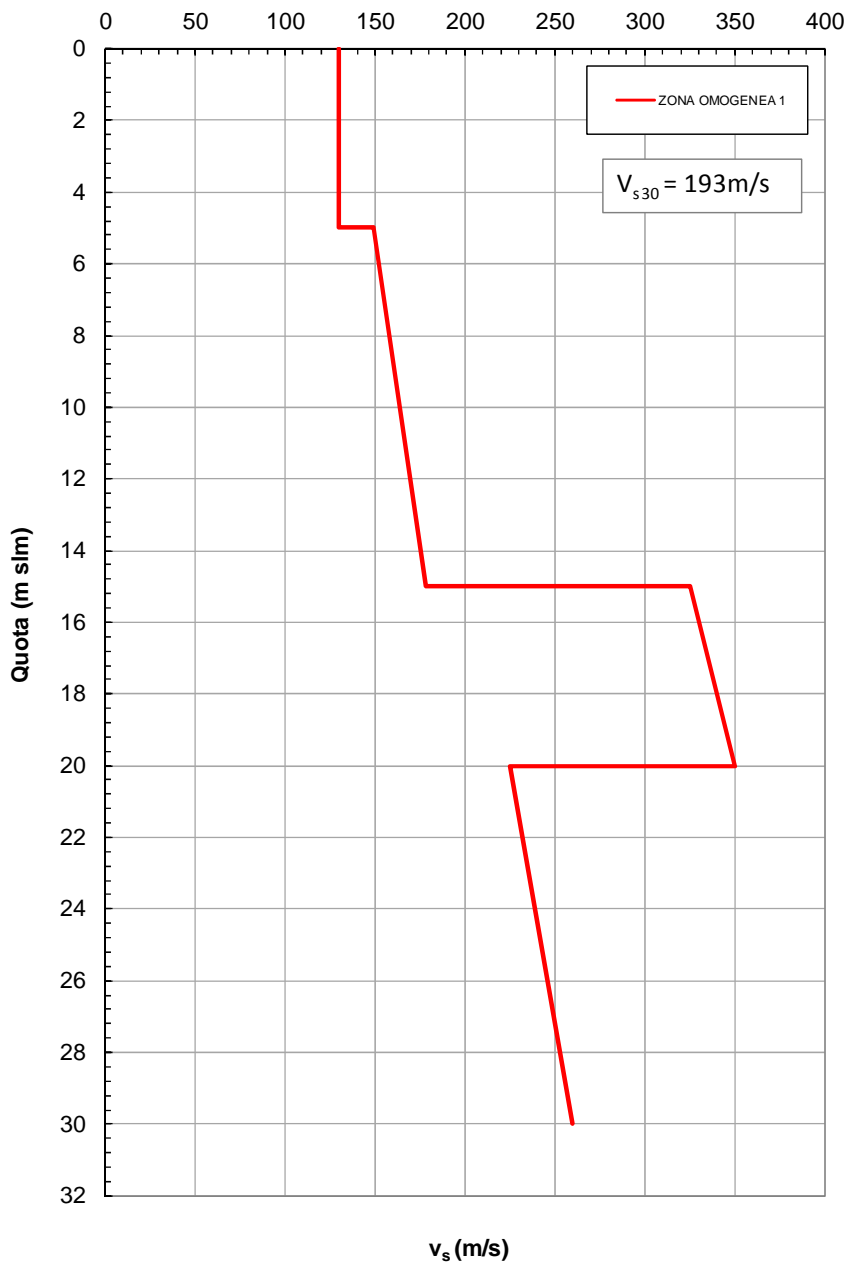
C_u = valore della coesione non drenata (kPa);

G_0 = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa);

E_{op1} = modulo di Young secante corrispondente per fondazioni superficiali a un rapporto tra carico trasmesso al terreno e carico ultimo $q/q_{ult} = 0.45$. Tale modulo può essere adottato anche per il calcolo di opere di sostegno (MPa);

M = valore del modulo edometrico da adottare per l'analisi dei cedimenti delle fondazioni.

Figura I: Andamento della velocità delle onde di taglio (v_s)



APPENDICE 6:

Verifiche nei confronti dei fenomeni di liquefazione – Disaggregazione del terremoto di progetto.

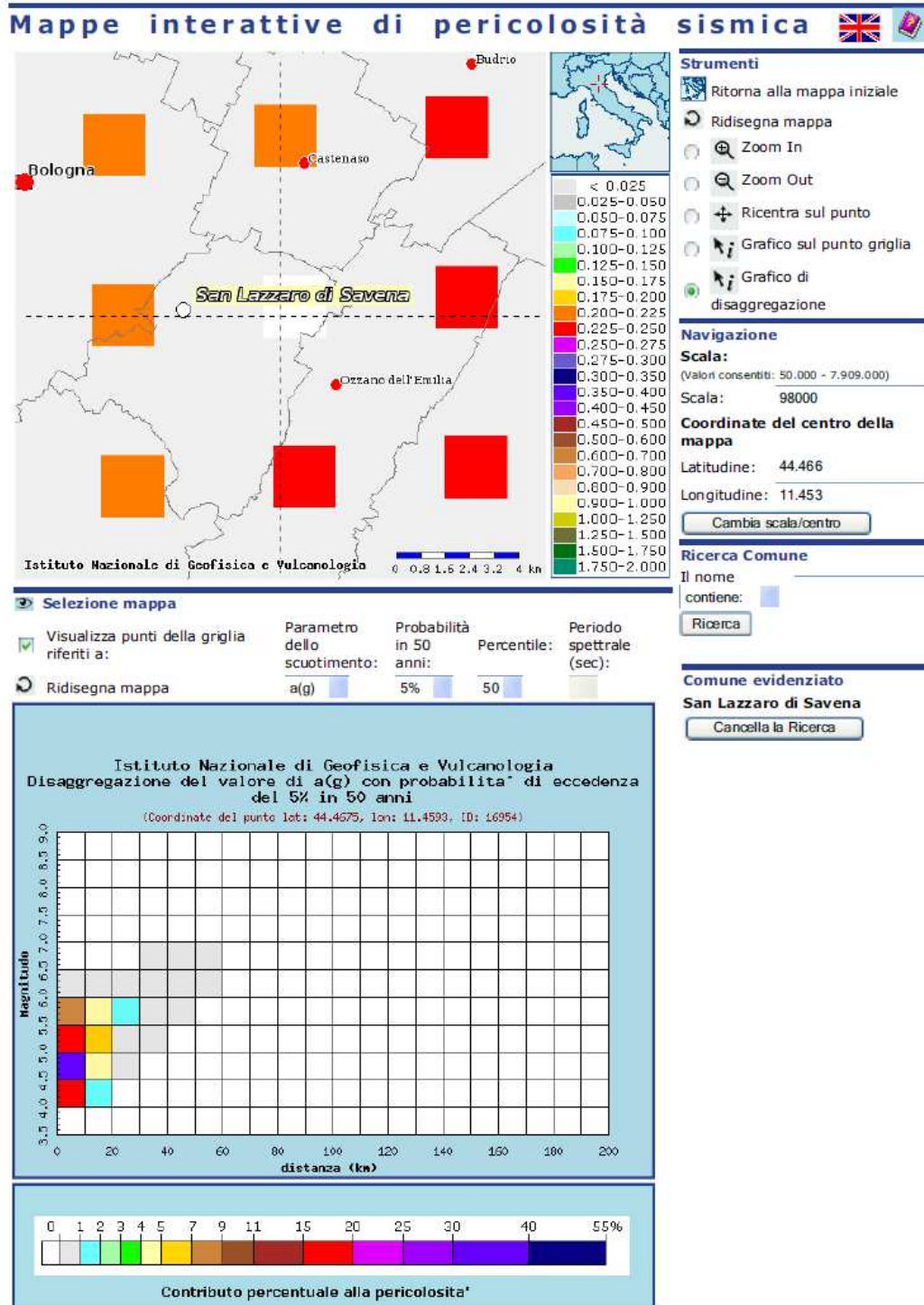


Figura 1: Comune di San Lazzaro di Savena (Bologna) – Disaggregazione terremoto di progetto.

Tabella 1: Comune di San Lazzaro di Savena (Bologna) – Disaggregazione terremoto di progetto.

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 5% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 44.4675, lon: 11.4593, ID: 16954)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	18.500	34.500	19.700	7.740	0.140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	1.080	4.850	6.310	4.640	0.326	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.000	0.040	0.635	1.130	0.140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.000	0.009	0.182	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.016	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.940	6.770	1.170

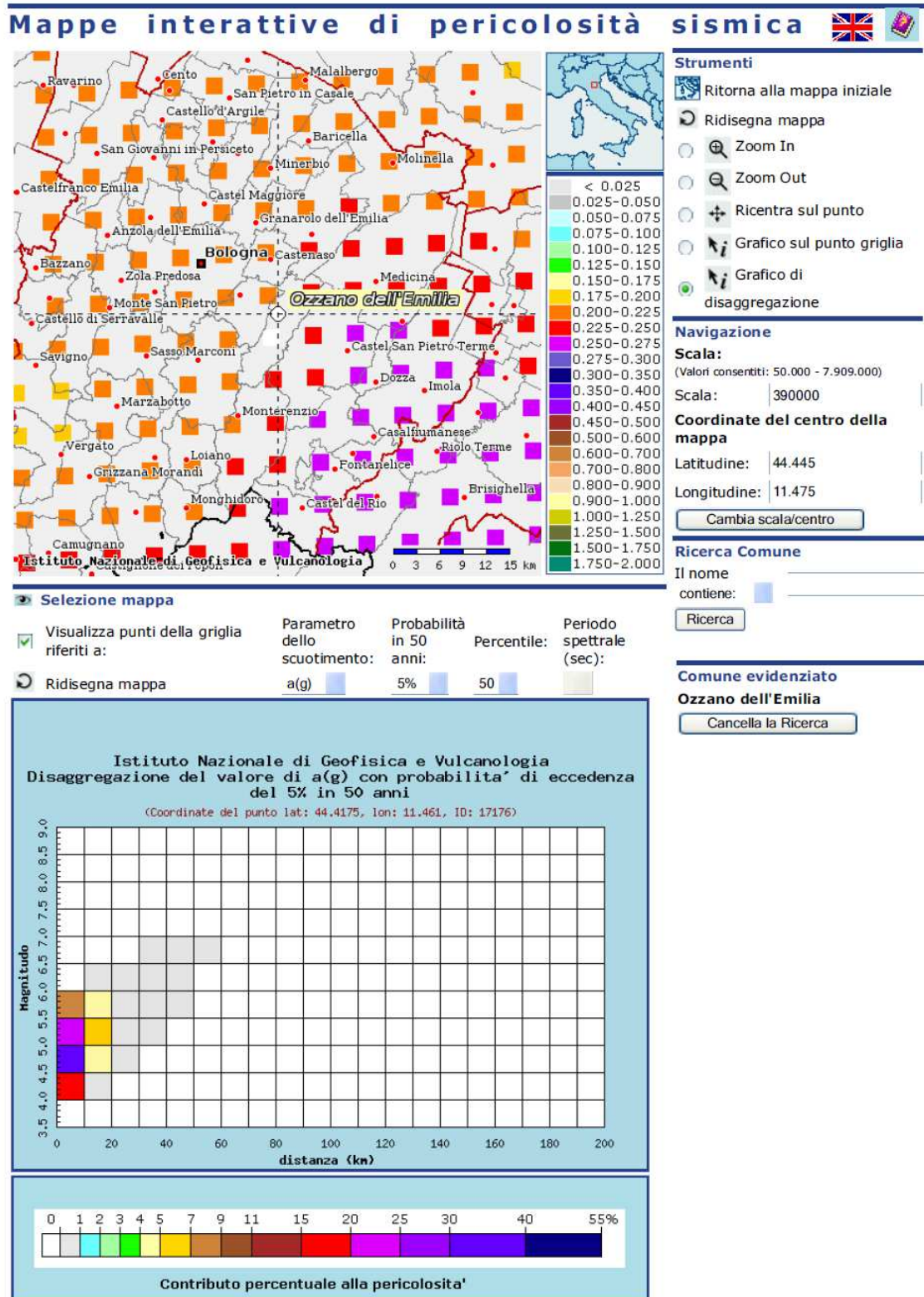


Figura 2: Comune di Ozzano (Bologna) – Disaggregazione terremoto di progetto.

Tabella 2: Comune di Ozzano (Bologna) – Disaggregazione terremoto di progetto.

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 5% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 44.4175, lon: 11.461, ID: 17176)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	18.400	35.200	20.700	8.010	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	0.955	4.530	6.060	4.210	0.154	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.000	0.023	0.513	0.961	0.104	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.000	0.005	0.138	0.048	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.014	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.940	6.550	1.190

ALLEGATO 1: TABULATI DI CALCOLO CODICE SLIDE

14.3 Rilevato H=4.00m – Stabilità locale – Statico

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: RILEVATO_locale_statico.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 2000
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Invalid Surfaces
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 26
kN/m²

Material Properties

Material: rilevato esistente
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 1.6 kPa

Friction Angle: 27.5 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: rilevato complanare
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19.5 kN/m³
Cohesion: 1.6 kPa
Friction Angle: 29.3 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: terreno in sito
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19.4 kN/m³
Cohesion: 4 kPa
Friction Angle: 20 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.399160
Center: -153.143, 1890.419
Radius: 12.181
Left Slip Surface Endpoint: -162.061, 1882.122
Right Slip Surface Endpoint: -153.896, 1878.261
Resisting Moment=1174.88 kN-m
Driving Moment=839.702 kN-m

List of All Coordinates

Material Boundary

-172.452	1882.122
-165.452	1878.122
-153.652	1878.122

Material Boundary

-182.452	1878.122
-165.452	1878.122

Material Boundary

-182.452	1876.122
-143.652	1876.122

External Boundary

-143.652	1858.122
-143.652	1876.122
-143.652	1878.122
-153.652	1878.122
-160.652	1882.122
-161.952	1882.122
-172.452	1882.122
-182.452	1882.122
-182.452	1878.122
-182.452	1876.122
-182.452	1858.122

Water Table

-182.452	1876.122
-143.652	1876.122

Distributed Load

-182.452	1882.122
-172.452	1882.122
-161.952	1882.122

14.4 Rilevato H=4.00m – Stabilità locale – Sisma+

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: RILEVATO_locale_sisma+.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 2000
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Invalid Surfaces
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.087
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.043
1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 5.2

kN/m²

Material Properties

Material: rilevato esistente

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 1.6 kPa

Friction Angle: 27.5 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: rilevato complanare

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19.5 kN/m³

Cohesion: 1.6 kPa

Friction Angle: 29.3 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: terreno in sito

Strength Type: Undrained

Unit Weight: 19.4 kN/m³

Cohesion Type: Constant

Cohesion: 64 kPa

Water Surface: None

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.174540

Center: -153.143, 1890.419

Radius: 12.181

Left Slip Surface Endpoint: -162.061, 1882.122

Right Slip Surface Endpoint: -153.896, 1878.261

Resisting Moment=1166.12 kN-m

Driving Moment=992.826 kN-m

List of All Coordinates

Material Boundary

-172.452 1882.122

-165.452 1878.122

-153.652 1878.122

Material Boundary

-182.452 1878.122

-165.452 1878.122

Material Boundary

-182.452 1876.122

-143.652 1876.122

External Boundary

-143.652 1858.122

-143.652 1876.122

-143.652 1878.122

-153.652 1878.122

-160.652 1882.122

-161.952 1882.122

-172.452 1882.122

-182.452 1882.122

-182.452 1878.122

-182.452 1876.122

-182.452 1858.122

Water Table

-182.452 1876.122
-143.652 1876.122

Distributed Load

-182.452 1882.122
-172.452 1882.122
-161.952 1882.122

14.5 Rilevato H=4.00m – Stabilità locale – Sisma-

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: RILEVATO_locale_sisma-.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 2000
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Invalid Surfaces
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.087
Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.043
1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 5.2

kN/m2

Material Properties

Material: rilevato esistente

Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 1.6 kPa
Friction Angle: 27.5 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: rilevato complanare

Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19.5 kN/m³
Cohesion: 1.6 kPa
Friction Angle: 29.3 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: terreno in sito

Strength Type: Undrained
Unit Weight: 19.4 kN/m³
Cohesion Type: Constant
Cohesion: 64 kPa
Water Surface: None

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.172630
Center: -153.143, 1890.419
Radius: 12.181
Left Slip Surface Endpoint: -162.061, 1882.122
Right Slip Surface Endpoint: -153.896, 1878.261
Resisting Moment=1082.07 kN-m
Driving Moment=922.776 kN-m

List of All CoordinatesMaterial Boundary

-172.452	1882.122
-165.452	1878.122
-153.652	1878.122

Material Boundary

-182.452	1878.122
-165.452	1878.122

Material Boundary

-182.452	1876.122
-143.652	1876.122

External Boundary

-143.652	1858.122
-143.652	1876.122
-143.652	1878.122
-153.652	1878.122
-160.652	1882.122
-161.952	1882.122
-172.452	1882.122
-182.452	1882.122
-182.452	1878.122
-182.452	1876.122

-182.452 1858.122

Water Table

-182.452 1876.122

-143.652 1876.122

Distributed Load

-182.452 1882.122

-172.452 1882.122

-161.952 1882.122

14.6 Rilevato H=4.00m – Stabilità globale – Statico

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: RILEVATO_globale_statico.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Failure Direction: Left to Right

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off

Random Numbers: Pseudo-random Seed

Random Number Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:

Bishop simplified

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular

Search Method: Slope Search

Number of Surfaces: 2000

Upper Angle: Not Defined

Lower Angle: Not Defined

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Invalid Surfaces

Minimum Elevation: Not Defined

Minimum Depth: Not Defined

Loading

1 Distributed Load present:

Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 26
kN/m2

Material Properties

Material: rilevato esistente
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m3
Cohesion: 1.6 kPa
Friction Angle: 27.5 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: rilevato complanare
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19.5 kN/m3
Cohesion: 1.6 kPa
Friction Angle: 29.3 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: terreno in sito
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19.4 kN/m3
Cohesion: 4 kPa
Friction Angle: 20 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.410890
Center: -155.239, 1886.897
Radius: 9.241
Left Slip Surface Endpoint: -163.151, 1882.122
Right Slip Surface Endpoint: -152.341, 1878.122
Resisting Moment=1992.61 kN-m
Driving Moment=1412.31 kN-m

List of All Coordinates

Material Boundary
-172.452 1882.122
-165.452 1878.122
-153.652 1878.122

Material Boundary
-182.452 1878.122
-165.452 1878.122

Material Boundary
-182.452 1876.122
-143.652 1876.122

External Boundary
-143.652 1858.122
-143.652 1876.122
-143.652 1878.122
-153.652 1878.122
-160.652 1882.122
-161.952 1882.122
-172.452 1882.122

-182.452	1882.122
-182.452	1878.122
-182.452	1876.122
-182.452	1858.122

Water Table

-182.452	1876.122
-143.652	1876.122

Distributed Load

-182.452	1882.122
-172.452	1882.122
-161.952	1882.122

14.7 Rilevato H=4.00m – Stabilità globale – Sisma+

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: RILEVATO_globale_sisma+.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 2000
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Invalid Surfaces
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.087

Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.043

1 Distributed Load present:

Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 5.2

kN/m²

Material Properties

Material: rilevato esistente

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 1.6 kPa

Friction Angle: 27.5 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: rilevato complanare

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19.5 kN/m³

Cohesion: 1.6 kPa

Friction Angle: 29.3 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: terreno in sito

Strength Type: Undrained

Unit Weight: 19.4 kN/m³

Cohesion Type: Constant

Cohesion: 64 kPa

Water Surface: None

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 2.644640

Center: -154.790, 1886.527

Radius: 8.510

Left Slip Surface Endpoint: -162.071, 1882.122

Right Slip Surface Endpoint: -153.459, 1878.122

Resisting Moment=2552.31 kN-m

Driving Moment=965.086 kN-m

List of All Coordinates

Material Boundary

-172.452 1882.122

-165.452 1878.122

-153.652 1878.122

Material Boundary

-182.452 1878.122

-165.452 1878.122

Material Boundary

-182.452 1876.122

-143.652 1876.122

External Boundary

-143.652 1858.122

-143.652 1876.122

-143.652 1878.122

-153.652 1878.122

-160.652	1882.122
-161.952	1882.122
-172.452	1882.122
-182.452	1882.122
-182.452	1878.122
-182.452	1876.122
-182.452	1858.122

Water Table

-182.452	1876.122
-143.652	1876.122

Distributed Load

-182.452	1882.122
-172.452	1882.122
-161.952	1882.122

14.8 Rilevato H=4.00m – Stabilità globale – Sisma-

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: RILEVATO_globale_sisma-.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 2000
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Invalid Surfaces
Minimum Elevation: Not Defined

Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.087

Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.043

1 Distributed Load present:

Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 5.2

kN/m²

Material Properties

Material: rilevato esistente

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion: 1.6 kPa

Friction Angle: 27.5 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: rilevato complanare

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19.5 kN/m³

Cohesion: 1.6 kPa

Friction Angle: 29.3 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: terreno in sito

Strength Type: Undrained

Unit Weight: 19.4 kN/m³

Cohesion Type: Constant

Cohesion: 64 kPa

Water Surface: None

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 2.758940

Center: -154.790, 1886.527

Radius: 8.510

Left Slip Surface Endpoint: -162.071, 1882.122

Right Slip Surface Endpoint: -153.459, 1878.122

Resisting Moment=2474.25 kN-m

Driving Moment=896.811 kN-m

List of All Coordinates

Material Boundary

-172.452 1882.122

-165.452 1878.122

-153.652 1878.122

Material Boundary

-182.452 1878.122

-165.452 1878.122

Material Boundary

-182.452 1876.122

-143.652 1876.122

External Boundary

-143.652 1858.122

-143.652	1876.122
-143.652	1878.122
-153.652	1878.122
-160.652	1882.122
-161.952	1882.122
-172.452	1882.122
-182.452	1882.122
-182.452	1878.122
-182.452	1876.122
-182.452	1858.122

Water Table

-182.452	1876.122
-143.652	1876.122

Distributed Load

-182.452	1882.122
-172.452	1882.122
-161.952	1882.122

14.9 Trincea –Statico

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: TRINCEA_globale_statico.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 2000
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Invalid Surfaces
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Material Properties

Material: terreno in sito
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19.4 kN/m³
Cohesion: 4 kPa
Friction Angle: 20 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.675850
Center: -163.063, 1879.177
Radius: 3.518
Left Slip Surface Endpoint: -164.806, 1876.122
Right Slip Surface Endpoint: -159.707, 1878.122
Resisting Moment=205.907 kN-m
Driving Moment=122.867 kN-m

List of All Coordinates

Material Boundary

-164.152	1876.122
-143.652	1876.122

External Boundary

-143.652	1858.122
-143.652	1876.122
-143.652	1878.122
-160.652	1878.122
-164.152	1876.122
-182.452	1876.122
-182.452	1858.122

Water Table

-182.452	1876.122
-143.652	1876.122

14.10 Trincea – Sisma+

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: TRINCEA_globale_sisma+.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 2000
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Invalid Surfaces
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.087
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.043

Material Properties

Material: terreno in sito
Strength Type: Undrained
Unit Weight: 19.4 kN/m³
Cohesion Type: Constant
Cohesion: 64 kPa
Water Surface: None

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 7.683820
Center: -163.353, 1879.954
Radius: 5.563
Left Slip Surface Endpoint: -167.386, 1876.122
Right Slip Surface Endpoint: -158.100, 1878.122
Resisting Moment=4051.43 kN-m
Driving Moment=527.267 kN-m

List of All Coordinates

Material Boundary

-164.152	1876.122
-143.652	1876.122

External Boundary

-143.652	1858.122
----------	----------

-143.652	1876.122
-143.652	1878.122
-160.652	1878.122
-164.152	1876.122
-182.452	1876.122
-182.452	1858.122

Water Table

-182.452	1876.122
-143.652	1876.122

14.11 Trincea – Sisma-

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: TRINCEA_globale_sisma-.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 2000
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Invalid Surfaces
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.087
Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.043

Material Properties

Material: terreno in sito
Strength Type: Undrained
Unit Weight: 19.4 kN/m³
Cohesion Type: Constant
Cohesion: 64 kPa
Water Surface: None

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 8.218790
Center: -163.353, 1879.954
Radius: 5.563
Left Slip Surface Endpoint: -167.386, 1876.122
Right Slip Surface Endpoint: -158.100, 1878.122
Resisting Moment=4051.43 kN-m
Driving Moment=492.947 kN-m

List of All CoordinatesMaterial Boundary

-164.152	1876.122
-143.652	1876.122

External Boundary

-143.652	1858.122
-143.652	1876.122
-143.652	1878.122
-160.652	1878.122
-164.152	1876.122
-182.452	1876.122
-182.452	1858.122

Water Table

-182.452	1876.122
-143.652	1876.122

14.12 Rilevato H=8.00m – Stabilità locale – Statico

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: RILEVATO_H800_locale_statico.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 2000
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Invalid Surfaces
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 26
kN/m²

Material Properties

Material: rilevato complanare
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19.5 kN/m³
Cohesion: 1.6 kPa
Friction Angle: 29.3 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: terrreno in sito
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19.5 kN/m³
Cohesion: 3 kPa

Friction Angle: 25 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.329400
Center: -143.547, 1928.496
Radius: 32.360
Left Slip Surface Endpoint: -164.716, 1904.020
Right Slip Surface Endpoint: -147.147, 1896.336
Resisting Moment=11383.6 kN-m
Driving Moment=8562.97 kN-m

List of All Coordinates

Material Boundary

-189.693	1896.020
-146.593	1896.020

Material Boundary

-209.568	1889.020
-126.718	1889.020

Material Boundary

-209.568	1886.020
-126.718	1886.020

External Boundary

-183.443	1899.020
-184.443	1899.020
-189.693	1896.020
-209.568	1896.020
-209.568	1889.020
-209.568	1886.020
-209.568	1876.020
-126.718	1876.020
-126.718	1886.020
-126.718	1889.020
-126.718	1896.020
-146.593	1896.020
-151.843	1899.020
-152.843	1899.020
-161.593	1904.020
-162.893	1904.020
-173.393	1904.020
-174.693	1904.020

Water Table

-209.568	1886.020
-126.718	1886.020

Distributed Load

-173.393	1904.020
-162.893	1904.020

14.13 Rilevato H=8.00m – Stabilità locale – Sisma+

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: RILEVATO_H800_locale_sisma+.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 2000
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Invalid Surfaces
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.087
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.043
1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 5.2
kN/m²

Material Properties

Material: rilevato complanare
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19.5 kN/m³
Cohesion: 1.6 kPa
Friction Angle: 29.3 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: terreno in sito
Strength Type: Undrained

Unit Weight: 19.5 kN/m³
Cohesion Type: Constant
Cohesion: 64 kPa
Water Surface: None

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.125150
Center: -148.523, 1921.492
Radius: 22.805
Left Slip Surface Endpoint: -163.178, 1904.020
Right Slip Surface Endpoint: -153.058, 1899.142
Resisting Moment=2491.13 kN-m
Driving Moment=2214.05 kN-m

List of All Coordinates

Material Boundary

-189.693	1896.020
-146.593	1896.020

Material Boundary

-209.568	1889.020
-126.718	1889.020

Material Boundary

-209.568	1886.020
-126.718	1886.020

External Boundary

-183.443	1899.020
-184.443	1899.020
-189.693	1896.020
-209.568	1896.020
-209.568	1889.020
-209.568	1886.020
-209.568	1876.020
-126.718	1876.020
-126.718	1886.020
-126.718	1889.020
-126.718	1896.020
-146.593	1896.020
-151.843	1899.020
-152.843	1899.020
-161.593	1904.020
-162.893	1904.020
-173.393	1904.020
-174.693	1904.020

Water Table

-209.568	1886.020
-126.718	1886.020

Distributed Load

-173.393	1904.020
-162.893	1904.020

14.14 Rilevato H=8.00m – Stabilità locale – Sisma-

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: RILEVATO_H800_locale_sisma-.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 2000
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Invalid Surfaces
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.087
Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.043
1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 5.2
kN/m²

Material Properties

Material: rilevato complanare
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19.5 kN/m³
Cohesion: 1.6 kPa
Friction Angle: 29.3 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: terreno in sito
Strength Type: Undrained

Unit Weight: 19.5 kN/m³
Cohesion Type: Constant
Cohesion: 64 kPa
Water Surface: None

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.122900
Center: -143.138, 1928.178
Radius: 31.512
Left Slip Surface Endpoint: -163.372, 1904.020
Right Slip Surface Endpoint: -148.540, 1897.132
Resisting Moment=5581.18 kN-m
Driving Moment=4970.32 kN-m

List of All Coordinates

Material Boundary

-189.693	1896.020
-146.593	1896.020

Material Boundary

-209.568	1889.020
-126.718	1889.020

Material Boundary

-209.568	1886.020
-126.718	1886.020

External Boundary

-183.443	1899.020
-184.443	1899.020
-189.693	1896.020
-209.568	1896.020
-209.568	1889.020
-209.568	1886.020
-209.568	1876.020
-126.718	1876.020
-126.718	1886.020
-126.718	1889.020
-126.718	1896.020
-146.593	1896.020
-151.843	1899.020
-152.843	1899.020
-161.593	1904.020
-162.893	1904.020
-173.393	1904.020
-174.693	1904.020

Water Table

-209.568	1886.020
-126.718	1886.020

Distributed Load

-173.393	1904.020
-162.893	1904.020

14.15 Rilevato H=8.00m – Stabilità globale – Statico

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: RILEVATO_H800_globale_statico.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 2000
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Invalid Surfaces
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 26
kN/m²

Material Properties

Material: rilevato complanare
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19.5 kN/m³
Cohesion: 1.6 kPa
Friction Angle: 29.3 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: terreno in sito
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19.5 kN/m³
Cohesion: 5 kPa

Friction Angle: 25 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.430000
Center: -148.297, 1917.123
Radius: 21.401
Left Slip Surface Endpoint: -165.218, 1904.020
Right Slip Surface Endpoint: -144.738, 1896.020
Resisting Moment=13081.2 kN-m
Driving Moment=9147.7 kN-m

List of All Coordinates

Material Boundary

-189.693	1896.020
-146.593	1896.020

Material Boundary

-209.568	1889.020
-126.718	1889.020

Material Boundary

-209.568	1886.020
-126.718	1886.020

External Boundary

-183.443	1899.020
-184.443	1899.020
-189.693	1896.020
-209.568	1896.020
-209.568	1889.020
-209.568	1886.020
-209.568	1876.020
-126.718	1876.020
-126.718	1886.020
-126.718	1889.020
-126.718	1896.020
-146.593	1896.020
-151.843	1899.020
-152.843	1899.020
-161.593	1904.020
-162.893	1904.020
-173.393	1904.020
-174.693	1904.020

Water Table

-209.568	1886.020
-126.718	1886.020

Distributed Load

-173.393	1904.020
-162.893	1904.020

14.16 Rilevato H=8.00m – Stabilità globale – Sisma+

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: RILEVATO_H800_globale_sisma+.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 2000
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Invalid Surfaces
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.087
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.043
1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 5.2
kN/m²

Material Properties

Material: rilevato complanare
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19.5 kN/m³
Cohesion: 1.6 kPa
Friction Angle: 29.3 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: terreno in sito
Strength Type: Undrained

Unit Weight: 19.5 kN/m³
Cohesion Type: Constant
Cohesion: 64 kPa
Water Surface: None

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.637240
Center: -153.127, 1910.546
Radius: 21.270
Left Slip Surface Endpoint: -173.370, 1904.020
Right Slip Surface Endpoint: -137.590, 1896.020
Resisting Moment=54182.2 kN-m
Driving Moment=33093.7 kN-m

List of All Coordinates

Material Boundary

-189.693	1896.020
-146.593	1896.020

Material Boundary

-209.568	1889.020
-126.718	1889.020

Material Boundary

-209.568	1886.020
-126.718	1886.020

External Boundary

-183.443	1899.020
-184.443	1899.020
-189.693	1896.020
-209.568	1896.020
-209.568	1889.020
-209.568	1886.020
-209.568	1876.020
-126.718	1876.020
-126.718	1886.020
-126.718	1889.020
-126.718	1896.020
-146.593	1896.020
-151.843	1899.020
-152.843	1899.020
-161.593	1904.020
-162.893	1904.020
-173.393	1904.020
-174.693	1904.020

Water Table

-209.568	1886.020
-126.718	1886.020

Distributed Load

-173.393	1904.020
-162.893	1904.020

14.17 Rilevato H=8.00m – Stabilità globale – Sisma-

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: RILEVATO_H800_globale_sisma-.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Slope Search
Number of Surfaces: 2000
Upper Angle: Not Defined
Lower Angle: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Invalid Surfaces
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.087
Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.043
1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 5.2
kN/m²

Material Properties

Material: rilevato complanare
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19.5 kN/m³
Cohesion: 1.6 kPa
Friction Angle: 29.3 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: terreno in sito

Strength Type: Undrained
Unit Weight: 19.5 kN/m³
Cohesion Type: Constant
Cohesion: 64 kPa
Water Surface: None

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.735740
Center: -153.127, 1910.546
Radius: 21.270
Left Slip Surface Endpoint: -173.370, 1904.020
Right Slip Surface Endpoint: -137.590, 1896.020
Resisting Moment=53793.6 kN-m
Driving Moment=30991.7 kN-m

List of All Coordinates

Material Boundary

-189.693	1896.020
-146.593	1896.020

Material Boundary

-209.568	1889.020
-126.718	1889.020

Material Boundary

-209.568	1886.020
-126.718	1886.020

External Boundary

-183.443	1899.020
-184.443	1899.020
-189.693	1896.020
-209.568	1896.020
-209.568	1889.020
-209.568	1886.020
-209.568	1876.020
-126.718	1876.020
-126.718	1886.020
-126.718	1889.020
-126.718	1896.020
-146.593	1896.020
-151.843	1899.020
-152.843	1899.020
-161.593	1904.020
-162.893	1904.020
-173.393	1904.020
-174.693	1904.020

Water Table

-209.568	1886.020
-126.718	1886.020

Distributed Load

-173.393	1904.020
-162.893	1904.020

ALLEGATO 2: TABULATI DI CALCOLO CODICE PLAXIS

REPORT

dicembre 22, 2016

User: I.C. s.r.l.

Title: RILEVATO_00

Table of Contents

1. General Information.....	3
2. Geometry.....	4
3. Mesh data.....	7
4. Material data.....	8
5. Calculation phases.....	11
6. Results for phase 1.....	12
7. Results for phase 5.....	13
8. Results for phase 6.....	14
9. Results for phase 7.....	15
10. Results for phase 8.....	16
11. Results for phase 9.....	17
12. Results for phase 10.....	18
13. Results for phase 11.....	19
14. Results for phase 12.....	20

1. General Information

Table [1] Units

Type	Unit
Length	m
Force	kN
Time	day

Table [2] Model dimensions

	min.	max.
X	-50.000	100.000
Y	-40.000	4.000

Table [3] Model

Model	Plane strain
Element	15-Noded

2. Geometry

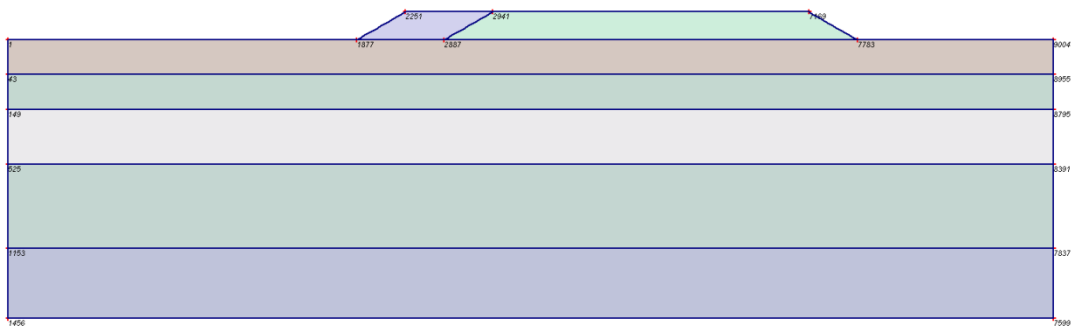


Fig. 1 Plot of geometry model with significant nodes

Table [4] Table of significant nodes

Node no.	x-coord.	y-coord.	Node no.	x-coord.	y-coord.
1877	0.000	0.000	1153	-50.000	-30.000
2251	7.000	4.000	1	-50.000	0.000
2941	19.550	4.000	2887	12.550	0.000
7169	64.900	4.000	43	-50.000	-5.000
7783	71.900	0.000	8955	100.000	-5.000
9004	100.000	0.000	149	-50.000	-10.000
7837	100.000	-30.000	8795	100.000	-10.000

Node no.	x-coord.	y-coord.	Node no.	x-coord.	y-coord.
7599	100.000	-40.000	525	-50.000	-18.000
1456	-50.000	-40.000	8391	100.000	-18.000

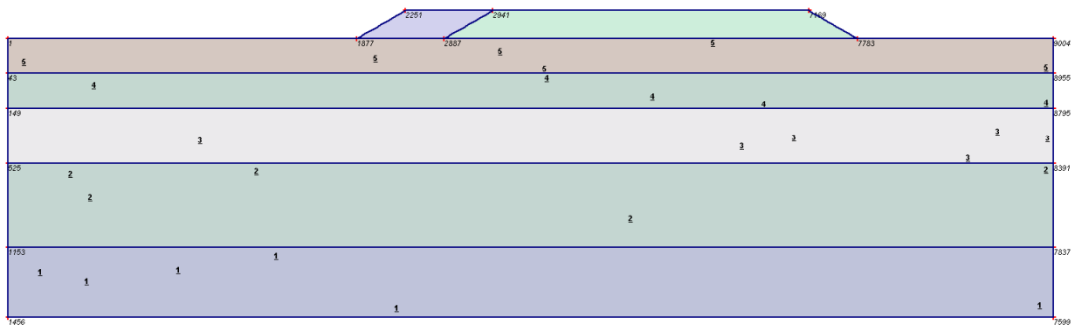


Fig. 2 Plot of geometry model with cluster numbers

Table [5] Table of clusters

Cluster no.	Nodes
1	7837, 7599, 1456, 1153.
2	7837, 1153, 525, 8391.
3	149, 8795, 525, 8391.
4	43, 8955, 149, 8795.
5	1877, 7783, 9004, 1, 2887, 43, 8955.
6	1877, 2251, 2941, 2887.
7	2941, 7169, 7783, 2887.

3. Mesh data

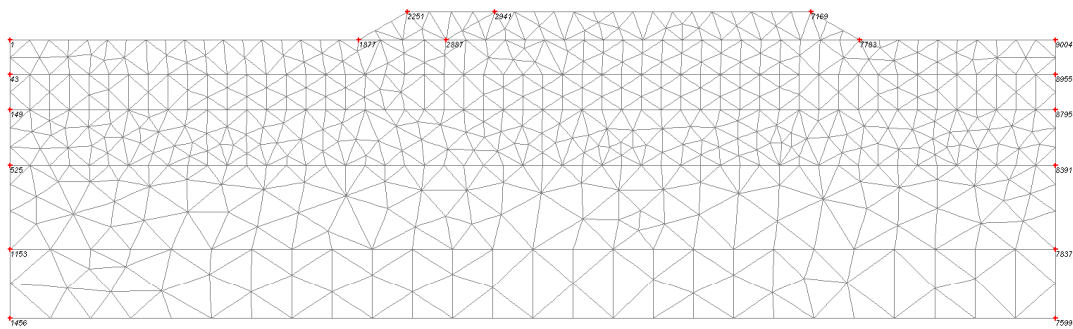


Fig. 3 Plot of the mesh with significant nodes

Table [6] Numbers, type of elements, integrations

Type	Type of element	Type of integration	Total no.
Soil	15-noded	12-point Gauss	1100

4. Material data

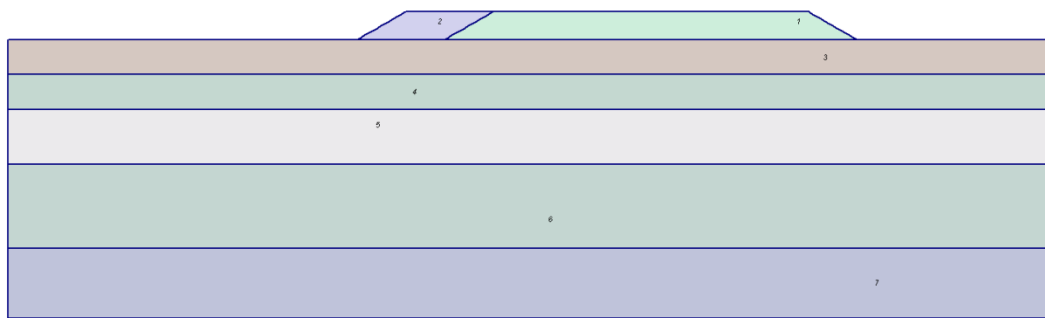


Fig. 4 Plot of geometry with material data sets

Table [7] Soil data sets parameters

<i>Linear Elastic</i>		1	2	3	4
		RIL ESISTENTE	RIL NUOVO	UNITA 1-1	UNITA 1-2
Type		Drained	Drained	Undrained	Undrained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	19.00	19.50	19.50	19.50
γ_{sat}	[kN/m ³]	19.00	19.50	19.50	19.50
k_x	[m/day]	86.400	86.400	0.000	0.000
k_y	[m/day]	86.400	86.400	0.000	0.000
e_{init}	[-]	0.500	0.500	0.500	0.500

<i>Linear Elastic</i>		1	2	3	4
		RIL ESISTENTE	RIL NUOVO	UNITA 1-1	UNITA 1-2
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	30000.00	40000.00	5000.00	7000.00
v	[-]	0.300	0.300	0.300	0.300
G_{ref}	[kN/m ²]	11538.462	15384.615	1923.077	2692.308
E_{oed}	[kN/m ²]	40384.615	53846.154	6730.769	9423.077
E_{incr}	[kN/m ² /m]	0.00	0.00	0.00	0.00
y_{ref}	[m]	0.000	0.000	0.000	0.000
R_{inter}	[-]	1.000	1.000	1.000	1.000
Interface		Neutral	Neutral	Neutral	Neutral
permeability					

<i>Linear Elastic</i>		5	6	7
		UNITA 1-3	UNITA 1-4	UNITA 4
Type		Undrained	Undrained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	19.50	19.50	20.00
γ_{sat}	[kN/m ³]	19.50	19.50	20.00
k_x	[m/day]	0.000	0.000	28.510
k_y	[m/day]	0.000	0.000	28.510
e_{init}	[-]	0.500	0.500	0.500
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	10000.00	12000.00	40000.00
v	[-]	0.300	0.300	0.300
G_{ref}	[kN/m ²]	3846.154	4615.385	15384.615
E_{oed}	[kN/m ²]	13461.538	16153.846	53846.154
E_{incr}	[kN/m ² /m]	0.00	0.00	0.00
y_{ref}	[m]	0.000	0.000	0.000
R_{inter}	[-]	1.000	1.000	1.000

<i>Linear Elastic</i>	5 UNITA 1-3	6 UNITA 1-4	7 UNITA 4
Interface permeability	Neutral	Neutral	Neutral

5. Calculation phases

Table [8] List of phases

Phase	Ph-No.	Start phase	Calculation type	Load input	First step	Last step
Initial phase	0	0		-	0	0
RILEVATO ESISTENTE	1	0	Plastic	Staged construction	1	1
CONS RILEVATO ESISTENTE	5	1	Consolidation	Minimum pore pressure	2	10
AMPLIAMENTO	6	5	Consolidation	Ultimate time	11	12
CONS 30gg	7	6	Consolidation	Ultimate time	13	13
CONS 1 ANNO	8	7	Consolidation	Ultimate time	14	16
CONS 2 ANNI	9	8	Consolidation	Ultimate time	17	17
CONS 5 ANNI	10	9	Consolidation	Ultimate time	18	19
CONS 20 ANNI	11	10	Consolidation	Ultimate time	20	22
CONS 100%	12	11	Consolidation	Minimum pore pressure	23	23

6. Results for phase 1

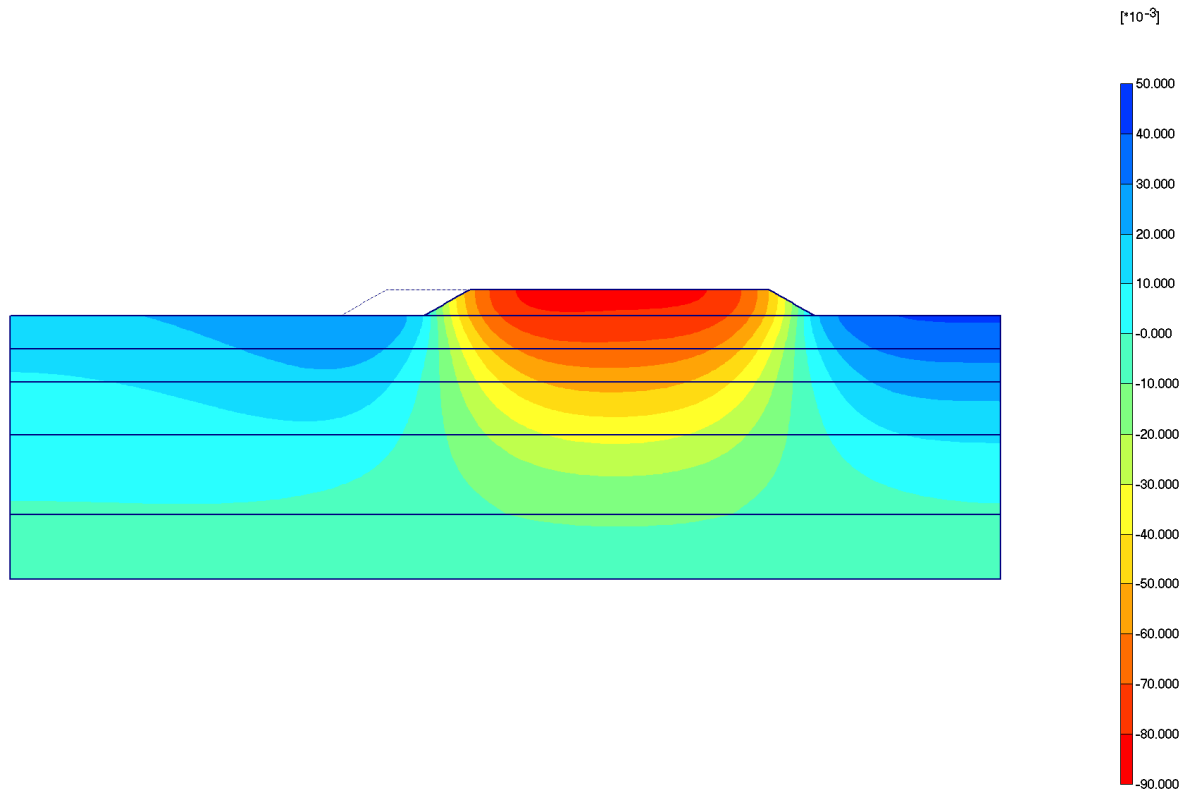


Fig. 5 Plot of vertical displacements (shadings)

- step no: 1 - (phase: 1)

7. Results for phase 5

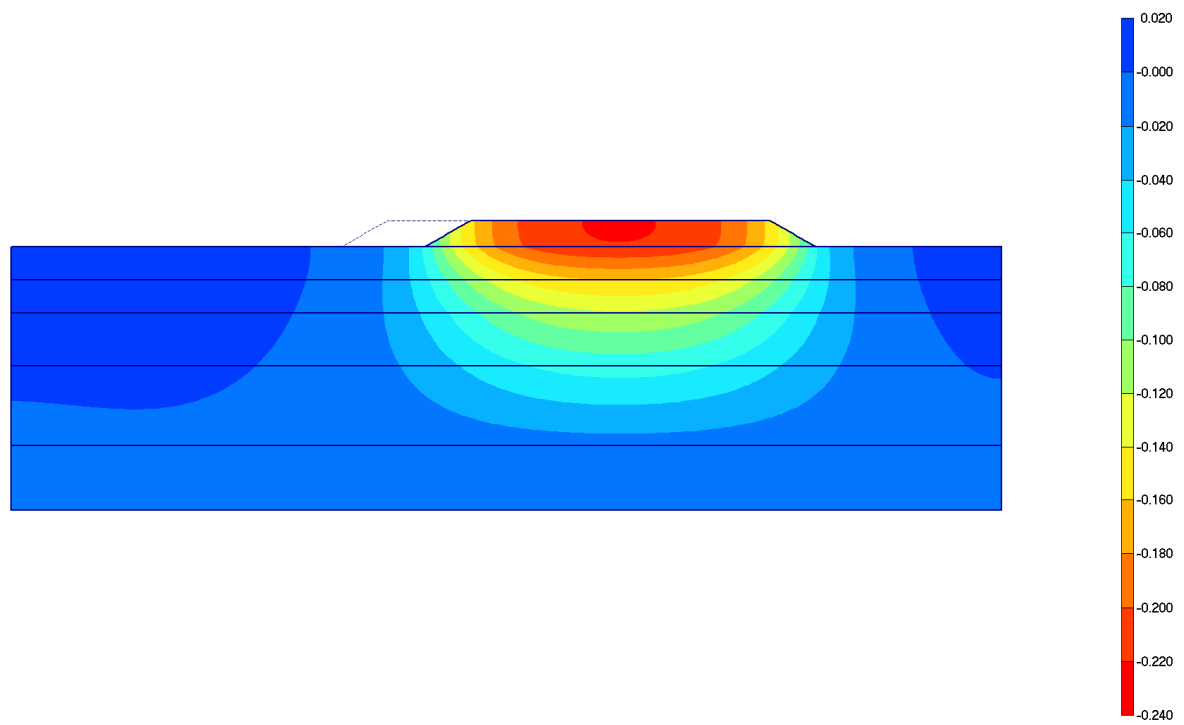


Fig. 6 Plot of vertical displacements (shadings)

- step no: 10 - (phase: 5)

8. Results for phase 6

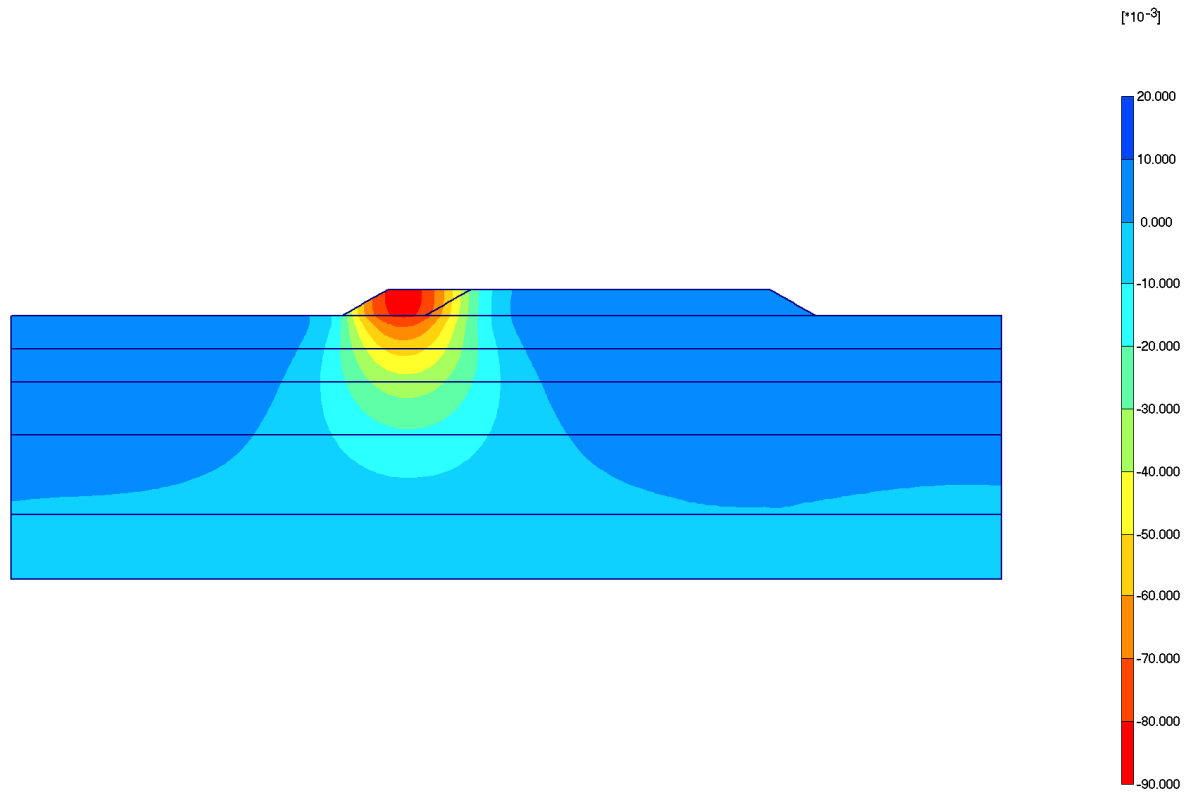


Fig. 7 Plot of vertical displacements (shadings)

- step no: 12 - (phase: 6)

9. Results for phase 7

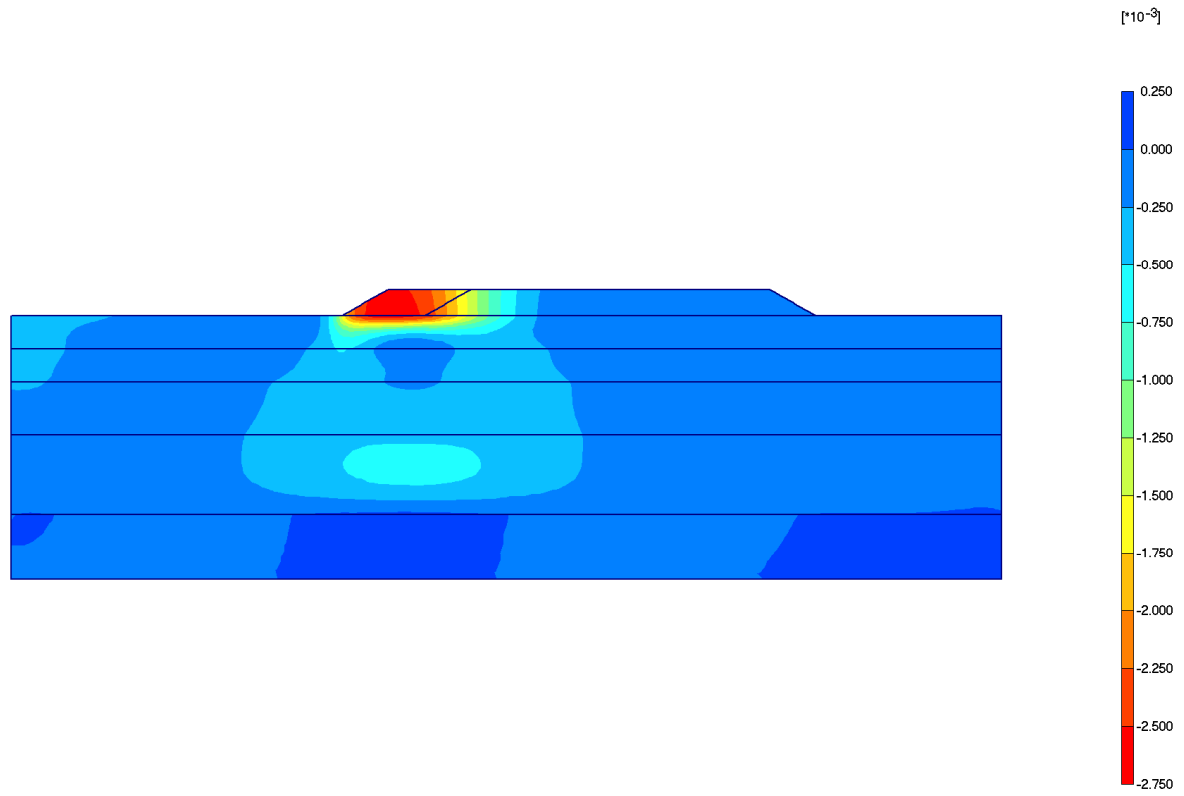


Fig. 8 Plot of vertical displacements (shadings)

- step no: 13 - (phase: 7)

10. Results for phase 8

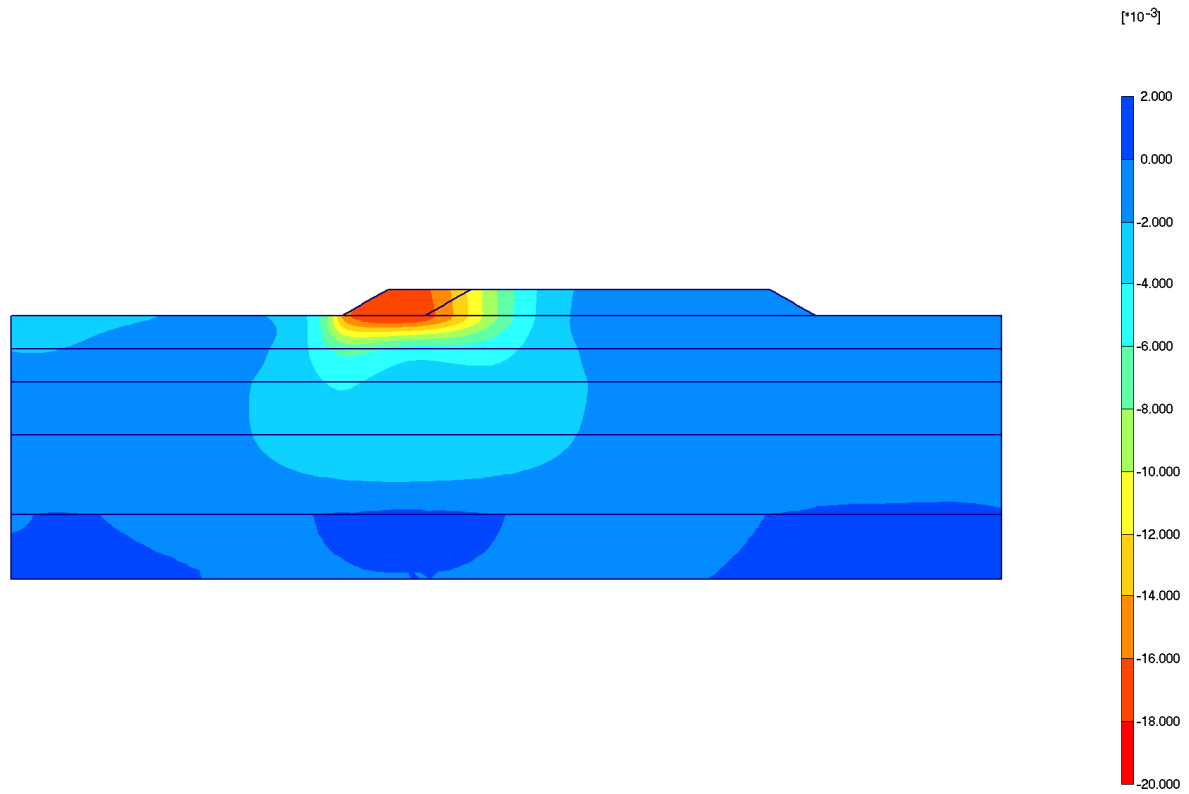


Fig. 9 Plot of vertical displacements (shadings)

- step no: 16 - (phase: 8)

11. Results for phase 9

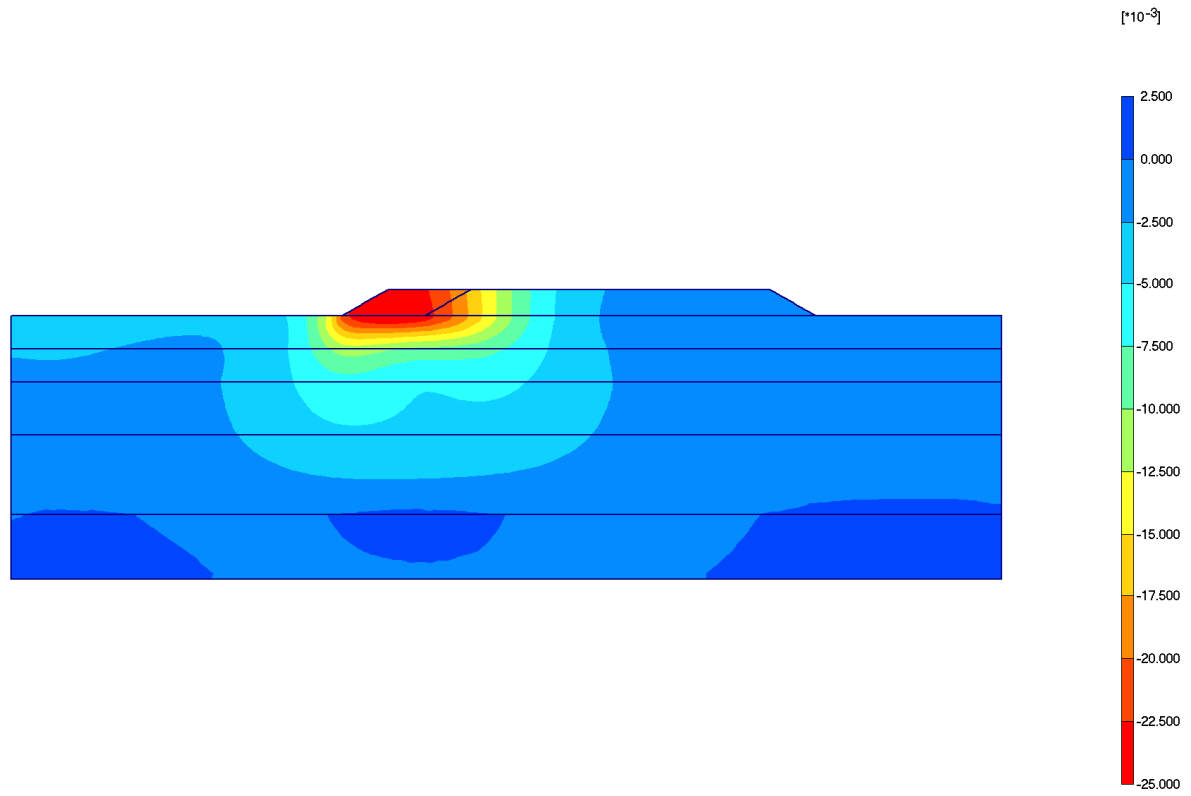


Fig. 10 Plot of vertical displacements (shadings)

- step no: 17 - (phase: 9)

12. Results for phase 10

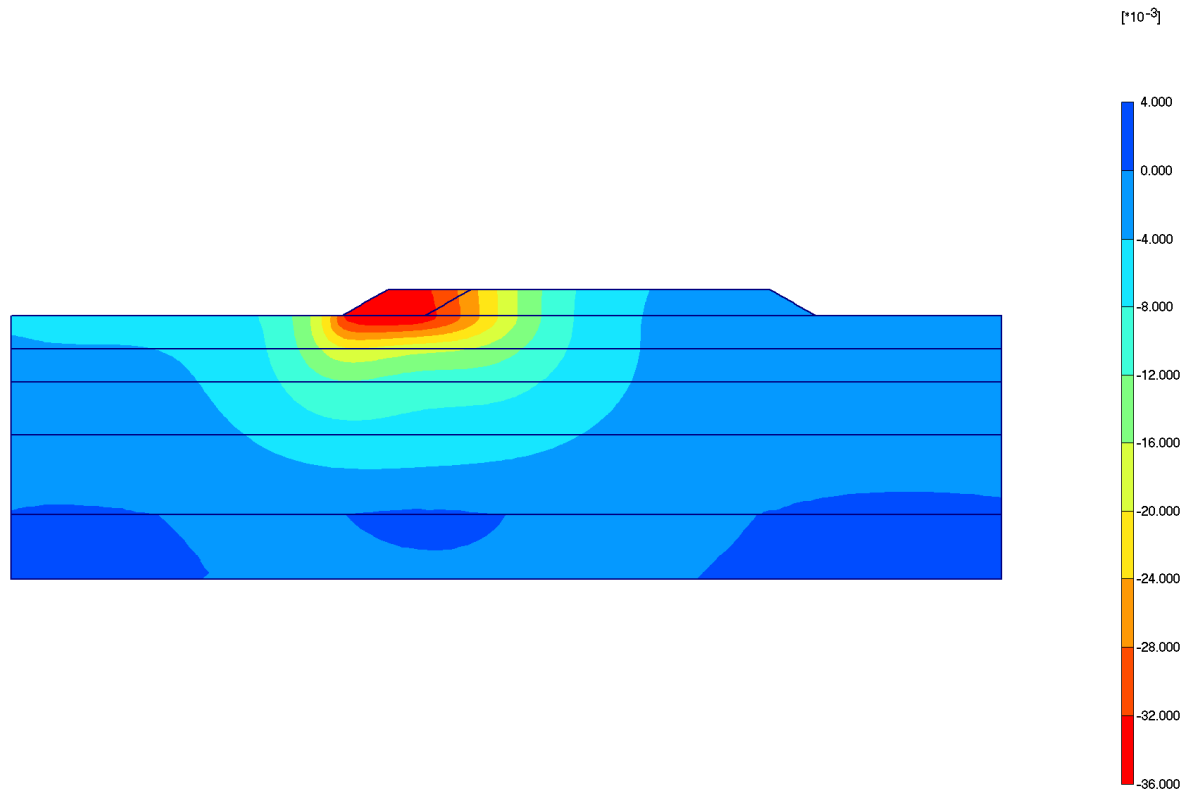


Fig. 11 Plot of vertical displacements (shadings)

- step no: 19 - (phase: 10)

13. Results for phase 11

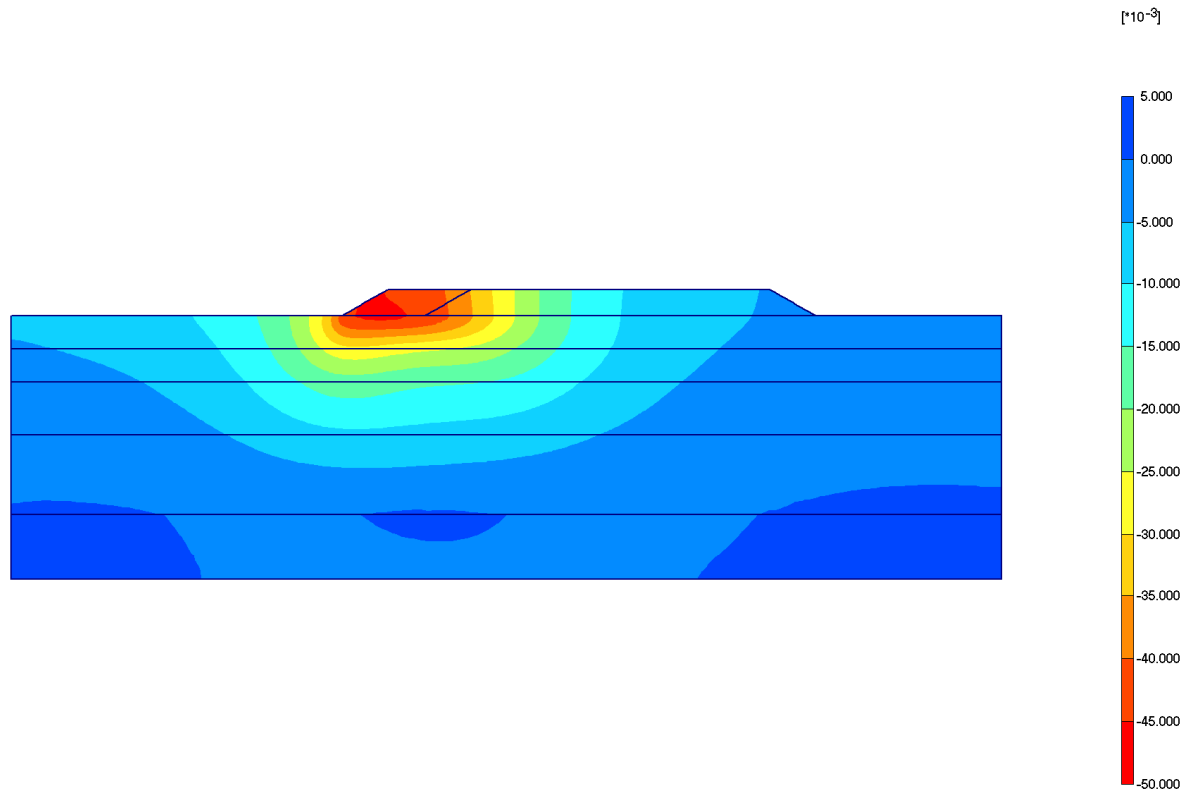


Fig. 12 Plot of vertical displacements (shadings)

- step no: 22 - (phase: 11)

14. Results for phase 12

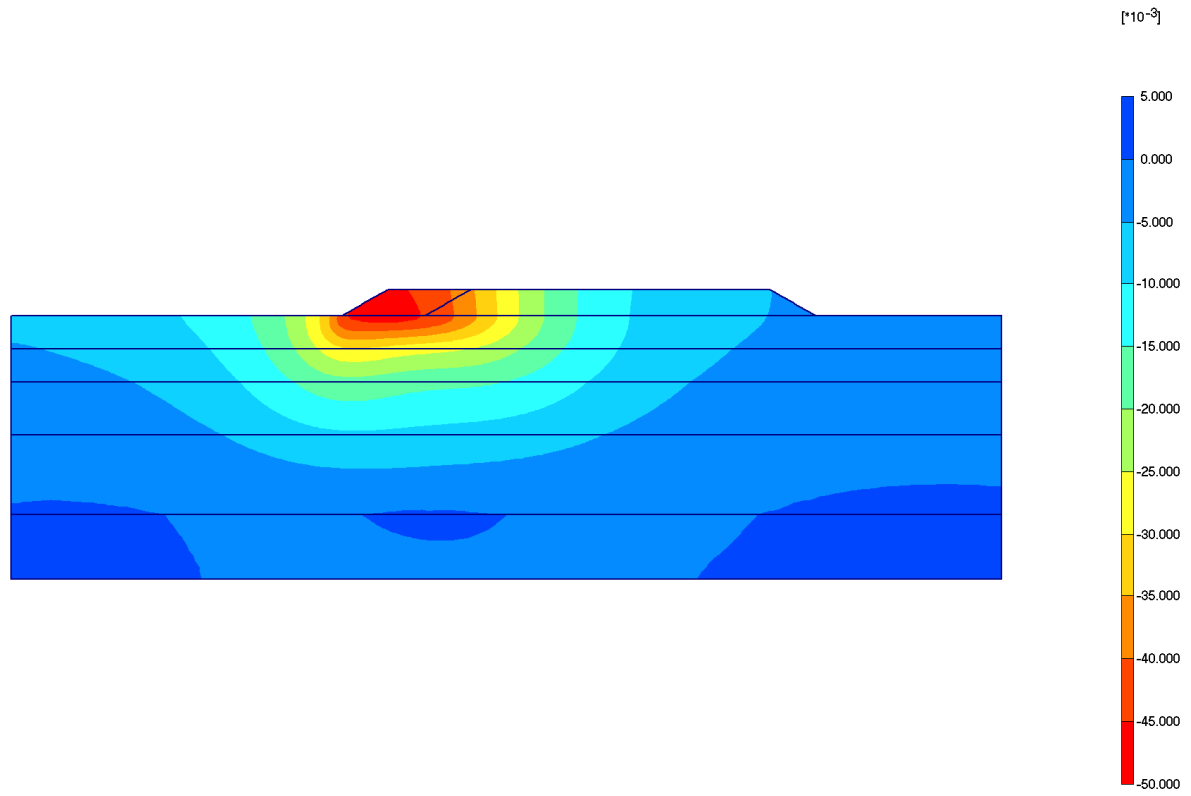


Fig. 13 Plot of vertical displacements (shadings)

- step no: 23 - (phase: 12)