

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA

RELAZIONE GENERALE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano n.A20155

RESPONSABILE GEOTECNICA
ALL'APERTO

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO										ORDINATORE	
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	DG	GTA	GE000	00000	R	A P E	0001	2	
											-

 	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068				n.	data
					0	SETTEMBRE 2020
					1	
					2	
	REDATTO:		VERIFICATO:		3	-
					4	-

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

Sommario

1	INTRODUZIONE.....	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI	4
2.2	BIBLIOGRAFIA	6
2.3	DOCUMENTAZIONE “POTENZIAMENTO DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA” (P.E. 2004)	10
3	CAMPAGNE GEOGNOSTICHE DISPONIBILI	11
4	INQUADRAMENTO SISMICO	13
4.1	STRUTTURE SISMOGENETICHE	13
4.2	DEFINIZIONE DELLE AZIONI SISMICHE DI PROGETTO	15
4.3	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	17
4.4	ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SITO	19
5	STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE	21
5.1	DATI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	21
5.2	METODO DI CALCOLO	22
5.2.1	Valutazione della sollecitazione ciclica CSR.....	22
5.2.2	Valutazione della resistenza ciclica CRR da CPT	23
5.2.3	Indice del potenziale di liquefazione	26
5.3	RISULTATI DELL'ANALISI	27
6	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	29
6.1	GENERALITÀ	29
6.2	LIVELLI DI FALDA	30
6.3	MATERIALI A GRANA GROSSA (SABBIE E GHIAIE)	32
6.3.1	Introduzione.....	32
6.3.2	Stato iniziale del deposito	32
6.3.3	Angolo di resistenza al taglio	35
6.3.4	Caratteristiche di deformabilità	36
6.3.5	Coefficienti di permeabilità	40
6.4	MATERIALI A GRANA FINE	43
6.4.1	Introduzione.....	43
6.4.2	Classificazione.....	43
6.4.3	Stato tensionale iniziale.....	45
6.4.4	Resistenza al taglio non drenata	46
6.4.5	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	47
6.4.6	Caratteristiche di deformabilità	48
6.4.7	Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria	50
7	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	52
7.1	UNITÀ GEOTECNICA “A”	52
7.1.1	Caratteristiche fisiche	52
7.1.2	Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione	60
7.1.3	Resistenza al taglio non drenata	62

7.1.4	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	65
7.1.5	Deformabilità e consolidazione in condizioni edometriche.....	68
7.1.6	Modulo di taglio a piccole deformazioni da CPTU.....	71
7.1.7	Coefficienti di permeabilità.....	73
7.2	UNITÀ GEOTECNICA “B”	75
7.2.1	Caratteristiche fisiche.....	75
7.2.2	Resistenza al taglio.....	79
7.2.3	Caratteristiche di deformabilità	79
7.3	RILEVATI ESISTENTI	81
8	ALLEGATI.....	85
8.1	VALUTAZIONE V_{s30} DA PROVE DOWN HOLE	85
8.2	VERIFICHE A LIQUEFAZIONE MEDIANTE CPT	93
8.3	INTERPRETAZIONE PROVE N_{SPT}	111
8.3.1	Sondaggio PB1	111
8.3.2	Sondaggio PB2	118
8.3.3	Sondaggio PB3	125
8.3.4	Sondaggio PB5	132
8.3.5	Sondaggio PB6	139
8.3.6	Sondaggio PB7	146
8.3.7	Sondaggio PB8	153
8.3.8	Sondaggio PB9	160
8.3.9	Sondaggio PB10	167
8.3.10	Sondaggio PB12	174
8.3.11	Sondaggio PB12_bis	181
8.3.12	Sondaggio PB14	187
8.3.13	Sondaggio PB16	194
8.3.14	Sondaggio PB17_bis	201
8.3.15	Sondaggio PB19	208
8.3.16	Sondaggio PB21_bis	215
8.3.17	Sondaggio PB22	222
8.3.18	Sondaggio PB24	229
8.3.19	Sondaggio PB25	236
8.3.20	Sondaggio PB26	243
8.3.21	Sondaggio PB27	250
8.3.22	Sondaggio PB28	257
8.3.23	Sondaggio PB29	264

1 INTRODUZIONE

La presente relazione contiene la caratterizzazione stratigrafica – geotecnica dei terreni interessati dalle opere relative al Potenziamento del Sistema Autostradale e Tangenziale di Bologna, nel tratto tra il km 8+750 ed il km 21+600, la definizione dei parametri sismici e la verifica nei confronti del fenomeno di liquefazione dei terreni.

L'area oggetto di studio, che ricade nel territorio comunale di Bologna e nel comune di San Lazzaro di Savena, era già stata investigata ai fini della redazione del Progetto Esecutivo di un precedente intervento di “Potenziamento del Sistema Autostradale e Tangenziale di Bologna” (progetto del marzo 2004, realizzato negli anni immediatamente successivi).

Ulteriori campagne di investigazione geognostica sono state tuttavia eseguite allo scopo di:

- Confermare o meglio definire i range di variabilità dei parametri fisici e meccanici dei terreni di interesse per gli interventi in progetto;
- Migliorare la definizione dei rapporti stratigrafici tra le unità geotecniche presenti in corrispondenza delle opere d'arte maggiori;
- Definire, anche mediante misure dirette delle velocità delle onde di taglio, la categoria di suolo e l'azione sismica di progetto ai sensi della normativa attualmente vigente (NTC 2018).

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

- [1] Decreto Ministeriale n. 47 (11/3/1988). “Norme Tecniche riguardanti le indagini su terreni e sulle rocce; i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- [2] Istruzioni relative alle “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione” - Cir. Dir. Cen. Tecn. n° 97/81.
- [3] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, “Approvazione delle Nuove Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n 30.
- [4] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008, G.U. n.47 del 26-02-2009, Supplemento ordinario n. 27.
- [5] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.42 del 20.02.2018, Supplemento Ordinario n.8.
- [6] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018, G.U. n. 35 dell'11-02-2019, Supplemento Ordinario n. 5.
- [7] EN 1997 Eurocodice 7 “Geotechnical Design”, Part 1: General rules; Part 2: Standards for laboratory testing; Part 3: Standards for field testing.
- [8] Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia INGV - “Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica- Rapporto Conclusivo” (Aprile 2004);
- [9] Presidenza del Consiglio dei Ministri Dipartimento della Protezione Civile “Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica – Parte I e II” (2008);
- [10] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1977) - Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche.
- [11] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1994) - Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio.
- [12] UNI EN ISO 14688-1:2003 – Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione.
- [13] UNI CEN ISO/TS 17892-1:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 1: Determinazione del contenuto in acqua.
- [14] UNI CEN ISO/TS 17892-2:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 2: Determinazione della massa volumica dei terreni a grana fine.

-
- [15] UNI CEN ISO/TS 17892-3:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 3: Determinazione della massa volumica dei granuli solidi – metodo del picnometro.
 - [16] UNI CEN ISO/TS 17892-4:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 4: Determinazione della distribuzione granulometrica.
 - [17] Norma Svizzera SNV 670 317a – Prova di carico su piastra.
 - [18] CNR B.U. 22 - ASTM D1556 - ASTM D2937 - ASTM D 2167 - AASHTO T 191 - Prova di densità in sito.
 - [19] British Standard Methods of test for “Soil for civil engineering purposes” – Part 9; In-situ tests, 4.3 determination of the in-situ California Bearing Ratio (CBR).
 - [20] UNI EN 13242:2008 - Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade.
 - [21] UNI EN 13285:2004 - Miscele non legate – Specifiche.
 - [22] UNI EN 13286-47:2006 – Miscele non legate e legate con leganti idraulici – Parte 47: metodo di prova per la determinazione dell'indice di portanza CBR, dell'indice di portanza immediata e del rigonfiamento.
 - [23] UNI CEN ISO/TS 17892-12:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 12: Determinazione dei limiti di Atterberg.
 - [24] UNI EN 1744-1:1999 - Prove per determinare le proprietà chimiche degli aggregati - Analisi chimica.
 - [25] UNI EN 933-9:2009 - Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati - Parte 9: Valutazione dei fini - Prova del blu di metilene.
 - [26] CNR – Bollettino Ufficiale (Norme Tecniche) – Anno VII – N.36 – 21 febbraio 1973 - Stabilizzazione delle terre con calce.
 - [27] UNI EN 459-2:2002 - Calci da costruzione - Metodi di prova.
 - [28] ASTM C977-92 - Determinazione del Contenuto Iniziale di Calce – CIC.
 - [29] ASTM D 2974 - Determinazione del tenore in sostanza organica (metodo C) o, in alternativa, << AFNOR NF 94-055 – Determinazione del tenore in sostanza organica (Détermination de la teneur pondérale en matière organique) >>.
 - [30] ASTM D 4373 - Determinazione rapida del tenore in carbonati.
 - [31] AASHTO mod. T180 – Prova Proctor modificata.
 - [32] AASHTO mod. T180 – Prova CBR.
 - [33] ASTM D4253 - 00(2006) Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table.
 - [34] ASTM D4254 - 00(2006) Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density.

2.2 BIBLIOGRAFIA

- [35] Atkinson J.H., Bransby P.L. (1978) "The mechanics of soils – An Introduction to Critical State Soil Mechanics" Univ. Series in Civil Eng., Mc Graw-Hill.
- [36] 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.
- [37] Basili R., G. Valensise, P. Vannoli, P. Burrato, U. Fracassi, S. Mariano, M.M. Tiberti, E. Boschi (2008), The Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3: summarizing 20 years of research on Italy's earthquake geology, Tectonophysics, doi:10.1016/j.tecto.2007.04.014.
- [38] Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Robertson P.K. (1989) "Design parameters of cohesionless soils from in situ tests" Spec. Session of In Situ Testing of Soil Properties for Transportation Facilities, National Research Council, TRB, Washington.
- [39] Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure.
- [40] Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema. Bjerrum L. (1972) "Embankments on soft ground" Proc. of Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette.
- [41] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36, n° 1.
- [42] Boncio P. and Lavecchia G., 2000, A structural model for active extension in Central Italy. Geodyn., 29, 233-244.
- [43] Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" Géotechnique 40, n° 3, pag. 329.
- [44] Burland J.B., Burbidge M.C. (1985) "Settlement of foundations on sand and gravel" Proc. ICE, Part 1, 78.
- [45] Camassi R., Bernardini F., Ercolani E. INGV-Milano, Rilievo macrosismico degli effetti prodotti dalla sequenza sismica iniziata il 14 settembre 2003 (Appennino Bolognese). <http://www.mi.ingv.it/eq/030914/sequenza.html>.
- [46] Cestari F. (1996) "Prove geotecniche in sito", II edizione, ed. GEO-GRAPH s.n.c., Segrate.
- [47] Charles J.A. (1989) "Geotechnical properties of coarse grained soils" General Report, Discussion Session 8, Proceedings XII ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro.
- [48] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- [49] 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.
- [50] DISS Working Group (2010). Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.1.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas.

<http://diss.rm.ingv.it/diss/>, © INGV 2010 - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - All rights reserved.

- [51] Duncan J.M., Buchignani A.L. (1976) "An engineering manual for settlement studies" Geotechnical Engineering, Dept. Of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- [52] Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
- [53] Kokusho, T. and Tanaka, Y.: Dynamic properties of gravel layers investigated by in-situ freezing sampling, ASCE Geotechnical Eng. Div. Sessions, ASCE Convention (Atlanta), pp121-140, 1994.
- [54] Ishihara, K. and Yoshimine (1992) "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes". Soils and Foundations Vol. 32, n°1, p. 173-188.
- [55] Feng, T.W. 1991. Compressibility and permeability of natural soft clays, and surcharging to reduce settlements. Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Ill.
- [56] Foti S., Lai C., Lancellotta R. (2002) "Porosity of fluid-saturated porous media from measured seismic wave velocities" Géotechnique 52, n° 5, pp. 359-373.
- [57] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali.
- [58] Leroueil S., Vaughan P.R. (1990) "The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks" Geotechnique, 40, n. 3, pag. 467.
- [59] 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.
- [60] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
- [61] Ladd C.C., Foot R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. (1977) "Stress deformation and strength characteristics" S.O.A. Report, Proc. IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, Vol. 2.
- [62] Leroueil S., Jamiolkowski M. (1991) "Exploration of soft soil and determination of design parameters" Proceedings of GEOCOAST'91, General Report, Session 1, Yokohama, Japan.
- [63] Li A. L., Rowe R.K. (2002) "Some design considerations for embankments on rate sensitive soils" "Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 128, n° 11, ASCE, pp. 885-887.
- [64] 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.
- [65] Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol.86, No.SM5, pp.63-91.
- [66] Meletti C., Montaldo V., 2007. Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni: valori di ag. Progetto DPC-INGV S1, Deliverable D2, <http://esse1.mi.ingv.it/d2.html>.
- [67] Mitchell J.K. (1976) "Fundamentals of soil behavior" John Wiley & Sons.

-
- [68] Nagaraj T.S., Miura N. (2001) "Soft clay behaviour – Analysis and assessment" Balkema, Rotterdam.
 - [69] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
 - [70] Powell, J.J.M. and Butcher, A.P. (1991) "Assessment of ground stiffness from field and laboratory tests". Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, 1, 153-6, Balkema Pub., Rotterdam.
 - [71] Randolph M.F., Wroth C.P.T. (1981) "Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles" Géotechnique.
 - [72] Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1974) "Analysis of laterally loaded piles in sand" Proc. VI Offshore Technology Conference, OTC 2080, Houston, Texas.
 - [73] Rocchi G., Fontana F., Da Prat, M. (2003) "Modelling of natural soft clay destruction processes using viscoplasticity theory" Géotechnique 53, n° 8, pp. 729-745.
 - [74] Schofield A.N. & Wroth C.P. (1968) "Critical state soil mechanics" Mc Graw-Hill.
 - [75] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971) "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 97(9), p.1249-1273.
 - [76] Seed H.B., De Alba P. (1986) "Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands" Proceedings of In-Situ '86, Virginia Tech., Blacksburg, Geotechnical Special Publication n° 6, ASCE.
 - [77] Scott R. F. (1989) "Consolidation of sensitive clay as phase change process" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, n°10.
 - [78] Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proceedings VII ECSMFE, Brighton.
 - [79] 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.
 - [80] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
 - [81] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
 - [82] Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.
 - [83] Stucchi et alii. (2007). DBMI04, il database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani utilizzato per la compilazione del catalogo parametrico CPTI04. <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/> Quaderni di Geofisica, Vol 49, pp.38.
 - [84] Tavenas F., Leblond P., Jean P., Leroueil S. (1983a) "The permeability of natural soft clays. Part I: Methods of laboratory measurement" Canadian Geotechnical Journal, vol. 20.

-
- [85] Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) “The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics” Canadian Geotechnical Journal, vol. 20.
- [86] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) “Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content” Soils and Foundations 23, n° 4.
- [87] Wood D.M. (1990) “Soil Behavior and critical state soil mechanics” Cambridge University Press.
- [88] Vucetic M., Dobry R. (1991) “Effect of soil plasticity on cyclic response” Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [89] Youd T.D. (1972) “Factors controlling maximum and minimum density of sands” Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.
- [90] Youd T.L., and Idriss I.M. eds (1997), Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-022.
- [91] Youd T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Castro G., Christian J.T., Dobry R., Finn L.W.D., Harder L.F. Jr., Hynes M.H., Ishihara K., Koester J.P., Liao S.S.C., Marcuson W.F. III, Martin G.R., Mitchell J.K., Moriwaki Y., Power M.S., Robertson P.K., Seed R.B., Stokoe K.H. II (2001) “Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 127, n° 10, 817-833.

2.3 DOCUMENTAZIONE “POTENZIAMENTO DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA” (P.E. 2004)

- [92] GLG001 Relazione geologica.
- [93] GLG002 Planimetria e profilo geologici - Tav. 1/4.
- [94] GLG003 Planimetria e profilo geologici - Tav. 2/4.
- [95] GLG004 Planimetria e profilo geologici - Tav. 3/4
- [96] GLG005 Planimetria e profilo geologici - Tav. 4/4.
- [97] GLG006 Indagini geognostiche in sito - Campagne 1984 -1986
- [98] GLG007 Indagini geognostiche in sito - Campagne 1999 -2000
- [99] GLG008 Prove geotecniche di laboratorio - Campagne 1984 -1986
- [100] GLG009 Prove geotecniche di laboratorio - Campagne 2000
- [101] GTA Relazione Geotecnica
- [102] GTA510 Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km 8+400 a progr. Km 10+000
- [103] GTA511 Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km10+000 a progr. Km 11+500
- [104] GTA512 Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km 11+500 a progr. Km 13+000
- [105] GTA513 Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km13+000 a progr. Km 14+500
- [106] GTA514 Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km14+500 a progr. Km 16+000
- [107] GTA515 Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km 16+000 a progr. Km 17+500
- [108] GTA516 Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km 17+500 a progr. Km 19+000
- [109] GTA517 Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km 19+000 a progr. Km 20+500
- [110] GTA518 Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km 20+500 a progr. Km 22+300
- [111] GTA520 Profilo geotecnico da progr. Km 8+400 a progr. Km 10+000
- [112] GTA521 Profilo geotecnico da progr. Km10+000 a progr. Km 11+500
- [113] GTA522 Profilo geotecnico da progr. Km 11+500 a progr. Km 13+000
- [114] GTA523 Profilo geotecnico da progr. Km13+000 a progr. Km 14+500
- [115] GTA524 Profilo geotecnico da progr. Km14+500 a progr. Km 16+000
- [116] GTA525 Profilo geotecnico da progr. Km 16+000 a progr. Km 17+500
- [117] GTA526 Profilo geotecnico da progr. Km 17+500 a progr. Km 19+000
- [118] GTA527 Profilo geotecnico da progr. Km 19+000 a progr. Km 20+500
- [119] GTA528 Profilo geotecnico da progr. Km 20+500 a progr. Km 22+300

3 CAMPAGNE GEOGNOSTICHE DISPONIBILI

Al fine di acquisire ulteriori elementi necessari alla caratterizzazione geotecnica e stratigrafica dei terreni presenti nel tratto in oggetto, tra il 2016 e il 2018, sono state condotte due campagne geognostiche, in sito e in laboratorio, costituite complessivamente da:

- n°36 sondaggi geognostici verticali (sigla PBxx) di cui n. 23 eseguiti a carotaggio continuo e n. 3 eseguiti a distruzione di nucleo, spinti a profondità massima di 50m, con esecuzione di prove in foro tipo SPT, prove d'acqua Lefranc e prelievo di campioni indisturbati, rimaneggiati ed ambientali; i sondaggi sono stati completati mediante installazione di tubi piezometrici e/o celle Casagrande e di tubi in PVC per Down Hole;
- n°22 pozzetti esplorativi superficiali (PZ-PBxx) spinti a profondità massima di 4m da p.c., con esecuzione di prove di carico su piastra, prove di densità e prelievo di campioni rimaneggiati ed ambientali;
- n°8 pozzetti ambientali (PZ-AMB-Mx) realizzati in area “Michelino” mediante escavatore e spinti a profondità massima di 3m da p.c., con prelievo di campioni ambientali;
- n°10 pozzetti ambientali (PZ-AMBxx) realizzati mediante trivella elettromeccanica e spinti a profondità massima di 1,5m da p.c., con prelievo di campioni ambientali;
- n°8 prospezioni sismiche in foro di tipo Down Hole, eseguite nei fori di sondaggio PB3(DH), PB6(DH), PB10(DH), PB12(DH), PB17(DH), PB21(DH), PB24(DH), PB26(DH);
- n°5 prove penetrometriche statiche (CPTUx) spinte a profondità massima di 38,5 m, di cui 2 con esecuzione di pre-foro (rivestito in PVC cementato).
- prove geotecniche di laboratorio sui campioni prelevati dai sondaggi geognostici e dai pozzetti esplorativi, costituite da prove di caratterizzazione fisica (granulometrie e limiti), prove meccaniche (di compressione triassiale, edometriche e di taglio diretto) e prove meccaniche dinamiche (colonna risonante, taglio torsionale ciclico e prova triassiale ciclica a sforzo controllato - prova a liquefazione).

All'interno dei fori di sondaggio e dei pozzetti esplorativi sono state eseguite prove meccaniche per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità dei terreni, in particolare:

- Prove SPT;
- Prove pressiometriche (tipo Ménard);
- Prove di carico su piastra;
- Prove di densità in situ.

L'ubicazione delle indagini eseguite lungo il tracciato è riportata in dettaglio negli elaborati grafici di progetto, unitamente all'interpretazione dei relativi risultati in termini stratigrafici (planimetrie e profili geotecnici).

PROGETTO DEFINITIVO

I certificati delle indagini in sito e delle analisi di laboratorio sono riportati invece in specifici documenti allegati al progetto.

Sono stati altresì tenuti in conto i risultati di diverse campagne geognostiche di sito e di laboratorio precedentemente condotte nell'area in esame, sintetizzate in Tabella 3-1.

Anno	Impresa	N° Sondaggi	Prof. sond. min ÷ max	N° CPT	Prof. CPT min ÷ max	N° Pozzetti	Prof. pozz. min ÷ max
1984	TECNOSOIL	28	12.0 ÷ 50.0	25	4.0 ÷ 34.0	----	----
1986	RADAELLI CASTELLOTTI	6	30.0 ÷ 40.0	---	----	----	----
1999	SERVIZI GEOTECNICI	4	25.0 ÷ 45.0	6	9.0 ÷ 28.5	9	4.0 ÷ 5.0
2000	SERVIZI GEOTECNICI	6	10.0 ÷ 25.45	12	7.0 ÷ 40.0	16	1.5 ÷ 3.5
2010	SOGEO	17	12 ÷ 30	15	3.6 ÷ 30	----	----

Tabella 3-1: Sintesi indagini eseguite nelle diverse campagne geognostiche.

4 INQUADRAMENTO SISMICO

L'inquadramento sismico delle aree oggetto di studio è stato redatto in accordo alle prescrizioni fornite dalle NTC2018 (vedi documento di riferimento [3]).

4.1 STRUTTURE SISMOGENETICHE

La pericolosità sismica è da intendersi come “grado di probabilità che si verifichi, in una determinata area ed in un determinato periodo di tempo, un evento sismico dannoso con l'insieme degli effetti geologici e geofisici ad esso connessi, senza alcun riguardo per le attività umane”. L'analisi del livello di pericolosità distingue quindi due fasi:

- Definizione della pericolosità sismica di base, in condizioni di sito di riferimento rigido (categoria A) con superficie topografica orizzontale, in assenza di discontinuità stratigrafiche e/o morfologiche;
- Analisi della pericolosità locale, ossia della modificazione locale dello scuotimento sismico prodotta dalle reali condizioni al contorno (caratteristiche del terreno, successione litostratigrafica, condizioni morfologiche, ecc.).

I dati di sismicità ottenuti dai database di riferimento sono stati gestiti in associazione agli elementi descritti attraverso la zonazione ZS9, allo scopo di predisporre gli elementi di ingresso per il calcolo della pericolosità sismica sull'intero territorio nazionale. L'area oggetto di studio è situata nella zona 913 - Appennino Emiliano Romagnolo (Figura 4-1 tratta da rif. [8]) la cui magnitudo di riferimento è indicata nella Figura 4-2 in cui è riportata la tabella dei valori di magnitudo massime per le differenti zone sismo genetiche (rif. [9]).

Per il tratto di interesse la magnitudo è pari a 6.14.

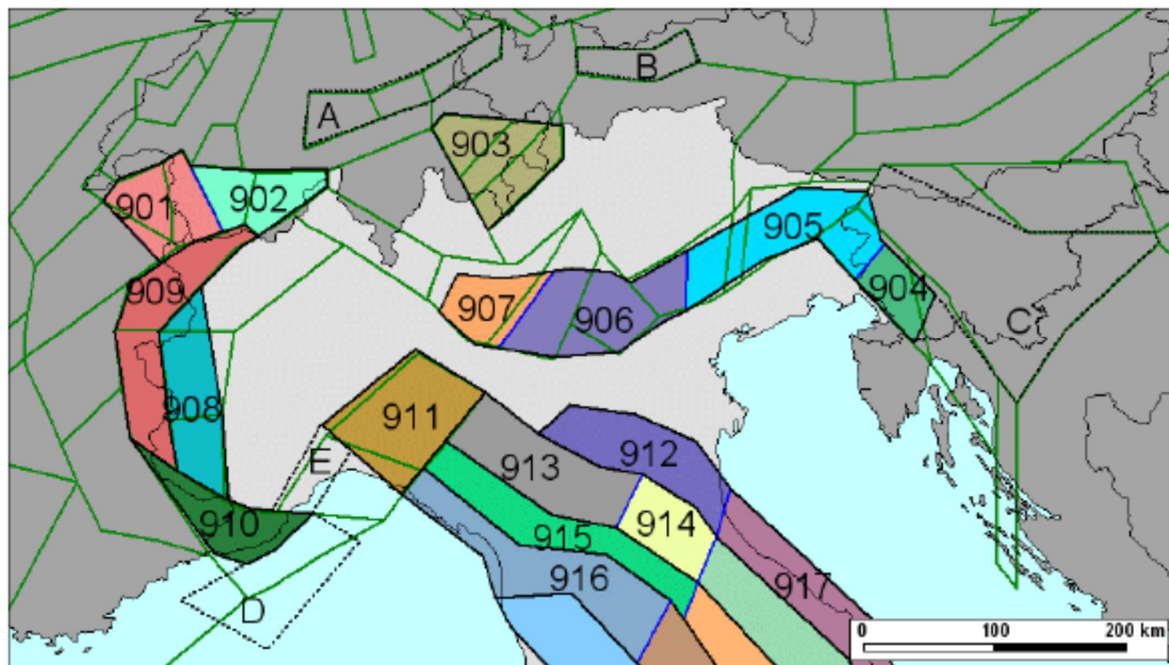


Figura 4-1: Zonazione sismo genetica ZS9 per il Nord

Tabella 2.8-1 – Valori di M_{wmax} per le zone sismo genetiche di ZS9 (estratto da Gruppo di lavoro, 2004)

Nome ZS	Numero ZS	M_{wmax}
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana, Abruzzese, Appennino Umbro, Nizza Sanremo	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto Orientale, Garda-Veronese, Garfagnana-Mugello, Calabria Jonica	905, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Otranto	924, 925, 931	6.83
Appennino Abruzzese, Sannio - Irpinia-Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

Figura 4-2: Magnitudo di riferimento massima per le zone sismo genetiche

4.2 DEFINIZIONE DELLE AZIONI SISMICHE DI PROGETTO

In accordo con le prescrizioni normative, l'Azione Sismica di progetto, in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite nelle verifiche strutturali e geotecniche, è definita a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito, a sua volta espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido e superficie topografica orizzontale.

Inoltre, la definizione dell'azione sismica comprende la determinazione delle ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione, “ancorato” al valore $S_e(T=0) = a_g$, facendo riferimento a prefissate probabilità di eccedenza della stessa azione sismica nel periodo di riferimento V_R per la struttura. Tale periodo V_R è da definirsi a carico dei progettisti in funzione della vita nominale V_N dell'opera e della sua classe d'uso (vedi NTC2018, §2.4). Nel caso specifico, le opere in progetto sono considerate opere ordinarie con funzione pubblica importante ($V_N=50$ anni, classe d'uso IV à $C_U=2$). Di conseguenza:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \text{ anni}$$

Gli stati limite da considerare e i tempi di ritorno da associare sono:

- Stato Limite Ultimo: SLC – Stato Limite di Collasso (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 5\%$ nel periodo V_R) $\Rightarrow TR=1950$ anni;
- Stato Limite Ultimo: SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 10\%$ nel periodo V_R) $\Rightarrow TR=949$ anni;
- Stato Limite Esercizio: SLD – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 63\%$ nel periodo V_R) $\Rightarrow TR=101$ anni
- Stato Limite Esercizio: SLO – Stato Limite di Operatività (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 81\%$ nel periodo V_R) $\Rightarrow TR=60$ anni

I valori dei parametri sismici di riferimento su suolo rigido orizzontale sono:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Essi indicati sono valutati attraverso l'interpolazione dei valori relativi ai quattro nodi della griglia di riferimento nazionale posti nell'intorno di ciascun punto in esame.

In Tabella 4-1 e Tabella 4-2 sono indicati i valori dei parametri spettrali ottenuti con riferimento ai comuni interessati dagli interventi in progetto, per gli stati limite sopra elencati, con i rispettivi tempi di ritorno.

SLU	a_g (g)	F_o (-)	T^*_c (s)
SLO	0.072	2.481	0.275
SLD	0.088	2.473	0.285
SLV	0.212	2.436	0.315
SLC	0.263	2.451	0.321

Tabella 4-1: Comune di Bologna - Valori dei parametri a_g , F_o , T^*_c al variare dello stato limite ultimo (SLU)

SLU	a_g (g)	F_o (-)	T^*_c (s)
SLO	0.076	2.462	0.274
SLD	0.093	2.460	0.283
SLV	0.219	2.409	0.317
SLC	0.267	2.449	0.328

Tabella 4-2: Comune di San Lazzaro di Savena - Valori dei parametri a_g , F_o , T^*_c al variare dello stato limite ultimo (SLU)

4.3 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

In assenza di specifiche analisi, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II delle NTC 2018, qui riportata in Figura 4.3, l'effetto della risposta sismica locale nella definizione dell'azione sismica di progetto si valuta con un approccio semplificato, basato sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

Più esattamente si considera la velocità di propagazione delle onde di taglio equivalente così definita:

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

con:

- h_i spessore dell' i -esimo strato;
- $V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come formazione (roccia o terreno) caratterizzata da $V_s \geq 800$ m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

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

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

Figura 4-3. Categorie di sottosuolo ai sensi delle NTC 2018

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di prove penetrometriche dinamiche o statiche.

In Tabella 4-3 sono riportati i valori di $V_{s,eq}$ ottenuti dalle misure della velocità delle onde di taglio eseguite in foro nel corso della più recente campagna di indagine geognostica (prove Down-Hole) e le corrispondenti categorie di suolo.

In Tabella 4-4 e in Tabella 4-5, invece, sono riportati i valori di $V_{s,eq}$ dedotti sulla base dei valori di velocità ottenuti dall'interpretazione di diverse prove penetrometriche, rispettivamente statiche e dinamiche, eseguite lungo il tracciato.

Sigla	Profondità (m)	Quota (m s.l.m.)	Progressiva (km)	$V_{s,30}$ (m/sec)	Tipo suolo
PB3	40	37.16	9+960	455	B
PB6	40	36.14	10+120	449	B
PB10	35	32.21	11+900	277	C
PB12	40	34.24	12+470	334	C
PB17	50	35.16	14+320	292	C
PB21	50	46.20	17+280	292	C
PB24	35	49.60	18+870	342	C
PB26	35	50.80	20+600	395	B

Tabella 4-3: Valori di $V_{s,30}$ e Categorie. Sismiche da Indagini Down-Hole

Sigla	Profondità (m)	Quota (m s.l.m.)	Progressiva (km)	$V_{s,30}$ (m/sec)	Tipo suolo
CPT43	30	37.50	14+160	183	C
CPTU105	40	35.90	14+200	195	C
CPTU106	40	36.50	14+520	171	D
CPTU 2	34,6	35.11	14+180	186	C
CPTU 3	38,5	35.05	14+465	184	C

Tabella 4-4: Valori di $V_{s,30}$ e Categorie. Sismiche da Prove CPT (spinte fino a profondità $\geq 30m$)

Sigla	Progressiva (km)	$V_{s,30}$ (m/sec)	Tipo suolo
PB20	15+310	163	D
SI-05	15+790	210	C
PB23	17+030	173	D
S53	17+010	198	C

Tabella 4-5: Valori di $V_{s,30}$ e Categorie. Sismiche da Prove SPT (spinte fino a profondità $\geq 30m$)

Sulla base di quanto riportato nelle precedenti tabelle e dai rapporti stratigrafici delle unità geotecniche individuate nel presente documento è possibile distinguere le categorie di suolo in funzione delle progressive secondo quanto riportato nella Tabella 4-6.

da progressiva	a progressiva	Categoria di suolo
----------------	---------------	--------------------

km 8+750 (inizio intervento)	10+800	B
10+800	14+300	C
14+300	15+300	D
15+300	19+000	C (D) (*)
19+000	21+000	B
21+000	21+600 (fine intervento)	C

(*) Localmente, tra le progressive pk 15+300 e pk 17+000 sono stati misurati valori di N_{SPT} nei primi 20 m di profondità molto bassi. E' auspicabile un approfondimento di indagini nella successiva fase di progettazione.

Tabella 4-6: Categorie di suolo in funzione delle progressive

4.4 ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SITO

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} è definita attraverso la seguente relazione:

$$a_{max} = (S_s) \cdot (S_T) \cdot (a_g)$$

a_g = accelerazione massima su sito rigido in funzione del comune di interesse;

S_s = coefficiente d'amplificazione stratigrafica, funzione delle categorie di suolo presenti lungo il tracciato, desumibile dalle espressioni indicate nella Tabella 3.2.IV delle NTC 2018, qui richiamate in Tabella 4-6;

S_T = coefficiente d'amplificazione topografica, funzione della categoria topografica definita nella Tabella 3.2.III delle NTC 2018 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento da farsi, secondo quanto riportato nella Tabella 3.2.V delle NTC 2018. Per semplicità entrambe le tabelle prima citate sono qui riportate in Tabella 4-8. Nel caso in esame, per tutte le opere e gli interventi in progetto, può porsi $S_T = 1$.

Categoria di suolo	S_s	C_c
A	1	1
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot (a_g/g) \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot (a_g/g) \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot (a_g/g) \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot (a_g/g) \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Tabella 4-7: Espressioni di S_s e C_c - Tabella 3.2.IV delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	-	1.0
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2

PROGETTO DEFINITIVO

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S _T
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Tabella 4-8 - Tabelle 3.2.III e 3.2.V delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018

5 STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

Per liquefazione si intende l'insieme dei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o all'accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi prevalentemente sabbiosi (sabbie sciolte sotto falda).

Secondo le NTC 2018, la stabilità del sito di costruzione di un'opera nei confronti della liquefazione deve essere valutata, a meno che non si verifichino una o più delle seguenti circostanze:

- accelerazioni massime attese al piano campagna, in condizioni di campo libero, minori di 0,1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi di sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$. $(N_1)_{60}$ e q_{c1N} sono i valori della resistenza normalizzati ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, misurati rispettivamente in prove dinamiche (SPT) o statiche (CPT);
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure 7.11.1(a) 7.11.1(b), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità U_c rispettivamente $< 3,5$ e $> 3,5$ (Figura 5-1).

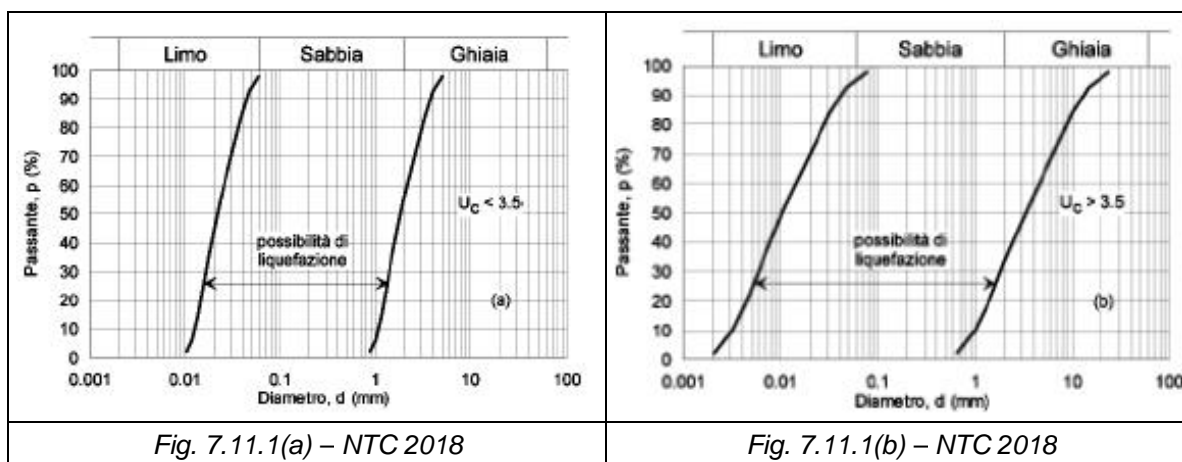


Tabella 5-1. Fusi granulometrici dei terreni suscettibili di liquefazione

5.1 DATI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

Sulla base della Classe d'Uso delle opere in progetto, si sono scelti i seguenti valori dei parametri di riferimento per le verifiche a liquefazione:

- Zona sismogenetica di riferimento del modello ZS9:P 913-Appennino Emiliano Romagnolo;
- $M = 6.14$;

- $ag/g = 0.212$ (tempo di ritorno $TR=949$ anni - SLV) per il comune di Bologna (vedi Tabella 4-1) su suolo rigido;
- $ag/g = 0.219$ (tempo di ritorno $TR=949$ anni - SLV) per il comune di San Lazzaro di Savena (vedi Tabella 4-2) su suolo rigido
- S_s in funzione della categoria di suolo incontrata lungo il tracciato (vedi Tabella 4-7);
- $S_T=1$ superficie pianeggiante;
- Profondità della falda secondo quanto riscontrato dalle misure effettuate.

5.2 METODO DI CALCOLO

Le analisi sono state svolte attraverso l'impiego di un metodo empirico (applicabile fino a profondità pari a circa 20 m) che, tenendo conto della composizione granulometrica dei materiali attraversati dalla punta del penetrometro statico (CPT), consente di valutare il coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione (FL). Quest'ultimo è definito come rapporto fra *resistenza disponibile alla liquefazione* (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione o al manifestarsi di grandi deformazioni plastiche) e *sollecitazione indotta dall'azione sismica*. Entrambi i parametri tensionali (resistenza e sollecitazione) sono normalizzati rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, sono cioè espressi rispettivamente in termini di *Rapporto di Resistenza Ciclica* ($CRR = \text{Cyclic Resistance Ratio}$) e *Rapporto di Tensione Ciclica* ($CSR = \text{Cyclic Stress Ratio}$).

Successivamente, in funzione di FL, è stato stimato l'Indice del Potenziale di Liquefazione (LPI) per ogni verticale CPT analizzata.

5.2.1 Valutazione della sollecitazione ciclica CSR

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un terreno a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. Un metodo semplificato per la valutazione della sollecitazione ciclica CSR indotta dallo scuotimento sismico è quello di Seed ed Idriss (1971), secondo cui:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d$$

con:

τ_c valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico;

a_{max} accelerazione di picco al sito;

g accelerazione di gravità;

σ_{vo} tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali;

S'_{v0} tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci;

r_d coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità dal piano campagna, calcolato come segue (Liao and Whitmann, 1986):

$$r_d = 1.0 - 0.00765 \times z \quad \text{per } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times z \quad \text{per } 9.15 \text{ m} \leq z \leq 23 \text{ m}$$

5.2.2 Valutazione della resistenza ciclica CRR da CPT

La resistenza alla liquefazione di un terreno (CRR) può essere vista come il valore di CSR per il quale avviene la liquefazione in un assegnato numero di cicli di carico.

Le procedure per la valutazione del CRR sulla base di prove in situ (nello specifico CPT) fanno riferimento ad un terremoto di magnitudo 7.5, pertanto la stima deve essere corretta per tener conto della magnitudo del terremoto atteso. Tale correzione viene introdotta applicando alla stima del CRR per magnitudo 7.5 (CRR7.5) un fattore di scala MSF (“Magnitude Scaling Factor”) che viene differenziato a seconda della composizione granulometrica del deposito (vedi Figura 5-1).

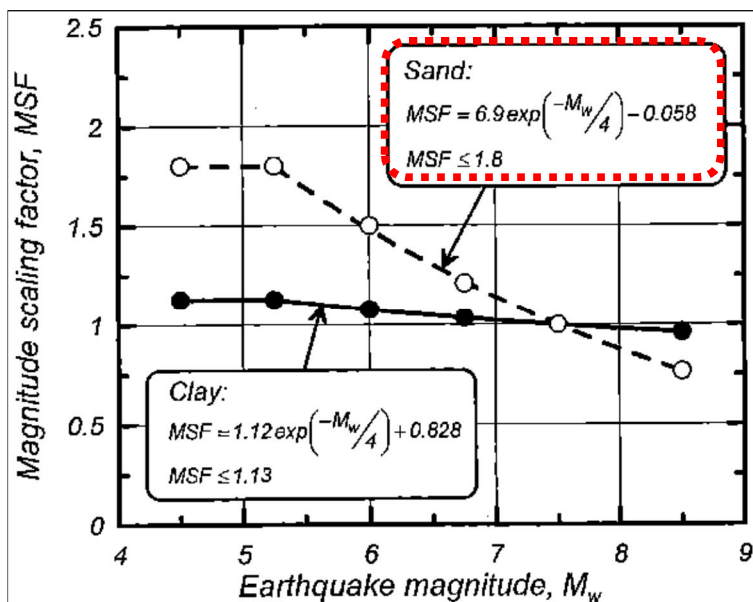


Figura 5-1: Fattore di scala MSF (Boulanger e Idriss, 2007)

La relazione tra la resistenza ciclica CRR e la resistenza penetrometrica alla punta adottata per le analisi di liquefazione è mostrata, nel caso di sabbie pulite, in Figura 5-2 ed è esprimibile come segue (Robertson & Wride, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

per $(q_{c1N})_{CS} < 50$:

$$CRR_{7.5} = 0.833 \times \frac{q_{c1N}}{1000} + 0.05$$

per $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$:

$$CRR_{7.5} = 93 \times \frac{q_{c1N}}{1000} + 0.08$$

La resistenza alla punta è espressa in termini di valori normalizzati di q_{c1N} , rispetto alla pressione atmosferica P_a , come segue:

$$q_{c1N} = (q_c/P_a) \times (P_a/s'_{v0})^n$$

dove (s'_{v0}) è lo sforzo verticale efficace alla profondità di prova, mentre n è un esponente funzione del tipo di terreno, variabile da $n = 0.5$ (per materiali sabbiosi) a $n = 1.0$ (per materiali argillosi).

La natura del terreno (sabbioso, argilloso o intermedio) e quindi il corrispondente valore di n sono determinati secondo una procedura iterativa, attraverso l'indice del tipo di materiale I_c , determinato come segue:

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5}$$

dove:

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a} \times \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \times \frac{P_a}{\sigma'_{v0}}^n$$

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \times 100$$

La procedura iterativa prevede i seguenti passi: inizialmente n è posto pari a 1.0 e se risulta $I_c > 2.6$, il terreno è classificato come argilloso ed n è confermato pari a 1.0; nel caso risulti $I_c < 2.6$, il calcolo viene ripetuto ponendo $n = 0.5$. Se nella seconda iterazione risulta $I_c < 2.6$, il terreno è classificato come sabbioso e n è confermato pari a 0.5, altrimenti se $I_c > 2.6$, il terreno viene classificato come “intermedio” e n assume il valore di 0.75.

La resistenza penetrometrica alla punta normalizzata (q_{c1N}) per sabbie limose viene corretta al valore equivalente per sabbie pulite $(q_{c1N})_{cs}$ attraverso la seguente relazione:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N}$$

dove K_c , il fattore correttivo per le caratteristiche dei grani è definito dalla seguente equazione (Robertson & Wride, 1998):

$$\text{per } I_c \leq 1.64 \quad K_c = 1.0;$$

$$\text{per } I_c > 1.64 \quad K_c = -0.403 \cdot (I_c)^4 + 5.581 \cdot (I_c)^3 - 21.63 \cdot (I_c)^2 + 33.75 \cdot (I_c) - 17.88.$$

Si noti che per $I_c > 2.6$, il materiale è tipicamente troppo argilloso o plastico per liquefare.

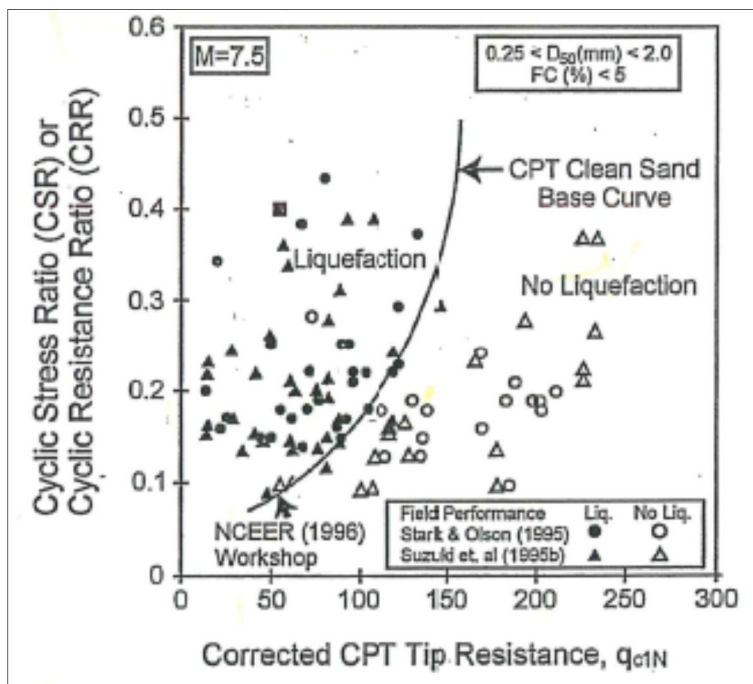


Figura 5-2: Relazione tra il rapporto di sforzo ciclico e la resistenza alla punta penetrometrica q_{c1N} (valori per $M = 7.5$) (Robertson & Wride, 1998).

5.2.3 Indice del potenziale di liquefazione

I risultati delle analisi della stabilità nei confronti della liquefazione condotte per ciascuna prova CPT sono esprimibili in termini di Indice del Potenziale di Liquefazione, LPI (Iwasaki et al, 1982).

Si tratta di un indice globale della suscettibilità alla liquefazione, che si determina attraverso la seguente espressione:

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \times W(z) dz$$

Dove:

- z, espressa in metri, è la generica profondità dal piano campagna, ($z \leq 20$ m);
- F(z) è la legge che esprime la variazione del potenziale di liquefazione alla profondità z in funzione del fattore di sicurezza alla liquefazione FL:

$$F(z) = 0, \quad \text{per } FL \geq 1$$

$$F(z) = 1 - FL, \quad \text{per } FL < 1$$

- W(z) è una funzione della profondità z, linearmente decrescente fino a 20 m, mediante la quale nell'espressione dell'Indice del Potenziale di Liquefazione, viene attribuito un peso maggiore al potenziale di liquefazione degli strati più superficiali:

$$W(z) = 10 - \frac{1}{2}z$$

Sulla base degli studi di Iwasaki et al. (2003) e di Sonmez (2003), sono state individuate le cinque classi di suscettibilità alla liquefazione definite in Tabella 5-2 in relazione ai valori assunti dall'indice LPI.

Indice del potenziale di liquefazione LPI	Grado di Suscettibilità alla Liquefazione
$0 \leq LPI \leq 1$	Nulla
$1 < LPI \leq 2$	Basso
$2 < LPI \leq 5$	Moderato
$5 < LPI \leq 15$	Alto
$LPI > 15$	Molto alto

Tabella 5-2 - Correlazione tra i valori dell'indice di potenziale di liquefazione e la suscettibilità alla liquefazione per il sito (Sonmez, 2003).

5.3 RISULTATI DELL'ANALISI

L'analisi è stata condotta con riferimento alle prove CPT/CPTE disponibili, spinte a profondità non inferiori a 20 m. Ad ogni verticale sono state associate la categoria sismica di sottosuolo desumibile dalla Tabella 4-7 e la profondità della falda misurata in sito.

Nella Tabella 5-3 è riportato l'elenco delle verticali CPT analizzate e sono indicati, per ciascuna di esse, la progressiva, la categoria di suolo, l'accelerazione massima di riferimento (a_{max}), la profondità della falda ed il valore di LPI stimato con il metodo esposto nei paragrafi precedenti.

Se ne ricava che, lungo il tracciato interessato dagli interventi in progetto, la suscettibilità alla liquefazione risulta nulla o bassa, eccetto che per le due verticali CPT27 e CPT28, localizzate in corrispondenza della progressiva pk 15+000, per le quali il valore di LPI stimato indica una suscettibilità rispettivamente “moderata” e “alta”. Nella successiva fase progettuale sarà necessario un approfondimento al fine di stimare i cedimenti indotti dal fenomeno di liquefazione.

Tra la progressiva pk 18+420 e la progressiva di fine intervento non sono disponibili prove penetrometriche statiche (CPT) di profondità ≥ 20 m, per tale motivo non è stata eseguita una valutazione puntuale dell'indice LPI. Tenuto conto che:

- il livello della falda è intorno ai 10m di profondità;
- i valori di resistenza alla punta misurati mediante le prove penetrometriche dinamiche (SPT) eseguite nei fori di sondaggio in corrispondenza degli strati sabbiosi presenti sono superiori a 40colpi/piede;
- gli strati sabbiosi sono profondi e il potenziale di liquefazione diminuisce con la profondità;

si può presumere che in tale tratta la suscettibilità alla liquefazione sia nulla o bassa. Tuttavia, anche in questo caso, un approfondimento per la stima dei cedimenti indotti.

Prova	Progr.	Cat. Suolo	a _{max} (g)	falda (m)	LPI	suscettibilità
CPTE103	11+400	C	0.295	-5	<1	nulla
CPTE104	13+600				<1	nulla
CPTU1	14+000				2.14	bassa
CPT43	14+160				1.19	bassa
CPTU2	14+180				1.31	bassa
CPTE105	14+200				1.51	bassa
CPTU3	14+465	D	0.343		2.62	bassa
CPTE106	14+520				1.47	bassa
CPT33	14+620				1.04	bassa
CPT32	14+680				<1	nulla
CPT30	14+640				1.34	bassa
CPT29	14+840				1.65	bassa
CPT28	14+980				11.11	alta
CPT27	15+040				3.82	moderata
CPTE108	17+800	C	0.295	-10	<1	nulla
CPT25	18+280				<1	nulla
CPT24	18+400				<1	nulla
CPT26	18+420				<1	nulla

Tabella 5-3 - Risultati delle analisi di suscettibilità alla liquefazione eseguite

6 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 GENERALITÀ

La caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione delle opere in progetto è stata condotta analizzando i risultati delle prove in sito e di laboratorio realizzate lungo il tracciato dell'autostrada in ampliamento. In virtù della fitta alternanza, in taluni tratti, di livelli granulari e livelli coesivi sino anche a 40 m di profondità, particolarmente utili allo scopo sono risultate le prove penetrometriche statiche CPT eseguite.

In dettaglio, le indagini hanno condotto alla definizione di due formazioni distinte:

- la **formazione A**, costituita prevalentemente da argille e limi debolmente sabbiosi a consistenza da soffice a media.
- la **formazione B**, costituita invece da ghiaie e ghiaietto in matrice sabbiosa/limosa, sovente molto addensati, come mostrano i valori di N_{SPT} giunti “a rifiuto”.

In alcuni tratti, nella formazione A sono presenti lenti di ghiaia molto addensata, che si presentano con spessori massimi dell'ordine di 6÷8 m.

Pur con qualche indeterminatezza legata alla definizione dell'estensione trasversale delle lenti superficiali o profonde di ghiaia, lungo il tracciato dell'ampliamento in oggetto, è possibile individuare tratti omogenei per sequenza stratigrafica; rimandando in ogni caso ai profili longitudinali allegati al progetto per ogni dettaglio, nella Tabella 6-1 si illustrano le stratigrafie individuate a grandi linee lungo il tracciato.

Da progressiva	A progressiva	Note Stratigrafia
km 8+900	km 10+200	Le ghiaie addensate della formazione B sono pressoché affioranti, è presente un riporto dello spessore di circa 2 ÷ 3 m da p.c.
km 10+200	km 11+000	Lo spessore della formazione A in questo tratto ha uno spessore medio di circa 4 metri a partire dal p.c.; al di sotto è presente la formazione B .
km 11+000	km 12+300	Lo spessore della coltre superficiale A passa da circa 5 m ai 18 ÷ 20m dal piano campagna; al di sotto è presente la formazione B .
km 12+300	km 13+100	lo spessore della coltre superficiale A è dell'ordine di 18 ÷ 20m; tra le profondità di @0 e @6 m da p.c. è presente un livello di ghiaie molto addensate.
km 13+100	km 14+160 (sondaggio S60)	lo spessore della formazione A varia da 15 a 20 m da p.c.; al di sotto è presente la formazione B .
km 14+160	km 14+700	lo spessore della coltre superficiale A è dell'ordine di 40 m da p.c.
km 14+700	km 15+570 (sondaggio S3B)	lo spessore della coltre superficiale A è presumibilmente superiore a 40 m da p.c.; tra le profondità di @0 e @8 m da p.c. è presente un livello di ghiaie molto addensate.
km 15+570	km 17+500	lo spessore della coltre superficiale A è presumibilmente superiore a 40 m da p.c.
km 17+500	km 18+500	lo spessore della coltre superficiale A tende a diminuire dai @40m da p.c. nel tratto iniziale sino ai @30 m nel tratto finale.
km 18+500	km 19+300	lo spessore della coltre superficiale A è dell'ordine di 25-30 m da p.c.; tra le profondità di @8 e @16 m da p.c. è presente un livello di ghiaie molto addensate.
km 19+300	km 20+000	lo spessore della formazione superficiale A varia da 5 a 8 m da p.c.; al di sotto si estende uno strato di sabbie molto addensate con spessori di 20-25 m.
km 20+000	km 22+300	lo spessore della formazione superficiale A varia da 5 a 15 m da p.c.; al di sotto della formazione A si incontra uno strato di ghiaie dello spessore di @8-12 m.

Tabella 6-1 - Stratigrafie di riferimento per tratti omogenei lungo il tracciato.

Nei paragrafi seguenti sono illustrate le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni che costituiscono le due unità geotecniche “A” e “B”.

6.2 LIVELLI DI FALDA

I livelli di falda riportati nei profili geotecnici sono relativi ai valori massimi rilevati nel periodo di osservazione a disposizione, ovvero tra luglio 2016 e agosto 2020. Essi sono generalmente profondi ($z_w \geq 10$ m da p.c.),

eccetto che tra le progressive pk 11+300 e pk 15+500 circa, dove è possibile riconoscere una falda più superficiale, con pelo libero tra 2 e 6 m circa da p.c.

6.3 MATERIALI A GRANA GROSSA (SABBIE E GHIAIE)

6.3.1 Introduzione

Dal momento che prelevarne campioni indisturbati è alquanto difficile, la caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana grossa è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in situ e delle prove di classificazione effettuate in laboratorio su campioni rimaneggiati.

Attraverso correlazioni empiriche con i risultati delle prove in situ è possibile stimare:

- Lo stato di addensamento iniziale;
- I parametri di resistenza al taglio;
- I parametri di deformabilità;
- I coefficienti di permeabilità.

6.3.2 Stato iniziale del deposito

Lo stato iniziale di un deposito di terreno è definito in generale in termini di:

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

Indicazioni sulle tensioni geostatiche e sulla storia tensionale possono essere ricavate dagli studi di carattere geologico. In questa sede, cautelativamente, i depositi ghiaioso-sabbiosi verranno trattati come depositi normalmente consolidati, caratterizzati pertanto da un coefficiente di spinta a riposo $k_0 = (1 - \sin \phi)$.

Per le pressioni interstiziali si farà riferimento ai livelli di falda misurati in situ.

L'indice dei vuoti in situ (e_0) e la densità relativa (D_r) possono invece essere ricavati, con una buona approssimazione, dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT come indicato nel successivo paragrafo 6.3.2.1.

Si ricorda che la densità relativa D_r è definita dal seguente rapporto:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}}$$

con:

e_{\max} =	indice dei vuoti massimo del materiale	(-)
e_{\min} =	indice dei vuoti minimo del materiale	(-)

$e_o =$ indice dei vuoti in sito del materiale (-)

La valutazione di e_{max} ed e_{min} è normalmente effettuata in laboratorio facendo riferimento alle procedure ASTM D4253 e D4254 per i materiali sabbiosi e alla procedura Kokusho & Tanaka (1994) per i materiali ghiaiosi.

6.3.2.1 Determinazione della densità relativa D_r da prove SPT

6.3.2.1.1 In sabbia

In accordo a quanto indicato da Skempton (1986) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

$$D_r = \left(\frac{1}{A + B \times s_{vo}} \times N_{SPT} \right)^{0.5}$$

In cui:

A e B sono costanti empiriche, i cui valori si desumono dalla Tabella 6-2;

s_{vo} è la pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (espressa in kg/cm^2).

Tipo di materiale	Coefficiente A	Coefficiente B
Sabbie fini normalmente consolidate	27, 5	27, 5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43, 3	21, 7
Sabbie sovraconsolidate	27, 5, 43, 3	$(21, 7, 27, 5) \times \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$
$(k_o)_{nc} = 0.5 =$ coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-) $(k_o)_{sc} = 0.5 \times (GSC)^{0.5} =$ coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati (-) $GSC =$ grado di sovraconsolidazione (-)		

Tabella 6-2: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

6.3.2.1.2 In sabbie con ghiaia e ghiaia

Per le ghiaie la determinazione della densità relativa D_r risulta meno agevole che per le sabbie per due ordini di problemi:

- per motivi esecutivi, il campionatore standard a punta aperta deve essere spesso sostituito con quello a punta conica; in linea di principio non è detto che i risultati possano essere interpretati direttamente con le correlazioni empiriche di letteratura sviluppate per la prova SPT con campionatore standard a punta aperta;
- a causa della presenza della ghiaia spesso vengono raggiunte condizioni di rifiuto che non necessariamente sono indice di elevati gradi di addensamento.

Per il superamento di tali difficoltà, in questa sede, si opererà come segue:

- Ove possibile, nell'ambito della stessa formazione sabbioso-ghiaiosa, verrà fatto un confronto tra i risultati delle prove SPT eseguite con il campionatore standard a punta aperta e quelle eseguite con la punta conica; in base a tale confronto si valuterà la possibilità di trasformare i risultati ottenuti con la punta conica in valori NSPT equivalenti con il campionatore standard. Ove non sia possibile effettuare tale confronto i valori NSPT misurati con la punta conica verranno equiparati ai valori NSPT ottenibili con il campionatore standard.
- Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto, l'interpretazione geotecnica del dato sperimentale verrà effettuata facendo riferimento ad un valore NSPT calcolato come segue:
 - $N_{SPT} = 100$, se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel primo tratto di 15 cm o nel secondo tratto di 15 cm;
 - $N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{a} \times 5 \leq 100$, se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel terzo tratto di 15 cm, essendo (a) l'affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50.

Verranno inoltre scartati i valori di N_{SPT} troppo bassi o troppo alti, che si discostano cioè decisamente dalla linea di tendenza caratteristica per ciascuna tratta.

L'interpretazione dei valori N_{SPT} verrà fatta in accordo al 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, 0,5, successivamente esteso da Ishihara et al. (2001) anche al caso dei terreni sovraconsolidati; tale metodo utilizza la seguente espressione:

$$D_r = \frac{(N_{SPT})_{78\%} \times 0,23 + \frac{0,06}{D_{50}^{1,7}}}{9} \times \frac{0,98}{s'_{vo}} \times \frac{1}{k_{o,NC}^{1/2}} \times \frac{1}{k_{o,SC}^{1/2}} \times \frac{1}{p}^{1/2}$$

in cui:

- D_r = densità relativa (-);
- $(N_{SPT})_{78\%}$ = numero di colpi/30 cm associabile ad un'energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica;
- D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante (mm);
- s'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica (kPa);
- $k_{o, NC}$ = coefficiente di spinta a riposo in condizioni di normal-consolidazione (-);
- $k_{o, SC}$ = coefficiente di spinta a riposo in condizioni di sovra-consolidazione (-).

Per quanto riguarda il valore di D_{50} , ad ogni valore di N_{SPT} verrà associato il corrispondente valore misurato di D_{50} , se disponibile; in caso contrario si farà riferimento a:

- un valore di D_{50} ipotizzato sulla base di curve granulometriche disponibili a quote superiori ed inferiori a quella di profondità della prova lungo la stessa verticale di sondaggio;
- un valore di D_{50} medio caratteristico desumibile dalle informazioni disponibili nell'intera tratta, in mancanza di dati granulometrici locali.

Si osservi che l'espressione di D_r di Cubrinowski & Ishihara (1999) è applicabile al caso di:

- Energia trasferita alle aste pari al 78%. In Italia mediamente l'energia trasferita alle aste è pari mediamente al 60%; pertanto, nell'applicazione della formula il valore N_{SPT} misurato viene corretto come segue:

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

- Resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie. In questa sede, in mancanza di risultati con il campionatore LPT, l'applicazione della formula verrà fatta senza alcuna correzione ai valori N_{SPT} misurati (si vedano, su tale aspetto, Clayton, 1995; Skempton, 1986; Tokimatsu & Yoshimi, 1983).

6.3.3 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco j' può essere valutato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

$$j' = j_{cv'} + m \cdot DI$$

con:

- $j' (^{\circ})$ = angolo di attrito di picco;
- $j_{cv'} (^{\circ})$ = angolo di resistenza al taglio a volume costante;
- $DI (-)$ = Indice di dilatanza = $D_r [Q - \ln(p_f')] - 1$;
- $Q (-)$ = fattore che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle di sabbia; il valore consigliato per particelle silicee è 10;
- $p_f' (kPa)$ = $1,4 s_{ff}'$, con s_{ff}' = tensione efficace normale alla superficie di rottura (Jamiołkowski et al. 1988);
- $m (^{\circ})$ = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (Tabella 6-3);
- $D_r (-)$ = densità relativa;

Condizioni di rottura	$m (^{\circ})$
Tipo prova triassiale di compressione ($s_2' = s_3'$)	3

Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ($s_2' \neq s_3'$)	5
s_2' = tensione principale efficace intermedia	
s_3' = tensione principale efficace minore	

Tabella 6-3: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

I valori dell'angolo di attrito $j_{cv'}$ possono essere ricavati da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, assegnati in base a quanto indicato nella Tabella 6-4 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	$j_{cv'} = 38^\circ$	$j_{cv'} = 34^\circ$
Sabbie a spigoli arrotondati	$j_{cv'} = 33^\circ$	$j_{cv'} = 30^\circ$

Tabella 6-4: Valori dell'angolo di attrito $j_{cv'}$ per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

Nel caso delle ghiaie a spigoli arrotondati si può assumere mediamente $j_{cv'} = 34^\circ, 36^\circ$.

In questa sede l'interpretazione è stata effettuata assumendo:

- $j_{cv'} = 30^\circ$ per le sabbie;
- $j_{cv'} = 35^\circ$ per le sabbie e ghiaie;
- $m = 3$.

6.3.4 Caratteristiche di deformabilità

6.3.4.1 Moduli elastici iniziali

6.3.4.1.1 Generalità

I moduli iniziali di taglio (G_{o1}) e di Young (E_{o1}), corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_o' , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{o1} = \frac{g}{9,81} \times (V_s)^2 \text{ (kPa)}$$

$$E_{o1} = G_{o1} \times 2 \times (1 + n')$$

in cui:

g = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3 ;

n' = coefficiente di Poisson del terreno;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s .

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente da prove geofisiche, cross hole e down hole o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT.

I moduli iniziali di taglio (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \times \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \times (1 + n') \quad (\text{kPa})$$

6.3.4.1.2 G_o da prove SPT

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) (si veda anche Baldi et al, 1989):

$$V_s = C \times (N_{SPT}/60)^{0.171} \times (z)^{0.199} \times f_A \times f_G \quad (\text{m/sec})$$

in cui:

C = 67, 3;

z = profondità dal p. c. in metri;

f_A = coefficiente funzione dell'età geologica del deposito (Tabella 6-5);

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (Tabella 6-6).

f _A	Olocene	Pleistocene
	1, 0	1, 3

Tabella 6-5: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A

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

Tabella 6-6: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G

6.3.4.2 **Moduli elastici “operativi”**

6.3.4.2.1 Generalità

Il comportamento dei terreni risulta non lineare; i moduli elastici risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti p' sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono essenzialmente:

- i moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 6.3.4.1;

- le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione γ indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate in Figura 6-1 ed in Figura 6-2.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo lineari, per la stima dei moduli di deformabilità “operativi” da associare allo specifico problema possono essere fatte le seguenti assunzioni:

- Nel calcolo di opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non), i moduli di Young “operativi” E_{op1} sono pari a circa $1/3 \div 1/5$ di quelli iniziali E_{01} ; i valori di modulo suddetti sono associabili a deformazioni indotte rispettivamente pari a circa 1×10^{-3} , 5×10^{-3} ;
- Nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni, i moduli di Young “operativi” E_{op1} sono pari a circa $1/5$ di quelli iniziali E_{01} ; i valori di modulo suddetti sono associabili a fondazioni caratterizzate da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura > 3 e da cedimenti inferiori a $0.01 \times B$, essendo B la dimensione minore della fondazione;
- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi” E_{op2} sono pari a circa $1/10$ di quelli iniziali E_{01} .

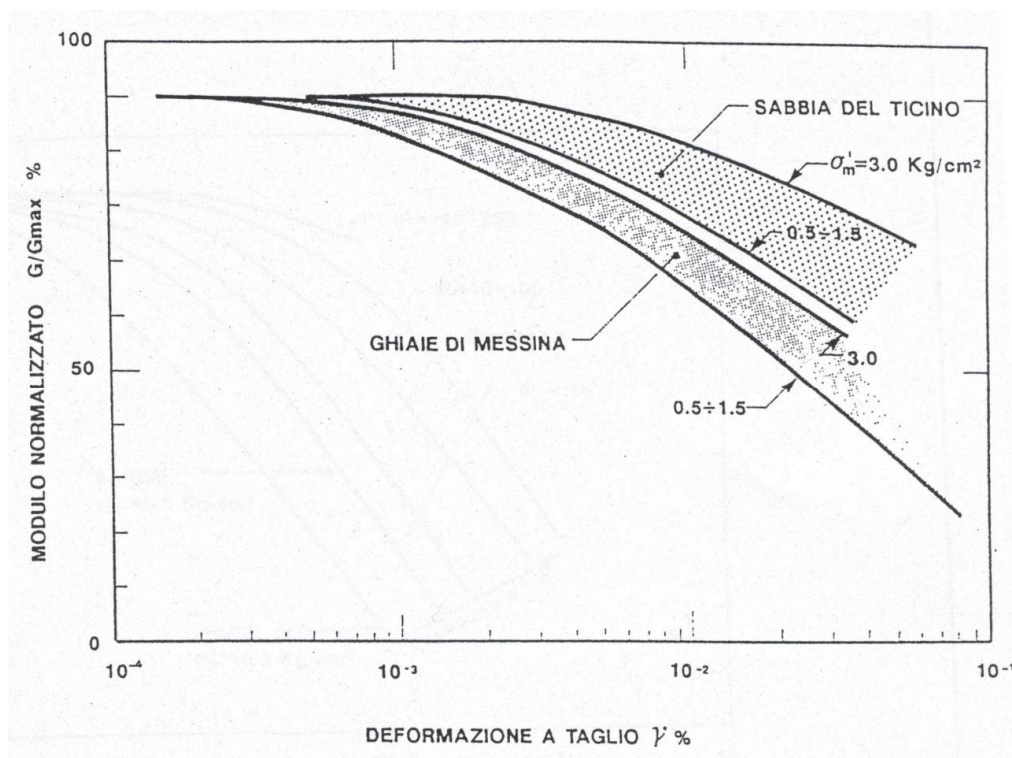


Figura 6-1 - Degrado del modulo G per terreni incoerenti

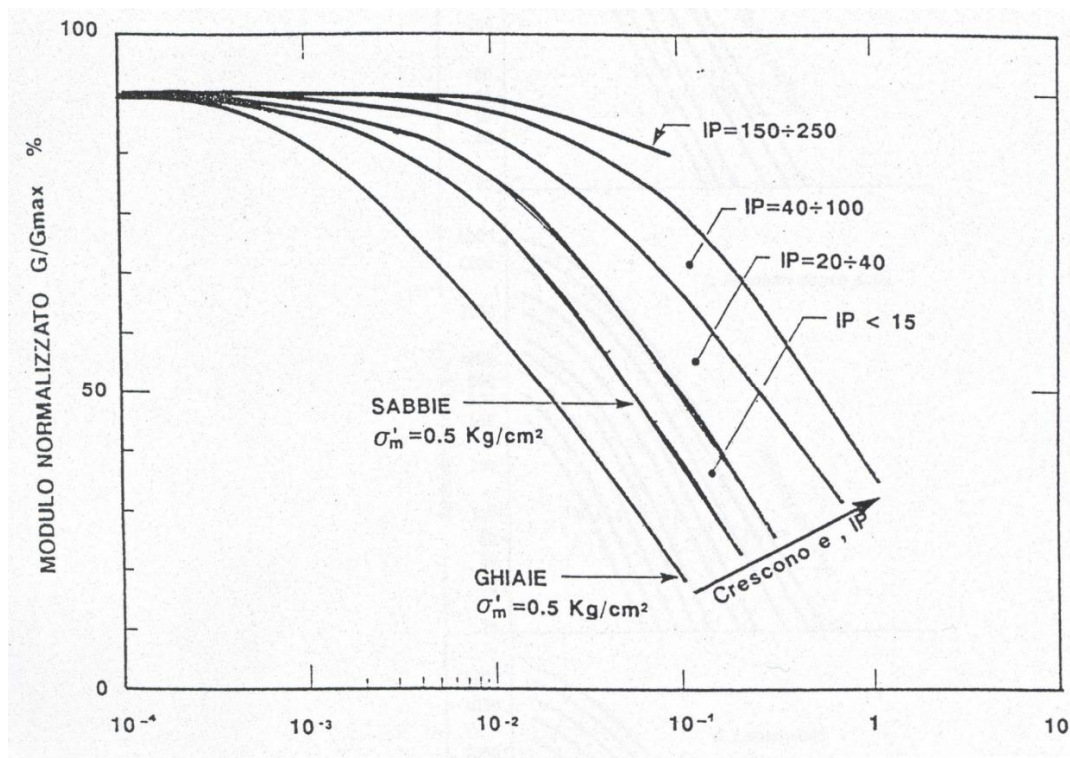


Figura 6-2 - Degrado del modulo G per vari tipi di terreno

6.3.4.2.2 Moduli elastici “operativi” da prove SPT in sabbia e ghiaia

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988), si adottano le seguenti espressioni:

$$E'_{25} = (10,5 - 3,5 \times D_r) \times N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati;}$$

$$E'_{25} = (52,5 - 35 \times D_r) \times N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati,}$$

in cui:

E'_{25} = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;

D_r = densità relativa espressa come frazione dell'unità;

N_{SPT} = numero di colpi in prova SPT.

Si rileva che:

- per valori di densità relativa D_r inferiori a 50%;
- per materiali ghiaioso-sabbiosi;

le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di E'_{25} .

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

Nel progetto dei pali di fondazione i moduli di reazione orizzontale iniziali (E_{si}) alla Matlock & Reese (1960), utili per definire la parte iniziale delle curve p-y, possono essere valutati in accordo alla seguente espressione:

$$E_{si} = k_{hi} \times z \quad (\text{kPa})$$

essendo:

k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale (Tabella 6-7)

z = profondità dal piano campagna originario.

D_r (%)	K_{hi} (kN/m ³)
35%	10000
50%	15000
70%	25000

Tabella 6-7: Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo Reese et al. (1974)
(vedi anche Elson (1984))

6.3.5 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili dai risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio; in alternativa possono essere stimati sulla base delle metodologie (vedi Sommerville, 1986), di seguito proposte.

1. Utilizzo della Tabella 6-8:

k (m/sec)	Grado di permeabilità	Tipo di terreno
$k > 1 \times 10^{-3}$	Alta	Ghiaie
$1 \times 10^{-3} > k > 1 \times 10^{-5}$	Media	Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose
$1 \times 10^{-5} > k > 1 \times 10^{-7}$	Bassa	Sabbie fini
$1 \times 10^{-7} > k > 1 \times 10^{-9}$	Molto bassa	Limi e sabbie argillose
$1 \times 10^{-9} > k$	Bassissima (impermeabile)	Argille

Tabella 6-8: Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

2. Utilizzo della seguente procedura:

- Valutazione del coefficiente di uniformità = D_{60}/D_{10} , essendo D_{60} il diametro corrispondente al 60% di passante e D_{10} il diametro corrispondente al 10% di passante;
- Assegnazione del valore caratteristico di D_{50} , ovvero del diametro corrispondente al 50% di passante;
- Utilizzo dei diagrammi riportati nella Figura 6-3.

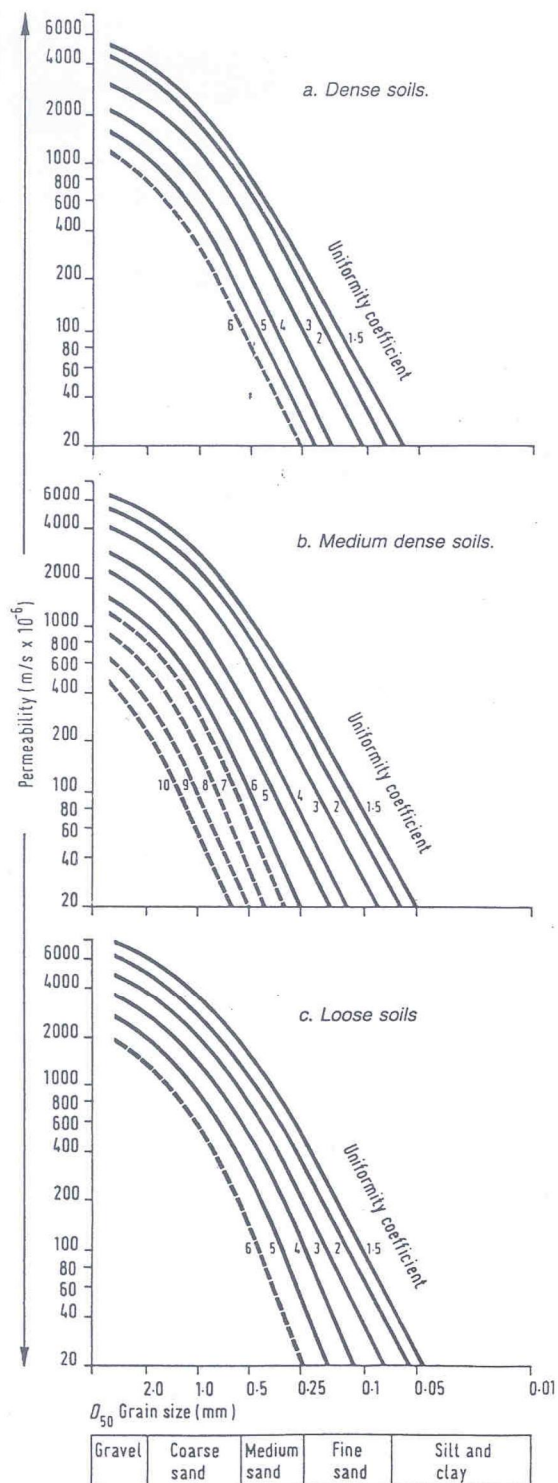


Figura 6-3 - Coefficiente di permeabilità (k) in funzione del coefficiente di uniformità U ($U=D_{60}/D_{10}$) e del D_{50} (Sommerville, 1986)

6.4 MATERIALI A GRANA FINE

6.4.1 Introduzione

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito; sia le prove di laboratorio che le prove in sito sono state programmate ed effettuate allo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

- Lo stato iniziale;
- I parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- i coefficienti di permeabilità.

6.4.2 Classificazione

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

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

Oltre alla classificazione convenzionale, verrà considerata anche una classificazione basata sulla posizione nel piano (I_v , s'_v) del punto rappresentativo dello stato iniziale del campione esaminato rispetto alla curva di compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{oed}) definita in Burland, 1990 (Figura 6-4).

Lo stato iniziale del materiale è definito dall'indice dei vuoti (e_0) - o meglio dall'indice dei vuoti normalizzato corrispondente (I_v) - e dalla pressione verticale efficace geostatica (s'_{v0}).

La curva di compressibilità intrinseca è fornita dalla seguente equazione:

$$I_v = 2,45 - 1,285 \log s'_v + 0,015 (\log s'_v)^3$$

in cui:

s'_v = pressione verticale efficace corrente in kPa;

I_v = indice dei vuoti normalizzato, fornito dalla seguente espressione:

$$I_v = \frac{e^* - e_{100}^*}{C_c^*}$$

Con:

e^* = indice dei vuoti corrente del materiale;

$e_{100}^* = 0,109 + 0,679 \times e_L - 0,089 \times e_L^2 + 0,016 \times e_L^3$ = indice dei vuoti del materiale ricostituito, in corrispondenza di una pressione verticale efficace $s'_v = 100$ kPa;

$$C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^* = 0,256 \times e_L - 0,04$$

e_{1000}^* = rapporto dei vuoti del materiale ricostituito, in corrispondenza di una pressione verticale efficace $s'_v = 1000$ kPa;

e_L = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido (LL).

L'indice dei vuoti iniziale normalizzato I_{vo} è dato dalla seguente equazione:

$$I_{vo} = \frac{e_o - e_{100}^*}{C_c^*}.$$

Con riferimento a quanto indicato nel diagramma di stato rappresentato in Figura 6-4 (si veda anche Nagaraj & Miura, 2001) si ha che:

1. I terreni caratterizzati da stati iniziali (I_{vo} , s'_{vo}) al di sotto della curva ICL_{oed} (*Materiali tipo B1*) sono da considerare sovra-consolidati meccanicamente; essi possono anche essere dotati di legami di cementazione. Tali terreni, non appena vengono raggiunti stati di sollecitazione di soglia critici, presentano:
 - a. un comportamento di tipo fragile, cioè una riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci (tale comportamento si esalta in presenza di legami di cementazione);
 - b. la propensione a sviluppare, in condizioni drenate, deformazioni volumetriche negative (aumento dell'indice dei vuoti) irreversibili (plastiche o visco-plastiche) e, in condizioni non drenate, sovrappressioni interstiziali negative;
2. Terreni caratterizzati da stati iniziali (I_{vo} , s'_{vo}) che cadono sulla curva $ICLoed$ (*Materiali tipo B2*) sono da considerare normalmente consolidati; tali terreni possono anche essere dotati di legami di cementazione. Essi, in assenza di legami di cementazione, hanno:
 - a. un comportamento duttile o moderatamente fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci connessa solo a fenomeni riorientazione delle particelle);
 - b. la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche) positive (riduzione dell'indice dei vuoti), in condizioni drenate, o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.
3. Terreni caratterizzati da stati iniziali (I_{vo} , s'_{vo}) al di sopra della curva ICL_{oed} (*Materiali tipo A*) sono da considerare sotto-consolidati; 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 (si veda Mitchell, 1976). Questi materiali non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, possono avere:

- un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci);
- la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (viscoplastiche) positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.

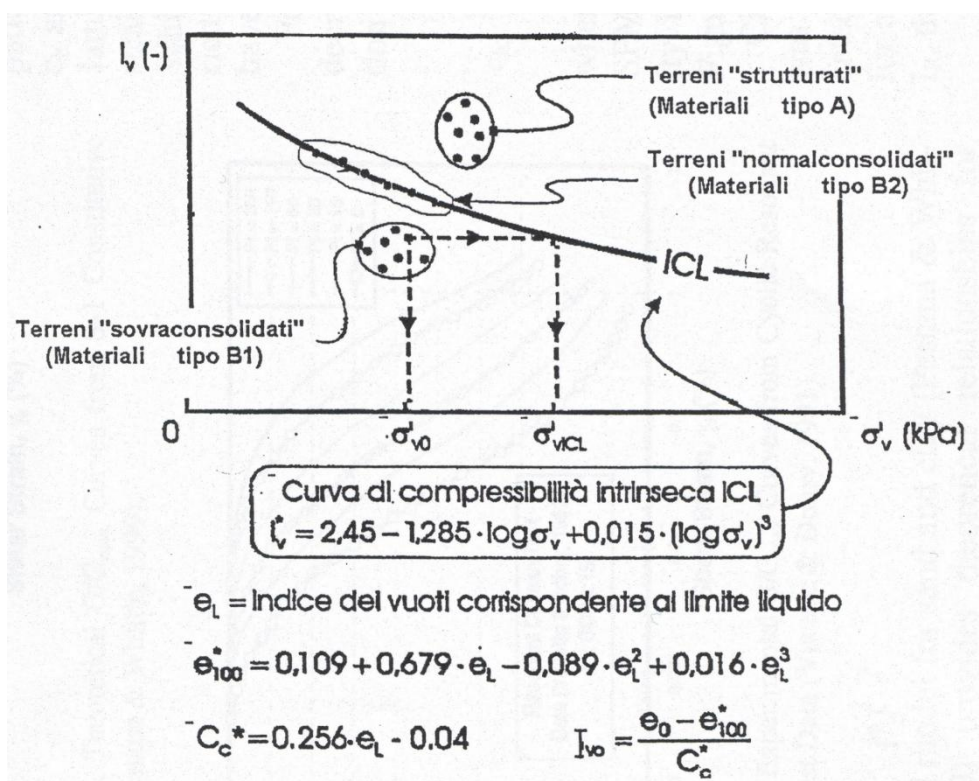


Figura 6-4 - Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

6.4.3 Stato tensionale iniziale

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).

In particolare, nel caso dei Materiali di tipo B1, di cui al precedente paragrafo, lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ($GSC = s_{vmax}/s_{v0}$) desumibili dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande.

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

$$k_0 = (1 - \sin j') \sqrt{\frac{GSC}{s_{vo}'}}$$

essendo:

s_{vo}' = tensione verticale efficace geostatica

s_{vmax}' = tensione verticale efficace massima subita dal deposito

j' = angolo di attrito.

Nel caso di Materiali di tipo B2 e di Materiali tipo A, la pressione di pre-consolidazione $s_{vp}' > s_{vo}'$, determinabile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande, non rappresenta né la tensione verticale massima (s_{vmax}') subita dal deposito né la tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili visco-plastiche (s_{vy}'); inoltre il grado di sovraconsolidazione OCR (definito convenzionalmente come s_{vp}'/s_{vo}') non deriva da fenomeni di precompressione meccanica.

In tali circostanze, in mancanza di rilievi sperimentali:

- il coefficiente di spinta del terreno a riposo verrà stimato sulla base della seguente equazione:

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

- la pressione s_{vy}' verrà stimata sulla base della seguente equazione (Bjerrum, 1967, Rocchi et al, 2003):

$$s_{vy}' = s_{vo}' + \frac{s_{vp}' - s_{vo}'}{3,5}$$

- il grado di sovraconsolidazione equivalente OCR* verrà stimato sulla base della seguente espressione:

$$OCR^* = \frac{s_{vy}'}{s_{vo}'}$$

6.4.4 Resistenza al taglio non drenata

6.4.4.1 Prove di laboratorio

In questa sede si farà riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di compressione (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati, saturi, con il presupposto che tali campioni abbiano preservato lo stato tensionale geostatico.

6.4.4.2 Valutazione di c_u da prove SPT

La resistenza al taglio non drenata c_u verrà stimata adottando la seguente correlazione empirica (Stroud, 1974; Clayton, 1995):

$$c_u @ (5,0, 5,5) \times N_{SPT} \text{ (kPa)}.$$

6.4.4.3 Valutazione da prove CPTU

La resistenza al taglio non drenata c_u è stimata sulla base delle seguenti espressioni (Lunne et al., 1985, Lunne et al., 1997).

$$c_u \gg \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad (\text{per prove CPT})$$

$$c_u \gg \frac{q_t - u_2}{N_{KE}} \quad (\text{per prove CPTU})$$

essendo:

σ_{vo} = pressione verticale totale geostatica;

q_c = resistenza alla punta;

$$q_t = q_c + (1 - \alpha) \times u_2;$$

α = rapporto tra l'area del cono non influenzata dalla pressione interstiziali (A_n) e l'area totale del cono (A_c);

u_2 = pressione interstiziale durante l'avanzamento del penetrometro;

$$14 \leq N_k \leq 16;$$

$$N_{KE} = 18 - 15.45 \times B_q \text{ (per } B_q < 1.15);$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{vo}} \text{ (-)};$$

u_0 = pressione idrostatica.

6.4.5 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.

6.4.6 Caratteristiche di deformabilità

6.4.6.1 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_{o1}) e di Young (E_{o1}), corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_o' , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{o1} = \frac{g}{9,81} \times (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{o1} = G_{o1} \times 2 \times (1 + n')$$

in cui:

g = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3 ;

n' = coefficiente di Poisson del terreno;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s .

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente da prove geofisiche, cross hole e down hole o indirettamente, interpretando i risultati delle prove CPT.

I moduli iniziali di taglio (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \times \left(\frac{p'}{p_o'} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \times 2 \times (1 + n')$$

6.4.6.2 G_{o1} da prove CPTU

Una stima dei moduli di taglio iniziali G_{o1} da prove CPT può essere fatta utilizzando la seguente correlazione empirica proposta da Mayne & Rix (1993):

$$G_{o1} = \frac{99.5 \times (p_a)^{0.305} \times (q_c)^{0.685}}{e_o^{1.13}}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica, espressa nella stessa unità di misura di G_{o1} e di q_c ;

q_c = resistenza misurata alla punta del penetrometro statico;

e_o = indice dei vuoti iniziale.

6.4.6.3 Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate

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

Per tenere conto di tale aspetto in questa sede saranno seguite le seguenti regole:

Caso 1. Opere di sostegno e fondazioni su terreni sovra-consolidati meccanicamente (Materiali di tipo B1) con percorsi di sollecitazione indotti dagli interventi in progetto collocati all'interno della superficie di plasticizzazione intrinseca del materiale.

In tali situazioni le deformazioni plastiche indotte sono modeste e l'utilizzo di modelli costitutivi elastici o elastici non lineari può essere ritenuto accettabile. Nel caso in cui si faccia ricorso a metodi di calcolo non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono essenzialmente:

- I moduli elastici iniziali;
- Le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto.

Tipiche curve di degrado vengono proposte da Vucetic & Dobry, 1991 (Figura 6-5).

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 1/5 , 1/3 di quello iniziale E_{01} .

Caso 2. Opere di sostegno e fondazioni su terreni normalconsolidati o sotto consolidati (Materiali di tipo B2 e A) con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione a collocati all'esterno della superficie di plasticizzazione del terreno naturale definita dalla pressione di plasticizzazione s_w' .

In tali situazioni, nelle analisi geotecniche si farà necessariamente riferimento a modelli costitutivi elasto-plastici e/o elasto-visco-plastici ed ai risultati delle prove edometriche ad incremento di carico (ED-IL) in termini di coefficienti di compressione (C_c e C_r) e di coefficienti di consolidazione secondaria (C_{ae}).

Qualora non fossero disponibili risultati di prove edometriche, i coefficienti di compressione (C_c e C_r) e i coefficienti di consolidazione secondaria (C_{ae}) potranno essere stimati attraverso le correlazioni empiriche sintetizzate nel seguente prospetto:

▪ $c_c = 0.009 \cdot (LL-10)$	argille tenere	(Terzaghi e Peck, 1967)
▪ $c_c = 0.010 \cdot (w_n-5)$	argille inorganiche	(Azzouz et al., 1976)
▪ $c_c = 0.40 \cdot (e_0-0.25)$	argille inorganiche	(Azzouz et al., 1976)
▪ $c_r = 0.2 \cdot c_c$		
▪ $c_a = (0.04 \pm 0.01) \cdot c_c$	argille inorganiche	(Mesri e Choi, 1985)
▪ $c_a = (0.05 \pm 0.01) \cdot c_c$	argille organiche	(Mesri e Choi, 1985)

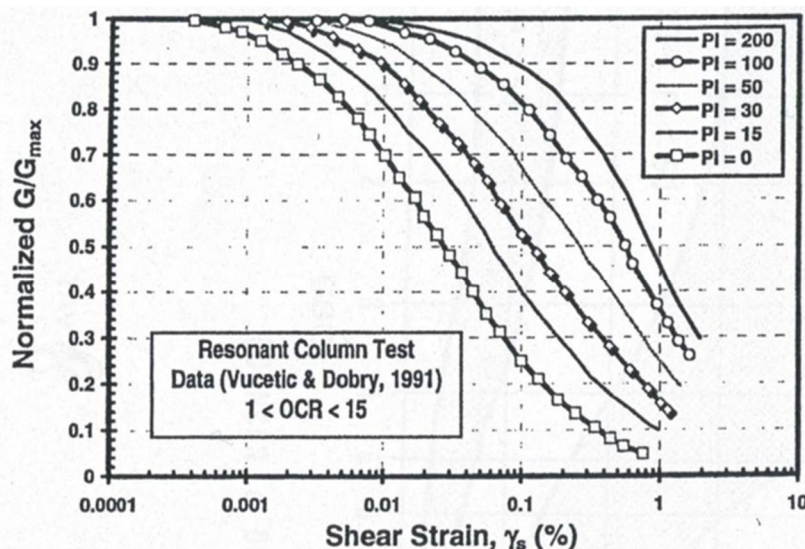


Figura 6-5: Curve sperimentali del rapporto G/G_{max} (Vucetic & Dobry, 1991)

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

Nel caso del progetto di pali di fondazione il modulo di reazione orizzontale “operativo”, nel caso di ricorso a calcoli semplificati lineari, può essere assunto pari a (Elson, 1984):

$$E_s = 400 \times c_u \text{ (kPa)}$$

Essendo c_u la resistenza al taglio non drenata stimata secondo i criteri di cui al paragrafo 6.4.4.

6.4.7 Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà riferimento ai risultati delle prove di laboratorio (edometriche), in corrispondenza di pressioni verticali efficaci pari a quella geostatica, ovvero in corrispondenza di indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_0 .

Volendo ricorrere a teorie di consolidazione non lineari, ove il coefficiente di permeabilità varia con l'indice dei vuoti corrente, potrà essere adottata la seguente espressione (Tavenas et al, 1983a; Tavenas et al, 1983b):

$$\log k = \log k_0 - \frac{e - e_0}{C_k}$$

con:

k = coefficiente di permeabilità corrente;

k_0 = coefficiente di permeabilità corrispondente all'indice dei vuoti iniziale e_0 ;

e = indice dei vuoti corrente;

e_0 = indice dei vuoti iniziale;

$C_k = 0,5 \cdot e_0$.

Si rileva che:

- i valori ricavabili dalle prove edometriche si riferiscono a direzioni di flusso verticali, ovvero i coefficienti di permeabilità k sono quelli verticali k_v ;
- i coefficienti di permeabilità riportati nei certificati delle prove edometriche sono ottenuti applicando la teoria di consolidazione di Terzaghi; nel caso dei Materiali di tipo A l'applicazione della teoria di consolidazione di Terzaghi può condurre a risultati non corretti; in tali casi i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dall'applicazione della teoria di consolidazione di Terzaghi verranno confrontati con quelli ricavabili dalla seguente correlazione empirica (Rocchi, 2003):

$$k_v = 10^{\frac{\left(\log \frac{e}{e_L} - 1.22\right)}{0.19}}$$

con:

e = indice dei vuoti corrente;

e_L = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido;

k_v = coefficiente di permeabilità verticale corrente in cm/s.

I coefficienti di consolidazione primaria c_v , applicabili a problemi di flusso in direzione verticale, utilizzabili, ove appropriato, nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali, saranno ricavati dalle prove edometriche di laboratorio.

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il presente capitolo riporta la caratterizzazione geotecnica delle formazioni individuate nelle aree di interesse sulla base dell'interpretazione dei risultati delle indagini geognostiche eseguite in accordo ai criteri descritti nel capitolo precedente.

7.1 UNITÀ GEOTECNICA “A”

Si tratta di terreni a grana fina, prevalentemente argille e limi, talora debolmente sabbiosi.

7.1.1 Caratteristiche fisiche

Per quanto riguarda la granulometria (Figura 7-1), le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia nei campioni analizzati variano come segue:

- Argilla = 11%, 80%
- Limo = 18%, 82%
- Sabbia = 0%, 60%
- Ghiaia = 0%, 18%

Di conseguenza, il contenuto di fine (limo+ argilla) varia nell'intervallo $CF = 30\div 100\%$ (Figura 7-2).

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido e limite plastico) ed il contenuto d'acqua sono riportati in Figura 7-3:

- $LL = 24\%, 80\%$
- $LP = 2\%, 37\%$
- $W = 14\%, 40\%$

L'indice plastico (IP) risulta compreso nell'intervallo $3\%\div 58\%$ (Figura 7-4). Con riferimento alla Carta di Plasticità di Casagrande, i materiali in oggetto possono essere classificati prevalentemente come argille inorganiche di bassa, media e alta plasticità (Figura 7-5).

Il peso di volume naturale (γ) risulta compreso tra 16.0 e 22.0 kN/m^3 (Figura 7-6), con un valore medio di 19 kN/m^3 .

L'indice dei vuoti iniziale (e_0) varia nell'intervallo $0.5, 0.9$ (Figura 7-7).

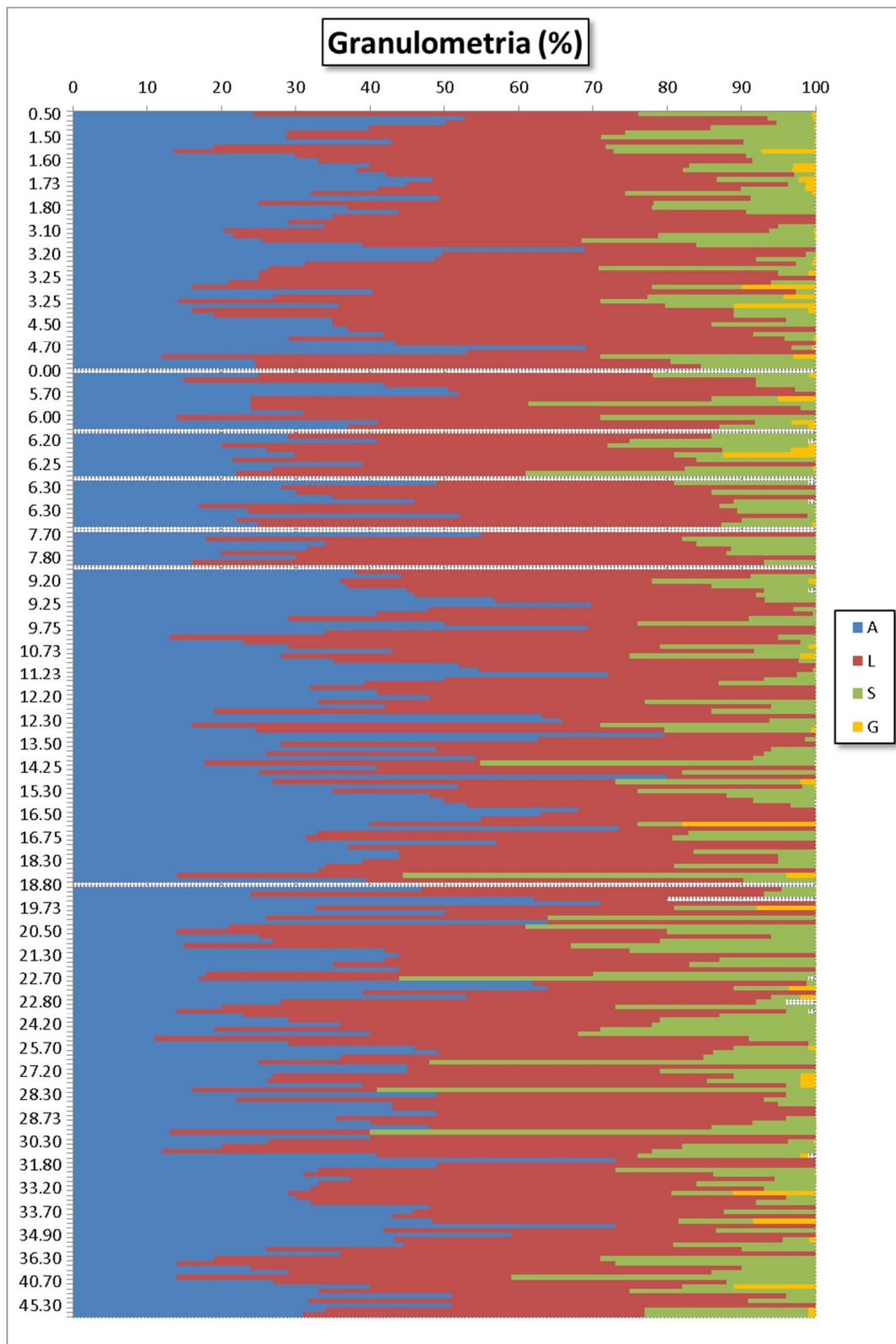


Figura 7-1: Formazione “A” – Granulometria dei campioni prelevati a diverse profondità

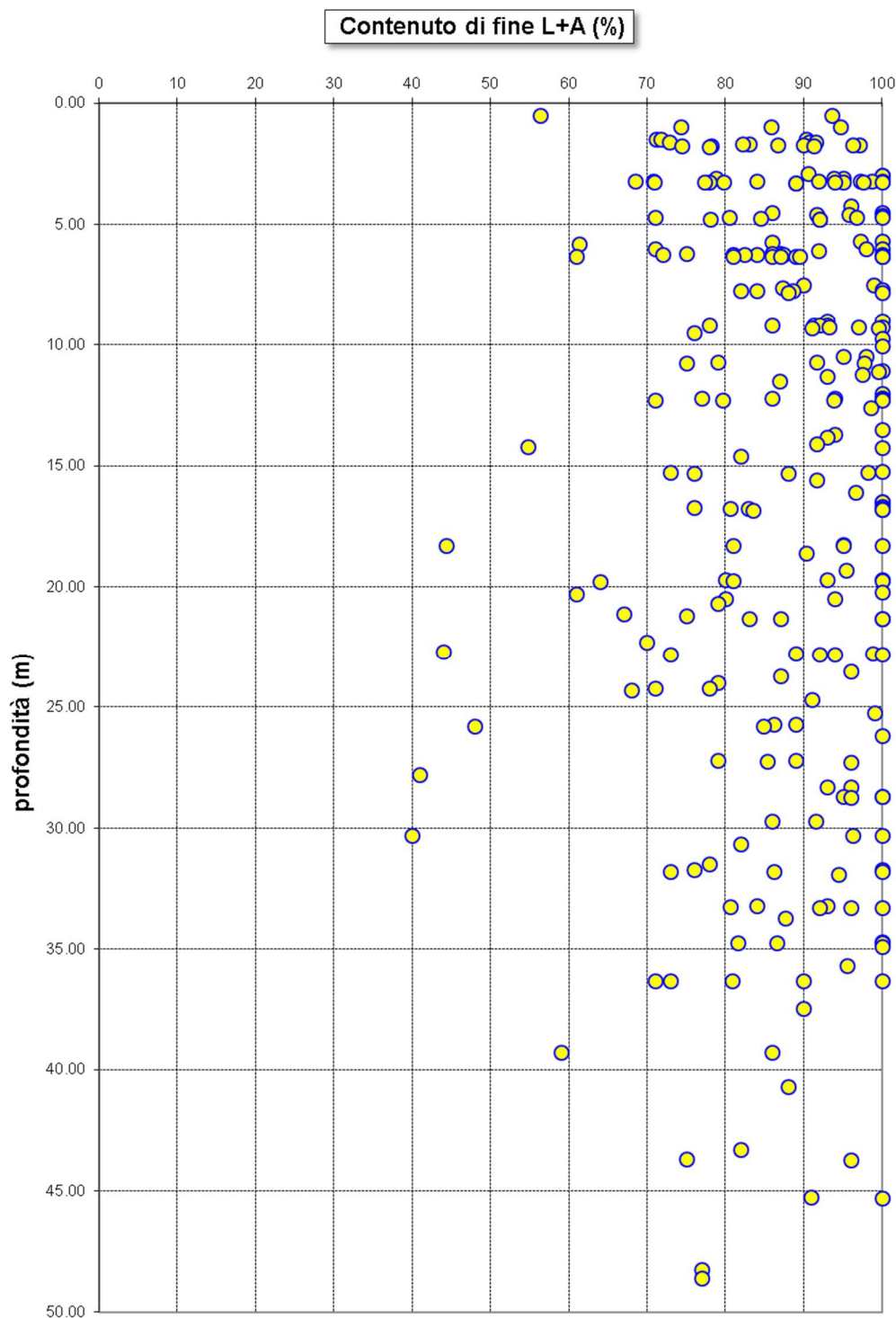


Figura 7-2: Formazione “A” – Variazione con la profondità del contenuto di fine

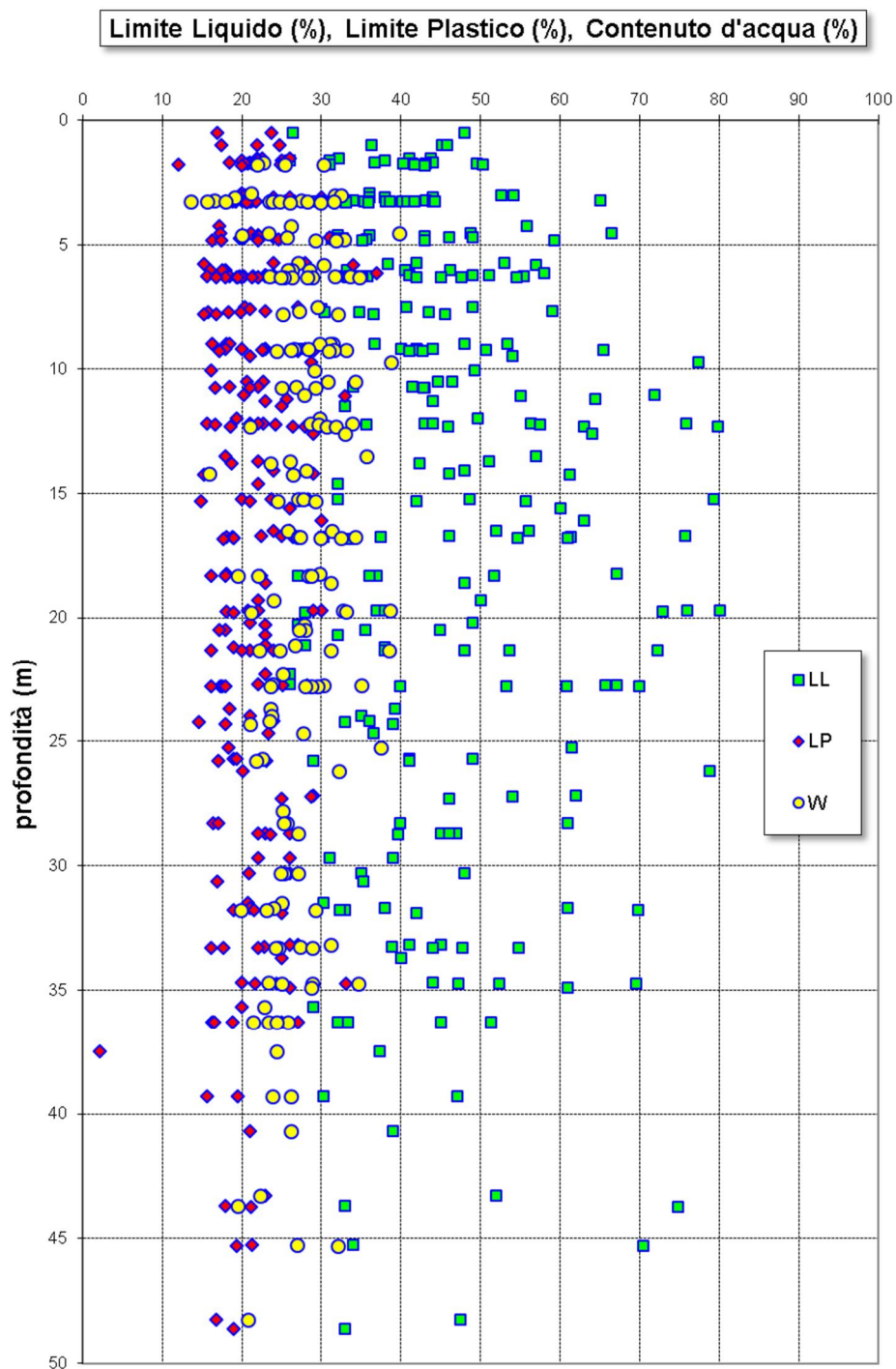


Figura 7-3: Formazione “A” – variazione con la profondità di LL, LP, W

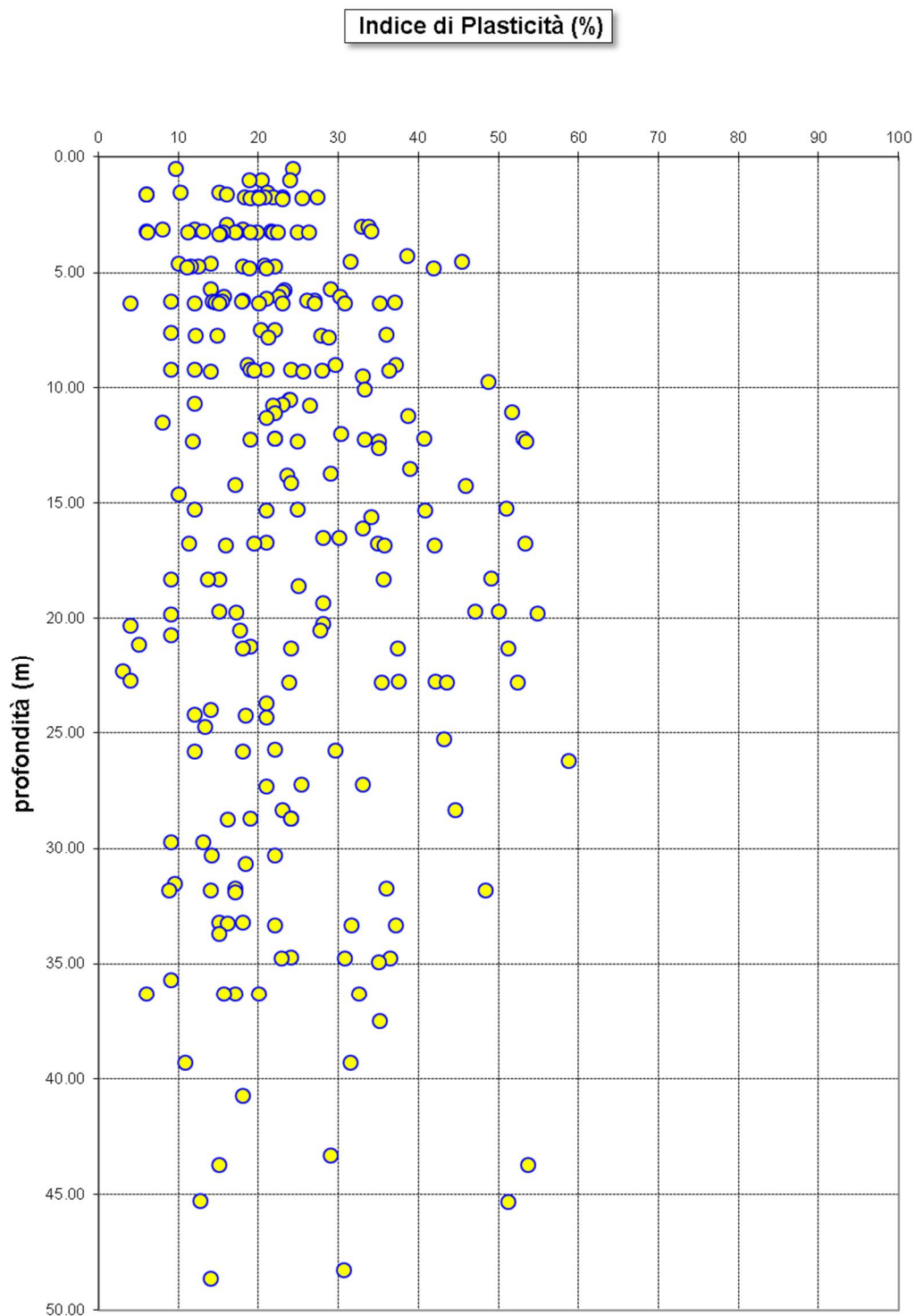
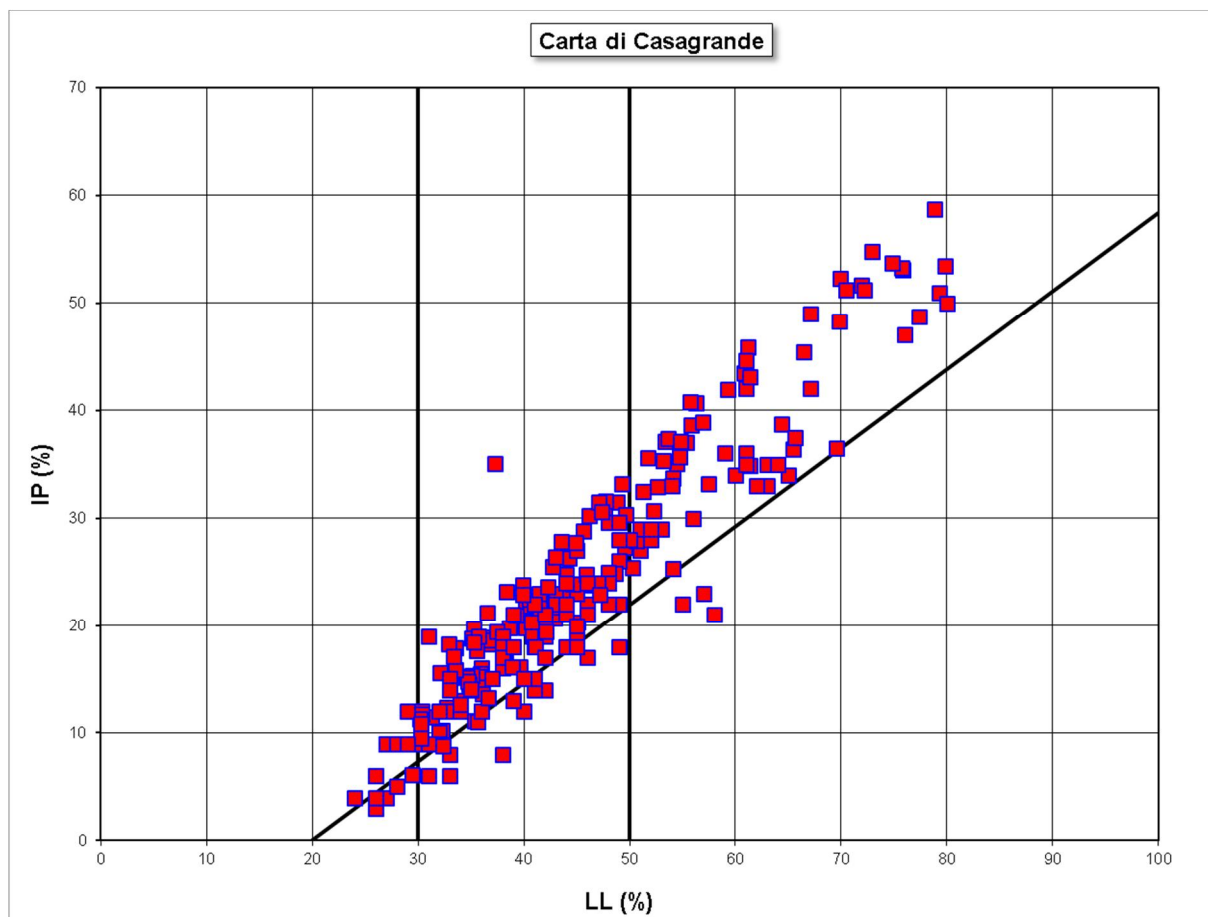


Figura 7-4: Formazione “A” – variazione di IP con la profondità



CARTA DI PLASTICITA' DI CASAGRANDE

Legenda

- 1 - Limi organici di bassa compressibilità
- 2 - Limi inorganici di media compressibilità e limi organici
- 3 - Limi inorganici di alta compressibilità e argille organiche
- 4 - Argille inorganiche di bassa plasticità
- 5 - Argille inorganiche di media plasticità
- 6 - Argille inorganiche di alta plasticità

Figura 7-5: Formazione “A” - Carta di Casagrande

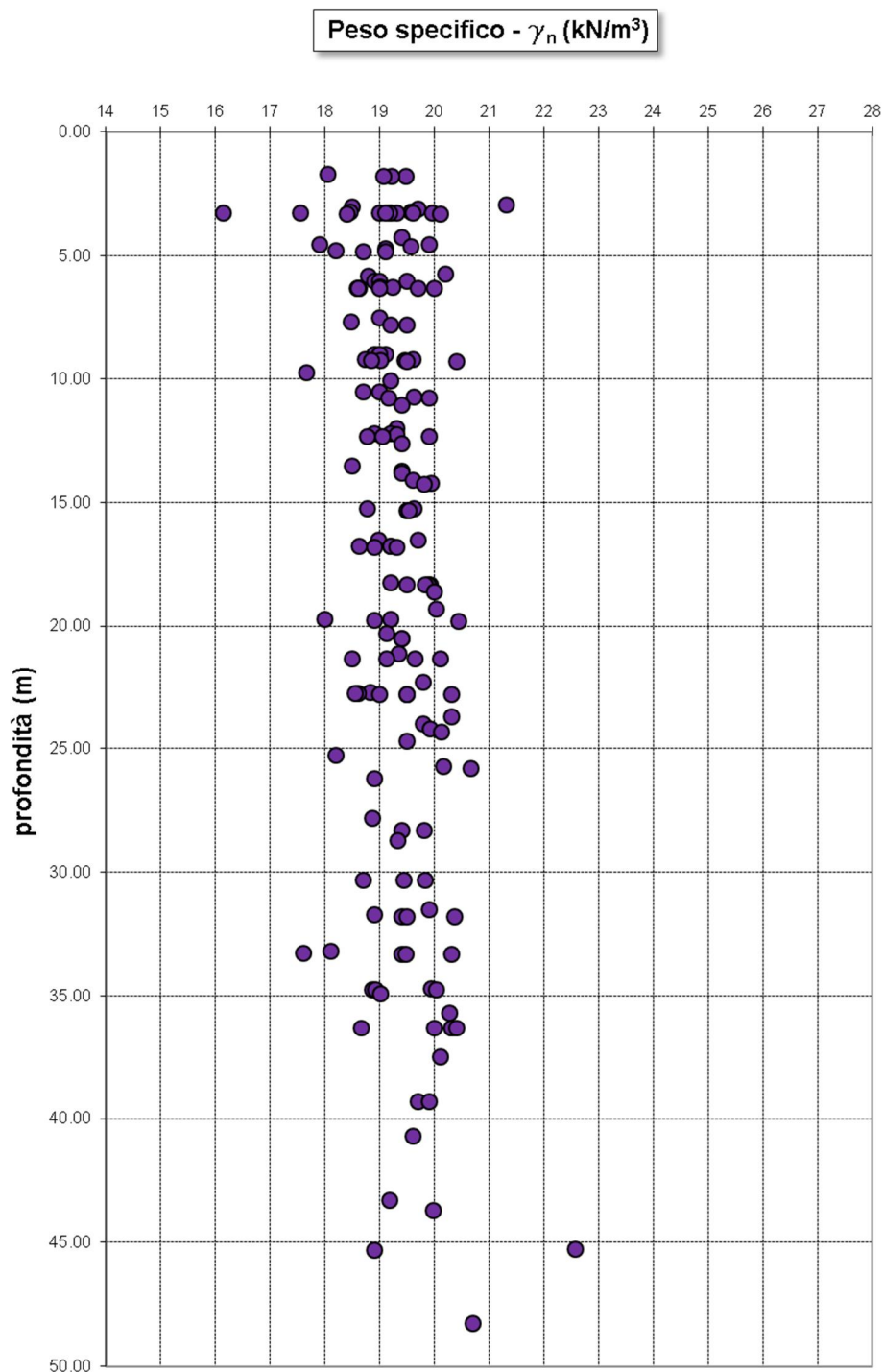


Figura 7-6: Formazione "A" - Peso naturale dell'unità di volume

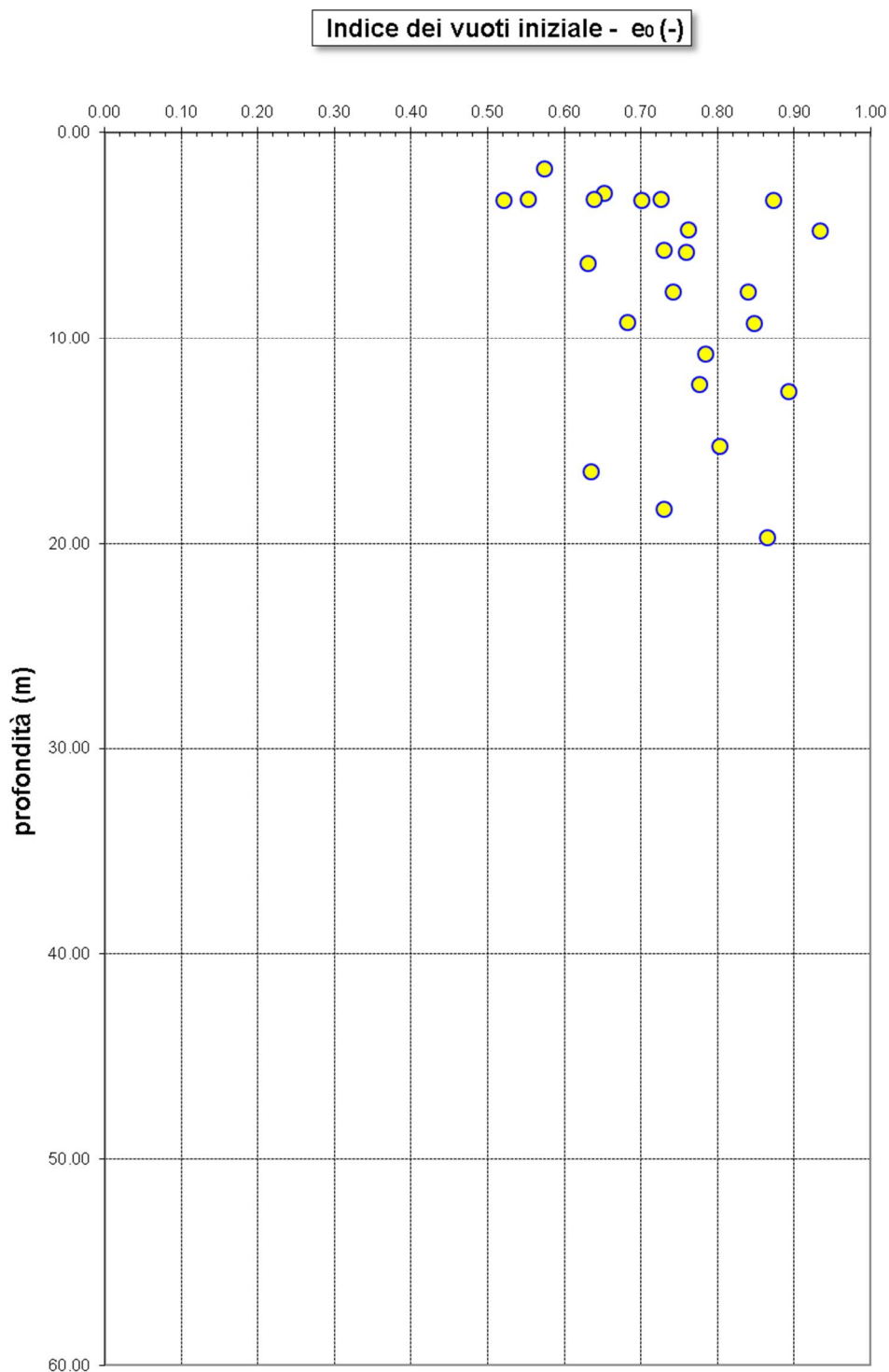


Figura 7-7: Formazione “A” - Indice dei vuoti

7.1.2 Stato iniziale e pressioni di preconsolidazione

Nella Figura 7-8 sono riportati nel piano $\lg-\lg\sigma'_{vo}$ (Burland, 1990) gli stati iniziali dei campioni prelevati nella formazione A, per evidenziarne la posizione rispetto alla linea di compressibilità intrinseca ICL_{oed} .

In Figura 7-9, invece, è riportato il valore del grado di sovraconsolidazione OCR determinato a partire dalle prove edometriche.

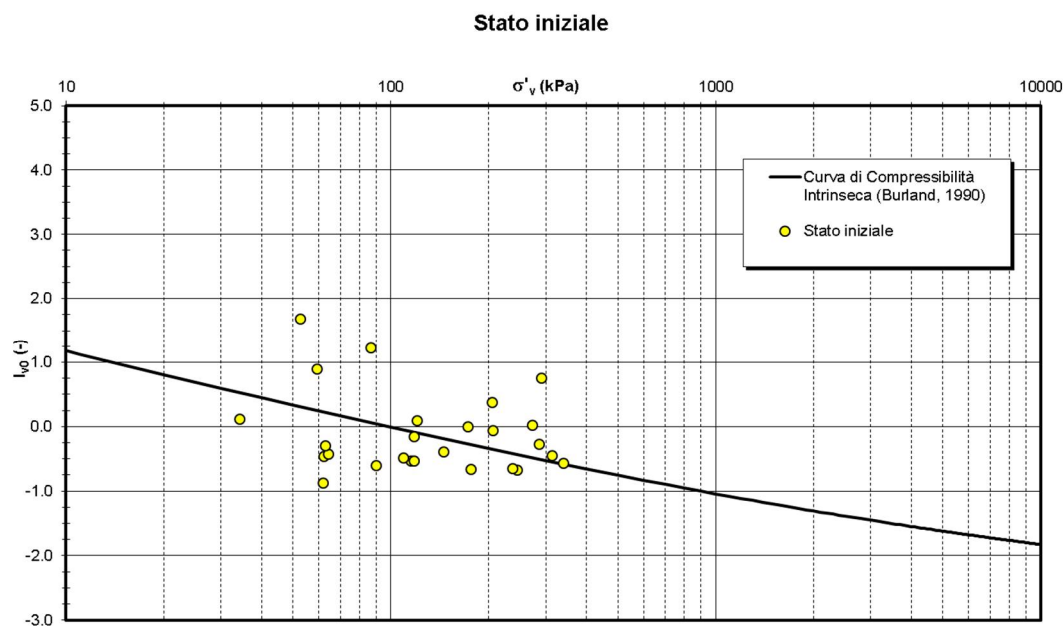


Figura 7-8: formazione “A” – Diagramma di stato

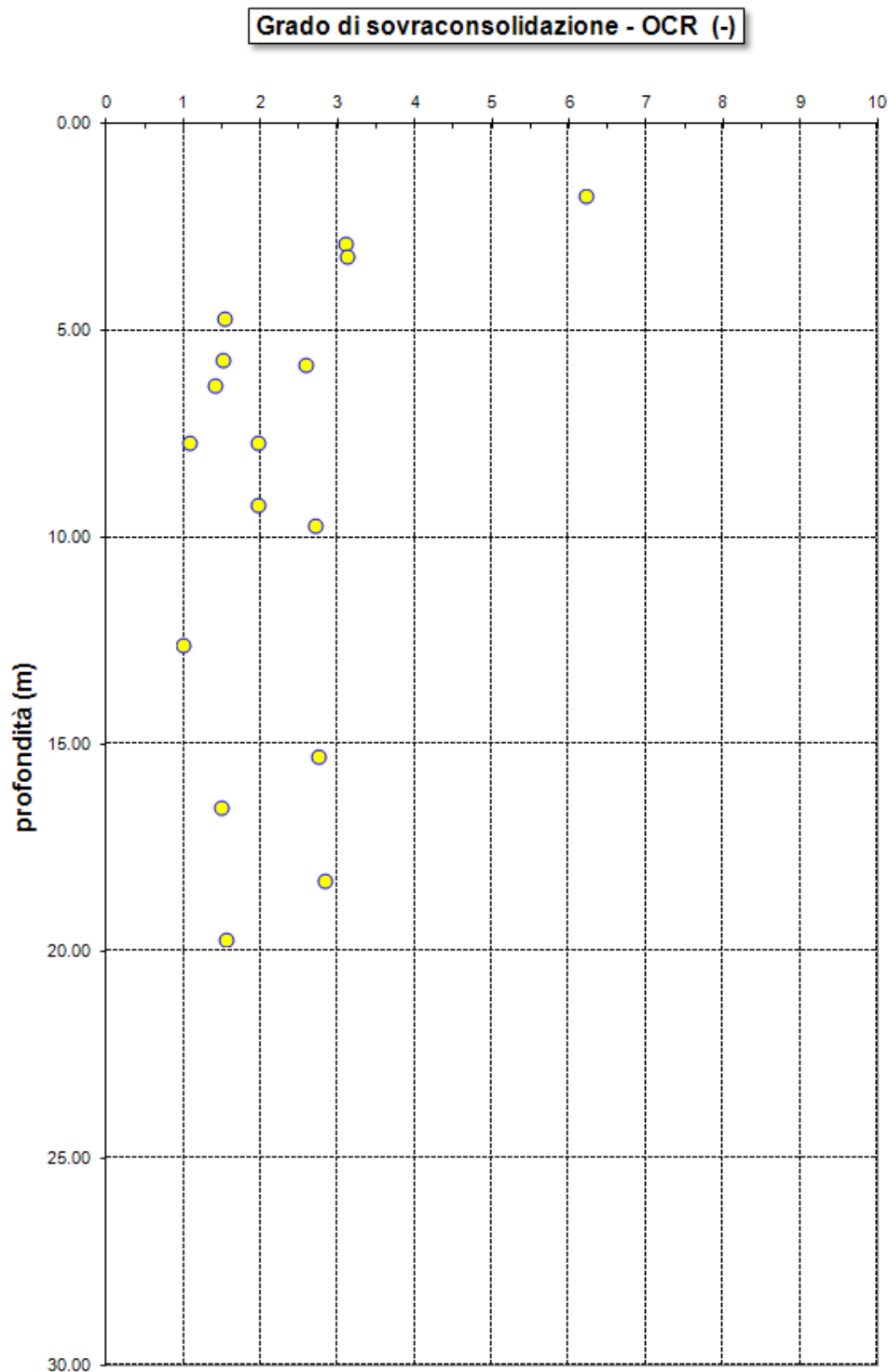


Figura 7-9: formazione “A” – Grado di sovraconsolidazione da prove edometriche

7.1.3 Resistenza al taglio non drenata

Nella Figura 7-10 sono riportati i valori di resistenza al taglio non drenata (CU) ottenuti dalle prove TX-UU, unitamente agli involucri massimo e minimo individuati. In Figura 7-11 detti valori e i relativi involucri sono posti a confronto con i valori di CU desumibili dalle prove CPTU dell'ultima campagna di indagine. Si nota che per $z > 10$ m, i valori forniti dalle prove in sito sono in buon accordo con l'involucro massimo dei dati di laboratorio.

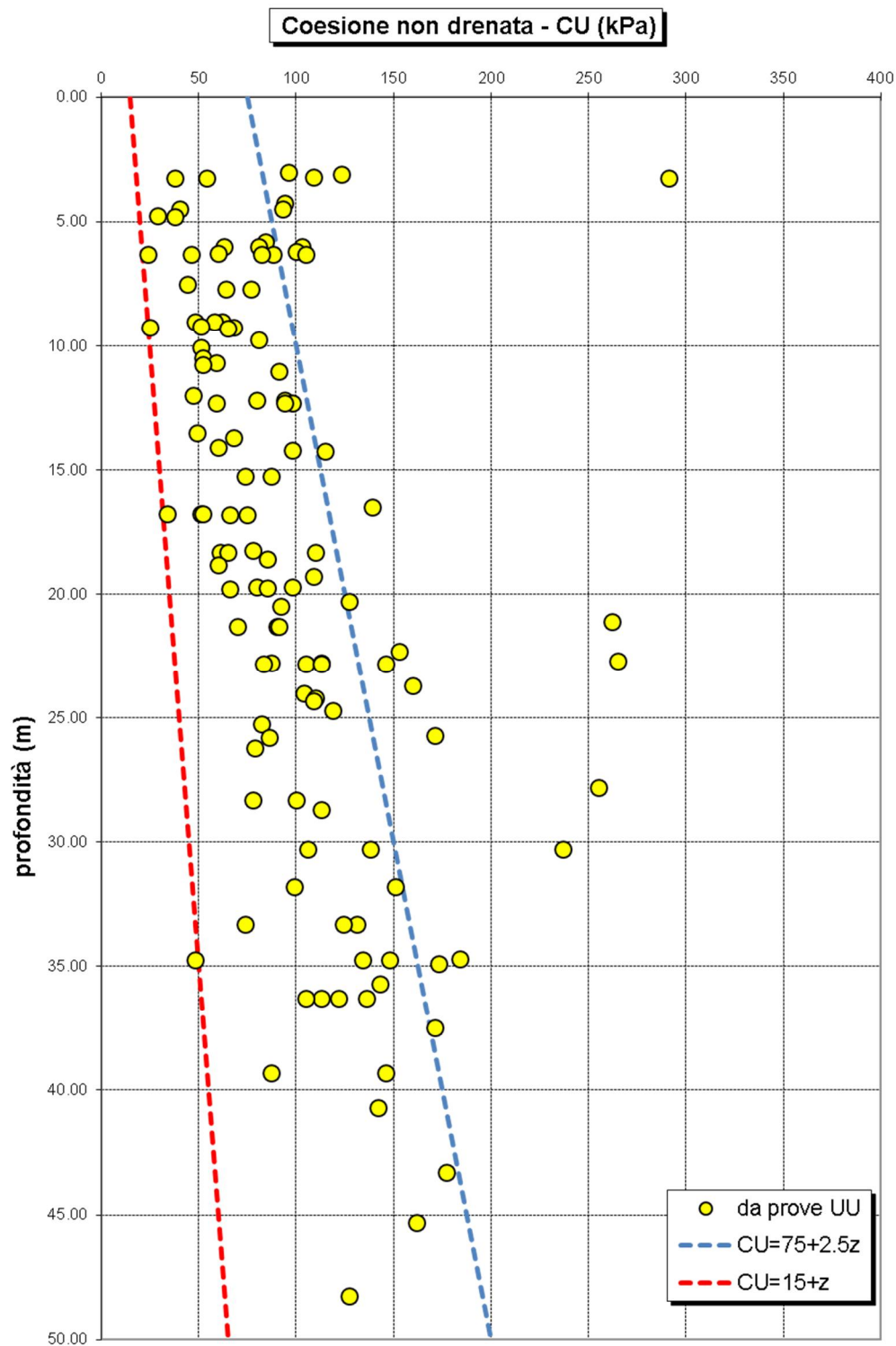


Figura 7-10: Formazione “A” – CU da prove TX-UU

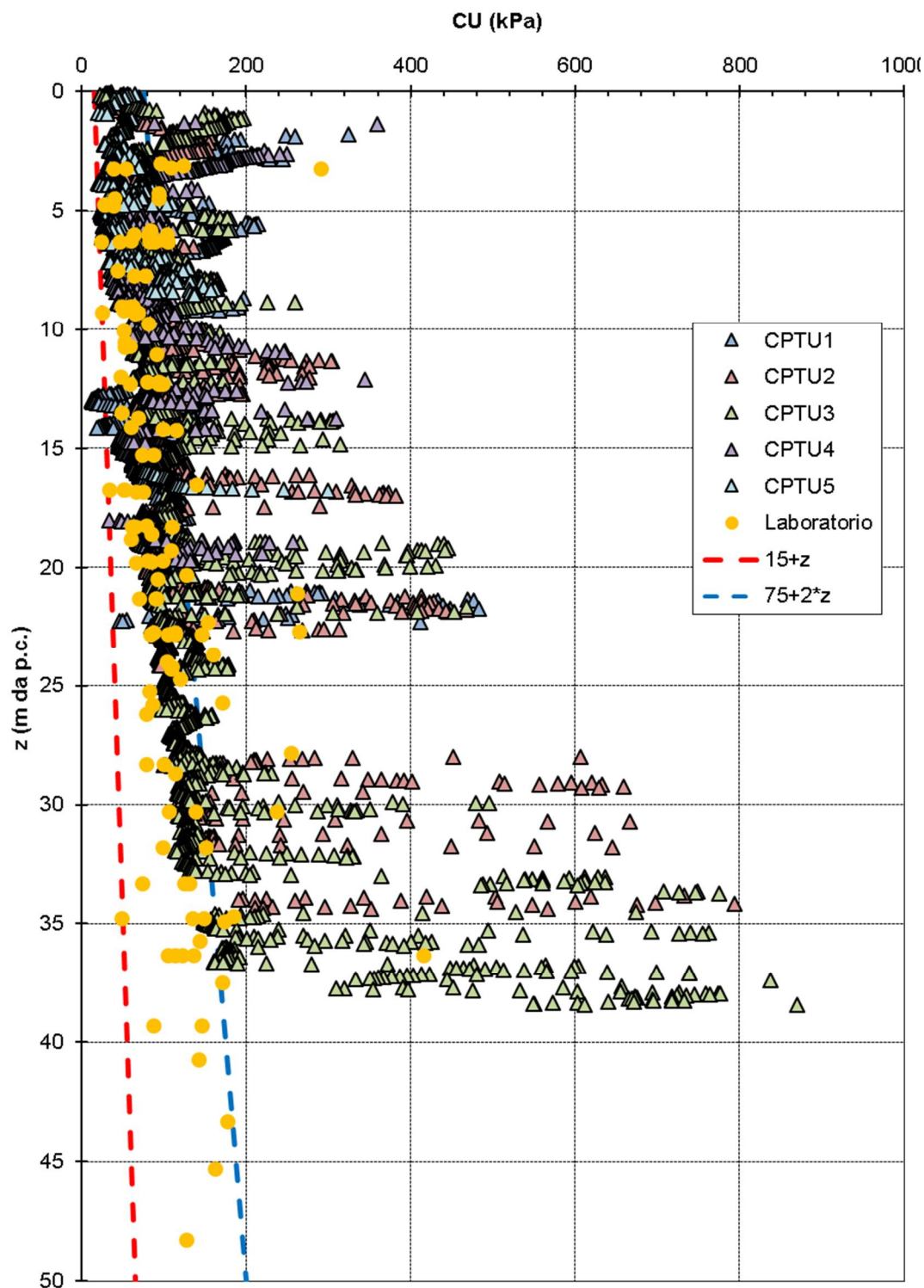


Figura 7-11: Formazione “A” – CU da CPTU (Lunne et al, 1985 e 1997)

7.1.4 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate, ottenuti dalle prove TD, sono riportati nelle figure seguenti:

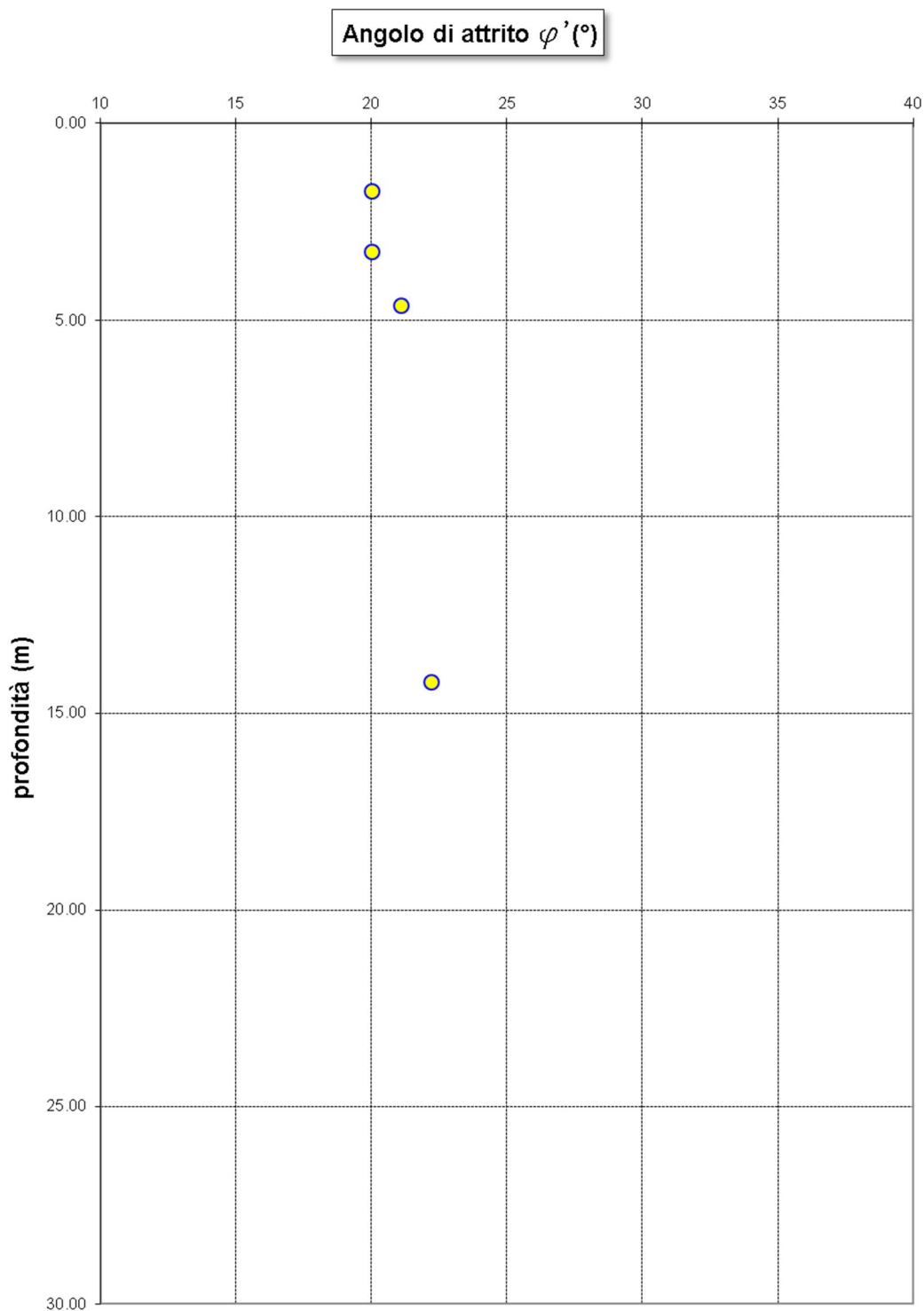


Figura 7-12: Formazione “A” – Resistenza drenata da prove TD (angolo di attrito)

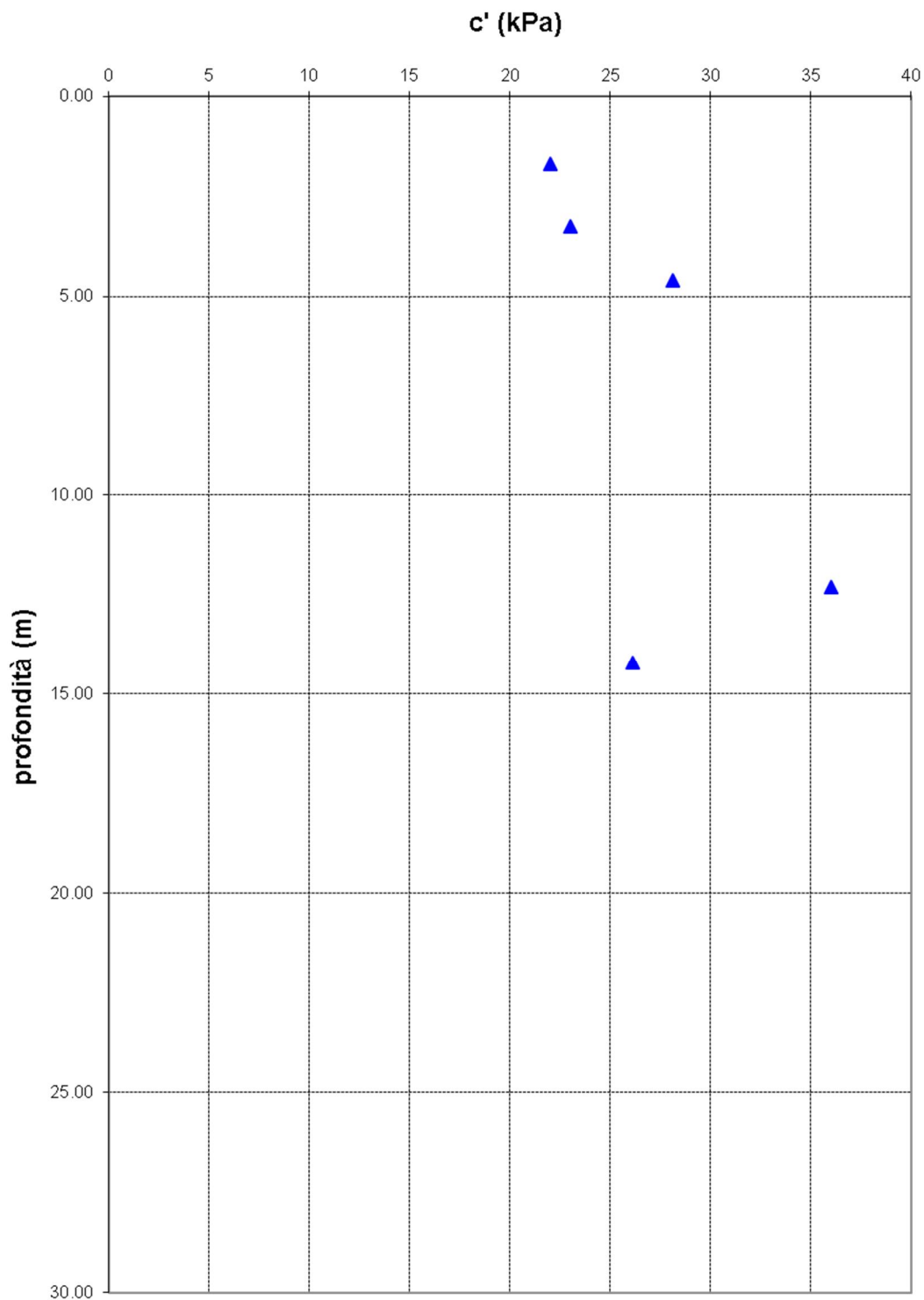


Figura 7-13: Formazione “A” – Resistenza drenata da prove TD (coesione)

Nel piano τ, σ , gli involuipi massimo e minimo forniscono i seguenti range di variabilità:

$$j' (^{\circ}) = 24 \div 28$$

$$c' \text{ (kPa)} = 0 \div 15.$$

7.1.5 Deformabilità e consolidazione in condizioni edometriche

Nelle Figure seguenti sono riportati i parametri di deformabilità e consolidazione in condizioni edometriche ottenuti dalla prove di laboratorio disponibili, risulta:

- CR rapporto di compressione (0.10÷0.27);
- RR rapporto di ricomprensione (0.01÷0.06).

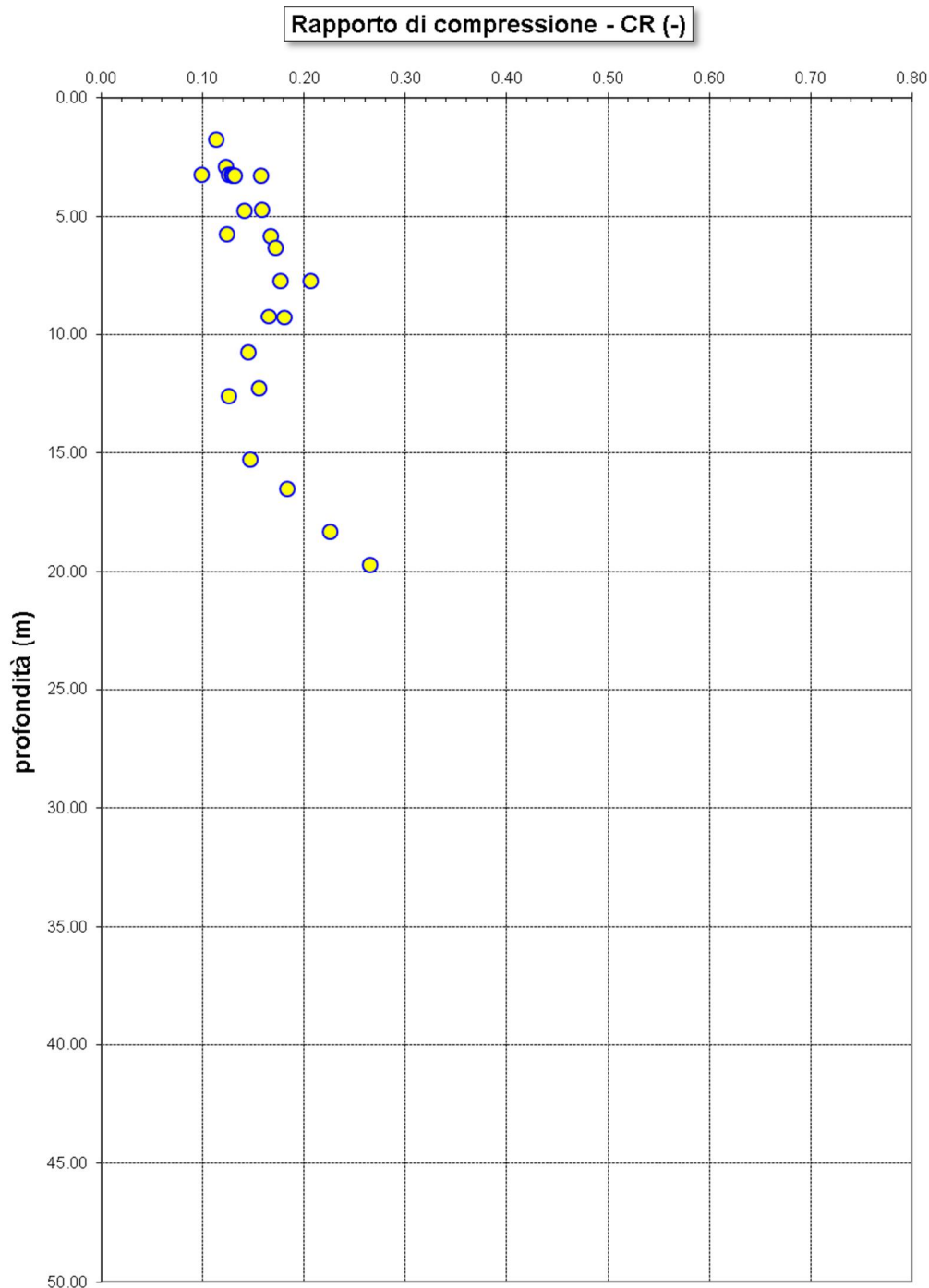


Figura 7-14: Formazione “A” – Rapporto di compressione

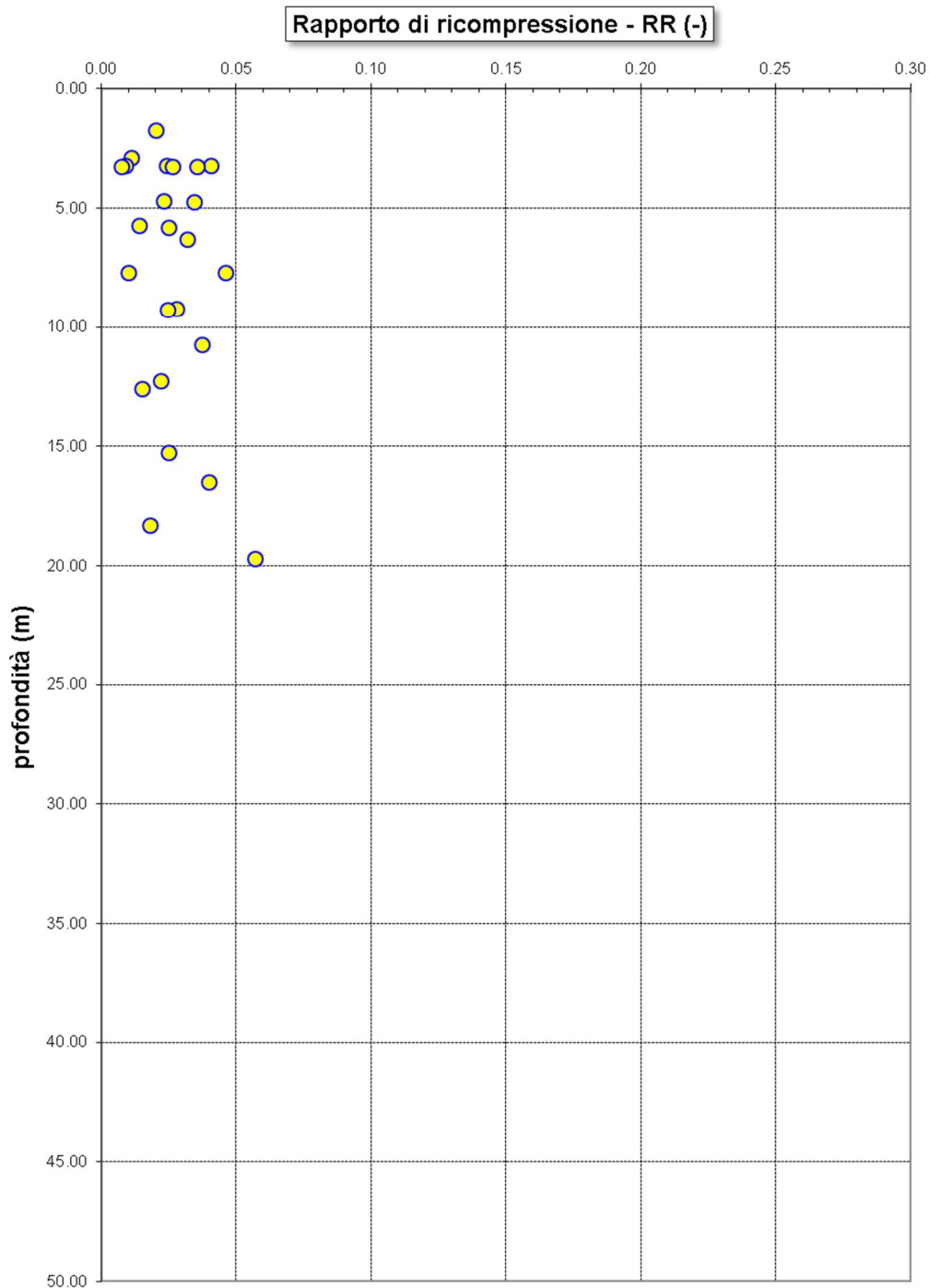


Figura 7-15: Formazione “A” – Rapporto di ricompressione

7.1.6 Modulo di taglio a piccole deformazioni da CPTU

In Figura 7-16 sono riportati i valori del modulo di taglio iniziale G_0 desunti dalle prove CPTU ed è indicata la legge di variazione con la profondità da questi cautelativamente ricavata.

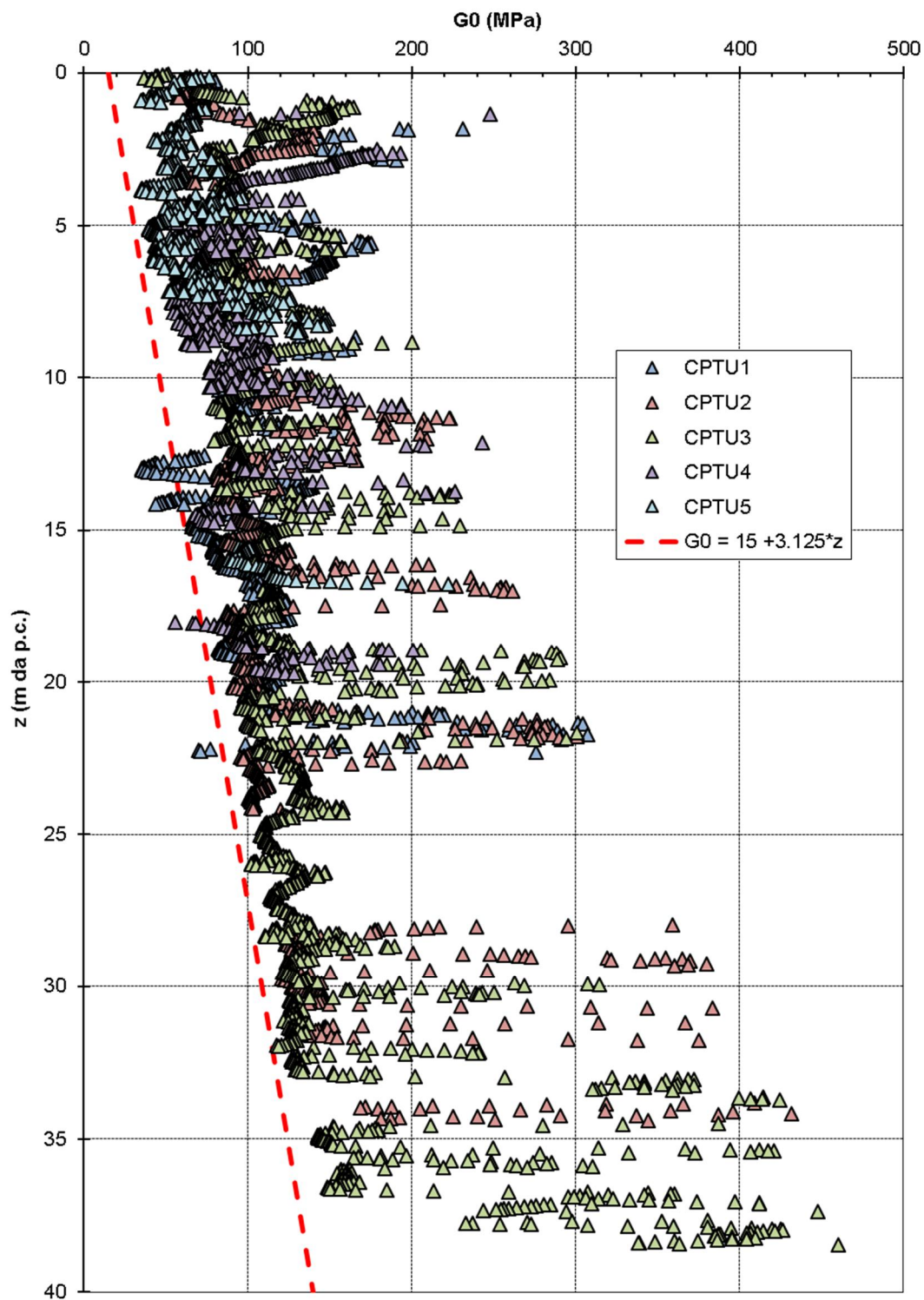


Figura 7-16 - Formazione "A" – G_0 da CPTU (Mayne & Rix, 1993)

7.1.7 Coefficienti di permeabilità

Nella Figura seguente si riportano i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove edometriche, risultati compresi tra $1.1 \cdot 10^{-09}$ e $5 \cdot 10^{-8}$ m/s.

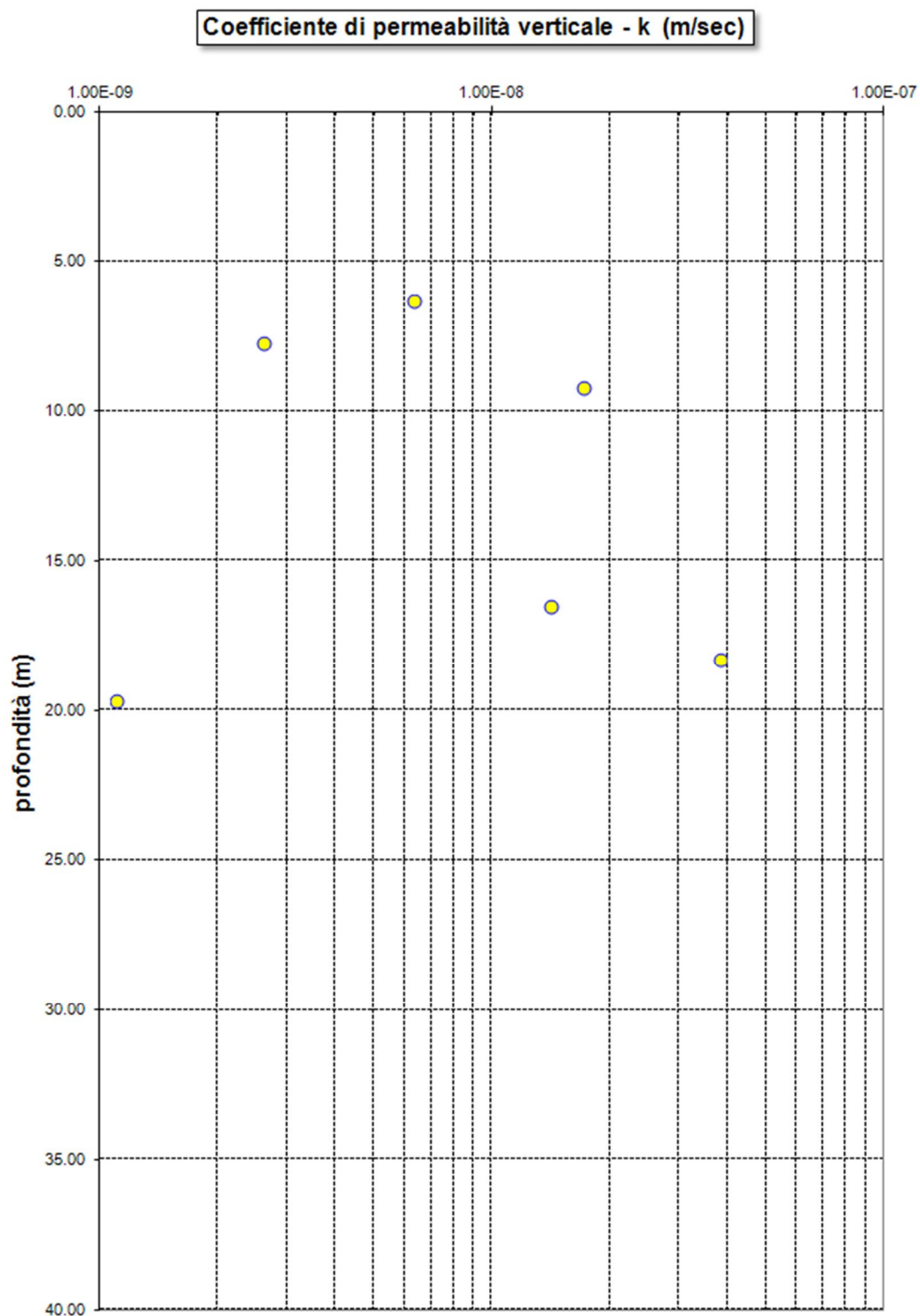


Figura 7-17: Formazione “A” – Coefficiente di permeabilità da prove edometriche

7.2 UNITÀ GEOTECNICA “B”

L'unità B è costituita da ghiaie e ghiaietto in matrice sabbiosa/limosa; per questa formazione le difficoltà di campionamento non hanno consentito il prelievo di campioni indisturbati. Di conseguenza, per la caratterizzazione fisica e meccanica, si è fatto principalmente riferimento alle prove in situ riportate in allegato alla presente relazione (rif. 8.3).

7.2.1 Caratteristiche fisiche

Per quanto riguarda la granulometria Figura 7-18, le percentuali di sabbia, ghiaia e materiale fino variano come segue:

- Sabbia = 9% , 89%
- Ghiaia = 0% , 73%
- Limo + Argilla = 0% , 70%

La frazione fine presenta le seguenti caratteristiche di plasticità (limite liquido e limite plastico) e di contenuto d'acqua (Figura 7-19):

- LL = 16% , 91%
- LP = 12% , 78%
- W = 11% , 38%

Il peso di volume naturale (γ_n) risulta compreso tra 17.5 e 21.6 kN/m³ (Figura 7-6), con un valore medio di circa 20 kN/m³.

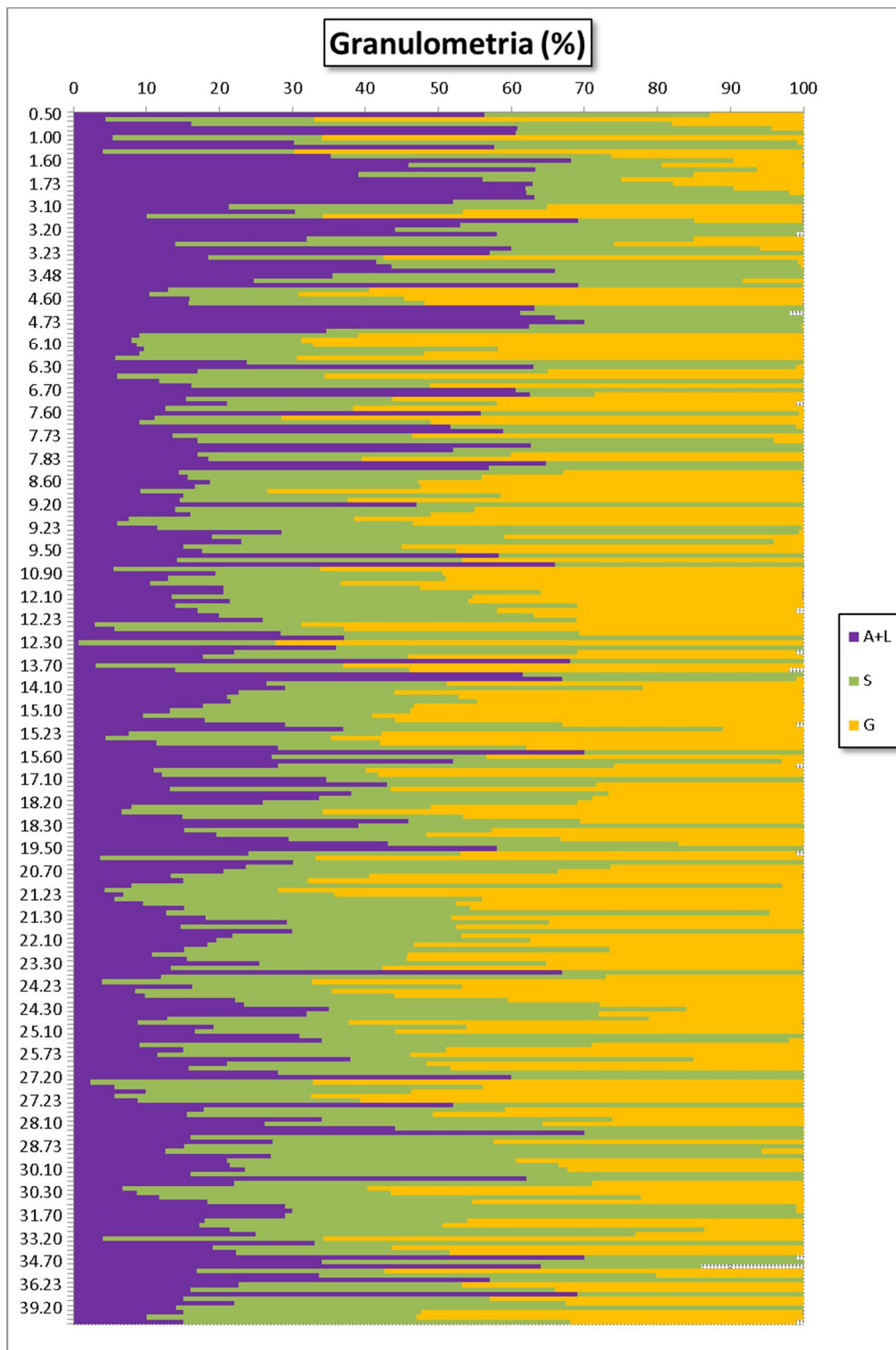


Figura 7-18: Formazione “B” - Granulometria

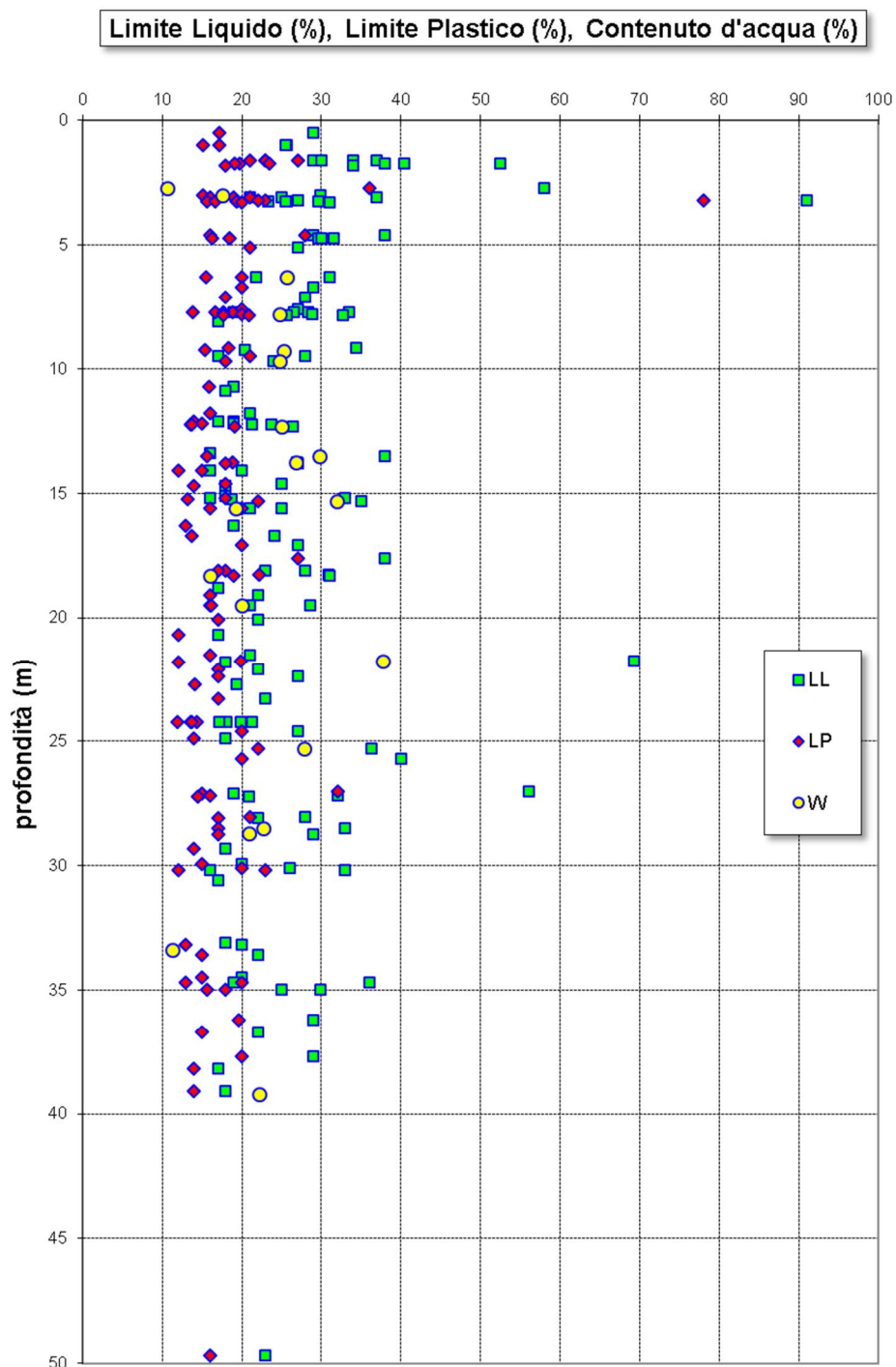


Figura 7-19: Formazione “B” – LL, LP, W

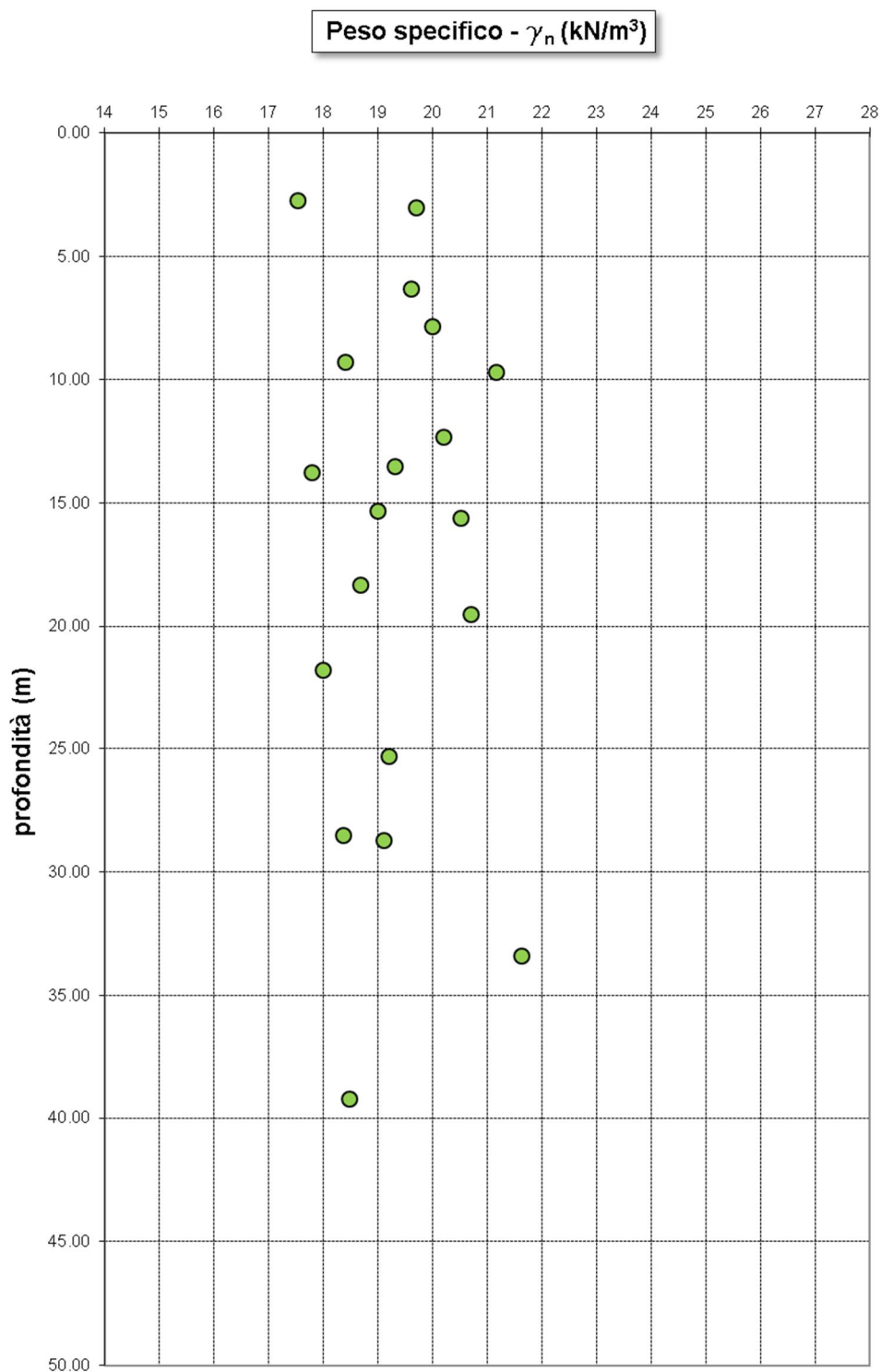


Figura 7-20: Formazione “B” – Peso naturale dell’unità di volume

7.2.2 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (j'), determinata sulla base dei risultati delle prove SPT nei materiali ghiaioso sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi può essere mediamente assunta pari a $j' = 34^\circ, 36^\circ$, ma può raggiungere anche valori di $j' = 37^\circ, 38^\circ$.

7.2.3 Caratteristiche di deformabilità

I moduli elastici iniziali, determinati sulla base dei risultati delle prove penetrometriche CPTU mediante la correlazione di Rix e Stokoe (1991), sono riportati in Figura 7-16 insieme alla legge di variazione con la profondità cautelativamente suggerita.

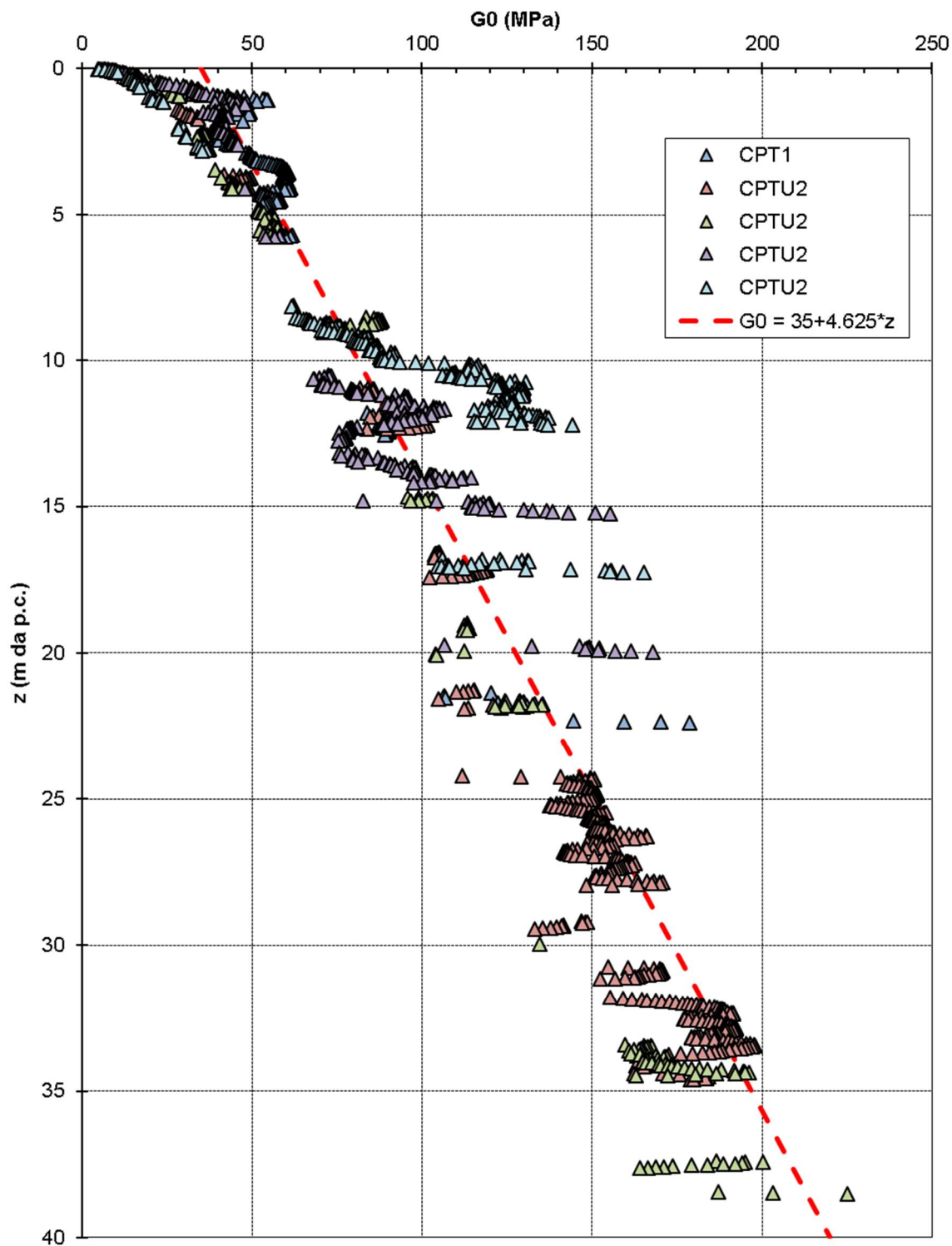


Figura 7-21 - Formazione “B” – G_0 da CPTU (Rix & Stokoe, 1991)

7.3 RILEVATI ESISTENTI

Nell'ambito della campagna geognostica del 2000 (realizzata dall'impresa Servizi Geotecnici di Roma) sono stati eseguiti alcuni sondaggi dalla quota del piano autostradale, al fine di valutare le caratteristiche geotecniche dei terreni che compongono i rilevati esistenti.

Lo scopo di tale indagine era quella di valutare la possibilità di riutilizzare, per la costruzione dei nuovi rilevati autostradali, il terreno proveniente dallo scavo dei rilevati esistenti. Sfortunatamente è stato possibile realizzare solo un esiguo numero di sondaggi in rapporto all'estensione del tratto in studio, principalmente a causa delle difficoltà legate alla esecuzione dei sondaggi geognostici in soggezione di traffico. Nella Tabella 7-1 seguente sono riportate le descrizioni litostratigrafiche desunte dalle stratigrafie di sondaggio:

Progressiva	Sondaggio	Prof.	H rilevato	Da	A	Descrizione litostratigrafica
km	N°	(m)	(m)	(m)	(m)	
13400	S103	8	~ 5.40	0.00	0.30	Conglomerato bituminoso
				0.30	3.60	Ghiaia e sabbia – Ghiaia evoluta f_{max} 8cm
				3.60	3.80	Limo argilloso
				3.80	5.40	Sabbia debolmente limosa
13770	S104	11.2	~ 8.70	0.00	0.18	Conglomerato bituminoso
				0.18	2.50	Ghiaia in abbondante matrice sabbiosa
				2.50	3.05	Sabbia – livelli di sabbia limosa
				3.05	3.50	Ghiaia in matrice limo sabbiosa - Ghiaia evoluta
				3.50	8.40	Sabbia di colore avana
18640	S105	5.8	~ 8.10	0.00	0.24	Conglomerato bituminoso
				0.24	1.40	Ghiaia e sabbia – Ghiaia evoluta f_{max} 7cm
				1.40	3.70	Sabbia limosa – tracce resti vegetali
				3.70	4.00	Limo argilloso
				4.00	8.10	Sabbia debolmente limosa

Tabella 7-1: Descrizione litostratigrafica dei terreni dei rilevati esistenti.

Sono state eseguite prove di caratterizzazione geotecnica in laboratorio su un unico campione prelevato nel rilevato autostradale dal sondaggio S105; tale campione è stato individuato nella stratigrafia di sondaggio come “Sabbia debolmente limosa”, mentre dalle prove di laboratorio risulta essere classificabile come limo argilloso con sabbia (cfr. *Tabella 7-2*)

In relazione alla scarsità dei dati a disposizione per caratterizzare i terreni dei rilevati esistenti, e alla incongruenza citata sopra tra descrizione di campagna e classificazione di laboratorio, tale confronto è stato esteso agli altri campioni prelevati in strati di analoga descrizione (*Tabella 7-2*).

Sondaggio	Prof. campione	Limiti di Atterberg			Composizione granulometrica				Classifica CNR UNI 10006
N°	(m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	----
S 105	7.25	30.3	14.2	16.1	1.0	35.0	40.5	23.5	A – 6
S 102	8.50	N.D.	NP	NP	12.0	57.0	15.0	16.0	A 2 - 4
S 107	9.75	35	18.5	16.5	3.0	55.0	25.0	17.0	A – 6

Tabella 7-2: Classificazione geotecnica dei terreni individuati come Sabbie debolmente limose.

In base alla caratterizzazione fornita dalla norma Uni 10006, il campione estratto dal sondaggio S105, prelevato nel rilevato, appartiene al gruppo A-6; le uniche due determinazioni di confronto classificano i terreni nei gruppi A2 - 4 e A6.

Nel foro di sondaggio S 105 è stata eseguita una prova pressiometrica all'interno del rilevato, dalla quale si ricavano valori molto bassi dei moduli di rigidezza, riportati nella tabella seguente:

Progressiva	Sondaggio	Prof.	Altezza rilevato autostradale	Modulo pressiometrico	E _{ed}
km	N°	(m)	(m)	(MPa)	(MPa)
18640	S105	5.8	~ 8.10	1.24	1.85

Tabella 7-3: Risultato della prova pressiometrica eseguita nel rilevato autostradale.

Infine, nei fori di sondaggio sono state eseguite prove SPT, che hanno fornito mediamente valori di $N_{SPT} \geq 20$ (vedi Figura 7-22).

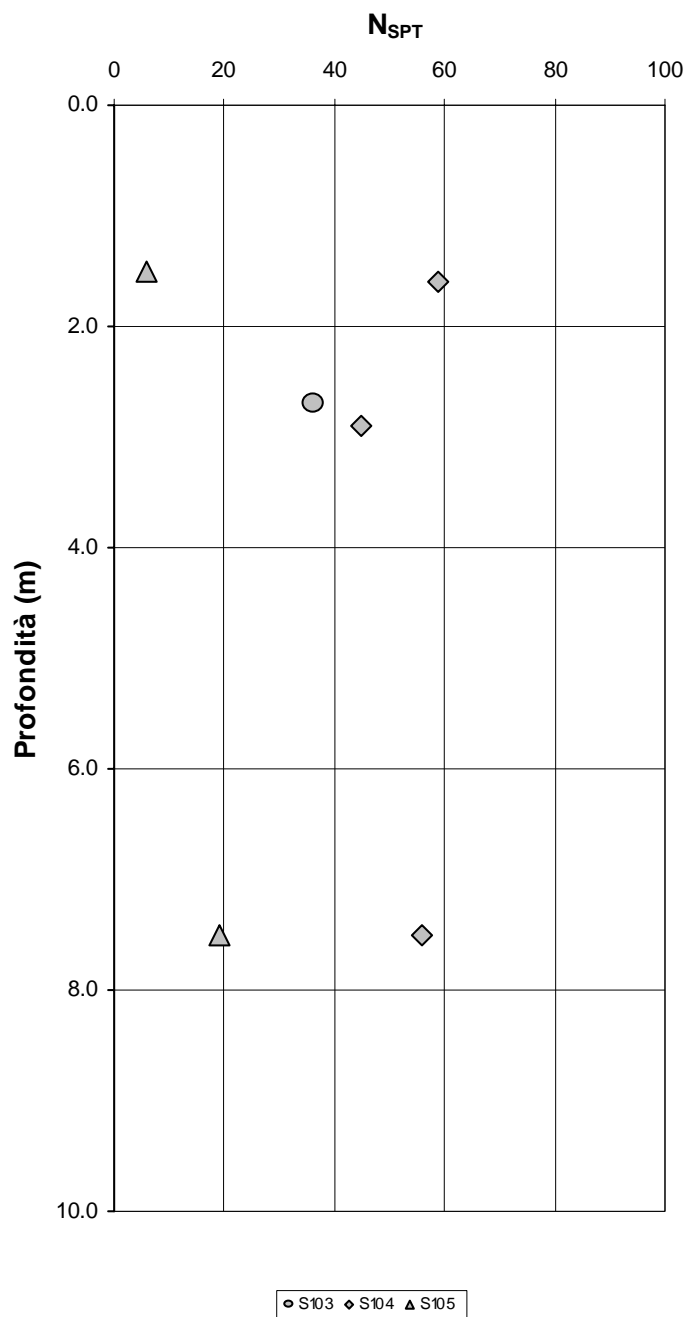


Figura 7-22: Rilevati – Andamento dei valori di N_{SPT} con la profondità.

Considerato che, in base a quanto previsto nelle Norme Tecniche di Appalto e nei calcoli di stabilità, per la realizzazione dei nuovi rilevati autostradali potranno essere riutilizzati tal quali solo i livelli più francamente ghiaiosi e sabbiosi che costituiscono i rilevati esistenti, mentre non potranno essere riutilizzati i livelli che contengono elevate percentuali di materiale fino (passante al setaccio ASTM 200 >35%), si ritiene che sia necessario eseguire gli scavi in modo selettivo, per poter effettivamente riutilizzare i materiali idonei, presenti in banchi distinti. In base a ciò si può stimare una percentuale di riutilizzo del materiale estratto pari a circa il 30 ÷ 40%. Il restante materiale, escluso il terreno vegetale proveniente dallo scavo di “scotico”, potrà essere eventualmente riutilizzato, per la costruzione dei nuovi rilevati, previo trattamento a calce. L'entità del trattamento a calce e le fasi di lavorazione dei terreni trattati dovranno essere stabilite mediante campo prova. Il terreno trattato a calce non potrà in ogni caso essere utilizzato per la costruzione dell'ammasso strutturale dei rilevati in terra rinforzata.

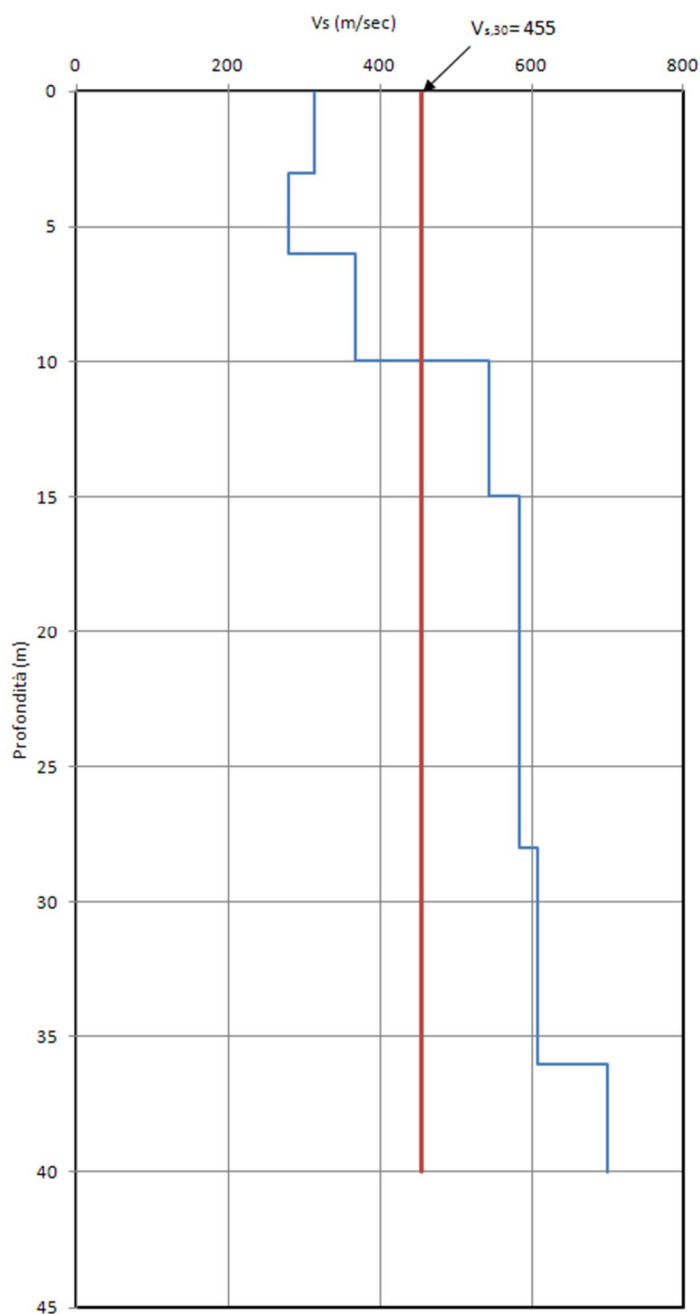
Al fine di programmare le lavorazioni in modo efficace e garantire i requisiti richiesti per i terreni da rilevato è necessaria l'applicazione scrupolosa di quanto previsto dalle Norme Tecniche di appalto. In particolare, si segnala la seguente indicazione estratta dalle Norme Tecniche di appalto (art. 3 Parte Seconda - Rilevati), dove si richiede che:

“Prima di impiegare i materiali provenienti sia dalle cave di prestito, sia dagli scavi in roccia (sciolti e lapidei), sia dal riciclo di materiali da costruzione, verrà eseguita dall'Appaltatore una campagna di indagine corredata da prove di laboratorio atte a fornire alla Direzione Lavori un'esauriente documentazione in merito alla natura, ai requisiti geometrici (dimensioni delle particelle, composizione granulometrica), ai requisiti fisici, ai requisiti chimici dei materiali, al fine di ottenere l'idoneità all'utilizzo, secondo quanto indicato dal Capitolato Speciale e/o nel Progetto esecutivo, anche in termini di resistenza alla frammentazione, durabilità ed aggressività, nonché in termini di problematiche ambientali (ecocompatibilità) ai sensi della legislazione vigente in materia.”
(art. 3.2.1. Provenienza dei materiali)

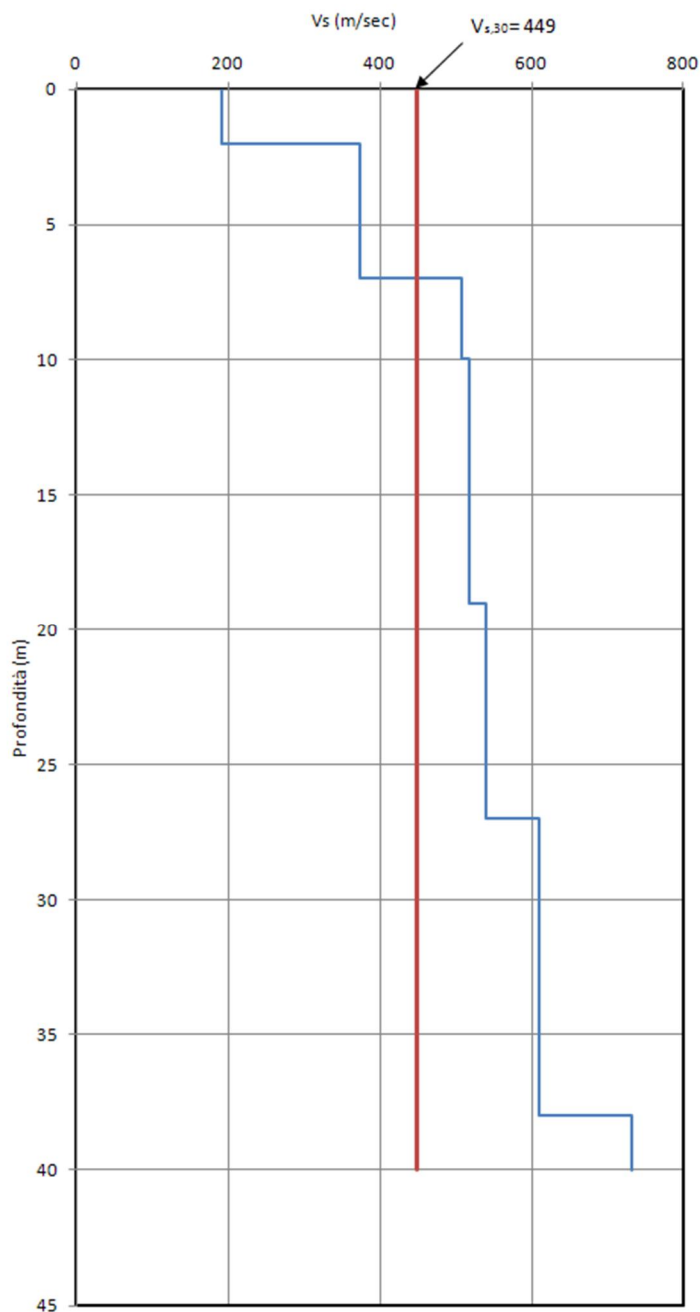
8 ALLEGATI

8.1 VALUTAZIONE V_{S30} DA PROVE DOWN HOLE

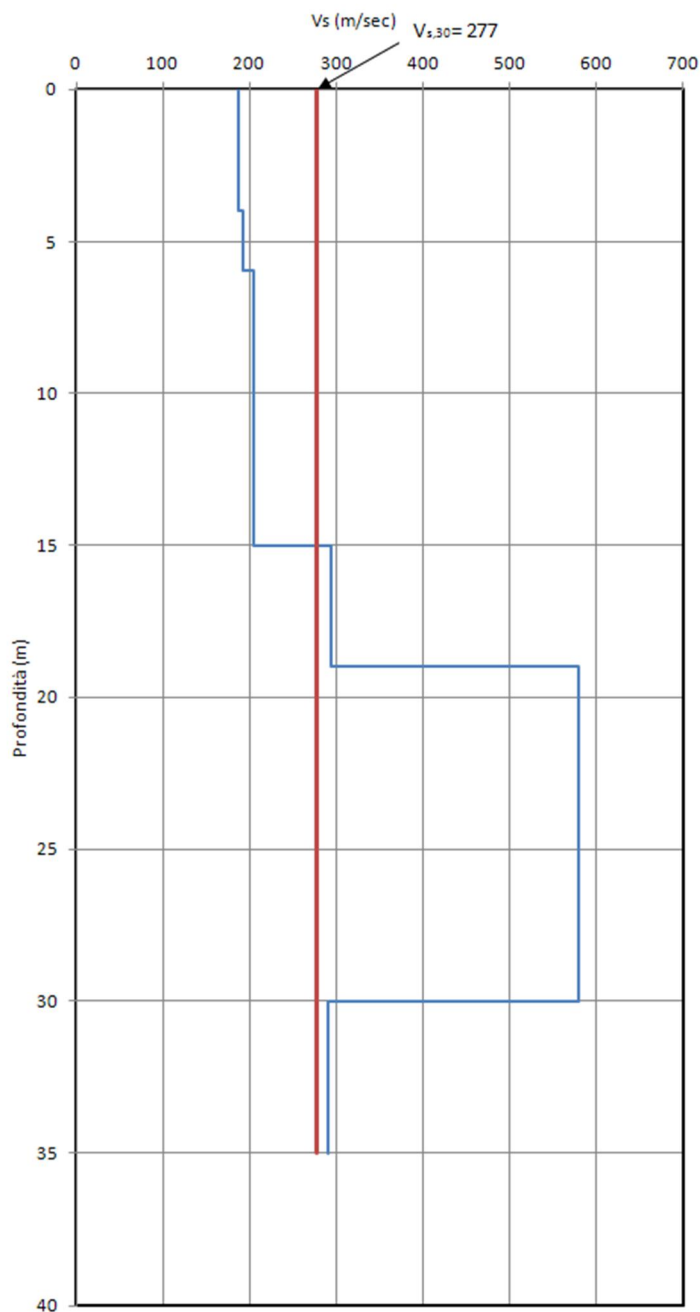
PB03(DH)



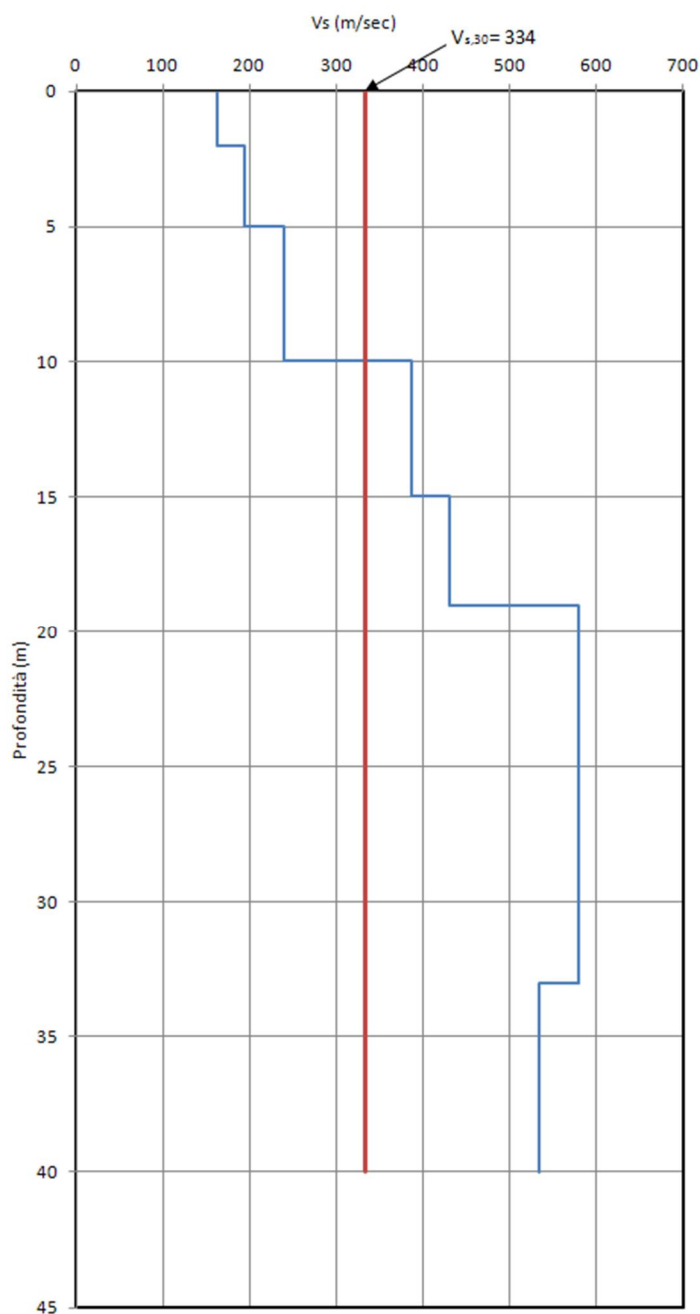
PB06(DH)



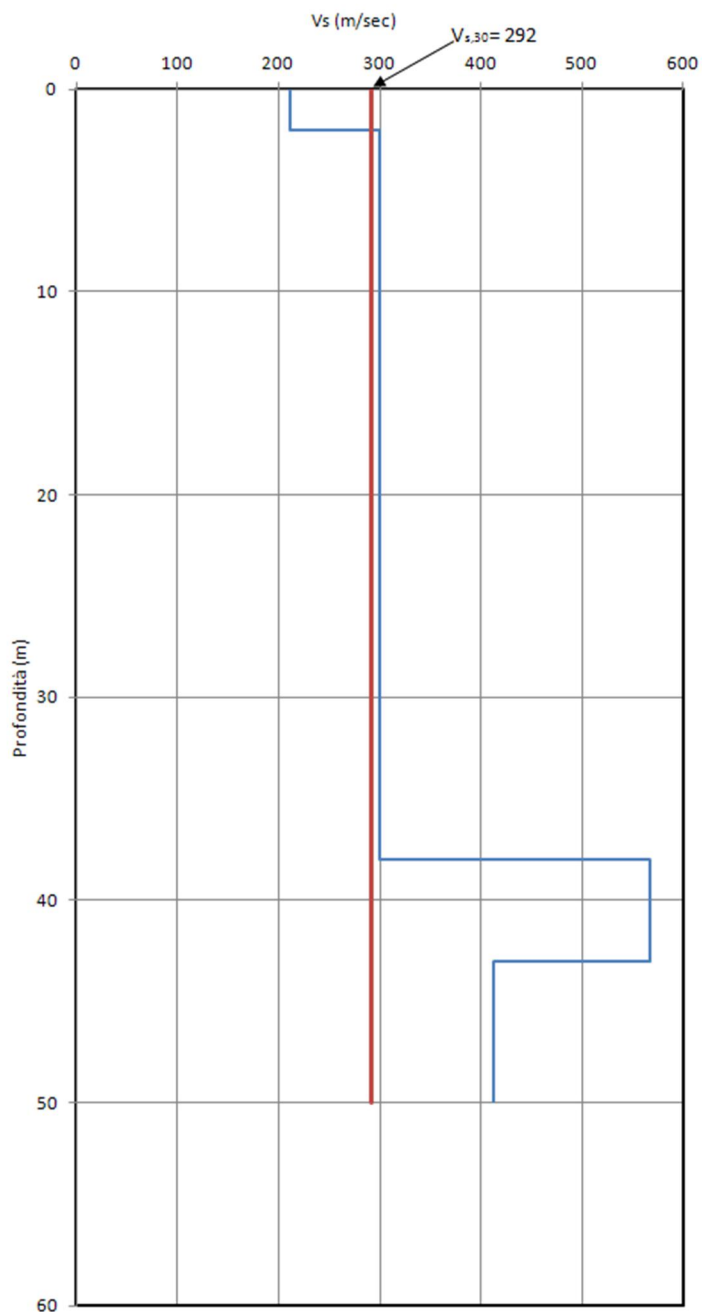
PB10(DH)



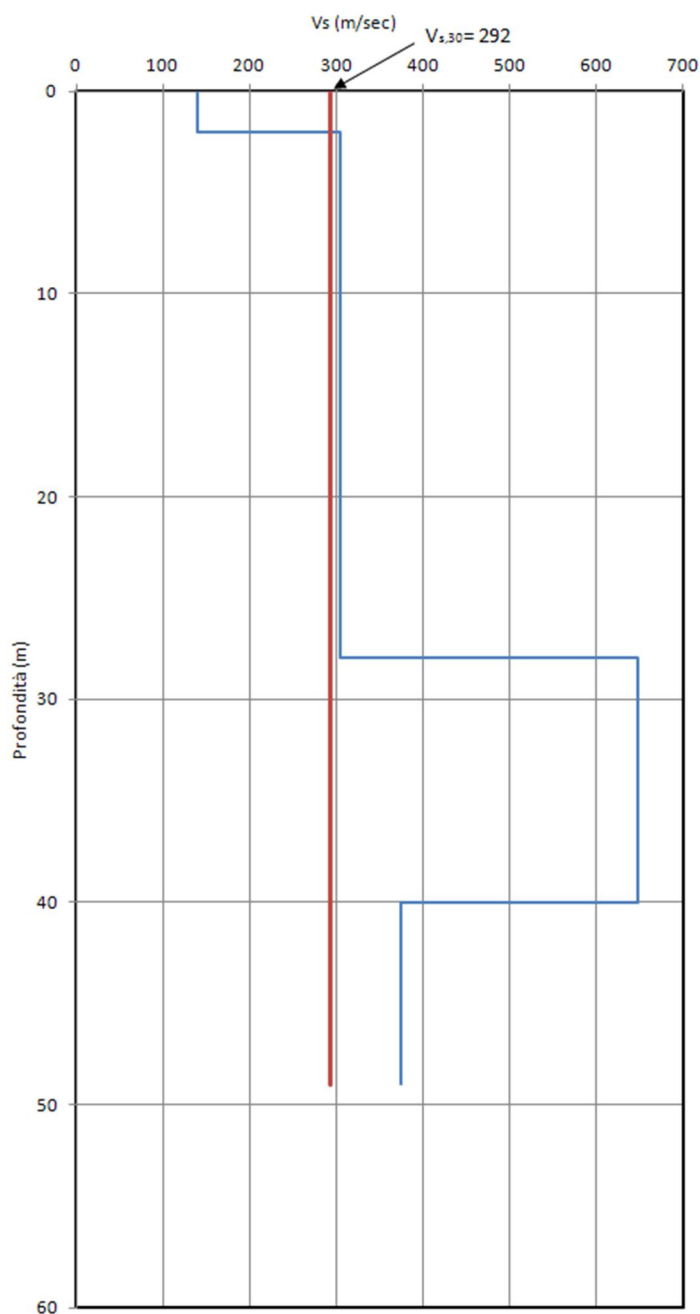
PB12(DH)



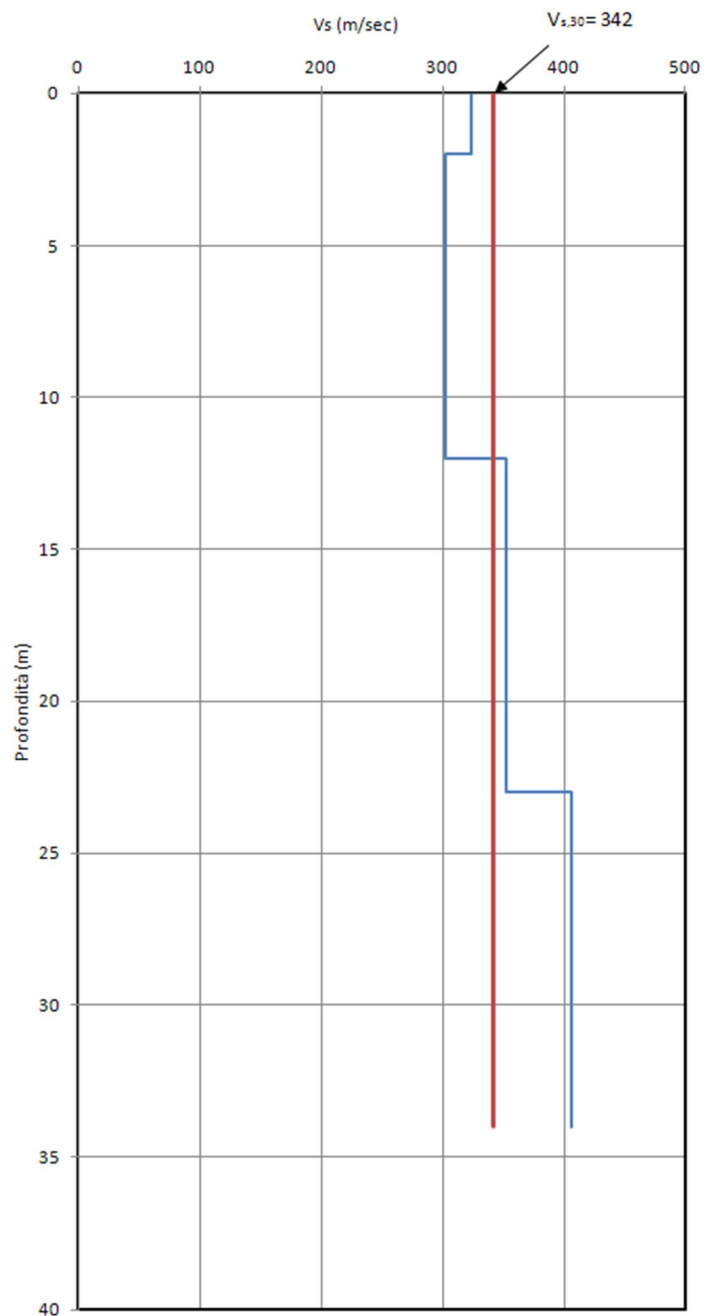
PB17(DH)



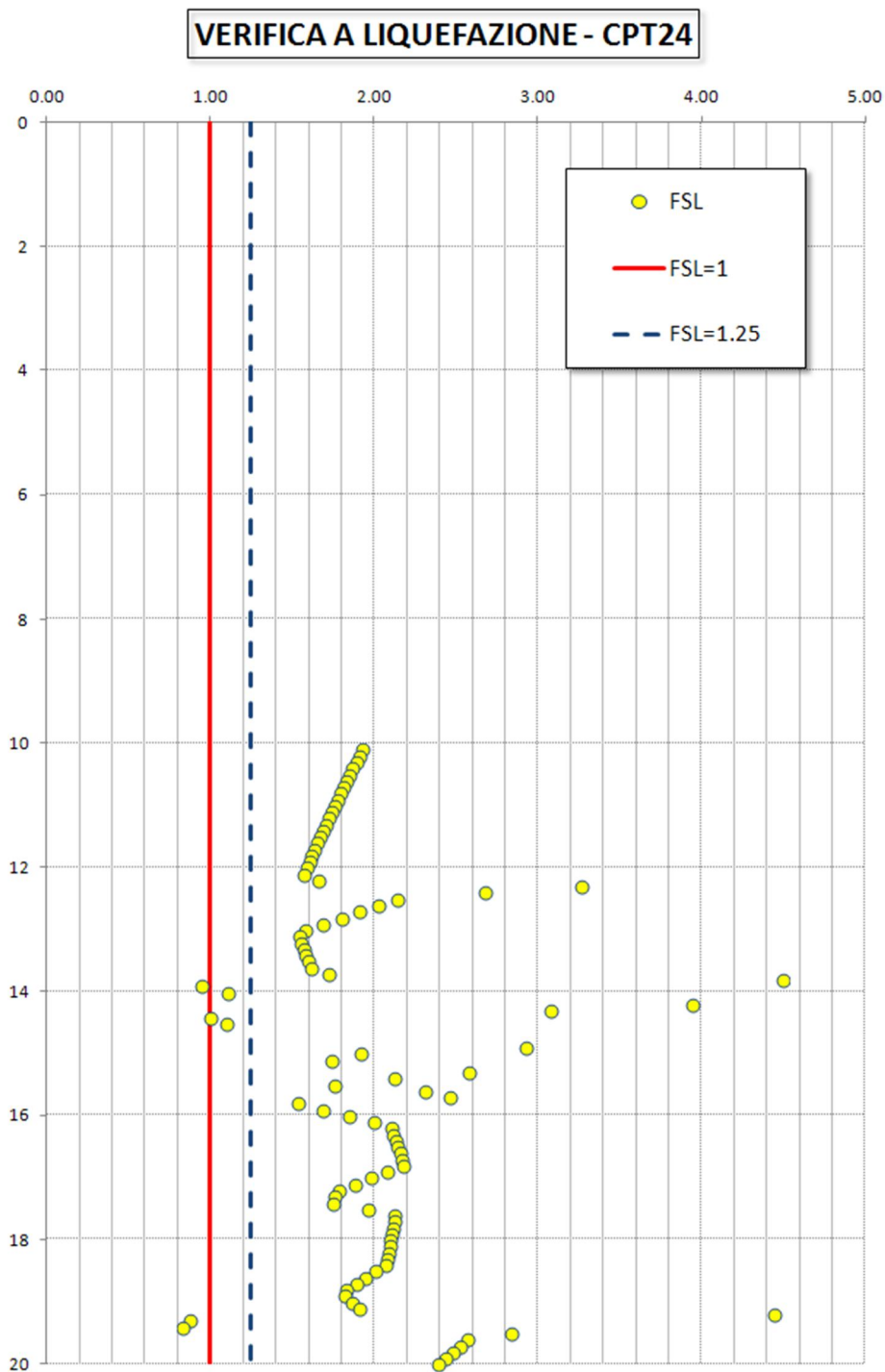
PB21(DH)



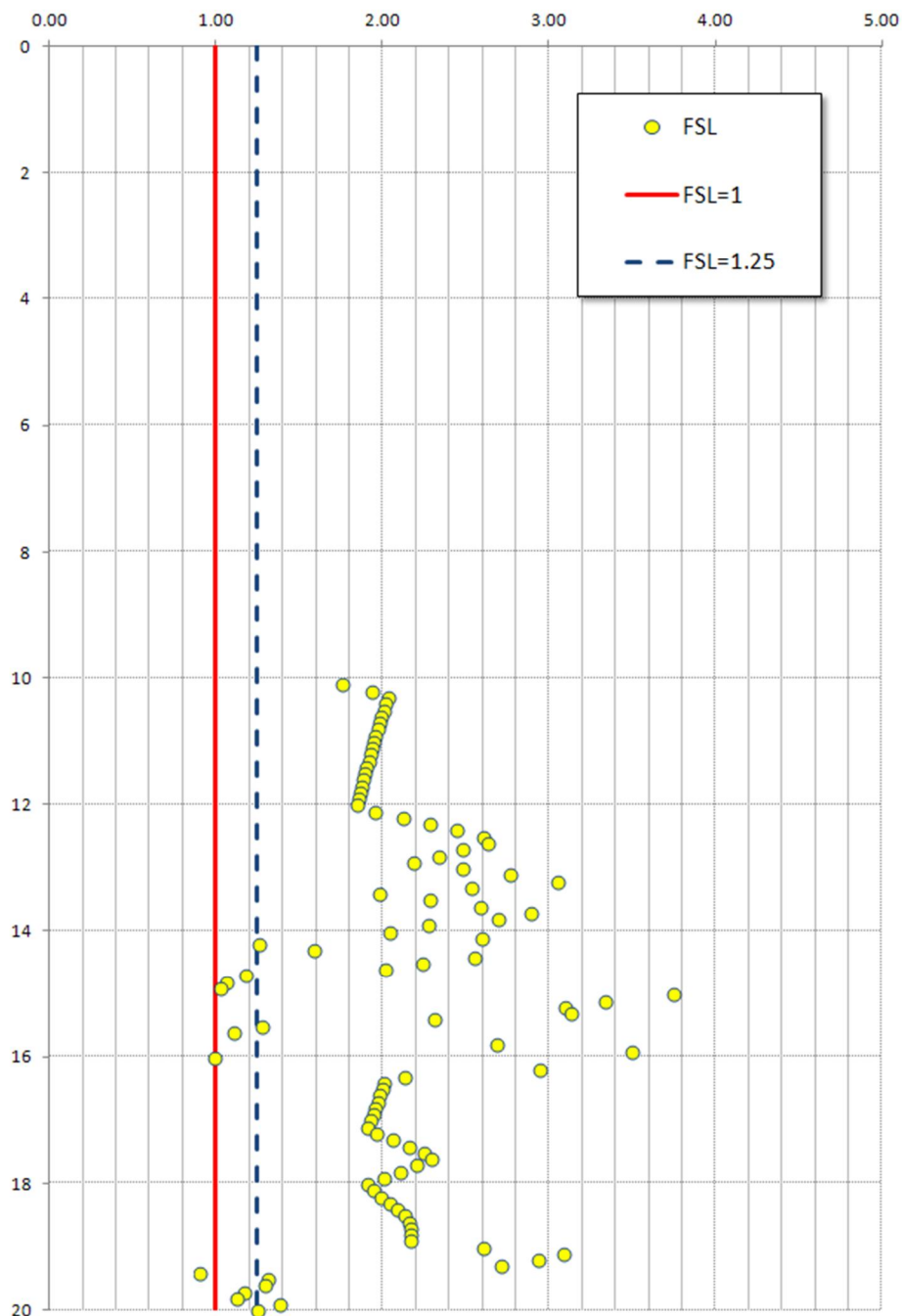
PB24(DH)

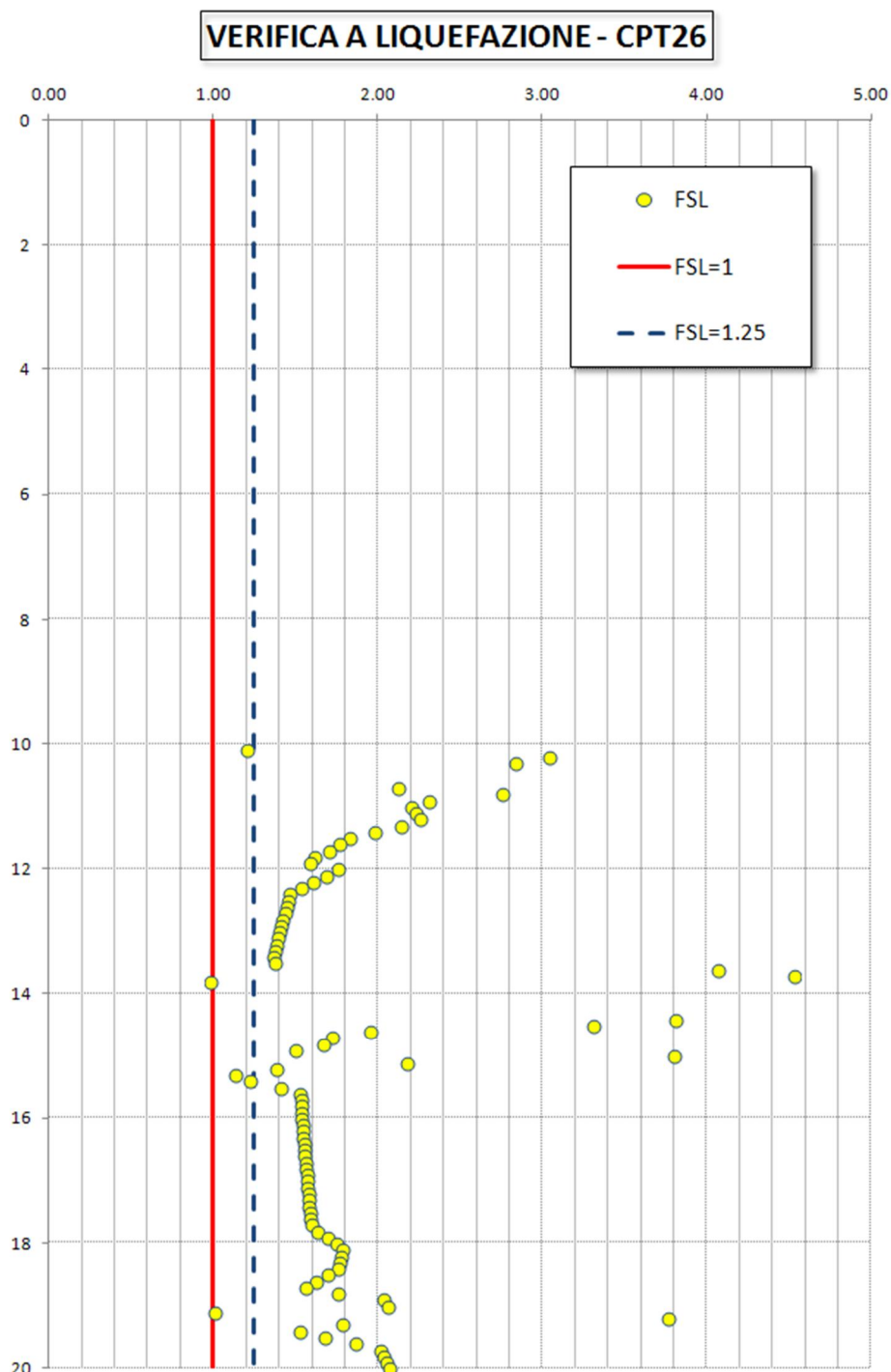


8.2 VERIFICHE A LIQUEFAZIONE MEDIANTE CPT

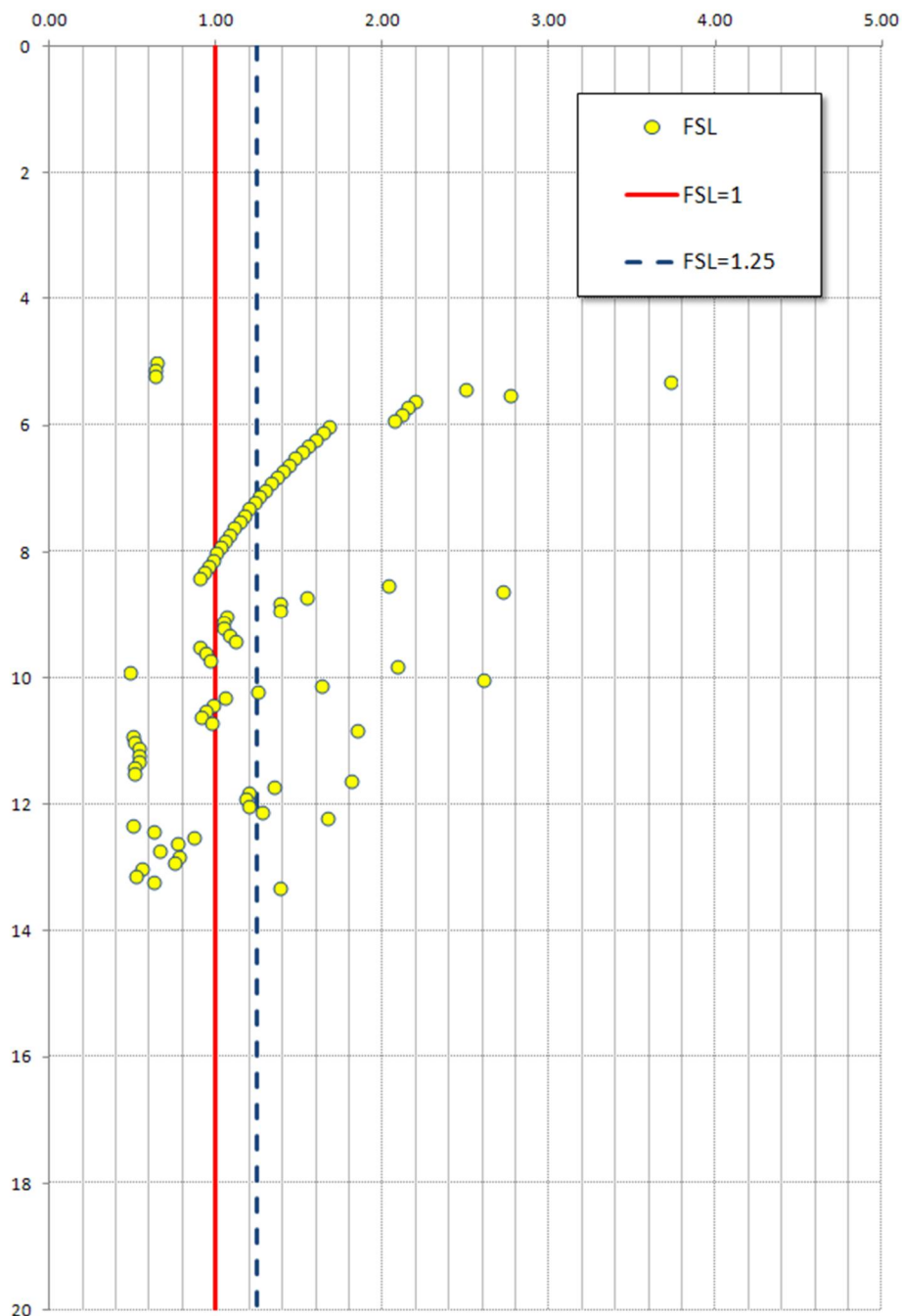


VERIFICA A LIQUEFAZIONE - CPT25

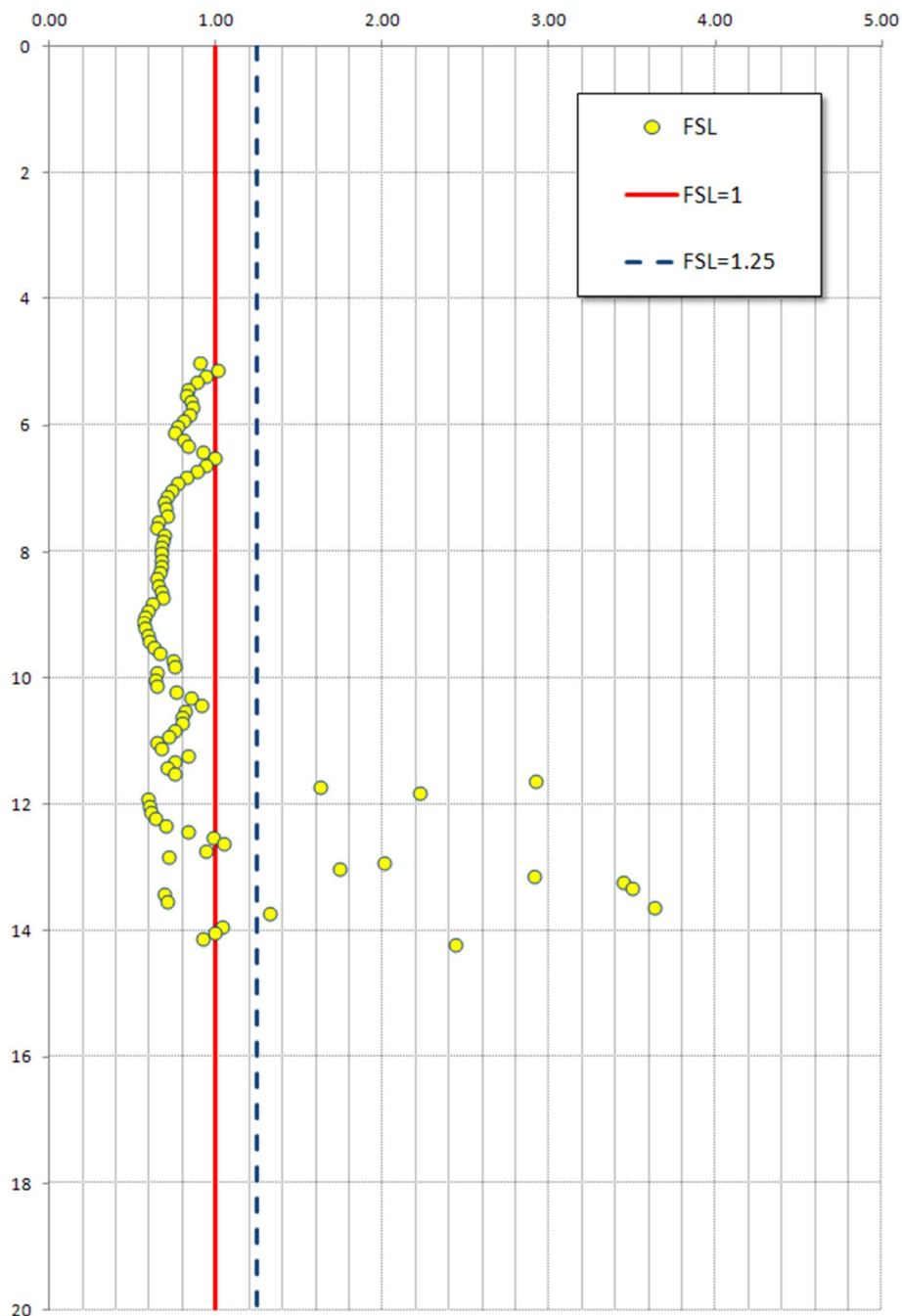


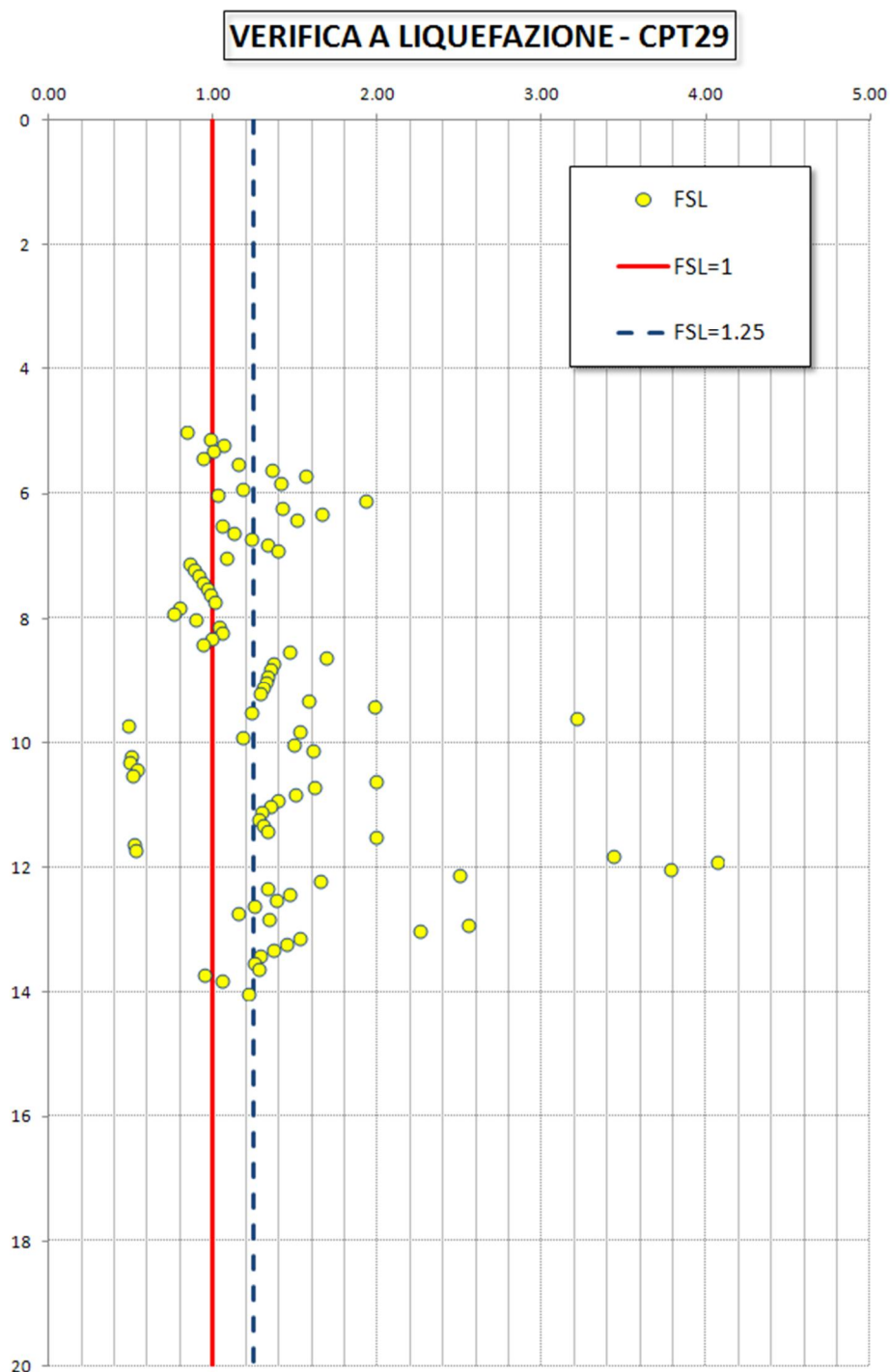


VERIFICA A LIQUEFAZIONE - CPT27

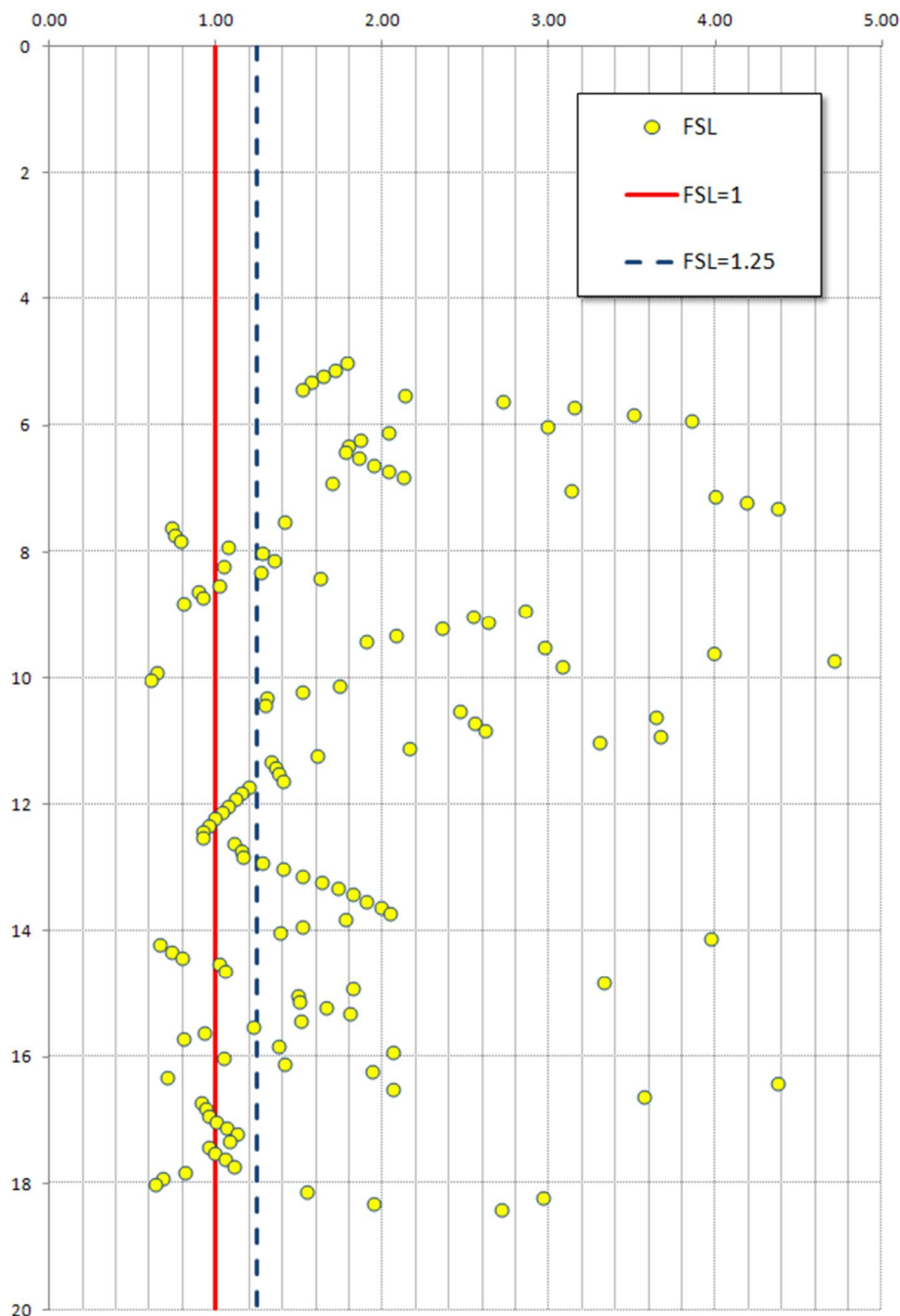


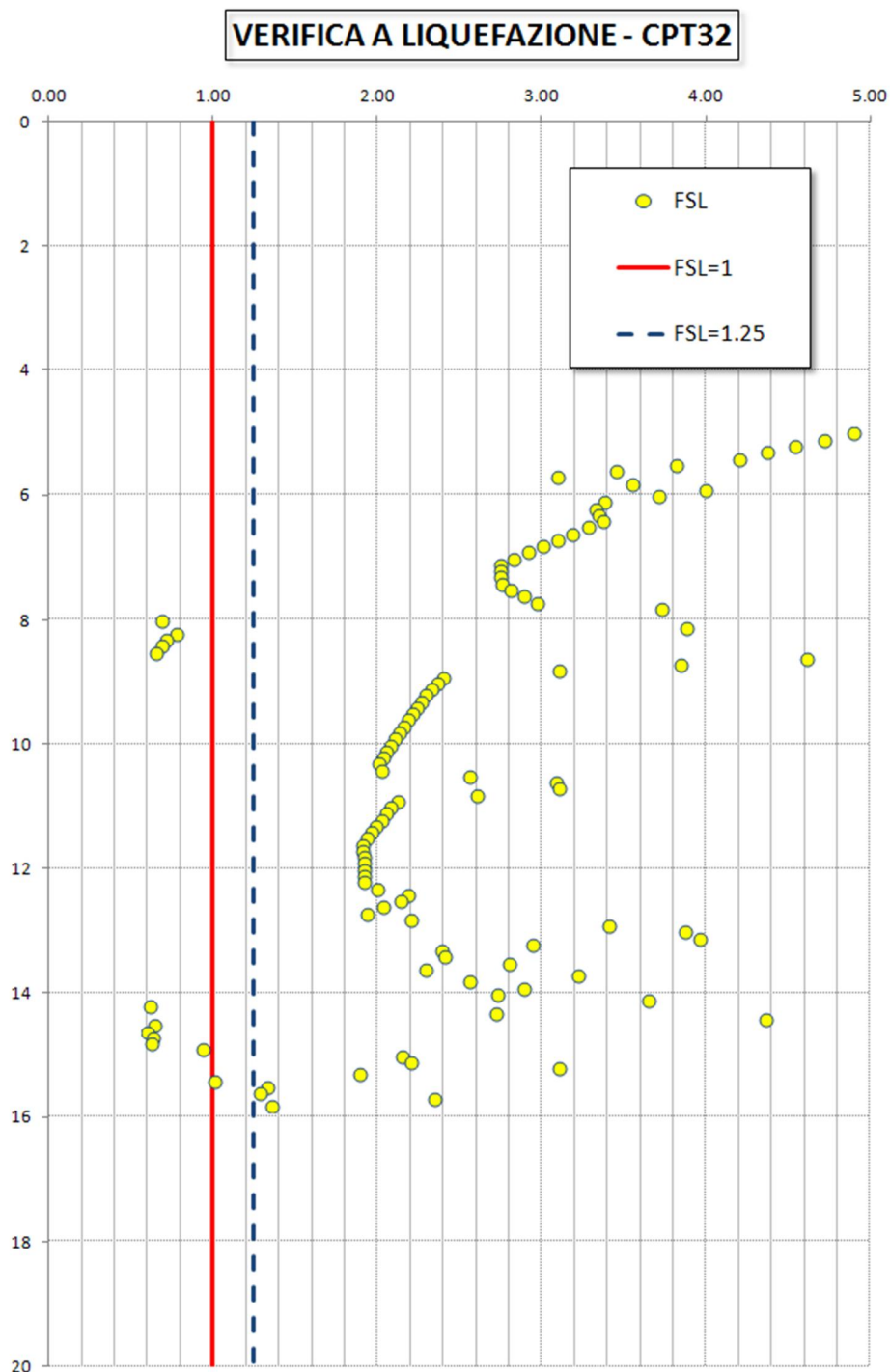
VERIFICA A LIQUEFAZIONE - CPT28



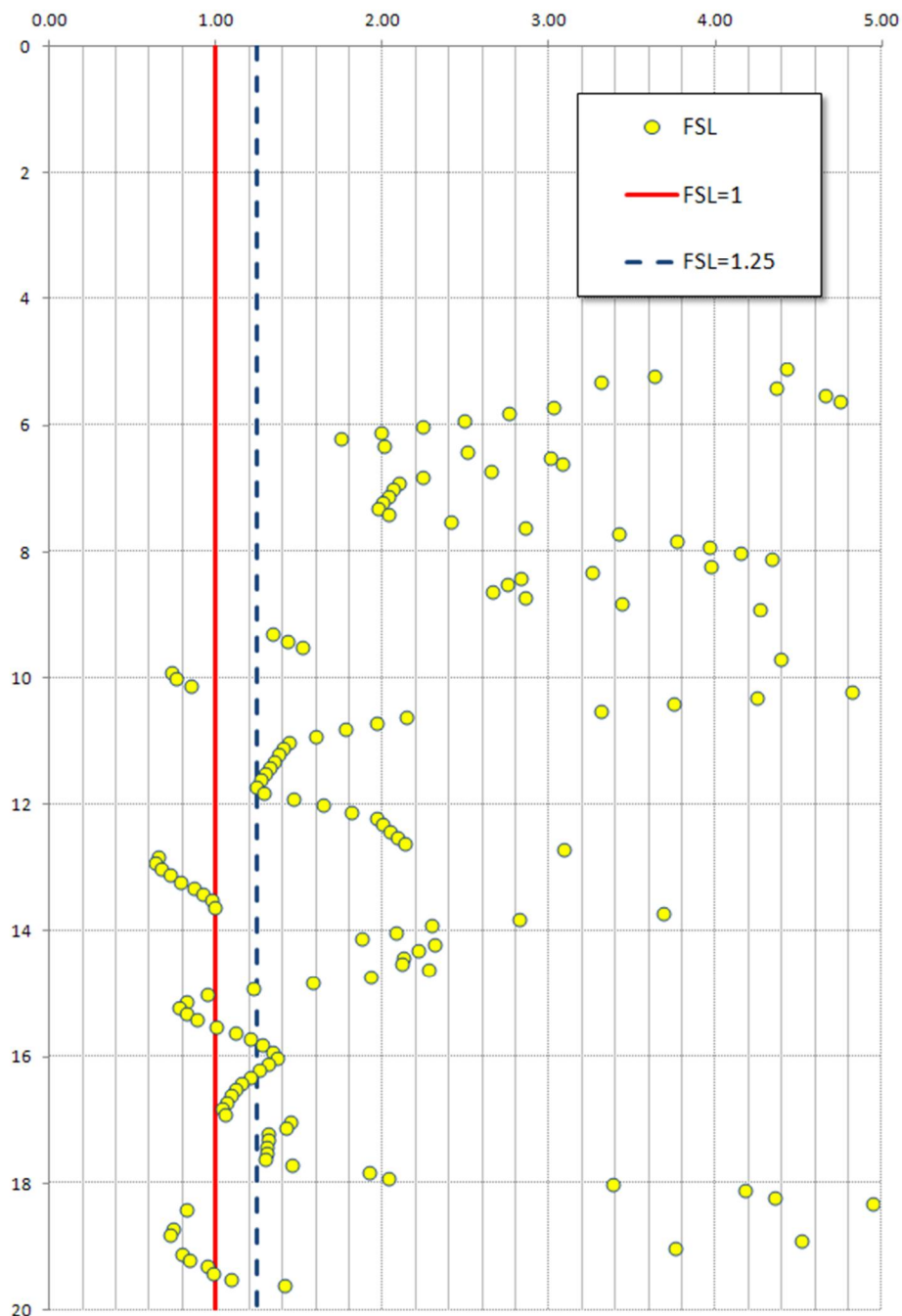


VERIFICA A LIQUEFAZIONE - CPT30

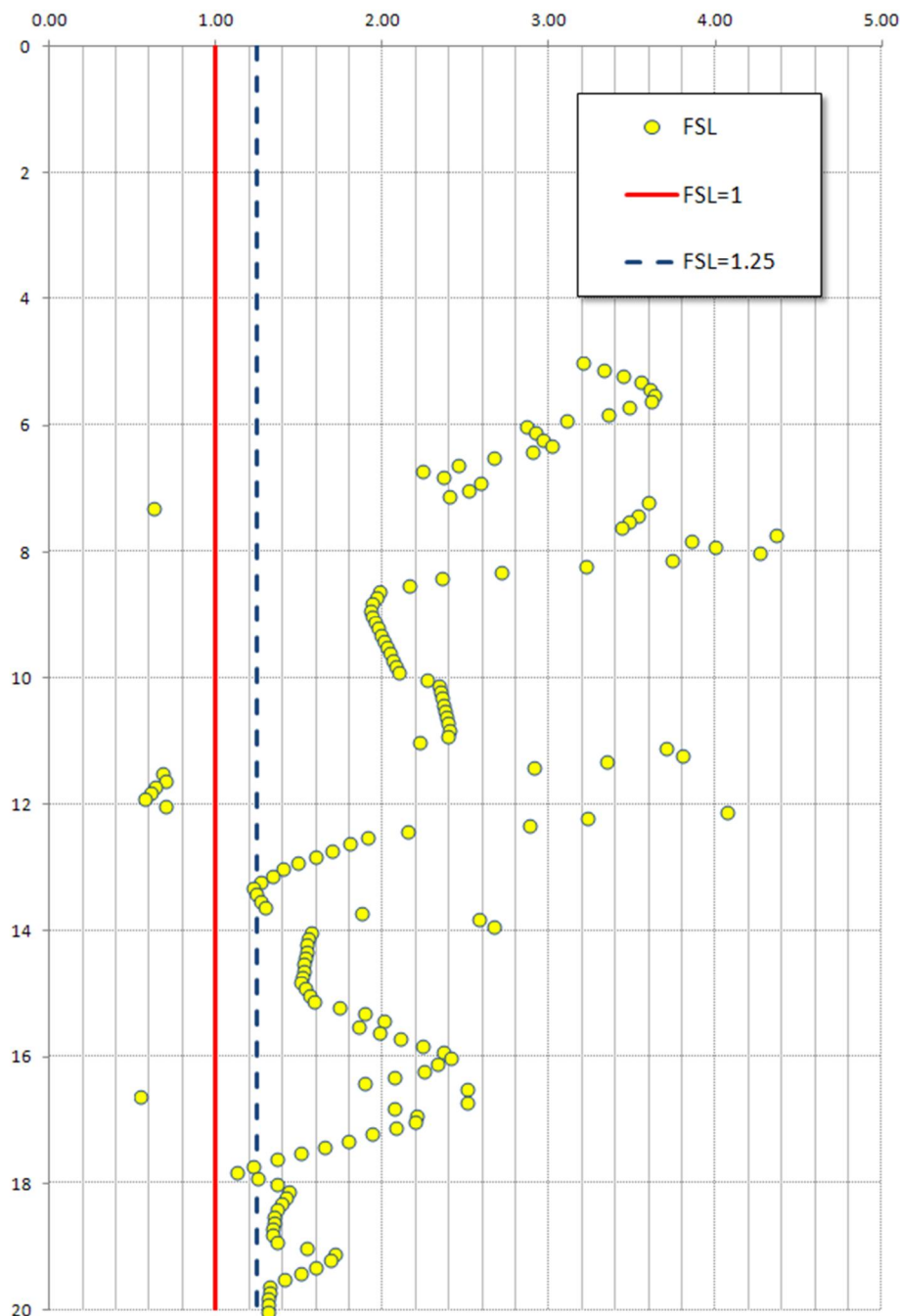


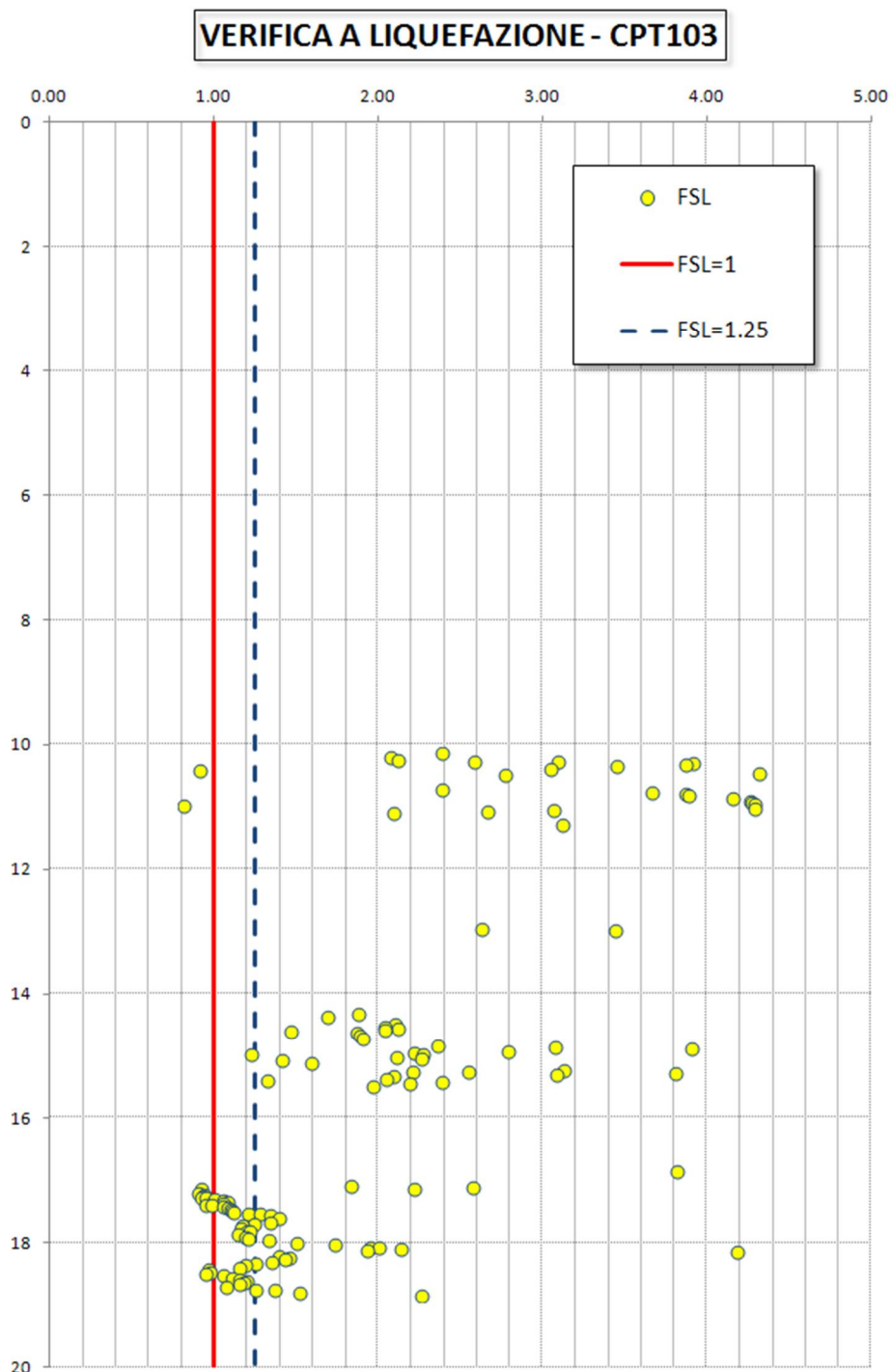


VERIFICA A LIQUEFAZIONE - CPT33

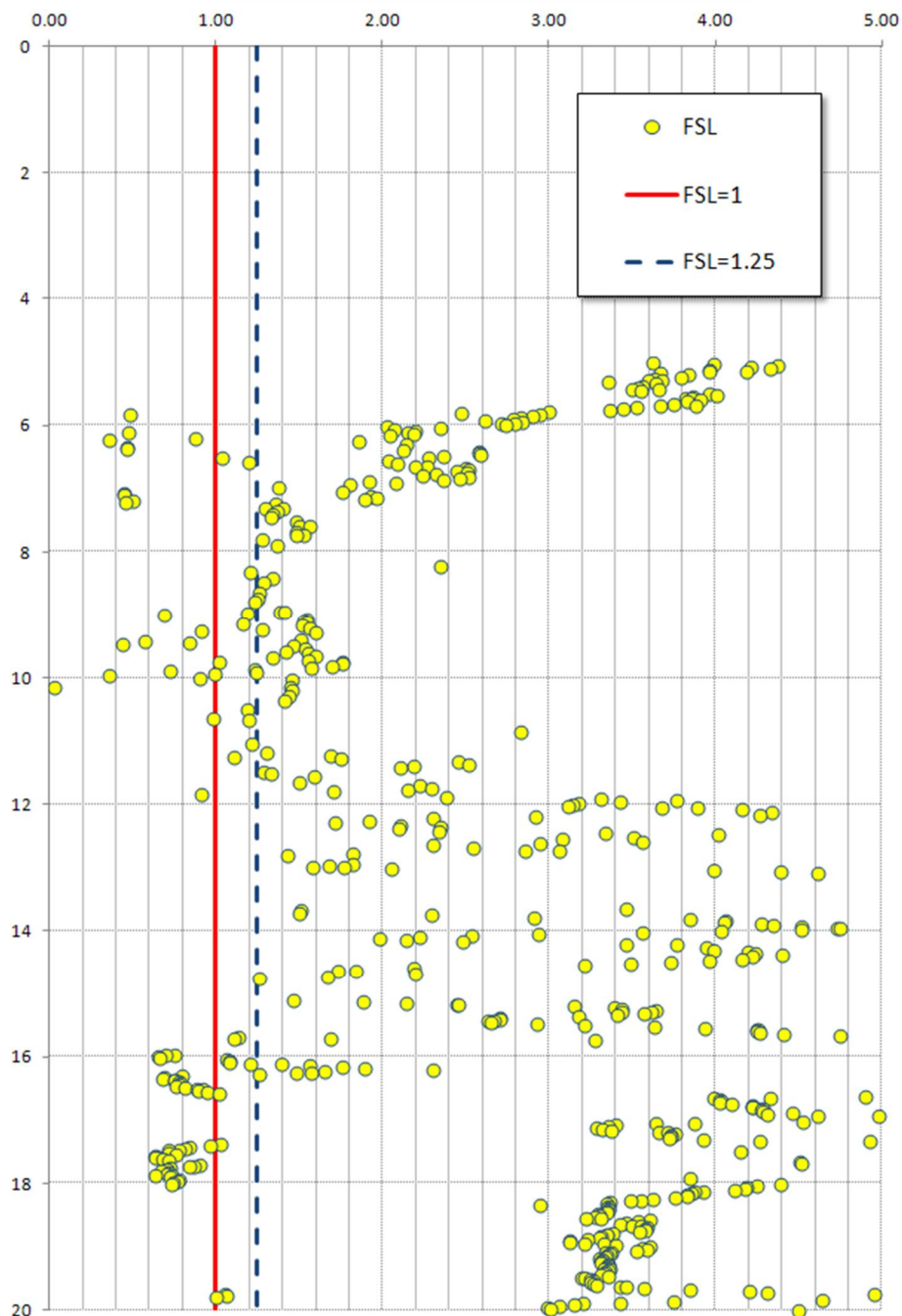


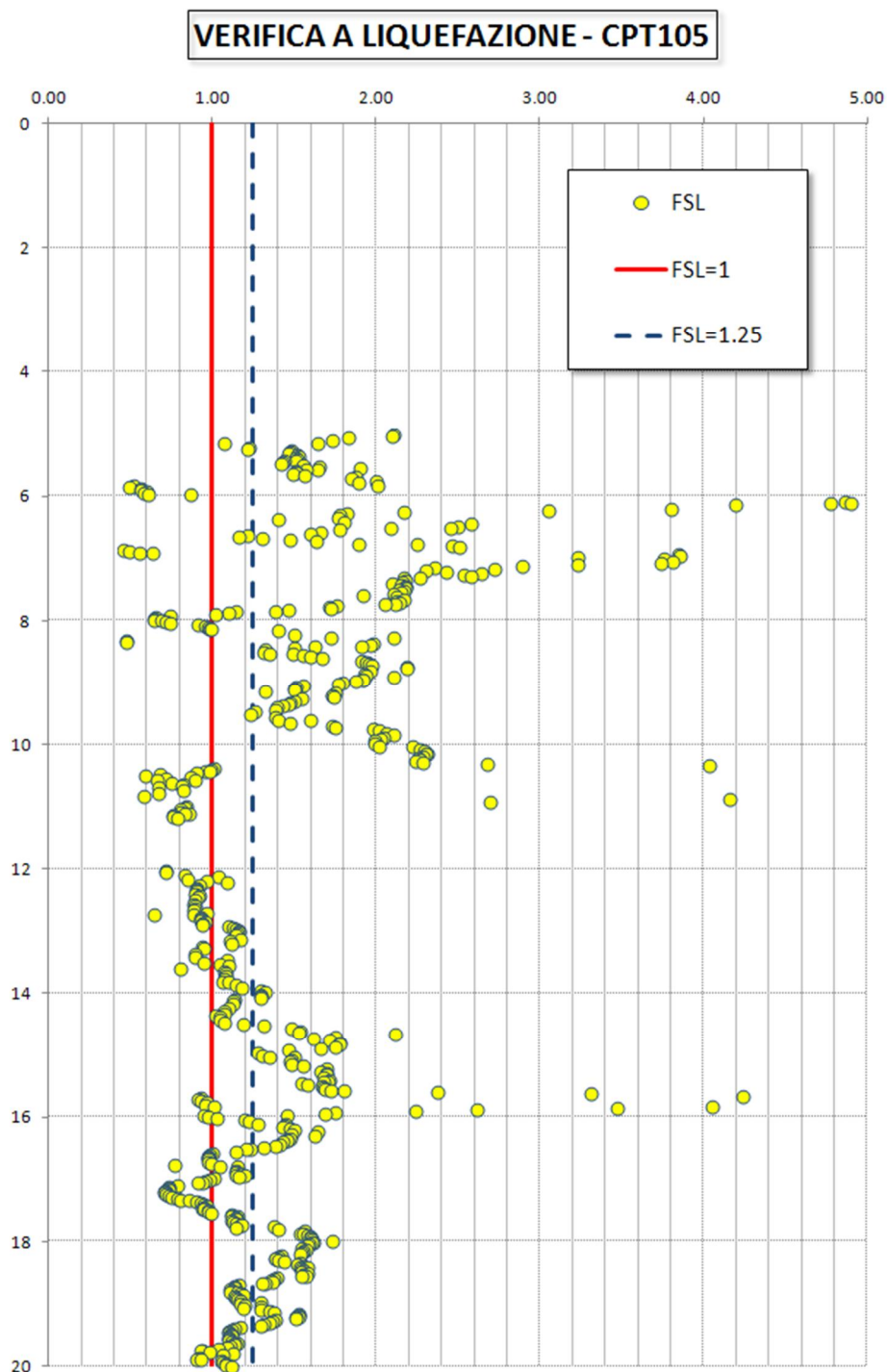
VERIFICA A LIQUEFAZIONE - CPT43

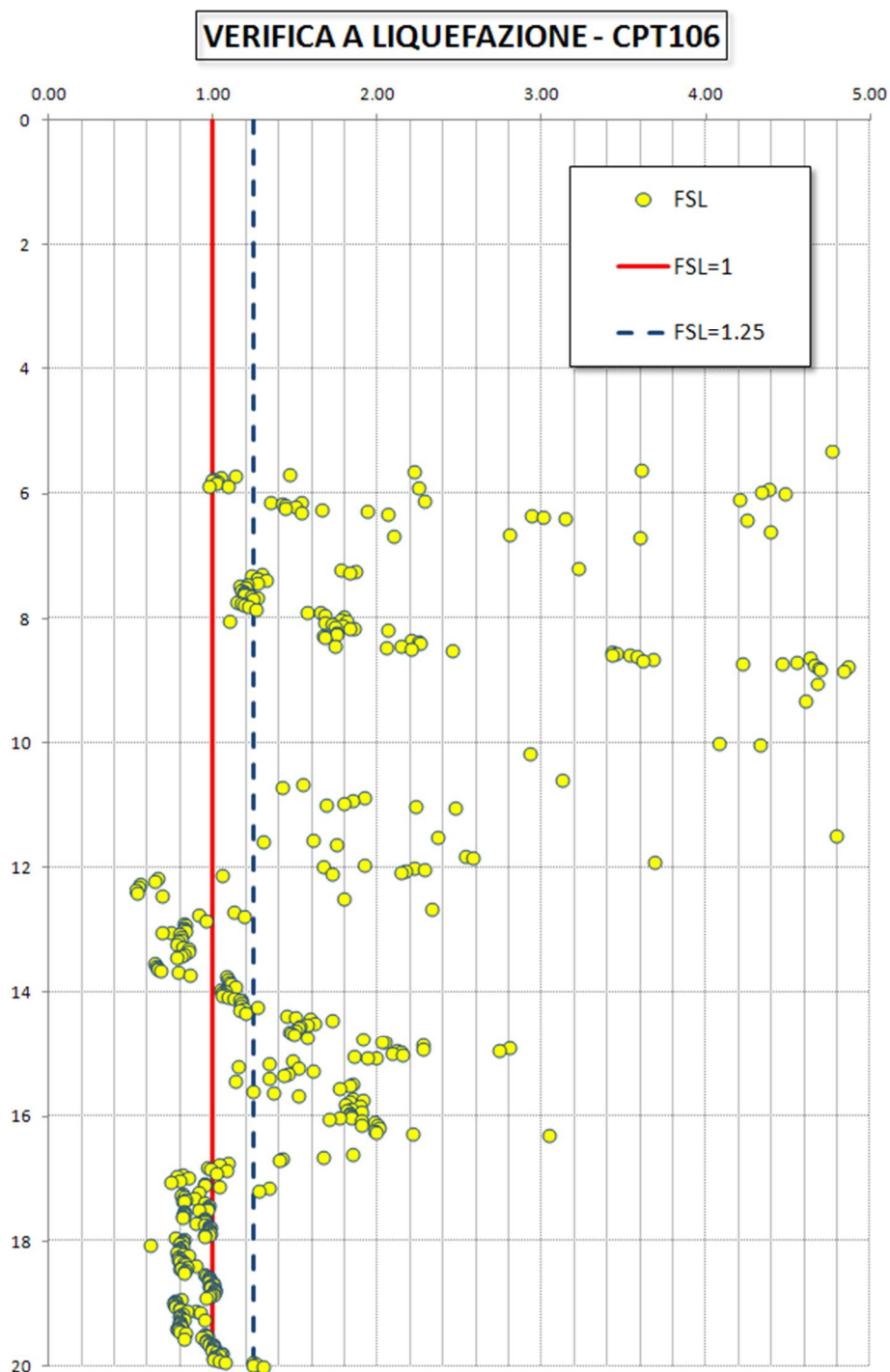




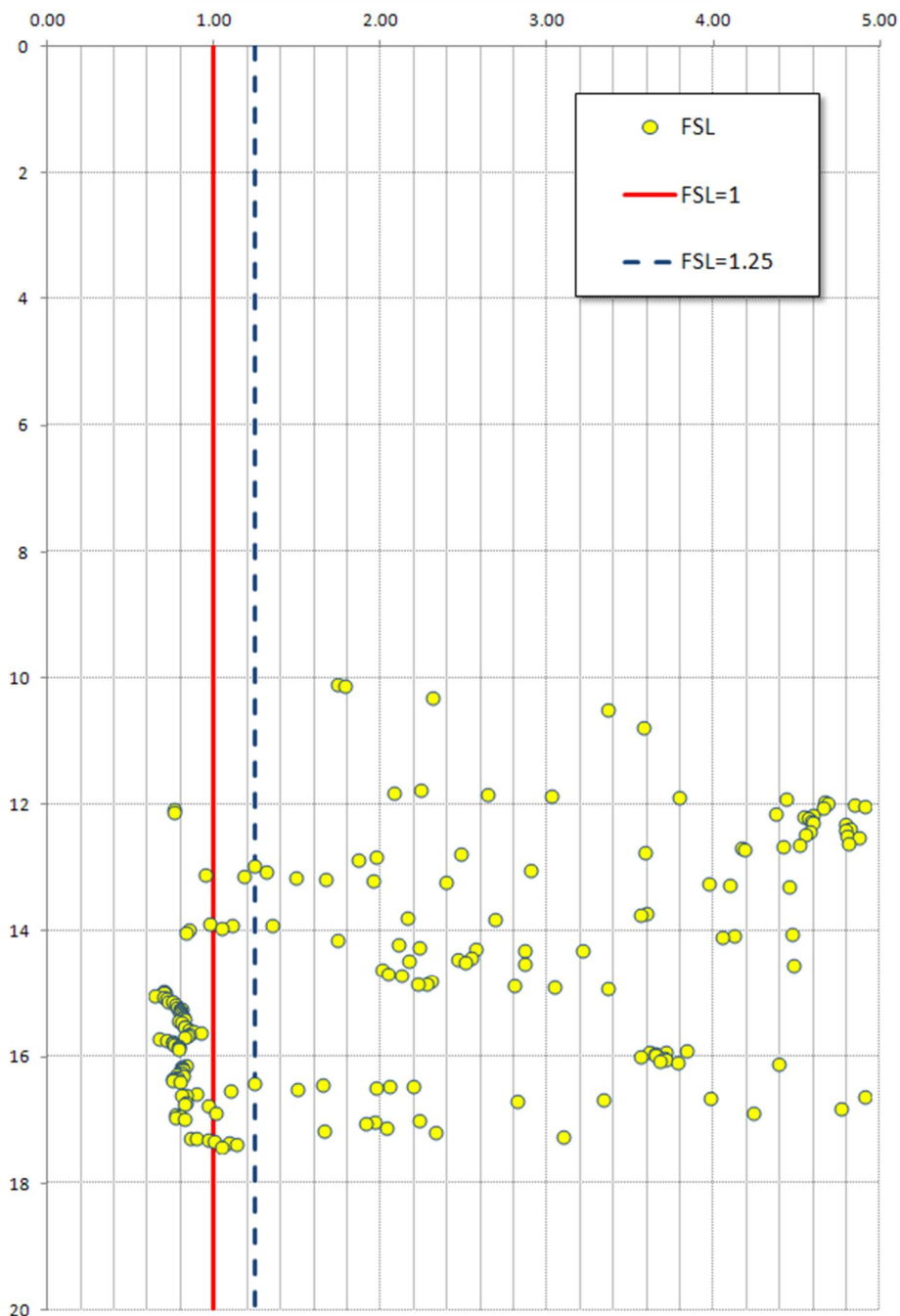
VERIFICA A LIQUEFAZIONE - CPT104



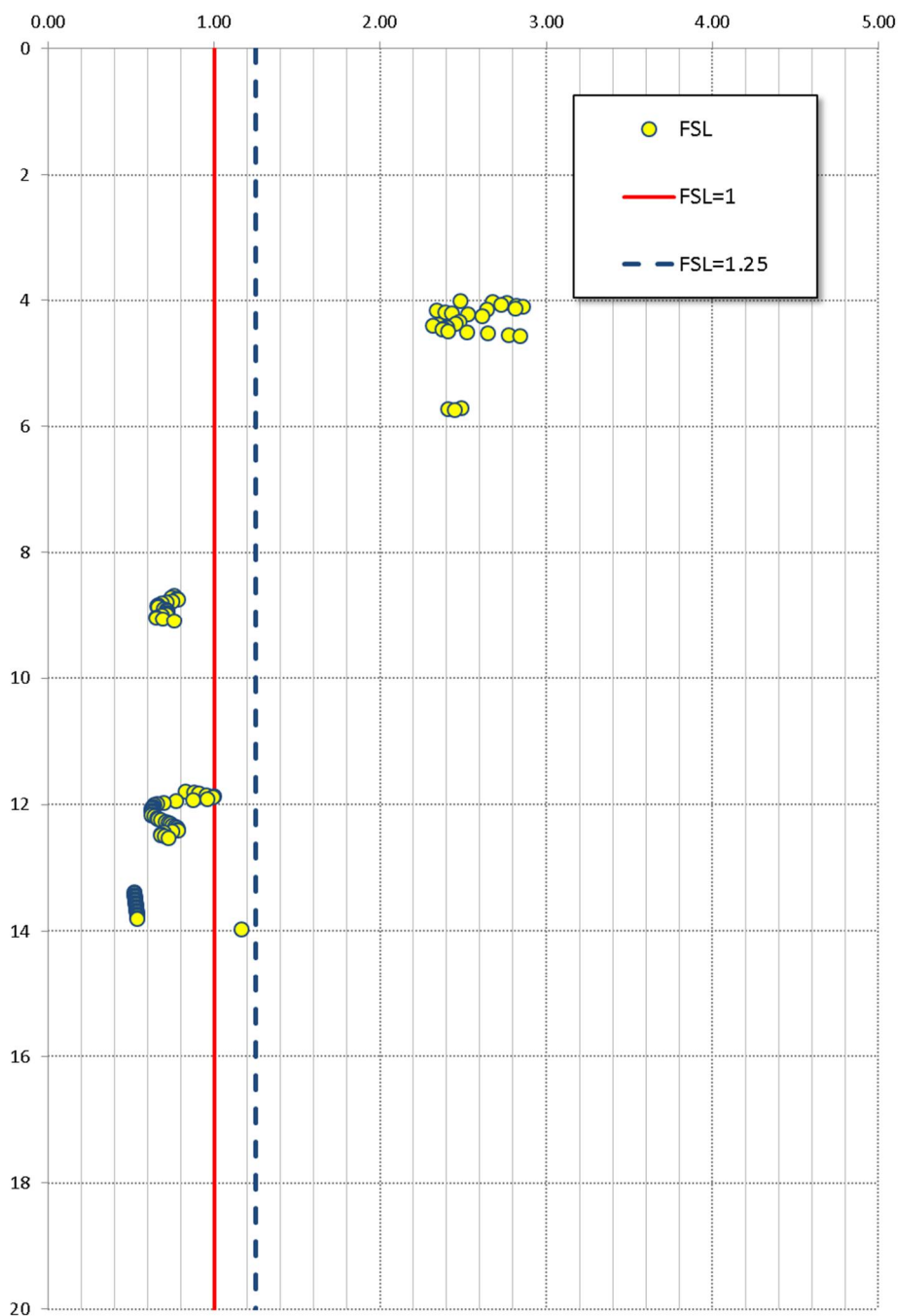




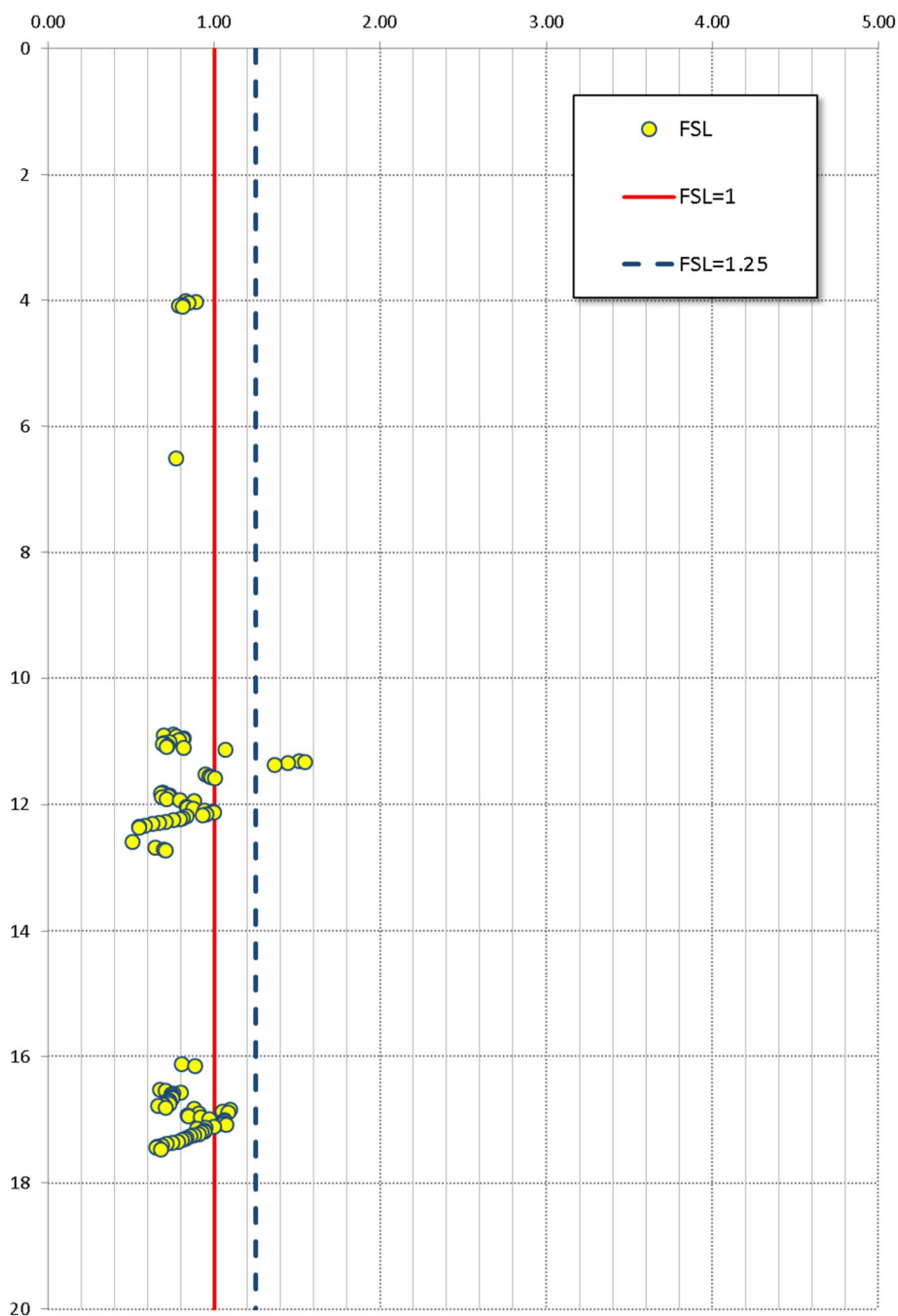
VERIFICA A LIQUEFAZIONE - CPT108



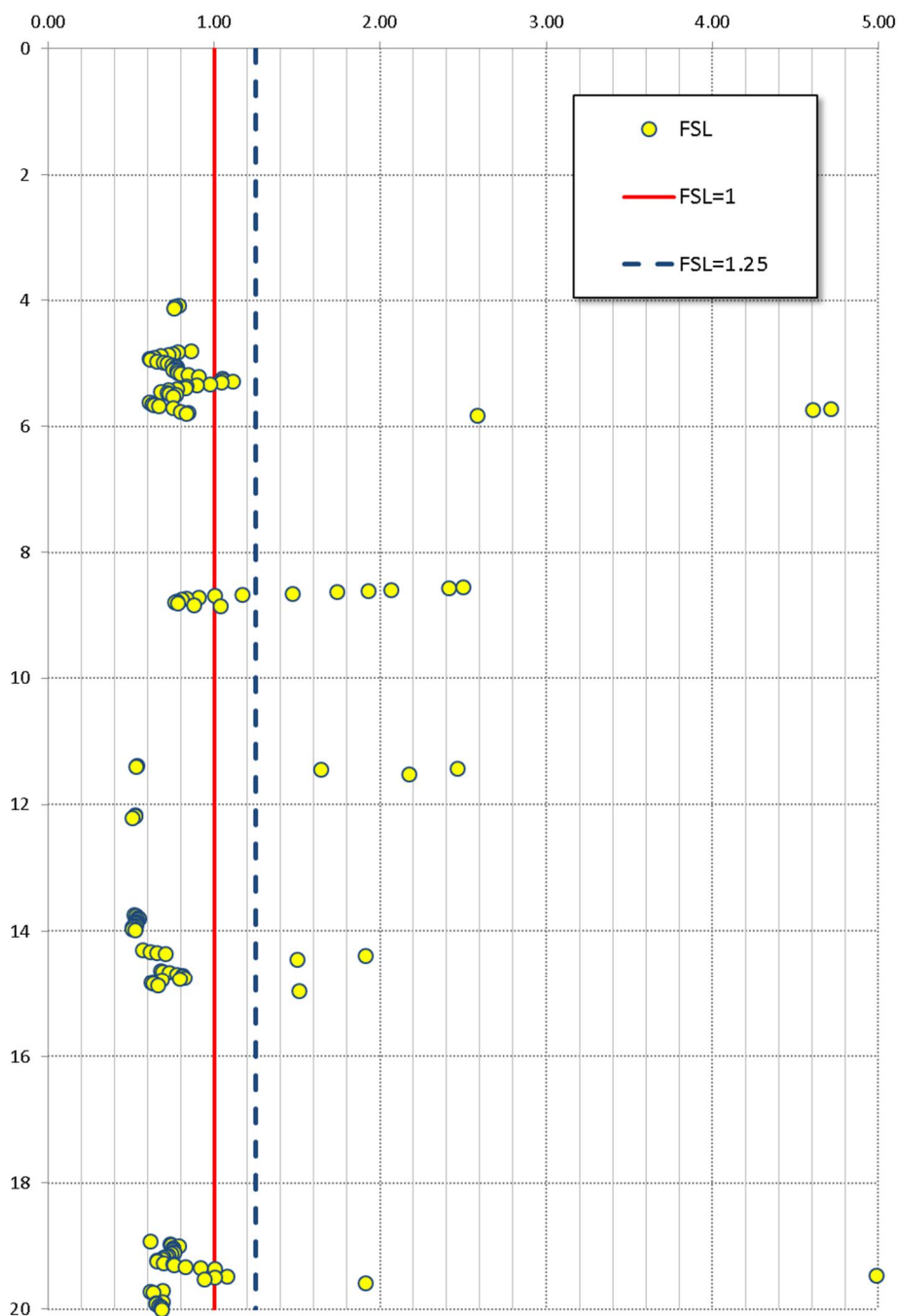
VERIFICA A LIQUEFAZIONE - CPTU-01



VERIFICA A LIQUEFAZIONE - CPTU-02

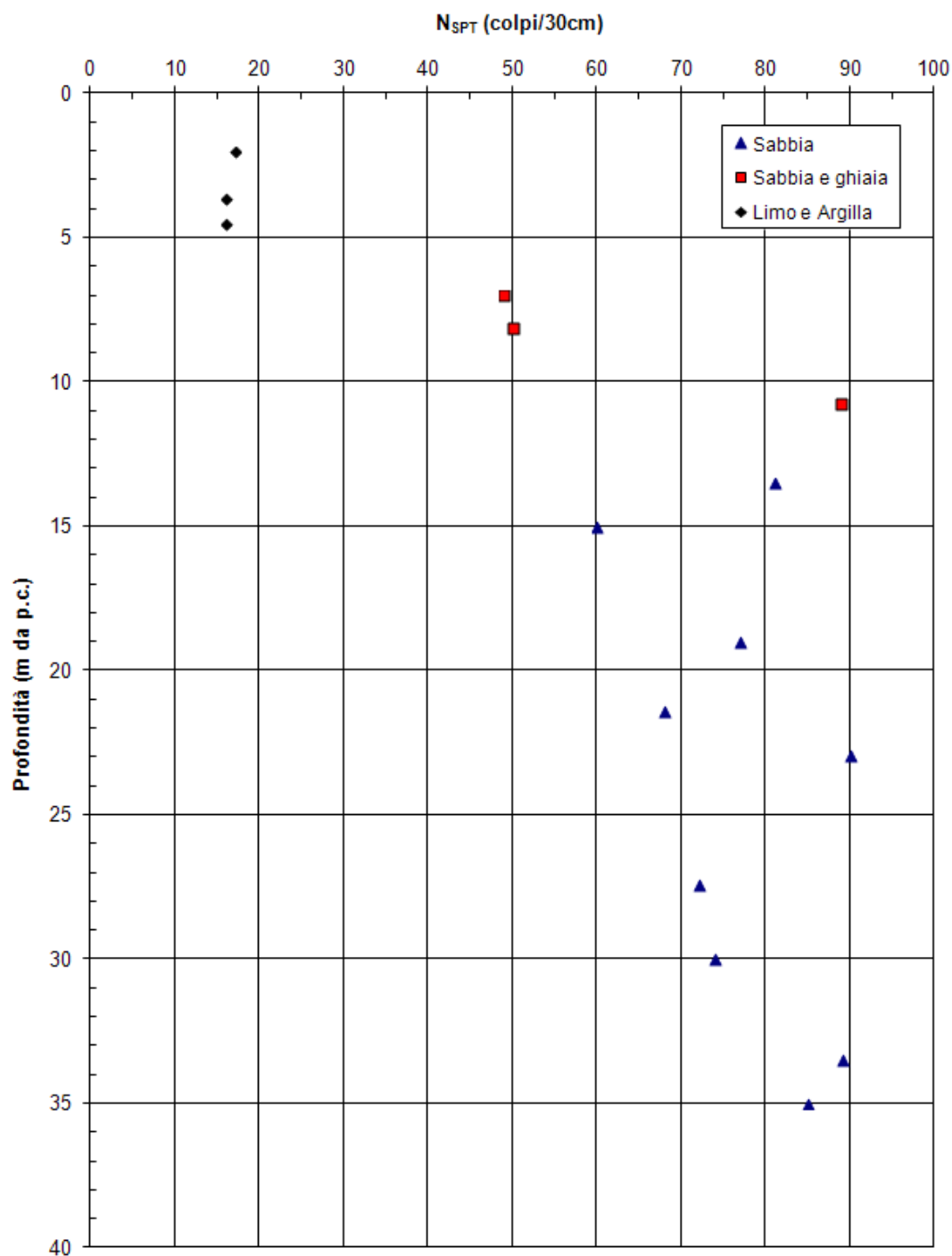


VERIFICA A LIQUEFAZIONE - CPTU-03

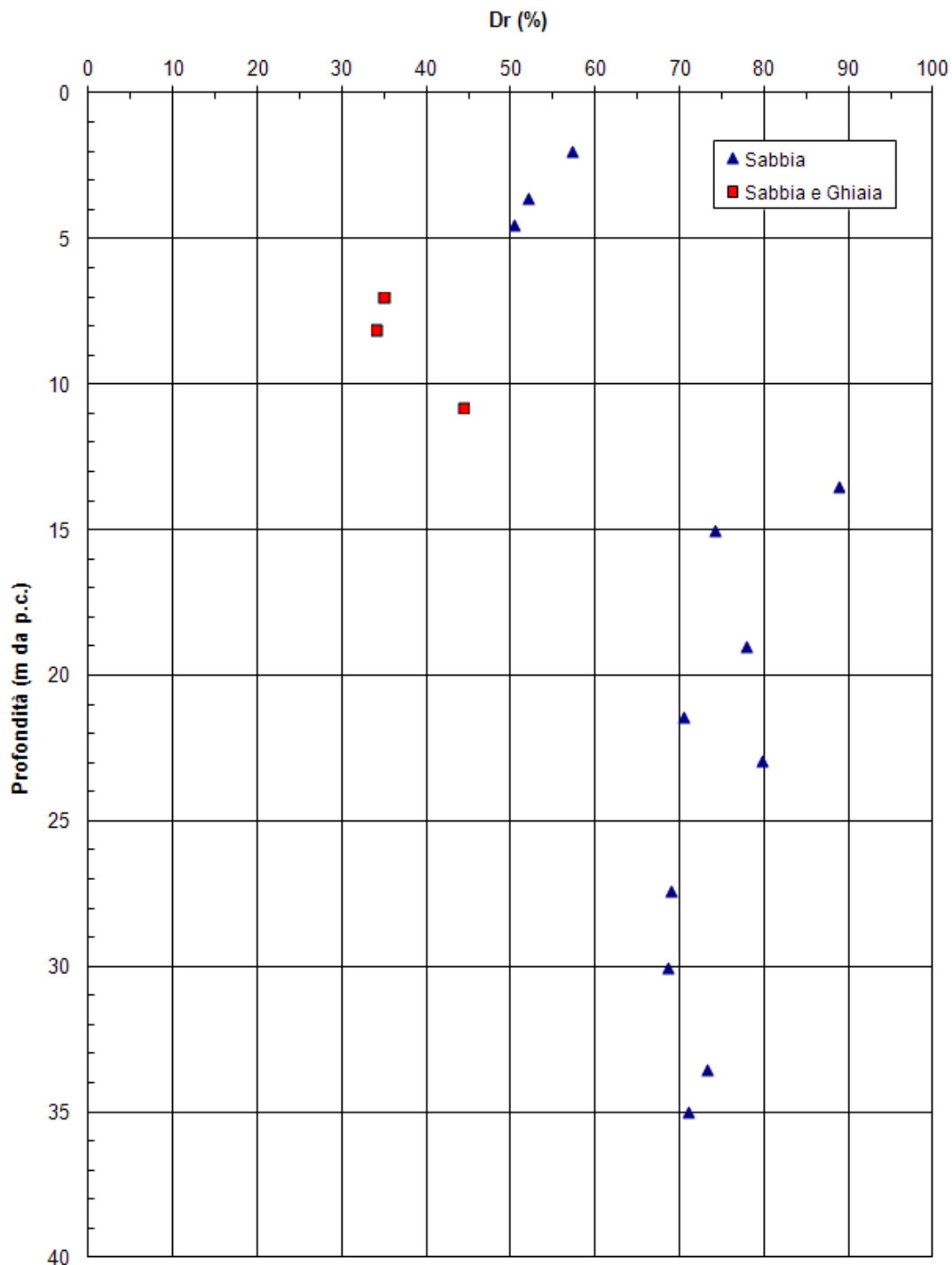


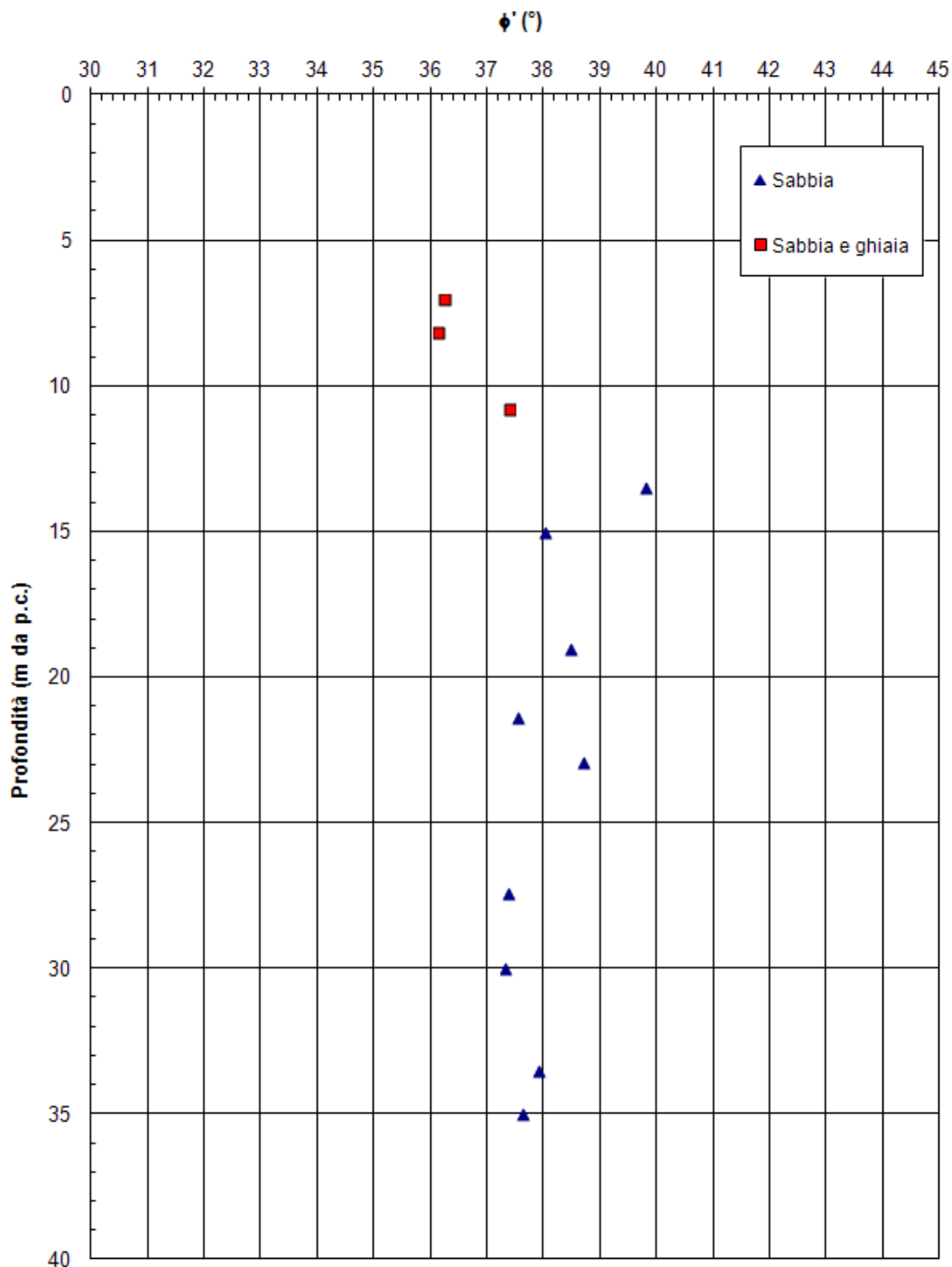
8.3 INTERPRETAZIONE PROVE N_{SPT}

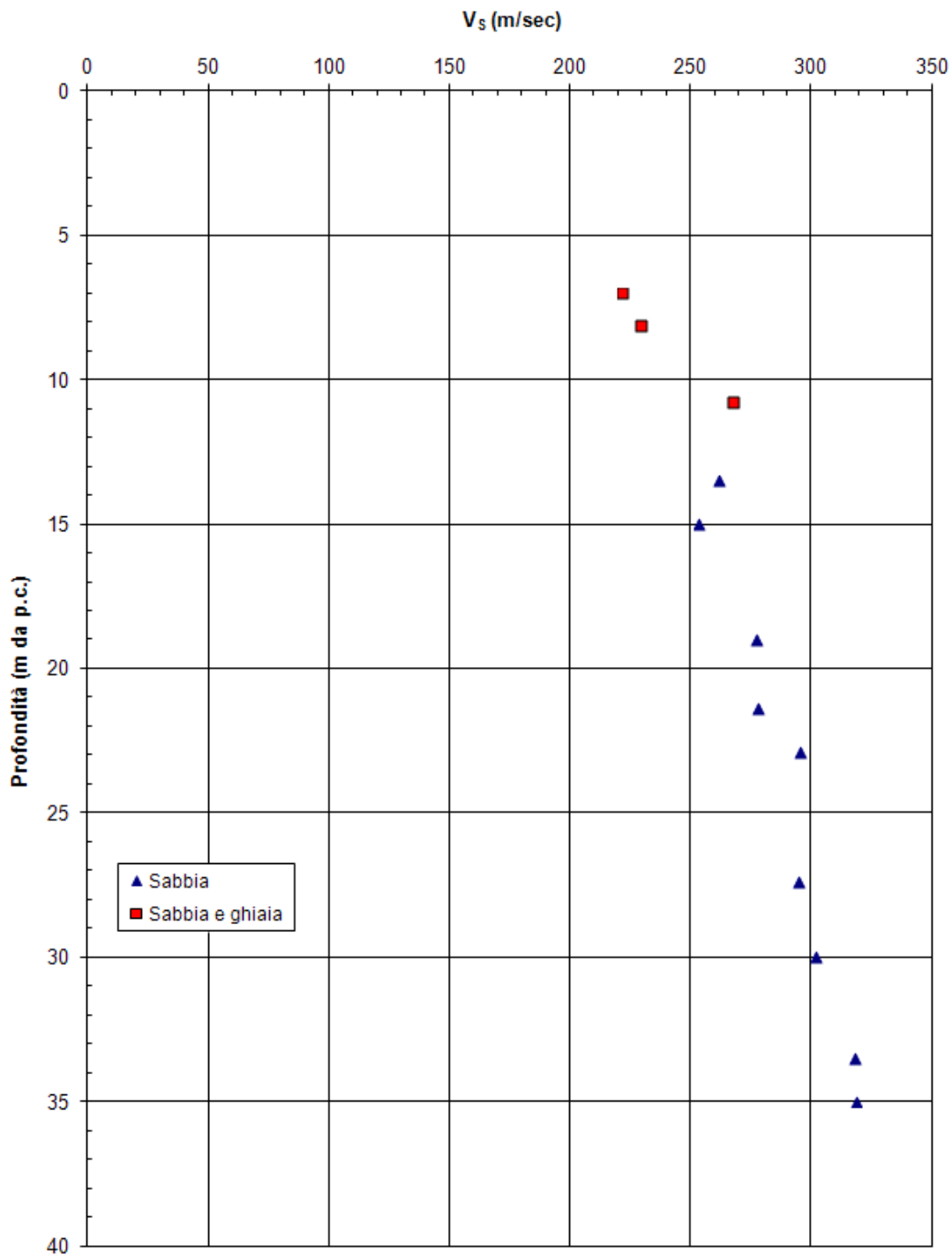
8.3.1 Sondaggio PB1



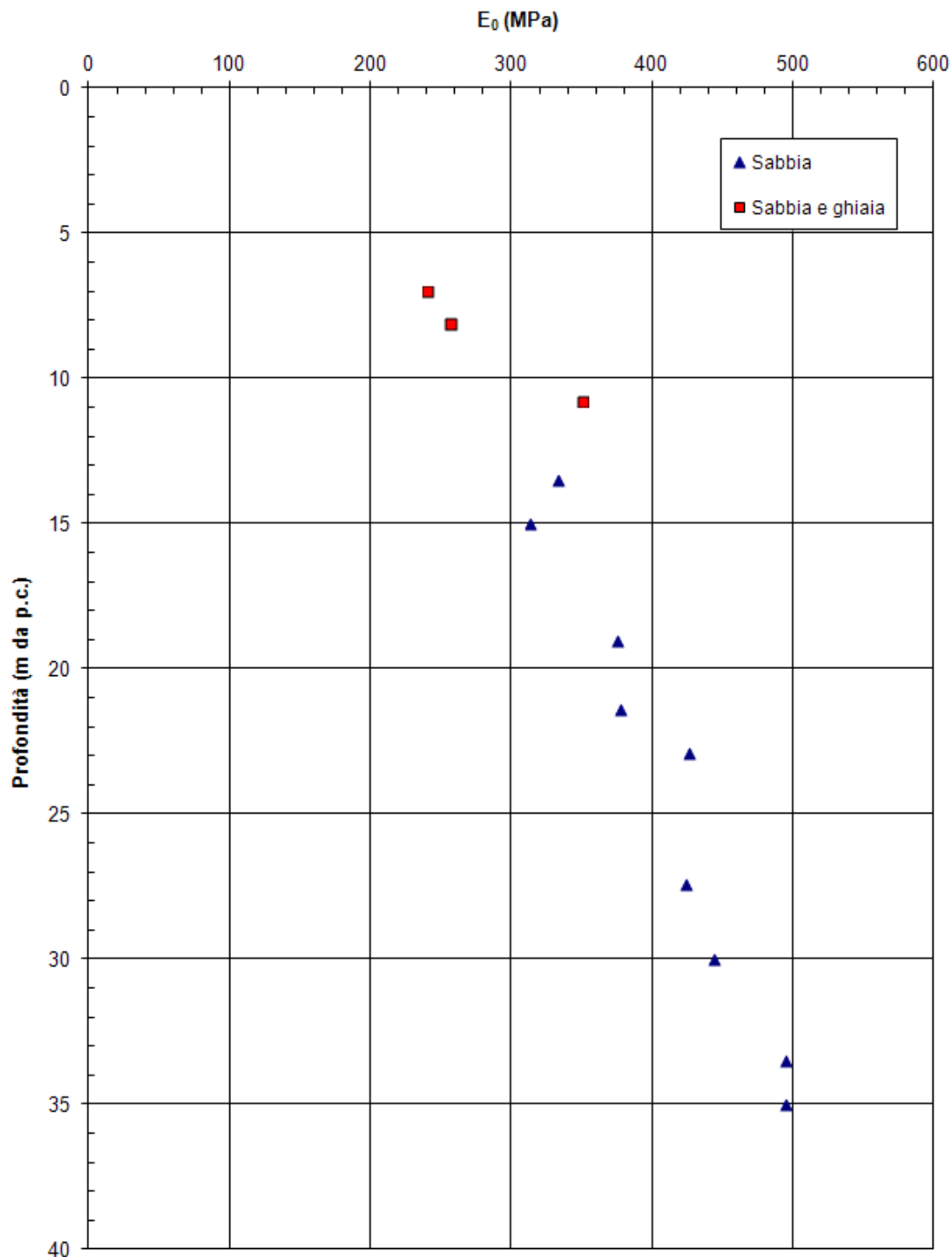
PROGETTO DEFINITIVO



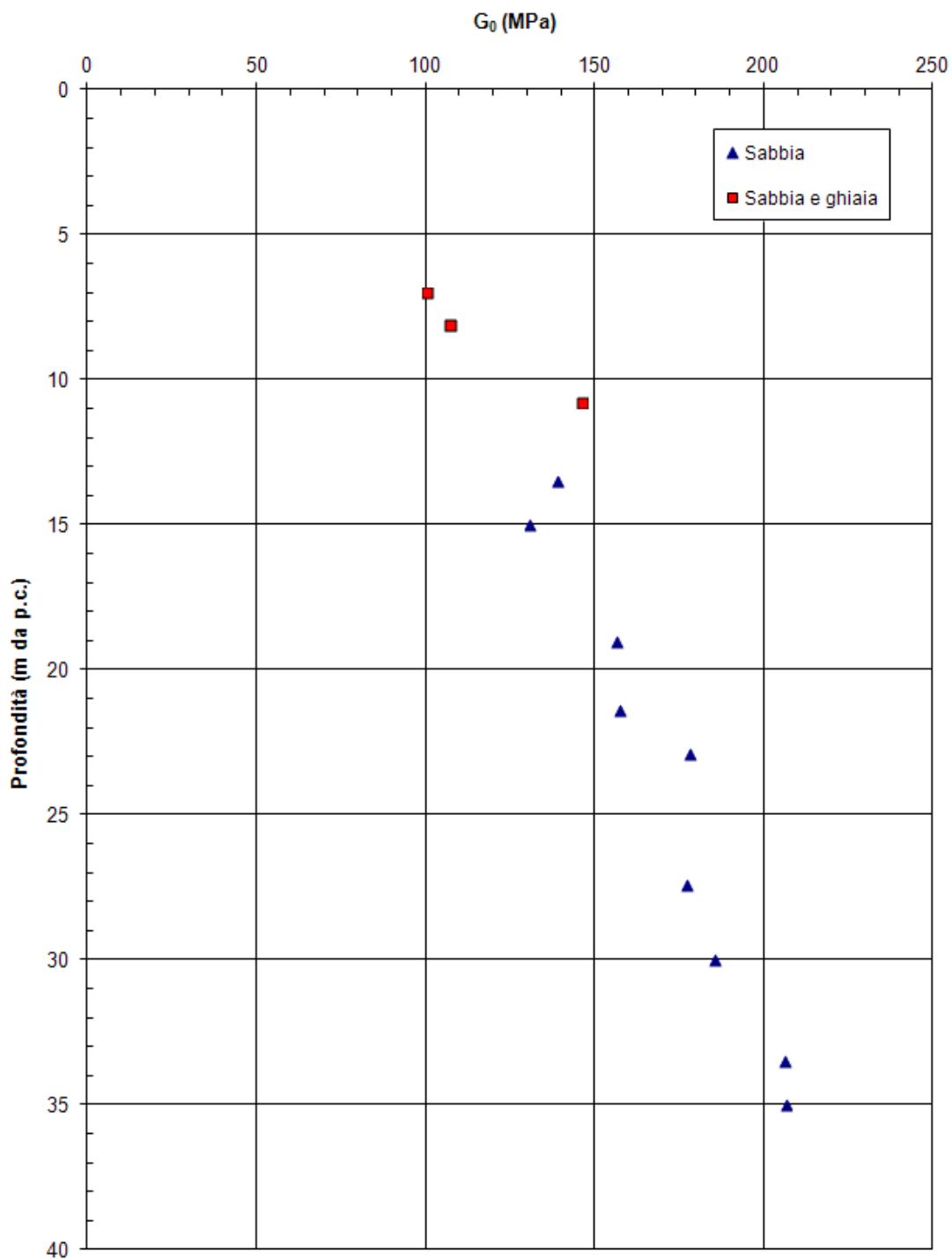




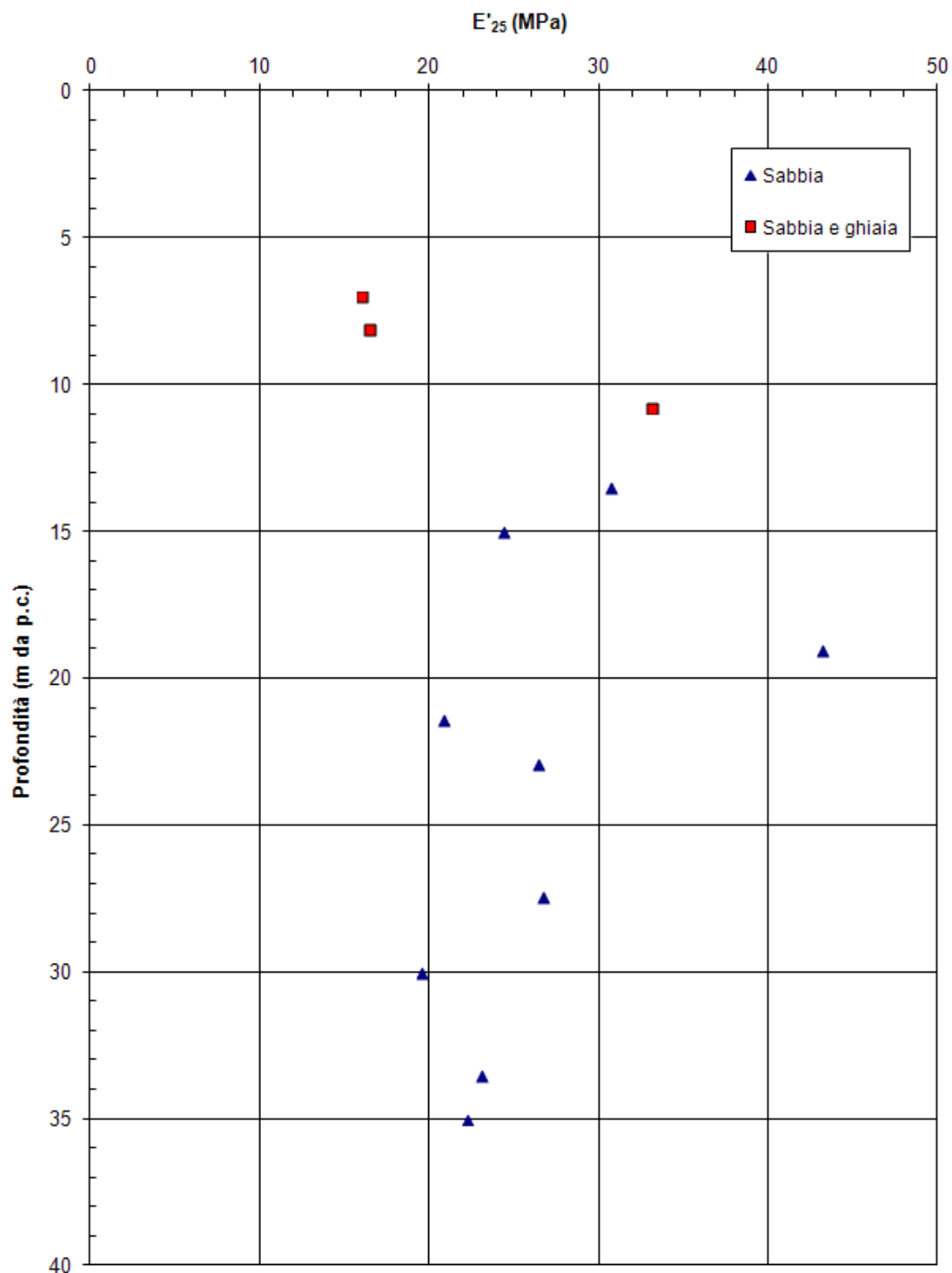
PROGETTO DEFINITIVO



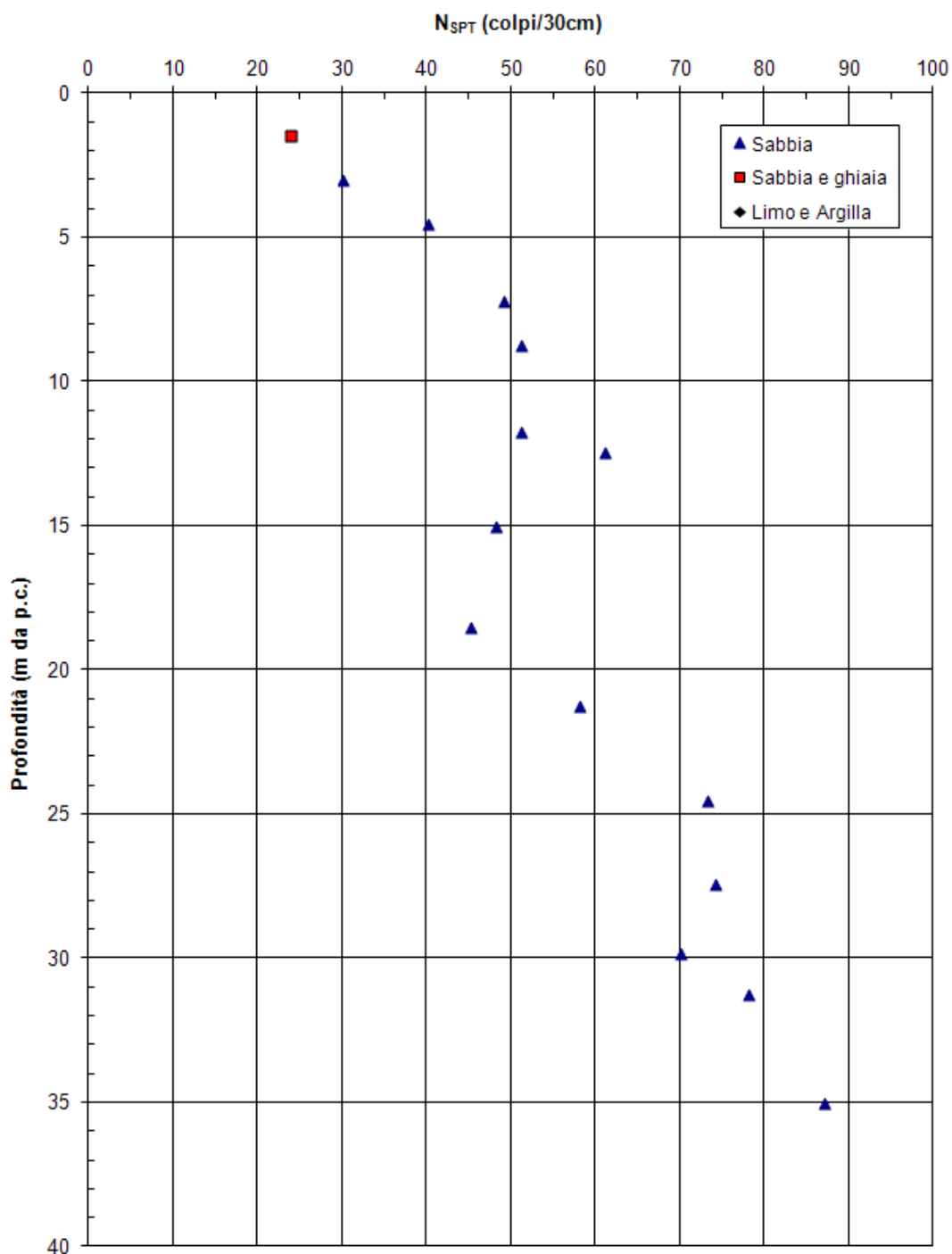
PROGETTO DEFINITIVO

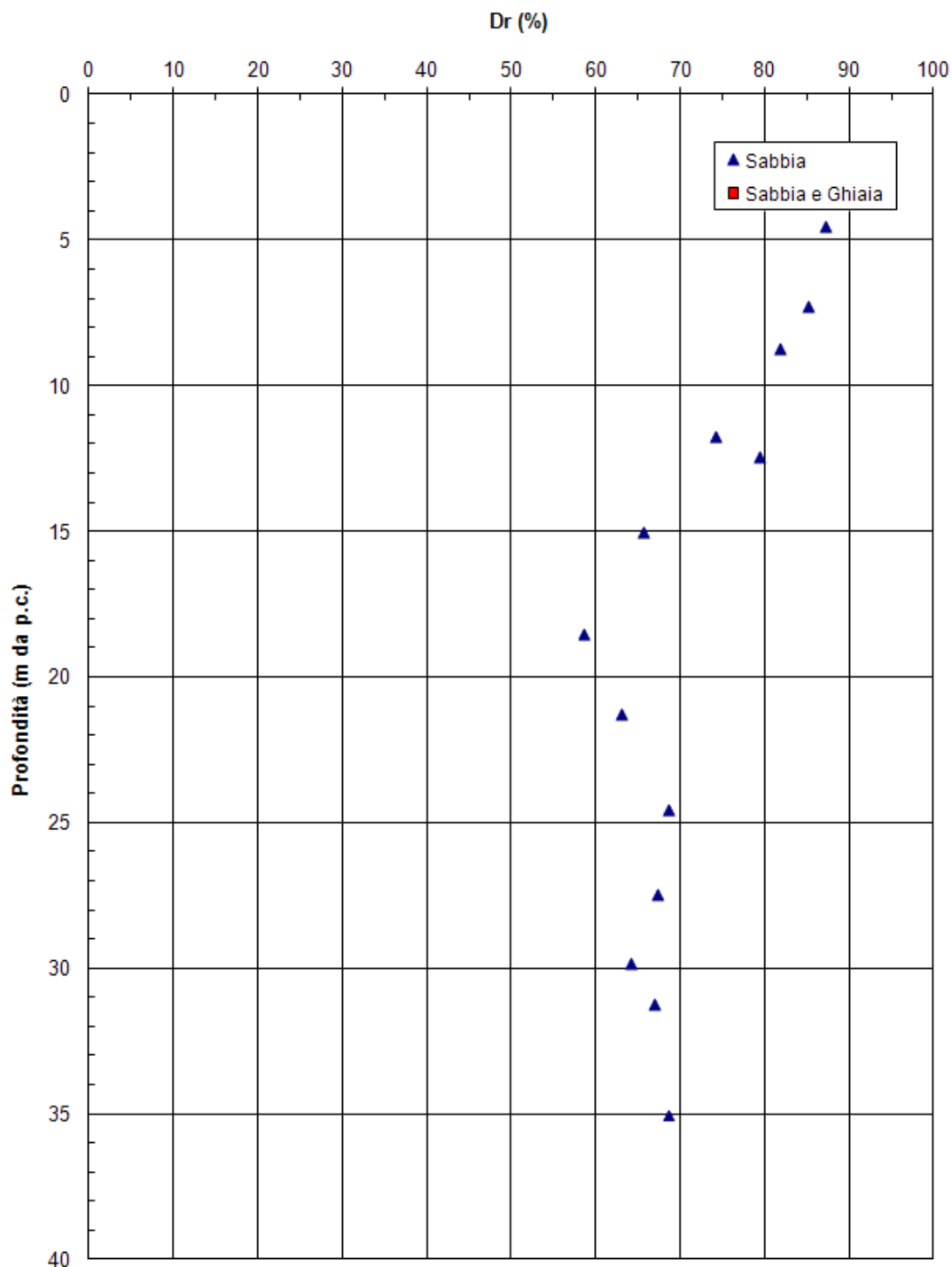


PROGETTO DEFINITIVO

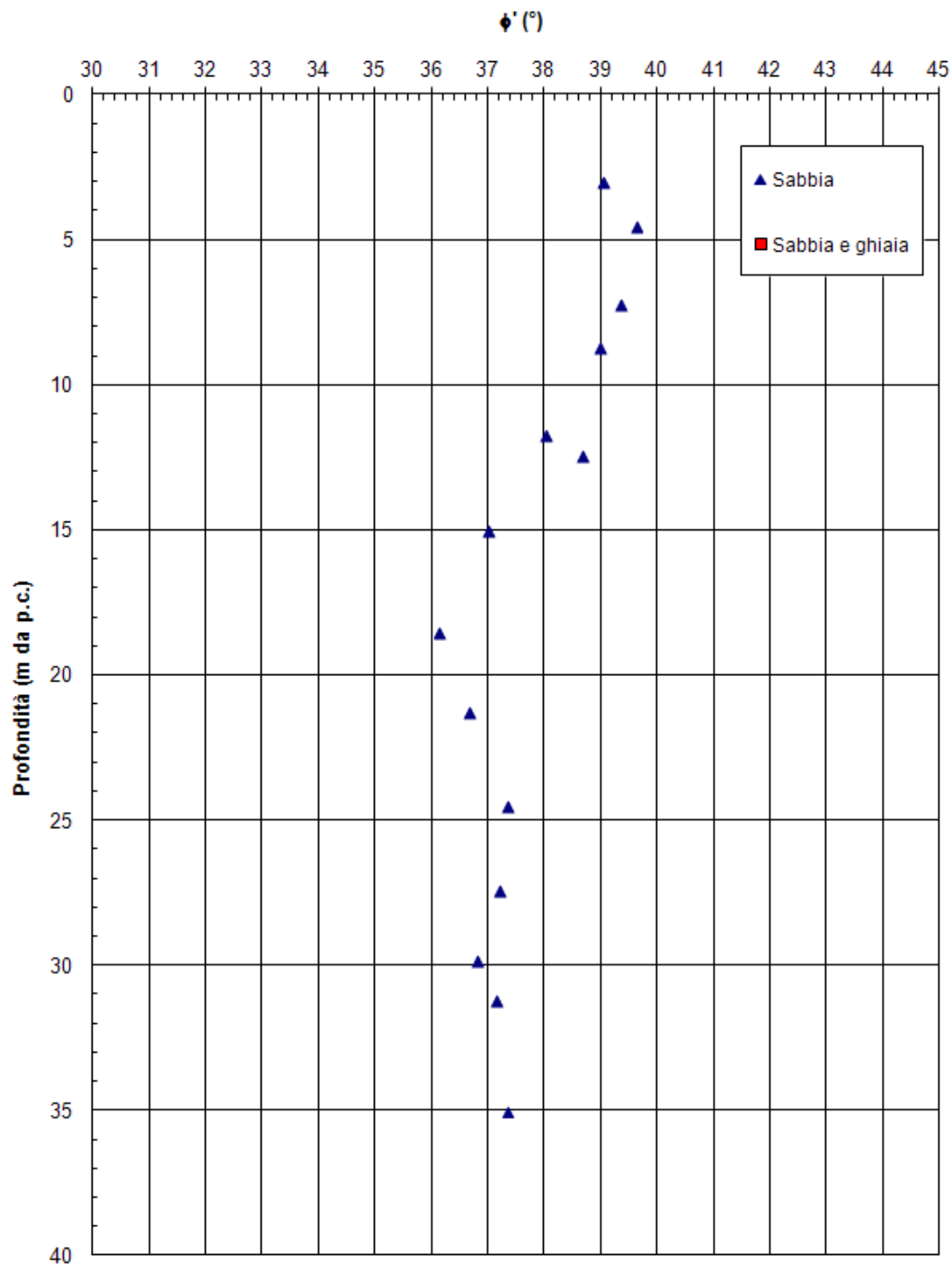


8.3.2 Sondaggio PB2

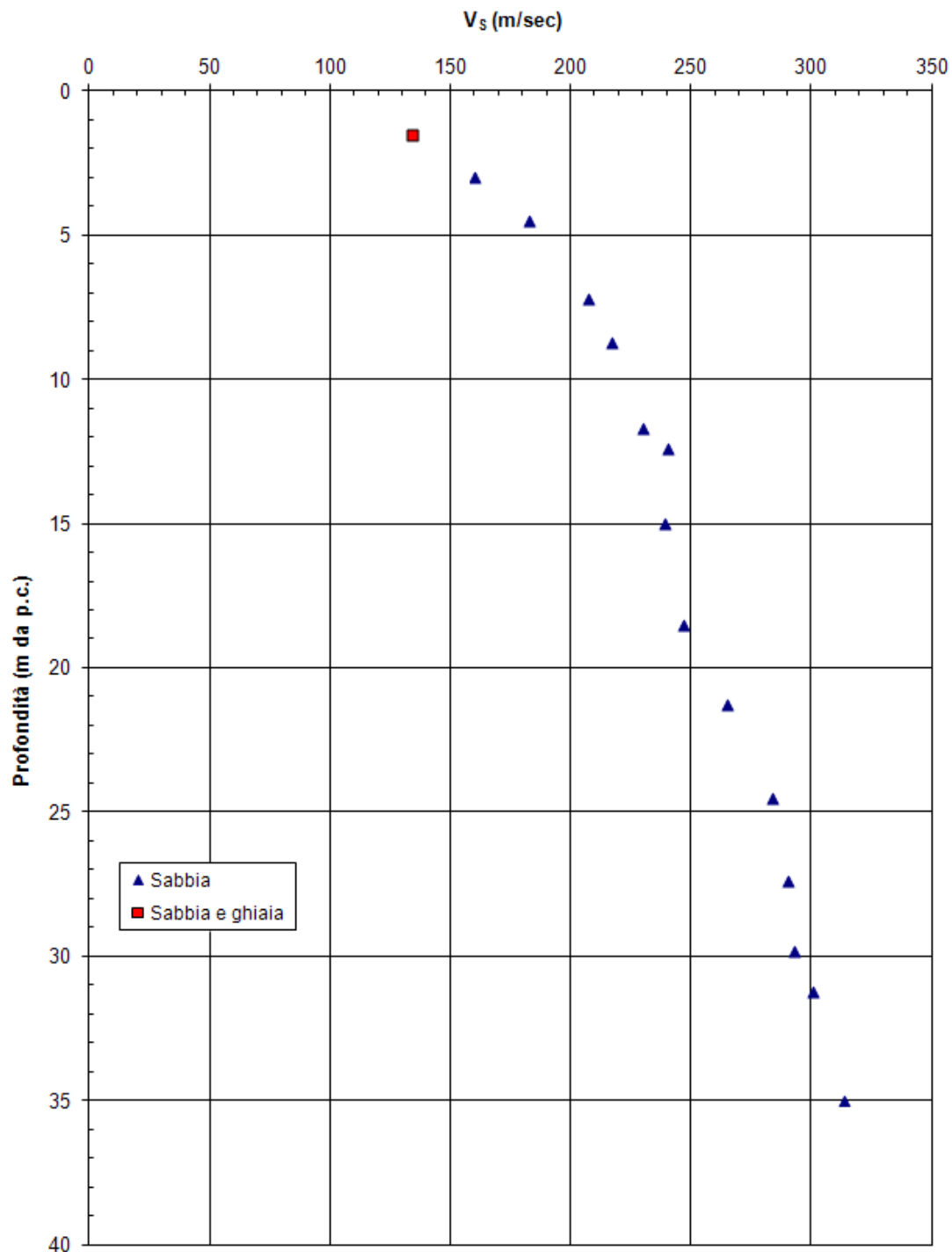


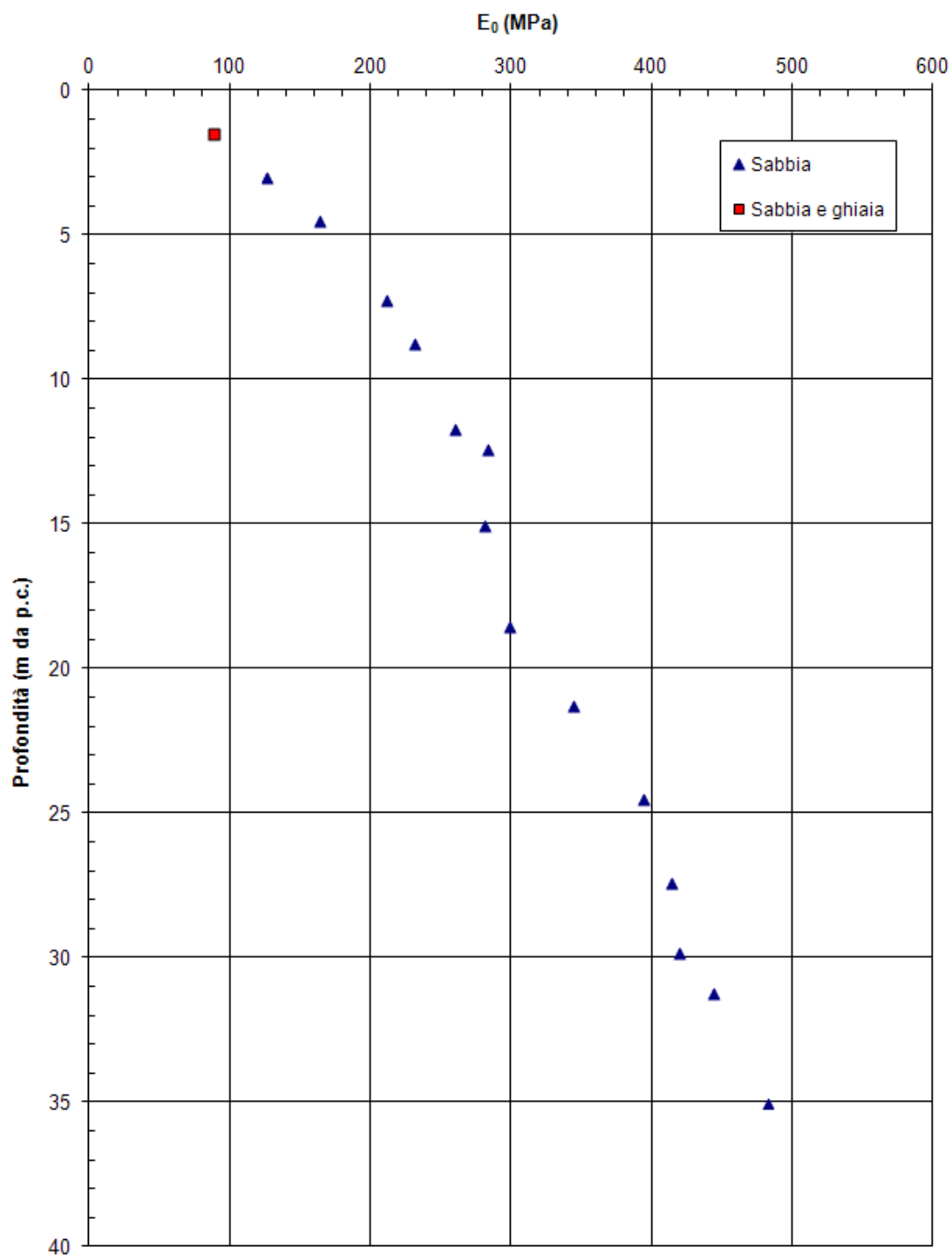


PROGETTO DEFINITIVO

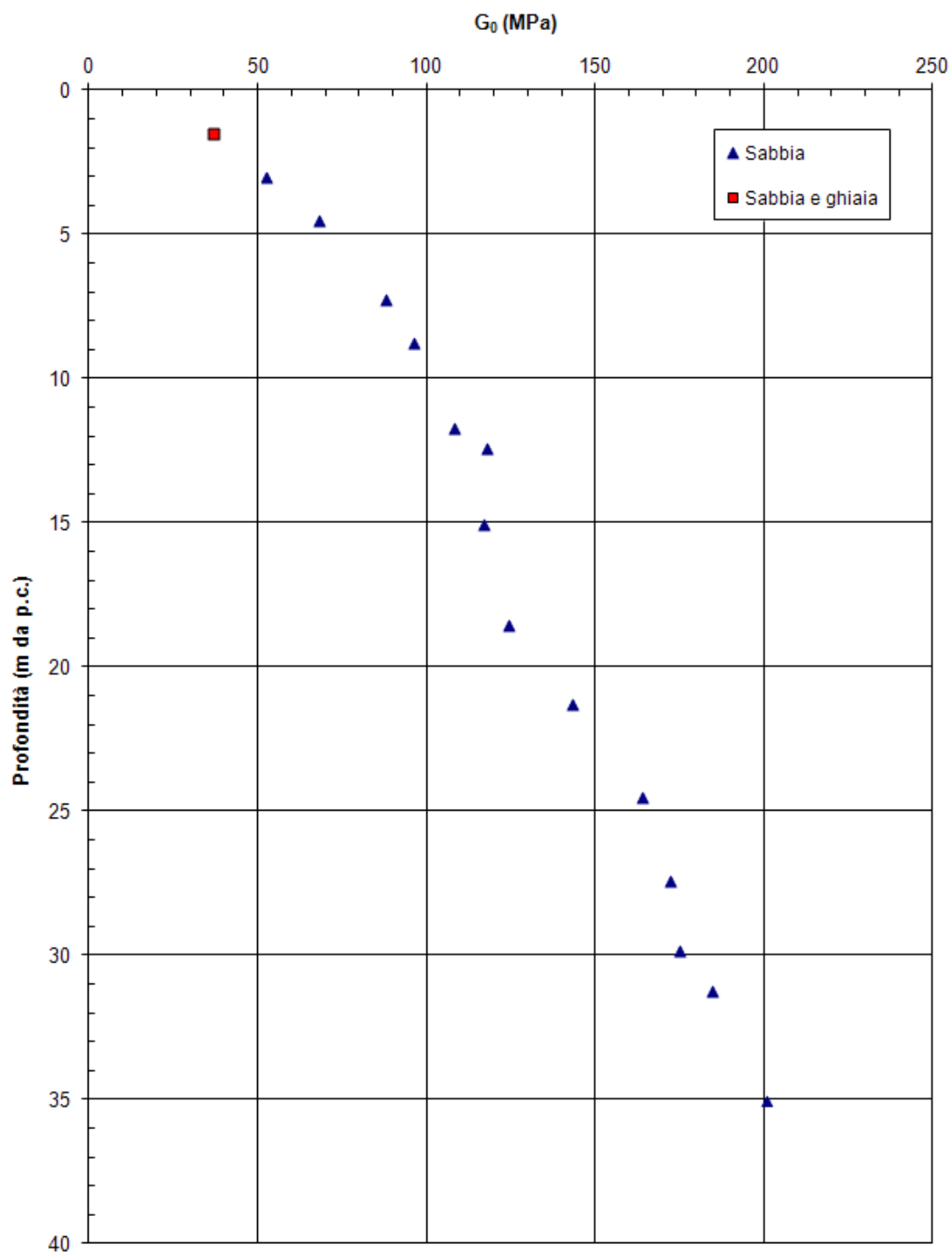


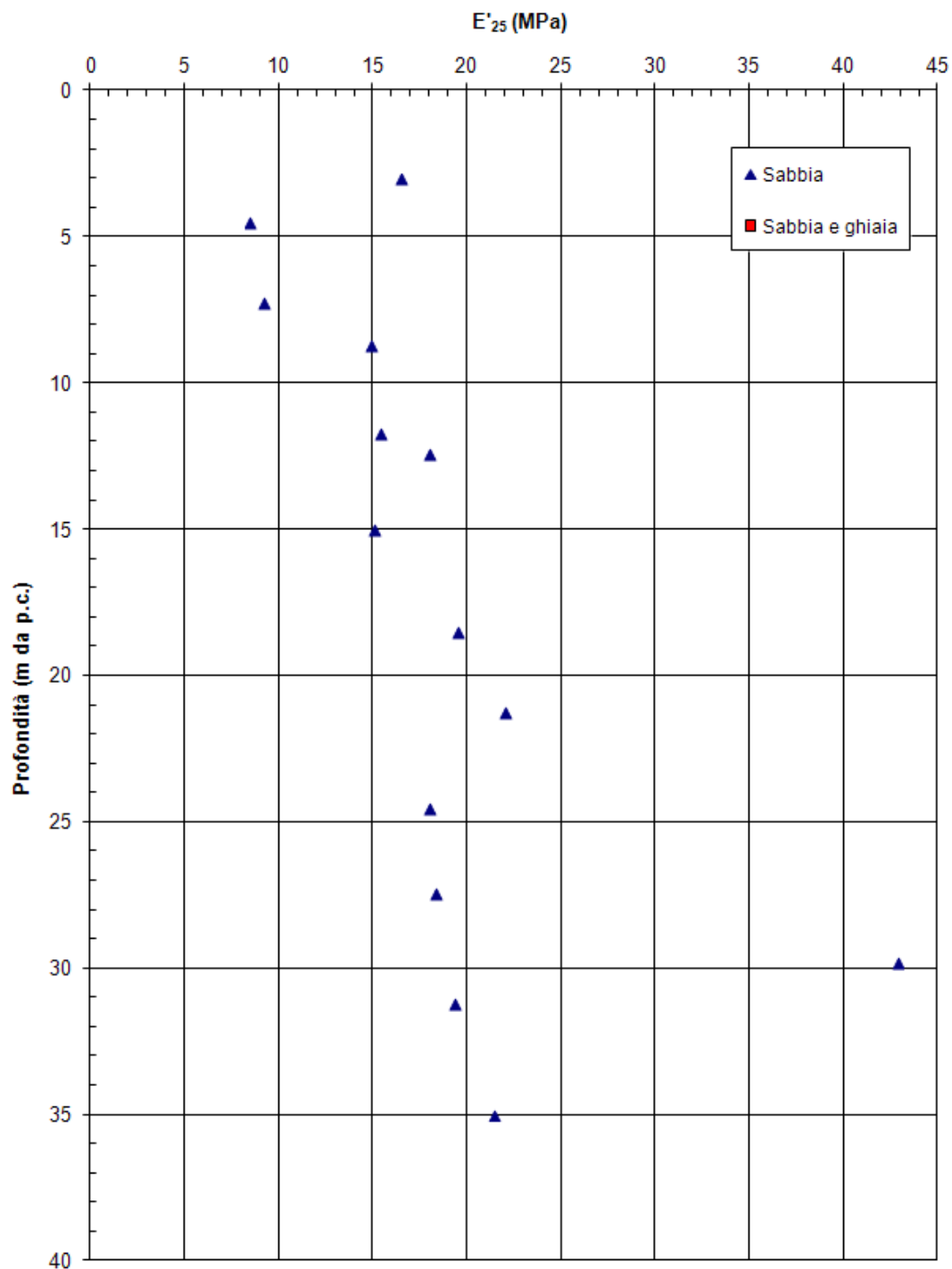
PROGETTO DEFINITIVO



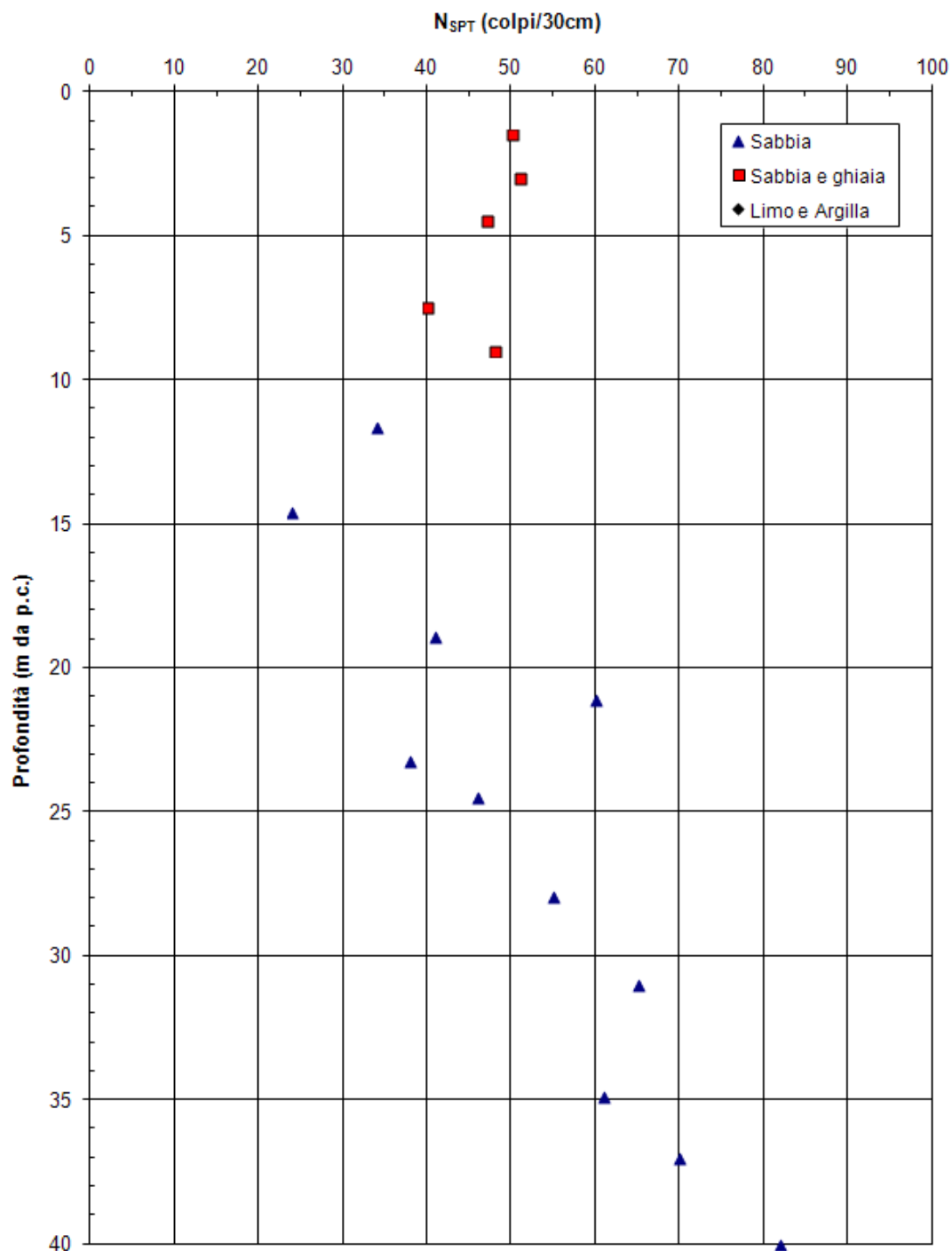


PROGETTO DEFINITIVO

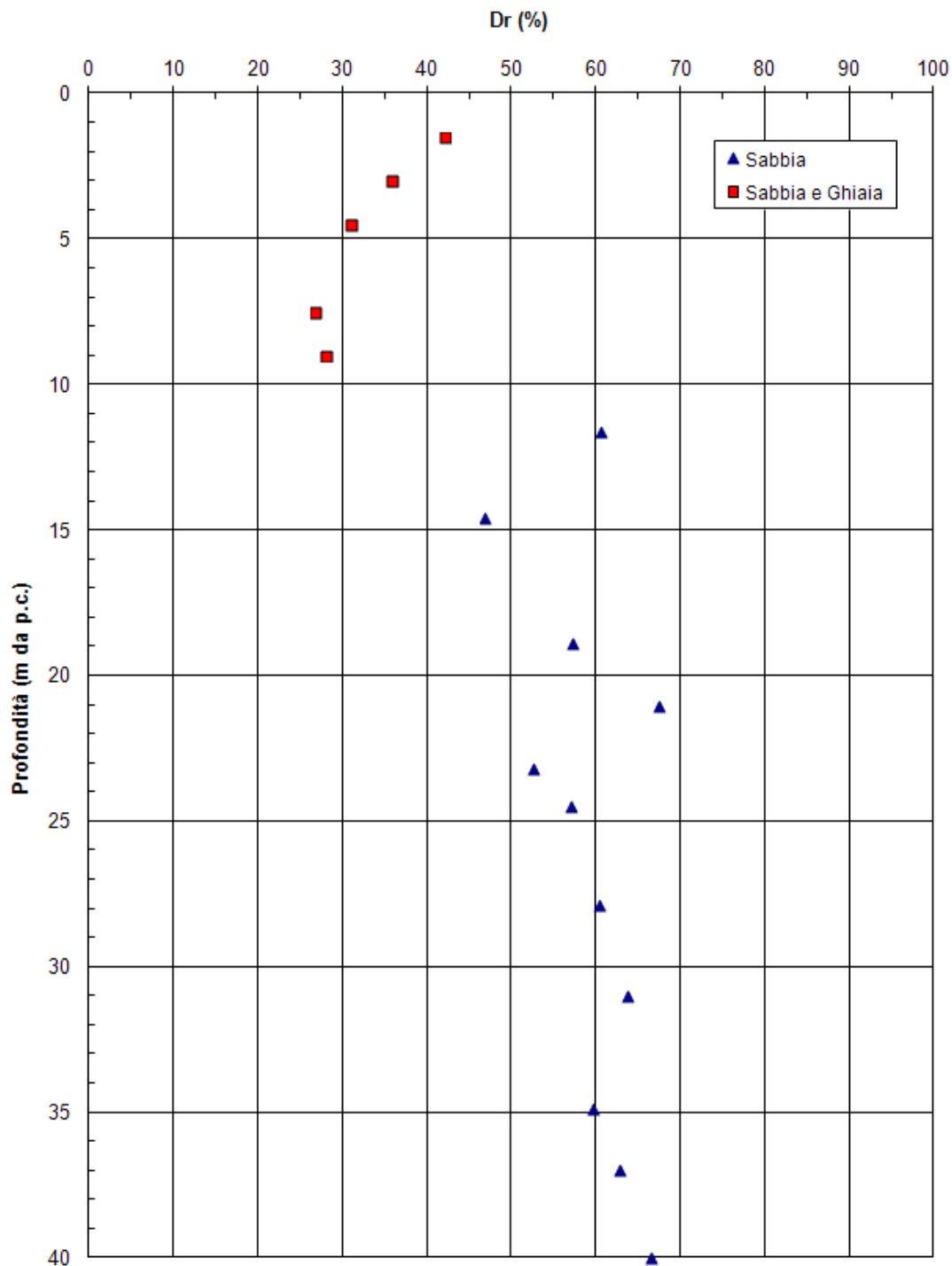


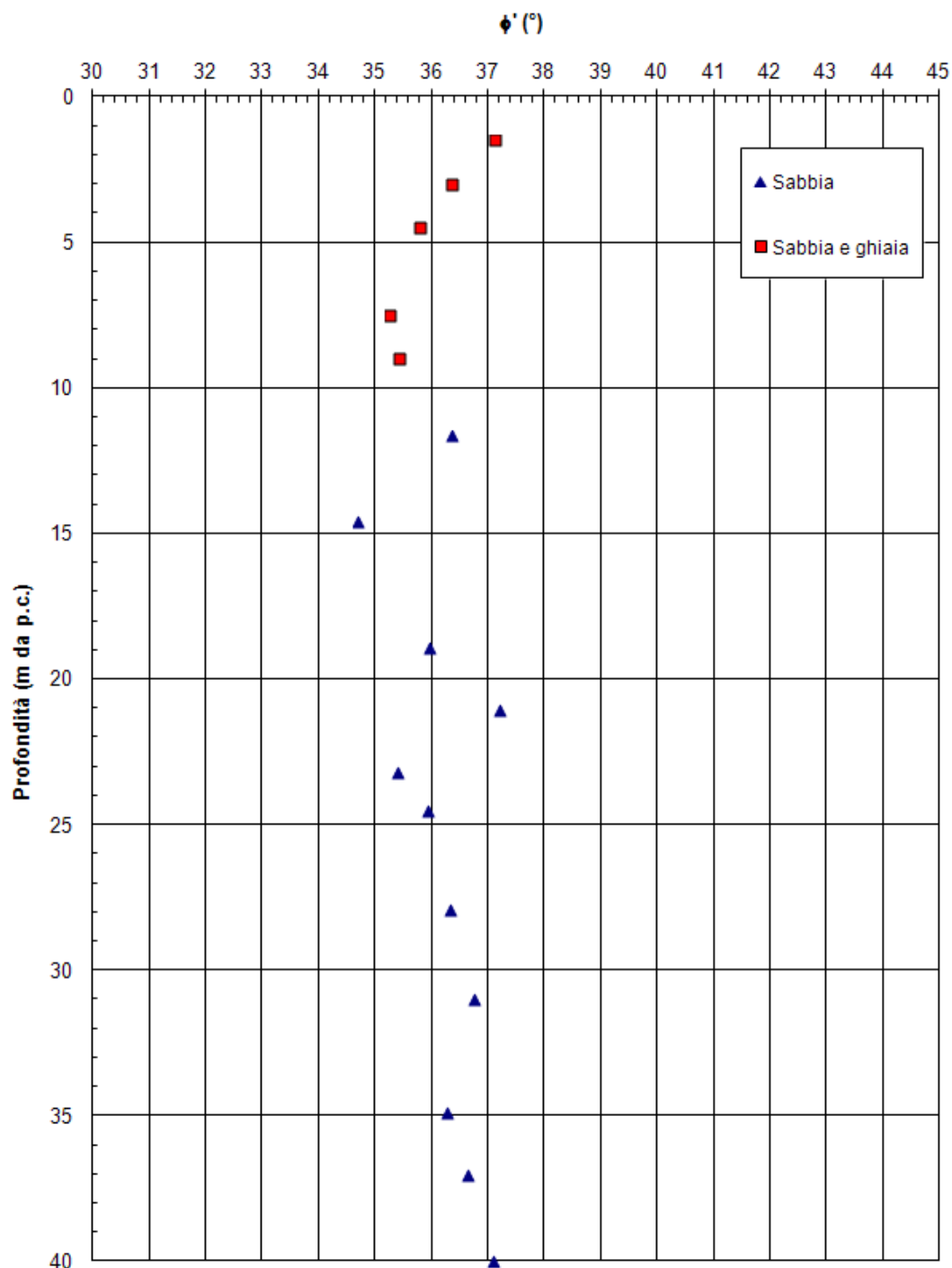


8.3.3 Sondaggio PB3

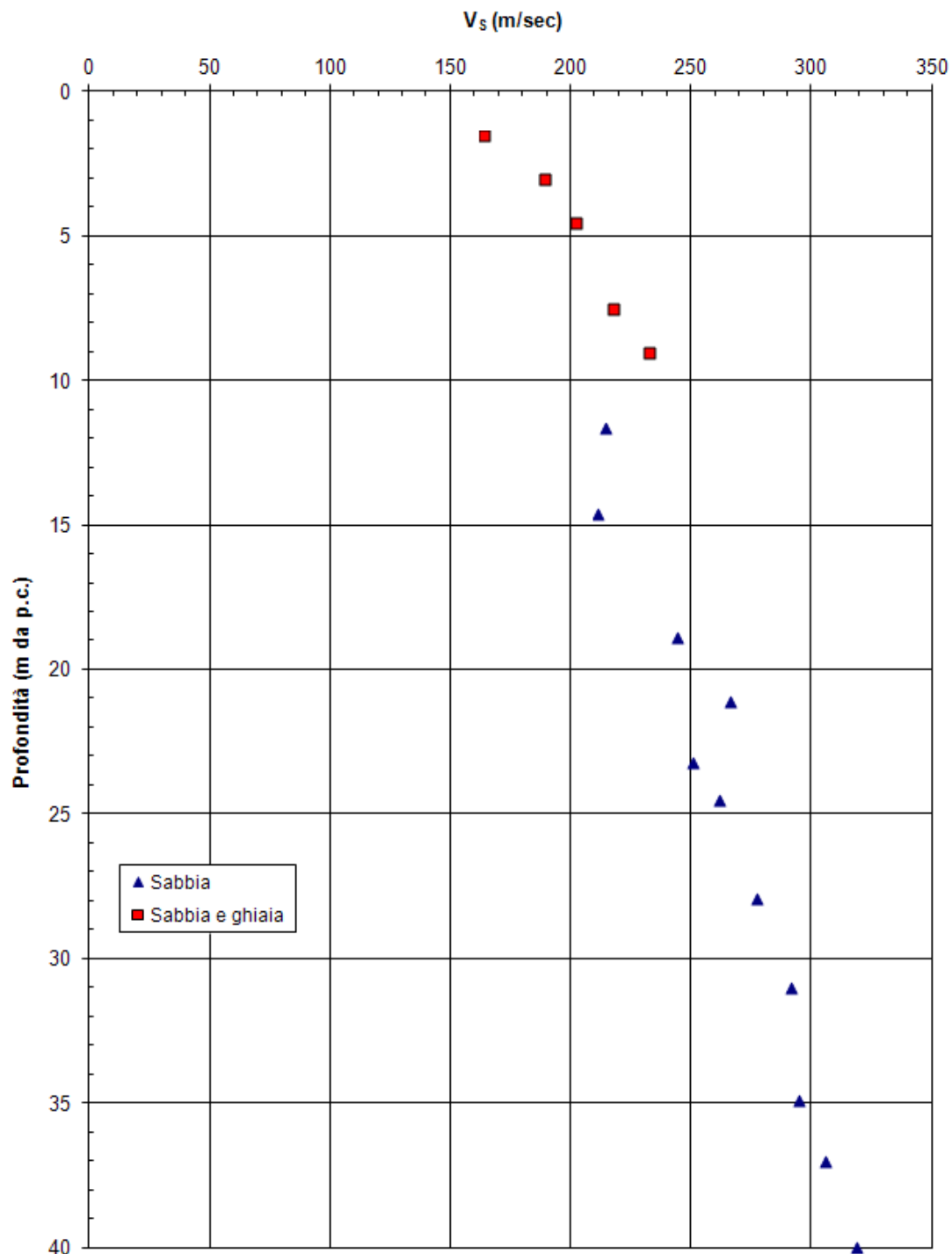


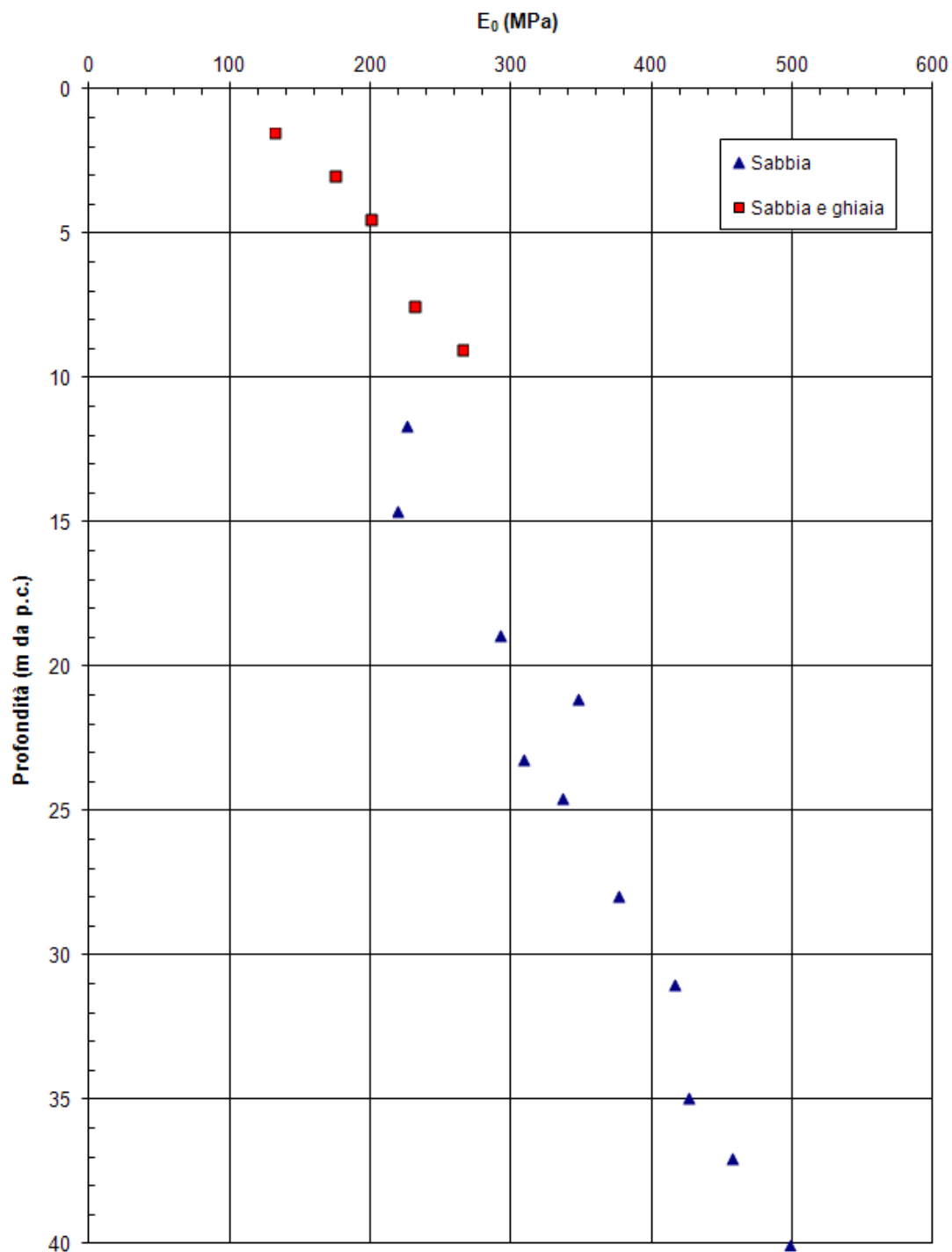
PROGETTO DEFINITIVO



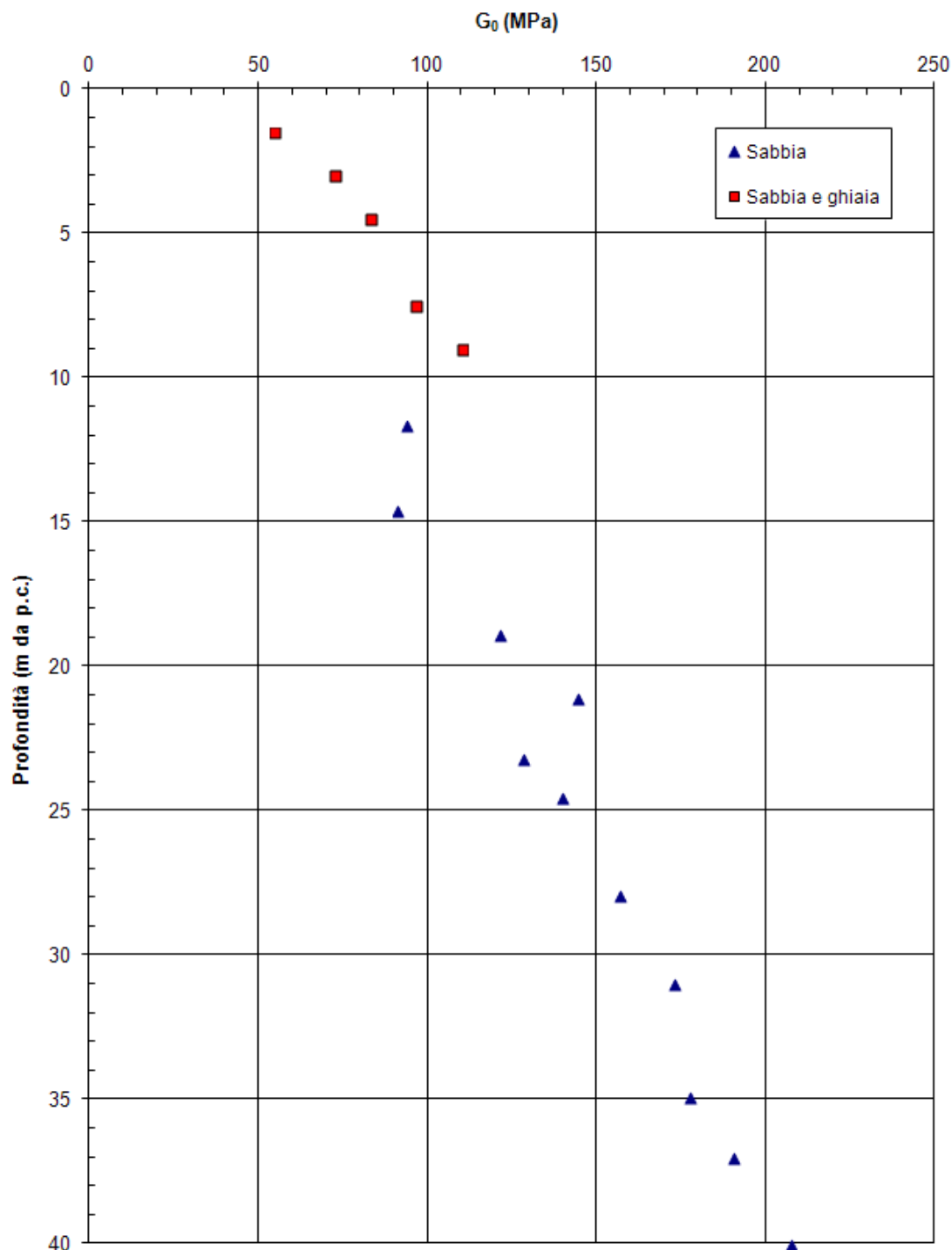


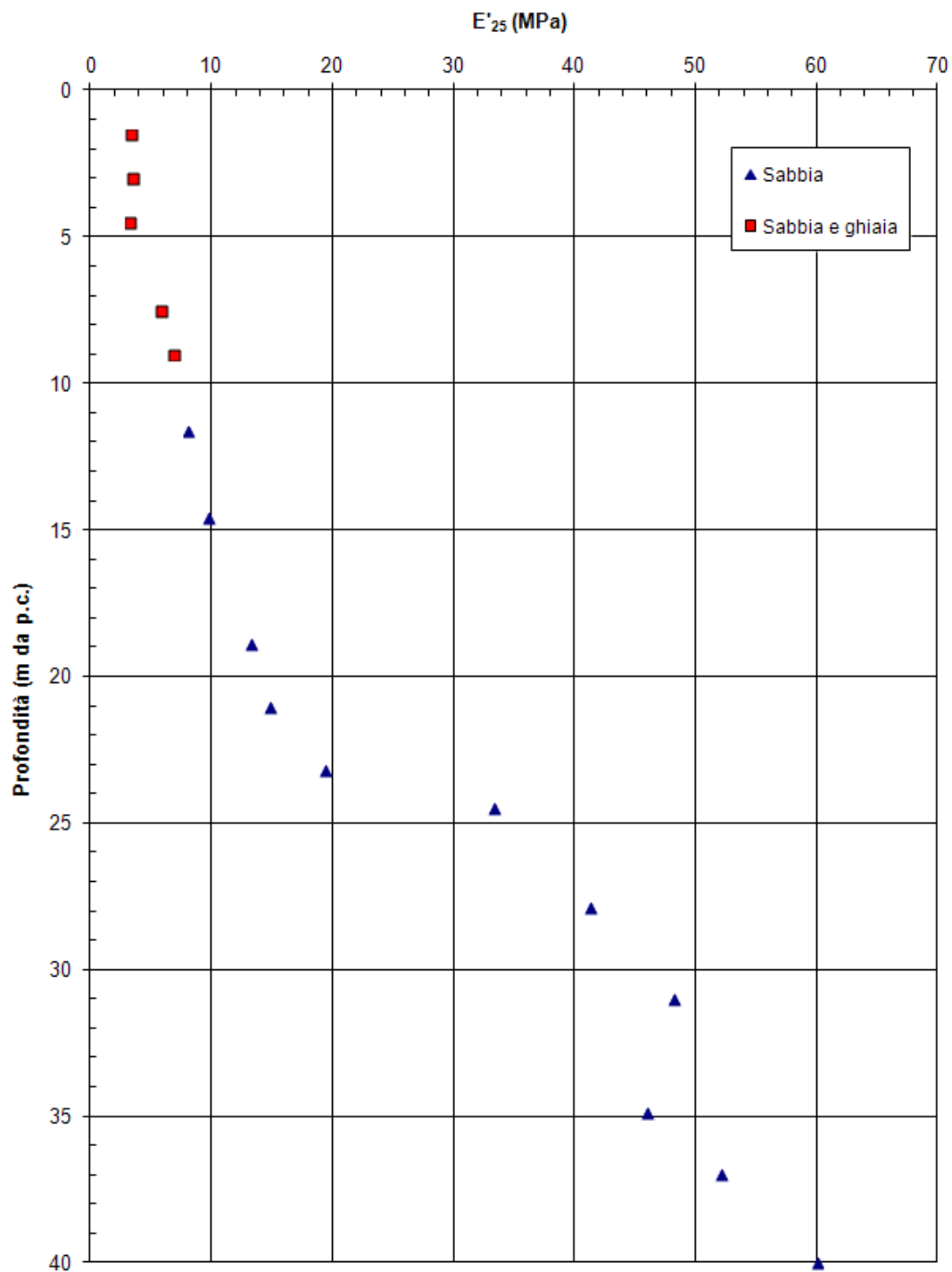
PROGETTO DEFINITIVO



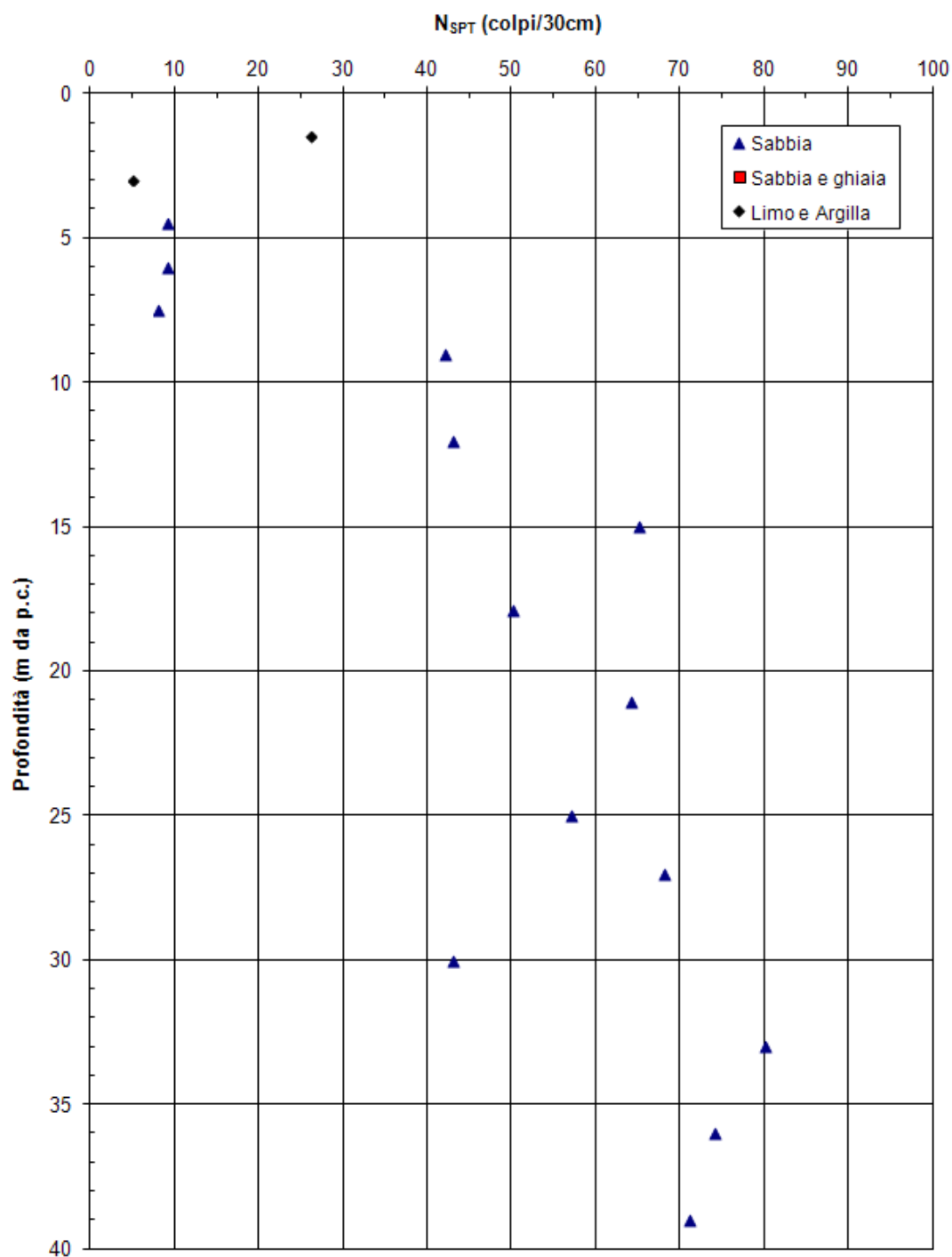


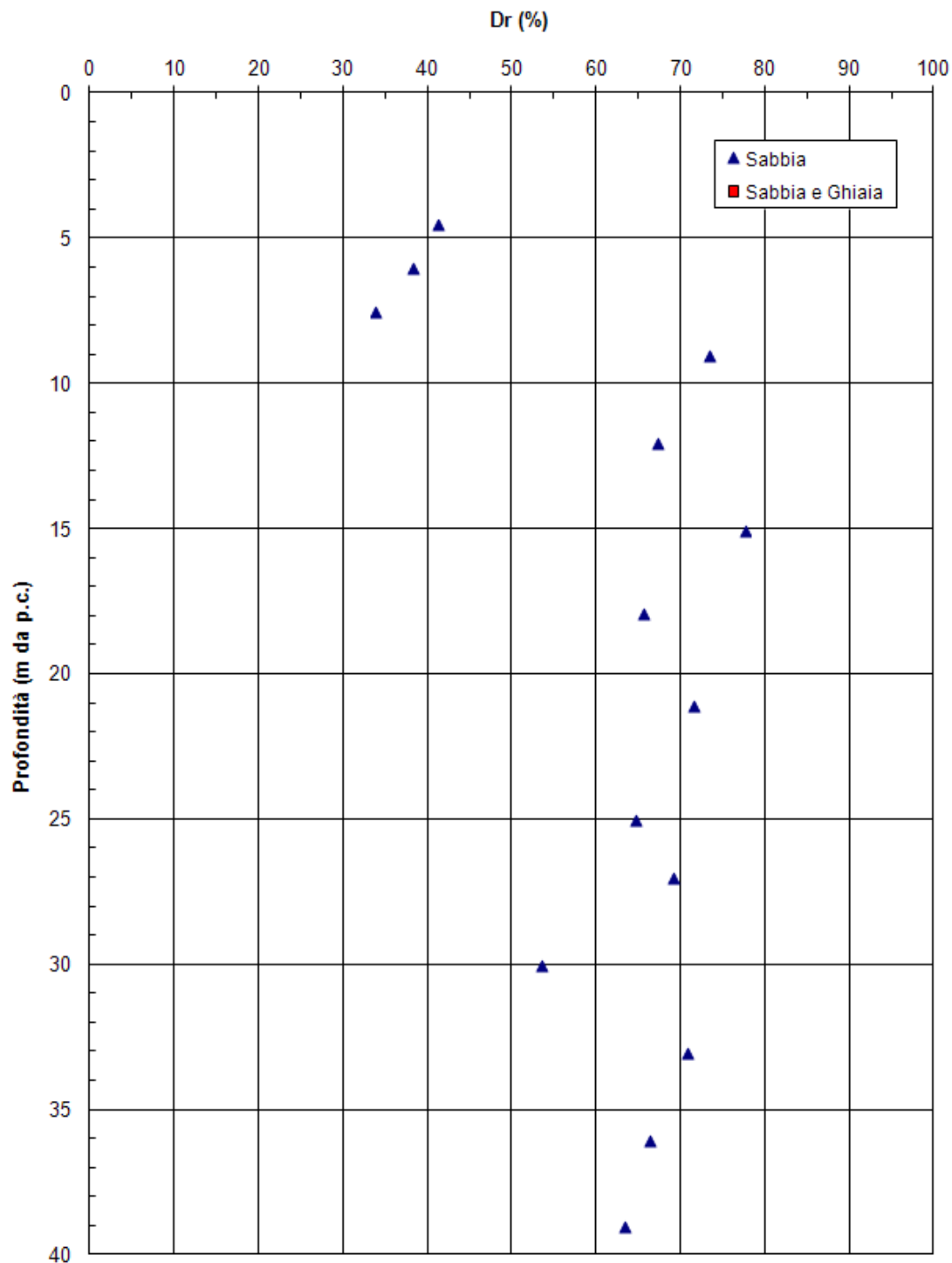
PROGETTO DEFINITIVO

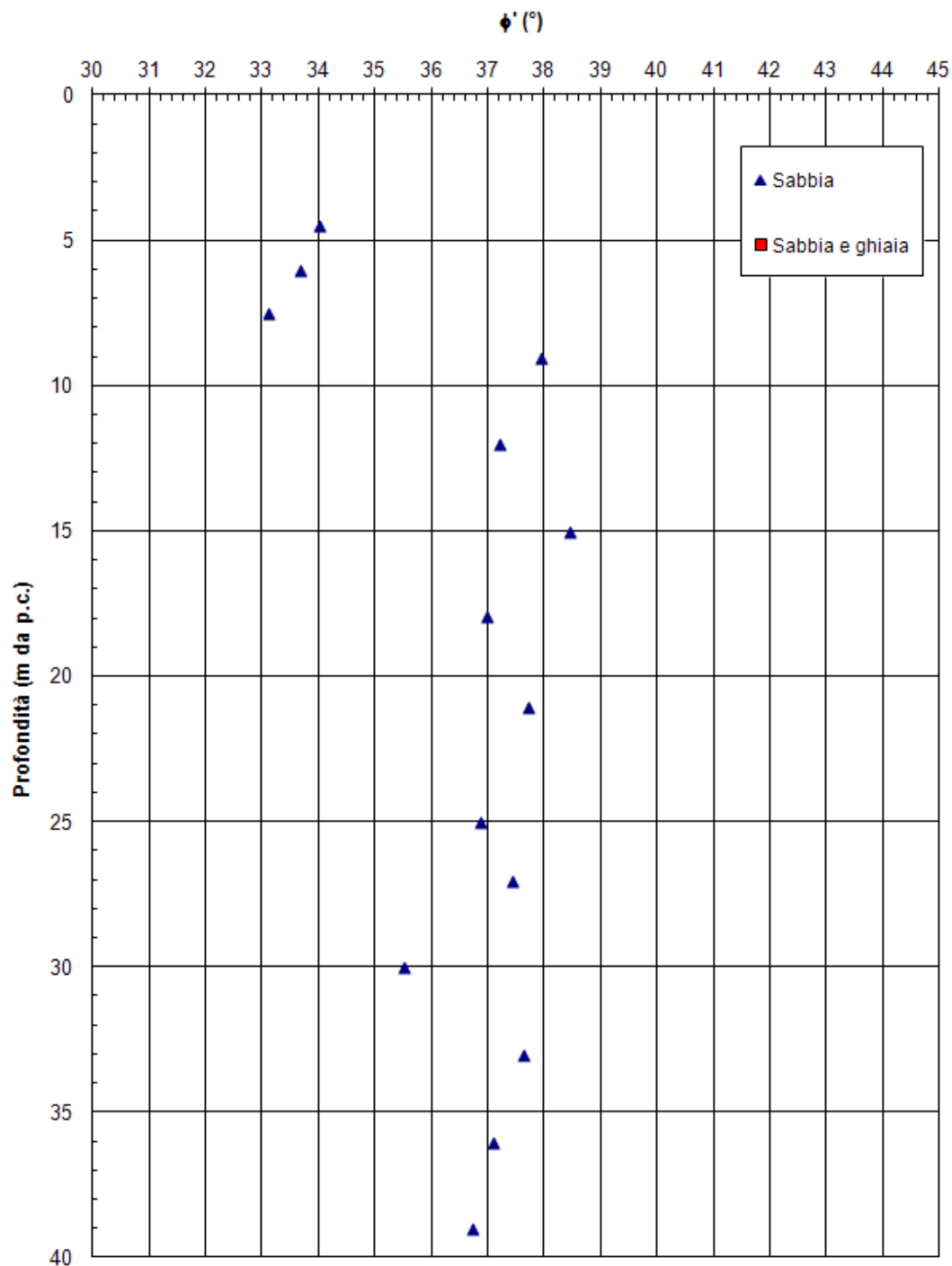


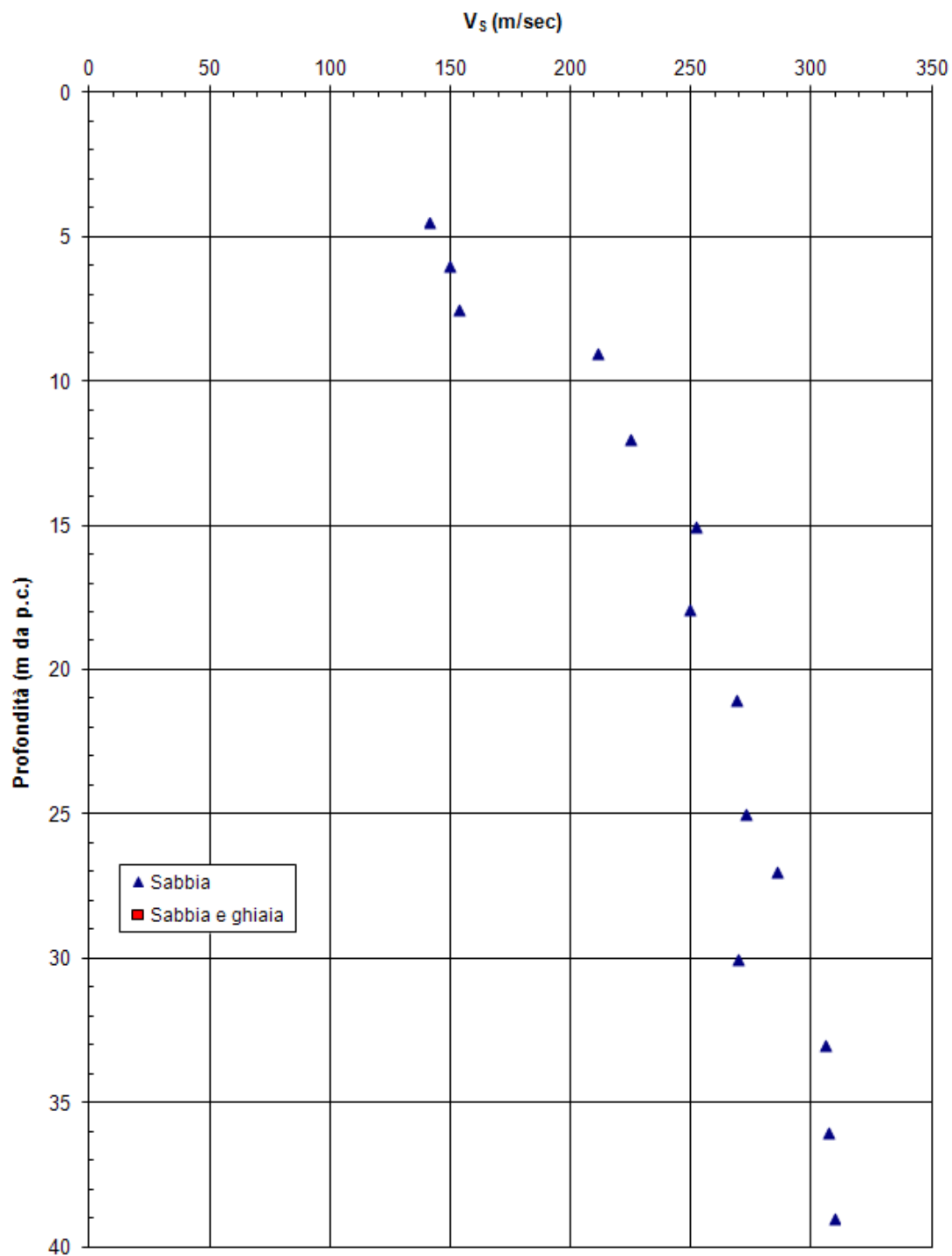


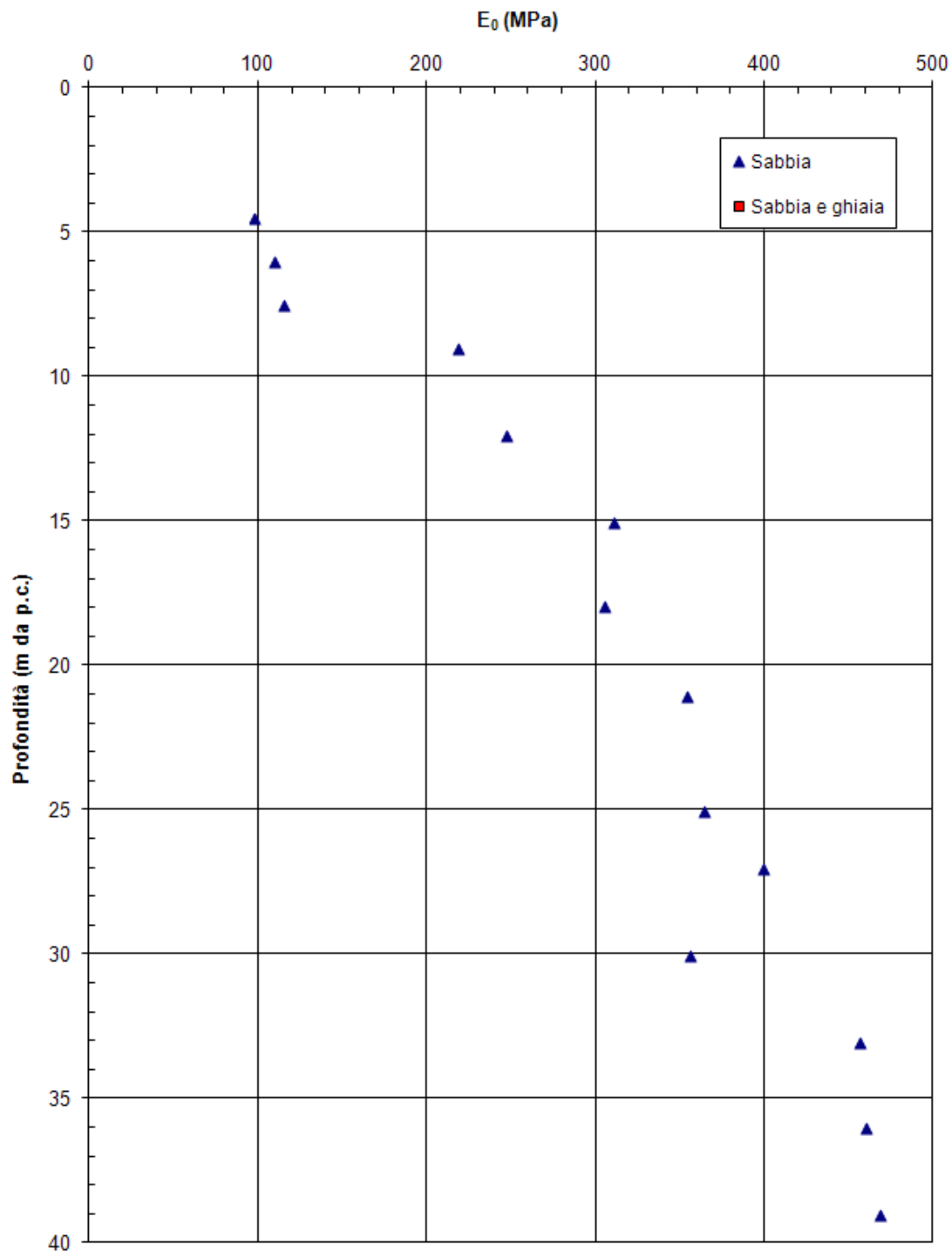
8.3.4 Sondaggio PB5



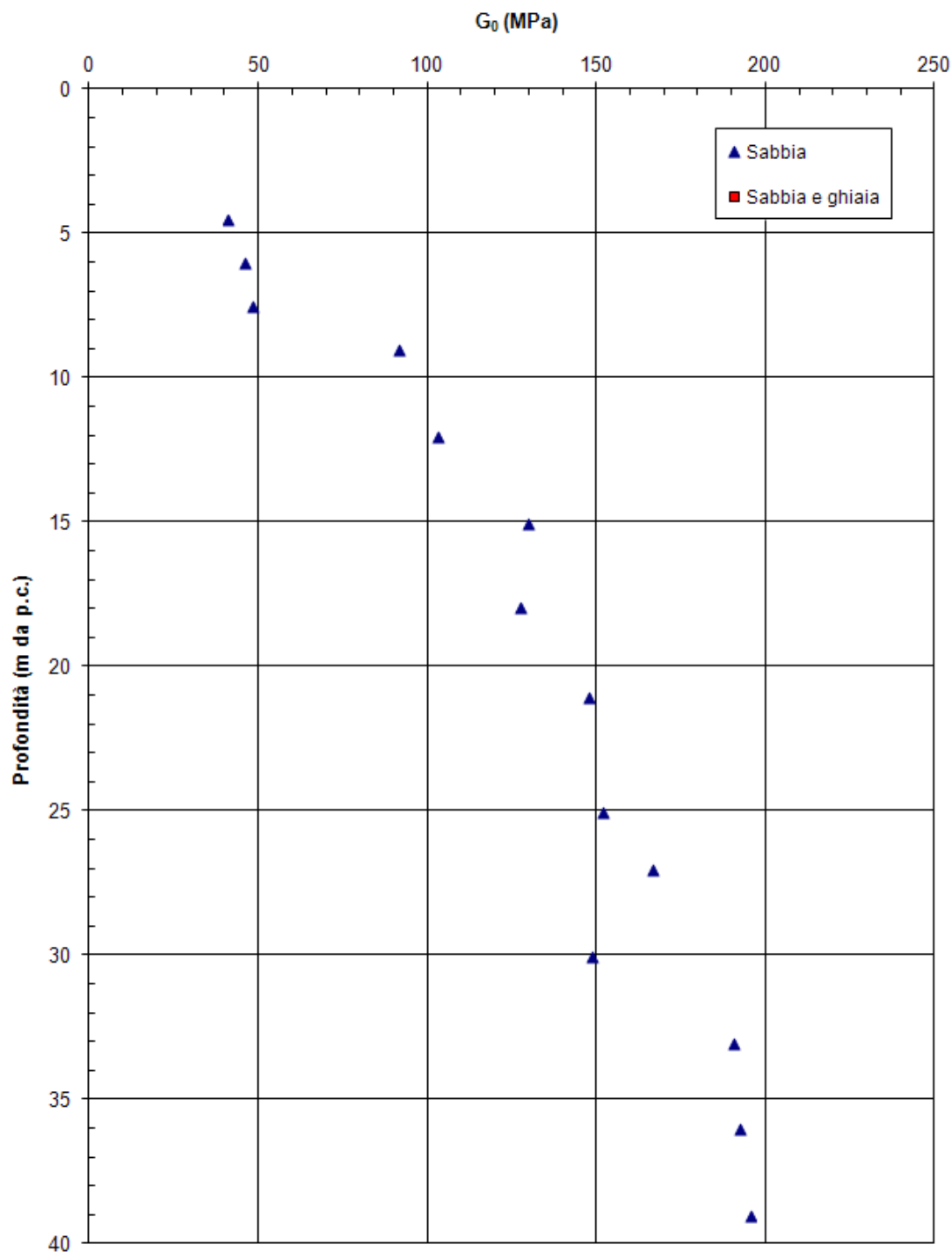


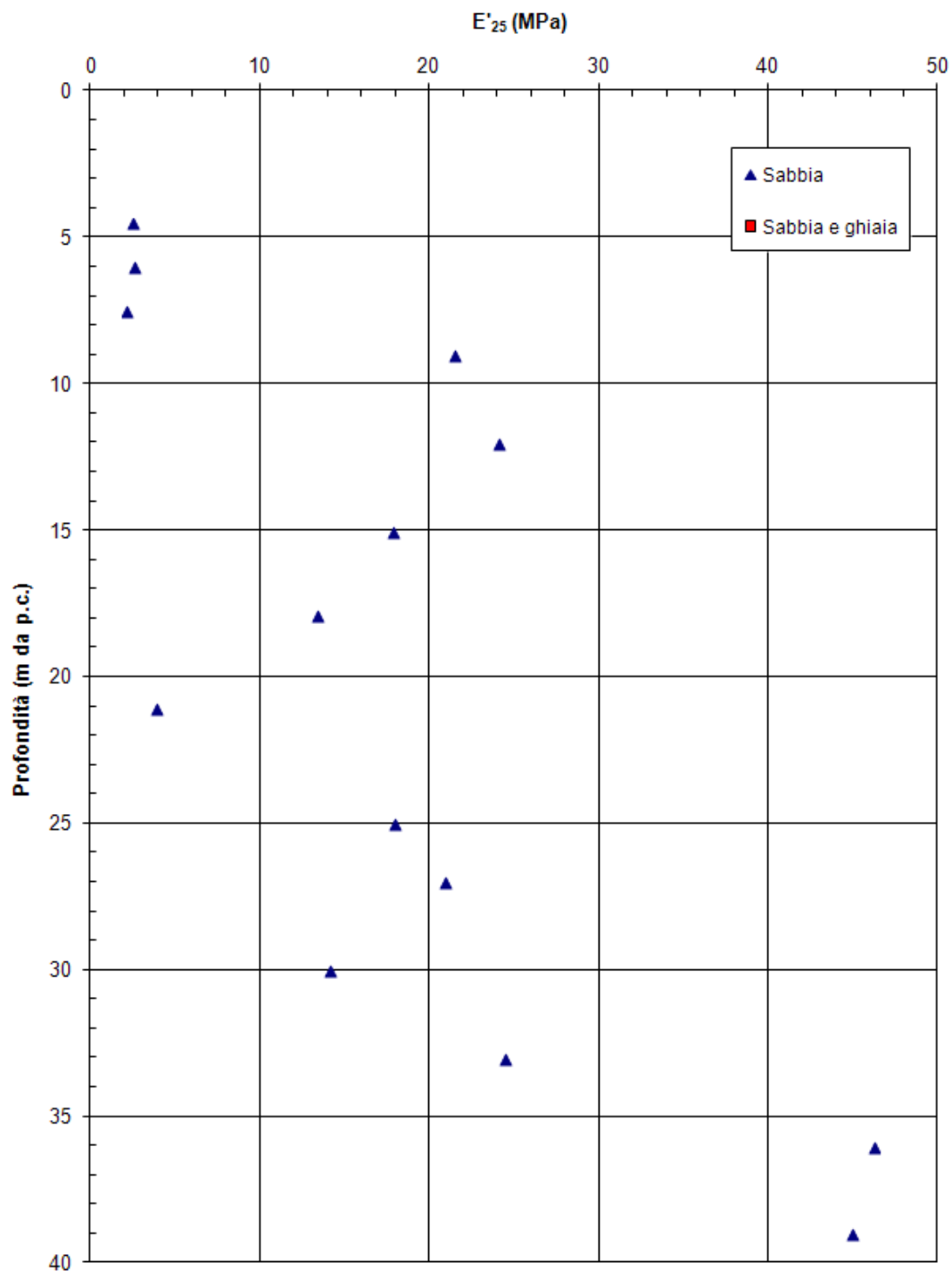




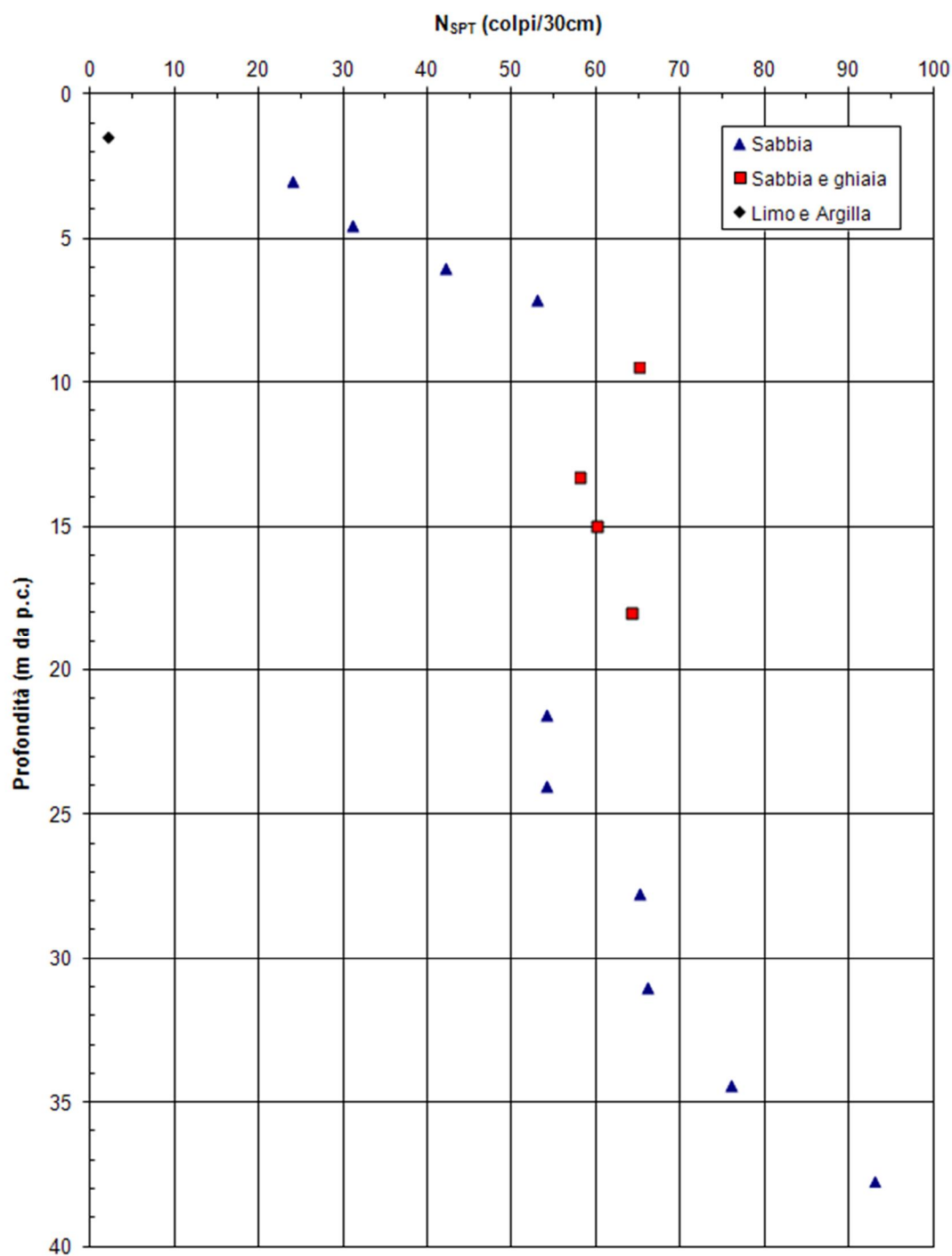


PROGETTO DEFINITIVO

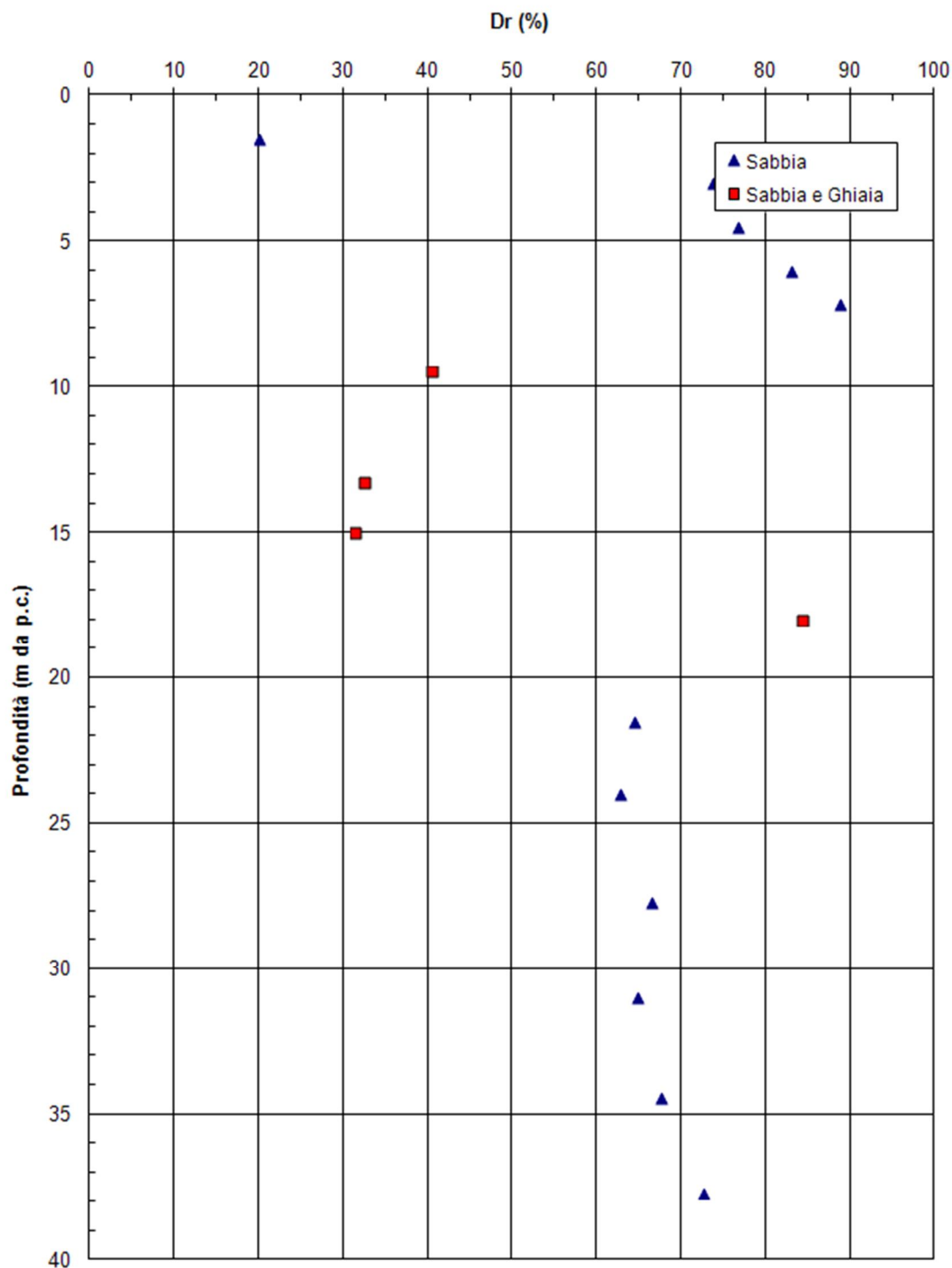


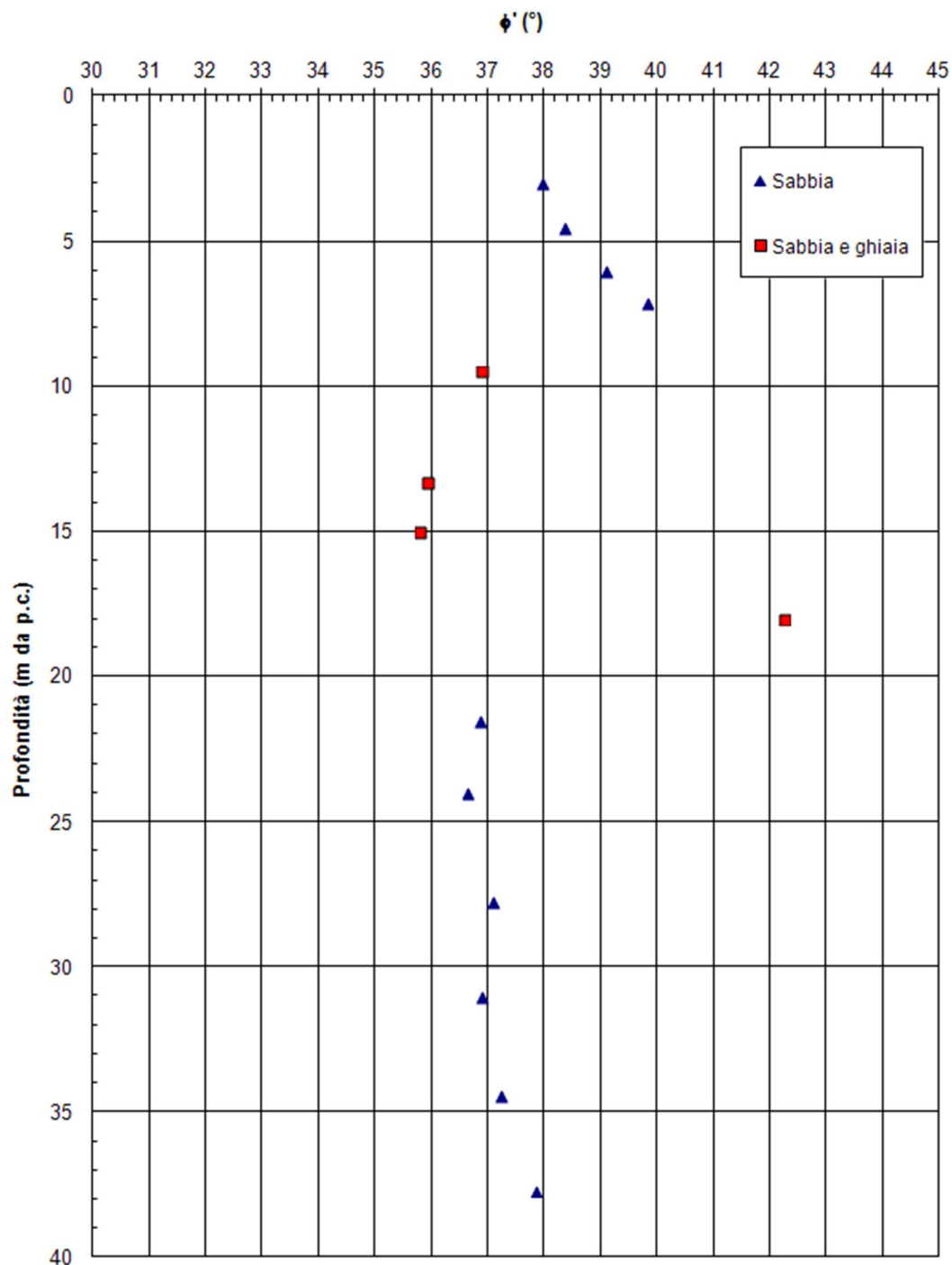


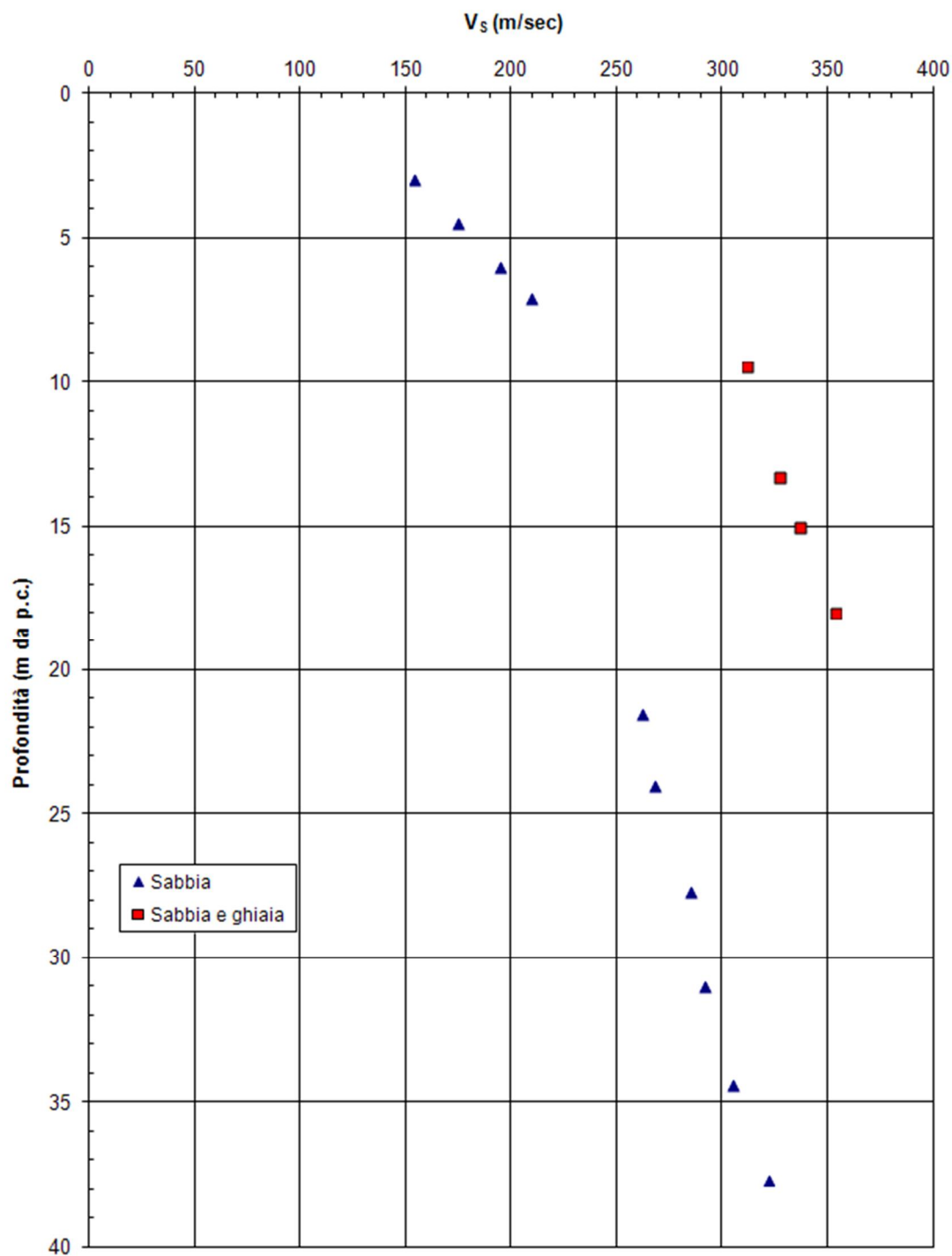
8.3.5 Sondaggio PB6



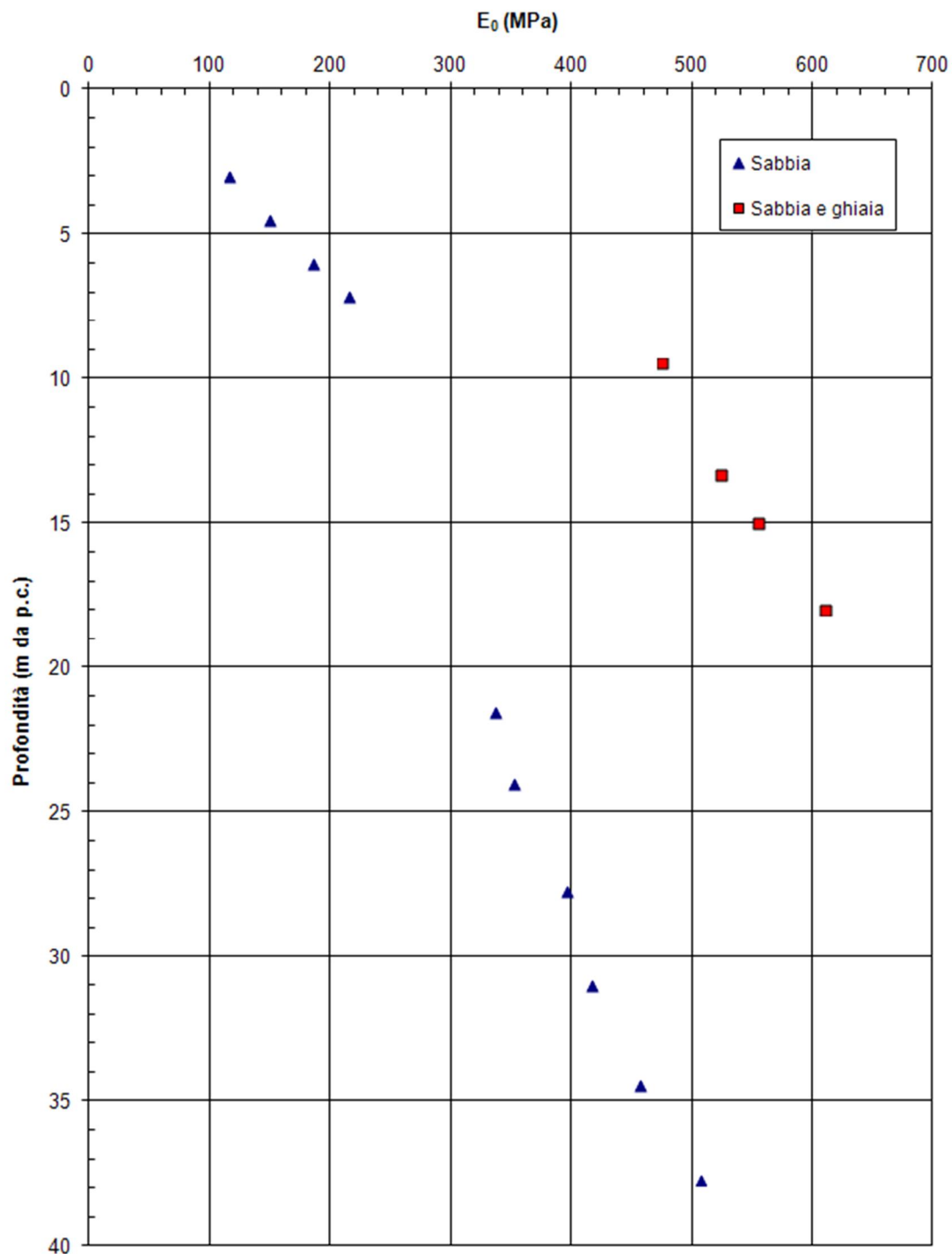
PROGETTO DEFINITIVO



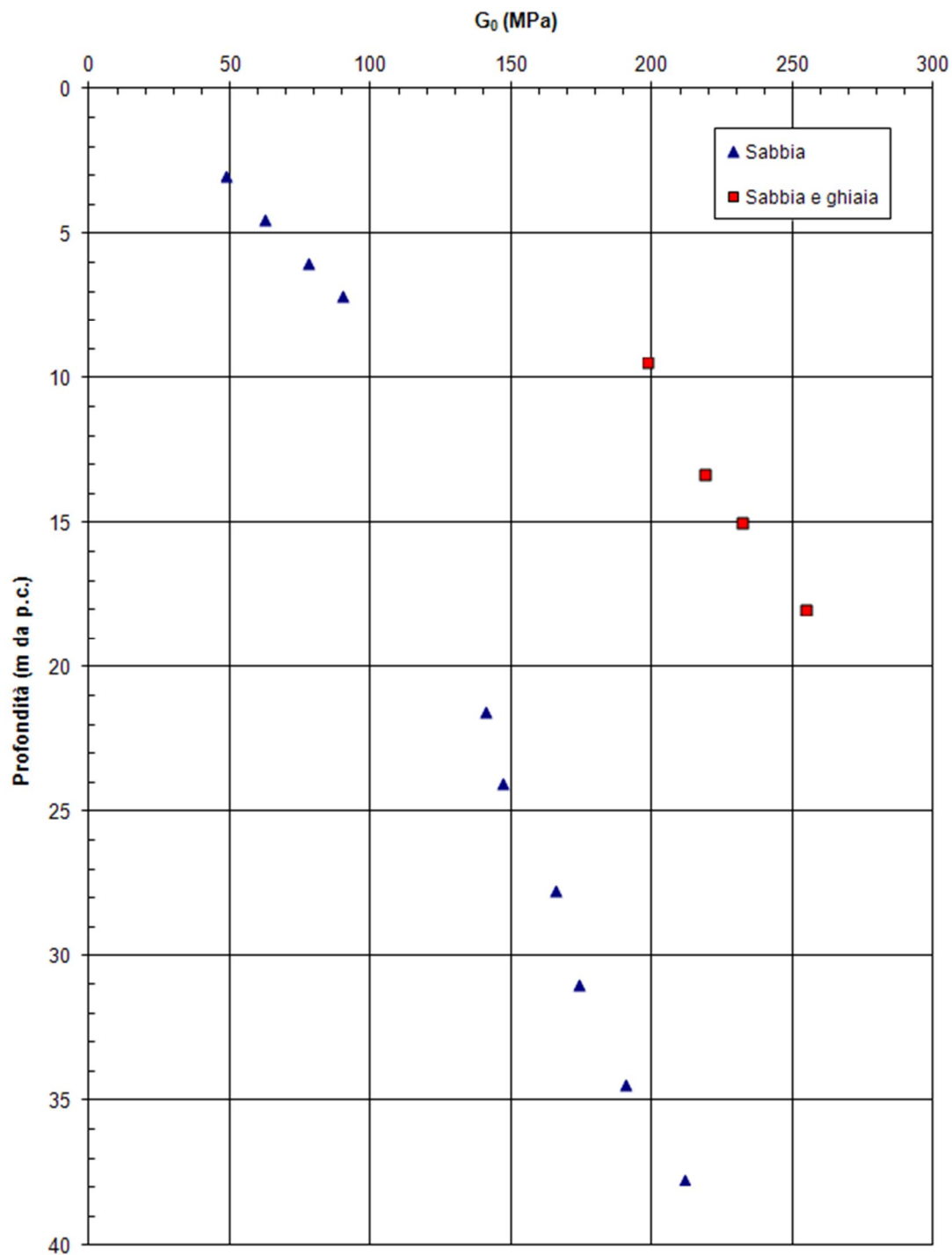


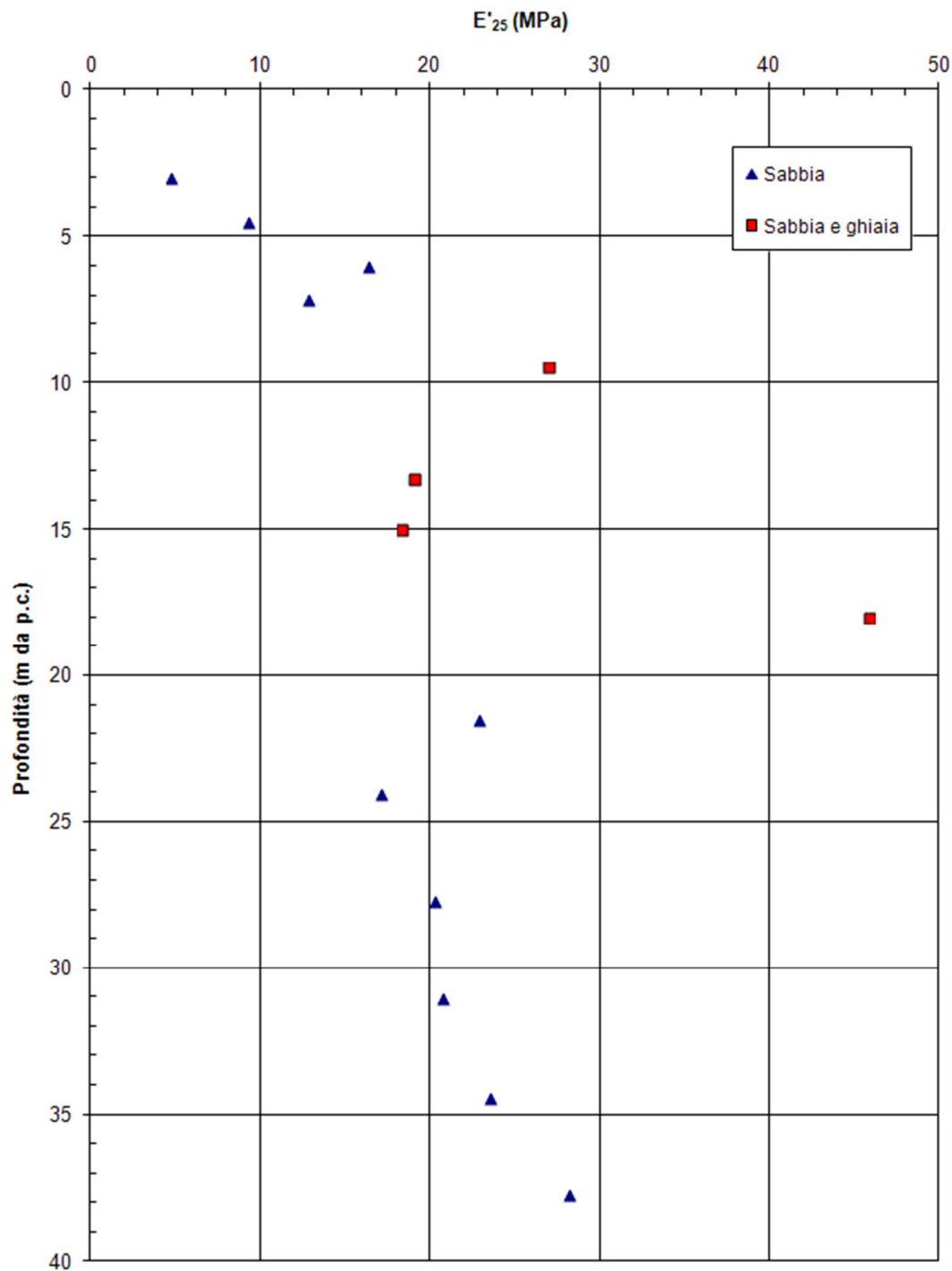


PROGETTO DEFINITIVO

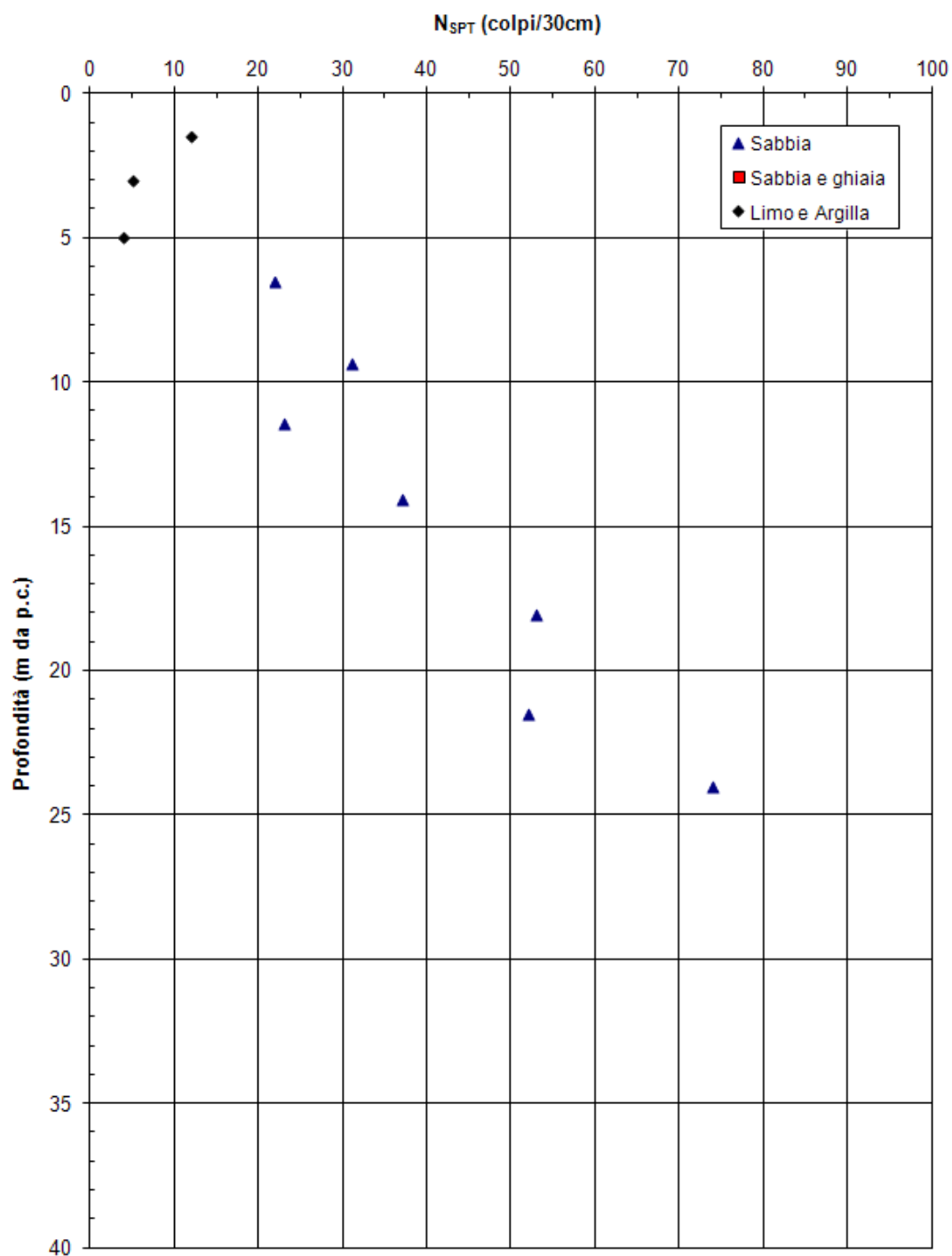


PROGETTO DEFINITIVO

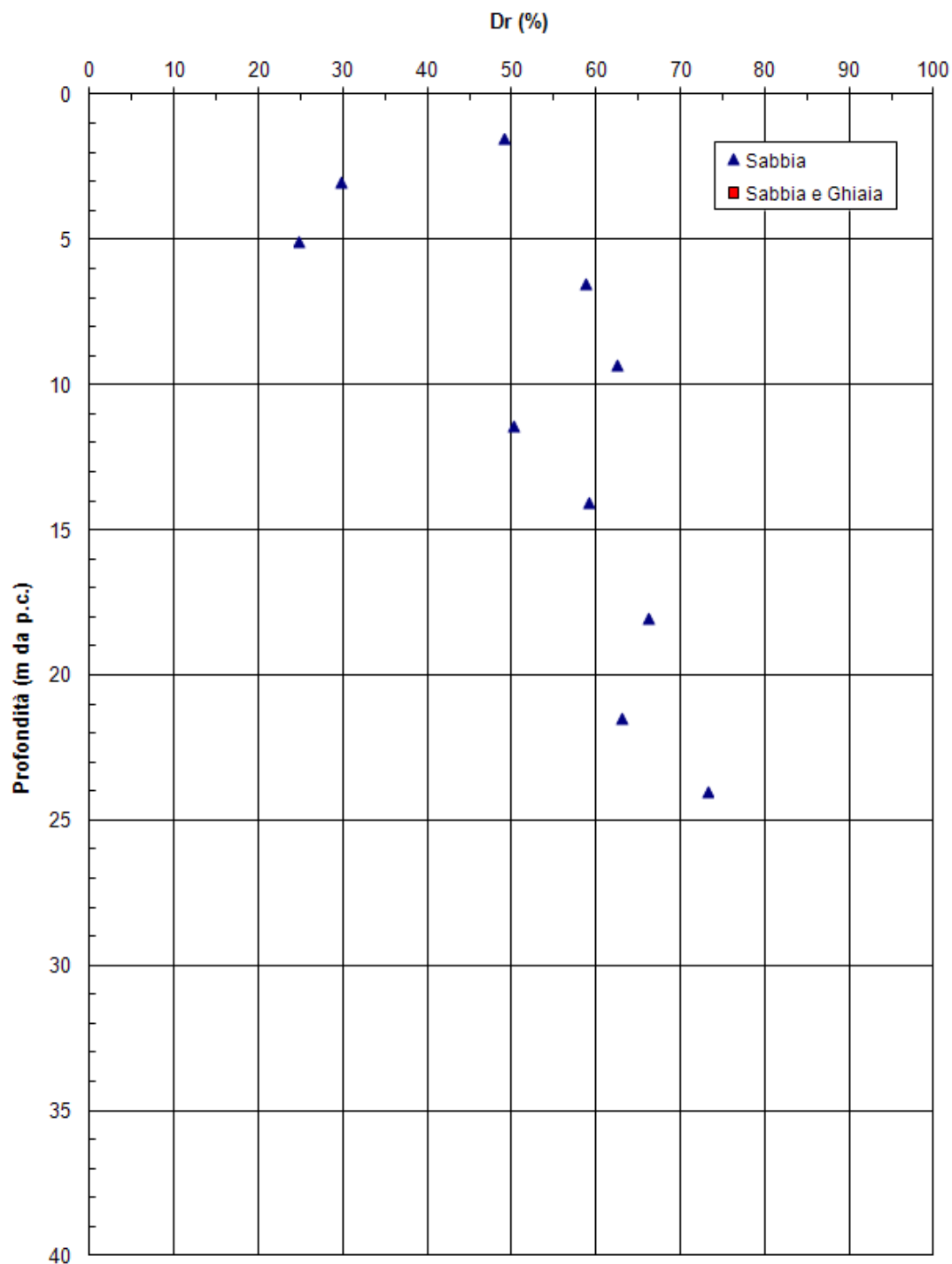




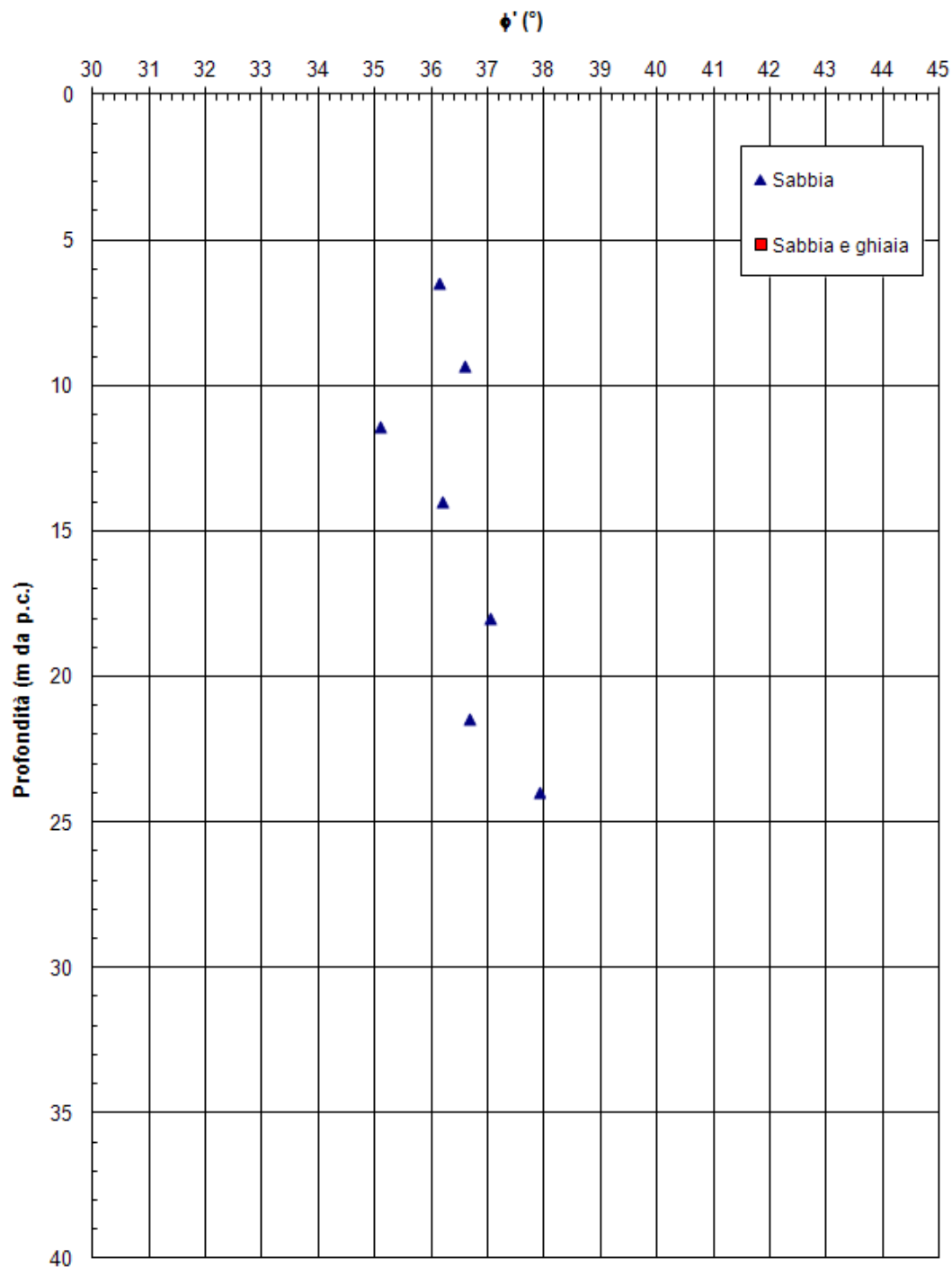
8.3.6 Sondaggio PB7

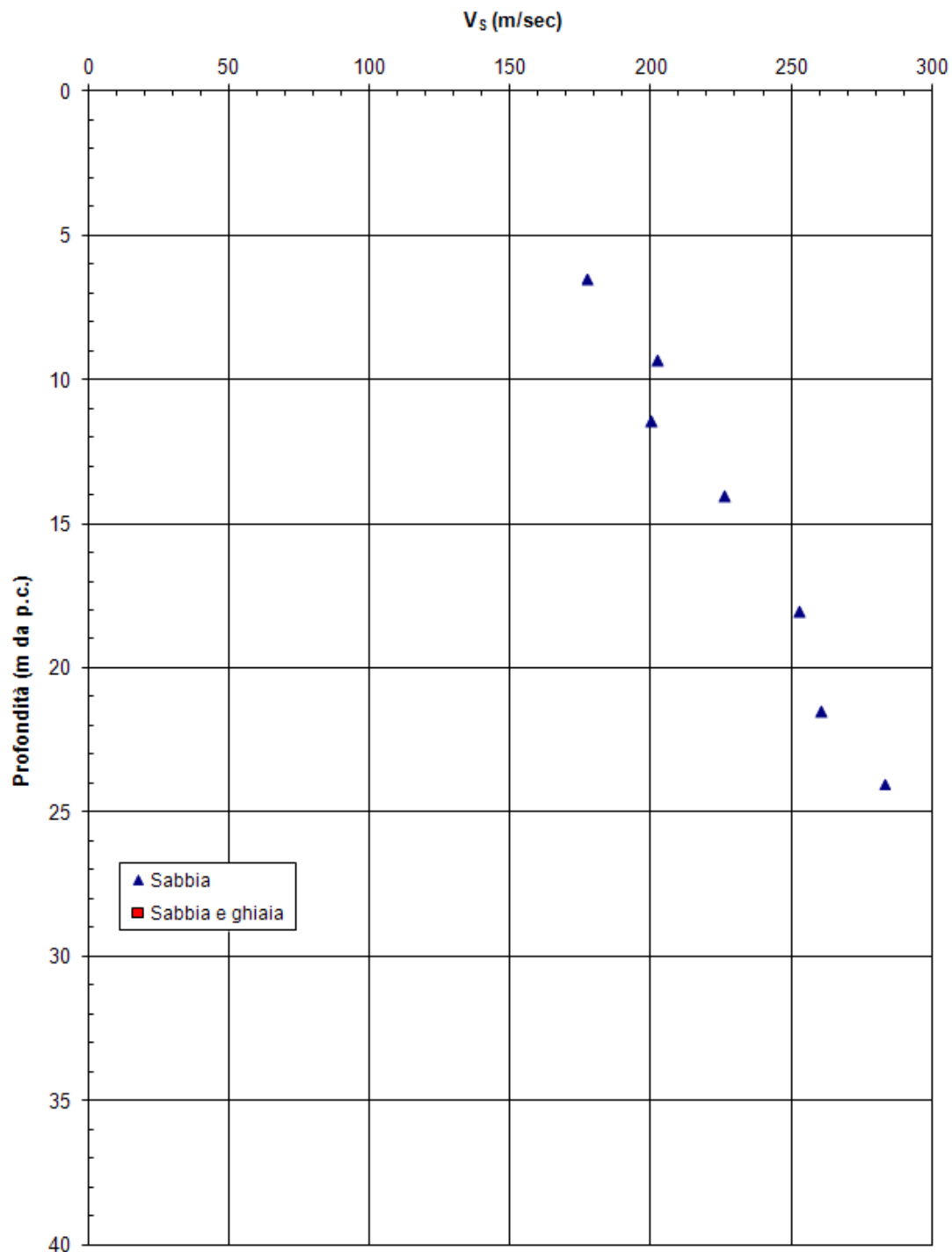


PROGETTO DEFINITIVO

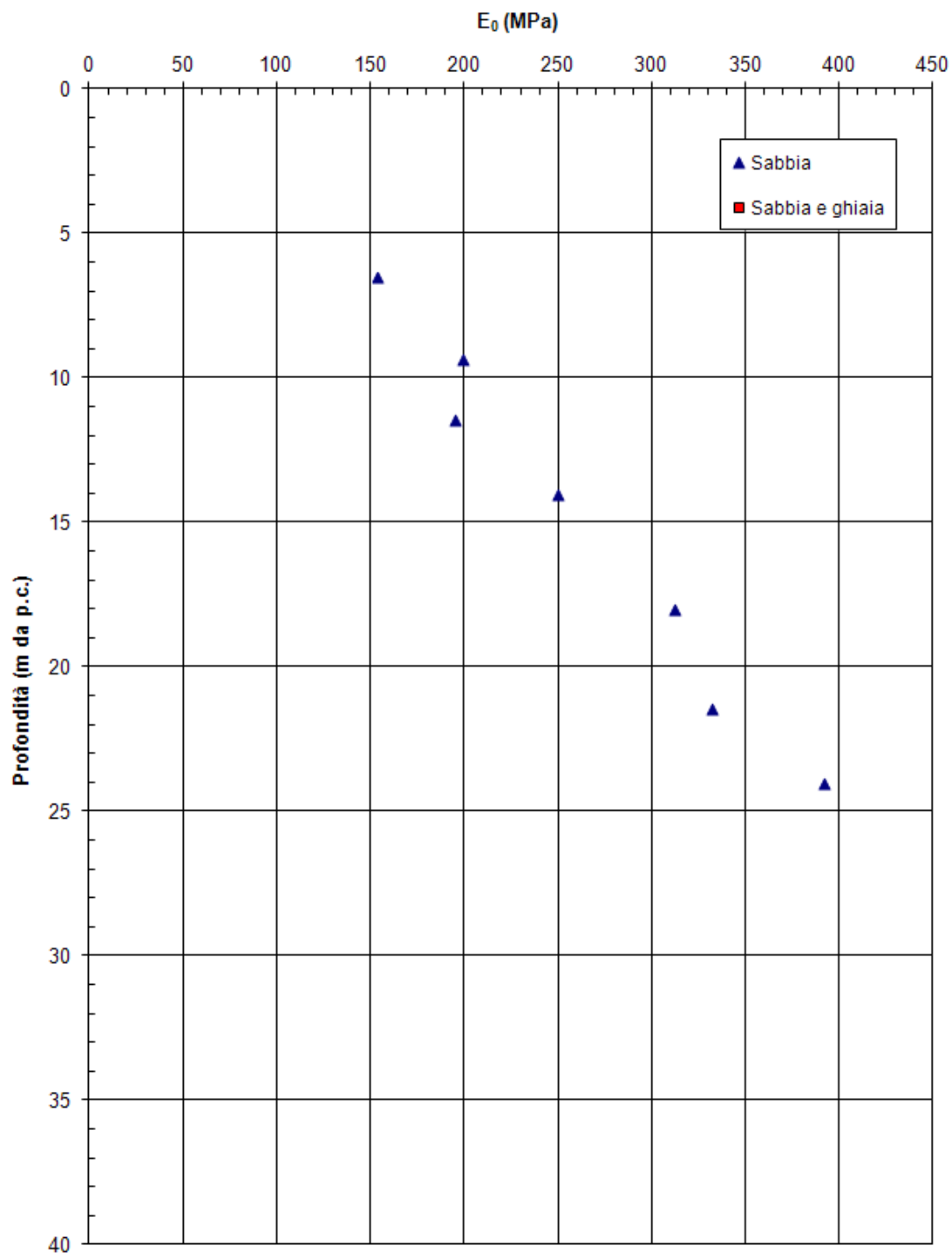


PROGETTO DEFINITIVO

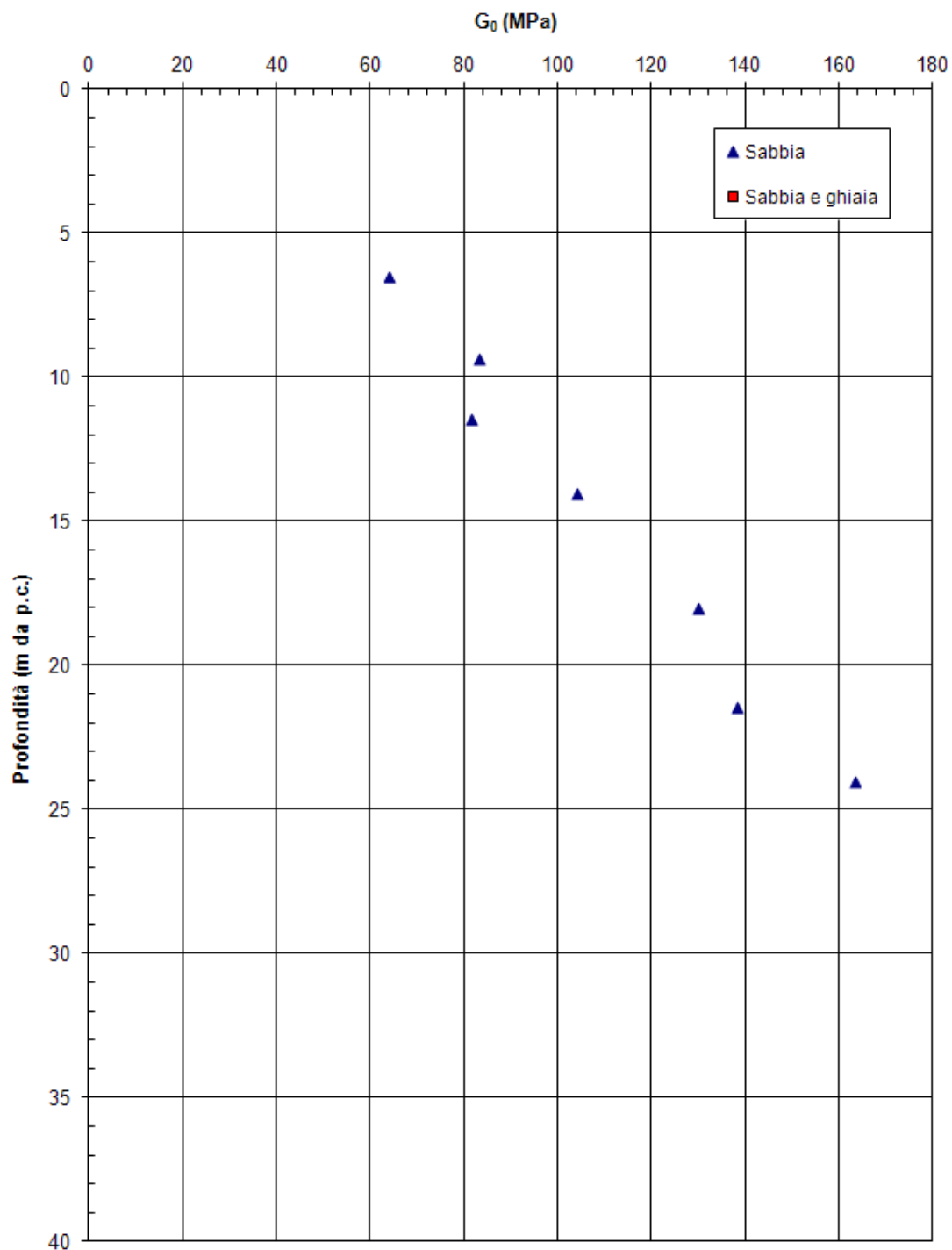


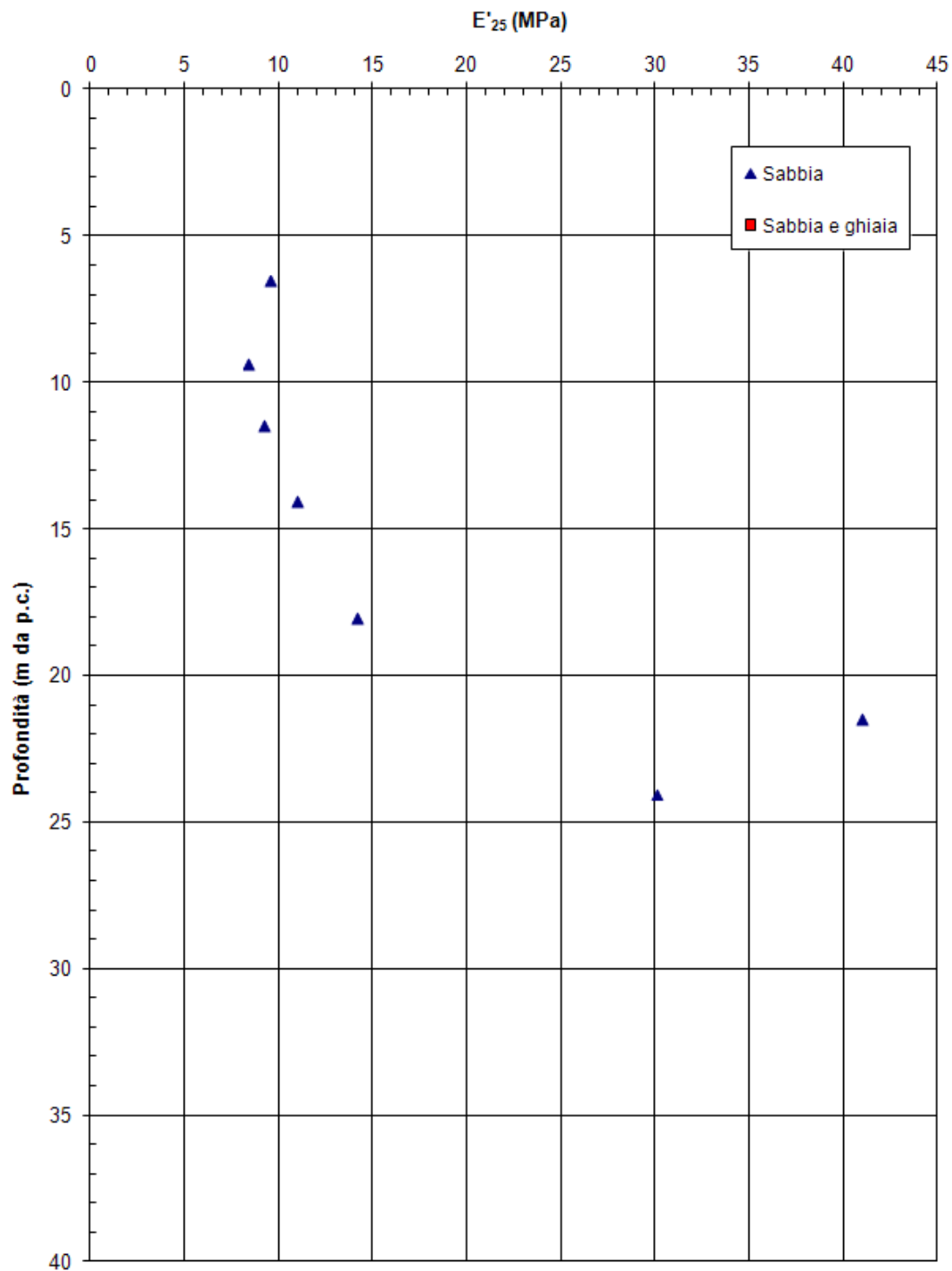


PROGETTO DEFINITIVO

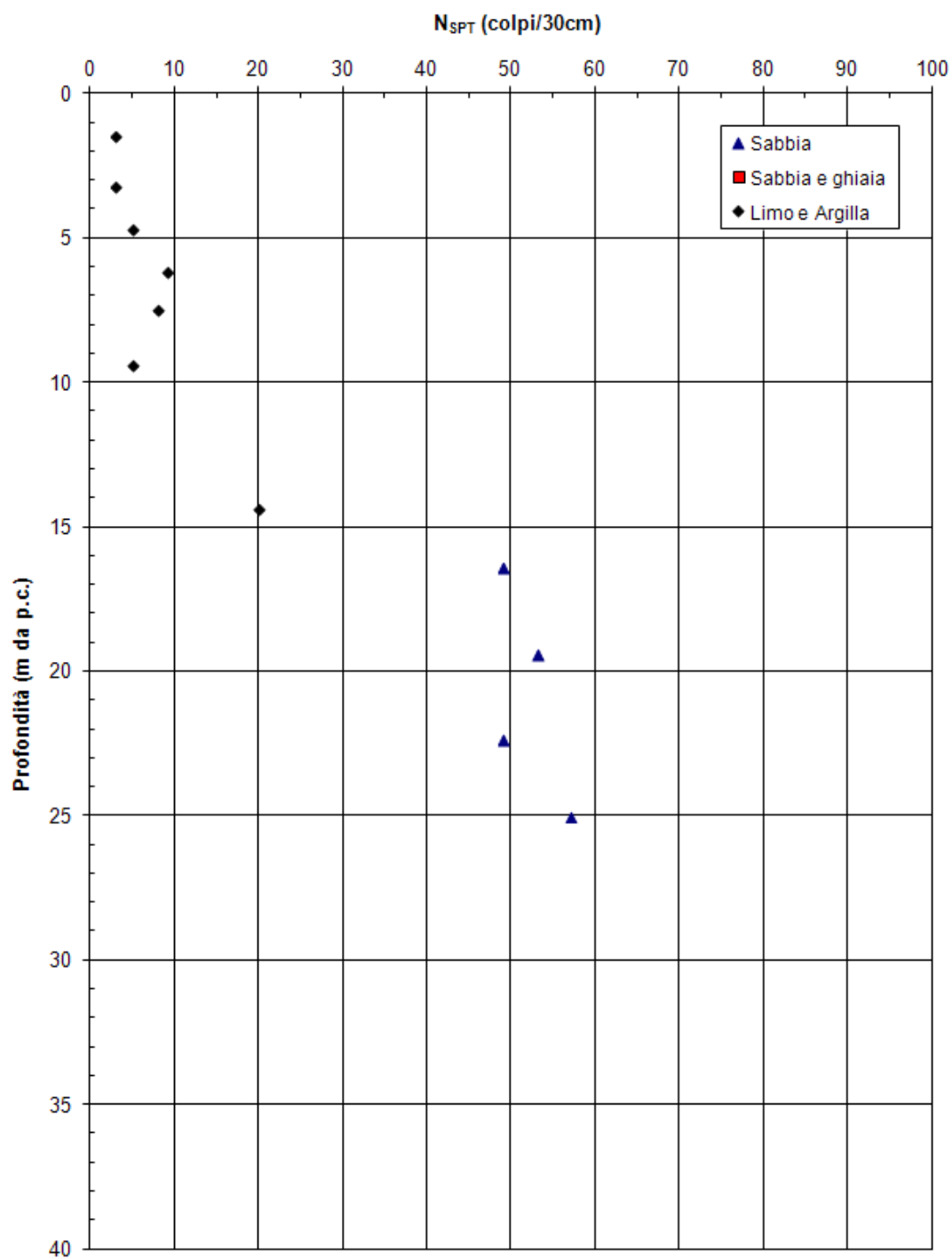


PROGETTO DEFINITIVO

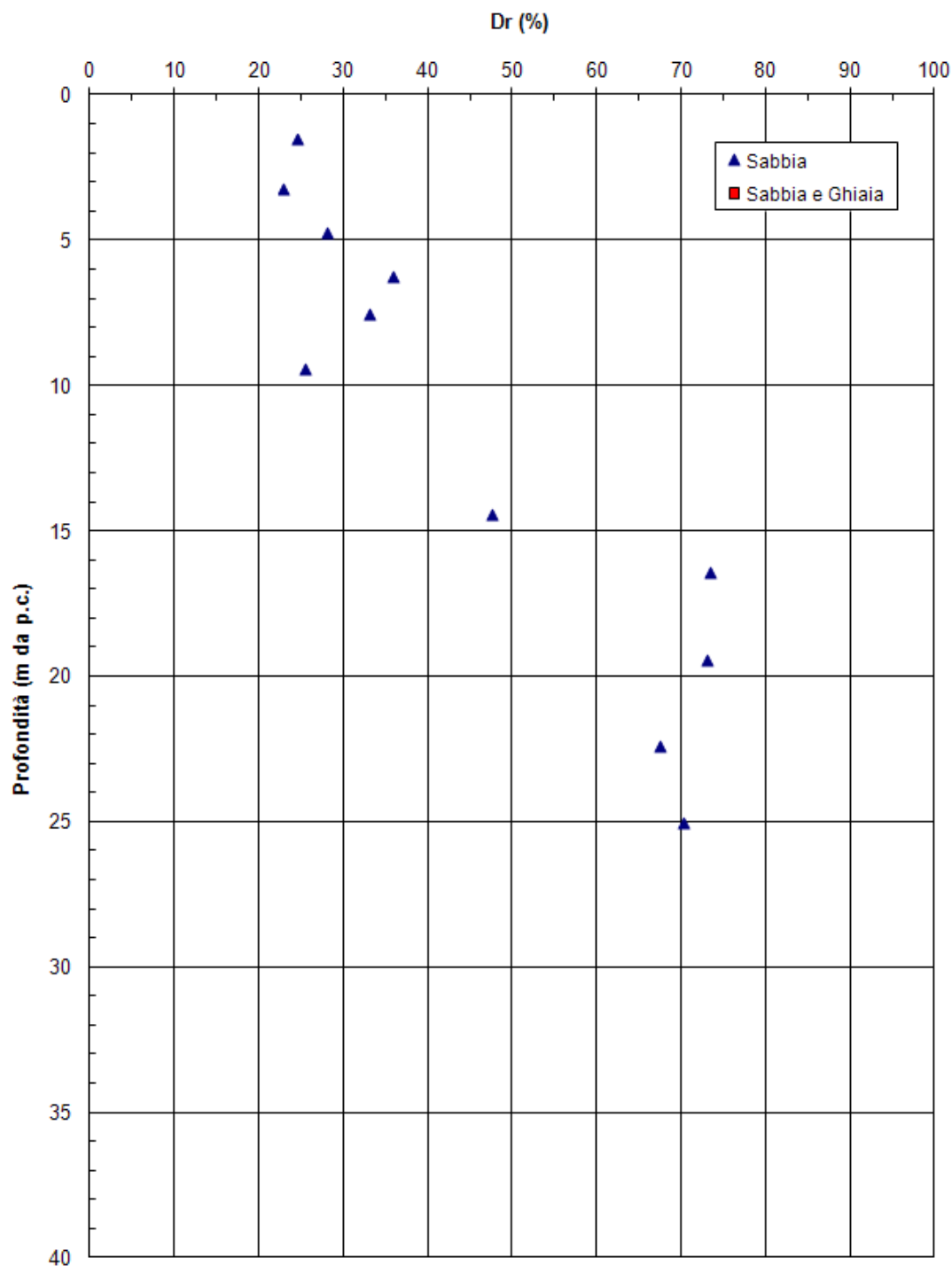


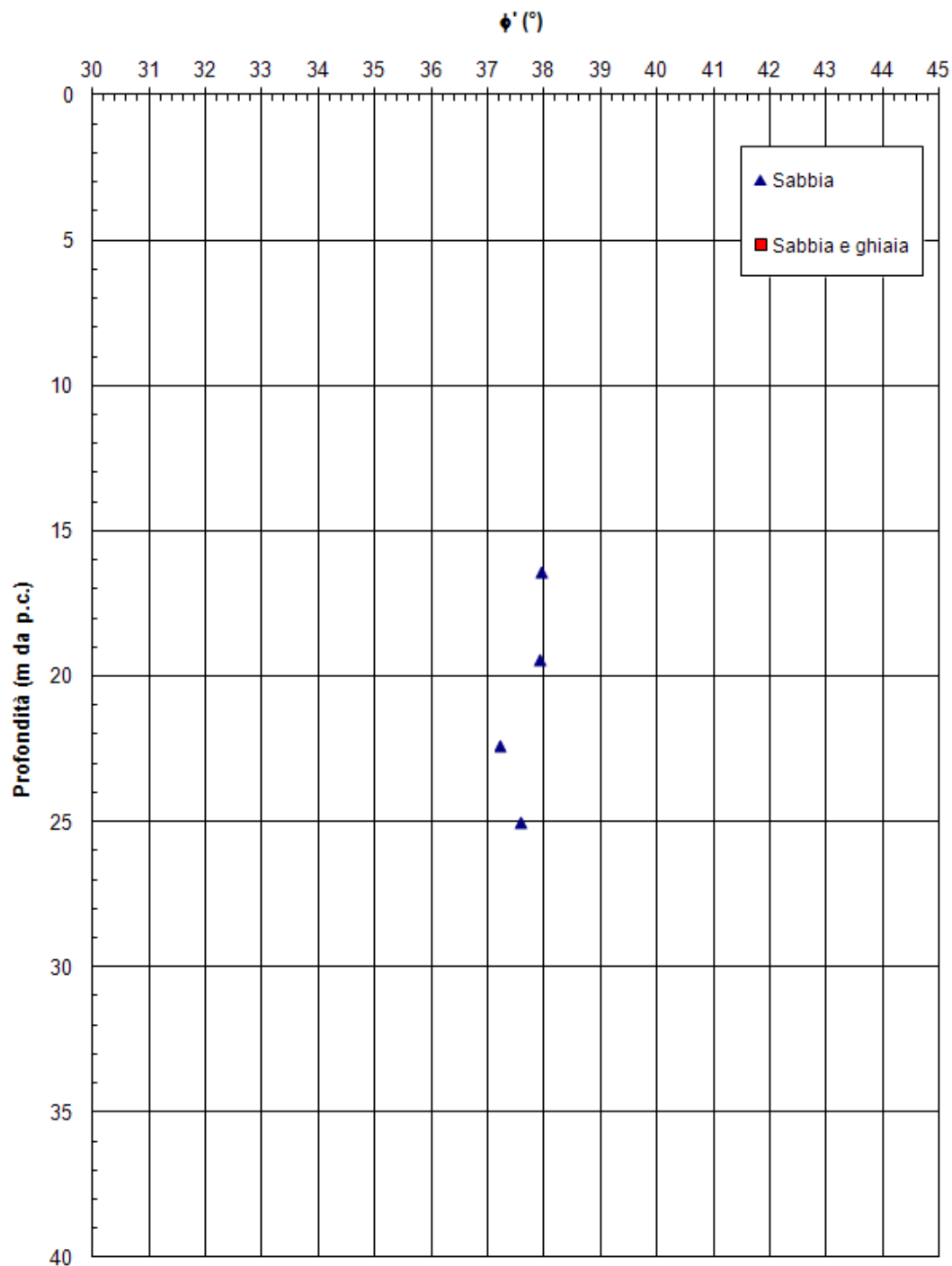


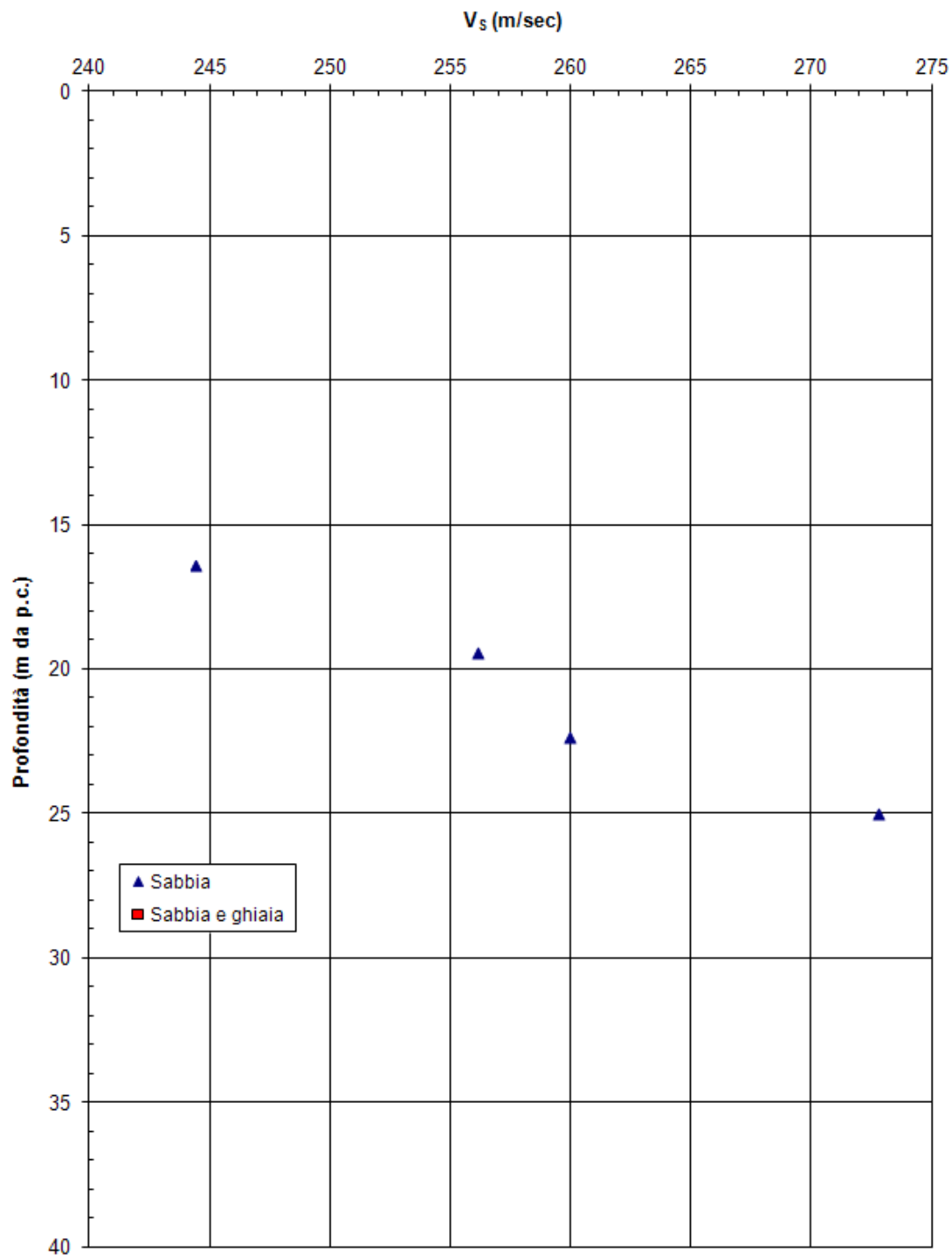
8.3.7 Sondaggio PB8



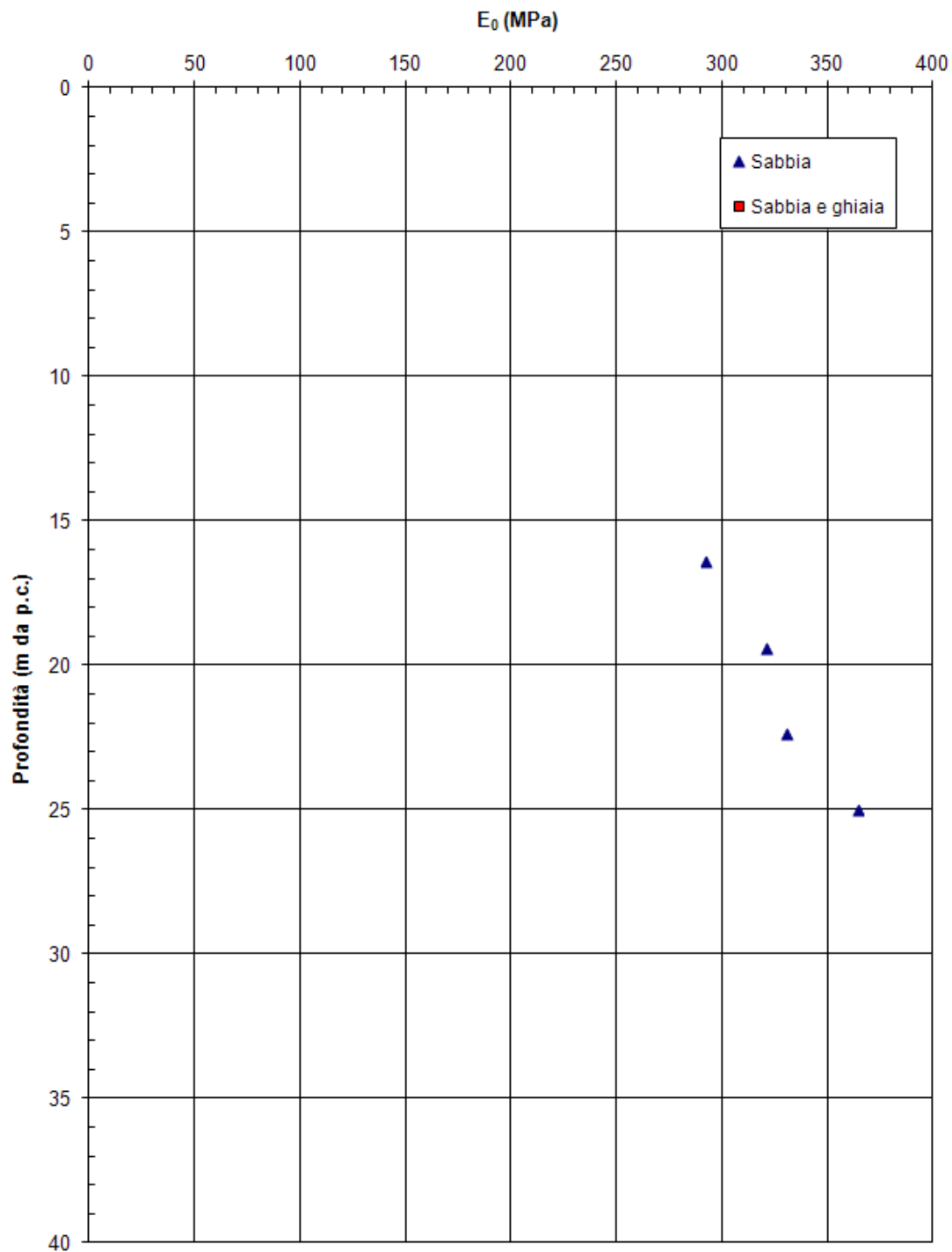
PROGETTO DEFINITIVO



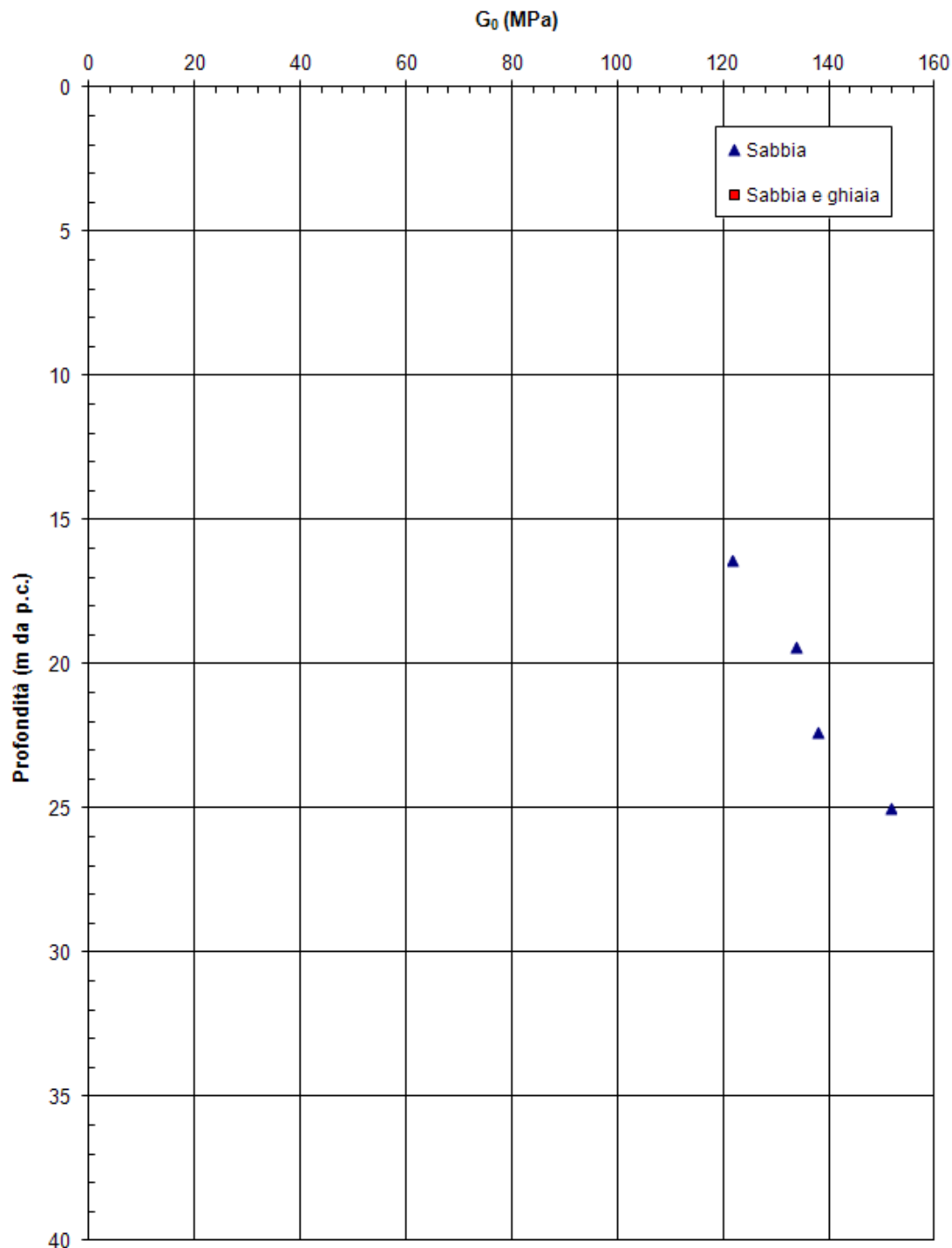




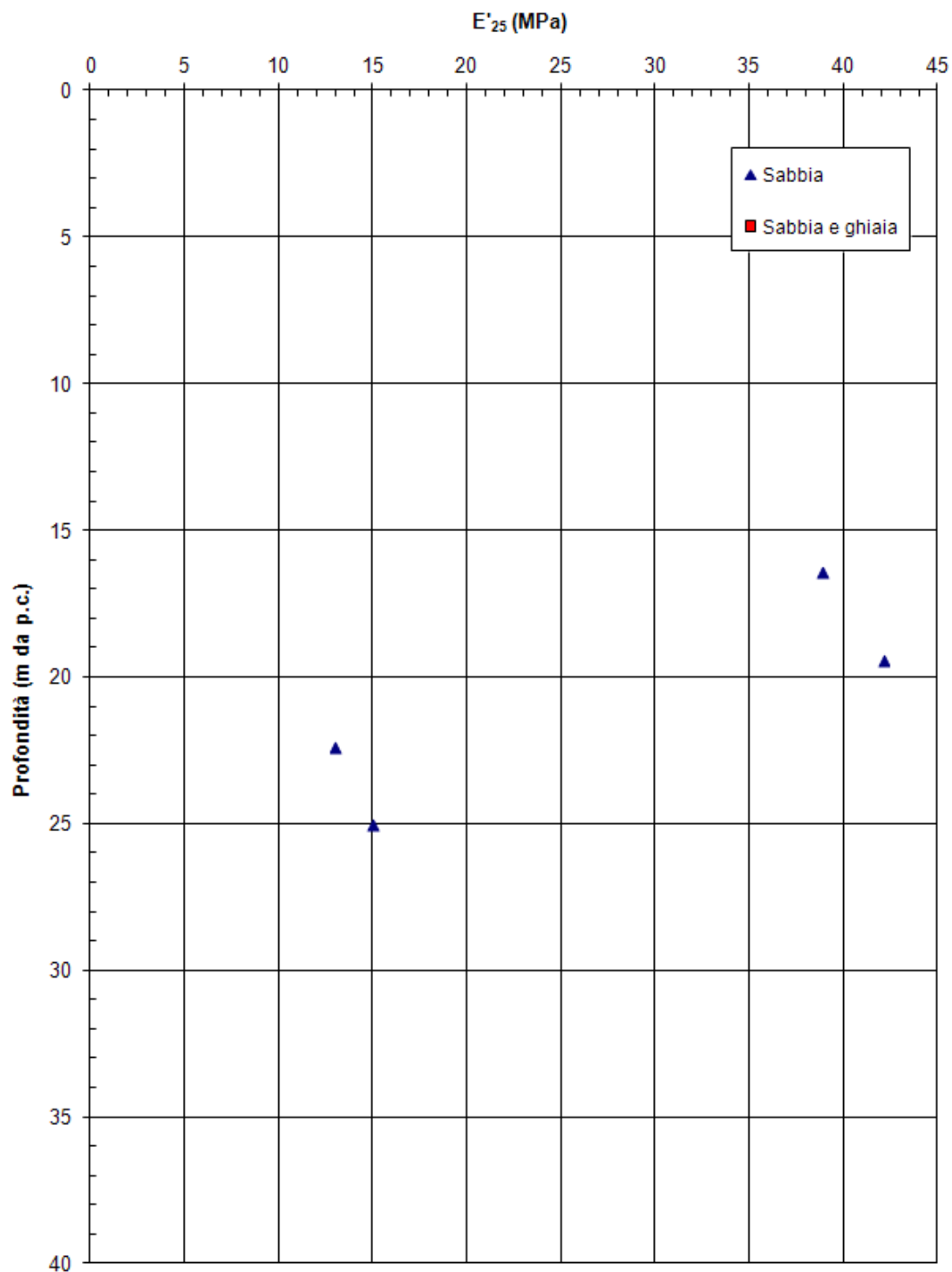
PROGETTO DEFINITIVO



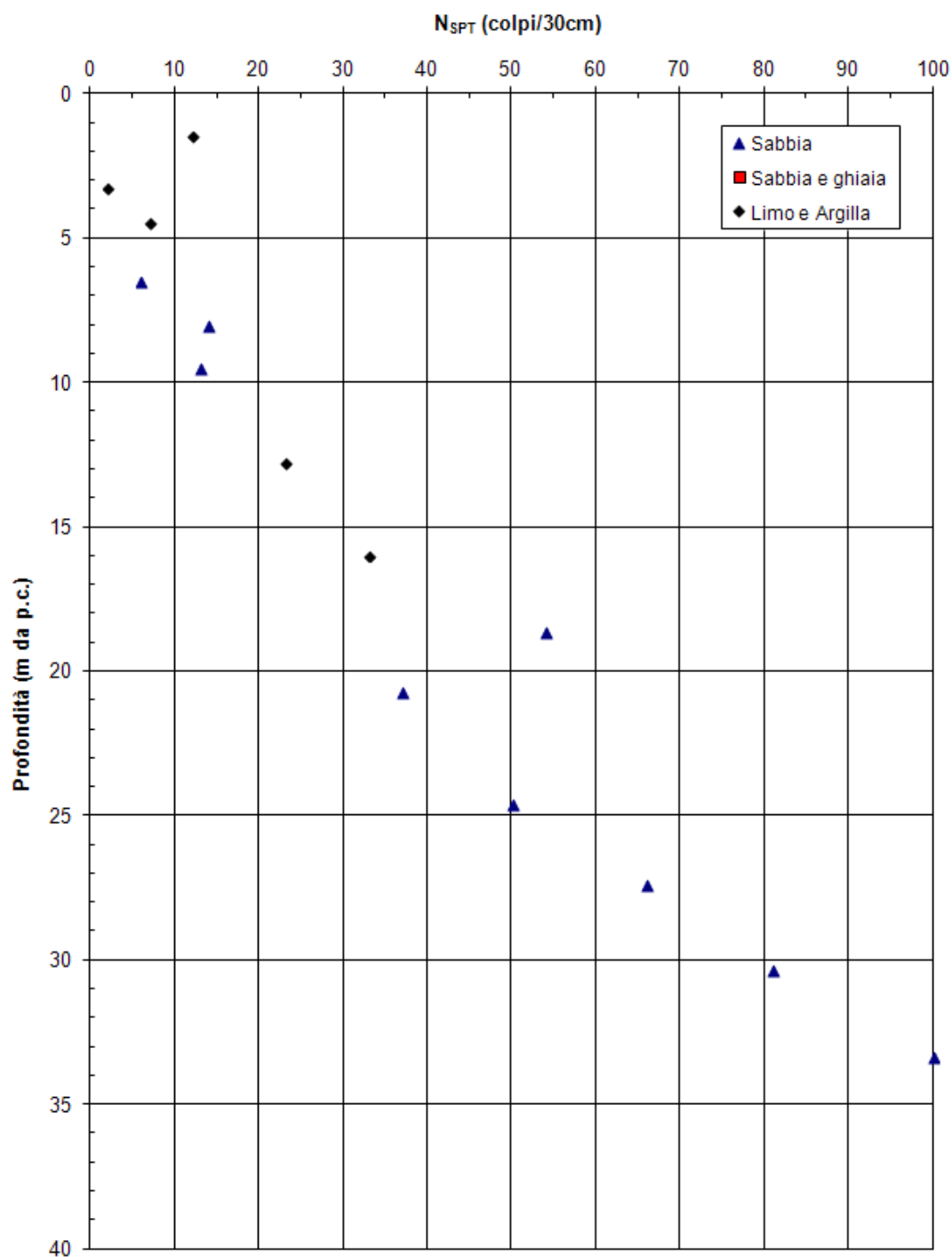
PROGETTO DEFINITIVO



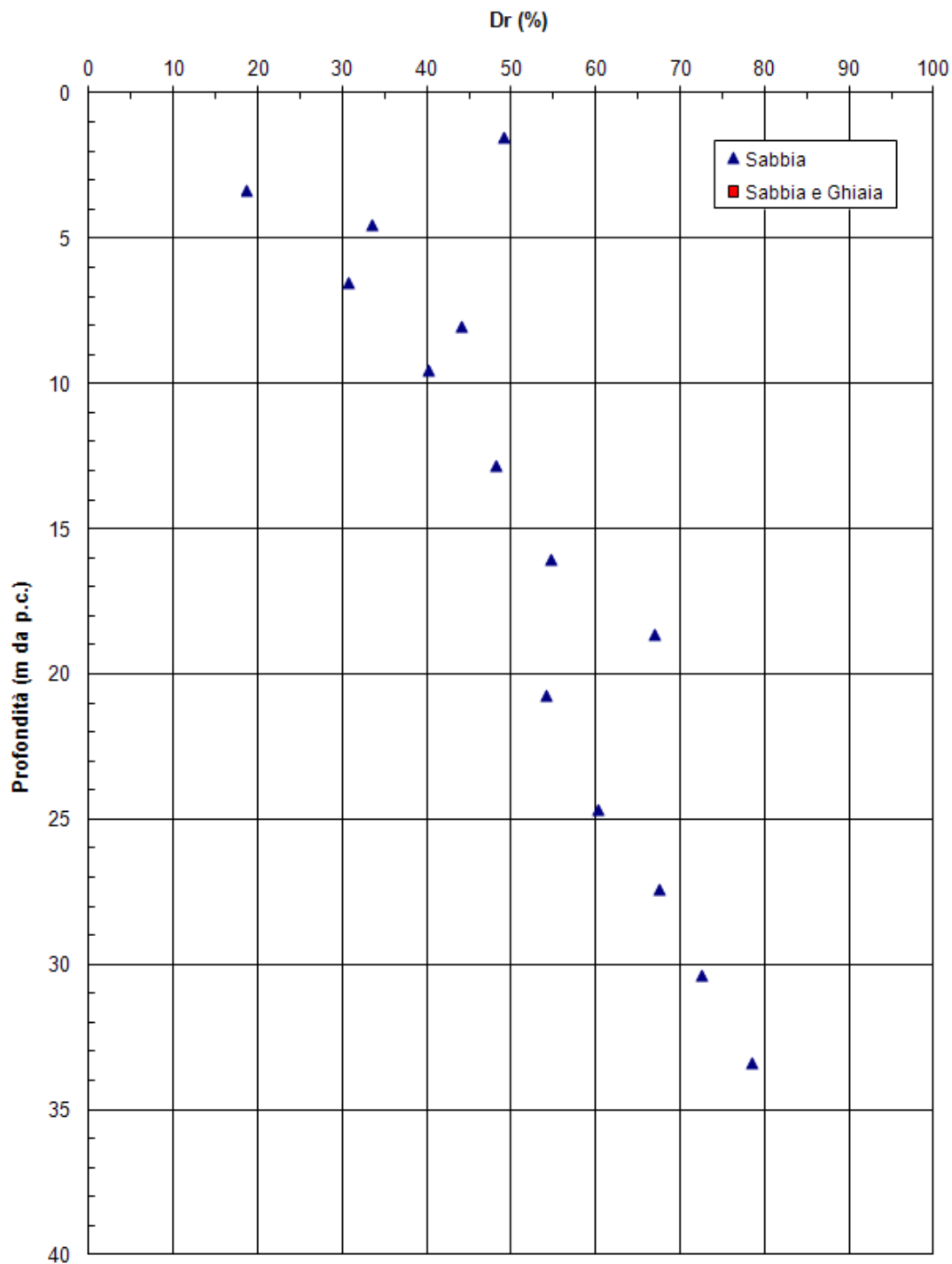
PROGETTO DEFINITIVO

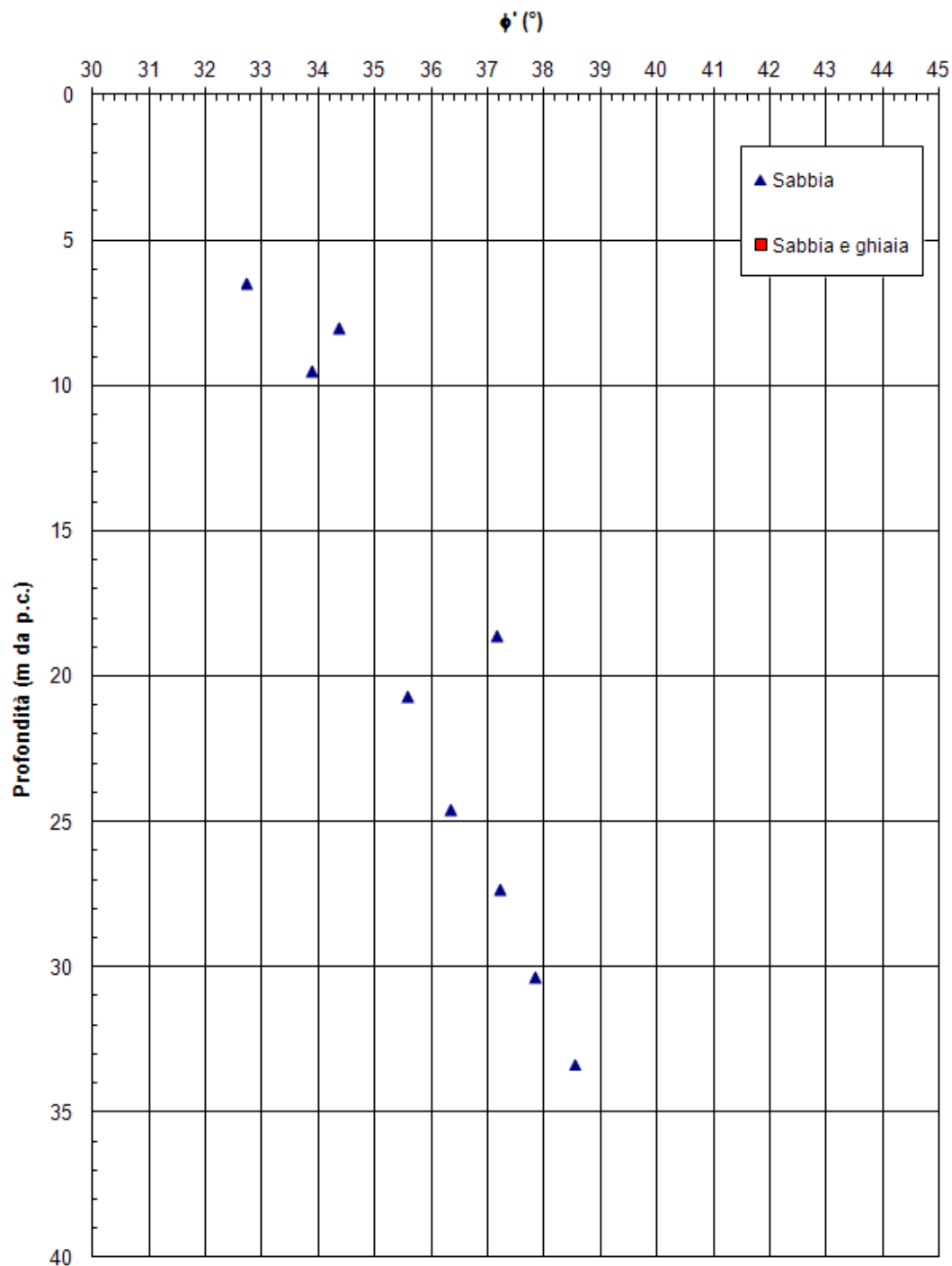


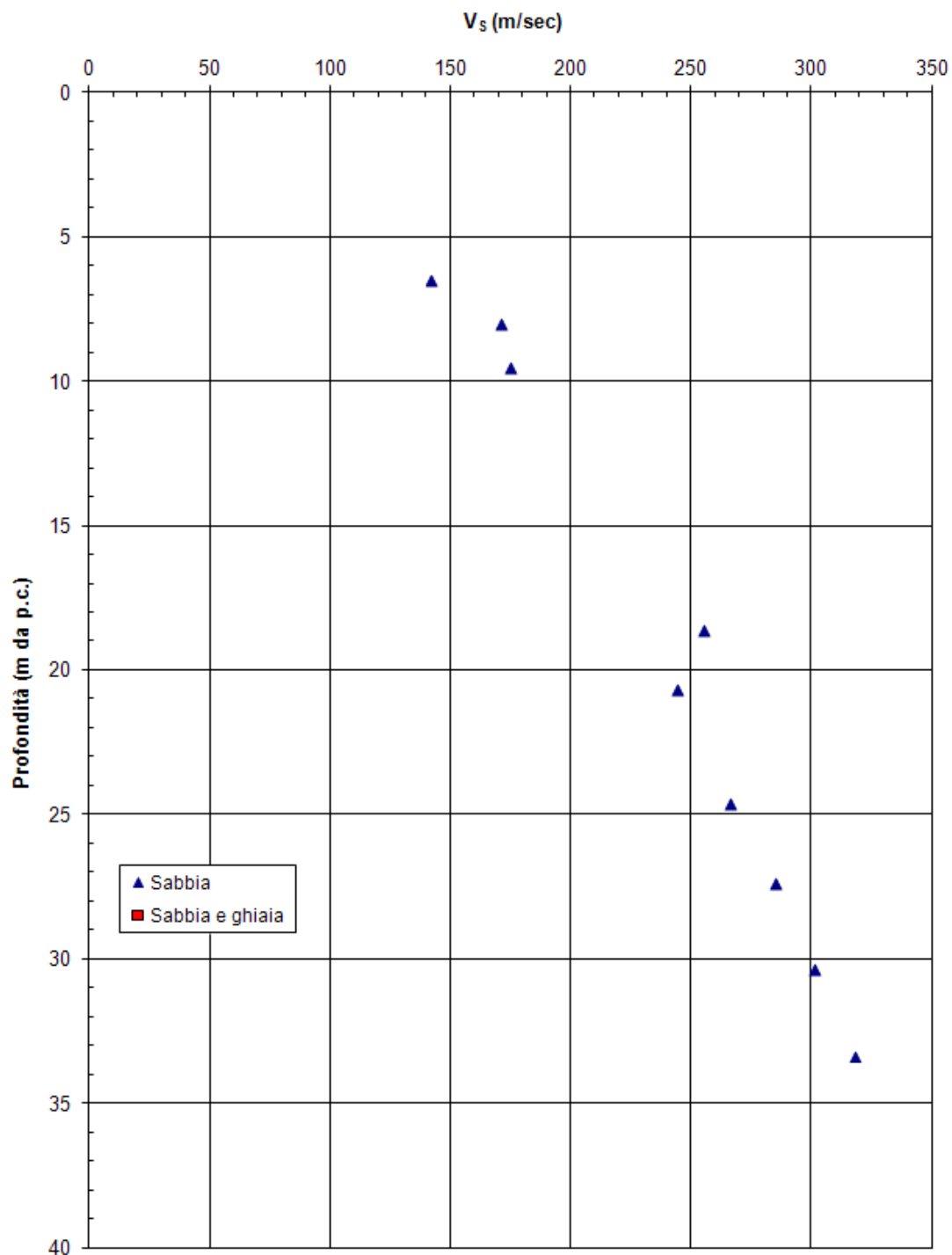
8.3.8 Sondaggio PB9

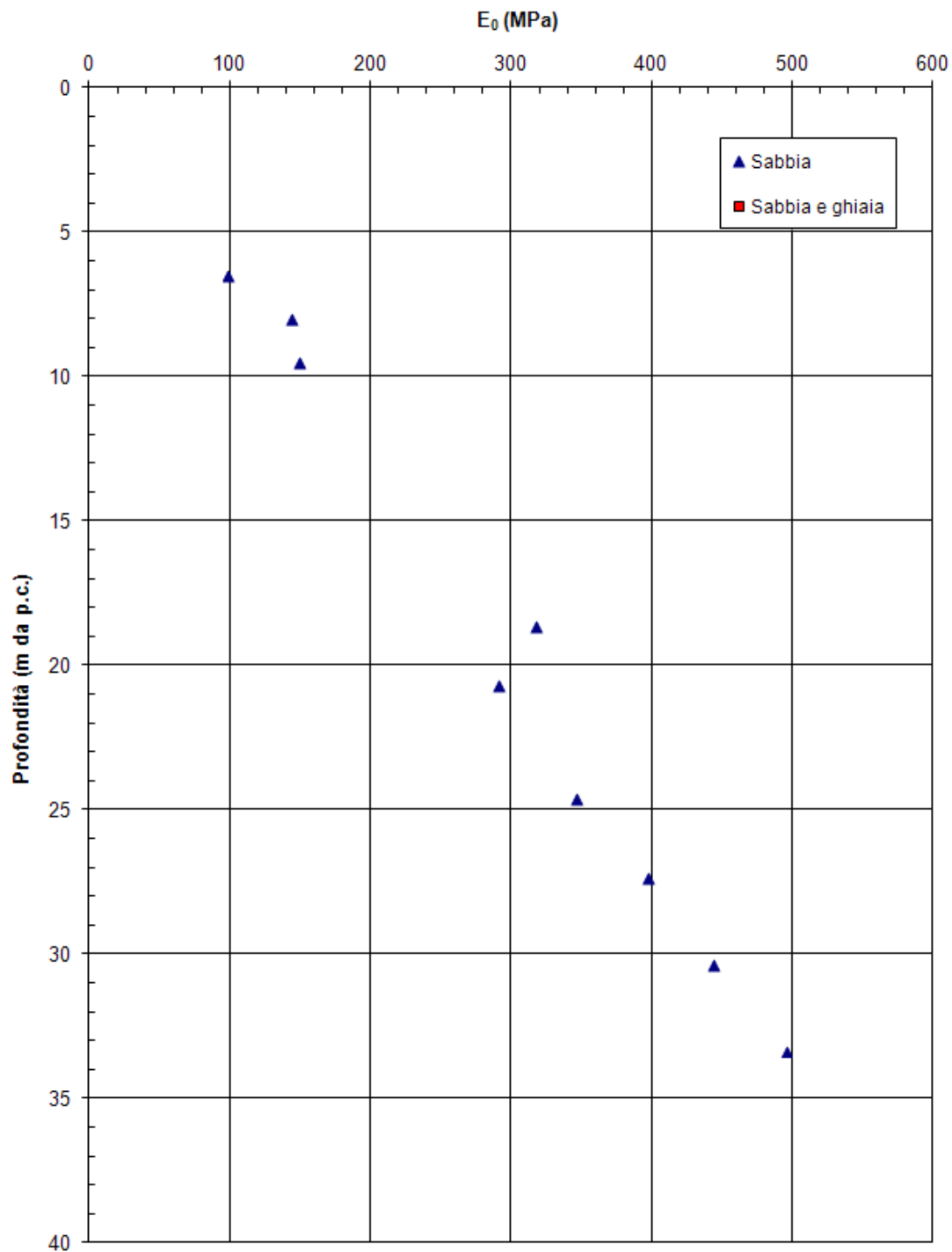


PROGETTO DEFINITIVO

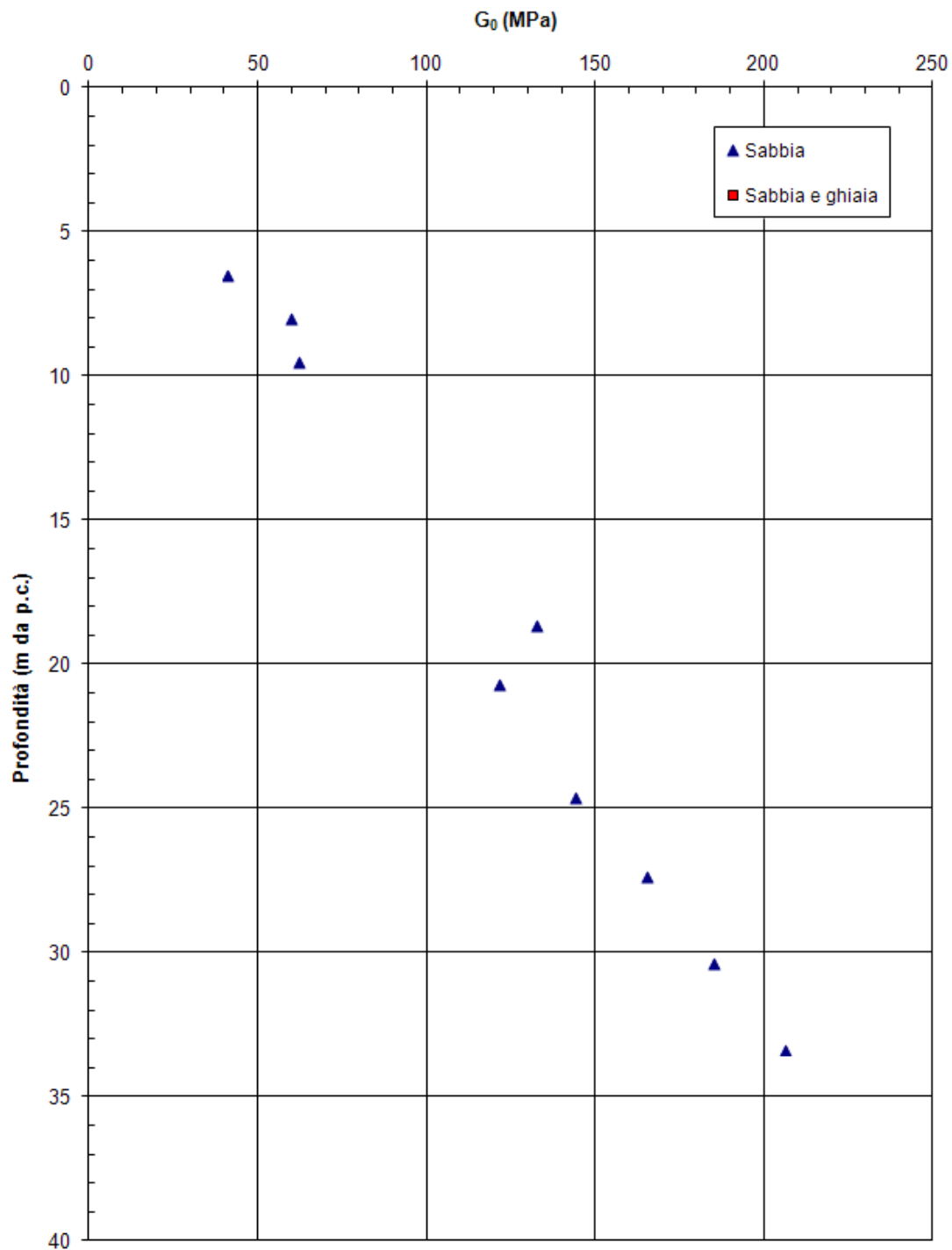


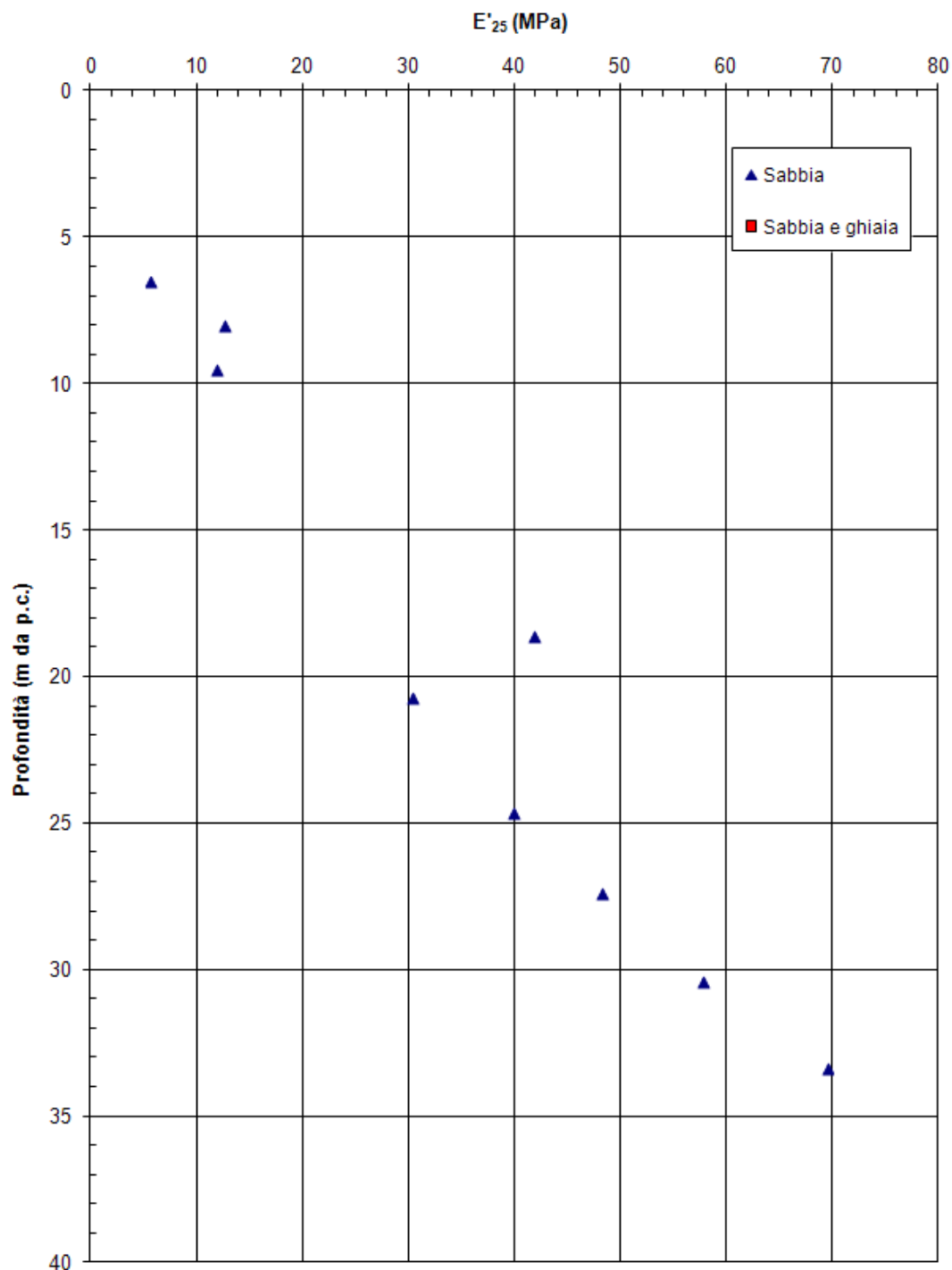




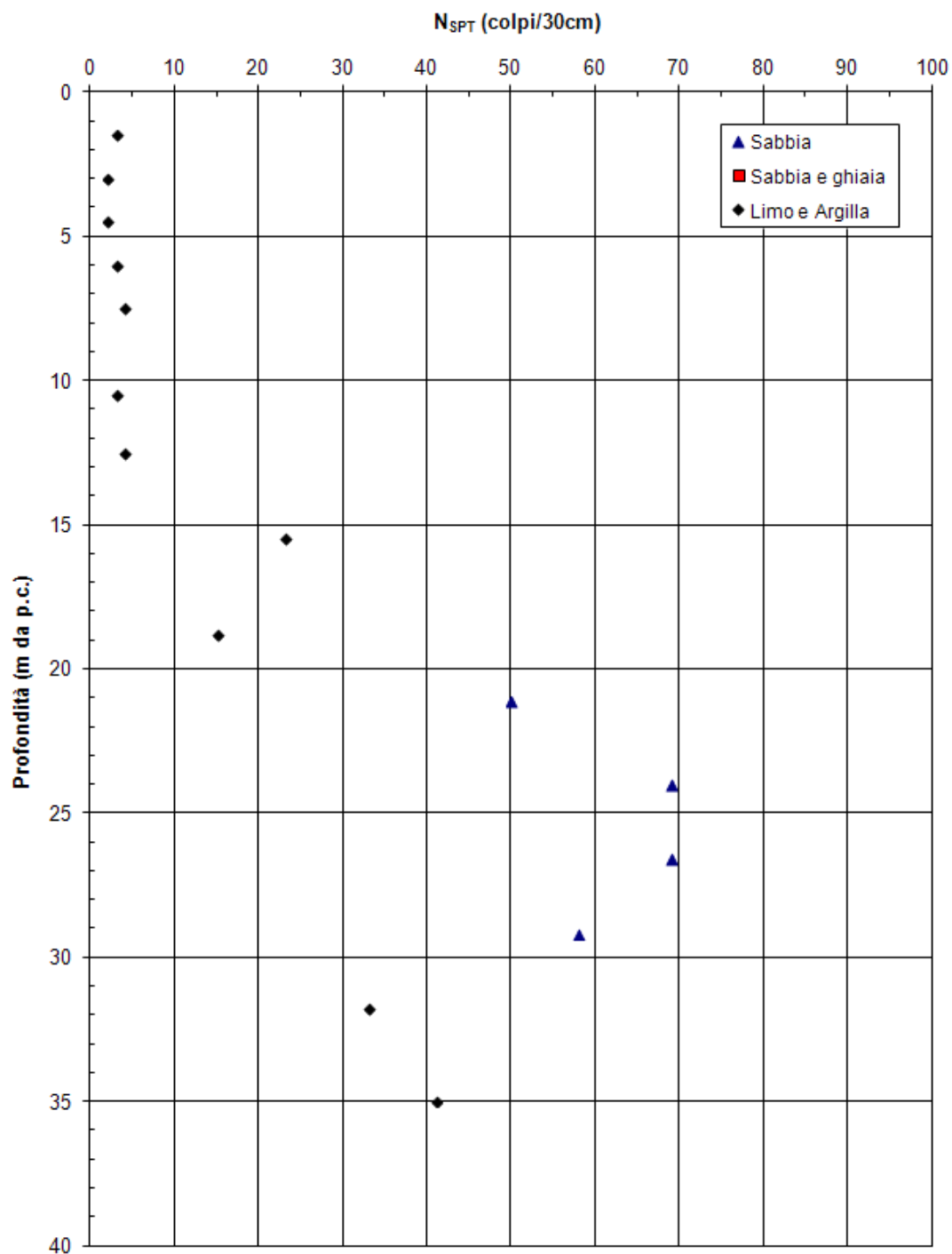


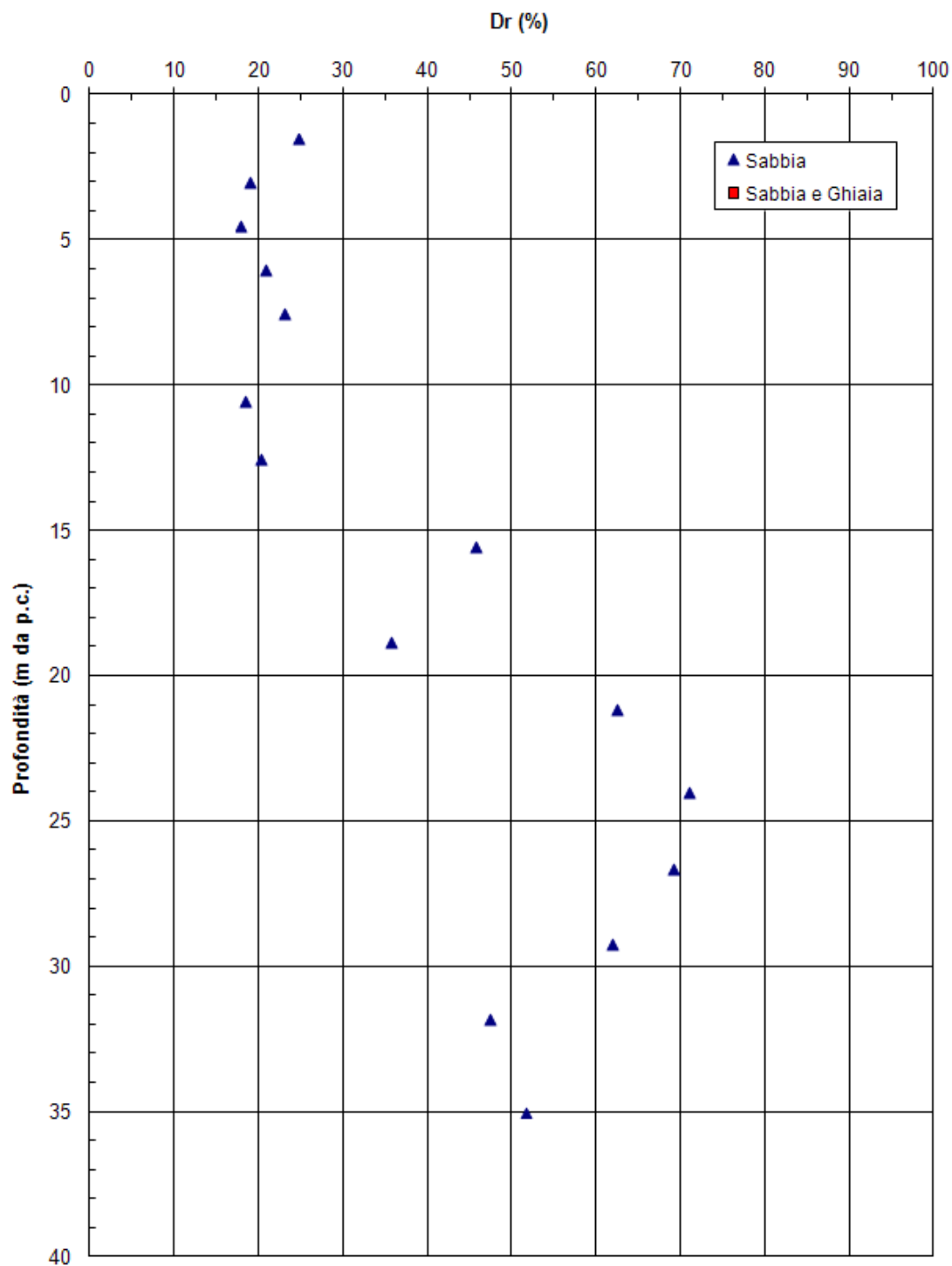
PROGETTO DEFINITIVO

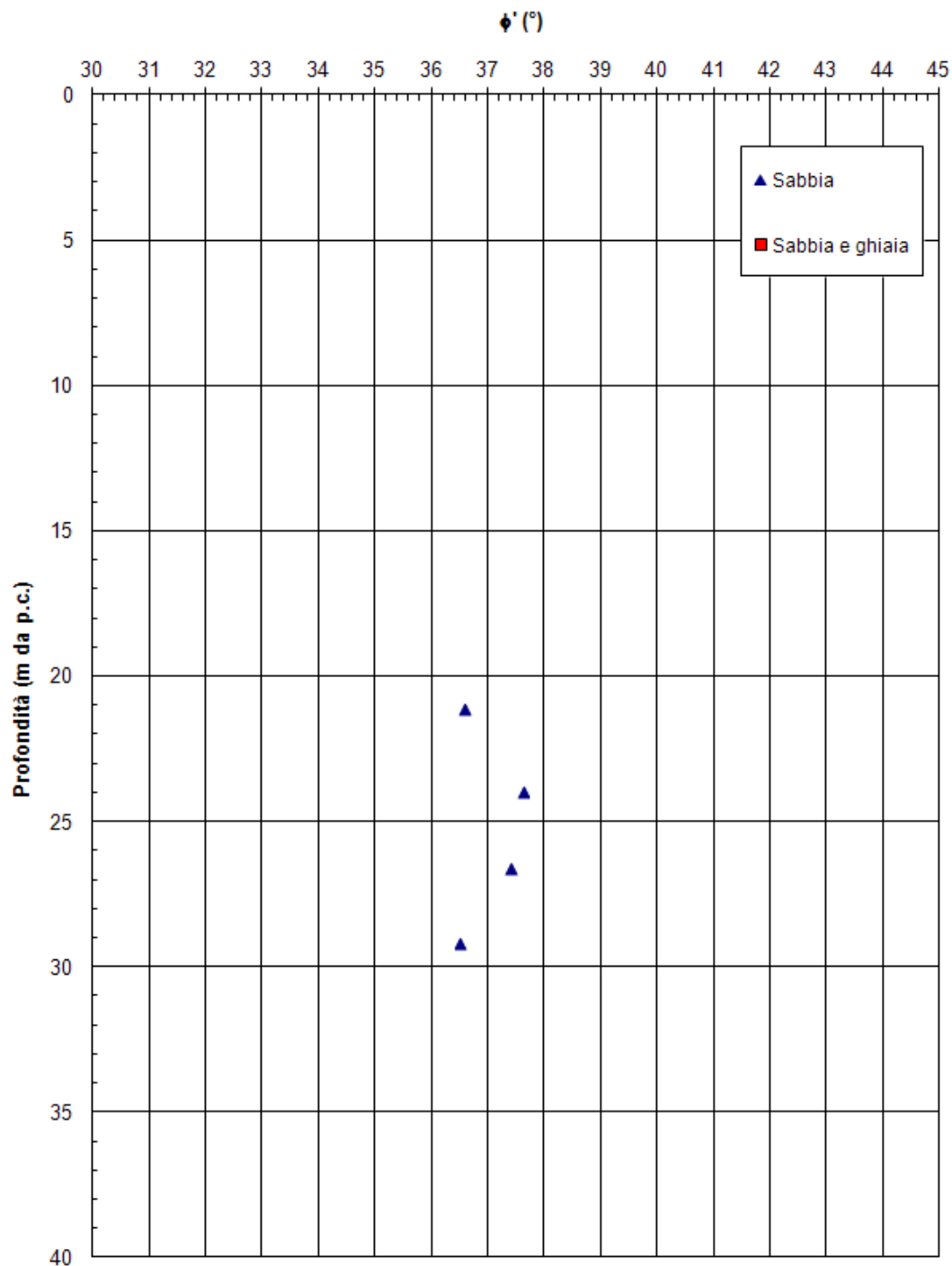




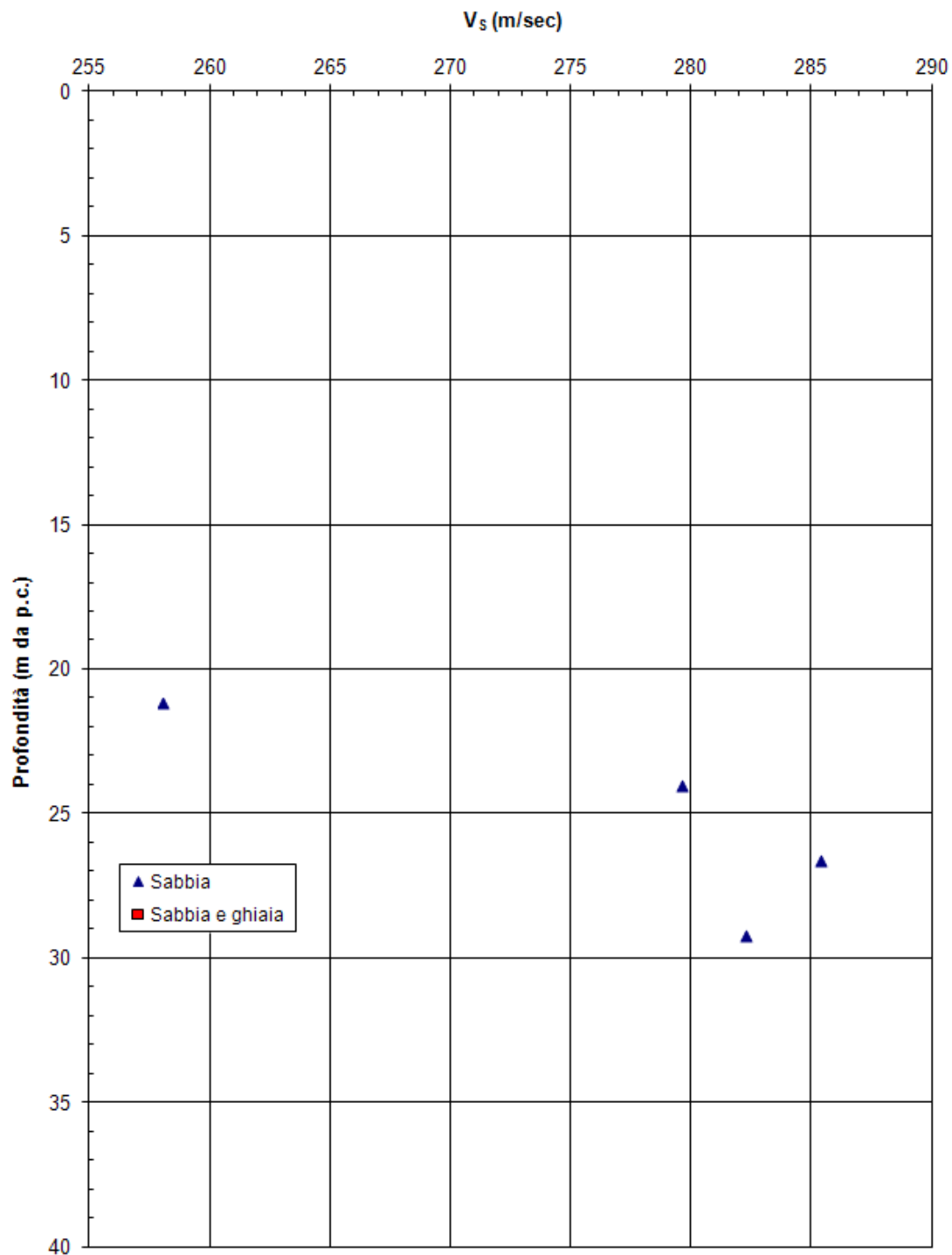
8.3.9 Sondaggio PB10



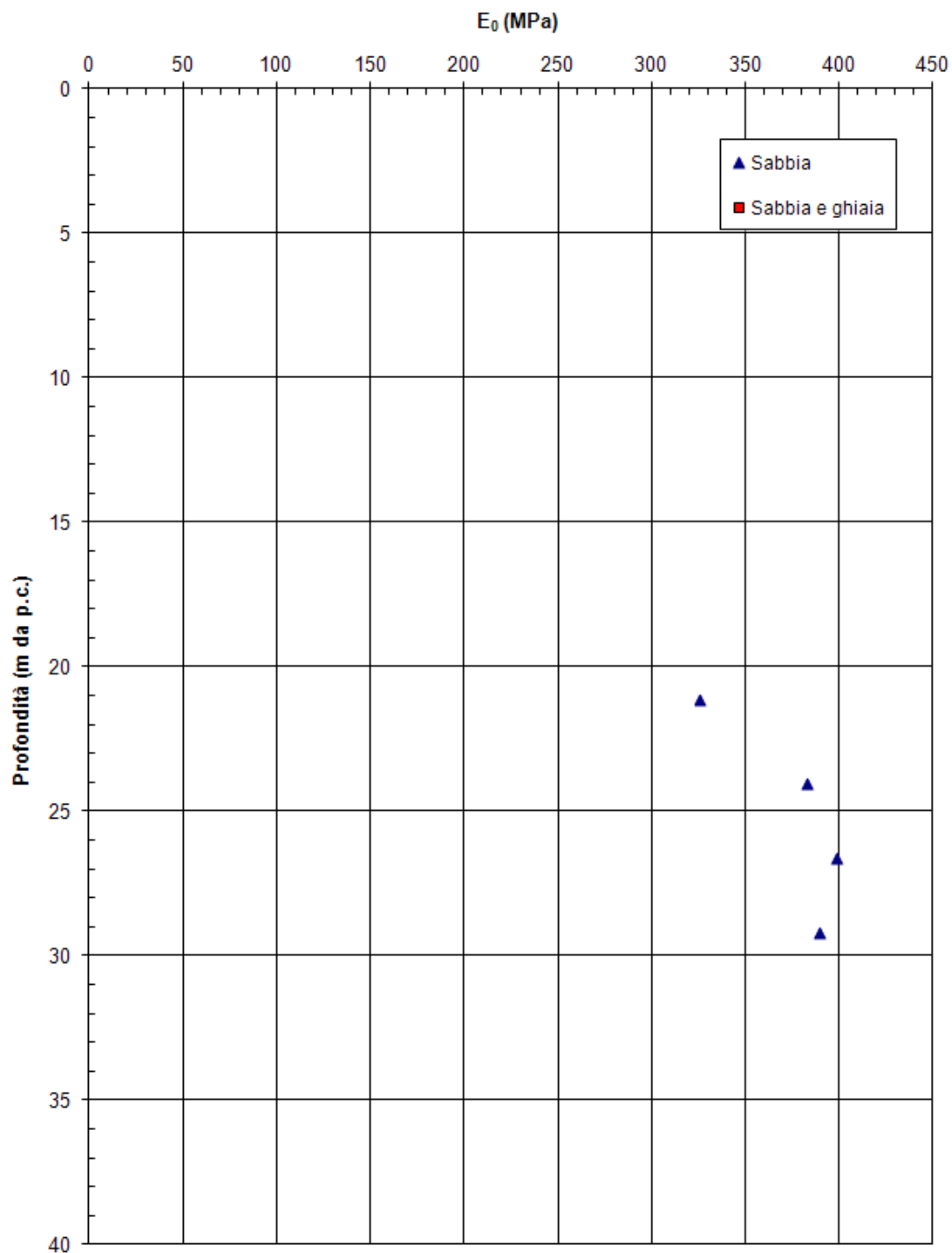




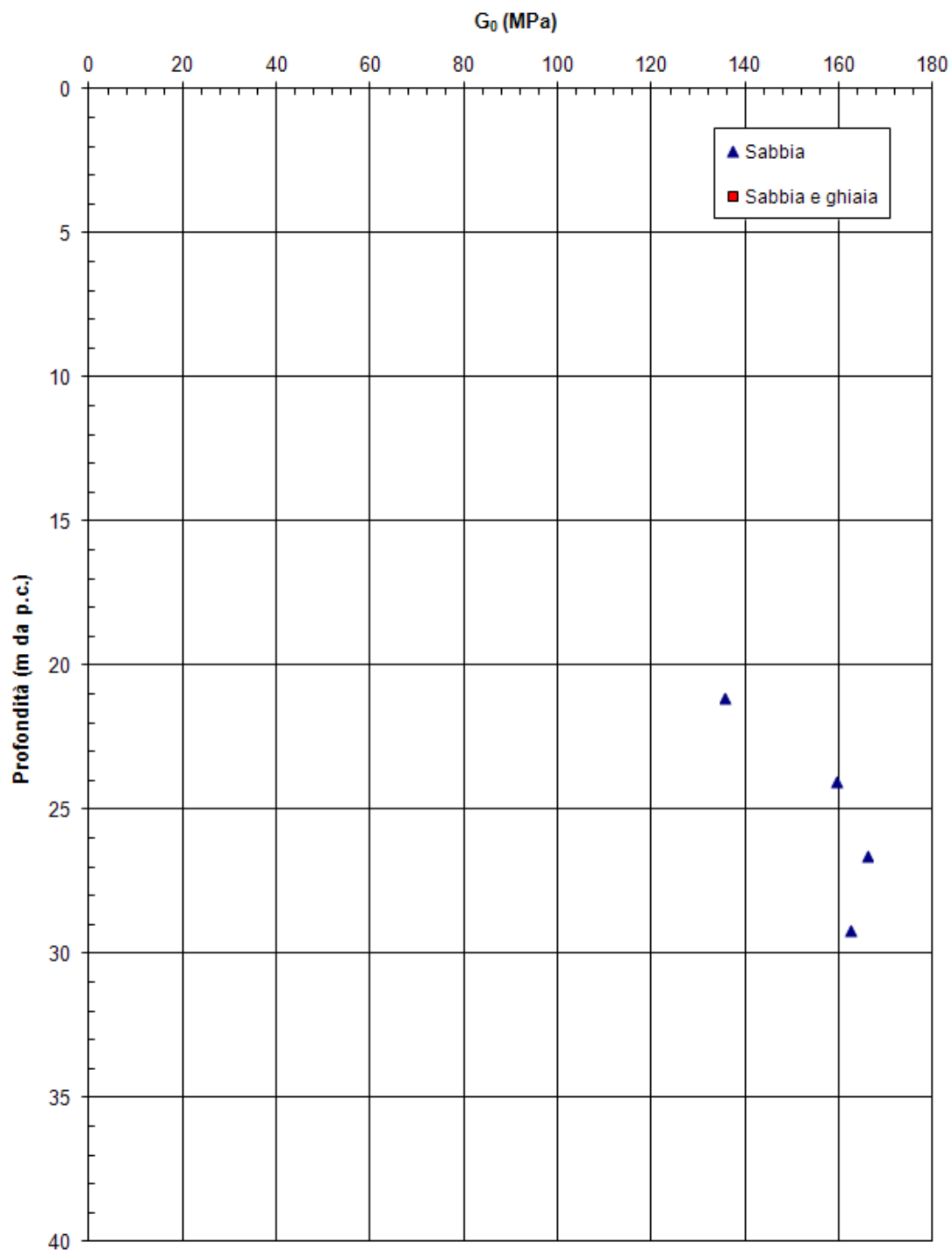
PROGETTO DEFINITIVO



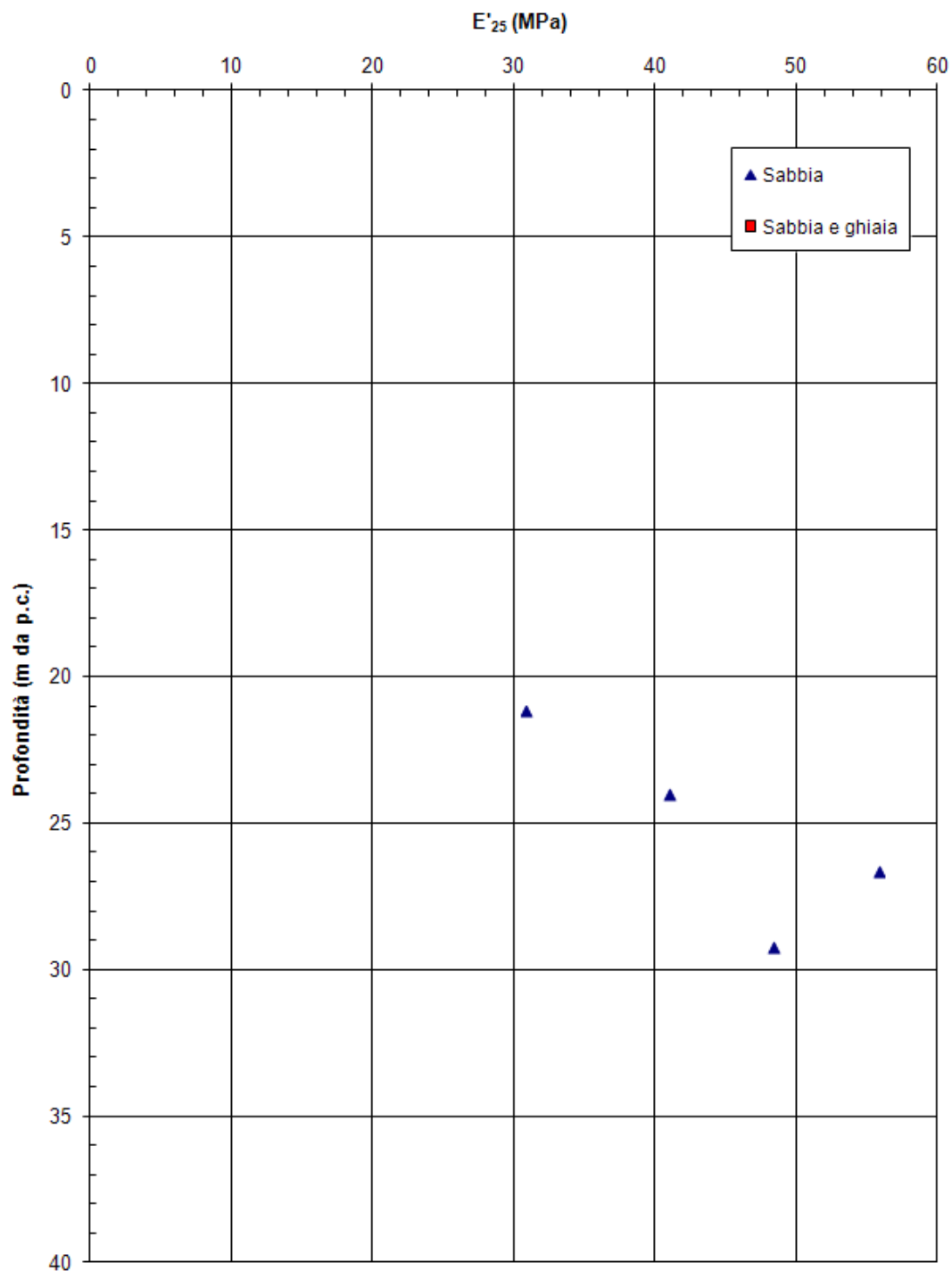
PROGETTO DEFINITIVO



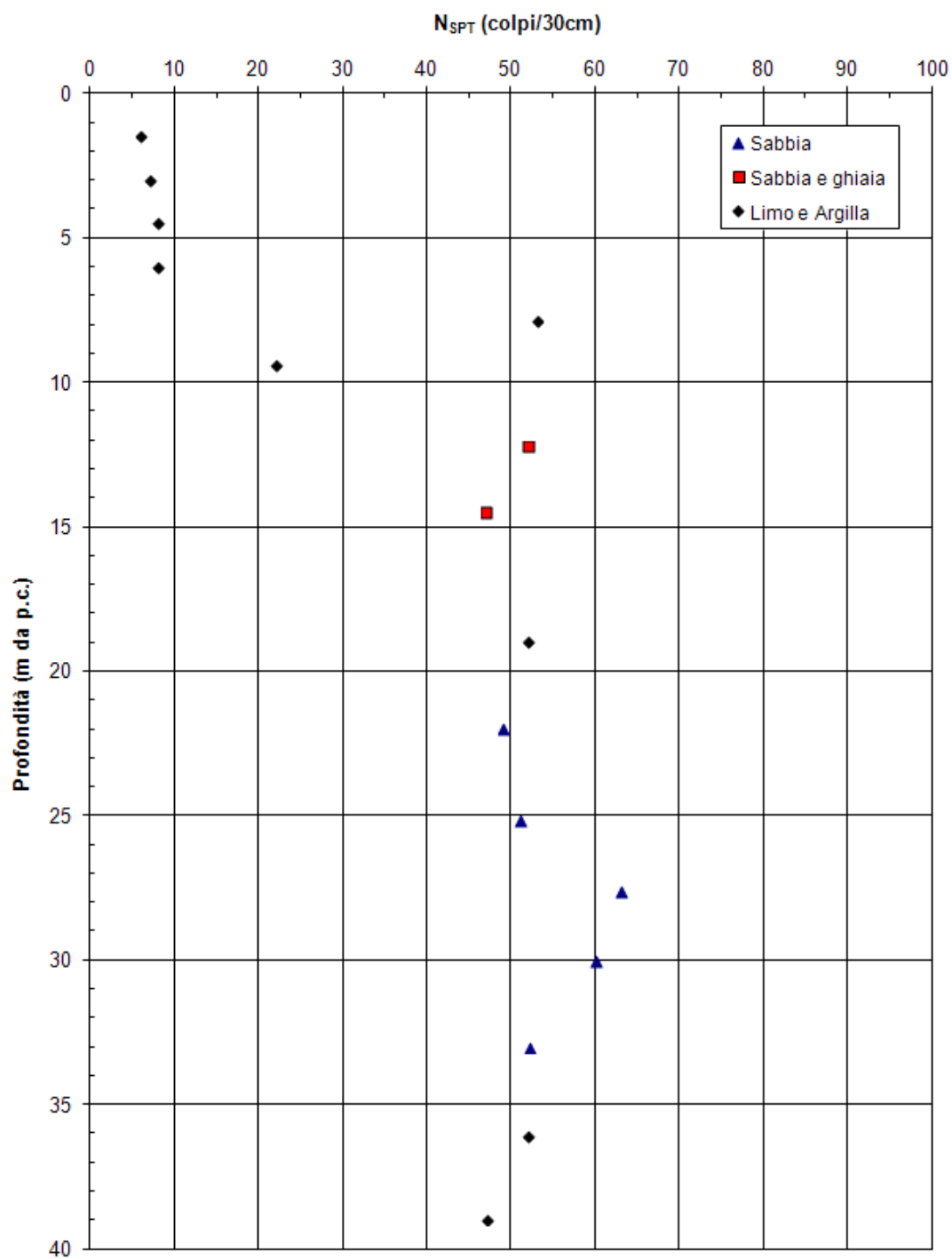
PROGETTO DEFINITIVO



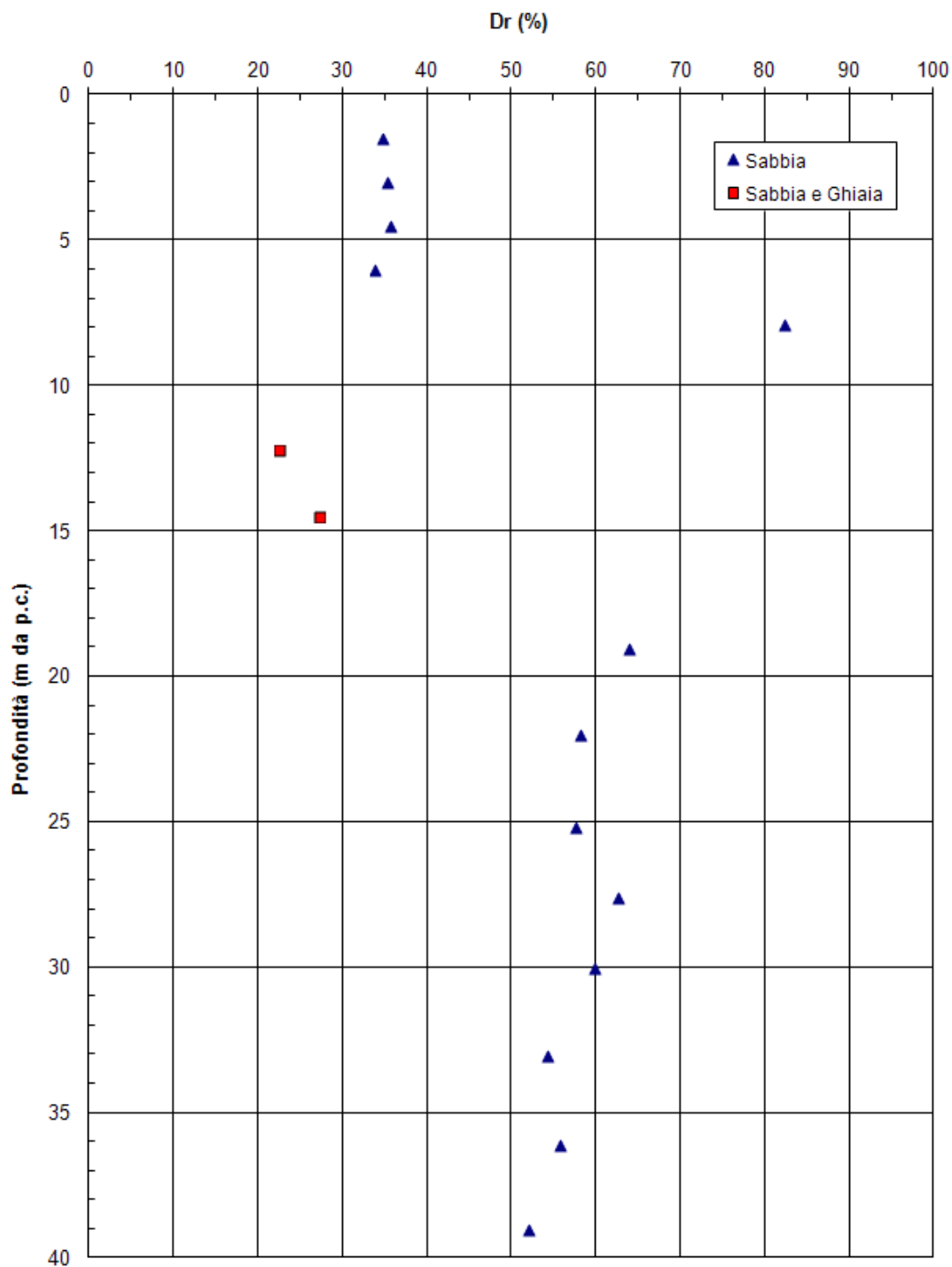
PROGETTO DEFINITIVO

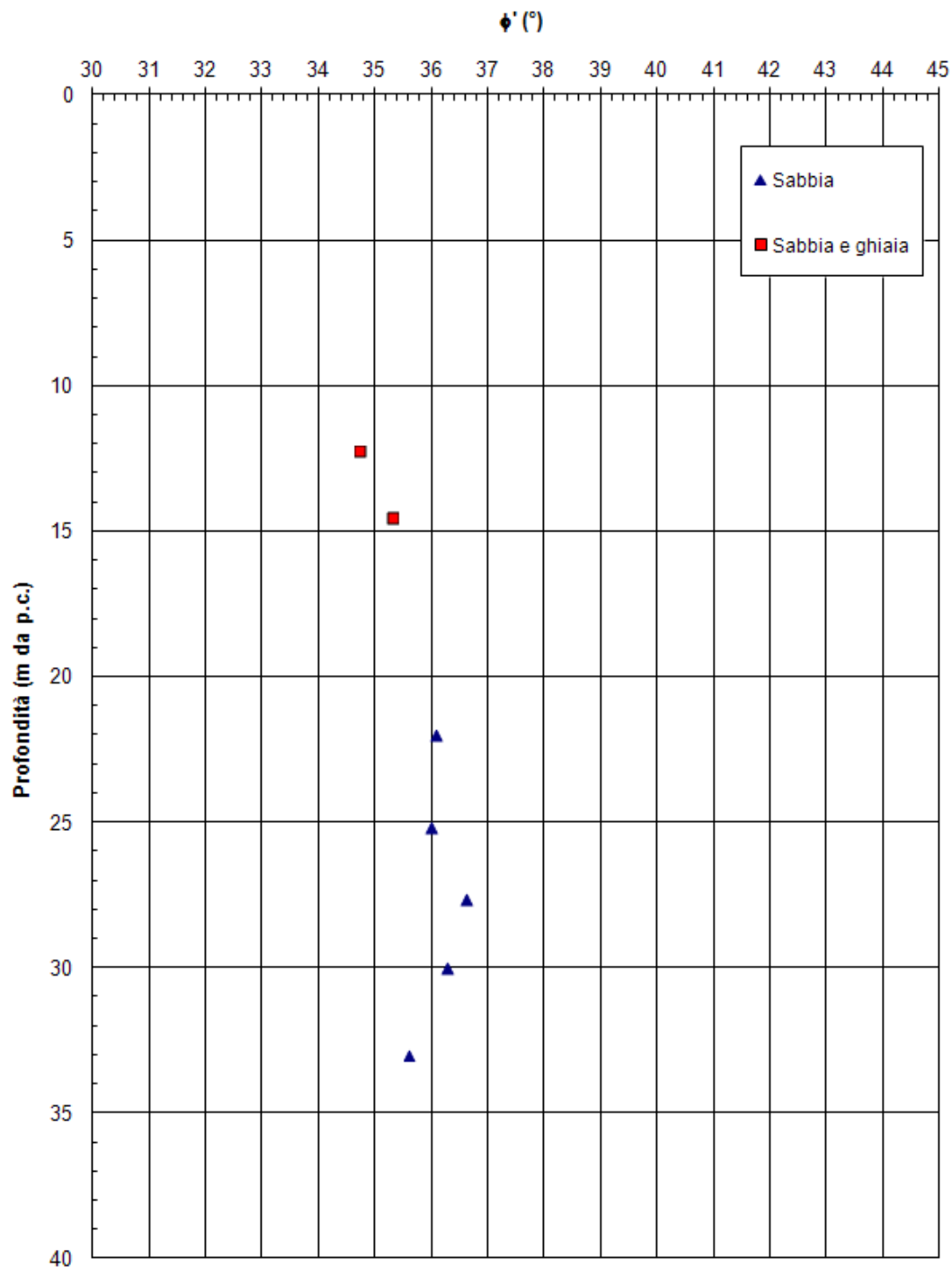


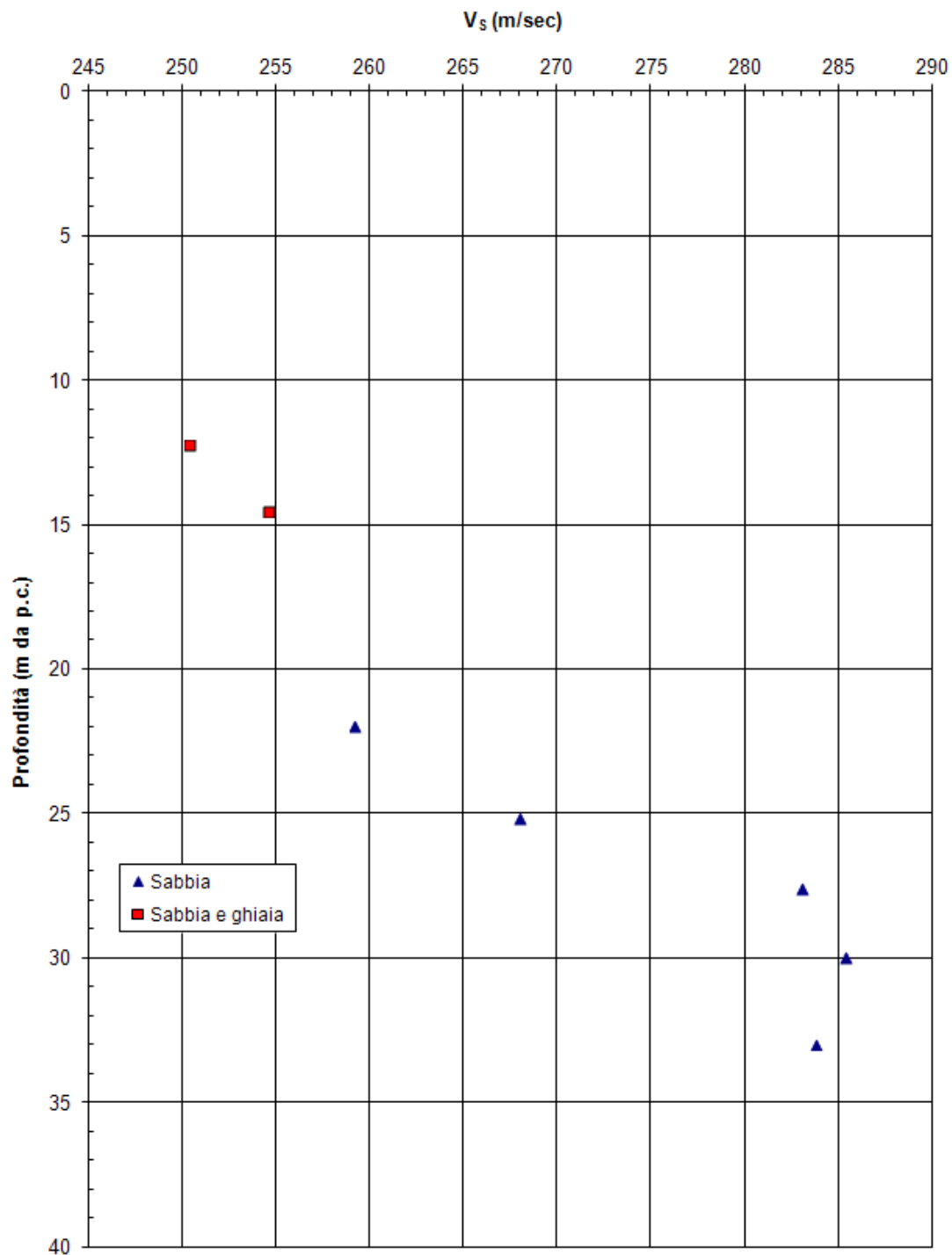
8.3.10 Sondaggio PB12

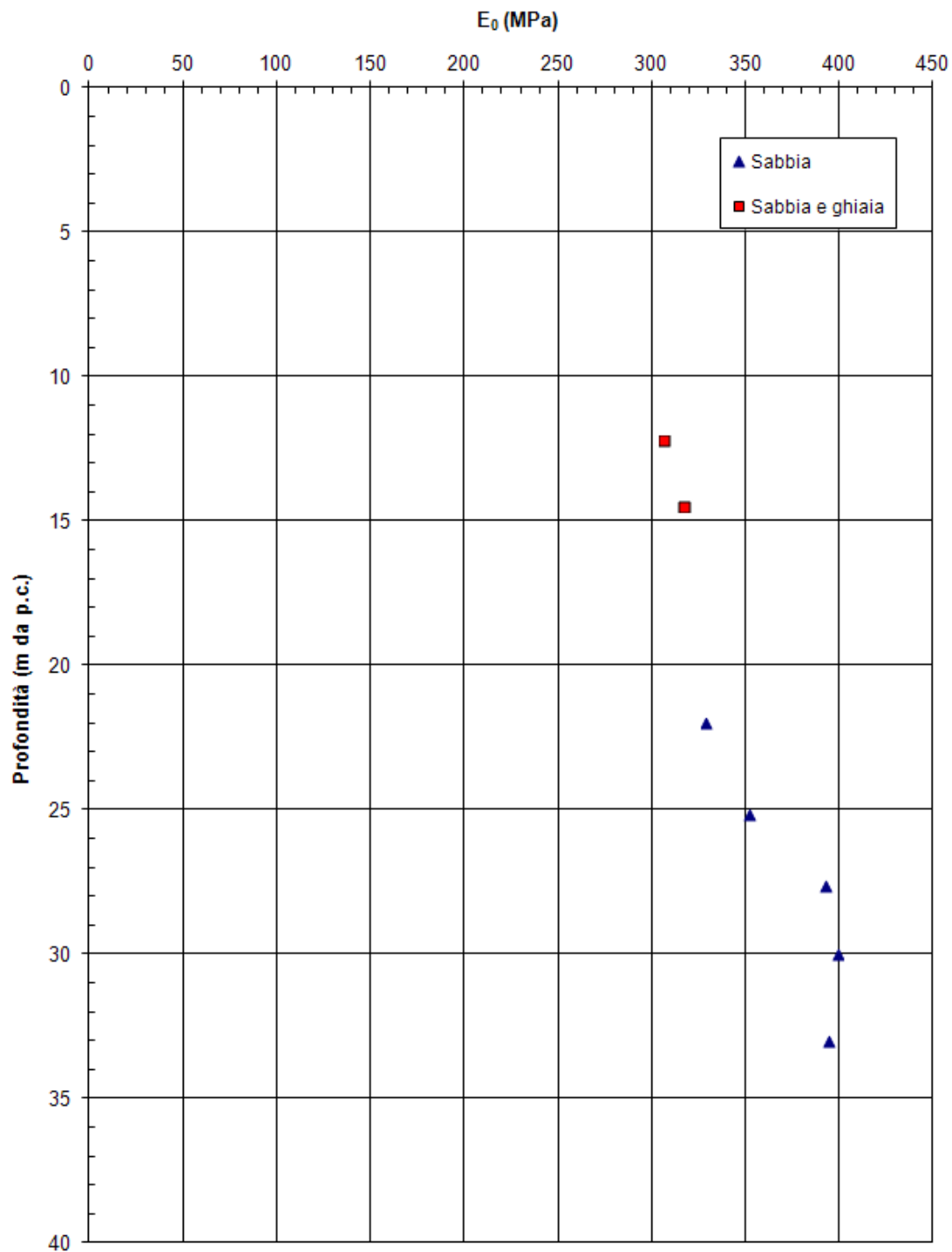


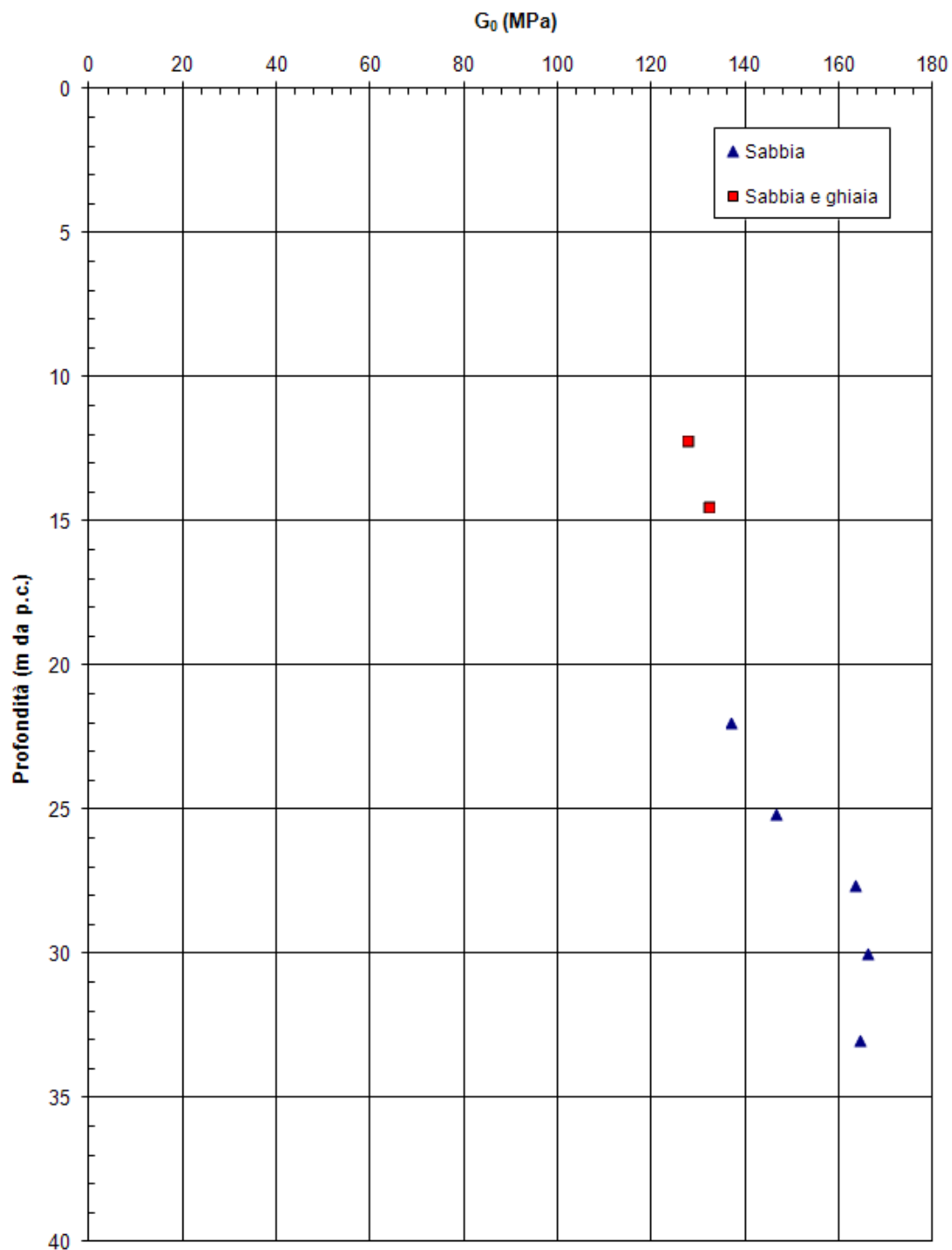
PROGETTO DEFINITIVO

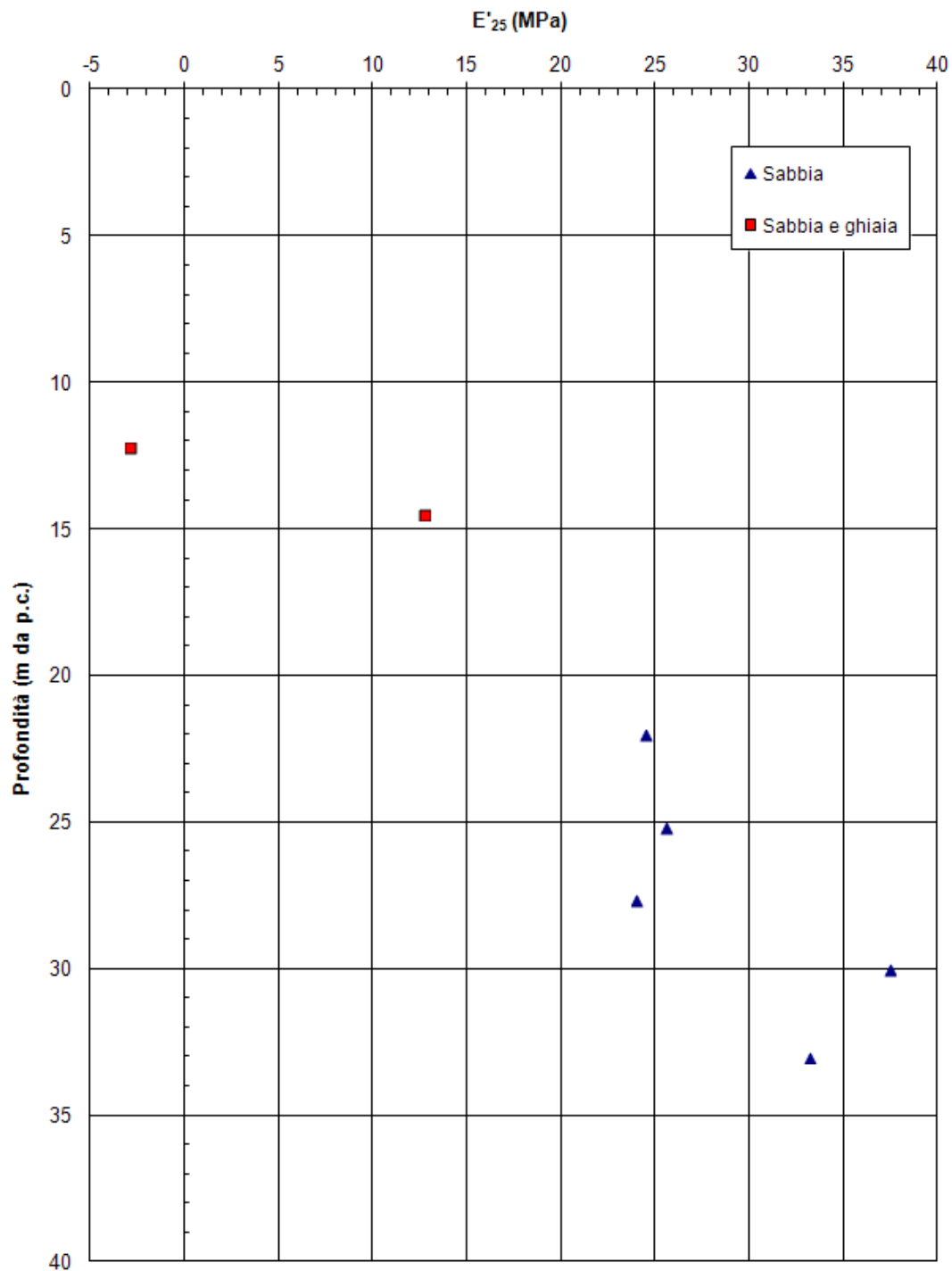




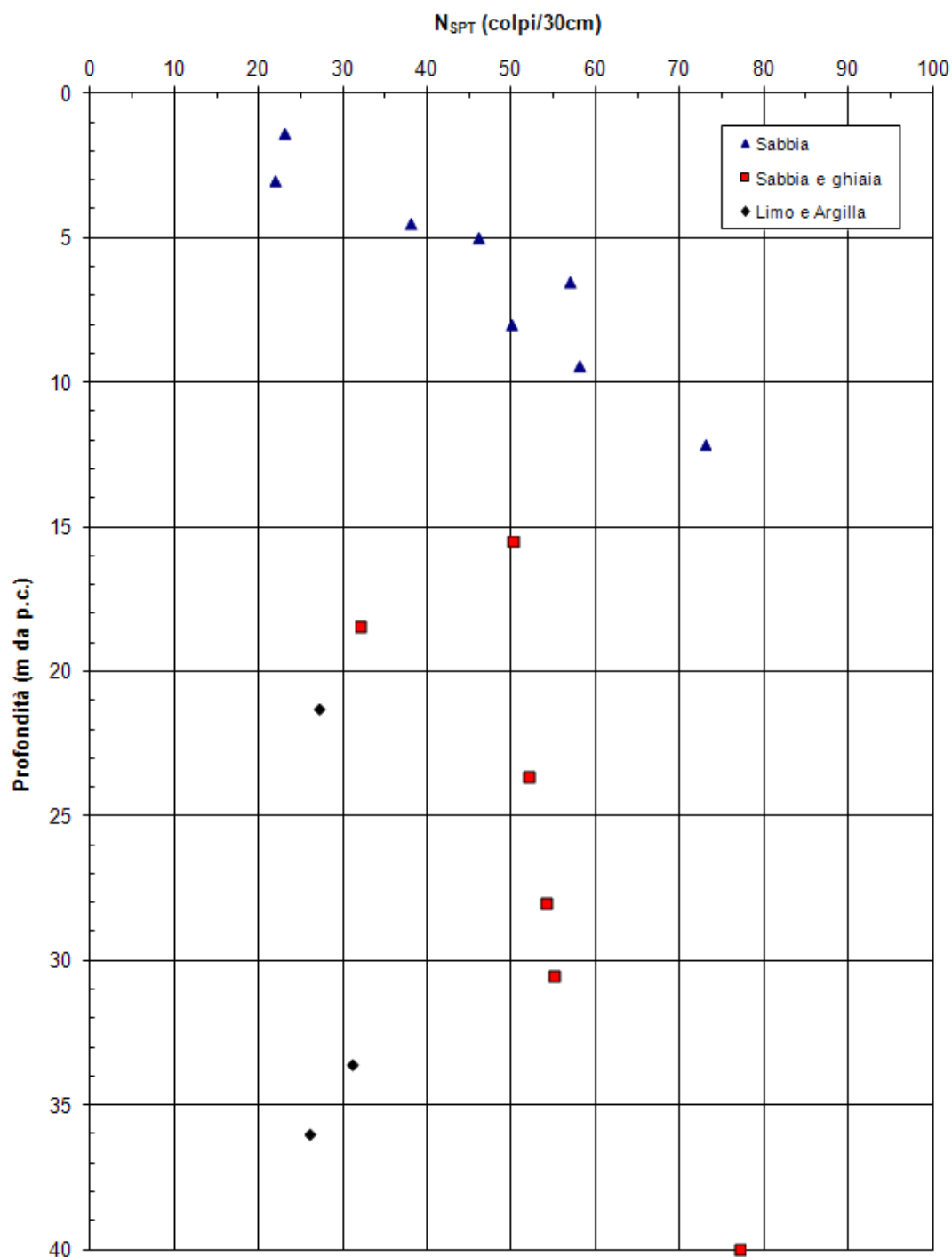




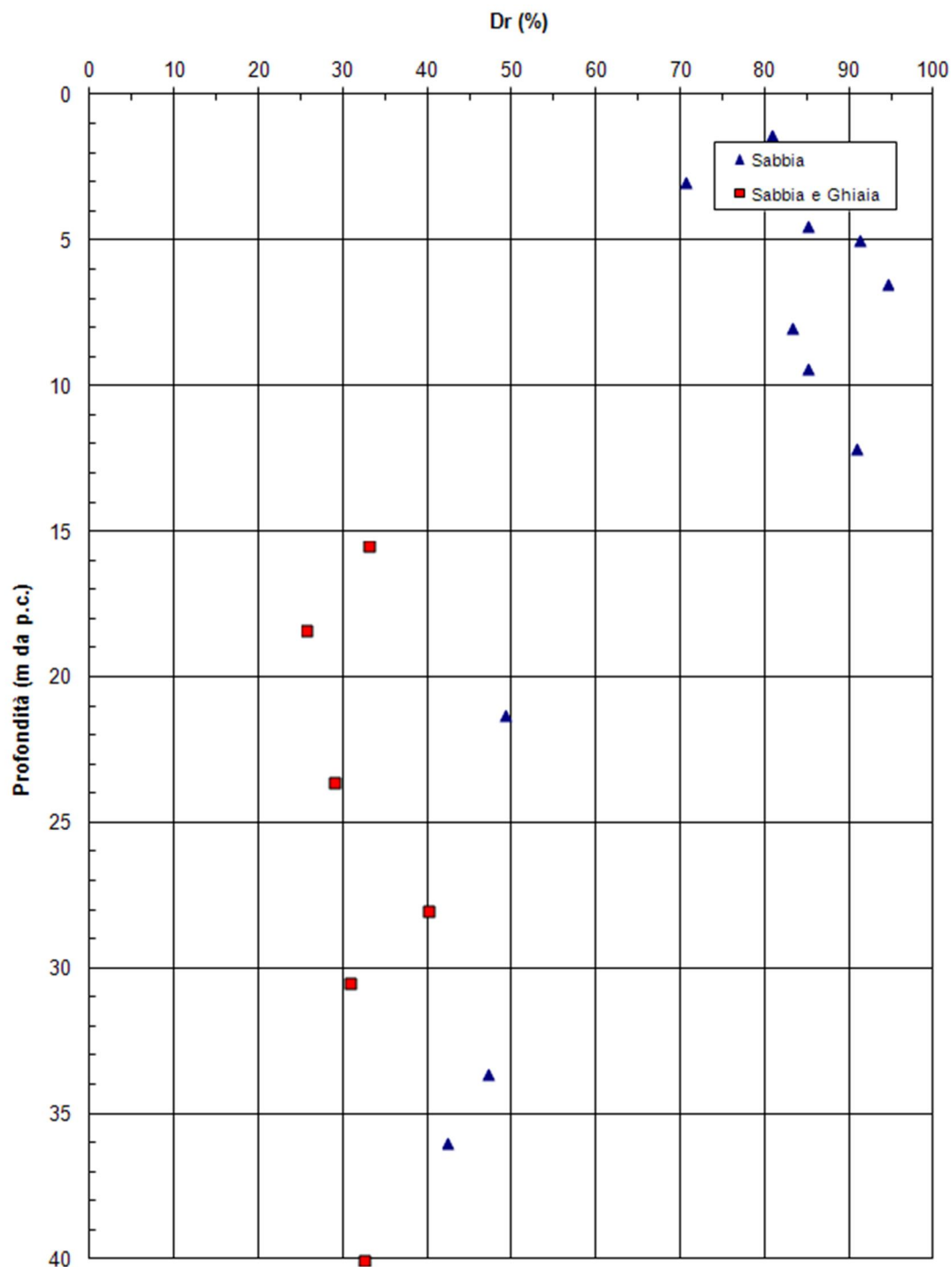




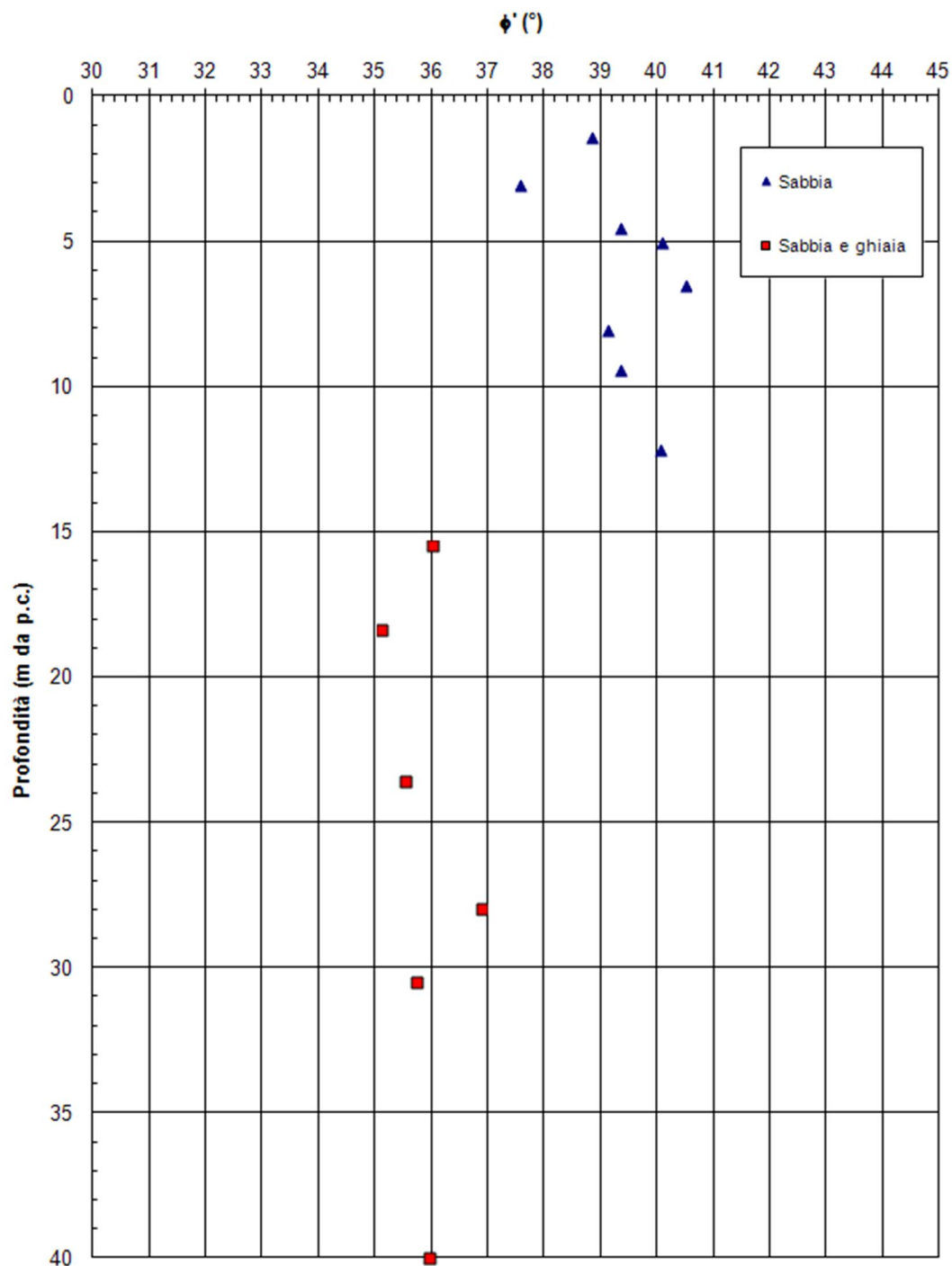
8.3.11 Sondaggio PB12_bis



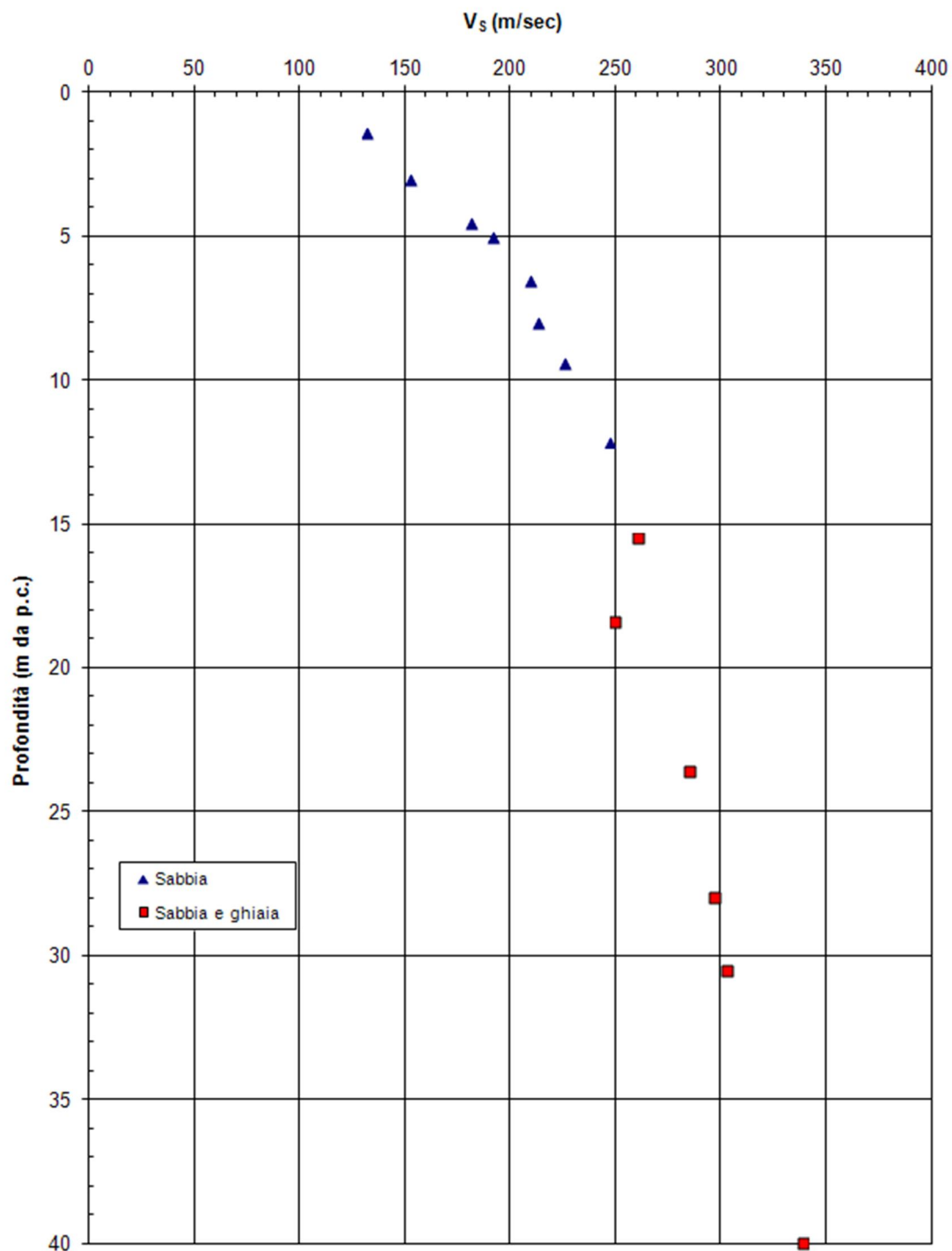
PROGETTO DEFINITIVO



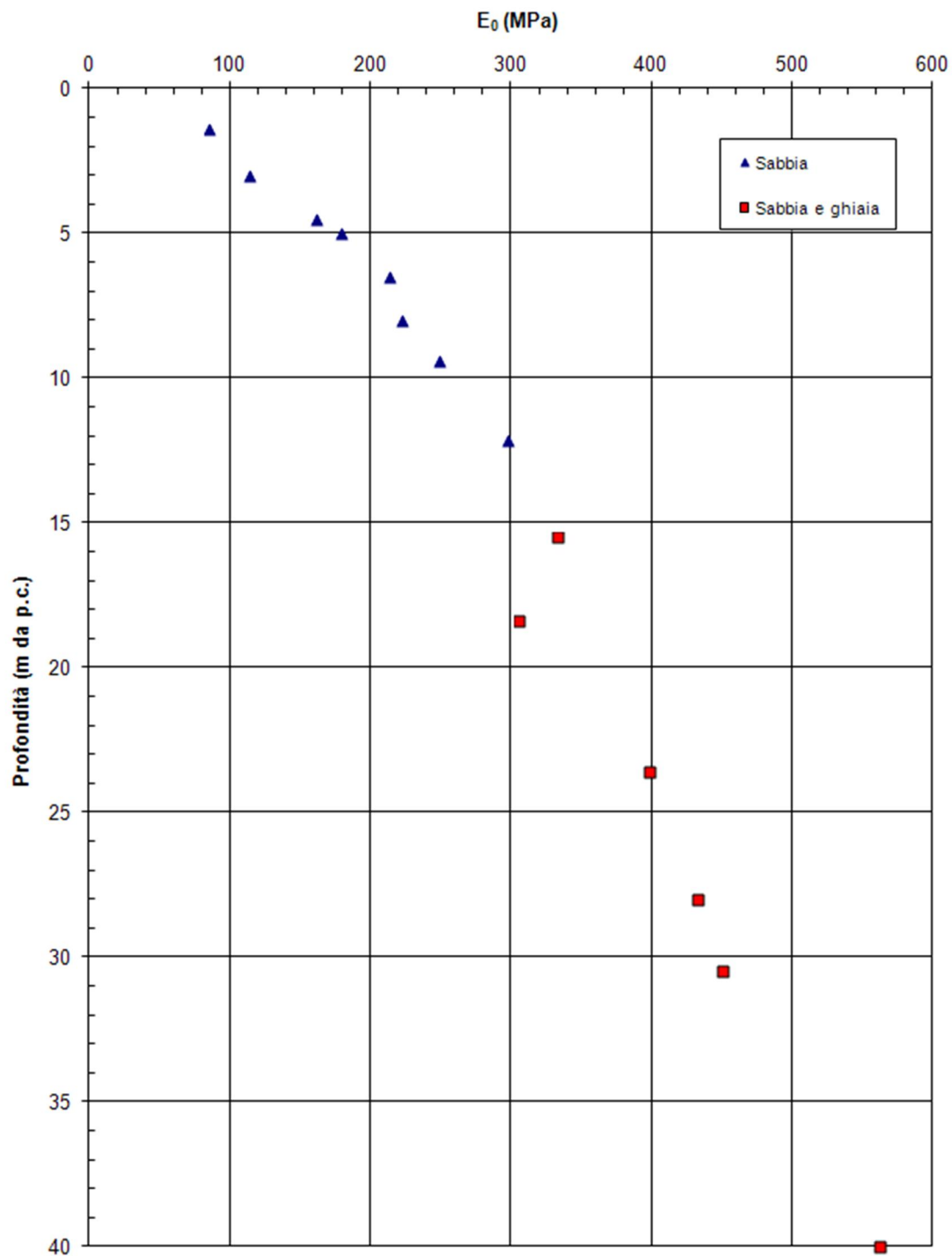
PROGETTO DEFINITIVO

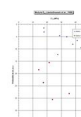
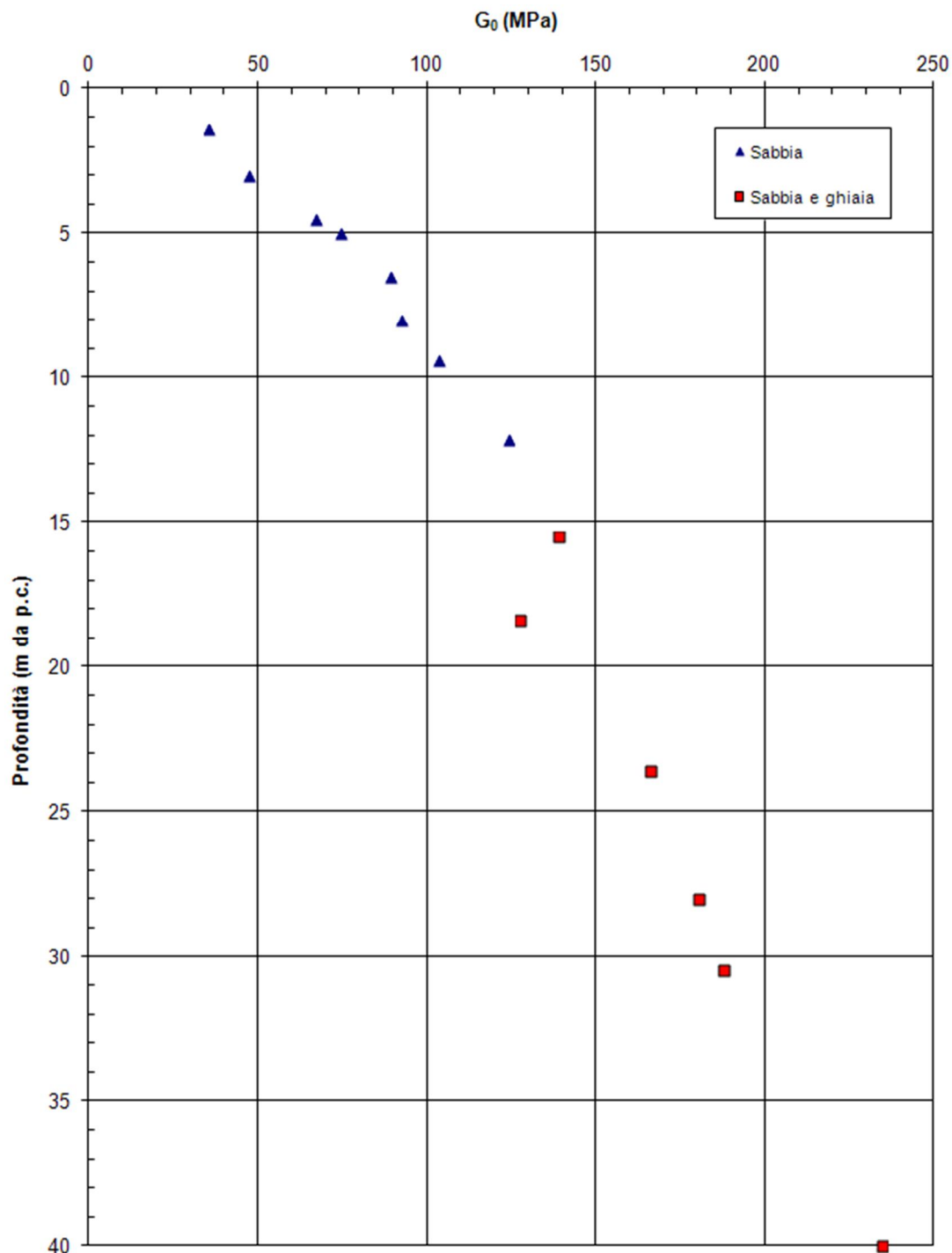


PROGETTO DEFINITIVO

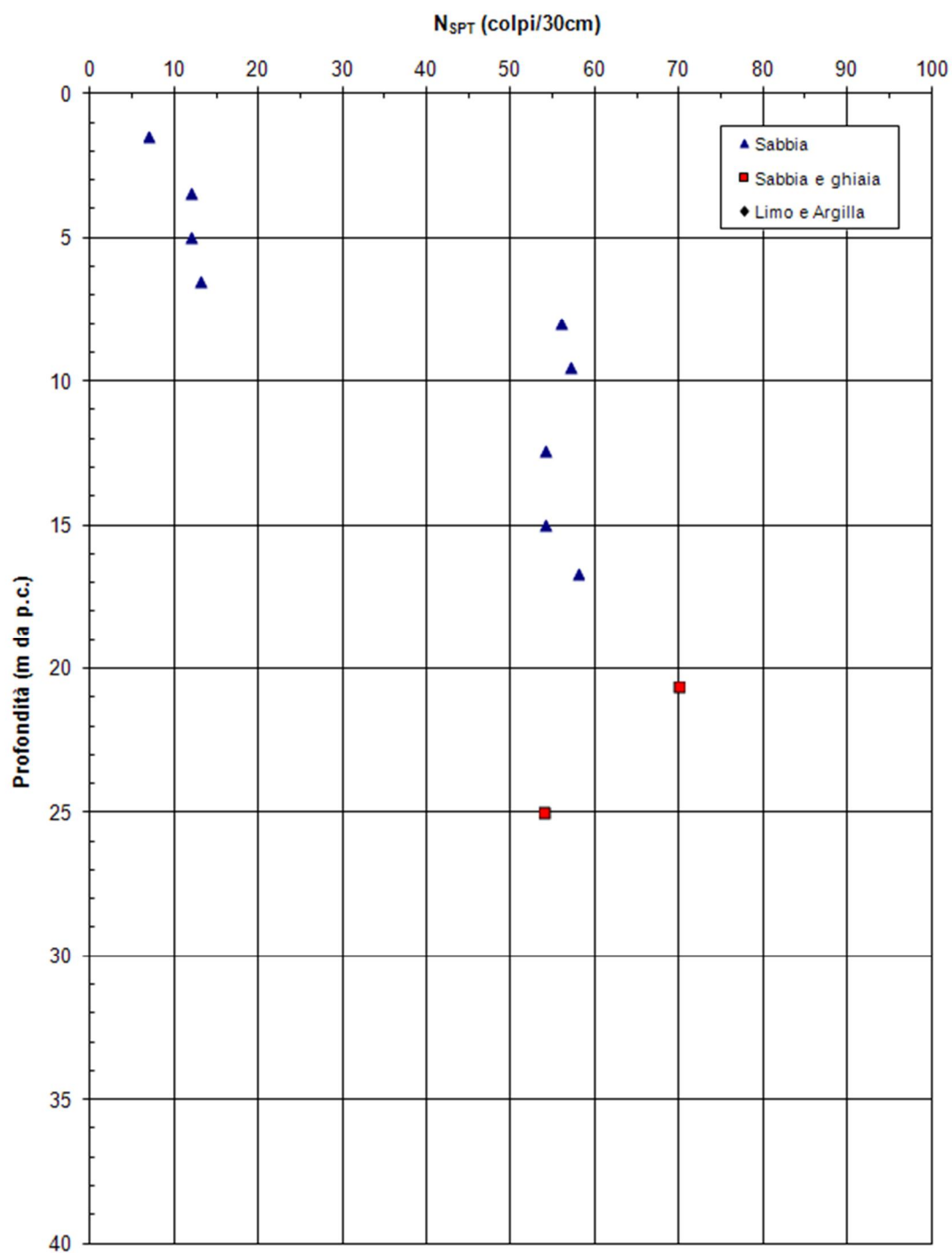


PROGETTO DEFINITIVO

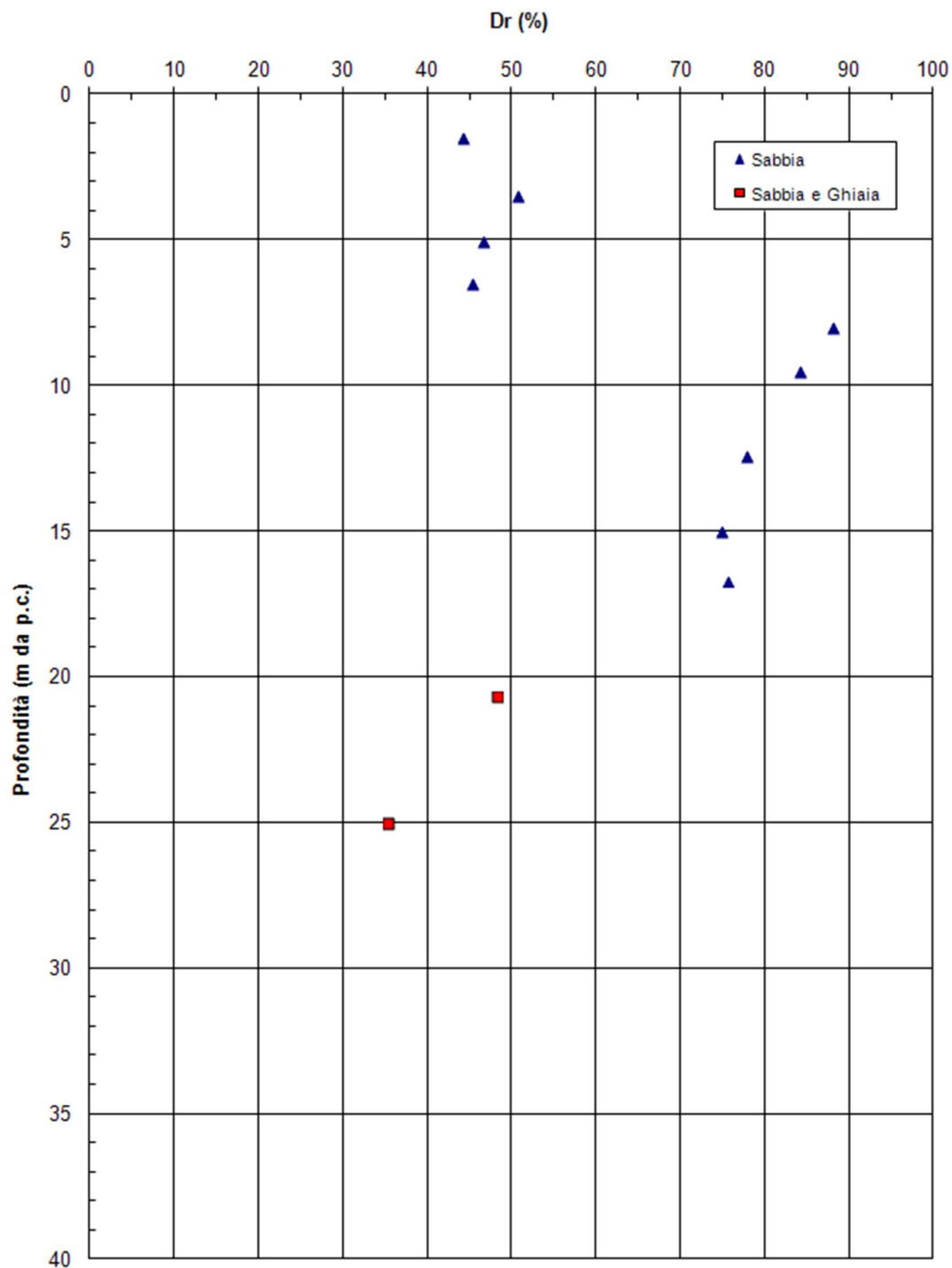




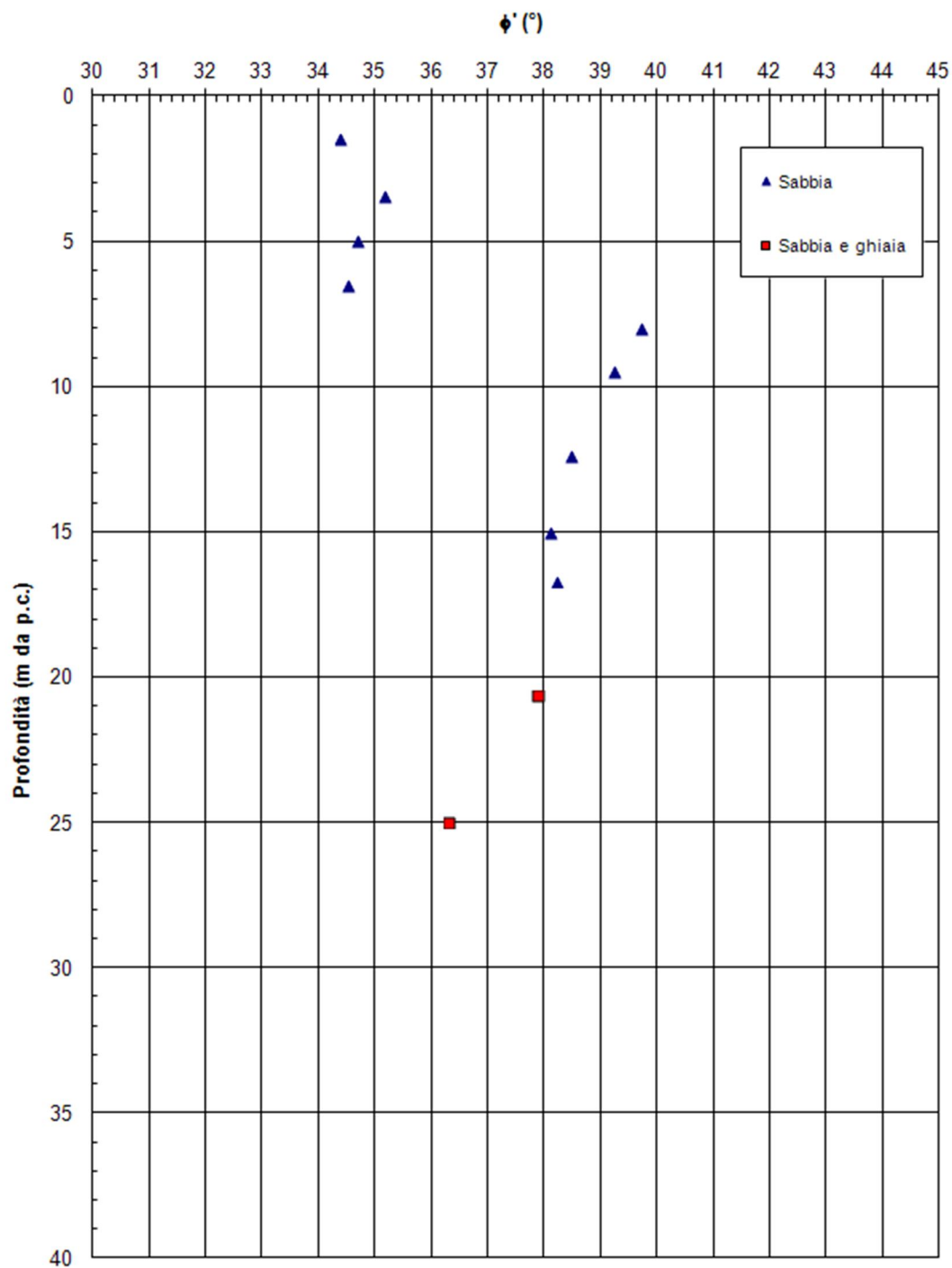
8.3.12 Sondaggio PB14

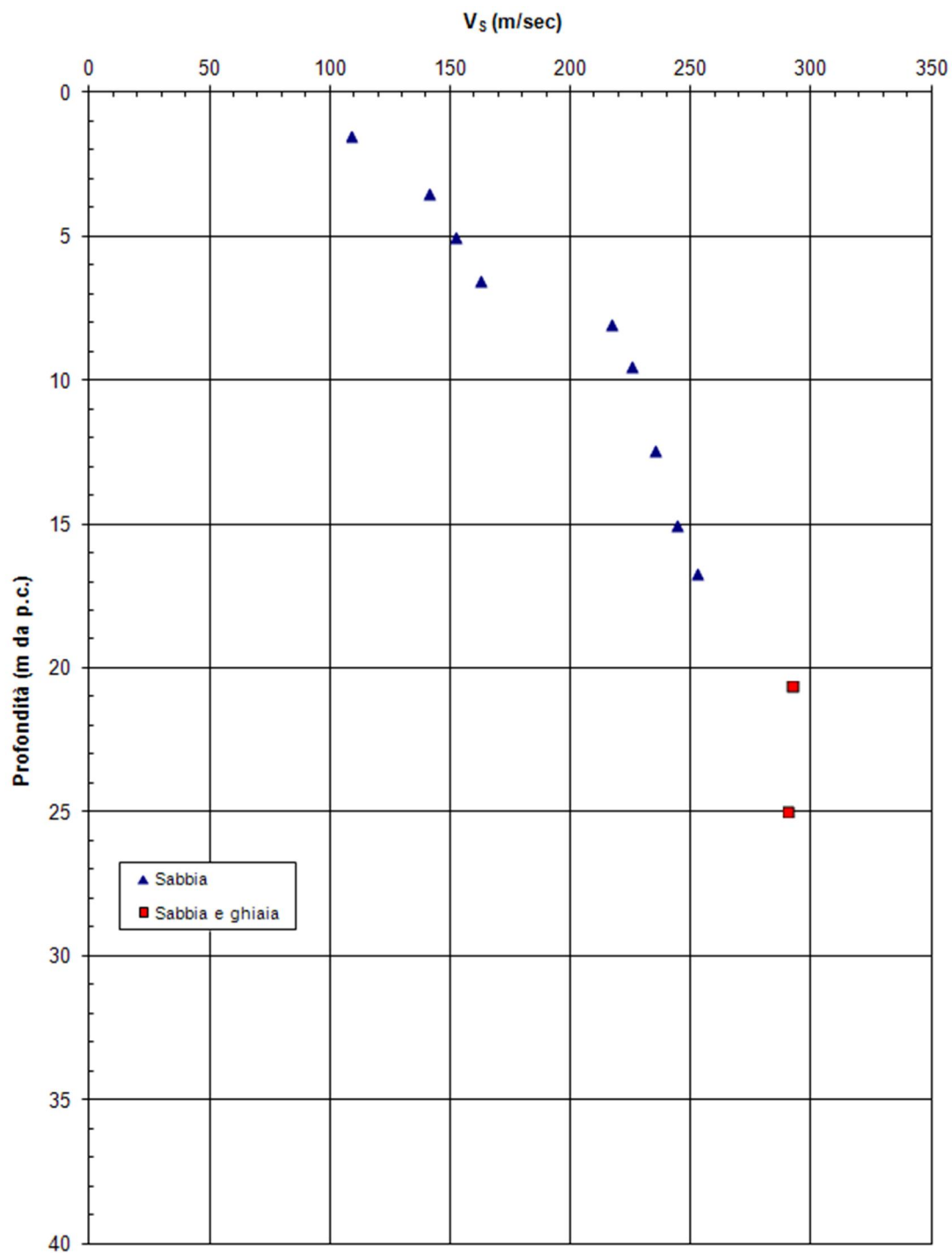


PROGETTO DEFINITIVO

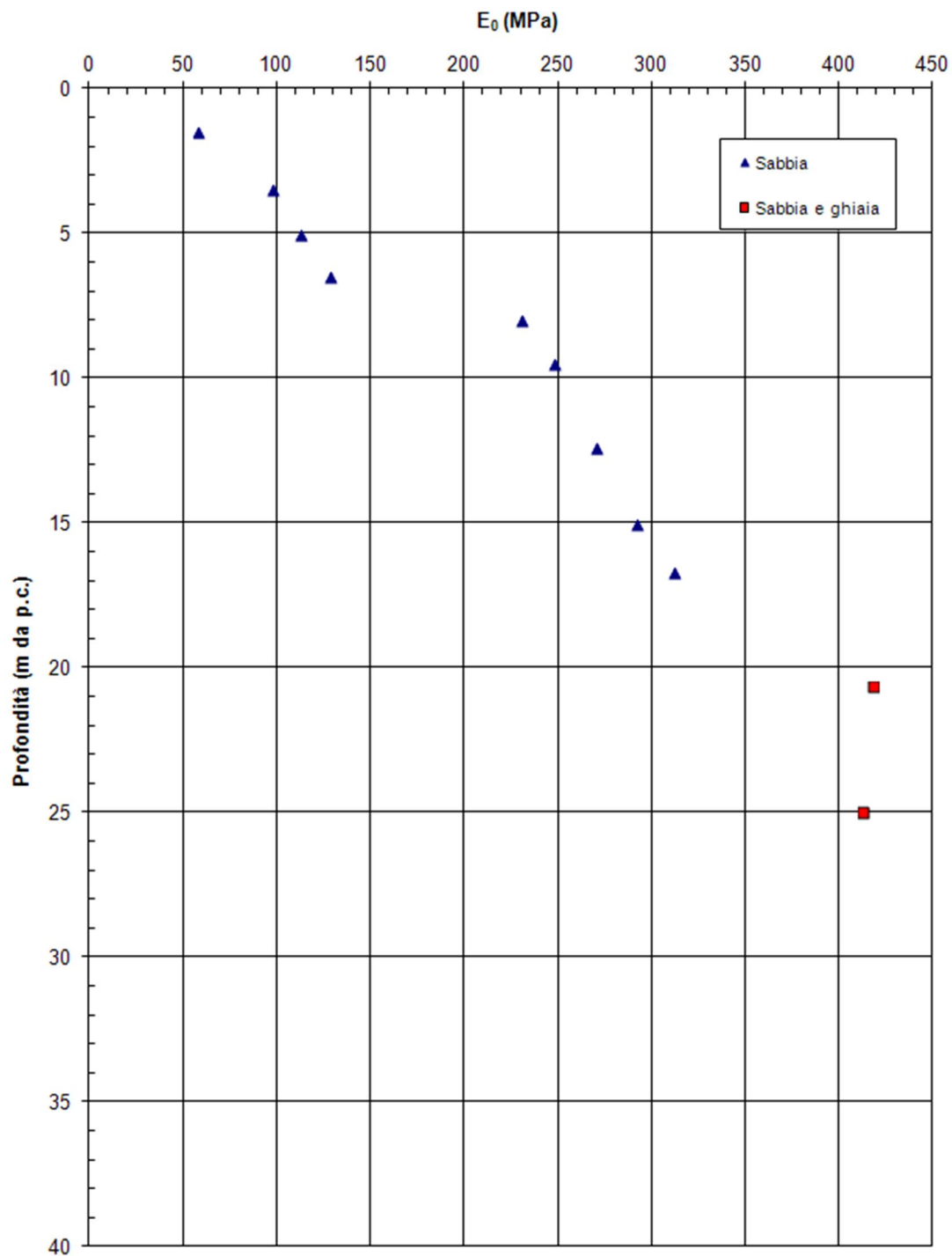


PROGETTO DEFINITIVO

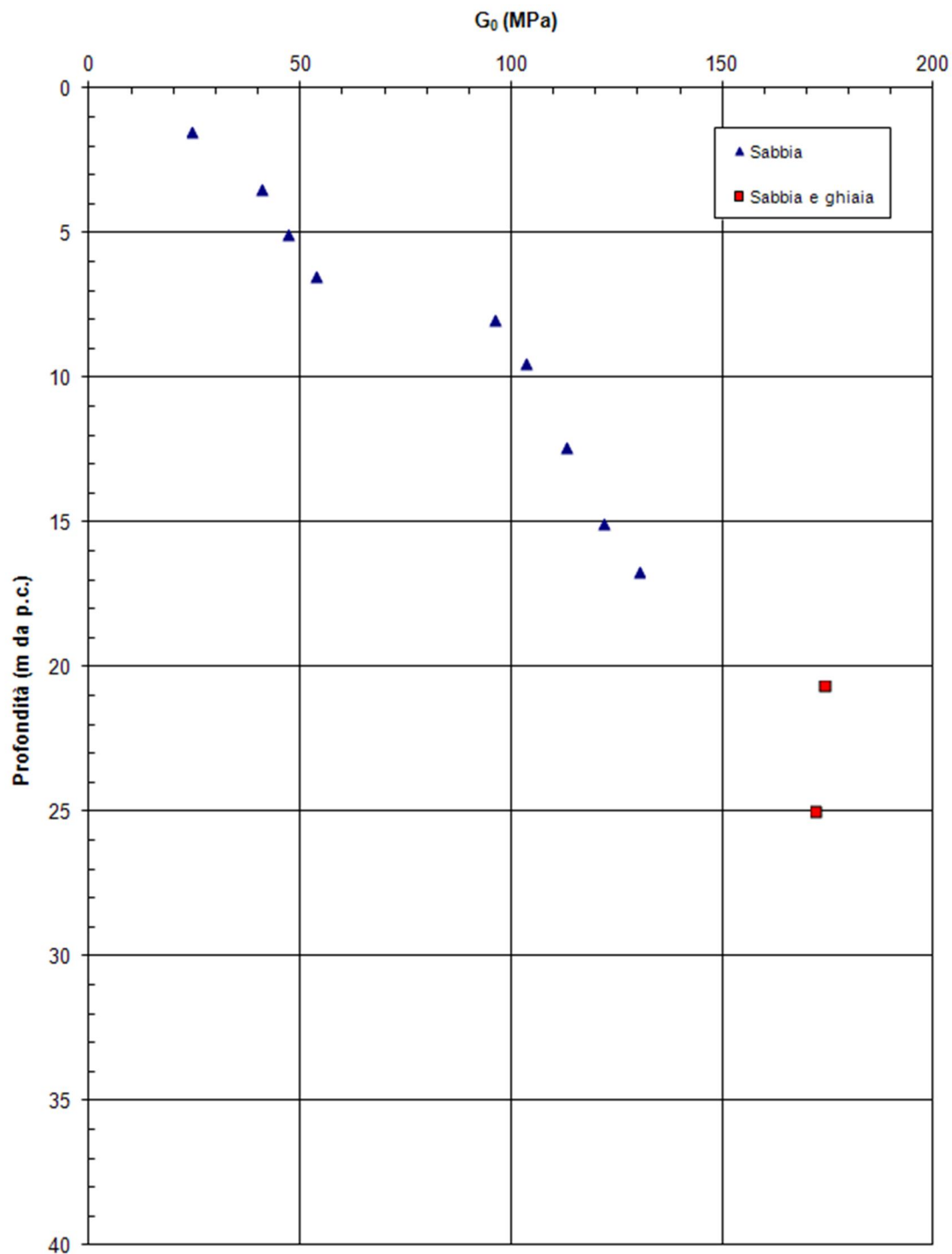




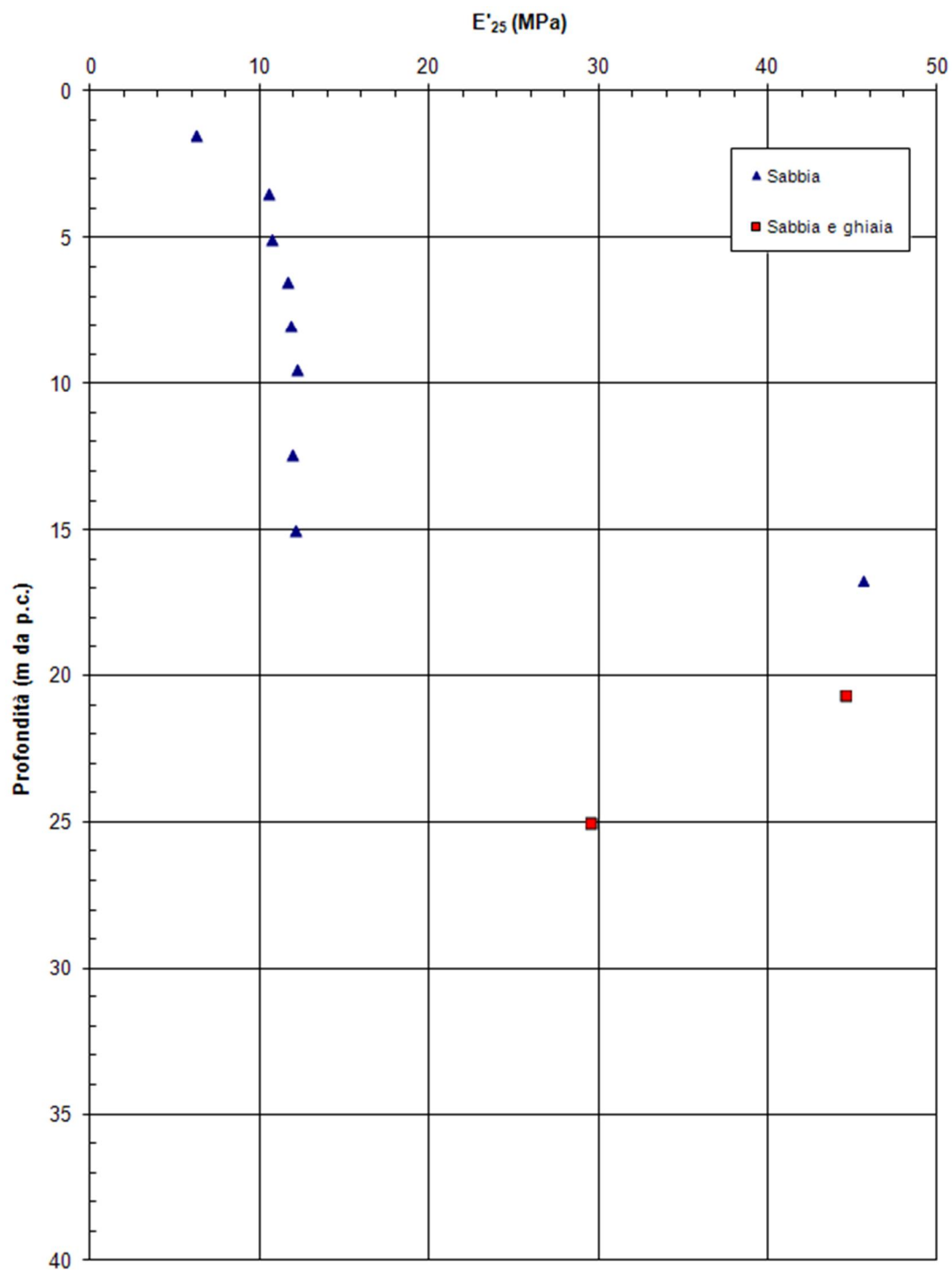
PROGETTO DEFINITIVO



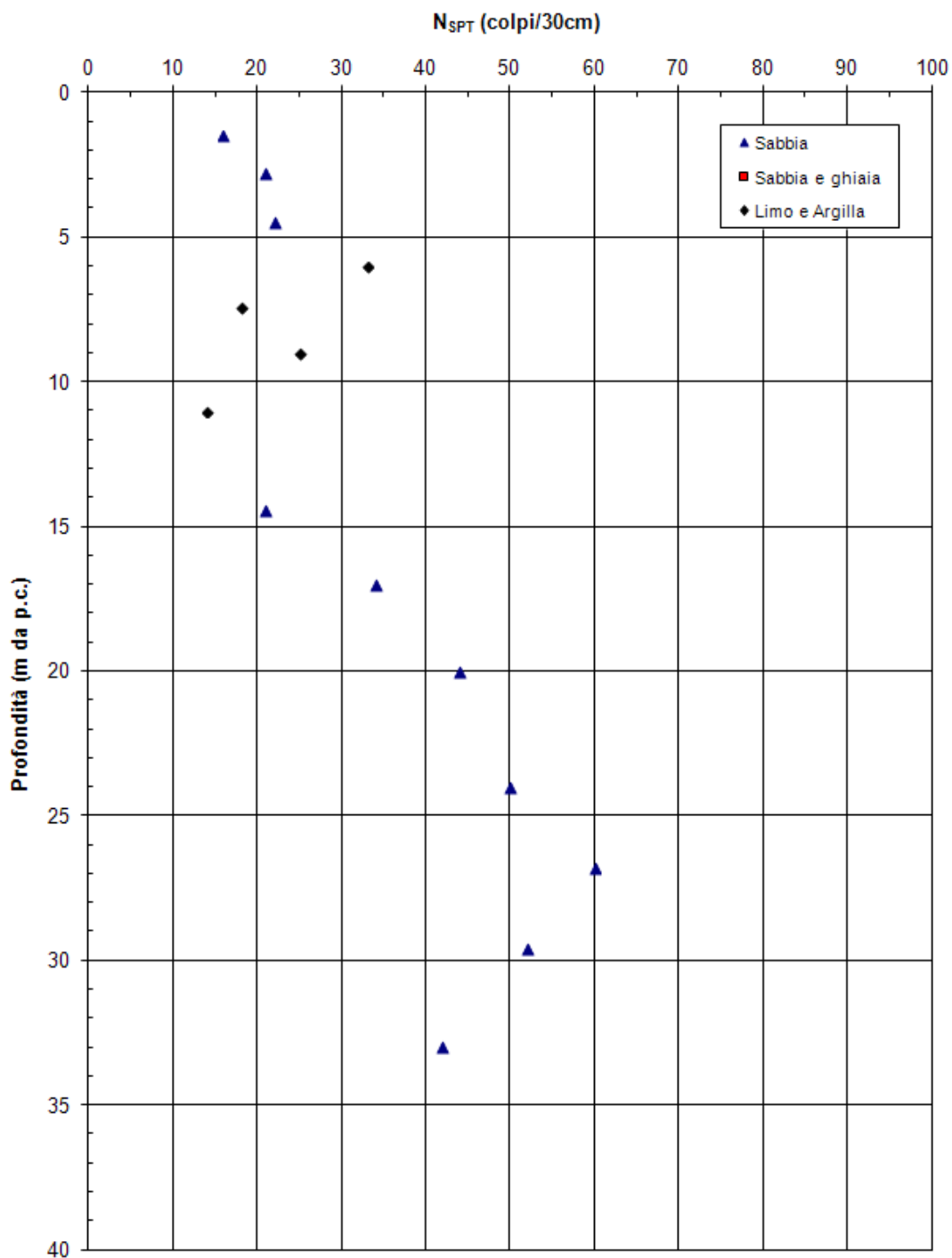
PROGETTO DEFINITIVO



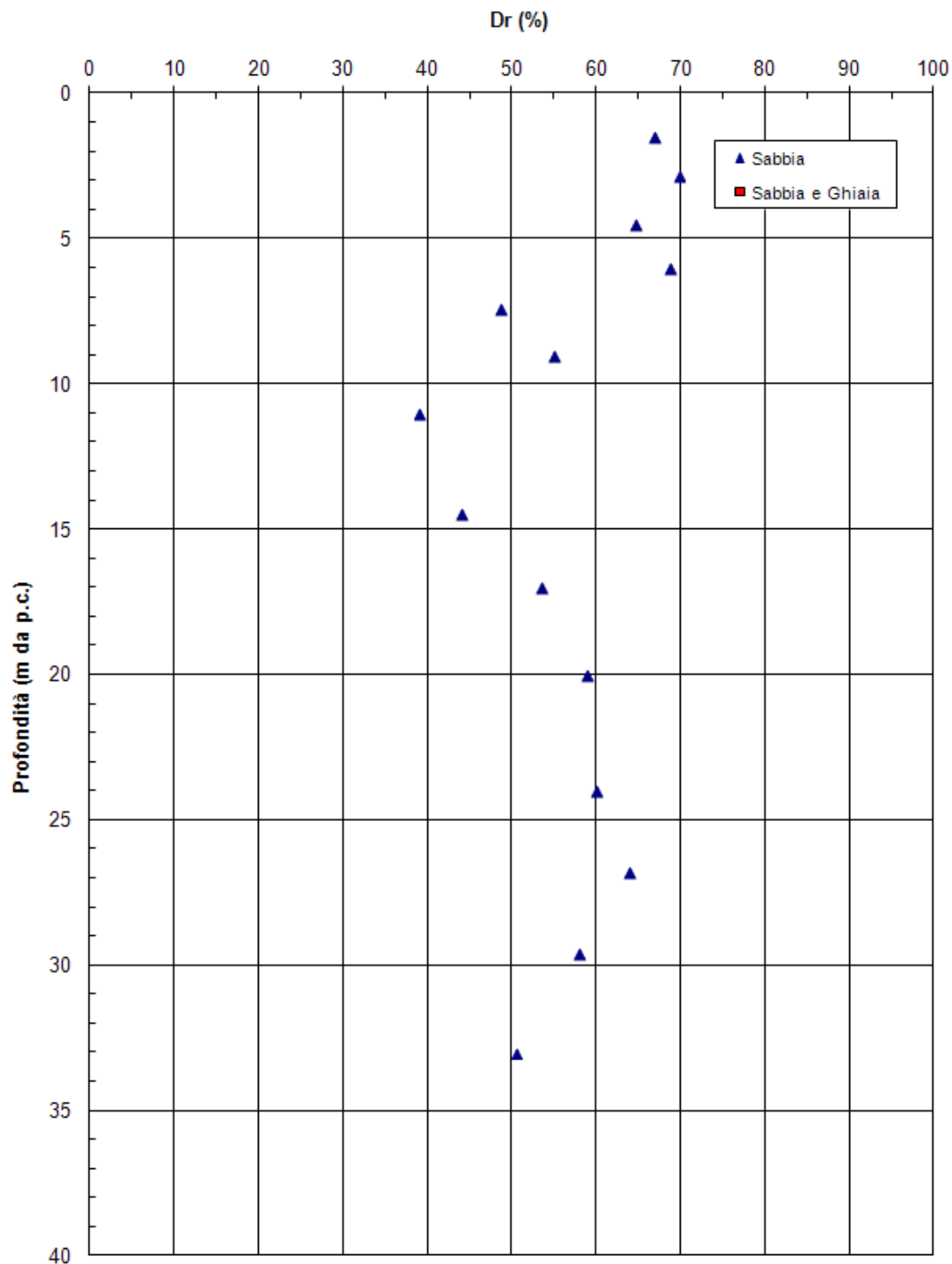
PROGETTO DEFINITIVO

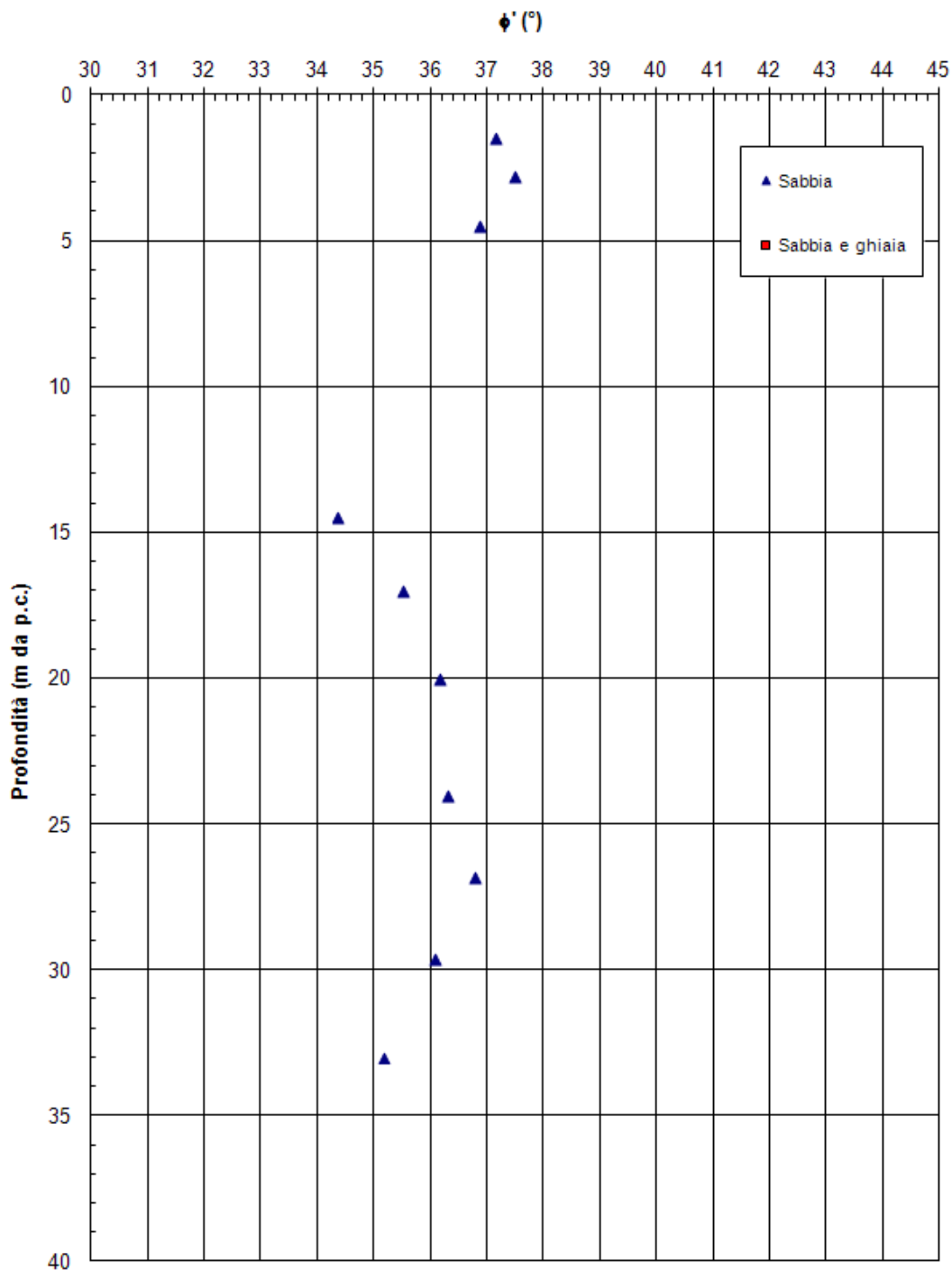


8.3.13 Sondaggio PB16

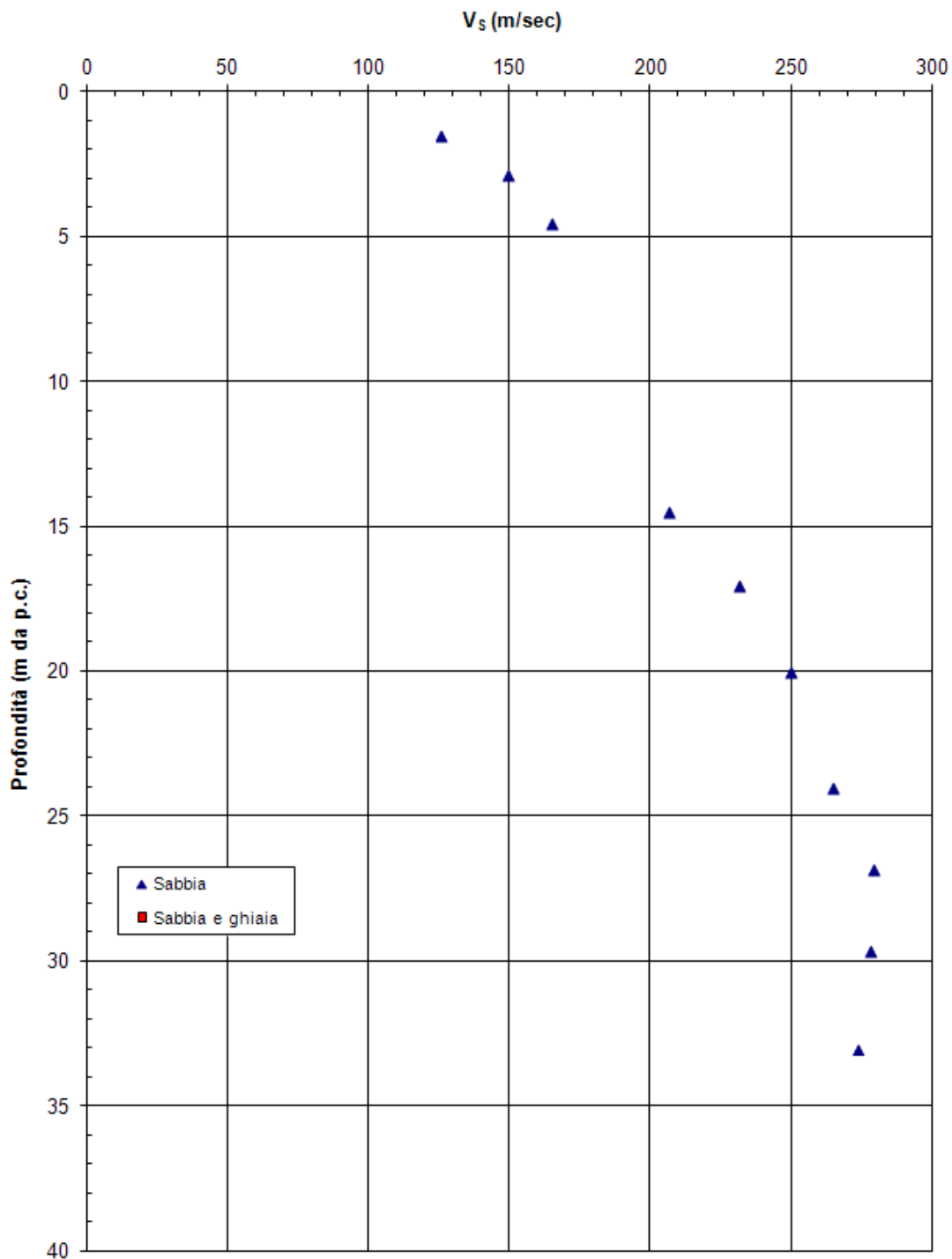


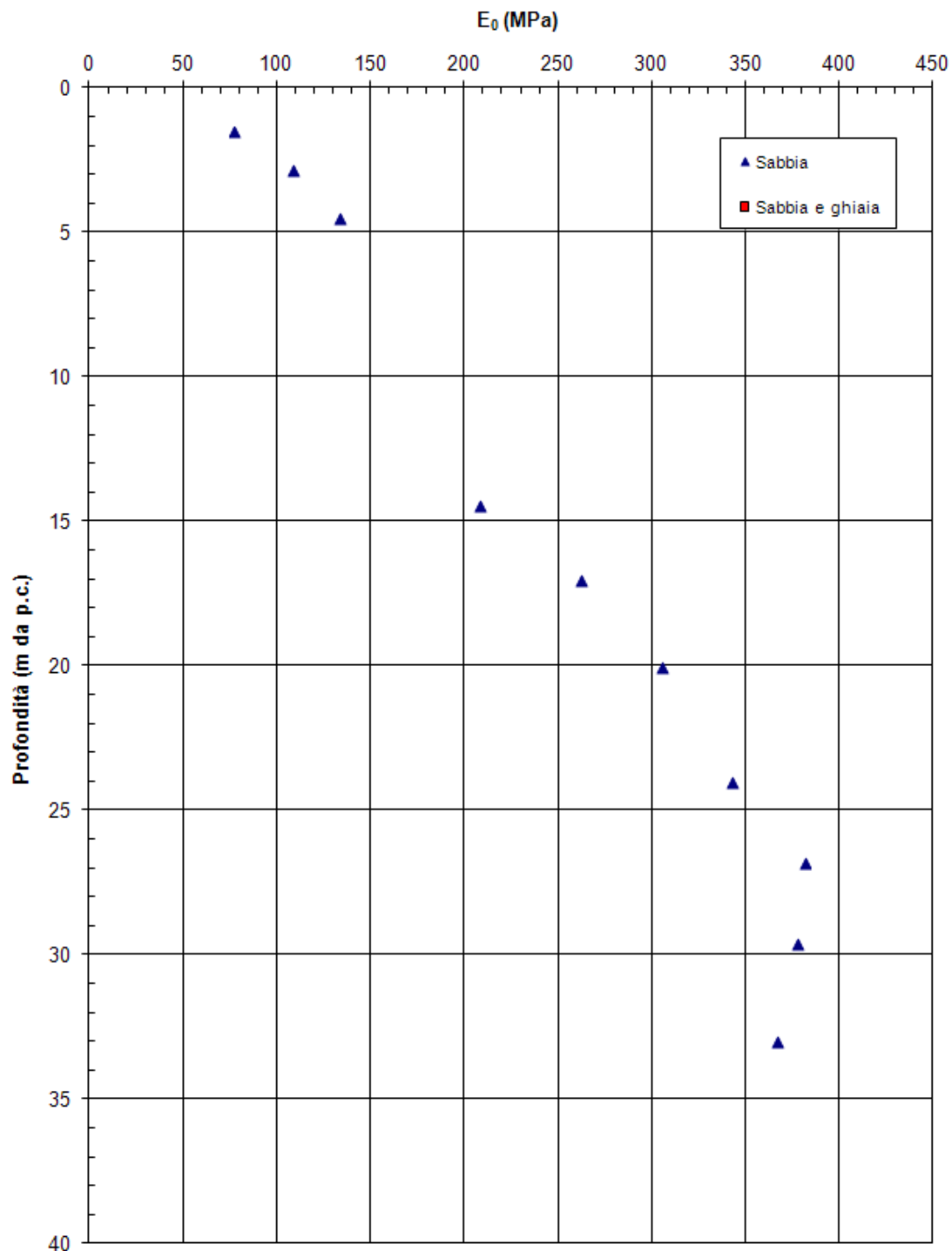
PROGETTO DEFINITIVO



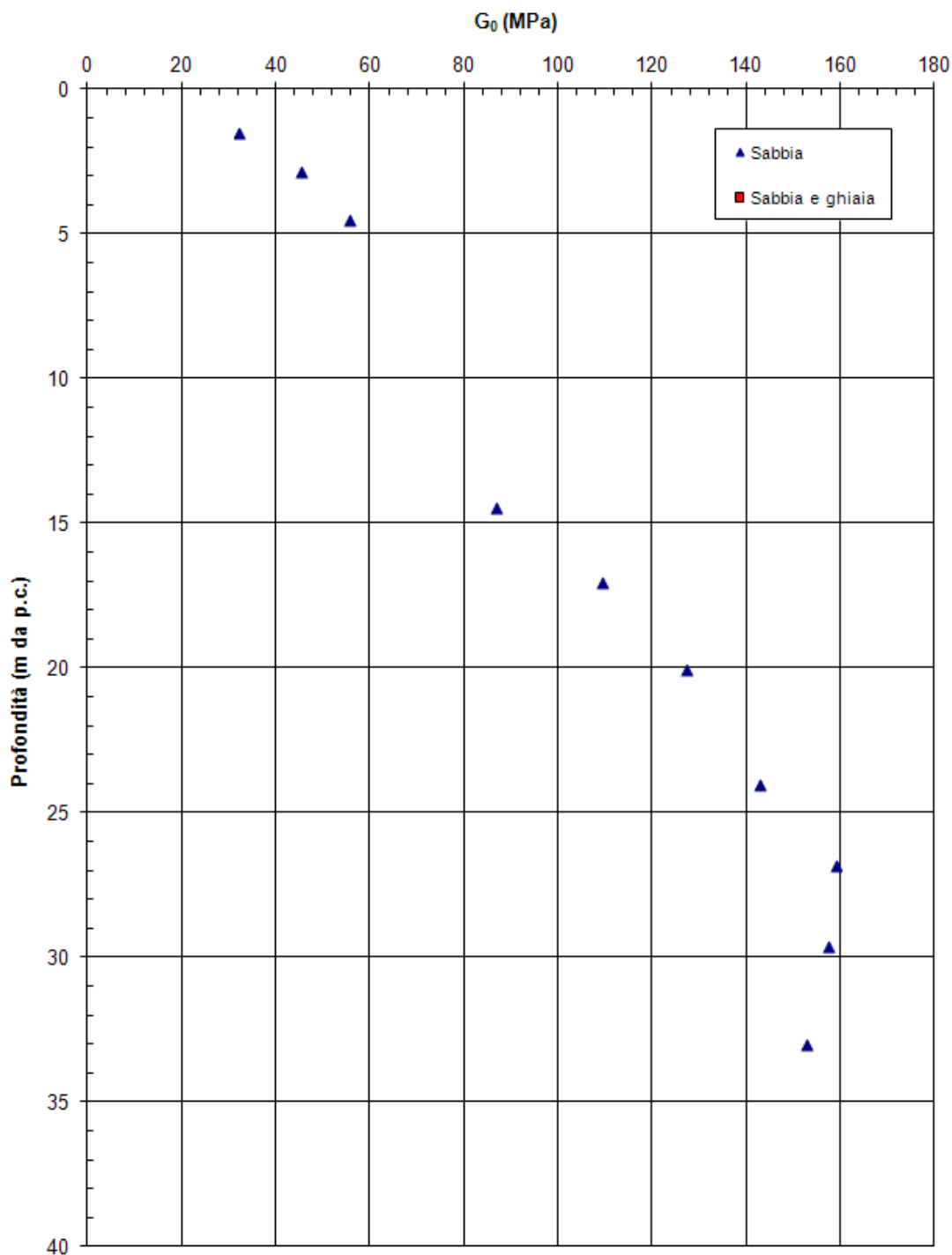


PROGETTO DEFINITIVO

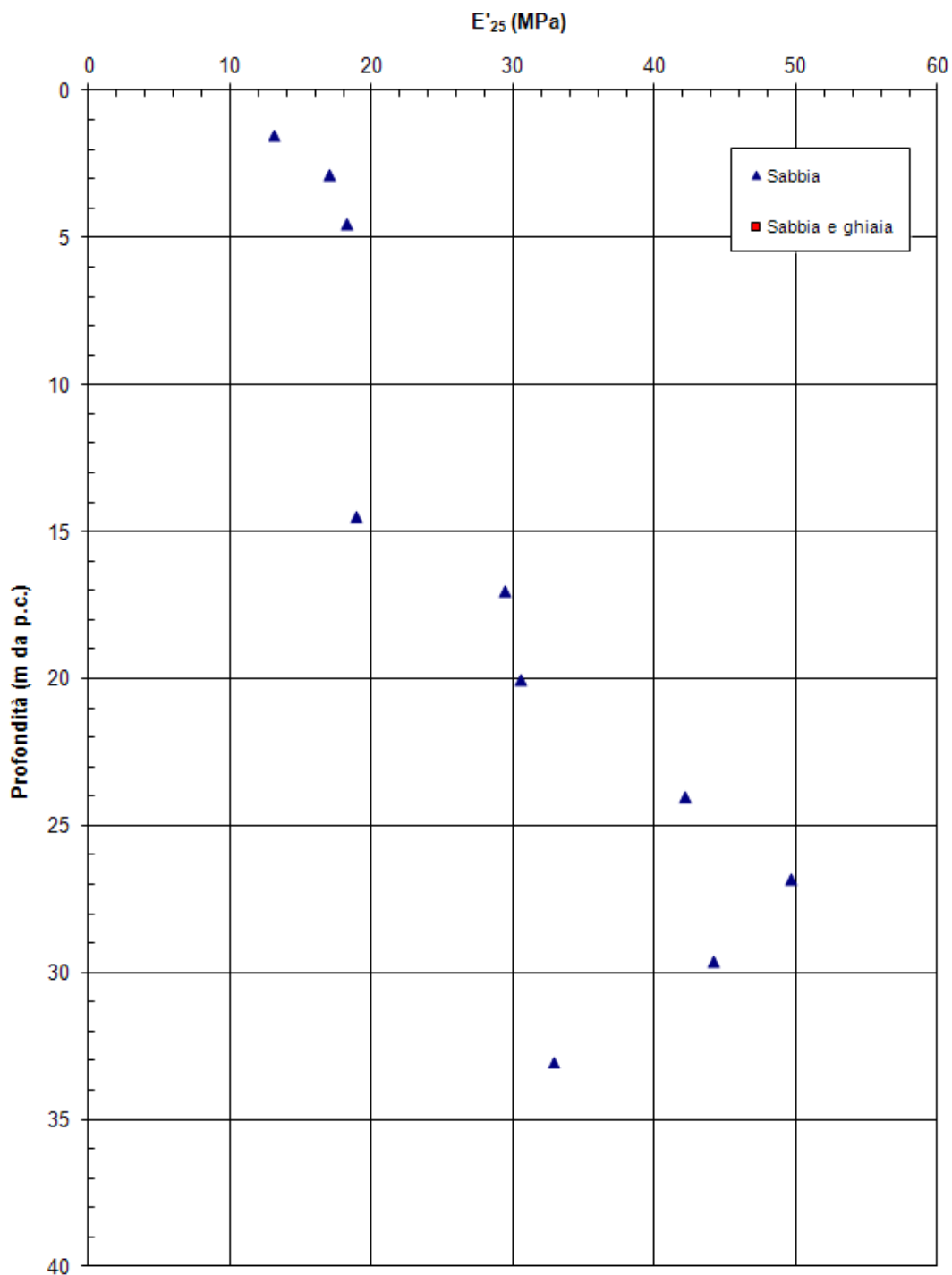




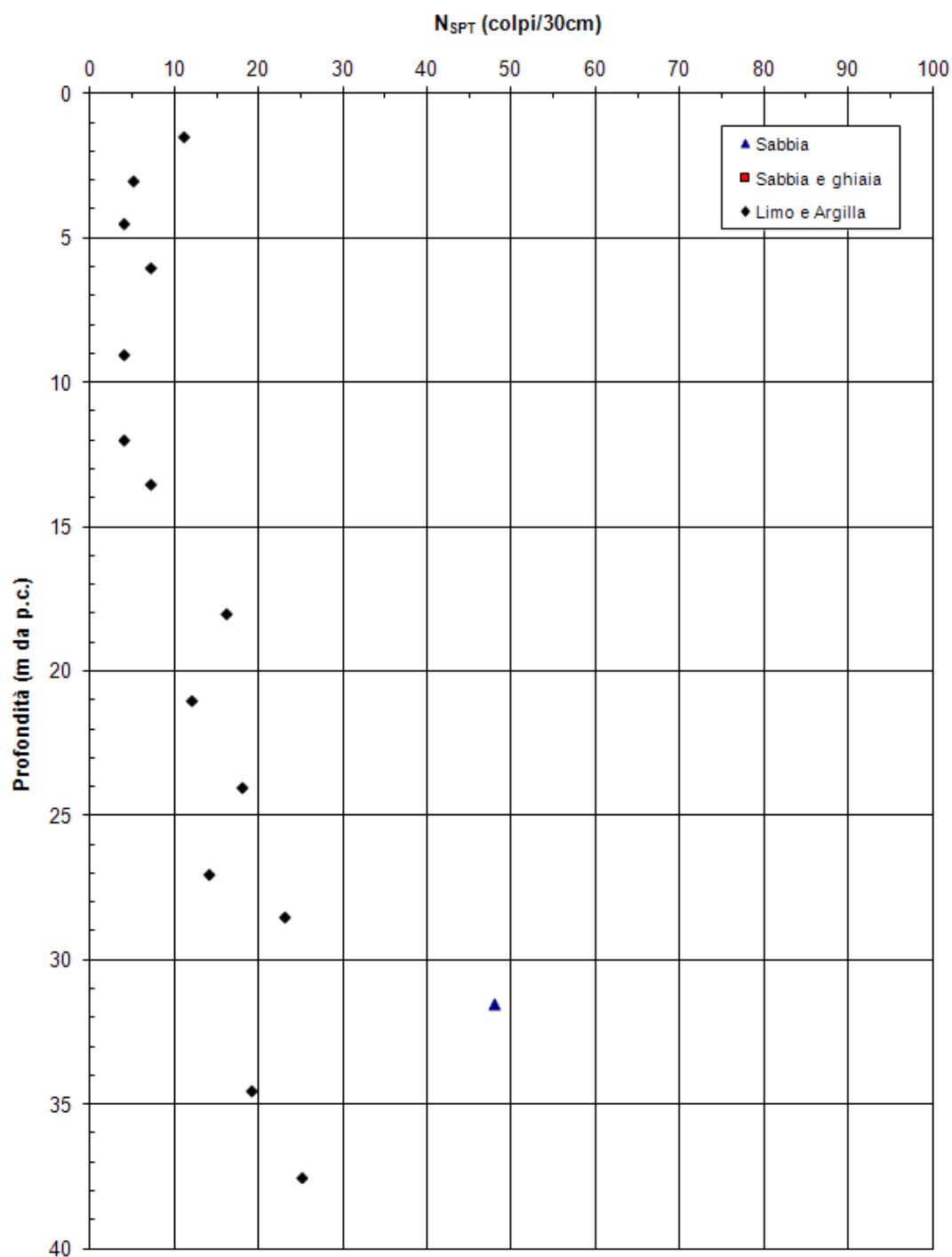
PROGETTO DEFINITIVO



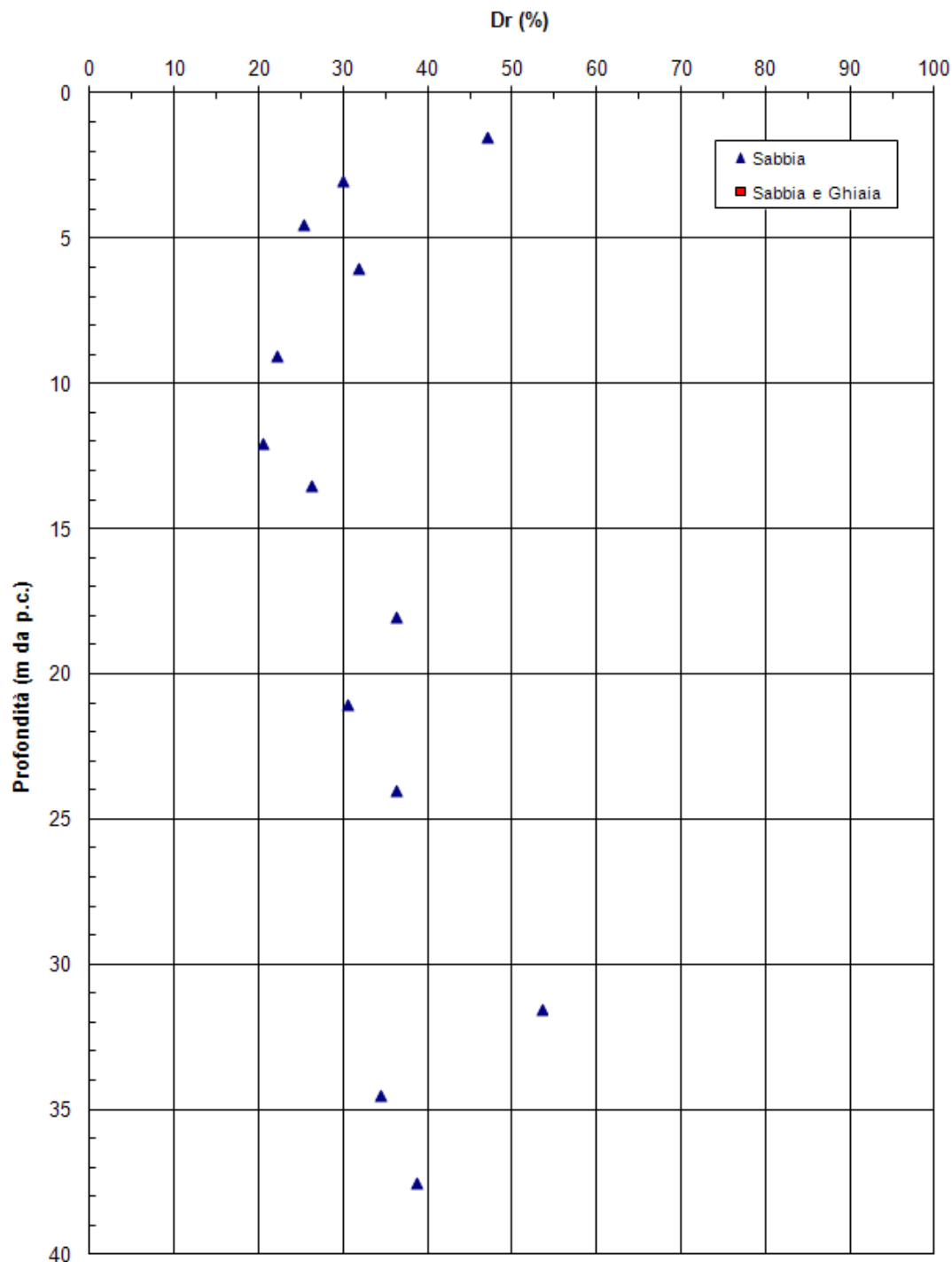
PROGETTO DEFINITIVO

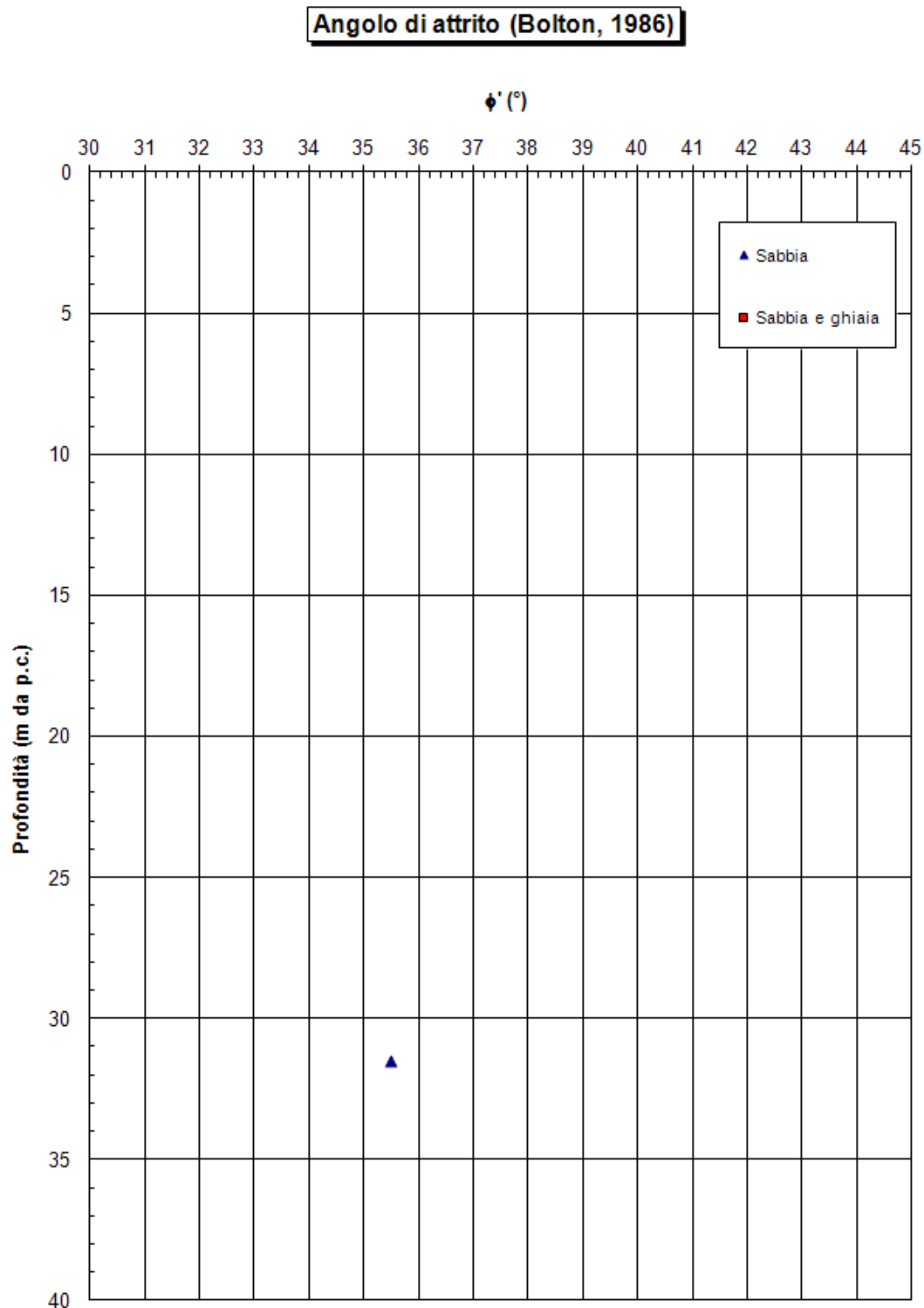


8.3.14 Sondaggio PB17_bis

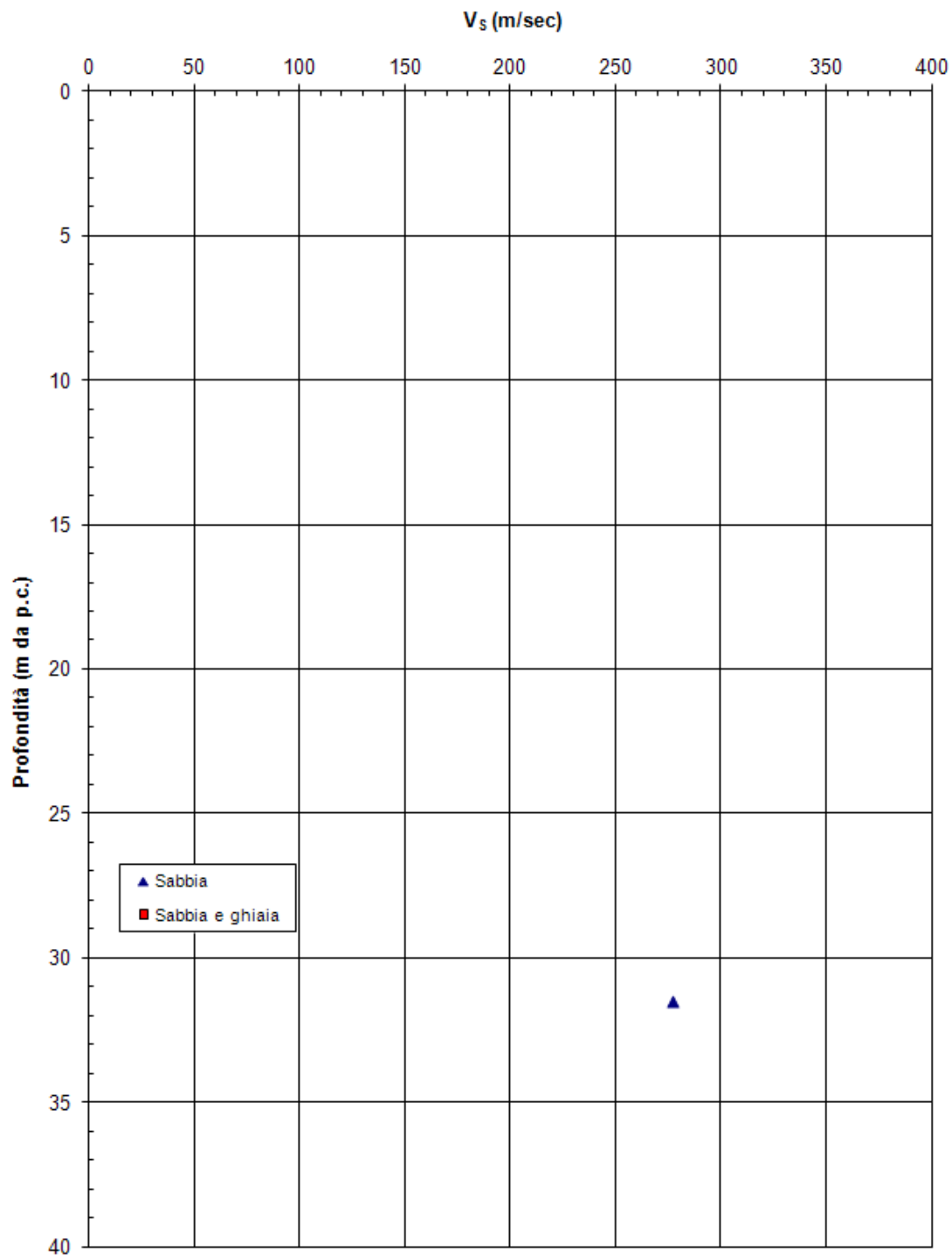


PROGETTO DEFINITIVO

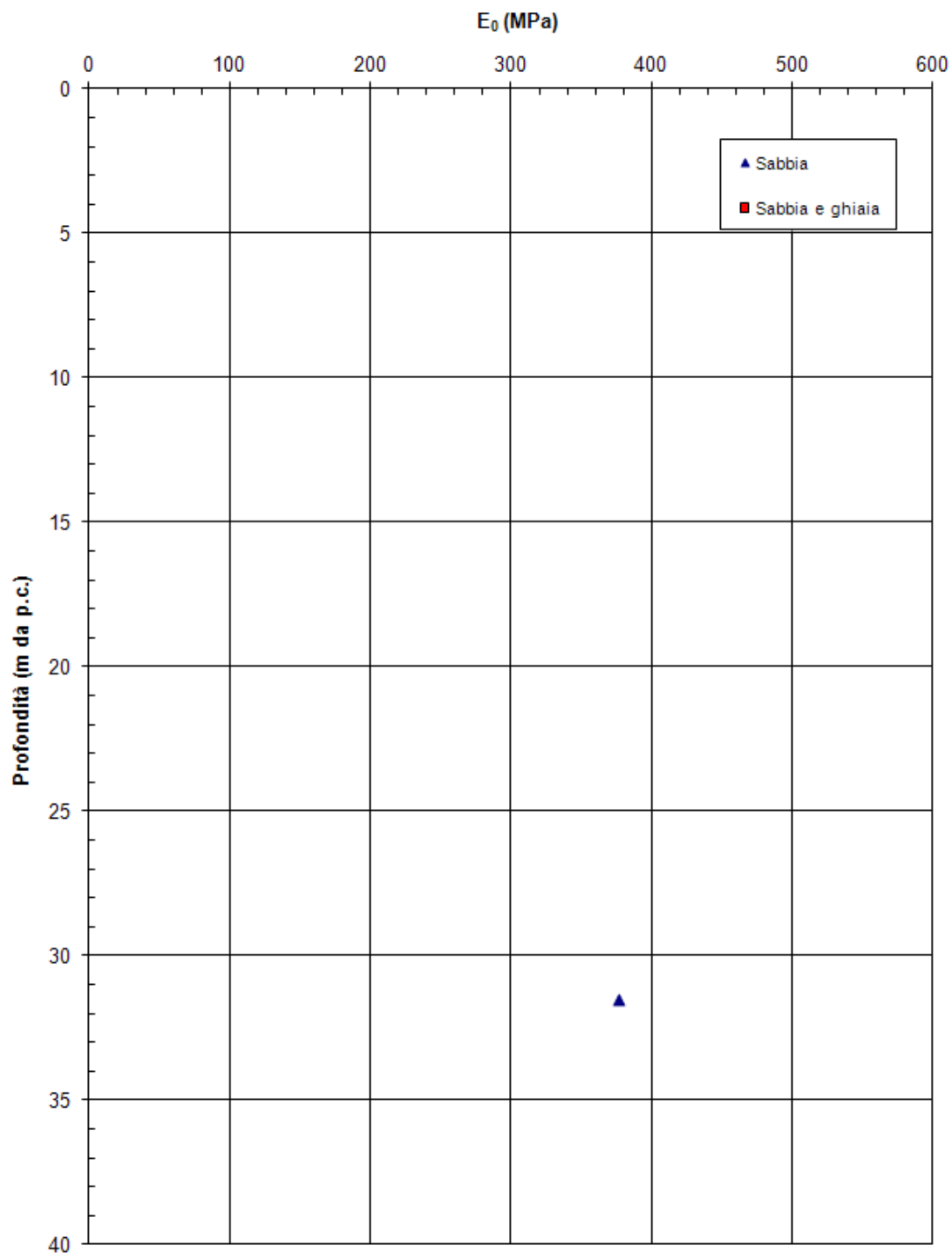




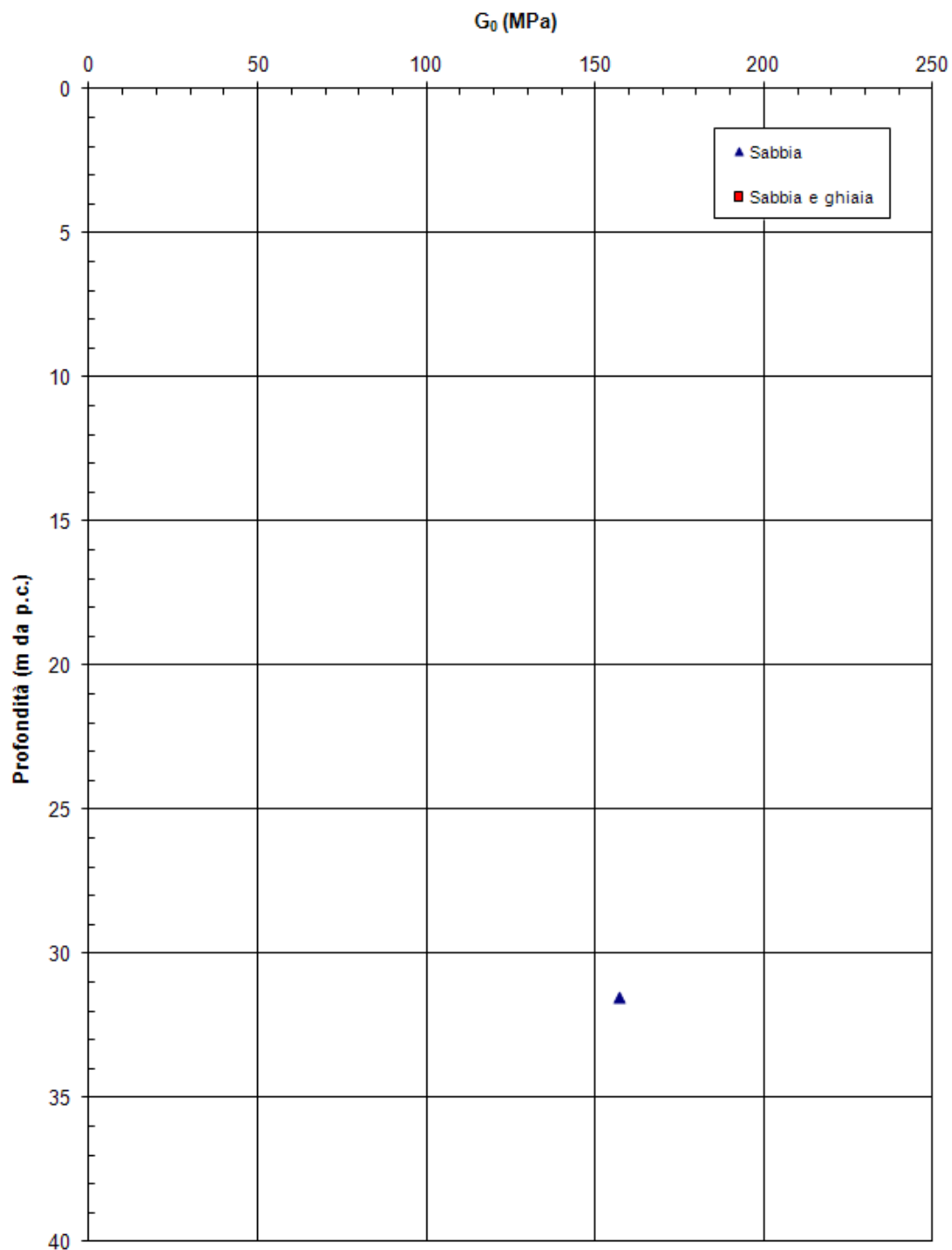
PROGETTO DEFINITIVO

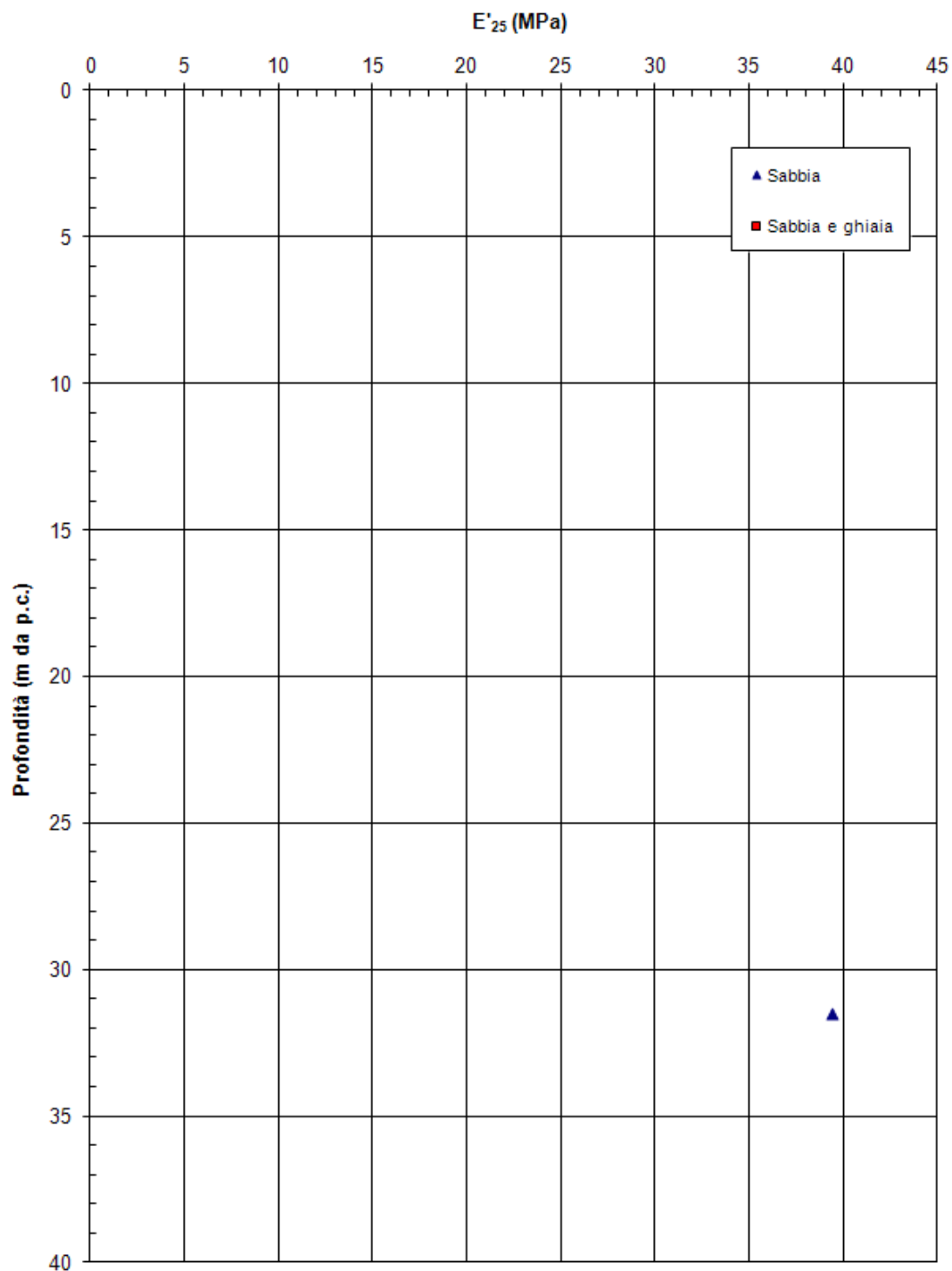


PROGETTO DEFINITIVO

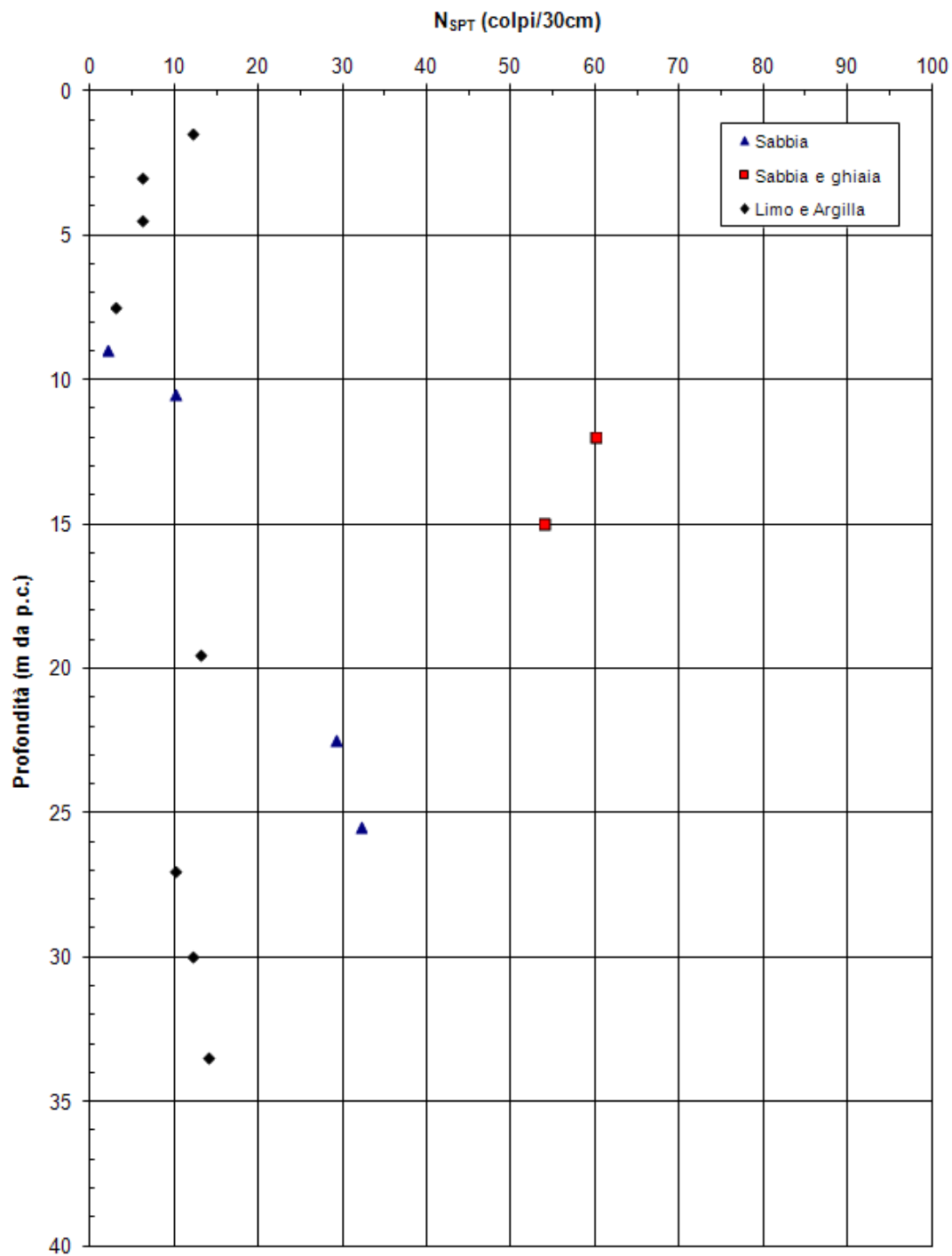


PROGETTO DEFINITIVO

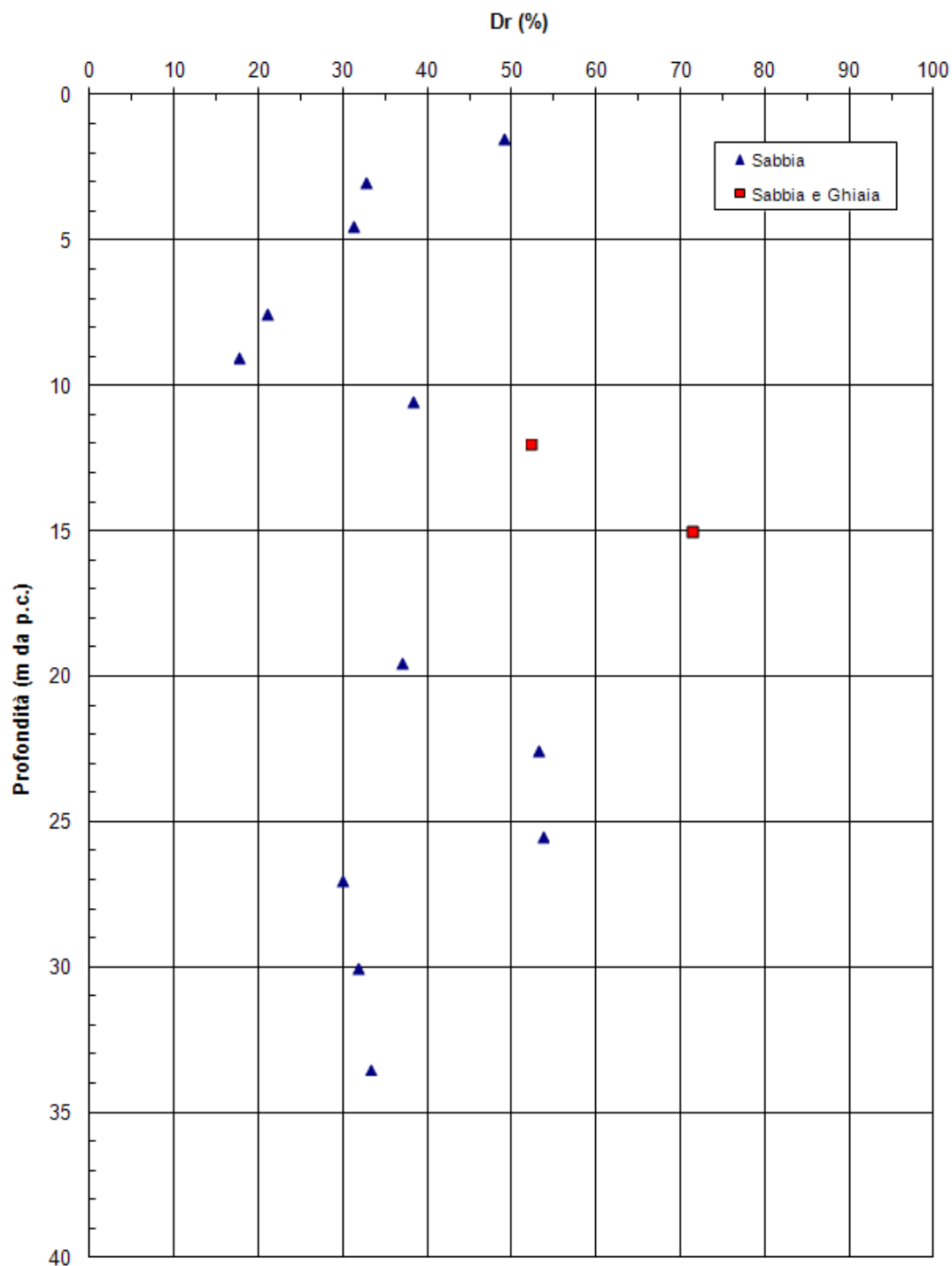




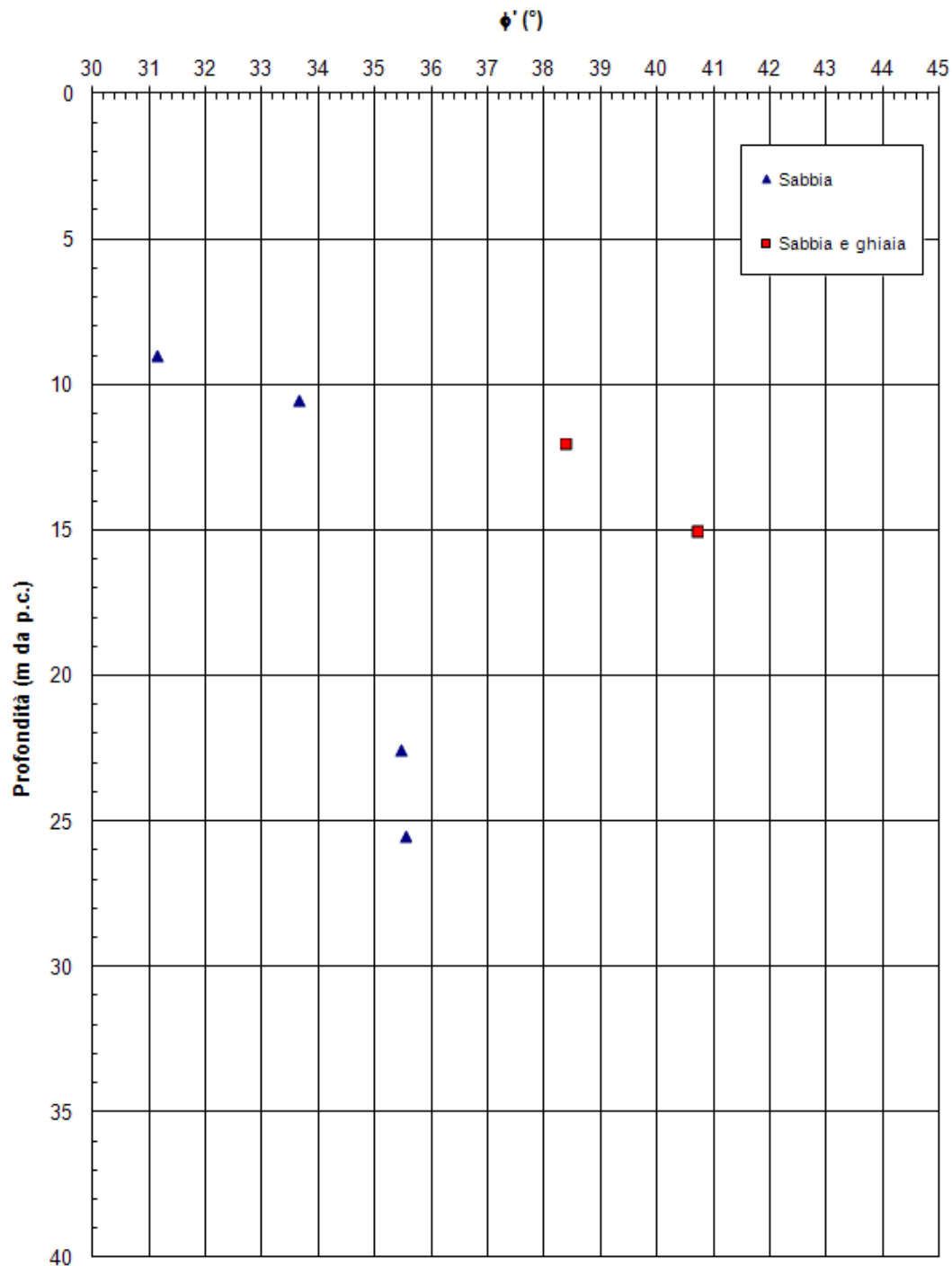
8.3.15 Sondaggio PB19

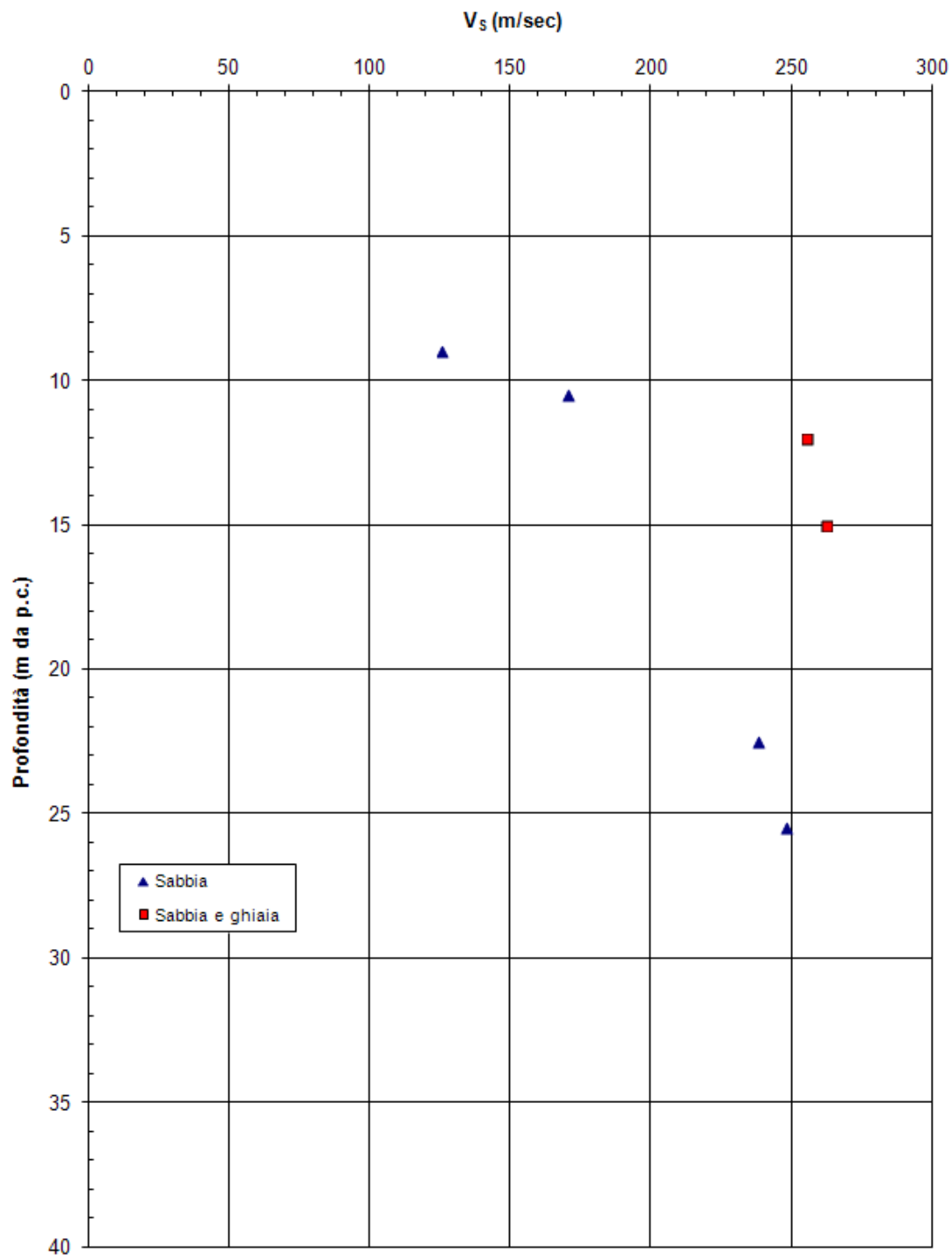


PROGETTO DEFINITIVO

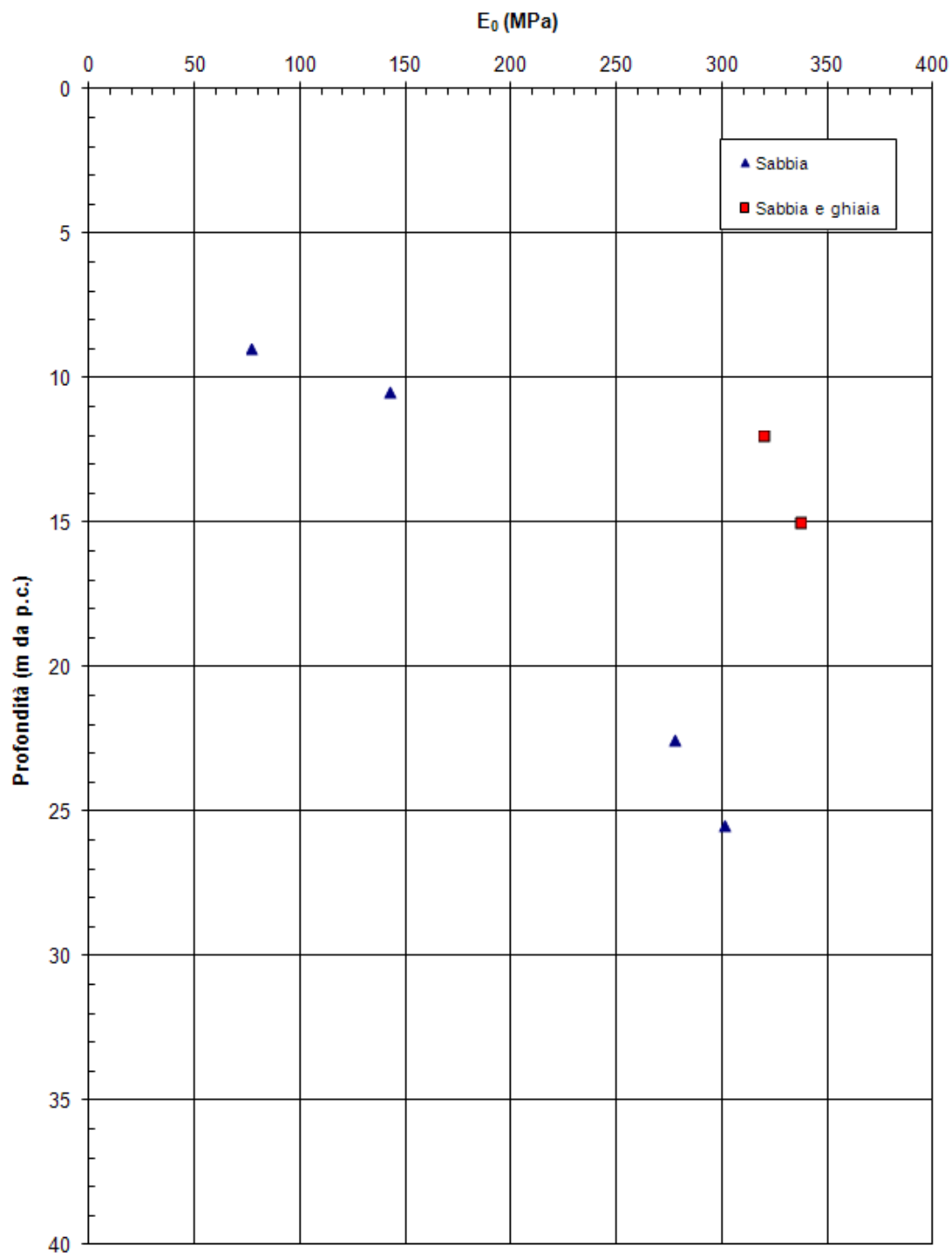


PROGETTO DEFINITIVO

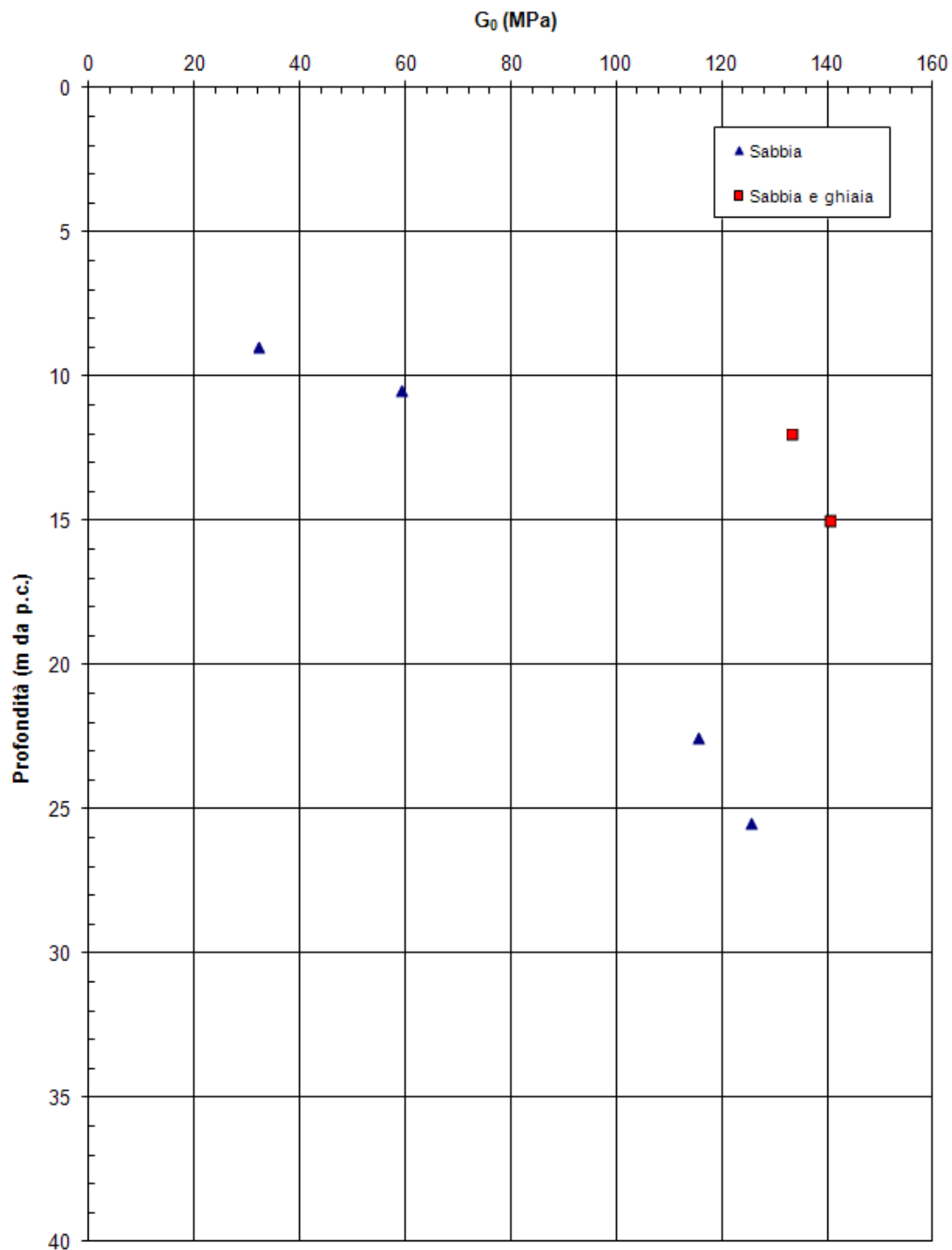


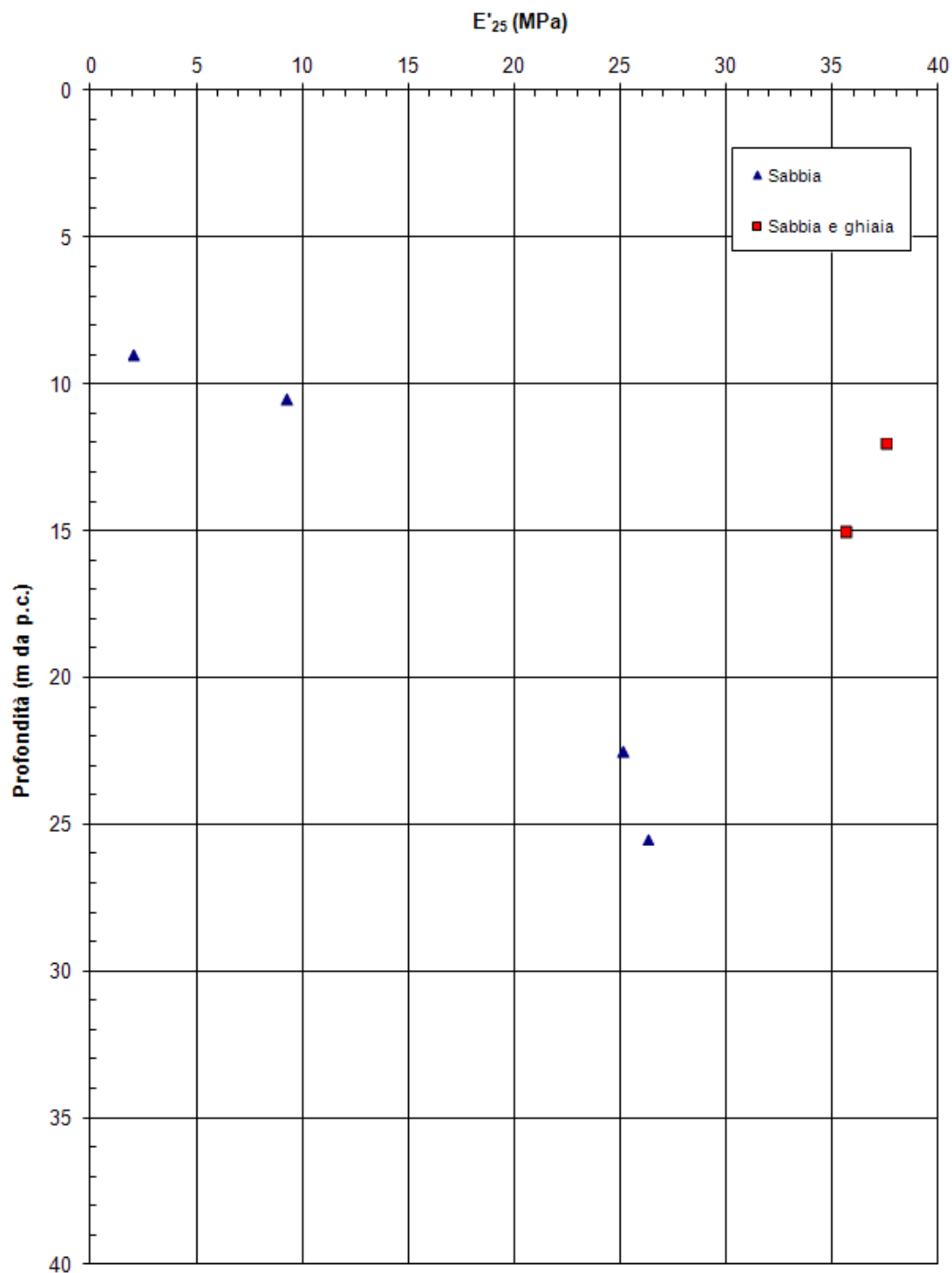


PROGETTO DEFINITIVO

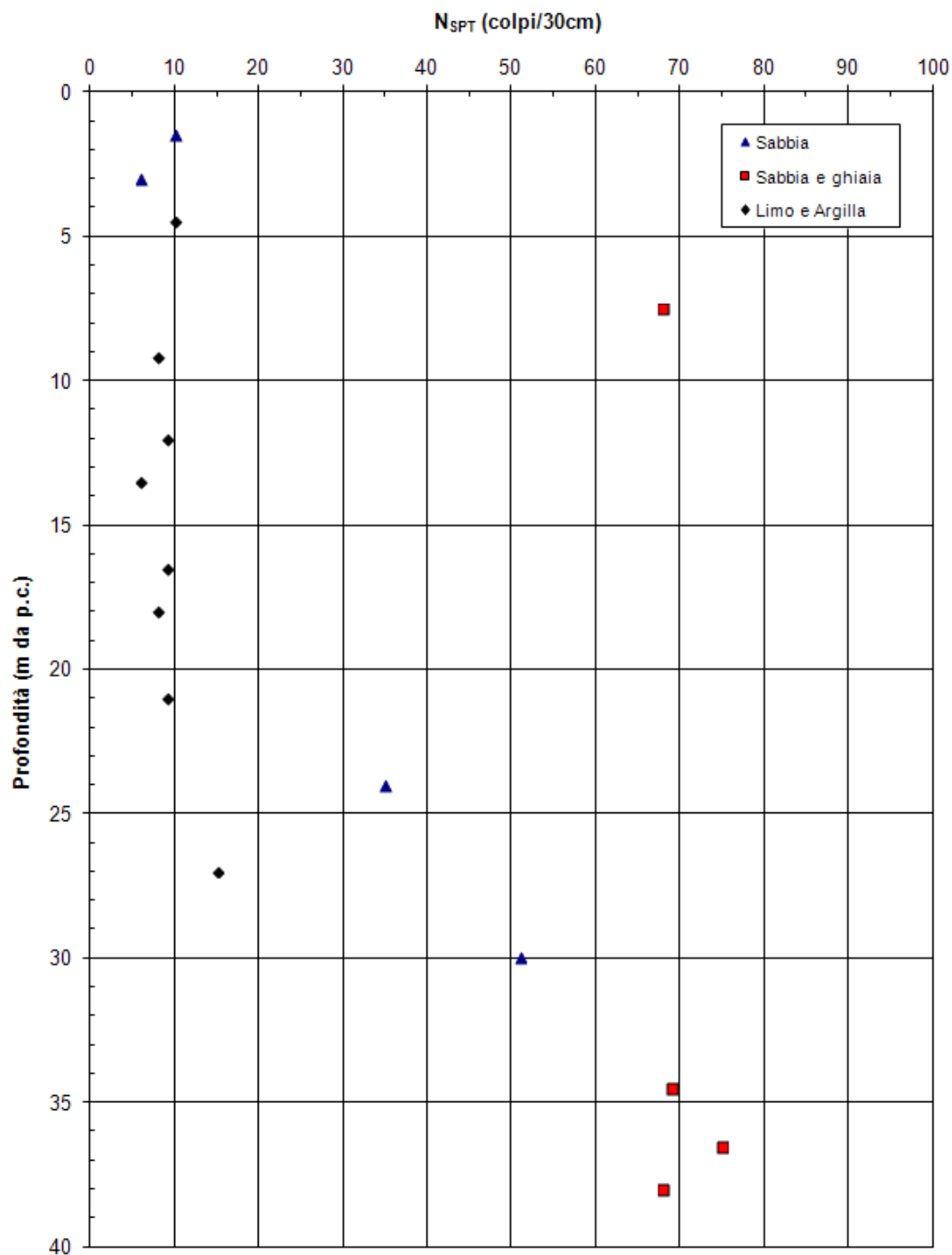


PROGETTO DEFINITIVO

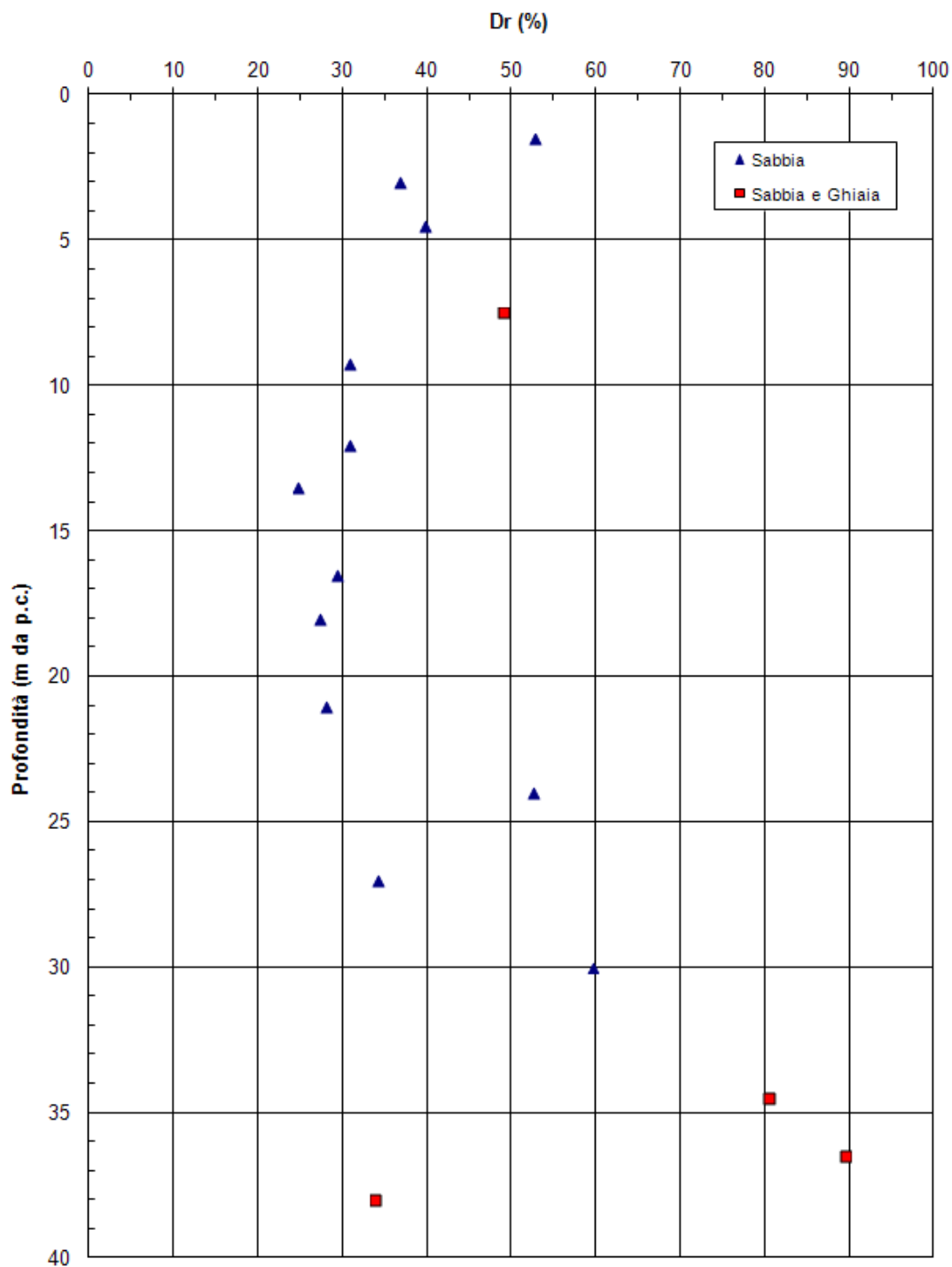


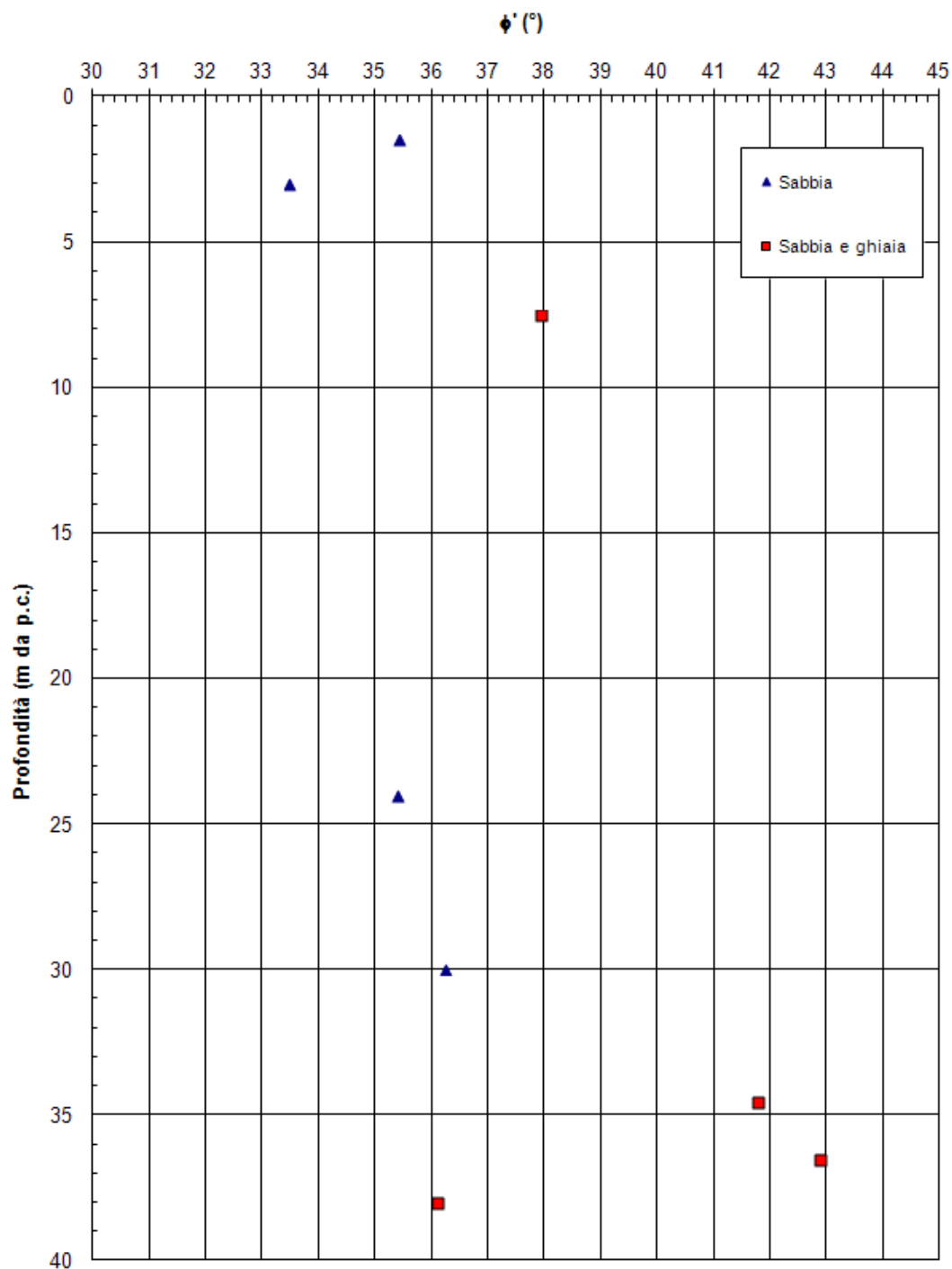


8.3.16 Sondaggio PB21_bis

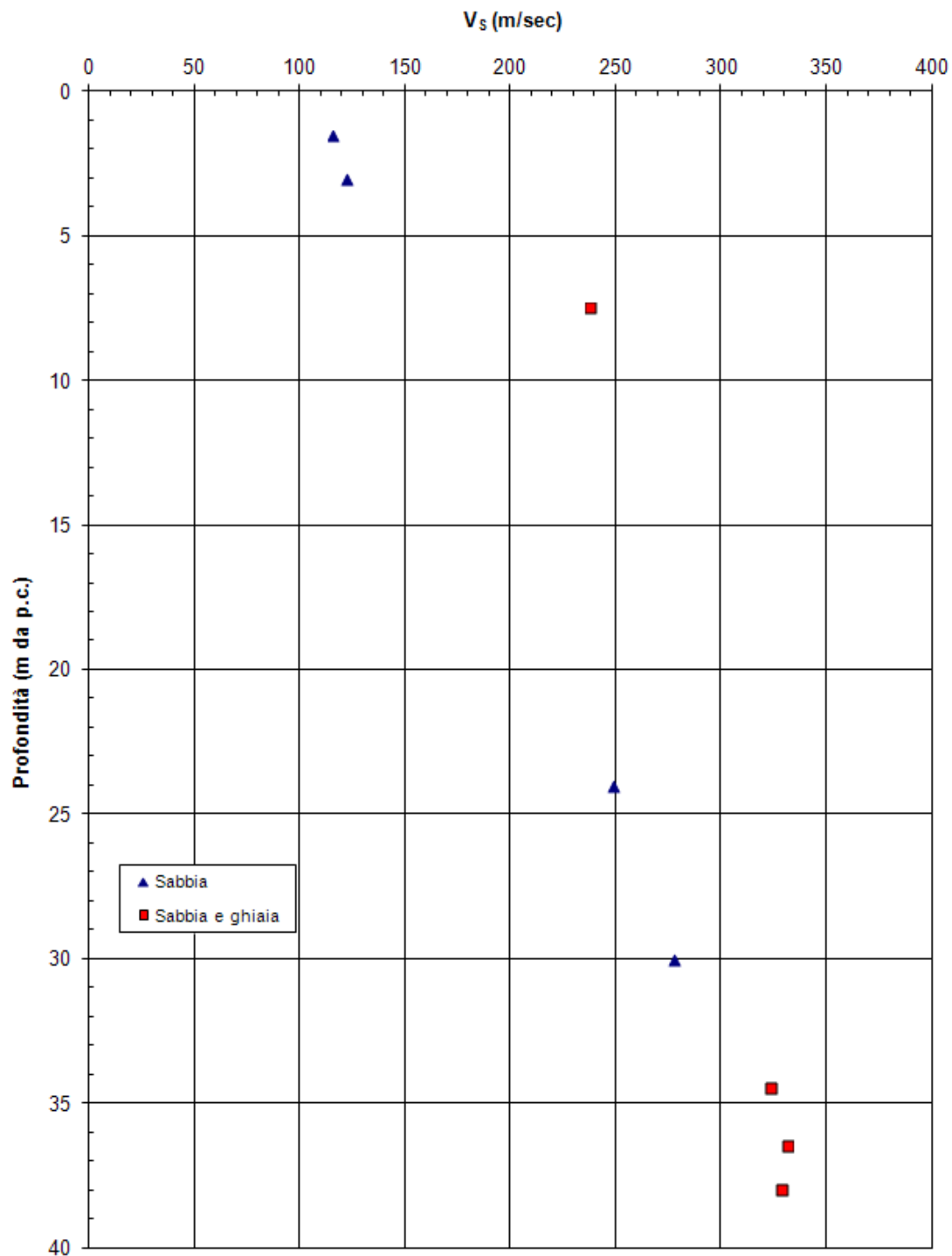


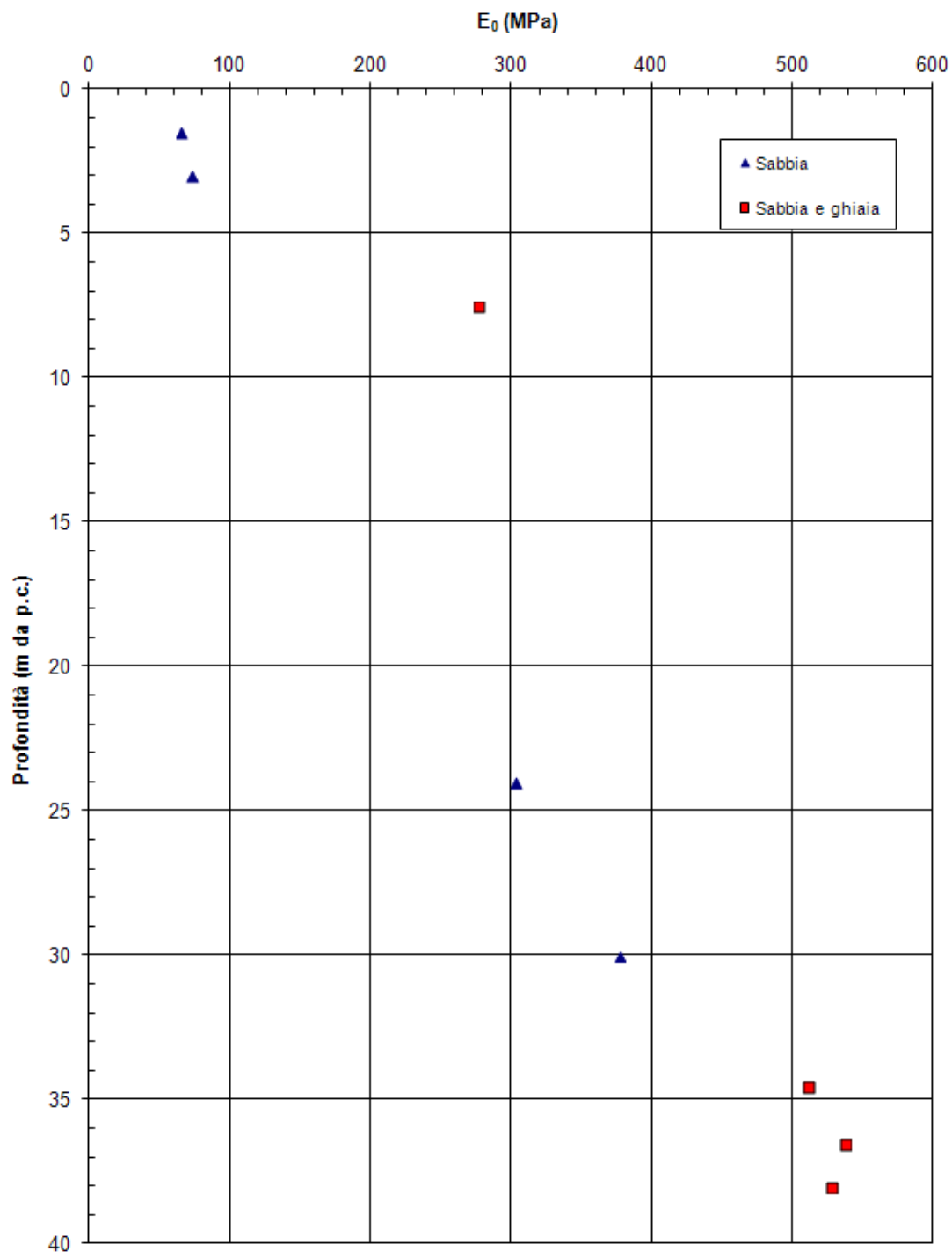
PROGETTO DEFINITIVO



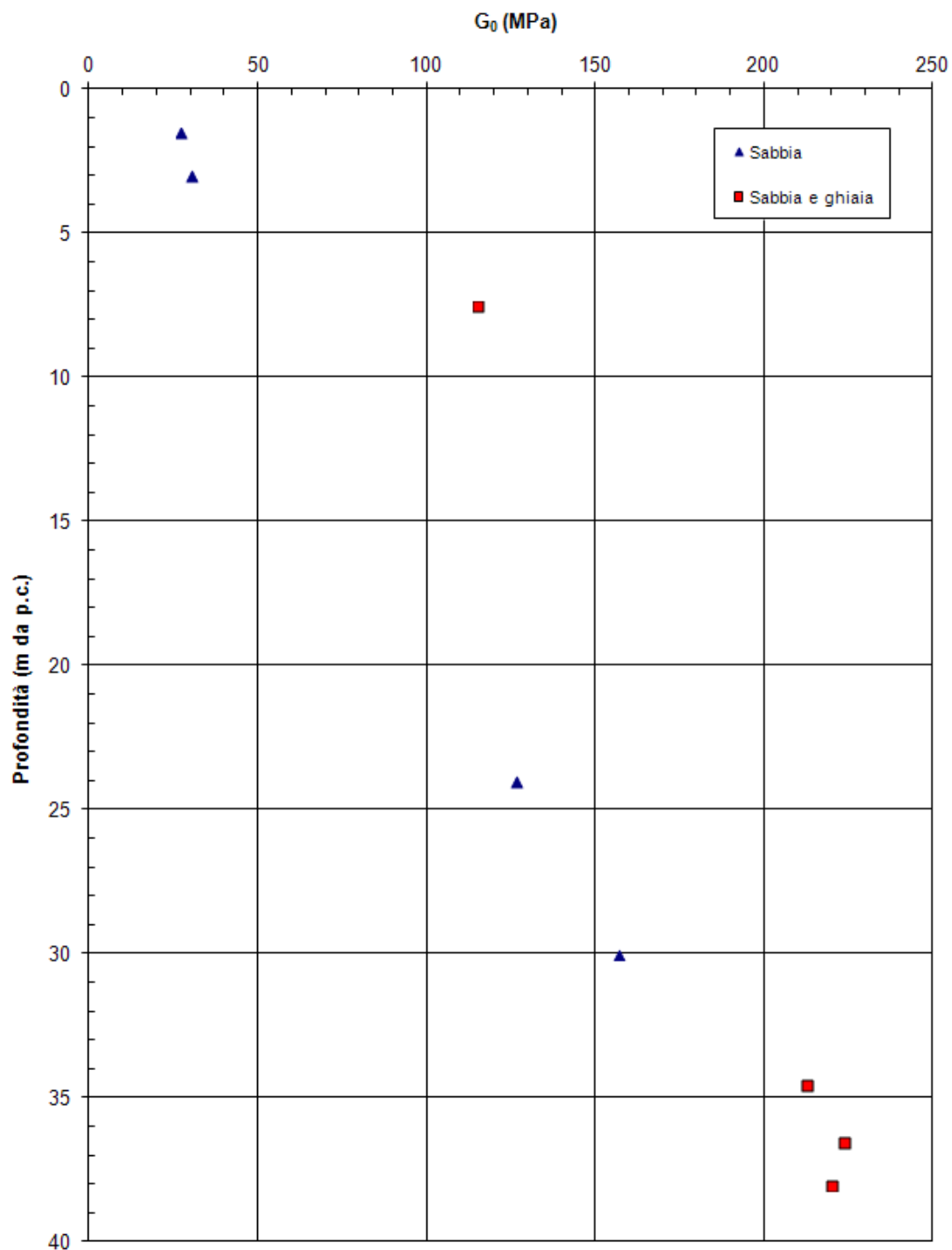


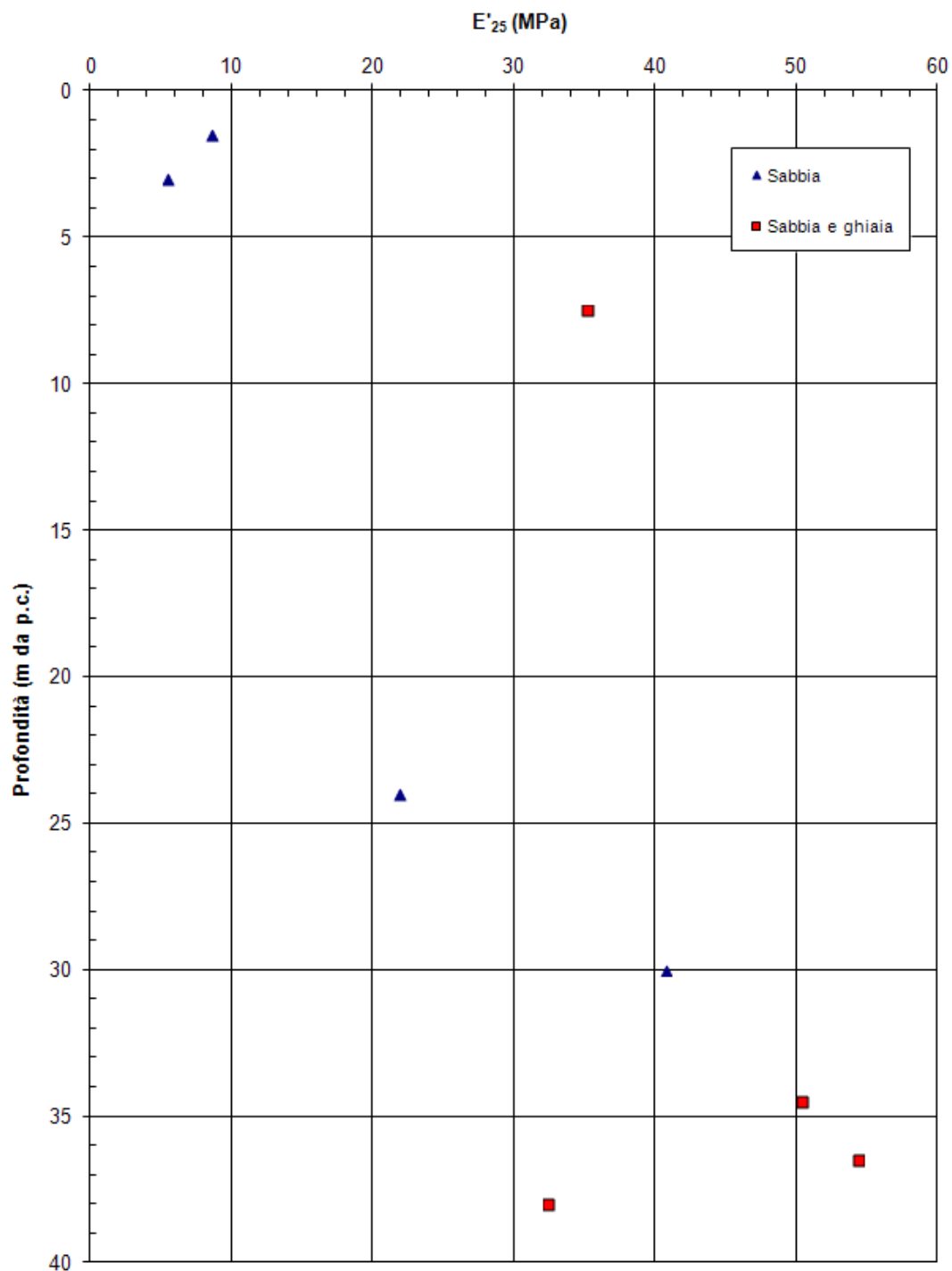
PROGETTO DEFINITIVO



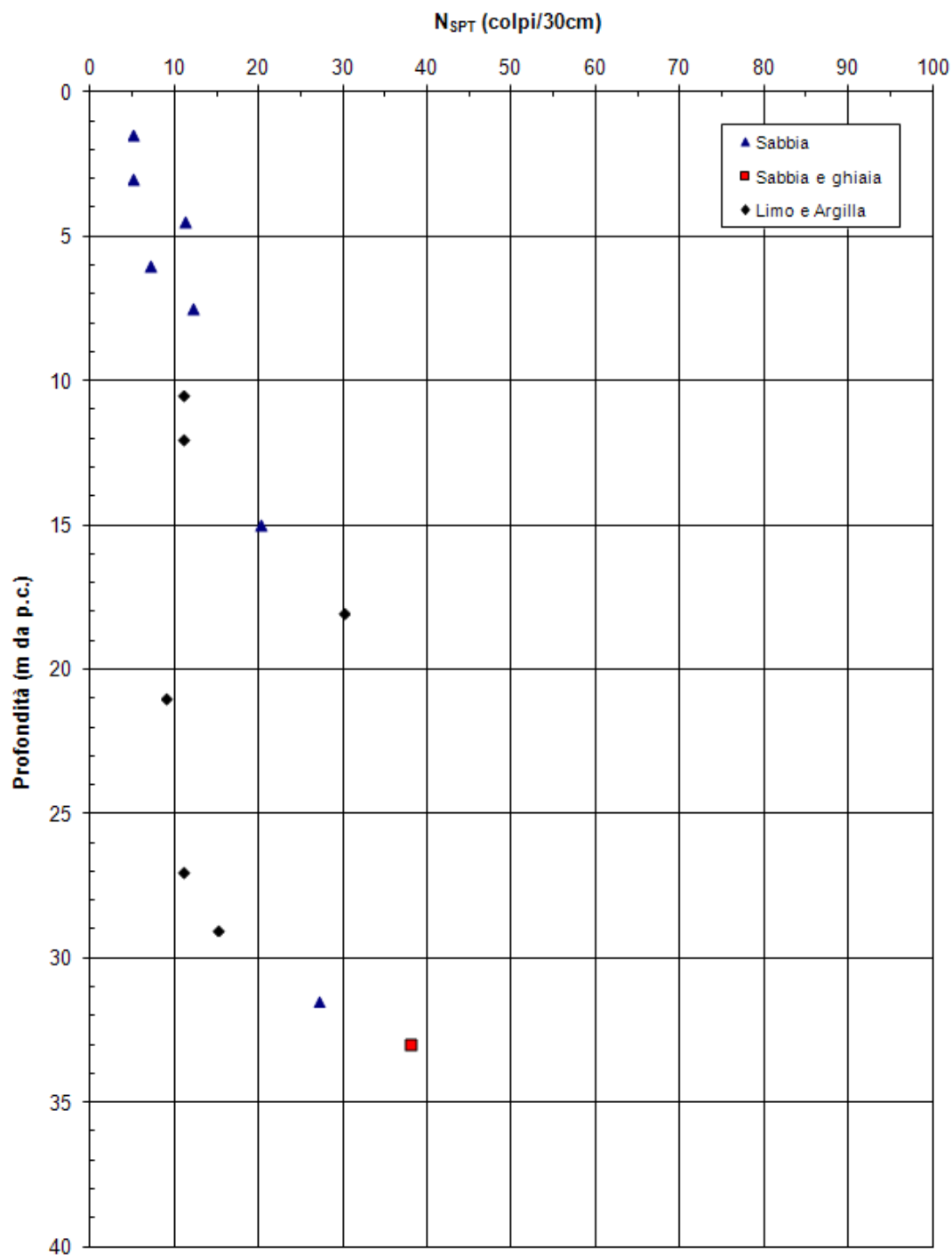


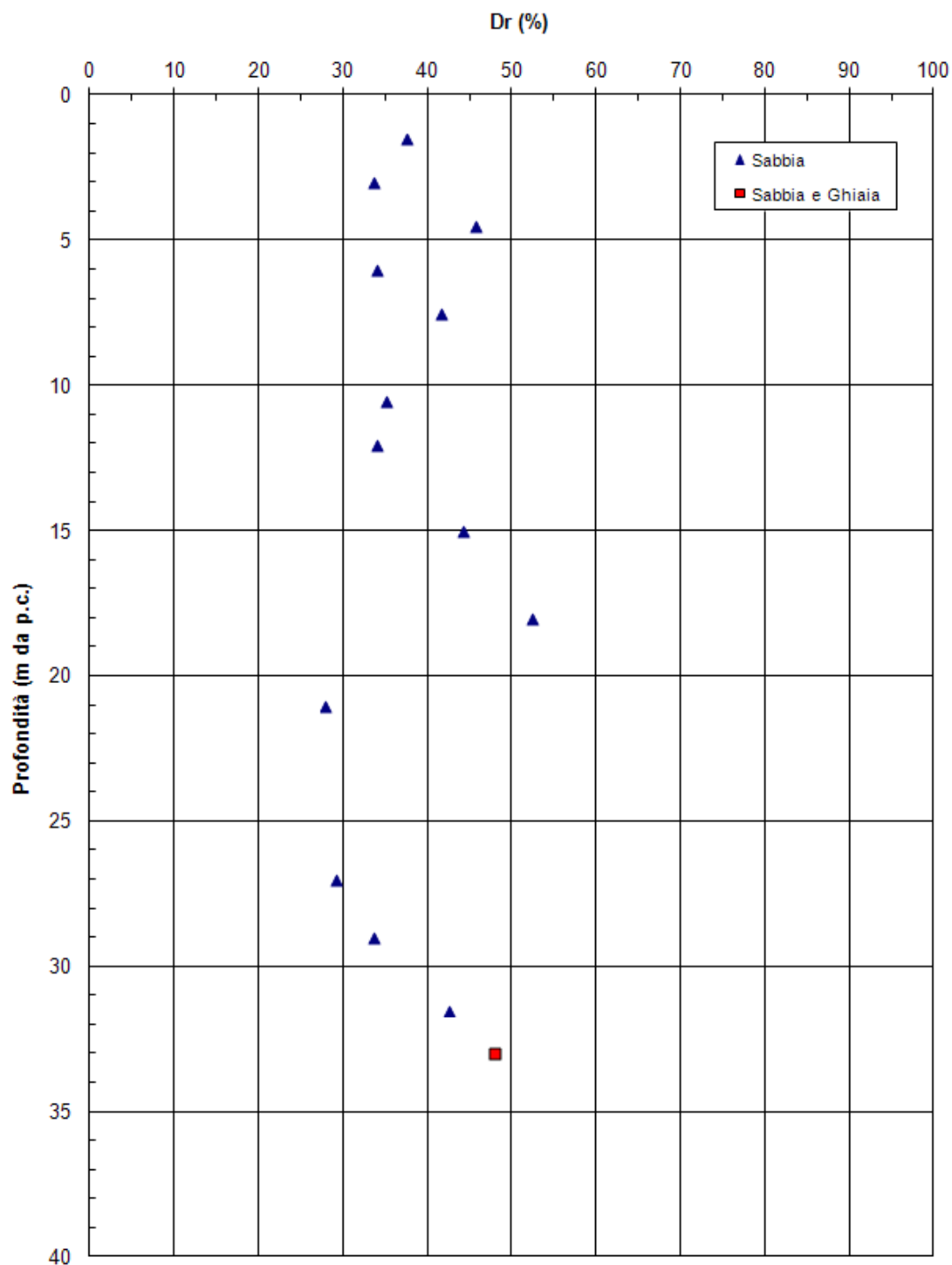
PROGETTO DEFINITIVO



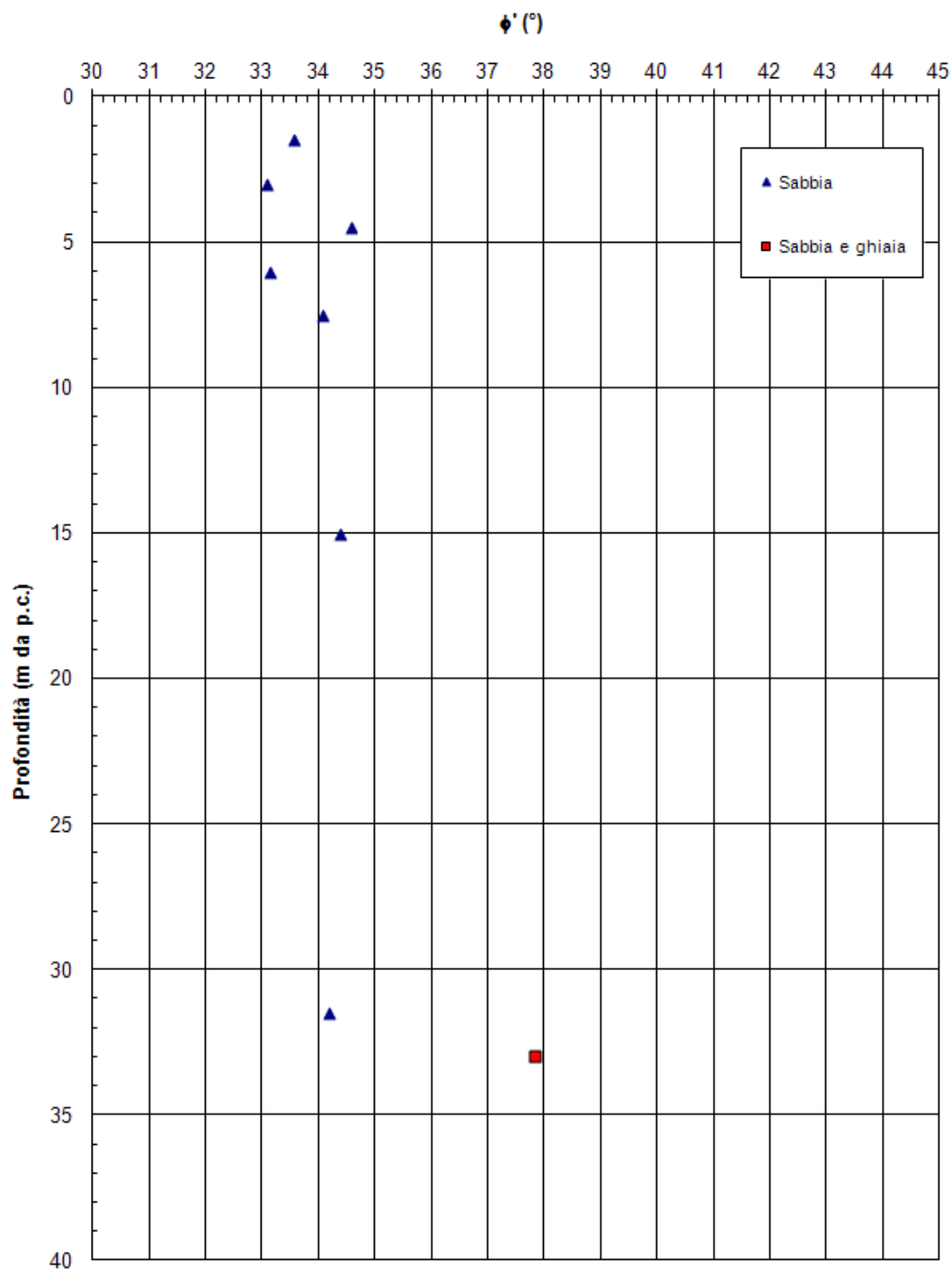


8.3.17 Sondaggio PB22

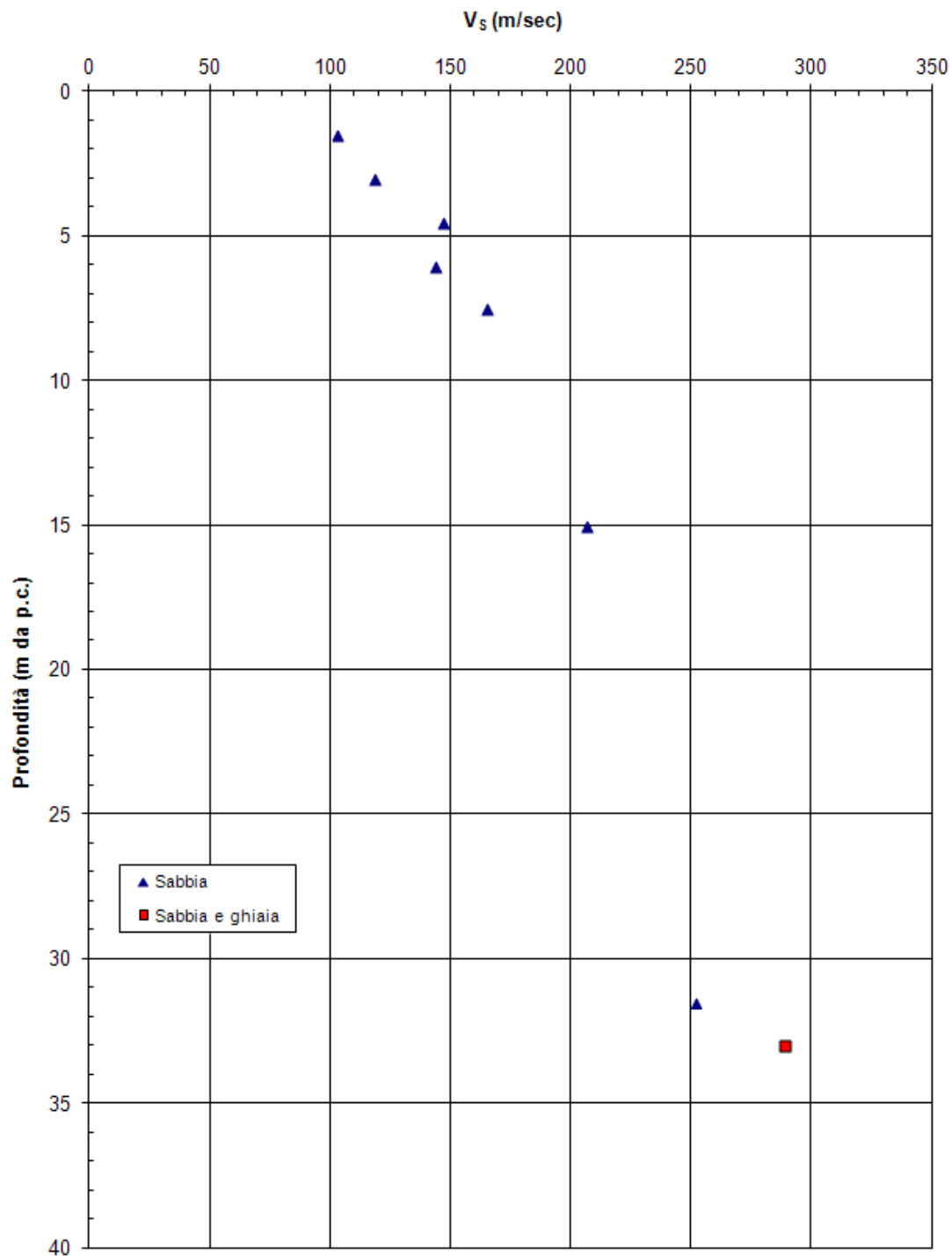




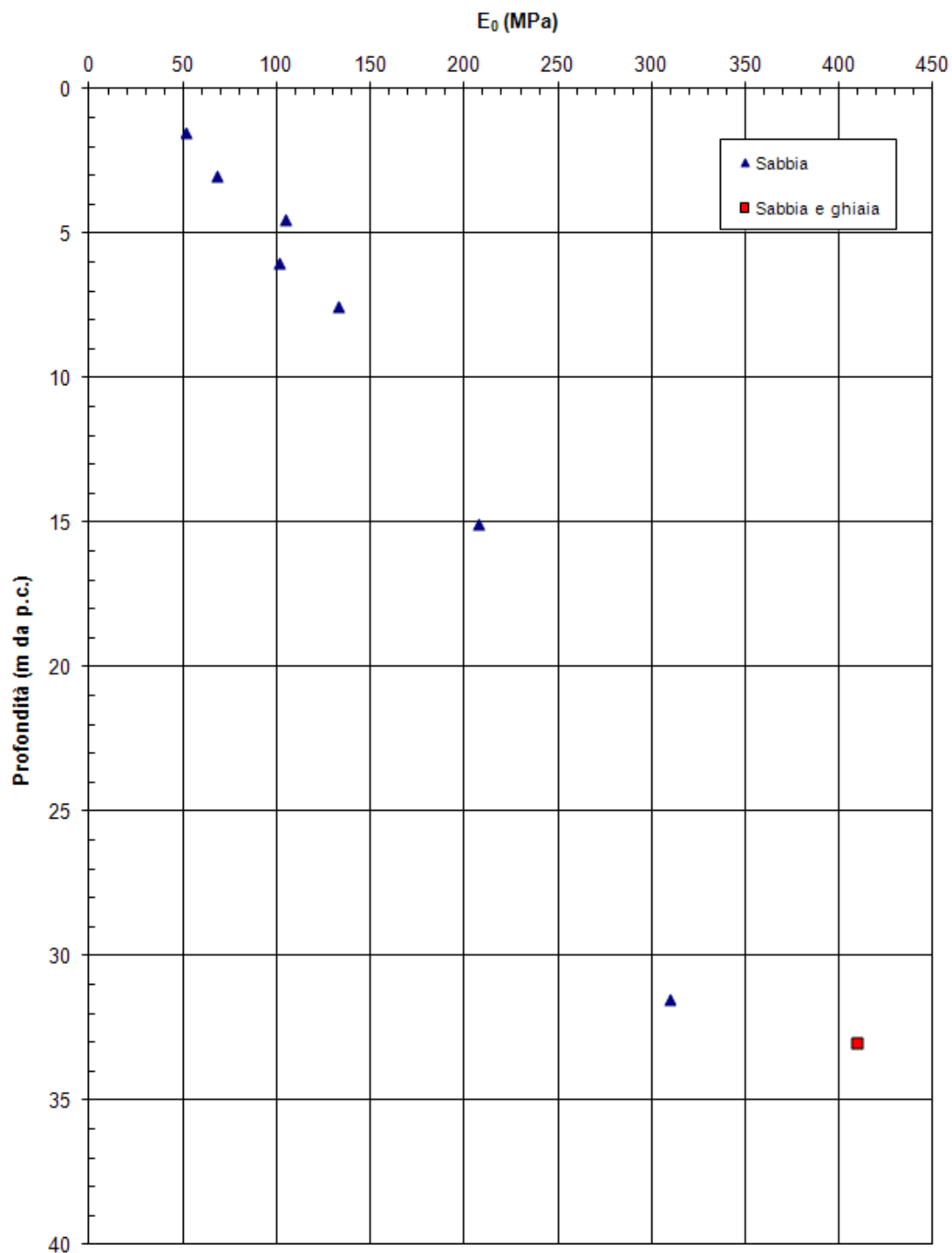
PROGETTO DEFINITIVO



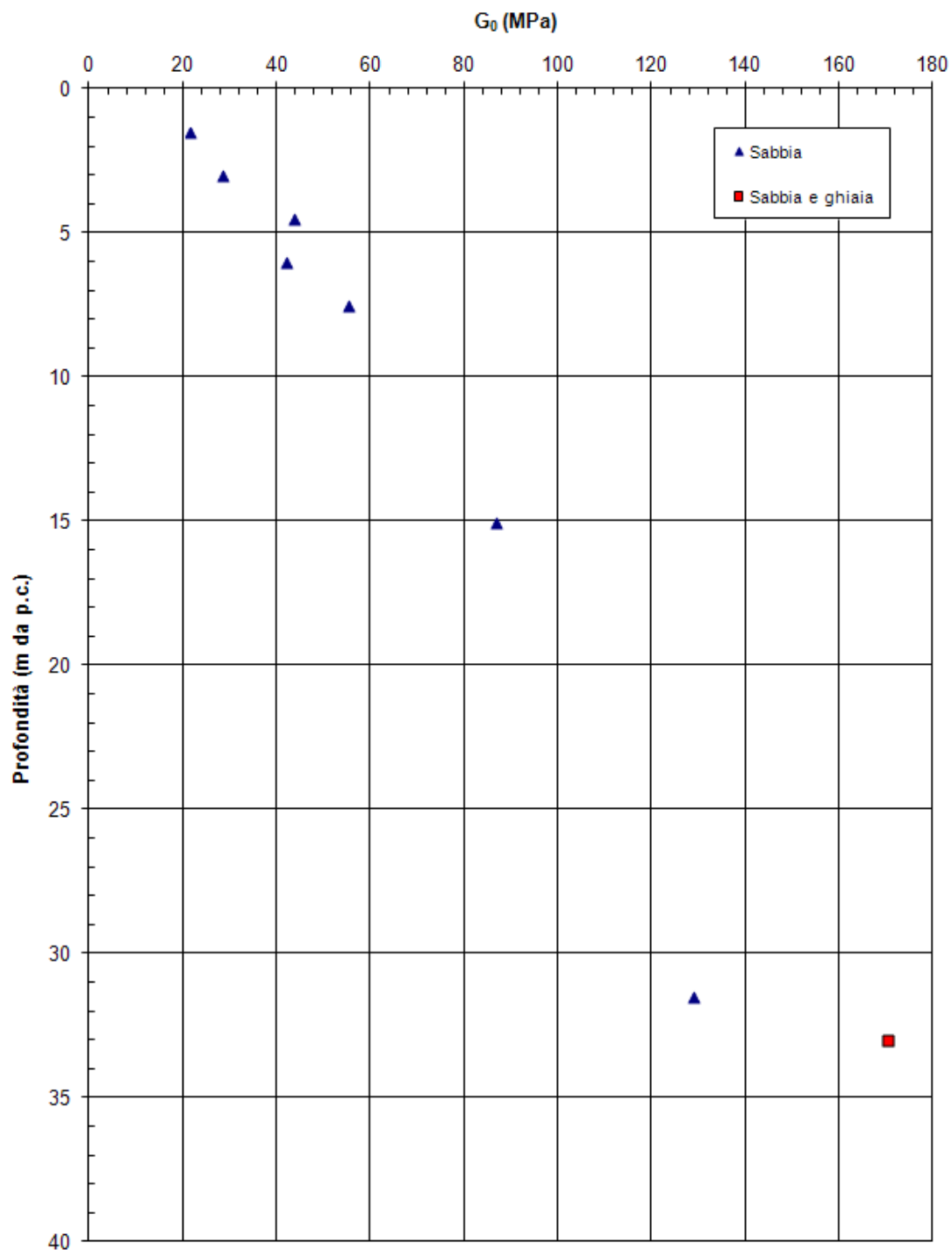
PROGETTO DEFINITIVO

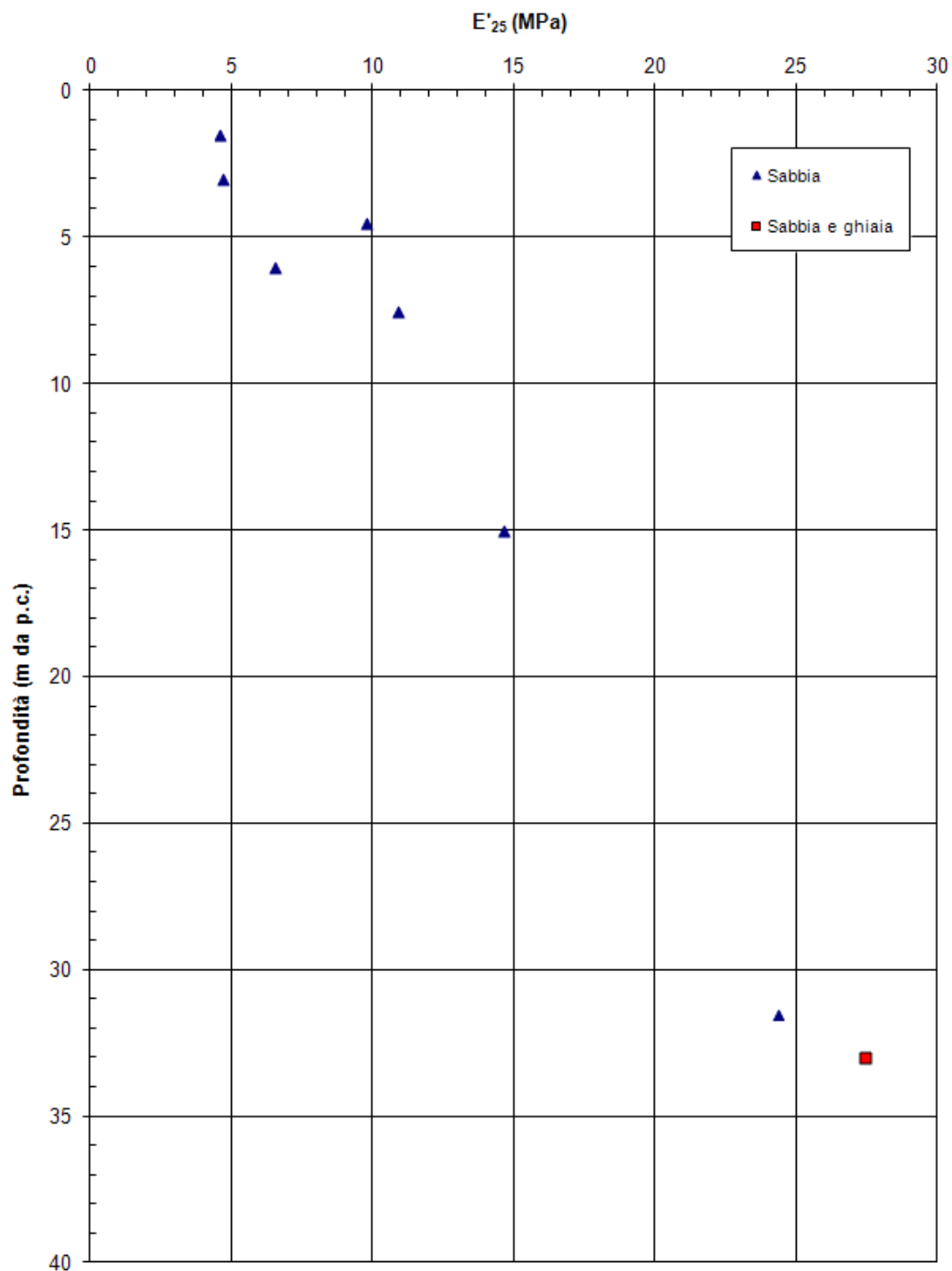


PROGETTO DEFINITIVO

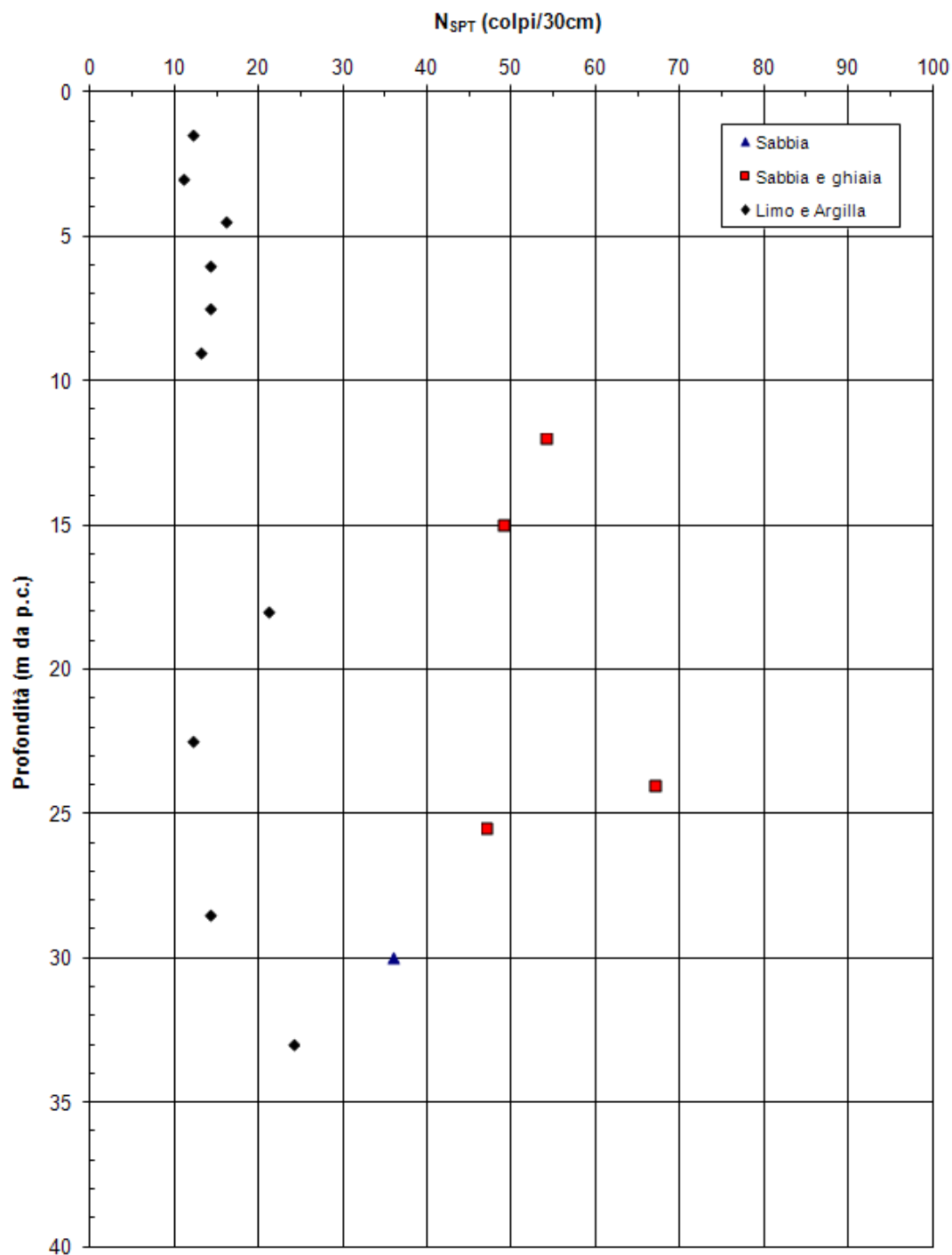


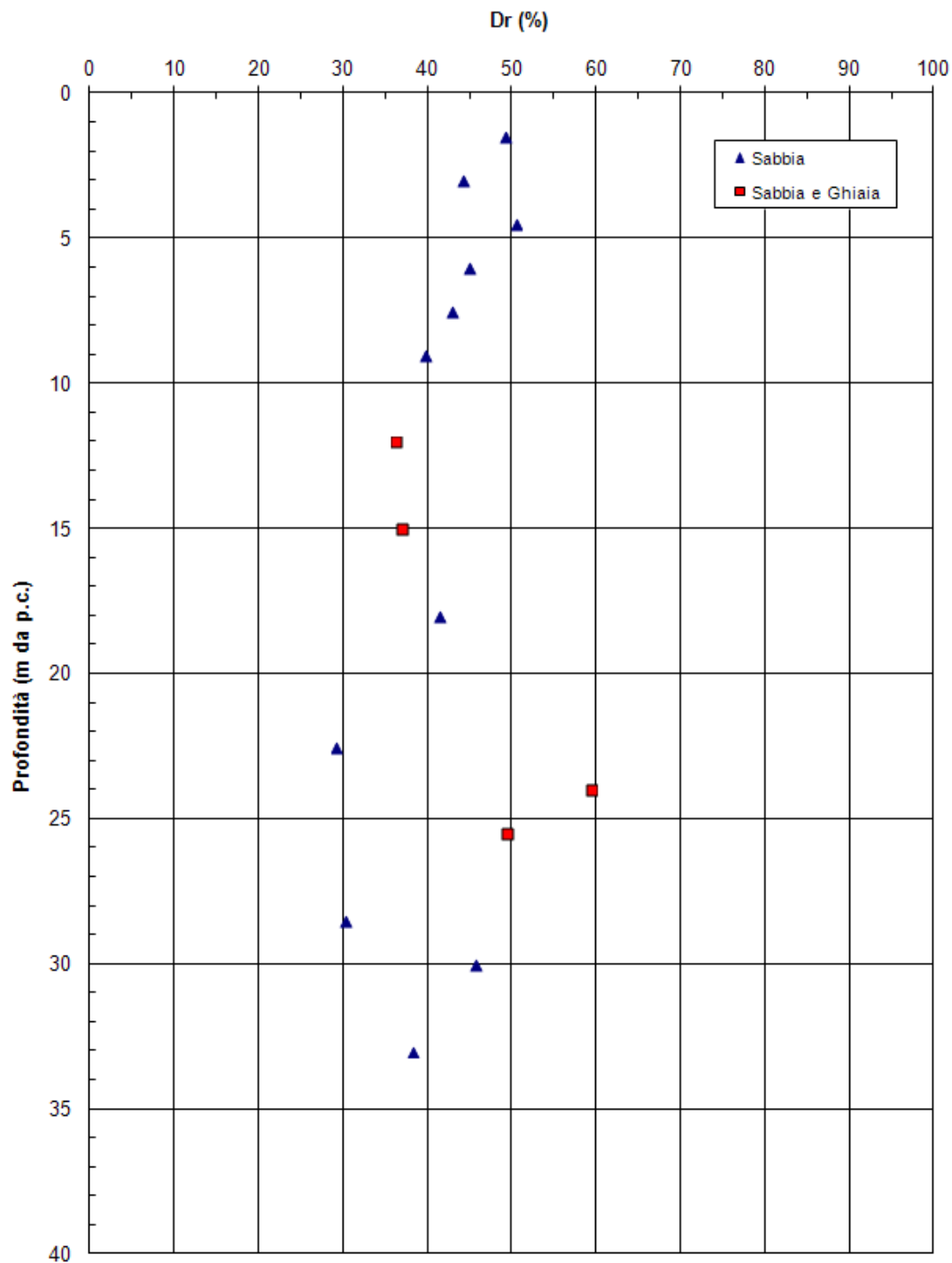
PROGETTO DEFINITIVO

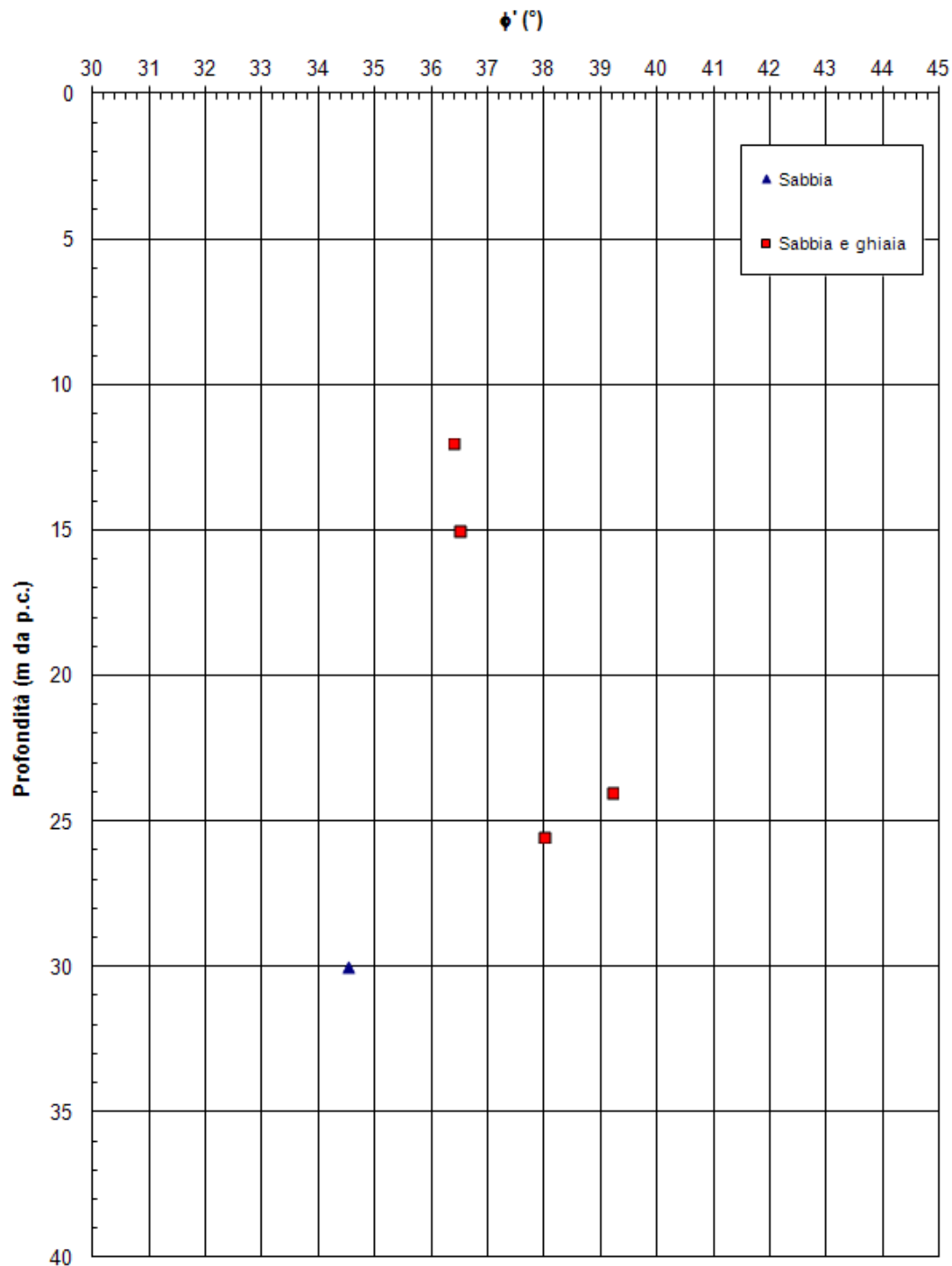


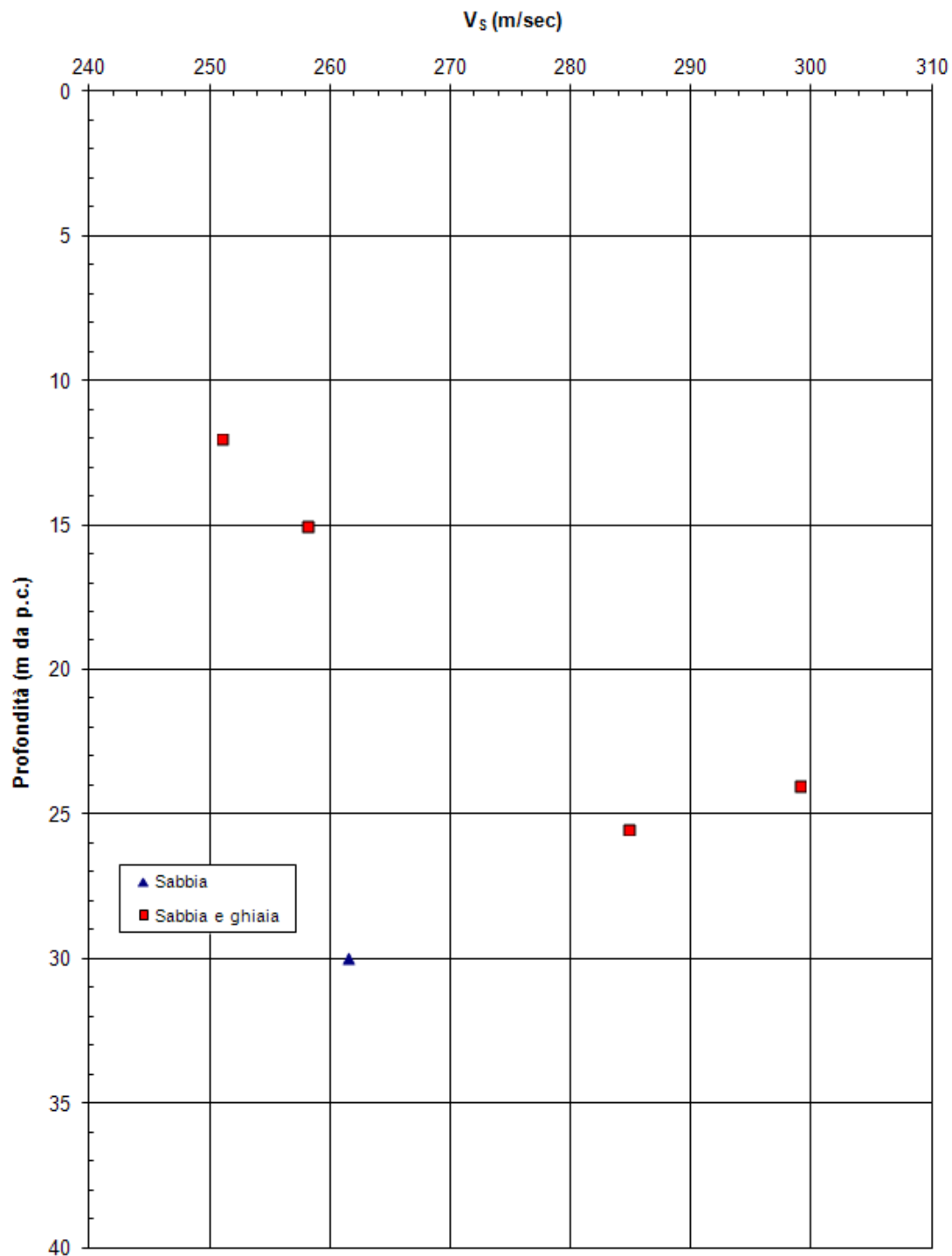


8.3.18 Sondaggio PB24

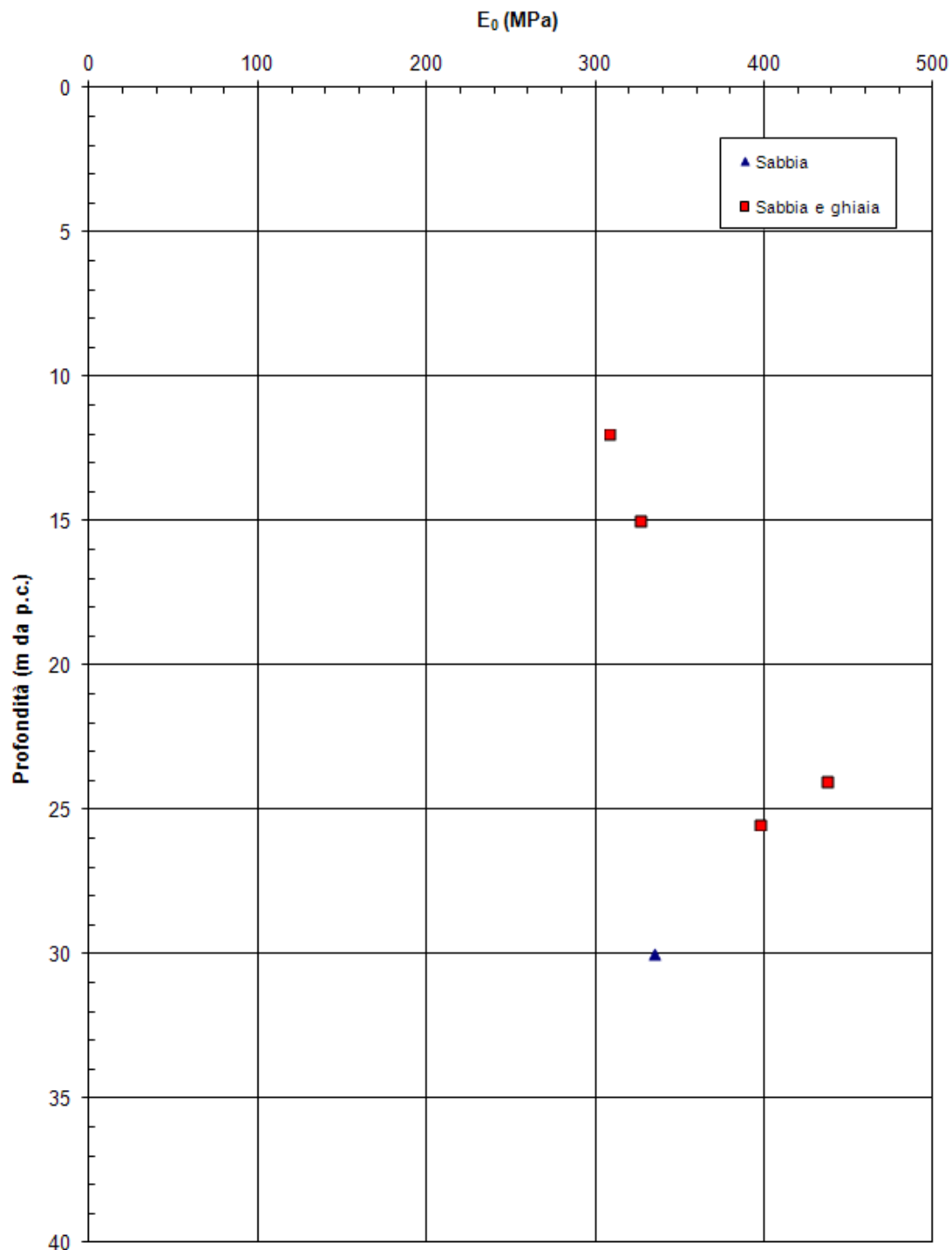




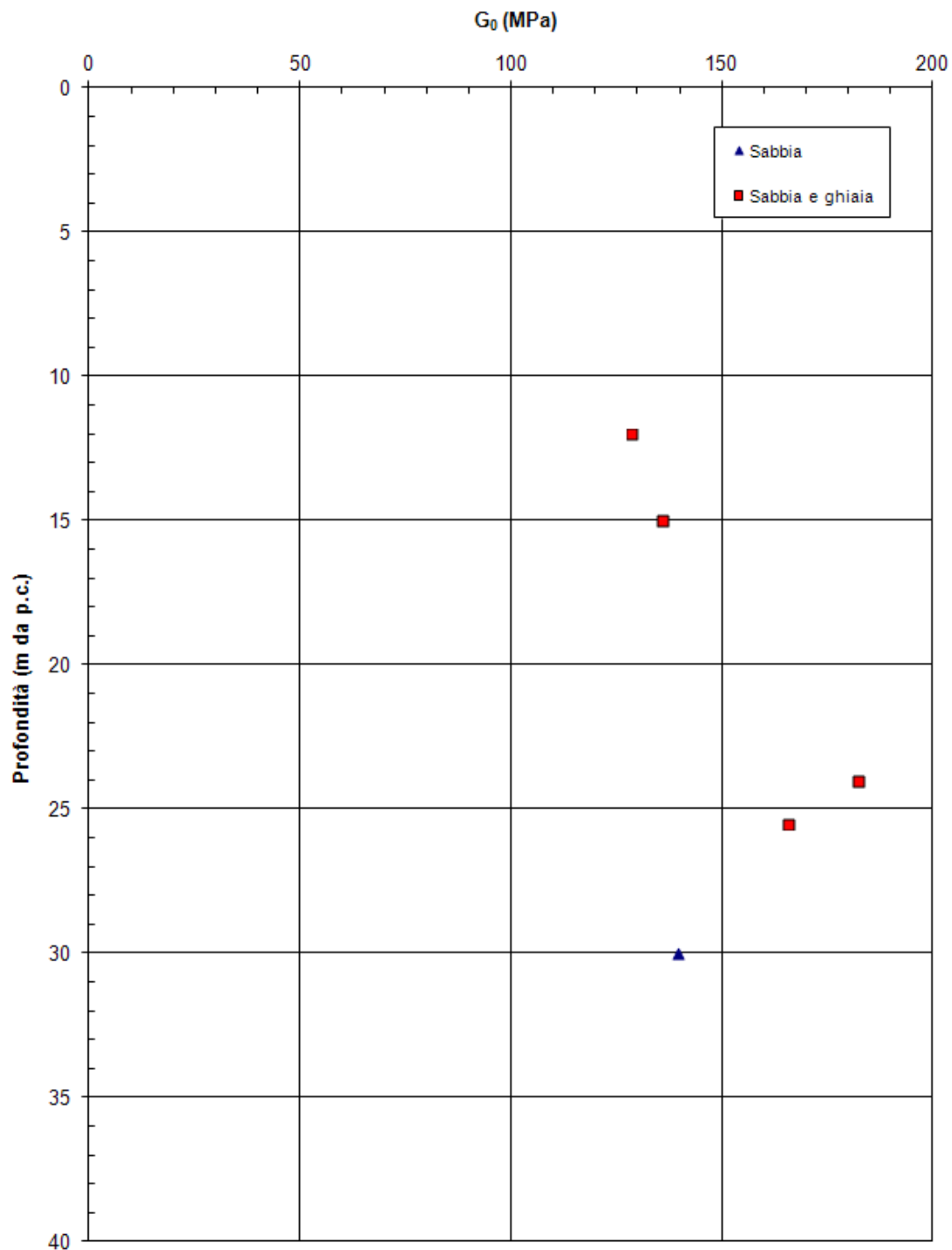




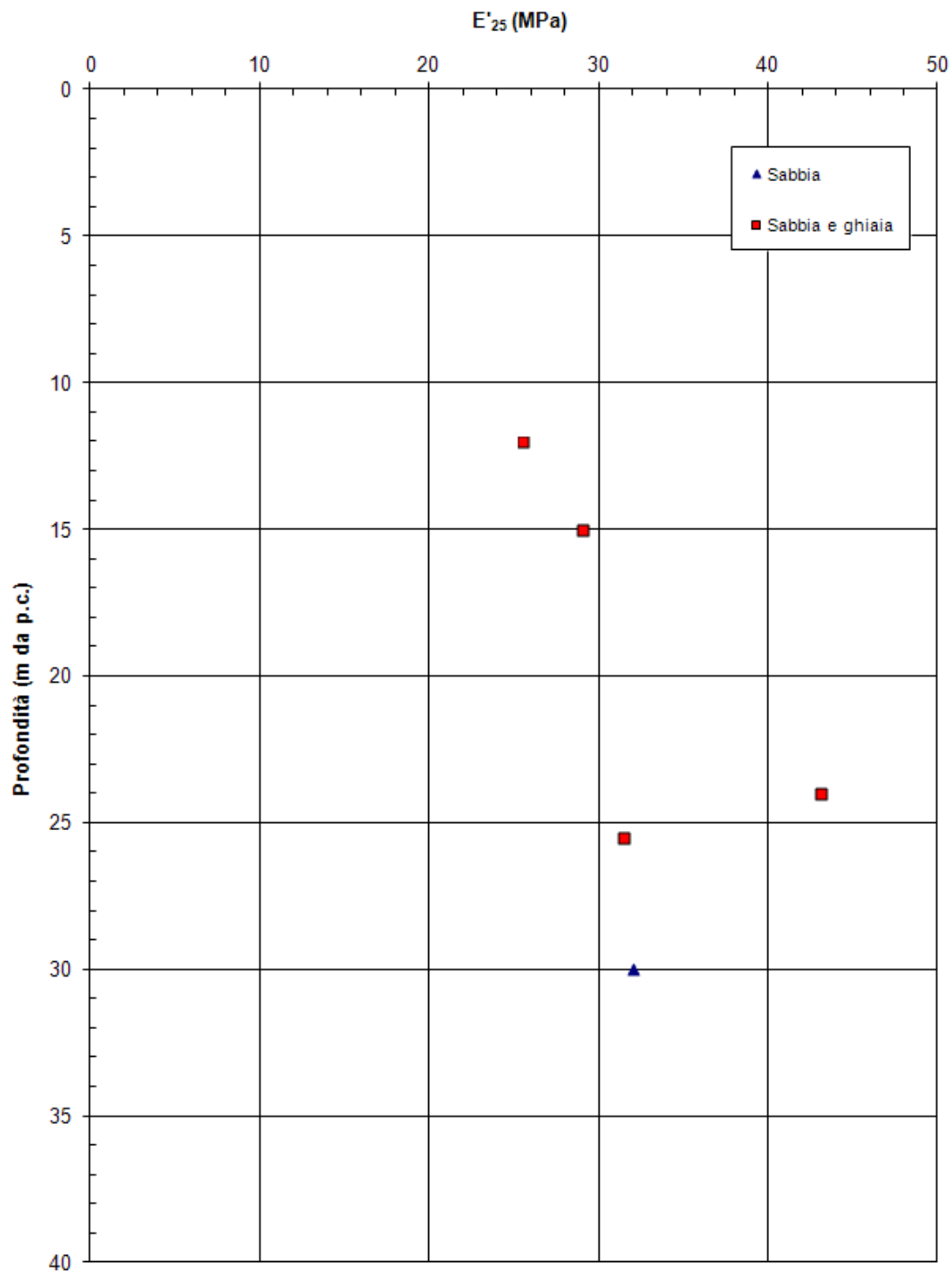
PROGETTO DEFINITIVO



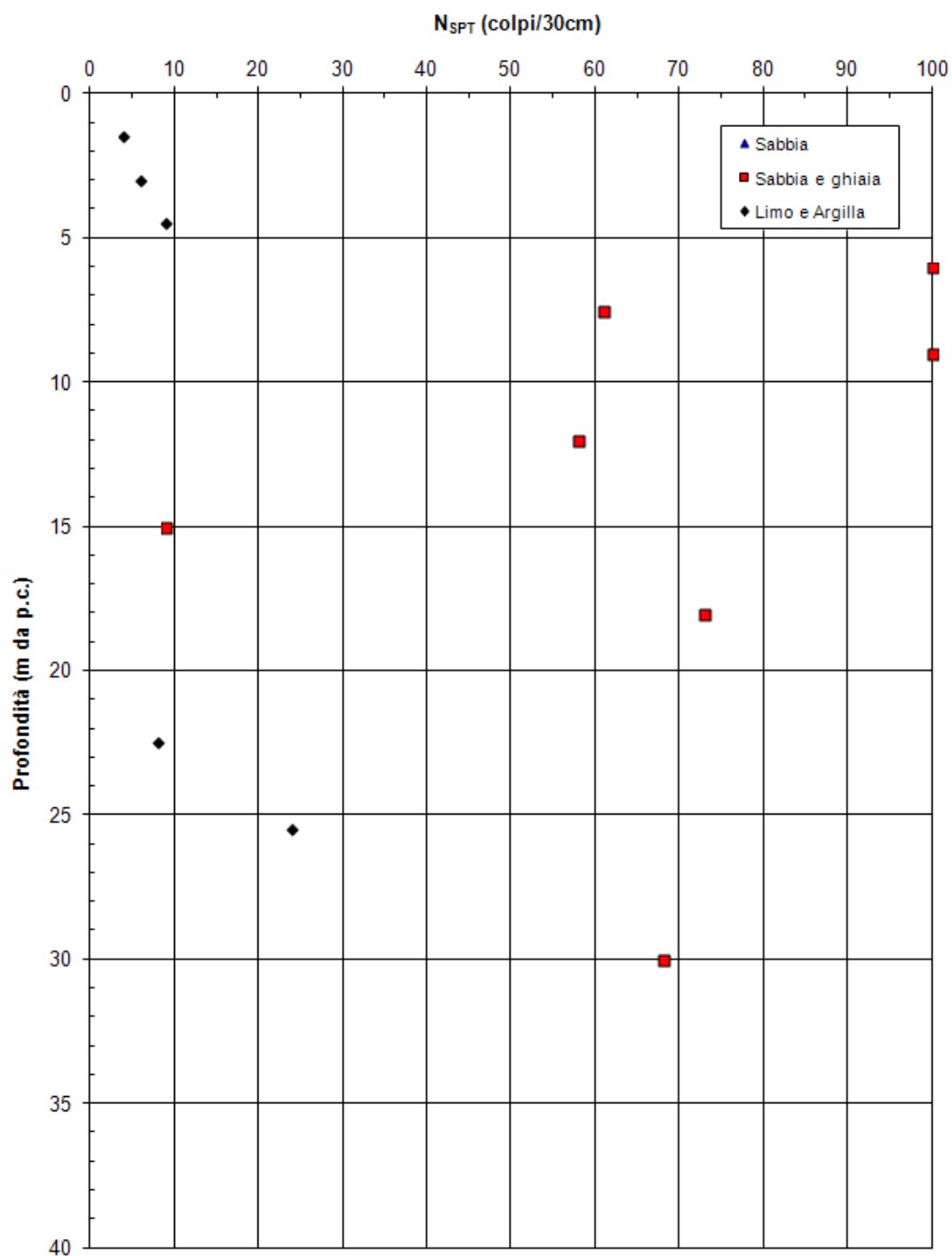
PROGETTO DEFINITIVO

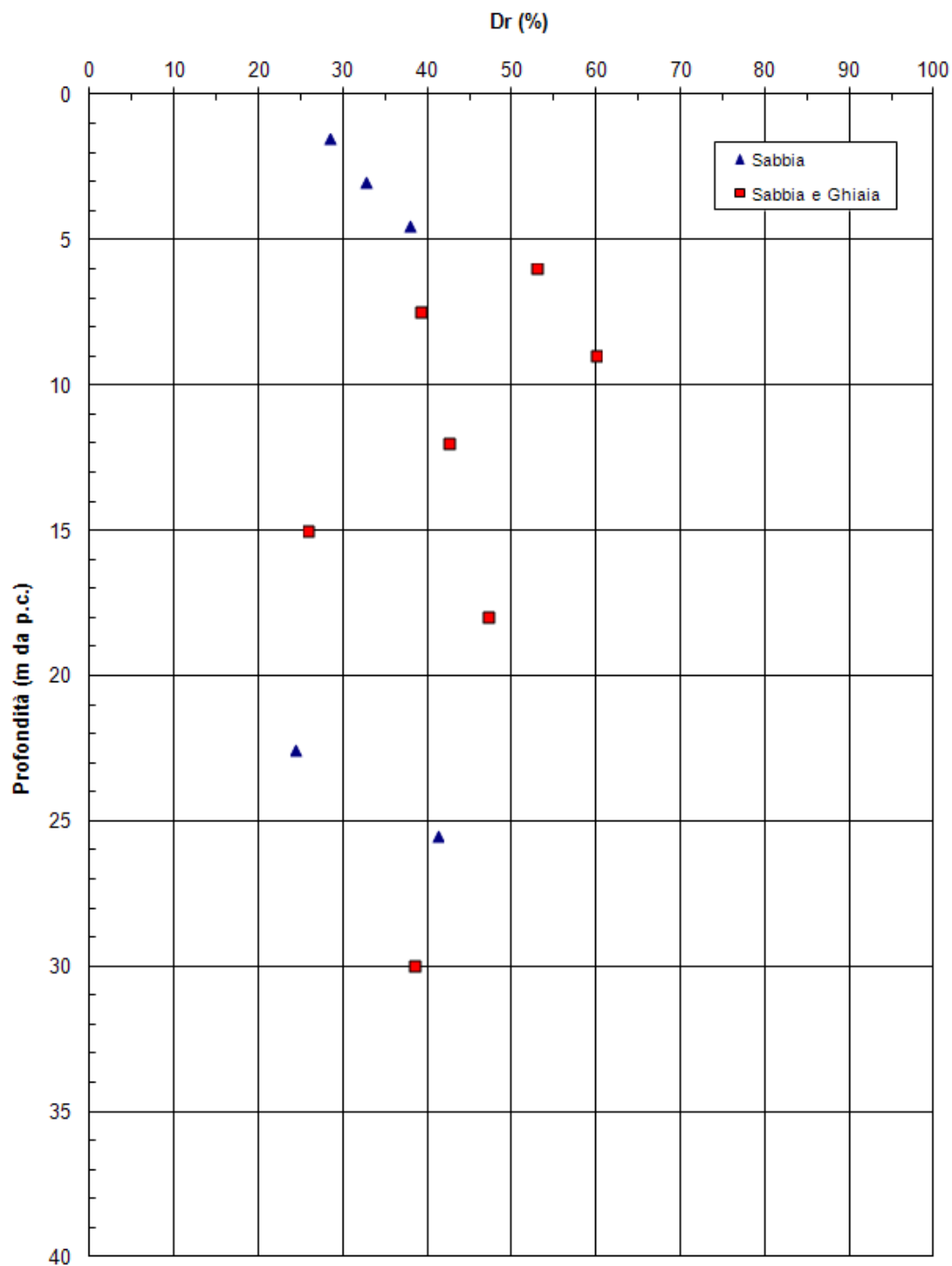


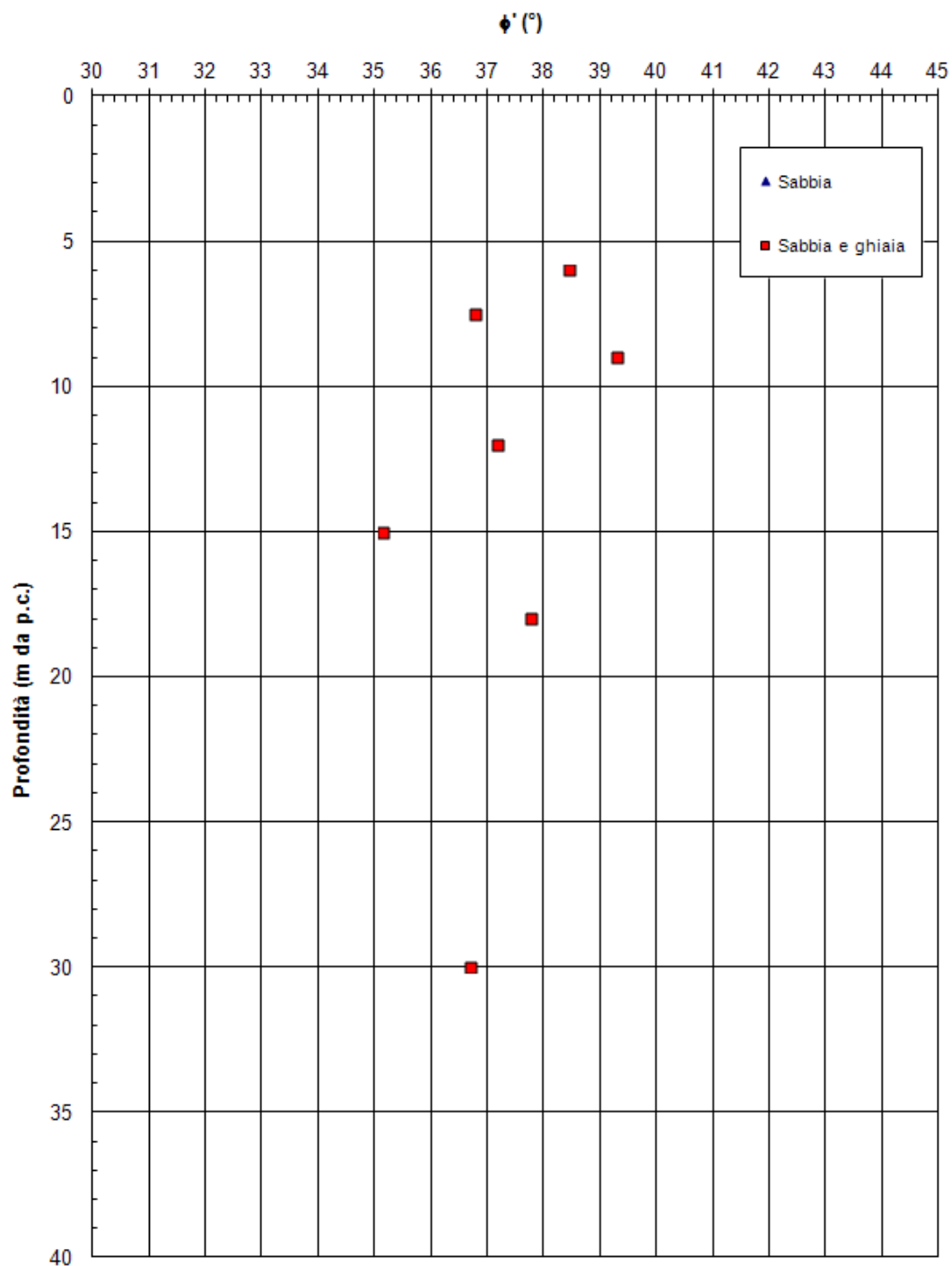
PROGETTO DEFINITIVO

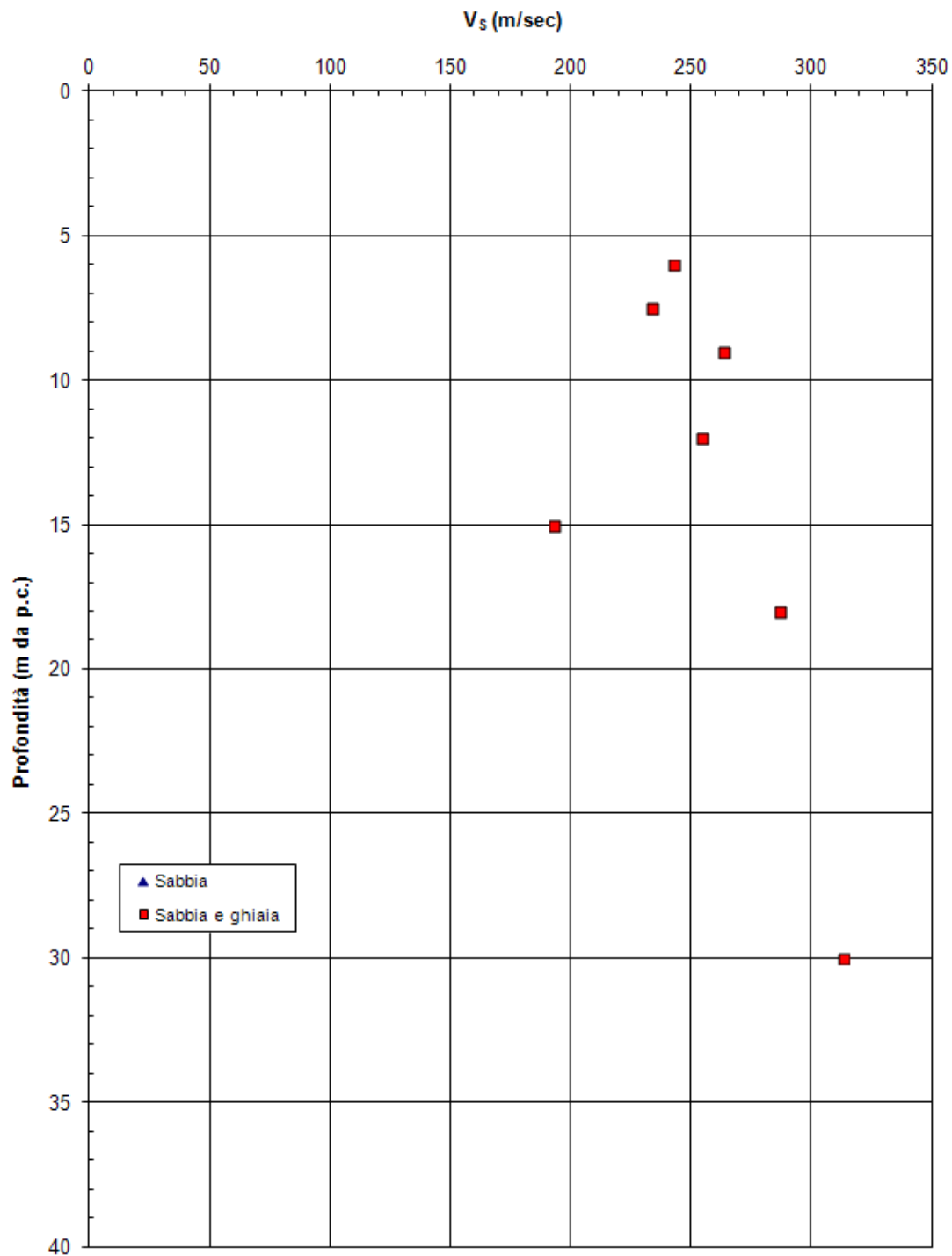


8.3.19 Sondaggio PB25

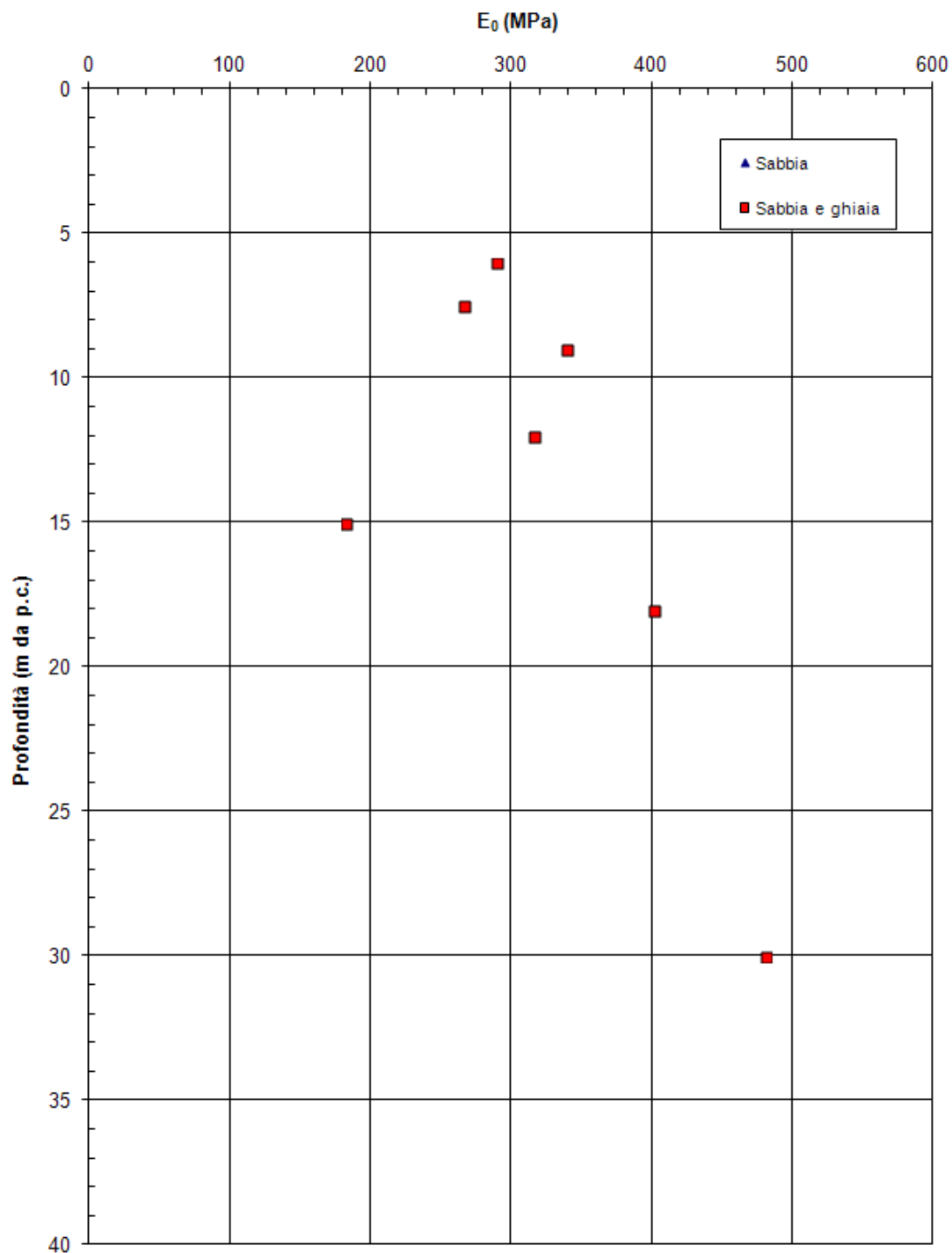


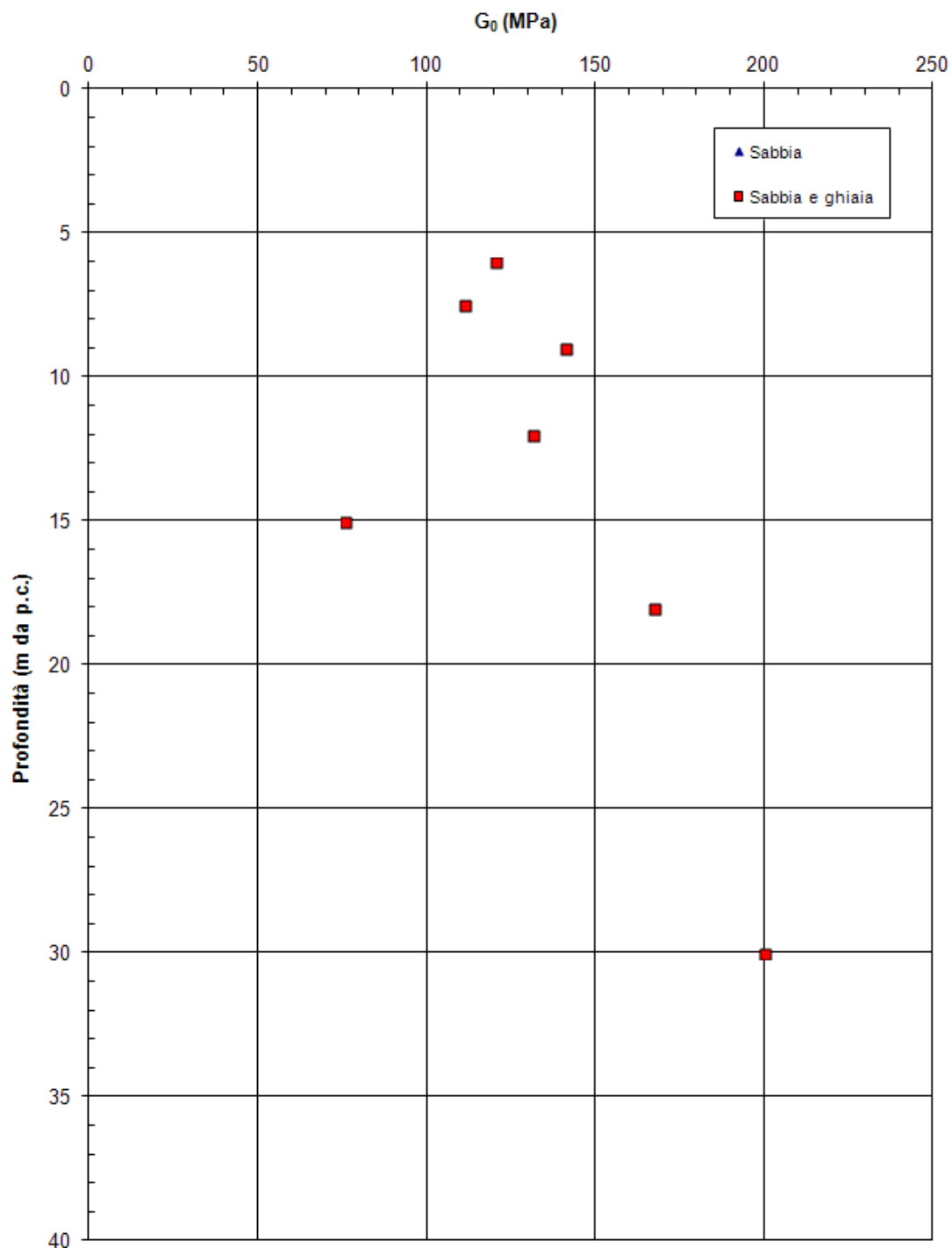


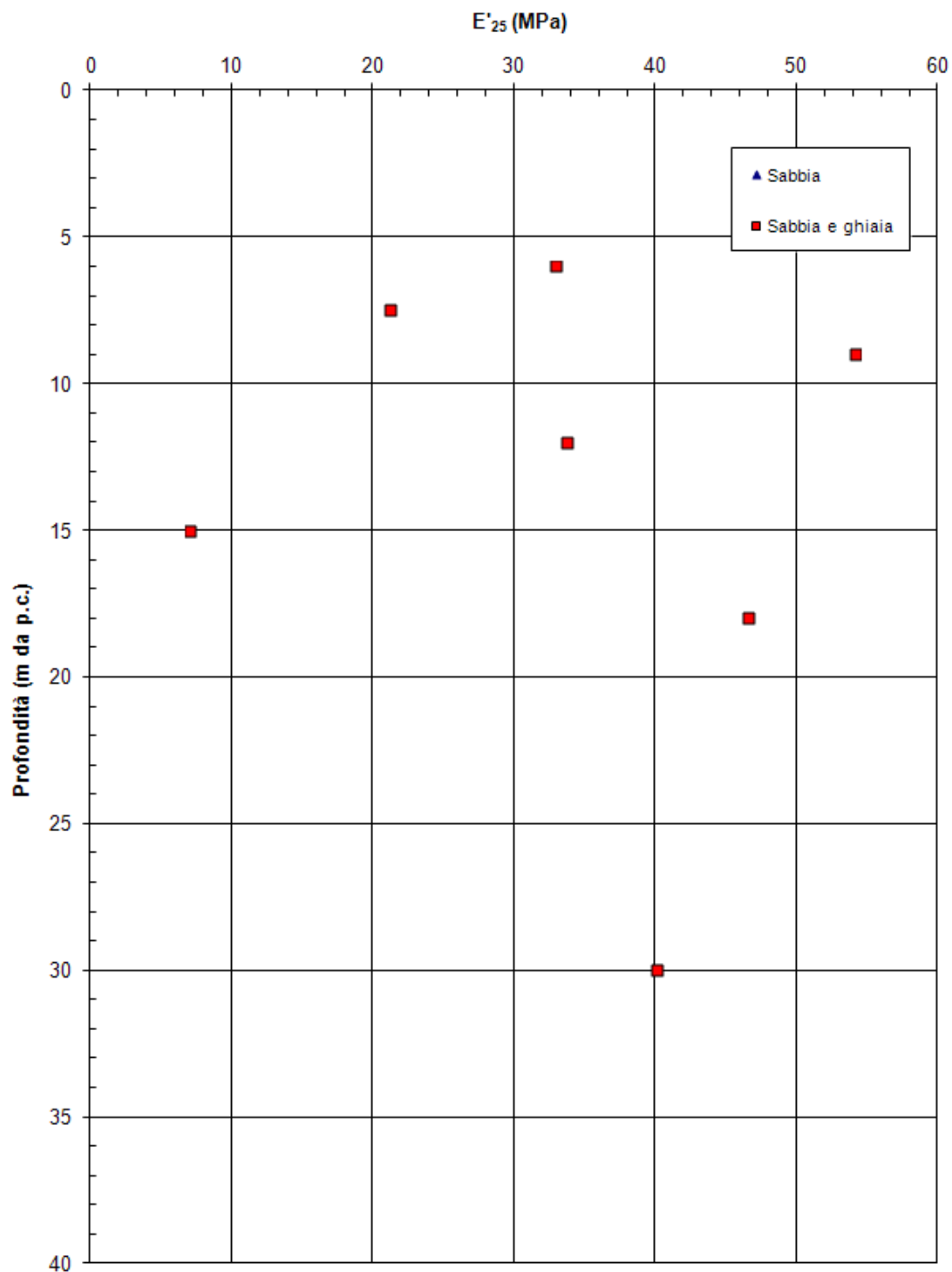




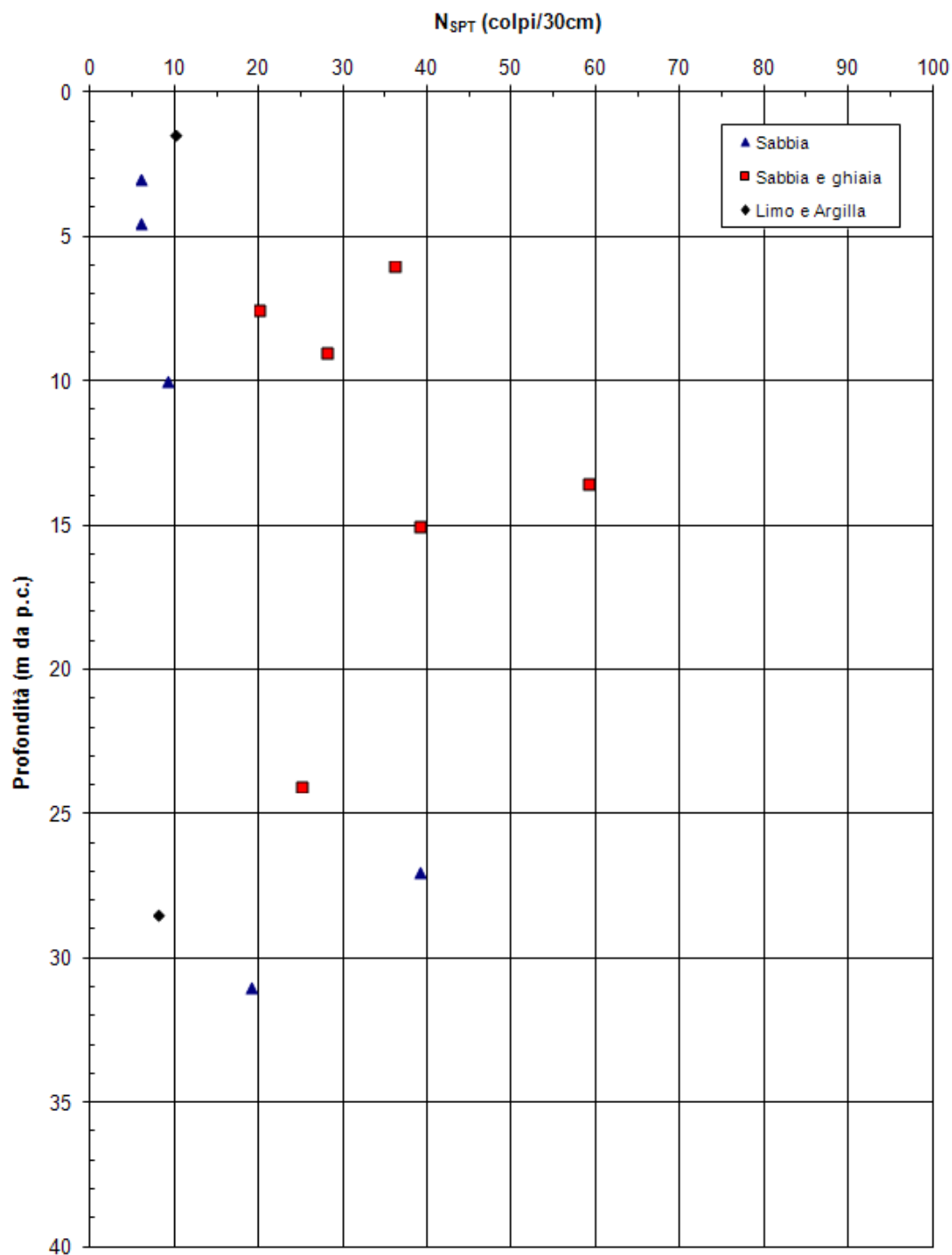
PROGETTO DEFINITIVO

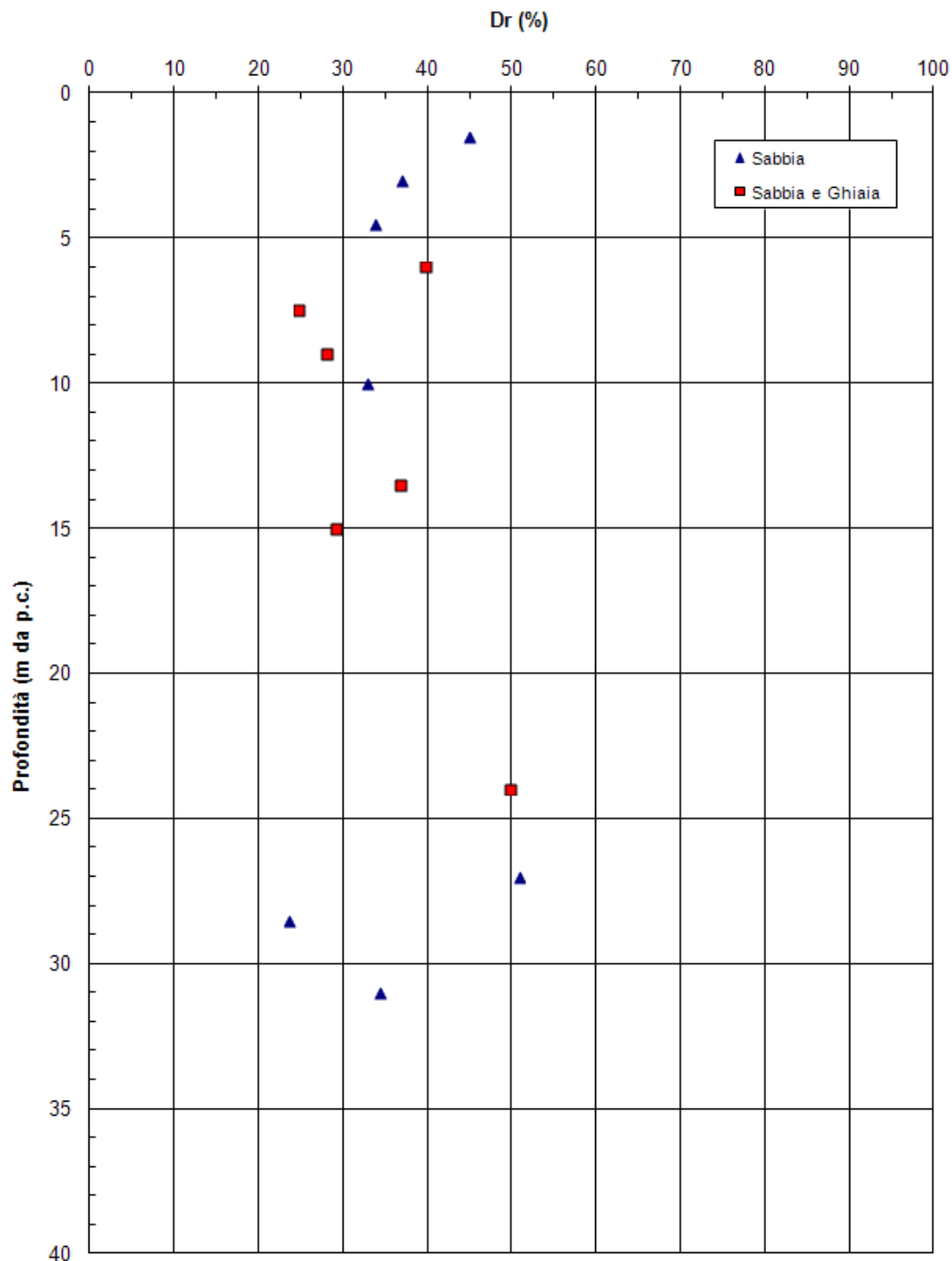


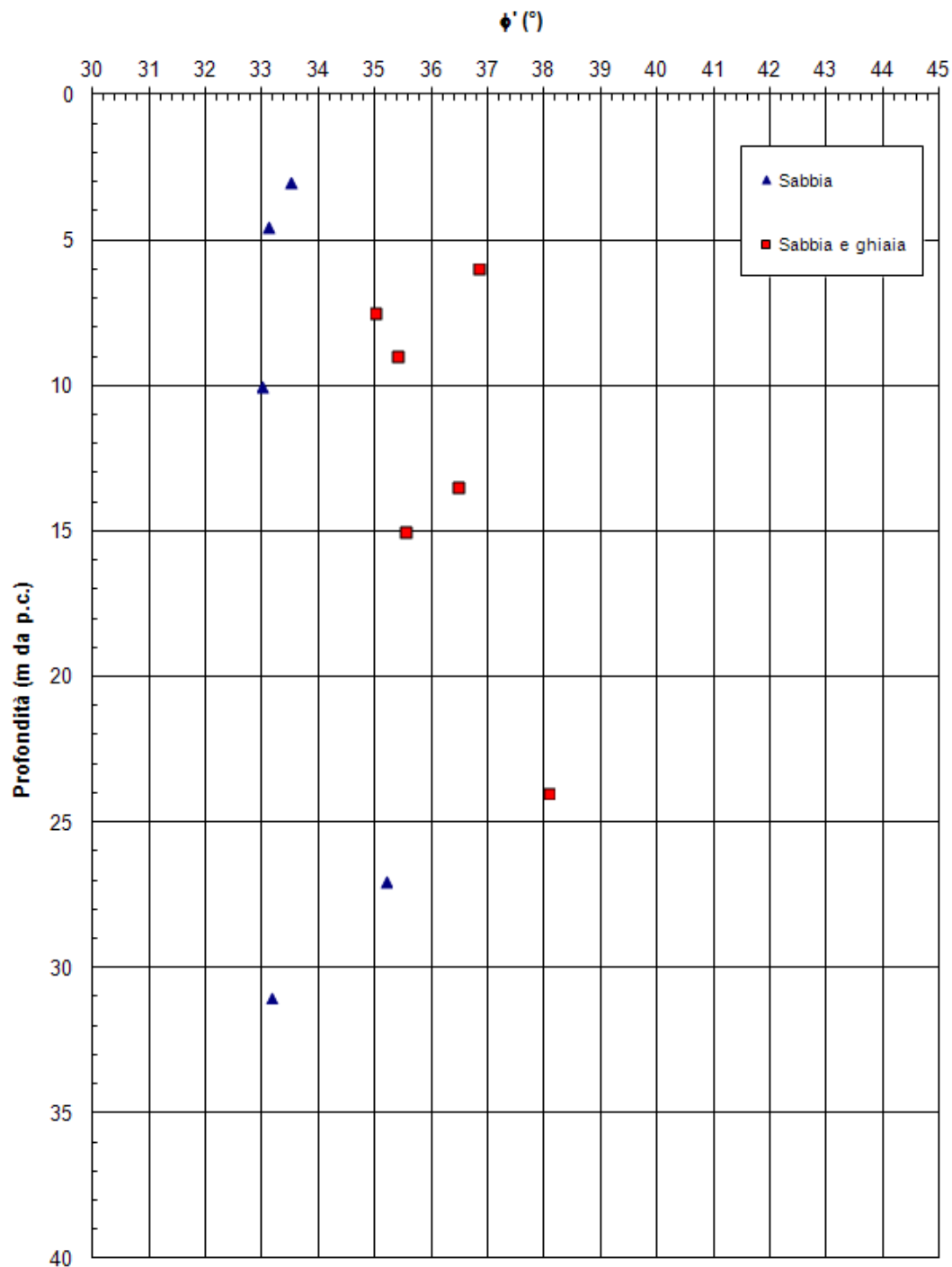




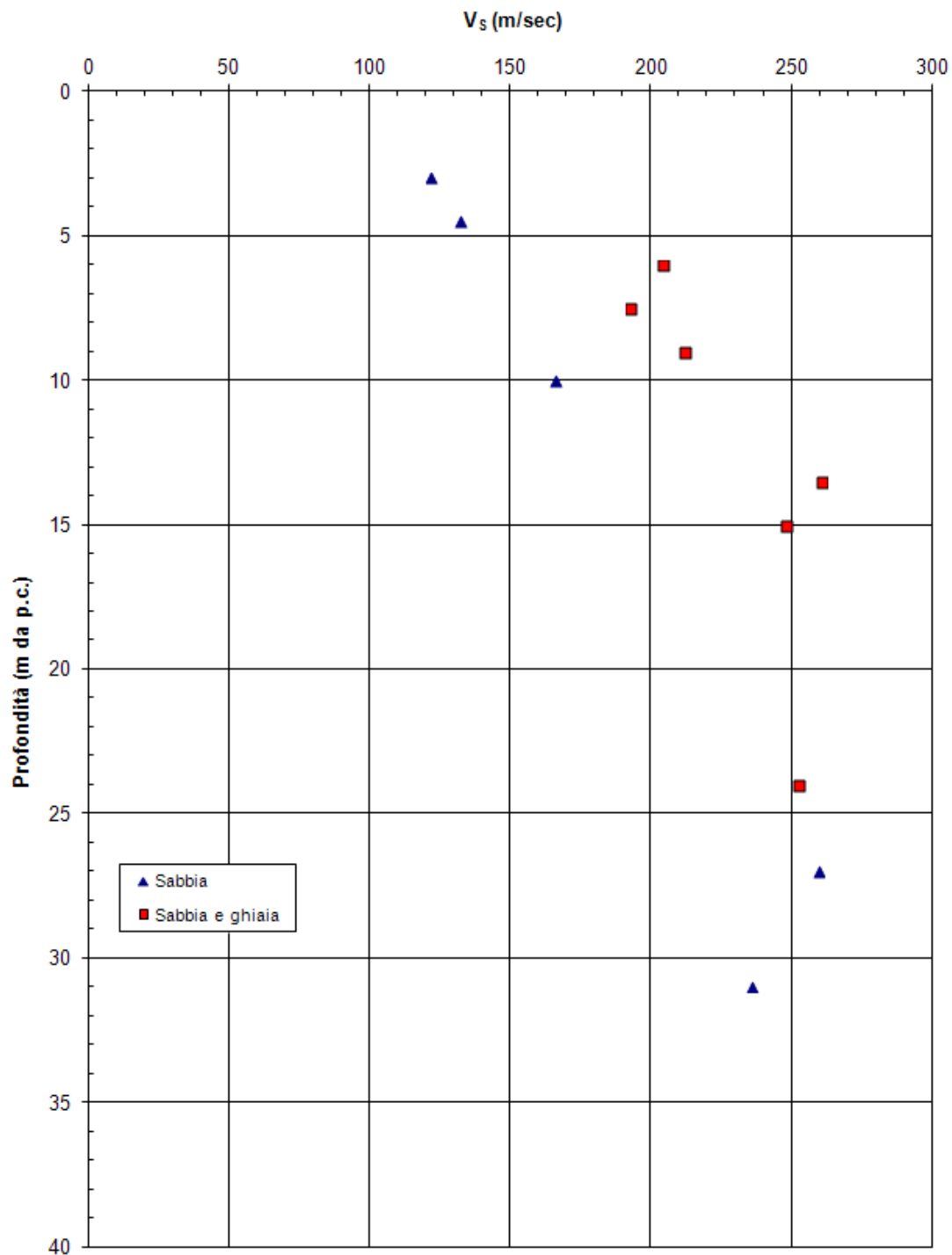
8.3.20 Sondaggio PB26



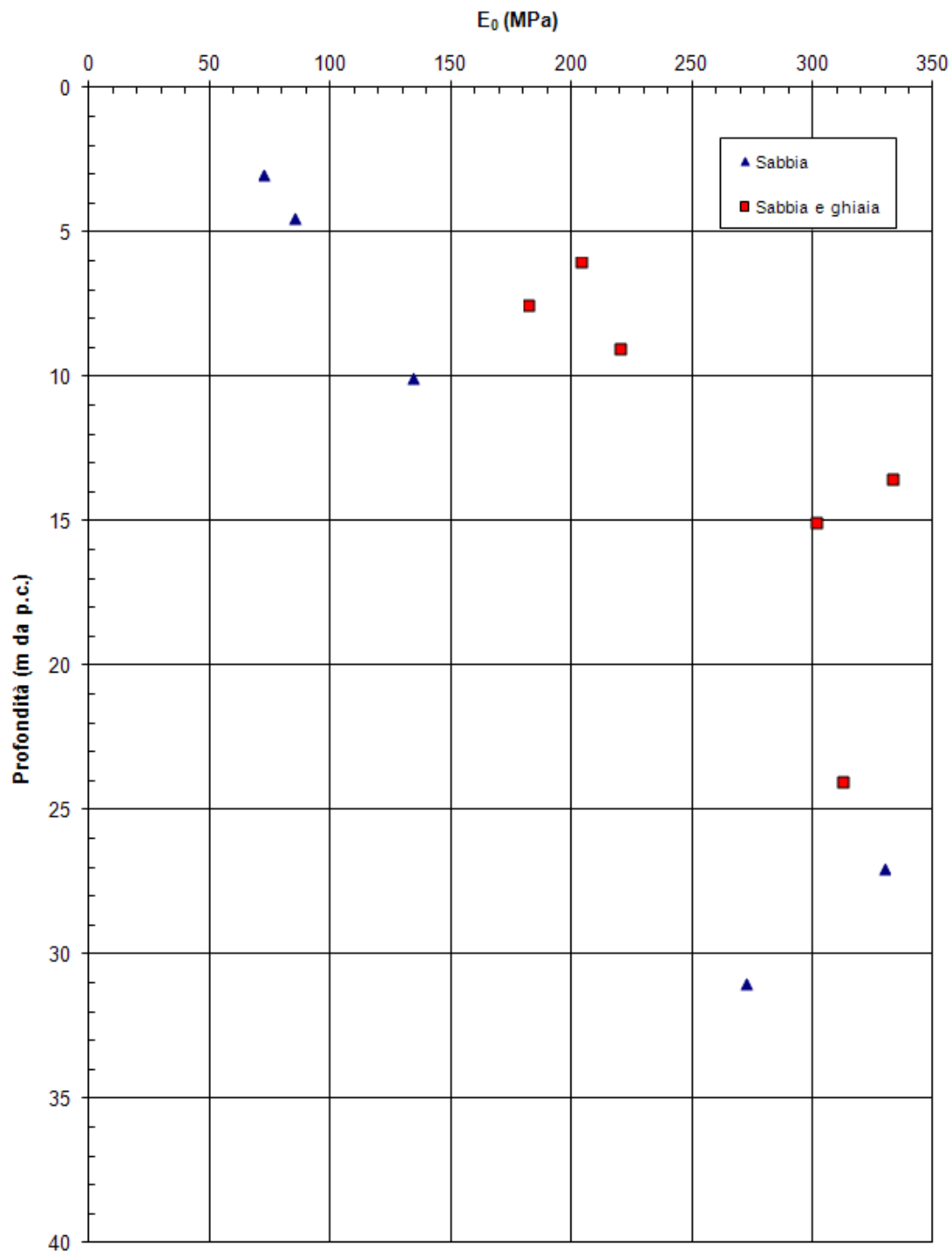


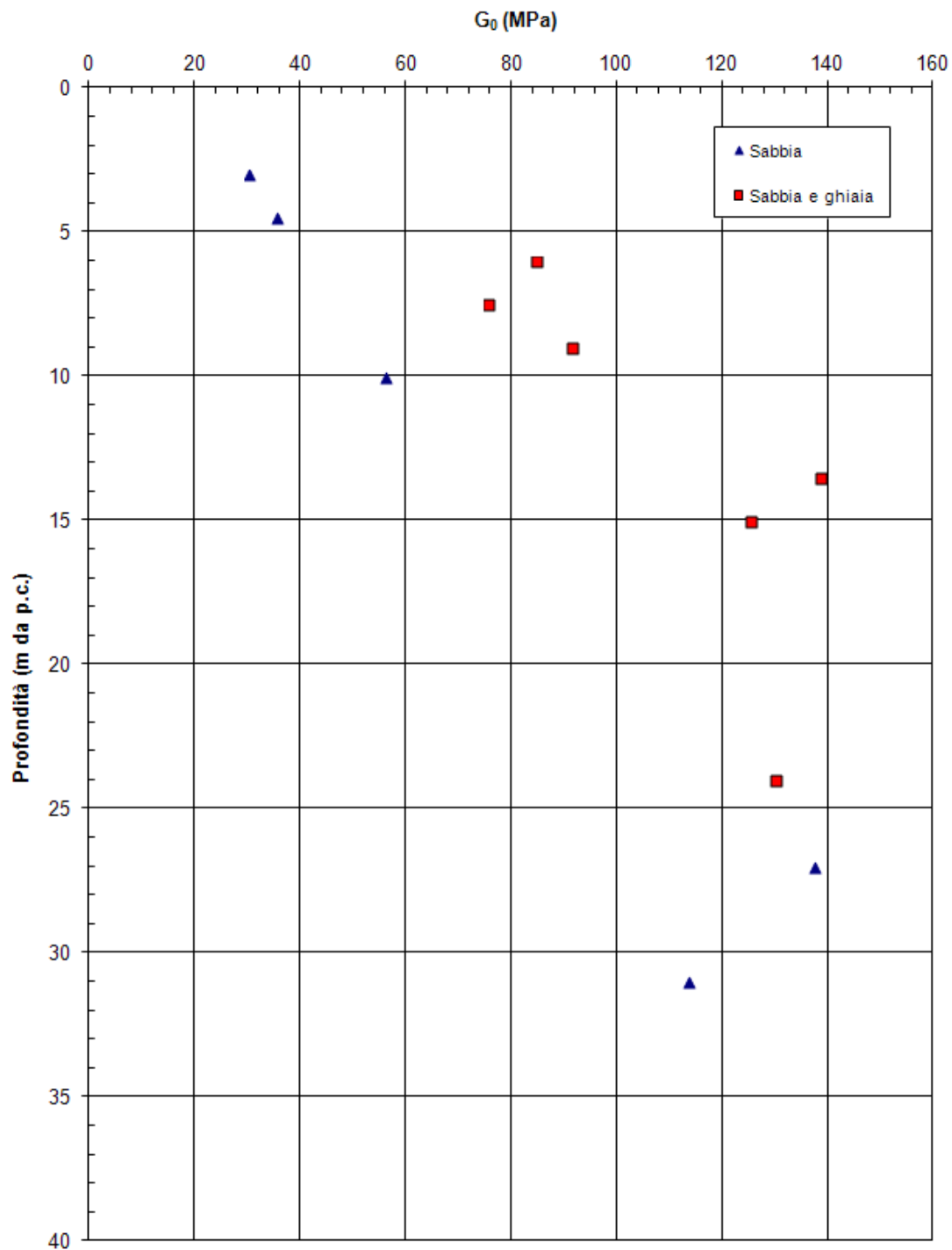


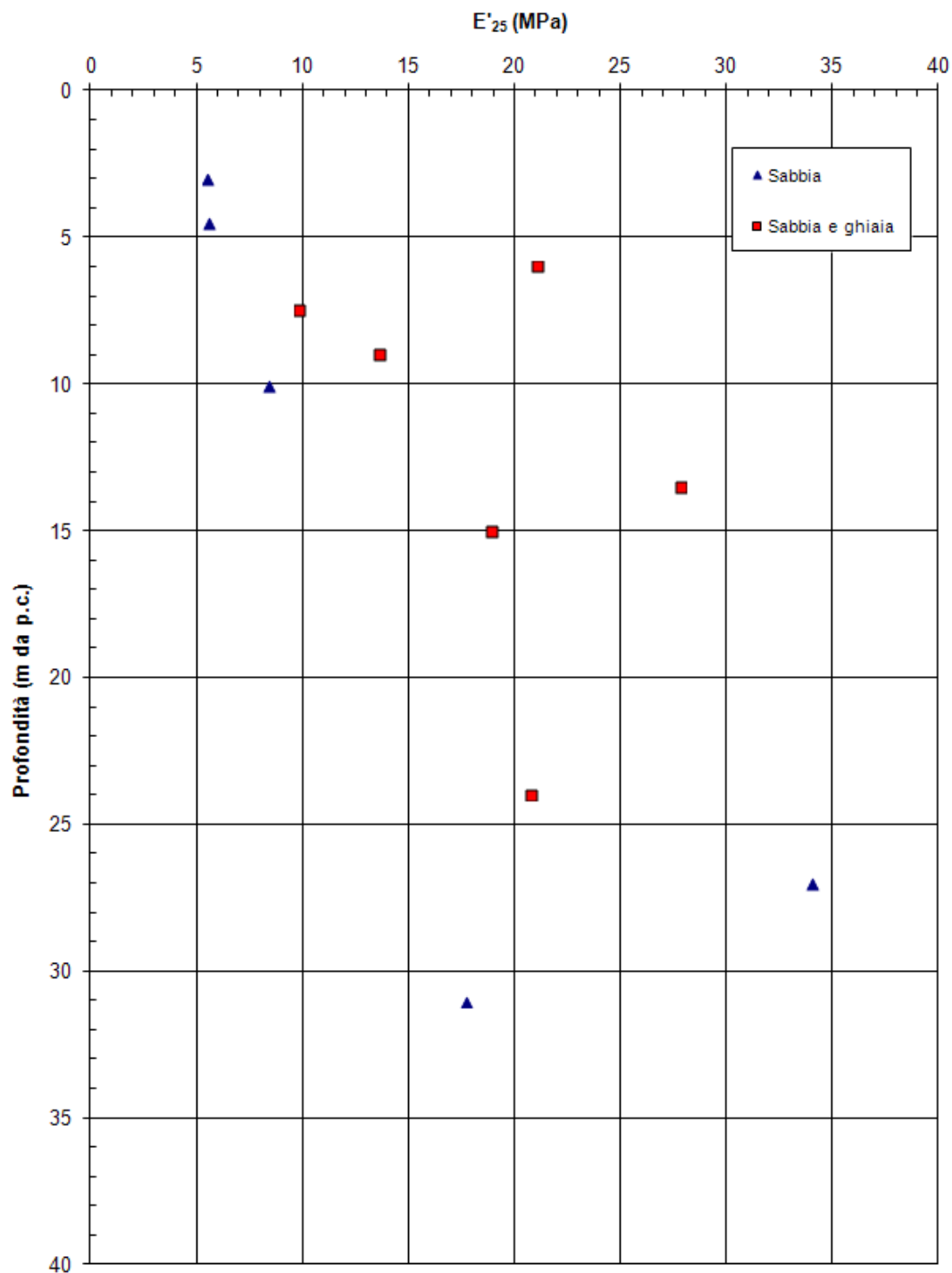
PROGETTO DEFINITIVO



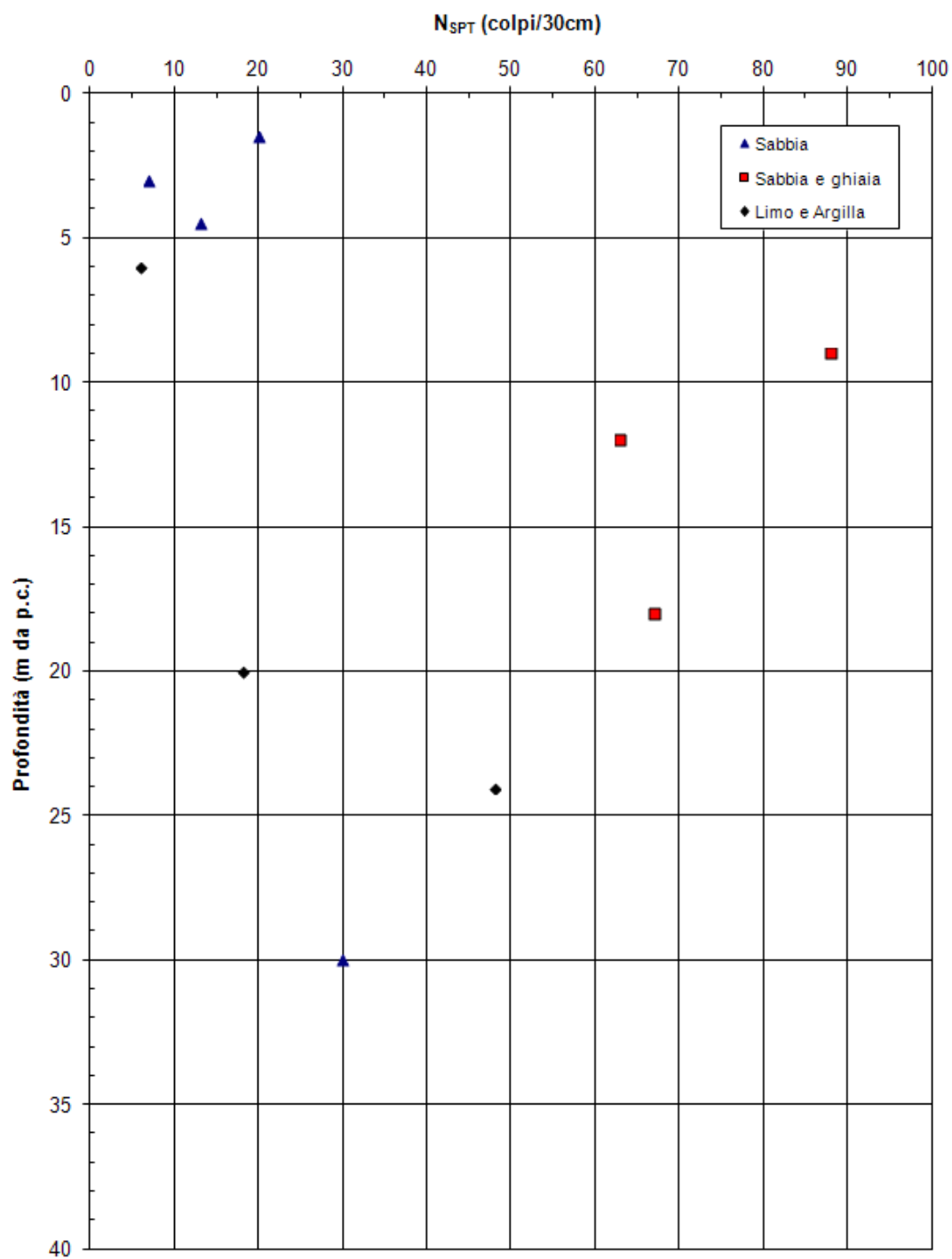
PROGETTO DEFINITIVO



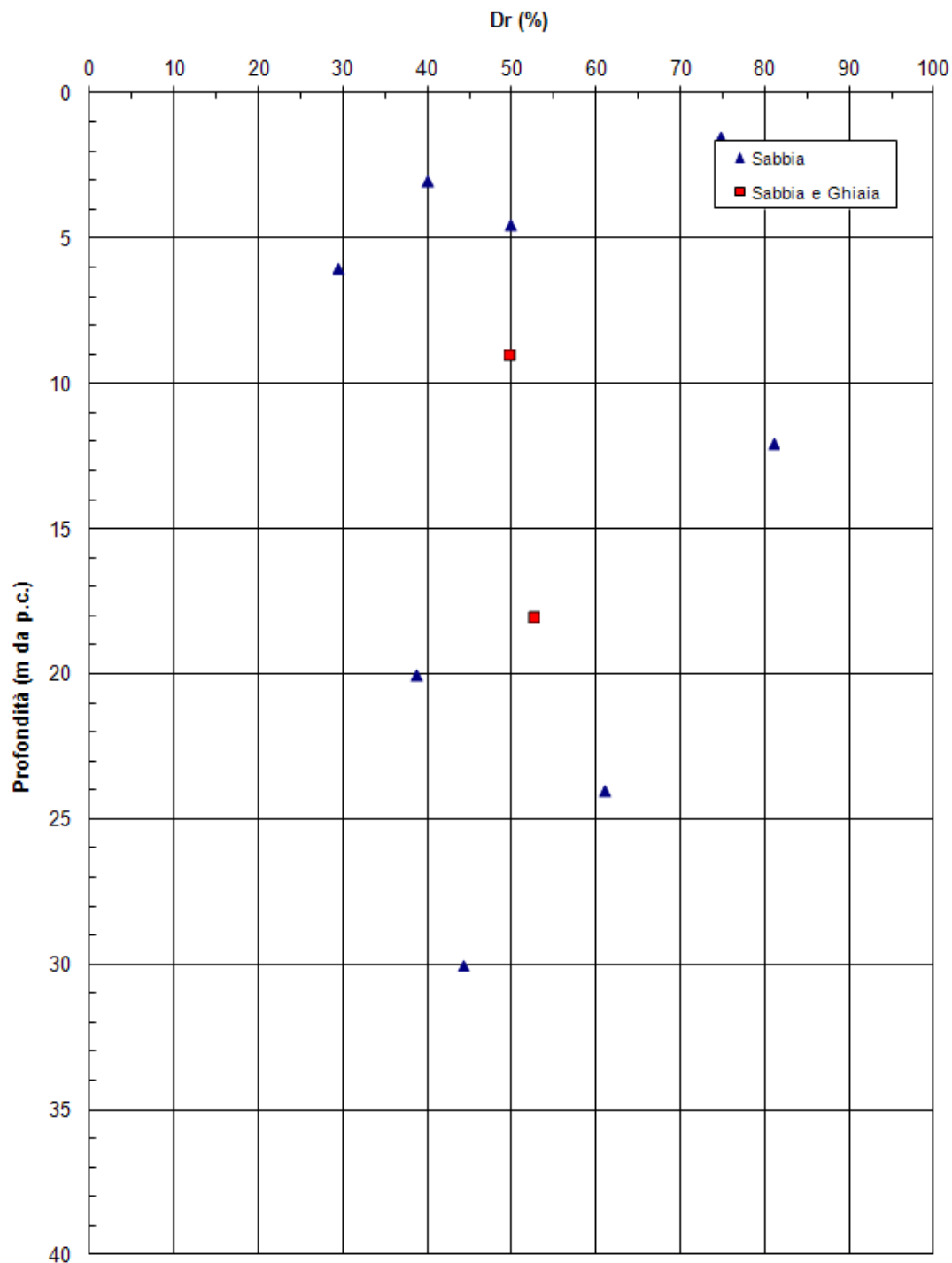


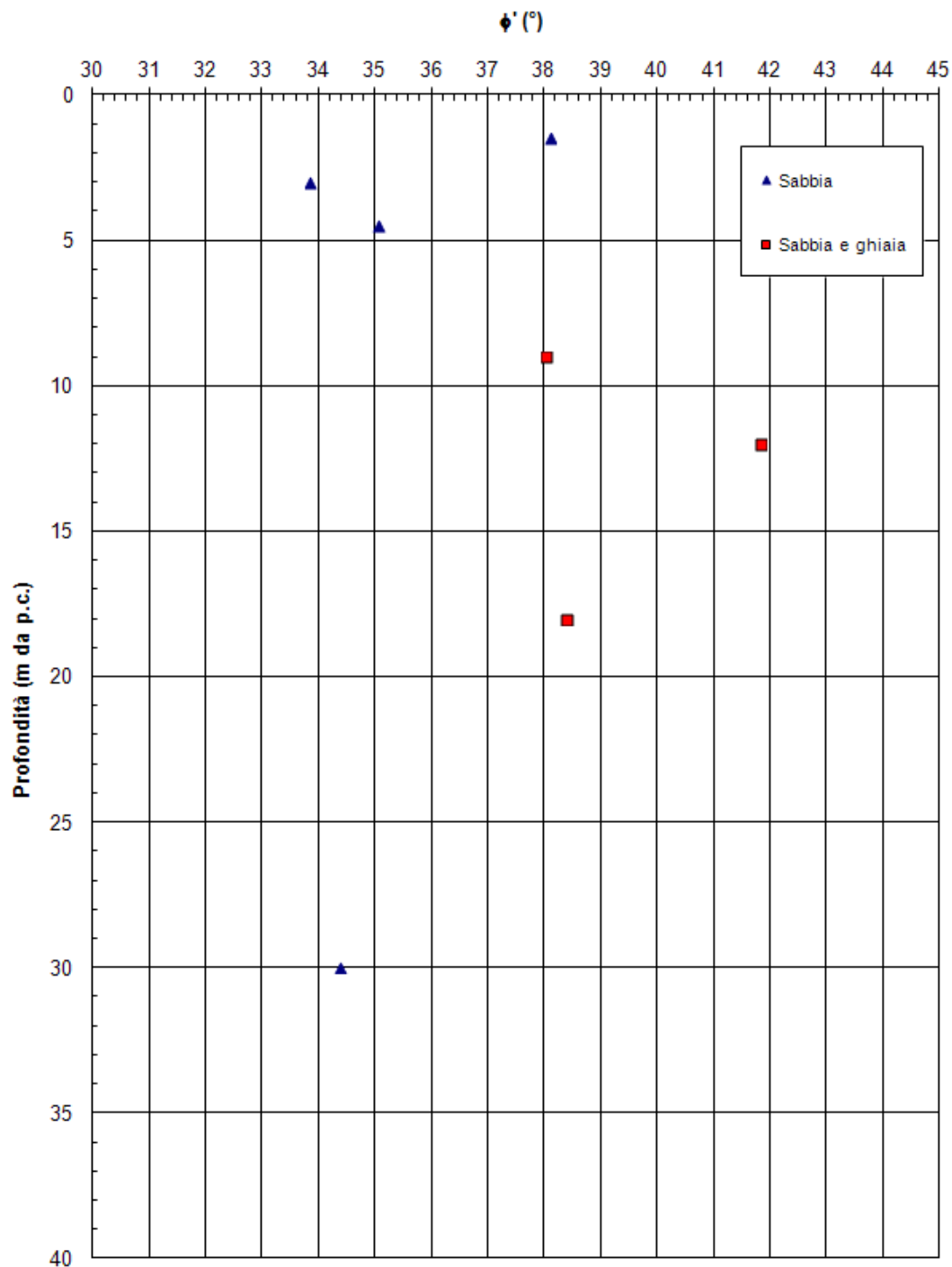


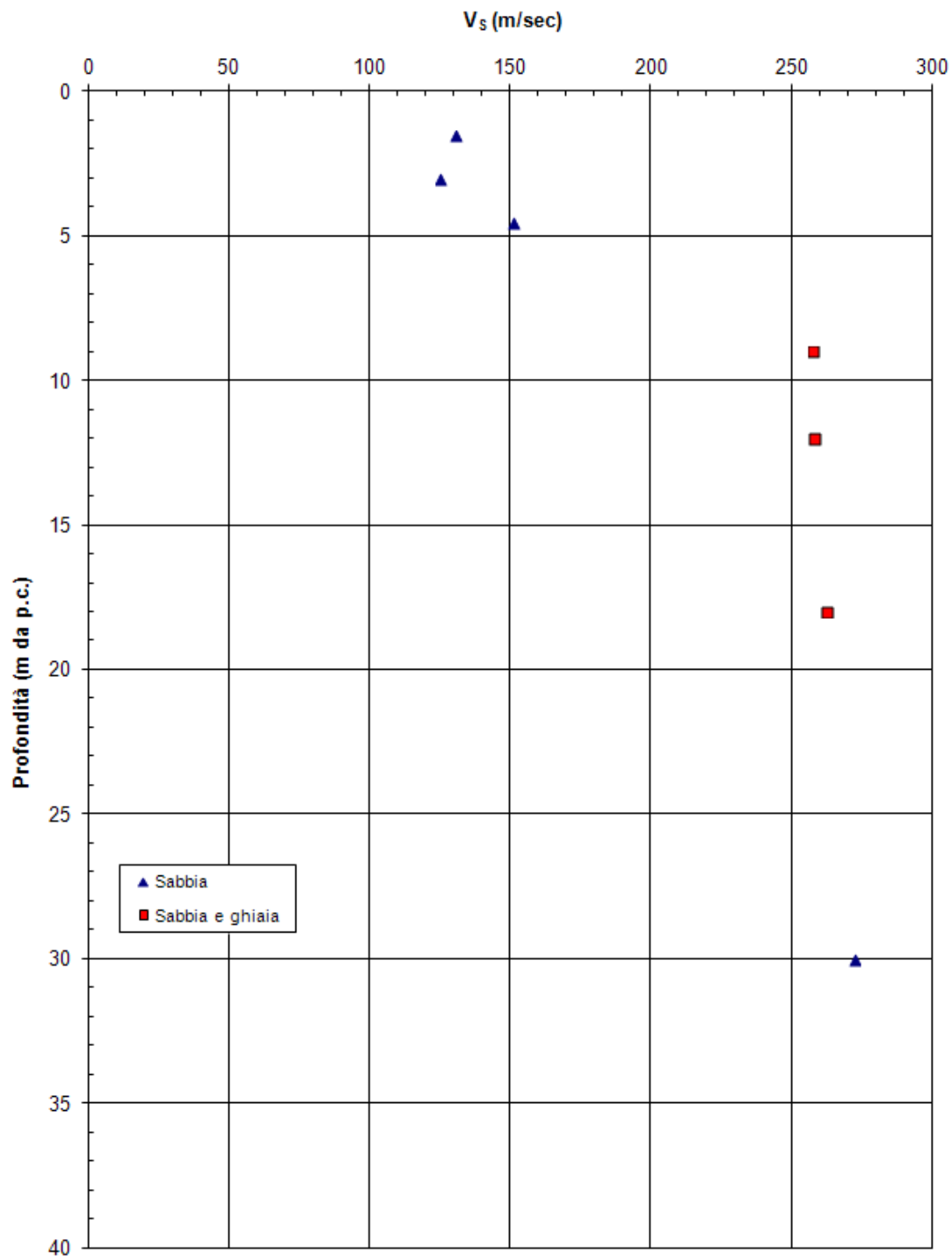
8.3.21 Sondaggio PB27



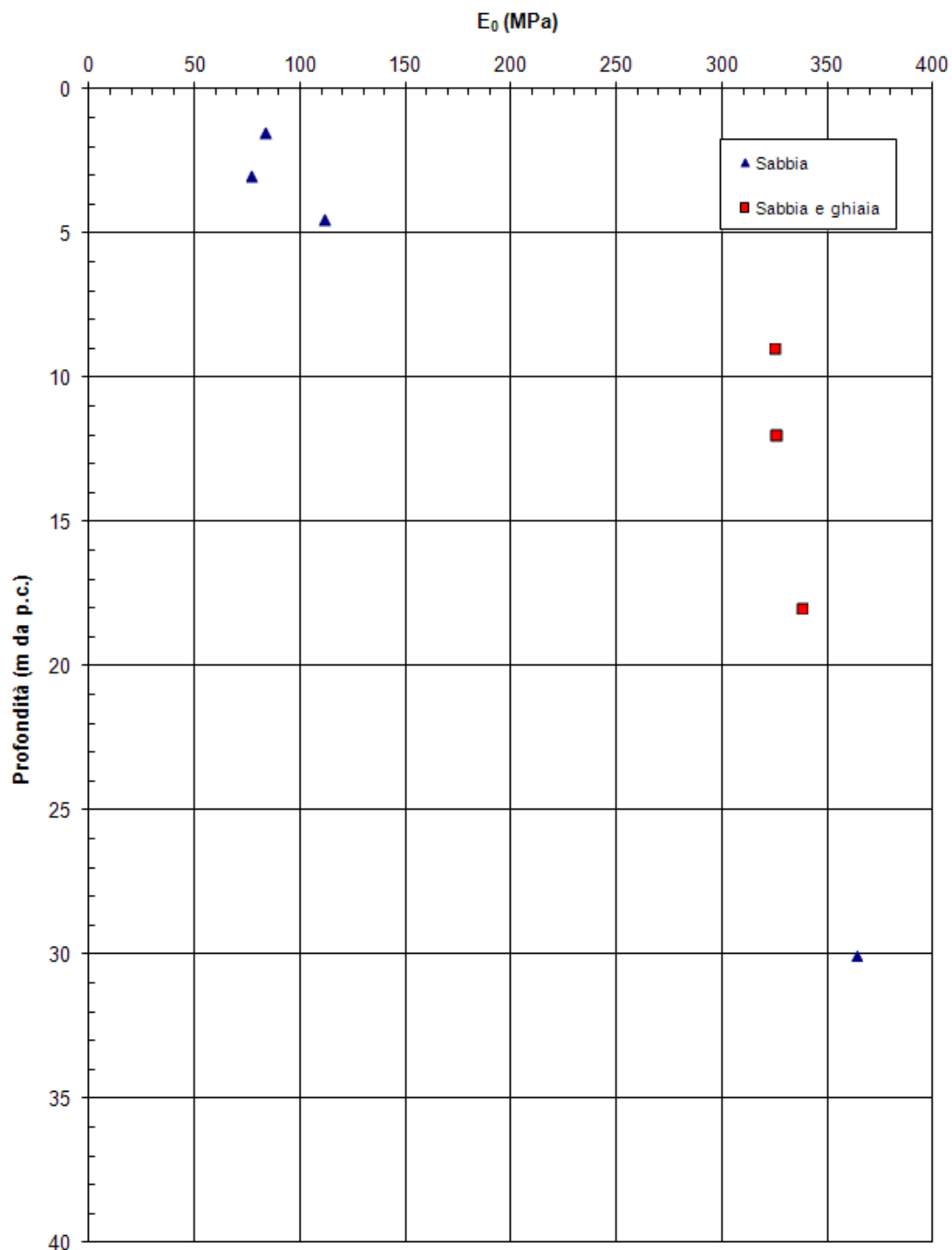
PROGETTO DEFINITIVO



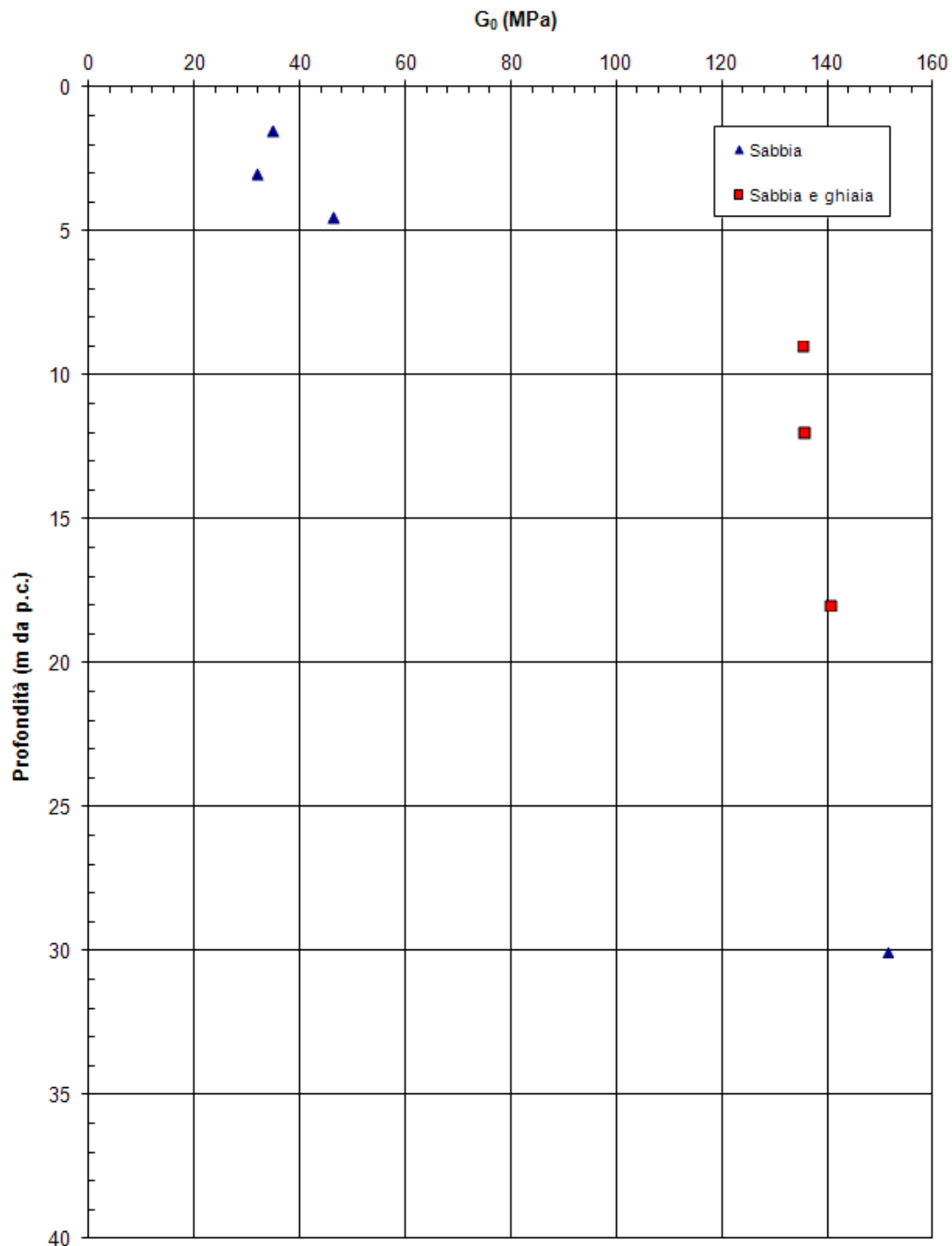


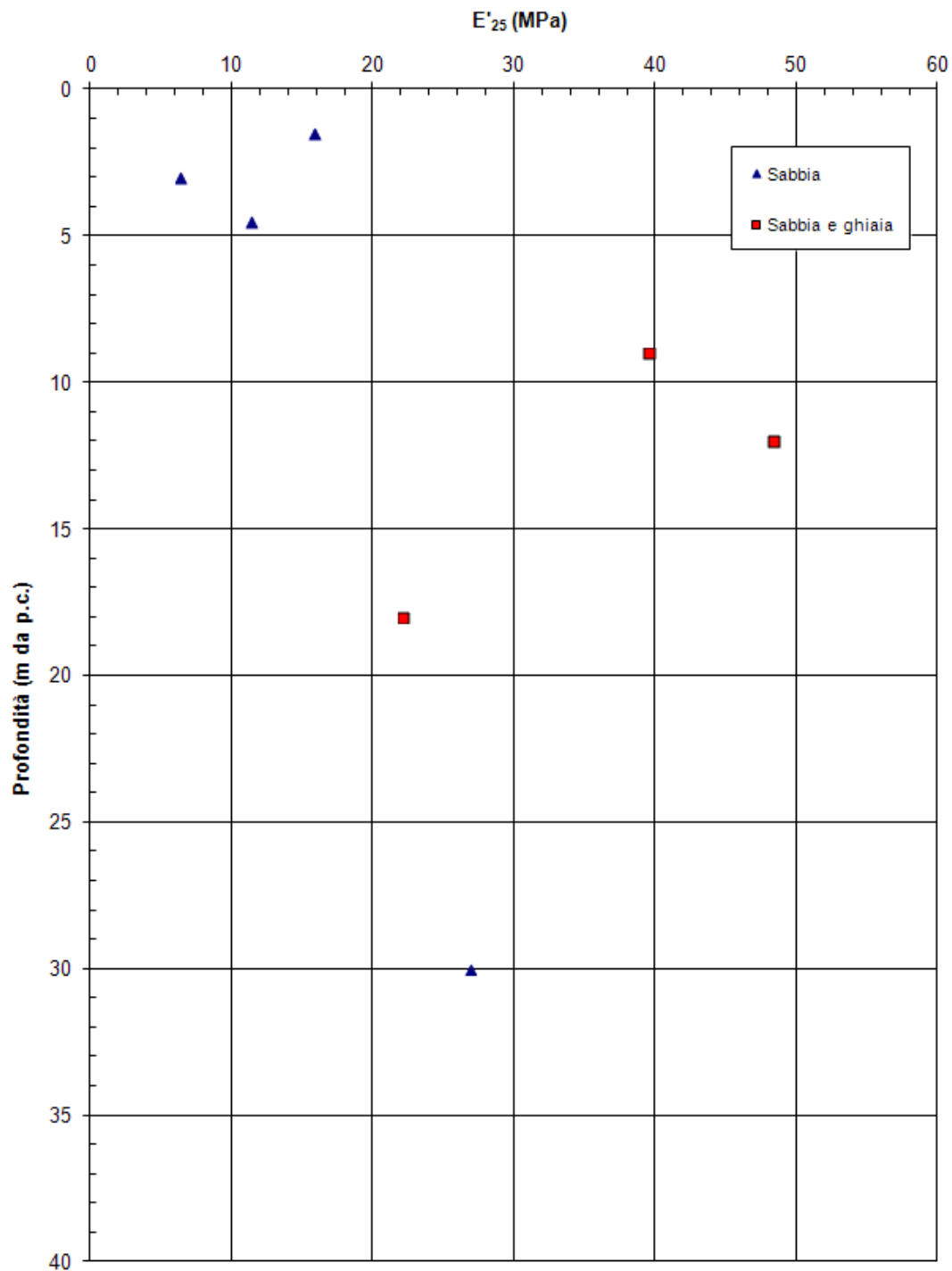


PROGETTO DEFINITIVO

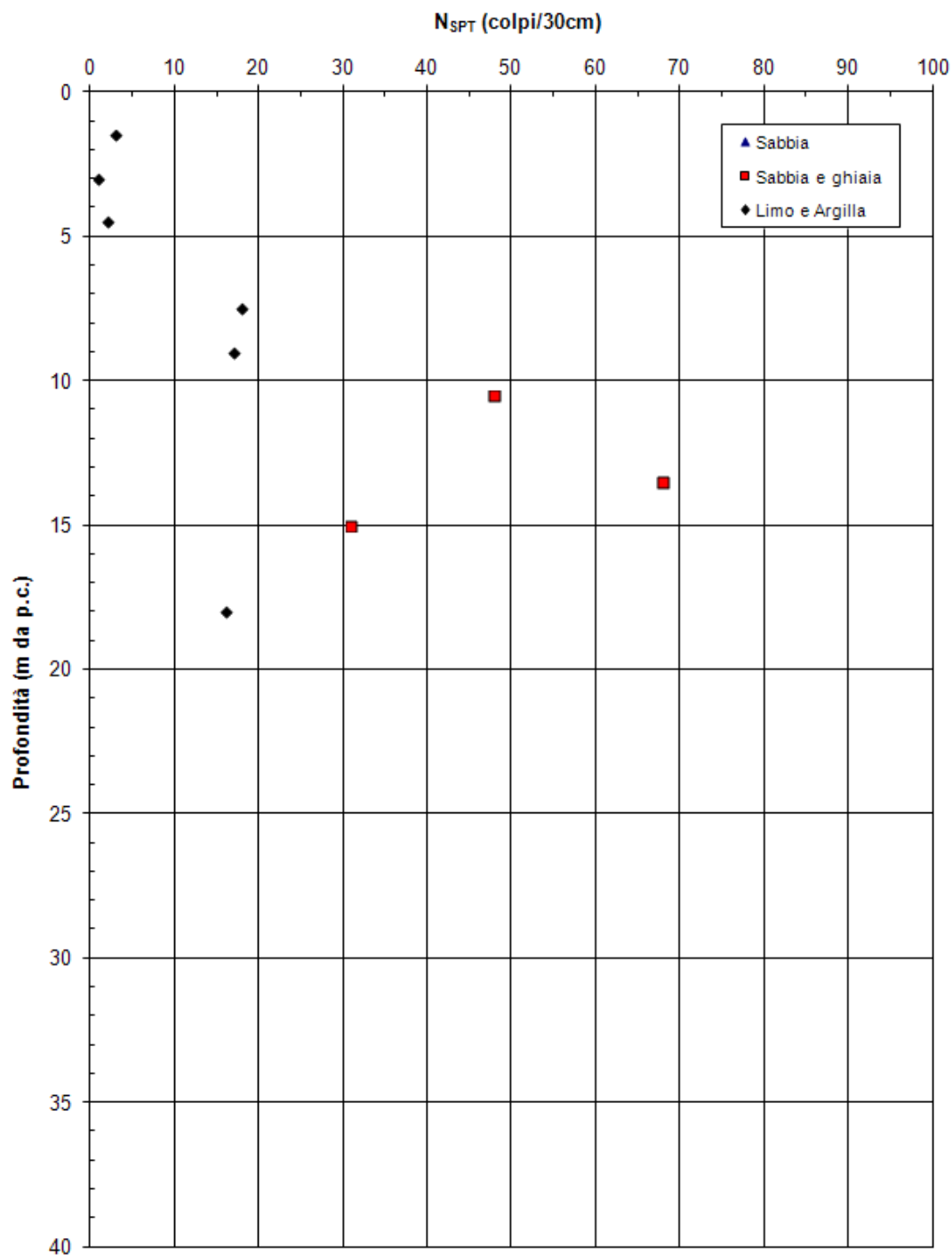


PROGETTO DEFINITIVO

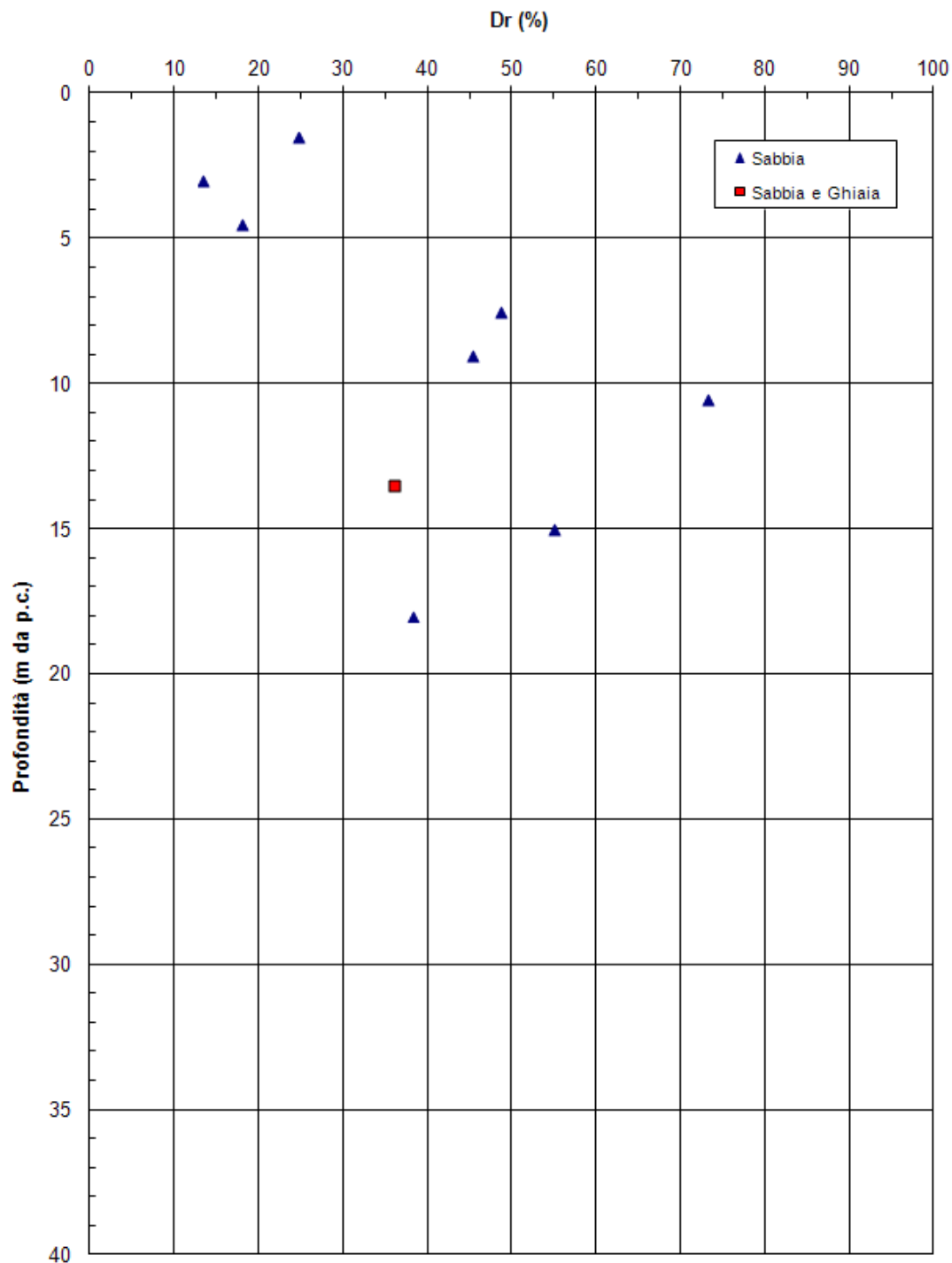




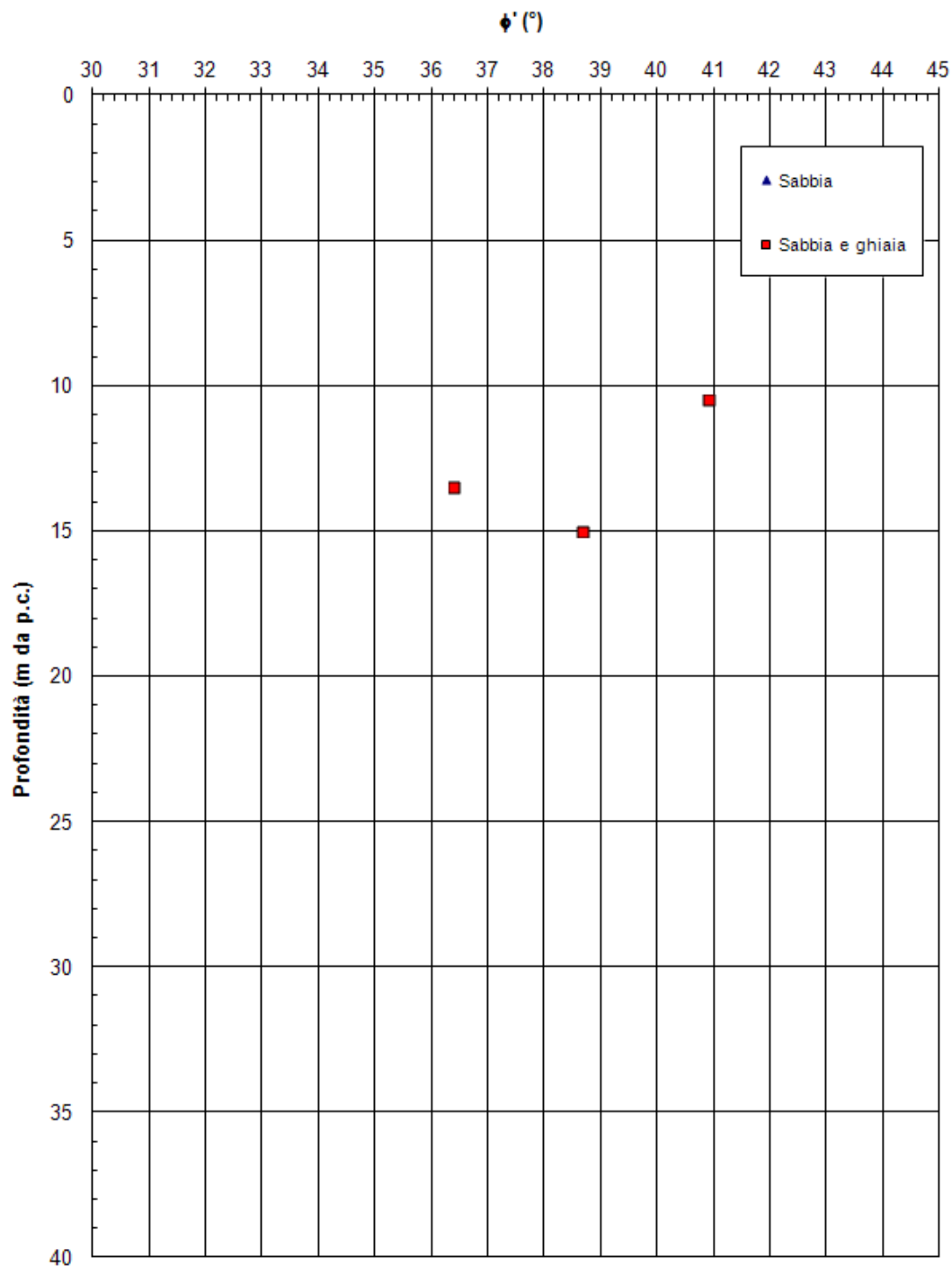
8.3.22 Sondaggio PB28

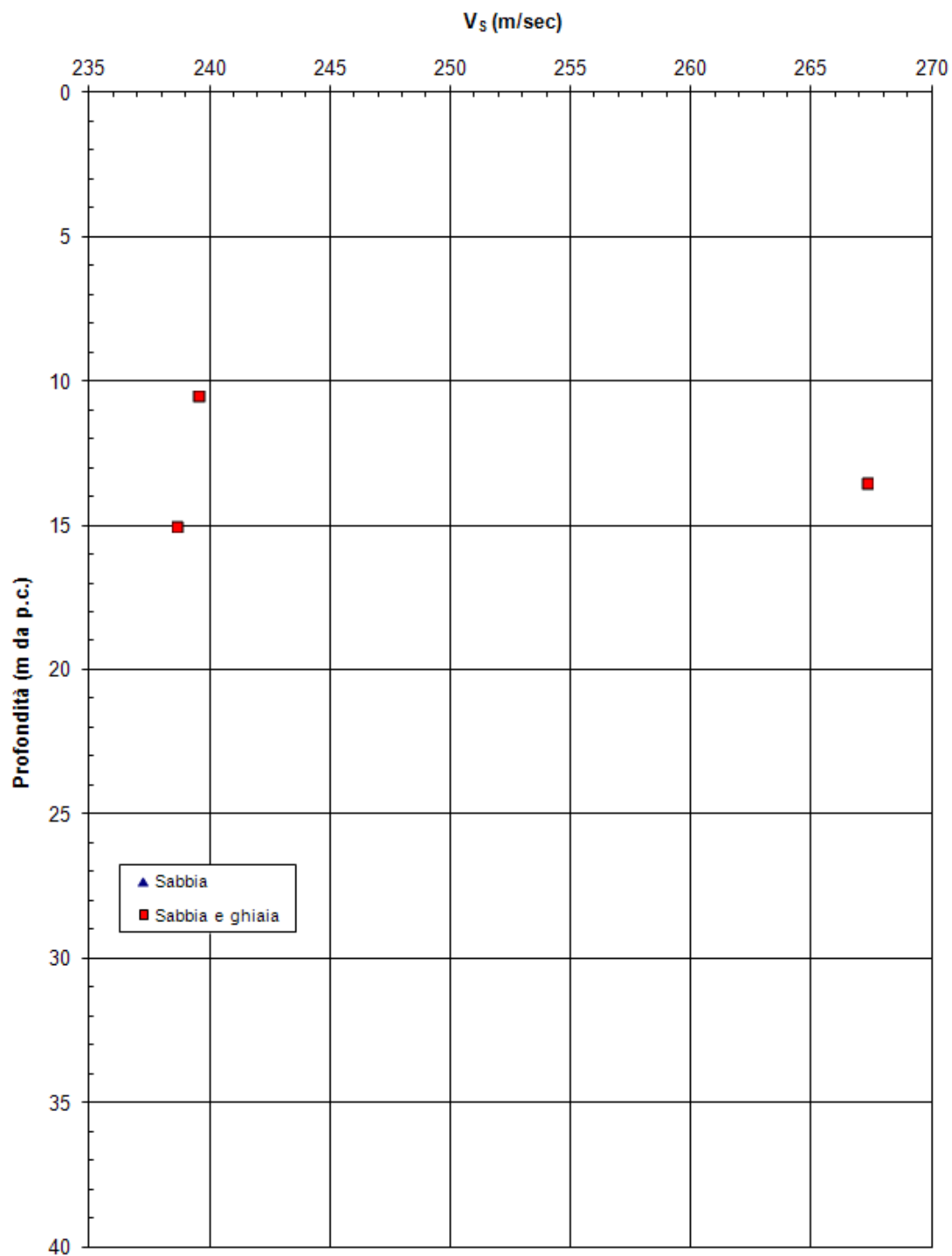


PROGETTO DEFINITIVO

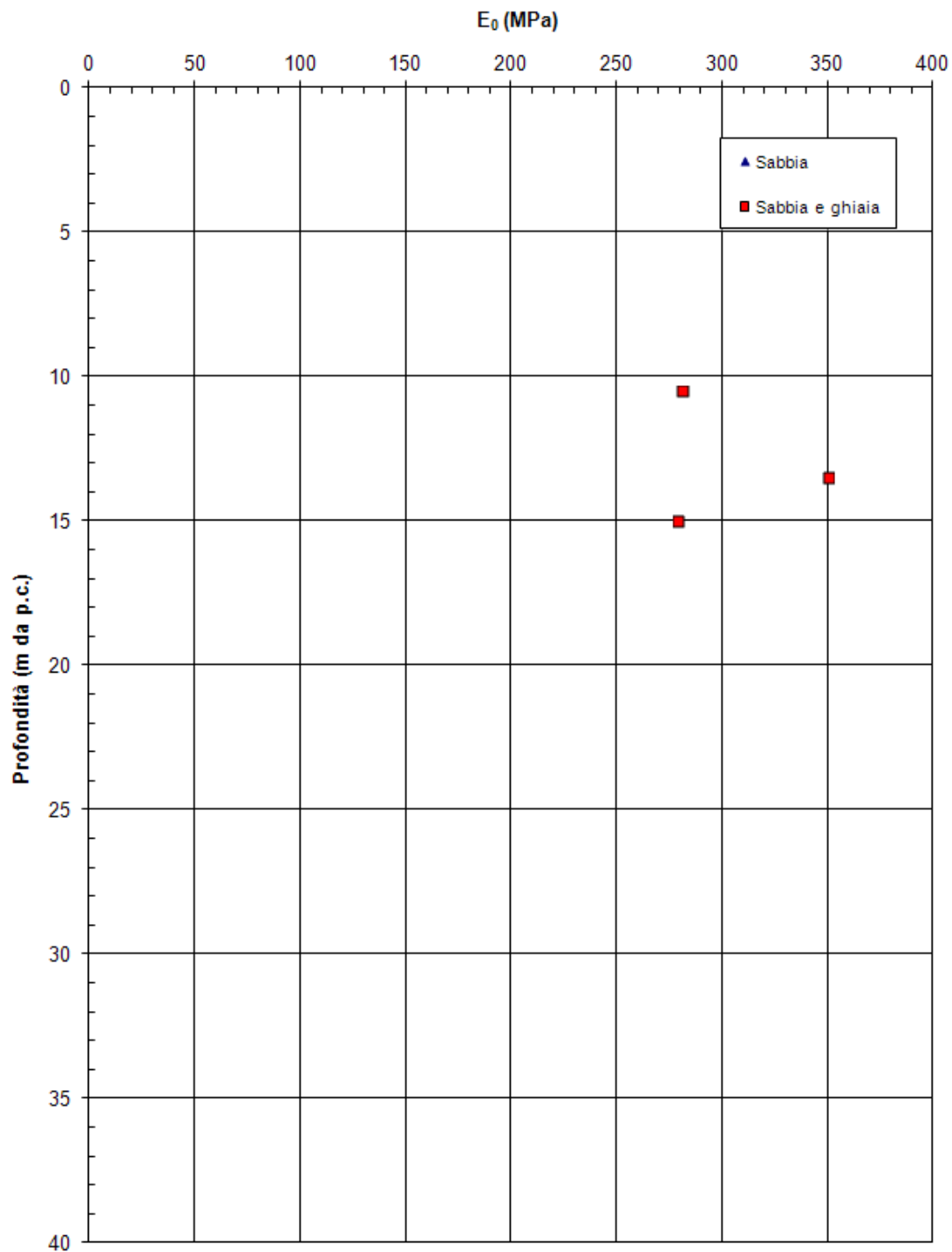


PROGETTO DEFINITIVO

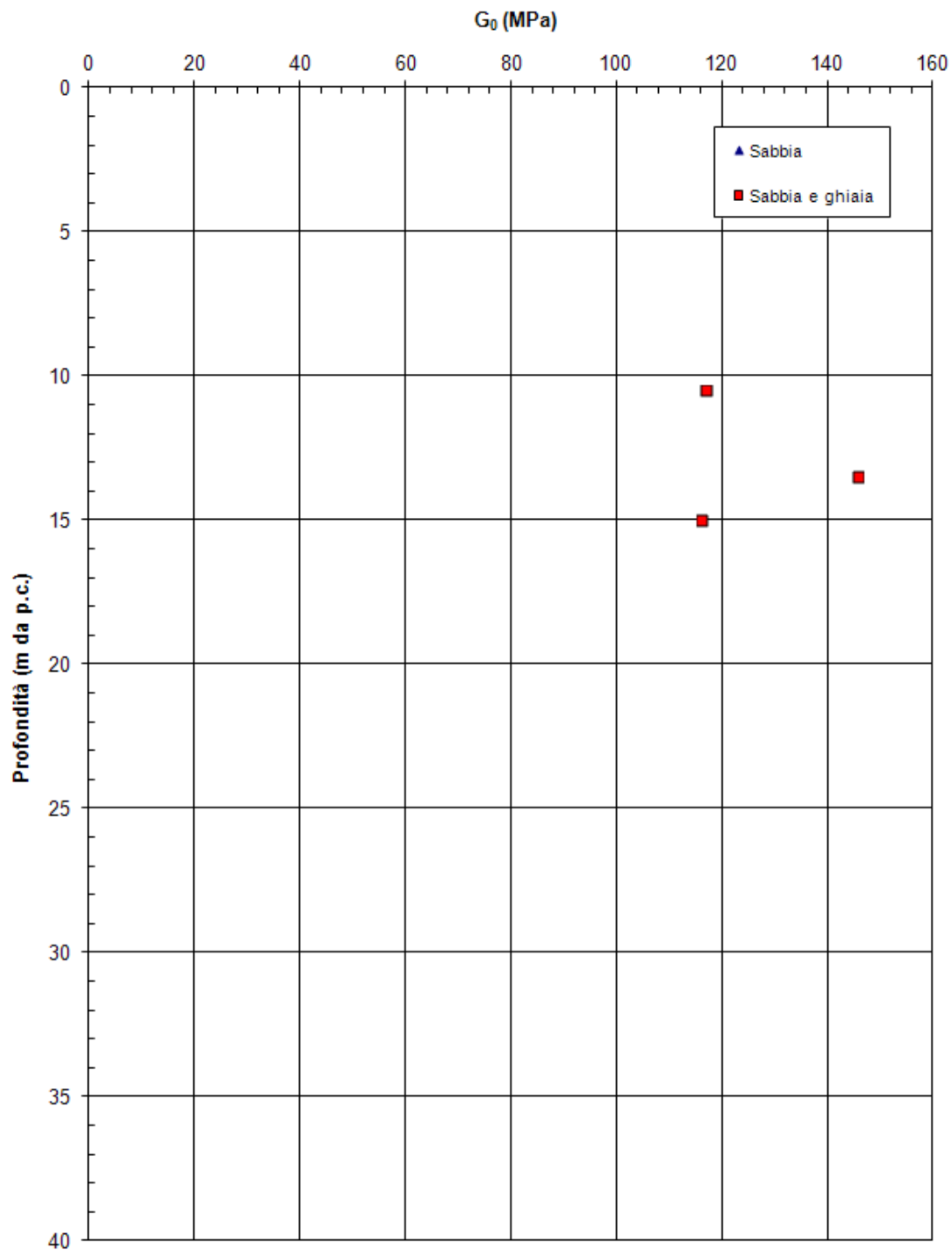


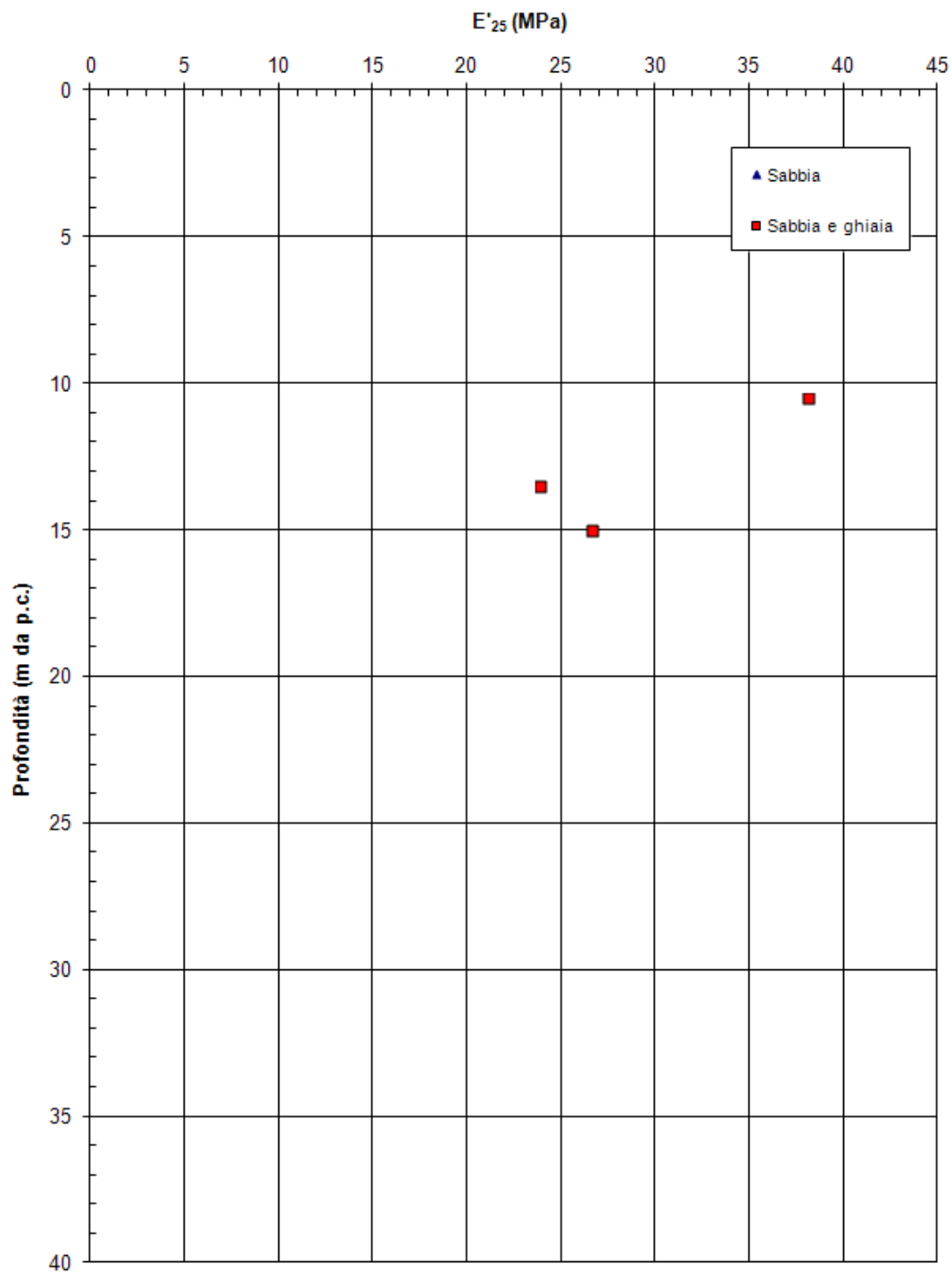


PROGETTO DEFINITIVO

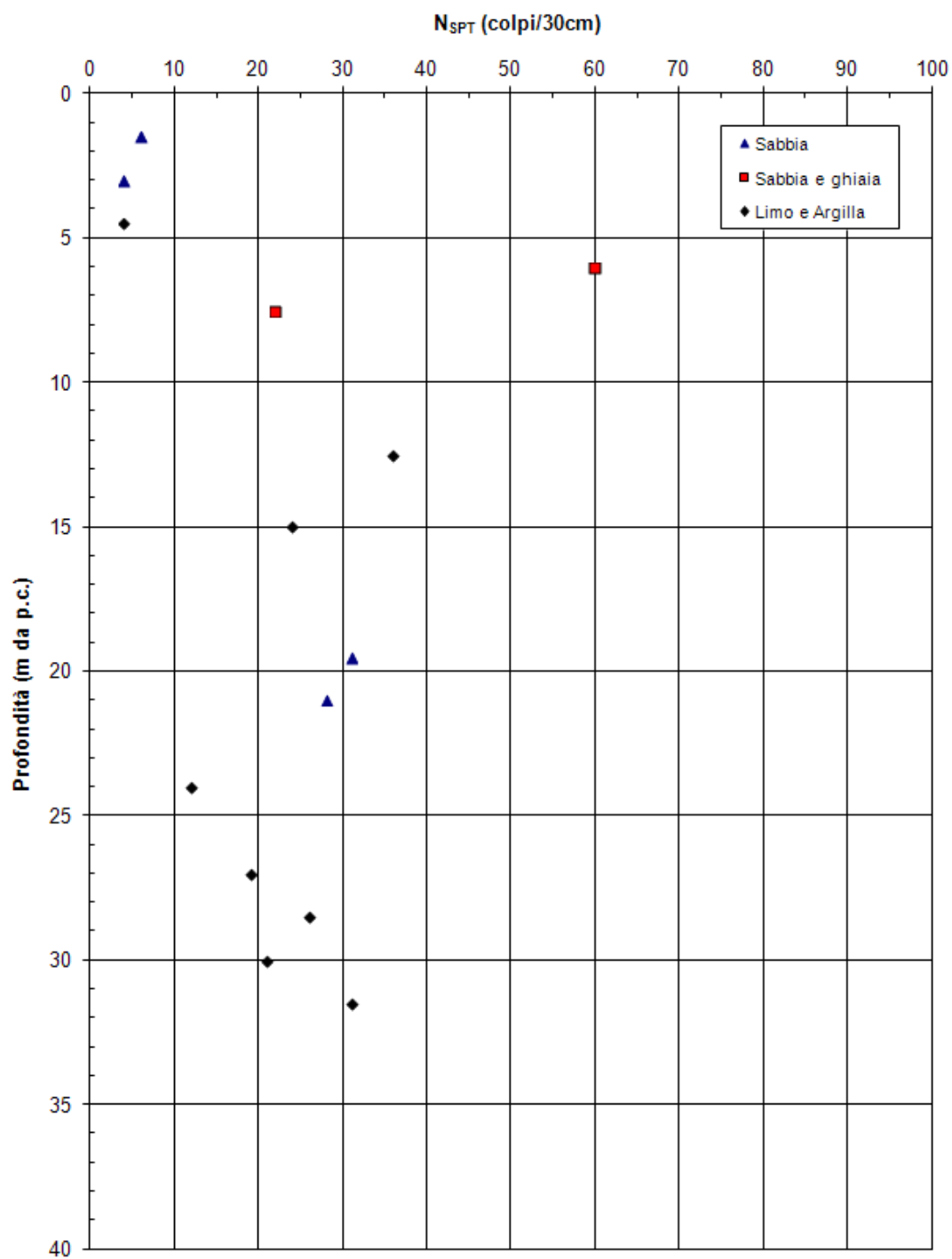


PROGETTO DEFINITIVO

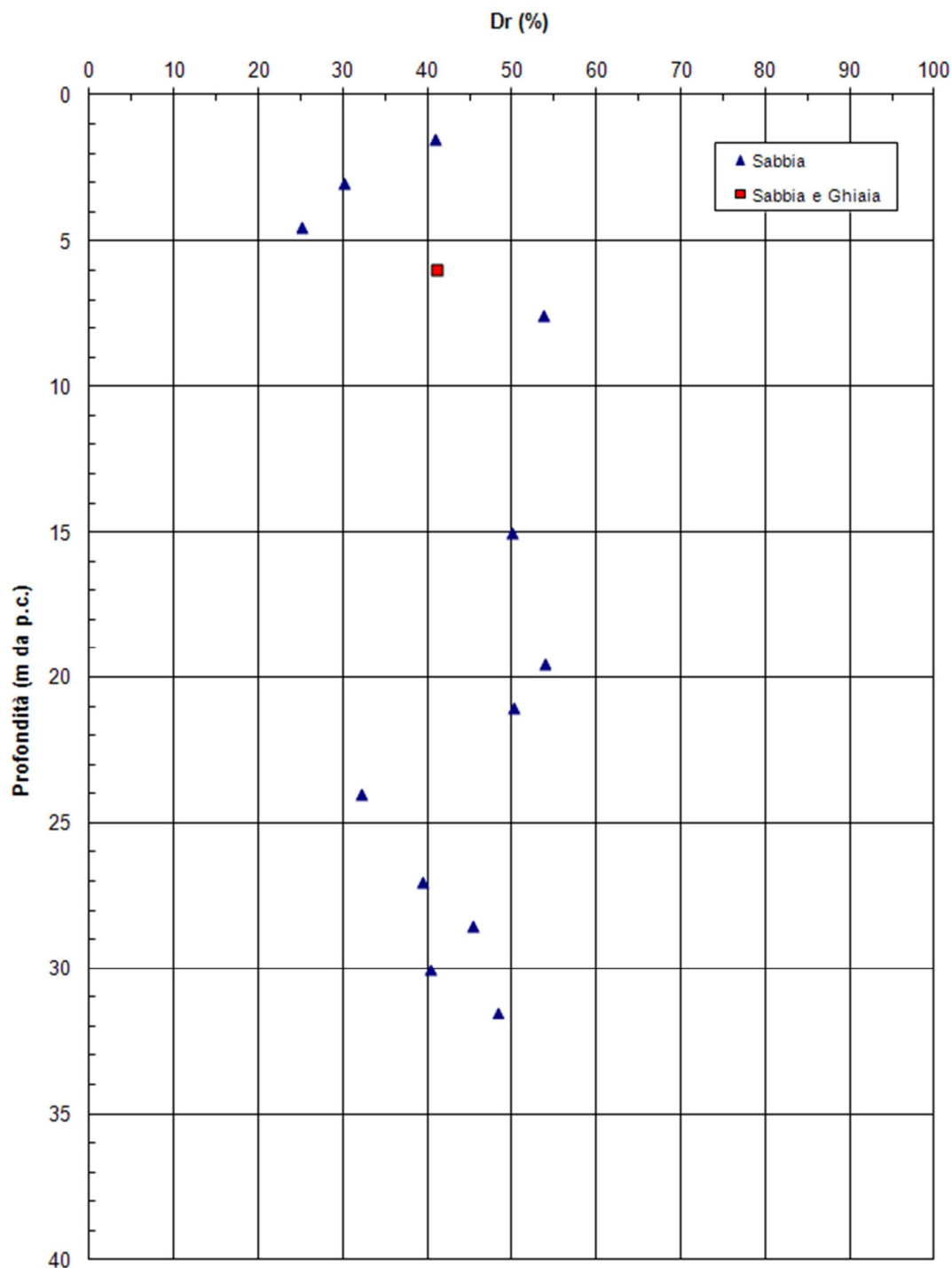


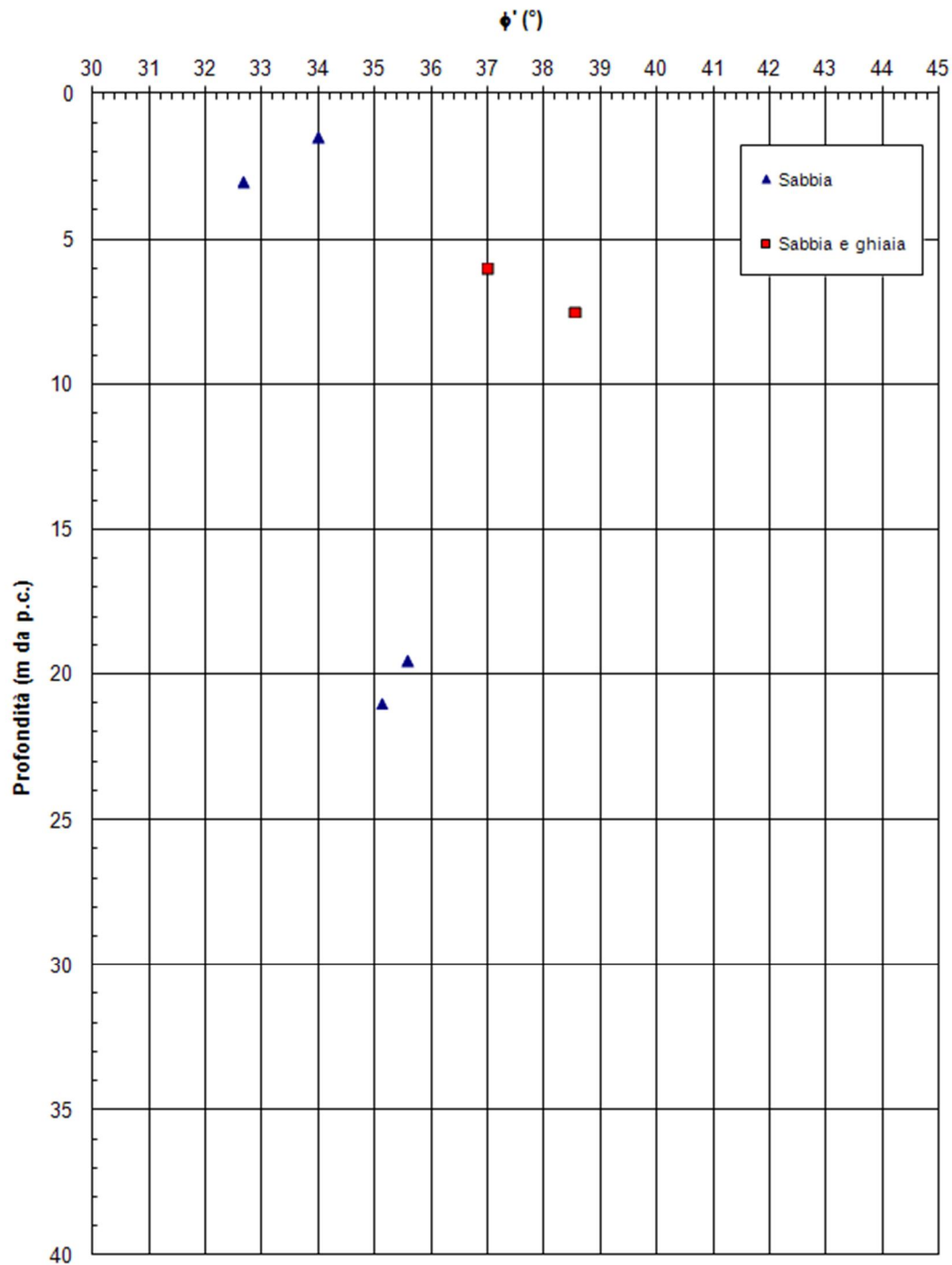


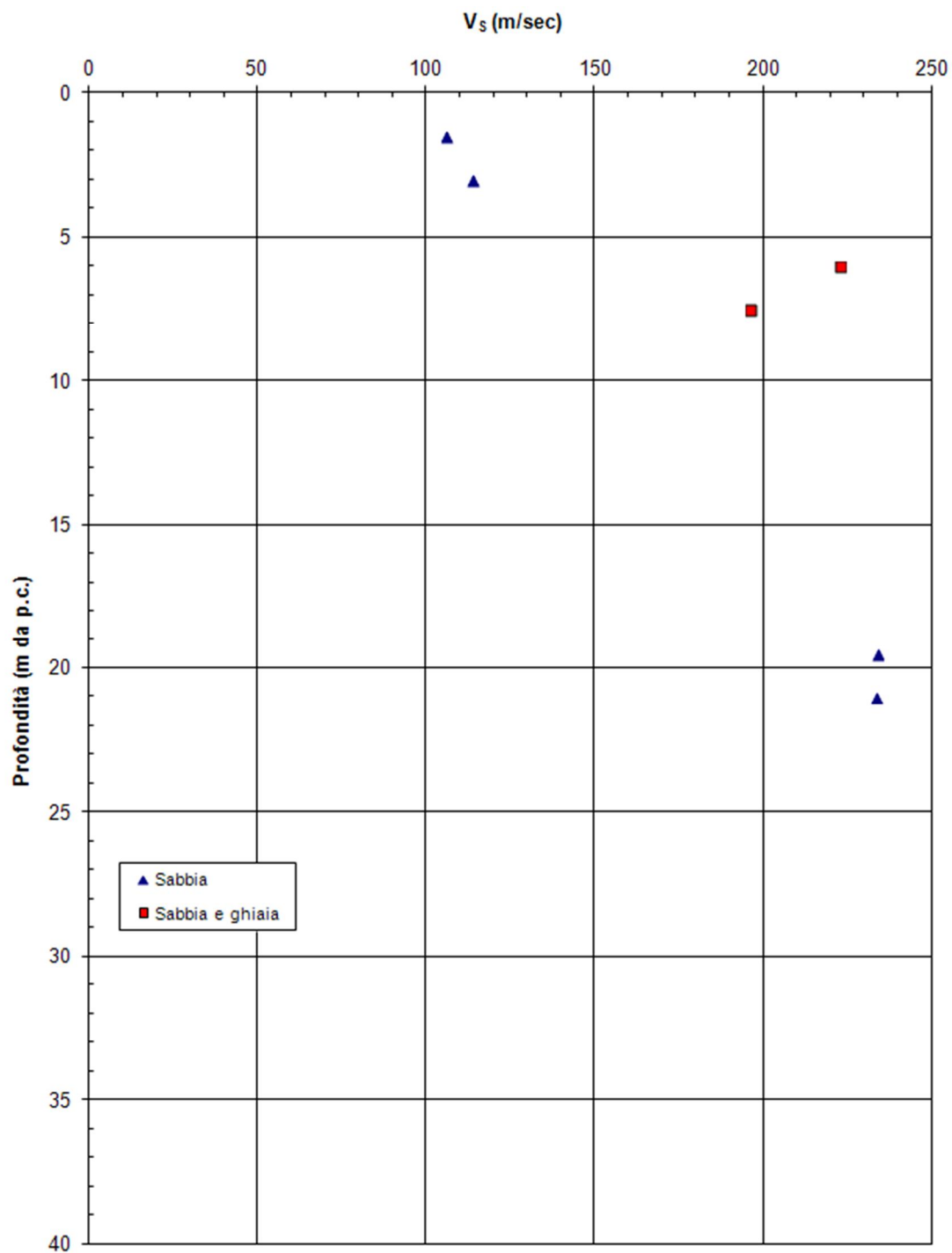
8.3.23 Sondaggio PB29

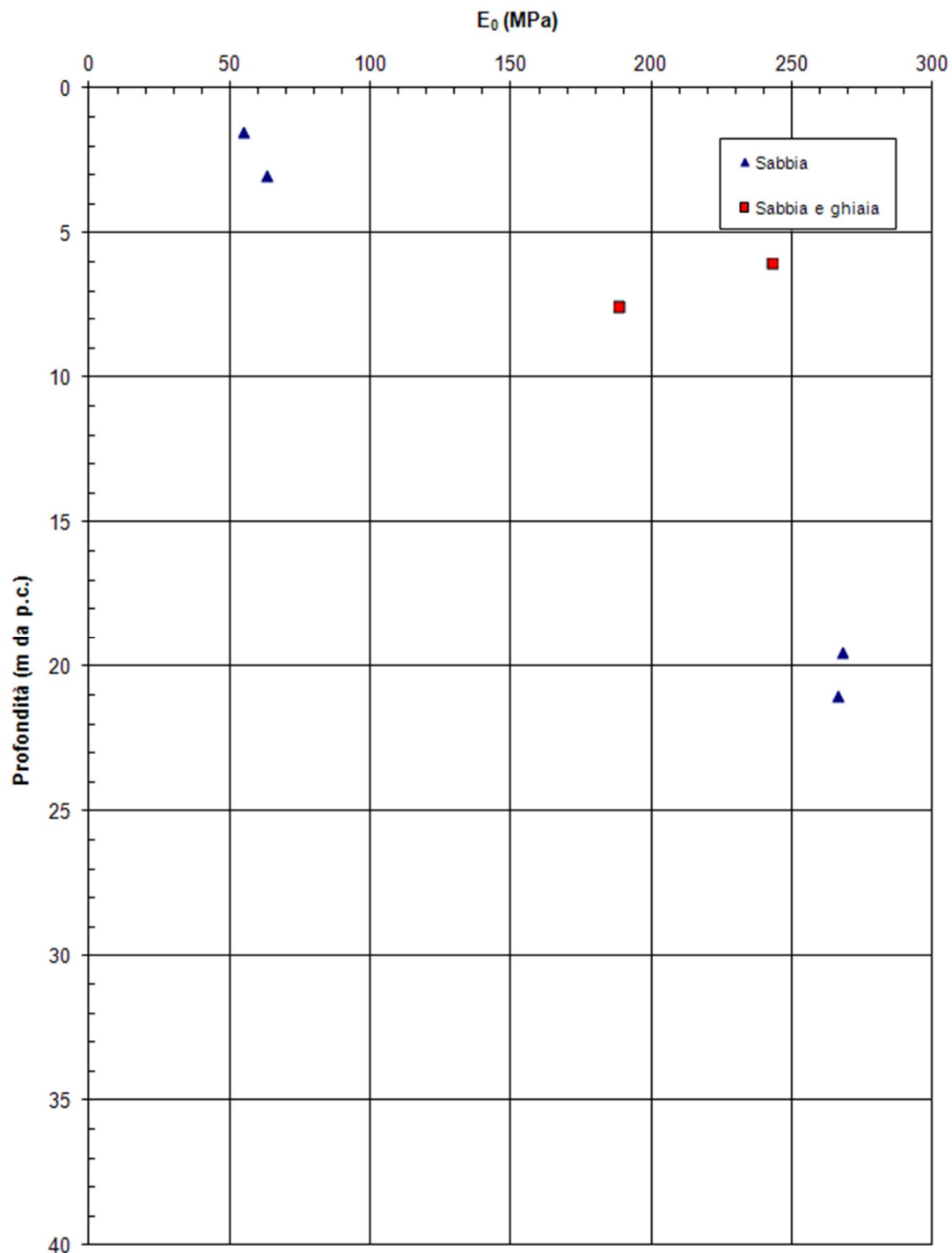


PROGETTO DEFINITIVO









PROGETTO DEFINITIVO

