



Società Autostrada Tirrenica p.A.

GRUPPO AUTOSTRADE PER L'ITALIA S.p.A.

AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA

LOTTO 5B

TRATTO: FONTEBLANDA–ANSEDONIA

PROGETTO DEFINITIVO

INFRASTRUTTURA STRATEGICA DI PREMINENTE INTERESSE
NAZIONALE LE CUI PROCEDURE DI APPROVAZIONE SONO REGOLATE
DALL' ART. 161 DEL D.LGS. 163/2006

DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

<p>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Tiziano Collotta Ord. Ingg. Lecco N. 122 RESPONSABILE UFFICIO GEI-APE</p>	<p>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Alessandro Alfì Ord. Ingg. Milano N. 20015 COORDINATORE GENERALE APS</p>	<p>IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURE</p>
---	--	---

RIFERIMENTO ELABORATO					DATA:	REVISIONE	
DIRETTORIO			FILE		GIUGNO 2011	n.	data
codice	commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo			
1	2	12	1	4	0	2	APE015--
					SCALA:		

		<p>ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :</p>	
<p>CONSULENZA A CURA DI :</p>		<p>ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :</p>	Ing. Antonio Sibia Ord. Ingg. Avellino N. 1713
		<p>IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'</p>	Ing. Tiziano Collotta Ord. Ingg. Lecco N. 122

<p>RESPONSABILE DI COMMESSA Ing. Giambattista Brancaccio Ord. Ingg. Roma N. 15710 COORDINATORE OPERATIVO DI PROGETTO</p>	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>
--	-------------------------------------	------------------------------------

SPEA S.p.A.

**AUTOSTRADA (A12)
ROSIGNANO - CIVITAVECCHIA
LOTTO 5B
TRATTO: ANSEDONIA – PESCIA ROMANA**

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

I N D I C E

1.	INTRODUZIONE	5
2.	DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	7
2.1	Documentazione di progetto	7
2.2	Normative nazionali	10
2.3	Normative internazionali	11
2.4	Raccomandazioni nazionali ed internazionali.....	11
2.5	Bibliografia.....	13
3.	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO	19
4.	CAMPAGNE GEOGNOSTICHE DISPONIBILI.....	32
5.	LINEAMENTI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI ED IDROGEOLOGICI	37
5.1	Breve inquadramento geologico.....	37
5.2	Breve inquadramento geomorfologico	38
5.3	Breve inquadramento idrogeologico	40
6.	INQUADRAMENTO SISMICO	49
6.1	Strutture sismogenetiche.....	49
6.1.1	Area sismogenetica del Mugello – Città di Castello - Leonessa.....	50
6.1.2	Area sismogenetica Livorno Hills	52
6.2	Magnitudo di riferimento	53
6.3	Definizione delle azioni sismiche di progetto	55
6.4	Risposta sismica locale	58
6.4.1	Dati a disposizione per la definizione della categoria di sottosuolo	59
6.4.2	Definizione della categoria di sottosuolo	65
6.4.3	Definizione della categoria topografica	70
6.4.4	Coefficiente di sito	71
7.	STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE	73
8.	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	107
8.1	Generalità	107

8.2	Materiali a grana grossa	107
8.2.1	Stato iniziale del deposito	108
8.2.2	Densità relativa D_r	109
8.2.3	Angolo di resistenza al taglio.....	111
8.2.4	Deformabilità	112
8.3	Materiali a grana fine	119
8.3.1	Classificazione	120
8.3.2	Stato iniziale del deposito	124
8.3.3	Resistenza al taglio in condizioni non drenate.....	125
8.3.4	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	126
8.3.5	Deformabilità	127
8.4	Formazioni rocciose	132
8.4.1	Generalità	132
8.4.2	Valutazione del parametro RMR'_{89}	132
8.4.3	Criteri di rottura.....	135
8.4.4	Caratteristiche di deformabilità.....	140
9.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	143
9.1	Unità geotecniche	143
9.2	Principali successioni stratigrafiche.....	148
9.3	Depositi eolici sabbiosi Qt1e.....	152
9.3.1	Caratteristiche fisiche	153
9.3.2	Resistenza al taglio.....	154
9.3.3	Deformabilità	154
9.3.4	Permeabilità.....	155
9.3.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	155
9.4	Depositi marino-costieri sabbiosi Qt2	158
9.4.1	Caratteristiche fisiche	159
9.4.2	Resistenza al taglio.....	159
9.4.3	Deformabilità	159
9.4.4	Permeabilità.....	160
9.4.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	161

9.5	Depositi fluviali Qt1d	166
9.5.1	Caratteristiche fisiche	167
9.5.2	Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine	168
9.5.3	Resistenza al taglio	168
9.5.4	Deformabilità	169
9.5.5	Permeabilità	170
9.5.6	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	170
9.6	Depositi palustro-lagunari Qt1k.....	188
9.6.1	Caratteristiche fisiche	189
9.6.2	Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine	190
9.6.3	Resistenza al taglio	190
9.6.4	Deformabilità	191
9.6.5	Permeabilità	192
9.6.6	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	192
9.7	Depositi H1a2 (marini) e H1a3 (di duna).....	210
9.8	Depositi di spiaggia H2.....	217
9.8.1	Caratteristiche fisiche	218
9.8.2	Resistenza al taglio	219
9.8.3	Deformabilità	220
9.8.4	Permeabilità	221
9.8.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	221
9.9	Depositi H3a (lagunari), H3b (deltizi) ed H3c (di spiaggia)	241
9.9.1	Caratteristiche fisiche	242
9.9.2	Resistenza al taglio	244
9.9.3	Deformabilità	245
9.9.4	Permeabilità	246
9.9.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	247
9.10	Depositi H1a (lagunari) e H1a1 (palustri)	267
9.10.1	Caratteristiche fisiche	268
9.10.2	Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine	269
9.10.3	Resistenza al taglio	270

9.10.4	Deformabilità	270
9.10.5	Permeabilità	271
9.10.6	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	272
9.11	Depositi fluviali H1b	291
9.11.1	Caratteristiche fisiche	291
9.11.2	Resistenza al taglio.....	293
9.11.3	Deformabilità	293
9.11.4	Permeabilità.....	294
9.11.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	295
9.12	Depositi eluvio-colluviali a4.....	312
9.12.1	Caratteristiche fisiche	312
9.12.2	Resistenza al taglio.....	313
9.12.3	Deformabilità	314
9.12.4	Permeabilità.....	315
9.12.5	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica.....	315
10.	PIANI DI POSA DEI NUOVI RILEVATI AUTOSTRADALI.....	330
10.1	Scotico e bonifica	330
10.2	Trattamenti dei terreni a calce	338
10.3	Trattamenti dei terreni a cemento	348
11.	CONCLUSIONI.....	353

1. INTRODUZIONE

In questa relazione vengono illustrati ed interpretati i risultati delle indagini geotecniche effettuate nella zona interessata dal Progetto Definitivo per la realizzazione del lotto autostradale della A12 (Rosignano-Civitavecchia) denominato 5B, tra il km 0+000 (località Fonteblanda) ed il km 22+918.37 (svincolo di Ansedonia), coincidenti rispettivamente con le progressive dell'attuale S.S. n.1 "Aurelia" Km 160+254.31 a Nord e Km 136+653.33 a Sud.

L'esame geotecnico è finalizzato principalmente alla caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni interessati dal tracciato in progetto, necessaria alla definizione:

- delle condizioni di realizzabilità dei rilevati e delle scarpate dei tagli stradali e alla verifica delle relative condizioni di stabilità
- delle condizioni di realizzabilità delle fondazioni delle opere d'arte principali in progetto, i cui dimensionamenti geotecnici sono riportati nelle rispettive relazioni di calcolo.

Lo studio si basa sull'esame visivo dei luoghi e sui risultati della campagna di indagini geognostiche eseguite nel 2010 (SPEA) per il Progetto Definitivo.

La relazione si articola come segue:

- il capitolo 2 elenca i documenti, le normative, le raccomandazioni e la bibliografia di riferimento;
- il capitolo 3 descrive le caratteristiche del tracciato stradale in progetto;
- il capitolo 4 riporta un riepilogo delle indagini geognostiche disponibili;
- il capitolo 5 riporta un breve inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico;
- il capitolo 6 riporta le indicazioni sui parametri sismici quali risultano dalla applicazione della normativa vigente;
- il capitolo 7 riporta le verifiche di stabilità del sito in termini di valutazione del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione sotto l'azione del terremoto di progetto definito al capitolo 6;

- il capitolo 8 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche disponibili;
- il capitolo 9 riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni incontrate, di interesse progettuale, in termini di proprietà fisiche (composizione granulometrica, caratteristiche di plasticità, etc.) e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità) quali risultano dall'interpretazione delle indagini disponibili;
- il capitolo 10 riporta la sintesi delle informazioni disponibili per la definizione dei piani d'imposta dei rilevati autostradali;

2. DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

2.1 Documentazione di progetto

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

- [1] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5B – Tratto: Fonteblanda – Ansedonia, Relazione geologica e geomorfologica, elaborato GEO-001.
- [2] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5B – Tratto: Fonteblanda – Ansedonia, Planimetria e profilo geologico, elaborati GEO-002, GEO-003, GEO-004, GEO-005, GEO-006 e GEO-007.
- [3] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5B – Tratto: Fonteblanda – Ansedonia, Planimetria geomorfologica, elaborati GEO-008, GEO-009 e GEO-010.
- [4] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5B – Tratto: Fonteblanda – Ansedonia, Planimetria di ubicazione indagini geognostiche, elaborati GEO-011, GEO-012 e GEO-013.
- [5] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5B – Tratto: Fonteblanda – Ansedonia, Relazione idrogeologica generale, elaborato GEO-014.
- [6] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5B – Tratto: Fonteblanda – Ansedonia, Planimetria e profilo idrogeologico, elaborati GEO-015, GEO-016, GEO-017, GEO-018, GEO-019, e GEO-020.
- [7] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5B – Tratto: Fonteblanda – Ansedonia, Planimetrie e profili geotecnici, elaborati APE-001, APE-002, APE-003, APE-004, APE-005, APE-006, APE-007, APE-008, APE-009, APE-010, APE-011, APE-012, APE-013, e APE-014.
- [8] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 4 – Tratto: Grosseto Sud - Fonteblanda, Relazione geotecnica, elaborato 12121401-APE-001.

- [9] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5A – Tratto: Ansedonia – Pescia Romana, Relazione geotecnica, elaborato 12121403-APE-001.

Indagini sub-lotto 4/1 (1ª parte)

- [10] TECNO IN S.p.A., Indagini geognostiche Autostrada A12 Tronco SUD Tratto Civitavecchia/Grosseto Sud – Lotto 4/1, Indagini geognostiche, Note alle indagini + n.9 Allegati, 22.06.2010 (Monografie, Stratigrafie, prove SPT, prove Lefranc, prova Cross-Hole e pozzetti esplorativi relativamente ai sondaggi: 4/1-SD3; 4/1-SD4; 4/1-SD5; 4/1-SD6; 4/1-SD7; 4/1-SD7bis; 4/1-SD8; 4/1-SD9; 4/1SD9bis; 4/1-SD10; 4/1-SD11; 4/1-SD12; 4/1-SD13; 4/1-SD14; 4/1-SD15; 4/1-SD16; 4/1-SD17; 4/1-SD18; 4/1-SD19; 4/1-SD20; 4/1-SD21 ed ai pozzetti espolarativi: 4/1-Pzd5; 4/1-Pzd6; 4/1-Pzd7; 4/1-Pzd8; 4/1-Pzd9; 4/1-Pzd10; 4/1-Pzd11).
- [11] C.G.A., Comune di Orbetello (GR) – Lotto 4/1 Albinia, Esecuzione di n.1 prova sismica cross-hole a 35m per la valutazione della risposta sismica e la determinazione della Vs30 nel lotto 4/1 sito in località Albinia nel Comune di Orbetello (GR), A601b, 04.05.2010.
- [12] Geotechna s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove geotecniche di laboratorio, su campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi: 4/1-SD3; 4/1-SD4; 4/1-SD5; 4/1-SD6; 4/1-SD7; 4/1-SD8; 4/1-SD9bis; 4/1-SD10; 4/1-SD11; 4/1-SD12; 4/1-SD14; 4/1-SD15; 4/1-SD16; 4/1-SD17; 4/1-SD18; 4/1-SD19; 4/1-SD20; 4/1-SD21.
- [13] Geotechna s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti: 4/1-Pzd5; 4/1-Pzd6; 4/1-Pzd7; 4/1-Pzd8; 4/1-Pzd9; 4/1-Pzd10; 4/1-Pzd11.

Indagini sub-lotto 4/1 (2ª parte) e 5/2

- [14] Land Service S.c.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove SPT, prove Lefranc, relative ai sondaggi: 4/1-SD22; 4/1-SD23; 4/1-SD27; 4/1-SD28; 4/1-SD29; 4/1-SD30; 5/2-SD1; 5/2-SD2; 5/2-SD3; 5/2-SD3bis; 5/2-SD4; 5/2-SD6; 5/2-SD6bis; 5/2-SD7; 5/2-SD8; 5/2-SD10; 5/2-SD11; 5/2-SD12; 5/2-SD13; 5/2-SD14; 5/2-SD15.

- [15] Land Service S.c.r.l., Indagini geofisiche per la progettazione dell'Autostrada A12 Civitavecchia-Grosseto (Lotto 5/2), Prova con punta sismica ("cono sismico") in foro di sondaggio, Relazione tecnica, 509-44, Aprile 2010.
- [16] Land Service S.c.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Stratigrafie, prove di densità in sito, prove di carico su piastra, relative ai pozzetti esplorativi: 4/1-Pzd18; 4/1-Pzd19; 5/2-Pzd1; 5/2-Pzd4; 5/2-Pzd5; 5/2-Pzd6; 5/2-Pzd7; 5/2-Pzd9; 5/2-Pzd10; 5/2-Pzd12; 5/2-Pzd13; 5/2-Pzd15.
- [17] C.G.A., Comune di Orbetello (GR) – Lotto 5/2 Patanella, Esecuzione di n.1 prova sismica cross-hole a 35m per la valutazione della risposta sismica e la determinazione della Vs30 nel lotto 5/2 sito in località Patanella nel Comune di Orbetello (GR), GF144, 27.04.2010.
- [18] C.G.G. Geotechnical Analysis srl, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi: 4/1-SD22; 4/1-SD23; 4/1-SD27; 4/1-SD28; 4/1-SD29; 4/1-SD30; 5/2-SD1; 5/2-SD2; 5/2-SD3; 5/2-SD3bis; 5/2-SD4; 5/2-SD6; 5/2-SD6bis; 5/2-SD7; 5/2-SD8; 5/2-SD10; 5/2-SD14.
- [19] C.G.G. Geotechnical Analysis srl, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti: 4/1-Pzd18; 4/1-Pzd19; 5/2-Pzd5; 5/2-Pzd9; 5/2-Pzd10; 5/2-Pzd12; 5/2-Pzd13; 5/2-Pzd15.

Indagini sub-lotto 5/1

- [20] Sondedile s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove SPT, prove Lefranc, prove Lugeon, relative ai sondaggi: 5/1-SD1; 5/1-SD2; 5/1-SD3; 5/1-SD3bis; 5/1-SD4; 5/1-SD5.
- [21] Sondedile s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Monografie, Stratigrafie, prove di densità in sito, prove di carico su piastra, relative ai pozzetti esplorativi: 5/1-PZD1; 5/1-PZD2; 5/1-PZD3; 5/1-PZD4.
- [22] Servizi Geotecnici Liguri – Laboratorio terre e rocce, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni indisturbati e

rimaneggiati prelevati dai sondaggi: 5/1-SD01; 5/1-SD02; 5/1-SD03; 5/1-SD03bis; 5/1-SD4.

- [23] Servizi Geotecnici Liguri – Laboratorio terre e rocce, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti: 5/1-PZD1; 5/1-PZD2; 5/1-PZD4.
- [24] Geotechna s.r.l., Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove geotecniche di laboratorio per il trattamento dei terreni a calce, su miscele di campioni prelevati dai pozzetti: 4/1-SD1; 4/1-SD4; 4/1-SD6.
- [25] C.G.G. Geotechnical Analysis srl, Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – prove geotecniche di laboratorio per il trattamento dei terreni a cemento, su miscele di campioni prelevati dai pozzetti: 5/2-SD13 e 5/2-SD15.
- [26] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5b – Tratto: Fonteblanda – Ansedonia, Opere di sostegno – Tipologico trattamento colonnare, APE101.

2.2 Normative nazionali

- [27] 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".
- [28] 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.
- [29] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, "Approvazione delle Nuove Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario.
- [30] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

2.3 Normative internazionali

- [31] EN 1997 Eurocodice 7 "Geotechnical Design"
- Part 1: General rules;
 - Part 2: Standards for laboratory testing;
 - Part 3: Standards for field testing.

2.4 Raccomandazioni nazionali ed internazionali

- [32] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1977) - Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche.
- [33] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1994) - Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio.
- [34] UNI EN ISO 14688-1:2003 – Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione.
- [35] UNI CEN ISO/TS 17892-1:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 1: Determinazione del contenuto in acqua.
- [36] 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.
- [37] 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.
- [38] UNI CEN ISO/TS 17892-4:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 4: Determinazione della distribuzione granulometrica.
- [39] Norma Svizzera SNV 670 317a – Prova di carico su piastra.
- [40] CNR B.U. 22 - ASTM D1556 - ASTM D2937 - ASTM D 2167 - AASHTO T 191 - Prova di densità in sito.

- [41] 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).
- [42] 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.
- [43] UNI EN 13285:2004 - Miscele non legate – Specifiche.
- [44] 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.
- [45] UNI CEN ISO/TS 17892-12:2005 - Indagini e prove geotecniche - Prove di laboratorio sui terreni - Parte 12: Determinazione dei limiti di Atterberg.
- [46] UNI EN 1744-1:1999 - Prove per determinare le proprietà chimiche degli aggregati - Analisi chimica.
- [47] UNI EN 933-9:2009 - Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati - Parte 9: Valutazione dei fini - Prova del blu di metilene.
- [48] CNR – Bollettino Ufficiale (Norme Tecniche) – Anno VII – N.36 – 21 febbraio 1973 - Stabilizzazione delle terre con calce.
- [49] UNI EN 459-2:2002 - Calci da costruzione - Metodi di prova.
- [50] ASTM C977-92 - Determinazione del Contenuto Iniziale di Calce – CIC.
- [51] 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) >>.
- [52] ASTM D 4373 - Determinazione rapida del tenore in carbonati.
- [53] AASHTO mod. T180 – Prova Proctor modificata.
- [54] AASHTO mod. T180 – Prova CBR.
- [55] ASTM D4253 - 00(2006) Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table.

- [56] ASTM D4254 - 00(2006)e1 Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density.

2.5 **Bibliografia**

- [57] 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.
- [58] 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.
- [59] 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.
- [60] 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.
- [61] Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure.
- [62] 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.
- [63] Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.
- [64] Boncio P. and Lavecchia G., 2000, A structural model for active extension in Central Italy. Geodyn., 29, 233-244.

- [65] Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" *Géotechnique* 40, n° 3, pag. 329.
- [66] Burland J.B., Burbidge M.C. (1985) "Settlement of foundations on sand and gravel" *Proc. ICE, Part 1*, 78.
- [67] 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>.
- [68] Cestari F. (1996) "Prove geotecniche in sito" , II edizione, ed. GEO-GRAPH s.n.c., Segrate.
- [69] Charles J.A. (1989) "Geotechnical properties of coarse grained soils" General Report, Discussion Session 8, Proceedings XII ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro.
- [70] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- [71] 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.
- [72] 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.
- [73] Duncan J.M., Buchignani A.L. (1976) "An engineering manual for settlement studies" *Geotechnical Engineering*, Dept. Of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- [74] Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
- [75] 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.

- [76] 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.
- [77] 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.
- [78] 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.
- [79] Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" *Proceedings In-situ 2001*, Bali.
- [80] 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.
- [81] 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.
- [82] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol.100, n° 7.
- [83] 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.
- [84] Leroueil S., Jamiolkowski M. (1991) "Exploration of soft soil and determination of design parameters" *Proceedings of GEOCOAST'91, General Report, Session 1*, Yokohama, Japan.
- [85] 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.

- [86] 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.
- [87] 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.
- [88] 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>.
- [89] Mitchell J.K. (1976) "Fundamentals of soil behavior" John Wiley & Sons.
- [90] Nagaraj T.S., Miura N. (2001) "Soft clay behaviour – Analysis and assessment" Balkema, Rotterdam.
- [91] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- [92] 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.
- [93] 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.
- [94] 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.
- [95] 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.
- [96] Schofield A.N. & Wroth C.P. (1968) " Critical state soil mechanics" Mc Graw-Hill.

- [97] 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.
- [98] 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.
- [99] Scott R. F. (1989) "Consolidation of sensitive clay as phase change process" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, n°10.
- [100] Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proceedings VII ECSMFE, Brighton.
- [101] 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.
- [102] Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- [103] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [104] 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.
- [105] 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.
- [106] 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.

- [107] Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S. (1983b) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics" *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20.
- [108] Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" *Soils and Foundations* 23, n° 4.
- [109] Wood D.M. (1990) "Soil Behavior and critical state soil mechanics" Cambridge University Press.
- [110] Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [111] Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" *Proceedings of Symposium on Eval. Dens.*, ASTM STP 523.
- [112] 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.
- [113] 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.

3. DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

Il lotto 5B del tratto di autostrada A12 "Fonteblanda-Ansedonia" si snoda tra la località Fonteblanda (inizio lotto posto a 2 km ca. a Nord di tale località) e lo svincolo di Ansedonia, interessando il comune di Orbetello e, nel tratto finale, il comune di Capalbio (entrambi i comuni ricadono in provincia di Grosseto).

Complessivamente il lotto in oggetto è lungo 22+918.37 Km; le progressive d'inizio e fine lotto corrispondenti all'attuale S.S.1 "Via Aurelia" (E80) sono il km 160+254.31 a Nord (Fonteblanda) e km 136+653.33 a Sud (svincolo di Ansedonia).

Nella Figura 3.1 si riporta un inquadramento geografico del lotto di interesse, ripreso dal [Doc.Rif.\[1\]](#); nella Figura 3.2 si riporta la vista satellitare del tratto di autostrada in oggetto, ripresa da [Google Earth®](#).



**Figura 3.1: Inquadramento geografico del tracciato
(ripreso da [Doc.Rif.\[1\]](#))**

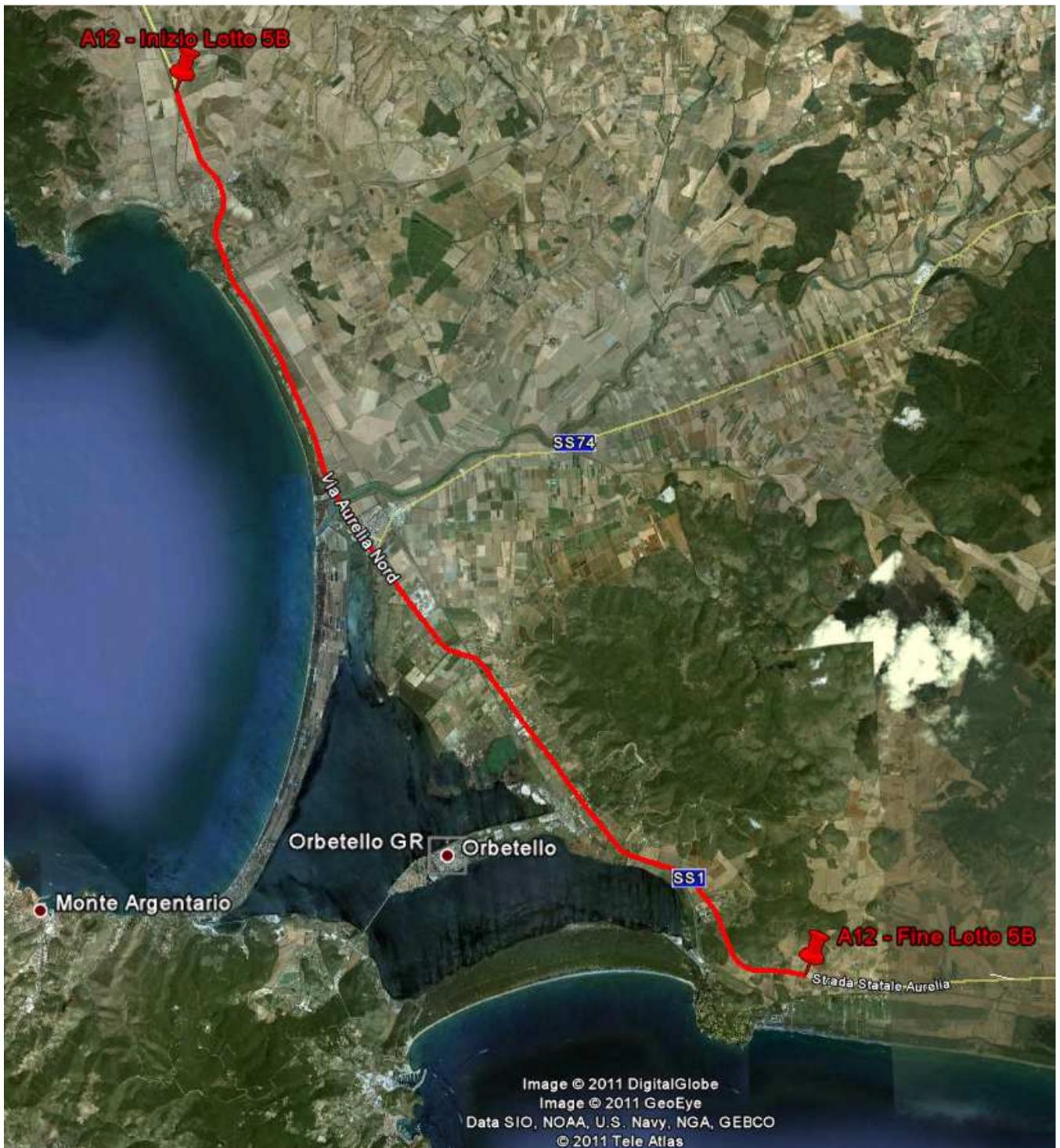


Figura 3.2: Vista satellitare dell'area interessata dal tracciato autostradale (Google Earth®)

Il tratto autostradale in progetto si sviluppa in un contesto topografico caratterizzato da una serie pressoché continua di leggere ondulazioni del piano campagna caratterizzate da quote assolute variabili, mediamente, tra +1 e +10 m s.l.m.m. ca.; nei tratti iniziale e finale del lotto, in corrispondenza di due colli, il piano campagna raggiunge invece quote assolute intorno ai + 28 m s.l.m.m. ca..

Da un punto di vista topografico il tracciato può essere suddiviso nelle seguenti tratte principali:

- | | |
|---------------------------------|---|
| da inizio Lotto al Km.1+400 ca. | in cui la quota del piano campagna oscilla tra +1 m s.l.m.m. e +6 m s.l.m.m.; |
| dal Km.1+400 al Km.3+800 ca. | in cui la quota del piano campagna aumenta gradualmente a partire da quota +6 m s.l.m.m. ca. fino a quota +28 m s.l.m.m. ca., in corrispondenza di un colle, per poi tornare a +6 m s.l.m.m. ca.; |
| dal Km.3+800 al Km.8+000 ca. | in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +1 e +4 m s.l.m.m. ca.; |
| dal Km.8+000 al Km.11+000 ca. | in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +0.2 e +3 m s.l.m.m. ca.; |
| dal Km.11+000 al Km.17+000 ca. | in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +3 e +13 m s.l.m.m. ca., rimanendo però principalmente tra le quote +3 e +9 m s.l.m.m.; |
| dal Km.17+000 al Km.18+500 ca. | in cui la quota del piano campagna aumenta gradualmente a partire da quota +5 m s.l.m.m. ca. fino a quota +11 m s.l.m.m. ca. per poi tornare a +2 m s.l.m.m. ca.; |
| dal Km.18+500 al Km.20+200 ca. | in cui la quota del piano campagna oscilla tra quote comprese tra +2 e +4 m s.l.m.m. ca.; |
| dal Km.20+200 ca. a fine Lotto. | in cui la quota del piano campagna aumenta rapidamente a partire da quota +4 m s.l.m.m. ca. |

fino a quota +23 m s.l.m.m. ca. , in corrispondenza di un colle, per poi tornare a +10 m s.l.m.m. ca.;

Il tracciato autostradale attraversa due importanti corsi d'acqua al Km.4+000 ca. (Torrente Osa) e al Km.9+000 ca. (Fiume Albegna), come visibile anche in Figura 3.1.

Il tracciato autostradale in progetto segue per gran parte del suo sviluppo il percorso dell'attuale S.S.1 Aurelia, prevedendo degli allargamenti dell'attuale sede stradale, simmetrici (sia in destra che in sinistra) o asimmetrici (solo in destra o solo in sinistra), per portarla alla larghezza di progetto. In alcuni brevi tratti il progetto prevede delle varianti planimetriche rispetto al tracciato attuale della strada statale.

Esistono pertanto diverse situazioni di rilevati da eseguirsi a ridosso di quelli esistenti, talvolta prevedendo anche una ricarica dell'attuale livelletta stradale; sono anche presenti alcuni tratti in cui è previsto un allargo dell'attuale sede stradale in trincea. Alcune tra le situazioni in allargamento più rappresentative sono riportate nelle seguenti figure:

- Figura 3.3 affiancamento in destra all'attuale strada statale e contestuale ricarica di circa 3.5 m ca.; il rilevato in affiancamento raggiunge altezze di 6.5 m ca. (Km.0+880 ca.);
- Figura 3.4 affiancamento in destra all'attuale strada statale; il rilevato in affiancamento raggiunge altezze di 8 m ca. (Km.1+660 ca.);
- Figura 3.5 allargamento in destra della trincea esistente di altezza pari a 7.5 m ca. (Km.2+000 ca.);
- Figura 3.6 *Figura 3.6: Affiancamento in rilevato al Km.2+660* affiancamento in destra all'attuale strada statale; il rilevato in affiancamento raggiunge altezze di 6 m ca. (Km.2+660 ca.);
- Figura 3.7 allargamento in destra di un tratto a mezza costa con rilevato in affiancamento di altezza pari a 10 m ca. (Km.2+800 ca.);
- Figura 3.8 affiancamento in destra all'attuale strada statale; il rilevato in affiancamento raggiunge altezze di 10 m ca. (Km.3+200 ca.);

- Figura 3.9 affiancamento in sinistra all'attuale strada; il rilevato in affiancamento è sostenuto da un muro che raggiunge altezze di 5 m ca. (Km.3+780 ca.);
- Figura 3.10 affiancamento in sinistra all'attuale strada statale; il rilevato in affiancamento raggiunge altezze di 5 m ca. (Km.3+840 ca.);
- Figura 3.11 affiancamento in sinistra all'attuale strada statale; il rilevato in affiancamento raggiunge altezze di 4 m ca. (Km.5+160 ca.);
- Figura 3.12 affiancamento in destra all'attuale strada statale; il rilevato in affiancamento raggiunge altezze di 8.5 m ca. (Km.13+0.20 ca.);
- Figura 3.13 affiancamento in destra all'attuale strada statale con trincea alta 11 m ca. (Km.22+581 ca.).

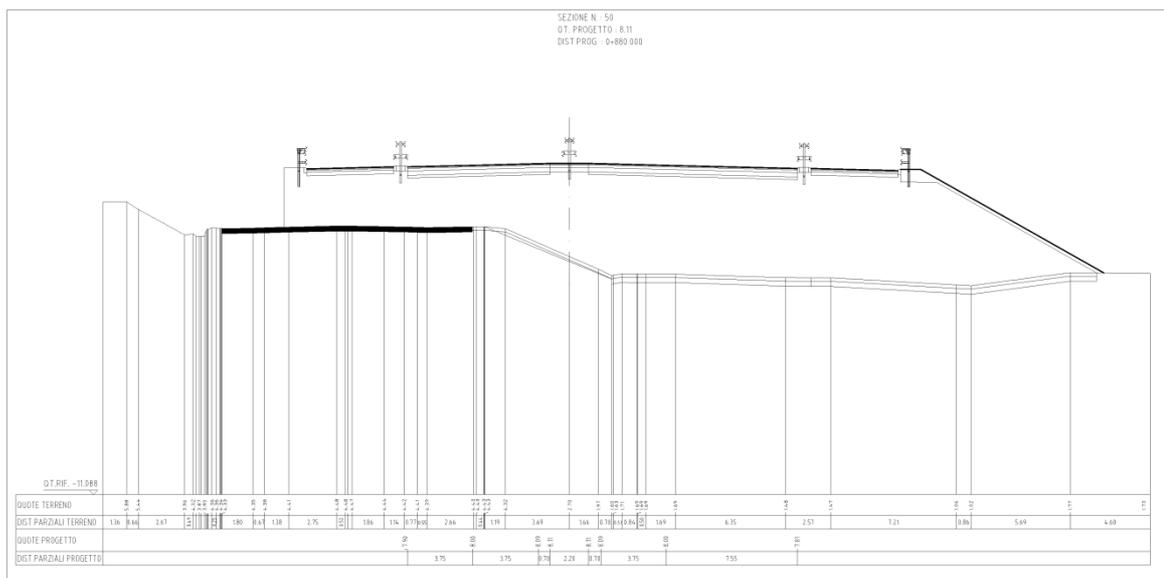


Figura 3.3: Affiancamento in rilevato con variante altimetrica al Km.0+880

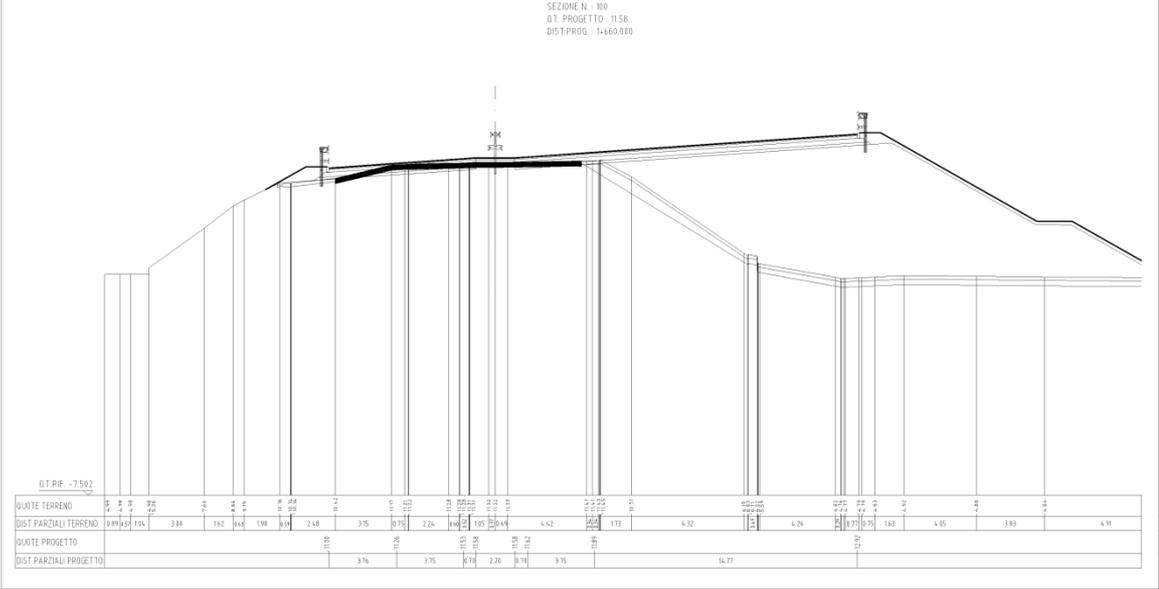


Figura 3.4: Affiancamento in rilevato al Km.1+660

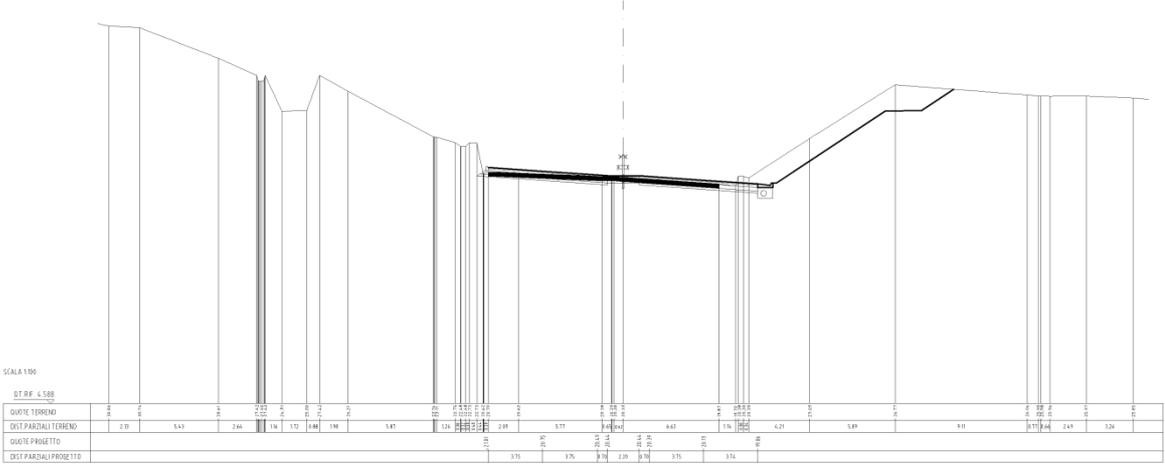


Figura 3.5: Allargamento in trincea al Km.2+000

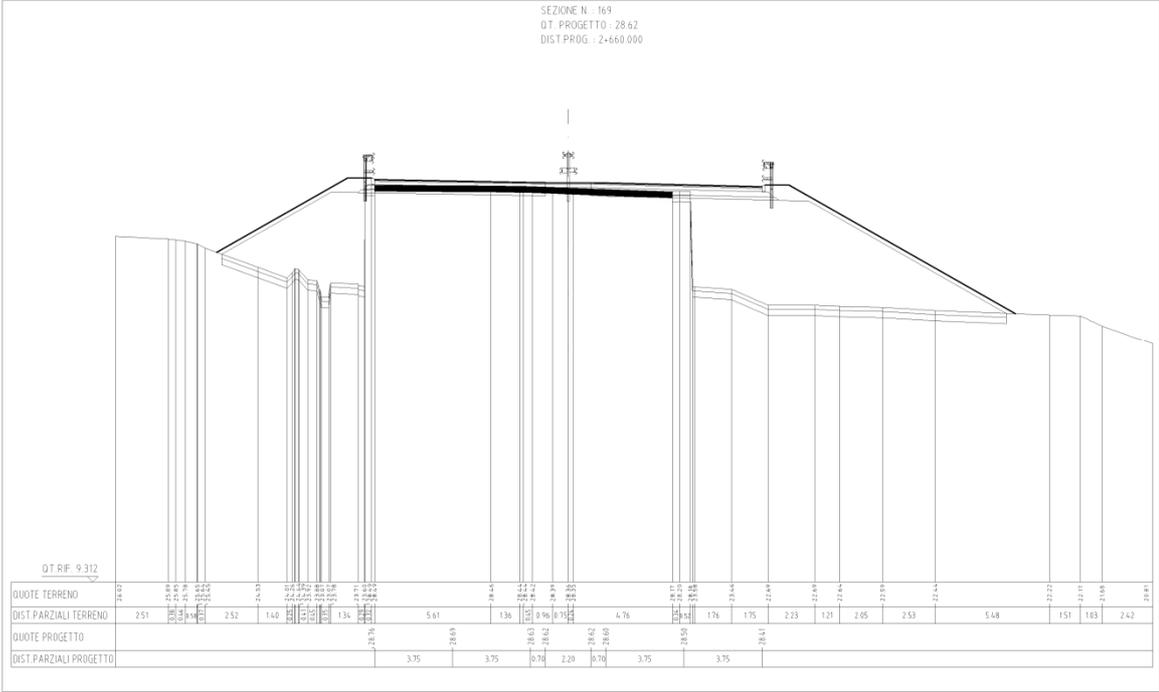


Figura 3.6: Affiancamento in rilevato al Km.2+660

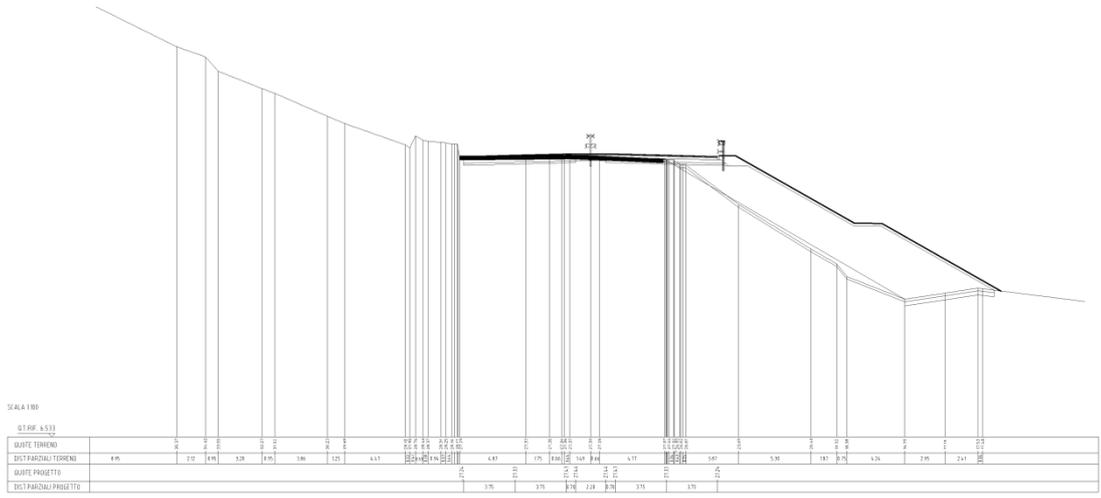


Figura 3.7: Allargamento in rilevato su tratto a mezzacosta al Km.2+800

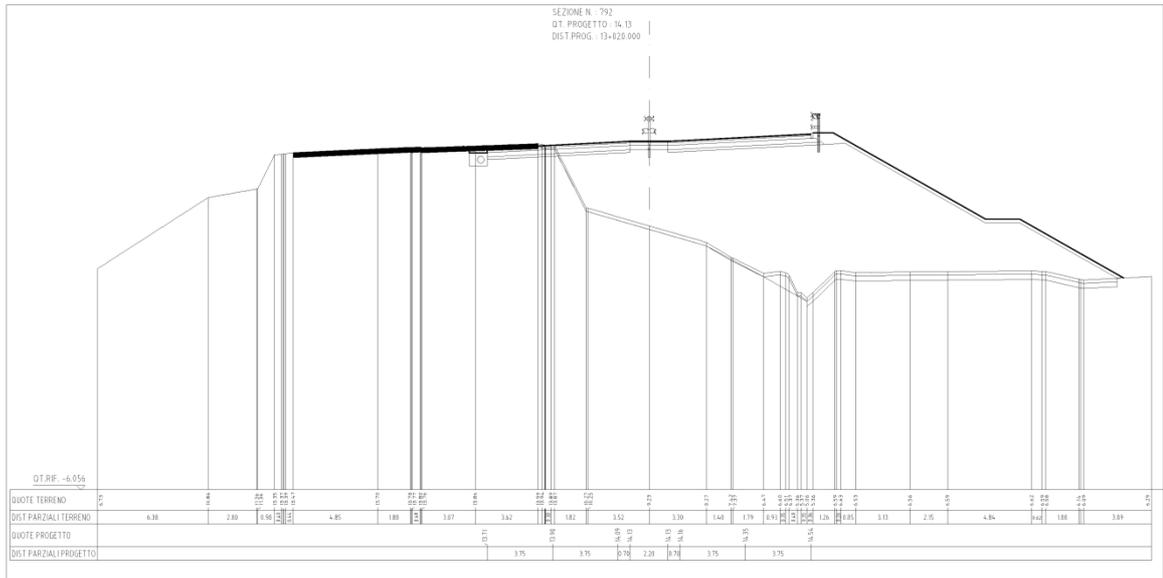


Figura 3.12: Affiancamento in rilevato al Km.13+020

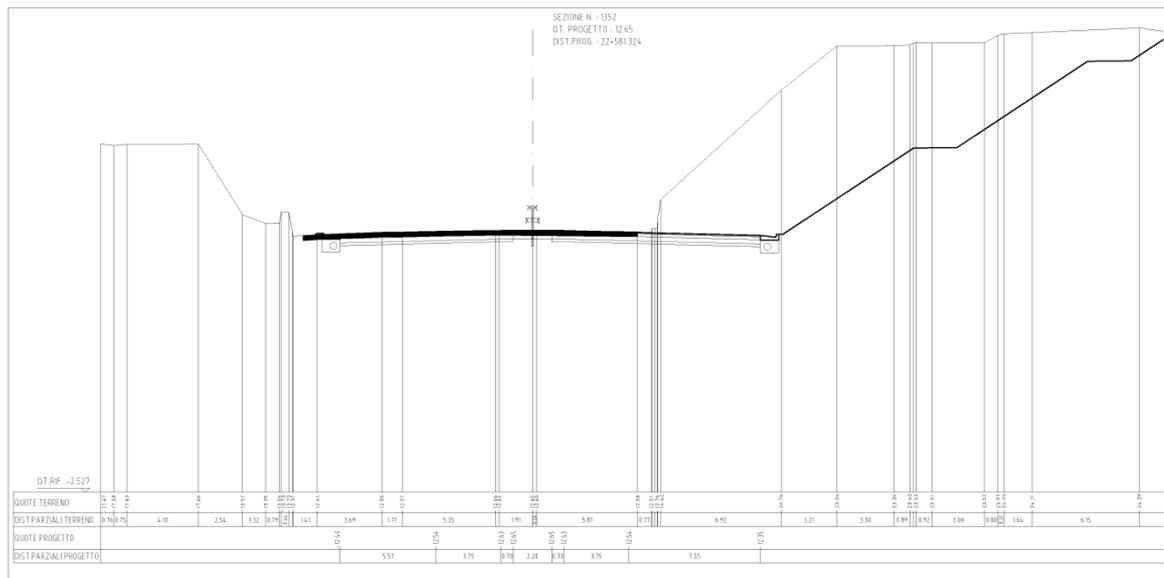


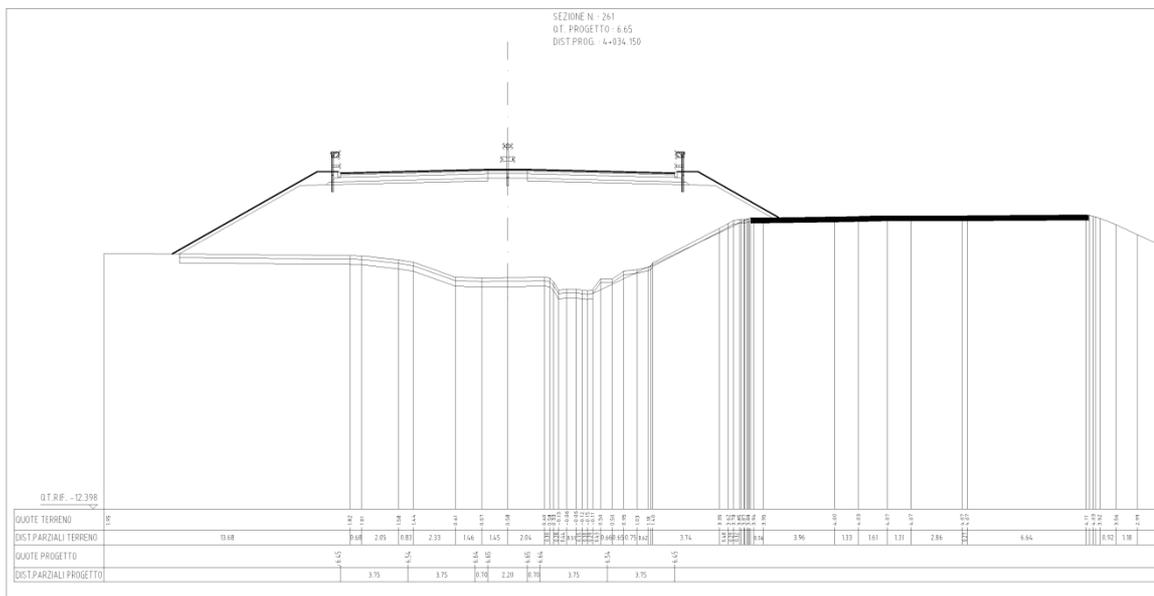
Figura 3.13: Affiancamento in trincea al Km.22+581

Lungo il tracciato di progetto sono presenti tre tratti in variante plano-altimetrica rispetto al tracciato attuale della strada statale; in particolare risulta quanto segue:

- | | |
|--------------------------------------|--|
| dal Km.3+912 ca. al Km.4+460 ca. | il tracciato autostradale si sviluppa in variante plano-altimetrica per attraversare il Torrente Osa con un nuovo viadotto a cinque campate; il nuovo viadotto risulta posizionato ad Est rispetto a quello esistente; |
| dal Km. 8+500 ca. al Km. 9+800 ca. | il tracciato autostradale si sviluppa in variante plano-altimetrica per attraversare il Fiume Albegna con un nuovo viadotto a sette campate; il nuovo viadotto risulta posizionato ad Est rispetto a quello esistente; |
| dal Km. 13+040 ca. al Km. 13+700 ca. | il tracciato autostradale si sviluppa in variante plano-altimetrica per attraversare la linea ferroviaria esistente Pisa-Roma. |

Lungo i tratti in variante planimetrica sono presenti rilevati di una certa importanza; in particolare si riportano alcune tra le situazioni variante più significative:

- Figura 3.14 rilevato di nuova costruzione di altezza pari a 6 m ca. in corrispondenza dell'attraversamento del torrente Osa (Km.4+034 ca.);
- Figura 3.15 rilevato di nuova costruzione di altezza tra 5÷6 m ca. in corrispondenza dell'attraversamento del fiume Albegna (Km.8+980 ca.);
- Figura 3.16 rilevato di nuova costruzione di altezza pari a 11 m ca. in corrispondenza dell'attraversamento della linea ferroviaria Pisa-Roma (Km.13+340 ca.).



4. CAMPAGNE GEOGNOSTICHE DISPONIBILI

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili stratigrafico-geotecnici (vedi [Doc.Rif.\[7\]](#)) sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche e di laboratorio condotte nell'area durante la campagna di indagine di Progetto Definitivo (2010); i sondaggi delle Fasi A, B e C delle campagne di indagine del Progetto Preliminare (Fase A e B del 2005 e Fase C del 2009) risultano ubicati in posizioni lontane dall'attuale tracciato di progetto e pertanto non sono stati qui presi in considerazione.

L'indagine del 2010 risulta suddivisa in tre "sub-lotti" (denominati, procedendo da Nord verso Sud, lotto 4/1, 5/2 e 5/1); essa è consistita nell'esecuzione di:

- n.48 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (4/1-SD3, 4/1-SD4, 4/1-SD5, 4/1-SD6, 4/1-SD7, 4/1-SD7bis, 4/1-SD8, 4/1-SD9, 4/1-SD9bis, 4/1-SD10, 4/1-SD11, 4/1-SD12, 4/1-SD13, 4/1-SD14, 4/1-SD15, 4/1-SD16, 4/1-SD17, 4/1-SD18, 4/1-SD19, 4/1-SD20, 4/1-SD21, 4/1-SD22, 4/1-SD23, 4/1-SD27, 4/1-SD28, 4/1-SD29, 4/1-SD30, 5/2-SD1, 5/2-SD2, 5/2-SD3, 5/2-SD3bis, 5/2-SD4, 5/2-SD6, 5/2-SD6bis, 5/2-SD7, 5/2-SD8, 5/2-SD10, 5/2-SD11, 5/2-SD12, 5/2-SD13, 5/2-SD14, 5/2-SD15, 5/1-SD1, 5/1-SD2, 5/1-SD3, 5/1-SD3bis, 5/1-SD4, 5/1-SD5) all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
 - n.400 ca. prove penetrometriche dinamiche SPT;
 - n.34 prove di permeabilità tipo Lefranc;
 - n.2 prove di permeabilità tipo Lugeon;
 - n.1 prova con cono sismico in 5/2-SD4;
 - n.3 prove Cross-Hole nelle coppie di sondaggi (4/1-SD17 ed SD17bis), (4/1-SD22 ed SD22bis) e (5/2-SD4 ed SD4bis);
 - circa n.80 campioni indisturbati;
 - circa n.190 campioni rimaneggiati.
- n.6 sondaggi geotecnici a distruzione di nucleo (4/1-SD12bis, 4/1-SD17bis, 4/1-SD22bis, 5/2-SD1bis, 5/2-SD4bis e 5/2-SD7bis).
- n.23 pozzetti esplorativi (4/1-Pzd5, 4/1-Pzd6, 4/1-Pzd7, 4/1-Pzd8, 4/1-Pzd9, 4/1-Pzd10, 4/1-Pzd11, 4/1-Pzd18, 4/1-Pzd19, 5/2-Pzd1, 5/2-Pzd4, 5/2-Pzd5, 5/2-Pzd6,

5/2-Pzd7, 5/2-Pzd9, 5/2-Pzd10, 5/2-Pzd12, 5/2-Pzd13, 5/2-Pzd15, 5/1-Pzd1, 5/1-Pzd2, 5/1-Pzd3 e 5/1-Pzd4), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:

- n.34 prove di carico su piastra;
- n.33 prove di densità in sito;
- n.45 campioni rimaneggiati.

La Tabella 4.1 riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione piezometrica installata. In merito al numero di campioni prelevati, indisturbati e rimaneggiati, si precisa che nella Tabella 4.1 si riporta esclusivamente l'indicazione del numero di campioni sottoposti a prove di laboratorio; in relazione al fatto che le prove di laboratorio sono ad oggi incomplete, è possibile riscontrare delle incongruenze tra numero di campioni indicati in tabella e numero di campioni indicati sui profili geotecnici.

La Tabella 4.2 elenca le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi, delle prove di carico su piastra (PLT) e delle prove di densità in sito eseguite all'interno degli stessi.

Tabella 4.1: Riepilogo sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo

Sigla	Prog. km	Quota (m s.l.m.m.)	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	LUG	Strumentazione
4/1-SD3	~ 0+200	5.32	C.C.	25	3	11	10	1	-	T.A. (4-25)
4/1-SD4	~ 0+920	3.95	C.C.	35	4	5	8	1	-	T.A. (3-18) C.P.C. (30)
4/1-SD5	~ 0+780	1.91	C.C.	40	4	4	7	-	-	T.A. (3-40)
4/1-SD6	~ 1+541	2.02	C.C.	25	2	9	10	-	-	T.A. (3-25)
4/1-SD7	~ 1+920	18.91	C.C.	35	2	14	4	-	-	T.A. (6-35)
4/1-SD7bis	-	18.91	C.C.	33	-	-	-	-	-	-
4/1-SD8	~ 1+840	21.31	C.C.	35	-	12	5	1	-	T.A. (6-35)
4/1-SD9	~ 2+127	18.20	C.C.	25	-	-	2	-	-	T.A. (6-25)
4/1SD9bis	~ 2+320	31.36	C.C.	25	-	2	-	-	-	T.A. (3-25)
4/1-SD10	~ 2+780	38.22	C.C.	25	1	6	10	1	-	T.A. (3-25)
4/1-SD11	~ 3+180	32.68	C.C.	20	-	2	-	-	-	T.A. (6-20)
4/1-SD12	~ 3+237	22.96	C.C.	35	-	2	-	-	-	CH (0-35) (*)
4/1-SD12bis	~ 3+237	22.88	D.N.	35	-	-	-	-	-	CH (0-35) (*)

Sigla	Prog. km	Quota (m s.l.m.m.)	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	LUG	Strumentazione
4/1-SD13	~ 3+340	20.08	C.C.	35	-	-	1	1	-	T.A. (6-35)
4/1-SD14	~ 3+560	11.24	C.C.	29	3	6	7	-	-	T.A. (3-15)
4/1-SD15	~ 4+100	1.68	C.C.	35	7	1	12	1	-	T.A. (3-17) C.P.C. (35)
4/1-SD16	~ 4+200	0.61	C.C.	40	8	2	6	1	-	---
4/1-SD17	~ 4+260	2.48	C.C.	35	3	7	5	1	-	CH (0-35)
4/1-SD17bis	~ 4+340	2.25	D.N.	35	-	-	-	-	-	CH (0-35)
4/1-SD18	~ 5+140	0.83	C.C.	25	2	6	7	1	-	T.A. (7.50-25.00)
4/1-SD19	~ 6+160	2.62	C.C.	25	3	6	9	1	-	T.A. (3.00-25.00)
4/1-SD20	~ 7+300	1.08	C.C.	40	3	6	10	1	-	T.A. (9.00-40.00)
4/1-SD21	~ 8+320	0.94	C.C.	25	2	9	8	1	-	T.A. (6.00-19.00)
4/1-SD22	~ 9+050	1.65	C.C.	35	3	3	14	1	-	CH (0-35)
4/1-SD22bis	~ 9+050	1.58	D.N.	35	-	-	-	-	-	CH (0-35)
4/1-SD23	~ 9+130	0.35	C.C.	35	2	3	15	1	-	---
4/1-SD27	~ 9+620	1.01	C.C.	40	2	2	15	1	-	T.A. (9-34)
4/1-SD28	~ 9+960	1.96	C.C.	35	2	2	16	1	-	T.A. (9-35)
4/1-SD29	~ 9+860	1.56	C.C.	35	1	3	12	1	-	T.A. (9-20) C.P.C. (26)
4/1-SD30	~ 10+686	1.64	C.C.	35	3	12	15	1	-	T.A. (3-35)
5/2-SD1	~ 11+720	4.80	C.C.	20		5	8	1	-	T.A. (14.5-20)
5/2-SD1bis	///	///	D.N.	9.5	-	-	-	-	-	T.A. (3-9.5)
5/2-SD2	~ 12+080	4.55	C.C.	25	4	8	12	1	-	T.A. (2-9) C.P.C. (21)
5/2-SD3	~ 13+260	6.11	C.C.	25	3	9	11	1	-	T.A. (3-9) T.A. (17-25)
5/2-SD3bis	~ 13+100	6.20	C.C.	25	3	9	12	1	-	T.A. (3-9) C.P.C. (22)
5/2-SD4	~ 13+353	6.93	C.C.	35	5	10	14	1	-	Tubo in PVC per CH (0-35)
5/2-SD4bis	~ 13+420	6.98	D.N.	35	-	-	-	-	-	Tubo in PVC per CH (0-35)
5/2-SD6	~ 13+600	7.49	C.C.	25	3	9	11	1	-	T.A. (3-6) C.P.C. (21.5)
5/2-SD6bis	~ 13+680	7.76	C.C.	25	3	9	12	1	-	T.A. (3-7) T.A. (15-22)
5/2-SD7	~ 14+300	7.97	C.C.	25	-	1	11	1	-	T.A. (15-23)
5/2-SD7bis	~ 14+420	7.98	D.N.	7	-	-	-	-	-	T.A. (3-7)
5/2-SD8	~ 15+420	4.92	C.C.	35	-	1	11	1	-	T.A. (12-18)

Sigla	Prog. km	Quota (m s.l.m.m.)	Tipo	D	C.I.	C.R.	SPT	LEF	LUG	Strumentazione
										C.P.C. (26)
5/2-SD10	~ 16+220	4.23	C.C.	25	-	1	9	1	-	T.A. (13-17)
5/2-SD11	~ 17+240	8.07	C.C.	30	-	-	11	1	-	T.A. (14.5-30)
5/2-SD12	~ 17+640	12.17	C.C.	35	-	-	12	1	-	T.A. (3-35)
5/2-SD13	~ 17+540	11.54	C.C.	35	-	-	13	1	-	T.A. (3-35)
5/2-SD14	~ 18+180	5.56	C.C.	25	-	4	13	1	-	T.A. (3-25)
5/2-SD15	~ 19+660	4.39	C.C.	20	-	-	10	1	-	T.A. (3-20)
5/1-SD1	~ 20+696	5.44	C.C.	25	3	7	12	1	-	T.A. (4-20)
5/1-SD2	~ 21+320	25.32	C.C.	20	1	3	1	-	-	T.A. (3-20)
5/1-SD3	~ 21+540	21.98	C.C.	20	-	4	3	-	-	T.A. (3-20)
5/1-SD3bis	~ 22+361	17.74	C.C.	15	-	-	-	-	-	T.A. (3-15)
5/1-SD4	~ 22+590	20.48	C.C.	35	-	4	1	-	1	T.A. (3-35)
5/1-SD5	~ 22+481	20.15	C.C.	35	-	-	-	-	1	T.A. (9-35)
<p>C.C. = perforazione a carotaggio continuo D.N. = perforazione a distruzione di nucleo D = profondità in metri da piano campagna C.I. = n. di campioni indisturbati disponibili sottoposti a prove di laboratorio C.R. = n. di campioni rimaneggiati disponibili sottoposti a prove di laboratorio SPT = n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio LEF. = n. prove Lefranc in foro di sondaggio LUG. = n. prove Lugeon in foro di sondaggio T.A. = piezometro a tubo aperto (tra parentesi il tratto finestrato, in metri da testa sondaggio) C.P.C. = cella piezometrica Casagrande (tra parentesi la profondità, in metri da testa sondaggio, della cella) CH = tubo in PVC per esecuzione di prova Cross-Hole (*) = fori attrezzati per prova Cross-Hole poi non eseguita</p>										

Tabella 4.2: Riepilogo pozzetti dell'indagine di Progetto Definitivo

Sigla	Prog. Km	Quota (m s.l.m.m.)	D	D _w	PLT	γ _d	C.R.
4/1-Pzd5	~ 0+600	1.45	3.5	1.00	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
4/1-Pzd6	~ 1+300	3.48	3.5	1.00	0.5	0.5	0.5;1.0
4/1-Pzd7	~ 1+600	4.64	3.5	1.00	0.5	0.5	0.5;1.0
4/1-Pzd8	~ 1+700	9.55	4.0	2.50	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
4/1-Pzd9	~ 3+850	1.22	3.5	1.00	0.5	0.5	0.5;1.0
4/1-Pzd10	~ 4+350	2.19	4.2	1.00	-	-	0.5;1.0
4/1-Pzd11	~ 4+700	0.70	4.0	0.70	0.5	0.5	0.5;1.0
4/1-Pzd18	~ 9+900	0.74	4.0	3.20	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
4/1-Pzd19	~ 9+800	1.15	4.0	3.20	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/2-Pzd1	~ 10+830	0.86	1.1	1.10	-	-	0.5
5/2-Pzd4	~ 12+740	5.21	1.0	1.00	0.5	0.5	0.5;1.0

Sigla	Prog. Km	Quota (m s.l.m.m.)	D	D _w	PLT	γ _d	C.R.
5/2-Pzd5	~ 13+000	6.10	4.0	3.20	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/2-Pzd6	~ 13+220	5.75	0.5	0.50	0.5	-	0.5
5/2-Pzd7	~ 13+670	7.69	4.0	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/2-Pzd9	~ 14+430	7.79	4.0	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/2-Pzd10	~ 14+640	6.76	4.0	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/2-Pzd12	~ 15+550	4.62	4.0	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/2-Pzd13	~ 16+900	4.71	4.0	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/2-Pzd15	~ 18+200	3.60	4.0	2.40	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0
5/1-Pzd1	~ 20+670	///	3.5	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0;3.4
5/1-Pzd2	~ 20+720	///	4.0	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0;3.7
5/1-Pzd3	~ 22+500	///	0.1	-	-	-	-
5/1-Pzd4	~ 22+750	///	4.0	-	0.5;1.0	0.5;1.0	0.5;1.0;3.9
D = profondità del pozzetto, in metri da piano campagna D _w = profondità, in metri da piano campagna, a cui è stata osservata presenza d'acqua PLT = profondità, in metri da piano campagna, a cui sono state eseguite le prove di carico su piastra γ _d = profondità, in metri da piano campagna, a cui sono state eseguite le prove di densità in sito C.R. = profondità, in metri da piano campagna, a cui sono stati <u>prelevati</u> campioni rimaneggiati							

5. LINEAMENTI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI ED IDROGEOLOGICI

5.1 Breve inquadramento geologico

Il presente paragrafo riporta un breve inquadramento geologico del tratto autostradale in esame sulla base delle informazioni presentate e discusse nel [Doc.Rif.\[1\]](#), documento a cui si rimanda per tutti i dettagli ed approfondimenti.

Il Lotto in oggetto si situa nella parte più interna dell'Appennino Settentrionale. Le caratteristiche geologiche e morfologiche di quest'area riflettono gli intensi processi endogeni legati alla collisione continentale tra le placche litosferiche europea ed africana che ha avuto inizio sin dall'era Cenozoica inferiore; questi processi hanno portato alla strutturazione della catena orogenetica appenninica sulla quale si sviluppa l'intero territorio toscano. Su questo principale imprinting strutturale e geodinamico, realizzatosi in varie decine di milioni di anni, si sono sovrapposti fenomeni esogeni, determinati da cambiamenti climatici ed oscillazioni del livello marino, che negli ultimi milioni di anni hanno concorso a definirne le odierne caratteristiche fisiche.

Nello specifico il tracciato del Lotto in oggetto attraversa paesaggi morfologici riconducibili ai due seguenti tipi principali:

- Rilievi montuosi di modesta elevazione, costituiti da rocce litoidi (zone di Fonteblanda ed Ansedonia); questi rilievi risultano caratterizzati da un assetto stratigrafico fortemente condizionato dall'intensa attività tettonica che ha portato ad un significativo raccorciamento crostale e ad importanti elisioni delle originarie successioni stratigrafiche.
- Pianure alluvionali e costiere e con contermini rilievi collinari, nell'insieme caratterizzati da sedimenti sciolti o poco litificati (ad esempio i bacini del Torrente Osa e del Fiume Albegna); queste aree esprimono fenomeni tettonici ed erosivi che a partire dal Miocene medio-superiore hanno interrotto la continuità della catena orogenetica appenninica.

Da un punto di vista prettamente geologico le successioni terrigene sono essenzialmente riconducibili al Pleistocene (inferiore, medio e superiore) e all'Olocene.

5.2 Breve inquadramento geomorfologico

Il presente paragrafo riporta un breve inquadramento geomorfologico del tratto autostradale in esame sulla base delle informazioni presentate e discusse nel [Doc.Rif.\[1\]](#) e nel [Doc.Rif.\[3\]](#); si rimanda a tali documenti per tutti i dettagli ed approfondimenti relativi, nonché per l'individuazione specifica delle criticità presenti lungo il tracciato.

Sintetizzando l'informazione geomorfologica riportata nei documenti di riferimento sopra citati, nelle aree attraversate dal tracciato in oggetto si possono riconoscere le seguenti forme principali.

- Diverse scarpate morfologiche (principalmente con orlo arrotondato), scarpate di degradazione non attive, vallecole con fondo concavo, erosioni areali diffuse, soliflussi e accumuli di frana; tutte queste forme, concentrate principalmente nei primi 4 Km del lotto, non interessano ad oggi direttamente il percorso autostradale.
- Una conoide alluvionale, ubicata in corrispondenza dello svincolo di Orbetello – Monte Argentario, che interessa direttamente il tracciato autostradale.
- Diverse cave inattive, prevalentemente rinaturalizzate (soprattutto nei primi 4 Km del lotto).
- Da un punto di vista idrogeologico ed idraulico:
 - diverse aree caratterizzate da drenaggio endoreico (aree in zona collinare con forma a conca che non permettono il deflusso delle acque all'esterno) e/o con difficoltà di drenaggio (aree pianeggianti, leggermente depresse rispetto al contesto circostante, caratterizzate dal ristagno e/o di difficoltà di drenaggio delle acque meteoriche in occasione degli eventi pluviometrici più intensi);

- o aree a pericolosità idraulica elevata (P.I.E. in cartografia) o molto elevata (P.I.M.E in cartografia) che interessano direttamente il tracciato autostradale, soprattutto in corrispondenza del tratto a Nord di Fonteblanda (fino al Km.1+500 ca.) e in vasti settori della pianura Osa-Albegna (tra il Km.4+000 ca. e il Km.12+400).
- Per quanto attiene ai fenomeni di carsismo presenti nelle aree di affioramento delle rocce carbonatiche (formazione del Calcere Cavernoso), sono segnalate:
 - o una grotta (da censimento della Regione Toscana), ubicata 600 m ca. in sinistra al Km.15+000 ca. del tracciato autostradale;
 - o numerose doline, soprattutto tra il Km.20+000 ed il Km.22+900 (fine lotto), descritte nel [Doc.Rif.\[1\]](#) come generalmente di dimensioni modeste, profondità limitata e con forme rotondeggianti o ellissoidali. Alcune di queste doline, tra il Km.20+600 ed il Km.21+800, risultano particolarmente vicine all'attuale sede stradale e alla futura sede autostradale; le più vicine si collocano a 50 m ca. in destra rispetto al tracciato di progetto.
 - o un ingresso di grotta, ubicato 300 m ca. in destra al Km.22+600 ca. del tracciato autostradale, oltre che diverse doline comprese in una distanza variabile tra 200 e 400 m ca. dal tracciato autostradale.
- Per quanto attiene agli elementi strutturali presenti ed al loro assetto, il [Doc.Rif.\[1\]](#) evidenzia due faglie, al Km.2+550 ca. e al Km.3+210 c.a..
- Per quanto attiene alle forme di origine marina ed eolica:
 - o una duna costiera, definita stabile, nel tratto di costa compreso tra la foce del Torrente Osa (Km.3+800 ca.) e la foce del Fiume Albegna (Km.8+900 ca.); tale fascia, pressoché continua, risulta ricoperta da vegetazione e delimitata sul lato mare da un arenile e su quello di terra da una pineta;
 - o una falesia alta alcune decine di metri a Nord della foce del Torrente Osa, ove la costa da sabbiosa diviene alta e rocciosa.

5.3 **Breve inquadramento idrogeologico**

Le informazioni sull'idrogeologia derivano essenzialmente dal monitoraggio dei piezometri installati nei fori di sondaggio eseguiti durante l'ultima campagna d'indagine (Progetto Definitivo 2010), dalle osservazioni in fase di esecuzione dei pozzetti stratigrafici, nonché dagli studi riportati nel [Doc.Rif.\[5\]](#).

In particolare, sulla base delle informazioni presentate e discusse nel [Doc.Rif.\[5\]](#) risulta quanto segue.

- Lungo il tracciato di progetto esistono tre ambiti idrogeologici: quello della Bonifica di Talamone, quello della Pianura dell'Albegna e quello del Calccare Cavernoso di Orbetello.
 - L'ambito idrogeologico della Bonifica di Talamone è attraversato dal tracciato in progetto nella parte più marginale della piana e pedecollinare. I pozzi in quest'area sono praticamente assenti in relazione anche al fenomeno dell'intrusione marina nell'acquifero.
 - L'ambito idrogeologico della Pianura dell'Albegna è caratterizzato da un deflusso naturale di tutto il complesso idrogeologico verso il Fiume Albegna e verso il mare; l'estrazione intensiva di acqua di falda per mezzo di pozzi costituisce una componente artificiale del deflusso che risulta più evidente durante la stagione estiva; all'interno del sistema si verificano scambi idrici tra gli orizzonti acquiferi sia per la mancanza di continuità dei livelli acquitardi e sia per la presenza di molti pozzi multifinestrati. I due principali coni di depressione piezometrica sono presenti subito a Sud del Torrente Osa e a Sud del Fiume Albegna. Il Fiume Albegna, lungo gran parte del suo corso, svolge un'azione drenante dell'intero sistema idrogeologico dell'area.
 - L'ambito idrogeologico del Calccare Cavernoso di Orbetello, che interessa il tracciato nei due chilometri terminali, è caratterizzato dalla presenza dell'omonima Formazione, interessata da ampi fenomeni di dissoluzione carsica e da un'importante circolazione idrica sotterranea. Da un punto di vista idrogeologico si tratta di un ammasso roccioso a comportamento acquifero che presenta un'elevata permeabilità secondaria per

fessurazione e carsismo; si riconoscono all'interno della Formazione macro-fratture (sede della circolazione idrica principale) e microfessure (sede dell'immagazzinamento della gran parte della risorsa idrica). La relazione idrogeologica non esclude la possibilità che si abbiano eventuali falde sospese, poco o nulla collegate con il deflusso di base dell'acquifero nella porzione centrale di affioramento del Calcarea Cavernoso; queste eventuali falde sospese sarebbero espressione di condizioni locali derivanti essenzialmente dalla ricarica zenitale.

- É segnalata una sorgente all'interno della fascia di censimento diretto (fascia estesa per un 1 Km a cavallo dell'asse autostradale); si tratta della sorgente termale dell'Osa ubicata in destra idrografica al Torrente Osa a circa 700 m dalla costa.
- Le formazioni geologiche oloceniche e pleistoceniche risultano unità permeabili per porosità a comportamento acquifero o acquitardo, mentre le formazioni "rocciose" risultano unità permeabili per fratturazione e/o carsismo a comportamento acquitardo o acquiclude (vedi anche la Tabella 5.3). Lungo il tracciato le formazioni carbonatiche carsificate sono rappresentate dal Calcarea Cavernoso (CV) e dal Calcarea a Nummuliti (STO3).

Non è nota ad oggi l'entità delle oscillazioni stagionali.

Nella Tabella 5.1 sono riportati i risultati del monitoraggio piezometrico eseguito nel 2010-2011 in corrispondenza delle verticali attrezzate in fase di Progetto Definitivo. Ad oggi risultano disponibili letture relative ai tre periodi: {11-25 Aprile 2010}, {13 Ottobre 2010} e {12 Febbraio - 1 Marzo 2011}; si evidenzia che, mentre le letture dei periodi {11-25 Aprile 2010} e {12 Febbraio - 1 Marzo 2011} hanno interessato tutti i piezometri installati, le letture del 13 Ottobre 2010 riguardano solo alcuni piezometri installati ad inizio lotto. Dall'analisi della Tabella 5.1 e/o da quanto riportato nel [Doc.Rif.\[5\]](#) risulta quanto segue:

- Solo per i piezometri installati nei fori di sondaggio 4/1-SD3, 4/1-SD4, 4/1-SD5, 4/1-SD6, 4/1-SD7 e 4/1-SD8 sono disponibili le tre serie di letture sopra citate; l'analisi comparata di tali misure evidenzia quanto segue:

- o I valori minimi della piezometria della falda (massima profondità della falda dal p.c. locale) si sono registrate nell'Ottobre 2010, mentre i valori massimi (minima profondità della falda dal p.c. locale) nel periodo Febbraio-Marzo 2011; le differenze di piezometria tra i due periodi variano tra 1.5 e 3.0 m ca.;
- o le differenze di piezometria della falda tra il periodo Aprile 2010 ed il periodo Febbraio-Marzo 2011 variano tra 0.0 e 0.7 m ca., essendo massimi, come detto sopra, i valori di piezometria relativi al periodo Febbraio-Marzo 2011.
- Le letture nei piezometri installati dal sondaggio 4/1-SD9 in poi indicano in generale piezometrie massime della falda nel periodo Aprile 2010; in diversi casi, soprattutto a centro lotto, le misure del periodo Aprile 2010 sono molto simili (variazioni dell'ordine massimo di 50 cm ca.) a quelle del periodo 12 Febbraio - 1 Marzo 2011.
- In quasi tutti i casi di verticali attrezzate con doppio piezometro è possibile constatare differenze di piezometria (variabili tra 0.5 e 4.5 m ca.) in relazione alla profondità a cui questa viene rilevata; in generale i livelli piezometrici misurati nei piezometri "profondi" (a tubo aperto o con cella Casagrande) risultano minori rispetto a quelli registrati nei piezometri "superficiali" (a tubo aperto); fanno eccezione:
 - o la lettura dell'Aprile 2010 nella verticale d'indagine 5/2-SD1 (la lettura di Marzo 2011 è in linea con il trend generale sopra descritto);
 - o la lettura dell'Aprile 2010 nella verticale d'indagine 5/2-SD3 (non è disponibile il confronto relativo alla lettura di Marzo 2011);
 - o le verticali di indagine 4/1-SD4, 4/1-SD15, 4/1-SD29 e 5/2-SD8, dove le differenze di piezometria sono contenute in meno di 50 cm ca..
- Considerato il contesto stratigrafico presente lungo il lotto in oggetto e le letture piezometriche ad oggi acquisite, risulta difficile poter identificare e circoscrivere eventuali acquiferi in pressione; questi, ove presenti potrebbero anche risultare spazialmente discontinui e di estensione limitata. Tale aspetto

potrà essere approfondito in sede di campagna di indagine geognostica integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva.

Sui profili geotecnici si è deciso di indicare, per ciascun piezometro, la minima soggiacenza (profondità della falda dal piano campagna locale) derivante dalle serie di letture disponibili. In relazione al fatto che ad oggi non sono note le escursioni stagionali della falda, i livelli riportati sui profili geotecnici non sono da assumersi come livelli di progetto. Si suggerisce pertanto di adottare, di volta in volta, in relazione anche al tipo di problema geotecnico da affrontare, valori più cautelativi di quelli derivanti dalle misure di Tabella 5.1 e riportati sui profili geotecnici.

Nella Tabella 5.2 si riportano i risultati delle prove di permeabilità Lefranc e Lugeon eseguite in foro di sondaggio, suddivise per formazioni geologiche e profondità di prova.

La Tabella 5.3 riporta le Unità idrogeologiche e i relativi gradi di permeabilità ripresi dal [Doc.Rif.\[6\]](#); la tabella riporta indicazioni di letteratura oltre che i risultati delle prove Lefranc e Lugeon.

Tabella 5.1: Letture di falda ai piezometri

Sigla	Soggiacenze (m da p.c.)		
	11 Aprile 2010 25 Aprile 2010	13 Ottobre 2010	12 Febbraio 2011 1 Marzo 2011
4/1-SD3	5.05	5.80	4.35
4/1-SD4 (T.A.)	2.15	<i>n.m.</i>	<i>n.m.</i>
4/1-SD4 (C.P.C.)	1.80	<i>n.m.</i>	<i>n.m.</i>
4/1-SD5	0.80	1.90	<i>n.m.</i>
4/1-SD6	1.60	2.45	0.95
4/1-SD7	0.20	3.00	0.00
4/1-SD8	3.75	6.27	3.25
4/1-SD9	0.05	-	-0.05
4/1-SD9bis	10.50	-	13.60
4/1-SD10	<i>n.t.</i>	-	<i>n.t.</i>
4/1-SD11	<i>n.t.</i>	-	<i>n.t.</i>
4/1-SD13	1.00	-	3.95
4/1-SD14	9.70	-	9.85
4/1-SD15 (T.A.)	1.55	-	<i>n.m.</i>
4/1-SD15 (C.P.C.)	1.15	-	<i>n.m.</i>
4/1-SD18	0.30	-	0.68
4/1-SD19	2.35	-	2.52
4/1-SD20	0.50	-	0.40
4/1-SD21	0.60	-	0.45
4/1-SD27	0.50	-	0.40
4/1-SD28	1.50	-	1.50
4/1-SD29 (T.A.)	1.00	-	1.00
4/1-SD29 (C.P.C.)	1.00	-	0.80
4/1-SD30	1.40	-	1.40
5/2-SD1 (T.A.)	2.90	-	2.10
5/2-SD1bis (T.A.)	1.80	-	3.25
5/2-SD2 (T.A.)	0.60	-	0.12
5/2-SD2 (C.P.C.)	1.30	-	1.35
5/2-SD3 (T.A. sup.)	3.60	-	<i>n.m.</i>
5/2-SD3 (T.A. prof.)	0.70	-	3.88
5/2-SD3bis (T.A.)	0.70	-	1.47
5/2-SD3bis (C.P.C.)	3.40	-	4.12
5/2-SD6 (T.A.)	0.60	-	1.82
5/2-SD6 (C.P.C.)	4.50	-	4.90

Sigla	Soggiacenze (m da p.c.)		
	11 Aprile 2010 25 Aprile 2010	13 Ottobre 2010	12 Febbraio 2011 1 Marzo 2011
5/2-SD6bis (T.A.)	0.80	-	2.14
5/2-SD6bis (T.A.)	5.20	-	5.73
5/2-SD7 (T.A.)	1.20	-	2.04
5/2-SD7 (T.A.)	5.50	-	6.00
5/2-SD8 (T.A.)	2.50	-	3.20
5/2-SD8 (C.P.C.)	2.60	-	3.16
5/2-SD10 (T.A.)	1.50	-	1.50
5/2-SD11 (T.A.)	6.20	-	7.00
5/2-SD12 (T.A.)	10.10	-	11.50
5/2-SD13 (T.A.)	10.00	-	10.80
5/2-SD14 (T.A.)	3.90	-	4.75
5/2-SD15 (T.A.)	6.00	-	<i>n.m.</i>
5/1-SD1 (T.A.)	8.39	-	8.80
5/1-SD2 (T.A.)	<i>n.t.</i>	-	<i>n.t.</i>
5/1-SD3 (T.A.)	<i>n.t.</i>	-	<i>n.t.</i>
5/1-SD3bis (T.A.)	14.78	-	14.20
5/1-SD4 (T.A.)	21.77	-	22.00
5/1-SD5 (T.A.)	21.59	-	26.00
n.m. = non misurabile n.t. = non intercettata			

Tabella 5.2: prove di permeabilità Lefranc e Lugeon

Formazione	Profondità	Sondaggio	Classificazione			Tipo di prova	Permeabilità
			AGI	USCS	CNR UNI		
(-)	(m)	(-)					(m/s)
H1a	8.00-9.00	4/1-SD22	S,A,L[G]	CL	A4	Lefranc	$1.14 \cdot 10^{-5}$
	9.50-10.50	4/1-SD28	S	SW-SM	A3	Lefranc	$2.01 \cdot 10^{-7}$
	12.30-13.50	4/1-SD21	A,L	CH	A7-6	Lefranc	$1.87 \cdot 10^{-6}$
	13.50-15.00	4/1-SD23	S	SP-SM	A3	Lefranc	$8.40 \cdot 10^{-6}$
H1a2	6.00-7.50	5/2-SD3	L,S(A)	SM	A2-4	Lefranc	$8.16 \cdot 10^{-7}$
	10.50-12.00	4/1-SD30	S(L)[A]	SM	A2-4	Lefranc	$9.16 \cdot 10^{-7}$
H2	6.00-7.50	5/2-SD15	S(G)(L)	SC-CM	A2-4	Lefranc	$3.32 \cdot 10^{-6}$
	8.80-9.50	5/2-SD14	S(G)	SC-SM	A2-4	Lefranc	$2.83 \cdot 10^{-5}$
	10.50-12.00	4/1-SD27	S	SW-SC	A3	Lefranc	$4.84 \cdot 10^{-7}$
	13.30-14.00	5/2-SD8	S,G	SW-SM	A1-b	Lefranc	$2.13 \cdot 10^{-5}$
	14.80-16.00	5/2-SD10	-	-	-	Lefranc	$2.57 \cdot 10^{-6}$
	14.80-15.50	5/2-SD11	-	-	-	Lefranc	$4.04 \cdot 10^{-6}$
	15.00-16.50	4/1-SD29	S	SW-SM	A2-4	Lefranc	$2.74 \cdot 10^{-7}$
	16.30-17.00	5/2-SD13	S,L[A]	SC	A4	Lefranc	$4.48 \cdot 10^{-6}$
	16.30-17.30	5/2-SD12	S(L)	SM	A2-4	Lefranc	$1.20 \cdot 10^{-6}$
	16.50-18.00	5/2-SD7	S	SM	A2-4	Lefranc	$2.42 \cdot 10^{-6}$
	17.00-18.00	5/2-SD4	S	ML	A7-6	Lefranc	$1.27 \cdot 10^{-7}$
	17.00-18.00	5/2-SD6bis	S	CH	A7-5	Lefranc	$9.54 \cdot 10^{-7}$
	18.50-20.00	5/2-SD1	S,L[A]	CH	A7-6	Lefranc	$2.11 \cdot 10^{-6}$
	19.50-21.00	5/2-SD6	S[G]	CL	A7-6	Lefranc	$1.36 \cdot 10^{-6}$
	21.50-23.00	5/2-SD3bis	-	SP-SM	A2-4	Lefranc	$7.22 \cdot 10^{-7}$
23.00-24.00	5/2-SD2	-	-	-	Lefranc	$8.31 \cdot 10^{-6}$	
H3c	10.80-12.00	4/1-SD17	L,A	CH	A7-6	Lefranc	$1.75 \cdot 10^{-6}$
	11.40-12.00	4/1-SD16	S,L[A]	SM	A4	Lefranc	$1.52 \cdot 10^{-6}$
	15.30-16.50	4/1-SD18	S(L)[A]	SM	A2-4	Lefranc	$2.02 \cdot 10^{-7}$

Formazione (-)	Profondità (m)	Sondaggio (-)	Classificazione			Tipo di prova	Permeabilità (m/s)
			AGI	USCS	CNR UNI		
	15.30-16.50	4/1-SD19	S(L)[A]	SM	A2-4	Lefranc	$1.73 \cdot 10^{-6}$
	15.30-16.50	4/1-SD20	S	SP-SM	A3	Lefranc	$2.44 \cdot 10^{-6}$
Qt1d	13.50-15.00	5/1-SD1	S[G]	SM	A2-4	Lefranc	$1.09 \cdot 10^{-5}$
	15.90-17.00	4/1-SD4	L,A,S(G)	CL	A7-6	Lefranc	$7.10 \cdot 10^{-7}$
Qt1k	16.50-17.50	4/1-SD15	A,L	CH	A7-6	Lefranc	$3.51 \cdot 10^{-6}$
ACCα	10.80-12.00	4/1-SD3	L,A(S)	CL	A6	Lefranc	$3.40 \cdot 10^{-7}$
	13.50-15.00	4/1-SD8	G,S(L)(A)	SC	A2-6	Lefranc	$1.09 \cdot 10^{-7}$
	13.50-15.00	4/1-SD13	-	-	-	Lefranc	$6.45 \cdot 10^{-8}$
Cv	17.00-20.00	5/1-SD4	-	-	-	Lugeon	$1.80 \cdot 10^{-5}$
	23.00-26.00	5/1-SD5	-	-	-	Lugeon	$5.18 \cdot 10^{-6}$
STO3	16.50-18.00	4/1-SD10	G,S(L)(A)	SC	A6	Lefranc	$7.06 \cdot 10^{-7}$

Tabella 5.3: Unità idrogeologiche e gradi di permeabilità (Doc.Rif.[6])

Unità idrogeologiche	Unità geologiche		Grado di permeabilità					
			Molto alto-Alto	Medio	Basso	Molto Basso		
Unità permeabili per porosità a comportamento acquifero	a2 (pp), a3, a4 (pp), H1a3, H1b, H1a2, H2, H3c, H3b, Qt1j, Qt1e, Qt1d, Qt2, Qt3, PLLs	I		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Unità permeabili per porosità a comportamento acquitardo	a2 (pp), ap, a4 (pp), H3a	II		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Unità permeabili per porosità a comportamento acquiclude	H1c, H1a1, H1a, Qt1k	III			<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Unità permeabili per fratturazione a comportamento acquifero	STO3, CV	IV	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Unità permeabili per fratturazione a comportamento acquitardo	ACCb, MAC	V		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Unità permeabili per fratturazione a comportamento acquiclude	ACCa, SCA	VI			<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Depositi antropici (riporti e rilevati, argini)			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Gradi di permeabilità:

Medio alto-Alto $1 \cdot 10^{-3} < k < 1 \cdot 10^{-1} \text{ m/s}$
Medio $1 \cdot 10^{-5} < k < 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$
Basso $1 \cdot 10^{-7} < k < 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$
Molto basso $1 \cdot 10^{-9} < k < 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

6. INQUADRAMENTO SISMICO

L'inquadramento sismico dell'area d'interesse, lungo il tracciato in oggetto, è stato redatto in accordo alle prescrizioni fornite dalle NTC2008, [Doc.Rif.\[29\]](#).

Il tracciato si snoda in un'area di sismicità generalmente bassa, governata principalmente dall'area sismogenetica di *Mugello – Città di Castello - Leonessa* (ITCS037) che marca il confine occidentale della catena Nord-Appenninica.

Nel seguito verranno evidenziate in dettaglio le strutture sismogenetiche di interesse, definendo successivamente la Magnitudo di riferimento e l'azione sismica di progetto in accordo alle NTC2008.

6.1 Strutture sismogenetiche

Nella Figura 6.1 si evidenziano le aree sismogenetiche prossime al tracciato di progetto (poligoni di colore marrone), definite quale proiezioni in superficie dei sistemi di strutture sismogenetiche ritenuti attivi, caratterizzabili da un punto di vista geometrico e parametrico in maniera coerente con le sorgenti sismogenetiche incluse (poligoni gialli); le campiture in rosso indicano i sistemi di faglie, mentre le frecce gialle indicano la distanza del tracciato (evidenziato in blu) dalle zone sismogenetiche.

Nello specifico, si evidenziano due principali aree sismogenetiche di interesse:

- la *Mugello - Città di Castello – Leonessa*;
- la *Livorno Hills*.

Data l'elevata distanza e la ridotta magnitudo associata, non si ritiene di includere tra le aree sismogenetiche di interesse la zona dei Castelli Romani.



Figura 6.1: Mappa delle aree sismogenetiche di interesse - vista complessiva

6.1.1 Area sismogenetica del Mugello – Città di Castello - Leonessa

L'area sismogenetica più vicina al tracciato nonché di maggiore interesse è la *Mugello - Città di Castello - Leonessa*, localizzata a 110 Km ca. ad Est del tracciato in progetto; essa risulta associabile a terremoti con profondità comprese tra 0.5 (superficiali) ed 8 Km e magnitudo (momento) $M_w=6.2$.

L'area sismogenetica del Mugello, che si sviluppa per una lunghezza di 200 km lungo il confine occidentale nord-appenninico, costituisce il nucleo del sistema di faglie Etrusco (EFS) (detto anche Altotiberino - vedi Figura 6.2), caratterizzato da meccanismi di faglia di tipo estensionale con immersione a Ovest, responsabile primo dell'elevata sismicità della regione Umbria.

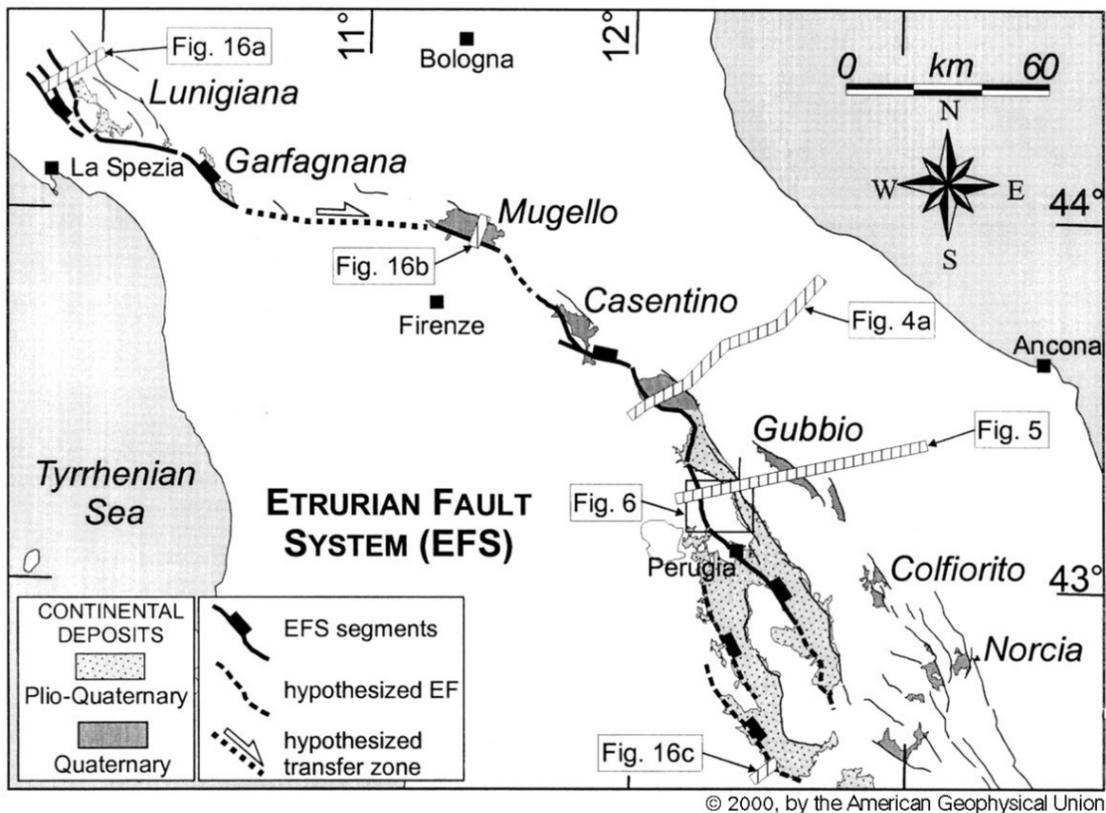


Figura 6.2: Assetto strutturale del sistema di faglie Etrusco o Altotiberino (da [Boncio et al., 2000](#))

Nel dettaglio, l'area sismogenetica del Mugello include, a sua volta, alcune sorgenti sismogenetiche tra le quali si riconoscono, rispetto al tracciato di progetto (vedi Figura 6.3):

- A Est, le strutture di:
 - Bastia (associata al terremoto del 1854 - Mw 5.4)
 - Foligno (associata al terremoto del 1832 - Mw=5.8)
 - Trevi (associata all'evento sismico del 1878 - Mw=5.5)
- A Nord-Est, le strutture di:
 - Monterchi (associata al terremoto del 1917 - Mw=5.8)
 - Anghiari e di Poppi (a cui è stata assegnata una magnitudo di riferimento pari a 5.8).

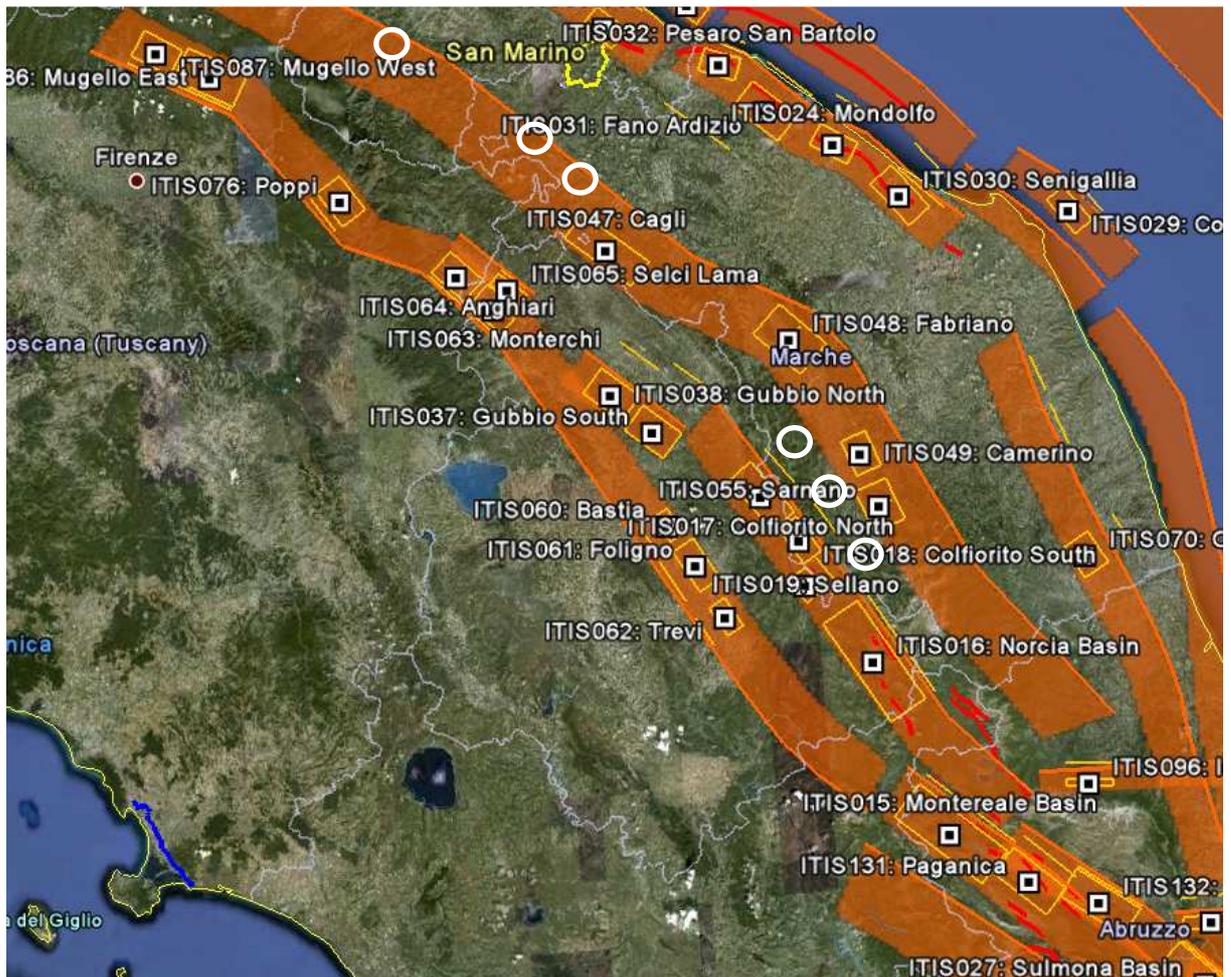


Figura 6.3: Mappa delle aree sismogenetiche di interesse - dettaglio dell'area del Mugello - Città di Castello – Leonessa (Fonte: Database of Individual Seismogenic Sources DISS 3.1.0 – Giugno 2009)

6.1.2 Area sismogenetica Livorno Hills

A distanza di circa 100 km, a Nord del tracciato, si evidenzia la seconda zona sismogenetica di interesse, denominata *Livorno Hills*, avente profondità compresa tra 1 e 7 Km ed associabile ad eventi sismici di magnitudo pari a 5.7.

Tale zona comprende la sorgente di *Orciano Pisano* (ritenuta responsabile del terremoto del 1846 - $M_w=5.7$).

6.2 Magnitudo di riferimento

Dall'analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica ottenuta direttamente dai dati del Progetto S1 (Meletti et al., 2007), è stato possibile determinare la coppia magnitudo-distanza di riferimento per il periodo di ritorno pari a 975 anni (del tutto sovrapponibile a quello relativo allo stato limite SLV qui definito). In particolare, nella Tabella 6.1, Tabella 6.2, Tabella 6.3 e Tabella 6.4, si riportano i valori percentuali di contributo delle coppie magnitudo-distanza ai valori di pericolosità sismica; si evidenzia come il maggior contributo venga dalle sorgenti con magnitudo 4.5-5.5 poste a distanze di 30-50 Km dal sito di progetto.

Tuttavia, sulla base del quadro sismotettonico evidenziato nel paragrafo 6.1.1, si ritiene ragionevole assumere, in via cautelativa, un valore di magnitudo $M_w=5.8$ quale riferimento per le verifiche; tale valore è associabile, come descritto meglio nel paragrafo 6.1.1, alle strutture sismogenetiche di Foligno, Monterchi, Anghiari e Poppi, tutte facenti parte dell'area sismogenetica *Mugello - Città di Castello - Leonessa* (vedi la Figura 6.3).

Tabella 6.1: Analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica per il punto 1

Distanza (km)	Magnitudo							
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5
10-20	0	0	0	0	0	0	0	0
20-30	0	4.93	9.13	4.78	1.58	0	0	0
30-40	0	6.84	15.1	9.53	3.64	0	0	0
40-50	0	2.36	7.91	6.57	2.97	0	0	0
50-60	0	0.159	3.09	3.95	2.11	0	0	0
60-70	0	0	0.72	2.21	1.43	0	0	0
70-80	0	0	0.064	1.05	0.779	0	0	0
80-90	0	0	0	0.314	0.256	0	0	0
90-100	0	0	0	0.07	0.089	0	0	0
100-110	0	0	0	0.008	0.039	0	0	0
110-120	0	0	0	0	0.031	0.046	0	0
120-130	0	0	0	0	0.143	0.515	0	0
130-140	0	0	0	0	0.079	0.582	0.216	0.183
140-150	0	0	0	0	0.022	0.537	0.476	0.427
150-160	0	0	0	0	0.012	0.418	0.551	0.526
160-170	0	0	0	0	0.006	0.296	0.541	0.556
170-180	0	0	0	0	0.001	0.181	0.41	0.453
180-190	0	0	0	0	0	0.096	0.27	0.327
190-200	0	0	0	0	0.001	0.04	0.183	0.245

Tabella 6.2: Analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica per il punto 2

Distanza (km)	Magnitudo							
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5
10-20	0	0	0	0	0	0	0	0
20-30	0	4.93	9.13	4.78	1.58	0	0	0
30-40	0	6.84	15.1	9.53	3.64	0	0	0
40-50	0	2.36	7.91	6.57	2.97	0	0	0
50-60	0	0.159	3.09	3.95	2.11	0	0	0
60-70	0	0	0.72	2.21	1.43	0	0	0
70-80	0	0	0.064	1.05	0.779	0	0	0
80-90	0	0	0	0.314	0.256	0	0	0
90-100	0	0	0	0.07	0.089	0	0	0
100-110	0	0	0	0.008	0.039	0	0	0
110-120	0	0	0	0	0.031	0.046	0	0
120-130	0	0	0	0	0.143	0.515	0	0
130-140	0	0	0	0	0.079	0.582	0.216	0.183
140-150	0	0	0	0	0.022	0.537	0.476	0.427
150-160	0	0	0	0	0.012	0.418	0.551	0.526
160-170	0	0	0	0	0.006	0.296	0.541	0.556
170-180	0	0	0	0	0.001	0.181	0.41	0.453
180-190	0	0	0	0	0	0.096	0.27	0.327
190-200	0	0	0	0	0.001	0.04	0.183	0.245

Tabella 6.3: Analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica per il punto 3

Distanza (km)	Magnitudo							
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5
10-20	0	0	0	0	0	0	0	0
20-30	0	2.72	5.01	2.6	0.851	0	0	0
30-40	0	7	14.9	9.09	3.39	0	0	0
40-50	0	3.06	9.07	7.11	3.12	0	0	0
50-60	0	0.413	4.06	4.54	2.33	0	0	0
60-70	0	0	1.17	2.68	1.63	0	0	0
70-80	0	0	0.159	1.24	0.841	0	0	0
80-90	0	0	0.001	0.423	0.258	0	0	0
90-100	0	0	0	0.135	0.118	0	0	0
100-110	0	0	0	0.028	0.058	0	0	0
110-120	0	0	0	0.001	0.033	0.019	0	0
120-130	0	0	0	0	0.218	0.609	0.059	0.049
130-140	0	0	0	0	0.161	0.818	0.5	0.427
140-150	0	0	0	0	0.066	0.745	0.719	0.638
150-160	0	0	0	0	0.02	0.593	0.77	0.718
160-170	0	0	0	0	0.017	0.443	0.74	0.731
170-180	0	0	0	0	0.005	0.289	0.529	0.553
180-190	0	0	0	0	0	0.174	0.354	0.397
190-200	0	0	0	0	0.003	0.088	0.243	0.298

Tabella 6.4: Analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica per il punto 4

Distanza (km)	Magnitudo							
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5
10-20	0	0	0	0	0	0	0	0
20-30	0	3.91	7.21	3.75	1.24	0	0	0
30-40	0	6.79	14.7	9.14	3.45	0	0	0
40-50	0	2.61	8.21	6.64	2.97	0	0	0
50-60	0	0.253	3.49	4.18	2.2	0	0	0
60-70	0	0	0.853	2.24	1.41	0	0	0
70-80	0	0	0.08	0.894	0.577	0	0	0
80-90	0	0	0	0.333	0.217	0	0	0
90-100	0	0	0	0.101	0.103	0	0	0
100-110	0	0	0	0.016	0.049	0	0	0
110-120	0	0	0	0	0.059	0.097	0	0
120-130	0	0	0	0	0.203	0.688	0.262	0.218
130-140	0	0	0	0	0.125	0.811	0.672	0.585
140-150	0	0	0	0	0.04	0.684	0.787	0.719
150-160	0	0	0	0	0.01	0.52	0.794	0.762
160-170	0	0	0	0	0.01	0.376	0.703	0.714
170-180	0	0	0	0	0.002	0.232	0.459	0.497
180-190	0	0	0	0	0	0.136	0.307	0.356
190-200	0	0	0	0	0.001	0.067	0.22	0.28

6.3 Definizione delle azioni sismiche di progetto

In accordo con le prescrizioni delle NTC2008, 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 NTC2008, §2.4). Nel caso specifico per l'opera in progetto si assume $V_N=50$ anni (opera ordinaria), con classe d'uso IV ($C_U=2$). Di conseguenza:

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

Nel par. 3.2.1 (NTC2008) la probabilità P di superamento nel periodo di riferimento V_R (P_{V_R}) a cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente per lo stato ultimo di salvaguardia della Vita (SLV), è pari a:

$$P_{V_R}=10\%$$

A partire dal periodo di riferimento V_R , e dalla suddetta probabilità, è possibile calcolare, seguendo le istruzioni in allegato alle NTC2008, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R come:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = 949 \text{ anni};$$

Avendo definito il periodo di ritorno, la forma dello spettro di risposta dipende dai seguenti parametri definiti per un sito rigido, con superficie topografica orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o 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.

Nelle tabelle in allegato al testo delle NTC2008, i suddetti valori vengono forniti, in funzione delle coordinate geografiche, per una griglia di punti prefissati sul territorio: i valori per luoghi geografici situati in punti intermedi della griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti.

Per evidenziare la variazione dell'azione sismica di progetto lungo il tracciato, sono stati individuati 4 punti lungo di esso, equidistanti, aventi le seguenti coordinate geografiche (vedi Figura 6.4):

- Punto 1: N 42.72459° E 11.13752°
- Punto 2: N 42.52954° E 11.21287°
- Punto 3: N 42.47043° E 11.24569°
- Punto 4: N 42.41744° E 11.30744°

Per tali punti è stata condotta l'interpolazione dei valori di griglia NTC2008 tramite l'impiego del foglio di calcolo "Spettri di risposta - V.1.0.3" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. In Tabella 6.5 sono stati evidenziati i risultati di tale elaborazione.

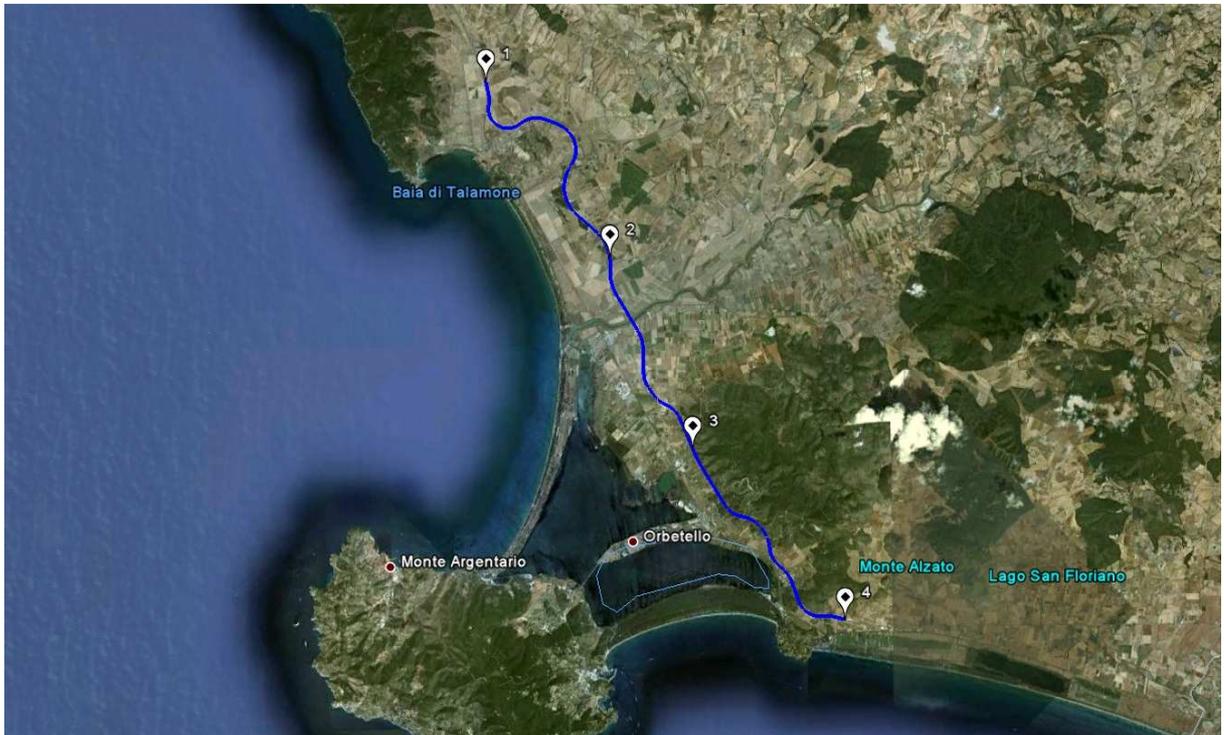


Figura 6.4: Localizzazione dei punti di definizione dell'azione sismica distribuiti lungo il tracciato

Tabella 6.5: Valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* per suolo rigido per li periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R = 949$ anni (SLV), in corrispondenza di 4 punti scelti lungo il tracciato ottenuti per interpolazione dei valori di griglia da NTC2008

ID Punto	Km.	a_g	F_0	T_c
		[g]	[-]	[s]
1	00+000	0.062	2.860	0.305
2	09+000	0.061	2.861	0.307
3	16+500	0.059	2.860	0.312
4	24+920	0.060	2.867	0.314

6.4 Risposta sismica locale

In accordo alle NTC2008, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale (ossia la modifica dell'azione sismica indotta dalle caratteristiche stratigrafiche locali e topografiche) mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento; in particolare, si possono adottare opportuni coefficienti moltiplicativi definiti dalle NTC2008 in funzione della categoria stratigrafica e topografica, riassunti nel fattore di sito S definito come:

$$S = S_s \cdot S_T$$

dove S_s tiene conto della categoria di suolo, e S_T dell'andamento della superficie topografica. Pertanto, fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo (parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso), ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni dirette tale profondità è riferita al piano d'imposta delle stesse, mentre per le fondazioni profonde è riferita alla testa dei pali; nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera, mentre per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Sempre in accordo alle NTC2008, la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata; nei casi in cui, tuttavia, tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (Standard Penetration Test) $N_{SPT,30}$ nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ nei terreni prevalentemente a grana fine. Infine, nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fine ricadenti nelle categorie da A ad E, quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio si può procedere come segue:

- determinare $N_{SPT,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 m di profondità;
- determinare $c_{U,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana fine compresi entro i primi 30 m di profondità;
- individuare le categorie corrispondenti singolarmente ai parametri $N_{SPT,30}$ e $c_{U,30}$;
- riferire il sottosuolo alla classe peggiore tra quelle individuate al punto precedente.

6.4.1 Dati a disposizione per la definizione della categoria di sottosuolo

Per la definizione della categoria di sottosuolo lungo il Lotto in oggetto si hanno a disposizione i risultati di tre prove Cross-Hole, prove penetrometriche dinamiche (SPT), eseguite sia in terreni a grana grossa che in terreni a grana fine, e prove di laboratorio del tipo triassiali non consolidate non drenate (TX-UU) su campioni indisturbati di terreni a grana fine. Le prove SPT sono disponibili su tutta la lunghezza di ogni verticale indagata, sia in terreni a grana fine che in terreni a grana grossa, mentre i risultati delle prove TX-UU, espressi in termini di parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate (c_U), sono disponibili solo dove è stato possibile recuperare campioni indisturbati. Il numero e la frequenza delle prove TX-UU disponibili non permettono di ricostruire profili di c_U rappresentativi per ciascun tratto di verticale indagata che abbia interessato spessori significativi di terreni a grana fine; pertanto, confrontando la quantità d'informazioni disponibili, per la definizione della categoria di sottosuolo si è fatto riferimento essenzialmente alle prove Cross-Hole ed alle prove SPT; queste ultime, secondo quanto meglio descritto nel paragrafo 6.4.2, sono state considerate rappresentative anche dei terreni a grana fine.

I risultati delle prove Cross-Hole, espressi in velocità delle onde di taglio v_s , sono riportati nella Figura 6.5, Figura 6.6 e Figura 6.7. Nelle figure citate sono riportati anche i valori delle v_s ricavati dall'interpretazione delle prove SPT (secondo la correlazione di [Ohta e Goto \(1978\)](#), vedi paragrafi 8.2.4 e 8.3.5) eseguite negli stessi

sondaggi delle prove Cross-Hole ed in quelli presenti nelle immediate vicinanze.
Nello specifico:

- nella Figura 6.5 si riportano i risultati della prova Cross-Hole eseguita in corrispondenza della coppia di sondaggi 4/1-SD17 e 4/1-SD17bis; tale prova ha interessato le seguenti formazioni geologiche:

- Depositi H1c → da p.c. a 2.0 m da p.c.;
- Depositi H1a → da 2.0 m da p.c. a 7.5 m da p.c.;
- Depositi H3c → da 7.5 m da p.c. a 20.0 m da p.c.;
- Depositi Qt1k → da 20.0 da p.c. m a 22.0 m da p.c.;
- Depositi Cv → da 22.0 m da p.c. a fondo foro.

Nella stessa figura si riportano le v_s ottenute dall'interpretazione delle prove SPT eseguite nei sondaggi 4/1-SD15, 4/1-SD16 e 4/1-SD17.

- Nella Figura 6.6 si riportano i risultati della prova Cross-Hole eseguita in corrispondenza della coppia di sondaggi 4/1-SD22 e 4/1-SD22bis; tale prova ha interessato le seguenti formazioni geologiche:

- Depositi H1b → da p.c. a 4.0 m da p.c.;
- Depositi H1a → da 4.0 m da p.c. a 11.5 m da p.c.;
- Depositi H2 → da 11.5 m da p.c. a 15.0 m da p.c.;
- Depositi H3a → da 15.0 m da p.c. a 23.5 m da p.c.;
- Depositi H3b → da 23.5 da p.c. m a 30.0 m da p.c.;
- Depositi Qt1k → da 30.0 m da p.c. a fondo foro;

Nella stessa figura si riportano le v_s ottenute dall'interpretazione delle prove SPT eseguite nei sondaggi 4/1-SD22 e 4/1-SD23.

- nella Figura 6.7 si riportano i risultati della prova Cross-Hole eseguita in corrispondenza della coppia di sondaggi 5/2-SD4 e 5/2-SD4bis; tale prova ha interessato le seguenti formazioni geologiche:

- Depositi H1a2 → da p.c. a 6.5 m da p.c.;
- Depositi H1a → da 6.5 m da p.c. a 17.0 m da p.c.;
- Depositi H2 → da 17.0 m da p.c. a 24.0 m da p.c.;
- Depositi H3a → da 24.0 m da p.c. a 27.0 m da p.c.;

- o Depositi Qt2 → da 27.0 da p.c. m a 33.0 m da p.c.;
- o Depositi Qt3a → da 33.0 m da p.c. a fondo foro.

Nella stessa figura si riportano le v_s ottenute dall'interpretazione delle prove SPT eseguite nei sondaggi 5/2-SD3, 5/2-SD4 e 5/2-SD6.

Nella Figura 6.7 sono rappresentati anche i valori delle velocità delle onde di taglio da prova con "cono sismico in foro"; poiché tale prova è stata condotta secondo una procedura non standardizzata, essa viene presentata per completezza ma viene considerata in subordine rispetto ai risultati ottenuti attraverso la prova Cross-Hole.

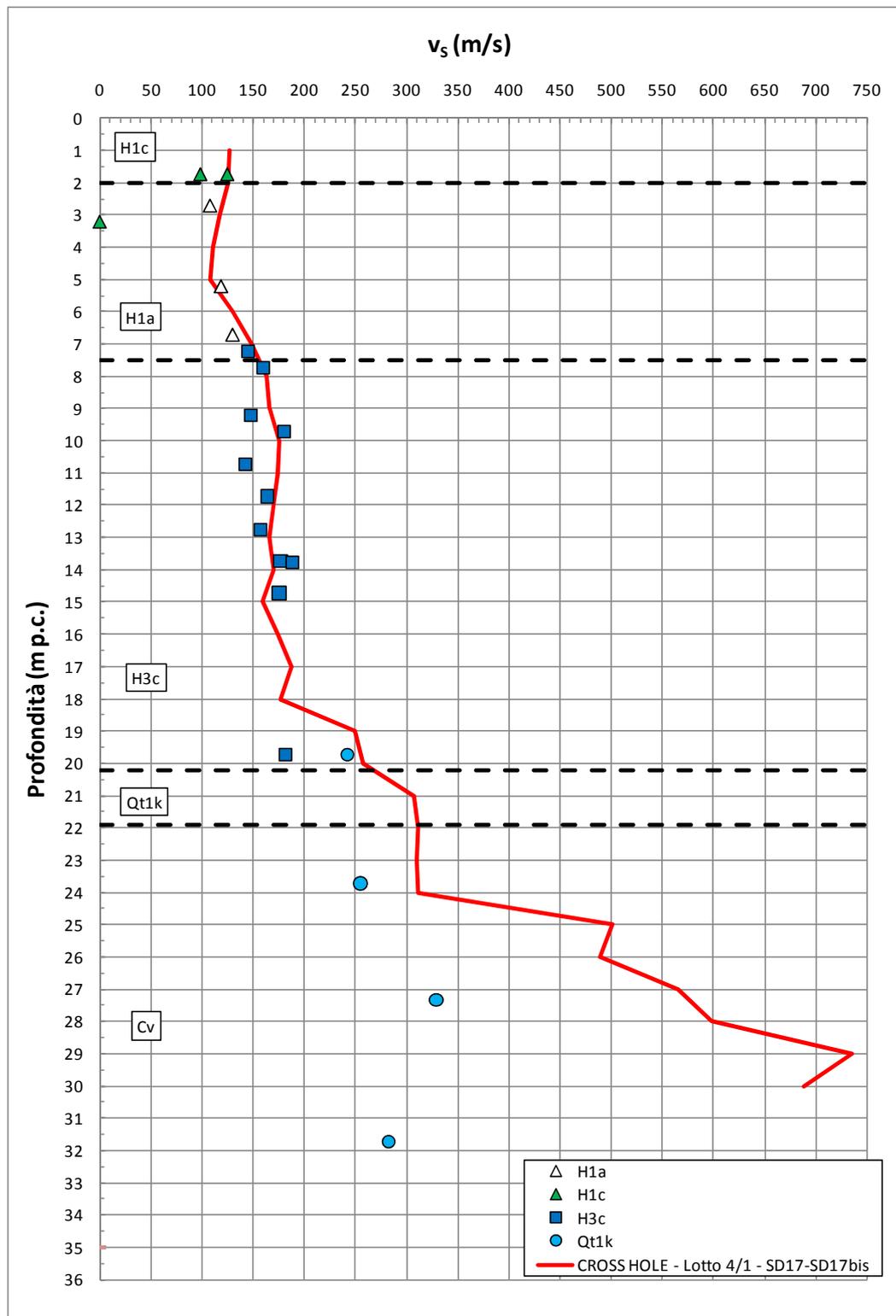


Figura 6.5: Prova Cross-Hole 4/1-SD17-SD17bis – Velocità delle onde di taglio v_s

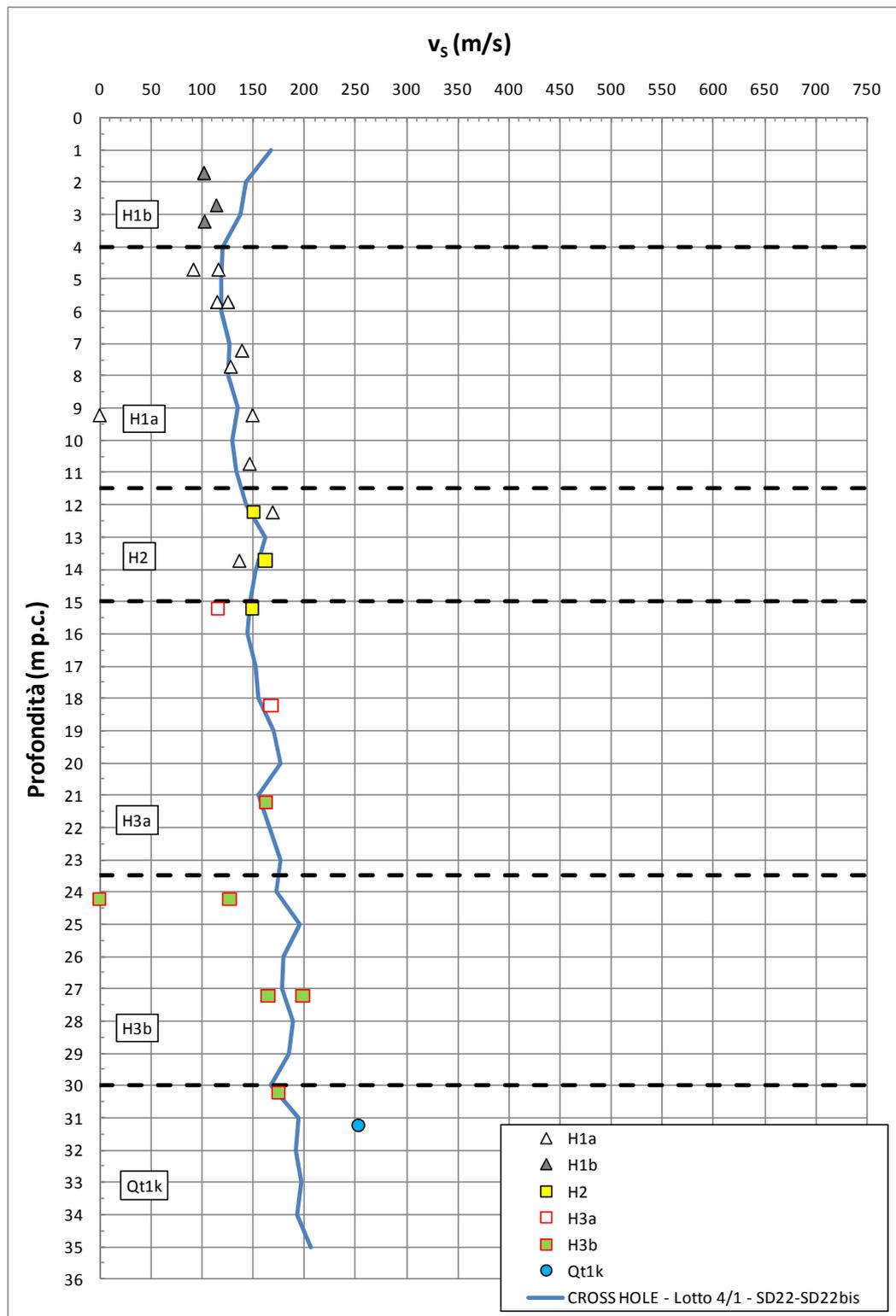


Figura 6.6: Prova Cross-Hole 4/1-SD22-SD22bis – Velocità delle onde di taglio v_s

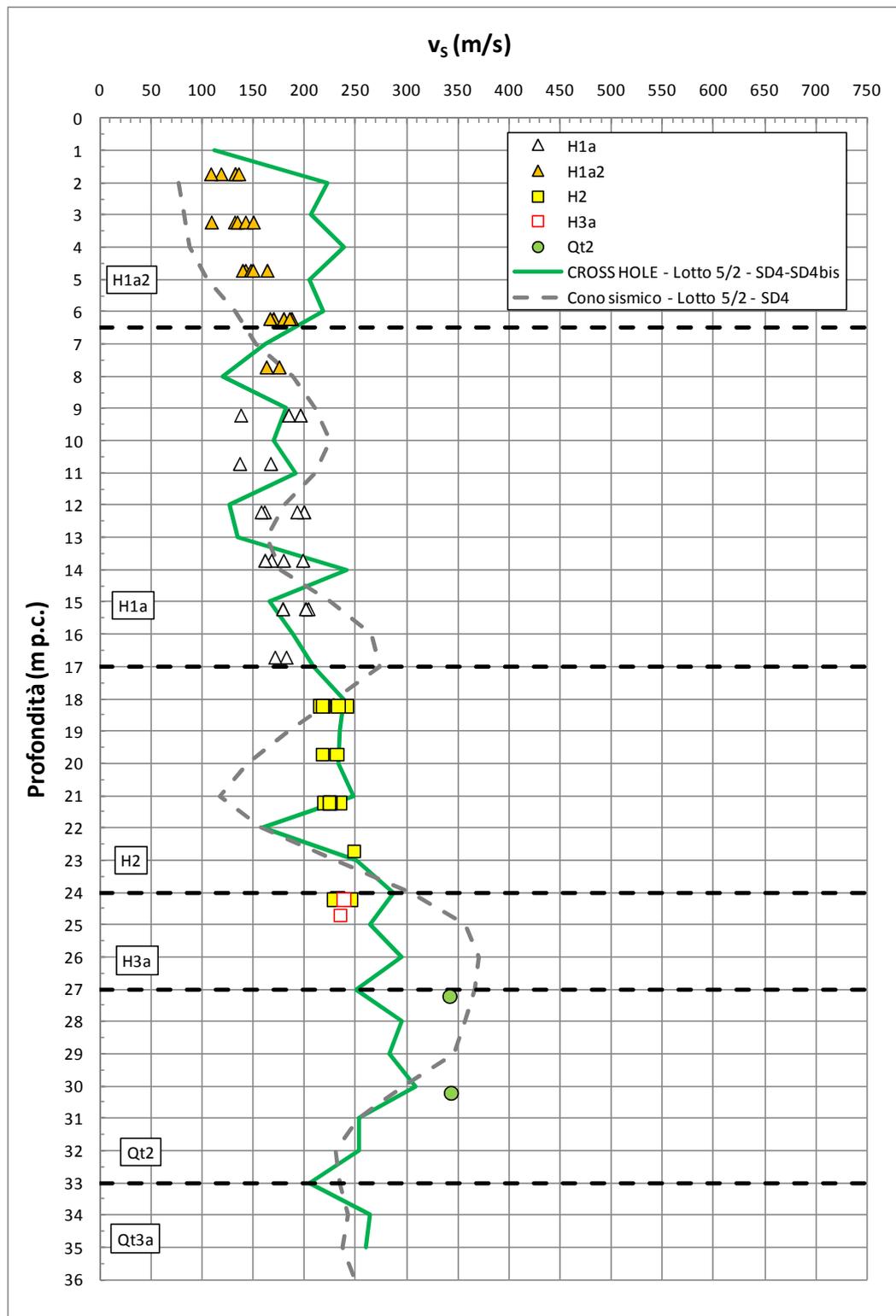


Figura 6.7: Prova Cross-Hole 5/2-SD4-SD4 bis – Velocità delle onde di taglio v_s

Si riportano di seguito alcune considerazioni che possono scaturire dall'analisi delle Figura 6.5 ÷ Figura 6.7.

- Nella Figura 6.5 la prova Cross-Hole individua chiaramente il passaggio di strato tra le formazioni H3c/Qt1k e il calcare cavernoso Cv. Per le formazioni terrigene H1c, H1a e H3c i valori di v_s registrati nella prova Cross-Hole sono concordi con quelli ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT.
- Nella Figura 6.6 per tutte le formazioni attraversate i valori di v_s registrati nella prova Cross-Hole sono concordi con quelli ottenuti dall'interpretazione degli SPT. La Cross-Hole mostra un terreno abbastanza omogeneo in quanto le v_s registrate da p.c. fino alla profondità di 35 m da p.c. rimangono comprese tra 110÷160 m/s.
- Nella Figura 6.7 la Cross-Hole registra valori di v_s per i depositi H1a2 compresi tra 200÷240 m/s, mentre i valori di v_s ottenuti dall'interpretazione degli SPT sono più bassi (compresi tra 100÷200 m/s). Per le formazioni H1a e H2 i valori di v_s registrati nella prova Cross-Hole sono concordi con quelli ottenuti dall'interpretazione degli SPT. Per profondità superiori a 24 m da p.c. l'andamento delle v_s della Cross-Hole rimane compreso tra i valori ottenuti dall'interpretazione degli SPT.

6.4.2 Definizione della categoria di sottosuolo

In merito alla definizione della categoria di sottosuolo S_s , l'analisi dei valori di v_s riportati nella Figura 6.5, Figura 6.6 e Figura 6.7 evidenzia quanto segue.

- Dall'interpretazione dei dati (così come registrati) della prova Cross-Hole 4/1-SD17-SD17bis si ottiene un valore di $v_{s,30} = 197$ m/s corrispondente ad una categoria di sottosuolo C; la categoria di sottosuolo definita nello stesso sondaggio facendo riferimento al valore di $N_{SPT,30}$ è invece la categoria D ($N_{SPT,30} = 5\div6$ colpi/30cm, vedi la Tabella 6.6).
- Dall'interpretazione dei dati (così come registrati) della prova Cross-Hole 4/1-SD22-SD22bis si ottiene un valore di $v_{s,30} = 151$ m/s corrispondente ad una

categoria di sottosuolo D; la categoria di sottosuolo definita nello stesso sondaggio facendo riferimento al valore di $N_{SPT,30}$ è sempre la categoria D ($N_{SPT,30} = 1 \div 6$ colpi/30cm, vedi la Tabella 6.6).

- Dall'interpretazione dei dati (così come registrati) della prova Cross-Hole 5/2-SD4-SD4bis si ottiene un valore di $v_{s,30} = 200$ m/s corrispondente ad una categoria di sottosuolo C; la categoria di sottosuolo definita nello stesso sondaggio facendo riferimento al valore di $N_{SPT,30}$ è invece la categoria D ($N_{SPT,30} = 9 \div 19$ colpi/30cm, vedi la Tabella 6.6).

L'interpretazione dei dati (così come registrati) della prova "Cono sismico in foro" (così come registrati) porta ad una categoria di sottosuolo D, potendosi calcolare un valore $v_{s,30} = 178$ m/s, poco inferiore al limite di 180 m/s che separa la classe D dalla classe C.

- Lungo le verticali indagate l'utilizzo dei valori di $N_{SPT,30}$ risulta cautelativo rispetto all'utilizzo dei valori di $v_{s,30}$.

Sulla base di quanto sopra descritto, la categoria di sottosuolo lungo il Lotto in oggetto è stata definita puntualmente, in corrispondenza di ciascun sondaggio, facendo riferimento al valore di $N_{SPT,30}$ (vedi la Tabella 6.6).

6.4.2.1 Categoria di sottosuolo riferita a ciascuna verticale di indagine

Il valore di $N_{SPT,30}$ è stato calcolato, in corrispondenza di ciascuna verticale geognostica, secondo la seguente procedura (vedi Tabella 6.6):

- attribuendo a ciascuno strato di terreno compreso tra le profondità di esecuzione di n.2 prove SPT consecutive (z_1 e z_2), il valore di N_{SPT} minimo derivante da tali prove ($\min = \min\{N_{SPT,1} ; N_{SPT,2}\}$); l'altezza dello strato h_i è pari alla differenza tra le profondità di esecuzione delle due prove ($h_i = z_2 - z_1$);
- attribuendo a ciascuno strato di terreno compreso tra le profondità di esecuzione di n.2 prove SPT consecutive (z_1 e z_2), il valore di N_{SPT} medio derivante da tali prove ($\text{media} = \text{media}\{N_{SPT,1} ; N_{SPT,2}\}$); l'altezza dello strato h_i è pari alla differenza tra le profondità di esecuzione delle due prove ($h_i = z_2 - z_1$);
- attribuendo a ciascuno strato di terreno compreso tra le profondità di esecuzione di n.2 prove SPT consecutive (z_1 e z_2), il valore di N_{SPT} massimo

derivante da tali prove ($\max = \max\{N_{SPT,1} ; N_{SPT,2}\}$); l'altezza dello strato h_i è pari alla differenza tra le profondità di esecuzione delle due prove ($h_i = z_2 - z_1$);

- attribuendo a ciascuno strato di terreno compreso tra le profondità di esecuzione di n.3 prove SPT consecutive (z_1, z_2 e z_3) il valore di N_{SPT} della seconda prova (centrale = $N_{SPT,2}$); l'altezza dello strato h_i è pari alla somma della semidifferenza tra le profondità di esecuzione della seconda e della prima prova ($(z_2 - z_1)/2$) più la semidifferenza tra le profondità di esecuzione della terza e della seconda prova ($(z_3 - z_2)/2$), ossia $h_i = (z_2 - z_1)/2 + (z_3 - z_2)/2 = (z_3 - z_1)/2$.

Nei calcoli si è tenuto conto inoltre di quanto segue:

- fino alla profondità di esecuzione della prima prova SPT si è assunto un valore di N_{SPT} pari a quello della prima prova disponibile ($N_{SPT,i}$);
- tra la profondità di esecuzione dell'ultima prova SPT disponibile nei 30 m di profondità considerati ($N_{SPT,U}$) ed i 30 m di calcolo si è assunto un valore di N_{SPT} costante pari a $N_{SPT,U}$.

L'attribuzione della categoria di sottosuolo è stata effettuata assumendo la minore tra le classi derivanti dai valori di $N_{SPT,30}$ calcolati nei quattro modi sopra esposti, con la sola eccezione di quando la classe di sottosuolo individuata da tutti e tre i metodi media, max e centrale è superiore a quella individuata dal metodo min; in questo caso si è fatto riferimento alla minore tra le classi derivanti dai tre metodi media, max e centrale.

6.4.2.2 Categoria di sottosuolo in corrispondenza delle opere in progetto

Per ciascuna opera in progetto si individueranno i sondaggi ritenuti rappresentativi per il suo dimensionamento e ad ognuno di essi si assocerà la categoria di sottosuolo corrispondente sulla base di quanto riportato nella Tabella 6.6; la categoria di sottosuolo da utilizzarsi nel dimensionamento sismico dell'opera sarà quindi la peggiore tra quelle associate ai sondaggi scelti.

Tabella 6.6: Categoria di sottosuolo da interpretazione delle prove SPT

Sondaggio	N _{SPT,30} (colpi/30cm)				Classe di sottosuolo				
	min	media	max	centrale	min	media	max	centrale	Attribuita
4/1 SD3	45	53	56	58	C	B	B	B	B
4/1 SD4	12	15	17	15	D	D	C	D	D
4/1 SD5	15	19	21	19	C	C	C	C	C
4/1 SD6	25	38	47	35	C	C	C	C	C
4/1 SD7	27	38	46	38	C	C	C	C	C
4/1 SD8	75	82	84	86	B	B	B	B	B
4/1 SD9	21	54	82	83	C	B	B	B	B
4/1 SD10	100	100	100	100	B	B	B	B	B
4/1 SD13	26	26	26	26	C	C	C	C	C
4/1 SD14	5	9	11	9	D	D	D	D	D
4/1 SD15	4	7	9	5	D	D	D	D	D
4/1 SD16	13	19	24	19	D	C	C	C	C
4/1 SD17	5	6	6	6	D	D	D	D	D
4/1 SD18	4	6	8	5	D	D	D	D	D
4/1 SD19	6	8	10	8	D	D	D	D	D
4/1 SD20	11	12	13	11	D	D	D	D	D
4/1 SD21	6	7	8	7	D	D	D	D	D
4/1 SD22	1	4	6	2	D	D	D	D	D
4/1 SD23	2	4	5	2	D	D	D	D	D
4/1 SD27	4	6	8	4	D	D	D	D	D
4/1 SD28	7	11	14	6	D	D	D	D	D
4/1 SD29	4	8	10	5	D	D	D	D	D
4/1 SD30	12	18	22	12	D	C	C	D	D
5/2 SD1	18	26	31	23	C	C	C	C	C
5/2 SD2	11	15	18	14	D	C	C	D	D
5/2 SD3	15	18	21	18	D	C	C	C	C
5/2 SD3bis	10	14	16	13	D	D	C	D	D
5/2 SD4	9	15	19	10	D	D	C	D	D
5/2 SD6	18	24	29	23	C	C	C	C	C
5/2 SD6bis	19	24	28	24	C	C	C	C	C
5/2 SD7	14	17	19	15	D	C	C	C	C
5/2 SD8	10	16	19	15	D	C	C	D	D
5/2 SD10	10	13	15	13	D	D	D	D	D

Sondaggio	N _{SPT,30} (colpi/30cm)				Classe di sottosuolo				
	min	media	max	centrale	min	media	max	centrale	Attribuita
5/2 SD11	13	20	25	18	D	C	C	C	C
5/2 SD12	25	33	39	31	C	C	C	C	C
5/2 SD13	21	27	32	24	C	C	C	C	C
5/2 SD14	21	29	33	26	C	C	C	C	C
5/2 SD15	27	39	49	39	C	C	C	C	C
5/1 SD1	14	17	19	17	D	C	C	C	C
5/1 SD2	10	10	10	10	D	D	D	D	D
5/1 SD3	34	54	72	73	C	B	B	B	B
5/1 SD4	8	8	8	8	D	D	D	D	D

6.4.2.3 Categorie di sottosuolo individuate lungo il tracciato in progetto

Sulla base delle informazioni disponibili, l'area di intervento, dal punto di vista della risposta sismica locale, può essere assegnata, a seconda del tratto considerato, ad una delle tre seguenti categorie di sottosuolo (vedi la Tabella 6.6):

- Categoria B: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ nei terreni a grana fina)";
- Categoria C: "Depositati di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ nei terreni a grana fina)";
- Categoria D: "Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con

la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{STP,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} < 70$ nei terreni a grana fina)“.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s del sito, per le tre suddette categorie di suolo B, C e D è esprimibile come segue (vedi §3.2.3.2.1 delle NTC 2008):

- categoria sottosuolo B: $1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.20$;
- categoria sottosuolo C: $1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.50$;
- categoria sottosuolo D: $1.00 \leq 2.40 - 1.5 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.80$.

6.4.3 Definizione della categoria topografica

In merito al coefficiente di amplificazione topografica, trattandosi di zone pianeggianti, caratterizzate generalmente da pendii con inclinazione inferiore a 15°, nella determinazione dell'accelerazione massima si è qui considerata la categoria topografica T1 (Tabb. 3.2.IV e 3.2.VI - NTC 2008, riportate per semplicità nella Figura 6.8). Qualora localmente si dovessero riscontrare condizioni topograficamente diverse da quelle qui ipotizzate bisognerà procedere all'assunzione della categoria topografica corrispondente, secondo quanto riportato nelle NTC2008 e nella Figura 6.8.

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

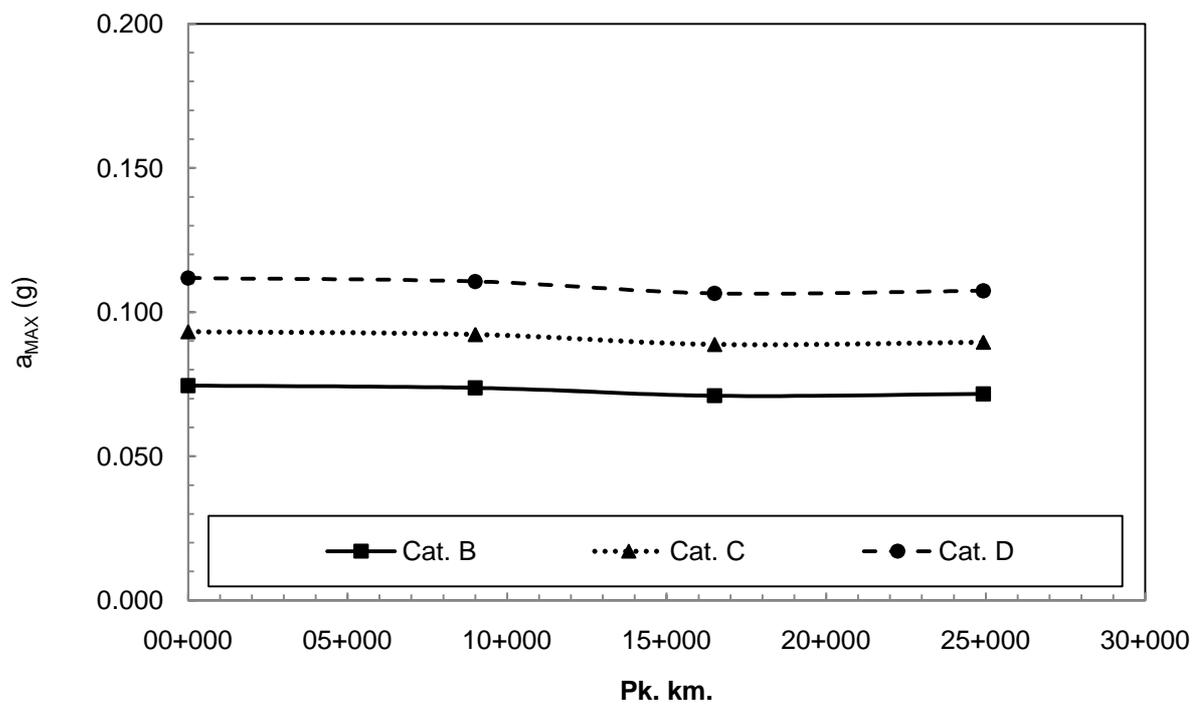
Figura 6.8: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 - Tabelle 3.2.IV e 3.2.VI

6.4.4 Coefficiente di sito

Nella Tabella 6.7 è riportato il valore del coefficiente di sito $s = s_s \cdot s_T$ per le tre categorie di suolo sopra definite; il valore di accelerazione di riferimento al sito a_{max} è ottenuto come $S \cdot a_g$, essendo a_g il valore di accelerazione su suolo rigido determinato in precedenza (vedi Tabella 6.7). Il calcolo è stato condotto in corrispondenza dei 4 punti localizzati lungo il tracciato; in Figura 6.9 è riportato l'andamento del parametro a_{max} in funzione delle progressive di progetto, sempre relativamente alle diverse condizioni stratigrafiche ipotizzate. Si osserva una variazione con la progressiva generalmente molto ridotta, sintomo di una sismicità uniforme dell'area attraversata dal tracciato.

Tabella 6.7: Valori di S e a_{max} lungo il tracciato per le categorie di sottosuolo B, C e D

Tratta	Categoria di sottosuolo (NTC, 2008)					
	B		C		D	
	S	a_{max}	S	a_{max}	S	a_{max}
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
da 0+000 a 9+000	1.200	0.075	1.500	0.093	1.800	0.112
da 9+000 a 16+500	1.200	0.073	1.500	0.092	1.800	0.110
da 16+500 a 24+920	1.200	0.072	1.500	0.090	1.800	0.107

Figura 6.9: Andamento di a_{max} lungo il tracciato per le categorie di sottosuolo B, C e D

7. STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

Secondo la recente normativa, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0.1 \cdot g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$, dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$ (vedi la Figura 7.1 che riporta per comodità le due figure di normativa).

Poiché nessuna delle condizioni suddette risulta verificata, viene condotta una valutazione del rischio stimando il coefficiente di sicurezza alla liquefazione, definito come rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto.

Tale stima viene condotta con il metodo semplificato NCEER 2001 (Youd et al., 2001), che valuta la resistenza disponibile attraverso i risultati di prove penetrometriche dinamiche SPT.

Nelle verifiche condotte sono stati esaminati tutti i valori di N_{SPT} disponibili nell'ambito delle profondità investigate da ciascun sondaggio, adottando livelli di falda 5 m più alti rispetto a quelli riportati nella Tabella 5.1, ovviamente con un limite posto al livello del piano campagna locale.

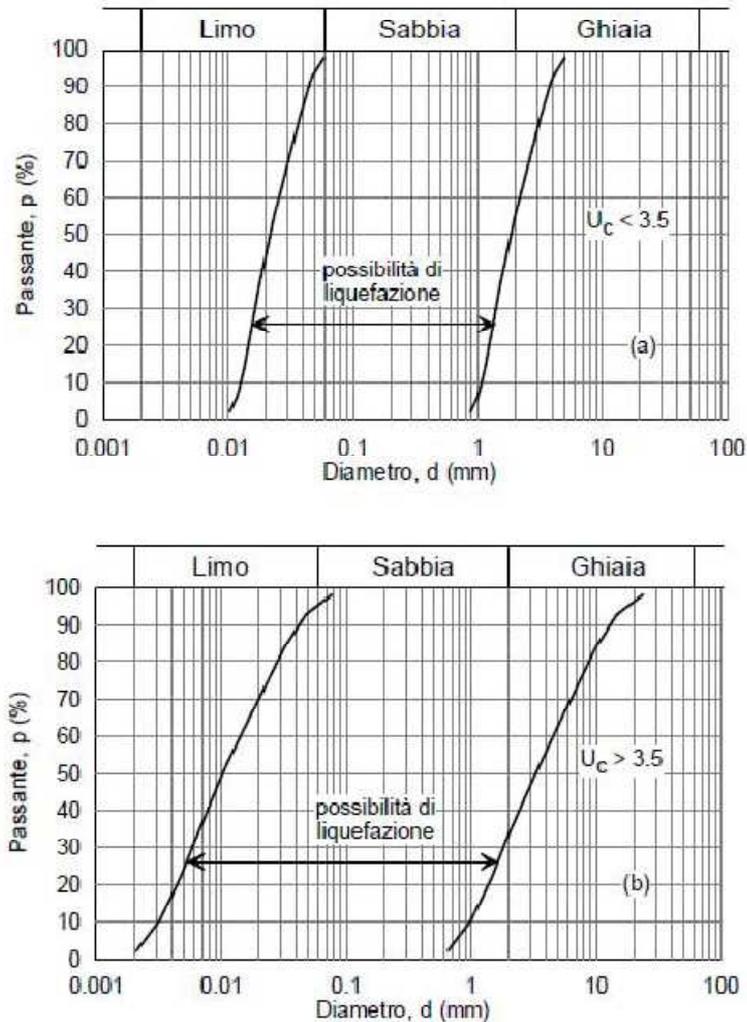


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Figura 7.1: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 – Figura 7.11.1 (a) e (b)

Il fattore di sicurezza F_s nei confronti di potenziali fenomeni di liquefazione può essere espresso come:

$$F_s = CRR / CSR$$

essendo:

CRR = Cyclical Resistance Ratio

CSR = Cyclical Stress Ratio

Determinazione del Cyclical Stress Ratio (CSR)

Seguendo l'approccio convenzionale, la valutazione degli sforzi di taglio indotti dall'azione sismica di progetto può essere compiuta utilizzando la seguente relazione empirica (Seed & Idriss, 1971):

$$CSR = 0.65 \cdot a_{max}/g \cdot \sigma_{vo} / \sigma'_{vo} \cdot r_d$$

essendo r_d il fattore correttivo che tiene conto della profondità da piano campagna a cui viene valutato lo sforzo di taglio. In accordo a [Youd et al., 2001](#), il fattore correttivo r_d può essere calcolato attraverso la seguente espressione:

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^2}$$

Determinazione del Cyclical Resistance Ratio (CRR)

Esistono in letteratura numerosi approcci per valutare la curva soglia di liquefazione desunta a partire dai valori delle resistenze penetrometriche N_{SPT} . In questo studio è stata adottata la procedura messa a punto da [Youd et al. \(2001\)](#), la quale rappresenta una delle più affidabili procedure empiriche oggi disponibili per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione dei depositi di terreno a grana grossa. Secondo questa procedura la curva di liquefazione soglia può essere calcolata mediante la seguente espressione:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

essendo:

$CRR_{7.5}$ il Cyclical Resistance Ratio riferito ad un sisma di magnitudo 7.5.

$(N_1)_{60}$ l'indice N_{SPT} normalizzato rispetto ad una pressione nominale efficace di confinamento pari a 100 kPa e riferito ad un valore di riferimento dell'energia di infissione pari al 60%.

Risulta:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

$$C_N = (P_a / \sigma'_{vo})^{0.5} \leq 1.304 \quad \text{con} \quad P_a / \sigma'_{vo} \leq 1.7$$

P_a = pressione atmosferica = 1.0 kg/cm²

σ_{vo} = tensione verticale totale alla profondità z da p.c. (espressa in kg/cm²)

σ'_{vo} = tensione verticale efficace alla profondità z da p.c. (espressa in kg/cm²)

C_E = coefficiente legato al rapporto energetico = 1.0 (assunto)

C_B = coefficiente legato al diametro del foro = 1.0 (assunto)

C_R = coefficiente legato alla lunghezza delle aste = 1.0 (assunto)

C_S = coefficiente legato al campionamento = 1.0 (assunto)

La relazione sopra riportata è stata ricavata per terreni granulari con contenuto di fine (FC) inferiore al 5%. Per terreni con FC > 5%, i valori di $(N_1)_{60}$ che entrano nel calcolo di CRR vengono corretti come segue:

$(N_1)_{60CS} = A + B \cdot (N_1)_{60}$ correzione per la percentuale di fine del materiale
(percentuale granulometrica inferiore a 0.075 mm)

per $FC \leq 5\%$ $A = 0$

$B = 1$

per $5\% < FC < 35\%$ $A = \exp[1.76 - (190/FC^2)]$

$B = 0.99 - (FC^{1.5}/1000)$

per $FC \geq 35\%$. $A = 5$

$B = 1.2$

Le percentuali FC sono state desunte localmente dai valori misurati in laboratorio sui campioni di terreno recuperati a seguito dell'esecuzione delle prove SPT; ove non risultano disponibili valori puntuali di FC sono stati imposti valori valutati in relazione alle descrizioni stratigrafiche alla profondità di interesse e tenendo in conto dei valori di FC alle profondità prossime a quella di interesse.

Il valore $CRR_{7.5}$, determinato mediante la relazione sopra esposta, consente di calcolare la curva di liquefazione soglia riferita ad un terremoto avente una magnitudo di riferimento pari a 7.5.

Per terremoti di magnitudo diversa (nel caso in esame 5.8), il valore corretto di CRR viene ottenuto moltiplicando il valore di $CRR_{7.5}$ per un adeguato fattore di scala MSF (*Magnitude Scaling Factor*), ossia

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot MSF$$

dove

$MSF = 1.930 \div 2.336$, qui si è assunto, cautelativamente, $MSF = 1.930$.

Infine, per tener conto dell'influenza della pressione di confinamento sul valore di resistenza ciclica del materiale, si introduce nell'espressione per il calcolo di CRR un fattore correttivo K_σ dato dalla seguente relazione:

$$k_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{(f-1)} \leq 1$$

dove

σ'_0 = tensione verticale efficace;

P_a = pressione atmosferica;

$$f = \begin{cases} 0.8 & \text{per } Dr \leq 40\% \\ 0.7 & \text{per } Dr \approx 60\% \\ 0.6 & \text{per } Dr \geq 80\% \end{cases}$$

Dr = densità relativa.

Come valori di a_{max}/g si sono considerati i valori massimi relativi a ciascuno dei tratti in cui è stato suddiviso il tracciato del Lotto in oggetto (vedi Tabella 6.7); in tutte le verifiche, cautelativamente, si sono adottati valori di a_{max}/g corrispondenti ad una categoria di sottosuolo di tipo D.

I risultati delle verifiche condotte sono riportati nella Tabella 7.2. Nella Tabella 7.1 sono riassunti i casi per i quali si sono calcolati fattori di sicurezza inferiori a 1.2; tali casi fanno riferimento ai seguenti sondaggi (tra parentesi il numero di casi in cui si è ottenuto $FS < 1.2$): 4/1-SD15 (1), 4/1-SD17 (1), 4/1-SD18 (1), 4/1-SD22 (2), 4/1-SD23 (2), 4/1-SD27 (2) e 4/1-SD29 (2). Dei n.7 sondaggi sopra richiamati n.2 sondaggi (4/1-SD15 e 4/1-SD17) ricadono in corrispondenza dell'attraversamento del Torrente Osa

mentre n.5 sondaggi (4/1-SD22, 4/1-SD23, 4/1-SD27 e 4/1-SD29) ricadono a meno di 1 Km dall'attraversamento del Fiume Albegna. Complessivamente, si è ottenuto quanto segue:

- in n.8 casi $FS < 1.0$ ($N_{SPT} = 0 \div 3$ colpi/30cm);
- in n.3 casi $1.0 < FS < 1.1$ ($N_{SPT} = 1 \div 5$ colpi/30cm).

Tabella 7.1: Risultati delle verifiche alla liquefazione

Sondaggio (-)	Profondità (m p.c. locale)	Formazione (-)	FC (%)	N_{SPT} (colpi/30cm)	FS (-)
4/1-SD15	3.00	H1a1	35 ⁽¹⁾	0	0.89
4/1-SD17	12.55	H3c	9 ⁽²⁾	5	1.09
4/1-SD18	6.00	H1a	88 ⁽²⁾	0	0.91
4/1-SD22	4.50	H1b / H1a	62 ⁽²⁾	1	1.08
4/1-SD22	9.00	H1a	58 ⁽¹⁾	0	0.96
4/1-SD23	13.50	H1a / H2	5 ⁽¹⁾	2	0.78
4/1-SD23	15.00	H2	5 ⁽²⁾	3	0.88
4/1-SD27	13.50	H2	5 ⁽²⁾	1	0.73
4/1-SD27	15.00	H2 / H3a	5 ⁽¹⁾	3	0.88
4/1-SD29	7.50	H1a	89 ⁽¹⁾	1	1.08
4/1-SD29	15.00	H2	10 ⁽²⁾	3	0.97
⁽¹⁾ Contenuto di fine (FC) stimato					
⁽²⁾ Contenuto di fine (FC) misurato					

Si può osservare quanto segue:

- fattori di sicurezza $FS \leq 1.2$ si sono ottenuti per valori di N_{SPT} generalmente inferiori a 3 colpi/30cm e in più della metà dei casi per valori di N_{SPT} pari a 0-1 colpi/30cm, in pratica affondamento delle aste per peso proprio (si rileva a tale riguardo che i certificati di campagna non riportano note su eventuali problemi di rifluimento del fondo foro durante le attività di perforazione).
- nella maggior parte dei casi valori di N_{SPT} così bassi rappresentano dei valori puntuali all'interno di strati "omogenei" nei quali altre prove hanno fornito

fattori di sicurezza ben superiori (pur rimanendo comunque bassi i valori di N_{SPT} misurati).

- la maggior parte dei casi in cui si sono ottenuti valori di $FS \leq 1.2$ si riferiscono alle formazioni H1a ed H2; nei casi in esame la prima formazione è caratterizzata da valori di contenuto di fine FC > 60 % ca. mentre la formazione H2 risulta costituita da depositi prettamente sabbiosi.
- Nel sondaggio 4/1-SD29 si sono ottenuti n.2 casi con $FS < 1.2$, mentre nel sondaggio 4/1-SD28, eseguito a 50 m ca. di distanza, alle stesse profondità e nella stessa formazione si sono registrati valori di N_{SPT} che forniscono fattori di sicurezza ben più elevati.

Sulla base di quanto discusso, tenuto conto anche delle cautele assunte nelle verifiche alla liquefazione e del fatto che i valori con $FS < 1.2$ rappresentano valori puntuali localizzati in aree ben identificate, le aree su cui si sviluppa il tracciato autostradale si possono ritenere generalmente stabili nei confronti di possibili fenomeni di liquefazione indotti dal sisma di progetto. Tuttavia, nelle aree di attraversamento del Torrente Osa e del Fiume Albegna (soprattutto), nonché nella piana compresa tra tali corsi d'acqua, sarà necessario approfondire questa tematica in sede di Progetto Esecutivo. Potranno in particolare essere condotte verifiche alla liquefazione sulla base dei risultati di prove penetrometriche statiche CPTU da eseguirsi in sede di campagna d'indagine geognostica integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva; tali tipi di prove permetteranno infatti di definire con maggiore dettaglio e continuità il profilo di resistenza dei terreni con la profondità.

Tabella 7.2: Risultati delle verifiche alla liquefazione

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
4-1/SD3	H1b	1.80	10	18	0.988	81	5.00	1.20	21.32	0.233	1.93	0.449	0.112	0.16	2.84
4-1/SD3	H1b	3.30	17	18	0.977	80	5.00	1.20	34.48	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD4	H1b	1.80	8	18	0.988	40	5.00	1.20	18.06	0.192	1.93	0.371	0.112	0.16	2.35
4-1/SD4	H1b / H1a	5.80	6	18	0.959	40	5.00	1.20	14.92	0.159	1.93	0.307	0.112	0.15	2.00
4-1/SD4	H1a	7.80	7	18	0.940	80	5.00	1.20	14.98	0.160	1.93	0.309	0.112	0.15	2.05
4-1/SD4	H1a	11.80	12	18	0.862	56	5.00	1.20	19.65	0.211	1.93	0.407	0.112	0.14	2.95
4-1/SD4	Qt1d	15.80	23	18	0.734	56	5.00	1.20	29.26	0.423	1.93	0.817	0.112	0.13	6.47
4-1/SD4	Qt1d	19.30	37	18	0.634	54	5.00	1.20	40.41	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD4	Qt1d	24.70	54	18	0.545	54	5.00	1.20	50.65	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD4	Qt1d	28.30	100	18	0.513	54	5.00	1.20	83.96	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD5	H1b	1.80	7	18	0.988	25	4.29	1.12	14.90	0.159	1.93	0.307	0.112	0.16	1.94
4-1/SD5	H1a	5.85	12	18	0.959	70	5.00	1.20	24.85	0.289	1.93	0.558	0.112	0.15	3.63
4-1/SD5	H1a	9.80	14	18	0.909	70	5.00	1.20	23.75	0.269	1.93	0.519	0.112	0.15	3.57

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
4-1/SD5	H1a / Qt1d	11.80	16	18	0.862	95	5.00	1.20	24.53	0.283	1.93	0.546	0.112	0.14	3.96
4-1/SD5	Qt1d	17.30	40	18	0.687	86	5.00	1.20	45.33	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD5	Qt1d	22.80	42	18	0.569	86	5.00	1.20	41.96	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD5	Qt1d	28.80	44	18	0.509	86	5.00	1.20	39.44	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD6	H1b	1.50	17	18	0.990	48	5.00	1.20	31.01	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD6	H1b	3.50	7	18	0.976	25	4.29	1.12	15.57	0.166	1.93	0.32	0.112	0.16	2.05
4-1/SD6	a4	5.50	20	18	0.962	55	5.00	1.20	38.97	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD6	a4	7.50	47	18	0.943	35	5.00	1.20	73.36	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD6	a4 / Qt1d	9.50	100	18	0.914	38	5.00	1.20	141.04	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD6	Qt1d	11.50	41	18	0.870	64	5.00	1.20	55.70	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD6	Qt1d	13.50	34	18	0.811	60	5.00	1.20	43.80	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD6	Qt1d	15.00	36	18	0.761	24	4.18	1.11	40.15	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD6	Qt1d	18.50	100	18	0.654	24	4.18	1.11	94.16	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD6	Qt1d	22.50	100	18	0.573	24	4.18	1.11	85.95	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
4-1/SD7	α4	1.55	26	18	0.990	30	4.71	1.15	42.97	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD7	α4	4.40	100	18	0.970	27	4.48	1.13	164.52	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD7	α4	8.50	27	18	0.930	60	5.00	1.20	41.89	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD7	Acca	16.50	42	18	0.712	47	5.00	1.20	48.36	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD14	α4	1.50	20	18	0.990	55	5.00	1.20	35.60	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD14	α4	3.55	16	18	0.976	55	5.00	1.20	25.56	0.303	1.93	0.586	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD14	H2	6.50	5	18	0.953	16	2.77	1.05	7.79	0.094	1.93	0.182	0.112	0.08	2.22
4-1/SD14	H2	8.55	5	18	0.930	8	0.30	1.01	4.77	0.070	1.93	0.136	0.112	0.09	1.47
4-1/SD14	H2	11.50	4	18	0.870	8	0.30	1.01	3.72	0.063	1.93	0.121	0.112	0.10	1.22
4-1/SD14	H2	13.50	4	18	0.811	8	0.30	1.01	3.53	0.062	1.93	0.119	0.112	0.10	1.19
4-1/SD14	H2	16.50	20	18	0.712	35	5.00	1.20	22.83	0.254	1.93	0.491	0.112	0.10	5.06
4-1/SD15	H1α1	1.50	5	18	0.990	35	5.00	1.20	12.65	0.137	1.930	0.265	0.112	0.159	1.67
4-1/SD15	H1α1	3.00	0	18	0.979	35	5.00	1.20	5.00	0.072	1.930	0.139	0.112	0.157	0.89
4-1/SD15	H1α	5.00	4	18	0.965	59	5.00	1.20	12.13	0.132	1.930	0.255	0.112	0.154	1.65

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
4-1/SD15	H3c	7.00	6	18	0.949	15	2.50	1.05	10.39	0.117	1.930	0.225	0.112	0.152	1.48
4-1/SD15	H3c	9.00	5	18	0.923	31	4.77	1.16	11.54	0.127	1.930	0.245	0.112	0.148	1.66
4-1/SD15	H3c	11.50	7	18	0.870	15	2.50	1.05	10.06	0.114	1.930	0.219	0.112	0.139	1.58
4-1/SD15	H3c	13.50	9	18	0.811	15	2.50	1.05	11.47	0.126	1.930	0.244	0.112	0.132	1.84
4-1/SD15	H3c	14.50	8	18	0.778	15	2.50	1.05	10.19	0.115	1.930	0.222	0.112	0.129	1.72
4-1/SD15	Qt1k	19.50	12	18	0.629	97	5.00	1.20	16.42	0.175	1.930	0.337	0.112	0.111	3.04
4-1/SD15	Qt1k	23.50	13	18	0.559	94	5.00	1.20	16.27	0.173	1.930	0.334	0.112	0.102	3.27
4-1/SD15	Qt1k	27.10	33	18	0.522	90	5.00	1.20	31.63	#N/D	1.930	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD15	Qt1k	31.50	17	18	0.500	90	5.00	1.20	17.72	0.189	1.930	0.364	0.112	0.097	3.77
4-1/SD16	H1b / H1a1	1.50	20	18	0.990	97	5.00	1.20	35.60	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD16	H1b / H1a1	3.50	19	18	0.976	91	5.00	1.20	37.95	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD16	H3c	7.50	10	18	0.943	5	0.00	1.00	12.14	0.132	1.93	0.255656	0.112	0.15	1.69
4-1/SD16	H3c	9.50	15	18	0.914	9	0.56	1.02	17.85	0.190	1.93	0.367002	0.112	0.15	2.51
4-1/SD16	H3c	13.55	13	18	0.809	31	4.77	1.16	19.14	0.205	1.93	0.395663	0.112	0.13	2.98

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
4-1/SD16	H3c	19.00	35	18	0.641	20	3.61	1.08	33.90	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD17	H1a	2.50	5	18	0.983	36	5.00	1.20	13.16	0.142	1.93	0.274	0.112	0.16	1.74
4-1/SD17	H1a	6.50	5	18	0.953	80	5.00	1.20	12.81	0.139	1.93	0.268	0.112	0.15	1.76
4-1/SD17	H3c	10.50	5	18	0.894	95	5.00	1.20	11.47	0.126	1.93	0.244	0.112	0.14	1.70
4-1/SD17	H3c	12.55	5	18	0.840	9	0.56	1.02	5.58	0.076	1.93	0.148	0.112	0.14	1.09
4-1/SD17	H3c	19.50	7	18	0.629	21	3.78	1.09	9.81	0.111	1.93	0.215	0.112	0.11	1.94
4-1/SD18	H1a1	1.50	7	18	0.990	77	5.00	1.20	15.71	0.167	1.93	0.323	0.112	0.16	2.04
4-1/SD18	H1a1 / H1a	3.00	2	18	0.979	35	5.00	1.20	8.47	0.100	1.93	0.193	0.112	0.16	1.23
4-1/SD18	H1a	6.00	0	18	0.958	88	5.00	1.20	5.00	0.072	1.93	0.139	0.112	0.15	0.91
4-1/SD18	H1a / H3c	7.50	4	18	0.943	31	4.77	1.16	10.41	0.117	1.93	0.225	0.112	0.15	1.49
4-1/SD18	H3c	14.00	26	18	0.794	21	3.78	1.09	30.15	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD18	H3c	18.55	14	18	0.652	15	2.50	1.05	14.42	0.154	1.93	0.298	0.112	0.11	2.62
4-1/SD18	H3c	21.00	12	18	0.598	19	3.43	1.07	13.27	0.143	1.93	0.276	0.112	0.11	2.59
4-1/SD19	H1a3	1.50	8	18	0.990	28	4.56	1.14	16.17	0.172	1.93	0.332	0.112	0.16	2.09

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
4-1/SD19	H1a3	3.00	7	18	0.979	28	4.56	1.14	16.07	0.171	1.93	0.330	0.112	0.16	2.10
4-1/SD19	H1a3	6.00	3	18	0.958	28	4.56	1.14	9.19	0.106	1.93	0.205	0.112	0.15	1.34
4-1/SD19	H1a	9.00	2	18	0.923	77	5.00	1.20	7.80	0.094	1.93	0.182	0.112	0.15	1.23
4-1/SD19	H3c	10.55	7	18	0.893	15	2.50	1.05	10.41	0.117	1.93	0.225	0.112	0.14	1.57
4-1/SD19	H3c	12.00	7	18	0.857	26	4.39	1.12	12.31	0.134	1.93	0.259	0.112	0.14	1.89
4-1/SD19	H3c	13.50	8	18	0.811	15	2.50	1.05	10.47	0.117	1.93	0.226	0.112	0.13	1.71
4-1/SD19	H3c	17.00	15	18	0.696	9	0.56	1.02	13.49	0.145	1.93	0.280	0.112	0.12	2.35
4-1/SD19	H3c	21.00	35	18	0.598	37	5.00	1.20	37.10	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD20	H1a1	1.50	5	18	0.990	94	5.00	1.20	12.65	0.137	1.93	0.265	0.112	0.16	1.67
4-1/SD20	H1a1 / H1a	3.50	5	18	0.976	35	5.00	1.20	13.67	0.147	1.93	0.284	0.112	0.16	1.82
4-1/SD20	H1a	7.50	6	18	0.943	98	5.00	1.20	13.73	0.148	1.93	0.285	0.112	0.15	1.89
4-1/SD20	H3c	9.50	12	18	0.914	9	0.56	1.02	14.39	0.154	1.93	0.297	0.112	0.15	2.03
4-1/SD20	H3c	13.50	25	18	0.811	9	0.56	1.02	24.74	0.287	1.93	0.553	0.112	0.13	4.15
4-1/SD20	H3c	15.30	27	18	0.751	9	0.56	1.02	25.09	0.294	1.93	0.567	0.112	0.13	4.45

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
4-1/SD20	H3c	22.55	34	18	0.572	28	4.56	1.14	33.07	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD20	Qt1k	26.00	34	18	0.532	32	4.83	1.17	32.17	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD20	Qt1k	31.00	35	18	0.500	32	4.83	1.17	30.59	#N/D	1.93	#N/D	0.112	#N/D	#N/D
4-1/SD20	Qt1k	39.55	16	18	0.500	32	4.83	1.17	15.25	0.163	1.93	0.314	0.112	0.10	3.10
4-1/SD21	H1a1	1.50	3	18	0.990	74	5.00	1.20	9.59	0.110	1.93	0.211	0.112	0.16	1.33
4-1/SD21	H1a1 / H1a	3.00	4	18	0.979	93	5.00	1.20	11.94	0.131	1.93	0.252	0.112	0.16	1.61
4-1/SD21	H1a	6.00	6	18	0.958	96	5.00	1.20	14.76	0.158	1.93	0.304	0.112	0.15	1.99
4-1/SD21	H1a	7.50	4	18	0.943	98	5.00	1.20	10.82	0.120	1.93	0.232	0.112	0.15	1.54
4-1/SD21	H1a	11.50	6	18	0.870	96	5.00	1.20	12.42	0.135	1.93	0.261	0.112	0.14	1.87
4-1/SD21	H3b	15.00	15	18	0.761	17	3.01	1.06	17.36	0.185	1.93	0.357	0.112	0.13	2.80
4-1/SD21	H3b	18.50	12	18	0.654	95	5.00	1.20	16.70	0.178	1.93	0.343	0.112	0.11	3.01
4-1/SD21	H3b	22.00	10	18	0.581	92	5.00	1.20	13.96	0.150	1.93	0.289	0.112	0.10	2.76
4-1/SD22	H1b	1.50	6	18	0.990	80	5.00	1.20	14.18	0.152	1.93	0.293	0.110	0.16	1.88
4-1/SD22	H1b	2.50	7	18	0.983	62	5.00	1.20	16.42	0.175	1.93	0.337	0.110	0.15	2.18

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
4-1/SD22	H1b / H1a	4.50	1	18	0.969	62	5.00	1.20	6.68	0.085	1.93	0.164	0.110	0.15	1.08
4-1/SD22	H1a	5.50	3	18	0.962	58	5.00	1.20	10.10	0.114	1.93	0.220	0.110	0.15	1.46
4-1/SD22	H1a	7.50	4	18	0.943	58	5.00	1.20	10.82	0.120	1.93	0.232	0.110	0.15	1.57
4-1/SD22	H1a	9.00	0	18	0.923	58	5.00	1.20	5.00	0.072	1.93	0.139	0.110	0.15	0.96
4-1/SD22	H1a / H2	12.00	6	18	0.857	89	5.00	1.20	12.26	0.134	1.93	0.258	0.110	0.13	1.92
4-1/SD22	H2	13.50	8	18	0.811	89	5.00	1.20	14.13	0.151	1.93	0.292	0.110	0.13	2.25
4-1/SD22	H2 / H3a	15.00	1	18	0.761	90	5.00	1.20	6.08	0.080	1.93	0.155	0.110	0.12	1.24
4-1/SD22	H3a	18.00	7	18	0.667	90	5.00	1.20	11.92	0.130	1.93	0.251	0.110	0.11	2.22
4-1/SD22	H3a	21.00	5	18	0.598	98	5.00	1.20	9.59	0.109	1.93	0.211	0.110	0.10	2.01
4-1/SD22	H3a / H3b	24.00	1	18	0.553	90	5.00	1.20	5.86	0.079	1.93	0.152	0.110	0.10	1.52
4-1/SD22	H3b	27.00	8	18	0.523	24	4.15	1.11	10.11	0.114	1.93	0.220	0.110	0.10	2.28
4-1/SD22	H3b / Qt1k	31.00	9	18	0.500	90	5.00	1.20	11.79	0.129	1.93	0.249	0.110	0.09	2.64
4-1/SD23	H1b	1.50	6	18	0.990	25	4.29	1.12	12.82	0.139	1.93	0.268	0.110	0.16	1.72
4-1/SD23	H1b	3.00	3	18	0.979	89	5.00	1.20	10.20	0.115	1.93	0.222	0.110	0.15	1.44

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
4-1/SD23	H1a	4.50	4	18	0.969	89	5.00	1.20	11.72	0.129	1.93	0.248	0.110	0.15	1.63
4-1/SD23	H1a	5.50	5	18	0.962	89	5.00	1.20	13.49	0.145	1.93	0.280	0.110	0.15	1.86
4-1/SD23	H1a	7.00	7	18	0.949	99	5.00	1.20	15.54	0.166	1.93	0.319	0.110	0.15	2.14
4-1/SD23	H1a	9.00	8	18	0.923	94	5.00	1.20	16.18	0.172	1.93	0.332	0.110	0.15	2.29
4-1/SD23	H1a	10.50	6	18	0.894	94	5.00	1.20	12.76	0.138	1.93	0.267	0.110	0.14	1.90
4-1/SD23	H1a	12.00	8	18	0.857	94	5.00	1.20	14.68	0.157	1.93	0.303	0.110	0.13	2.25
4-1/SD23	H1a / H2	13.50	2	18	0.811	5	0.00	1.00	1.90	0.052	1.93	0.101	0.110	0.13	0.78
4-1/SD23	H2	15.00	3	18	0.761	5	0.00	1.00	2.71	0.057	1.93	0.109	0.110	0.12	0.88
4-1/SD23	H3a	18.00	7	18	0.667	5	0.00	1.00	5.77	0.078	1.93	0.150	0.110	0.11	1.33
4-1/SD23	H3b	21.00	5	18	0.598	94	5.00	1.20	9.59	0.109	1.93	0.211	0.110	0.10	2.01
4-1/SD23	H3b	24.00	0	18	0.553	72	5.00	1.20	5.00	0.072	1.93	0.139	0.110	0.10	1.40
4-1/SD23	H3b	27.00	4	18	0.523	72	5.00	1.20	8.23	0.098	1.93	0.189	0.110	0.10	1.96
4-1/SD23	H3b	30.00	5	18	0.501	72	5.00	1.20	8.83	0.103	1.93	0.199	0.110	0.09	2.11
4-1/SD27	H1b	1.50	10	18	0.990	94	5.00	1.20	20.30	0.219	1.93	0.423	0.110	0.16	2.72

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
4-1/SD27	H1b	2.50	9	18	0.983	94	5.00	1.20	19.69	0.212	1.93	0.408	0.110	0.15	2.64
4-1/SD27	H1b	4.50	5	18	0.969	99	5.00	1.20	13.40	0.144	1.93	0.279	0.110	0.15	1.83
4-1/SD27	H1b / H1a	5.50	3	18	0.962	95	5.00	1.20	10.10	0.114	1.93	0.220	0.110	0.15	1.46
4-1/SD27	H1a	7.50	5	18	0.943	95	5.00	1.20	12.27	0.134	1.93	0.258	0.110	0.15	1.74
4-1/SD27	H1a / H2	9.00	7	18	0.923	5	0.00	1.00	8.17	0.097	1.93	0.188	0.110	0.15	1.29
4-1/SD27	H2	10.50	18	18	0.894	5	0.00	1.00	19.44	0.209	1.93	0.402	0.110	0.14	2.86
4-1/SD27	H2	12.00	11	18	0.857	5	0.00	1.00	11.11	0.123	1.93	0.237	0.110	0.13	1.76
4-1/SD27	H2	13.50	1	18	0.811	5	0.00	1.00	0.96	0.049	1.93	0.095	0.110	0.13	0.73
4-1/SD27	H2 / H3a	15.00	3	18	0.761	5	0.00	1.00	2.71	0.057	1.93	0.109	0.110	0.12	0.88
4-1/SD27	H3a	18.00	4	18	0.667	95	5.00	1.20	8.95	0.104	1.93	0.201	0.110	0.11	1.77
4-1/SD27	H3b	21.00	16	18	0.598	5	0.00	1.00	12.25	0.133	1.93	0.258	0.110	0.10	2.45
4-1/SD27	H3b	24.00	11	18	0.553	66	5.00	1.20	14.43	0.154	1.93	0.298	0.110	0.10	2.99
4-1/SD27	H3b	27.00	9	18	0.523	5	0.00	1.00	6.07	0.080	1.93	0.155	0.110	0.10	1.61
4-1/SD27	Qt1j	30.00	100	18	0.501	5	0.00	1.00	63.98	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
4-1/SD28	H1b	1.50	17	18	0.990	95	5.00	1.20	31.01	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
4-1/SD28	H1b	2.50	19	18	0.983	95	5.00	1.20	36.01	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
4-1/SD28	H1b	4.50	13	18	0.969	97	5.00	1.20	26.84	0.334	1.93	0.645	0.110	0.15	4.23
4-1/SD28	H1b	5.50	8	18	0.962	89	5.00	1.20	18.59	0.199	1.93	0.383	0.110	0.15	2.54
4-1/SD28	H1a	7.50	2	18	0.943	89	5.00	1.20	7.91	0.095	1.93	0.184	0.110	0.15	1.24
4-1/SD28	H1a	9.00	9	18	0.923	89	5.00	1.20	17.58	0.187	1.93	0.361	0.110	0.15	2.49
4-1/SD28	H1a	10.50	12	18	0.894	9	0.56	1.02	13.72	0.147	1.93	0.285	0.110	0.14	2.02
4-1/SD28	H1a / H2	12.00	13	18	0.857	9	0.56	1.02	13.89	0.149	1.93	0.288	0.110	0.13	2.14
4-1/SD28	H2	13.50	12	18	0.811	89	5.00	1.20	18.69	0.200	1.93	0.386	0.110	0.13	2.96
4-1/SD28	H2	15.00	16	18	0.761	86	5.00	1.20	22.32	0.247	1.93	0.476	0.110	0.13	3.79
4-1/SD28	H2	16.50	5	18	0.712	86	5.00	1.20	10.16	0.115	1.93	0.221	0.110	0.12	1.86
4-1/SD28	H2	18.00	12	18	0.667	86	5.00	1.20	16.86	0.179	1.93	0.346	0.110	0.11	3.05
4-1/SD28	H2 / H3a	21.00	15	18	0.598	93	5.00	1.20	18.76	0.200	1.93	0.387	0.110	0.11	3.67
4-1/SD28	H3a	24.00	18	18	0.553	77	5.00	1.20	20.44	0.221	1.93	0.426	0.110	0.10	4.26

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
4-1/SD28	H3a / Qt1k	27.00	8	18	0.523	77	5.00	1.20	11.47	0.126	1.93	0.244	0.110	0.10	2.53
4-1/SD28	Qt1k	30.00	17	18	0.50	77	5.00	1.20	18.04	0.192	1.93	0.371	0.110	0.09	3.93
4-1/SD29	H1b	1.50	9	18	0.990	97	5.00	1.20	18.77	0.201	1.93	0.387	0.110	0.16	2.49
4-1/SD29	H1b	2.50	8	18	0.983	97	5.00	1.20	18.06	0.192	1.93	0.371	0.110	0.15	2.40
4-1/SD29	H1b	4.50	5	18	0.969	89	5.00	1.20	13.40	0.144	1.93	0.279	0.110	0.15	1.83
4-1/SD29	H1a	5.50	3	18	0.962	89	5.00	1.20	10.10	0.114	1.93	0.220	0.110	0.15	1.46
4-1/SD29	H1a	7.50	1	18	0.943	89	5.00	1.20	6.45	0.083	1.93	0.161	0.110	0.15	1.08
4-1/SD29	H1a	9.00	14	18	0.923	10	0.87	1.02	17.53	0.187	1.93	0.360	0.110	0.15	2.48
4-1/SD29	H1a	10.50	12	18	0.894	10	0.87	1.02	14.09	0.151	1.93	0.292	0.110	0.14	2.07
4-1/SD29	H1a / H2	12.00	20	18	0.857	96	5.00	1.20	29.21	0.421	1.93	0.812	0.110	0.13	6.03
4-1/SD29	H2	13.50	7	18	0.811	10	0.87	1.02	7.67	0.093	1.93	0.180	0.110	0.13	1.38
4-1/SD29	H2	15.00	3	18	0.761	10	0.87	1.02	3.63	0.062	1.93	0.120	0.110	0.12	0.97
4-1/SD29	H2	16.50	29	18	0.712	10	0.87	1.02	26.36	0.322	1.93	0.621	0.110	0.12	5.13
4-1/SD29	H2	18.00	14	18	0.667	10	0.87	1.02	12.65	0.137	1.93	0.265	0.110	0.11	2.34

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
4-1/SD29	H3a	21.00	9	18	0.598	97	5.00	1.20	13.25	0.143	1.93	0.276	0.110	0.10	2.63
4-1/SD29	H3a	24.00	14	18	0.553	97	5.00	1.20	17.01	0.181	1.93	0.349	0.110	0.10	3.51
4-1/SD29	H3a / Qt1k	27.00	15	18	0.523	95	5.00	1.20	17.13	0.182	1.93	0.352	0.110	0.10	3.65
4-1/SD29	Qt1k	30.00	18	18	0.501	95	5.00	1.20	18.80	0.201	1.93	0.388	0.110	0.09	4.11
4-1/SD30	H1a2	1.50	21	18	0.990	11	1.25	1.03	28.75	0.399	1.93	0.770	0.110	0.16	4.94
4-1/SD30	H1a2	3.00	7	18	0.979	6	0.03	1.00	10.19	0.115	1.93	0.222	0.110	0.15	1.44
4-1/SD30	H1a2	4.50	25	18	0.969	6	0.03	1.00	35.20	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
4-1/SD30	H1a2	6.00	39	18	0.958	11	1.06	1.02	55.21	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
4-1/SD30	H1a2	7.50	21	18	0.943	6	0.03	1.00	25.60	0.304	1.93	0.587	0.110	0.15	3.96
4-1/SD30	H1a2	9.00	20	18	0.923	20	3.64	1.08	28.81	0.401	1.93	0.775	0.110	0.15	5.34
4-1/SD30	H1a2	10.50	35	18	0.894	20	3.57	1.08	44.24	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
4-1/SD30	H1a2	12.00	29	18	0.857	6	0.03	1.00	29.42	0.432	1.93	0.833	0.110	0.13	6.19
4-1/SD30	H1a	15.00	16	18	0.761	98	5.00	1.20	22.32	0.247	1.93	0.476	0.110	0.13	3.79
4-1/SD30	H1a / H2	16.50	19	18	0.712	95	5.00	1.20	24.61	0.284	1.93	0.549	0.110	0.12	4.55

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
4-1/SD30	H2	18.00	12	18	0.667	5	0.00	1.00	9.90	0.112	1.93	0.217	0.110	0.11	1.91
4-1/SD30	H2	21.00	17	18	0.598	58	5.00	1.20	20.59	0.223	1.93	0.430	0.110	0.11	4.06
4-1/SD30	H2	24.00	8	18	0.553	5	0.00	1.00	5.73	0.078	1.93	0.150	0.110	0.10	1.50
4-1/SD30	H3A	27.00	21	18	0.523	75	5.00	1.20	21.98	0.242	1.93	0.466	0.110	0.10	4.80
4-1/SD30	H3A / Qt2	30.00	16	18	0.501	5	0.00	1.00	10.24	0.115	1.93	0.222	0.110	0.09	2.36
5-2/SD01	H1a2	1.50	13	18	0.990	8	0.25	1.01	17.02	0.181	1.93	0.349	0.110	0.16	2.24
5-2/SD01	H1a2	3.00	13	18	0.979	20	3.67	1.08	23.99	0.273	1.93	0.527	0.110	0.15	3.42
5-2/SD01	H1a2	6.00	37	18	0.958	5	0.01	1.00	50.25	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD01	H1a2	9.00	50	18	0.923	12	1.41	1.03	61.36	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD01	H1a	12.00	13	18	0.857	87	5.00	1.20	20.74	0.225	1.93	0.434	0.110	0.13	3.22
5-2/SD01	H1a	13.50	10	18	0.811	87	5.00	1.20	16.41	0.175	1.93	0.337	0.110	0.13	2.59
5-2/SD01	H2	16.50	42	18	0.712	5	0.00	1.00	36.18	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD01	H2	18.00	32	18	0.667	5	0.00	1.00	26.39	0.322	1.93	0.622	0.110	0.12	5.38
5-2/SD02	H1a2	1.50	9	18	0.990	56	5.00	1.20	18.77	0.201	1.93	0.387	0.110	0.16	2.49

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
5-2/SD02	H1a2	3.00	9	18	0.979	18	3.31	1.07	17.20	0.183	1.93	0.353	0.110	0.15	2.29
5-2/SD02	H1a2	4.50	13	18	0.969	16	2.77	1.05	21.95	0.241	1.93	0.466	0.110	0.15	3.06
5-2/SD02	H1a2	6.00	22	18	0.958	32	4.81	1.17	39.62	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD02	H1a2 / H1a	7.50	14	18	0.943	17	3.00	1.06	20.98	0.228	1.93	0.440	0.110	0.15	2.97
5-2/SD02	H1a	10.50	5	18	0.894	84	5.00	1.20	11.47	0.126	1.93	0.244	0.110	0.14	1.73
5-2/SD02	H1a	13.50	14	18	0.811	84	5.00	1.20	20.98	0.228	1.93	0.449	0.110	0.13	3.37
5-2/SD02	H1a	15.00	21	18	0.761	79	5.00	1.20	27.74	0.361	1.93	0.696	0.110	0.13	5.50
5-2/SD02	H1a / H2	16.50	35	18	0.712	79	5.00	1.20	41.13	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD02	H2	19.50	38	18	0.629	15	2.50	1.05	34.09	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD02	H2	21.00	24	18	0.598	15	2.61	1.05	21.89	0.240	1.93	0.464	0.110	0.11	4.36
5-2/SD02	H2	24.00	23	18	0.553	15	2.50	1.05	19.73	0.212	1.93	0.409	0.110	0.10	4.10
5-2/SD03	H1a2	1.50	10	18	0.990	22	3.97	1.10	17.94	0.191	1.93	0.369	0.110	0.10	3.79
5-2/SD03	H1a2	3.00	9	18	0.979	18	3.22	1.07	17.08	0.182	1.93	0.351	0.110	0.12	2.94
5-2/SD03	H1a2	4.50	9	18	0.969	16	2.72	1.05	14.91	0.159	1.93	0.307	0.110	0.13	2.39

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
5-2/SD03	H1a2	6.00	18	18	0.958	24	4.16	1.11	29.45	0.433	1.93	0.836	0.110	0.13	6.33
5-2/SD03	H1a2 / H1a	7.50	25	18	0.943	64	5.00	1.20	39.49	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD03	H1a	10.50	13	18	0.894	66	5.00	1.20	21.19	0.231	1.93	0.445	0.110	0.13	3.42
5-2/SD03	H1a	13.50	27	18	0.811	64	5.00	1.20	34.90	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD03	H1a / H2	16.50	13	18	0.712	85	5.00	1.20	18.09	0.193	1.93	0.372	0.110	0.11	3.25
5-2/SD03	H2	18.00	21	18	0.667	11	1.21	1.03	18.56	0.198	1.93	0.383	0.110	0.11	3.48
5-2/SD03	H2	21.00	29	18	0.598	11	1.13	1.03	23.42	0.264	1.93	0.509	0.110	0.10	4.92
5-2/SD03	H2	24.00	32	18	0.553	11	1.21	1.03	24.29	0.278	1.93	0.537	0.110	0.10	5.45
5-2/SD03bis	H1a2	1.50	9	18	0.990	46	5.00	1.20	18.77	0.201	1.93	0.387	0.110	0.16	2.49
5-2/SD03bis	H1a2	3.00	10	18	0.979	25	4.28	1.11	20.39	0.220	1.93	0.425	0.110	0.15	2.76
5-2/SD03bis	H1a2	4.50	8	18	0.969	22	3.92	1.09	16.16	0.172	1.93	0.332	0.110	0.15	2.18
5-2/SD03bis	H1a2	6.00	25	18	0.958	17	2.89	1.06	38.70	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD03bis	H1a2 / H1a	7.50	11	18	0.943	7	0.12	1.01	13.56	0.146	1.93	0.282	0.110	0.15	1.90
5-2/SD03bis	H1a	10.50	4	18	0.894	67	5.00	1.20	10.18	0.115	1.93	0.221	0.110	0.14	1.57

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
5-2/SD03bis	H1a	12.00	9	18	0.857	67	5.00	1.20	15.89	0.169	1.93	0.326	0.110	0.13	2.43
5-2/SD03bis	H1a	15.00	28	18	0.761	67	5.00	1.20	35.31	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD03bis	H1a / H2	18.00	23	18	0.667	9	0.56	1.02	19.82	0.213	1.93	0.411	0.110	0.11	3.60
5-2/SD03bis	H2	19.50	20	18	0.629	9	0.56	1.02	16.69	0.178	1.93	0.343	0.110	0.11	3.15
5-2/SD03bis	H2	21.00	19	18	0.598	9	0.56	1.02	15.33	0.163	1.93	0.315	0.110	0.10	3.00
5-2/SD03bis	H2	24.00	21	18	0.553	9	0.56	1.02	15.82	0.168	1.93	0.325	0.110	0.10	3.26
5-2/SD04	H1a2	1.50	19	18	0.990	25	4.24	1.11	31.17	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD04	H1a2	3.00	3	18	0.979	25	4.28	1.11	9.11	0.105	1.93	0.203	0.110	0.15	1.32
5-2/SD04	H1a2	4.50	11	18	0.969	9	0.48	1.02	16.13	0.172	1.93	0.331	0.110	0.15	2.17
5-2/SD04	H1a2 / H1a	6.00	32	18	0.958	12	1.57	1.03	46.31	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD04	H1a	9.00	5	18	0.923	80	5.00	1.20	11.99	0.131	1.93	0.253	0.110	0.15	1.74
5-2/SD04	H1a	12.00	8	18	0.857	61	5.00	1.20	14.68	0.157	1.93	0.303	0.110	0.13	2.25
5-2/SD04	H1a	13.50	10	18	0.811	8	0.30	1.01	9.93	0.112	1.93	0.217	0.110	0.13	1.67
5-2/SD04	H1a / H2	16.50	9	18	0.712	8	0.30	1.01	8.14	0.097	1.93	0.187	0.110	0.12	1.58

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
5-2/SD04	H2	18.00	41	18	0.667	8	0.30	1.01	34.49	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD04	H2	21.00	22	18	0.598	8	0.30	1.01	17.33	0.184	1.93	0.356	0.110	0.10	3.39
5-2/SD04	H2	22.50	37	18	0.573	12	1.55	1.03	29.73	0.450	1.93	0.869	0.110	0.11	8.24
5-2/SD04	H3a / Qt2	27.00	42	18	0.523	8	0.30	1.01	28.95	0.408	1.93	0.787	0.110	0.10	7.91
5-2/SD04	Qt2	30.00	38	18	0.501	8	0.30	1.01	24.89	0.290	1.93	0.559	0.110	0.10	5.83
5-2/SD04	Qt2 / Qt3a	33.00	20	18	0.500	8	0.30	1.01	12.64	0.137	1.93	0.265	0.110	0.10	2.76
5-2/SD06	H1a2	1.50	19	18	0.990	25	4.33	1.12	31.42	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD06	H1a2	3.00	14	18	0.979	16	2.77	1.05	24.09	0.275	1.93	0.531	0.110	0.15	3.45
5-2/SD06	H1a2	4.50	12	18	0.969	16	2.83	1.06	20.57	0.223	1.93	0.430	0.110	0.15	2.82
5-2/SD06	H1a2	6.00	30	18	0.958	6	0.04	1.01	40.91	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD06	H1a	9.00	28	18	0.923	84	5.00	1.20	44.14	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD06	H1a	12.00	32	18	0.857	60	5.00	1.20	43.73	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD06	H1a	13.50	8	18	0.811	60	5.00	1.20	14.13	0.151	1.93	0.292	0.110	0.13	2.25
5-2/SD06	H1a	15.00	26	18	0.761	60	5.00	1.20	33.15	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
5-2/SD06	H1a / H2	18.00	33	18	0.667	10	0.87	1.02	28.64	0.394	1.93	0.760	0.110	0.12	6.54
5-2/SD06	H2 / H3a	21.00	23	18	0.598	10	0.87	1.02	18.83	0.201	1.93	0.389	0.110	0.11	3.69
5-2/SD06	H3a	24.50	36	18	0.547	94	5.00	1.20	35.56	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD06bis	H1a2	1.50	22	18	0.990	23	4.07	1.10	34.95	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD06bis	H1a2	3.00	19	18	0.979	16	2.79	1.05	31.74	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD06bis	H1a2	4.50	20	18	0.969	9	0.70	1.02	29.23	0.422	1.93	0.814	0.110	0.15	5.35
5-2/SD06bis	H1a2	6.00	16	18	0.958	16	2.83	1.06	25.72	0.307	1.93	0.592	0.110	0.15	3.93
5-2/SD06bis	H1a	9.00	40	18	0.923	89	5.00	1.20	60.91	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD06bis	H1a	12.00	26	18	0.857	73	5.00	1.20	36.47	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD06bis	H1a	13.50	15	18	0.811	73	5.00	1.20	22.12	0.244	1.93	0.470	0.110	0.13	3.60
5-2/SD06bis	H1a	15.00	13	18	0.761	9	0.56	1.02	12.48	0.136	1.93	0.262	0.110	0.12	2.10
5-2/SD06bis	H2	18.00	22	18	0.667	9	0.51	1.02	18.92	0.202	1.93	0.391	0.110	0.11	3.43
5-2/SD06bis	H2	19.50	29	18	0.629	9	0.56	1.02	23.95	0.273	1.93	0.526	0.110	0.11	4.75
5-2/SD06bis	H2 / H3a	21.00	22	18	0.598	10	0.87	1.02	18.05	0.192	1.93	0.371	0.110	0.11	3.53

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
5-2/SD06bis	H3a	24.00	40	18	0.553	10	0.87	1.02	30.08	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD07	H1a2	1.50	20	18	0.990	25	4.29	1.12	32.72	#N/D	1.93	#N/D	0.110	#N/D	#N/D
5-2/SD07	H1a2	3.00	15	18	0.979	11	1.21	1.03	23.46	0.264	1.93	0.510	0.110	0.15	3.31
5-2/SD07	H1a2	4.50	11	18	0.969	11	1.21	1.03	17.02	0.181	1.93	0.349	0.110	0.15	2.29
5-2/SD07	H1a2 / H1a	6.00	12	18	0.958	11	1.21	1.03	17.90	0.191	1.93	0.368	0.110	0.15	2.45
5-2/SD07	H1a	9.00	17	18	0.923	97	5.00	1.20	28.76	0.399	1.93	0.771	0.110	0.15	5.31
5-2/SD07	H1a	12.00	18	18	0.857	96	5.00	1.20	26.79	0.333	1.93	0.642	0.110	0.13	4.77
5-2/SD07	H1a	13.50	14	18	0.811	96	5.00	1.20	20.98	0.228	1.93	0.440	0.110	0.13	3.37
5-2/SD07	H1a / H2	15.00	13	18	0.761	14	2.20	1.04	14.43	0.154	1.93	0.298	0.110	0.12	2.39
5-2/SD07	H2	18.00	16	18	0.667	14	2.20	1.04	15.94	0.170	1.93	0.327	0.110	0.11	2.89
5-2/SD07	H3a	21.00	27	18	0.598	10	0.87	1.02	21.95	0.241	1.93	0.466	0.110	0.11	4.38
5-2/SD07	H3a	24.50	14	18	0.547	10	0.87	1.02	10.99	0.122	1.93	0.235	0.110	0.10	2.38
5-2/SD08	H1b	1.50	4	18	0.990	36	5.00	1.20	11.12	0.123	1.93	0.238	0.110	0.16	1.53
5-2/SD08	H1b	4.30	12	18	0.970	88	5.00	1.20	25.81	0.309	1.93	0.596	0.110	0.15	3.91

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
5-2/SD08	H1b	5.80	11	18	0.959	88	5.00	1.20	23.19	0.260	1.93	0.502	0.110	0.15	3.33
5-2/SD08	H1b / H1a	7.30	12	18	0.945	88	5.00	1.20	22.69	0.252	1.93	0.487	0.110	0.15	3.28
5-2/SD08	H1a	9.30	15	18	0.918	89	5.00	1.20	25.62	0.305	1.93	0.588	0.110	0.14	4.08
5-2/SD08	H1a	10.30	10	18	0.899	89	5.00	1.20	18.07	0.193	1.93	0.372	0.110	0.14	2.63
5-2/SD08	H1a / H2	13.30	21	18	0.817	12	1.55	1.03	22.31	0.246	1.93	0.476	0.110	0.13	3.63
5-2/SD08	H2	14.80	24	18	0.767	12	1.55	1.03	24.04	0.274	1.93	0.529	0.110	0.13	4.18
5-2/SD08	H2	17.80	12	18	0.673	32	4.83	1.17	16.47	0.175	1.93	0.338	0.110	0.11	2.96
5-2/SD10	a4	1.50	5	18	0.990	25	4.29	1.12	11.40	0.126	1.93	0.242	0.110	0.16	1.56
5-2/SD10	H1b	4.30	8	18	0.970	79	5.00	1.20	18.87	0.202	1.93	0.389	0.110	0.15	2.55
5-2/SD10	H1b	7.50	11	18	0.943	79	5.00	1.20	21.00	0.228	1.93	0.441	0.110	0.15	2.97
5-2/SD10	H1b / H2	8.80	19	18	0.926	22	3.93	1.09	28.39	0.384	1.93	0.741	0.110	0.15	5.09
5-2/SD10	H2	11.80	8	18	0.862	22	3.93	1.09	12.82	0.139	1.93	0.268	0.110	0.14	1.98
5-2/SD10	H2	13.30	6	18	0.817	80	5.00	1.20	11.90	0.130	1.93	0.251	0.110	0.13	1.92
5-2/SD10	H2	14.80	27	18	0.767	8	0.30	1.01	25.13	0.295	1.93	0.568	0.110	0.13	4.48

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
5-2/SD10	H2 /H3a	16.63	21	18	0.707	8	0.30	1.01	18.54	0.198	1.93	0.382	0.110	0.12	3.21
5-2/SD10	H3a	24.60	25	18	0.546	25	4.29	1.12	23.97	0.273	1.93	0.527	0.110	0.10	5.24
5-2/SD11	a4	1.50	11	18	0.990	25	4.29	1.12	19.93	0.214	1.93	0.414	0.107	0.07	5.54
5-2/SD11	a4	3.00	28	18	0.979	44	5.00	1.20	52.92	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD11	H1b	5.80	9	18	0.959	25	4.29	1.12	16.67	0.177	1.93	0.342	0.107	0.12	2.91
5-2/SD11	H2	8.80	14	18	0.926	78	5.00	1.20	23.35	0.262	1.93	0.507	0.107	0.12	4.16
5-2/SD11	H2	10.50	11	18	0.894	78	5.00	1.20	18.35	0.196	1.93	0.378	0.107	0.12	3.14
5-2/SD11	H2	13.30	14	18	0.817	17	3.01	1.06	16.52	0.176	1.93	0.339	0.107	0.12	2.89
5-2/SD11	H2 / Qt1d	14.80	34	18	0.767	17	3.01	1.06	34.27	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD11	Qt1d	17.80	26	18	0.673	39	5.00	1.20	29.86	0.458	1.93	0.884	0.107	0.11	8.23
5-2/SD11	Qt1d	21.80	10	18	0.584	17	3.01	1.06	10.71	0.119	1.93	0.231	0.107	0.10	2.42
5-2/SD12	a4	1.50	37	18	0.990	44	5.00	1.20	61.61	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD12	a4	3.00	19	18	0.979	44	5.00	1.20	31.82	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD12	a4 / H1b	4.50	22	18	0.969	28	4.56	1.14	28.21	0.377	1.93	0.728	0.107	#N/D	#N/D

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
5-2/SD12	H1b	5.70	13	18	0.960	28	4.56	1.14	18.85	0.202	1.93	0.389	0.107	0.07	5.49
5-2/SD12	H1b	8.70	20	18	0.928	47	5.00	1.20	25.70	0.306	1.93	0.591	0.107	0.09	6.75
5-2/SD12	H1b / H2	10.30	33	18	0.899	47	5.00	1.20	39.16	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD12	H2	13.30	17	18	0.817	60	5.00	1.20	21.18	0.231	1.93	0.445	0.107	0.09	4.69
5-2/SD12	H2	14.80	55	18	0.767	23	4.06	1.10	50.30	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD12	H2	17.80	40	18	0.673	23	4.06	1.10	35.51	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD12	H2 / Qt1d	20.80	43	18	0.602	23	4.06	1.10	35.99	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD12	Qt1d	23.80	63	18	0.555	25	4.29	1.12	49.25	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD13	A4	1.50	21	18	0.990	33	4.88	1.18	36.46	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD13	A4	3.00	16	18	0.979	33	4.88	1.18	27.09	0.341	1.93	0.658	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD13	A4	4.50	19	18	0.969	33	4.88	1.18	26.05	0.314	1.93	0.607	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD13	H1b	6.00	11	18	0.958	63	5.00	1.20	17.66	0.188	1.93	0.363	0.107	0.07	4.95
5-2/SD13	H1b	9.00	17	18	0.923	22	3.93	1.09	20.70	0.224	1.93	0.433	0.107	0.09	4.87
5-2/SD13	H1b / H2	10.30	28	18	0.899	22	3.93	1.09	30.43	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
5-2/SD13	H2	13.30	18	18	0.817	22	3.93	1.09	19.58	0.210	1.93	0.406	0.107	0.10	4.27
5-2/SD13	H2	14.80	51	18	0.767	41	5.00	1.20	51.90	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD13	H2 / Qt1d	17.80	46	18	0.673	19	3.43	1.07	38.79	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD13	Qt1d	20.80	29	18	0.602	56	5.00	1.20	28.54	0.390	1.93	0.753	0.107	0.09	8.71
5-2/SD13	Qt1d	23.80	40	18	0.555	19	3.43	1.07	30.95	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD13	Qt1d	26.80	100	18	0.524	19	3.43	1.07	69.00	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD13	Cv	31.20	31	18	0.500	31	4.77	1.16	25.45	0.301	1.93	0.581	0.107	0.08	7.19
5-2/SD14	a4	2.00	46	18	0.987	41	5.00	1.20	80.07	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD14	a4	3.00	21	18	0.979	10	0.87	1.02	31.87	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD14	a4 / H2	4.30	23	18	0.970	10	0.87	1.02	34.82	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD14	H2	5.80	24	18	0.959	15	2.50	1.05	37.17	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD14	H2	7.30	24	18	0.945	15	2.50	1.05	33.40	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD14	H2	8.80	31	18	0.926	15	2.50	1.05	40.77	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD14	H2	10.30	30	18	0.899	25	4.29	1.12	40.71	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
5-2/SD14	H2	12.30	7	18	0.848	25	4.29	1.12	12.07	0.132	1.93	0.254	0.107	0.13	1.96
5-2/SD14	H2	13.30	33	18	0.817	81	5.00	1.20	42.94	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD14	H2	14.80	32	18	0.767	11	1.21	1.03	31.04	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD14	H2	17.80	40	18	0.673	11	1.21	1.03	35.22	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD14	H2	20.80	27	18	0.602	11	1.21	1.03	22.49	0.249	1.93	0.481	0.107	0.10	4.62
5-2/SD14	H2	23.80	33	18	0.555	16	2.77	1.05	27.73	0.360	1.93	0.696	0.107	0.10	6.96
5-2/SD15	H2	1.50	37	18	0.990	65	5.00	1.20	61.61	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD15	H2	3.00	32	18	0.979	20	3.61	1.08	53.53	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD15	H2	4.50	36	18	0.969	24	4.18	1.11	53.79	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD15	H2	6.00	49	18	0.958	18	3.23	1.07	67.89	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD15	H2	7.50	24	18	0.943	17	3.01	1.06	31.65	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD15	H2	9.00	30	18	0.923	8	0.30	1.01	33.54	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-2/SD15	H2	10.50	10	18	0.894	27	4.48	1.13	16.03	0.171	1.93	0.329	0.107	0.12	2.68
5-2/SD15	H2	12.00	28	18	0.857	17	3.01	1.06	31.56	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
5-2/SD15	Qt1d	15.00	22	18	0.761	17	3.01	1.06	23.26	0.261	1.93	0.504	0.107	0.12	4.36
5-2/SD15	Qt1d	16.50	47	18	0.712	17	3.01	1.06	44.40	#N/D	1.93	#N/D	0.107	#N/D	#N/D
5-1/SD01	a4	1.50	10	18	0.990	46	5.00	1.20	20.30	0.219	1.93	0.423	0.107	#N/D	#N/D
5-1/SD01	a4	4.50	18	18	0.969	44	5.00	1.20	25.52	0.303	1.93	0.584	0.107	0.07	8.56
5-1/SD01	a4	6.00	11	18	0.958	44	5.00	1.20	18.05	0.192	1.93	0.371	0.107	0.08	4.76
5-1/SD01	Qt1d	9.00	17	18	0.923	40	5.00	1.20	23.87	0.271	1.93	0.523	0.107	0.09	5.65
5-1/SD01	Qt1d	10.85	12	18	0.886	40	5.00	1.20	17.55	0.187	1.93	0.361	0.107	0.10	3.73
5-1/SD01	Qt1d	12.00	15	18	0.857	40	5.00	1.20	20.13	0.217	1.93	0.419	0.107	0.10	4.26
5-1/SD01	Qt1d	13.50	17	18	0.811	13	1.80	1.04	15.99	0.170	1.93	0.328	0.107	0.10	3.38
5-1/SD01	Qt1d	15.00	20	18	0.761	13	1.89	1.04	17.98	0.192	1.93	0.370	0.107	0.10	3.87
5-1/SD01	Qt1d	17.00	20	18	0.696	27	4.48	1.13	21.22	0.231	1.93	0.446	0.107	0.09	4.82
5-1/SD01	Qt1d	18.50	16	18	0.654	13	1.89	1.04	13.78	0.148	1.93	0.286	0.107	0.09	3.22
5-1/SD01	Qt1d	21.00	22	18	0.598	30	4.71	1.15	22.05	0.243	1.93	0.469	0.107	0.09	5.44
5-1/SD01	Qt1d	25.00	24	18	0.541	13	1.89	1.04	17.72	0.189	1.93	0.364	0.107	0.08	4.44

Sondaggio	Formazione	Profondità [m da pc]	N _{SPT} (colpi/30 cm)	γ_n [kN/m ³]	rd	FC [%]	A	B	(N1) _{60cs}	CRR	MSF	CRR*MSF	a _{max} /g	CSR	FS (-)
5-1/SD02	α4	1.50	10	18	0.990	40	5.00	1.20	20.30	0.219	1.93	0.423	0.107	#N/D	#N/D
5-1/SD03	α4	1.50	16	18	0.990	50	5.00	1.20	29.48	0.435	1.93	0.840	0.107	#N/D	#N/D
5-1/SD04	α4	1.50	8	18	0.990	43	5.00	1.20	17.24	0.183	1.93	0.354	0.107	0.15	2.34

8. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

8.1 Generalità

I criteri d'interpretazione delle indagini geotecniche, descritti nei paragrafi seguenti, tengono conto del fatto che lungo il tracciato autostradale in esame si rinvengono depositi terrigeni olocenici (a4, H1a, H1a1, H1a2, H1a3, H1b, H2, H3a, H3b e H3c) e pleistocenici (Qt1d, Qt1e, Qt1j, Qt1k, Qt2, Qt3a), nonché formazioni litoidi paleoceniche/eoceniche (ACCa), cretacee/eoceniche (STO3) e triassiche (CV); nell'ambito di tali depositi sono stati effettuati (vedi il capitolo 4):

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove penetrometriche dinamiche SPT in foro;
- prove di permeabilità Lefranc in foro, a carico variabile o costante;
- prove geofisiche Cross-Hole e con cono sismico in foro attrezzato, per la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio v_s e di compressione v_p ;
- pozzetti stratigrafici con misura delle densità in sito e prove di carico su piastra;
- prove di laboratorio di classificazione, di resistenza e di deformabilità sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei fori di sondaggio e nei pozzetti.

Nel paragrafo 8.2 vengono descritti i criteri per la caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana grossa; il paragrafo 8.3 riguarda invece i terreni a grana fine ed il paragrafo 8.4 le formazioni "rocciose".

L'individuazione del tipo di terreno, e quindi la scelta del metodo di caratterizzazione geotecnica da utilizzarsi, viene fatta principalmente sulla base:

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

8.2 Materiali a grana grossa

Lungo il Lotto in oggetto i materiali a grana grossa sono essenzialmente costituiti da sabbie, sabbie limose e sabbie con limo (considerando tra i materiali a grana grossa le sabbie con limo caratterizzate da percentuali di fine, Limo + Argilla,

inferiori al 35%); localmente si sono incontrati livelli di sabbie con ghiaie e ghiaie con sabbie odve le percentuali di ghiaia possono risultare variabili tra il 25% ed il 60% (principalmente, ma non solo, all'interno dei depositi a4 ed H2).

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

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

- stato iniziale del deposito;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

8.2.1 Stato iniziale del deposito

Lo stato iniziale del deposito è definito 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 si faranno le seguenti ipotesi:

- I livelli prettamente sabbiosi non sono mai stati soggetti a pressioni litostatiche superiori a quelle attuali; essi verranno trattati pertanto come depositi normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo $k_0 = (1 - \sin \phi') = 0.4 \pm 0.5$.

Va rilevato che in tali depositi una leggera sovraconsolidazione potrebbe essere stata generata dai prelievi idrici ad uso agricolo ed industriale. Tuttavia le implicazioni connesse col considerare o non considerare gli effetti di tale leggera sovraconsolidazione risultano relativamente contenute e confinate

nell'ambito delle approssimazioni insite nell'interpretazione delle prove geotecniche in sito.

- I livelli di sabbie limose e sabbie con limo hanno subito storie desumibili dall'interpretazione delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati, in accordo a quanto riportato nel paragrafo 8.3.2.

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base dei risultati della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché delle risultanze degli studi di carattere idrogeologico. Come già anticipato, in questa sede, ai fini della caratterizzazione geotecnica si farà riferimento orientativamente ai livelli di falda indicati nella Tabella 5.1.

L'indice dei vuoti in sito (e_o) e la densità relativa (D_r) possono essere ricavate, con una certa approssimazione, dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT come riportato nel paragrafo 8.2.2.

Come noto, la densità relativa D_r è definita dal seguente rapporto:

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

essendo:

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 seguenti procedure:

- ASTM D4253 e D4254 per i materiali sabbiosi ([Doc.Rif.\[55\]](#) e [\[56\]](#));
- [Kokusho & Tanaka](#) per i materiali ghiaiosi ([Doc.Rif.\[75\]](#)).

8.2.2 Densità relativa D_r

In accordo con quanto indicato in [Skempton \(1986\)](#), la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate nella Tabella 8.1

σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota di esecuzione della prova SPT (kg/cm²)

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

$(K_o)_{nc}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)

$(K_o)_{sc}$ = $(K_o)_{nc} \cdot (GSC)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati (-)

GSC = grado di sovraconsolidazione meccanico (-)

Tabella 8.1: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27.5	27.5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43.3	21.7
Sabbie sovraconsolidate	27.5÷43.3	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$

In questa sede, ove non specificato espressamente, si assumeranno valori di A e B corrispondenti alle sabbie medie.

Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto, l'interpretazione geotecnica del dato sperimentale viene effettuata facendo riferimento ad un valore N_{SPT} calcolato come segue:

- $N_{SPT} = \frac{50}{a} \cdot 30$ se il rifiuto viene raggiunto nel primo tratto di 15 cm
- $N_{SPT} = \frac{50}{b} \cdot 30$ se il rifiuto viene raggiunto nel secondo tratto di 15 cm
- $N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{c} \cdot 15$ se il rifiuto viene raggiunto nel terzo tratto di 15 cm

essendo (a), (b) e (c) gli affondamenti misurati (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50, rispettivamente nel primo, secondo e terzo tratto di 15 cm.

Vengono inoltre scartati i valori (troppo bassi o troppo alti) che si scostano decisamente dalla linea di tendenza caratteristica per ciascuna formazione e/o tratta significativa.

8.2.3 Angolo di resistenza al taglio

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

$$\varphi' = \varphi_{cv}' + m \cdot DI$$

$$DI = D_r \cdot [Q - \ln(p_f')] - 1$$

essendo:

φ' = angolo di attrito di picco riferito a pressioni $\sigma_{ff}' = 272$ kPa (°)

Q = fattore che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle di sabbia (valore consigliato per particelle silicee = 10)

p_f' = $1.4 \cdot \sigma_{ff}'$ (vedi [Jamiokowski et al. 1988](#)) (kPa)

σ_{ff}' = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedi Tabella 8.2) (°)

D_r = densità relativa (-)

I valori dell'angolo di attrito φ_{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 8.3 (vedi ad esempio [Youd, 1972](#); [Stroud, 1988](#)).

Tabella 8.2: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m (-)
Tipo prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$)	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ($\sigma_2' \neq \sigma_3'$)	5
σ_2' = tensione principale efficace intermedia σ_3' = tensione principale efficace minore	

Tabella 8.3: Valori dell'angolo di attrito φ_{cv} per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

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

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

In questa sede l'interpretazione è stata effettuata in accordo con il metodo di Bolton (1986), assumendo:

$\varphi_{cv}' = 30^\circ$ per le sabbie

$\varphi_{cv}' = 35^\circ$ per le sabbie e ghiaie

m = 3

8.2.4 Deformabilità

8.2.4.1 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_{01}) e di Young (E_{01}), 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:

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (v_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m³

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0.15 ÷ 0.20

v_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s

La velocità delle onde di taglio v_s da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da [Ohta & Goto \(1978\)](#) (vedi anche [Baldi et al., 1989](#)); in base a tale correlazione vale quanto segue:

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

essendo:

$$C = 67.3$$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi Tabella 8.4)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi Tabella 8.5)

Tabella 8.4: Relazione di [Ohta e Goto, 1978](#) - Coefficiente f_A
(funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

Tabella 8.5: Relazione di [Ohta e Goto, 1978](#) - Coefficiente f_G
(funzione della composizione granulometrica del deposito)

f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1.45	1.15	1.14	1.09	1.07

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu') \quad (\text{kPa})$$

8.2.4.2 Moduli elastici “operativi”

Il comportamento dei terreni risulta non lineare; i moduli elastici operativi equivalenti 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 8.2.4.1;
- 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 nella Figura 8.1 e Figura 8.2.

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 al contorno 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_0 ; i valori di modulo suddetti sono associabili a deformazioni indotte rispettivamente pari a circa $1.0 \cdot 10^{-3} \div 5.0 \cdot 10^{-3}$;
- nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni i moduli di Young “operativi” E_{op2} sono pari a circa $1/5$ di quelli iniziali E_0 ; i valori di modulo suddetti sono associabili a fondazioni caratterizzate da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura > 3 e da cedimenti inferiori a $0.01 \cdot B$, essendo B la dimensione minore della fondazione;

- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi” E_{op3} sono pari a circa 1/10 di quelli iniziali E_0 oppure pari a quelli desumibili dalla correlazione empirica (Jamiolkowski et al., 1988):

$$E'_{25} = (10.5 - 3.5 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ MPa} \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$E'_{25} = (52.5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ MPa} \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

essendo:

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} .

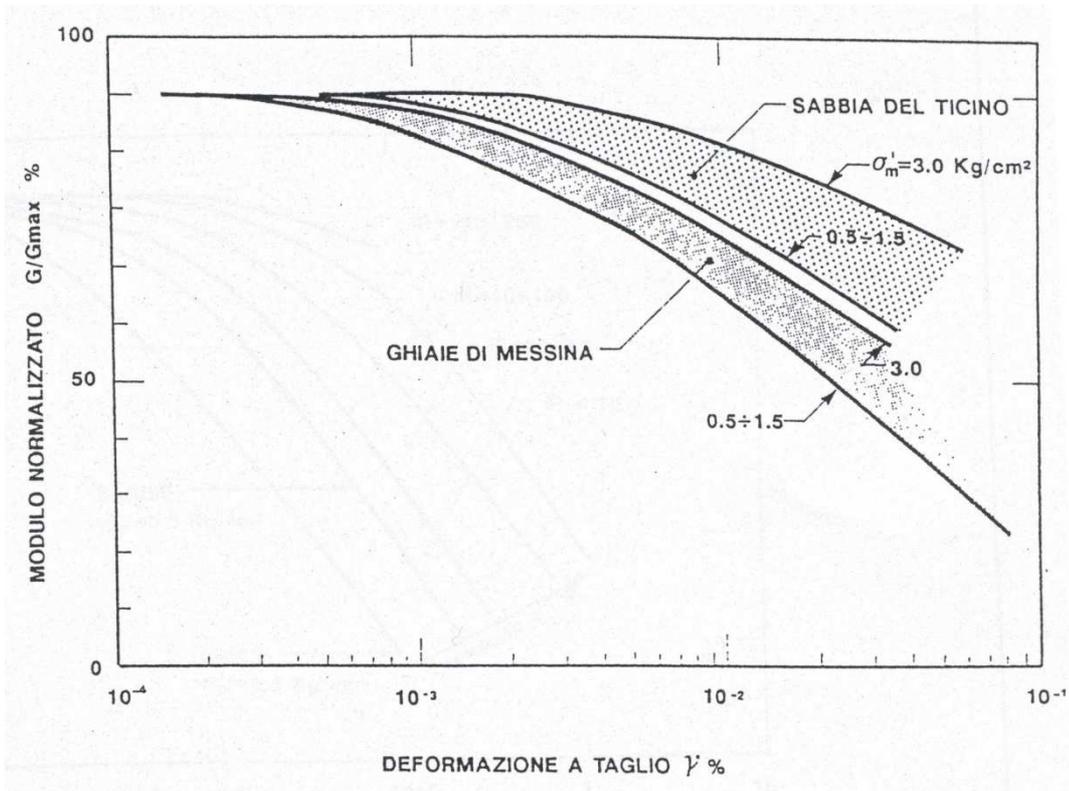


Figura 8.1: Degrado del modulo G per terreni incoerenti

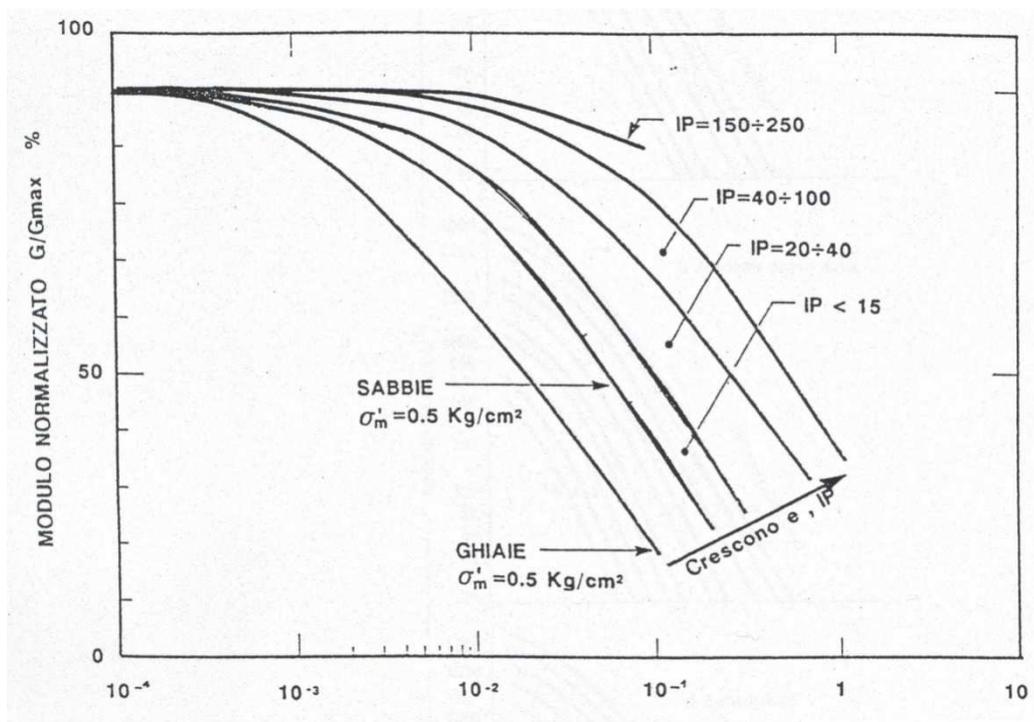


Figura 8.2: Degrado del modulo G per vari tipi di terreno

8.2.4.3 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:

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

essendo:

k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella Tabella 8.6 (vedi [Reese et al, 1974](#) e [Elson, 1984](#)) (kN/m^3)

z = profondità dal piano campagna originario.

Tabella 8.6: Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo [Reese et al. \(1974\)](#) (vedi anche [Elson \(1984\)](#))

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

8.2.4.4 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 seguenti metodologie (vedi [Sommerville, 1986](#)):

1. Utilizzo della Tabella 8.7.
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 8.3.

Tabella 8.7: Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

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

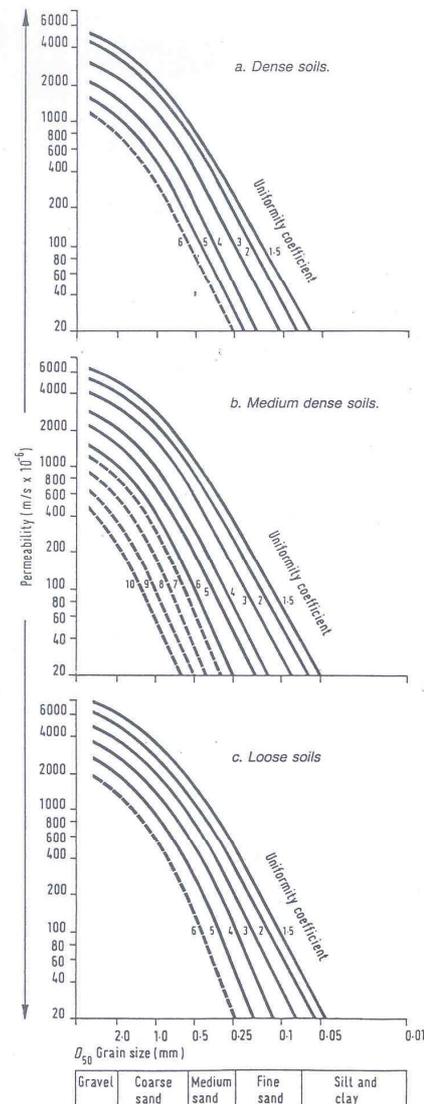


Figura 8.3: Coefficiente di permeabilità (k) in funzione del coefficiente di uniformità U ($U=D_{60}/D_{10}$) e del D_{50} (Sommerville, 1986)

8.3 Materiali a grana fine

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.

8.3.1 Classificazione

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

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

Oltre alla classificazione convenzionale, sarà considerata anche una classificazione basata su considerazioni legate alla posizione dello stato iniziale in sito, dato dall'indice dei vuoti (e_o), o da quello normalizzato corrispondente I_{v_o} , e dalla pressione verticale efficace geostatica (σ'_{v_o}), rispetto alla curva di compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{oed}) definita da [Burland \(1990\)](#); quest'ultima è data dalla seguente equazione:

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

dove:

σ'_v = pressione verticale efficace corrente in kPa

L'indice dei vuoti normalizzato I_v può essere calcolato con la seguente equazione:

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

essendo:

e^* = rapporto dei vuoti corrente del materiale ricostituito;

$e_{100}^* = 0.109 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3$ = rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace $\sigma'_v = 100$ kPa

$$C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^* = 0.256 \cdot e_L - 0,04$$

e^*_{1000} = rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace $\sigma'_v = 1000$ kPa

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

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

$$I_{vo} = \frac{e_o - e^*_{100}}{C_c^*} = \text{indice dei vuoti iniziale normalizzato}$$

essendo:

e_o = rapporto dei vuoti iniziale del materiale.

Con riferimento anche a quanto indicato nella Figura 8.4 (vedi ad esempio anche [Nagaraj & Miura, 2001](#)) si ha che:

- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$ alla sinistra della curva ICL_{oed} (terreni tipo B1) sono da considerare sovraconsolidati meccanicamente; in aggiunta alla sovraconsolidazione meccanica, tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.
- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$ che cadono sulla curva ICL_{oed} (terreni tipo B2) sono da considerare normalmente consolidati; tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.
- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$ alla destra della curva ICL_{oed} (terreni tipo A) sono da considerare sottoconsolidati; essi possono risultare in equilibrio sotto l'azione delle forze di gravità unicamente grazie alla presenza di particolari microstrutture "metastabili", intese nel senso più generale come disposizione geometrica delle particelle e presenza di legami di cementazione (vedi ad esempio [Mitchell, 1976](#)).

In generale vale quanto segue:

1. I terreni tipo A, 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 (visco-plastiche) positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.
2. I terreni tipo B2, se dotati di legami di cementazione, possono avere comportamenti simili a quelli dei terreni di tipo A; in assenza di legami di cementazione hanno invece:
- 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);
 - 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. I terreni di tipo B1, non appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, hanno:
- un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci);
 - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche o visco-plastiche) negative (aumento dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali negative in condizioni non drenate.

Il comportamento fragile è accentuato se si è in presenza di legami di cementazione.

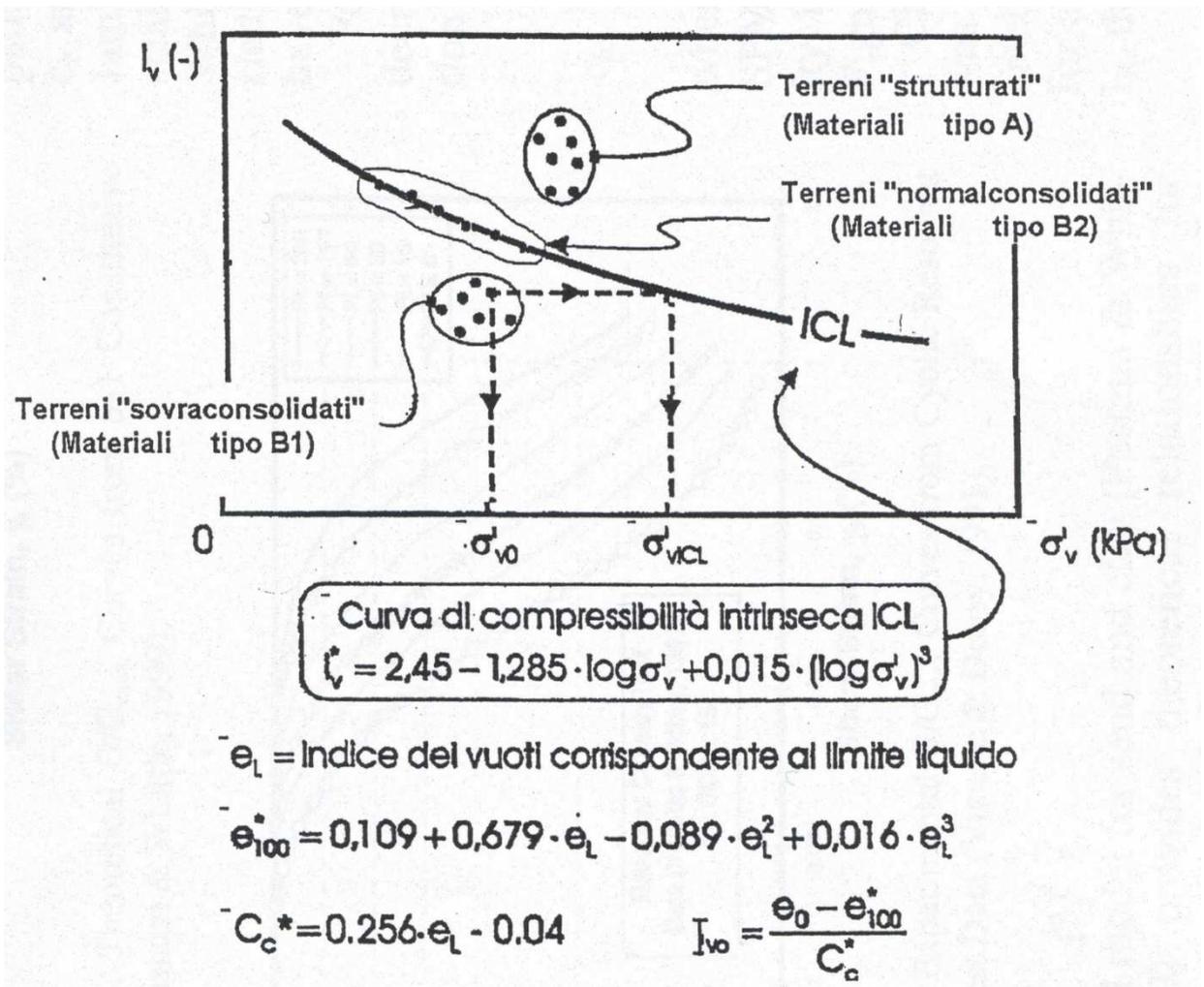


Figura 8.4: Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

8.3.2 Stato iniziale del deposito

La valutazione dello stato tensionale iniziale sarà 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 B1, di cui al paragrafo 8.3.1, lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ($GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$) desumibili dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande.

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

$$k_o = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{GSC}$$

essendo:

σ_{vo}' = tensione verticale efficace geostatica

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

φ' = angolo di attrito.

Nel caso dei terreni tipo B2 e tipo A la pressione di preconsolidazione $\sigma_{vp}' > \sigma_{vo}'$, determinabile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande, non rappresenta né la tensione verticale massima (σ_{vmax}') subita dal deposito né la tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili visco-plastiche (σ_{vy}'); inoltre il grado di sovraconsolidazione OCR (definito convenzionalmente come $\sigma_{vp}' / \sigma_{vo}'$) 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:

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

- la pressione σ_{vy}' verrà stimata sulla base della seguente equazione (vedi [Bjerrum, 1967, Rocchi et al., 2003](#)):

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

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

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

8.3.3 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni limoso-argillosi saturi sarà valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Come noto la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si farà riferimento a valori di c_u corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a percorsi di carico caratteristici di prove triassiali di compressione e carico.

8.3.3.1 Prove di laboratorio

In questa sede si farà riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di compressione e carico (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati, saturi, con il presupposto che tali campioni abbiano preservato la gran parte delle tensioni di consolidazione geostatiche.

8.3.3.2 Valutazione di c_u da prove SPT

Nel caso dei terreni limoso-argillosi a grana fine poco compatti la resistenza al taglio non drenata, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, verrà stimata sulla base di correlazioni empiriche tipo quelle riportate nella Figura 8.5 (NAVFAC, 1971). Nel caso di terreni a grana fine compatti, la resistenza al taglio non drenata c_u , associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle

tensioni efficaci geostatiche, sarà stimata adottando la correlazione empirica proposta da [Stroud \(1974\)](#) (vedi anche [Clayton, 1995](#)). In base a tale correlazione risulta quanto segue (vedi anche Figura 8.5):

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

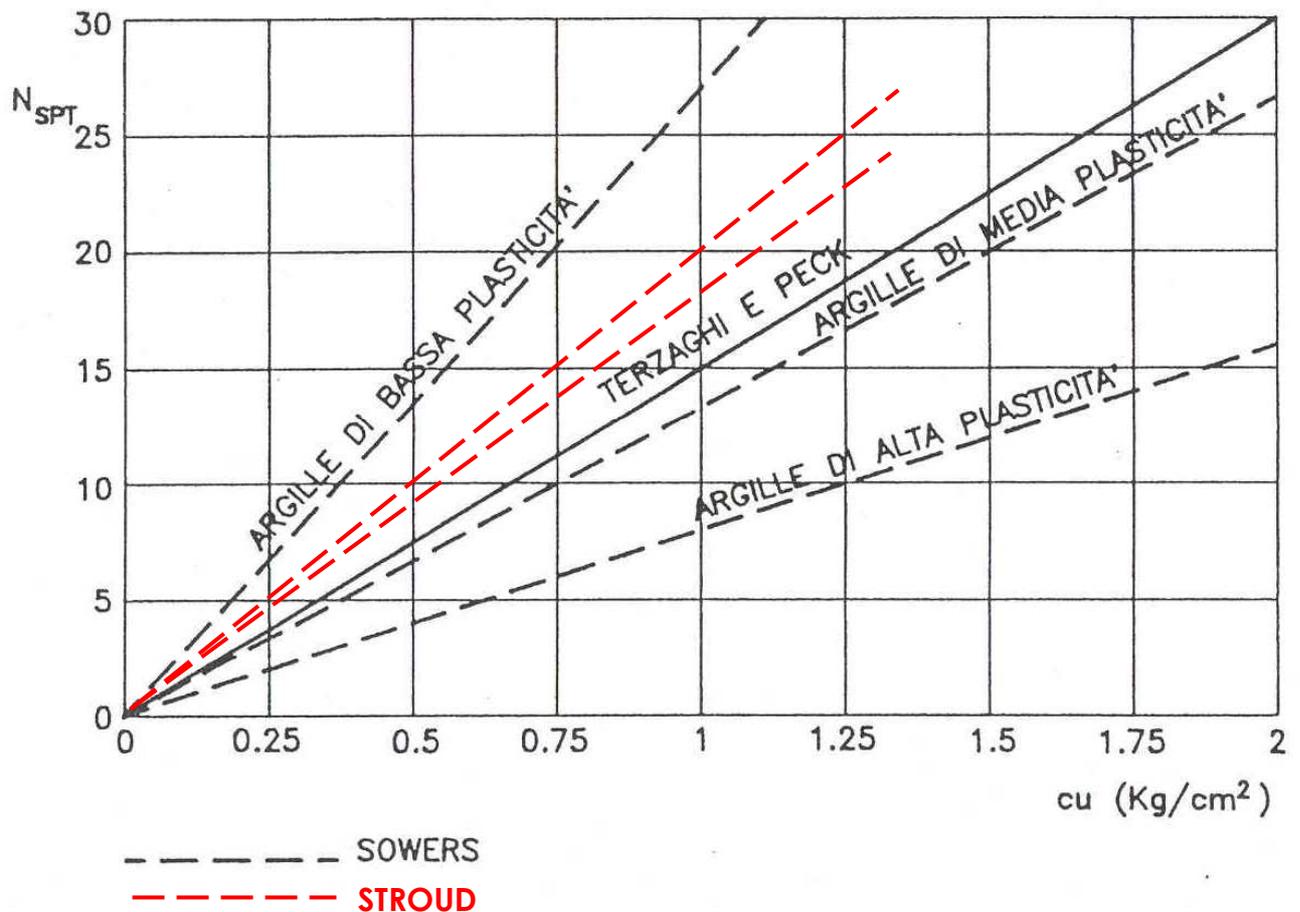


Figura 8.5: Correlazione N_{SPT} - c_u ([Navfac, 1971](#) e [Stroud, 1974](#))

8.3.4 Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

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

8.3.5 Deformabilità

8.3.5.1 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_{01}) e di Young (E_{01}) iniziali, 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:

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (v_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0.15 ÷ 0.20

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio v_s può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche Cross-Hole; in assenza di misure dirette della velocità v_s si può comunque ricorrere alla correlazione di [Ohta e Goto \(1978\)](#) (vedi paragrafo 8.2.4), assumendo $f_G = 1.00$.

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

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

8.3.5.2 Moduli elastici "operativi" in condizioni drenate

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

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

1. Caso di opere di sostegno e di fondazione su terreni sovraconsolidati meccanicamente (terreni tipo B1) con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'interno della superficie di plasticizzazione intrinseca del materiale.

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

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 8.3.5.1.
- le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto.

Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da [Vucetic & Dobry \(1991\)](#), sono riportate nella Figura 8.6.

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

2. Caso di opere di sostegno e di fondazioni su terreni tipo B2 ed A con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'esterno della superficie di plasticizzazione del terreno naturale definita dalla pressione di plasticizzazione σ_{vy}' .

Nelle analisi geotecniche si farà necessariamente riferimento a modelli costitutivi elasto-plastici e/o elasto-visco-plastici ed 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 ($c_{\alpha\epsilon}$).

Per gli strati a grana fine tipo B1 e B2 (vedi Figura 8.4), qualora non fossero disponibili prove udometriche, gli indici di compressione (c_c e c_r) e di consolidazione secondaria (c_{α}), tutti parametri definiti in termini di variazione dell'indice dei vuoti, verranno stimati in questa fase progettuale sulla base delle seguenti espressioni:

- $c_c = 0.009 \cdot (LL-10)$ 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)
- $c_r = 0.2 \cdot c_c$
- $c_\alpha = (0.04 \pm 0.01) \cdot c_c$ argille inorganiche (Mesri e Choi, 1985)
- $c_\alpha = (0.05 \pm 0.01) \cdot c_c$ argille organiche (Mesri e Choi, 1985)

In sede di Progetto Esecutivo i valori ricavati in accordo alle espressioni di cui sopra dovranno essere verificati attraverso l'esecuzione di prove edometriche su campioni indisturbati che verranno prelevati dai sondaggi della campagna di indagine integrativa.

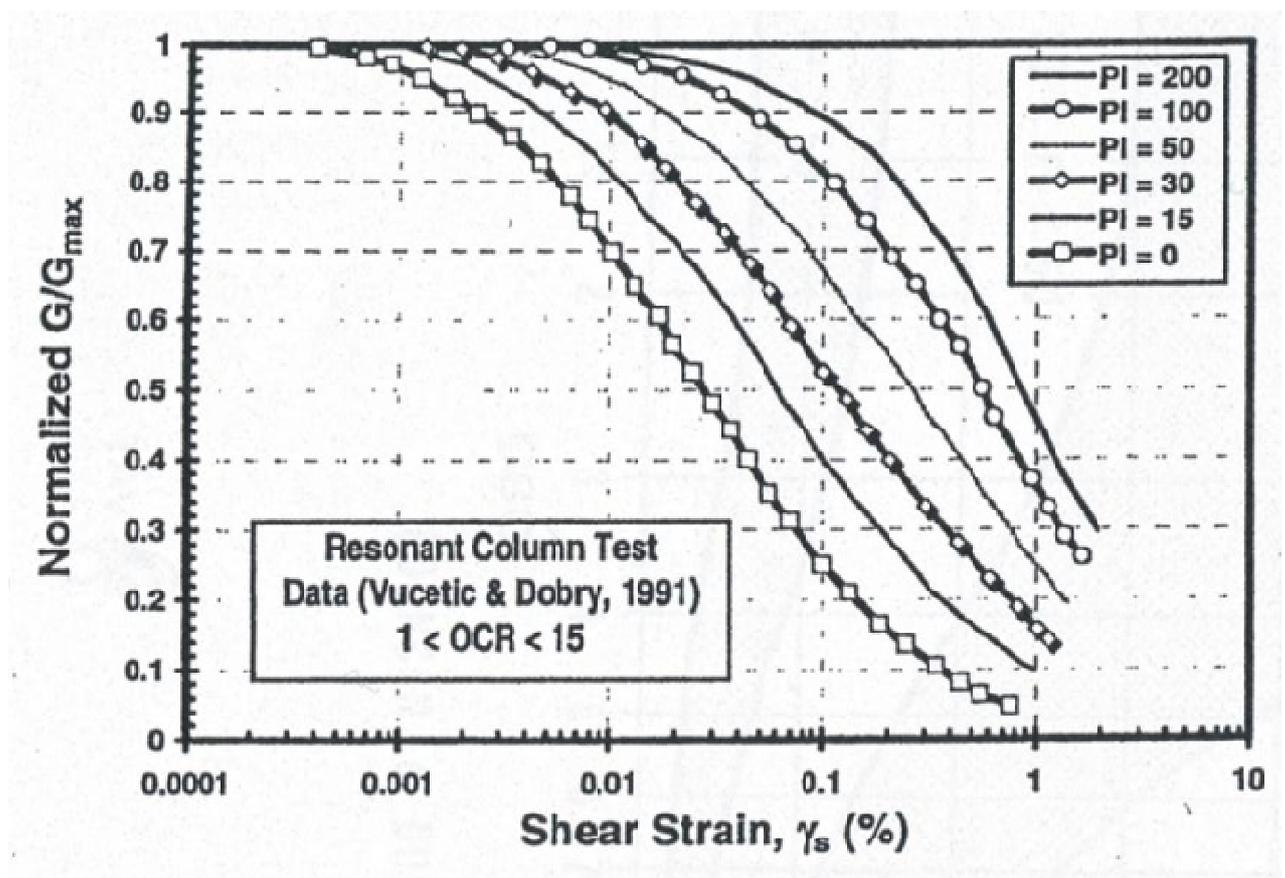


Figura 8.6: Curve sperimentali del rapporto G/G_{max} da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

8.3.5.3 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 (vedi ad esempio [Elson \(1984\)](#)):

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

essendo:

c_u = resistenza al taglio non drenata determinata secondo i criteri di cui al paragrafo 8.3.3.

8.3.5.4 Coefficienti di permeabilità e di consolidazione primaria

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

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](#)):

$$\log k = \log k_o - \frac{e_o - e}{C_k}$$

essendo:

k = coefficiente di permeabilità corrente

k_o = coefficiente di permeabilità corrispondente all'indice dei vuoti iniziale e_o

e = indice dei vuoti corrente

$$C_k \approx 0.5 \cdot e_o$$

e_o = indice dei vuoti iniziale

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

terreni tipo A (vedi Figura 8.4) 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 dalle seguenti correlazioni empiriche:

➤ [Rocchi, 2003](#):

$$\log \frac{e}{e_L} = 1.22 + 0.19 \cdot \log k_v$$

ossia:

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

essendo:

e = indice dei vuoti corrente

e_L = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido

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

➤ [Feng, 1991](#):

$$k_{v,o} = 6.54 \cdot 10^{-11} \cdot \left(\frac{e_o \cdot \frac{A}{IP}}{A+1} \right)^4 \text{ m/s}$$

essendo:

e_0 = indice dei vuoti iniziale

$A = IP/CA =$ attività

$CA =$ contenuto di argilla

$IP =$ indice di plasticità

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 di laboratorio (edometri).

8.4 Formazioni rocciose

8.4.1 Generalità

La caratterizzazione geotecnica delle formazioni rocciose verrà fatta facendo tendenzialmente riferimento alla classificazione dell'ammasso roccioso proposta da Bieniawski (1989), allo schema concettuale di mezzo continuo (omogeneo o stratificato) e ai criteri di rottura proposti e aggiornati da [Hoek & Brown](#) a partire dal 1980.

In particolare:

1. Il parametro **RMR** "Rock Mass Rating" verrà stimato sulla base di quanto descritto nel paragrafo 8.4.2; il parametro **GSI** (Geological Strength Index) verrà valutato con la seguente espressione (vedi [Sjoberg, 1997](#)):

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

2. L'inviluppo delle resistenze dell'ammasso roccioso in condizioni "undisturbed" o "disturbed" verrà valutato sulla base di quanto riportato in [Brown & Hoek \(1988\)](#), [Hoek & Brown \(1988\)](#), [Hoek, Kaiser & Bawden \(1995\)](#), [Hoek et al \(2002\)](#) (vedi il paragrafo 8.4.3).
3. Le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso verranno stimate sulla base di quanto riportato nel paragrafo 8.4.4.

8.4.2 Valutazione del parametro RMR_{89}

Per ogni litotipo il parametro RMR_{89} viene stimato in accordo a quanto proposto in Bieniawski (1989), ovvero come somma dei seguenti 8 indici (I1→I8):

- Resistenza alla compressione semplice della roccia intatta **(I1)**

σ_c (MPa)	I1
> 250	15
100÷250	12
50÷100	7
25÷50	4
5÷25	2
1÷5	1
< 1	0

- Qualità della roccia RQD **(I2)**

RQD (%)	I2
90÷100	20
75÷90	17
50÷75	13
25÷50	8
< 25	3

- Spaziatura delle discontinuità **(I3)**

S	I3
> 2 m	20
600 mm÷2 m	15
200 mm÷600 mm	10
60 mm÷200 mm	8
< 60 mm	4

- Lunghezza delle discontinuità **(14)**

L	14
< 1 m	6
1 m÷3 m	4
3 m÷10 m	2
10 m÷20 m	1
> 20 m	0

- Apertura delle discontinuità **(15)**

H	15
0 mm	6
> 0.1 mm	5
0.1 mm÷1 mm	4
1 mm÷5 mm	1
> 5 mm	0

- Condizioni delle superfici di discontinuità in termini di scabrezza **(16)**

Descrizione	16
Molto rugose	6
Rugose	5
Poco rugose	3
Ondulate	1
Lisce	0

- Caratteristiche del riempimento delle discontinuità **(17)**

Descrizione – spessore	17
Assente	6
Compatto – < 5 mm	4
Compatto – > 5 mm	2
Tenero – < 5 mm	2
Tenero – > 5 mm	0

- Condizioni delle superfici di discontinuità in termini di alterazione **(18)**

Descrizione	18
Non alterate	6
Poco alterate	4
Alterate	2
Molto alterate	2
Decomposte	0

Tendenzialmente nella valutazione di RMR_{189} :

- Non si terrà conto dell'indice che descrive qualitativamente l'orientamento più o meno favorevole delle discontinuità (incluse quelle dovute alla stratificazione) rispetto alle opere da realizzare; ove rilevante/possibile tale aspetto verrà messo in conto nella definizione del modello geometrico da utilizzare nelle analisi di progetto.
- L'indice legato alla presenza dell'acqua verrà assunto pari a quello associabile a condizioni "dry". Gli effetti della presenza dell'acqua verranno messi in conto nella definizione del modello geotecnico da utilizzare nelle analisi di progetto.

8.4.3 Criteri di rottura

In accordo a quanto riportato in [Brown & Hoek \(1988\)](#), [Hoek & Brown \(1988\)](#) e [Hoek, Kaiser & Bawden \(1995\)](#) (vedi anche [Sjoberg, 1997](#), [Hoek et al., 2002](#)) l'ammasso roccioso verrà descritto per ogni litotipo dal seguente criterio di rottura:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

essendo:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14 \cdot D}}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}}$$

D = coefficiente di disturbo

D = 0 per "undisturbed rock masses"

D = 1 per "disturbed rock masses"

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)$$

$$GSI = RMR'_{89} - 5$$

RMR'89 = vedi il paragrafo 8.4.2

m_i = coefficiente relativo alla roccia intatta

σ_1' = tensione principale efficace maggiore

σ_3' = tensione principale efficace minore

σ_c = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta.

Nell'applicazione del criterio di rottura sopra riportato valgono le seguenti precisazioni:

1. In generale, per ogni litotipo il coefficiente m_i verrà valutato sulla base dei risultati di prove triassiali su provini di roccia intatta e di un criterio di rottura analogo a quello dell'ammasso roccioso, con GSI = 100, ossia

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_i \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^{0.5}$$

In mancanza di dati sperimentali si farà riferimento a quanto riportato nella Tabella 8.8.

Tabella 8.8: Coefficiente m_i relativo alla roccia intatta (Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

Table 8.3: Values of the constant m_i for intact rock, by rock group. Note that values in parenthesis are estimates.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Course	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19	Siltstone 9	Claystone 4
			← Greywacke (18) →			
	Non-Clastic	Organic	← Chalk 7 →			
			← Coal (8-21) →			
	Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8		
	Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13		
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists (10)	Phyllites (10)	Slate 9
IGNEOUS	Light		Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
	Dark		Diorite (28)		Andesite 19	
			Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalt (17)	
	Norite 22					
	Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

*These values are for intact rock specimens tested normal to foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a foliation plane (Hoek, 1983).

- L'applicazione di criteri di rottura analoghi per la roccia intatta e per l'ammasso roccioso, ove l'unica differenza è rappresentata dal valore di GSI, implica che, per $m_i = 10$, il rapporto tra la resistenza a trazione e la resistenza a compressione semplice della roccia intatta, è pari a $\cong 1/m_i$.
- In presenza di ammassi rocciosi caratterizzati da marcata eterogeneità, ovvero da alternanza di strati competenti e di strati con caratteristiche geotecniche più scadenti, il valore di GSI valutato sulla base di RMR_{89} verrà messo a confronto anche con quello stimabile sulla base della carta proposta da Hoek et al. (1998) e da Marinos & Hoek (2000) per formazioni flyshoidi (vedi la Figura 8.7).

Alla resistenza alla compressione semplice σ_c ed al coefficiente m_i della roccia intatta verranno inoltre assegnati valori "pesati" in base a quanto riportato nella Tabella 8.9.

Tabella 8.9: Ammassi rocciosi eterogenei – Criteri di valutazione di σ_c e di m_i
(Hoek et al., 1998; Marinos & Hoek, 2000)

Tipo di ammasso	Criterio di valutazione di σ_c e di m_i
A e B	Valori relativi al litotipo più competente
C	Valori del litotipo più competente ridotti del 20% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
D e E	Valori del litotipo più competente ridotti del 40% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
F	Valori del litotipo più competente ridotti del 60% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
G	Valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
H	Valori del litotipo di caratteristiche più scadenti

4. In accordo a [Sjoberg \(1997\)](#), ai termini "undisturbed" e "disturbed" verrà attribuito un significato legato anche alle modalità di utilizzo dei parametri di resistenza nelle analisi ingegneristiche; in particolare:

- Il criterio di rottura relativo alle "undisturbed rock masses" rappresenta la resistenza di picco dell'ammasso roccioso quando esso si trova in condizioni di pre-rottura.
- Il criterio di rottura relativo alle "disturbed rock masses" rappresenta la resistenza media disponibile lungo superfici di scivolamento critiche in condizioni di incipiente rottura; ricorrendo a terminologie proprie della meccanica dei terreni tale resistenza può essere denominata "softened".

Sotto tali presupposti, nei casi rappresentati da situazioni non caratterizzate da superfici di scivolamento di dissesti pregressi, si opererà come segue:

- In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura eseguite con metodi ove non è possibile riprodurre il comportamento "strain softening" si farà riferimento ai parametri dell'ammasso relativi alle condizioni "disturbed";

- In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura condotte con metodi in grado di riprodurre la caduta di resistenza tra condizioni di picco e condizioni "softened" verranno presi come riferimento sia il criterio di rottura relativo alle condizioni "undisturbed" che quello relativo alle condizioni "disturbed". Verranno inoltre ipotizzate diverse leggi di degrado dei parametri di resistenza, fra cui quella che contempla una repentina caduta di resistenza dalle condizioni di picco a quelle "softened".
5. I criteri di rottura espressi in termini di tensioni efficaci principali σ_1' e σ_3' possono essere trasformati in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' . A tale proposito valgono le seguenti equazioni:

$$\frac{\delta\sigma_1'}{\delta\sigma_3'} = 1 + a \cdot m_b \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^{a-1}$$

$$\sigma_n' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} - \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \cdot \frac{\frac{\delta\sigma_1'}{\delta\sigma_3'} - 1}{\frac{\delta\sigma_1'}{\delta\sigma_3'} + 1}$$

$$\tau = (\sigma_1' - \sigma_3') \cdot \frac{\sqrt{\frac{\delta\sigma_1'}{\delta\sigma_3'}}}{\frac{\delta\sigma_1'}{\delta\sigma_3'} + 1}$$

6. L'inviluppo di rottura in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' verrà interrotto per valori di σ_n' negativi (trazione) inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di σ_n' negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa ("tension cut off").

8.4.4 Caratteristiche di deformabilità

8.4.4.1 Moduli iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_{01}) e di Young (E_{01}) iniziali, 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:

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

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

ν' = rapporto di Poisson del terreno = $0.15 \div 0.20$

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 dalle prove geofisiche in foro (down hole e cross hole).

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_o'} \right)^{0.3} \quad (\text{kPa})$$

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

8.4.4.2 Moduli "operativi"

I moduli di Young "operativi" E_{op} dell'ammasso roccioso, utilizzabili in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, possono essere

stimati sulla base delle seguenti espressioni (Bieniawski, 1978; Serafim & Pereira, 1983; Hoek et al., 2002):

$$E_{op} = 2000 \cdot GSI - 100000 \quad \text{per } GSI > 55$$

$$E_{op} = 1000 \cdot \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40} \quad \text{per } 10 < GSI < 50 \text{ e per } \sigma_c < 100 \text{ MPa.}$$

essendo:

D = coefficiente di disturbo, variabile tra 0 e 1.

Ove non diversamente specificato nel caso dei fronti di scavo (sostenuti e non) e di fondazioni dirette verranno adottati, dal lato della sicurezza, i seguenti valori di D:

- Fondazioni dirette, rilevati, fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo $\Rightarrow D = 1$;
- Fondazioni a pozzo e fronti di scavo sostenuti in modo attivo $\Rightarrow D = 0.5$.

I moduli valutati con le espressioni sopra indicate si intenderanno riferiti alle tensioni efficaci geostatiche; quelli relativi alle tensioni efficaci correnti verranno scalati utilizzando le stesse espressioni indicate per i moduli iniziali.

Table 12. GSI estimates for heterogeneous rock masses such as flysch.

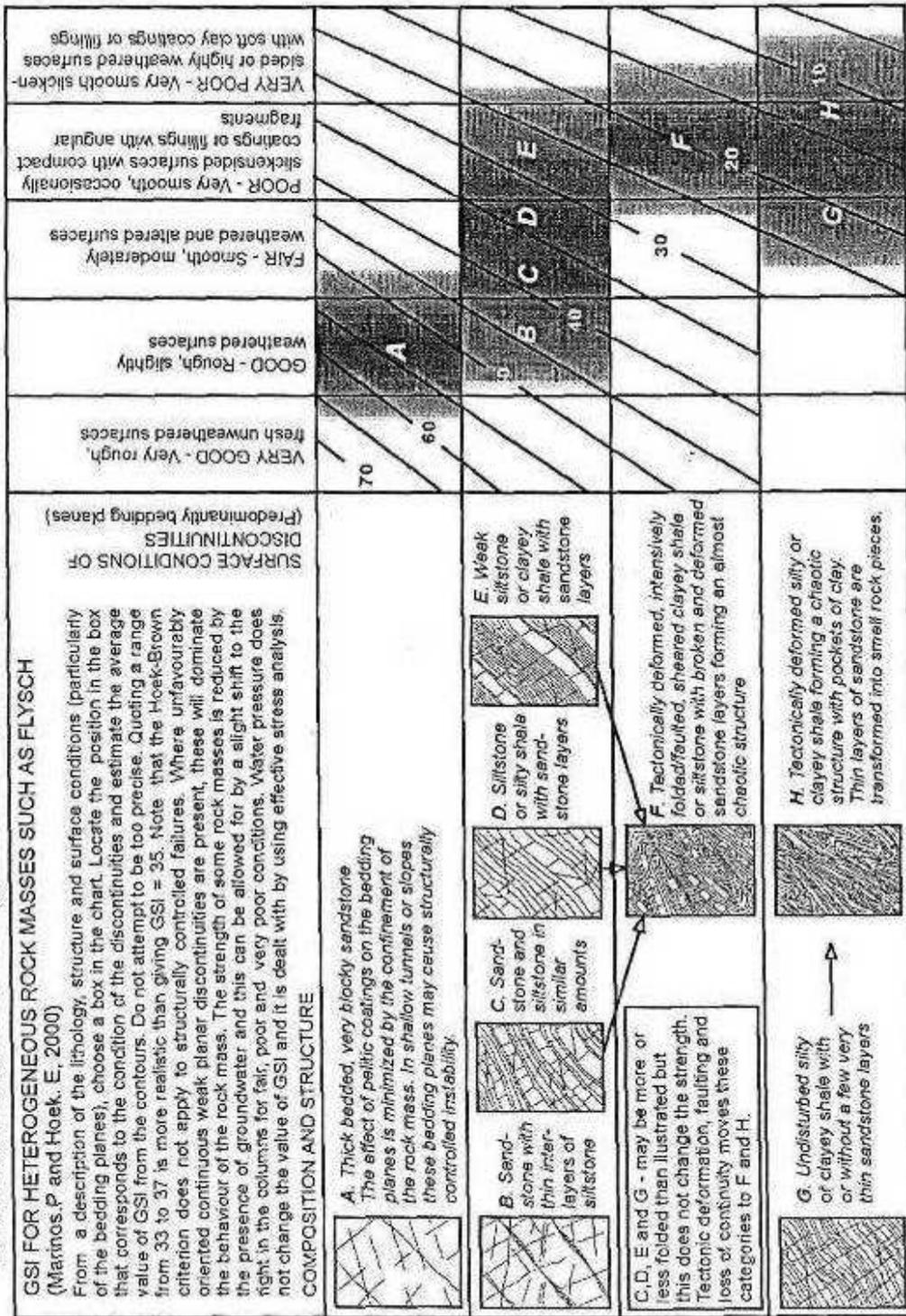


Figura 8.7: Classificazione di ammassi rocciosi flyschoidi
Marinos & Hoek (2002)

9. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il presente capitolo riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni individuate lungo il tratto autostradale in esame, basata sui risultati:

- degli studi geologici e geomorfologici (Doc.Rif.[1], [2], [3], [4], [5] e [6]);
- dei profili longitudinali geotecnici (Doc.Rif.[7]);
- delle indagini geognostiche eseguite (Doc.Rif.[10], [11], [12], [13], [14], [15], [16], [17], [18], [19], [20], [21], [22], [23] e [24]);
- dell'interpretazione delle indagini in accordo ai criteri descritti nel capitolo 8.

9.1 Unità geotecniche

Si è ritenuto opportuno in questa sede identificare le formazioni geotecniche con quelle geologiche, evidenziando all'interno di esse, in presenza di alternanze di strati a grana fine e strati a grana grossa, la differenza di comportamento dei due tipi di materiale. In relazione a quanto sopra le formazioni geotecniche hanno mantenuto la stessa denominazione di quelle geologiche.

Le formazioni geologico-geotecniche individuate lungo il tracciato sono le seguenti:

Formazioni pleistoceniche

Depositi aventi un comportamento geotecnico del tipo "terreno a grana grossa"

- **Qt1e** → geologicamente ascrivibile a depositi eolici (dune) risalenti al Pleistocene superiore. Tale formazione è segnalata a fine Lotto, in un tratto dove non sono stati eseguiti sondaggi e/o prove geognostiche; poiché tale formazione continua anche per i primi 2 Km. ca. del successivo Lotto 5A, i parametri di caratterizzazione geotecnica sono stati assunti pari a quelli determinati per tale formazione lungo il Lotto 5A. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie, sabbie limose o limoso-argillose, generalmente debolmente ghiaiose; in alcuni casi (molto localizzati) si rinvencono anche sabbie con limi o sabbie con ghiaie.

I sondaggi del Lotto 5A hanno evidenziato inoltre la presenza di clasti arenacei, localmente anche diffusi, di dimensioni pluricentriche (D_{max}=7÷8 cm da evidenze di carotaggio) e livelli decimetrici di arenaria fine o di sabbie parzialmente cementate; le dimensioni degli elementi sopra descritti (clasti e livelli arenacei) possono risultare condizionate dalle operazioni di carotaggio e quindi potrebbero rinvenirsi, durante gli scavi, anche in dimensioni e per estensioni laterali e verticali superiori.

- **Qt1j** → geologicamente ascrivibile a depositi fluviali (paleo alveo del Fiume Albegna ?). Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie medio-grossolane e ghiaia. La formazione in oggetto è stata rinvenuta solamente, per 6 m ca. di profondità, durante la perforazione del sondaggio 4/1-SD27. Non essendo per essa disponibili informazioni geotecniche specifiche non verrà trattata nel seguito del documento; cautelativamente per tale formazione potranno essere adottati in questa fase progettuale i parametri geotecnici dei livelli sabbiosi della formazione Qt1k.
- **Qt2** → geologicamente ascrivibile a depositi marino-costieri risalenti al Pleistocene medio-inferiore. Sulla base delle evidenze geologiche, dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie, sabbie limose o limoso-argillose (talora debolmente cementate), con ghiaia o ghiaiose; non si può tuttavia escludere il rinvenimento locale di livelli di sabbie con limi, limi sabbiosi e argille limose. A luoghi sono presenti frammenti di malacofauna. Sulla base di quanto riscontrato nei sondaggi del Lotto 5A, tenuto conto anche che i sondaggi di questo Lotto hanno intercettato solo parzialmente la formazione in oggetto, non si può escludere il rinvenimento di clasti arenacei anche di dimensioni pluricentriche e/o livelli di arenaria fine o litoide.
- **Qt3a** → geologicamente ascrivibile a depositi costieri (palustri ?) del pleistocene superiore (?). Sulla base delle informazioni geologiche e delle evidenze dei carotaggi, si tratta di sabbie fini limose. La formazione in oggetto è stata intercettata solamente negli ultimi due metri circa dal sondaggio

5/2-SD4Bis; non essendo per essa disponibili informazioni geotecniche specifiche non verrà trattata nel seguito del documento; per tale formazione potranno essere adottati in questa fase progettuale i parametri geotecnici dei livelli sabbiosi della formazione Qt2.

Depositi aventi un comportamento geotecnico del tipo "terreno a grana fine"

- **Qt1d** → geologicamente ascrivibile a depositi fluviali risalenti al Pleistocene superiore. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da limi con argilla e/o sabbia, intercalati a livelli sabbioso-limosi e rari livelli sabbioso-ghiaiosi (ghiaie sotto forma di clasti tondeggianti millimetrici o centimetrici).
- **Qt1k** → geologicamente ascrivibile a depositi palustro-lagunari. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da argille ed argille limose, con qualche livello sabbioso; è segnalata la presenza di resti vegetali, sostanza organica e malacofauna.

Formazioni oloceniche

Depositi aventi un comportamento geotecnico del tipo "terreno a grana grossa"

- **H1a2** → geologicamente ascrivibile a depositi marini (spiaggia ?). Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie fini talora cementate e sabbie limose; presenza di malacofauna.
- **H1a3** → geologicamente ascrivibile a depositi eolici (duna). Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie e sabbie limose, talora cementate. La formazione in oggetto è stata intercettata dal solo sondaggio 4/1-SD19 per uno spessore di 6 m ca.; non essendo per essa disponibili informazioni geotecniche specifiche non verrà trattata nel seguito del documento; per essa potranno essere adottati in questa fase progettuale i parametri geotecnici dei livelli sabbiosi della formazione H1a2.

- **H2** → geologicamente ascrivibile a depositi di spiaggia. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie e sabbie limose, talora con livelletti cementati, e con subordinati livelli (anche metrici) limoso-argillosi; localmente presenza di malacofauna.
- **H3c** → geologicamente ascrivibile a depositi di spiaggia. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbia fine e media, sabbia limosa e subordinata argilla limosa; si possono rinvenire localmente livelli di argille con limi sabbiosi, elementi vegetali in decomposizione ed inclusioni torbose. Presenza di malacofauna.

Depositi aventi un comportamento geotecnico del tipo "terreno a grana fine"

- **H3a** → geologicamente ascrivibile a depositi lagunari. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da argille con limi, argille limose, limi argillosi debolmente sabbiosi, talora in fitte alternanze, con inclusioni di resti vegetali e locale presenza di malacofauna di ambiente salmastro.
- **H3b** → geologicamente ascrivibile a depositi di ambiente deltizio. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da alternanze di limi sabbiosi e sabbie limose con locali livelli di argilla con limo debolmente sabbioso.
- **H1a** → geologicamente ascrivibile a depositi lagunari. I depositi in oggetto risultano costituiti da argille limose, limi argillosi debolmente sabbiosi, di colori bruni e grigi, con possibili intercalazioni di livelli sabbioso-limosi. Presenza locale di malacofauna di ambiente salmastro e resti vegetali.
- **H1a1** → geologicamente ascrivibile a depositi palustri. I depositi in oggetto risultano costituiti da argille con limo, limi argillosi e limi sabbiosi, talora con

presenza di elementi vegetali, con subordinate sabbie fini limose talora con clasti arrotondati eterogenei e ghiaie.

- **H1b** → geologicamente ascrivibile a depositi fluviali risalenti all'Olocene. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie, sabbie fini limose, limi sabbiosi, limi argillosi e limi con argilla, talora con clasti arrotondati eterogenei millimetrici e ghiaie.
- **a4** → geologicamente ascrivibile a depositi eluvio-colluviali. I depositi in oggetto risultano costituiti da limi, limi argillosi talora debolmente sabbiosi e sabbie spesso limose talora con ghiaie minute e clasti millimetrici eterogenei. Colori frequentemente rossastri.

Formazioni litoidi

- **ACCa** → geologicamente ascrivibile alle Unità Tettoniche Sub-Liguri - Argille e calcari di Canetolo, risalenti al Paleocene-Eocene. I depositi in oggetto risultano costituiti da un'alternanza di argilliti (prevalenti), siltiti e calcari micritici in strati per lo più sottili e medi.
- **STO3** → geologicamente ascrivibile alle Unità Tettoniche Toscane - Unità di Collelungo - Scaglia Toscana (membro delle Calcareniti di Montegrossi, calcareniti a nummuliti), risalente al Cretaceo superiore-Eocene inferiore. I depositi in oggetto risultano costituiti da calcari con noduli e liste di selce, grigi, stratificati con interstrati pelitici, bancate calcarenitiche grossolane a macroforaminiferi. Livelli di brecciole con clasti di quarzo e selce.
- **CV** → geologicamente ascrivibile alle Unità Tettoniche Toscane - Unità di Talamone - Calccare Cavernoso, risalente al Triassico. I depositi in oggetto risultano costituiti da calcari dolomitici dolomie nere stratificate o brecciate, calcari a "cellette", rari gessi. I fenomeni carsici interessano tutto l'ammasso portando ad una diffusa presenza di cavità di dimensioni estremamente variabili. Le porzioni alterate della formazione di presentano come brecce con

matrice di sabbia e limo, argille limoso sabbiose con clasti, sabbie limose e limi sabbiosi, dai colori rossastri.

9.2 Principali successioni stratigrafiche

La successione stratigrafica con cui si rinvergono le formazioni descritte al precedente paragrafo è variabile lungo il tracciato del lotto in oggetto; di seguito si riportano i principali profili stratigrafici rappresentativi, rimandando ai profili geologici per i dettagli relativi alle singole situazioni locali che possono interessare:

- Da inizio Lotto al Km.1+400 ca.

Si rinvergono nell'ordine: H1b(*) in spessori da 2 a 6 m ca. dal p.c.;

H1a in spessori da 7 a 10 m ca.;

Qt1d fino a massima profondità investigata.

() Al Km.0+200 ca., il sondaggio 4/1-SD3 evidenzia la presenza della formazione litoide ACCa a 3-6 m ca. di profondità dal p.c. locale; il limite di alterazione del substrato è segnalato intorno ai 4-8 m dal tetto della formazione litoide.*

- Dal Km.1+400 al Km.1+700 ca.

Si rinvergono nell'ordine: H1b / H1a / a4(*) in spessori da 9 a 11 m ca. dal p.c.;

Qt1d fino a massima profondità investigata.

() Le formazioni H1a e H1b vengono progressivamente sostituite dalla formazione a4; lo spessore indicato si riferisce alla somma degli spessori delle tre formazioni.*

- Dal Km.1+700 al Km.1+950 ca.

Si rinvergono nell'ordine: a4(*) in spessori da 17 a 0 m ca. dal p.c.;

ACCa fino a massima profondità investigata.

() Lo spessore della formazione a4 si riduce progressivamente fino ad annullarsi al Km.1+950 ca; il limite di alterazione del substrato ACCa è segnalato intorno ai 9-12 m dal tetto della formazione litoide.*

- Dal Km.1+950 al Km.2+500 ca.

Si rinvergono nell'ordine: ACCa(*) fino a massima profondità investigata.

() Il limite di alterazione del substrato ACCa varia da 3-5 m fino a 9-12 m dal p.c. locale (tetto della formazione litoide).*

- Dal Km.2+500 al Km.2+700 ca.

Si rinvencono nell'ordine: CV fino a massima profondità investigata.

- Dal Km.2+700 al Km.3+200 ca.

Si rinvencono nell'ordine: a4^(*) in spessori da 0 a 10 m ca. dal p.c.;

STO3 fino a massima profondità investigata.

() Considerata la morfologia dell'area lo spessore della formazione a4 potrebbe risultare molto variabile nell'ambito della fascia di lavoro; potrebbe anche risultare assente.*

- Dal Km.3+200 al Km.3+450 ca.

Si rinvencono nell'ordine: a4^(*) in spessori da 0 a 5 m ca. dal p.c.;

ACCa^(**) fino a massima profondità investigata.

() Considerata la morfologia dell'area lo spessore della formazione a4 potrebbe risultare molto variabile nell'ambito della fascia di lavoro; potrebbe anche risultare assente.*

*(**) Il limite di alterazione del substrato ACCa varia da 2 a 4-6 m dal tetto della formazione litoide.*

- Dal Km.3+450 al Km.3+650 ca.

Si rinvencono nell'ordine: a4^(*) in spessori da 0 a 5 m ca. dal p.c.;

H2 in spessori da 0 a 11-12 m ca.;

ACCa/STO3 fino a massima profondità investigata.

() Considerata la morfologia dell'area lo spessore della formazione a4 potrebbe risultare molto variabile nell'ambito della fascia di lavoro; potrebbe anche risultare assente.*

*(**) Il limite di alterazione del substrato ACCa varia da 2 a 4-6 m dal tetto della formazione litoide; non è segnalato uno strato di alterazione per la formazione STO3.*

- Dal Km.3+650 al Km.3+800 ca.

Si rinvengono nell'ordine: CV fino a massima profondità investigata.

- Dal Km.3+800 al Km.7+900/8+200 ca.

Si rinvengono nell'ordine: H1a1(*) in spessori da 2 a 5 m ca. dal p.c.;

H1a in spessori da 2 a 5 m ca.;

H3c in spessori da 9 a 17 m ca.;

Qt1k(**) fino a massima profondità investigata.

(*) Dal Km.5+400 al Km.7+100 ca., la formazione H1a1 è sostituita dalla formazione H1a3.

(*) Al Km.4+200 ca. i sondaggi 4/1-SD16 e 4/1-SD17 hanno individuato la presenza della formazione CV a profondità dell'ordine di 15÷25 m.

- Dal Km.7+900/8+200 al Km.10+200 ca.

Si rinvengono nell'ordine: H1a1(*) in spessori da 2 a 8 m ca. dal p.c.;

H1a in spessori da 5 a 10 m ca.;

H2/H3a/H3b(**) in spessori da 15 a 20 m ca.;

Qt1k(***) fino a massima profondità investigata.

(*) Dal Km.8+900 al Km.10+200 ca., la formazione H1a1 è sostituita dalla formazione H1b.

(**) Lo spessore si riferisce alla somma degli spessori delle tre formazioni.

(***) Dal Km.9+400 al Km.9+800 ca., tra la formazione H2 e la formazione Qt1k compare la formazione Qt1j in spessori dell'ordine di 6 m ca. (sondaggio 4/1-SD27).

- Dal Km.10+200 al Km.15+800/16+100 ca.

Si rinvengono nell'ordine: H1a2(*) in spessori da 6 a 13 m ca. dal p.c.;

H1a in spessori da (0 ↔ 6) a 12 m ca.;

H2/H3a(**) in spessori da 10 a 15 m ca.;

Qt2 (***) fino a massima profondità investigata.

(*) Dal Km.14+500 al Km.16+100 ca. la formazione H1a2 è sostituita dalla formazione H1b; dal Km.15+700 al Km.16+100 ca., sopra la formazione H1b, compare la formazione a4;

(**) Lo spessore si riferisce alla somma degli spessori delle tre formazioni.

(***) Dal Km.13+100 al Km.14+700 ca., sotto la formazione Qt2, compare la formazione Qt3a; in questo tratto la formazione Qt2 ha spessori dell'ordine di 5÷6 m ca.. Segnalata dal sondaggio 5/2-SD8 la presenza di Calcare Cavernoso al posto della formazione Qt2 a 23÷25 m di profondità dal p.c. locale.

- Dal Km.15+800/16+100 al Km.16+900 ca.

Si rinvengono nell'ordine:

a4	in spessori di 3÷4 m ca. dal p.c.;
H1b	in spessori di 5 m ca.;
H2	in spessori di 8 m ca.;
H3a	in spessori da 8 a 10 m ca.;
Qt2	fino a massima profondità investigata.

- Dal Km.16+900 al Km. 18+000 ca.

Si rinvengono nell'ordine:

a4	in spessori da 4 a 5 m ca. dal p.c.;
H1b	in spessori da 3 a 5 m ca.;
H2	in spessori da 8 a 12 m ca.;
Qt1d	in spessori massimi pari a 11 m ca.;
CV	fino a massima profondità investigata.

- Dal Km.18+100 al Km. 20+900 ca.

Si rinvengono nell'ordine:

H2(*)	in spessori da 10 a 25 m ca. dal p.c.;
Qt1d	fino a massima profondità investigata.

(*) Dal Km.20+200 al Km.20+900 ca. la formazione H2 viene ad essere progressivamente sostituita dalla formazione a4; la formazione a4 presenta spessori massimi dell'ordine di 6 m ca..

- Dal Km.20+900 al Km. 22+750 ca.

Si rinvengono nell'ordine: CV(*) fino a massima profondità investigata.

(*) Localmente, al di sopra della formazione CV, si rinviene la formazione a4 in spessori dell'ordine di 2÷3 m ca..

- Dal Km.22+750 ca. a fine lotto

Si rinvengono nell'ordine:

a4	in spessori da 2 a 3 m ca. dal p.c.;
Qt1e	fino a massima profondità investigata.

9.3 Depositi eolici sabbiosi Qt1e

La formazione Qt1e è presente negli ultimi 0.2 Km del lotto in oggetto e nei primi 3.0 Km di quello successivo (Lotto 5a). Per la caratterizzazione geotecnica della formazione Qt1e, non essendo stati eseguiti sondaggi nel tratto di lotto in oggetto, si fa riferimento alla informazione riportata nella Relazione Geotecnica Generale del Lotto 5a ([Doc.Rif.\[9\]](#)); nel seguito si riporta l'informazione geotecnica essenziale rimandando alla relazione sopra richiamata per le figure e gli approfondimenti relativi.

La formazione Qt1e risulta geologicamente ascrivibile a depositi eolici (dune) risalenti al Pleistocene superiore. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie, sabbie limose o limoso-argillose, generalmente debolmente ghiaiose; in alcuni casi (molto localizzati) si rinvencono anche sabbie con limi o sabbie con ghiaie. I sondaggi del Lotto 5A hanno evidenziato inoltre la presenza di clasti arenacei, localmente anche diffusi, di dimensioni pluricentriche ($D_{max}=7\div 8$ cm da evidenze di carotaggio) e livelli decimetrici di arenaria fine o di sabbie parzialmente cementate; le dimensioni degli elementi sopra descritti (clasti e livelli arenacei) possono risultare condizionate dalle operazioni di carotaggio e quindi potrebbero rinvenirsi, durante gli scavi, anche in dimensioni e per estensioni laterali e verticali superiori.

Considerando che:

- i depositi in oggetto sono di origine eolica (dune);
- i depositi in oggetto vengono descritti localmente come parzialmente cementati;
- i risultati delle prove di carico su piastra (eseguite a 0.5 ed 1.0 m di profondità all'interno dei pozzetti esplorativi) forniscono moduli al primo ciclo carico $Md1$ (sul gradino di carico 50-150 kPa) generalmente inferiori o prossimi a 10 MPa e rapporti tra moduli $Md1^* / Md1$ (rispettivamente di secondo e primo ciclo di carico) molto elevati, spesso superiori a 10;

non è possibile escludere che i depositi in oggetto, soggetti a carichi e/o inondazioni d'acqua, possano risultare collassabili e quindi siano tali da generare cedimenti di creep nel tempo (vedi ad esempio le esperienze di [Burland & Burbidge, Doc.Rif.\[66\]](#)). I risultati delle prove SPT (disponibili a partire da profondità dell'ordine di 2 m circa da p.c.) risultano sempre maggiori o uguali a 10-15 colpi/30cm e potrebbero far presupporre che l'eventuale comportamento collassabile possa essere limitato ai primi metri di profondità.

Alla luce di quanto sopra descritto, fenomeni di creep dovranno essere tenuti in conto nel dimensionamento e verifica di eventuali fondazioni dirette. In questa fase progettuale, fatta salva la necessità di condurre tutte le verifiche geotecniche necessarie (comprese quelle dei cedimenti tenendo conto degli effetti di creep, vedi [Burland & Burbidge, Doc.Rif.\[66\]](#)), si raccomanda comunque di limitare la pressione scaricata in fondazione da eventuali fondazioni dirette a non più di 200 kPa.

In sede di Progetto Esecutivo il comportamento dei depositi Qt1e sarà approfondito attraverso ulteriori indagini in sito specificatamente rivolte alla verifica del loro comportamento potenzialmente collassabile.

I valori di N_{SPT} risultano variabili tra un valore minimo di 10 colpi/30 cm e valori massimi che hanno dato rifiuto ($N_{SPT} \geq 100$ colpi/30cm); come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $20 \leq N_{SPT} \leq 55$ colpi/30 cm.

9.3.1 Caratteristiche fisiche

La formazione in oggetto, includendo anche qualche livello più prettamente limoso, presenta la seguente composizione:

- sabbia = 35 ÷ 84%, mediamente 60%
- limo = 8 ÷ 39%, mediamente 20%
- ghiaia = 0 ÷ 47%, mediamente 10%
- argilla = 2 ÷ 25%, mediamente 10%

la percentuale di fine è dell'ordine di:

- limo + argilla = 5 ÷ 50%, mediamente 30%

Il peso di volume naturale può essere assunto pari a $\gamma_n = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$.

La densità relativa (D_r), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo $D_r = 60 \div 100\%$. Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo aventi percentuale di fine superiore al 35% sono state considerate come materiali aventi comportamento geotecnico tipico di un terreno a grana fine.

9.3.2 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (φ'), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di D_r sopra calcolati, ha fornito valori variabili nell'intervallo $\varphi' = 34^\circ \div 39^\circ$. L'angolo di attrito determinato da una prova di taglio diretto eseguita su un campione di sabbia ghiaiosa è risultato essere pari a $\varphi' = 38^\circ$, mentre una prova analoga su un campione di sabbia con limo ha fornito un valore pari a $\varphi' = 30^\circ$.

Sulla base di quanto sopra, alla formazione Q_t1 e possono essere assegnati valori caratteristici dell'angolo di attrito negli intervalli:

- $\varphi' = 36^\circ \div 38^\circ$ per le sabbie e le sabbie debolmente limose
- $\varphi' = 34^\circ \div 36^\circ$ per le sabbie limose e sabbie con limo aventi $CF < 35\%$
- $\varphi' = 28^\circ \div 32^\circ$ per le sabbie con limo aventi $CF \geq 35\%$

9.3.3 Deformabilità

A titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 100000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{0.6} \text{ in kPa}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

σ'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 8.2.4, i moduli di Young operativi E_{op1} , E_{op2} ed E_{op3} , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad una frazione di E_0 ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 , essendo:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \quad \text{in kPa}$$

dove p' è la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

I moduli di Young operativi (E_{op1} , E_{op2} e E_{op3}), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 8.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

9.3.4 Permeabilità

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc, ai terreni sabbiosi e sabbioso limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità medi dell'ordine $1 \cdot 10^{-5} \div 3 \cdot 10^{-5}$ m/s; la permeabilità dei depositi potrebbe innalzarsi fino a valori dell'ordine di $1 \cdot 10^{-3}$ m/s nei depositi più prettamente sabbioso-ghiaiosi. Infine, le prove Lefranc indicano possibili valori estremi anche di $1 \cdot 10^{-7} \div 1 \cdot 10^{-8}$ m/s, attribuibili agli strati più limoso-sabbiosi o limoso-argillosi. I valori di permeabilità da assumersi in Progetto dipenderanno dal tipo di problema geotecnico e/o idraulico da affrontare, scegliendo di volta in volta valori ragionevolmente cautelativi tra quelli sopra esposti.

9.3.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi della formazione Qt1e.

Tabella 9.1: Formazione Qt1e – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Sabbie limose	Sabbie con limi (FC < 35%)	Sabbie con limi (FC ≥ 35%)
γ_t (kN/m ³)	19		
N _{SPT} (colpi/30 cm)	20+1.5·z		
D _r (%)	60÷100		-
ϕ' (°)	36÷38	34÷36	28÷32
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	1.0		
k ₀ (-)	$(1 - \text{sen}\phi') \cdot \sqrt{\text{GSC}}$		
v _s (m/s)	140 · z ^{0.3}		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 100000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v,0}}{p_a} \right)^{0.6}$		
E _{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)$ ⁽¹⁾		
E _{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ ⁽¹⁾		
E _{op3} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ ⁽¹⁾		

Simbologia:

- γ_t = peso di volume naturale;
N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
D_r = densità relativa;
 ϕ' = angolo di attrito operativo;
GSC = grado di sovraconsolidazione meccanico;
 $\sigma'_{v,max}$ = tensione verticale efficace massima subita nel passato;
 $\sigma'_{v,0}$ = tensione verticale efficace attuale (geostatica);
k₀ = coefficiente di spinta del terreno a riposo;
v_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;
z = profondità dal piano campagna locale in metri;
G₀₁ = modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
p_a = pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
E_{op1} = modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
E_{op2} = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a 0.01·B) con metodi elastici lineari e non lineari;
E_{op3} = modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;

B = dimensione minore della fondazione (m).

Note:

(1) $G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$ (kPa), essendo p' la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

9.4 Depositi marino-costieri sabbiosi Qt2

La formazione Qt2 risulta geologicamente ascrivibile a depositi marino-costieri risalenti al Pleistocene medio-inferiore.

Non sono disponibili molti dati per tale formazione di substrato essendo stata intercettata dai sondaggi disponibili a profondità maggiori di 25-30 m d.l.a. p.c. locale; in ragione di quanto sopra l'informazione disponibile lungo il Lotto in oggetto è stata integrata con quella disponibile lungo il primo tratto del successivo Lotto 5A.

Sulla base delle evidenze geologiche, dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti principalmente da sabbie, sabbie limose o limoso-argillose (talora debolmente cementate), con ghiaia o ghiaiose; non si può tuttavia escludere il rinvenimento anche di livelli di sabbie con limi, limi sabbiosi e argille limose. A luoghi sono presenti frammenti di malacofauna. Sulla base di quanto riscontrato nei sondaggi del Lotto 5A, tenuto conto anche che i sondaggi di questo Lotto hanno intercettato solo parzialmente la formazione in oggetto, non si può escludere il rinvenimento di clasti arenacei anche di dimensioni pluricentriche e/o livelli di arenaria fine o litoide.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali sabbiosi Qt2 è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati prelevati dai sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Definitivo;
- prove di permeabilità Lefranc delle indagini di Progetto Definitivo;
- conoscenze sulla formazione Qt2 presente nel primo tratto del Lotto 5A.

L'interpretazione delle prove in sito lungo il lotto in oggetto è stata effettuata considerando orientativamente i livelli di falda riportati in Tabella 5.1.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) risulta inferiore al 35%, a conferma che i depositi in oggetto sono costituiti essenzialmente da strati di terreno a grana grossa.

Nella Figura 9.1 sono riportate le resistenze N_{SPT} registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine ($FC = \% \text{ Limo} + \% \text{ Argilla}$) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di N_{SPT} risultano variabili tra un valore minimo di 15 colpi/30 cm e valori massimi che hanno dato rifiuto ($N_{SPT} \geq 100$ colpi/30cm); come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $20 \leq N_{SPT} \leq 40$ colpi/30 cm.

9.4.1 Caratteristiche fisiche

La densità relativa (D_r), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo $D_r=40\div70\%$, con valori locali anche più elevati. Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo aventi percentuale di fine superiore al 35% sono state considerate come materiali aventi comportamento geotecnico tipico di un terreno a grana fine.

Il peso di volume naturale può essere assunto pari a $\gamma_n = 19\div20$ kN/m³.

9.4.2 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (φ'), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di D_r sopra calcolati, ha fornito valori variabili nell'intervallo $\varphi' = 32^\circ\div36^\circ$.

9.4.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 9.2 sono riportati anche i valori delle velocità delle onde di taglio ottenuti dalla prova Cross-Hole e dalla prova con cono simico (verticali 5/2-SD24 e 5/2-SD24Bis), limitati alle profondità in cui è stata incontrata la formazione in oggetto; per i commenti relativi al confronto tra le velocità delle onde di taglio ricavate direttamente dalla prova Cross-Hole e quelle

ricavate dall'interpretazione delle prove SPT si rimanda a quanto già discusso nel paragrafo 6.4.

I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire dai valori delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.3. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 100000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.6} \text{ in kPa}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 8.2.4, i moduli di Young operativi E_{op1} , E_{op2} ed E_{op3} , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad una frazione di E_0 ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 , essendo:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \text{ in kPa}$$

dove p' è la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

I moduli di Young operativi (E_{op1} , E_{op2} e E_{op3}), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 8.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

9.4.4 Permeabilità

Non si hanno a disposizione prove di permeabilità Lefranc per la formazione in oggetto lungo il Lotto 5A; analogamente con quanto fatto per il Lotto 5A, ai terreni sabbioso e sabbioso limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine $1 \cdot 10^{-5} \div 3 \cdot 10^{-5}$ m/s; congruentemente con quanto riportato nella Tabella 5.3, la permeabilità dei depositi potrebbe innalzarsi fino a valori

del'ordine di $1 \cdot 10^{-3}$ m/s nei depositi più prettamente sabbioso-ghiaiosi. Infine, la Tabella 5.3 indica possibili valori estremi anche di $1 \cdot 10^{-7}$ m/s ÷ $1 \cdot 10^{-8}$ m/s, attribuibili agli strati più limoso-sabbiosi o limoso-argillosi. I valori di permeabilità da assumersi in Progetto dipenderanno dal tipo di problema geotecnico e/o idraulico da affrontare, scegliendo di volta in volta valori ragionevolmente cautelativi tra quelli sopra esposti.

9.4.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi della formazione Qt2.

Tabella 9.2: Formazione Qt2 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Sabbie limose	Sabbie con limi (FC < 35%)	Sabbie con limi (FC ≥ 35%) e limi argillosi
γ (kN/m ³)	19÷20 ⁽¹⁾		
N _{SPT} (colpi/30 cm)	≥ 35		
D _r (%)	50÷70		-
ϕ' (°)	34÷36	30÷34 ⁽¹⁾	26÷28 ⁽¹⁾
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	1.0		
k ₀ (-)	$(1 - \text{sen}\phi') \cdot \sqrt{\text{GSC}}$		
v _s (m/sec)	250÷300		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 100000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v,0}}{p_a} \right)^{0.6}$		
E _{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)$ ⁽²⁾		
E _{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ ⁽²⁾		
E _{op3} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ ⁽²⁾		

Simbologia:

γ_t	= peso di volume naturale;
N_{SPT}	= resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
D_r	= densità relativa;
ϕ'	= angolo di attrito operativo;
GSC	= grado di sovraconsolidazione meccanico;
$\sigma'_{v,max}$	= tensione verticale efficace massima subita nel passato;
$\sigma'_{v,0}$	= tensione verticale efficace attuale (geostatica);
k_0	= coefficiente di spinta del terreno a riposo;
v_s	= velocità di propagazione delle onde di taglio;
z	= profondità dal piano campagna locale in metri;
G_{01}	= modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
p_a	= pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
E_{op1}	= modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
E_{op2}	= modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$) con metodi elastici lineari e non lineari;
E_{op3}	= modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
B	= dimensione minore della fondazione (m).

Note:

(1) = valori ipotizzati in assenza di informazioni; tali valori sono congruenti con quanto riscontrato per la formazione in oggetto lungo il Lotto 5A.

(2)
$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \text{ (kPa)},$$
 essendo p' la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

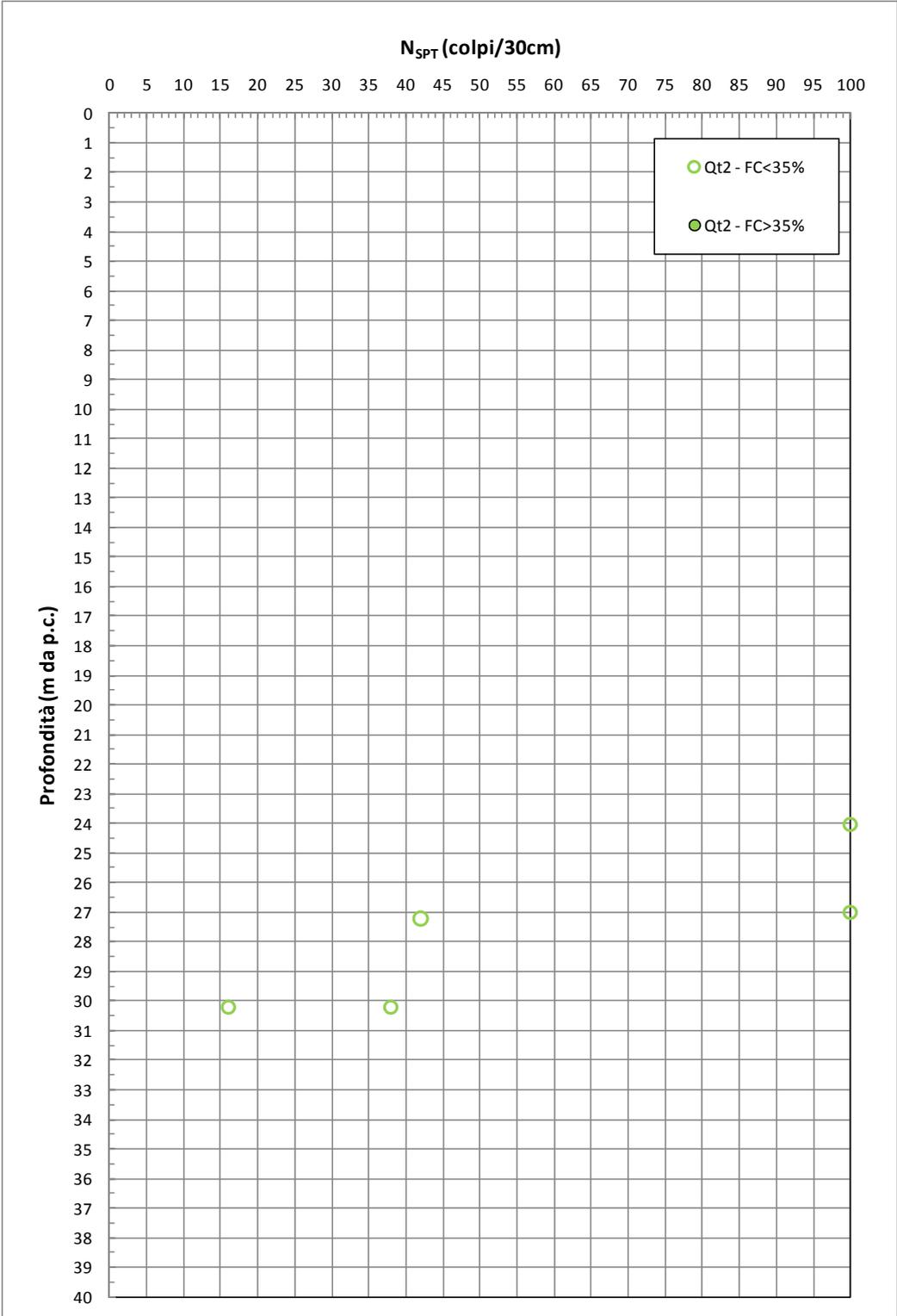
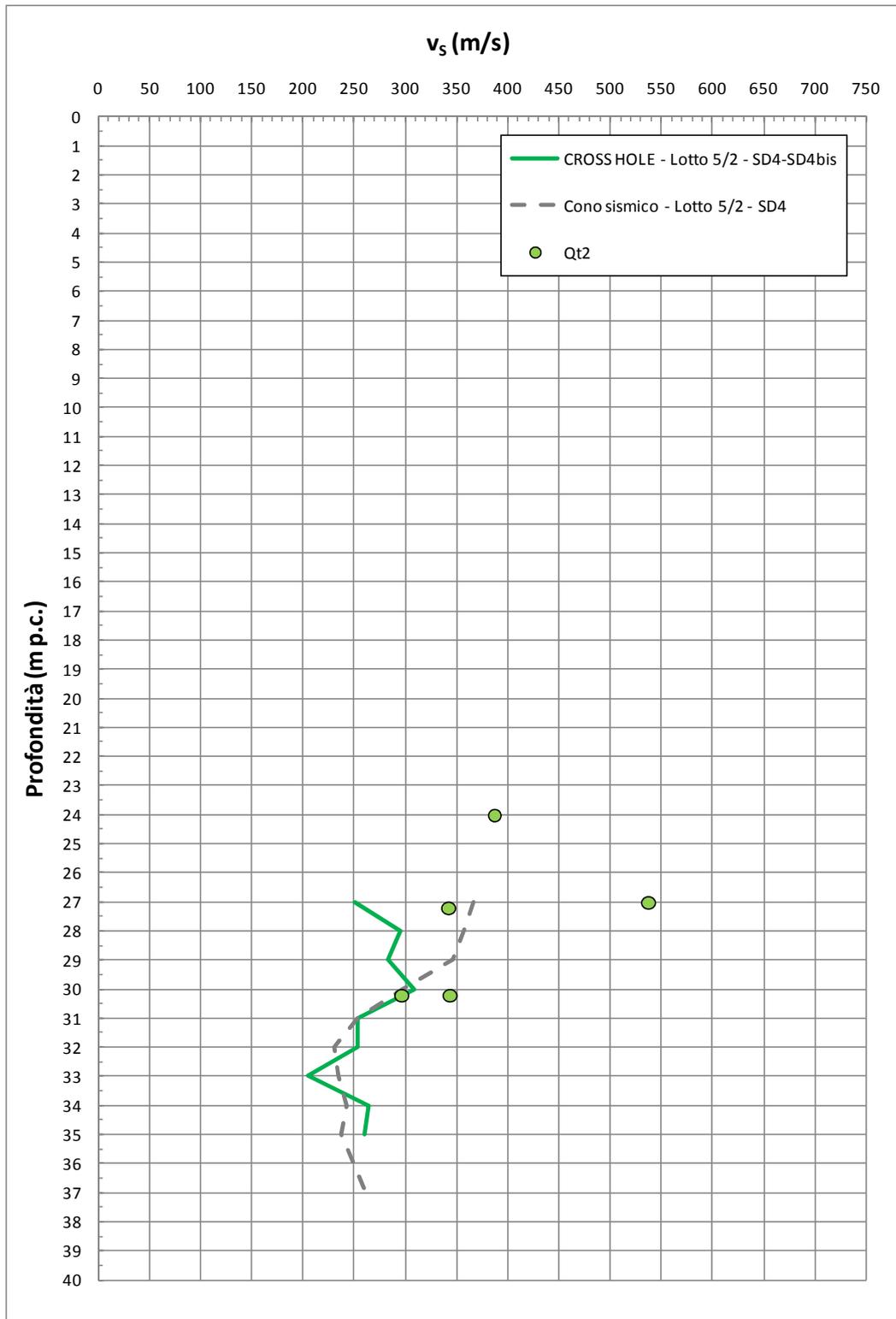


Figura 9.1: Formazione Qt2 – Valori di N_{SPT}

Figura 9.2: Formazione Qt2 – Valori di v_s

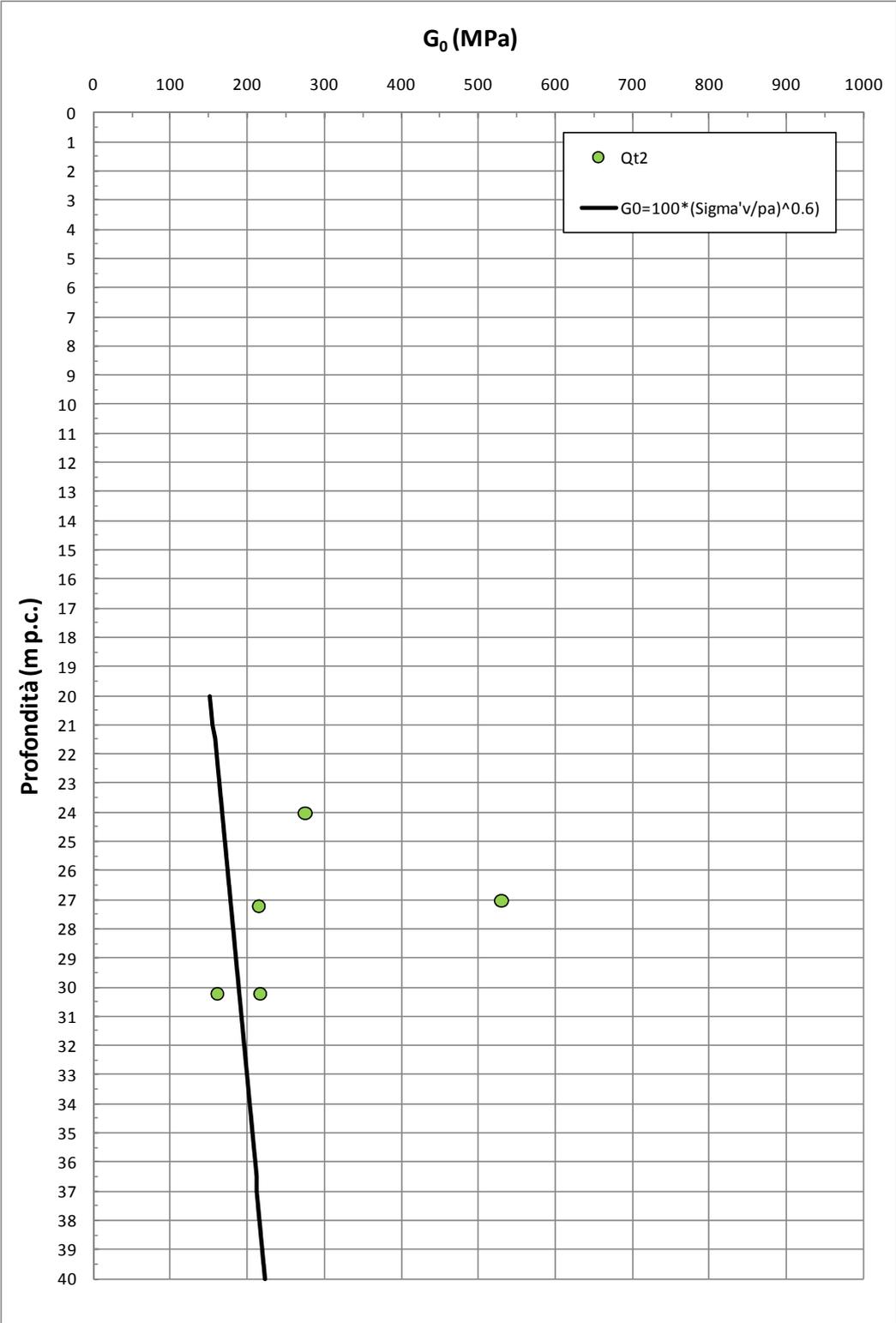


Figura 9.3: Formazione Qt_2 – Valori di G_0

9.5 Depositi fluviali Qt1d

La formazione Qt1d risulta geologicamente ascrivibile a depositi fluviali risalenti al Pleistocene superiore. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da argilla con limo e/o sabbia, intercalati a livelli sabbioso-limosi e rari livelli sabbioso-ghiaiosi (ghiaie sotto forma di clasti tondeggianti millimetrici o centimetrici). La caratterizzazione geotecnica dei materiali a prevalente grana fine Qt1d è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Definitivo;
- prove di permeabilità Lefranc delle indagini di Progetto Definitivo.

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando orientativamente i livelli di falda riportati in Tabella 5.1.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) è riportato nella Figura 9.4; l'analisi di tale figura conferma l'esistenza di una stratificazione dei depositi in oggetto, con strati a grana grossa ($FC < 35\%$) e strati a grana fine ($FC \geq 35\%$). L'effettiva presenza di strati a grana fine e/o grossa nell'ambito della formazione in oggetto dovrà essere verificata puntualmente in corrispondenza dei sondaggi di interesse.

Nella Figura 9.5 sono riportate le resistenze N_{SPT} registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine ($FC = \% \text{Limo} + \% \text{Argilla}$) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di N_{SPT} risultano variabili tra un valore minimo di 10 colpi/30 cm e valori massimi che hanno superato, localmente, i 40÷45 colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $10 \leq N_{SPT} \leq 35$ colpi/30 cm.

9.5.1 Caratteristiche fisiche

La formazione Qt1d in oggetto, per quanto attiene ai livelli limoso-argillosi, caratterizzati da percentuali di fine superiori al 35%, presenta la seguente composizione:

- argilla = 1 ÷ 64%, mediamente 34%
- limo = 15 ÷ 53%, mediamente 31%
- sabbia = 3 ÷ 60%, mediamente 27%
- ghiaia = 0 ÷ 38%, mediamente 8%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 35% ÷ 97%, mediamente 65%

Gli strati più sabbioso-limosi, aventi una percentuale di fine inferiore al 35%, presentano la seguente composizione:

- sabbia = 19 ÷ 87%, mediamente 65%
- limo = 14 ÷ 33%, mediamente 21%
- ghiaia = 0 ÷ 57%, mediamente 10%
- argilla = 0 ÷ 16%, mediamente 6%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 16% ÷ 34%, mediamente 27%

Il peso di volume naturale può essere assunto pari a $\gamma_n = 17\div 21$ kN/m³ (vedi Figura 9.6).

Le caratteristiche fisiche dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% sono riportate nelle seguenti figure:

- Figura 9.7: contenuto d'acqua
- Figura 9.8: limite liquido
- Figura 9.9: limite plastico
- Figura 9.10: indice dei vuoti
- Figura 9.11: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 9.12 si riporta, sul piano di [Burland \(1990\)](#) I_v - $\log \sigma_{vo}'$, lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% e Limite Liquido superiore al 35%; nella stessa figura è tracciata anche la

linea di compressibilità intrinseca edometrica ICL_{oed} . I terreni appartenenti alla formazione Qt1d, in accordo alla classificazione di Figura 8.4, risultano ascrivibili a terreni tipo B1, ossia risultano sovraconsolidati meccanicamente.

La densità relativa (D_r) degli strati sabbioso limosi, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo $D_r=40\div65\%$ (vedi Figura 9.13). Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo e i limi argillosi o sabbiosi, ossia aventi percentuale di fine superiore al 35%, sono stati considerati come materiali coesivi.

9.5.2 Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine

Lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati aventi $FC \geq 35\%$ ed $LL \geq 35\%$, rappresentato sul piano di Burland (1990) $I_v\text{-log}\sigma_{vo}'$, si colloca al di sotto della linea di compressibilità intrinseca edometrica ICL_{oed} (Figura 8.4). I terreni a grana fine della formazione Qt1d risultano pertanto ascrivibili a terreni tipo B1 (Figura 9.12), ossia risultano sovraconsolidati meccanicamente.

In ragione di quanto sopra i calcoli geotecnici potranno essere effettuati utilizzando modelli geotecnici elasto-plastici.

9.5.3 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (φ'), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di D_r sopra calcolati ed attribuibile ai livelli sabbiosi o sabbioso-limosi aventi $FC < 35\%$, ha fornito valori variabili nel range $\varphi' = 32^\circ\div35^\circ$ (vedi la Figura 9.14), mentre l'angolo di attrito determinato da prove di taglio diretto eseguite su un campioni di sabbie argillose hanno fornito valori pari a $\varphi' = 32^\circ\div36^\circ$.

Prove di taglio diretto su campioni di sabbie e sabbie limose hanno fornito valori pari a $c' = 0$ kPa e $\varphi' = 30^\circ\div37^\circ$, mentre l'unica prova di taglio diretto su un campione di argilla con limo ha fornito valori pari a $c' = 0\div5$ kPa e $\varphi' = 18^\circ\div20^\circ$ (vedi Figura 9.15).

Sulla base di quanto sopra, alla formazione Q1d possono essere assegnati valori caratteristici dell'angolo di attrito nei range:

- $\varphi' = 32^\circ \div 35^\circ$ per le sabbie e le sabbie debolmente limose
- $\varphi' = 30^\circ \div 32^\circ$ per le sabbie limose e sabbie con limo aventi $CF < 35\%$
- $\varphi' = 18^\circ \div 20^\circ$ e $c' = 0 \div 5$ kPa per le argille, argille limose e le sabbie con limo aventi $CF \geq 35\%$ e limi argillosi

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate, determinati su campioni di limi argillosi e limi con sabbie aventi $FC > 35\%$, sono riportati nella Figura 9.16; nella stessa figura si riportano anche i valori di resistenza ricavati da prove di laboratorio del tipo TX-UU.

9.5.4 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 9.17.

I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.18. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 100000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.6} \text{ in kPa}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 8.2.4, i moduli di Young operativi E_{op1} , E_{op2} ed E_{op3} , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad una frazione di E_0 ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 , essendo:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \text{ in kPa}$$

dove p' è la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

I moduli di Young operativi (E_{op1} , E_{op2} e E_{op3}), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 8.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale G_0 può essere determinato sulla base di quanto riportato in [Simpson et al. \(1979\)](#), assumendo $G_0=500\div700\cdot c_u$, essendo c_u il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico. Si evidenzia che tale correlazione fornisce valori di G_0 inferiori a quelli desumibili dall'interpretazione delle prove SPT tramite la relazione di [Ohta e Goto](#); si suggerisce pertanto di utilizzare, cautelativamente, la relazione di [Simpson et al. \(1979\)](#) in presenza di spessori metrici di terreni prettamente limoso-argillosi.

9.5.5 Permeabilità

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc (vedi Tabella 5.2 e Tabella 5.3), ai livelli sabbiosi e sabbioso-limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine $1\cdot 10^{-5}\div 1\cdot 10^{-7}$ m/s..

I valori di permeabilità da assumersi in Progetto dipenderanno dal tipo di problema geotecnico e/o idraulico da affrontare, scegliendo di volta in volta valori ragionevolmente cautelativi tra quelli sopra esposti.

9.5.6 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi della formazione Qt1d.

Tabella 9.3: Formazione Qt1d – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Sabbie, Sabbie limose	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Limi ed Argille ⁽¹⁾
γ_t (kN/m ³)	19÷21		17÷19
N _{SPT} (colpi/30 cm)	5+0.8·z ≥ 10		
D _r (%)	40÷60		-
c' (kPa)	0	0	0÷5
φ' (°)	32÷35	30÷32	18÷20
c _u (kPa)	-		100÷175
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	2.0 ⁽²⁾		
k ₀ (-)	$(1 - \text{sen}\phi')\sqrt{GSC}$		
v _s (m/sec)	130 · z ^{0.25}		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 100000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a}\right)^{0.6}$		G ₀₁ = 700·c _u
E _{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)$ ⁽³⁾		
E _{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ ⁽³⁾		
E _{op3} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ ⁽³⁾		
c _c (-)	-	-	0.15÷0.25 ⁽²⁾
c _r (-)	-	-	0.2 · c _c ⁽²⁾
c _v (cm ² /s)	-	-	1·10 ⁻³ ÷ 5·10 ⁻³ ⁽²⁾
c _{αe} (%)	-	-	0.3÷0.4 ⁽²⁾

Simbologia:

- γ_t = peso di volume naturale;
N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
D_r = densità relativa;
c' = intercetta di coesione;
φ' = angolo di attrito operativo;
GSC = grado di sovraconsolidazione meccanico;
 $\sigma'_{v,max}$ = tensione verticale efficace massima subita nel passato;
 $\sigma'_{v,0}$ = tensione verticale efficace attuale (geostatica);
k₀ = coefficiente di spinta del terreno a riposo;
v_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;
z = profondità dal piano campagna locale in metri;

- G_{01} = modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
- p_a = pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
- E_{op1} = modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
- E_{op2} = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$) con metodi elastici lineari e non lineari;
- E_{op3} = modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
- B = dimensione minore della fondazione (m);
- c_c = indice di compressione (nel piano dell'indice dei vuoti "e");
- c_r = indice di ricomprensione (nel piano dell'indice dei vuoti "e");
- c_v = coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;
- $c_{\alpha e}$ = coefficiente di consolidazione secondaria nel piano dell'indice dei vuoti "e"; $c_{\alpha e} = \Delta e / \Delta \log t$.

Note:

- (1) = parametri geotecnici da utilizzarsi in presenza di strati metrici costituiti da terreni prettamente limoso argillosi.
- (2) = valori ipotizzati in assenza di prove edometriche; tali valori dovranno essere riverificati sulla base dei risultati delle prove edometriche da eseguirsi nell'ambito della campagna d'indagine geognostica integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva.
- (3) $G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$ (kPa), essendo p' la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

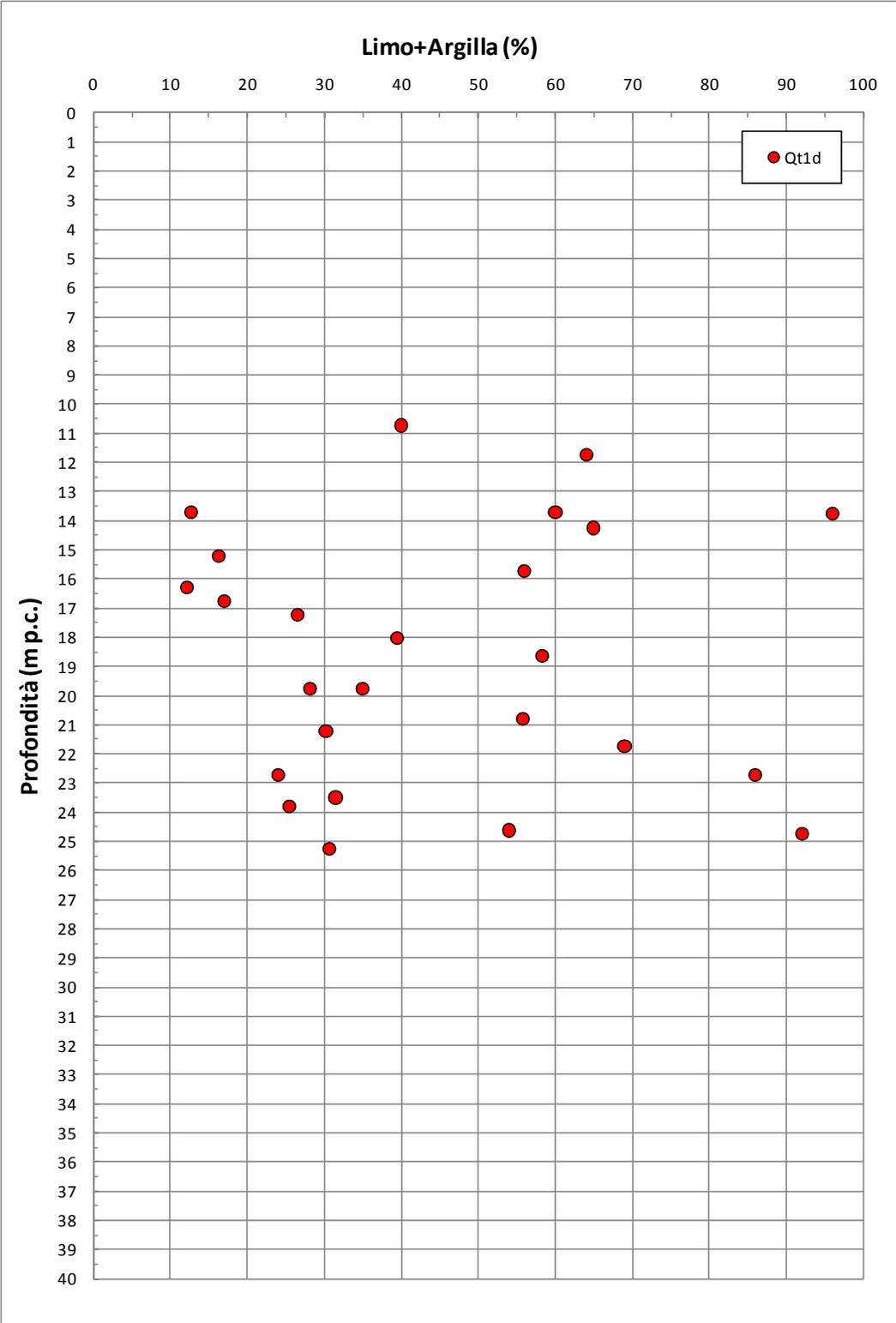


Figura 9.4: Formazione Qt1d – Contenuti di fine (CF)

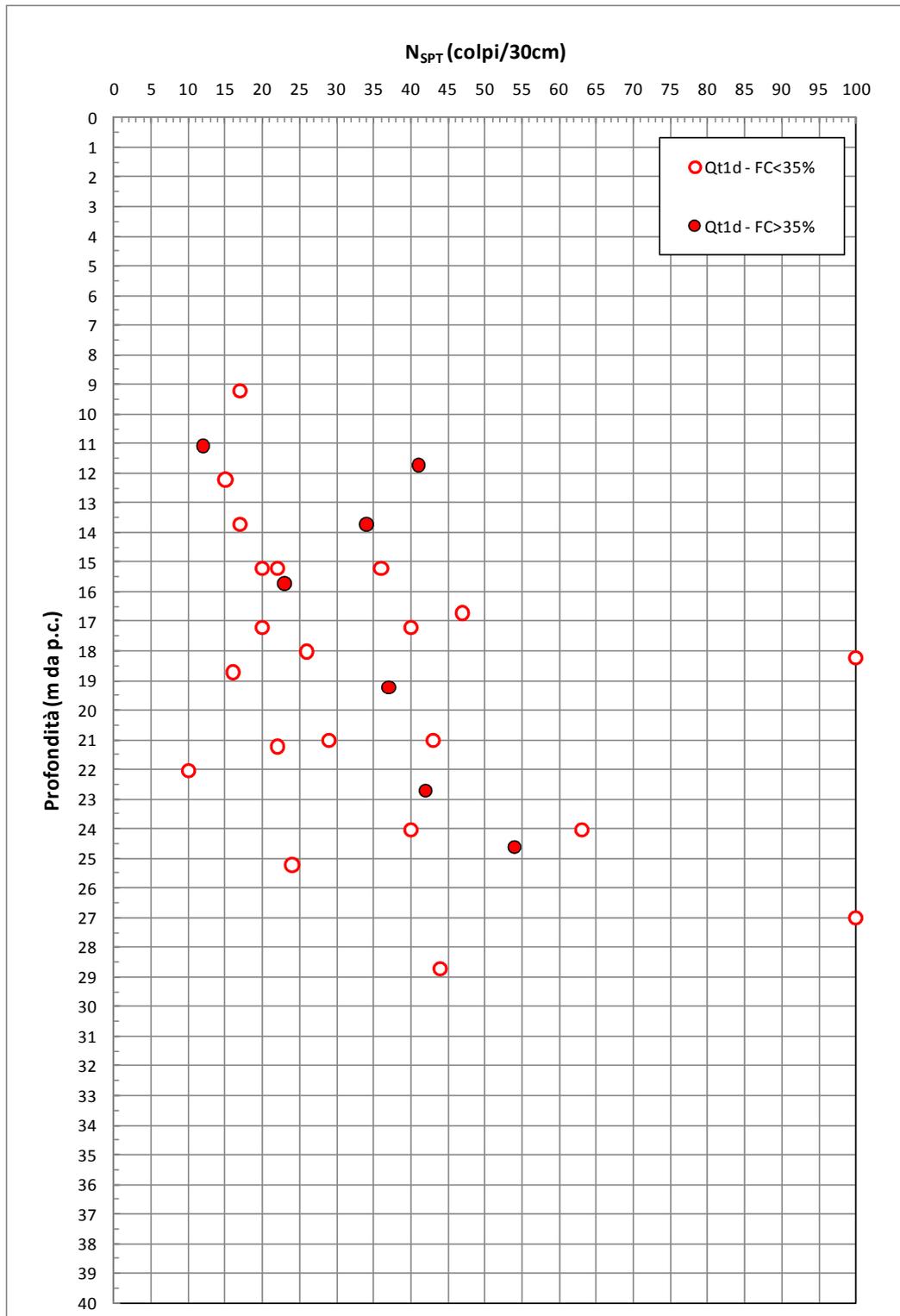


Figura 9.5: Formazione Qt1d – Valori di N_{SPT}

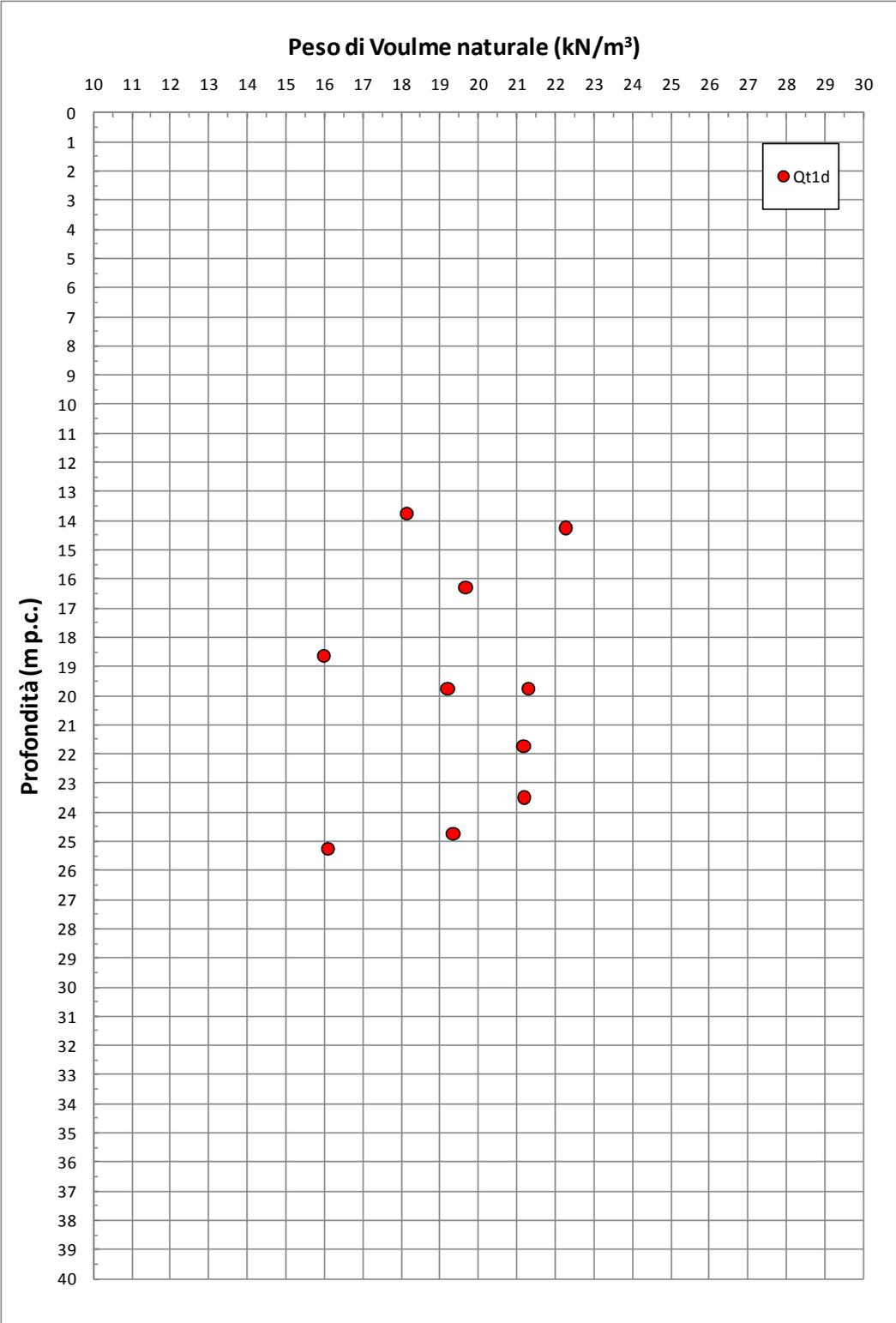


Figura 9.6: Formazione Qt1d – Pesì di volume naturale

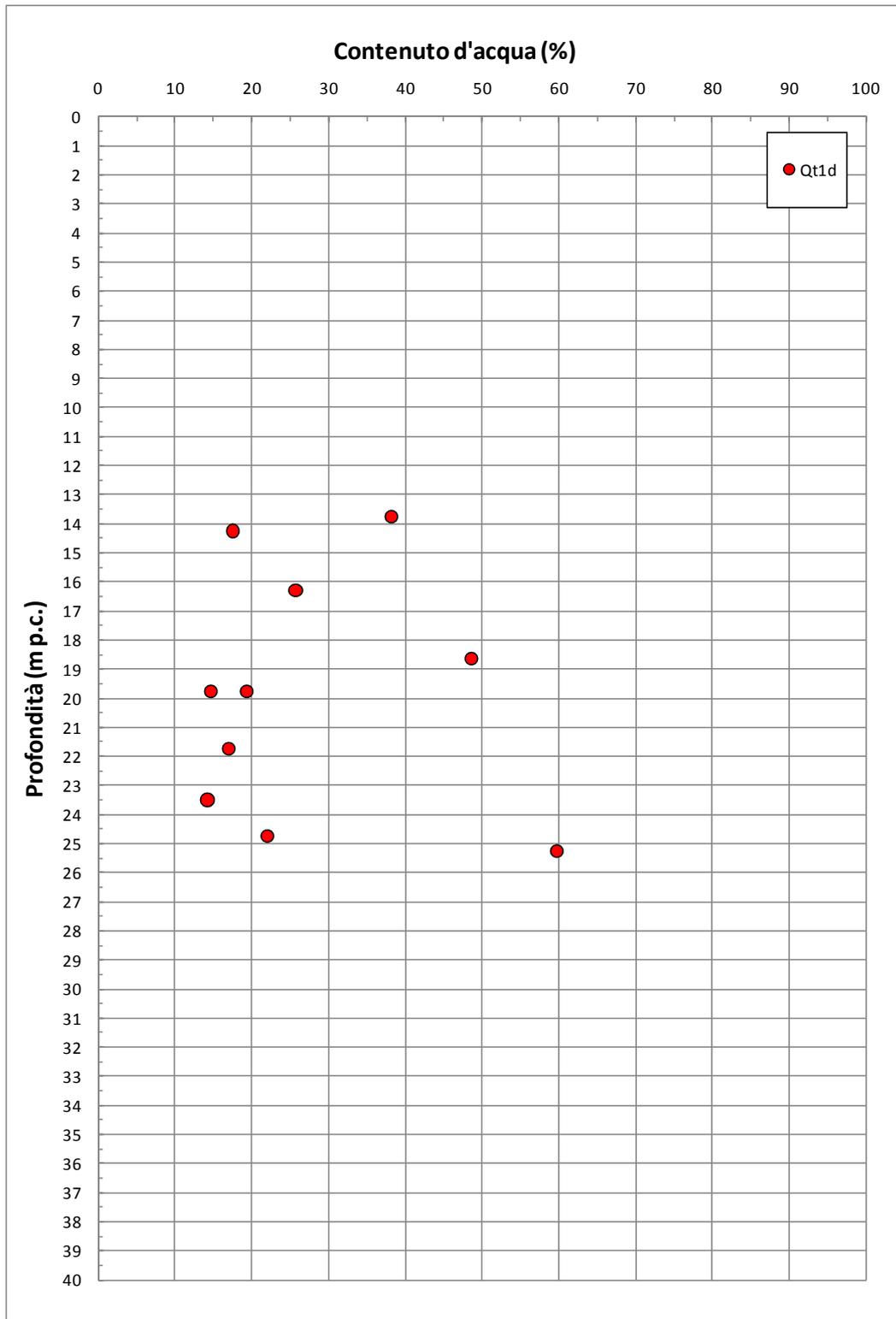


Figura 9.7: Formazione Qt1d – Contenuto d'acqua naturale

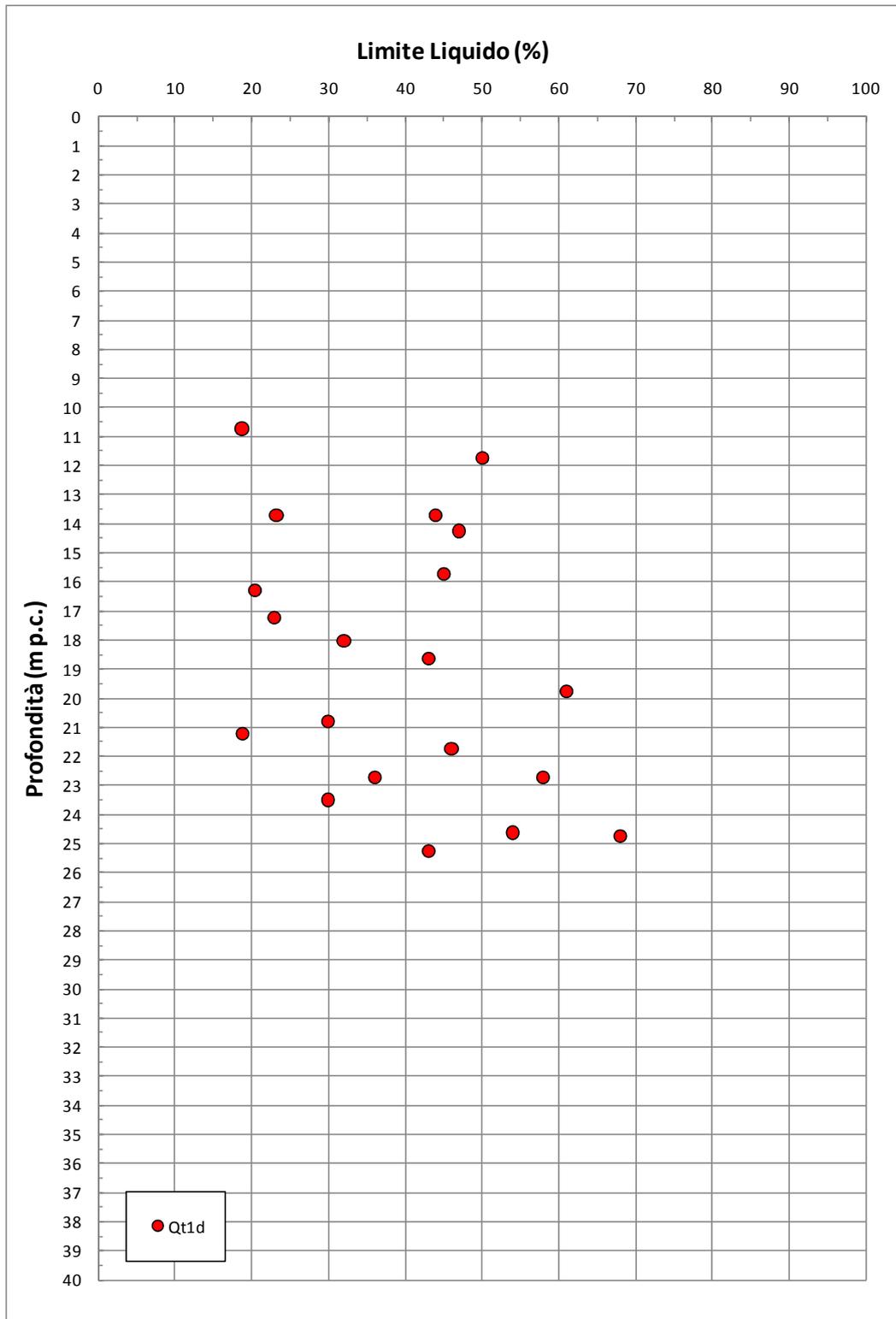


Figura 9.8: Formazione Qt1d – Limite Liquido

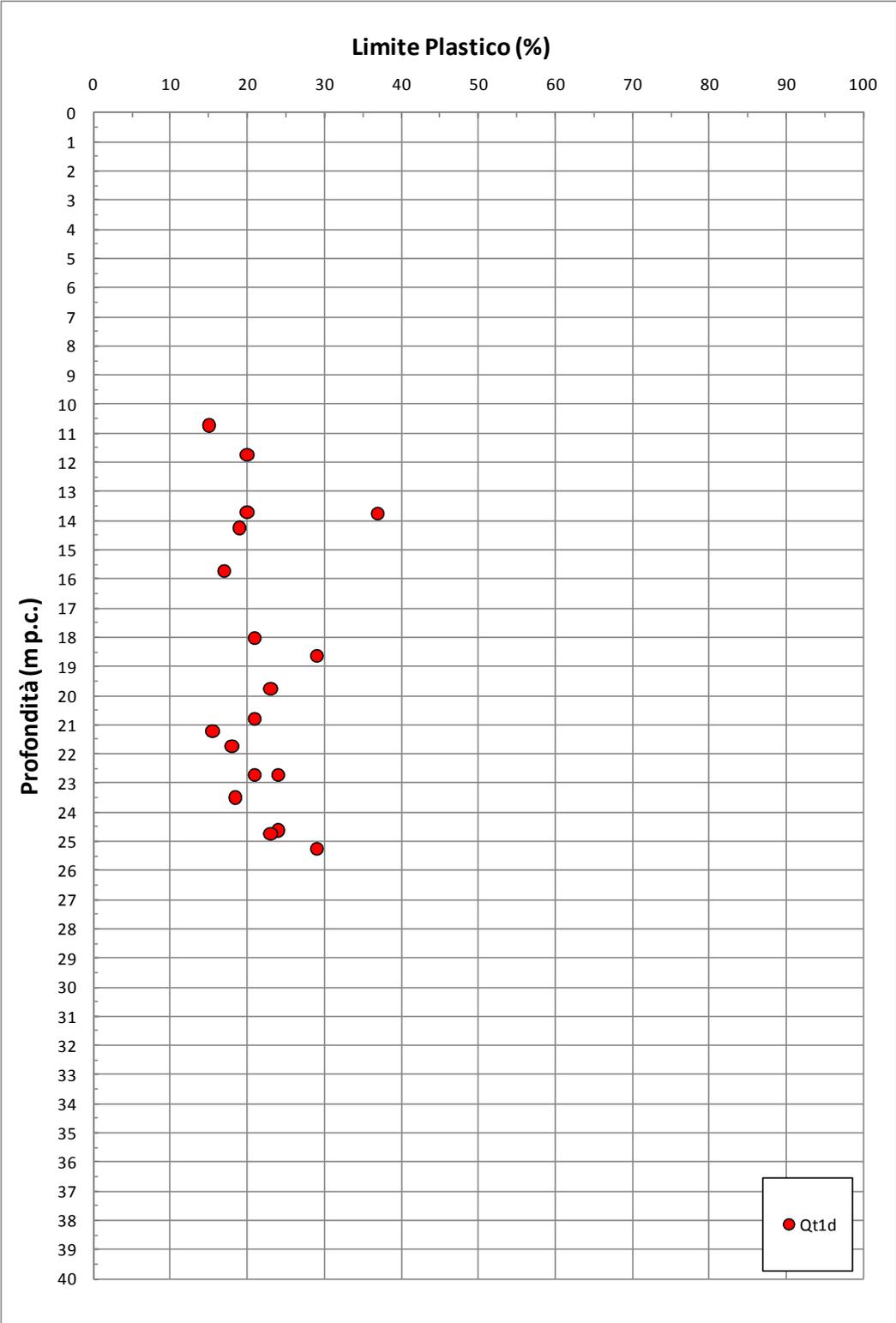


Figura 9.9: Formazione Qt1d – Limite Plastico

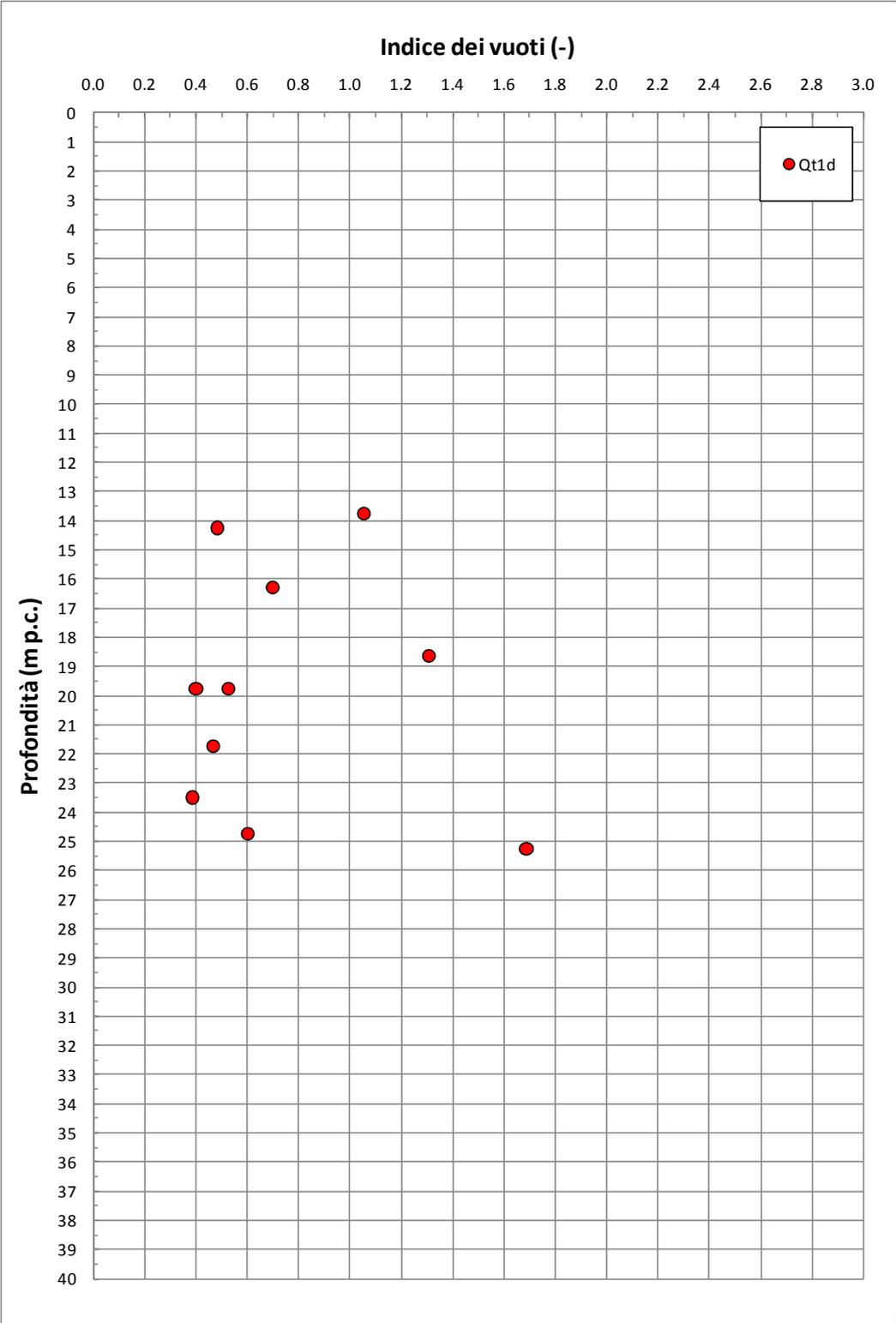


Figura 9.10: Formazione Qt1d – Indice dei vuoti

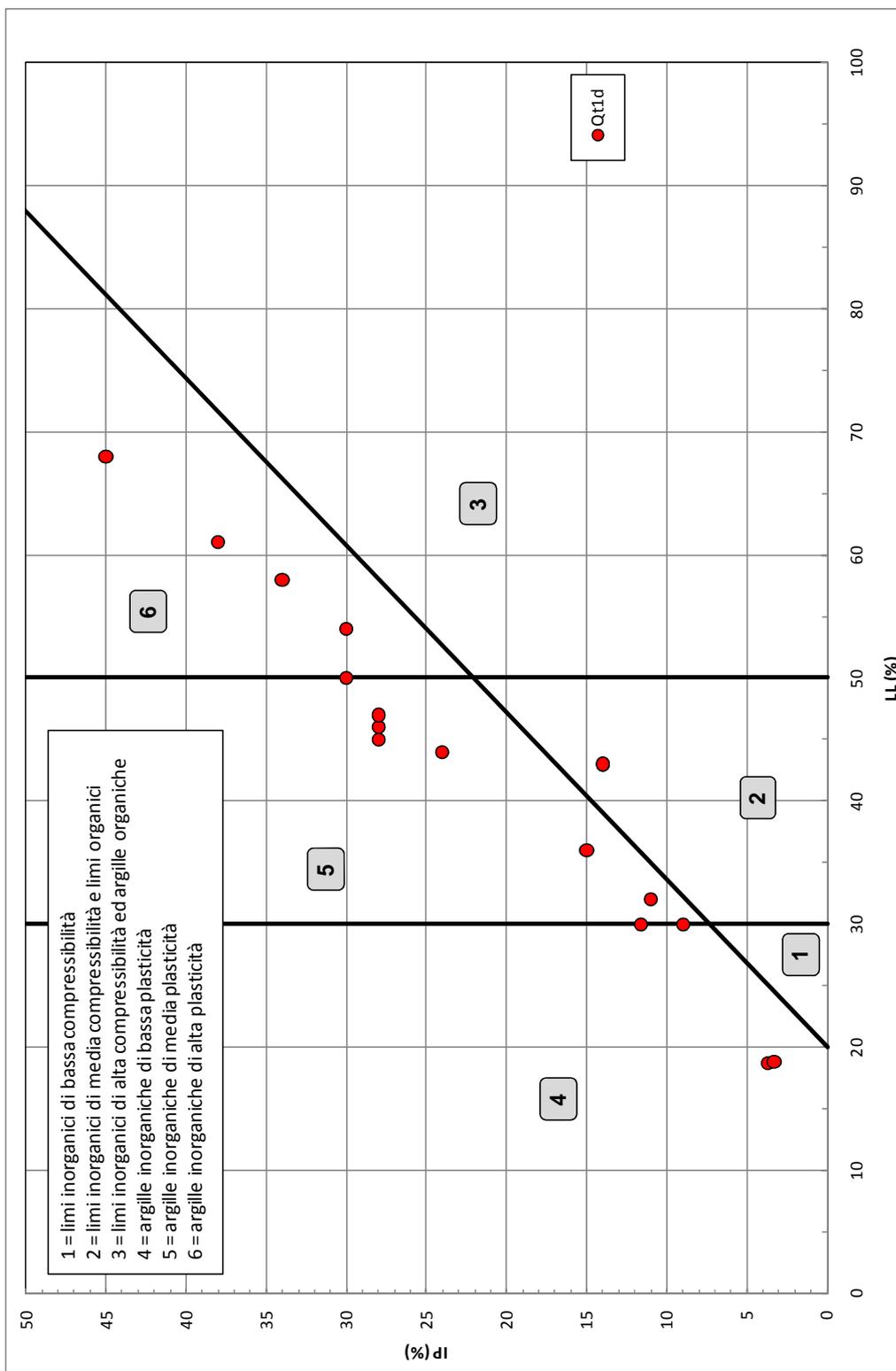


Figura 9.11: Formazione Qt1d – Carta di plasticità di Casagrande

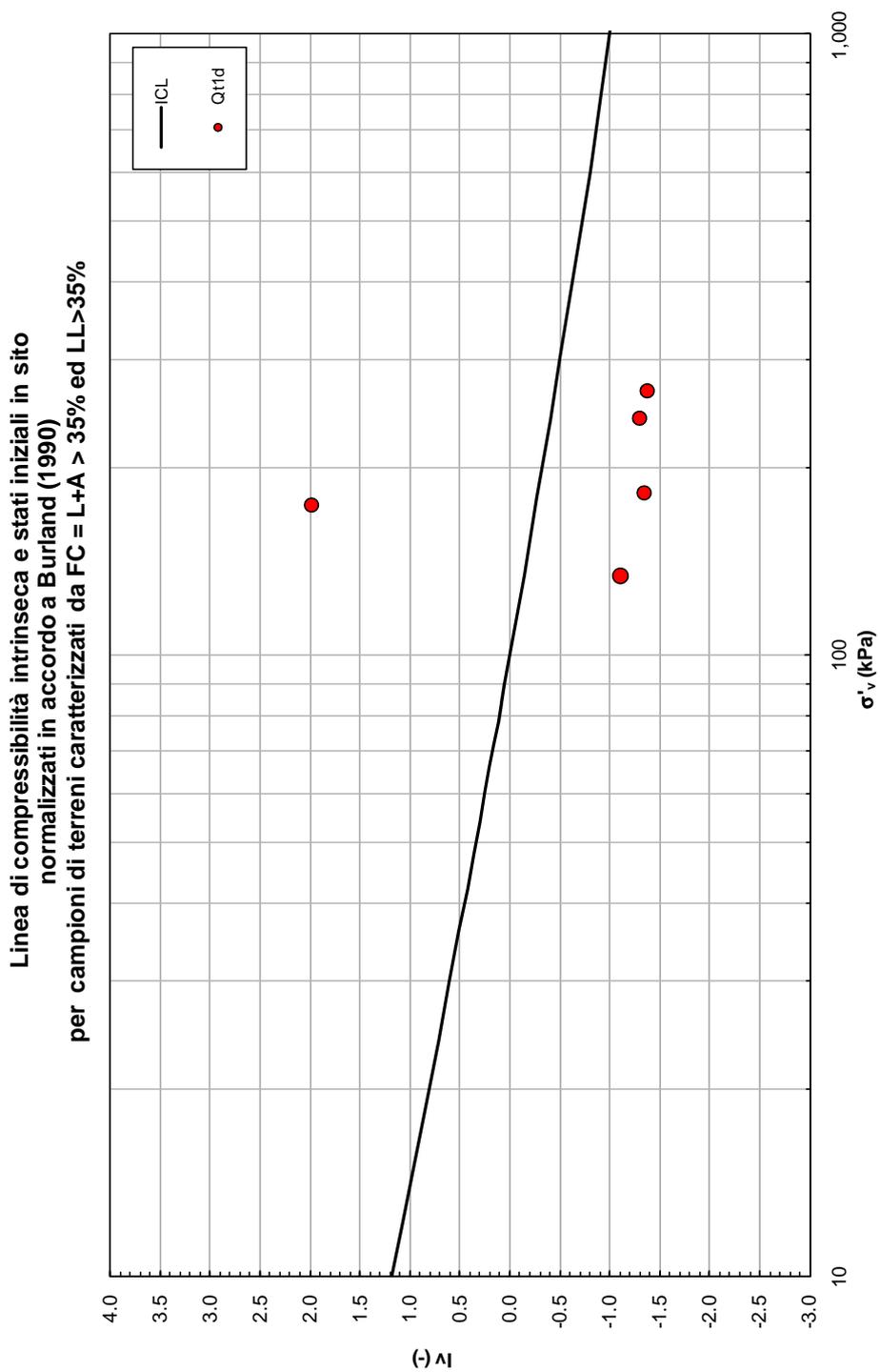


Figura 9.12: Formazione Qt1d – Piano di Burland

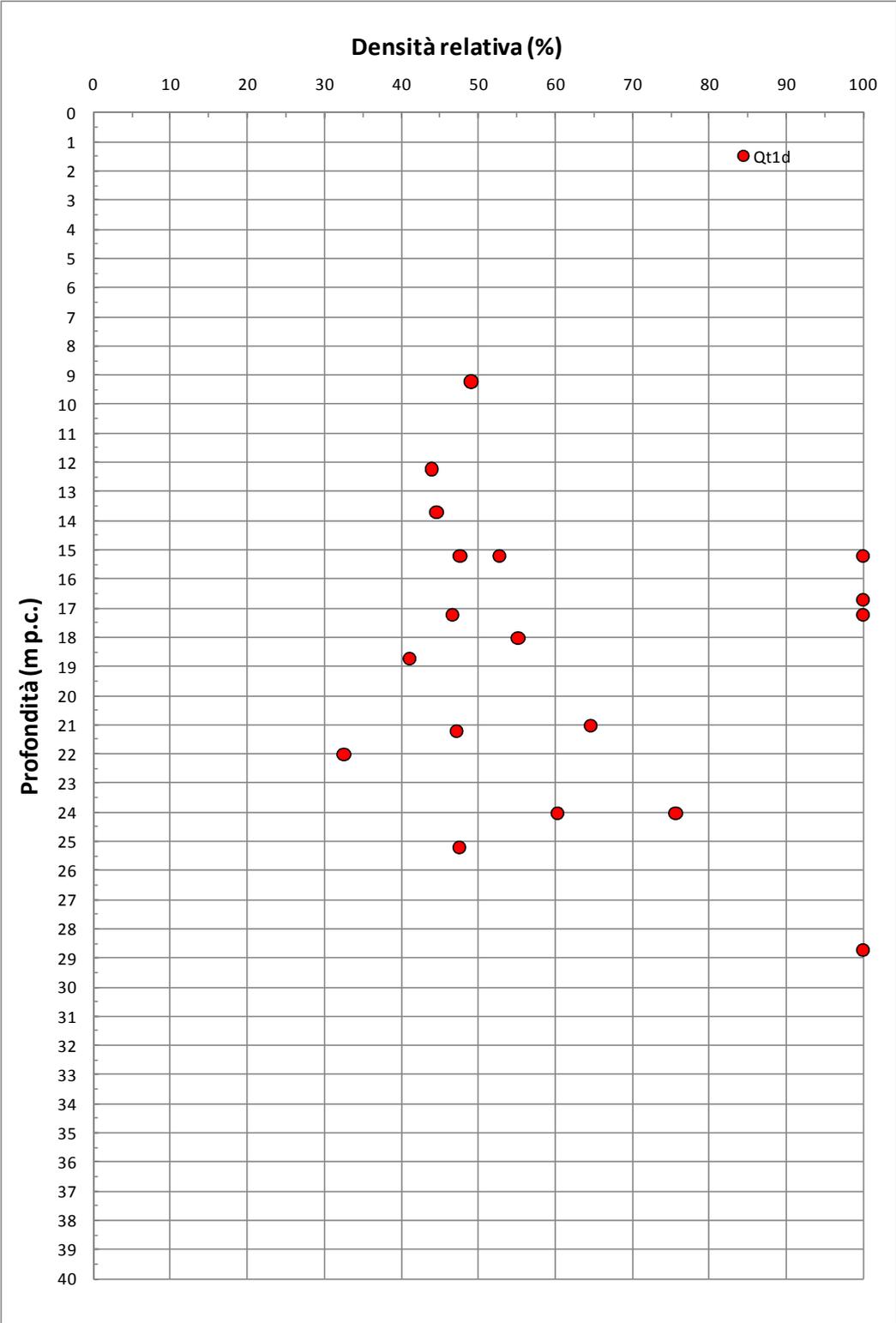


Figura 9.13: Formazione Qt1d – Densità relativa

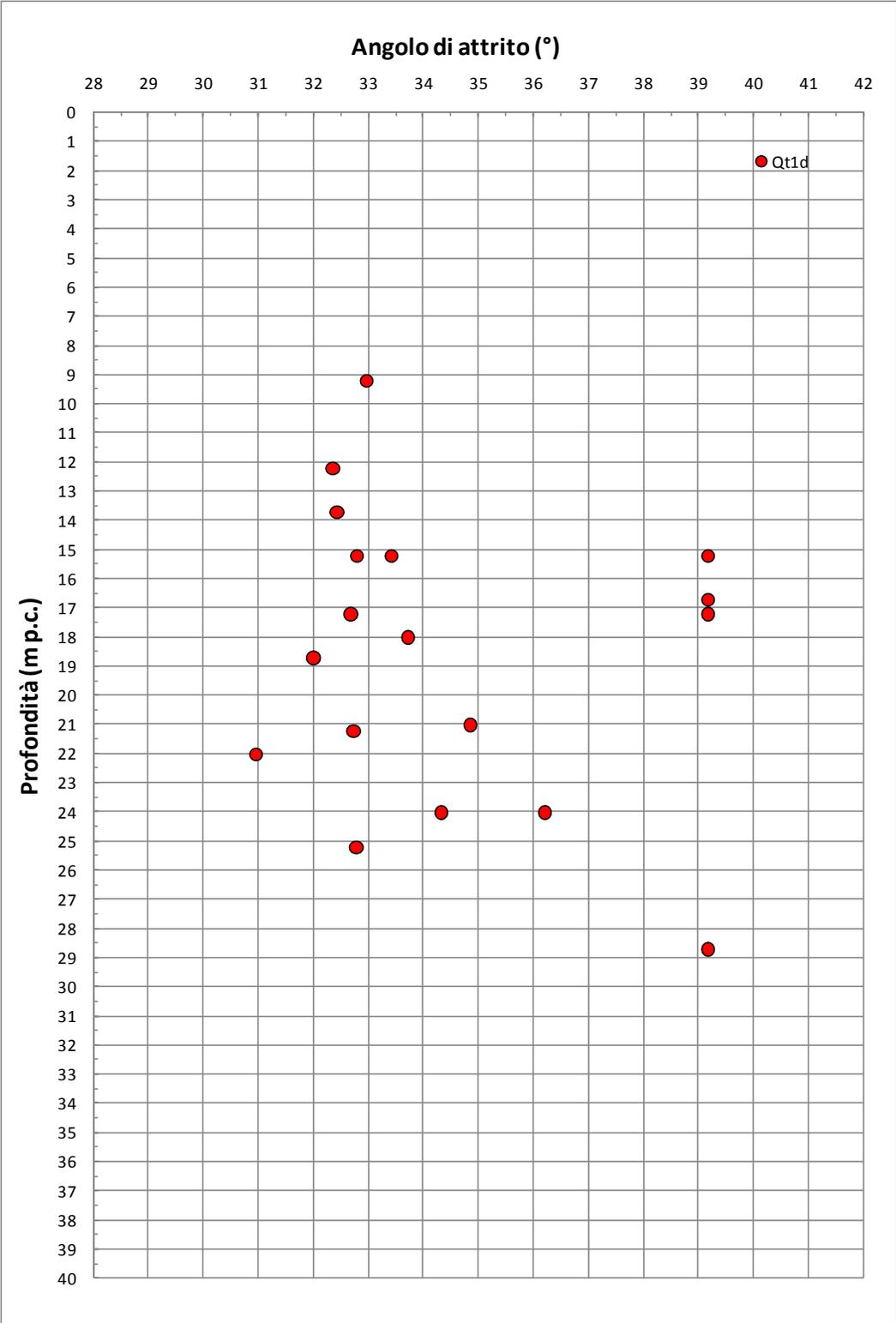


Figura 9.14: Formazione Qt1d – Angolo di attrito da prove SPT

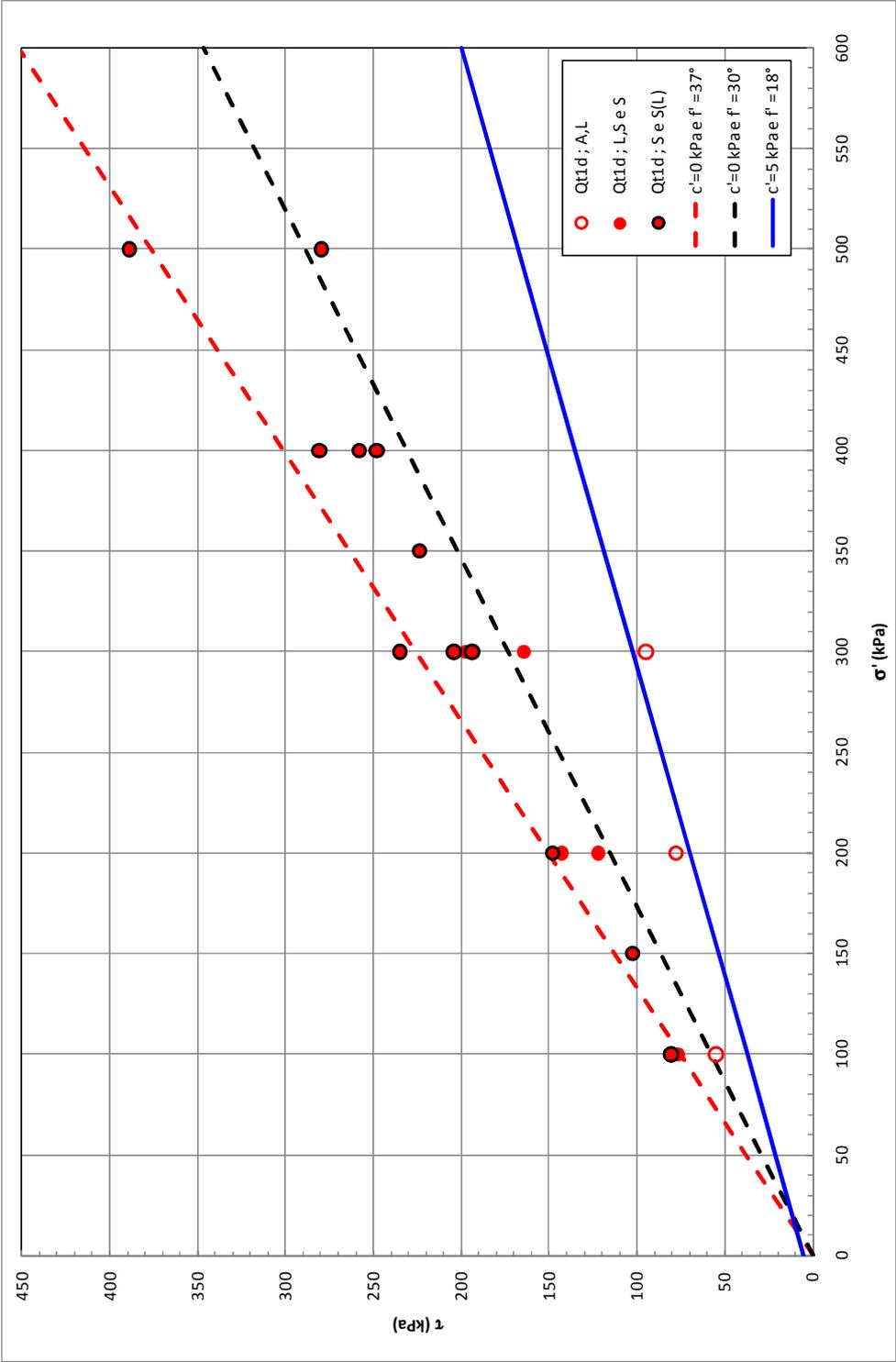


Figura 9.15: Formazione Qt1d – Angolo di attrito da prove di Taglio Diretto

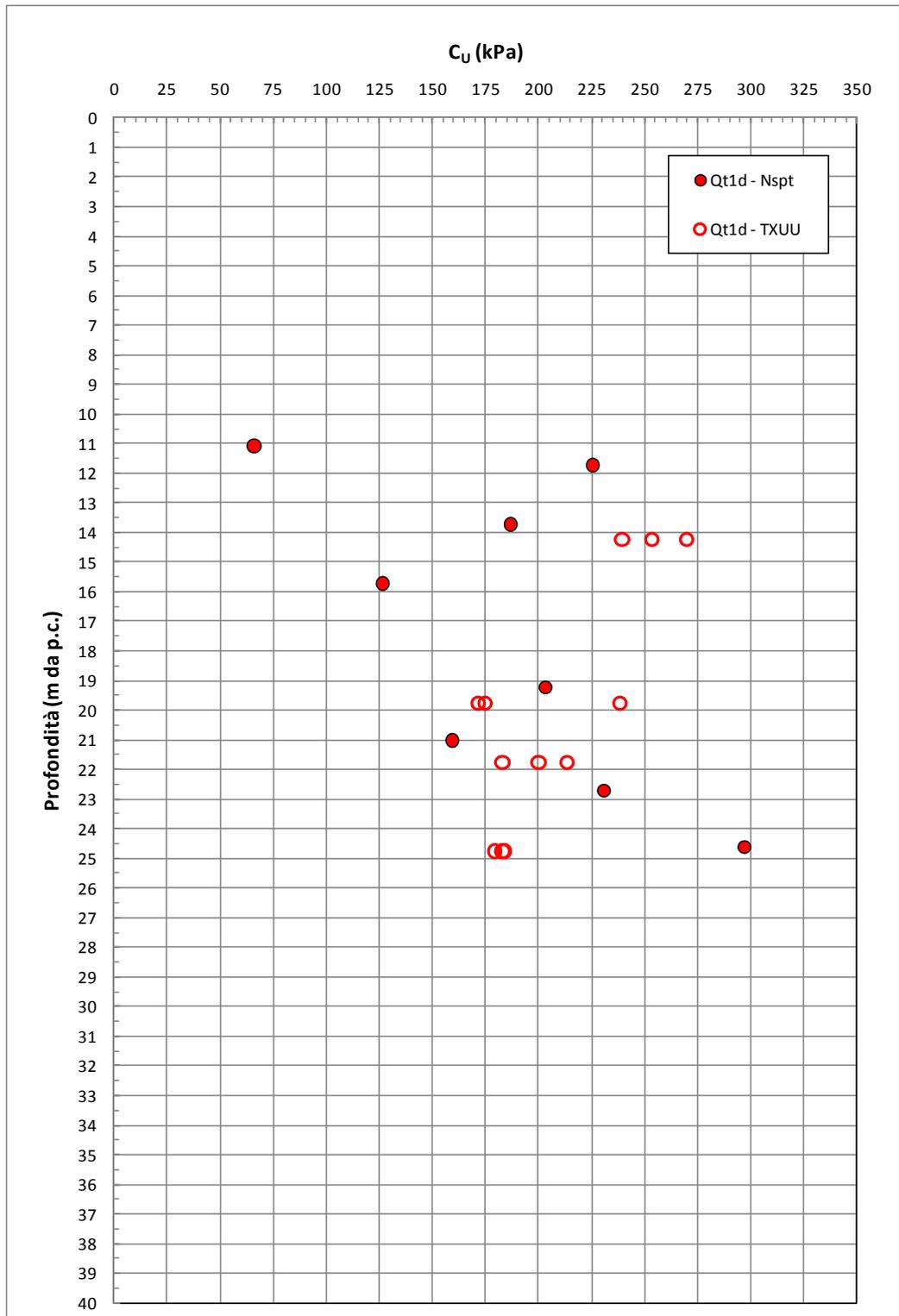


Figura 9.16: Formazione Qt1d – Coesione non drenata

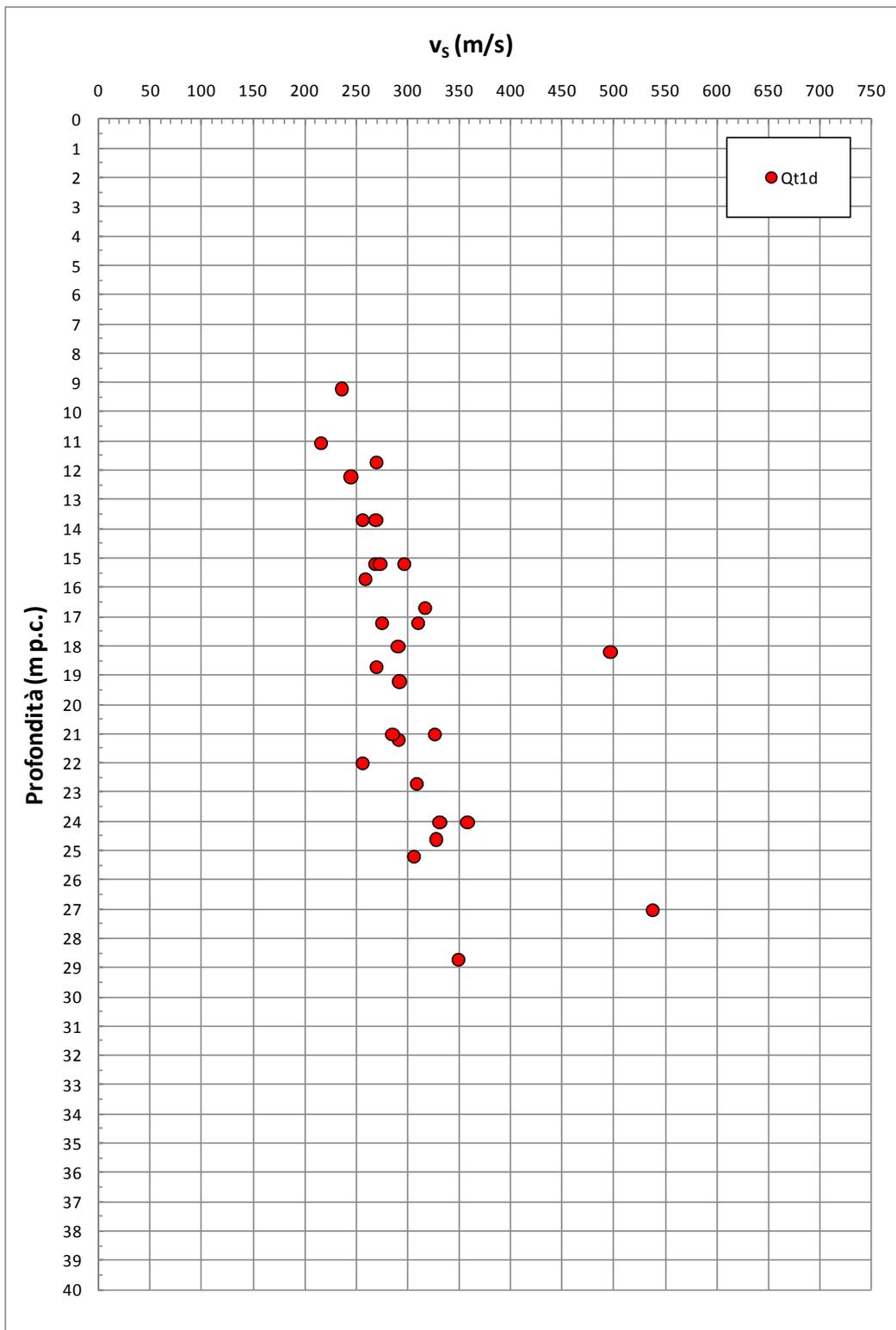


Figura 9.17: Formazione Qt1d – Valori di v_s

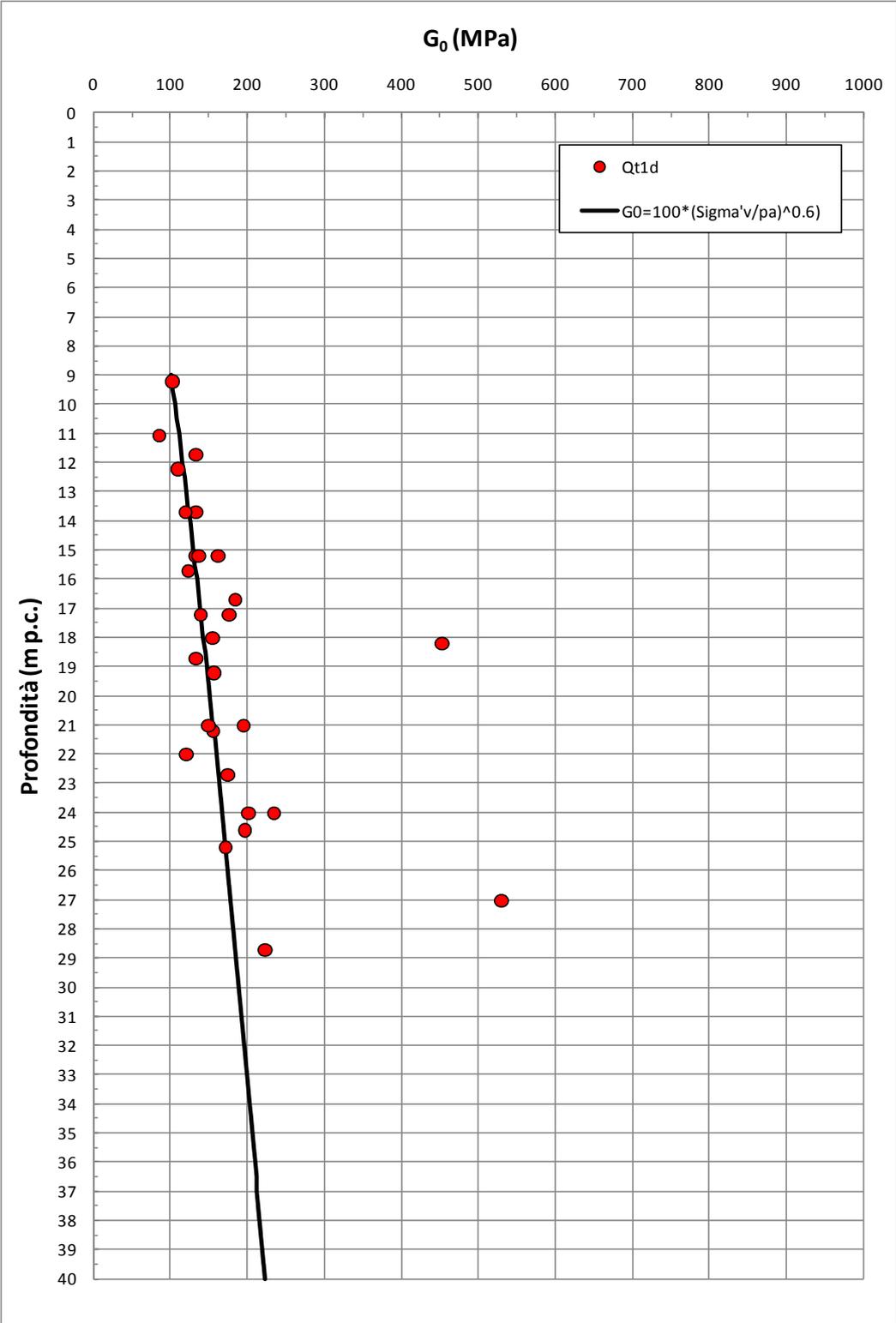


Figura 9.18: Formazione Q_{t1d} – Valori di G_0

9.6 Depositi palustro-lagunari Qt1k

La formazione Qt1k risulta geologicamente ascrivibile a depositi palustro-lagunari. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da argille ed argille limose, con qualche livello sabbioso; presenza di resti vegetali e presenza di malacofauna.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali a grana fine Qt1k è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Definitivo;
- prove di permeabilità Lefranc delle indagini di Progetto Definitivo.

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando orientativamente i livelli di falda riportati in Tabella 5.1.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) è riportato nella Figura 9.19; l'analisi di tale figura evidenzia come i depositi in oggetto sono costituiti quasi esclusivamente da terreni a grana fine ($FC \geq 35\%$). La presenza di strati a grana fine e/o grossa nell'ambito della formazione in oggetto dovrà essere comunque verificata puntualmente in corrispondenza dei sondaggi di interesse.

Nella Figura 9.20 sono riportate le resistenze N_{SPT} registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine ($FC = \% \text{ Limo} + \% \text{ Argilla}$) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di N_{SPT} risultano variabili tra un valore minimo di 8 colpi/30 cm e valori massimi di 18 colpi/30cm (che possono aumentare fino a 30÷35 colpi/30cm all'interno dei livelli più sabbiosi); come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $5 \leq N_{SPT} \leq 20$ colpi/30 cm.

9.6.1 Caratteristiche fisiche

La formazione Qt1d in oggetto, per quanto attiene ai livelli limoso-argillosi, caratterizzati da percentuali di fine superiori al 35%, presenta la seguente composizione:

- limo = 42 ÷ 66%, mediamente 52%
- argilla = 17 ÷ 56%, mediamente 39%
- sabbia = 2 ÷ 26%, mediamente 9%
- ghiaia = 0 ÷ 2%, mediamente <1%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 72% ÷ 98%, mediamente 91%

Il peso di volume naturale risulta variabile in un range di valori piuttosto ampio, compreso tra un minimo di 17 kN/m³ ed un massimo di 21 kN/m³ (vedi Figura 9.21).

Le caratteristiche fisiche dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% sono riportate nelle seguenti figure:

- Figura 9.22: contenuto d'acqua
- Figura 9.23: limite liquido
- Figura 9.24: limite plastico
- Figura 9.25: indice dei vuoti
- Figura 9.26: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 9.27 si riporta, sul piano di Burland (1990) l_v - $\log \sigma_{vo}'$, lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% e Limite Liquido maggiore del 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca ICL_{oed} . I terreni appartenenti alla formazione Qt1b, in accordo alla classificazione di Figura 8.4, risultano ascrivibili a terreni tipo A (terreni strutturati).

La densità relativa (D_r) degli strati sabbioso limosi, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo $D_r=40\div60\%$. Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo

riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo e i limi argillosi o sabbiosi, ossia aventi percentuale di fine superiore al 35%, sono stati considerati come materiali coesivi.

9.6.2 Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine

I depositi lagunari Qt1k a grana fine risultano strutturati ("sottoconsolidati"), ossia suscettibili di importanti cedimenti plastici se sottoposti a carichi "elevati"; alla luce di quanto sopra i calcoli geotecnici devono essere effettuati con modelli visco-plastici (vedi ad esempio il modello costitutivo "*Soft Soil Creep Model*" della libreria del codice di calcolo Plaxis) o modelli visco-plastici destrutturanti (vedi modello di [Rocchi et al, 2003](#)).

9.6.3 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (ϕ'), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di D_r sopra calcolati, ha fornito valori variabili nel range $\phi' = 32^\circ \div 35^\circ$.

L'angolo di attrito determinato da prove triassiali CU eseguite su un campioni di limi argillosi e limi argillosi con sabbia hanno fornito valori pari a $c' = 0 \div 10$ kPa e $\phi' = 26 \div 30^\circ$ (vedi Figura 9.30).

Sulla base di quanto sopra, alla formazione Qt1k possono essere assegnati valori caratteristici dell'angolo di attrito nei range:

- $\phi' = 32 \div 35^\circ$ per le sabbie e le sabbie debolmente limose
- $\phi' = 28 \div 32^\circ$ per le sabbie limose, sabbie con limo e limi sabbiosi
- $\phi' = 26 \div 30^\circ$ e $c' = 0 \div 10$ kPa per i limi argillosi e limi con argilla

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate, determinati su campioni di limi argillosi e limi con sabbie aventi $FC > 35\%$, sono riportati nella Figura 9.31; nella stessa figura si riportano anche i valori di resistenza ricavati da prove di laboratorio del tipo TX-UU.

9.6.4 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportate nella Figura 9.32. Nella figura sono riportati anche i valori delle velocità delle onde di taglio ottenuti dalle prove Cross-Hole (verticali 4/1-SD17 e 4/1-SD17Bis e verticali 4/1-SD22 e 4/1-SD22Bis), limitati alle profondità in cui è stata incontrata la formazione in oggetto; per i commenti relativi al confronto tra le velocità delle onde di taglio ricavate direttamente dalla prova Cross-Hole e quelle ricavate dall'interpretazione delle prove SPT si rimanda a quanto già discusso nel paragrafo 6.4.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale G_0 può essere determinato sulla base di quanto riportato in [Simpson et al. \(1979\)](#), assumendo $G_0=500\div700\cdot c_u$, essendo c_u il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico.

I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.33. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 70000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.6} \text{ in kPa}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 8.2.4, i moduli di Young operativi E_{op1} , E_{op2} ed E_{op3} , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad una frazione di E_0 ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 , essendo:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0'} \right)^{0.5} \text{ in kPa}$$

dove p' è la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

I moduli di Young operativi (E_{op1} , E_{op2} e E_{op3}), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 8.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale G_0 può essere determinato sulla base di quanto riportato in [Simpson et al. \(1979\)](#), assumendo $G_0=500\div700\cdot c_u$, essendo c_u il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico. Si evidenzia che tale correlazione fornisce valori di G_0 inferiori a quelli desumibili dall'interpretazione delle prove SPT tramite la relazione di [Ohta e Goto](#); si suggerisce pertanto di utilizzare, cautelativamente, la relazione di [Simpson et al. \(1979\)](#) in presenza di spessori metrici di terreni prettamente limoso-argillosi.

9.6.5 Permeabilità

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc (vedi Tabella 5.2 e Tabella 5.3), ai livelli sabbiosi e sabbioso-limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine $1\cdot 10^{-6}\div 1\cdot 10^{-7}$ m/s.

I valori di permeabilità da assumersi in Progetto dipenderanno dal tipo di problema geotecnico e/o idraulico da affrontare, scegliendo di volta in volta valori ragionevolmente cautelativi tra quelli sopra esposti.

9.6.6 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi della formazione Qt1k.

Tabella 9.4: Formazione Qt1k – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Limi argillosi e limi sabbiosi	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Sabbie, Sabbie limose
γ_t (kN/m ³)	17÷19	19÷20	20÷21
N _{SPT} (colpi/30 cm)	5÷15	15÷20	30÷35
D _r (%)	-	40÷60	
c' (kPa)	0÷10	0	0
φ' (°)	26÷30	32÷35	28÷32
c _u (kPa)	25÷100	-	
GSC = $\sigma'_{v,max}/\sigma'_{v,0}$ (-)	-	1.00	
OCR* = $\sigma'_{vy}/\sigma'_{v,0}$	1.00÷1.05	-	
k _o (-)	$(1 - \text{sen}\varphi')\sqrt{OCR^*}$	$(1 - \text{sen}\varphi')\sqrt{GSC}$	
v _s (m/sec)	200÷250		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 700 \cdot c_u$	$G_{01} = 70000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v,0}}{P_a}\right)^{0.6}$	
E _{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/(3 \div 5)$ ⁽¹⁾		
E _{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/5$ ⁽¹⁾		
E _{op3} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/10$ ⁽¹⁾		
c _c (-)	0.40÷0.60 ⁽²⁾	-	-
c _r (-)	0.2 · c _c ⁽²⁾	-	-
c _{αe} (%)	1.0 ⁽²⁾	-	-

Simbologia:

- γ_t = peso di volume naturale;
N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
D_r = densità relativa;
c' = intercetta di coesione;
 φ' = angolo di attrito operativo;
GSC = grado di sovraconsolidazione meccanico;
OCR* = grado di sovraconsolidazione equivalente per terreni tipo A
 $\sigma'_{v,max}$ = tensione verticale efficace massima subita nel passato;
 $\sigma'_{v,0}$ = tensione verticale efficace attuale (geostatica);
k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

- v_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;
 z = profondità dal piano campagna locale in metri;
 G_{01} = modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
 p_a = pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
 E_{op1} = modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
 E_{op2} = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$) con metodi elastici lineari e non lineari;
 E_{op3} = modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
 B = dimensione minore della fondazione (m);
 C_c = indice di compressione (nel piano indice dei vuoti "e");
 C_r = indice di ricomprensione (nel piano indice dei vuoti "e");
 C_v = coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;
 C_α = coefficiente di consolidazione secondaria.

Note:

- (1) $G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$ (kPa), essendo p' la pressione efficace media corrente e p'_0 la pressione efficace media geostatica.
- (2) = sono disponibili complessivamente n.3 prove edometriche eseguite su campioni indisturbati prelevati in sondaggi ubicati in corrispondenza del Torrente Osa (n.2 prove in 4/1-SD15 e n.1 prova in 4/1-SD16).

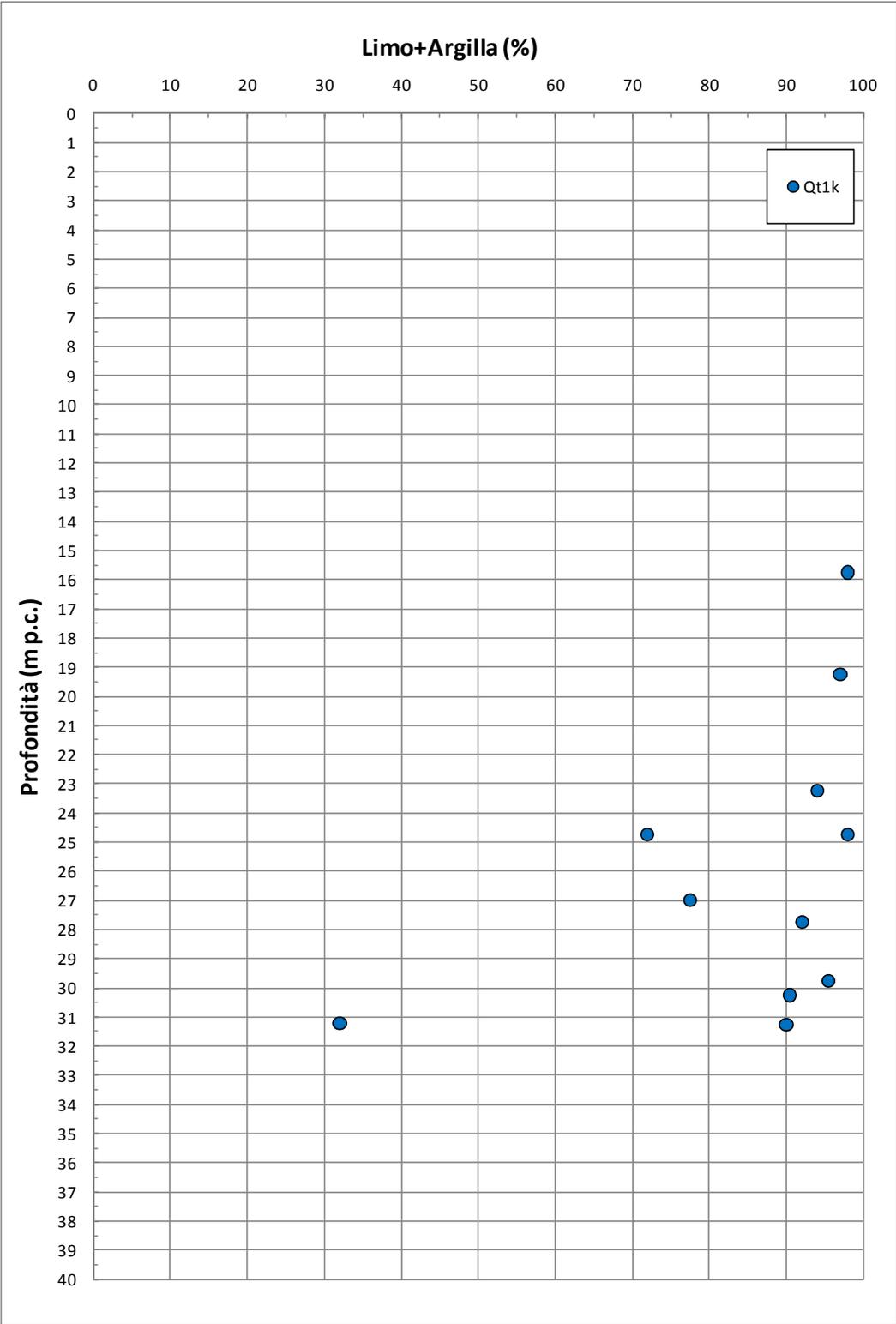


Figura 9.19: Formazione Qt1k – Contenuti di fine (CF)

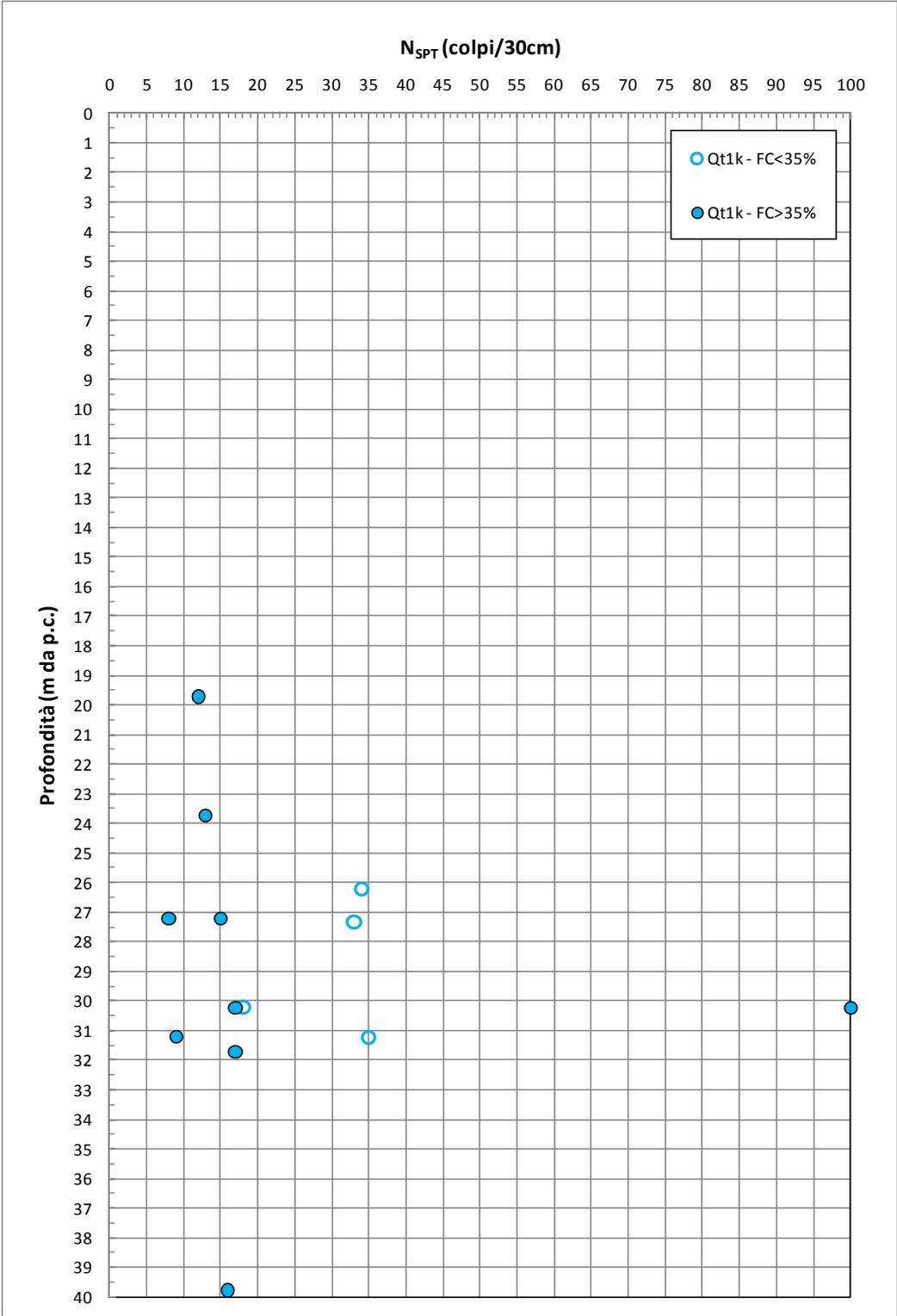


Figura 9.20: Formazione Qt1k – Valori di N_{SPT}

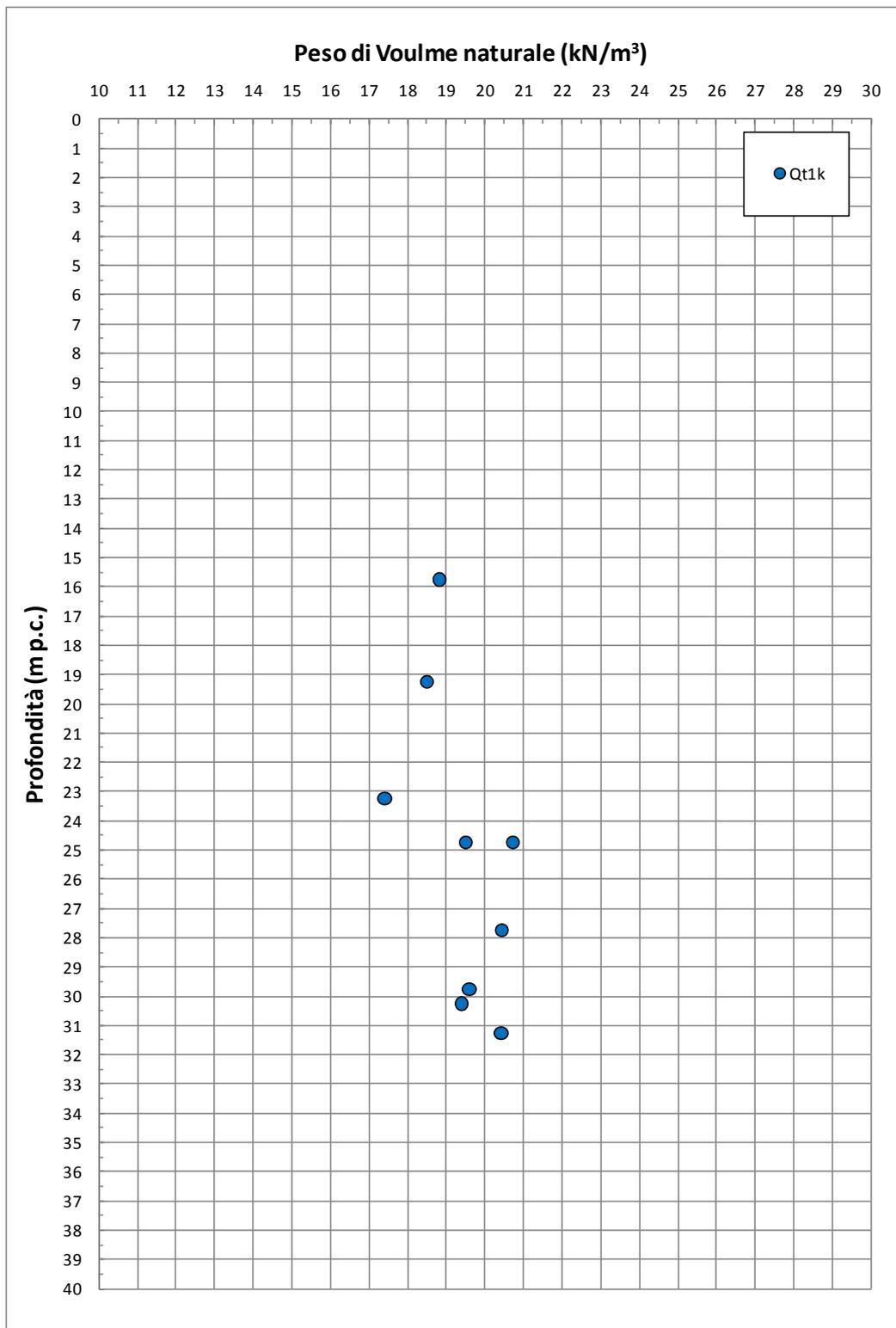


Figura 9.21: Formazione Qt1k – Pesi di volume naturale

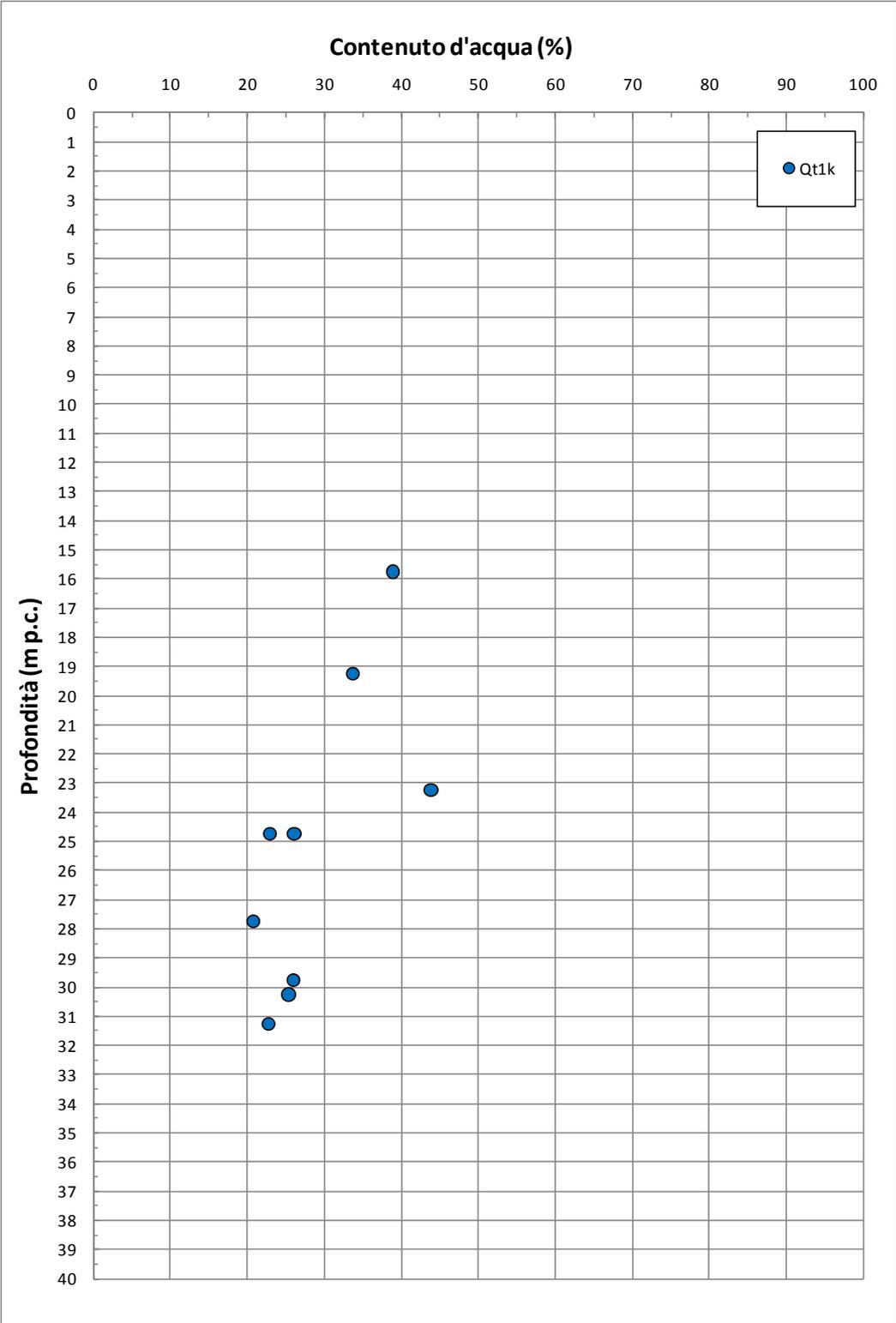


Figura 9.22: Formazione Qt1k – Contenuto d'acqua naturale

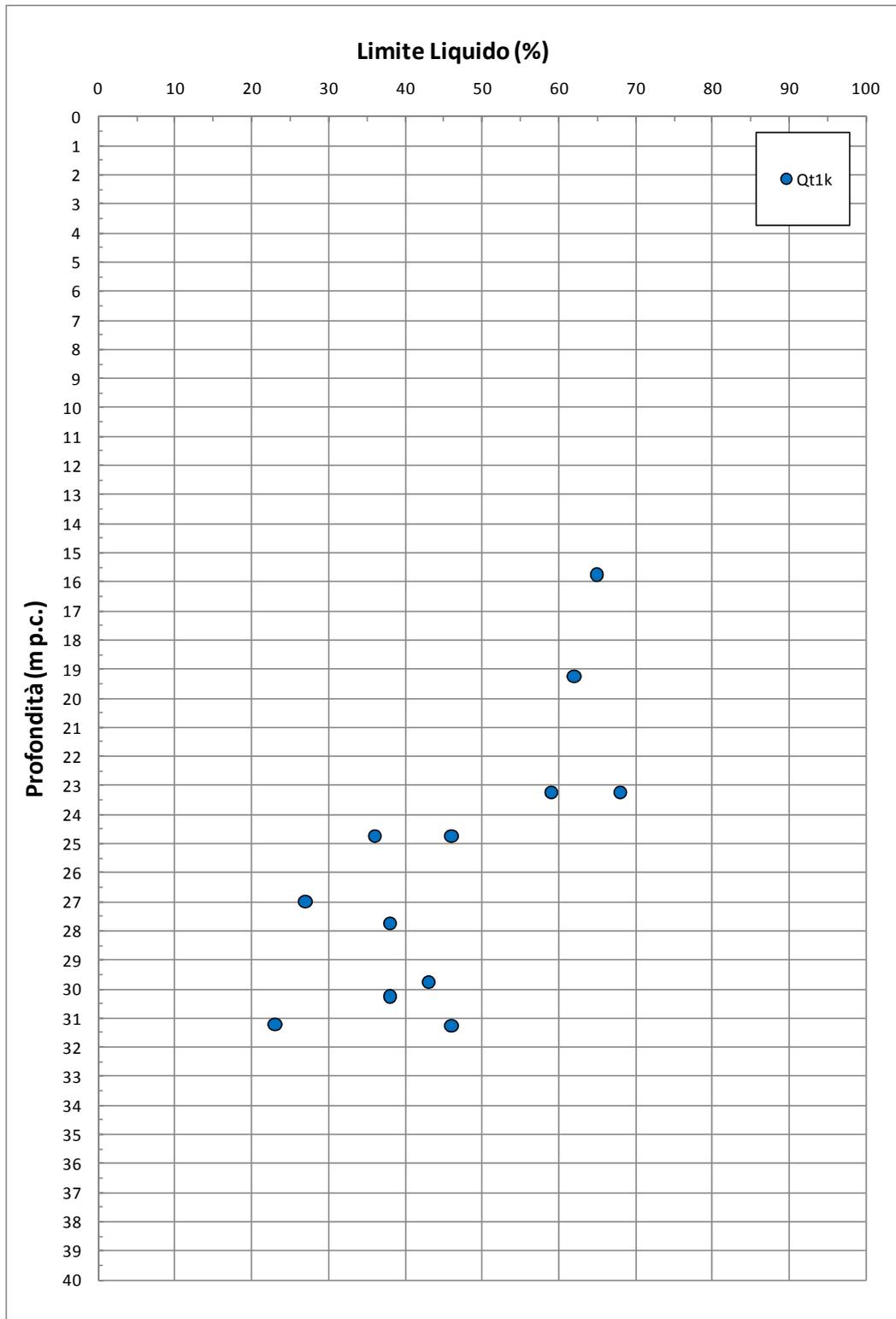


Figura 9.23: Formazione Qt1k – Limite Liquido

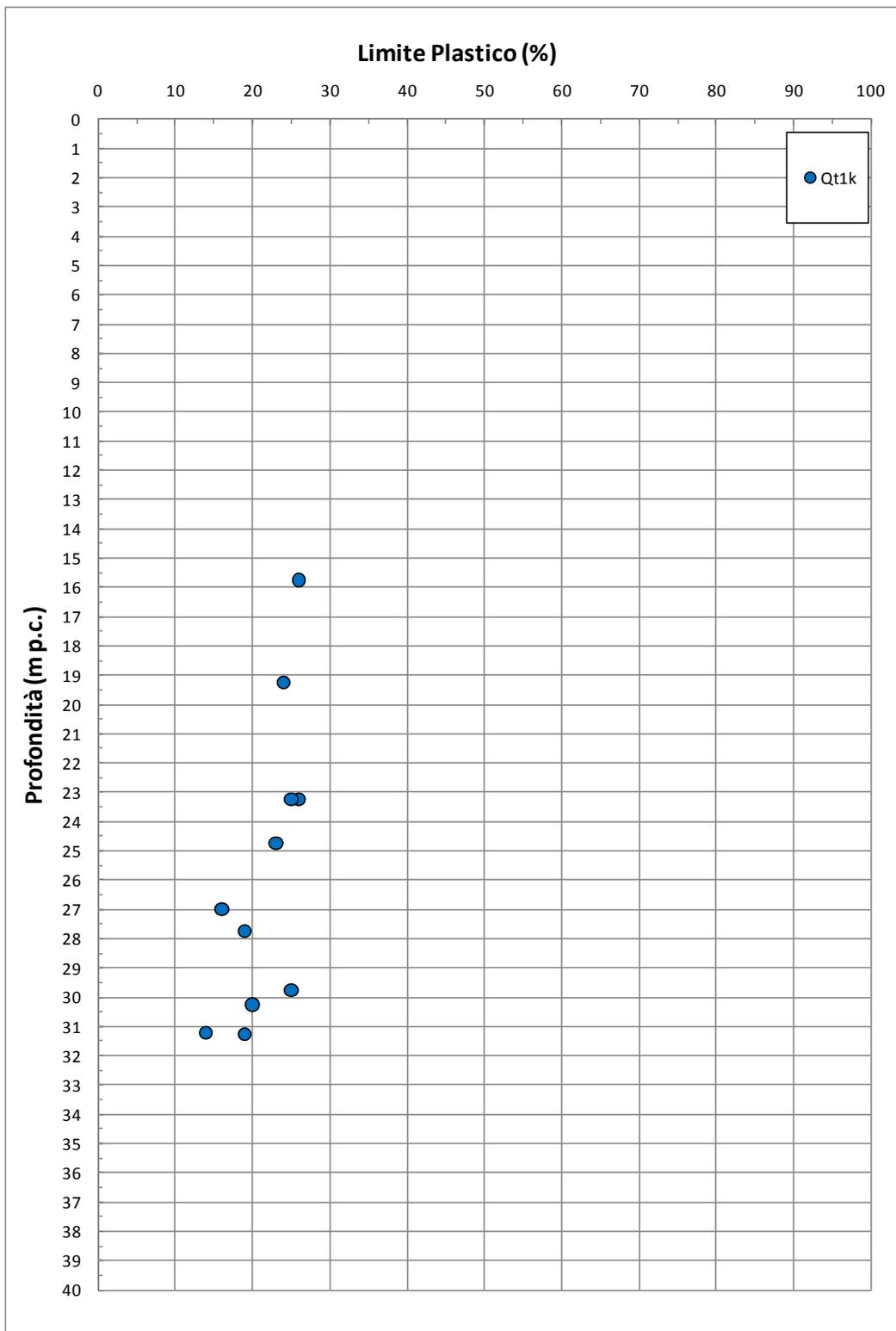


Figura 9.24: Formazione Qt1k – Limite Plastico

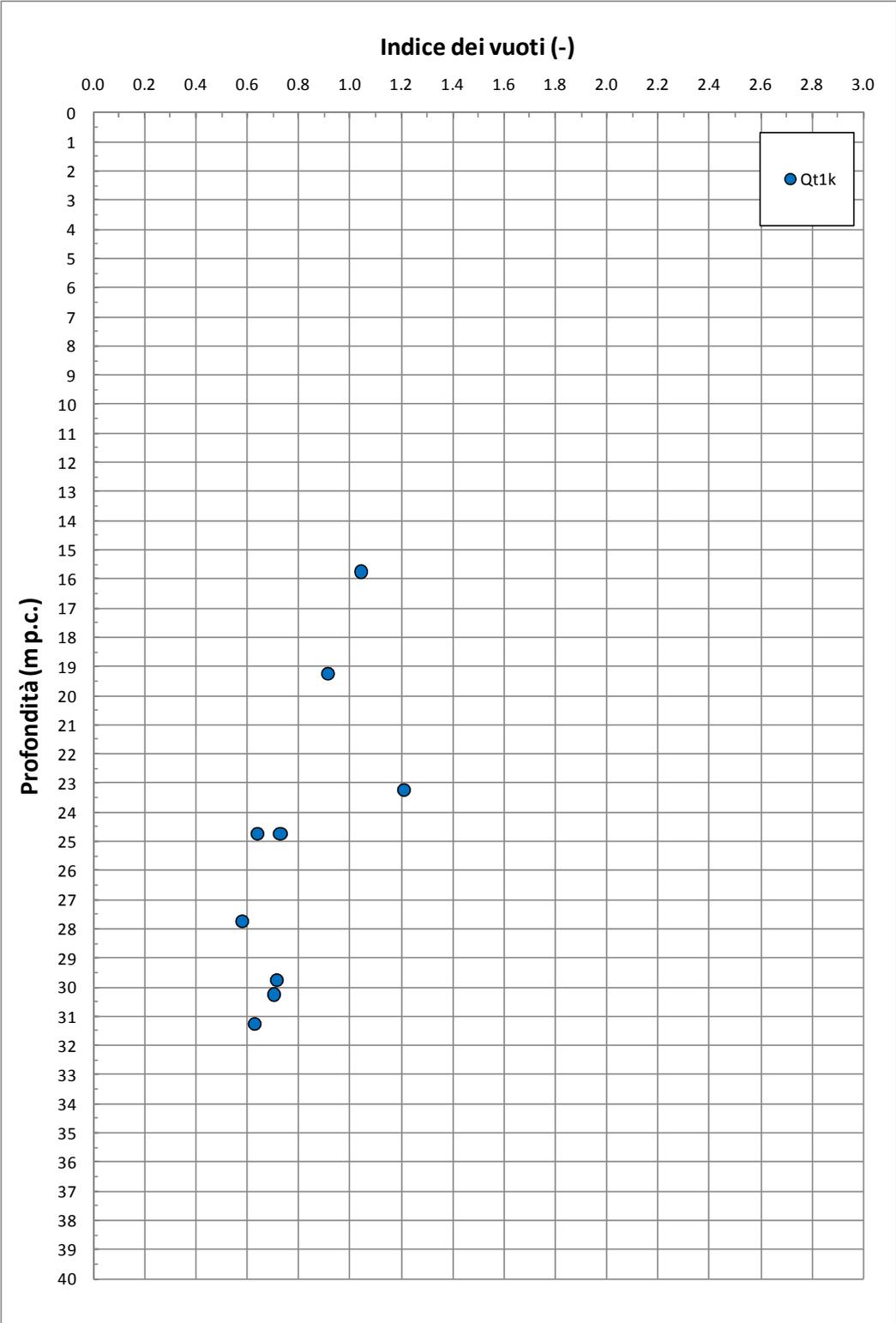


Figura 9.25: Formazione Qt1k – Indice dei vuoti

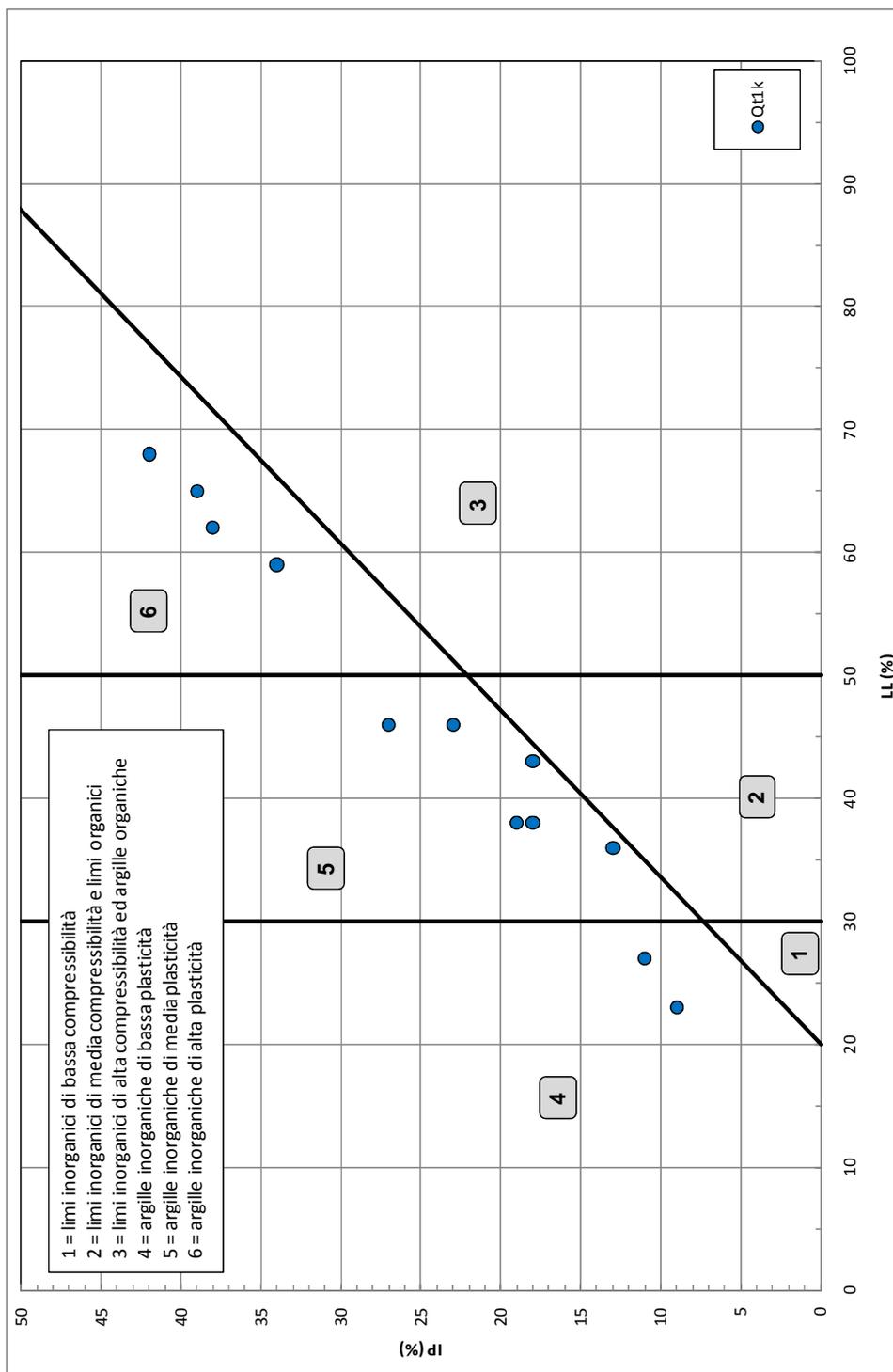


Figura 9.26: Formazione Qt1k – Carta di plasticità di Casagrande

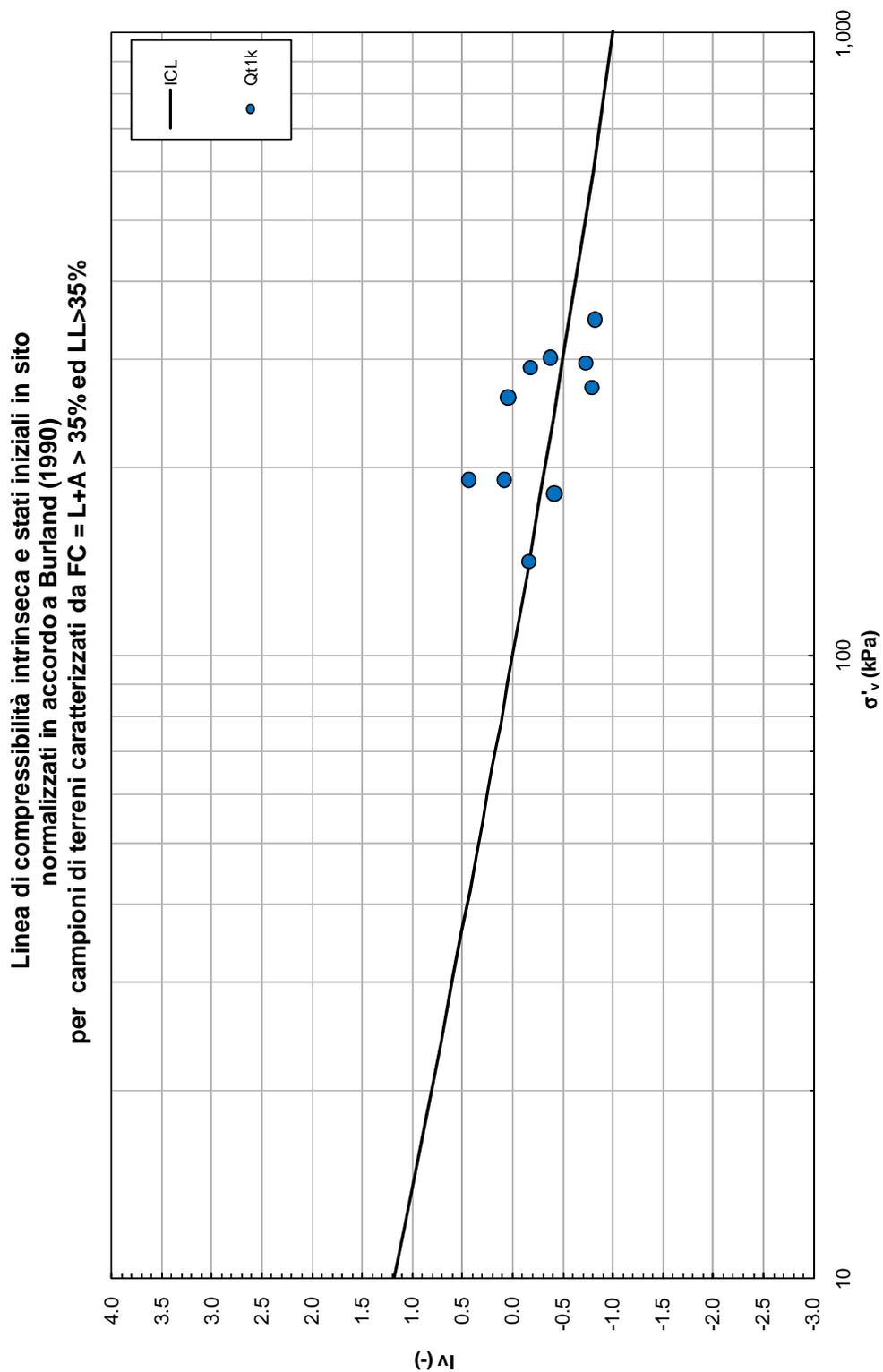


Figura 9.27: Formazione Qt1k – Piano di Burland

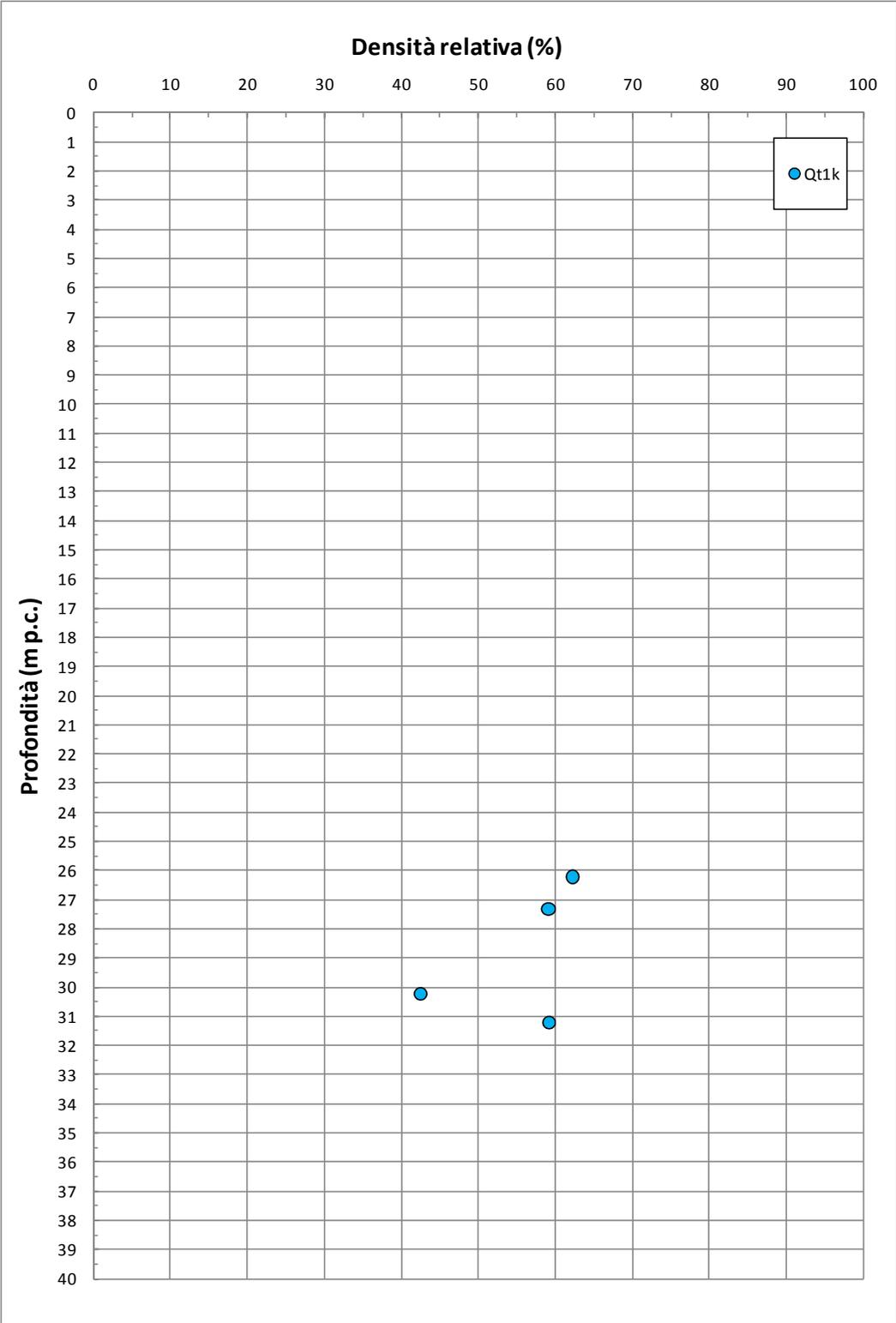


Figura 9.28: Formazione Qt1k – Densità relativa

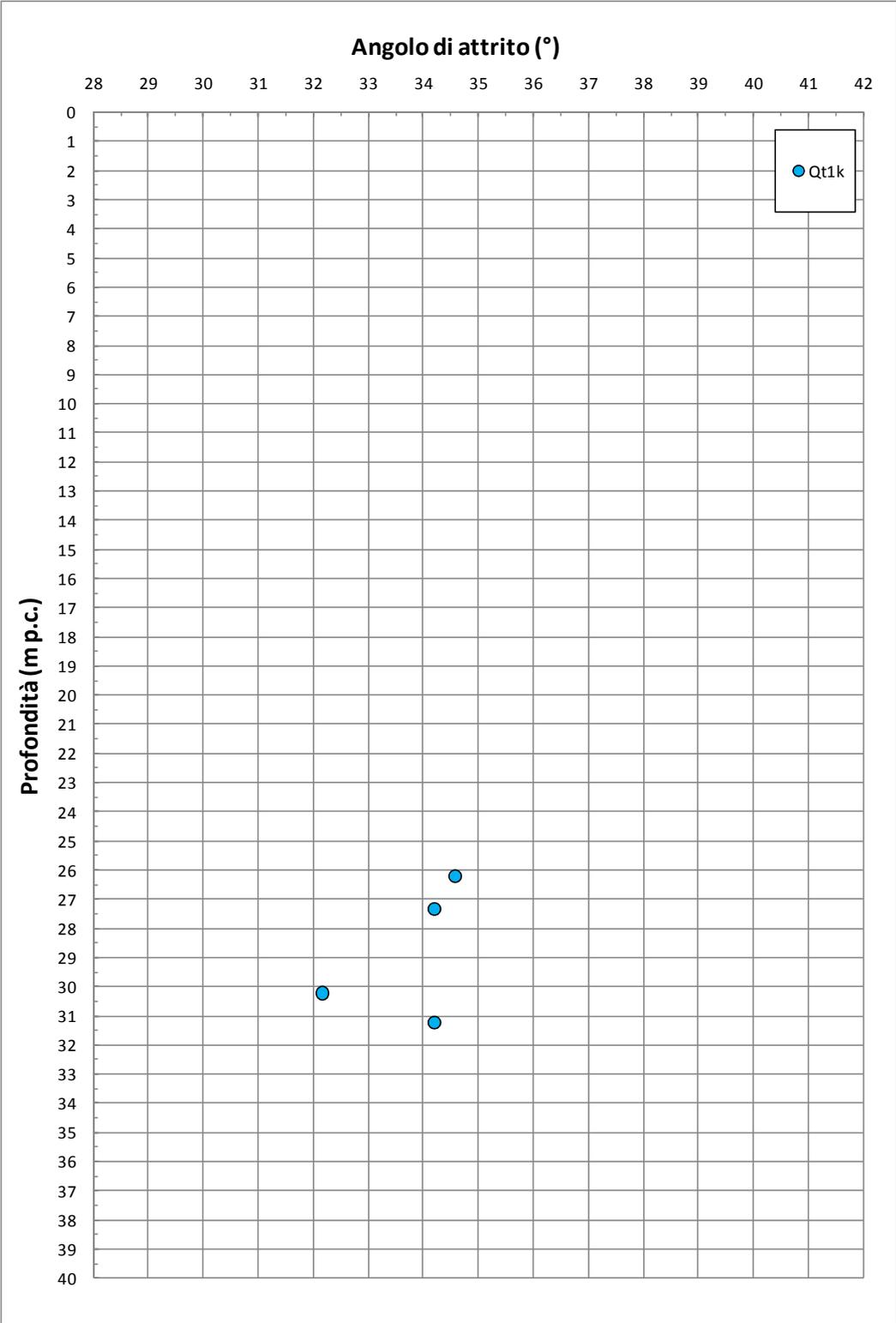


Figura 9.29: Formazione Qt1k – Angolo di attrito da prove SPT

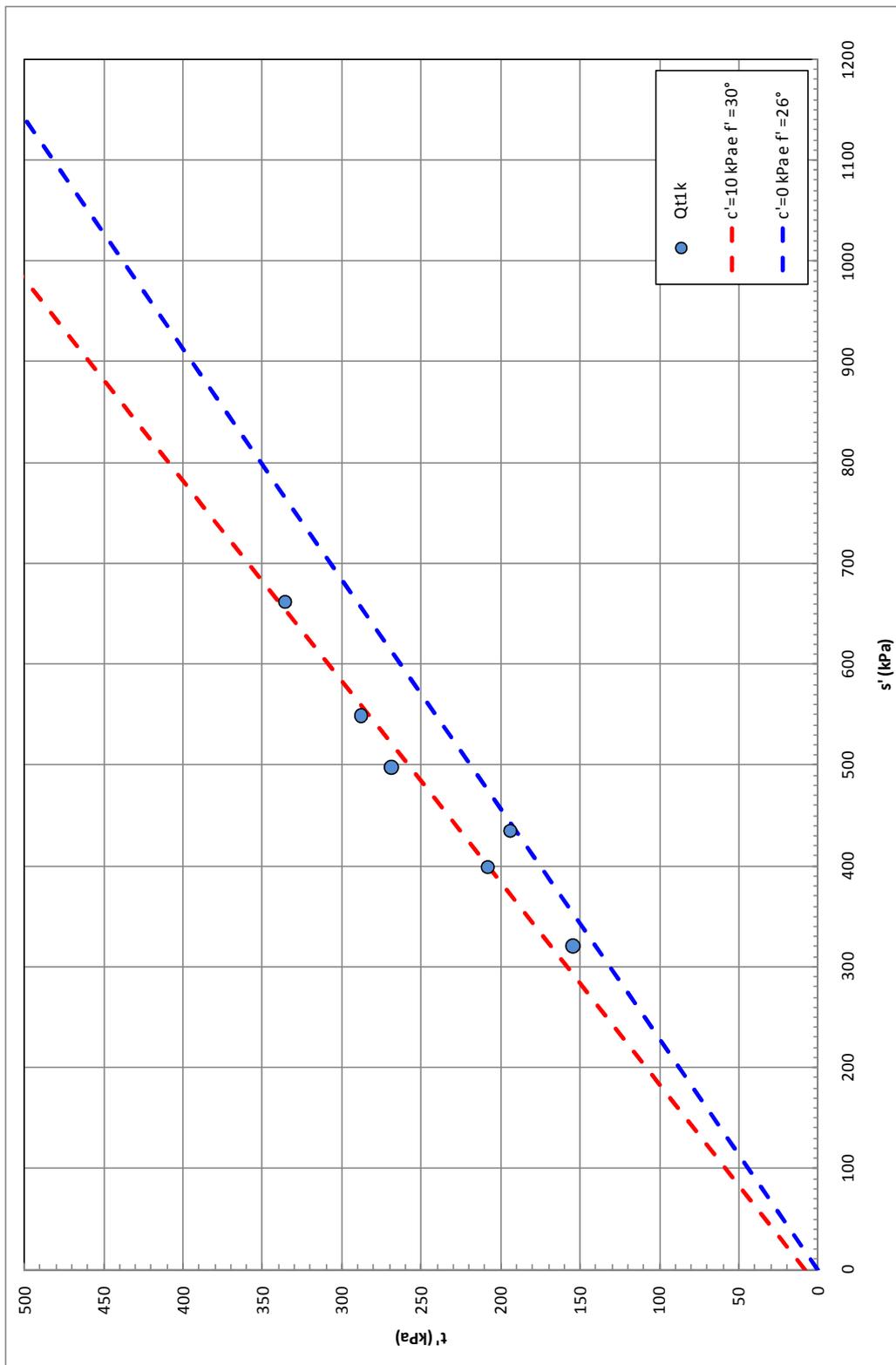


Figura 9.30: Formazione $Qt1k$ – Angolo di attrito da prove TX-CU

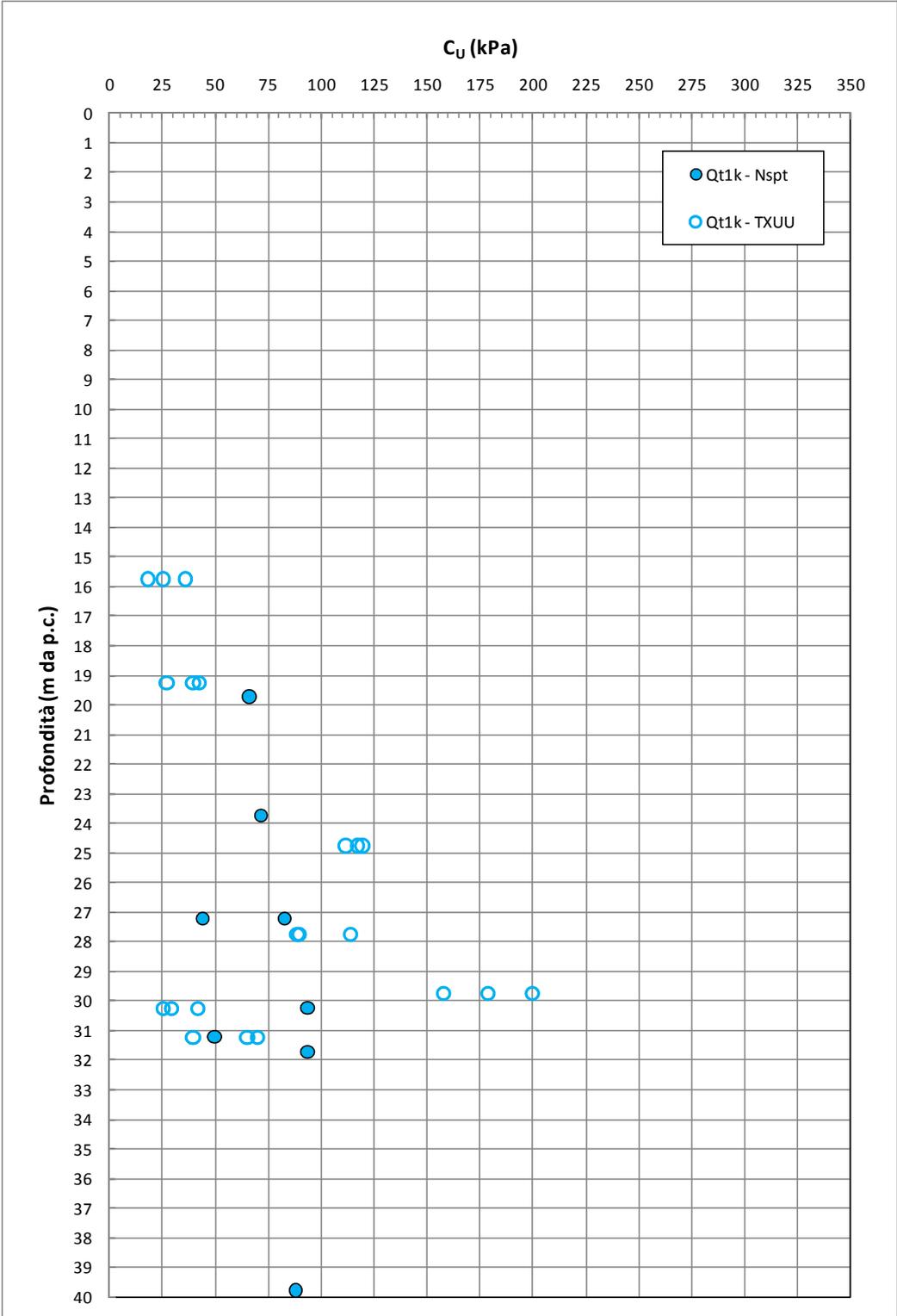


Figura 9.31: Formazione Qt1k – Coesione non drenata

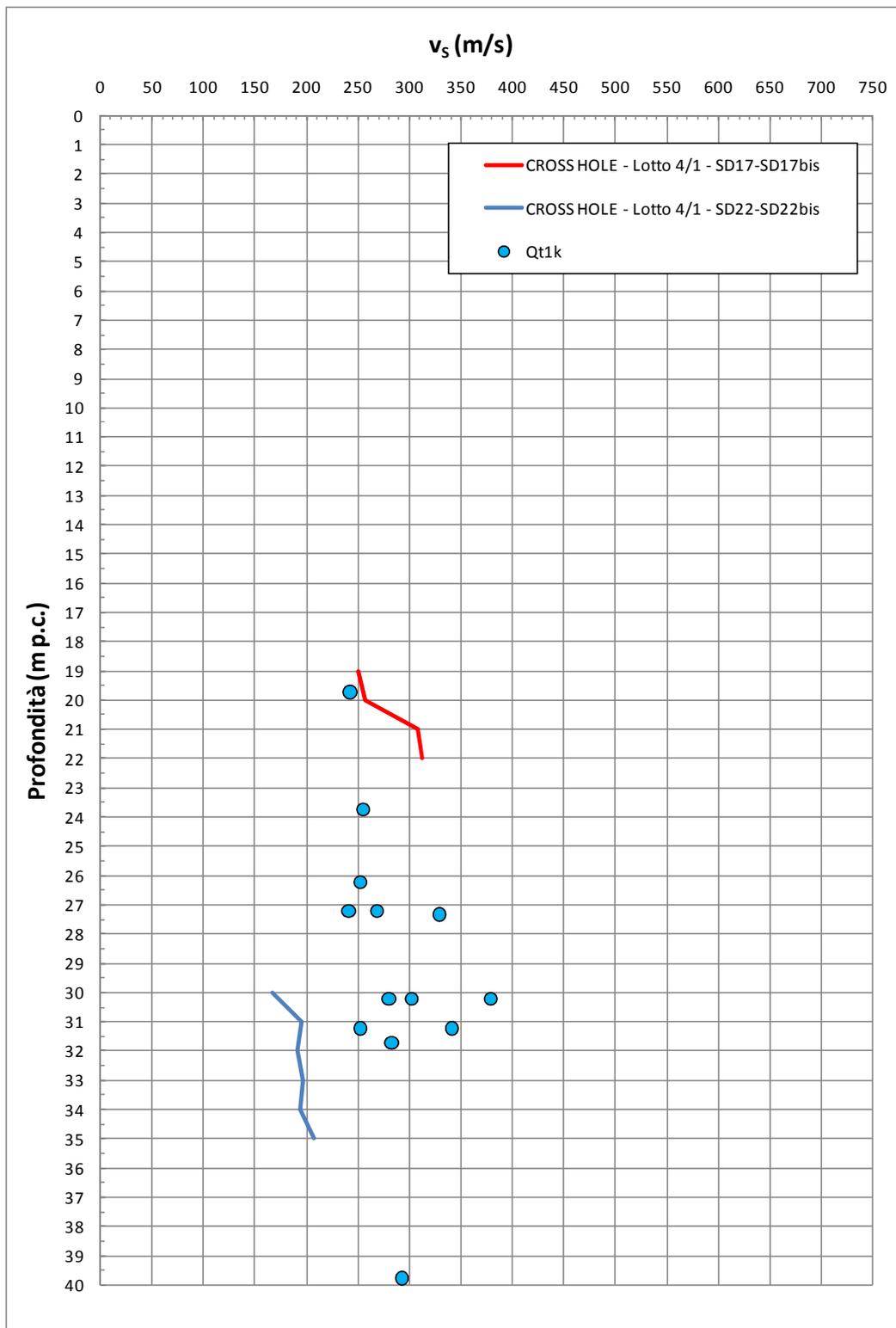


Figura 9.32: Formazione Qt1k – Valori di v_s

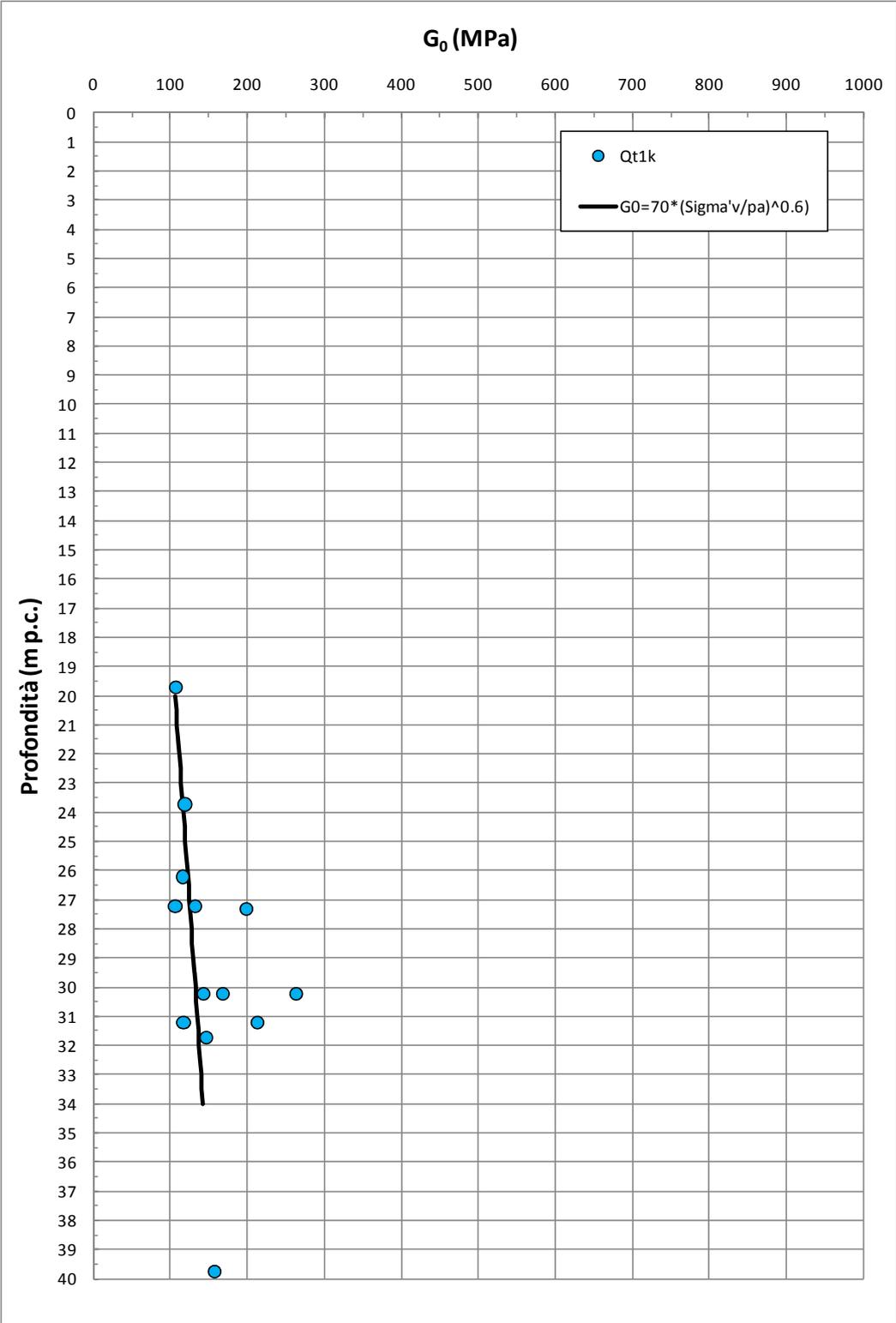


Figura 9.33: Formazione Qt1k – Valori di G_0

9.7 Depositi H1a2 (marini) e H1a3 (di duna)

Nelle figure che vanno dalla Figura 9.34 alla Figura 9.39 sono riassunti i dati geotecnici disponibili per le formazioni in oggetto.

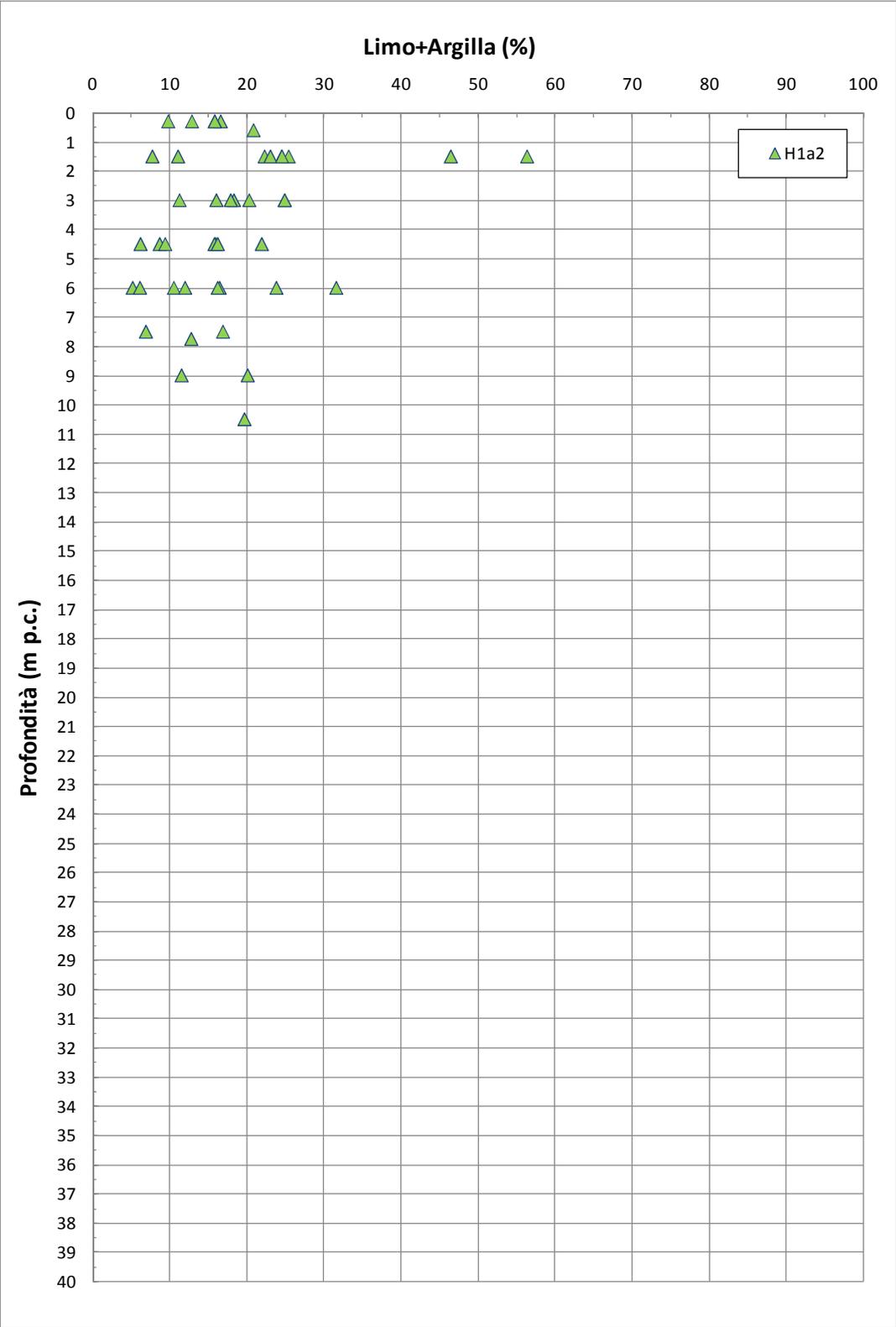


Figura 9.34: Formazione H1 a2 – Contenuti di fine (CF)

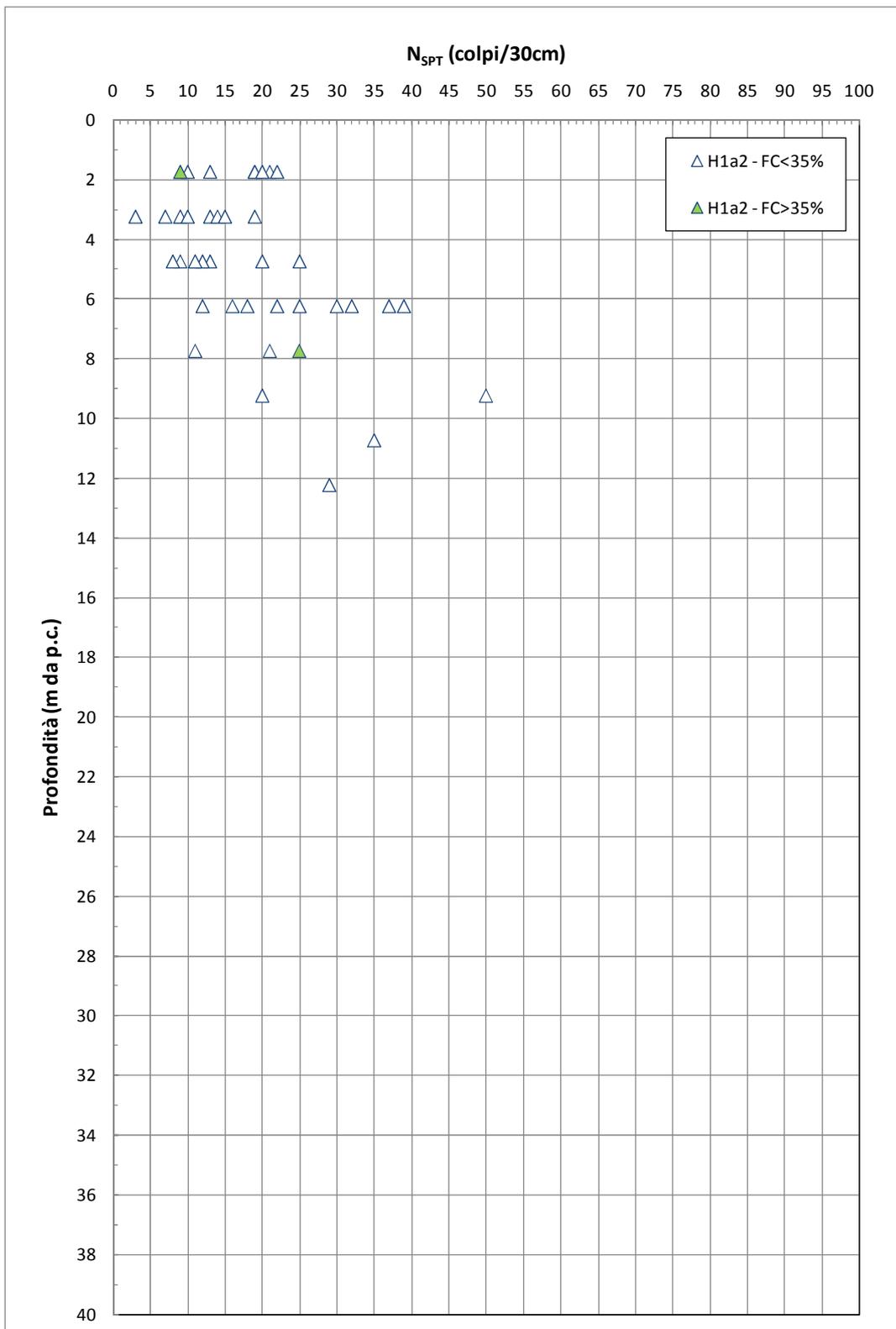


Figura 9.35: Formazione H1a2 – Valori di N_{SPT}

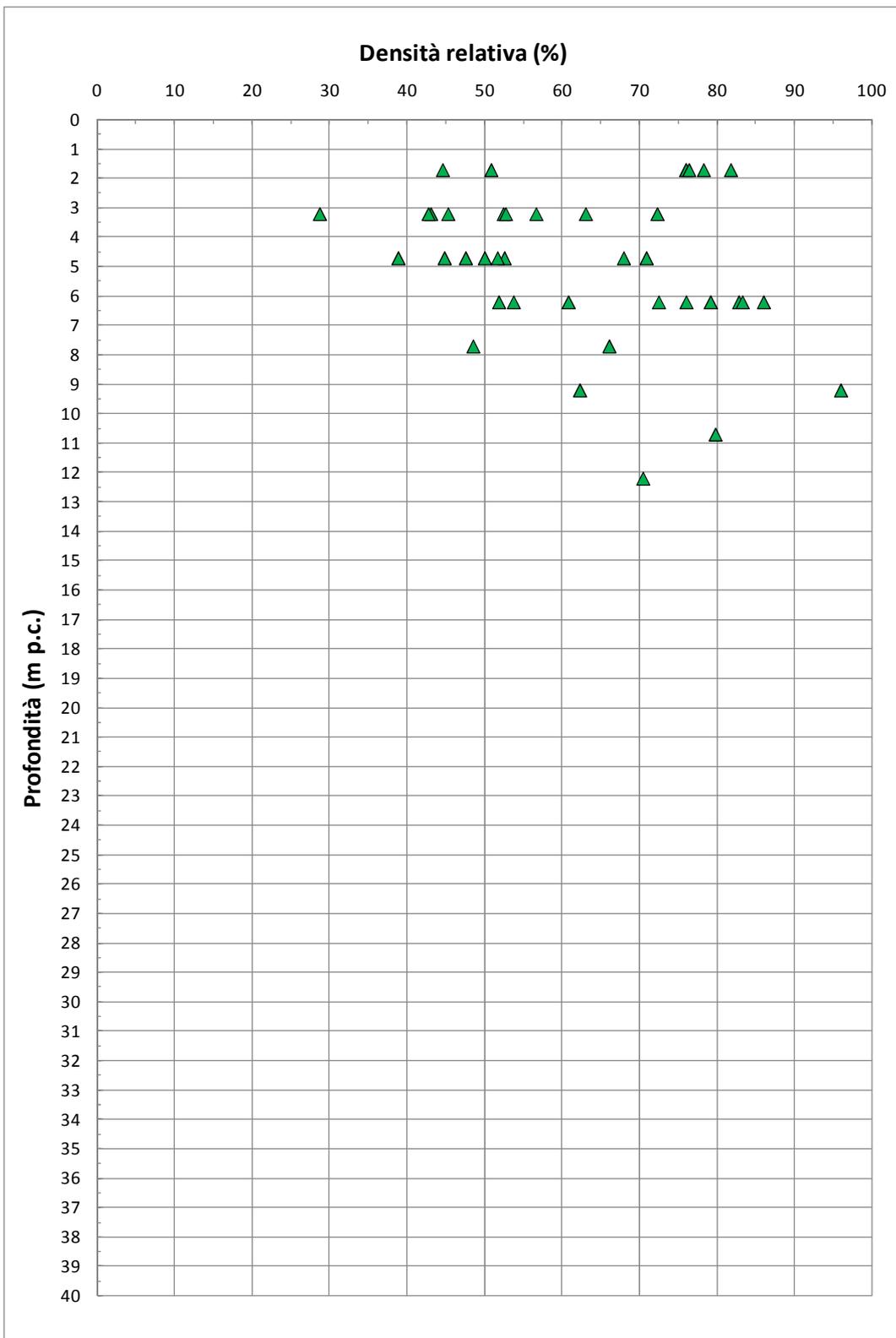


Figura 9.36: Formazione H1 a2 – Densità relativa

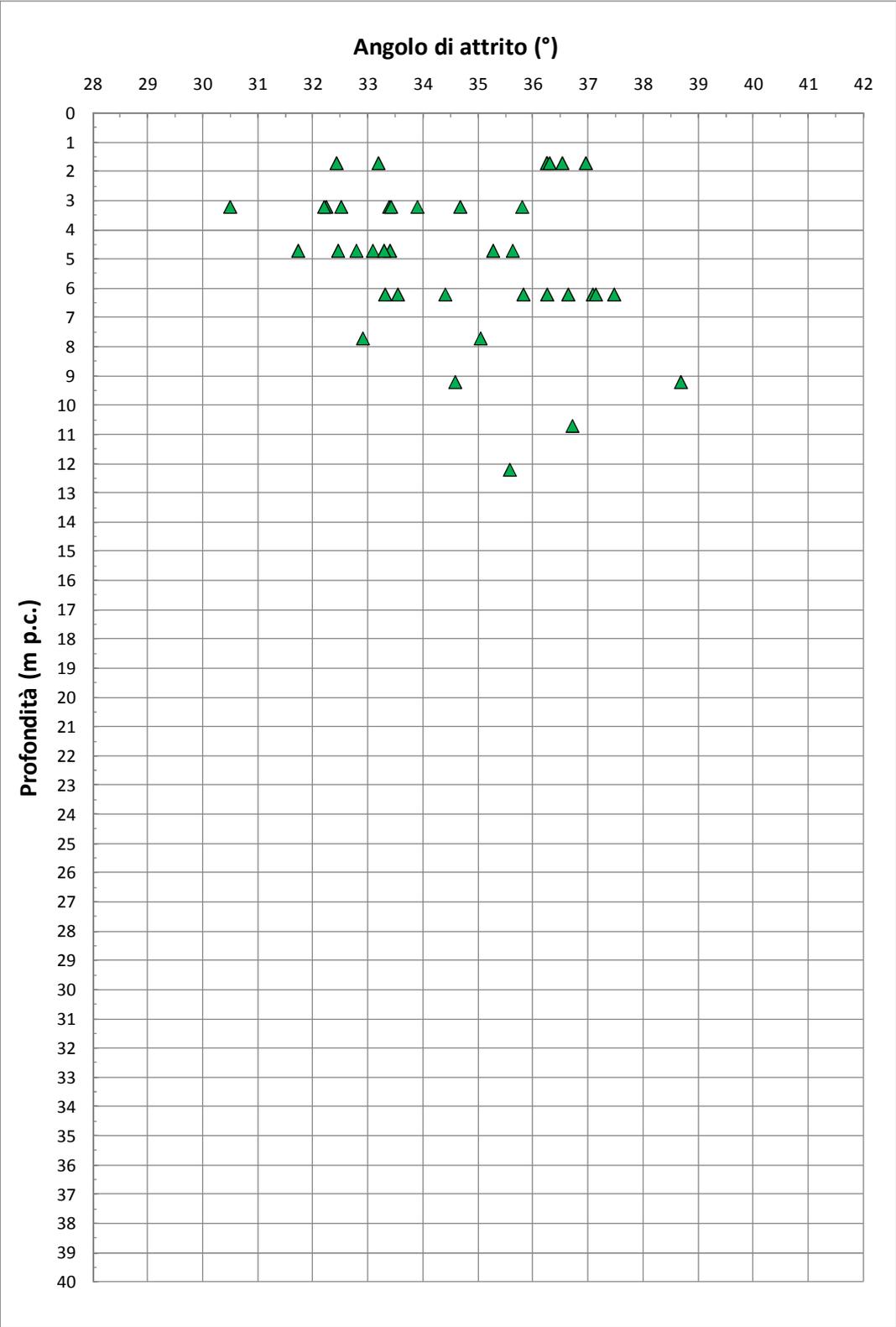
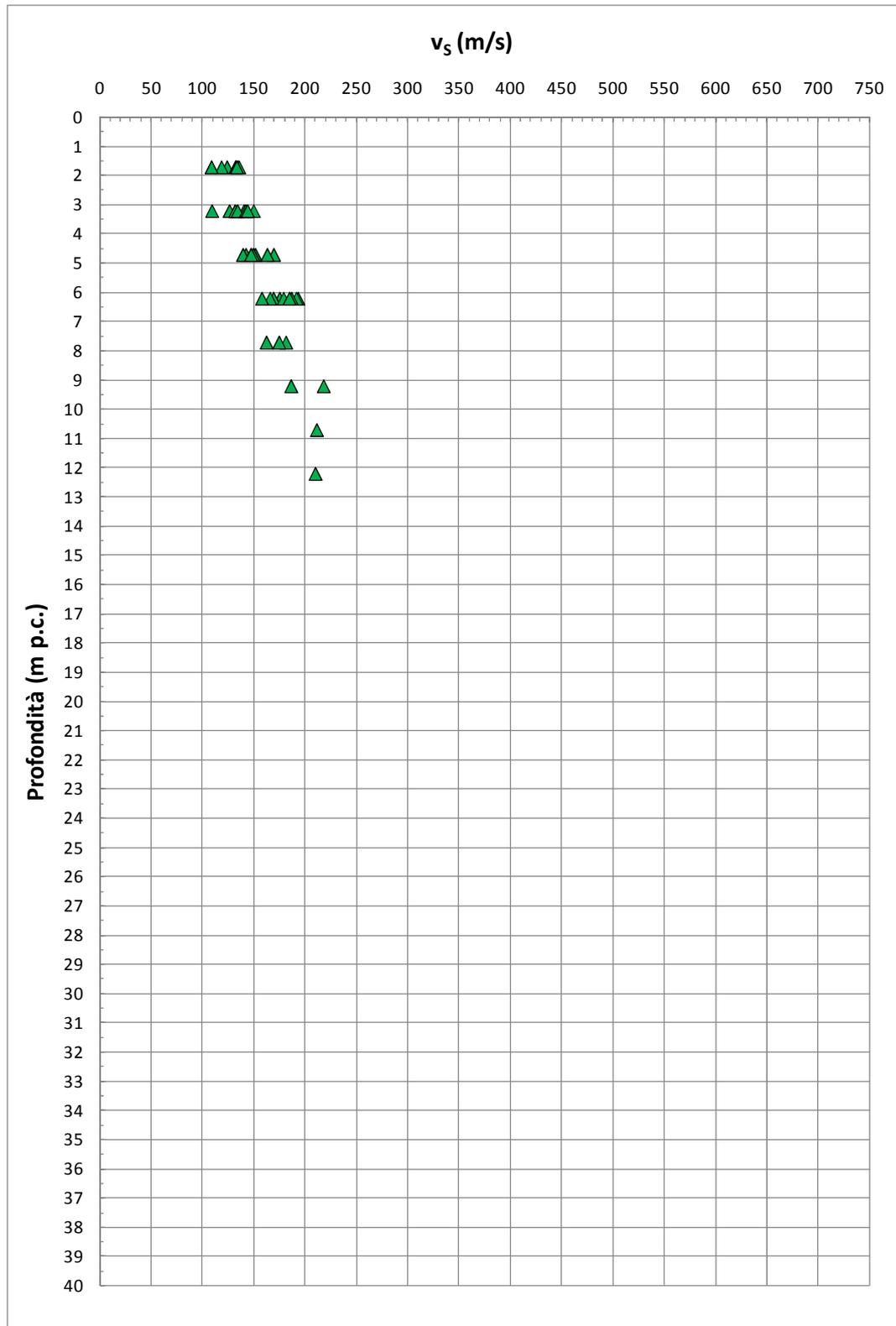


Figura 9.37: Formazione H1a2 – Angolo di attrito da prove SPT

Figura 9.38: Formazione H1a2– Valori di v_s

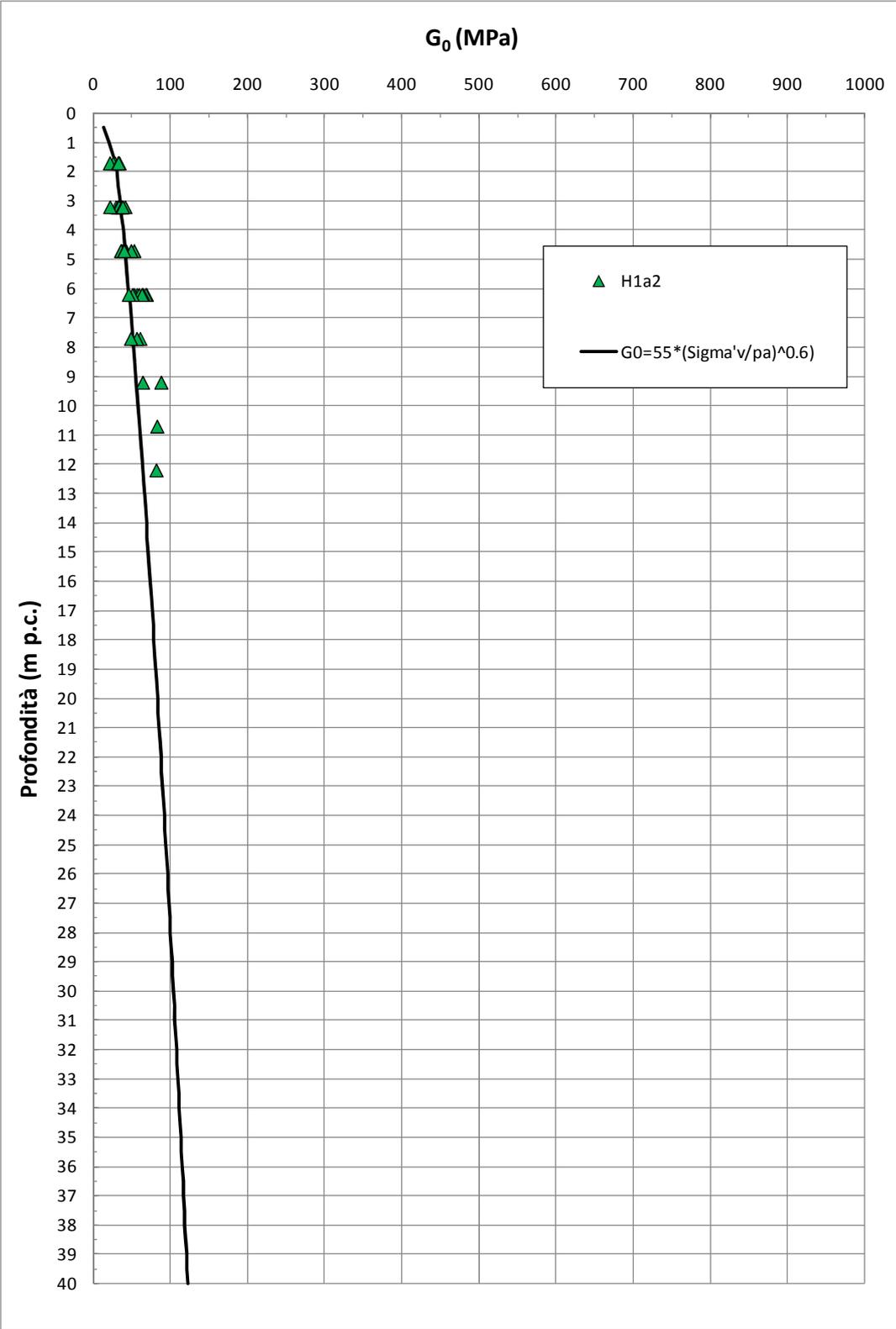


Figura 9.39: Formazione H1a2 – Valori di G_0

9.8 Depositi di spiaggia H2

La formazione H2 risulta geologicamente ascrivibile a depositi di spiaggia. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie e sabbie limose, talora con livelletti cementati, e con subordinati livelli (anche metrici) limoso-argillosi; localmente è segnalata la presenza di malacofauna.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali a grana grossa H2 è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Definitivo;
- prove di permeabilità Lefranc.

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando orientativamente i livelli di falda riportati in Tabella 5.1.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) è riportato nella Figura 9.40; si può osservare che i depositi in oggetto, pur essendo principalmente sabbiosi presentano importanti intercalazioni limoso-argillose..

Nella Figura 9.41 e nella Figura 9.42 sono riportate le resistenze N_{SPT} registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine (FC = % Limo + % Argilla) sia inferiore o superiore al 35%. Si può osservare quanto segue:

- I valori di N_{SPT} che ricadono nella prima parte del tracciato (da inizio Lotto al Km.10+600 ca.) risultano variabili tra un valore minimo di 0 colpi/30 cm e valori massimi di 20 colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $5 \leq N_{SPT} \leq 10$ colpi/30 cm.
- I valori di N_{SPT} che ricadono nella seconda parte del tracciato (dal Km.10+600 ca. a fine Lotto) risultano variabili tra un valore minimo di 5 colpi/30 cm e valori massimi di 50 colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $10 \leq N_{SPT} \leq 30$ colpi/30 cm.

9.8.1 Caratteristiche fisiche

Gli strati sabbiosi della formazione H2, caratterizzati da un contenuto di fine $FC < 35\%$, in oggetto presentano la seguente composizione:

- sabbia = 46 ÷ 95%, mediamente 75%
- limo = 0 ÷ 33%, mediamente 13%
- ghiaia = 0 ÷ 40%, mediamente 9%
- argilla = 0 ÷ 13%, mediamente 3%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 5% ÷ 34%, mediamente 16%

Gli strati limosi ed argillosi della formazione H2, caratterizzati da un contenuto di fine $FC \geq 35\%$, in oggetto presentano la seguente composizione:

- limo = 24 ÷ 65%, mediamente 42%
- sabbia = 10 ÷ 64%, mediamente 29%
- argilla = 7 ÷ 57%, mediamente 27%
- ghiaia = 0 ÷ 11%, mediamente 1%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 36% ÷ 90%, mediamente 69%

Il peso di volume naturale risulta dell'ordine di $17 \div 19 \text{ kN/m}^3$ (vedi Figura 9.43).

Le caratteristiche fisiche dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% sono riportate nelle seguenti figure:

- Figura 9.49: contenuto d'acqua
- Figura 9.50: limite liquido
- Figura 9.51: limite plastico
- Figura 9.52: indice dei vuoti
- Figura 9.53: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 9.54 si riporta, sul piano di Burland (1990) $lv\text{-log}\sigma_{vo}'$, lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore

del 35% e Limite Liquido superiore al 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca edometrica ICL_{oed} . I livelli limoso-argillosi appartenenti alla formazione H2, in accordo alla classificazione di Figura 8.4, risultano ascrivibili a terreni tipo B2/A, ossia risultano normalconsolidati o leggermente strutturati; tale aspetto andrà approfondito in sede di Progetto Esecutivo.

Non si hanno a disposizione dati relativi alla densità relativa (D_r) dei depositi prettamente sabbioso-limosi.

9.8.2 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (φ'), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di D_r sopra calcolati ed attribuibile ai livelli sabbiosi o sabbioso-limosi aventi $FC < 35\%$, ha fornito valori variabili nel range $\varphi' = 30^\circ \div 33^\circ$ (nella prima parte di Lotto, vedi la Figura 9.46) e $\varphi' = 33^\circ \div 36^\circ$ (nella seconda parte di lotto, vedi la Figura 9.47).

Prove di taglio diretto su campioni di sabbie e sabbie limose hanno fornito valori pari a $c' = 0$ kPa e $\varphi' = 33^\circ \div 40^\circ$, mentre l'unica prova di taglio diretto su un campione di argilla con limo ha fornito valori pari a $c' = 15$ kPa e $\varphi' = 20^\circ$ (vedi Figura 9.48).

Sulla base di quanto sopra, alla formazione H2 possono essere assegnati valori caratteristici dell'angolo di attrito nei range:

- $\varphi' = 33^\circ \div 36^\circ$ per sabbie e sabbie limose nella 2^a parte di Lotto
- $\varphi' = 30^\circ \div 33^\circ$ per sabbie e sabbie limose nella 1^a parte di Lotto
- $\varphi' = 28^\circ \div 32^\circ$ per sabbie con limo e limi sabbiosi
- $\varphi' = 18^\circ \div 20^\circ$ e $c' = 0 \div 15$ kPa per le argille, argille limose e le sabbie con limo aventi $CF \geq 35\%$ e limi argillosi

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate, determinati su campioni di limi argillosi e limi con sabbie aventi $FC > 35\%$, sono riportati nella Figura 9.55; nella stessa figura si riportano anche i valori di resistenza ricavati da prove di laboratorio del tipo TX-UU.

9.8.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 9.56. I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.57. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 45000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.65} \quad \text{in kPa}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 8.2.4, i moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$, con E_0 calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 ed essendo:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0'} \right)^{0.5} \quad \text{in kPa}$$

dove p' è la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

I moduli di Young operativi (E_{op1} , E_{op2} e E_{op3}), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 8.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale G_0 può essere determinato anche sulla base di quanto riportato in [Simpson et al. \(1979\)](#), assumendo $G_0 = 500 \div 700 \cdot c_u$, essendo c_u il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico.

9.8.4 Permeabilità

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc (vedi Tabella 5.2), ai livelli sabbiosi e sabbioso-limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine $1 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-7}$ m/s; in accordo con quanto indicato nella Tabella 5.3 si possono avere permeabilità più elevate o più basse anche di un ordine di grandezza.

I valori di permeabilità da assumersi in Progetto dipenderanno dal tipo di problema geotecnico e/o idraulico da affrontare, scegliendo di volta in volta valori ragionevolmente cautelativi tra quelli sopra esposti.

9.8.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi della formazione H2.

Tabella 9.5: Formazione H2 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Sabbie, Sabbie limose	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Limi ed Argille ⁽¹⁾
γ_t (kN/m ³)	17÷19		
N _{SPT} (colpi/30 cm)	5÷10 ⁽⁴⁾ 10÷30 ⁽⁵⁾		
D _r (%)	20÷50 ⁽⁴⁾ 50÷70 ⁽⁵⁾		-
c' (kPa)	0	0	0÷15
ϕ' (°)	30÷33 ⁽⁴⁾ 33÷36 ⁽⁵⁾	28÷32	18÷20
c _u (kPa)	-		25÷100
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	1		
k ₀ (-)	$(1 - \text{sen}\phi')\sqrt{GSC}$		
v _s (m/sec)	150 ÷ 250		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 55000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{0.6}$		G ₀₁ =(700·c _u)
E _{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/(3 \div 5)$ ⁽³⁾		
E _{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/5$ ⁽³⁾		
E _{op3} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/10$ ⁽³⁾		
c _c (-)	-	-	0.30÷0.50 ⁽²⁾
c _r (-)	-	-	0.2 · c _c ⁽²⁾
c _{αe} (%)	-	-	1.0÷2.5 ⁽²⁾

Simbologia:

- γ_t = peso di volume naturale;
N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
D_r = densità relativa;
c' = intercetta di coesione;
 ϕ' = angolo di attrito operativo;
GSC = grado di sovraconsolidazione meccanico;
 $\sigma'_{v,max}$ = tensione verticale efficace massima subita nel passato;
 $\sigma'_{v,0}$ = tensione verticale efficace attuale (geostatica);

k_0	= coefficiente di spinta del terreno a riposo;
v_s	= velocità di propagazione delle onde di taglio;
z	= profondità dal piano campagna locale in metri;
G_{01}	= modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
p_a	= pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
E_{op1}	= modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
E_{op2}	= modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a 0.01·B) con metodi elastici lineari e non lineari;
E_{op3}	= modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
B	= dimensione minore della fondazione (m);
C_c	= indice di compressione (nel piano indice dei vuoti "e");
C_r	= indice di ricomprensione (nel piano indice dei vuoti "e");
C_v	= coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;
$C_{\alpha e}$	= coefficiente di consolidazione secondaria nel piano dell'indice dei vuoti "e"; $C_{\alpha e} = \Delta e / \Delta \log t$.

Note:

- (1) parametri geotecnici da utilizzarsi in presenza di strati metrici costituiti da terreni prettamente limoso argillosi.
- (2) in assenza di dati si sono assunti i valori caratteristici della formazione H1a.
- (3) $G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$ (kPa), essendo p' la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.
- (4) valori rappresentativi della prima parte del Lotto (da inizio Lotto al Km.10+600).
- (5) valori rappresentativi della seconda parte del Lotto (dal Km.10+600 a fine Lotto).

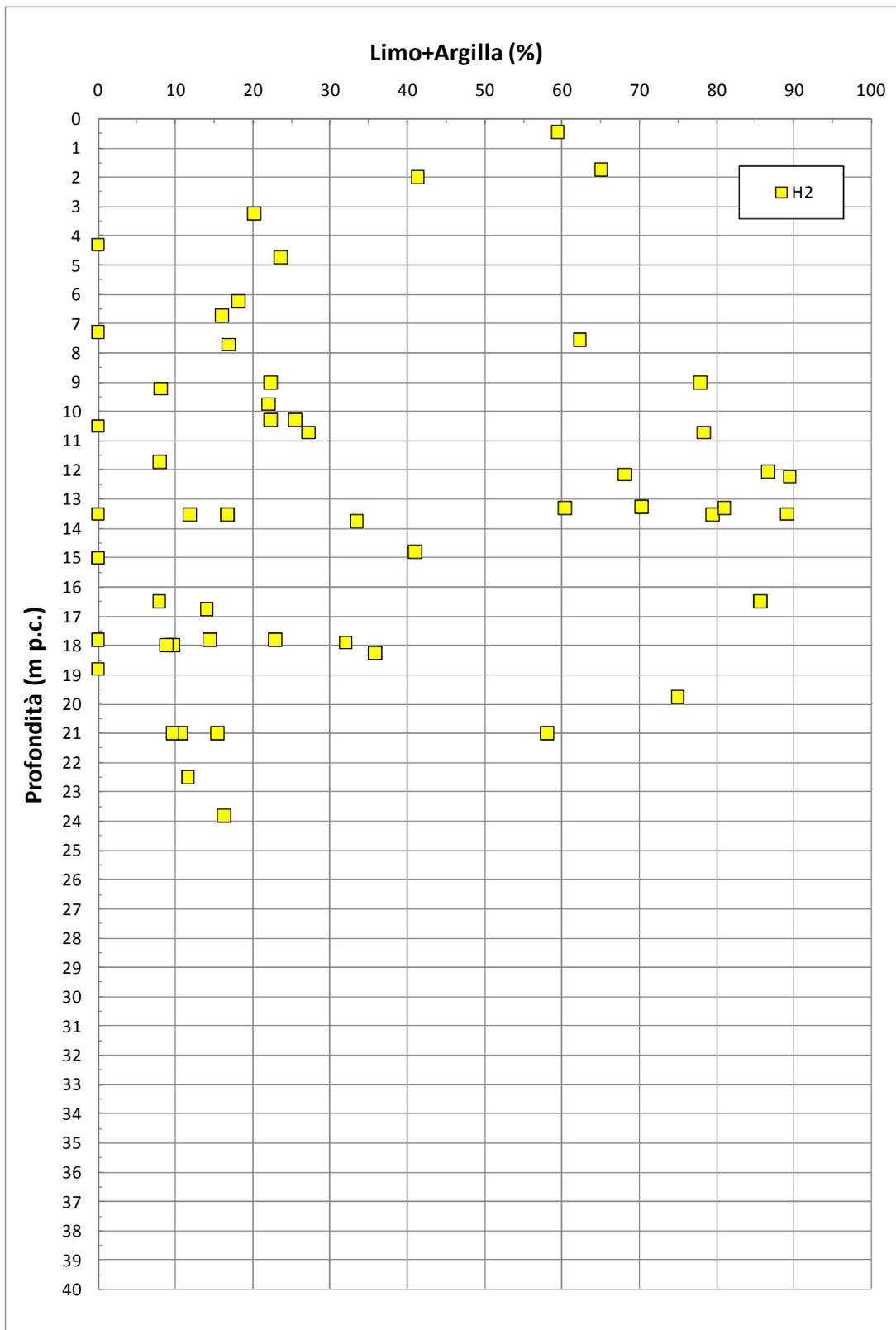


Figura 9.40: Formazione H2 – Contenuti di fine (CF)

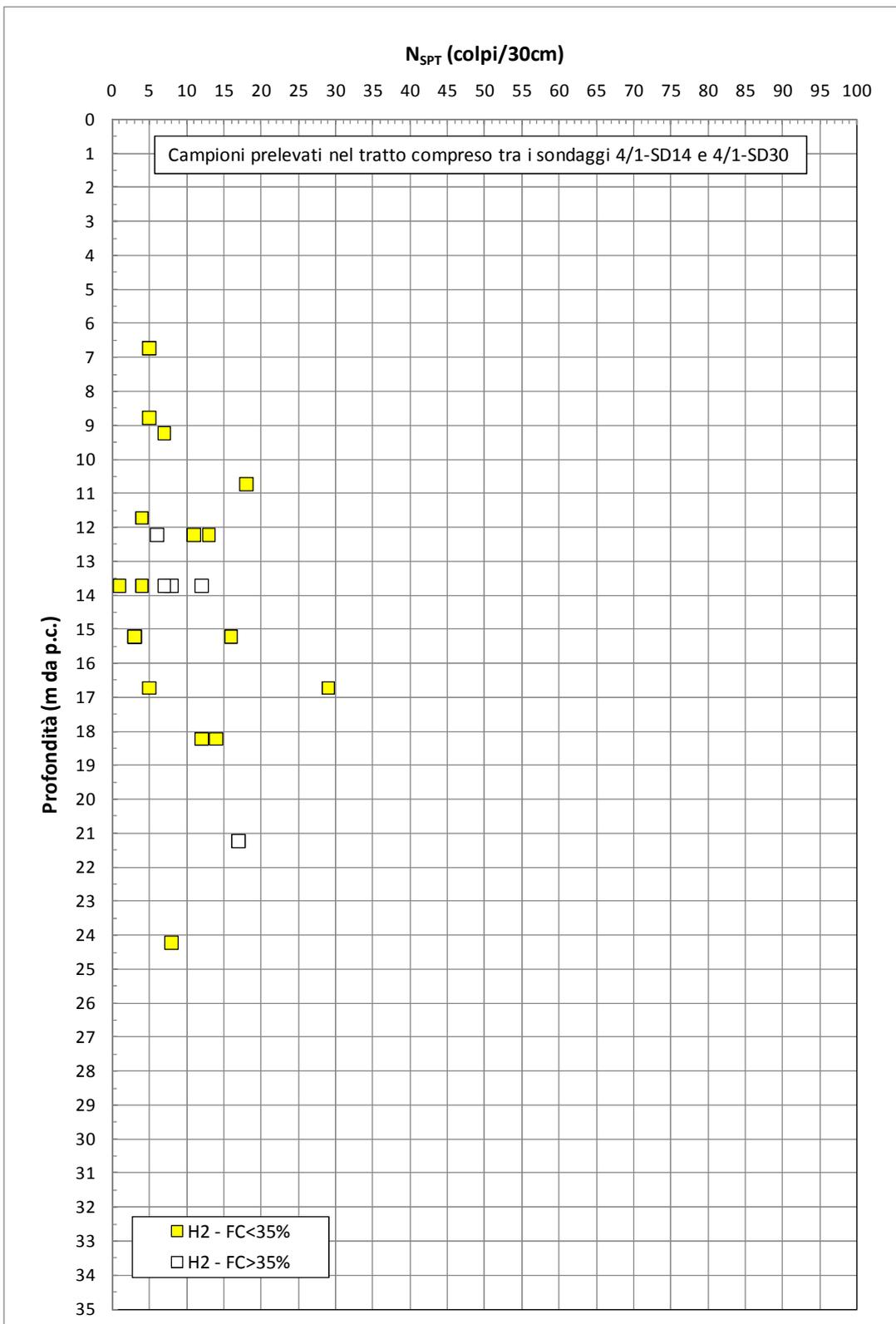


Figura 9.41: Formazione H2 (tra 4/1-SD14 e 4/1-SD30) – Valori di N_{SPT}

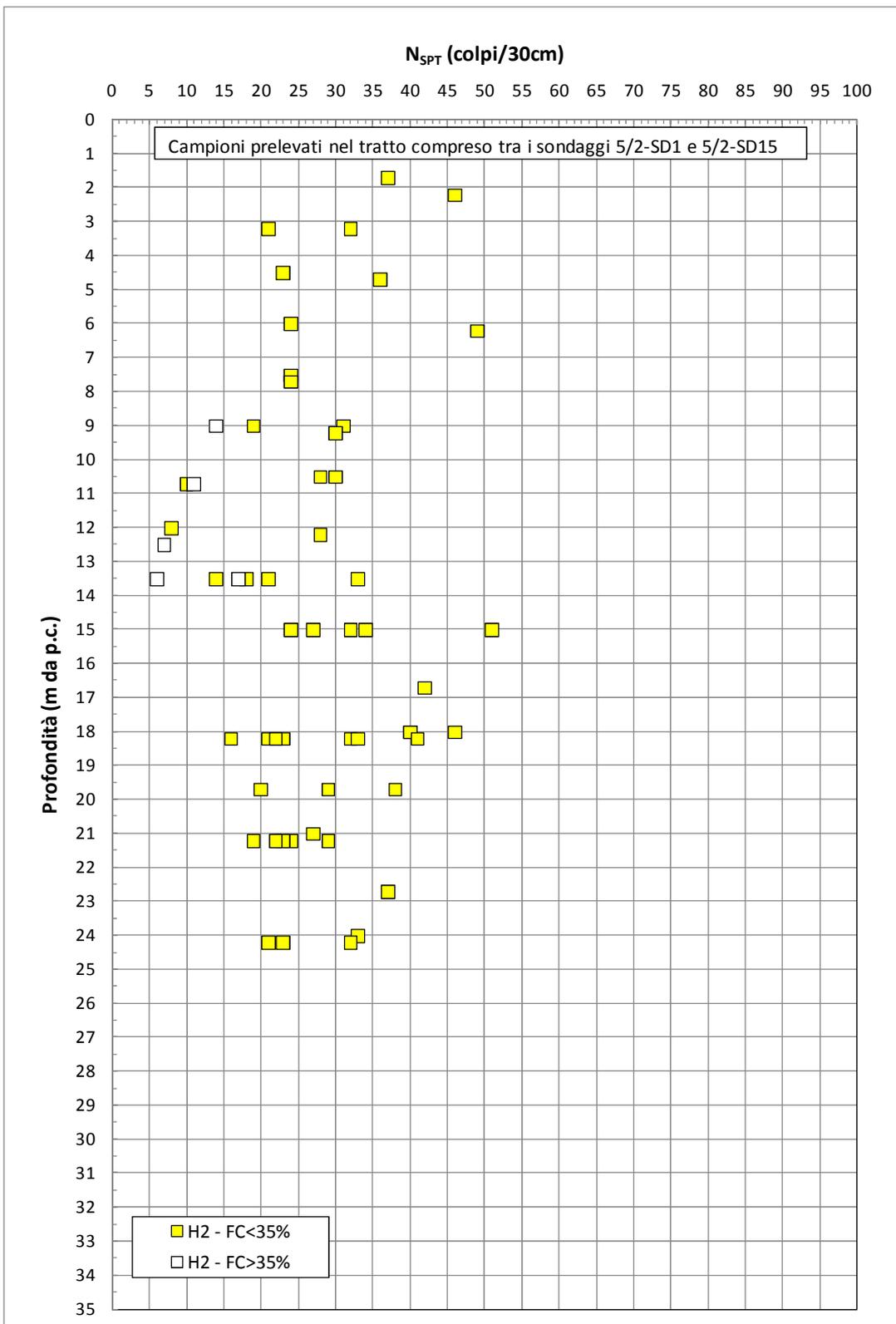


Figura 9.42: Formazione H2 (tra 5/2-SD1 e 5/2-SD15)– Valori di N_{SPT}

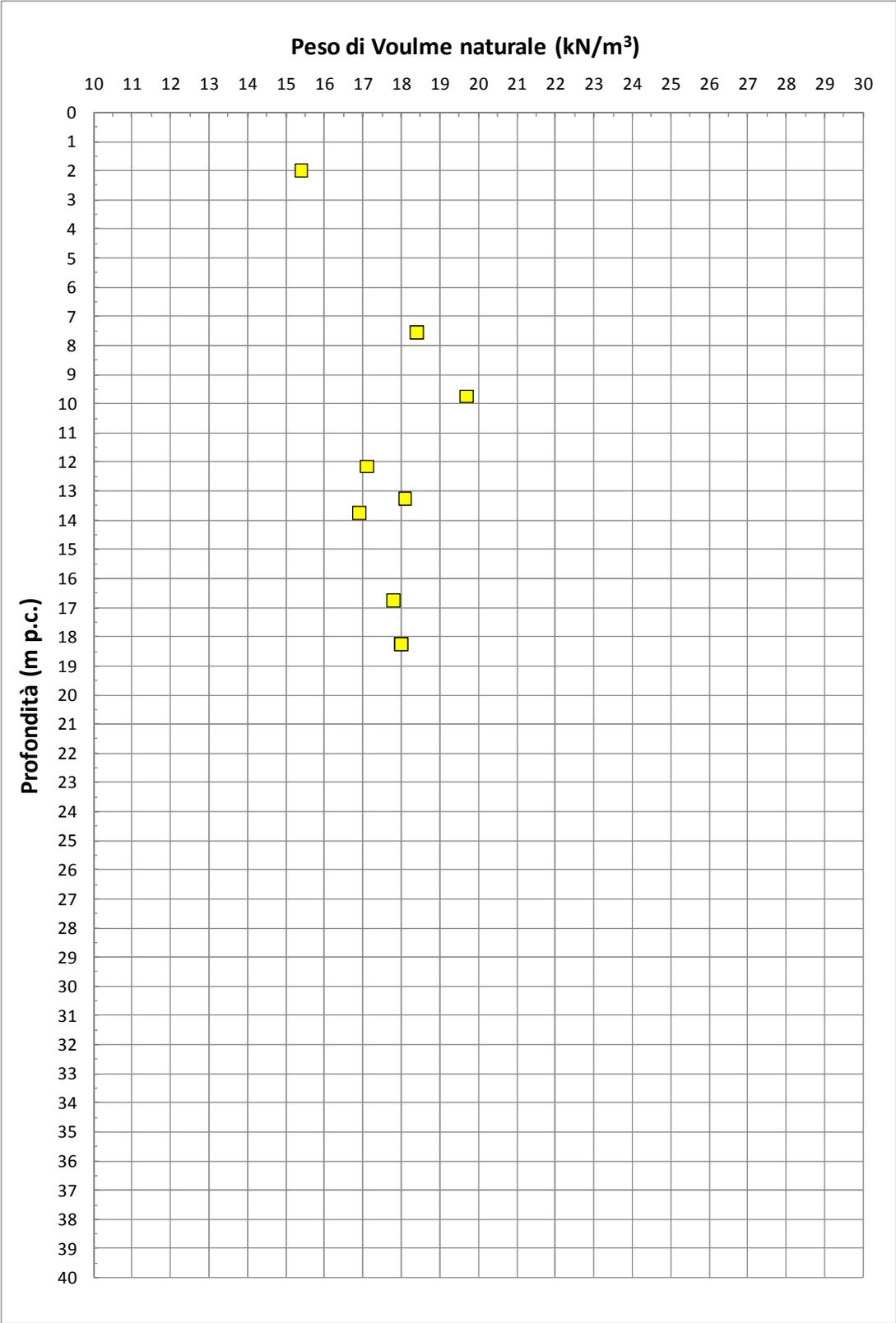


Figura 9.43: Formazione H2 – Pesì di volume naturale

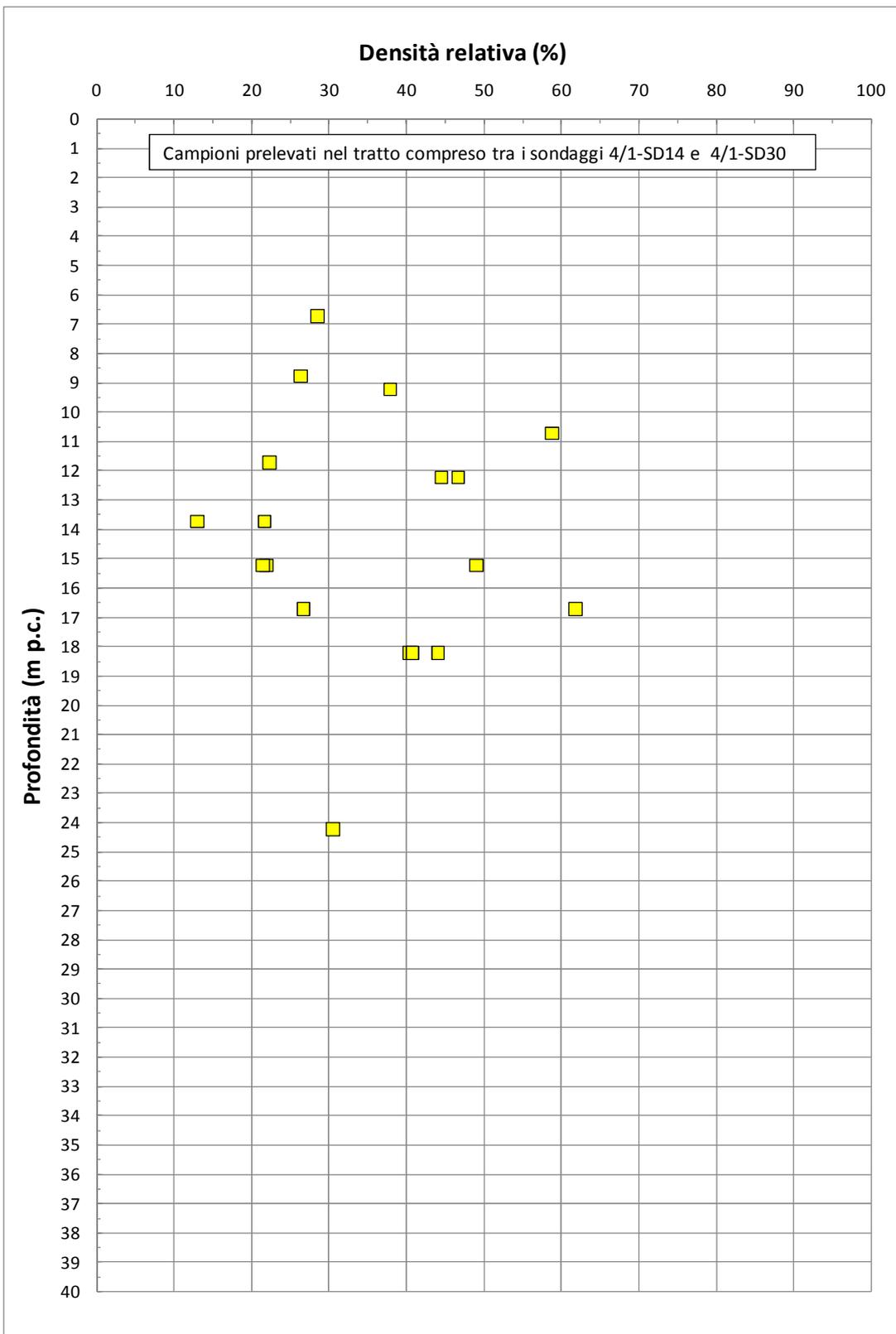


Figura 9.44: Formazione H2 – Densità relativa

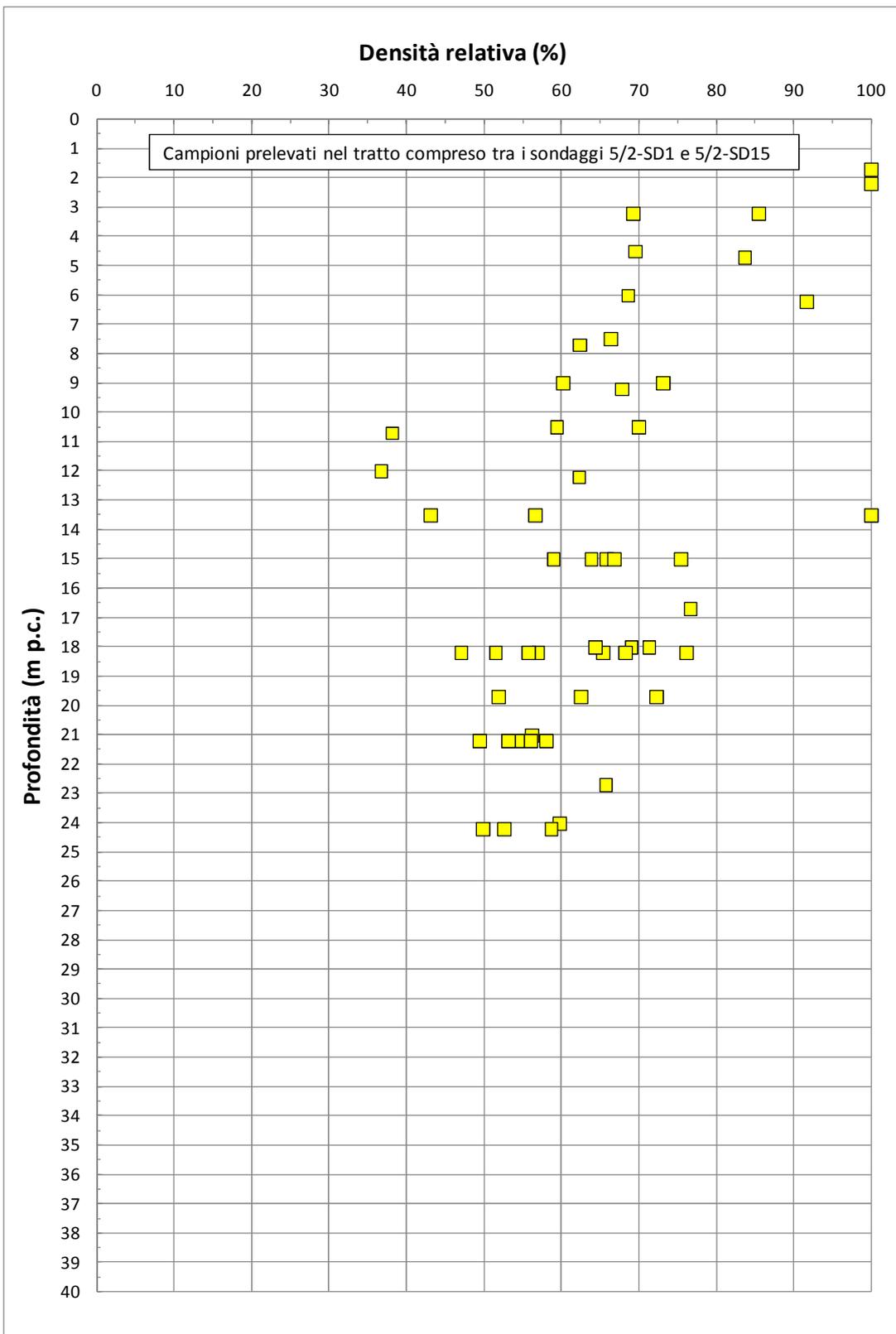


Figura 9.45: Formazione H2 – Densità relativa

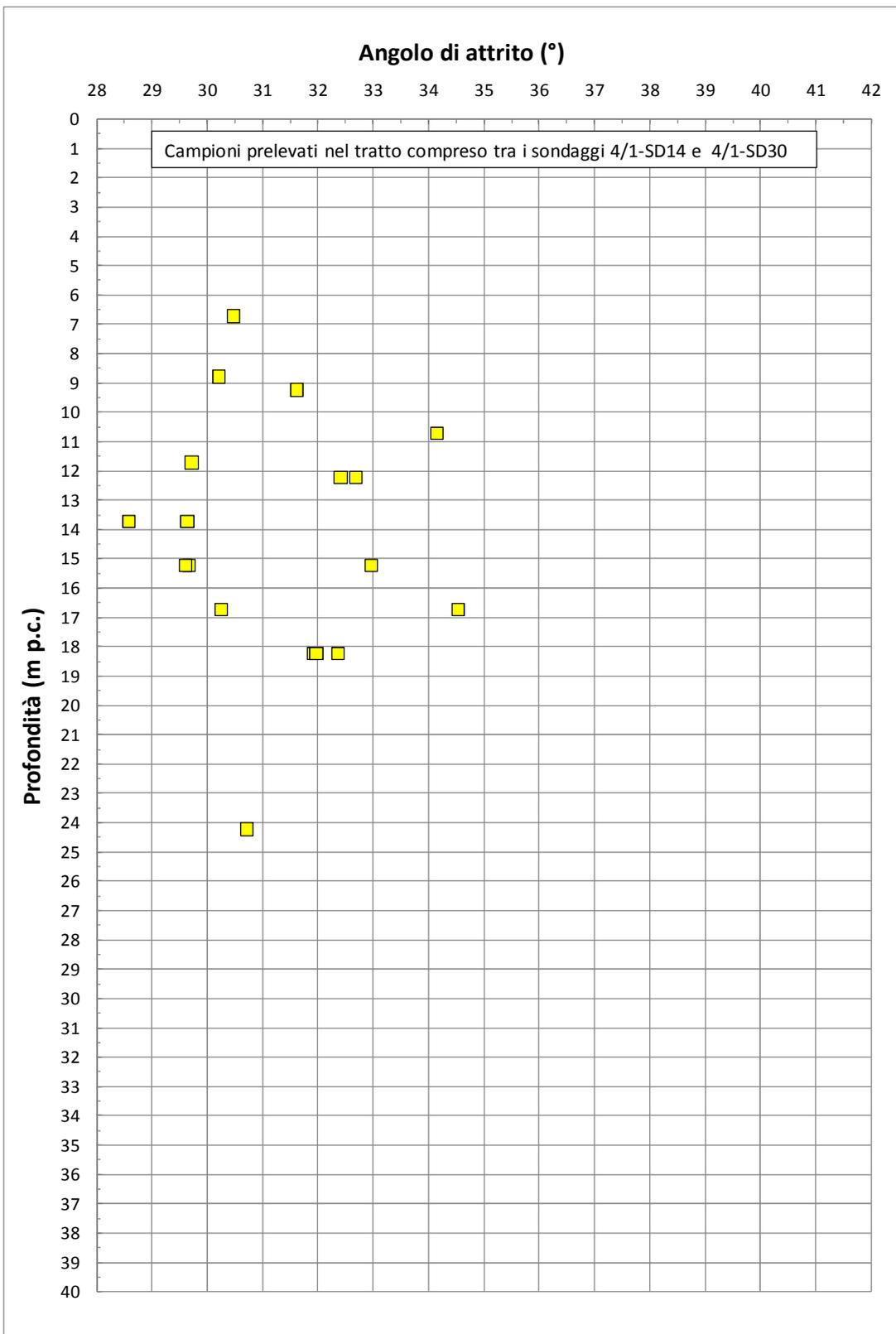


Figura 9.46: Formazione H2 – Angolo di attrito da prove SPT

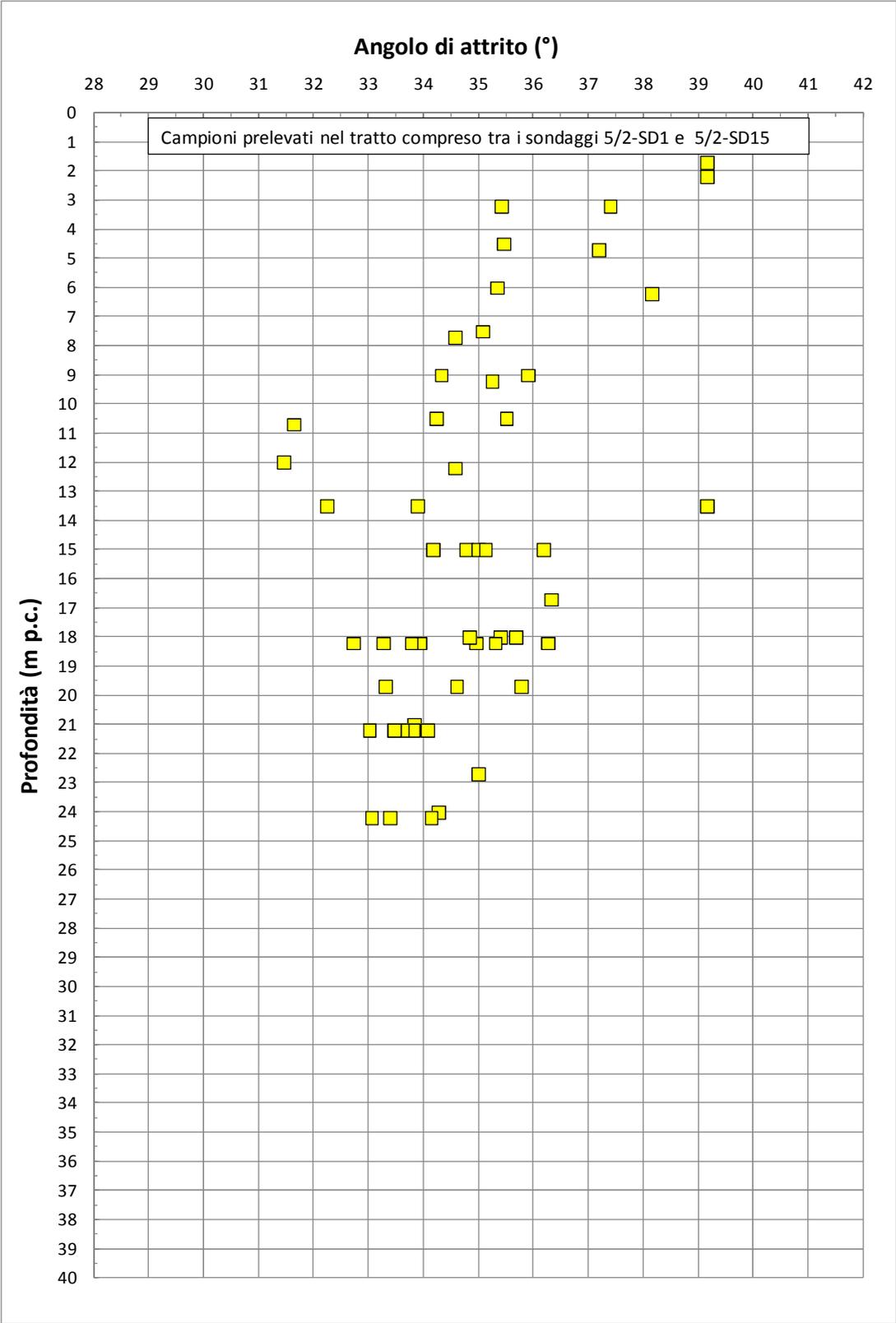


Figura 9.47: Formazione H2 – Angolo di attrito da prove SPT

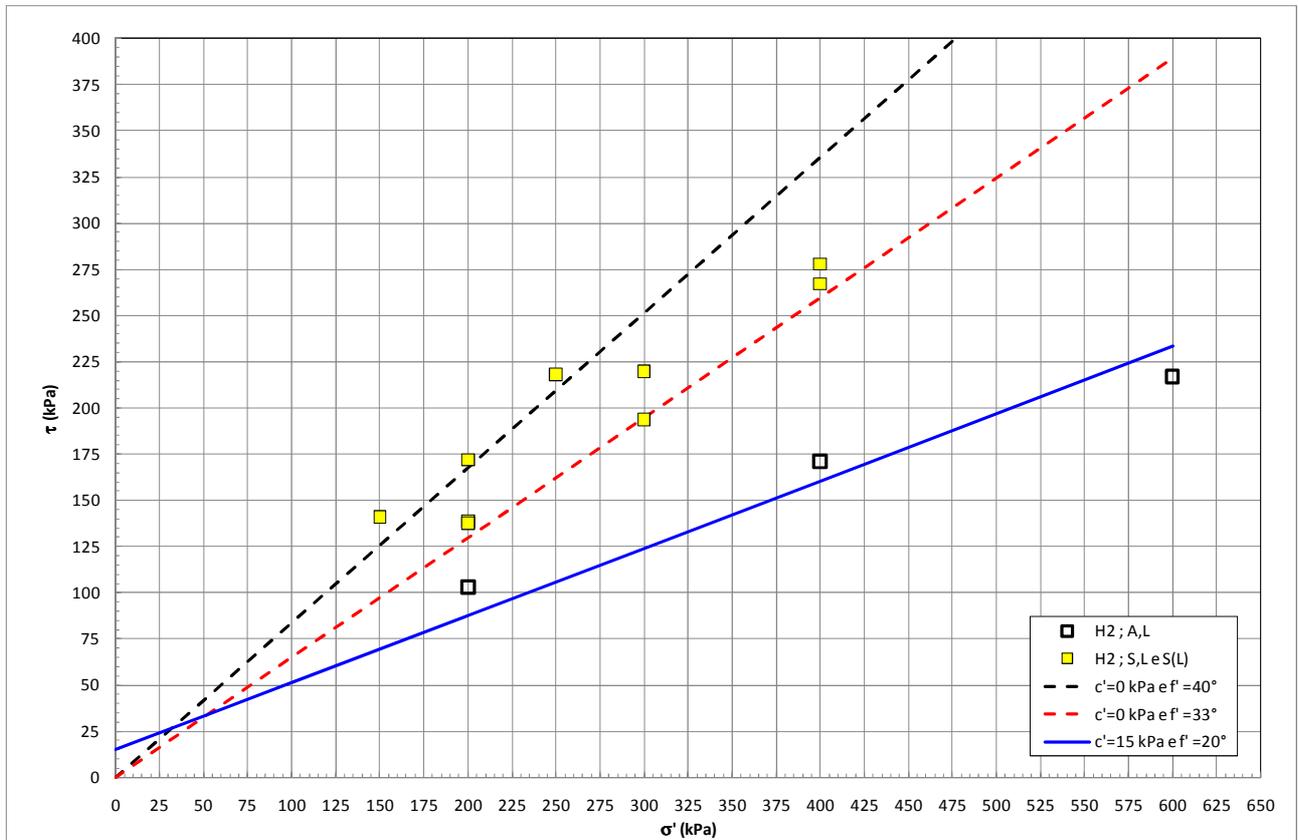


Figura 9.48: Formazione H2 – Angolo di attrito da prove di taglio diretto

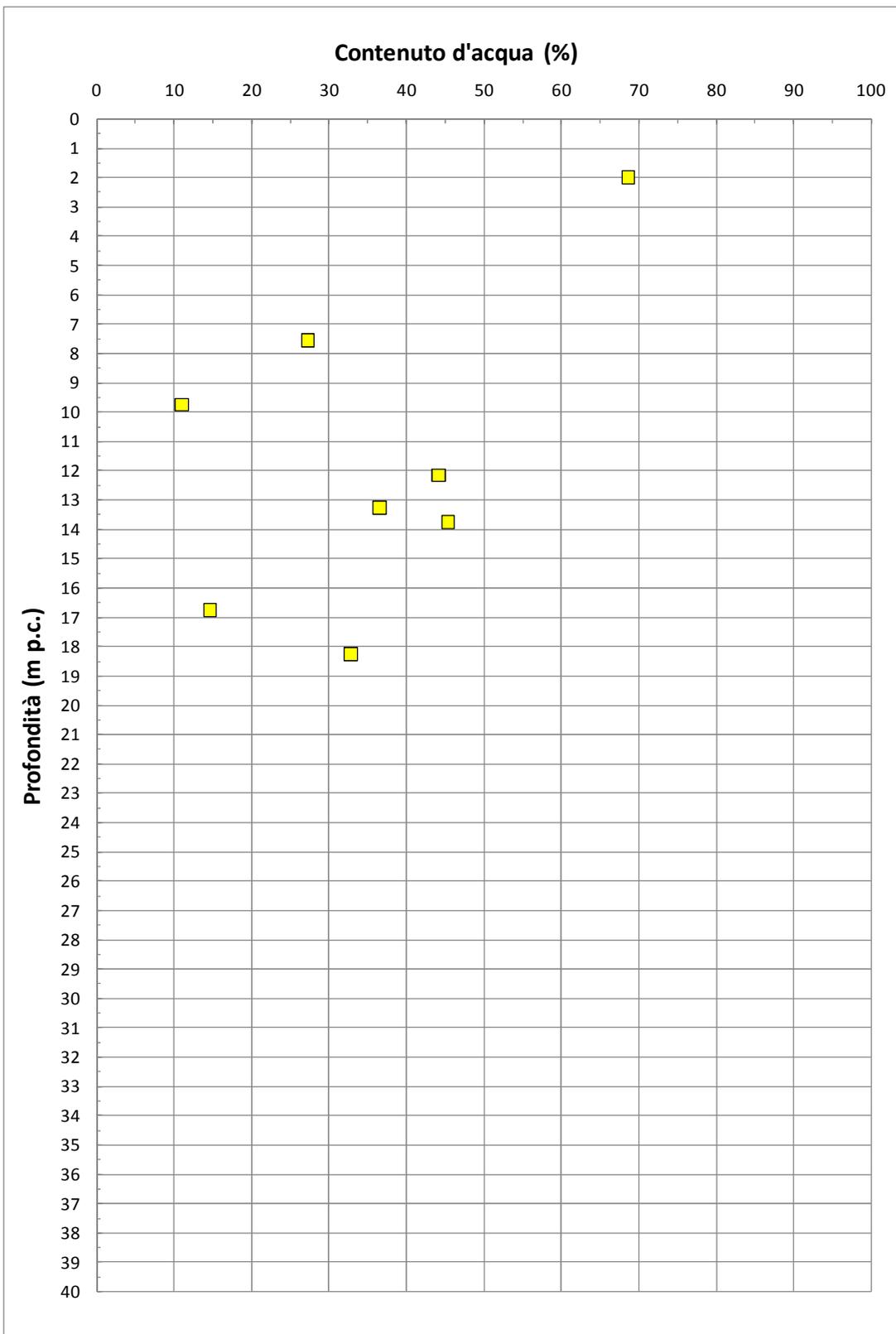


Figura 9.49: Formazione H2 – Contenuto d'acqua naturale

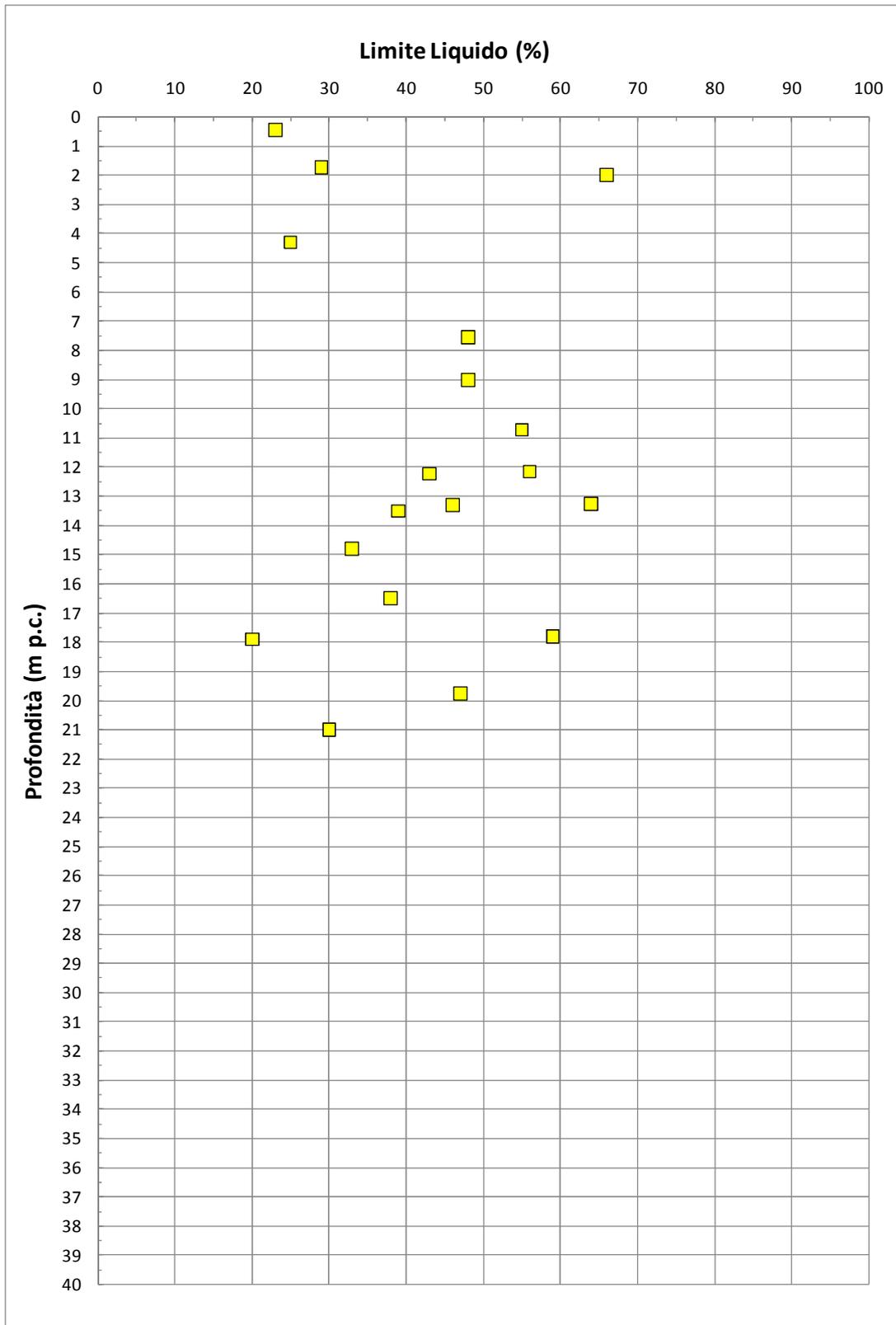


Figura 9.50: Formazione H2 – Limite Liquido

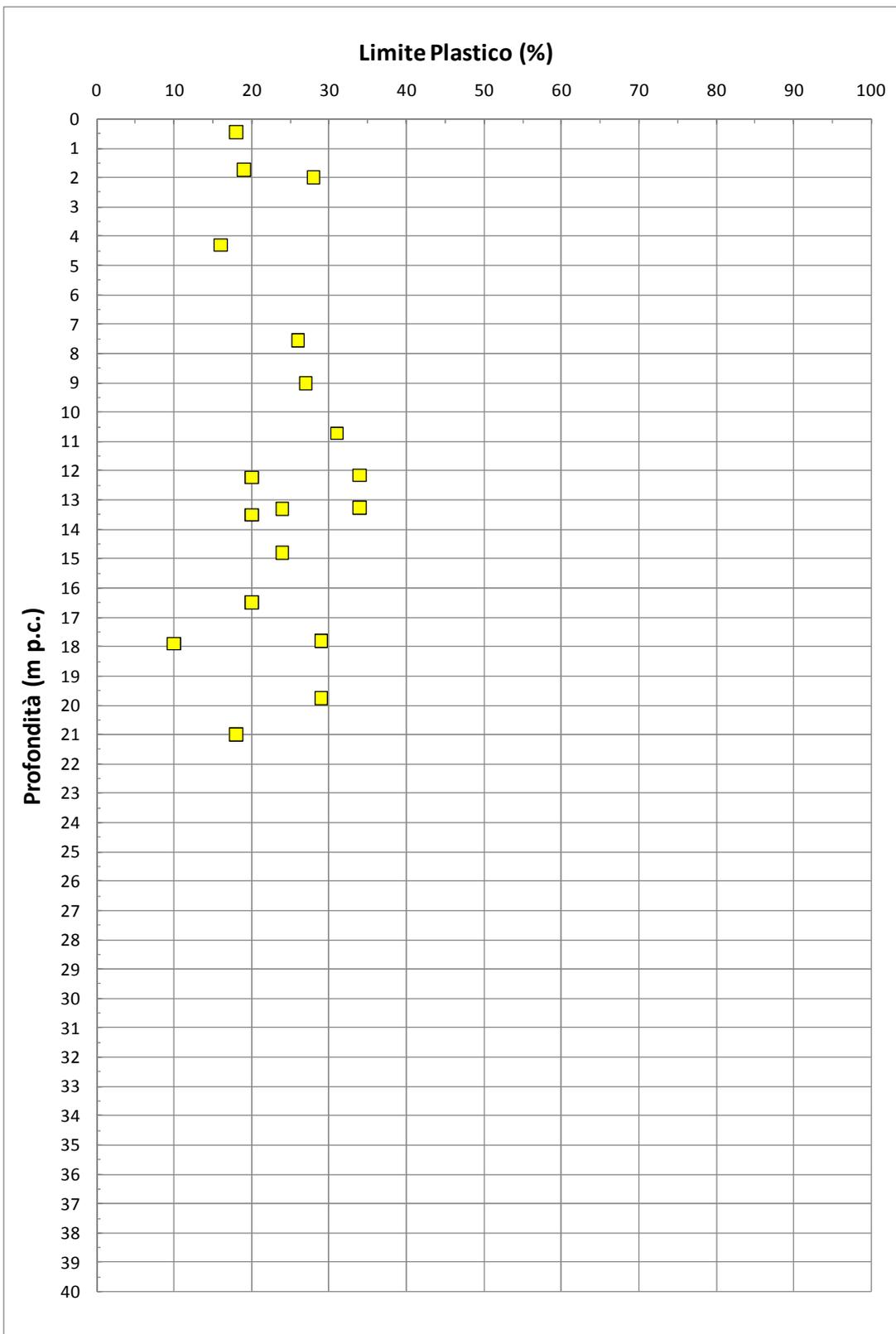


Figura 9.51: Formazione H2 – Limite Plastico

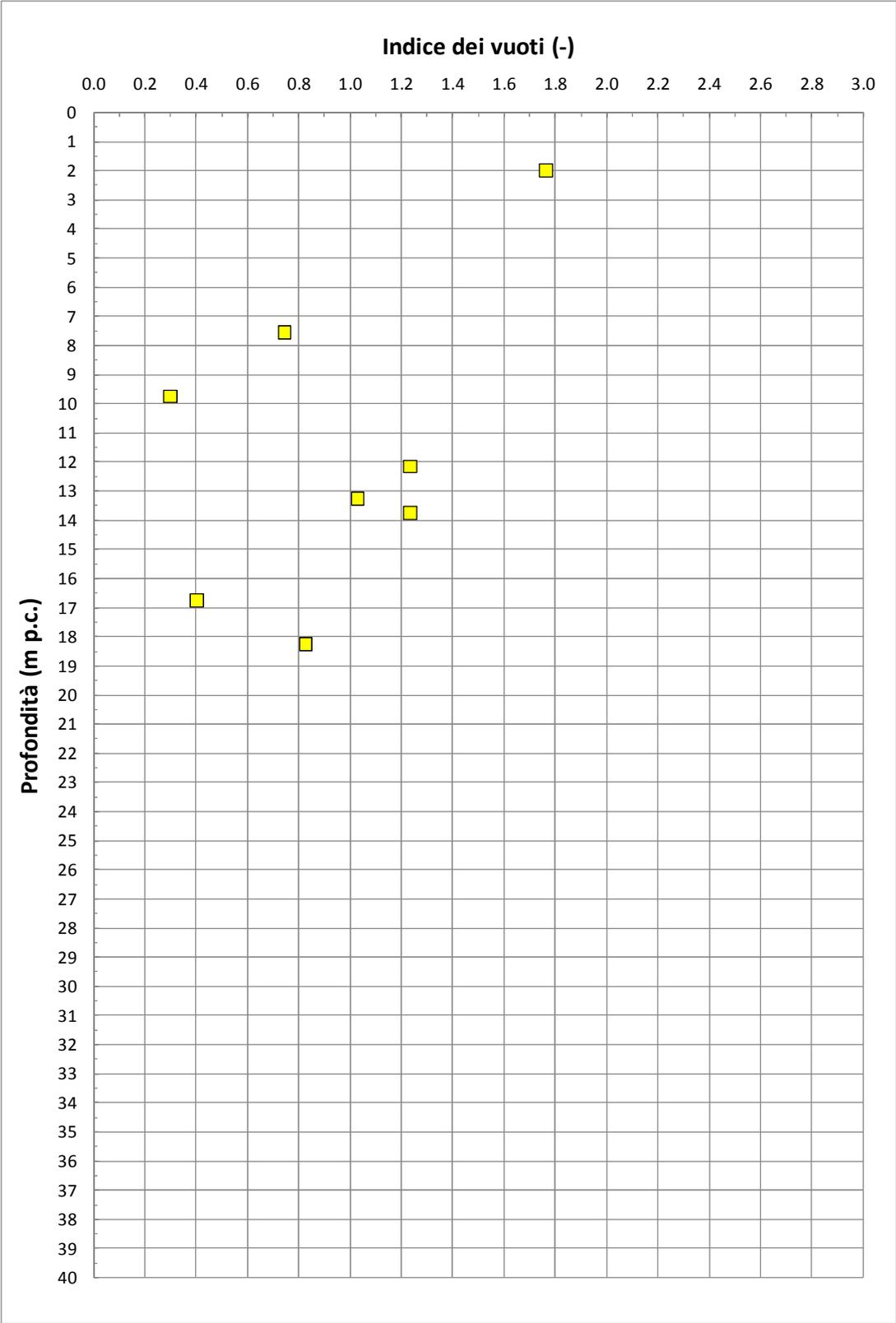


Figura 9.52: Formazione H2 – Indice dei vuoti

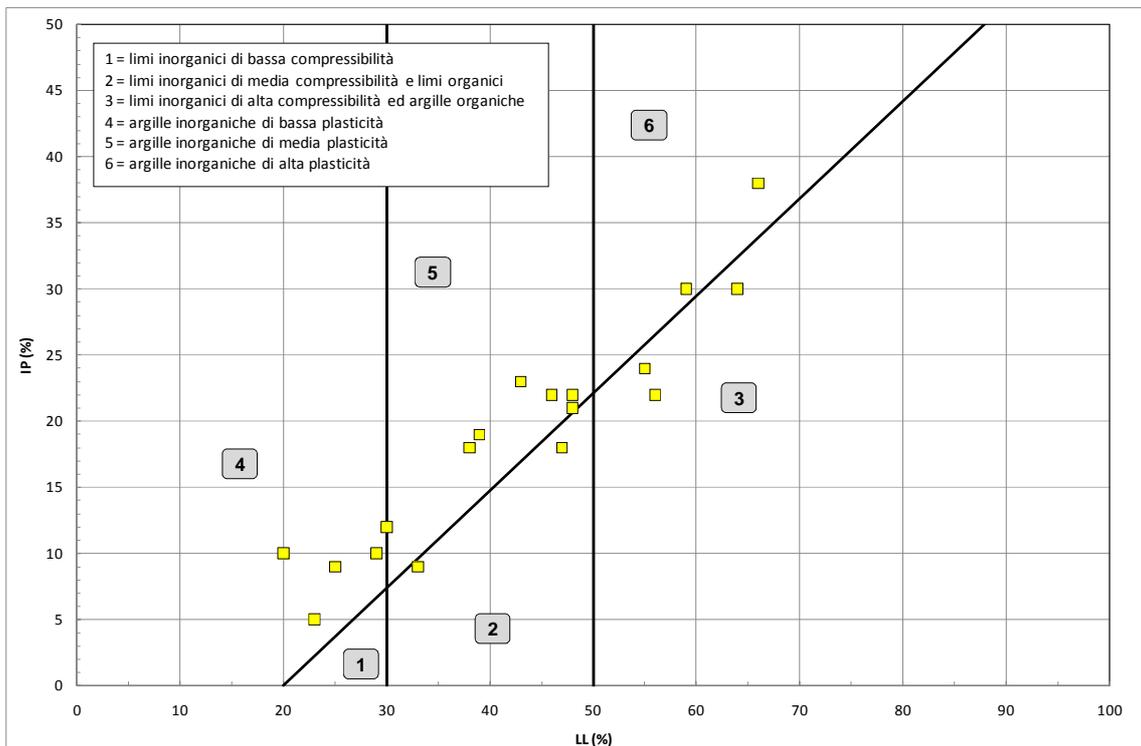


Figura 9.53: Formazione H2 – Carta di plasticità di Casagrande

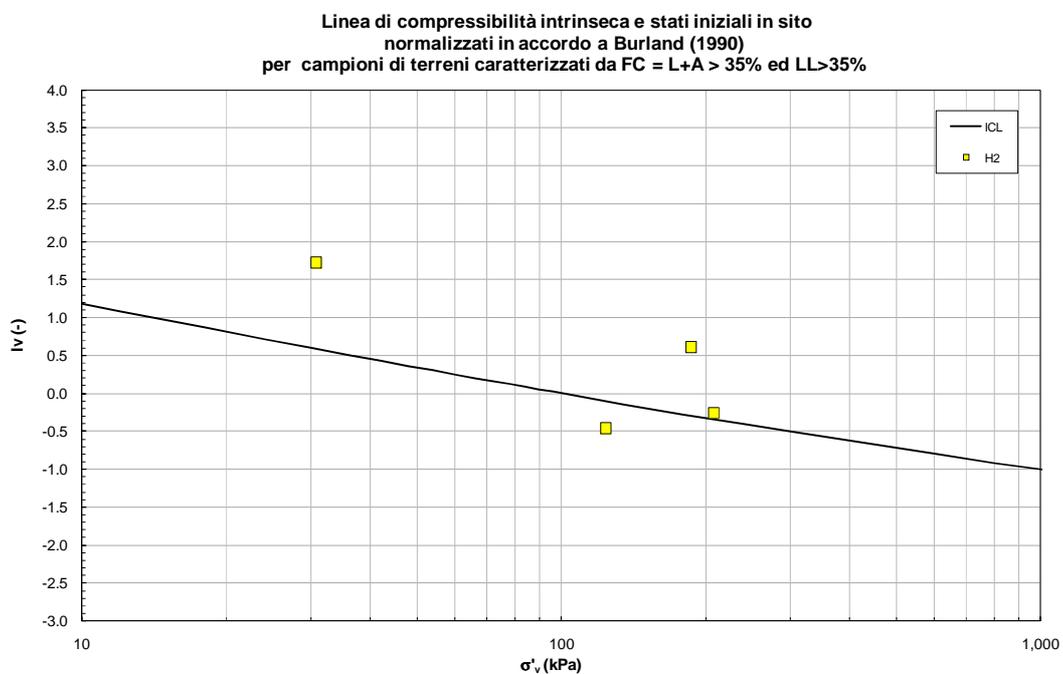


Figura 9.54: Formazione H2 – Piano di Burland

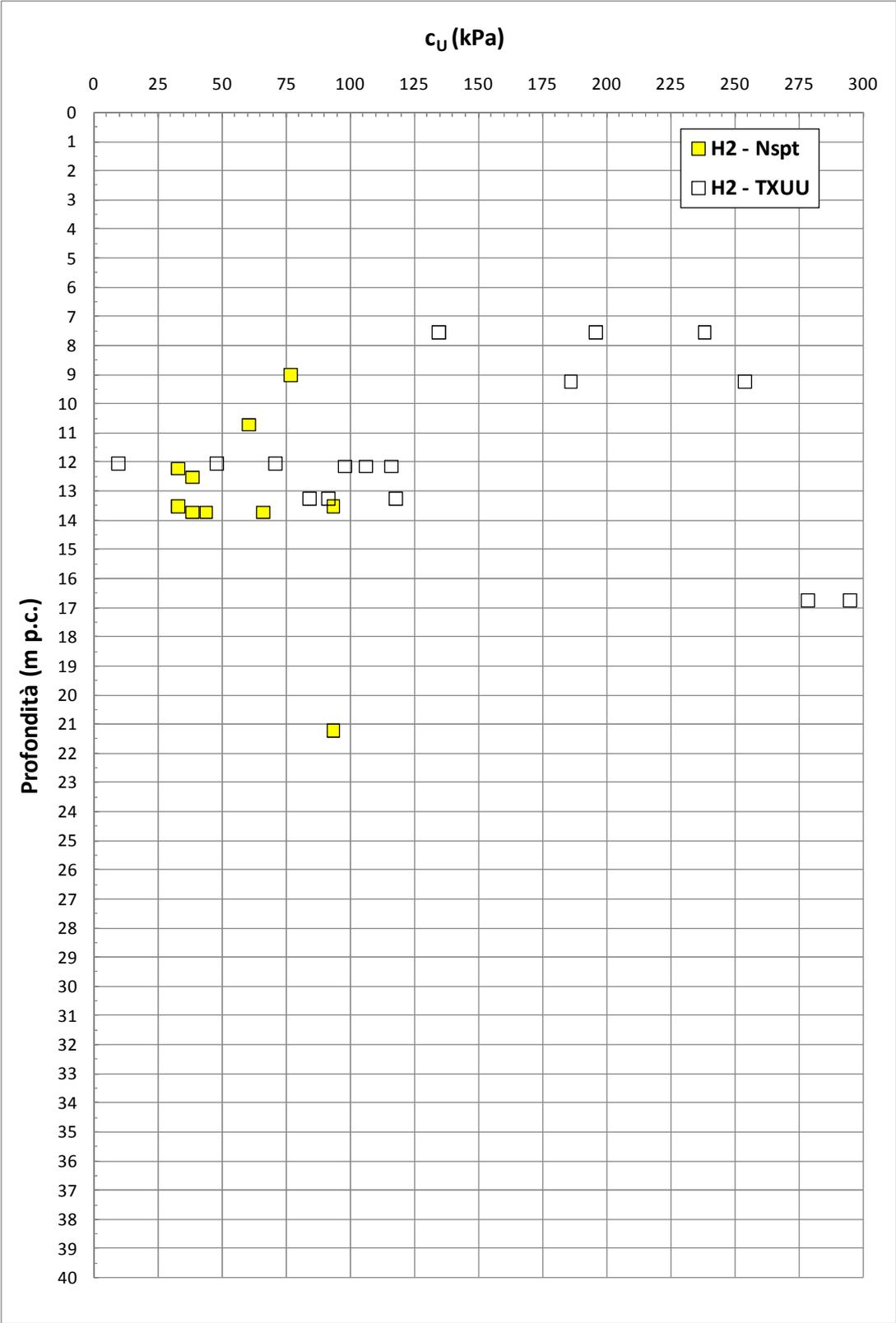


Figura 9.55: Formazione H2 – Coesione non drenata

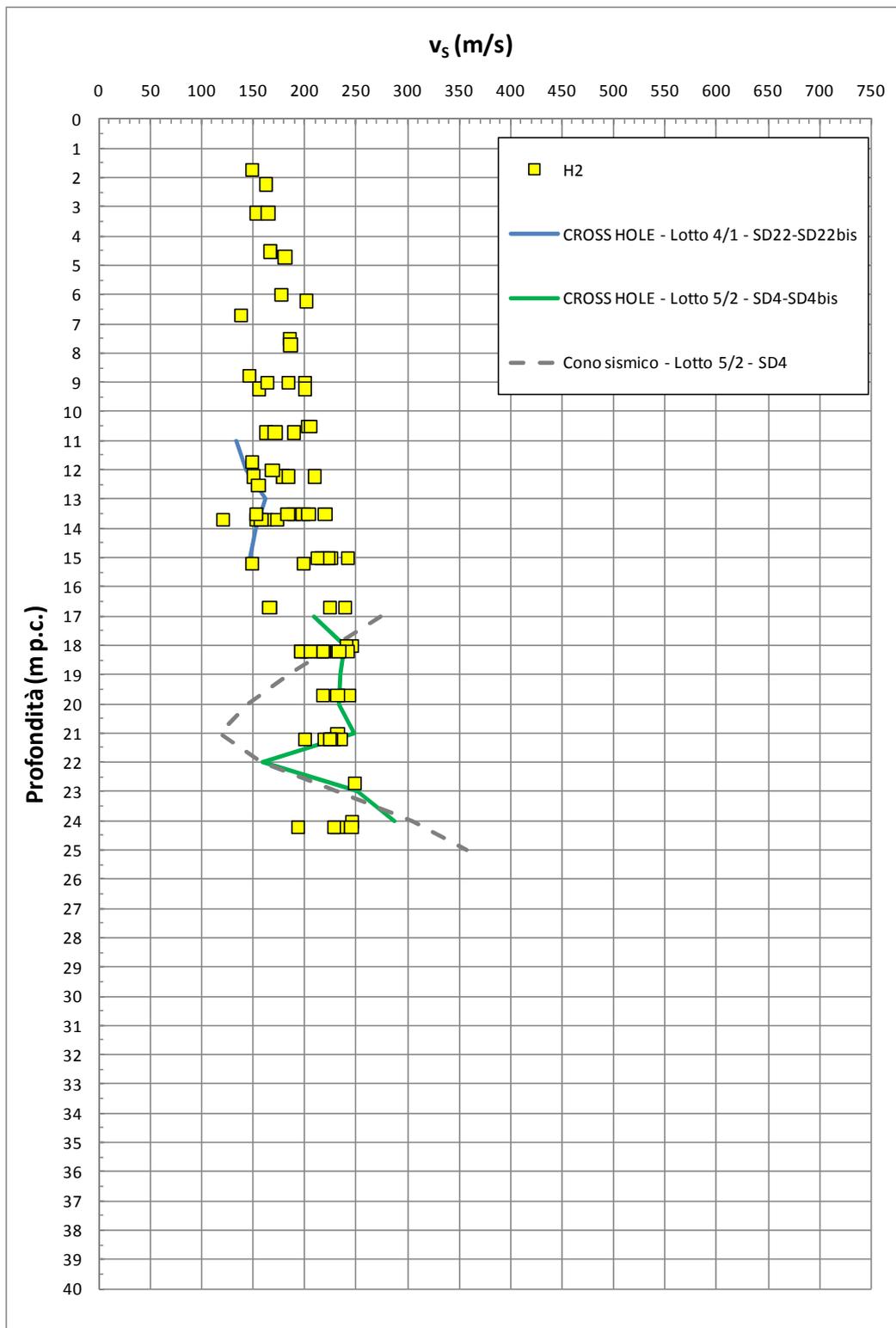


Figura 9.56: Formazione H2- Valori di v_s

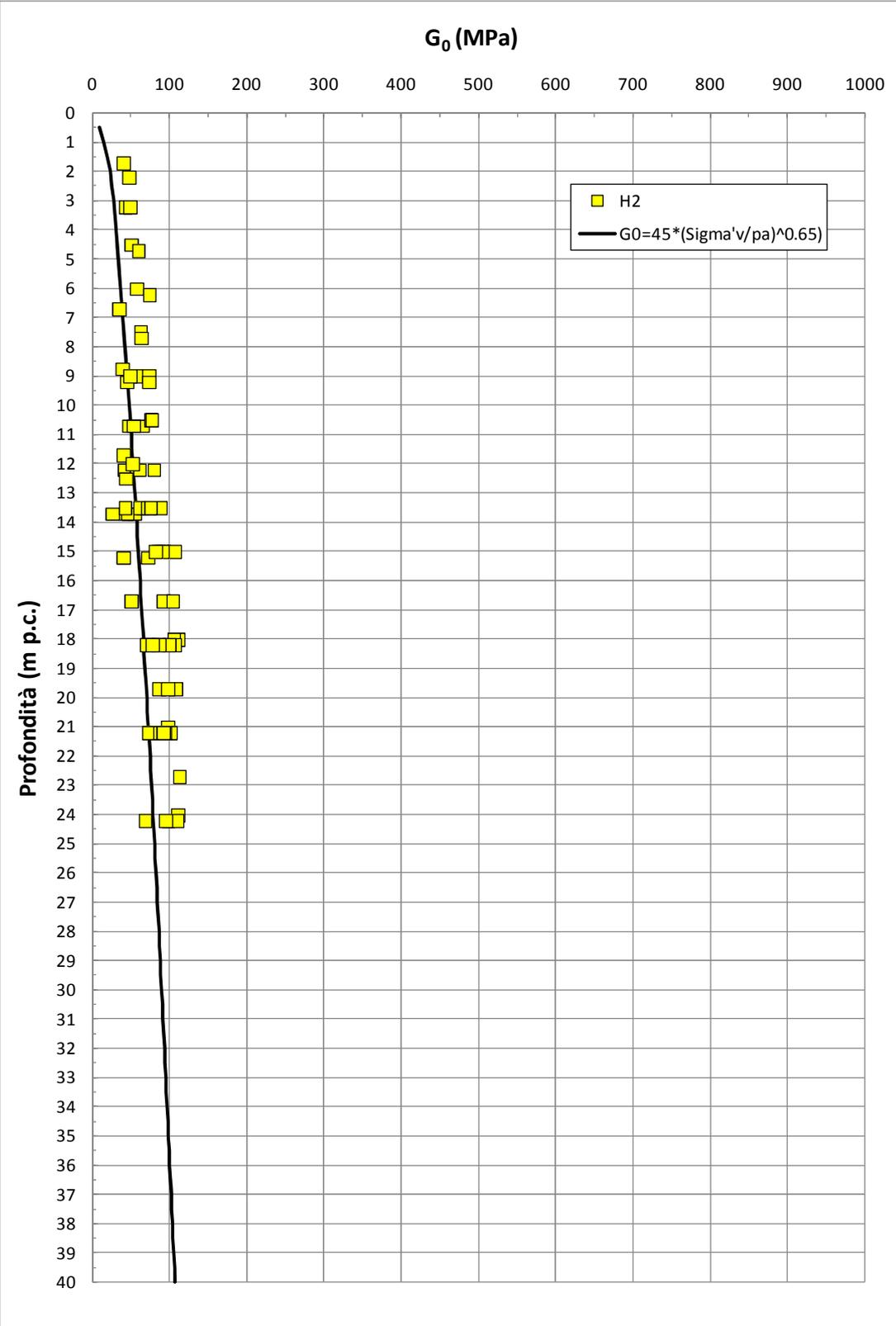


Figura 9.57: Formazione H2 – Valori di G_0

9.9 **Depositi H3a (lagunari), H3b (deltizi) ed H3c (di spiaggia)**

La natura geologica e la composizione granulometrica delle tre formazioni in oggetto sono così riassumibili:

- La formazione H3a risulta geologicamente ascrivibile a depositi lagunari. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti argille con limi, argille limose, limi argillosi debolmente sabbiosi, talora in fitte alternanze, con inclusioni di resti vegetali e locale presenza di malacofauna di ambiente salmastro.
- La formazione H3b risulta geologicamente ascrivibile a depositi di ambiente deltizio. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da alternanze di limi sabbiosi e sabbie limose con locali livelli di argilla con limo debolmente sabbioso.
- La formazione H3c risulta geologicamente ascrivibile a depositi di spiaggia. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbia fine e media, sabbia limosa e subordinata argilla limosa; si possono rinvenire localmente livelli di argille con limi sabbiosi, resti vegetali in decomposizione ed inclusioni torbose.

La caratterizzazione geotecnica dei depositi H3a, H3b ed H3c è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Definitivo;
- prove di permeabilità Lefranc delle indagini di Progetto Definitivo.

L'interpretazione delle prove in sito lungo il lotto in oggetto è stata effettuata considerando orientativamente i livelli di falda riportati in Tabella 5.1.

Il contenuto di fine (FC) dei tre depositi in oggetto risulta generalmente inferiore al 35% nella formazione H3c e superiore al 35% nelle formazioni H3b ed H3c (vedi

Figura 9.58); si possono tuttavia riscontrare anche intercalazioni limoso-argillose nella formazione H3c ed intercalazioni sabbioso-limose nelle formazioni H3a e H3b.

Nella Figura 9.59 sono riportate le resistenze N_{SPT} registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine (FC = % Limo + % Argilla) sia inferiore o superiore al 35%; si può osservare quanto segue:

- formazione H3a → i valori di N_{SPT} risultano piuttosto dispersi, con valori compresi nell'intervallo 1÷40 colpi/30 cm; per tale formazione si può assumere il seguente intervallo caratteristico: $5 \leq N_{SPT} \leq 15$ colpi/30 cm.
- formazione H3b → i valori di N_{SPT} risultano piuttosto dispersi, con valori compresi nell'intervallo 0÷15 colpi/30 cm; per tale formazione si può assumere il seguente intervallo caratteristico: $5 \leq N_{SPT} \leq 10$ colpi/30 cm.
- formazione H3c → i valori di N_{SPT} risultano piuttosto dispersi, con valori compresi nell'intervallo 5÷35 colpi/30 cm; per tale formazione si può assumere il seguente intervallo caratteristico: $5 \leq N_{SPT} \leq 20$ colpi/30 cm.

9.9.1 Caratteristiche fisiche

La formazioni in oggetto, per quanto attiene ai livelli limoso-argillosi, caratterizzati da percentuali di fine superiori al 35%, presentano le composizioni riportate nella Tabella 9.6; per quanto attiene invece ai terreni sabbiosi della formazione H3c, caratterizzati da percentuali di fine inferiori al 35%, risulta quanto segue:

- sabbia = 59 ÷ 97% mediamente 79%
- limo = 6 ÷ 25% mediamente 17%
- argilla = 5 ÷ 16% mediamente 9%
- ghiaia = 0 ÷ 17% mediamente 3%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 3% ÷ 31% mediamente 18%

Tabella 9.6: Formazioni H3a, H3b ed H3c
composizione granulometrica dei livelli a grana fine

	Formazione H3a		Formazione H3b		Formazione H3c	
	Intervallo (%)	Media (%)	Intervallo (%)	Media (%)	Intervallo (%)	Media (%)
limo	37÷89	53	38÷55	48	26÷50	35
argilla	6÷59	39	12÷57	34	11÷45	37
sabbia	2÷23	7	5÷36	18	4÷62	26
ghiaia	0÷3	<1	<1	<1	1÷3	2
limo + argilla	75+98	92	63+95	82	37+95	72

Il peso di volume naturale risulta variabile in un range di valori piuttosto ampio, variabile da 16÷19 kN/m³ nel caso di materiali a grana fine a 19÷21 kN/m³ nel caso di materiali a grana grossa (vedi Figura 9.60).

La densità relativa (D_r) della formazione H3c, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT presenta valori piuttosto dispersi (vedi Figura 9.61); la maggior parte dei valori ricade nell'intervallo $D_r=30\div50\%$, potendosi comunque, localmente, avere valori anche pari a $D_r=60\div70\%$. I livelli sabbiosi della formazione H3b, per i quali si dispone di relativamente pochi dati, sono caratterizzati da valori di densità relativa pari a $D_r=30\div50\%$; non si hanno dati relativamente ai materiali a grana grossa della formazione H3a. Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo aventi percentuale di fine superiore al 35% sono state considerate come materiali aventi comportamento geotecnico tipico di un terreno a grana fine.

Le caratteristiche fisiche dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% sono riportate nelle seguenti figure:

- Figura 9.62: contenuto d'acqua
- Figura 9.63: limite liquido
- Figura 9.64: limite plastico
- Figura 9.65: indice dei vuoti
- Figura 9.66: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 9.67 si riporta, sul piano di Burland (1990) $I_v\text{-log}\sigma_{vo}'$, lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% e Limite Liquido maggiore del 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca ICL_{oed} . I livelli limoso-argillosi appartenenti alla formazione H3a, H3b ed H3c, in accordo alla classificazione di Figura 8.4, risulterebbero ascrivibili a terreni tipo A (terreni strutturati) e/o B2 (terreni normalconsolidati); si rileva tuttavia che alcuni valori indicherebbero invece una sovraconsolidazione meccanica dei terreni appartenenti alla formazione H3a. Questo aspetto andrà approfondito in sede di Progetto Esecutivo, anche tramite l'esecuzione di prove edometriche di creep in sede di campagna di indagine geognostica integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva.

9.9.2 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (φ'), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di D_r sopra calcolati, ha fornito per le formazioni H3b e H3c valori variabili tra $\varphi' = 30^\circ\div 33^\circ$, potendosi localmente avere anche valori di $\varphi' = 34^\circ\div 35^\circ$ nel caso della formazione H3c (vedi Figura 9.68); i valori suddetti sono confermati anche dai risultati delle prove di taglio diretto eseguite su campioni sabbioso-limosi (vedi Figura 9.70 e Figura 9.71).

Prove di taglio diretto eseguite su campioni di argille con limo delle formazioni H3a ed H3c hanno fornito valori pari di resistenza pari a $c'=0\div 5$ kPa e $\varphi'= 24\div 28^\circ$ (vedi Figura 9.69 e Figura 9.71). Prove triassiali CU eseguite su campioni di argilla con limo delle formazioni H3a e H3b hanno fornito valori pari di resistenza pari a $c'=0$ kPa e $\varphi'= 24\div 32^\circ$ (vedi Figura 9.69 e Figura 9.70).

Sulla base di quanto sopra, alle formazioni H3a, H3b ed H3c possono essere assegnati valori caratteristici dell'angolo di attrito nei range:

- $\varphi' = 34\div 36^\circ$ solo per le sabbie dense e limitatamente alla formazione H3c
- $\varphi' = 31\div 33^\circ$ per le sabbie sciolte e le sabbie debolmente limose
- $\varphi' = 28\div 31^\circ$ per le sabbie limose, sabbie con limo e limi sabbiosi
- $\varphi' = 24\div 26^\circ$ e $c' = 0\div 5$ kPa per i limi argillosi e limi con argilla

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate c_u , determinati su campioni di limi argillosi e limi con sabbie aventi $FC > 35\%$, sono riportati nella Figura 9.74; nella stessa figura si riportano anche i valori di resistenza ricavati da prove di laboratorio del tipo TX-UU. Si osserva che i valori di c_u risultano molto dispersi, potendo variare tra i 25 e 250 kPa; in sede di progettazione delle opere sarà pertanto opportuno considerare i valori attinenti ai soli sondaggi più vicini all'opera in oggetto. I valori di c_u relativi ai livelli limosi delle formazioni H3b e H3c risultano invece compresi tra 25 e 75 kPa (vedi Figura 9.74).

9.9.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 9.75, Figura 9.76 e Figura 9.77. Nelle figure sono riportati anche i valori delle velocità delle onde di taglio ottenuti dalle prove Cross-Hole e dalla prova con cono simico, limitati alle profondità in cui sono state incontrate le formazioni in oggetto; per i commenti relativi al confronto tra le velocità delle onde di taglio ricavate direttamente dalla prova Cross-Hole e quelle ricavate dall'interpretazione delle prove SPT si rimanda a quanto già discusso nel paragrafo 6.4.

I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire dai valori delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.78. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$\text{Formazione H3a e H3b} \quad \rightarrow G_{01} = 35000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.65} \quad \text{in kPa}$$

$$\text{Formazione H3c} \quad \rightarrow G_{01} = 45000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.65} \quad \text{in kPa}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 8.2.4, i moduli di Young operativi E_{op1} , E_{op2} ed E_{op3} , da utilizzare nelle analisi delle opere di sostegno, nella stima dei cedimenti delle

fondazioni e nella stima dei cedimenti dei rilevati, con metodi elastici, sono pari ad una frazione di E_0 ; quest'ultimo modulo può essere calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 , essendo:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \quad \text{in kPa}$$

dove p' è la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

I moduli di Young operativi (E_{op1} , E_{op2} e E_{op3}), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 8.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale G_0 può essere determinato sulla base di quanto riportato in [Simpson et al. \(1979\)](#), assumendo $G_0 = 500 \div 700 \cdot c_u$, essendo c_u il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico.

9.9.4 Permeabilità

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc (vedi Tabella 5.2 e Tabella 5.3), ai sabbioso-limosi della formazione H3c possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine $1 \cdot 10^{-6} \div 1 \cdot 10^{-7}$ m/s; in accordo con quanto riportato nella Tabella 5.3 la permeabilità dei depositi in oggetto può variare nell'ambito di intervalli piuttosto ampi (in relazione alla percentuale di materiale fine presente):

- H3a → $1 \cdot 10^{-4} \leq k \leq 1 \cdot 10^{-8}$ m/s
- H3b → $1 \cdot 10^{-3} \leq k \leq 1 \cdot 10^{-7}$ m/s
- H3c → $1 \cdot 10^{-3} \leq k \leq 1 \cdot 10^{-7}$ m/s

I valori di permeabilità da assumersi in Progetto dipenderanno dal tipo di problema geotecnico e/o idraulico da affrontare, scegliendo di volta in volta valori ragionevolmente cautelativi tra quelli sopra esposti.

9.9.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi della formazione H3c.

Tabella 9.7: Formazioni H3a, H3b ed H3c
Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Sabbie e Sabbie limose	Sabbie con limi (FC < 35%)	Sabbie con limi (FC ≥ 35%) e limi argillosi
γ (kN/m ³)	19÷21	19÷21	16÷19
N _{SPT} (colpi/30 cm)	5÷15		
D _r (%)	30÷50 ⁽¹⁾		-
c' (kPa)	0	0	0÷5
ϕ' (°)	31÷33	28÷31	24÷26
GSC = $\sigma'_{v,max}/\sigma'_{v,0}$ (-)	1.00		-
OCR* = $\sigma'_{vy}/\sigma'_{v,0}$ (-)	-		1.00÷1.05
k _o (-)	$(1 - \text{sen}\phi')\sqrt{GSC}$		$(1 - \text{sen}\phi')\sqrt{OCR^*}$
v _s (m/sec)	150+5·(z-15) ≥ 150 per H3a 150÷200 per H3b 150+5·(z-7) ≥ 150 per H3c		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 35000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0.65}$ per H3a e H3b $G_{01} = 45000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0.65}$ per H3c		$G_{01} = 700 \cdot c_u$
E _{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/(3÷5)$ ⁽¹⁾		
E _{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/5$ ⁽¹⁾		
E _{op3} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/10$ ⁽¹⁾		
c _c (-)	-		0.40÷0.60 ⁽²⁾
c _r (-)	-		0.2 · c _c ⁽²⁾
c _{αe} (%)	-		1.0 ⁽²⁾

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT}	= resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
D_r	= densità relativa;
ϕ'	= angolo di attrito operativo;
GSC	= grado di sovraconsolidazione meccanico;
$\sigma'_{v,max}$	= tensione verticale efficace massima subita nel passato;
$\sigma'_{v,0}$	= tensione verticale efficace attuale (geostatica);
k_0	= coefficiente di spinta del terreno a riposo;
v_s	= velocità di propagazione delle onde di taglio;
z	= profondità dal piano campagna locale in metri;
G_{01}	= modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
p_a	= pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
E_{op1}	= modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
E_{op2}	= modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$) con metodi elastici lineari e non lineari;
E_{op3}	= modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
B	= dimensione minore della fondazione (m).

Note:

(1) $G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$ (kPa), essendo p' la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

(2) = valori ipotizzati in assenza di prove edometriche; tali valori dovranno essere riverificati sulla base dei risultati delle prove edometriche da eseguirsi nell'ambito della campagna di indagine geognostica integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva.

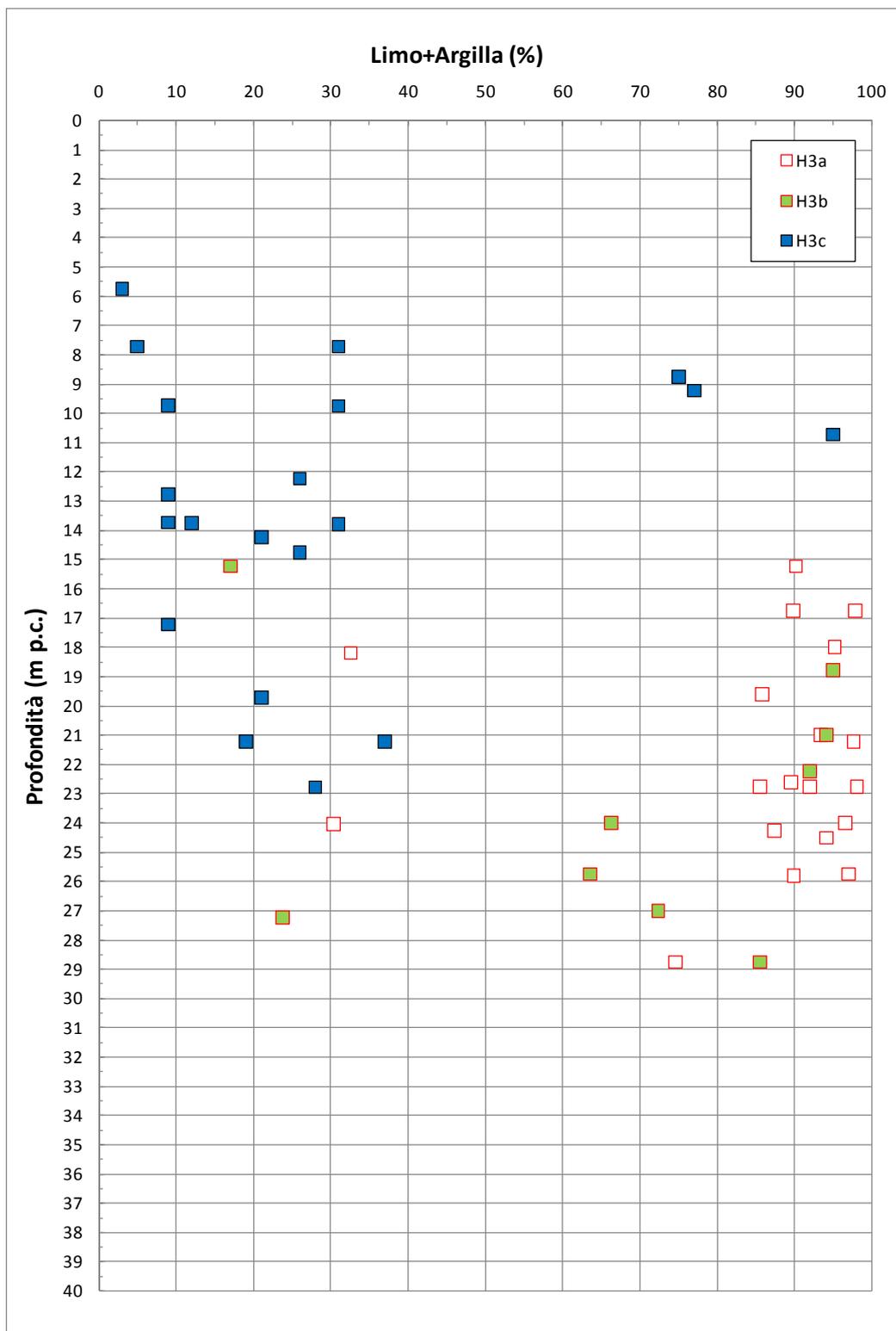


Figura 9.58: Formazione H3a, H3b, H3c – Contenuti di fine (CF)

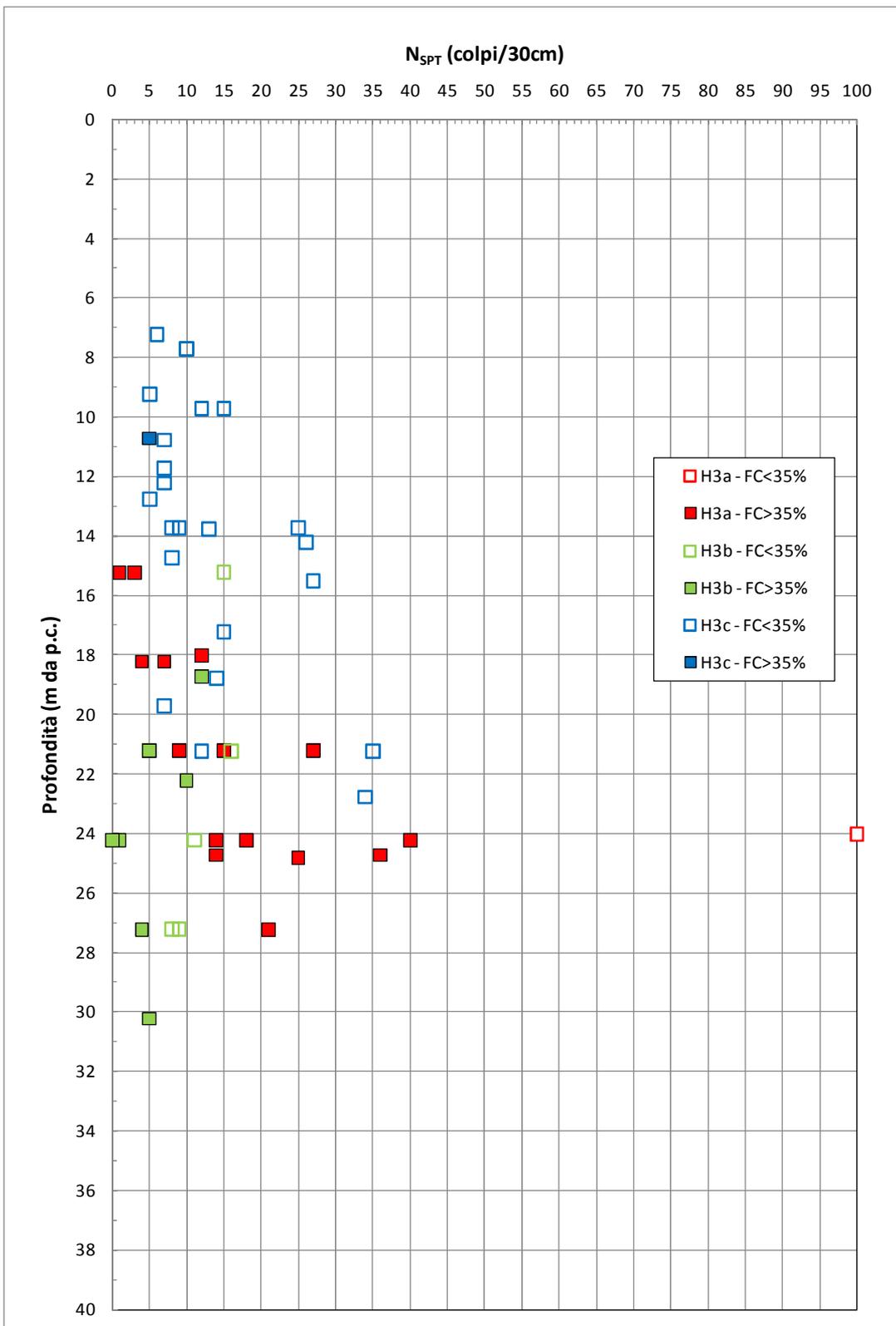


Figura 9.59: Formazione H3a, H3b, H3c – Valori di N_{SPT}

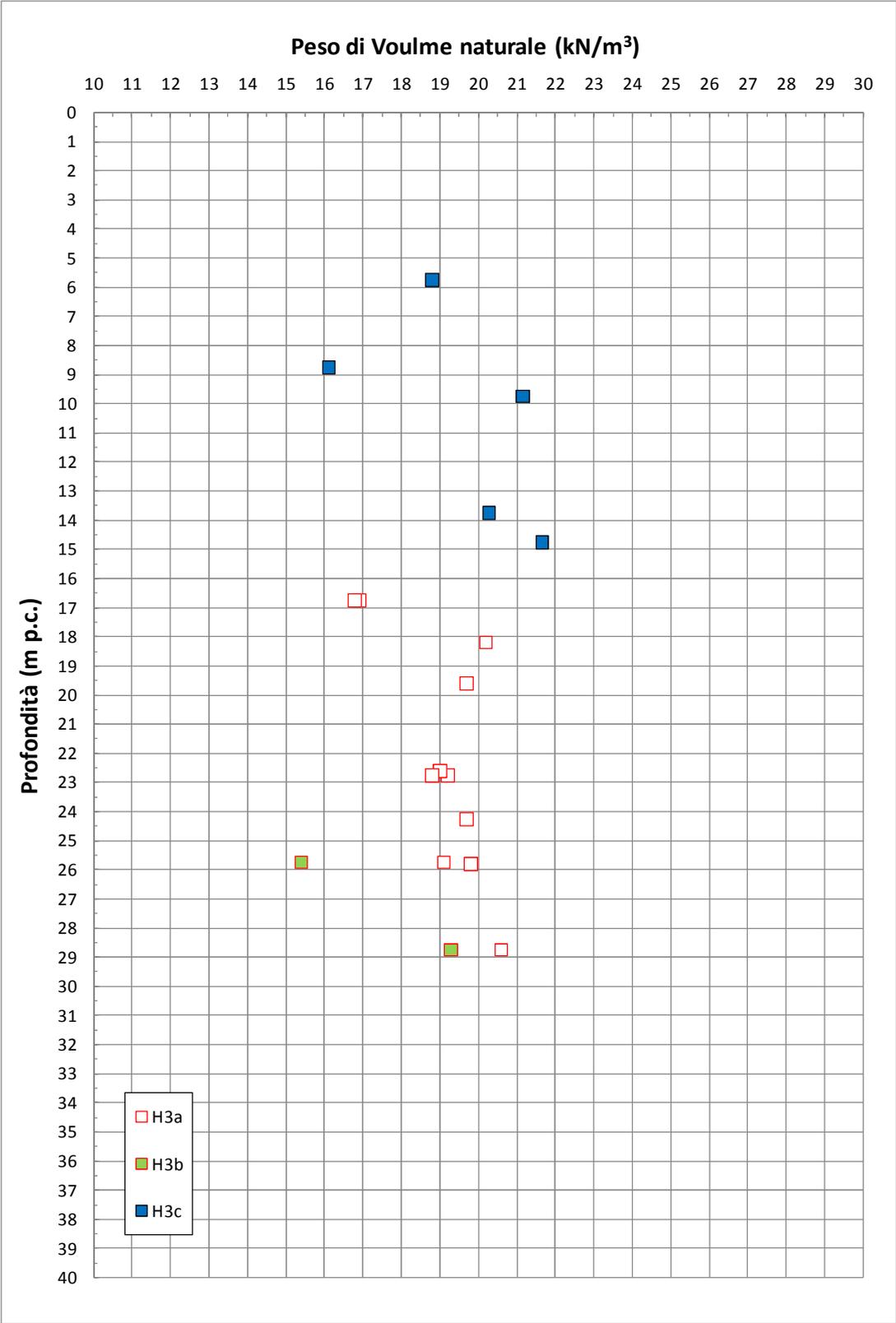


Figura 9.60: Formazione H3a, H3b, H3c – Pesi di volume naturale

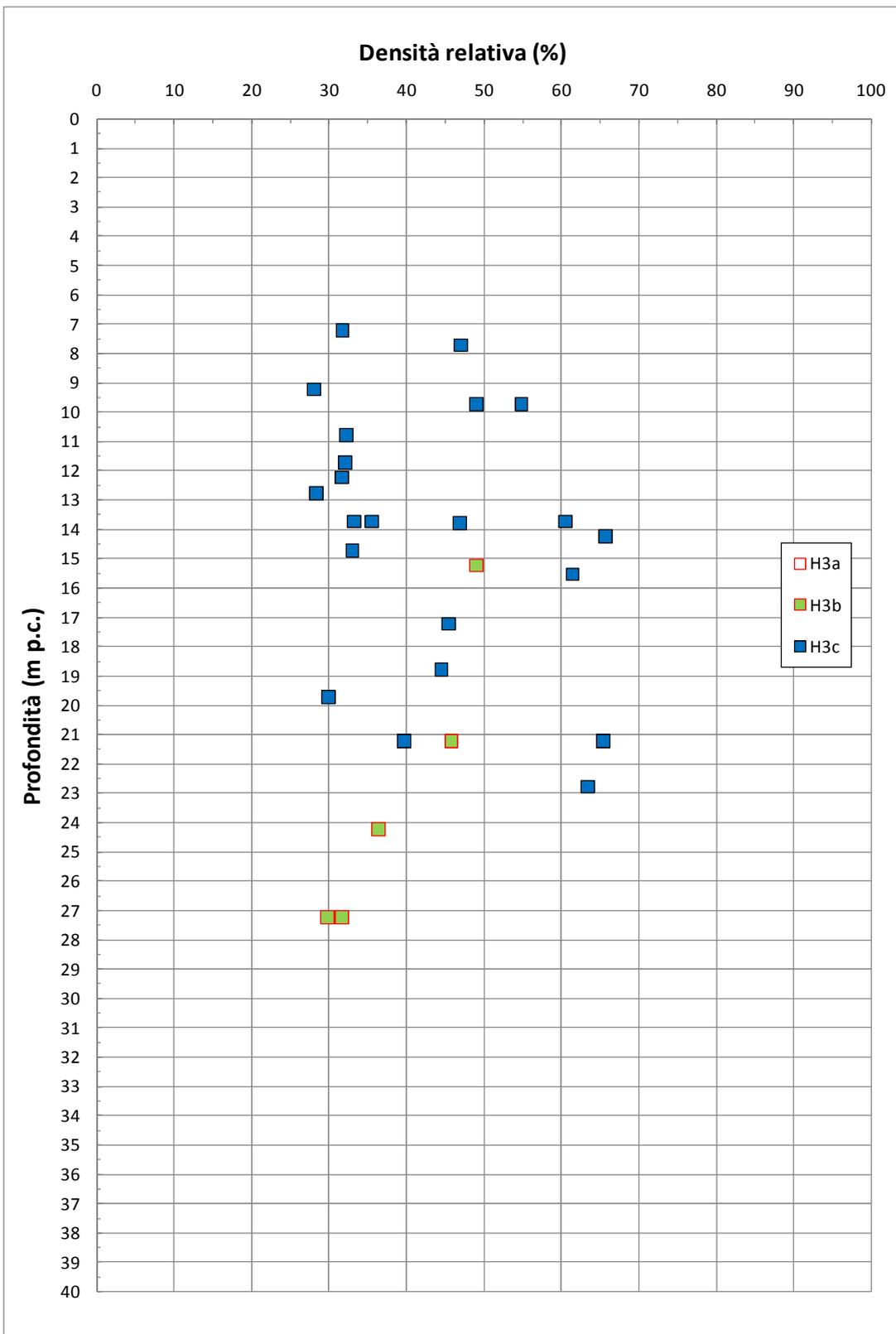


Figura 9.61: Formazione H3a, H3b, H3c – Densità relativa

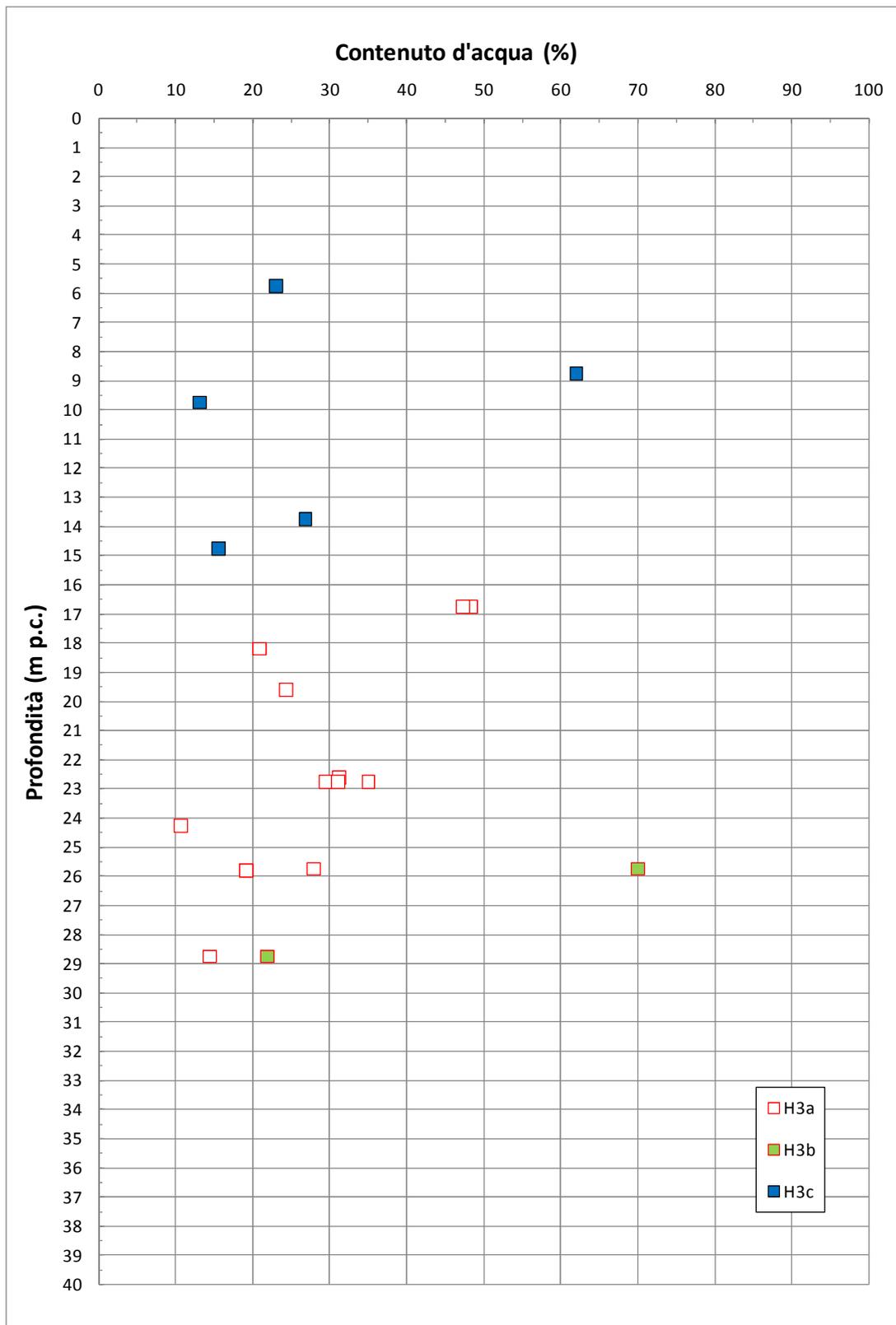


Figura 9.62: Formazione H3a, H3b, H3c – Contenuto d'acqua naturale

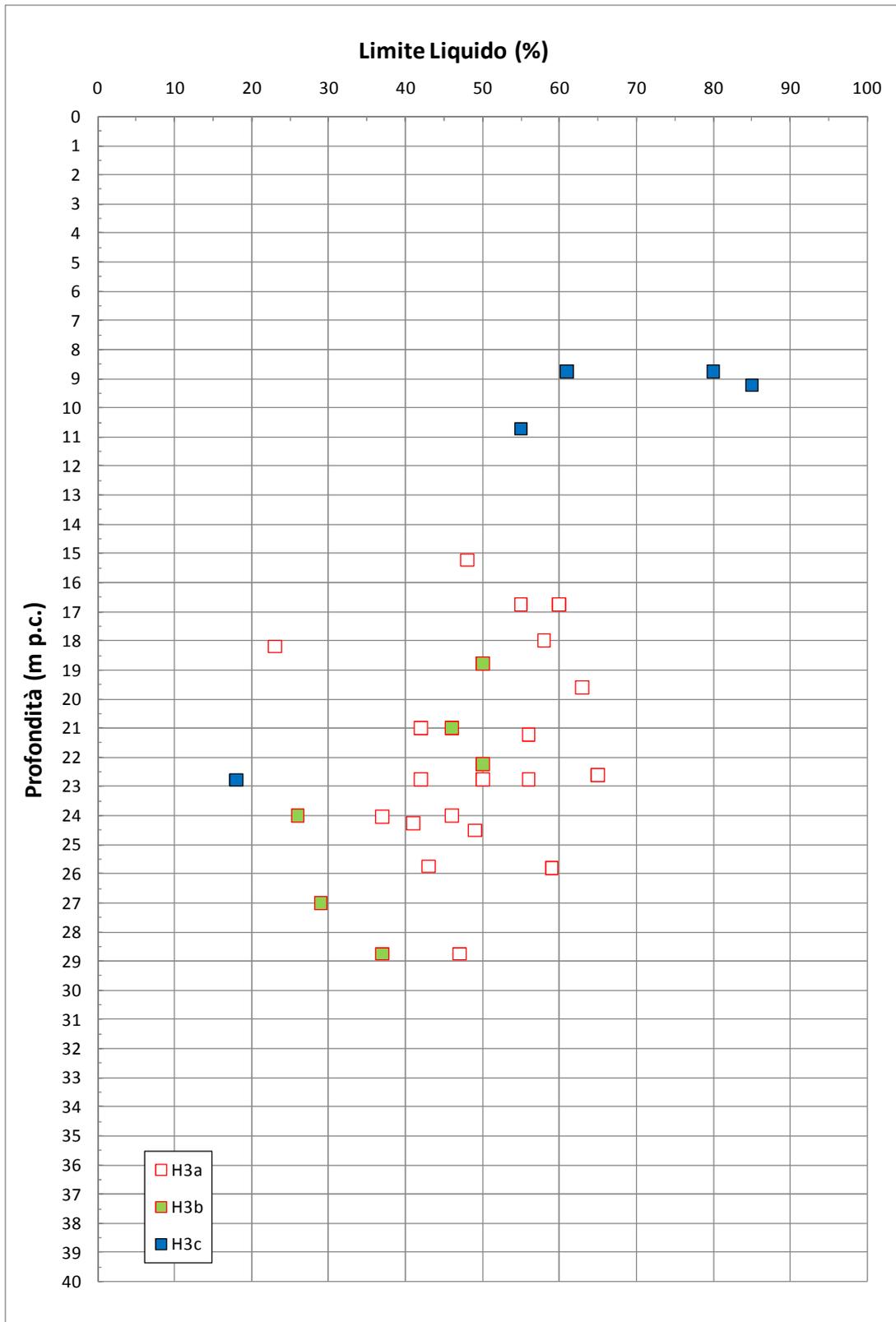


Figura 9.63: Formazione H3a, H3b, H3c – Limite Liquido

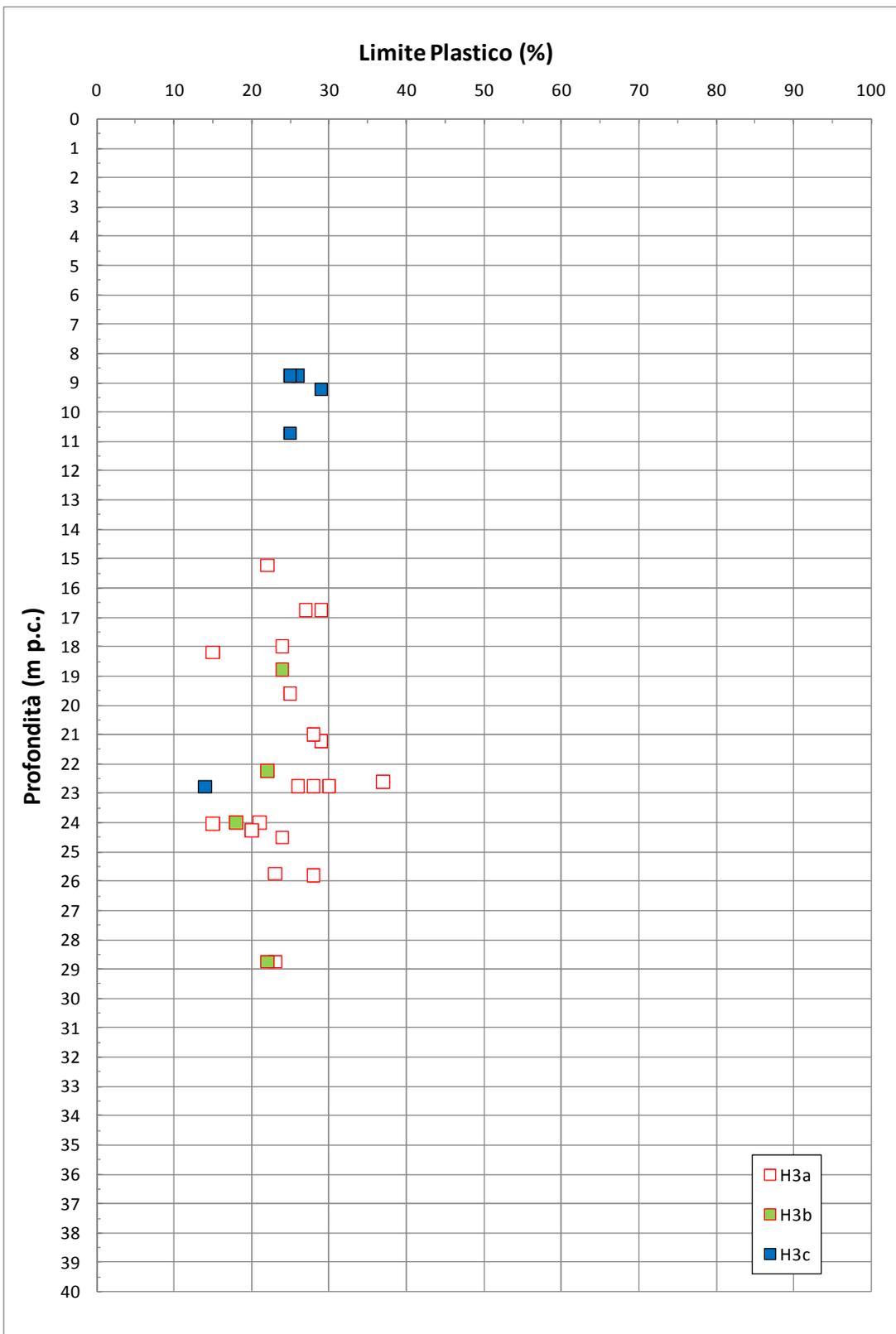


Figura 9.64: Formazione H3a, H3b, H3c – Limite Plastico

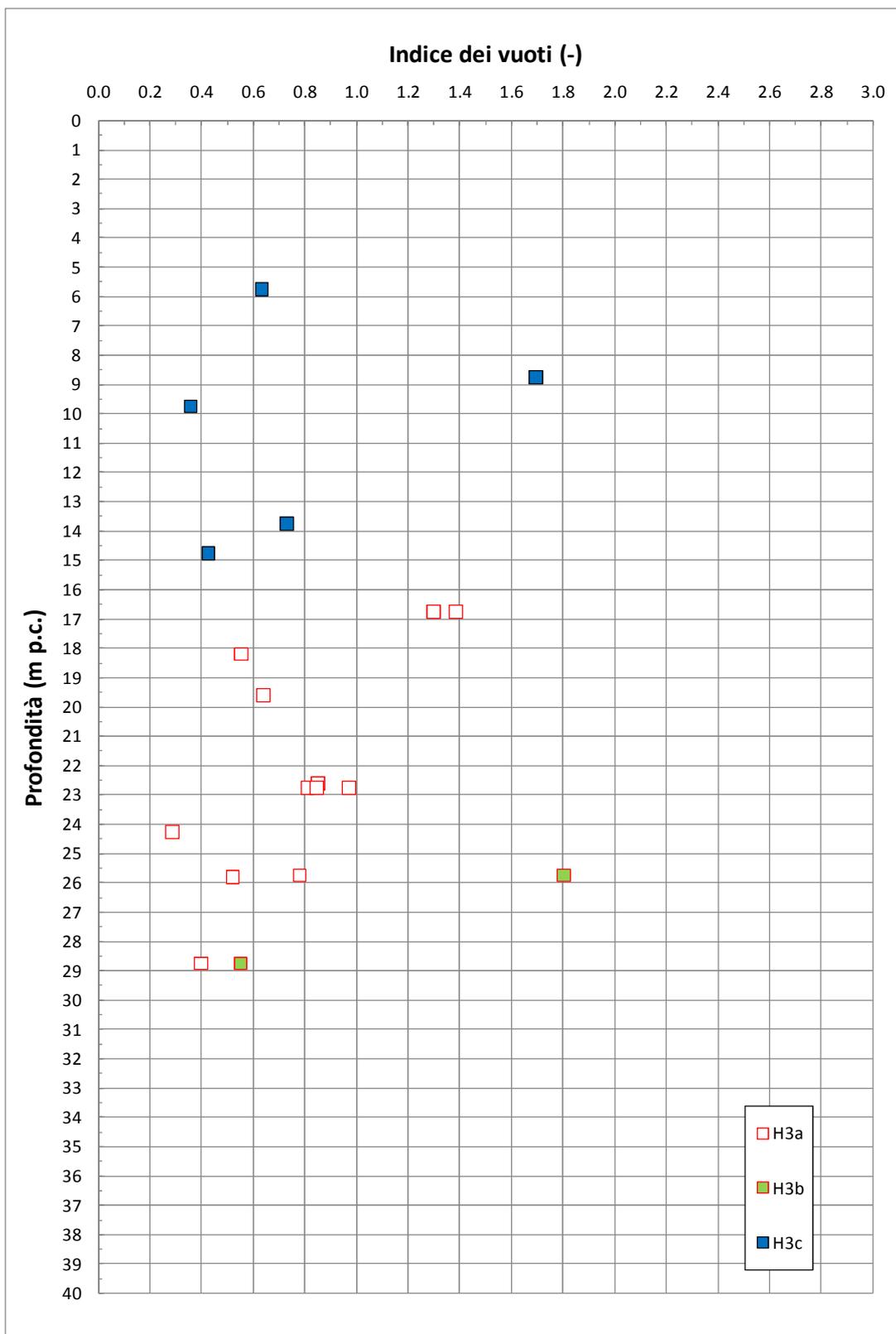


Figura 9.65: Formazione H3a, H3b, H3c – Indice dei vuoti

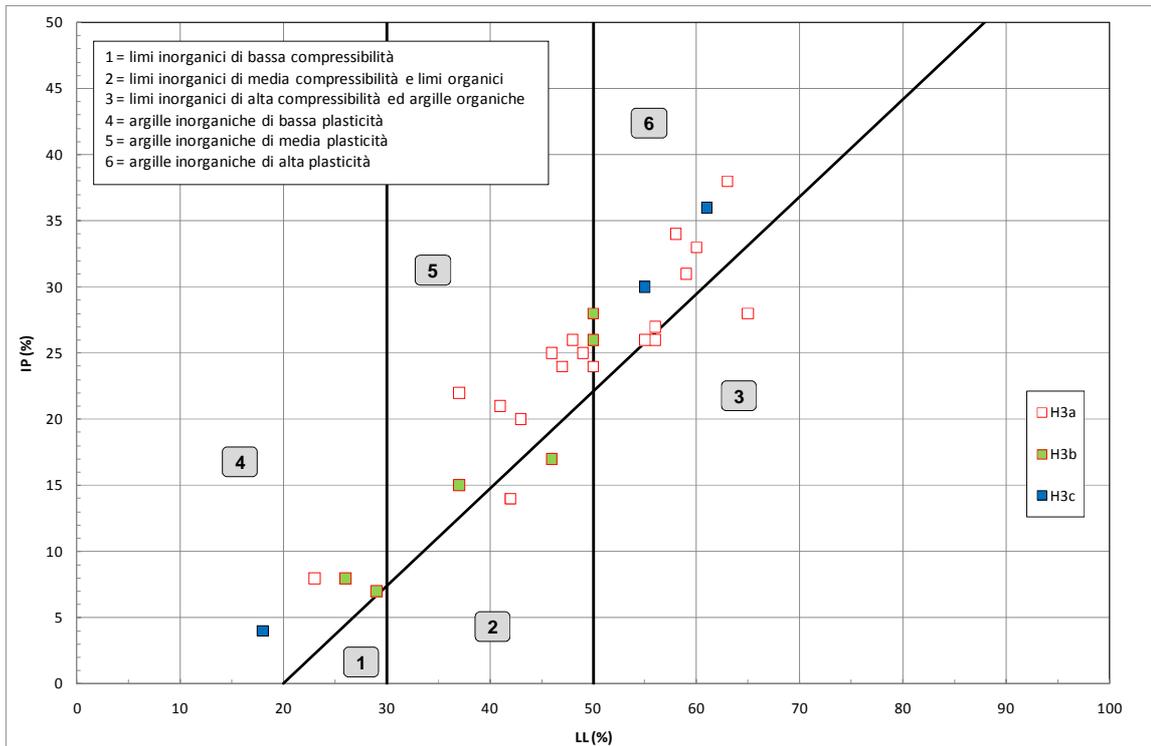


Figura 9.66: Formazione H3a, H3b, H3c – Carta di plasticità di Casagrande

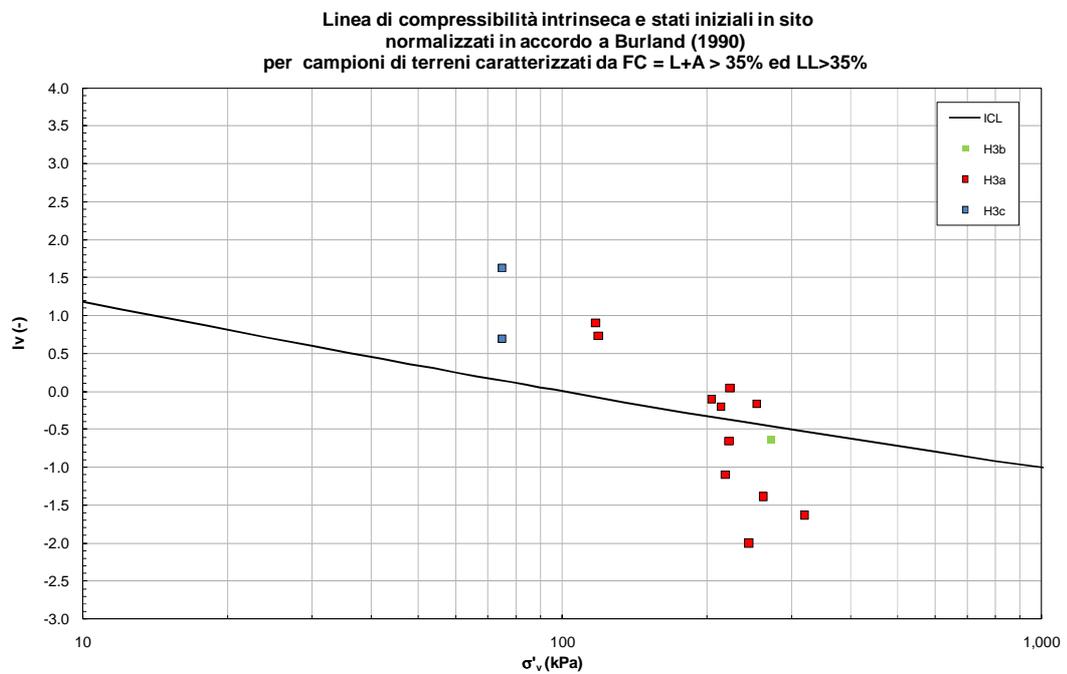


Figura 9.67: Formazione H3a, H3b, H3c – Piano di Burland

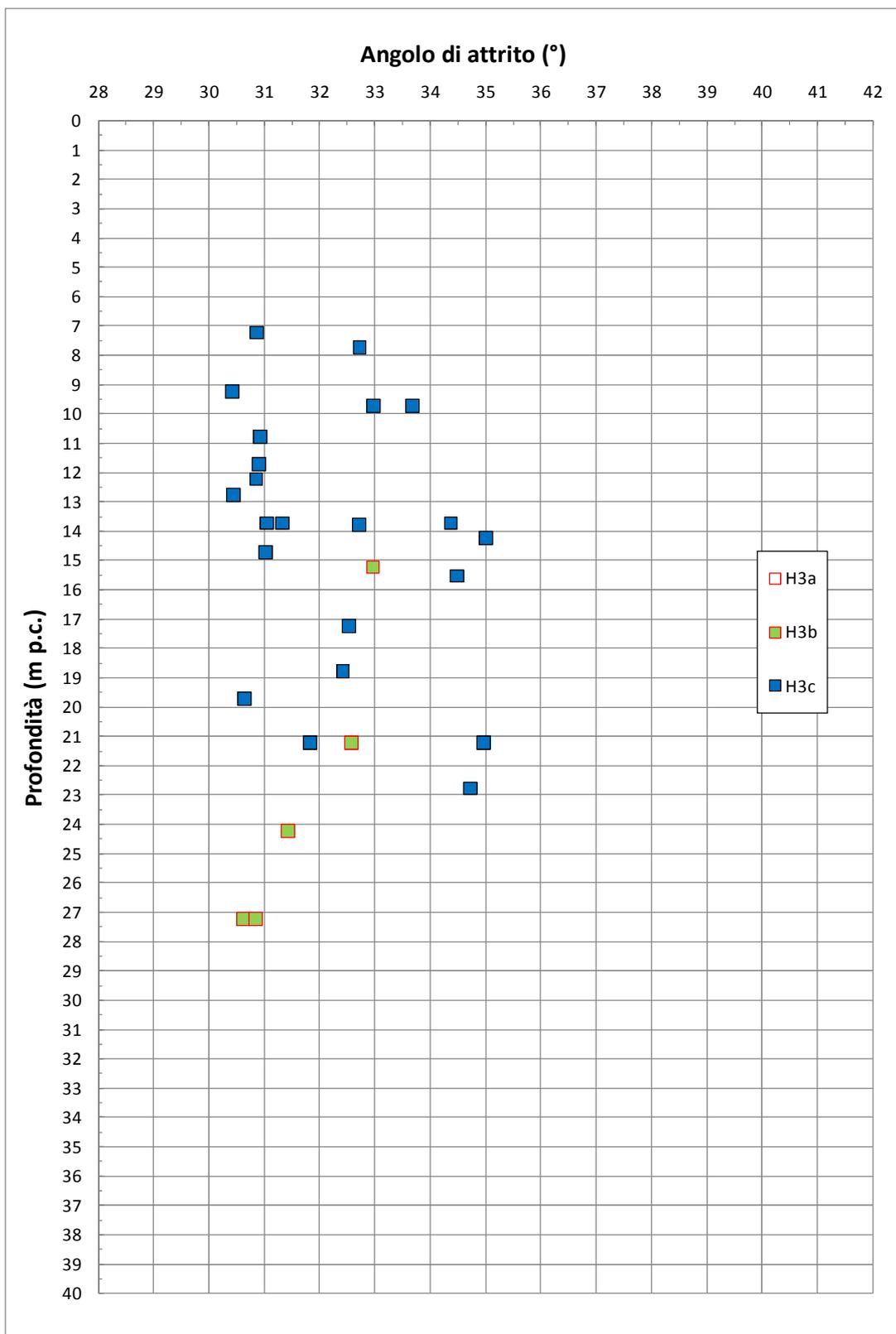


Figura 9.68: Formazione H3a, H3b, H3c – Angolo di attrito da prove SPT

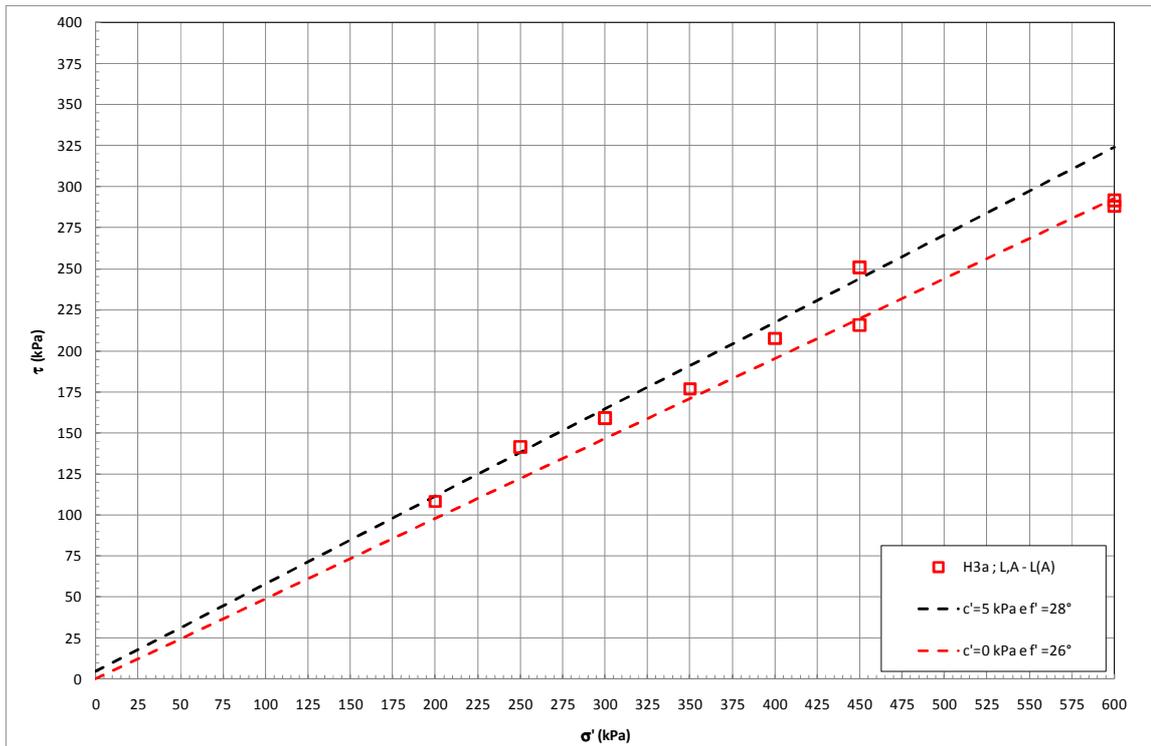


Figura 9.69: Formazione H3a – Angolo di attrito da prove di taglio diretto

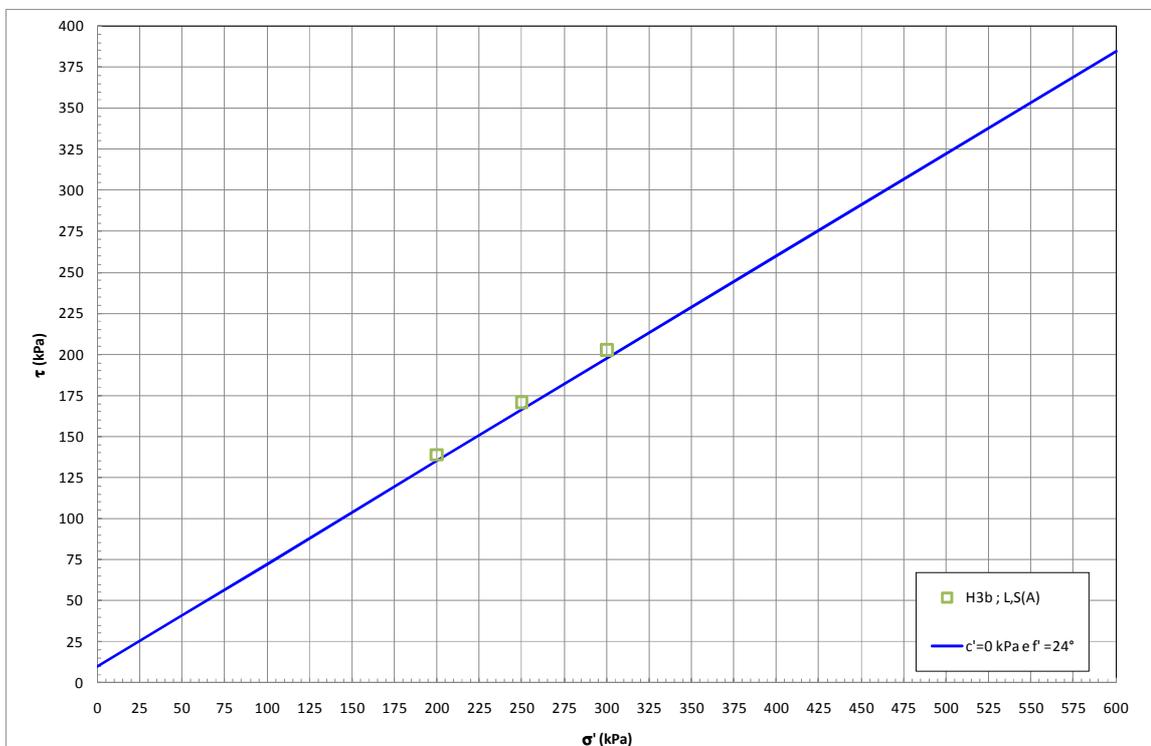


Figura 9.70: Formazione H3b – Angolo di attrito da prove di taglio diretto

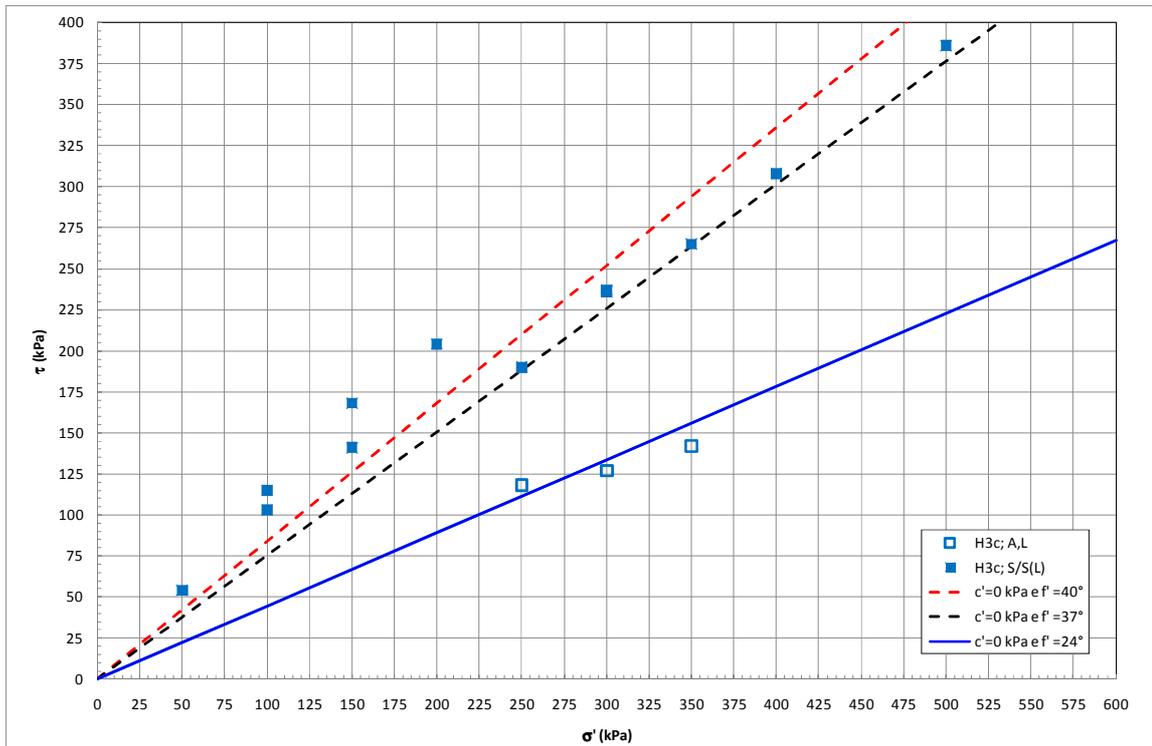


Figura 9.71: Formazione H3c – Angolo di attrito da prove di taglio diretto

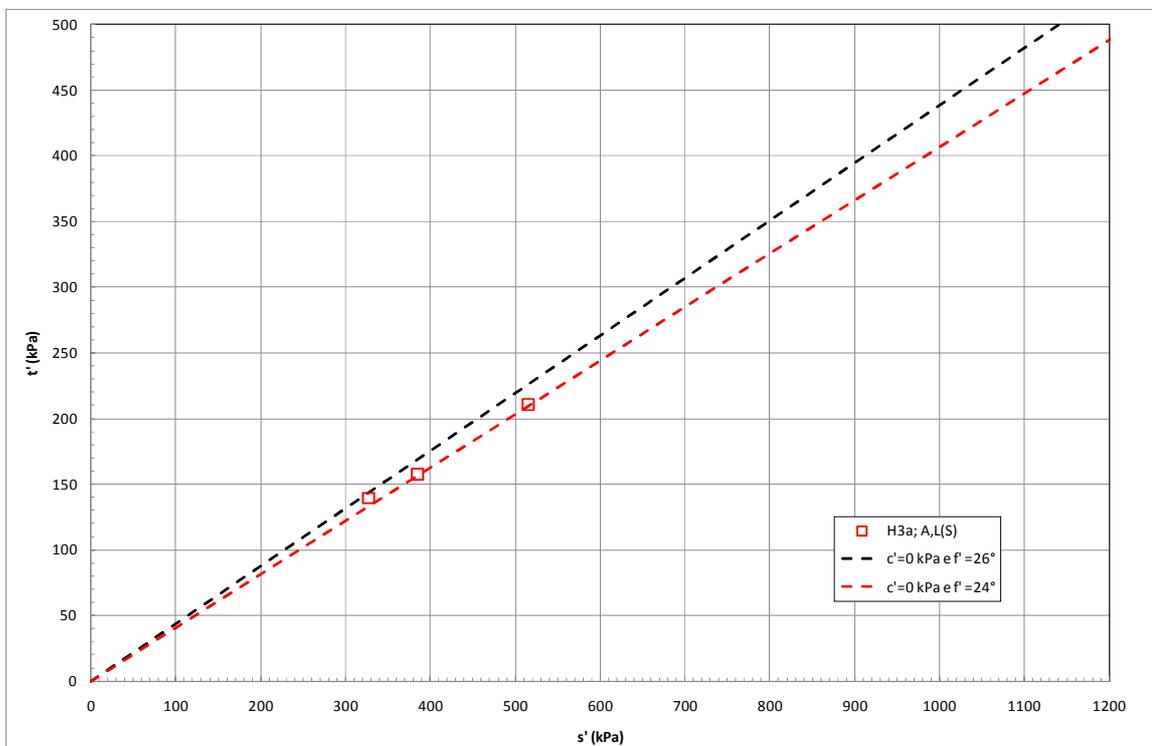


Figura 9.72: Formazione H3a – Angolo di attrito da prove triassiali

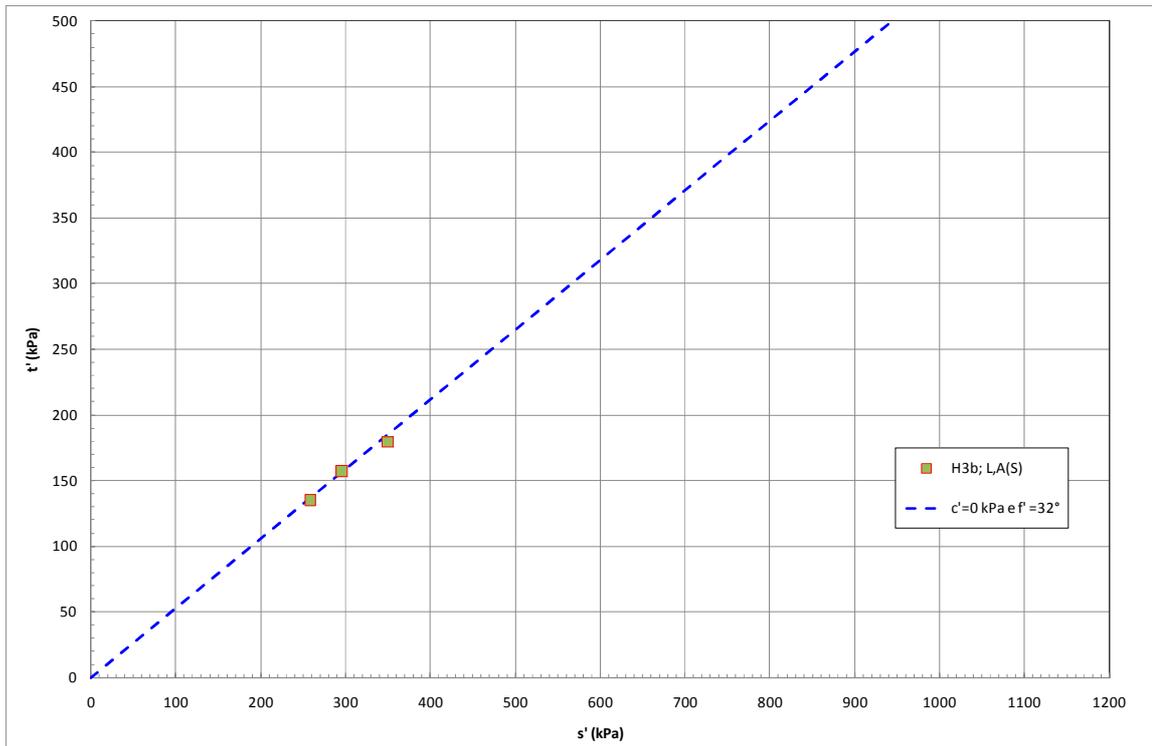


Figura 9.73: Formazione H3b – Angolo di attrito da prove triassiali

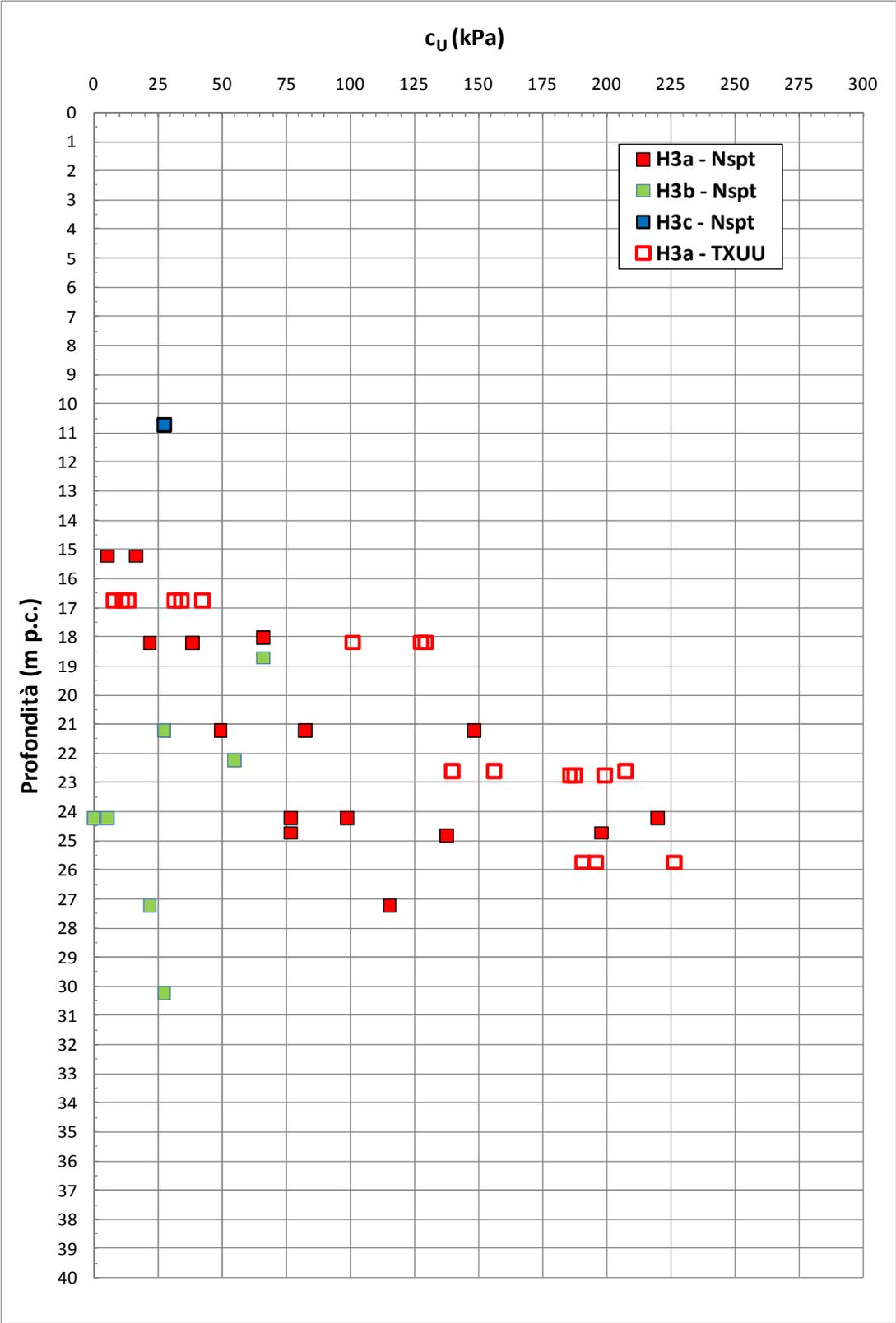
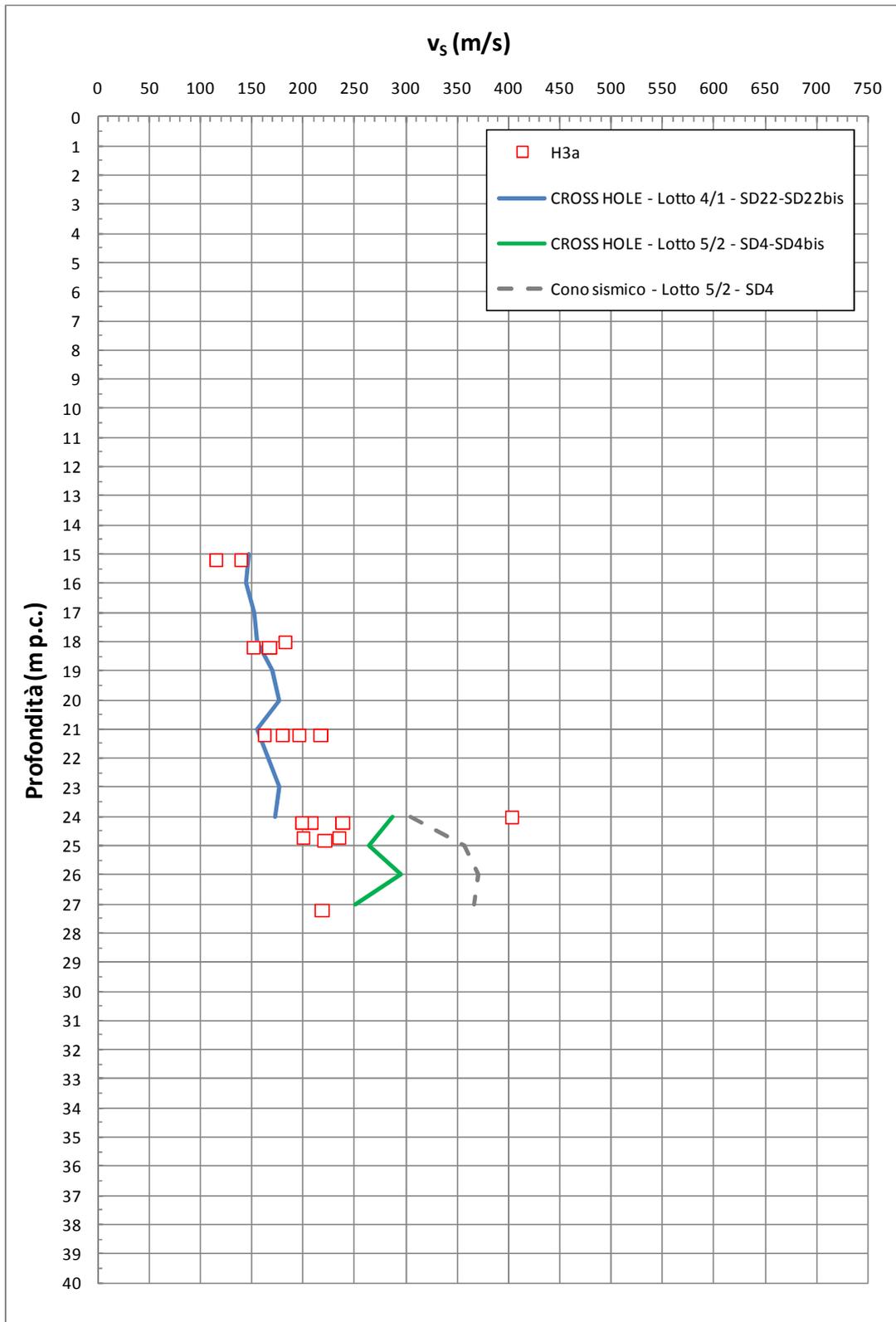


Figura 9.74: Formazione H3a, H3b, H3c – Coesione non drenata

Figura 9.75: Formazione H3a– Valori di v_s

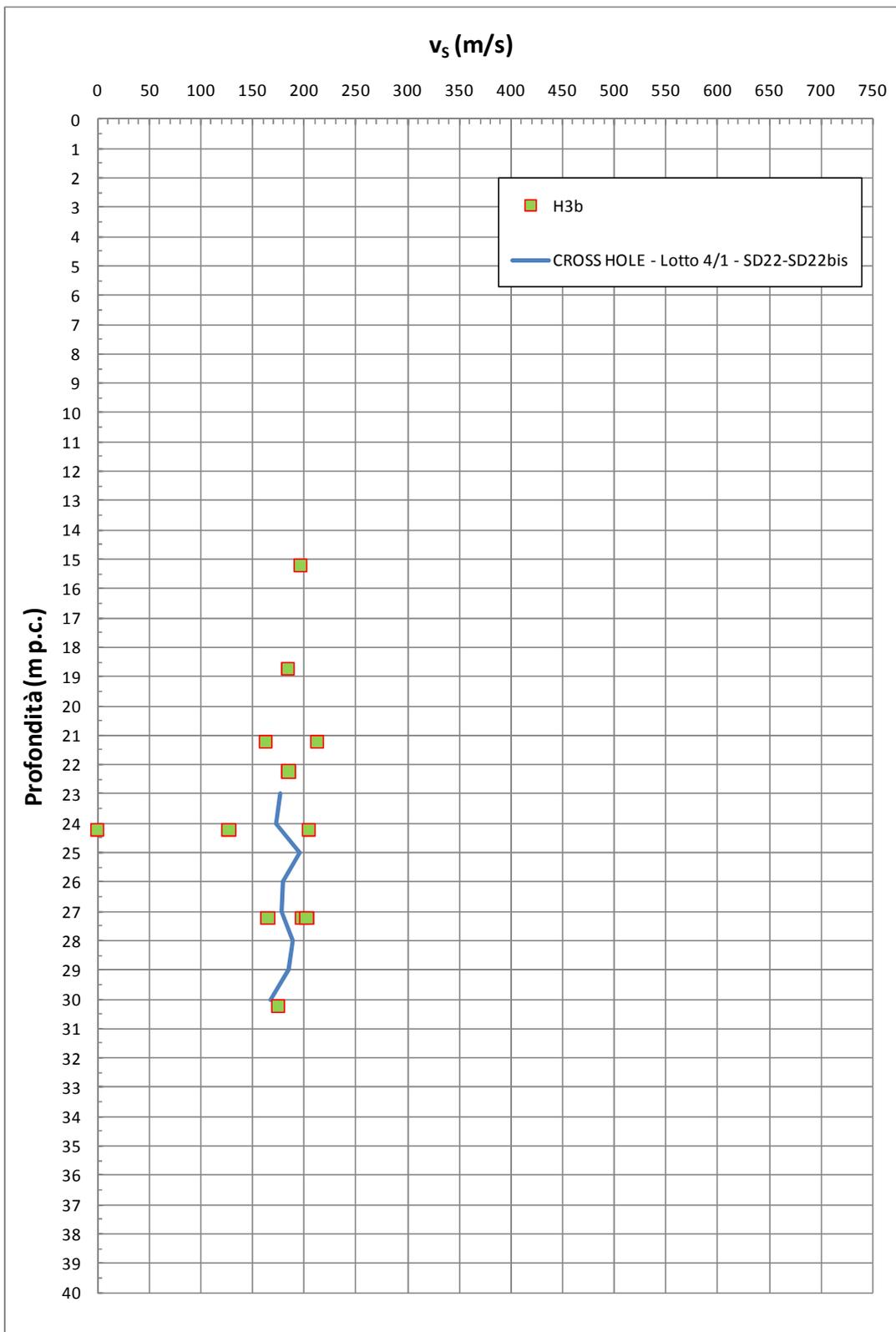


Figura 9.76: Formazione H3b– Valori di v_s

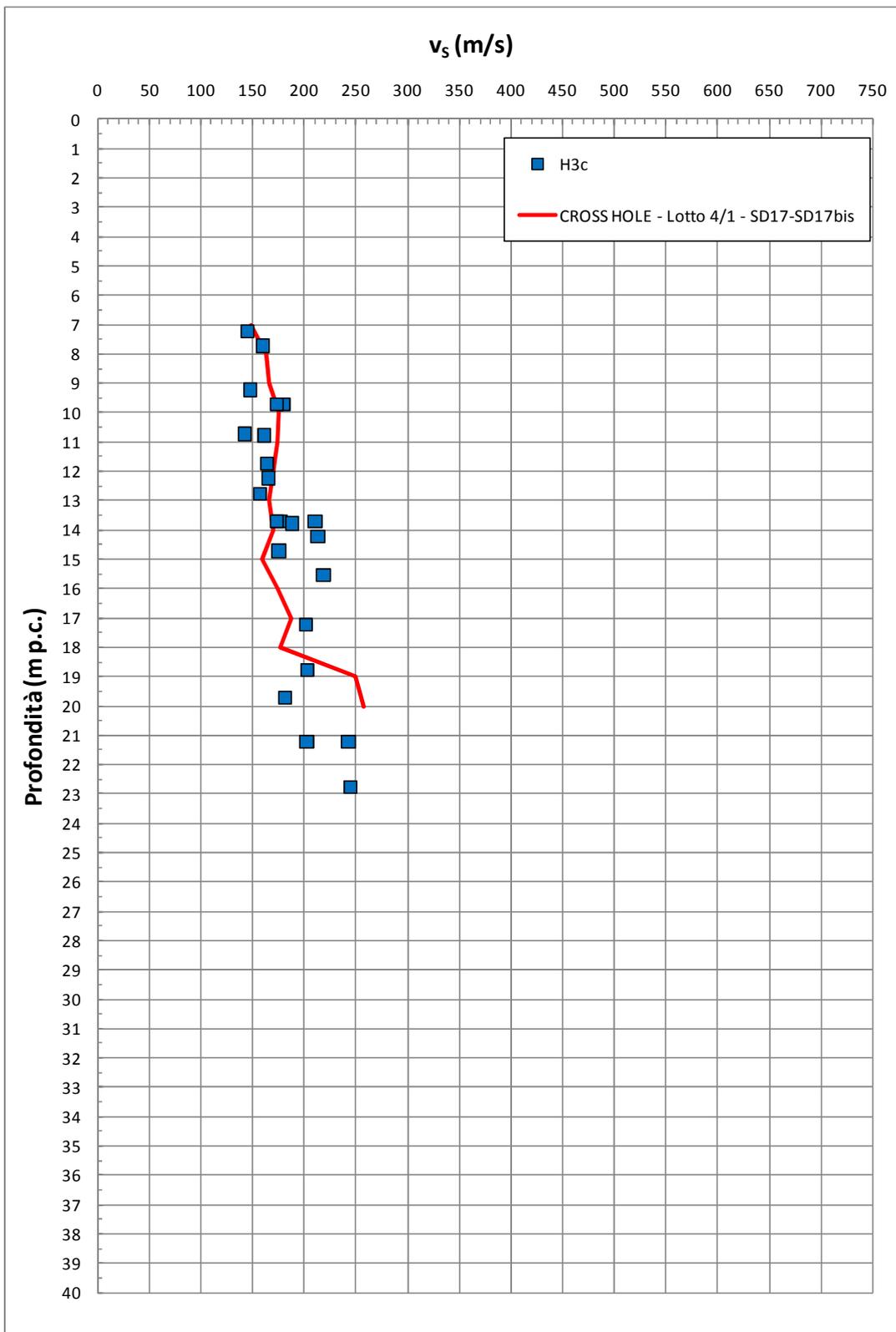


Figura 9.77: Formazione H3c– Valori di v_s

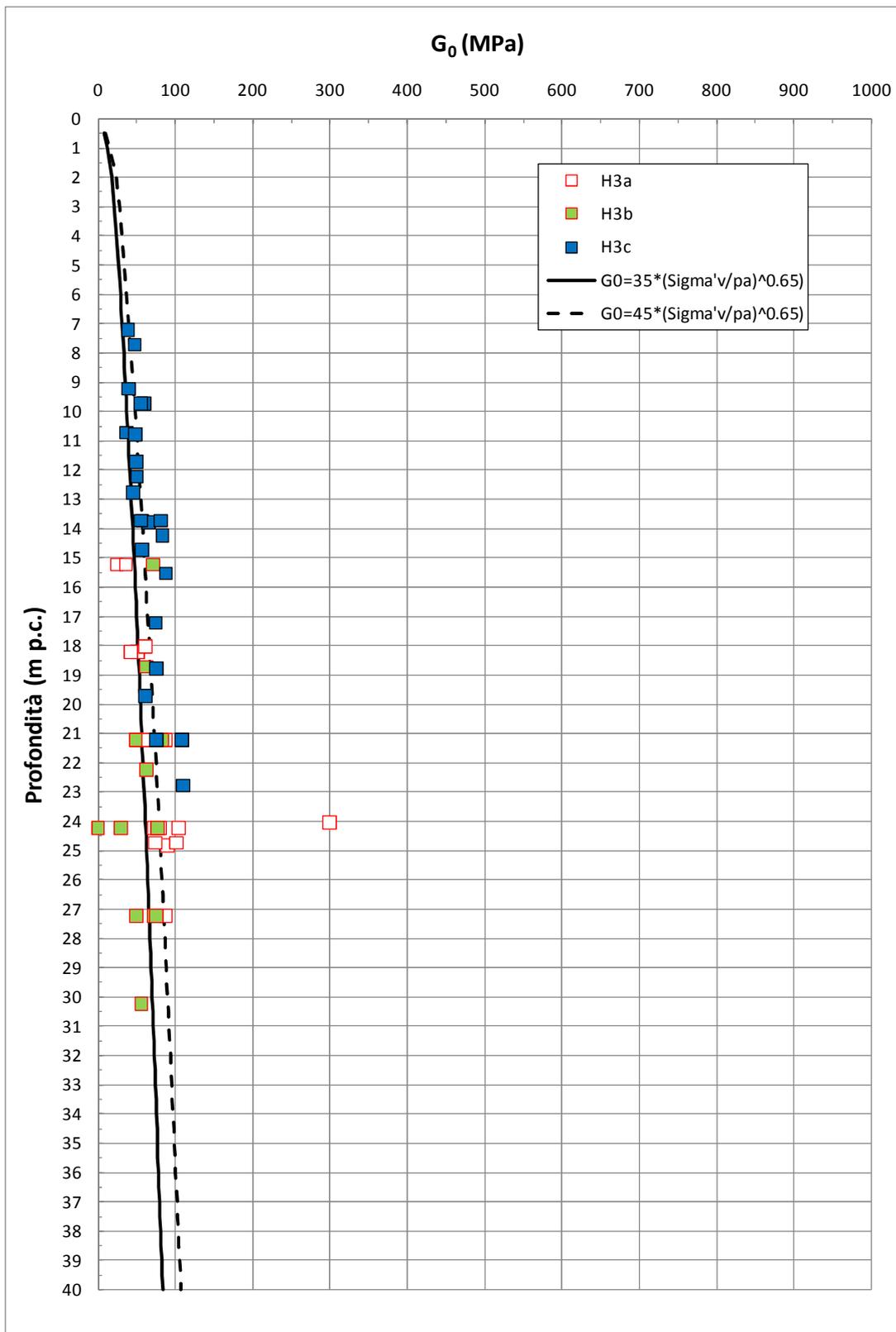


Figura 9.78: Formazione H3a, H3b, H3c – Valori di G_0

9.10 **Depositi H1a (lagunari) e H1a1 (palustri)**

La natura geologica e la composizione granulometrica delle due formazioni in oggetto sono così riassumibili:

- La formazione H1a è geologicamente ascrivibile a depositi lagunari risalenti all'Olocene. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da argille limose, argille con limo, limi argillosi debolmente sabbiosi di colori prevalentemente bruni e grigi e locali intercalazioni di sabbie fini limose, è seganalta la presenza di malacofauna di ambiente salmastro.
- La formazione H1a1 è geologicamente ascrivibile a depositi palustri risalenti all'Olocene. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da argille con limo, limi argillosi e limi sabbiosi, talora con presenza di elementi vegetali, con subordinante sabbie fini limose talora con clasti arrotondati eterogenei e ghiaie.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali H1a e H1a1 è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Definitivo;
- prove di permeabilità Lefranc delle indagini di Progetto Definitivo.

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando orientativamente i livelli di falda riportati in Tabella 5.1.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) è riportato nella Figura 9.79; l'analisi di tale figura conferma che i depositi in oggetto sono prevalentemente a grana fine ($FC \geq 35\%$) con possibili intercalazioni di sabbie ($FC < 35\%$).

Nella Figura 9.80 sono riportate le resistenze N_{SPT} registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine ($FC = \% \text{Limo} + \% \text{Argilla}$) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di N_{SPT} risultano variabili tra un valore minimo di

0 colpi/30 cm e un valore massimo di 40 colpi/30cm; come valore caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $N_{SPT} = 5$ colpi/30 cm per i primi 10 m da p.c. e un intervallo caratteristico $5 \leq N_{SPT} \leq 20$ colpi/30 cm tra 10 e 17 m da p.c..

9.10.1 Caratteristiche fisiche

Gli strati limoso-argillosi e limoso-sabbiosi ($FC \geq 35\%$) delle formazioni H1a e H1a1 in oggetto presentano la seguente composizione:

- limo = 15 ÷ 62%, mediamente 44%
- argilla = 5 ÷ 76%, mediamente 39%
- sabbia = 1 ÷ 41%, mediamente 15%
- ghiaia = 0 ÷ 39%, mediamente 2%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 36% ÷ 99%, mediamente 83%

Gli strati più prettamente sabbiosi o sabbioso-limosi ($FC < 35\%$) delle formazioni H1a e H1a1 in oggetto presentano la seguente composizione:

- sabbia = 23 ÷ 92%, mediamente 66%
- ghiaia = 0 ÷ 60%, mediamente 21%
- argilla = 0 ÷ 25%, mediamente 8%
- limo = 0 ÷ 9%, mediamente 5%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 9% ÷ 34%, mediamente 16%

Il peso di volume naturale può essere assunto pari a $\gamma_n = 17 \div 20$ kN/m³ (vedi Figura 9.81).

Le caratteristiche fisiche dei campioni di terreno indisturbati sono riportate nelle seguenti figure:

- Figura 9.82: contenuto d'acqua
- Figura 9.83: limite liquido
- Figura 9.84: limite plastico
- Figura 9.85: indice dei vuoti
- Figura 9.86: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 9.87 si riporta, sul piano di Burland (1990) $I_v\text{-log}\sigma_{vo}'$, lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati (disponibili solamente per la formazione H1a) caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% e Limite Liquido superiore al 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca edometrica ICL_{oed} . I terreni appartenenti alla formazione in oggetto, in accordo alla classificazione di Figura 8.4, risultano distribuiti nel piano di Burland sia sotto che sopra la linea di compressibilità intrinseca edometrica; la formazione H1a risulterebbe pertanto formata da terreni ascrivibili a terreni tipo B1, B2 ed A, ossia terreni sovraconsolidati meccanicamente, normalconsolidati e strutturati. Tale varietà non viene a mancare se si cerca di localizzare lungo il tracciato i campioni appartenenti alle diverse classi (B1, B2 e A); inoltre, anche all'interno dello stesso sondaggio due differenti campioni della medesima formazione possono posizionarsi sotto e sopra la ICL_{edo} . In ragione di quanto sopra è pertanto da ritenersi possibile una ulteriore sottodivisione dei depositi in oggetto in livelli più o meno compressibili; tale aspetto potrà essere indagata attraverso l'esecuzione di prove CPTU in sede di campagna di indagine geognostica integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva.

La densità relativa (D_r) degli strati sabbioso limosi, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo $D_r=40\div 50\%$ (vedi Figura 9.88). Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo e i limi argillosi o sabbiosi, ossia aventi percentuale di fine superiore al 35%, sono stati considerati come materiali coesivi.

9.10.2 Scelta del modello geotecnico di calcolo per gli strati a grana fine

Lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati aventi $FC \geq 35\%$ ed $LL \geq 35\%$, rappresentato sul piano di Burland (1990) $I_v\text{-log}\sigma_{vo}'$, si colloca come per alcuni campioni indisturbati al di sotto e per altri al di sopra della linea di compressibilità intrinseca edometrica ICL_{oed} (Figura 8.4).

In ragione di quanto sopra, non potendo individuare un comportamento univoco per i terreni della formazione in oggetto, i calcoli geotecnici in questa fase progettuale dovranno essere effettuati utilizzando modelli geotecnici elasto-plastici-viscosi.

9.10.3 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (φ'), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di D_r sopra calcolati ha fornito valori variabili nel range $\varphi' = 29^\circ \div 33^\circ$ (vedi la Figura 9.89). L'angolo di attrito determinato un'unica prova di taglio diretto eseguita su un campione di limo con sabbia ha fornito un valore pari a $\varphi' = 32^\circ$ mentre prove triassiali consolidate non drenate su campioni argille, argille con limo e limi con argilla hanno fornito valori di c' compresi tra $0 \div 10$ kPa e φ' compresi tra $23 \div 26^\circ$ (vedi Figura 9.90).

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate, determinati su campioni di limi argillosi e limi con sabbie aventi $FC > 35\%$, sono riportati nella Figura 9.92; nella stessa figura si riportano anche i valori di resistenza ricavati da prove di laboratorio del tipo TX-UU.

9.10.4 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 9.93.

I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.94. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 35000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.6} \text{ in kPa}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 8.2.4, i moduli di Young operativi (E_{op1} ed E_{op2}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$, con E_0 calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 ed essendo:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \quad \text{in kPa}$$

dove p' è la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

I moduli di Young operativi (E_{op1} , E_{op2} ed E_{op3}), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 8.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i materiali in oggetto, essendo prevalentemente argillosi limosi, il modulo iniziale G_0 può essere determinato anche sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979), assumendo $G_0 = 500 \div 700 \cdot c_u$, essendo c_u il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico. Si evidenzia che tale correlazione fornisce valori di G_0 paragonabili a quelli desunti dall'interpretazione delle prove SPT tramite la relazione di Ohta e Goto.

9.10.5 Permeabilità

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc (vedi Tabella 5.2), ai livelli sabbiosi e sabbioso-limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine $1 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-7}$ m/s. Sulla base di quanto riportato nella Tabella 5.3 le permeabilità dei livelli limoso-argillosi possono arrivare a valori di $1 \cdot 10^{-9}$ m/s.

I valori di permeabilità da assumersi in Progetto dipenderanno dal tipo di problema geotecnico e/o idraulico da affrontare, scegliendo di volta in volta valori ragionevolmente cautelativi tra quelli sopra esposti.

9.10.6 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi delle formazioni H1a e H1a1.

Tabella 9.8: Formazione H1a e H1a1 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Limi argillosi e limi sabbiosi	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Sabbie, Sabbie limose
γ_t (kN/m ³)	17÷19	18÷20	
N_{SPT} (colpi/30 cm)	5÷20 ⁽¹⁾		
D_r (%)	-	40÷50-	
c' (kPa)	0÷10	0	0
φ' (°)	25	25÷28 ⁽²⁾	30÷33
c_u (kPa)	25÷50 ⁽³⁾ 50÷100 ⁽³⁾	-	
$GSC = \sigma'_{v,max}/\sigma'_{v,0}$ (-)	1.00		
$OCR^* = \sigma'_{vy}/\sigma'_{v,0}$	1.00÷1.05	-	
k_o (-)	$(1 - \sin\varphi')\sqrt{OCR^*}$	$(1 - \sin\varphi')\sqrt{GSC}$	
v_s (m/sec)	$65 \cdot z^{0.35}$		
G_{01} (kPa)	$G_{01} = 700 \cdot c_u$	$G_{01} = 35000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0.6}$	
E_{op1} (kPa)	-	$(2.3 \cdot G_0)/(3 \div 5)$ ⁽⁴⁾	
E_{op2} (kPa)	-	$(2.3 \cdot G_0)/5$ ⁽⁴⁾	
E_{op3} (kPa)	-	$(2.3 \cdot G_0)/10$ ⁽⁴⁾	
c_c (-)	0.30÷0.50	-	-
c_r (-)	$0.2 \cdot c_c$	-	-
$c_{\alpha e}$ (%)	1.0÷2.5 ⁽⁵⁾	-	-

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

D_r = densità relativa;

- c' = intercetta di coesione;
 φ' = angolo di attrito operativo;
 GSC = grado di sovraconsolidazione meccanico;
 OCR* = grado di sovraconsolidazione equivalente per terreni tipo A
 $\sigma'_{v,max}$ = tensione verticale efficace massima subita nel passato;
 $\sigma'_{v,0}$ = tensione verticale efficace attuale (geostatica);
 k_0 = coefficiente di spinta del terreno a riposo;
 v_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;
 z = profondità dal piano campagna locale in metri;
 G_{01} = modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
 p_a = pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
 E_{op1} = modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
 E_{op2} = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a 0.01·B) con metodi elastici lineari e non lineari;
 E_{op3} = modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
 B = dimensione minore della fondazione (m);
 C_c = indice di compressione (nel piano indice dei vuoti "e");
 C_r = indice di ricomprensione (nel piano indice dei vuoti "e");
 C_v = coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;
 C_α = coefficiente di consolidazione secondaria.

Note:

- (1) $N_{SPT} = 5$ colpi/30 cm per i primi 10 m da p.c. e $5 \leq N_{SPT} \leq 20$ colpi/30 cm per profondità superiori a 10 m da p.c.
- (2) valore ipotizzato
- (3) $25 \leq C_u \leq 50$ kPa per i primi 12 m e da p.c. e $50 \leq C_u \leq 100$ kPa per profondità superiori a 12 m da p.c.
- (4) $G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$ (kPa), essendo p' la pressione efficace media corrente e p'_0 la pressione efficace media geostatica.

- (5) dalle prove edometriche si sono ricavati valori anche fino a $3.5 \div 4.0$, tali valori dovranno essere verificati in sede di progetto esecutivo attraverso prove edometriche di creep.

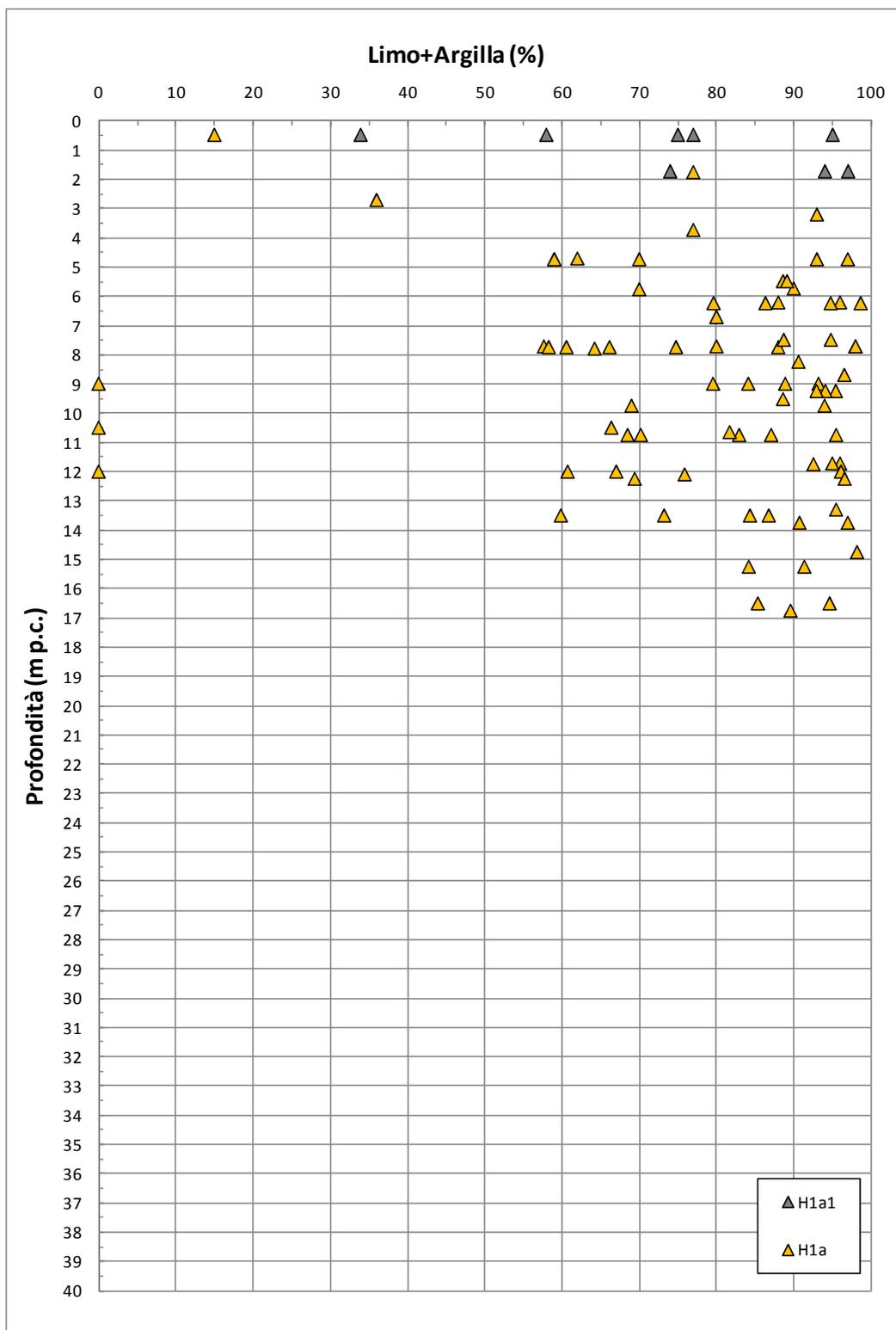


Figura 9.79: Formazione H1a1 e H1a – Contenuti di fine (CF)

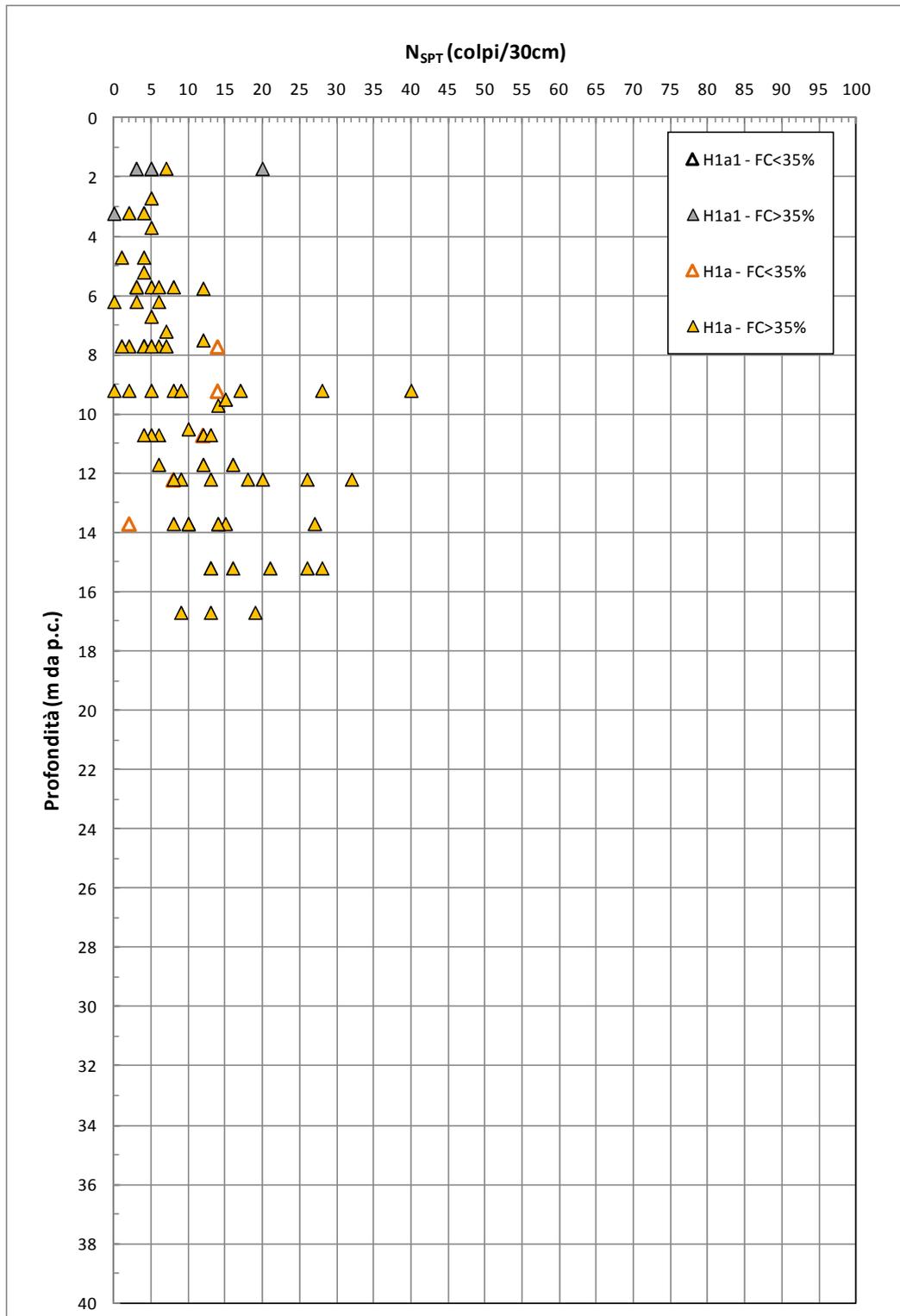


Figura 9.80: Formazione H1a1 e H1a – Valori di N_{SPT}

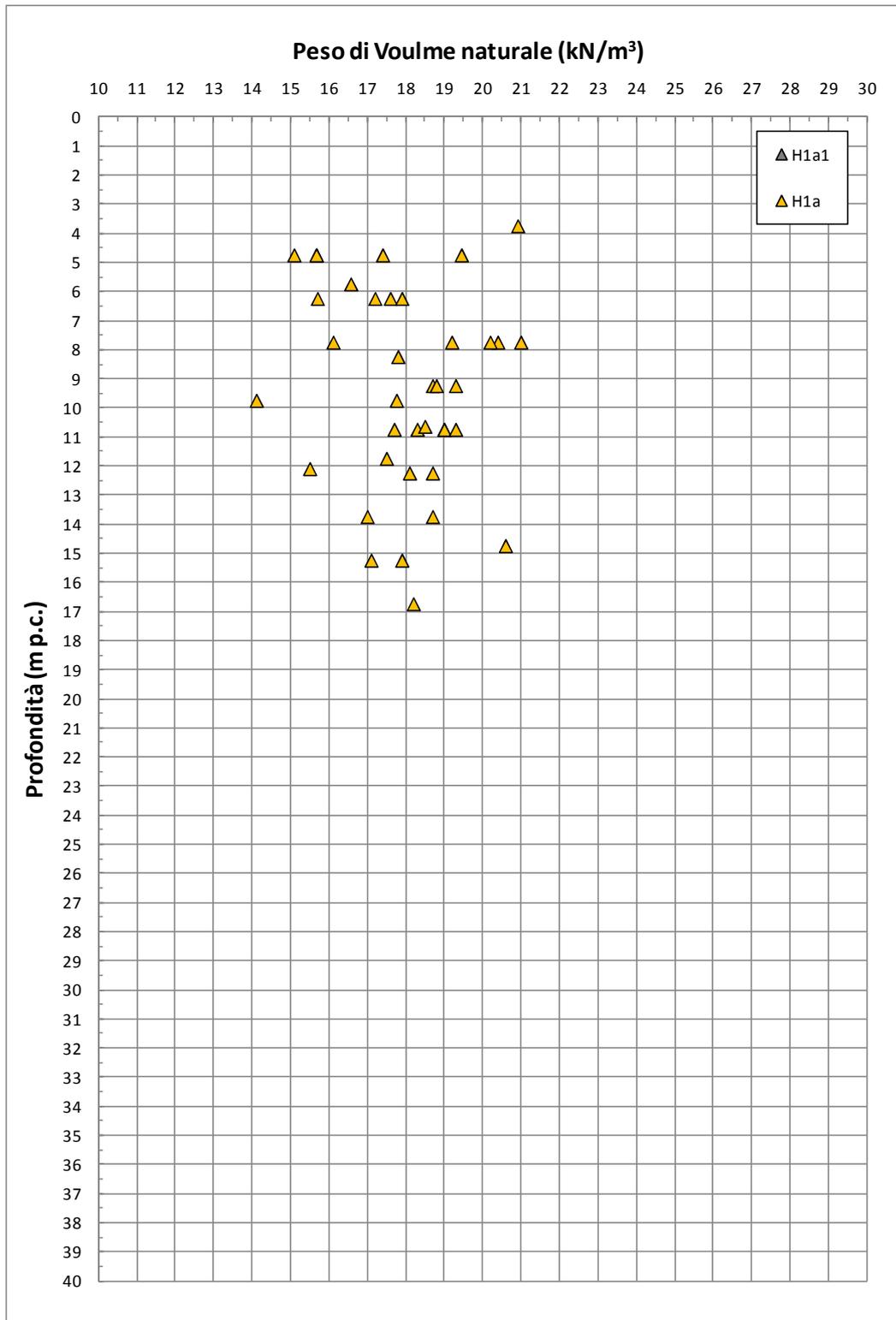


Figura 9.81: Formazione H1a1 e H1a – Pesi di volume naturale γ_n

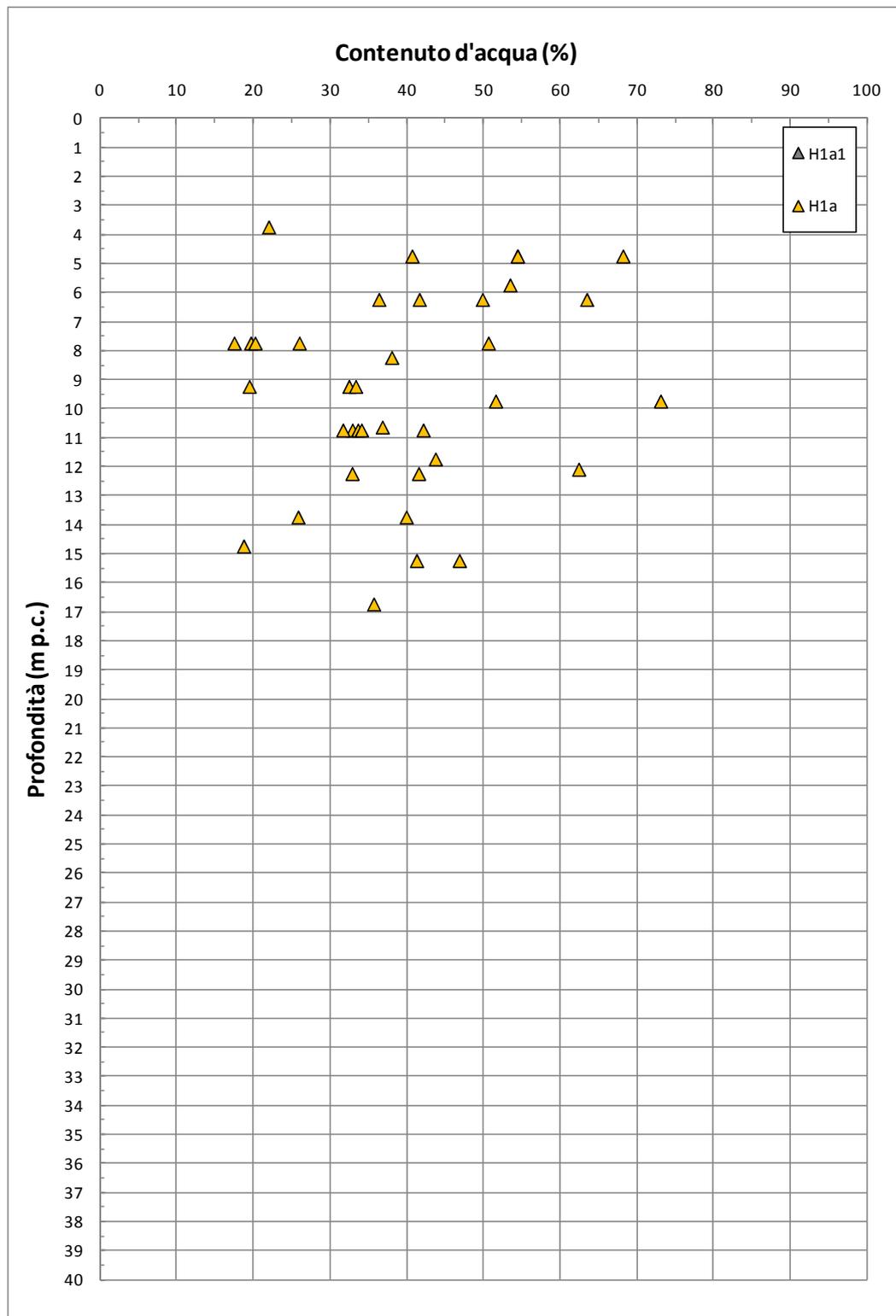


Figura 9.82: Formazione H1a1 e H1a – Contenuto d'acqua naturale w_n

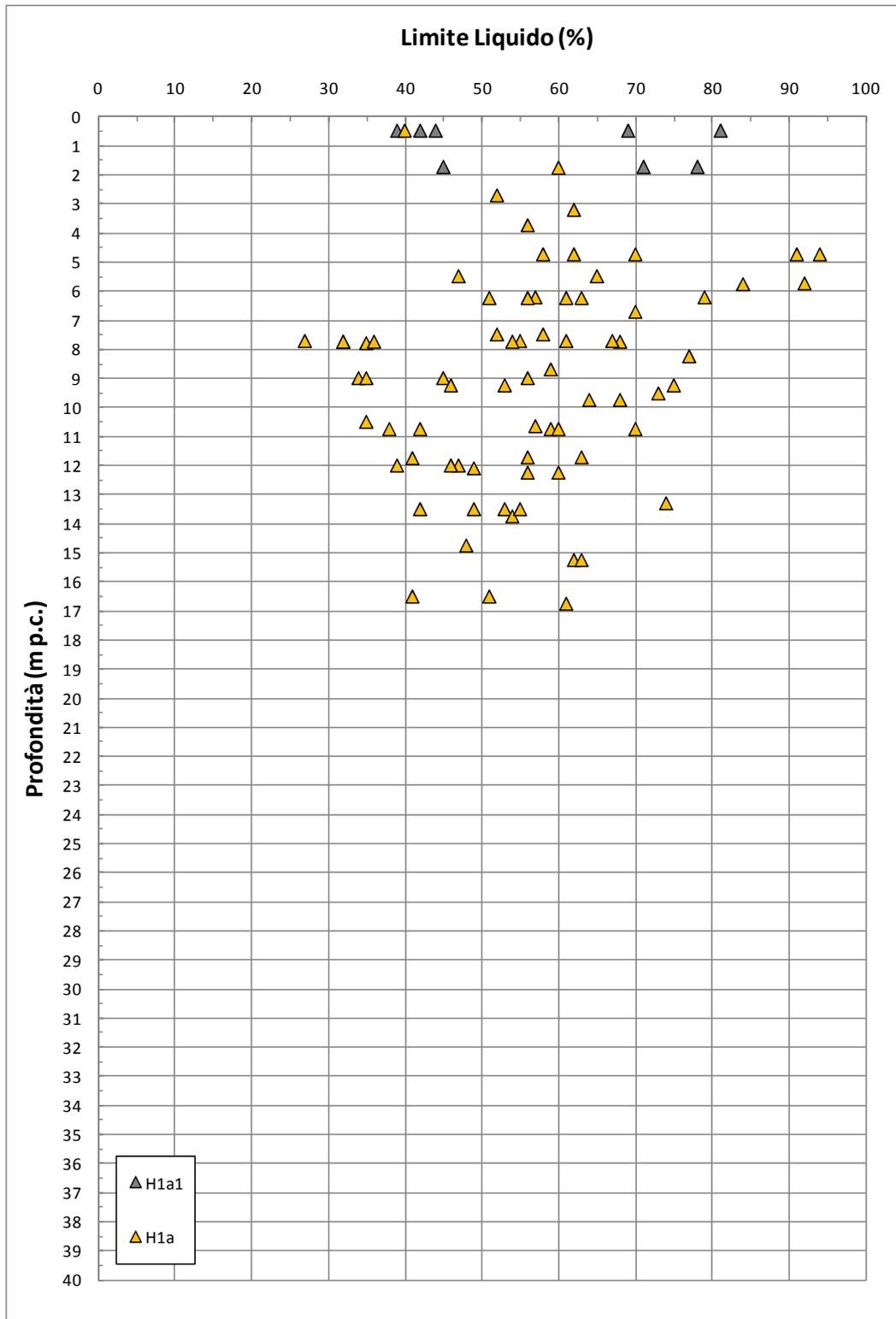


Figura 9.83: Formazione H1a1 e H1a – Limite Liquido

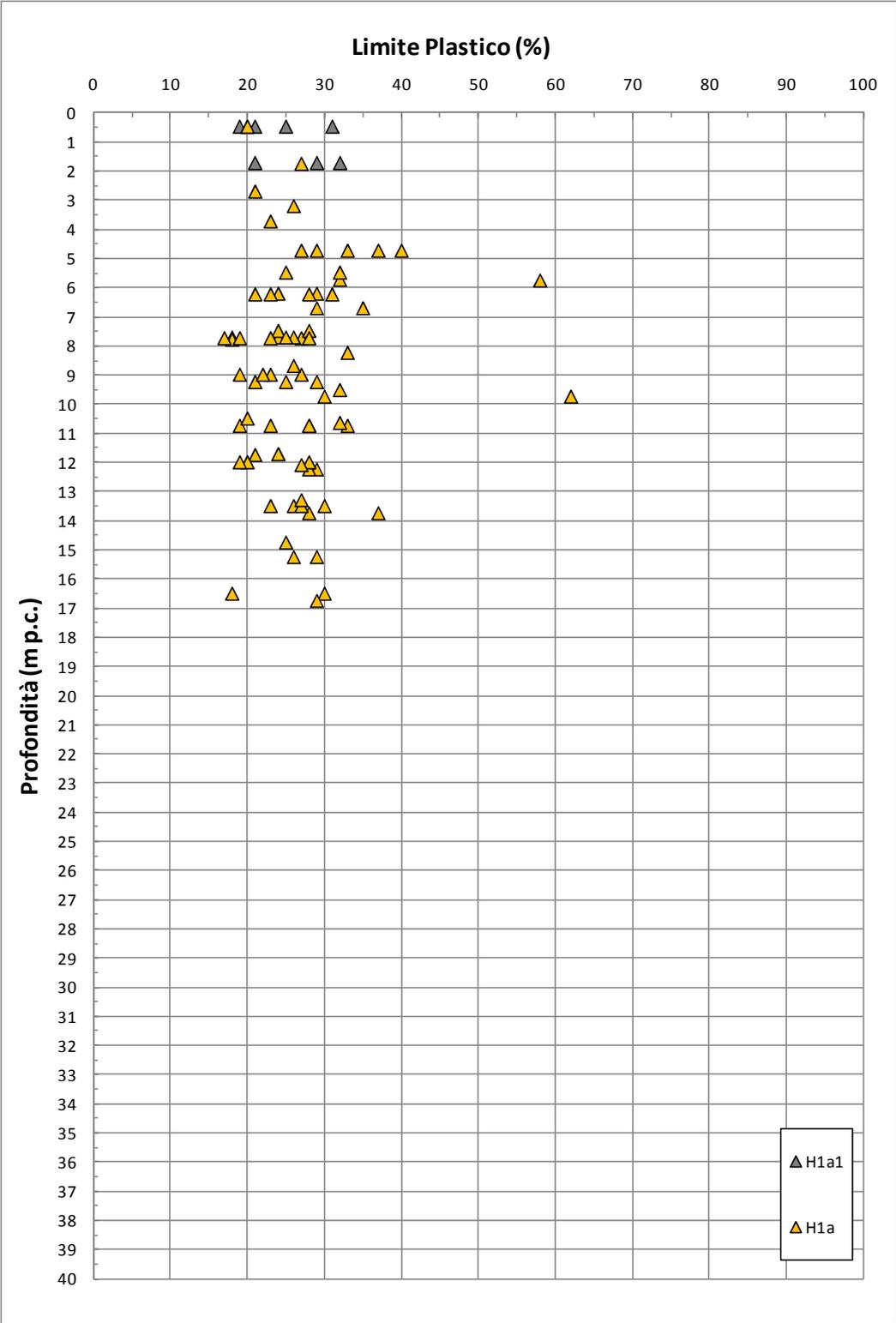


Figura 9.84: Formazione H1a1 e H1a – Limite Plastico

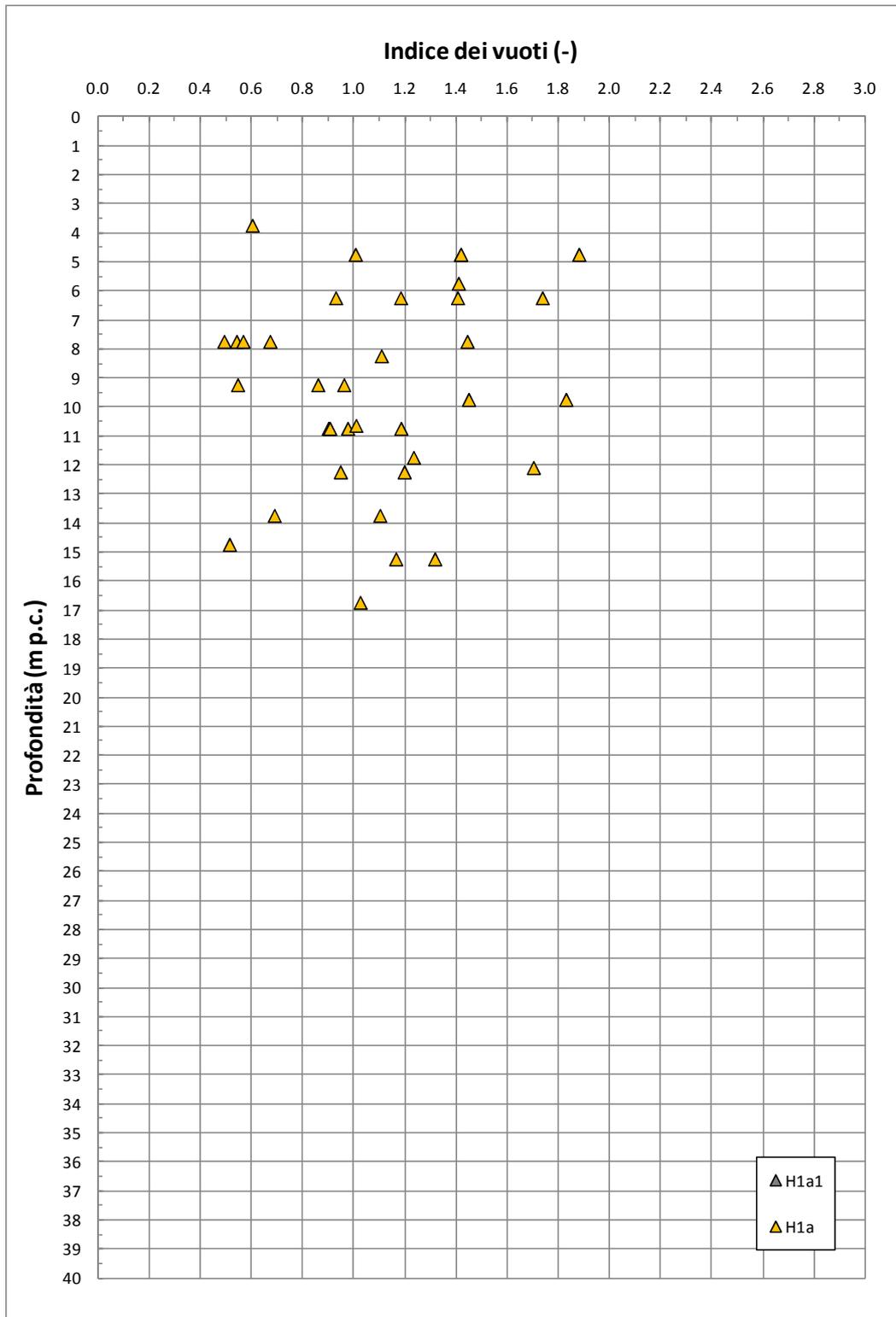


Figura 9.85: Formazione H1a1 e H1a – Indice dei vuoti

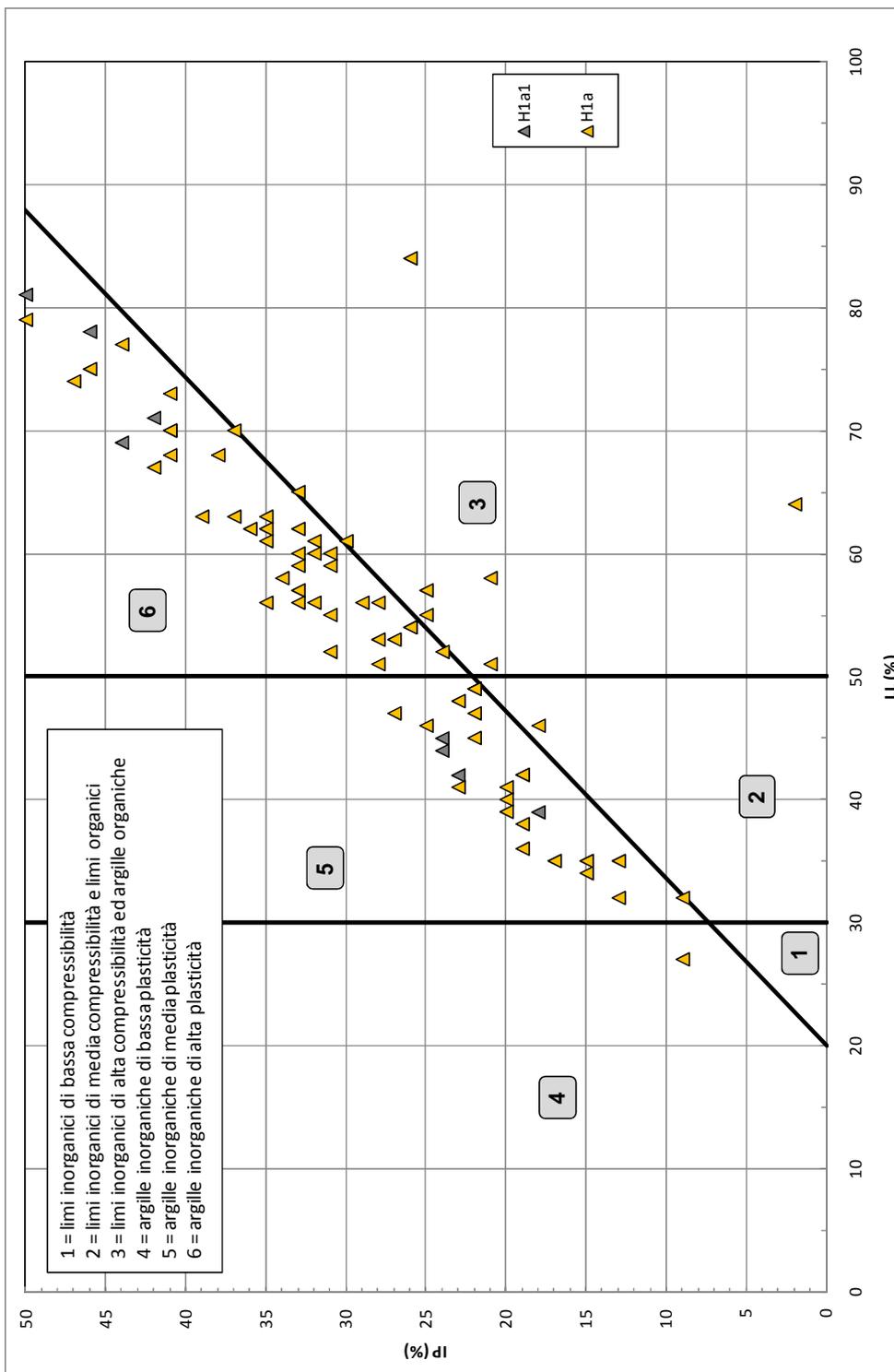


Figura 9.86: Formazione H1a1 e H1a – Carta di plasticità di Casagrande

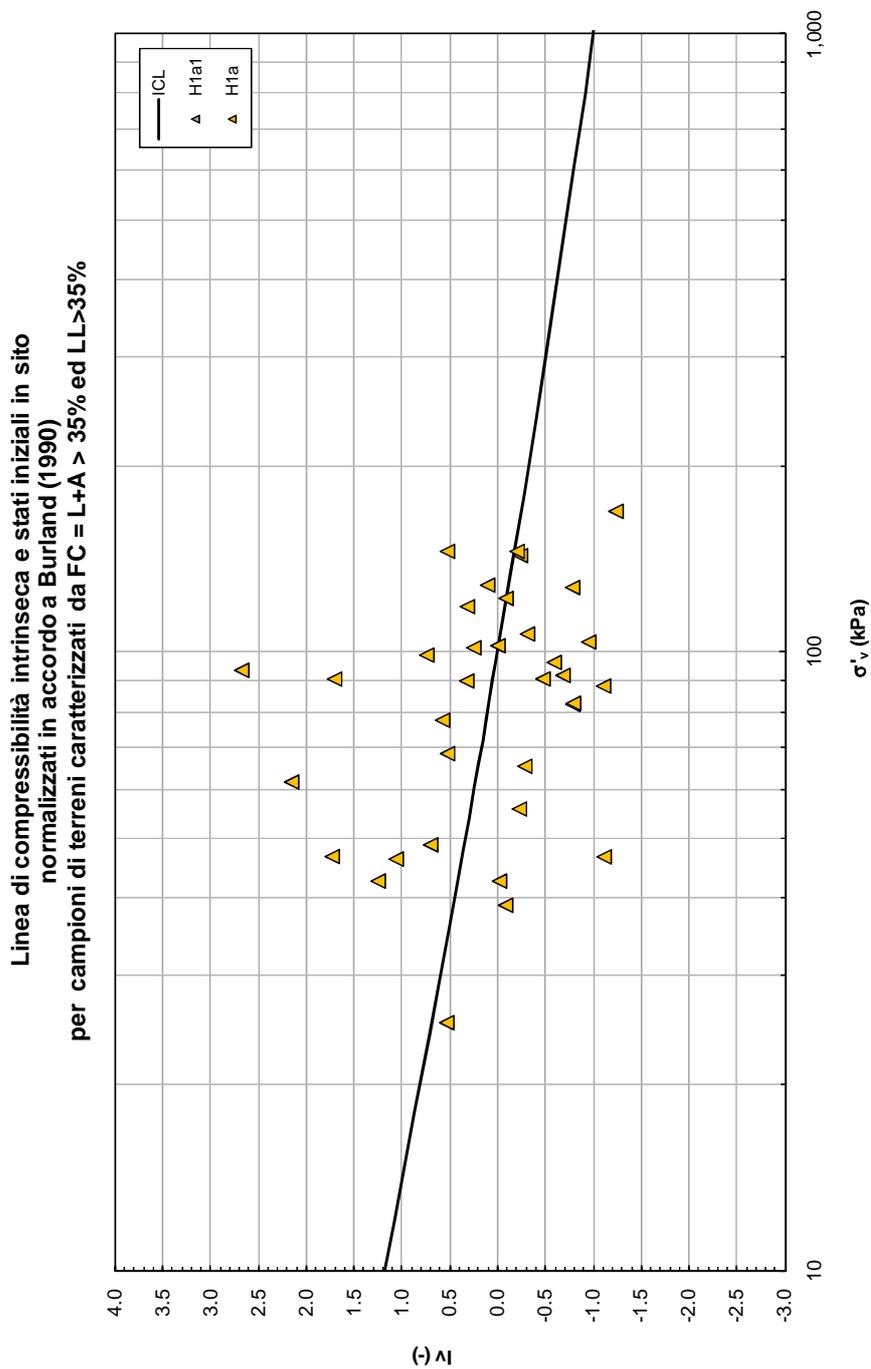


Figura 9.87: Formazione H1a e H1a1 – Burland

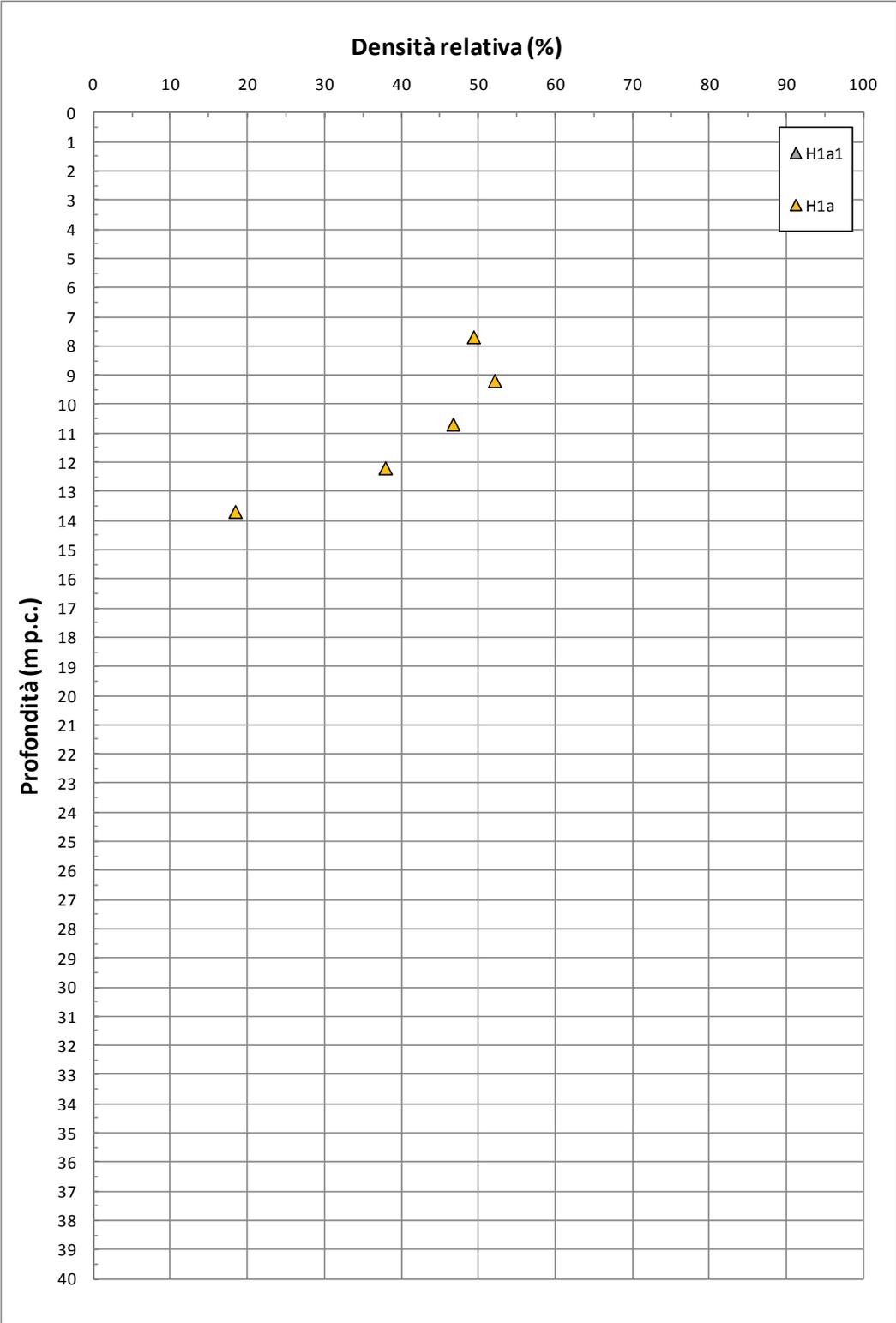
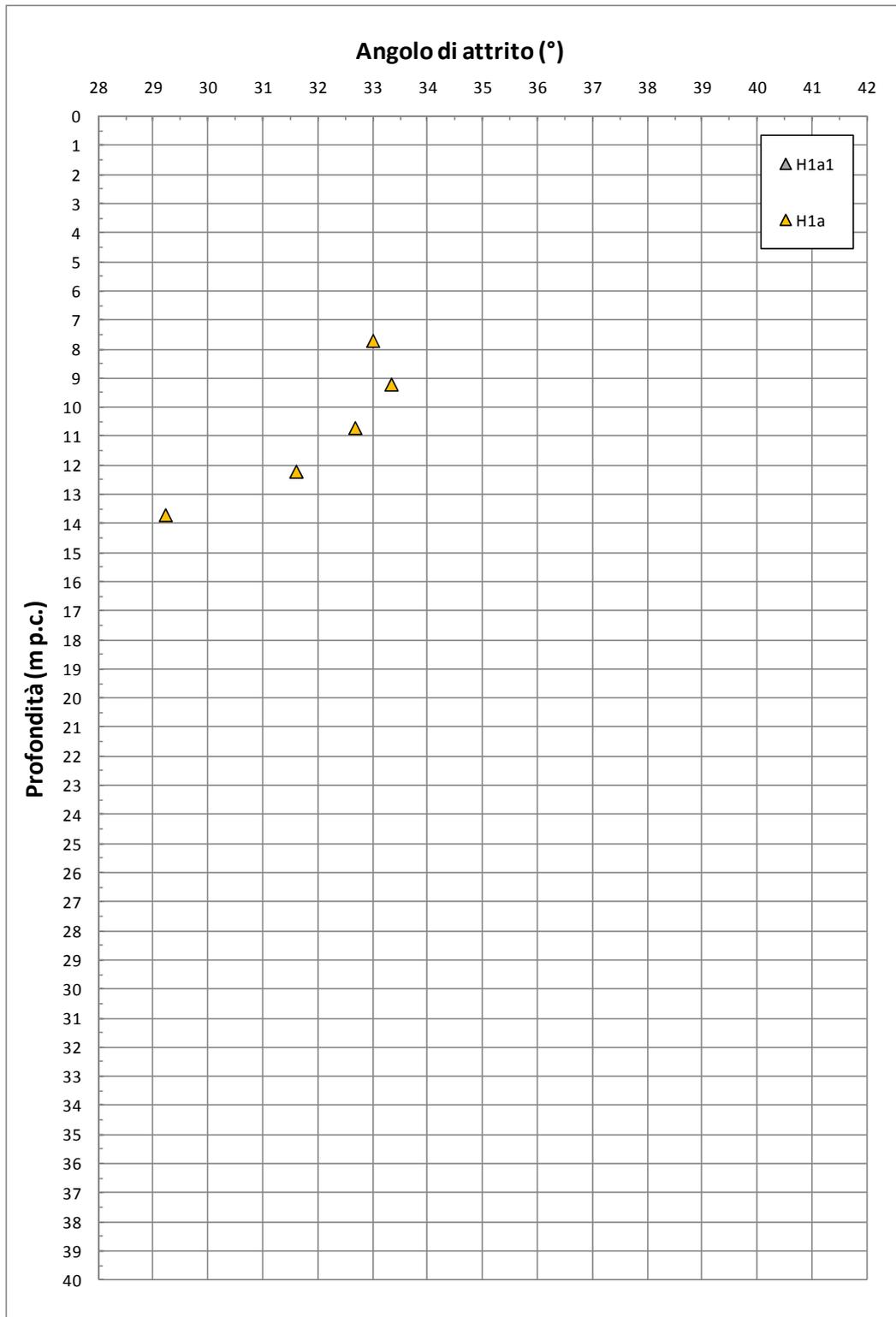


Figura 9.88: Formazione H1a1 e H1a – Valori di D_R

Figura 9.89: Formazione H1a1 e H1a – Valori di ϕ' da prove SPT

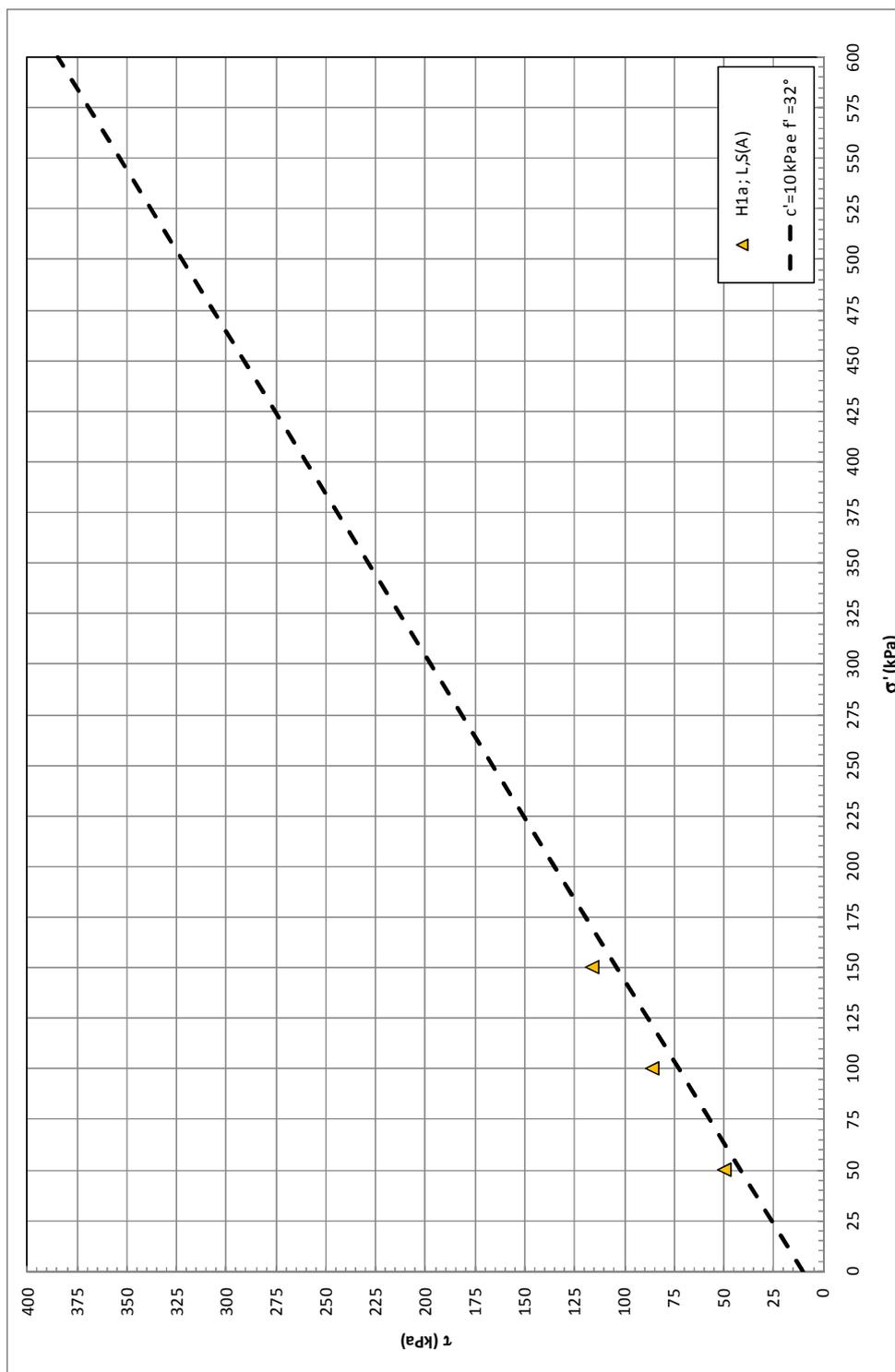


Figura 9.90: Formazione H1a1 e H1a – Valori Valori di ϕ' da prove di Taglio Diretto

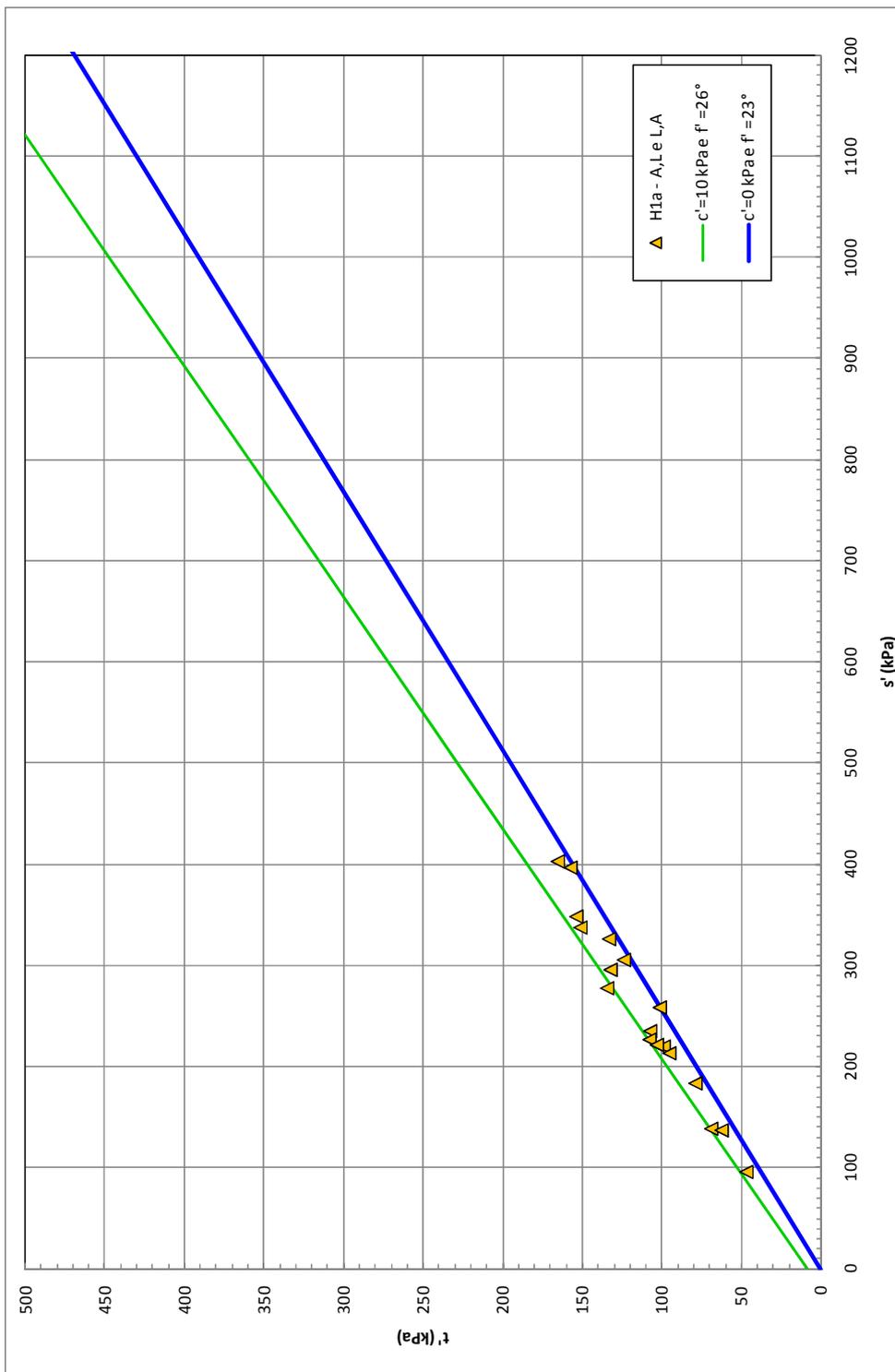


Figura 9.91: Formazione H1a1 e H1a – Valori di ϕ' da prove di Triassiali TX-CIU

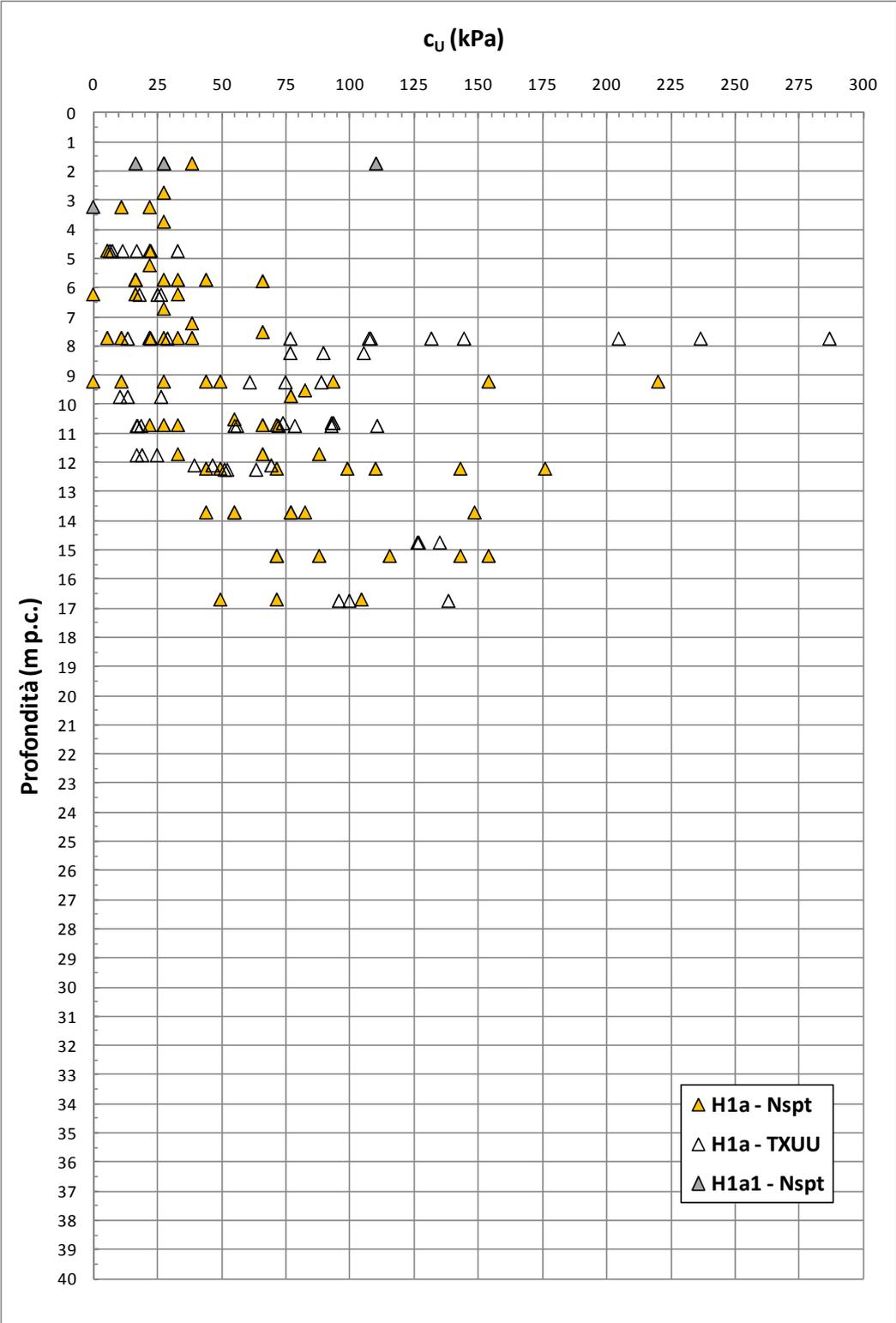


Figura 9.92: Formazione H1a1 e H1a – Coesione non drenata

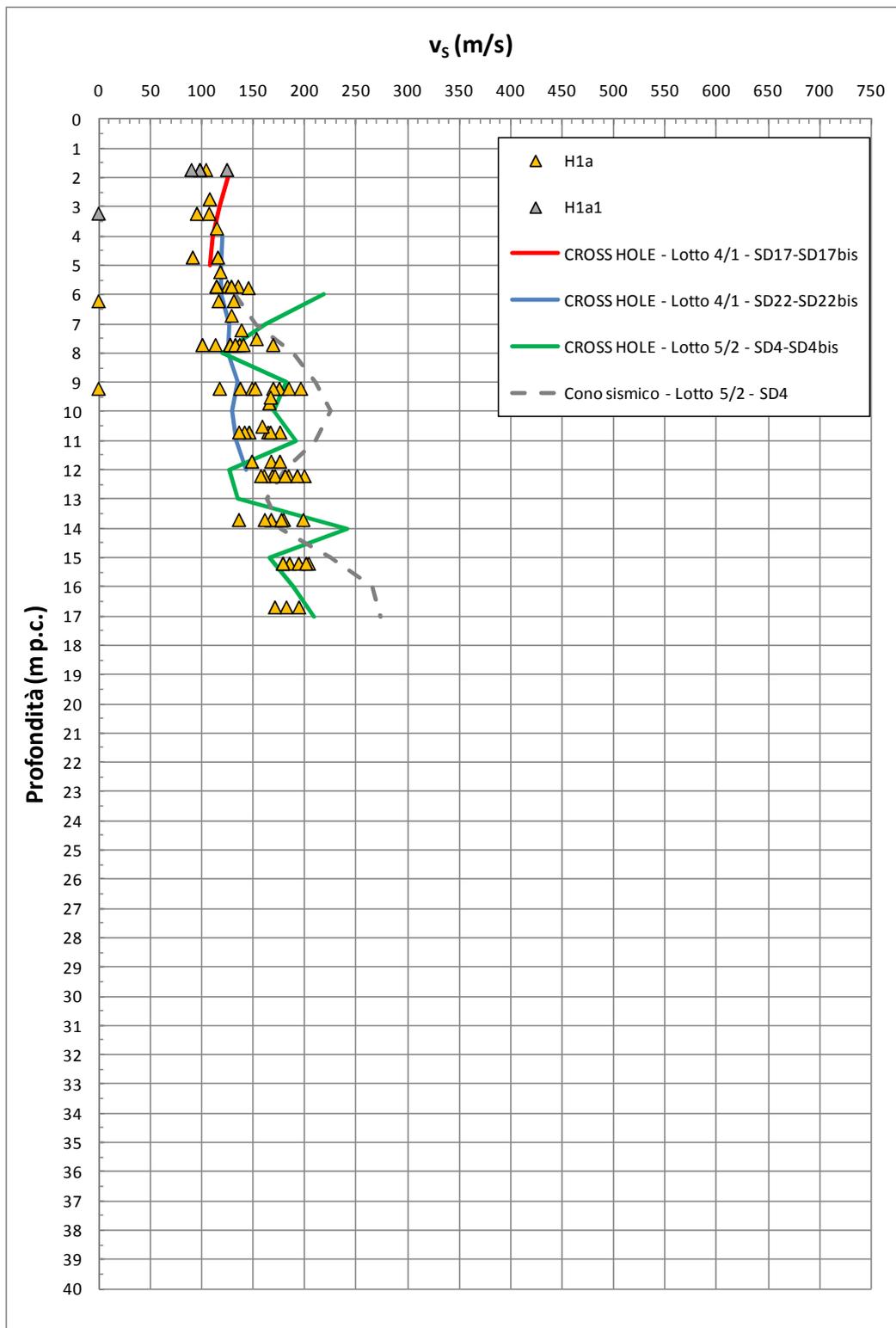


Figura 9.93: Formazione H1a1 e H1a – Valori di v_s

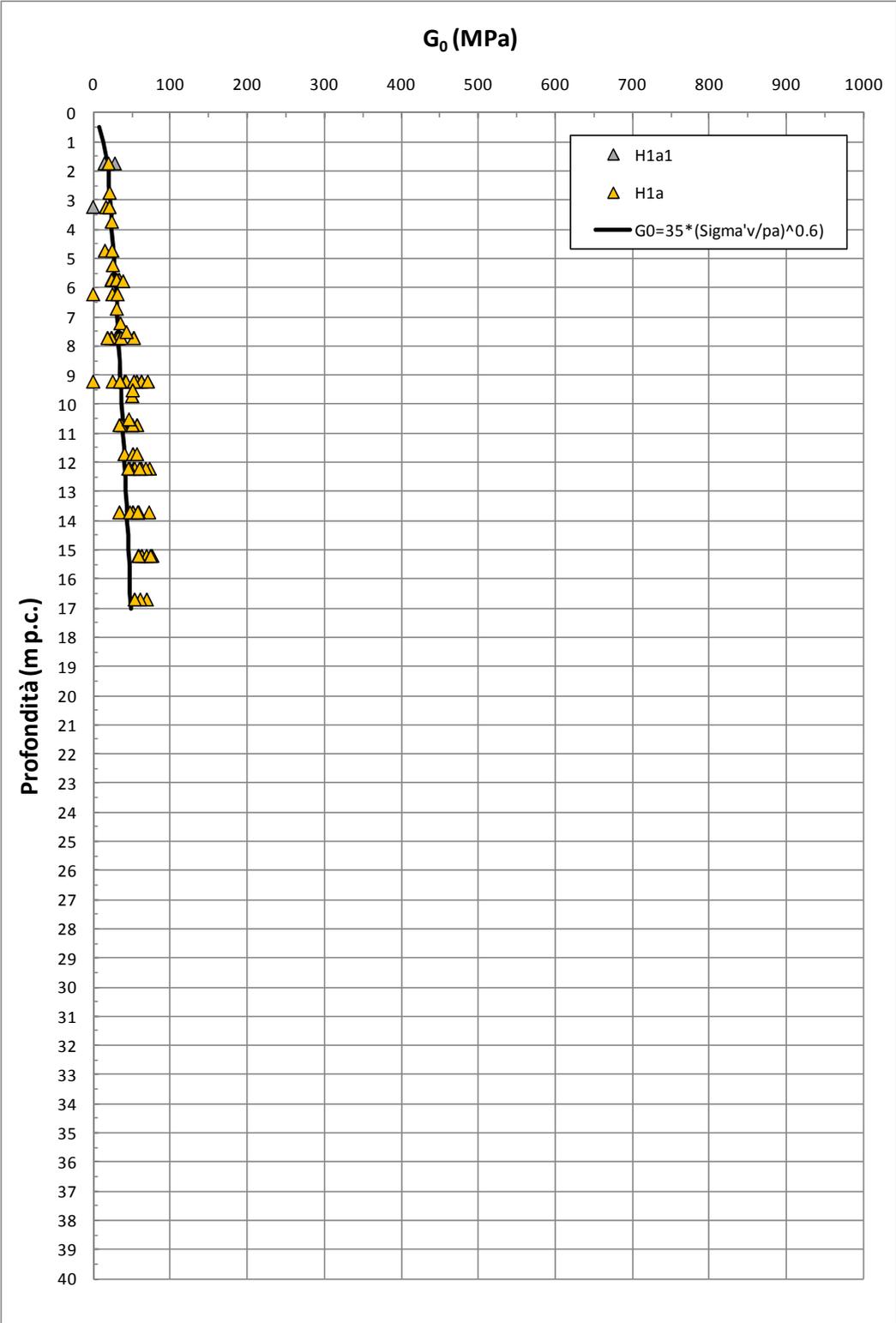


Figura 9.94: Formazione H1a1 e H1a – Valori di G_0

9.11 Depositi fluviali H1b

La formazione H1b è geologicamente ascrivibile a depositi fluviali risalenti all'Olocene. Sulla base delle informazioni geologiche, delle evidenze dei carotaggi e delle curve granulometriche, i depositi in oggetto risultano costituiti da sabbie, sabbie fini limose, limi, limi sabbiosi e limi argillosi talora con clasti arrotondati eterogenei millimetrici e ghiaie.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali a grana fine H1b è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi dell'indagine di Definitivo;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Definitivo;
- prove di permeabilità Lefranc delle indagini di Progetto Definitivo.

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando orientativamente i livelli di falda riportati in Tabella 5.1.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) è riportato nella Figura 9.95; esso risulta molto variabile, includendo sia strati di terreni dal comportamento tipico di un terreno a grana fine ($FC \geq 35\%$), sia strati di terreni dal comportamento tipico di un terreno a grana grossa ($FC < 35\%$).

Nella Figura 9.96 sono riportate le resistenze N_{SPT} registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine ($FC = \% \text{ Limo} + \% \text{ Argilla}$) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di N_{SPT} risultano variabili tra un valore minimo di 3 colpi/30 cm e valori massimi di 22 (33) colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $5 \leq N_{SPT} \leq 15$ colpi/30 cm.

9.11.1 **Caratteristiche fisiche**

La formazione H1b in oggetto, per quanto attiene ai livelli limoso-argillosi, caratterizzati da percentuali di fine superiori al 35%, presenta la seguente composizione:

- limo = 15 ÷ 68%, mediamente 39%
- argilla = 10 ÷ 63%, mediamente 36%
- sabbia = 0 ÷ 60%, mediamente 22%
- ghiaia = 0 ÷ 25%, mediamente 3%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 36 ÷ 99%, mediamente 75%

Gli strati più sabbioso-limosi, aventi una percentuale di fine inferiore al 35%, presentano la seguente composizione:

- sabbia = 58 ÷ 75%, mediamente 68%
- limo = 10 ÷ 22%, mediamente 17%
- argilla = 3 ÷ 15%, mediamente 8%
- ghiaia = 0 ÷ 16%, mediamente 7%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 18 ÷ 29%, mediamente 25%

Il peso di volume naturale risulta dell'ordine di $18 \div 21 \text{ kN/m}^3$ (vedi Figura 9.97).

Le caratteristiche fisiche dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% sono riportate nelle seguenti figure:

- Figura 9.98: contenuto d'acqua
- Figura 9.99: limite liquido
- Figura 9.100: limite plastico
- Figura 9.101: indice dei vuoti
- Figura 9.102: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 9.103 si riporta, sul piano di Burland (1990) $I_v - \log \sigma_{vo}'$, lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% e Limite Liquido superiore al 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca edometrica ICL_{oed} . I terreni appartenenti alla formazione H1b, in accordo alla classificazione di Figura 8.4, risultano ascrivibili a terreni tipo B1, ossia risultano sovraconsolidati meccanicamente.

La densità relativa (D_r) degli strati sabbioso limosi, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT risulta generalmente compresa nell'intervallo $D_r=40\div 60\%$ (vedi Figura 9.104). Si rileva che in presenza di sabbie con limo aventi percentuale di fine inferiore al 35%, l'interpretazione delle prove SPT è stata effettuata facendo riferimento ai coefficienti empirici delle sabbie fini; le sabbie con limo e i limi argillosi o sabbiosi, ossia aventi percentuale di fine superiore al 35%, sono stati considerati come materiali coesivi.

9.11.2 Resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito (φ'), determinata dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT e dei valori di D_r sopra calcolati ed attribuibile ai livelli sabbiosi o sabbioso-limosi aventi $FC < 35\%$, ha fornito valori variabili nel range $\varphi' = 32^\circ\div 35^\circ$ (vedi Figura 9.105), mentre l'angolo di attrito determinato da prove di taglio diretto eseguite su campioni di limi con sabbie e sabbie limose hanno fornito valori pari a $\varphi' = 32^\circ\div 37^\circ$ (vedi Figura 9.106).

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate, determinati sulla base dei valori misurati di N_{SPT} in strati limoso argillosi e limoso sabbiosi aventi $FC > 35\%$, risultano valori di c_u variabili tra 25 kPa e 100 kPa (Figura 9.107).

9.11.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 9.108. I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.109. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 35000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.25} \text{ in kPa}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 8.2.4, i moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$, con E_0 calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 ed essendo:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \quad \text{in kPa}$$

dove p' è la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

I moduli di Young operativi (E_{op1} , E_{op2} e E_{op3}), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 8.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale G_0 può essere determinato anche sulla base di quanto riportato in [Simpson et al. \(1979\)](#), assumendo $G_0 = 500 \div 700 \cdot c_u$, essendo c_u il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico.

9.11.4 Permeabilità

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc (vedi Tabella 5.2), ai livelli sabbiosi e sabbioso-limosi possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine $1 \cdot 10^{-5} \div 5 \cdot 10^{-7}$ m/s. Sulla base di quanto riportato nella Tabella 5.3 le permeabilità dei livelli limoso-argillosi possono arrivare a valori di $1 \cdot 10^{-9}$ m/s.

I valori di permeabilità da assumersi in Progetto dipenderanno dal tipo di problema geotecnico e/o idraulico da affrontare, scegliendo di volta in volta valori ragionevolmente cautelativi tra quelli sopra esposti.

9.11.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi della formazione H1b.

Tabella 9.9: Formazione H1b – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Sabbie, Sabbie limose	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Limi ed Argille ⁽¹⁾
γ_t (kN/m ³)	-		18÷20
N _{SPT} (colpi/30 cm)	5÷20		
D _r (%)	40÷60		-
c' (kPa)	0	0	0÷5 ⁽²⁾
ϕ' (°)	32÷35	28÷31	24÷26 ⁽²⁾
c _u (kPa)	-		25÷100
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)	1.0		1.0-2.0 ⁽²⁾
k ₀ (-)	$(1 - \text{sen}\phi')\sqrt{GSC}$		
v _s (m/sec)	$100 \cdot z^{0.20}$		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 35000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a}\right)^{0.25}$		G ₀₁ =(700·c _u)
E _{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / (3 \div 5)$ ⁽³⁾		
E _{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 5$ ⁽³⁾		
E _{op3} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0) / 10$ ⁽³⁾		
c _c (-)	-	-	0.14÷0.17 ⁽²⁾
c _r (-)	-	-	0.02÷0.04 ⁽²⁾
c _v (cm ² /s)	-	-	1·10 ⁻³ ÷ 5·10 ⁻³ ⁽²⁾
c _{αe} (%)	-	-	0.2÷0.4 ⁽²⁾

Simbologia:

- γ_t = peso di volume naturale;
 N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
 D_r = densità relativa;
 c' = intercetta di coesione;
 ϕ' = angolo di attrito operativo;

GSC	= grado di sovraconsolidazione meccanico;
$\sigma'_{v,max}$	= tensione verticale efficace massima subita nel passato;
$\sigma'_{v,0}$	= tensione verticale efficace attuale (geostatica);
k_0	= coefficiente di spinta del terreno a riposo;
v_s	= velocità di propagazione delle onde di taglio;
z	= profondità dal piano campagna locale in metri;
G_{01}	= modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
p_a	= pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
E_{op1}	= modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
E_{op2}	= modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$) con metodi elastici lineari e non lineari;
E_{op3}	= modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
B	= dimensione minore della fondazione (m);
C_c	= indice di compressione (nel piano indice dei vuoti "e");
C_r	= indice di ricomprensione (nel piano indice dei vuoti "e");
C_v	= coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;
$C_{\alpha e}$	= coefficiente di consolidazione secondaria nel piano dell'indice dei vuoti "e"; $C_{\alpha e} = \Delta e / \Delta \log t$.

Note:

- (1) parametri geotecnici da utilizzarsi in presenza di strati metrici costituiti da terreni prettamente limoso argillosi.
- (2) valori ipotizzati in assenza di dati.
- (3) $G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$ (kPa), essendo p' la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

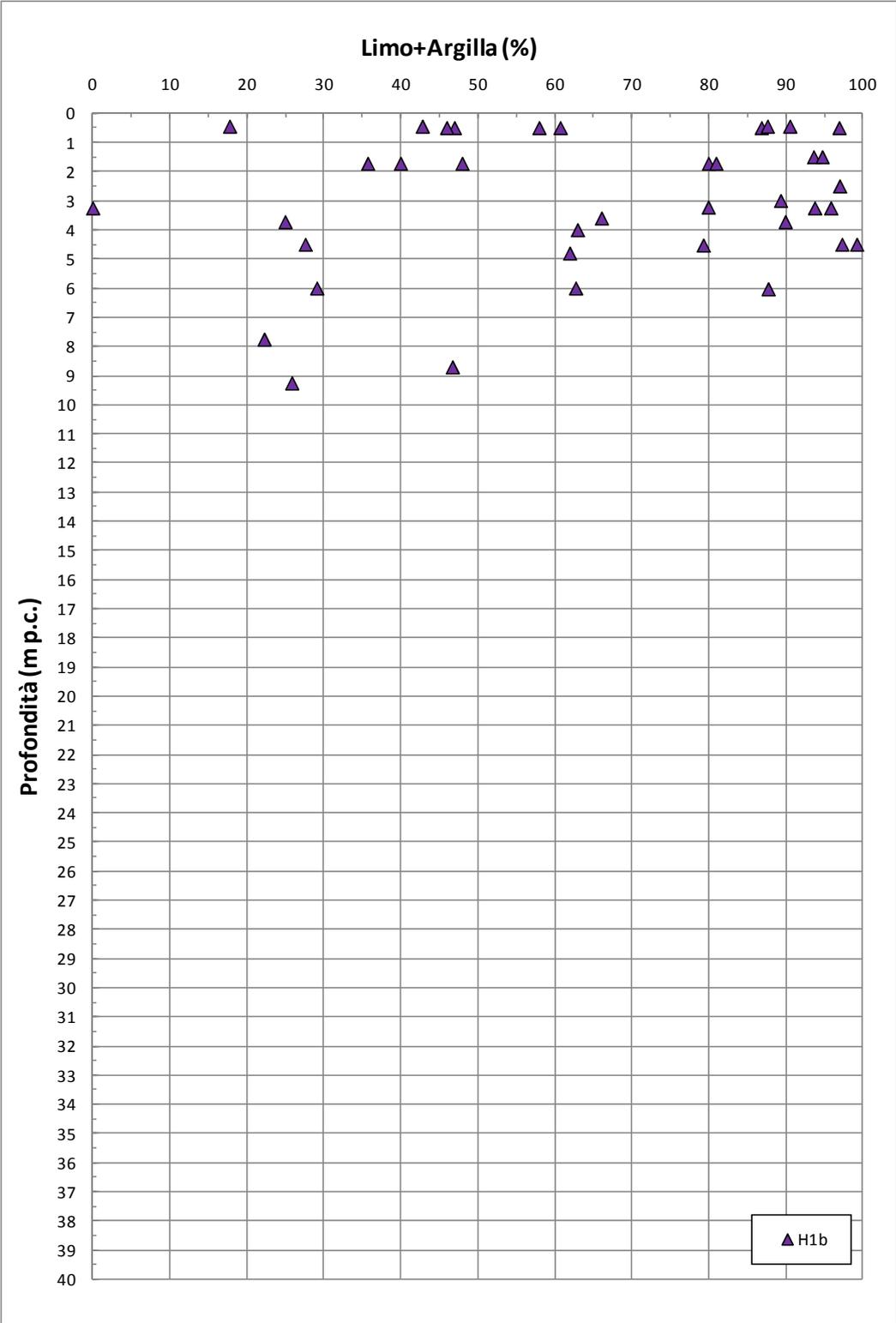


Figura 9.95: Formazione H1b – Contenuti di fine (CF)

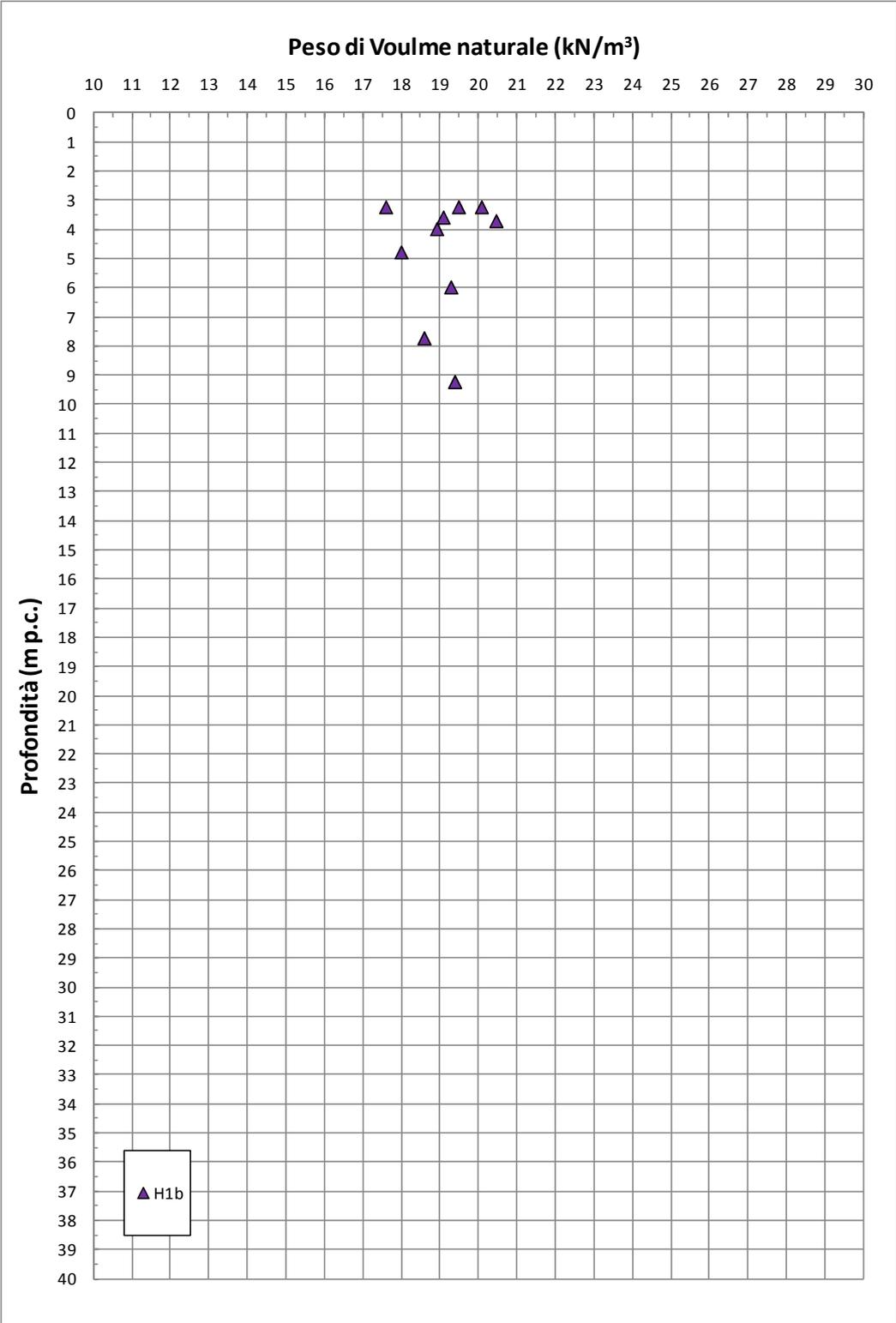
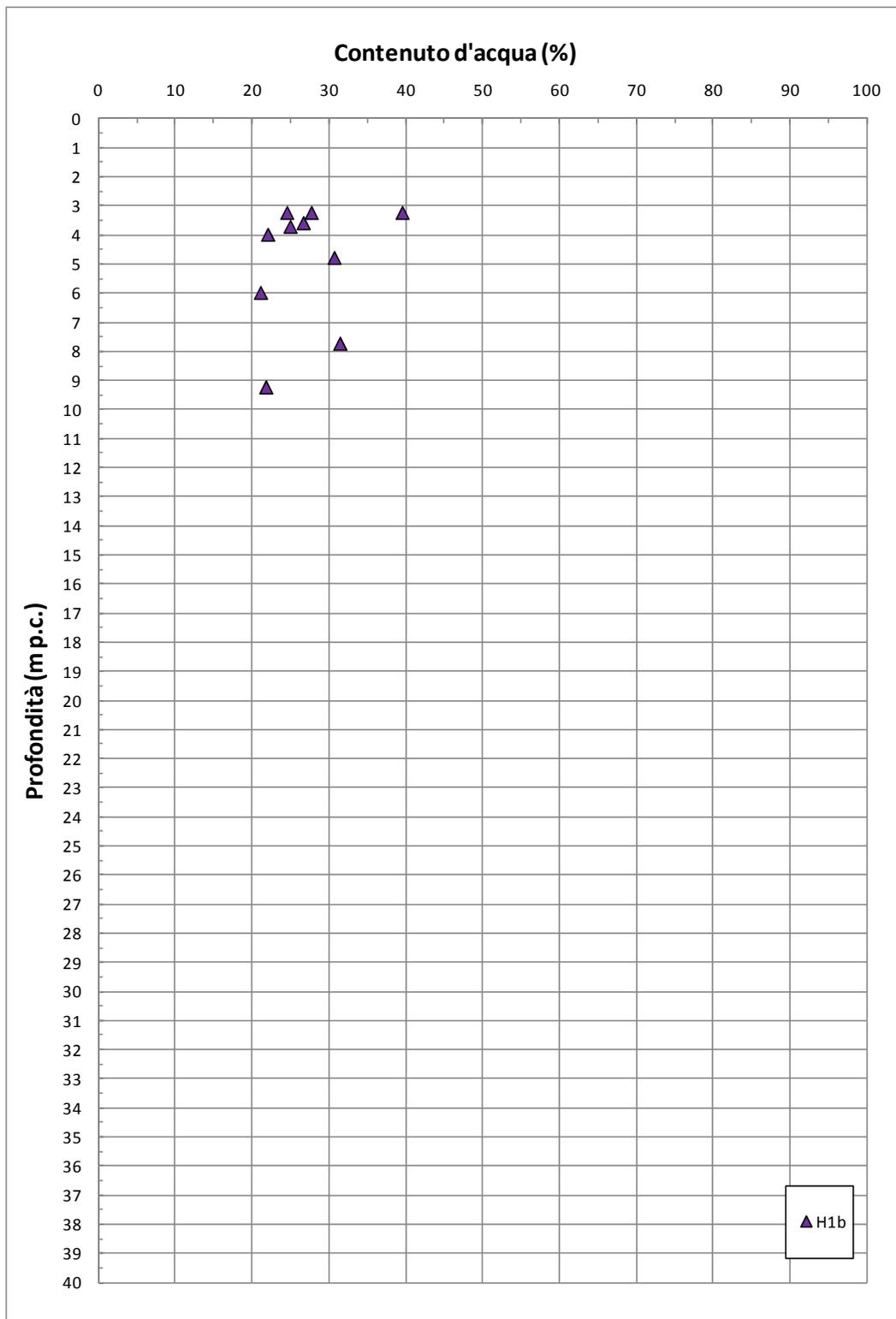


Figura 9.97: Formazione H1b – Pesi di volume naturale γ_n

Figura 9.98: Formazione H1b – Contenuto d'acqua naturale w_n

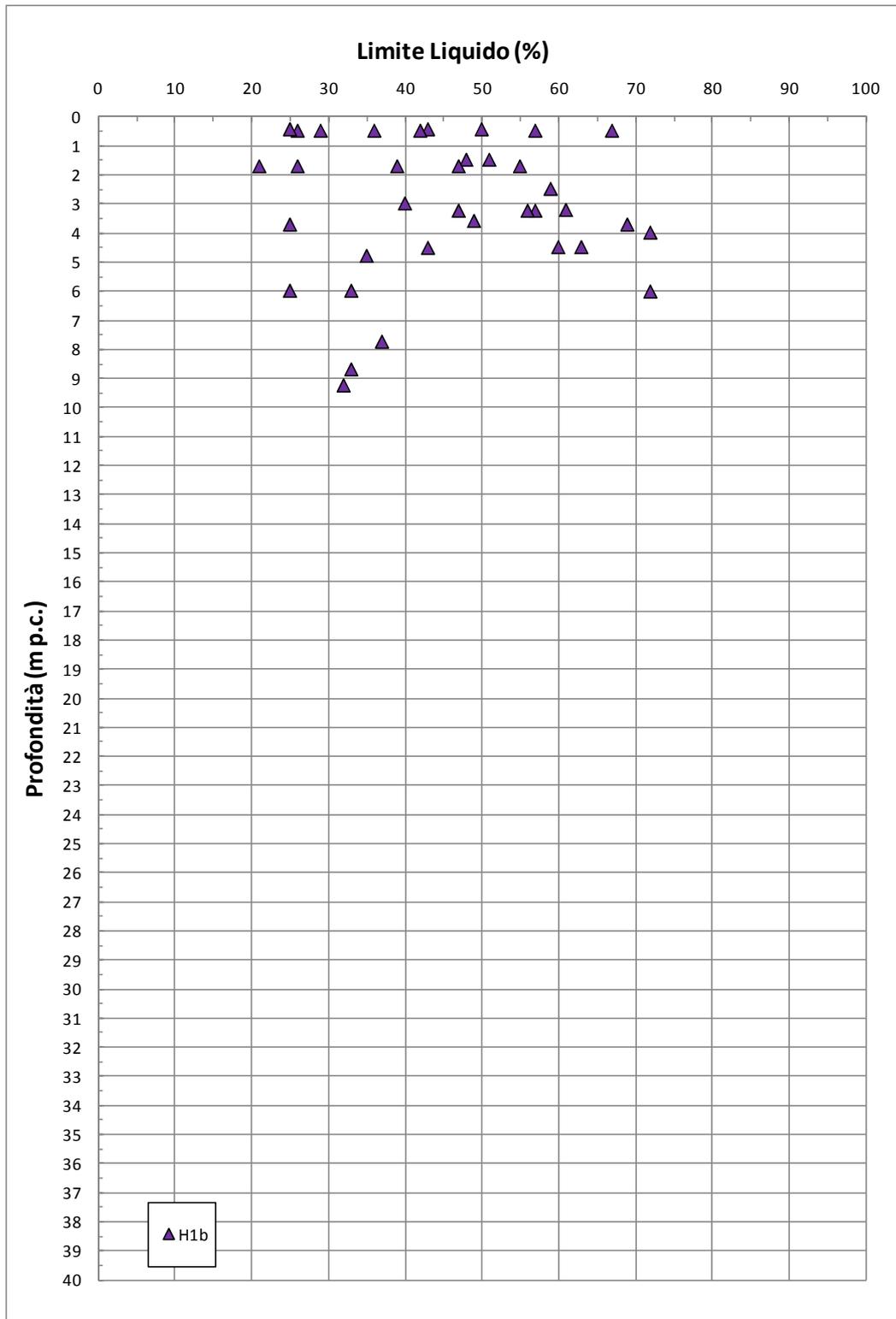


Figura 9.99: Formazione H1b – Limite Liquido

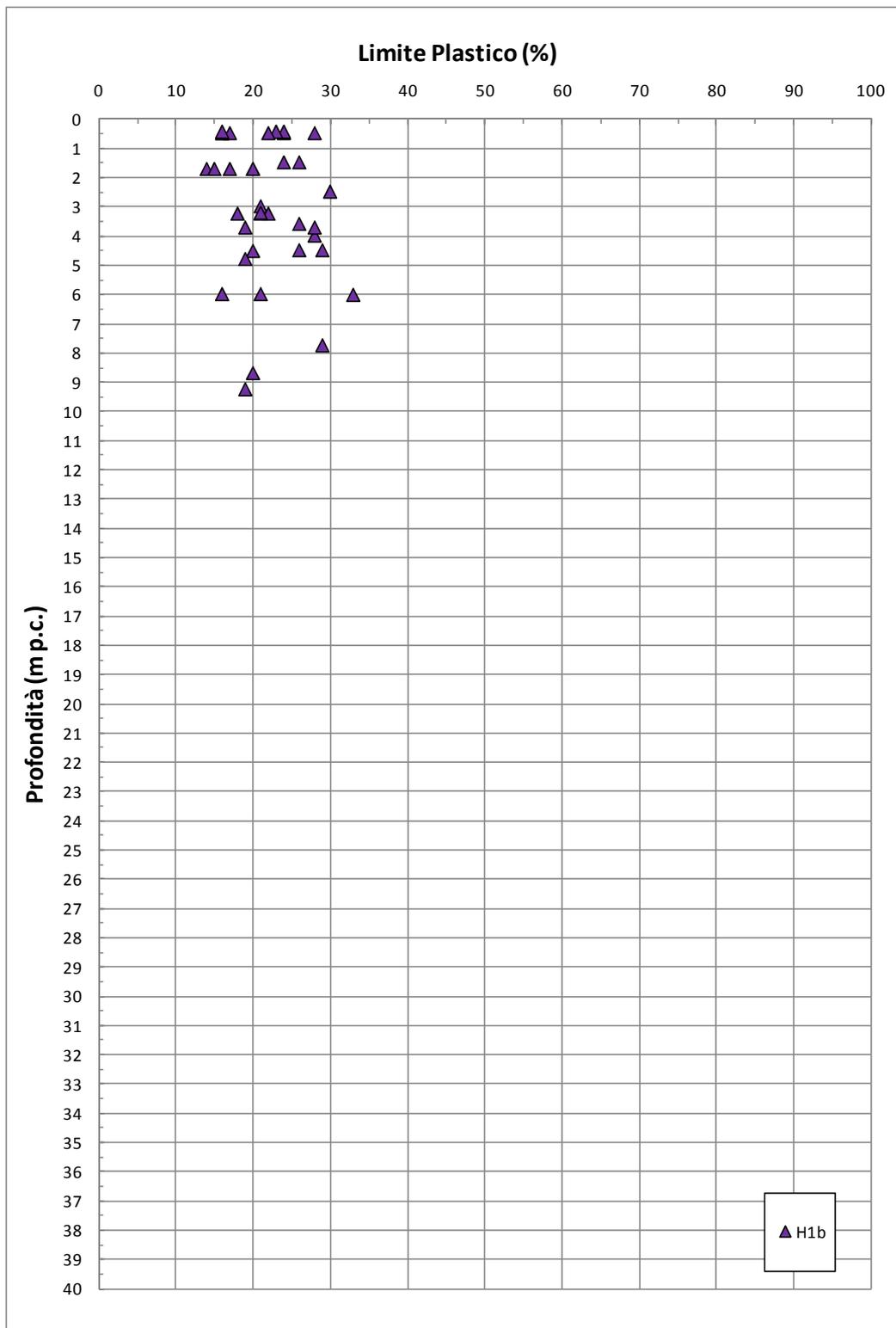


Figura 9.100: Formazione H1b – Limite Plastico

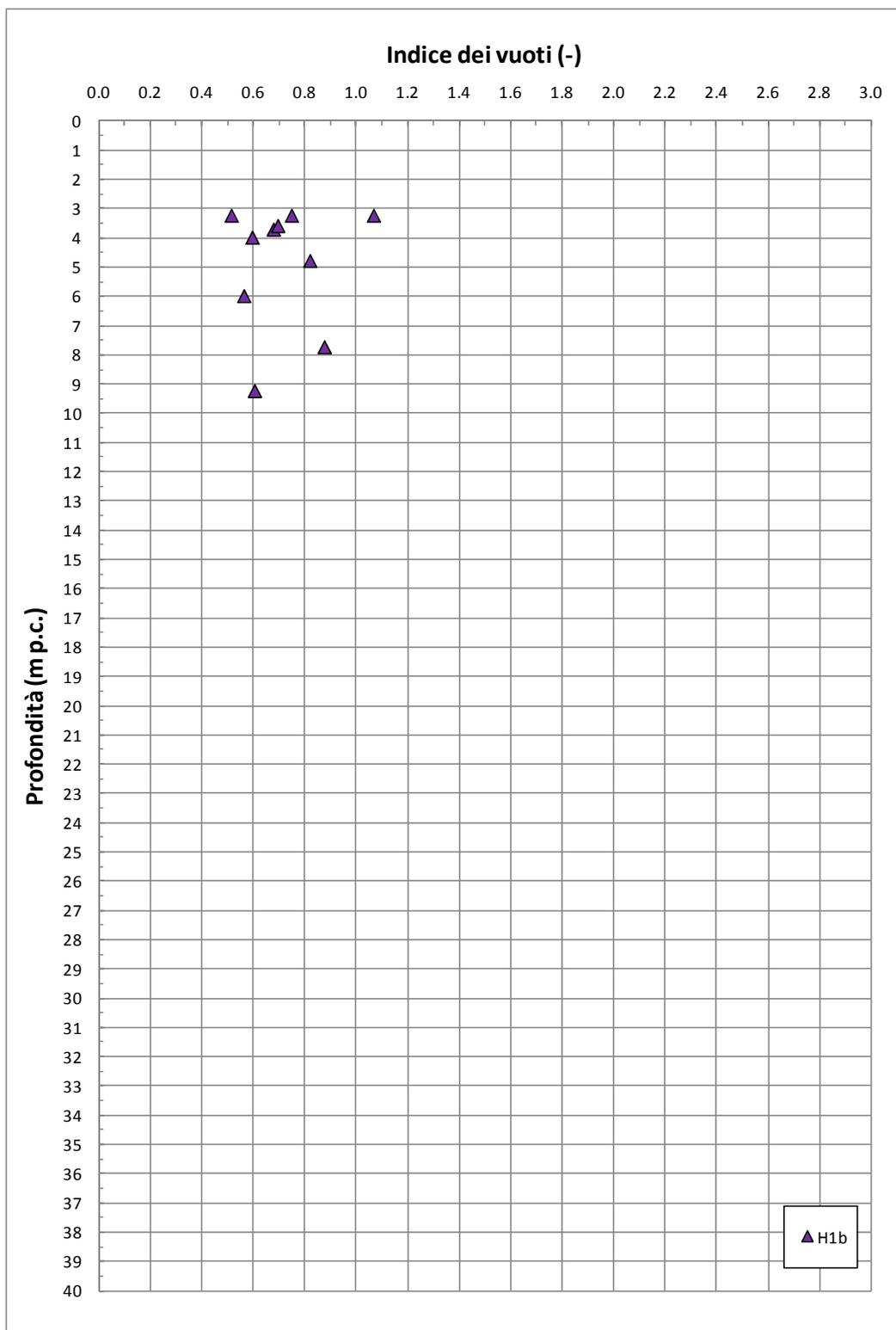


Figura 9.101: Formazione H1b – Indice dei vuoti

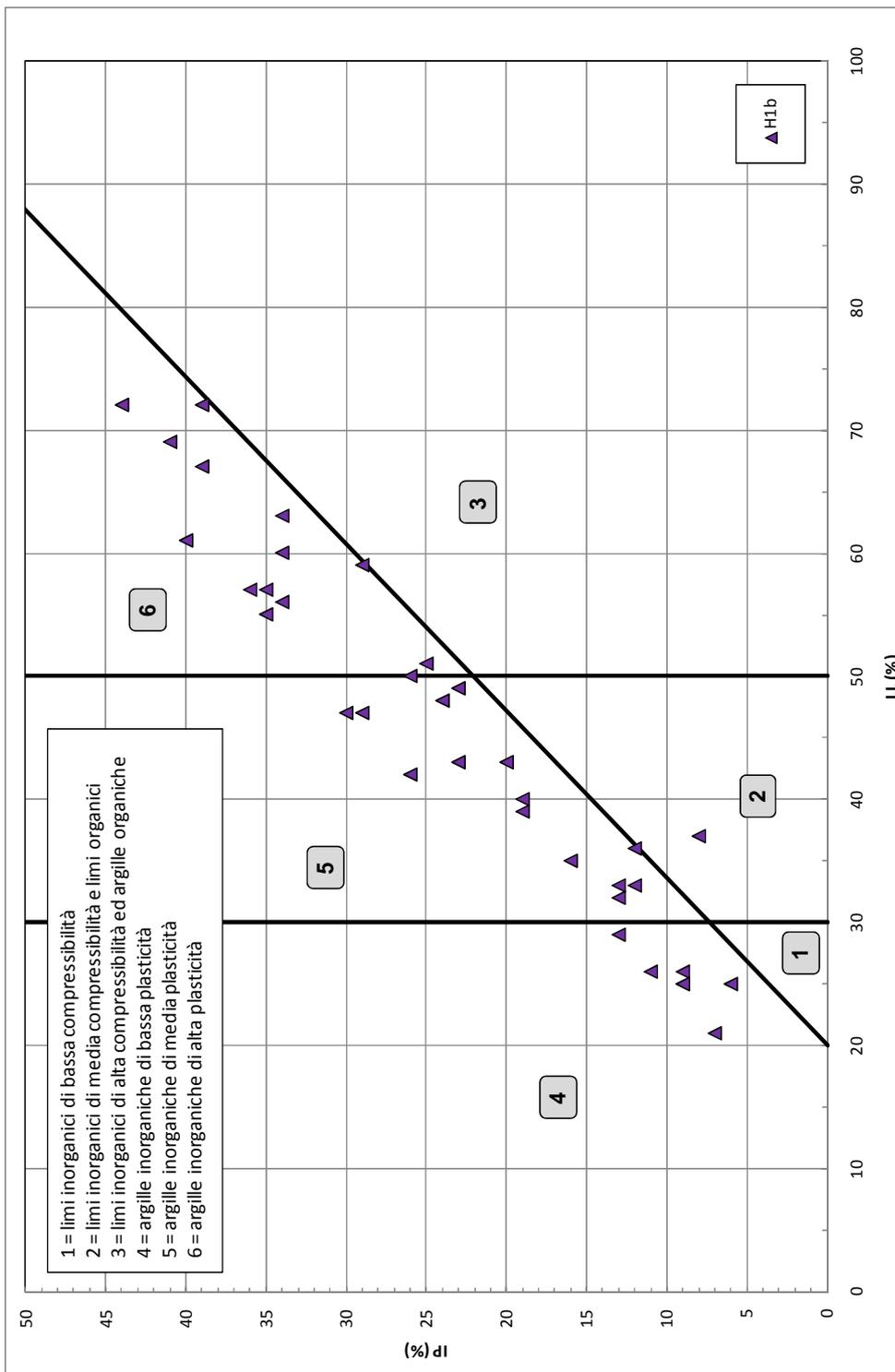


Figura 9.102: Formazione H1b – Carta di plasticità di Casagrande

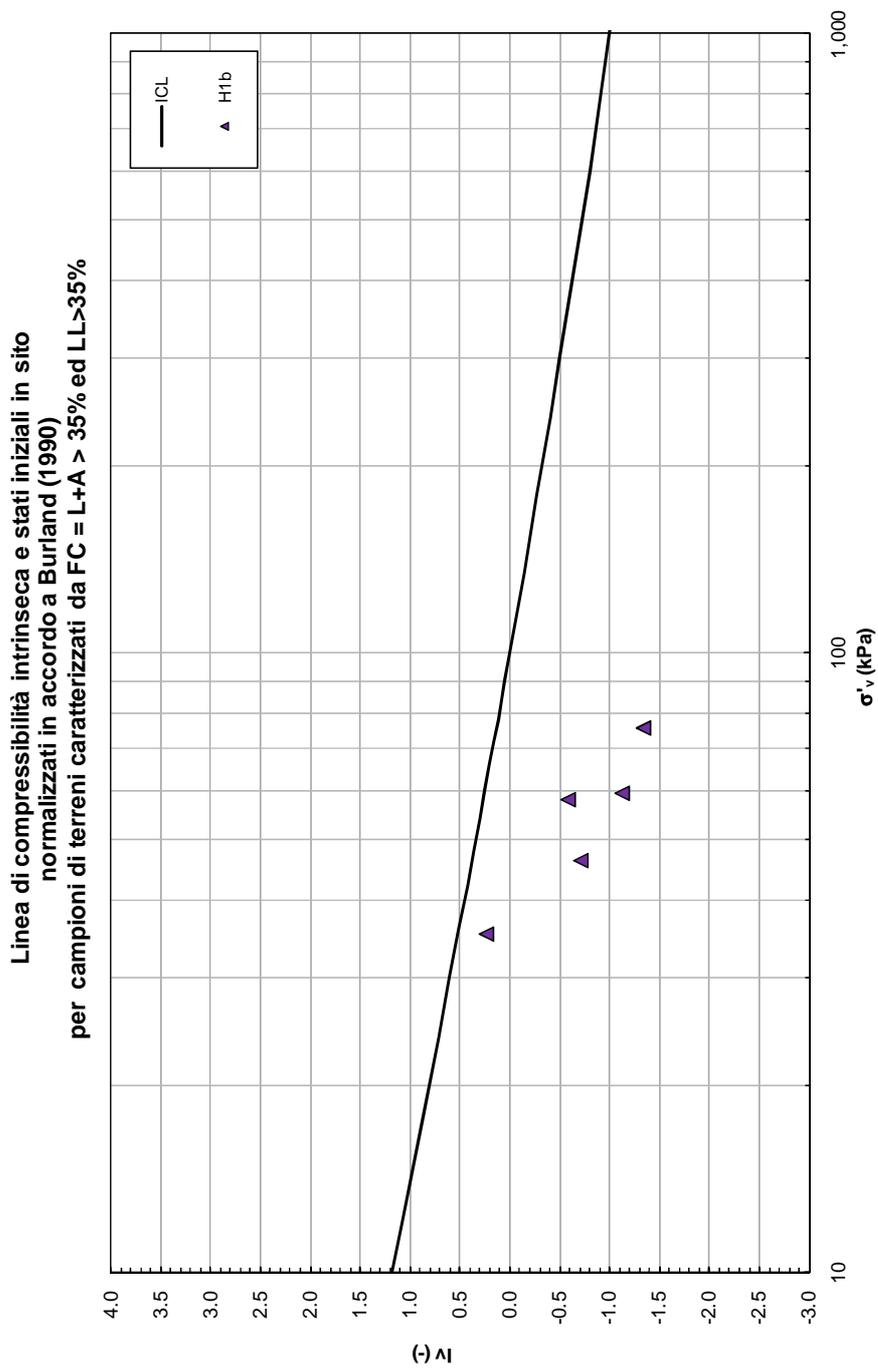


Figura 9.103: Formazione H1b – Burland

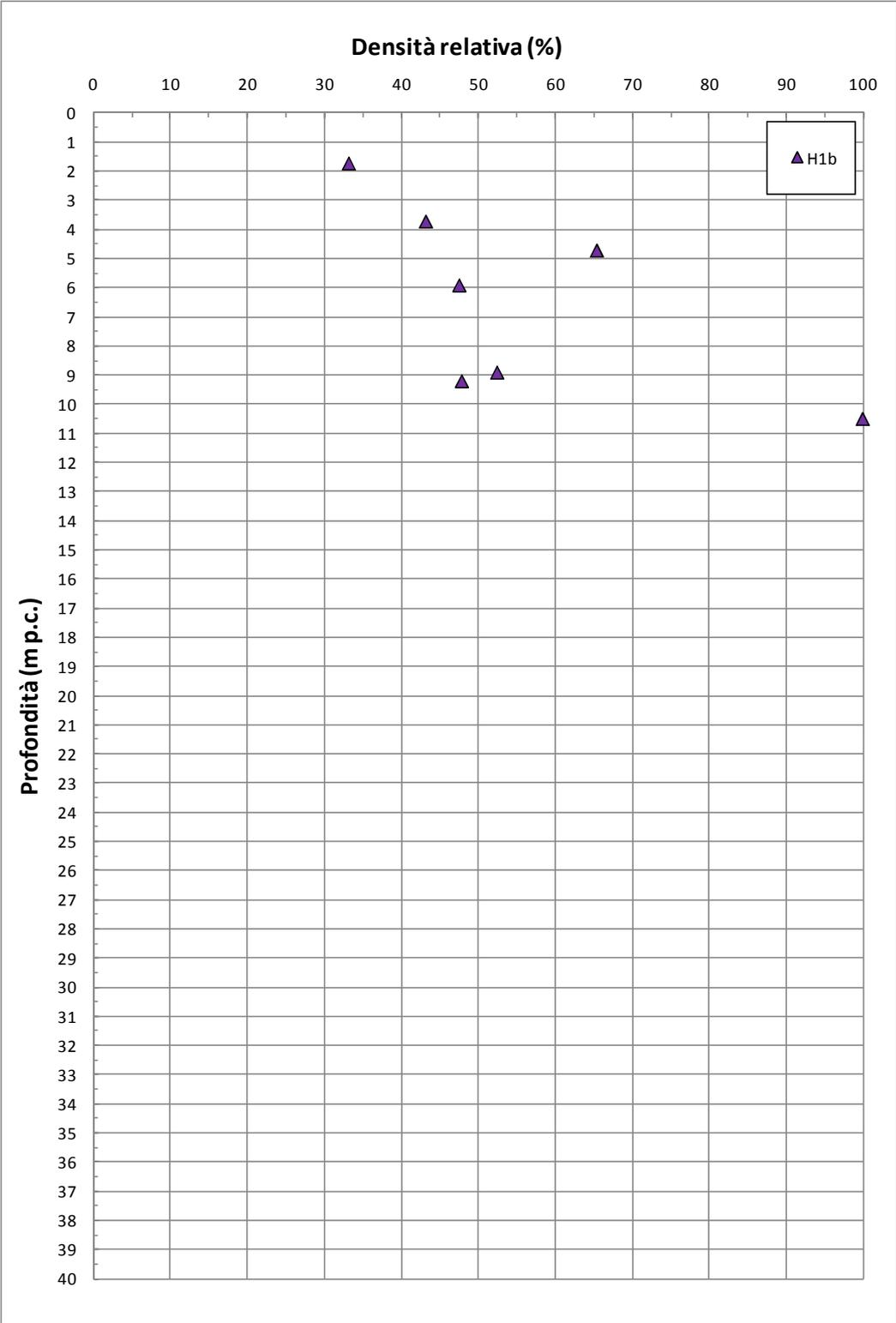


Figura 9.104: Formazione H1b – Valori di D_R

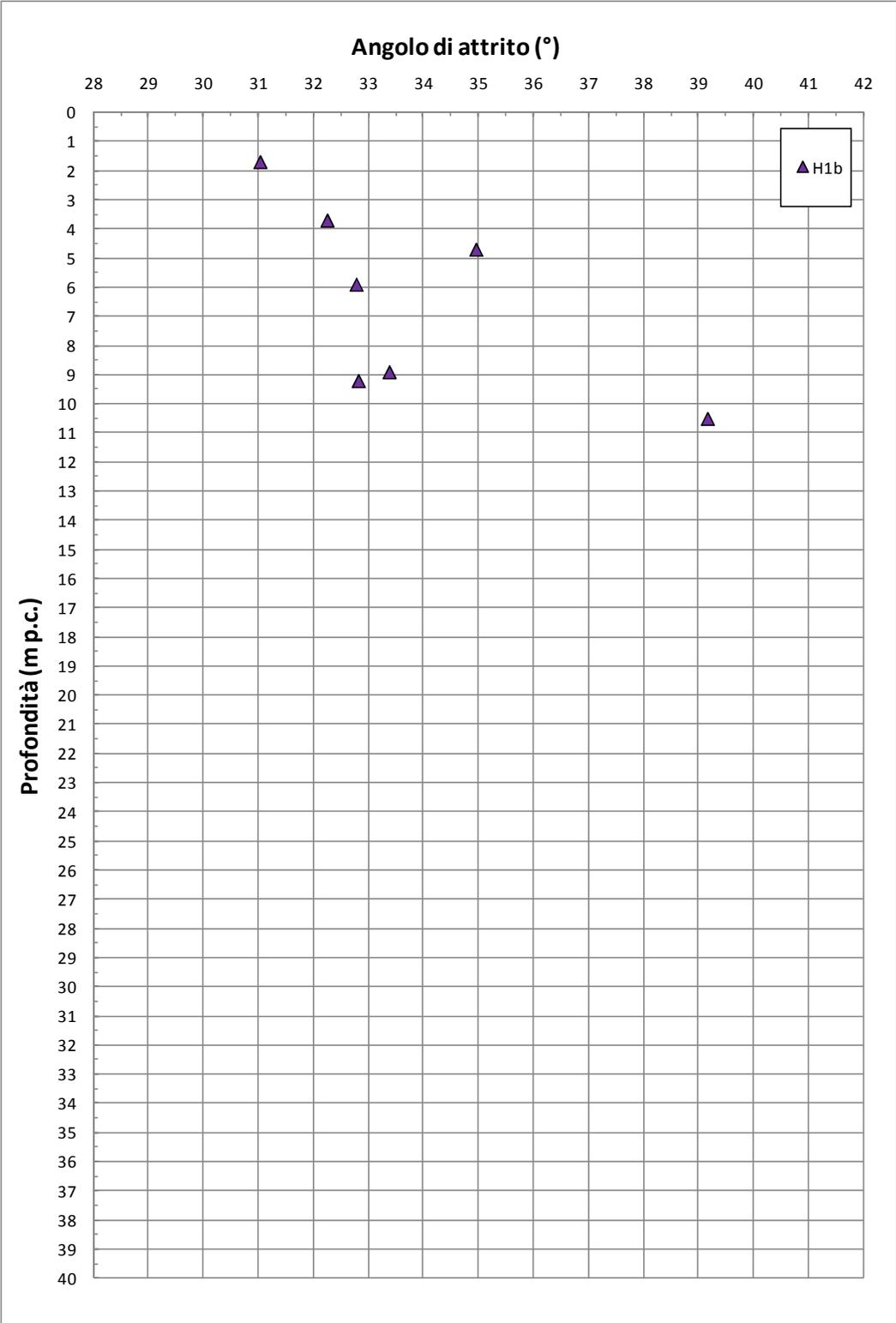


Figura 9.105: Formazione H1b – Valori di ϕ' da prove SPT

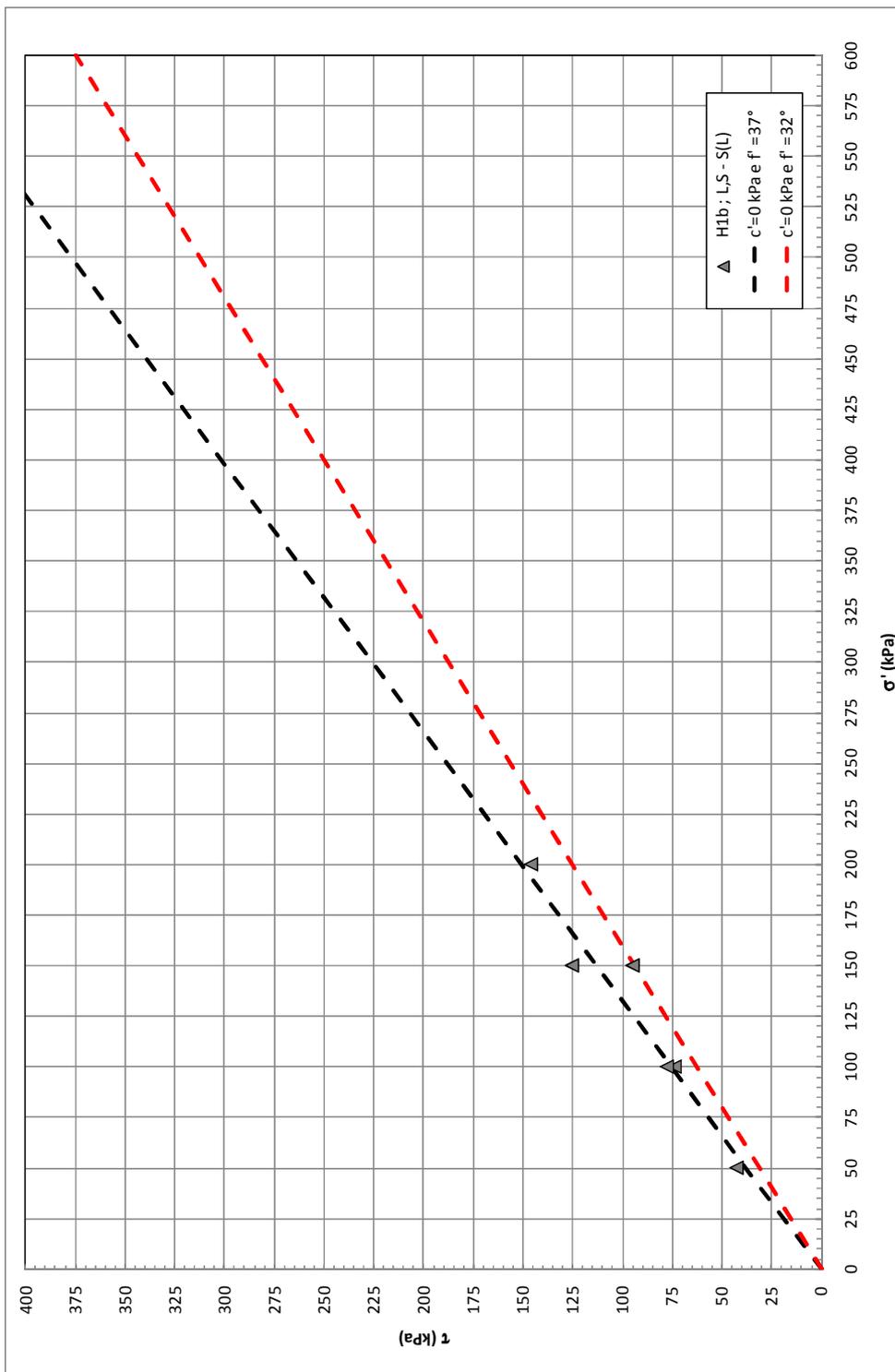


Figura 9.106: Formazione H1b – Valori Valori di ϕ' da prove di Taglio Diretto

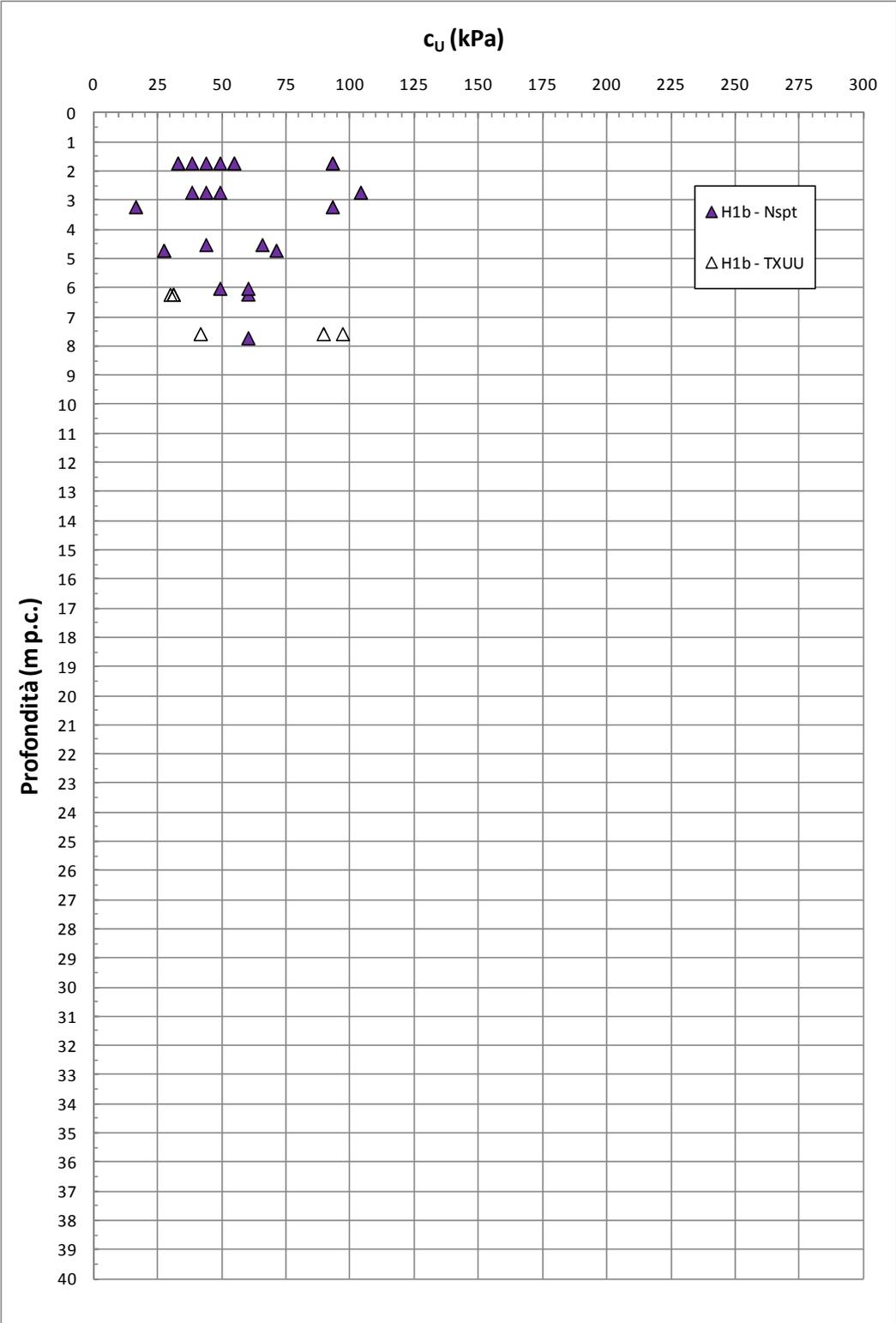
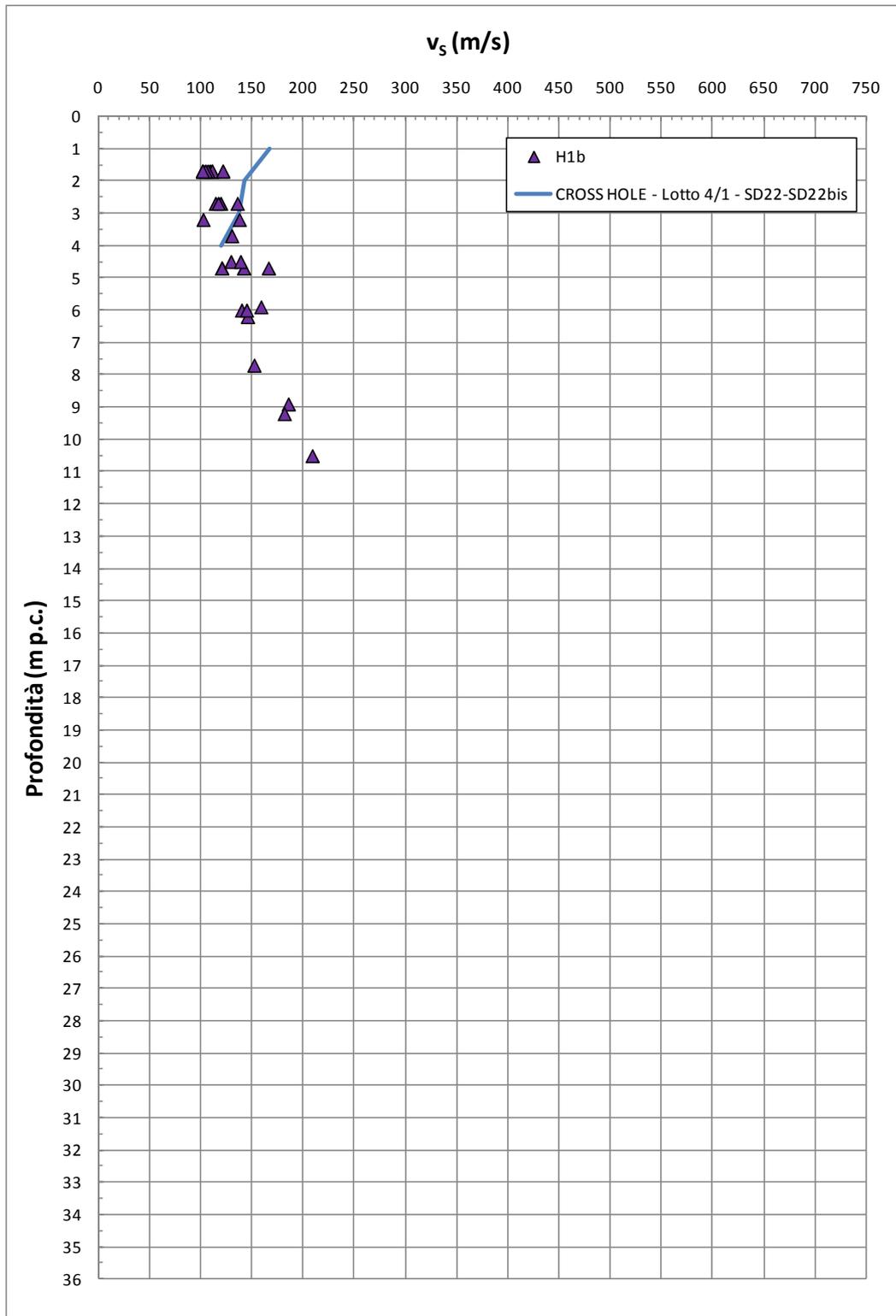


Figura 9.107: Formazione H1b – Coesione non drenata

Figura 9.108: Formazione H1b – Valori di v_s

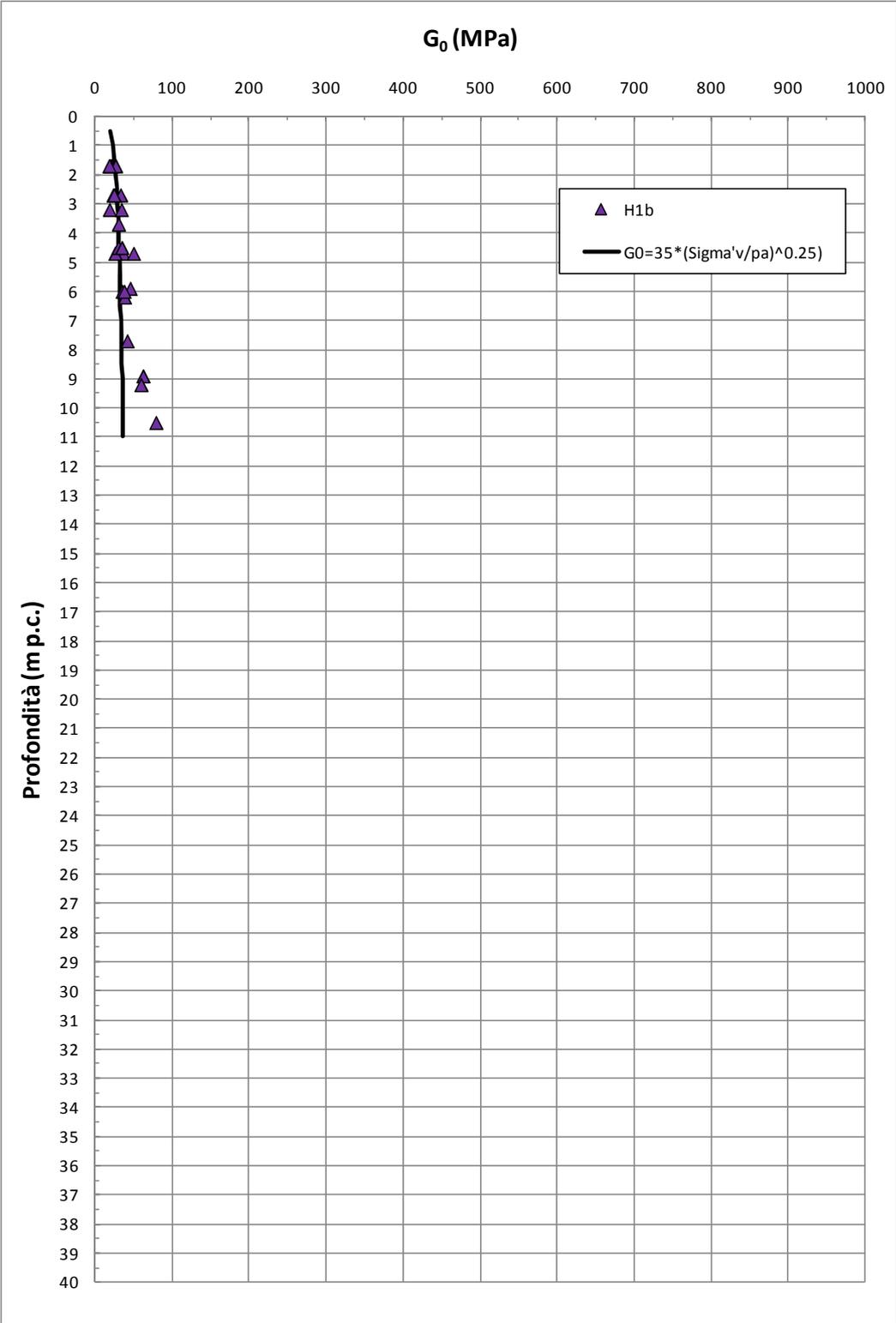


Figura 9.109: Formazione H1b – Valori di G_0

9.12 Depositi eluvio-colluviali a4

La formazione a4 risulta geologicamente ascrivibile a depositi eluvio-colluviali. Sulla base delle informazioni geologiche, i depositi in oggetto risultano costituiti da limi, limi argillosi talora debolmente sabbiosi e sabbie spesso limose talora con ghiaie minute e clasti millimetrici eterogenei.

La caratterizzazione geotecnica dei materiali a grana fine a4 è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione delle:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi dell'indagine di Progetto Definitivo;
- prove penetrometriche dinamiche SPT delle indagini di Progetto Definitivo.

L'interpretazione delle prove in sito è stata effettuata considerando orientativamente i livelli di falda riportati in Tabella 5.1.

Il contenuto di fine dei materiali in oggetto (FC) risulta generalmente superiore al 35% (vedi Figura 9.110), a conferma che i depositi in oggetto sono costituiti principalmente da starti di terreno a grana fine; localmente possono rinvenirsi lenti sabbioso-ghiaiose.

Nella Figura 9.111 sono riportate le resistenze N_{SPT} registrate nelle varie verticali di interesse, suddivise a seconda che il contenuto di fine (FC = % Limo + % Argilla) sia inferiore o superiore al 35%. I valori di N_{SPT} risultano variabili tra un valore minimo di 5 colpi/30 cm e valori massimi di 40 colpi/30cm; come intervallo caratteristico della formazione in oggetto si può assumere $10 \leq N_{SPT} \leq 20$ colpi/30 cm.

9.12.1 **Caratteristiche fisiche**

La formazione a4 in oggetto presenta la seguente composizione:

- sabbia = 16 ÷ 64%, mediamente 45%
- limo = 14 ÷ 63%, mediamente 28%
- argilla = 5 ÷ 46%, mediamente 21%
- ghiaia = 0 ÷ 33%, mediamente 6%

risulta inoltre:

- limo + argilla = 35% ÷ 79%, mediamente 49%

Il peso di volume naturale risulta dell'ordine di 18÷21 kN/m³ (vedi Figura 9.112).

Le caratteristiche fisiche dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% sono riportate nelle seguenti figure:

- Figura 9.114: contenuto d'acqua
- Figura 9.115: limite liquido
- Figura 9.116: limite plastico
- Figura 9.117: indice dei vuoti
- Figura 9.118: carta di plasticità di Casagrande

Nella Figura 9.119 si riporta, sul piano di Burland (1990) I_v - $\log \sigma_{vo}'$, lo stato iniziale dei campioni di terreno indisturbati caratterizzati da una percentuale di fine maggiore del 35% e Limite Liquido superiore al 35%; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca edometrica IC_{Loed} . I terreni appartenenti alla formazione H1b, in accordo alla classificazione di Figura 8.4, risultano ascrivibili a terreni tipo B1, ossia risultano sovraconsolidati meccanicamente.

Non si hanno a disposizione dati relativi alla densità relativa (D_r) dei depositi prettamente sabbioso-limosi.

9.12.2 Resistenza al taglio

L'unico dato relativo alla resistenza al taglio, in termini di angolo di attrito (φ') e coesione (c'), fa riferimento ad una prova triassiale CU, eseguita su una sabbia limoso argillosa, che ha fornito valori pari a: $\varphi' = 32^\circ$ e $c' = 0$ kPa.

I valori del parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate (c_u), determinati sulla base dei valori misurati di N_{SPT} in strati limoso argillosi e limoso sabbiosi aventi $FC > 35\%$ e da prove triassiali UU, risultano variabili in un intervallo piuttosto ampio tra 50 kPa e 200 kPa.

9.12.3 Deformabilità

Le velocità delle onde di taglio ricavate dall'interpretazione delle prove penetrometriche SPT sono riportati nella Figura 9.121. I moduli di taglio iniziale (G_{01}), determinati a partire delle velocità calcolate in precedenza sono riportati nella Figura 9.122. In questa sede, a titolo cautelativo, i valori di G_{01} dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{01} = 55000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.6} \text{ in kPa}$$

essendo:

p_a = pressione atmosferica di riferimento;

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica.

Con i presupposti indicati nel paragrafo 8.2.4, i moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$, con E_0 calcolato in accordo al legame che intercorre tra E_0 e G_0 ed essendo:

$$G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5} \text{ in kPa}$$

dove p' è la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

I moduli di Young operativi (E_{op1} , E_{op2} e E_{op3}), possono essere valutati in accordo a quanto descritto nel paragrafo 8.2.4 a seconda del problema geotecnico da affrontare.

Per i livelli prettamente argillosi limosi il modulo iniziale G_0 può essere determinato anche sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979), assumendo $G_0 = 500 \div 700 \cdot c_u$, essendo c_u il parametro di resistenza al taglio in condizioni non drenate in condizioni di compressione e carico.

9.12.4 Permeabilità

Per questo strato non sono disponibili prove Lefranc. Sulla base di quanto riportato nella Tabella 5.3, la permeabilità può variare tra $1 \cdot 10^{-5}$ m/s e $1 \cdot 10^{-7}$ m/s nei livelli sabbiosi e sabbioso-limosi, mentre può arrivare a valori di $1 \cdot 10^{-8}$ m/s nei livelli limoso-argillosi.

I valori di permeabilità da assumersi in Progetto dipenderanno dal tipo di problema geotecnico e/o idraulico da affrontare, scegliendo di volta in volta valori ragionevolmente cautelativi tra quelli sopra esposti.

9.12.5 Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi della formazione a4.

Tabella 9.10: Formazione a4 – Parametri geotecnici medi caratteristici

Parametro	Sabbie, Sabbie limose	Sabbie con limi, Limi sabbiosi	Limi ed Argille ⁽¹⁾
γ_t (kN/m ³)	19÷21		18÷21
N _{SPT} (colpi/30 cm)	10÷20		
D _r (%)	-		
c' (kPa)	0	0	0÷5 ⁽²⁾
ϕ' (°)	32	28 ⁽²⁾	24÷26 ⁽²⁾
c _u (kPa)	-		75÷150
GSC = $\sigma'_{v,max} / \sigma'_{v,0}$ (-)			
k ₀ (-)	$(1 - \text{sen}\phi')\sqrt{GSC}$		
v _s (m/sec)	100 ÷ 150		
G ₀₁ (kPa)	$G_{01} = 55000 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{0.6}$		G ₀₁ =(700·c _u)
E _{op1} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/(3+5)$ ⁽³⁾		
E _{op2} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/5$ ⁽³⁾		
E _{op3} (kPa)	$(2.3 \cdot G_0)/10$ ⁽³⁾		
c _c (-)	-	-	0.20÷0.40 ⁽²⁾
c _r (-)	-	-	0.2 · c _c ⁽²⁾
c _v (cm ² /s)	-	-	1 · 10 ⁻³ ÷ 5 · 10 ⁻³ ⁽²⁾
c _{αe} (%)	-	-	0.3÷0.4 ⁽²⁾

Simbologia:

- γ_t = peso di volume naturale;
N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;
D_r = densità relativa;
c' = intercetta di coesione;
 ϕ' = angolo di attrito operativo;
GSC = grado di sovraconsolidazione meccanico;
 $\sigma'_{v,max}$ = tensione verticale efficace massima subita nel passato;
 $\sigma'_{v,0}$ = tensione verticale efficace attuale (geostatica);
k₀ = coefficiente di spinta del terreno a riposo;
v_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

- z = profondità dal piano campagna locale in metri;
- G_{01} = modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica;
- p_a = pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa;
- E_{op1} = modulo di Young secante per l'analisi di opere di sostegno con metodi elastici lineari e non lineari;
- E_{op2} = modulo di Young secante per l'analisi di fondazioni (cedimenti delle fondazioni inferiori a $0.01 \cdot B$) con metodi elastici lineari e non lineari;
- E_{op3} = modulo di Young secante per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
- B = dimensione minore della fondazione (m);
- C_c = indice di compressione (nel piano indice dei vuoti "e");
- C_r = indice di ricomprensione (nel piano indice dei vuoti "e");
- C_v = coefficiente di consolidazione primaria in direzione verticale;
- $C_{\alpha e}$ = coefficiente di consolidazione secondaria nel piano dell'indice dei vuoti "e"; $c_{\alpha e} = \Delta e / \Delta \log t$.

Note:

- (1) = parametri geotecnici da utilizzarsi in presenza di strati metrici costituiti da terreni prettamente limoso argillosi.
- (2) = valori ipotizzati in assenza di dati.
- (3) $G_0 = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_0} \right)^{0.5}$ (kPa), essendo p' la pressione efficace media corrente e p_0' la pressione efficace media geostatica.

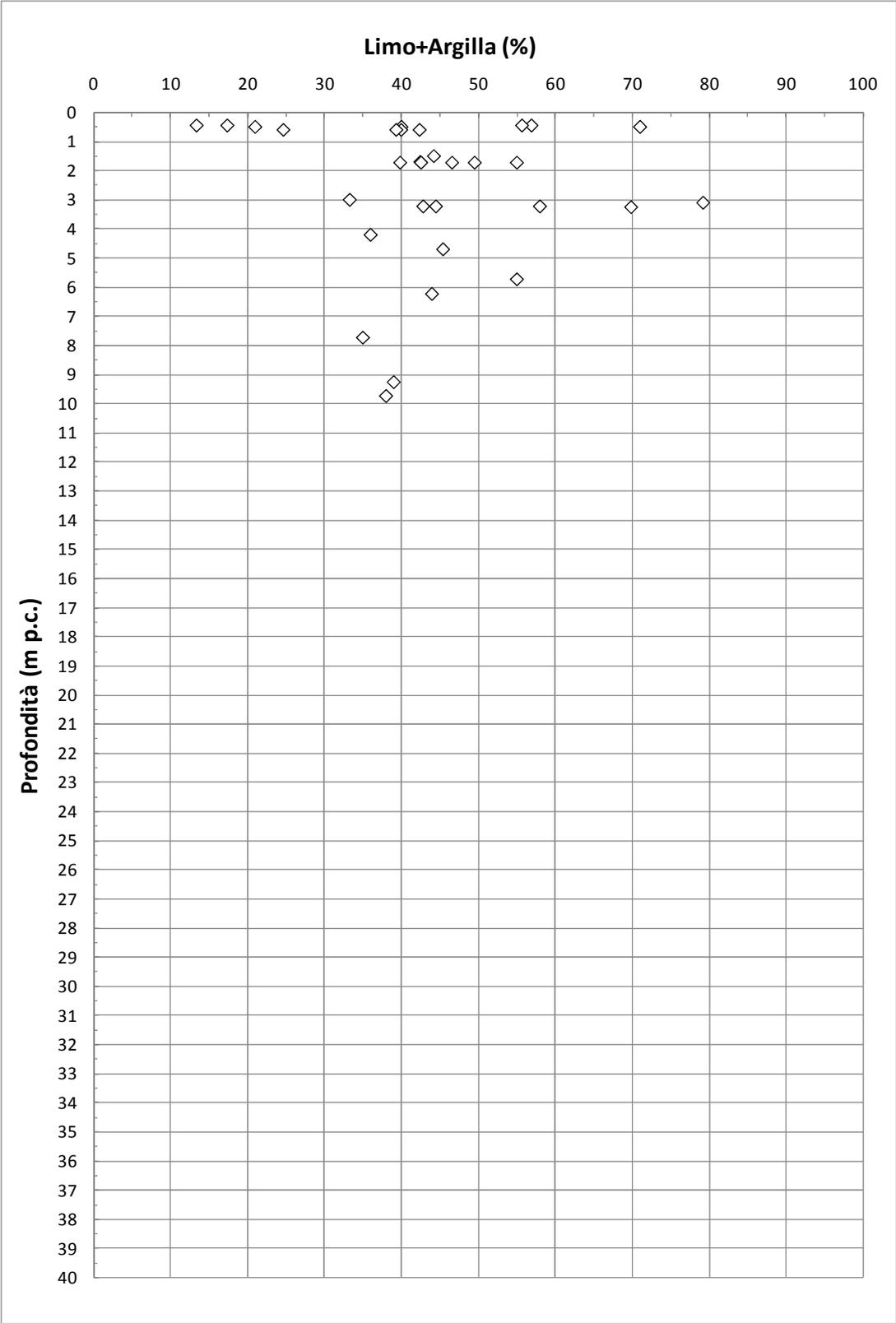


Figura 9.110: Formazione a4 – Contenuti di fine (CF)

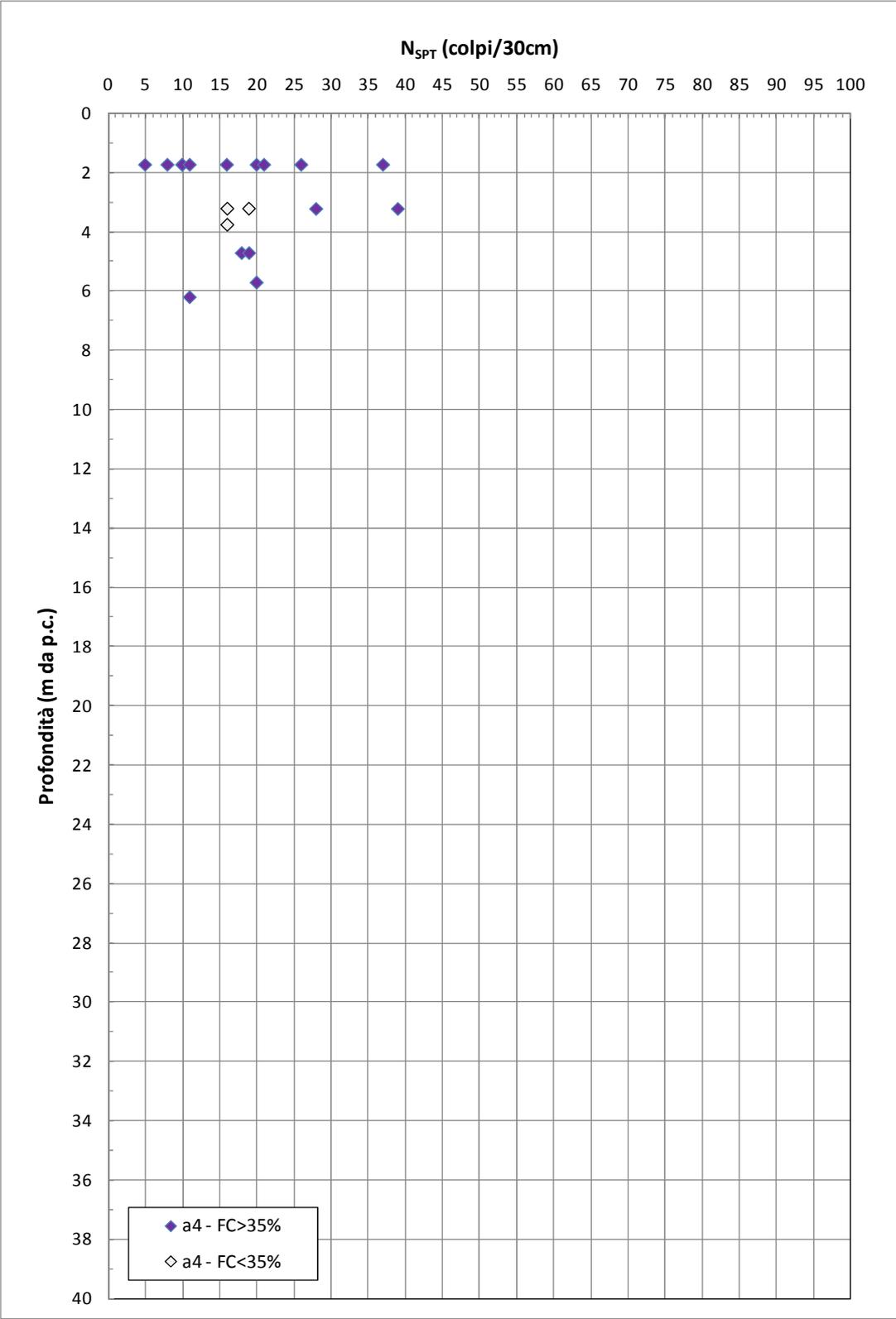


Figura 9.111: Formazione a4 – Valori di N_{SPT}

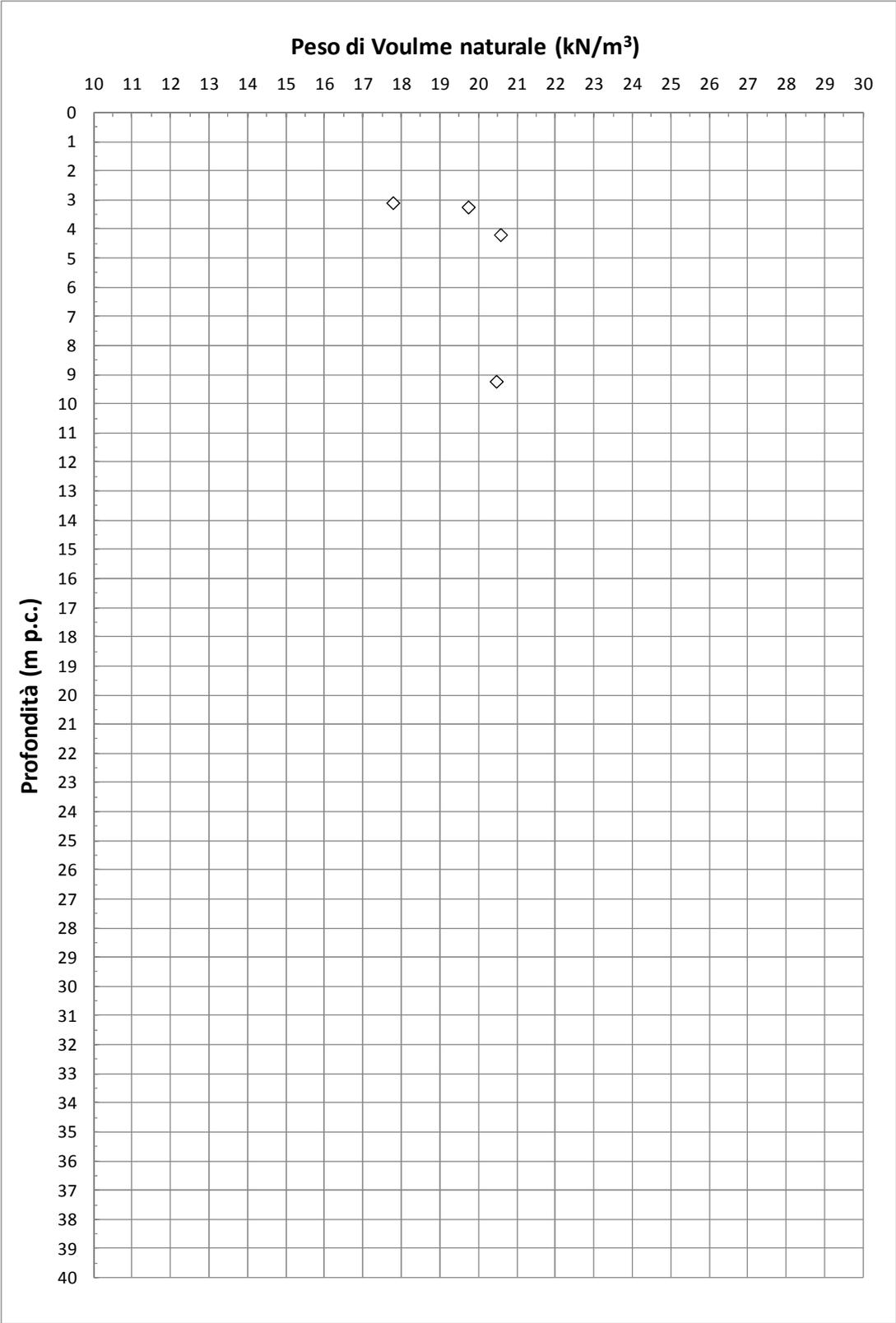


Figura 9.112: Formazione a4 – Pesì di volume naturale

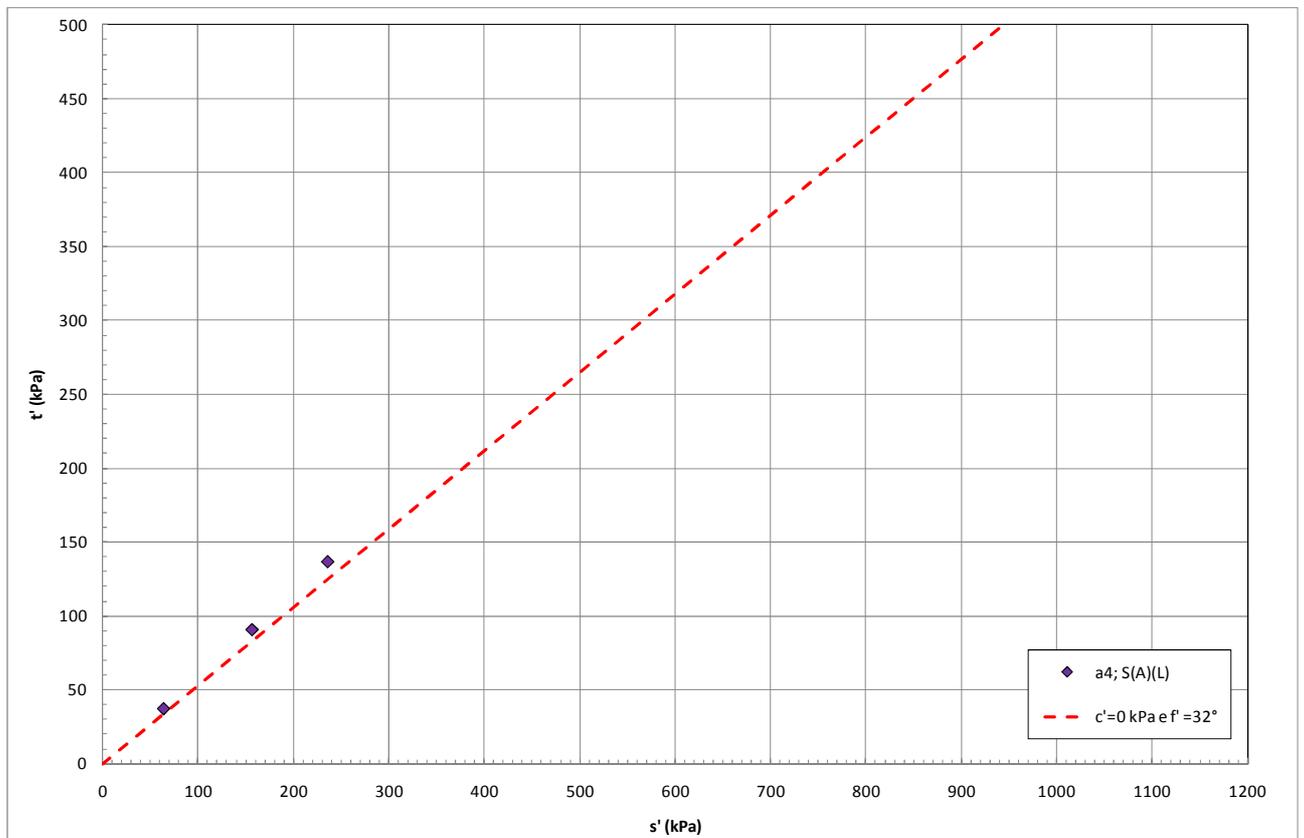


Figura 9.113: Formazione a4 – Angolo di attrito da prove TX-CIU

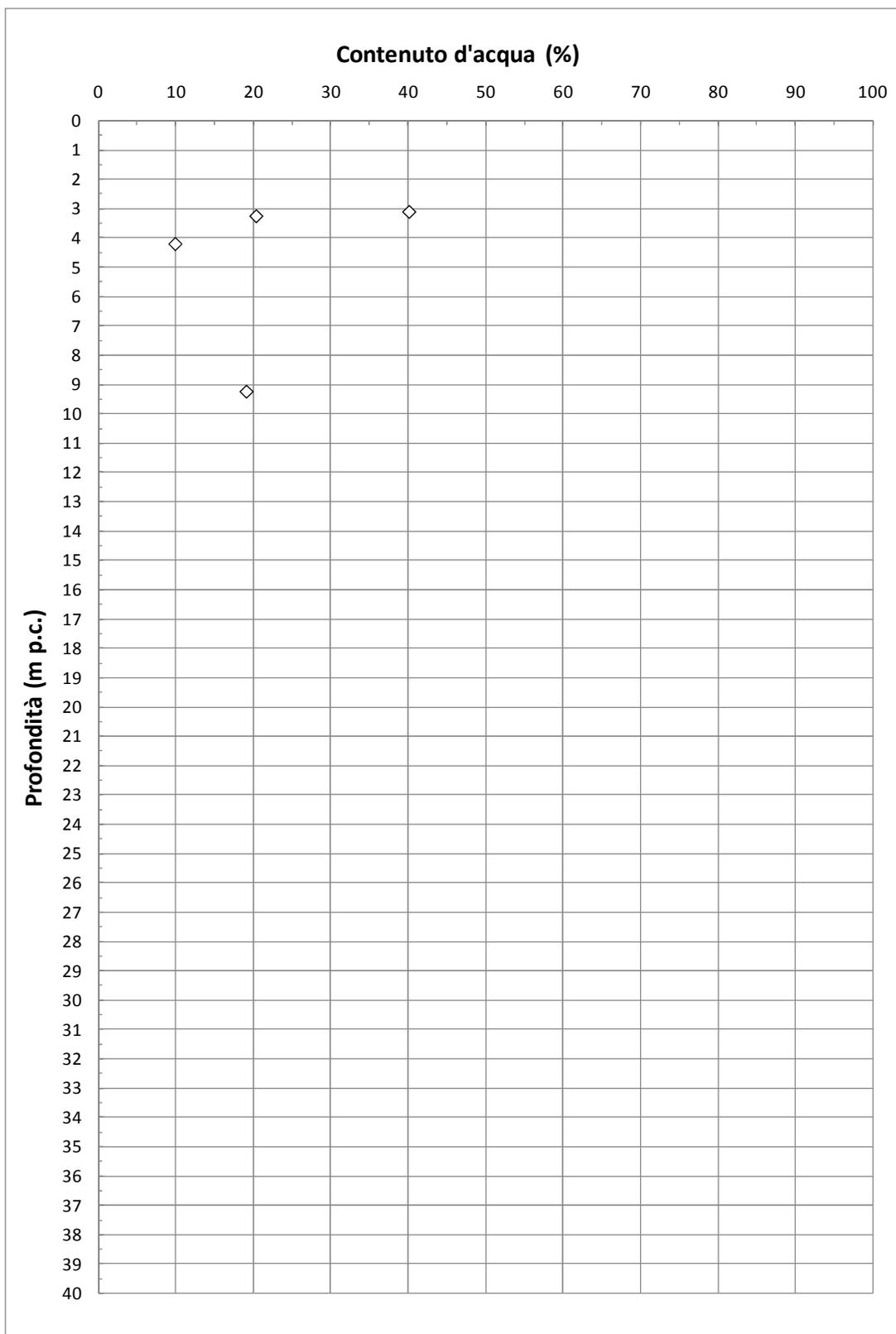


Figura 9.114: Formazione a4 – Contenuto d'acqua naturale

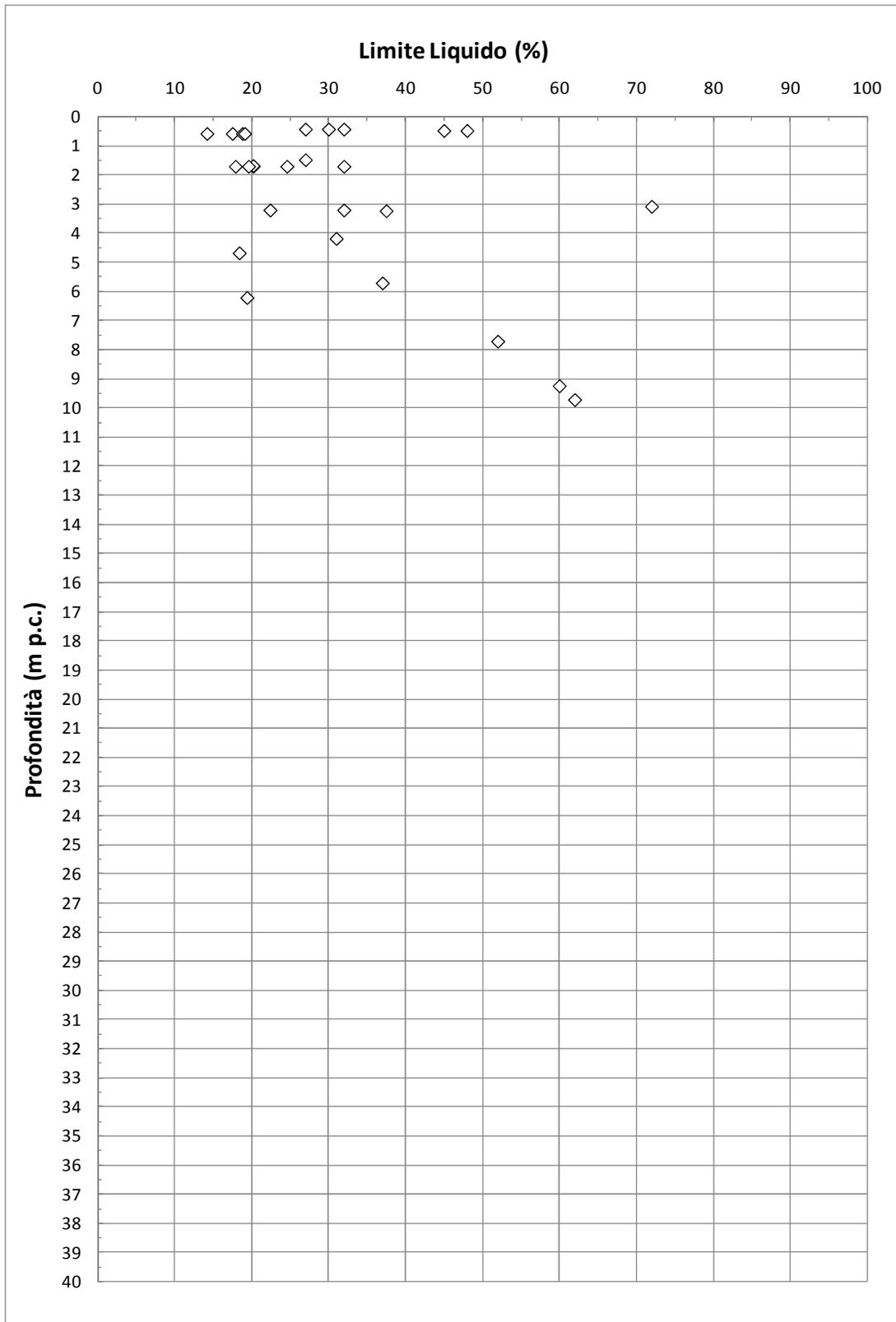


Figura 9.115: Formazione a4 – Limite Liquido

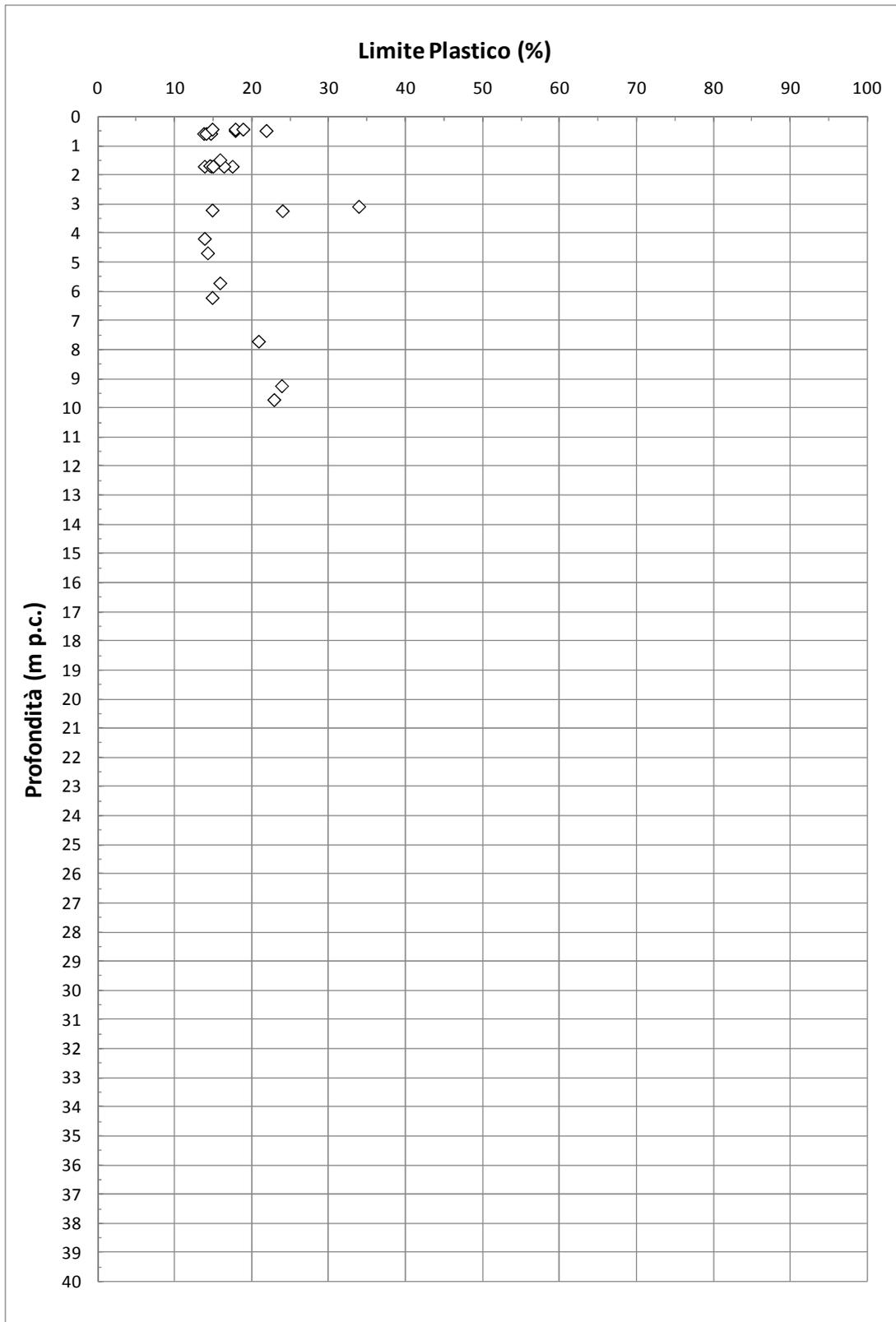


Figura 9.116: Formazione a4 – Limite Plastico

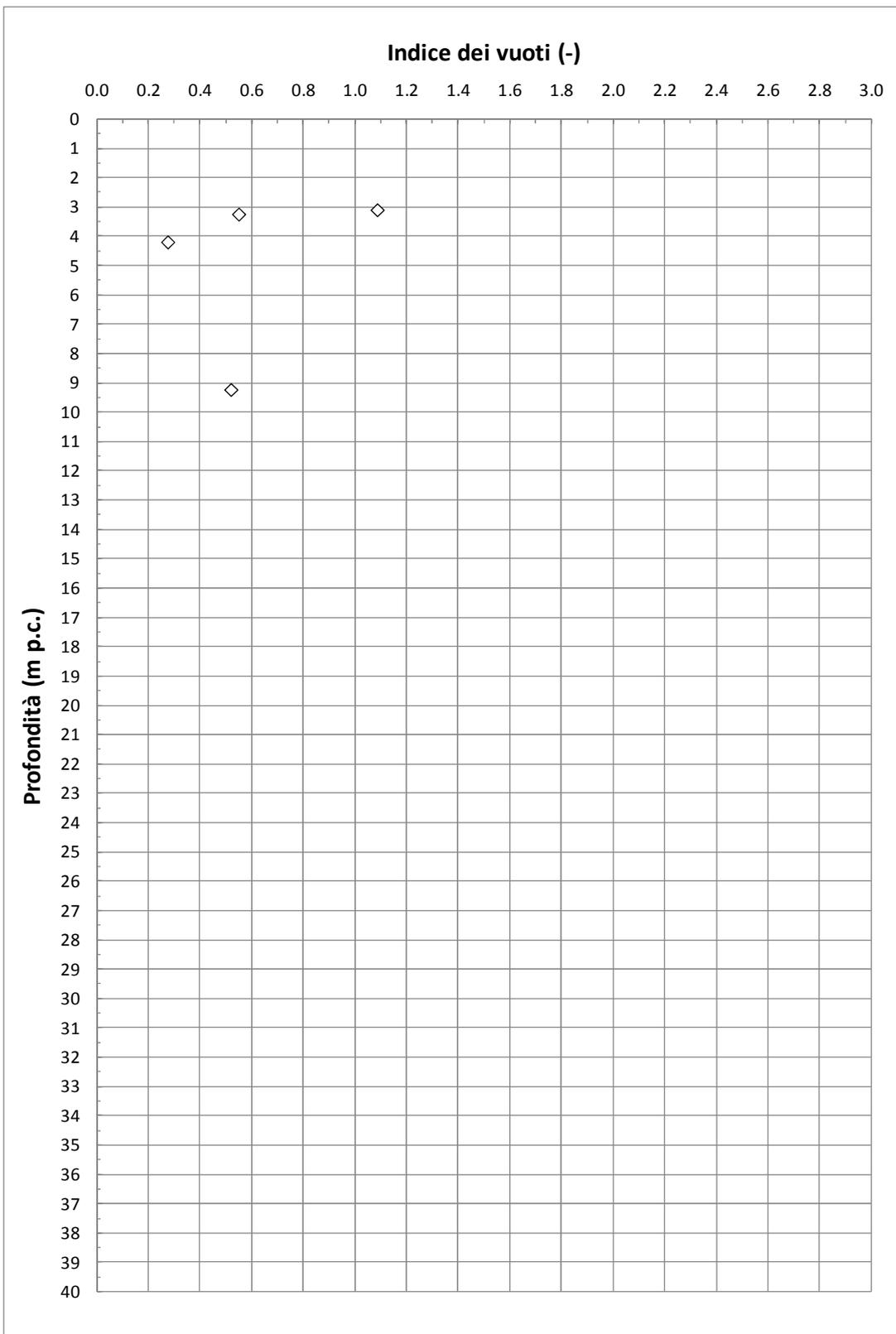


Figura 9.117: Formazione a4 – Indice dei vuoti

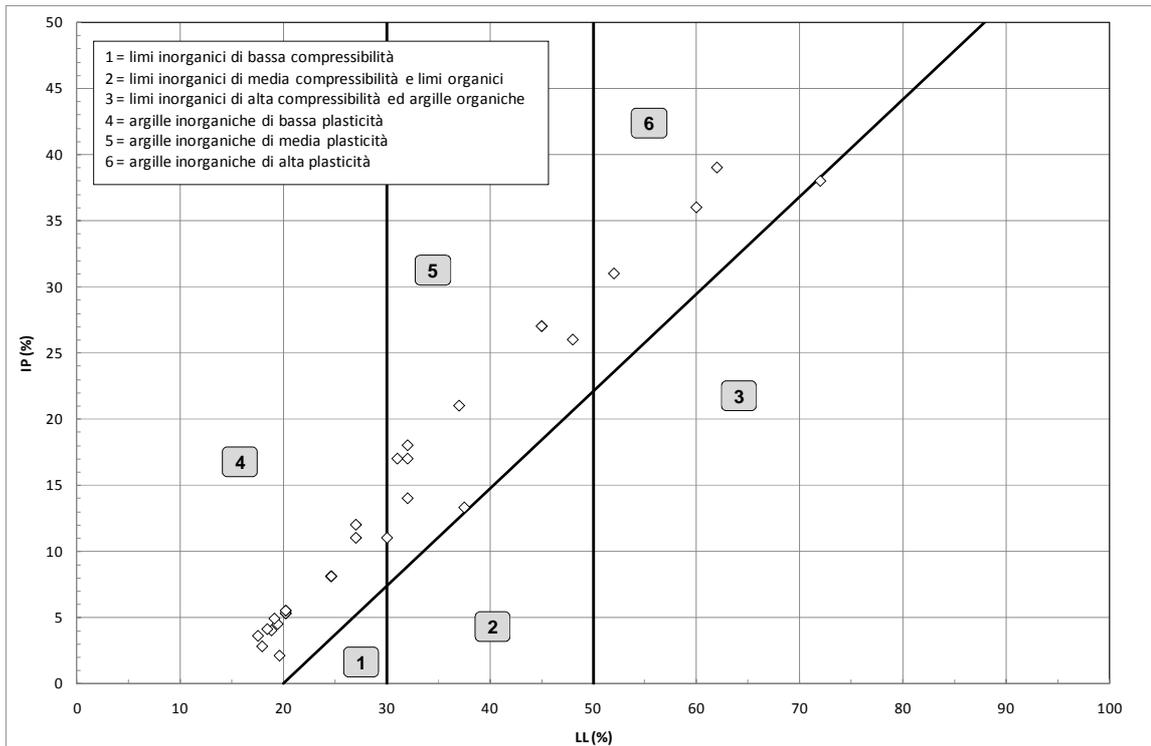


Figura 9.118: Formazione a4 – Carta di plasticità di Casagrande

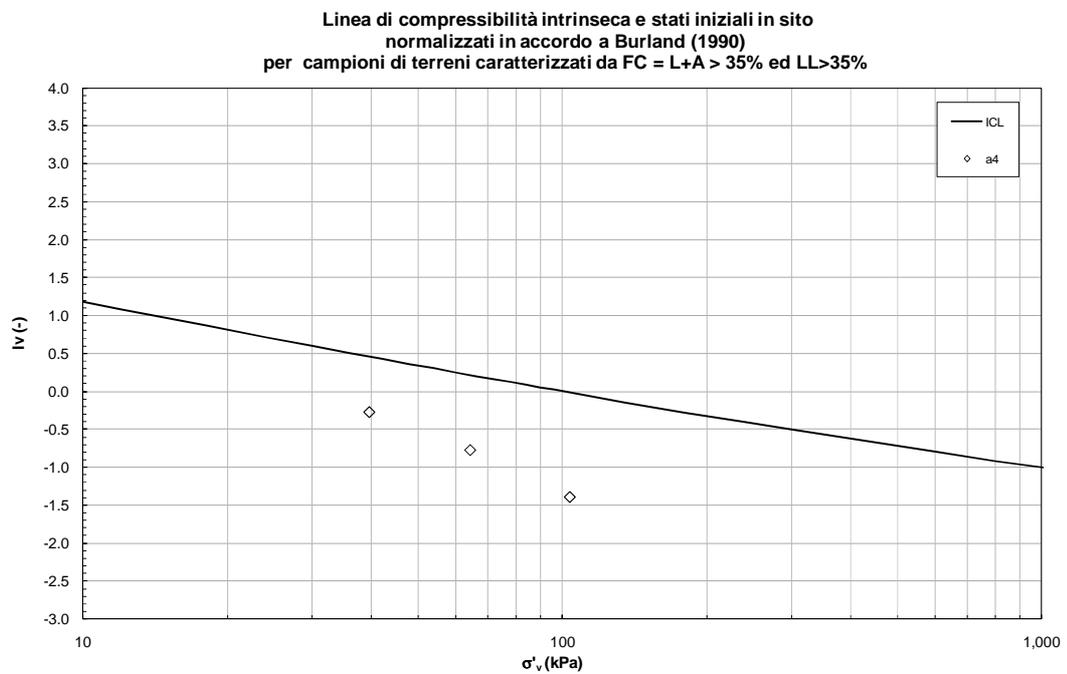


Figura 9.119: Formazione a4 – Piano di Burland

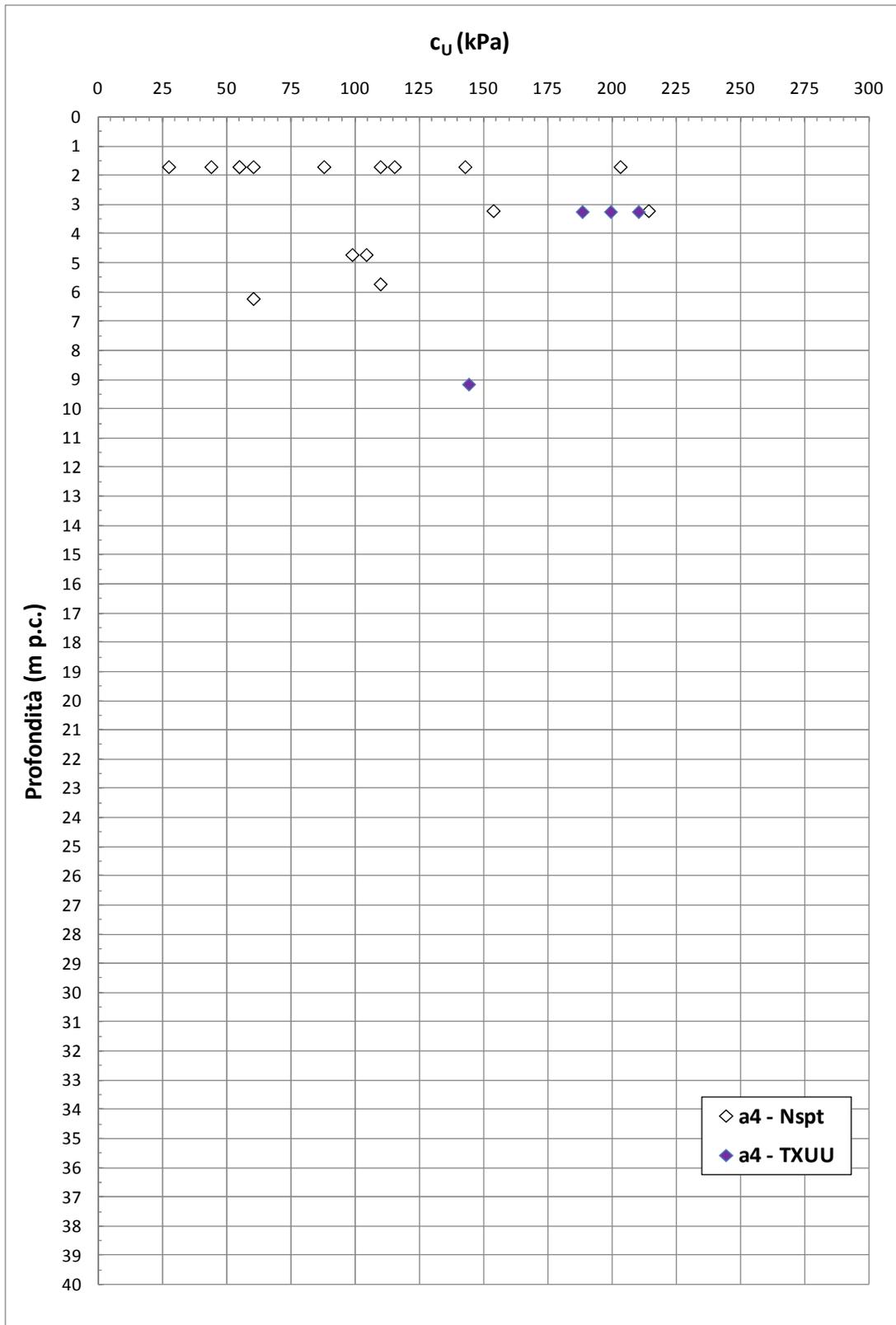


Figura 9.120: Formazione a4 – Coesione non drenata

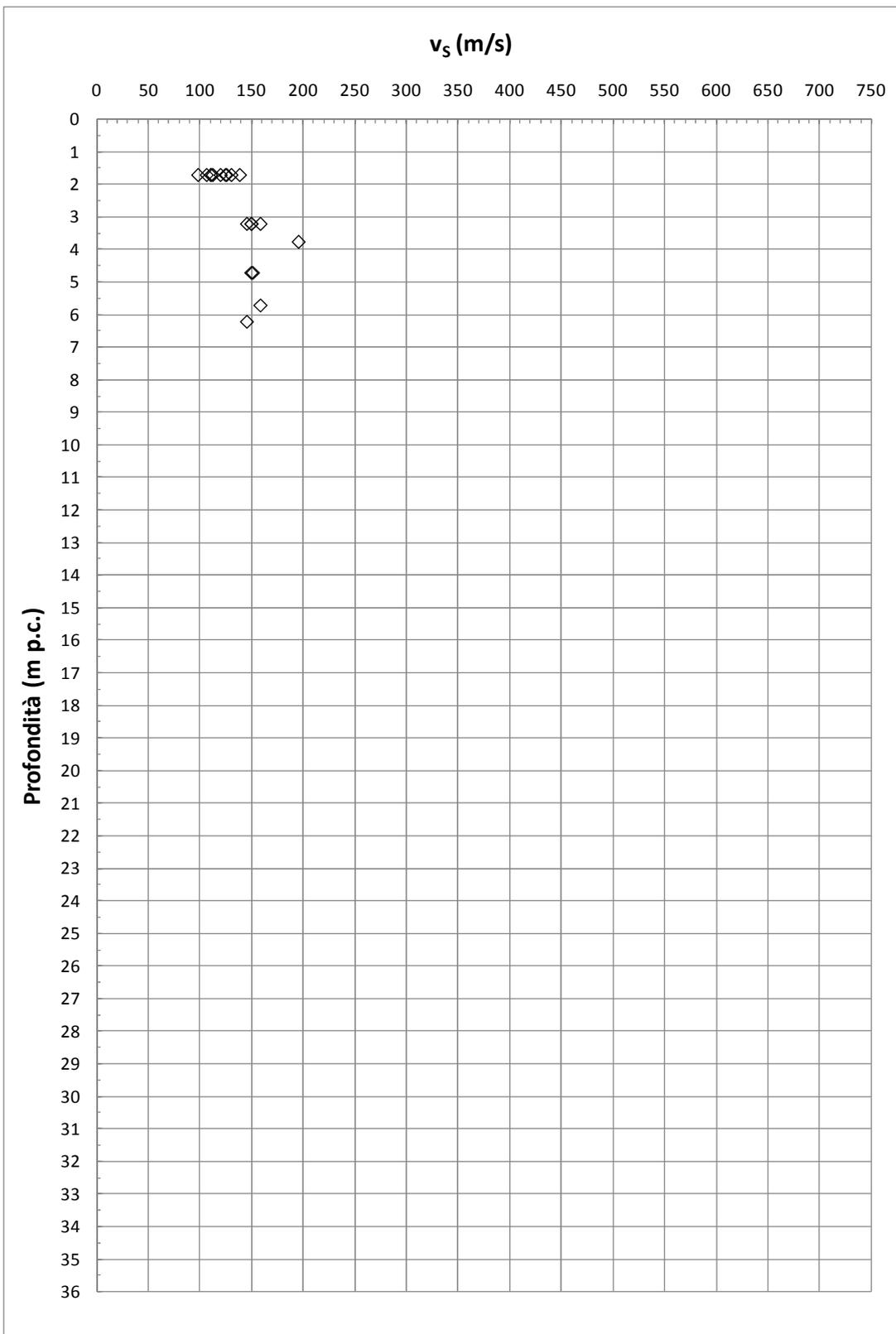
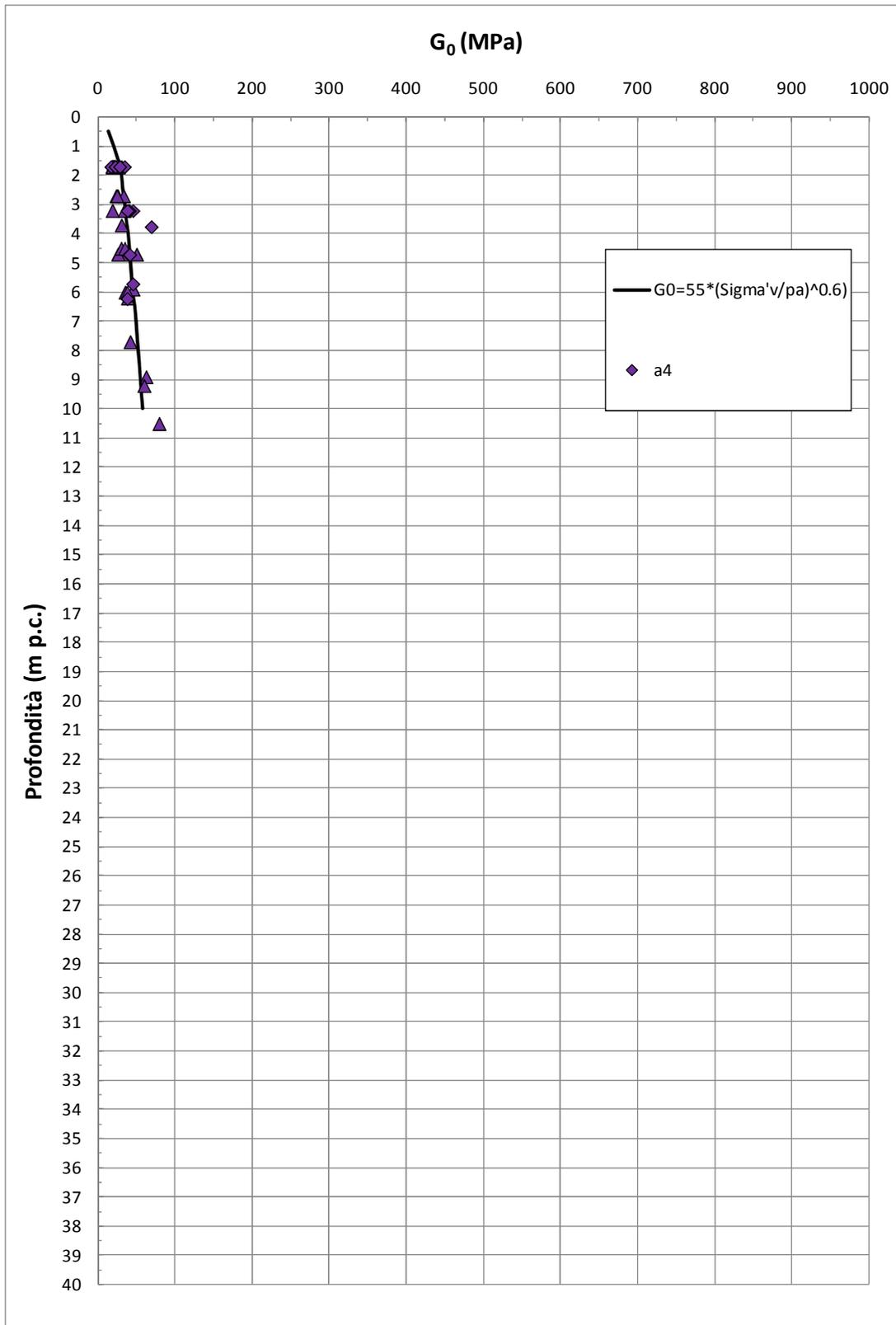


Figura 9.121: Formazione a4 – Valori di v_s

Figura 9.122: Formazione a4 – Valori di G_0

10. PIANI DI POSA DEI NUOVI RILEVATI AUTOSTRADALI

10.1 Scotico e bonifica

Per la caratterizzazione dei piani di posa dei rilevati autostradali sono stati eseguiti n.23 pozzetti esplorativi lungo il tracciato in esame.

La Tabella 10.1 riporta l'elenco dei pozzetti, le progressive di riferimento, la formazione geologico-geotecnica interessata dallo scavo, le granulometrie, i limiti di Atterberg e la classificazione dei campioni di terreno prelevati in accordo alle Raccomandazioni AGI, alle norme UNI-CNR e USCS; in tabella sono evidenziati i campioni, ad oggi disponibili, successivamente utilizzati per lo studio delle miscele terreno-calce (miscela di campioni prelevati da 4/1-Pzd1 e 4/1-Pzd6) e terreno-cemento (miscela di campioni prelevati da 5/2-Pzd13 e 5/2-Pzd15). Il pozzetto 4/1-Pzd1 fa parte del Lotto 4, e ricade circa 2 km più a Nord dell'inizio del Lotto in oggetto.

La Figura 10.1 sintetizza le descrizioni dei campioni in accordo alle norme UNI-CNR in funzione della progressiva chilometrica ed includendo, in questo caso, anche le informazioni note relative ai primi 4 m di profondità dei sondaggi geognostici.

All'interno dei pozzetti geognostici esplorativi sono state eseguite prove di carico su piastra al fine di determinare le caratteristiche di deformabilità dei terreni nei primi metri di profondità.

I risultati delle prove di carico su piastra, espressi come moduli di primo carico (M_{E1}) e secondo carico (M_{E2}), calcolati sul gradino di carico $50 \div 150$ kPa, e i valori delle prove di densità in sito sono riportati nella Tabella 10.2; nella Figura 10.2 si riporta il rapporto tra i moduli in secondo e primo carico M_{E2} / M_{E1} .

Le Norme Tecniche del Capitolato Speciale d'Appalto Autostrade relative alla formazione dei piani di posa dei rilevati e della pavimentazione autostradale in trincea prescrivono quanto segue:

“Salvo diverse e più restrittive prescrizioni motivate in sede di progettazione dalla necessità di garantire la stabilità del rilevato, il modulo di deformazione M_d al primo ciclo di carico su piastra (diametro 30 cm) dovrà risultare non inferiore a:

- 60 MPa nell'intervallo compreso tra 150 e 250 kPa, sul piano di posa della fondazione della pavimentazione autostradale in rilevato, in trincea e nel riempimento dell'arco rovescio in galleria;*
- 20 MPa nell'intervallo compreso tra 50 e 150 kPa, sul piano di posa del rilevato quando posto a 1.00 m da quello della fondazione della pavimentazione autostradale;*
- 15 MPa nell'intervallo compreso tra 50 e 150 kPa sul piano di posa del rilevato, quando posto a 2.00 m da quello della fondazione della pavimentazione autostradale.*

La variazione di detti valori al variare della quota dovrà risultare lineare.

Per altezze di rilevato superiori a 2 m potranno essere accettati valori inferiori a 15 MPa, sempre che sia garantita la stabilità dell'opera e la compatibilità dei cedimenti sia totali che differenziali e del loro decorso nel tempo.

Le caratteristiche di deformabilità dovranno essere accertate in modo rigoroso e dovranno ritenersi rappresentative, anche a lungo termine, nelle condizioni climatiche e idrogeologiche più sfavorevoli; si fa esplicito riferimento a quei materiali a comportamento "instabile" (collassabili, espansivi, gelivi, etc.) per i quali la determinazione del modulo di deformazione sarà affidata a prove speciali (edometriche, di carico su piastra in condizioni sature, ecc.).

Il conseguimento dei valori minimi di deformabilità sopra indicati sarà ottenuto compattando il fondo dello scavo mediante rullatura eseguita con mezzi consoni alla natura dei terreni in posto.

Laddove le peculiari caratteristiche dei terreni in posto (materiali coesivi o semicoesivi, saturi o parzialmente saturi) rendessero inefficace la rullatura, la Direzione Lavori, sentito il Progettista, procederà ad un intervento di bonifica con l'impiego di materiali idonei adeguatamente miscelati e compattati.

A rullatura eseguita la densità in sito dovrà risultare come segue:

- *almeno pari al 90% della densità massima AASHTO mod.T/180-57, sul piano di posa dei rilevati;*
- *almeno pari al 95% della densità massima AASHTO mod.T/180-57 sul piano di posa della fondazione della pavimentazione autostradale in trincea."*

Sulla base dei dati disponibili si può osservare che i valori dei moduli di deformazione al primo ciclo di carico M_{E1} (gradino di carico tra 50 e 150 kPa) risultano quasi sempre inferiori a 15 MPa, cioè inferiori ai requisiti richiesti dalle Norme Tecniche.

Quanto sopra è risultato essere valido indipendentemente dal tipo di terreno incontrato (H1b, a4, H1a1, H1a2 o H2).

Alla luce delle caratteristiche dei terreni di sottofondo sopra esposte, è da prevedersi ovunque, oltre allo spessore di scotico di 20 cm, un ulteriore spessore di bonifica di 50 cm (o superiore se necessaria per rimuovere completamente il terreno vegetale e/o eventuale terreno/materiale non idoneo).

In presenza di rilevati di altezza inferiore a 2 m, la bonifica dovrebbe essere aumentata fino ad 80 cm; non si può comunque escludere la necessità di dovere localmente ricorrere ad un trattamento di stabilizzazione a calce e/o a cemento del terreno di fondazione sul piano di bonifica (tramite pulvimixer) o ad un ulteriore approfondimento della bonifica stessa. Il terreno in sito sullo spessore della bonifica verrà sostituito con materiale granulare selezionato opportunamente steso e compattato oppure con materiale proveniente dagli scavi stabilizzato a calce.

Pozzetto	Km.	Form.	Camp.	PROFONDITÀ		GRANULOMETRIA				ATTERBERG			CLASSIFICAZIONE		
				Da (m)	A (m)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	AGI	UNI / CNR	USCS
5/2-Pzd7	13+670	H1a2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5/2-Pzd9	14+440	H1a2	RIM1	0.5	0.5	2	81	17	1	-	-	-	S(L)	A-2-4	SC
			RIM2	1.0	1.0	7	70	17	6	-	-	-	S(L)	A-2-4	SM
5/2-Pzd10	14+640	H1b	RIM1	0.5	0.5	2	73	21	4	-	-	-	S(L)	A-2-4	SM
			RIM2	1.0	1.0	2	73	21	4	-	-	-	S(L)	A-2-4	SM
			terr.nat.	-	-	2	72	20	6	-	-	-	S(L)	A-2-4	SM
5/2-Pzd12	15+550	H1b	RIM1	0.5	0.5	1	47	43	8	26	19	7	S,L	A-4	CL - ML
			RIM2	1.0	1.0	4	46	42	8	27	16	11	S,L	A-6	CL
5/2-Pzd13	16+890	a4	RIM1	0.6	0.6	1	35	47	17	26	17	9	L,S(A)	A-4	CL
			RIM2	1.0	1.0	0	40	48	12	26	17	9	L,S(A)	A-4	CL
			terr.nat.	-	-	0	36	46	18	-	-	-	L,S(A)	A-4	ML
5/2-Pzd15	18+200	H2	RIM1	0.5	0.5	0	37	46	16	25	15	10	L,S(A)	A-4	CL
			RIM2	1.0	1.0	0	39	41	20	26	15	11	L,S(A)	A-6	CL
			terr.nat.	-	-	1	37	44	19	26	16	10	L,S(A)	A-4	CL
5/1-Pzd1	20+670	a4	RIM1	0.5	0.6	0	38	27	34	24	15	9	S,A,L	A4	CL
			RIM2	1.0	1.1	0	41	25	34	24	14	10	S,A,L	A4	CL
5/1-Pzd2	20+720	a4	RIM1	0.5	0.6	0	36	31	34	24	15	10	S,A,L	A4	CL
			RIM2	1.0	1.1	0	36	31	33	24	15	9	S,A,L	A4	CL
			RIM3	3.7	3.8	0	37	30	33	24	15	9	S,A,L	A4	CL
5/1-Pzd3	22+490	a4/CV	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
5/1-Pzd4	22+750	a4	RIM1	0.5	0.6	0	42	23	34	30	22	8	S,A(L)	A4	ML-CL
			RIM2	1.0	1.1	0	44	23	33	30	22	8	S,A(L)	A4	ML-CL
			RIM3	3.9	4.0	0	39	23	39	30	22	8	S,A(L)	A4	ML-CL

Tabella 10.2: Pozzetti – Prove di carico su piastra e di densità in sito

Pozzetto	Camp.	Form.	Da (m)	A (m)	M _{E1} (MPa)	M _{E2} (MPa)	M _{E2} / M _{E1} (MPa)	γ _{dry} (kN/m ³)	γ _{nat} (kN/m ³)	w (%)	Acqua (m da p.c.)
4/1-Pzd5	RIM1	H1b	0.5	0.5	9	38	4.1	13.82	-	24.15	1.0
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
4/1-Pzd6	RIM1	H1b	0.5	0.5	17	65	3.9	15.47	-	18.36	1.0
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
4/1-Pzd7	RIM1	a4	0.5	0.5	13	52	4.1	15.43	-	19.84	1.0
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
4/1-Pzd8	RIM1	a4	0.5	0.5	11	51	4.7	13.44	-	20.20	2.5
	RIM2		1.0	1.0	16	70	4.3	14.85	-	21.39	
4/1-Pzd9	RIM1	H1a1/ H1a3	0.5	0.5	13	52	4.1	15.04	-	20.74	1.0
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
4/1-Pzd10	RIM1	H1a1	0.5	0.5	-	-	-	-	-	-	1.0
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
4/1-Pzd11	RIM1	H1a1	0.5	0.5	7	38	5.5	14.00	-	21.80	0.7
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
4/1-Pzd18	RIM1	H1b	0.5	0.5	6	29	4.6	15.08	-	22.86	3.2
	RIM2		1.0	1.0	19	75	3.9	16.92	-	19.49	
4/1-Pzd19	RIM1	H1b	0.5	0.5	12	48	4.1	16.75	-	23.04	3.2
	RIM2		1.0	1.0	13	36	2.7	16.09	-	25.54	
5/2-Pzd1	RIM1	H1a2	0.5	0.5	-	-	-	-	-	-	
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
5/2-Pzd4	RIM1	H1a2	0.5	0.5	14	42	3.1	18.42	-	14.45	1.0
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
5/2-Pzd5	RIM1	H1a2	0.5	0.5	15	53	3.5	18.64	-	12.53	3.2
	RIM2		1.0	1.0	16	79	5.0	16.64	-	18.78	
5/2-Pzd6	RIM1	H1a2	0.5	0.5	5	37	7.6	-	-	-	0.6
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	
5/2-Pzd7	RIM1	H1a2	0.5	0.5	13	73	5.5	16.10	-	21.62	no
	RIM2		1.0	1.0	17	67	4.0	17.34	-	17.02	
5/2-Pzd9	RIM1	H1a2	0.5	0.5	12	54	4.7	16.68	-	14.15	no
	RIM2		1.0	1.0	11	65	6.0	16.45	-	19.06	
5/2-Pzd10	RIM1	H1b	0.5	0.5	20	79	4.0	17.08	-	16.99	no
	RIM2		1.0	1.0	-	-	-	16.47	-	16.92	
5/2-Pzd12	RIM1	H1b	0.5	0.5	8	37	4.9	15.80	-	22.20	no
	RIM2		1.0	1.0	11	68	6.0	17.33	-	21.68	
5/2-Pzd13	RIM1	a4	0.6	0.6	48	107	2.2	18.77	-	15.18	no
	RIM2		1	1	37	111	3.0	18.57	-	15.73	
5/2-Pzd15	RIM1	H2	0.5	0.5	16	65	4.2	17.91	-	17.49	2.4

Pozzetto	Camp.	Form.	Da (m)	A (m)	M _{E1} (MPa)	M _{E2} (MPa)	M _{E2} / M _{E1} (MPa)	γ _{dry} (kN/m ³)	γ _{nat} (kN/m ³)	w (%)	Acqua (m da p.c.)
	RIM2		1.0	1.0	15	83	5.4	18.27	-	16.81	
5/1-Pzd1	RIM1	α4	0.5	0.6	4	136	32.9	-	16.53	-	no
	RIM2		1.0	1.1	17	373	21.4	-	16.64	-	
5/1-Pzd2	RIM1	α4	0.5	0.6	4	111	26.6	-	14.84	-	no
	RIM2		1.0	1.1	18	187	10.3	-	15.14	-	
5/1-Pzd4	RIM1	α4	0.5	0.6	-	-	-	-	14.70	-	no
	RIM2		1.0	1.1	12	597	49.8	-	17.90	-	

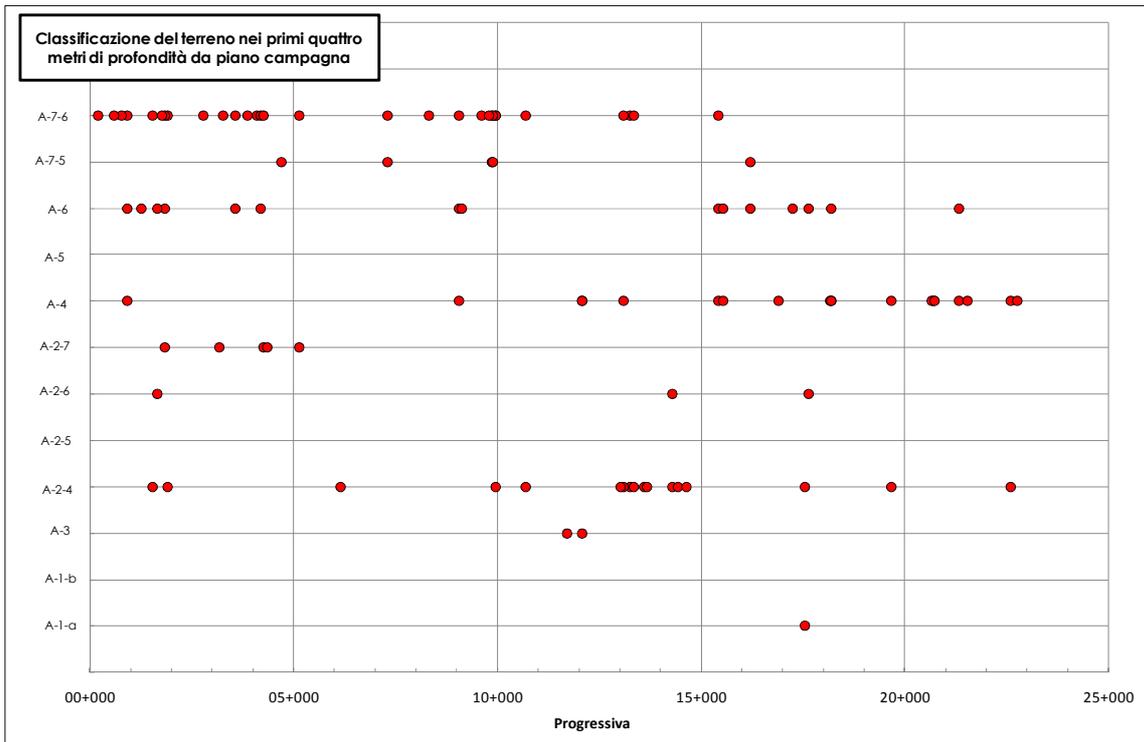


Figura 10.1: Pozzetti esplorativi e sondaggi – Classificazione dei terreni (CNR-UNI) nei primi 4 m di profondità dal piano campagna locale

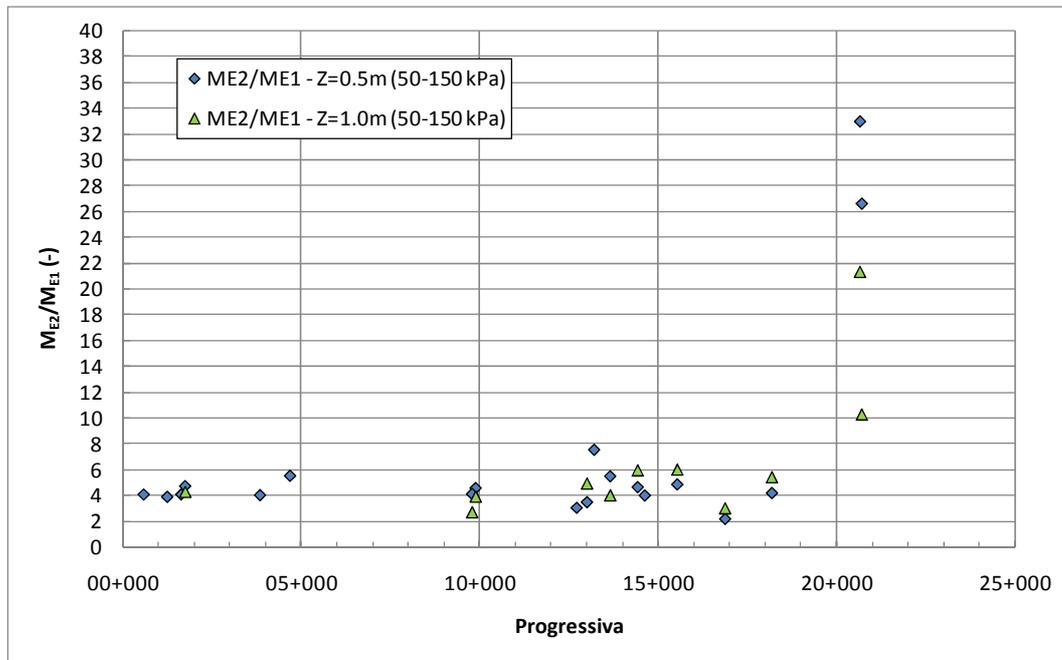


Figura 10.2: Pozzetti esplorativi – Prove di carico su piastra. Rapporto tra moduli di primo (ME₁) e secondo carico (ME₂)

10.2 Trattamenti dei terreni a calce

La Tabella 10.3 riporta ulteriori informazioni sulle caratteristiche fisico-chimiche dei campioni di terreno prelevati in pozzetto per eseguire i test sulle miscele terreno-calce (miscela di campioni prelevati da 4/1-Pzd1 e 4/1-Pzd6 e miscela di campioni prelevati da 4/1-Pzd4) dei terreni di sottofondo. Si precisa che solo il pozzetto 4/1-Pzd6 ricade nel Lotto in oggetto, mentre i pozzetti 4/1-Pzd1 e 4/1-Pzd4 ricadono nell'adiacente Lotto 4 (verso Nord). Inoltre i pozzetti 4/1-Pzd1 e 4/1-Pzd4 ricadono nella formazione H1a1 mentre il pozzetto 4/1-Pzd6 nella formazione H1b.

Nella

Tabella 10.4, Tabella 10.5 e Tabella 10.6 sono riportati i risultati delle prove di laboratorio effettuate su miscele terreno-calce a partire dalla preventiva miscelazione dei campioni di terreno prelevati nei pozzetti 4/1-Pzd1 e 4/1-Pzd6, e da campioni prelevati dal pozzetto 4/1-Pzd4. Nelle tabelle sono riportati i risultati delle prove di laboratorio relative sia al terreno tal quale, sia alle miscele terreno-calce con contenuti di calce (valutata in percentuale sul peso di volume secco del terreno) pari al 2.0% e 3.0% per la miscela 4/1-Pzd1 e 4/1-Pzd6 e al 3.0% per il pozzetto 4/1-Pzd4. Sulle miscele sono stati determinati i limiti di Atterberg (

Tabella 10.4), effettuate prove Proctor (Tabella 10.5, Figura 10.3 e Figura 10.7) e determinati gli indici IPI (Indice di Portanza Immediata, Tabella 10.5, Figura 10.4 e Figura 10.8) e CBR (California Bearing Ratio, Tabella 10.6, Figura 10.5, Figura 10.6, Figura 10.9 e Figura 10.10). Nel dettaglio, le prove CBR sono state effettuate (al tempo iniziale e a tempi di maturazione pari a 7 e 28 giorni):

- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor (*ottimale*, Figura 10.5 e Figura 10.9);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale+4gg in H2O*, Figura 10.5 e Figura 10.9);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità (*ottimale + 3% H2O*, Figura 10.6 e Figura 10.10);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale + 3% H2O + 4gg in H2O*, Figura 10.6 e Figura 10.10).

Si precisa che, per uniformità di presentazione delle prove CBR, i provini testati dopo immersione in acqua per 4 giorni sono comunque stati rappresentati in corrispondenza del relativo tempo di maturazione (0; 7 o 28 giorni).

Si osserva una "anomalia" nel fatto che i campioni immersi in acqua mostrano un indice CBR sistematicamente maggiore di quelli non immersi in acqua.

Tabella 10.3: Prove di laboratorio su campioni per trattamento con calce

								Limiti			Granulometria			
Pozzetto	Z (m p.c.)	CNR	w (%)	CIC (%)	SO (%)	CaCO ₃ (%)	G (Mg/m ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)
4/1-Pzd1	0.40-1.00	A6	13.5	2	1.8	3.7	2.68	30	16	14	3	41	35	21
4/1-Pzd6	0.40-1.00	A6	14.3	2	1.5	1.5	2.65	29	14	15	2	35	37	26
4/1-Pzd4	0.40-1.00	A7-6	15.4	2	2.4	3.6	2.74	50	21	29	2	21	42	35
CNR	=	classificazione dei terreni CNR												
W	=	contenuto d'acqua												
CIC	=	consumo iniziale di calce												
SO	=	contenuto di sostanza organica												
CaCO ₃	=	contenuto di carbonati												
G	=	massa volumica dei granuli solidi												

Tabella 10.4: Trattamento con calce – Limiti di Atterberg

				Limiti di Atterberg		
Sondaggio	Campione	% Calce	Profondità	LL	LP	IP
n°	n°		m	%	%	%
4/1-PZD1 + 4/1-PZD6	MIX	0%	0.4-1.0	-	-	-
	MIX	2%	0.4-1.0	32.0	23.0	9
	MIX	3%	0.4-1.0	33.0	23.0	10.0
4/1-PZD4	CR3	0%	0.4-1.0	-	-	-
	CR3	3%	0.4-1.0	63.0	35.0	28.0

Tabella 10.5: Trattamento con calce - Prove Proctor e IPI

				Proctor		IPI									
Pozzetti di prelievo campioni per prove geotecniche	Campione	% Calce	Profondità	Contenuto d'acqua	Densità secca	1		2		3		4		5	
						w	CBR								
n°	n°		m	(%)	(kN/m ³)	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
4/1-PZD1 + 4/1-PZD6	MIX	0%	0.4-1.0	11.00	20.0	6.70	119	9.60	101	11.60	32	13.80	8	16.40	2
	MIX	2%	0.4-1.0	12.50	19.2	7.60	119	10.00	119	12.30	96	14.30	40	17.10	9
	MIX	3%	0.4-1.0	12.50	19.1	7.40	143	10.30	160	12.10	127	14.80	44	17.40	7
4/1-PZD4	CR3	0%	0.4-1.0	14.75	18.8	9.80	118	13.40	90	14.50	49	16.80	16	19.90	6
	CR3	3%	0.4-1.0	16.50	17.9	10.40	136	13.30	121	15.50	109	17.50	68	20.20	41

Tabella 10.6: Trattamento con calce - Prove CBR (4/1-PZD1 + 4/1-PZD6 e 4/1-PZD4)

	Iniziale								7 giorni								28 giorni								
	(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)		
% Calce	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	w	CBR	
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	
4/1-PZD1 + 4/1-PZD6																									
0	10.7	58	11.0	21	13.6	7	13.8	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	12.6	95	12.6	122	15.8	16	15.9	26	12.6	117	12.7	143	15.5	32	15.5	36	13.1	157	13.3	150	15.8	47	15.6	55	
3	12.6	123	12.6	144	15.3	23	15.6	28	12.5	155	12.7	181	15.4	40	15.5	43	12.8	203	12.2	242	15.5	63	14.7	92	
4/1-PZD4																									
0	14.3	53	15.0	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	15.9	103	16.9	115	19.4	57	19.1	105	16.0	170	17.1	193	18.8	97	19.2	163	15.7	238	16.9	242	18.3	169	19.6	191	
(1) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor (<i>ottimale</i>); (2) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor, dopo immersione in acqua per quattro giorni (<i>ottimale+4gg in H2O</i>); (3) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità (<i>ottimale + 3% H2O</i>); (4) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità, dopo immersione in acqua per quattro giorni (<i>ottimale + 3% H2O + 4gg in H2O</i>).																									

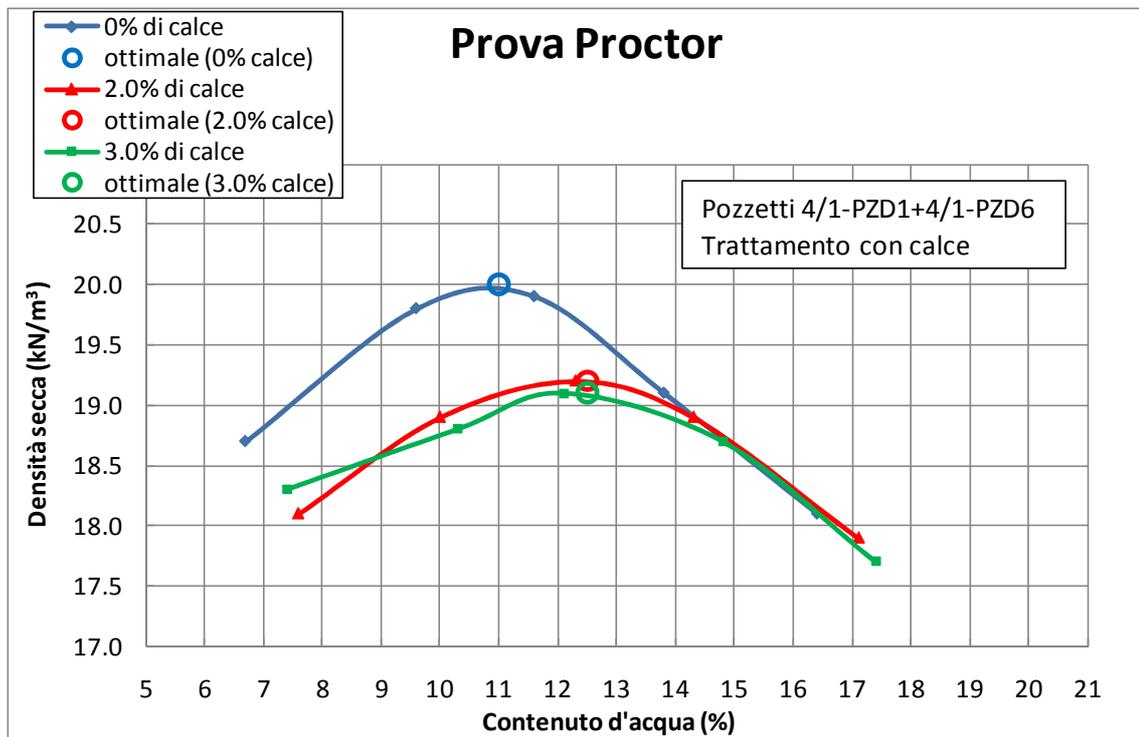


Figura 10.3: Trattamento con calce - 4/1-Pzd1+4/1-Pzd6 - Prove Proctor

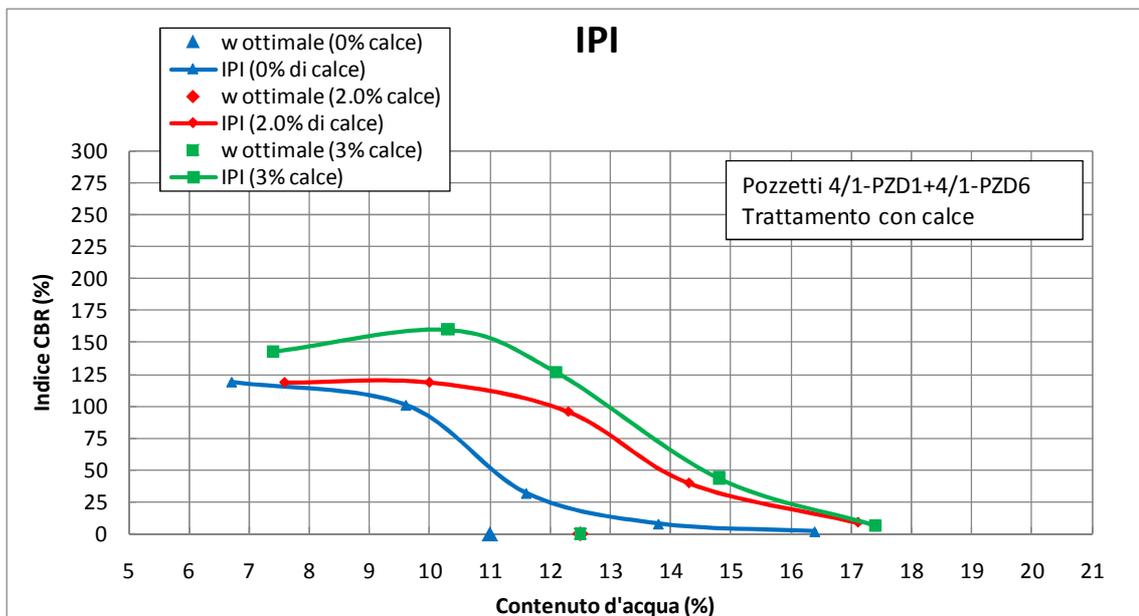


Figura 10.4: Trattamento con calce - 4/1-Pzd1+4/1-Pzd6 - Prove IPI

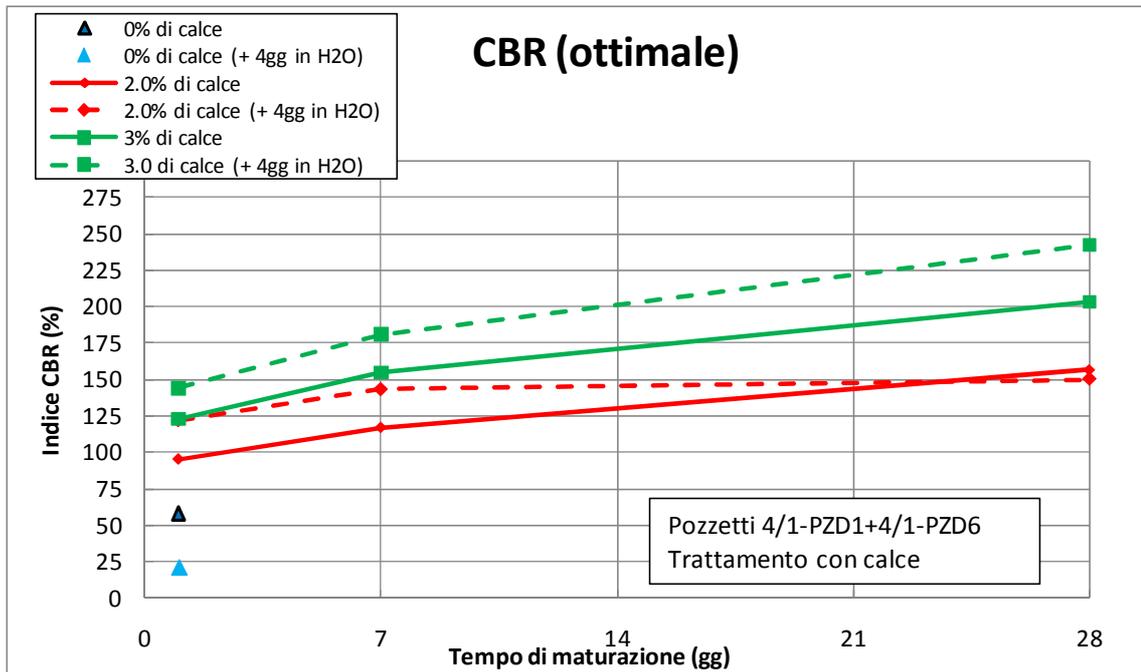


Figura 10.5: Trattamento con calce - 4/1-Pzd1+4/1-Pzd6 - Prove CBR

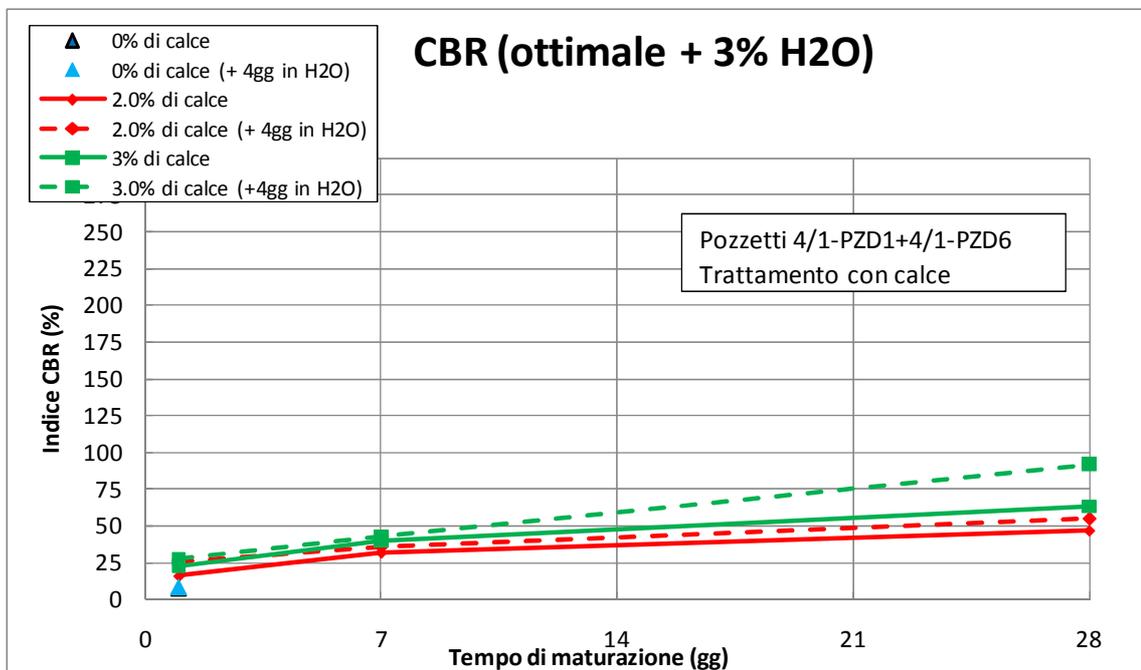


Figura 10.6: Trattamento con calce - 4/1-Pzd1+4/1-Pzd6 - Prove CBR

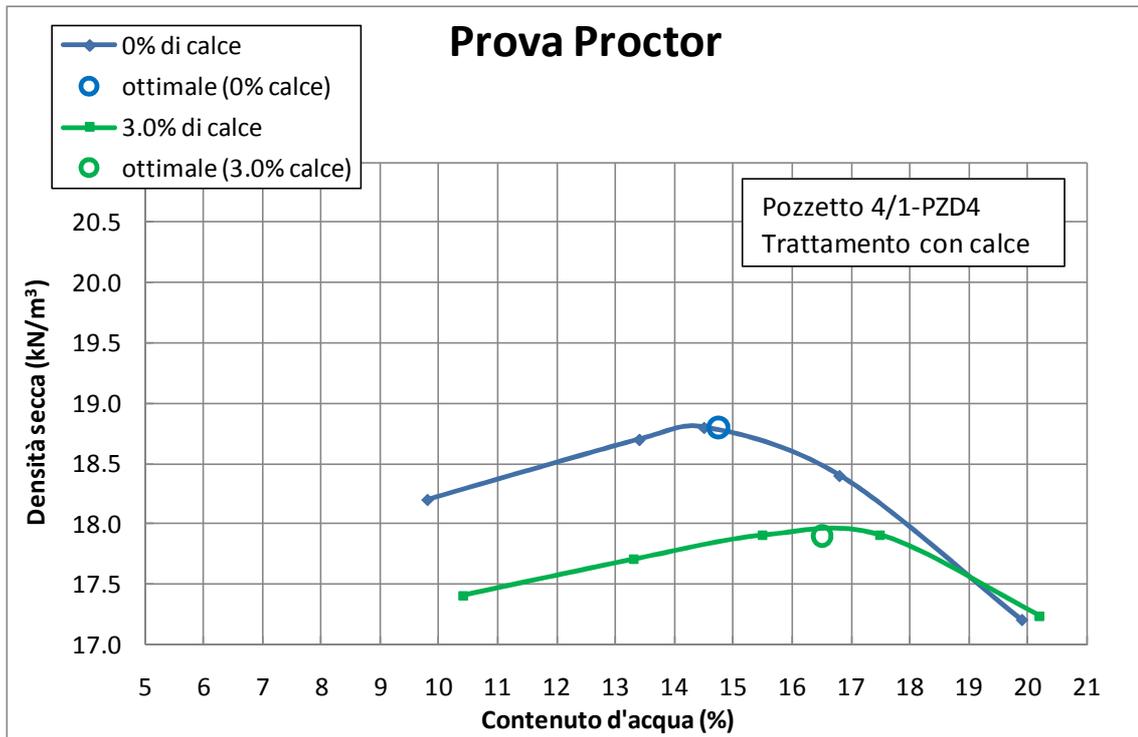


Figura 10.7: Trattamento con calce 4/1-Pzd4 – Prove Proctor

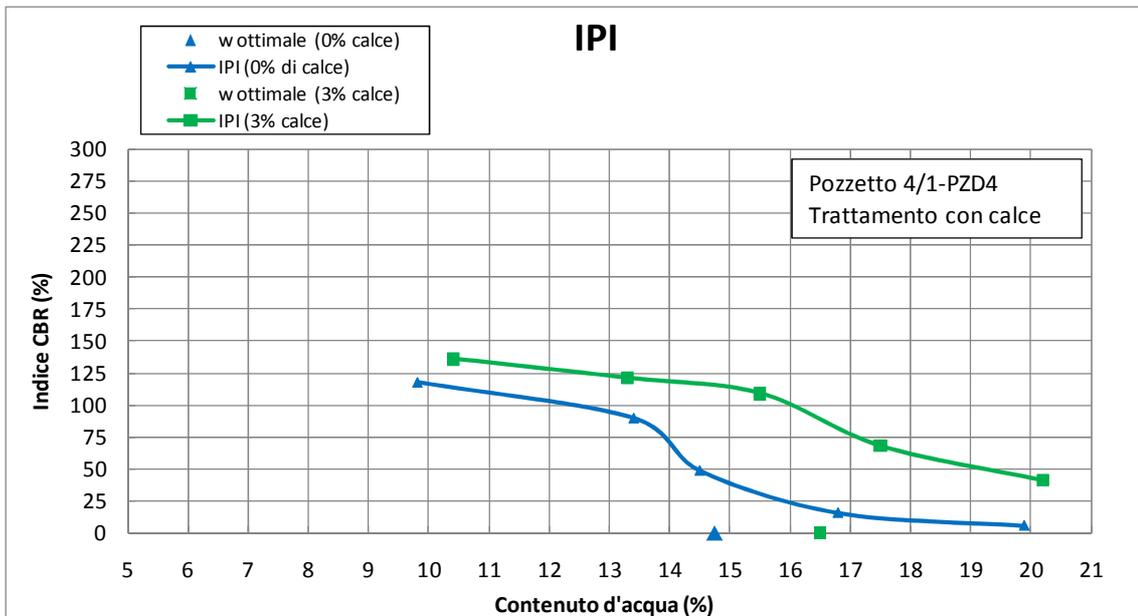


Figura 10.8: Trattamento con calce 4/1-Pzd4 – Prove IPI

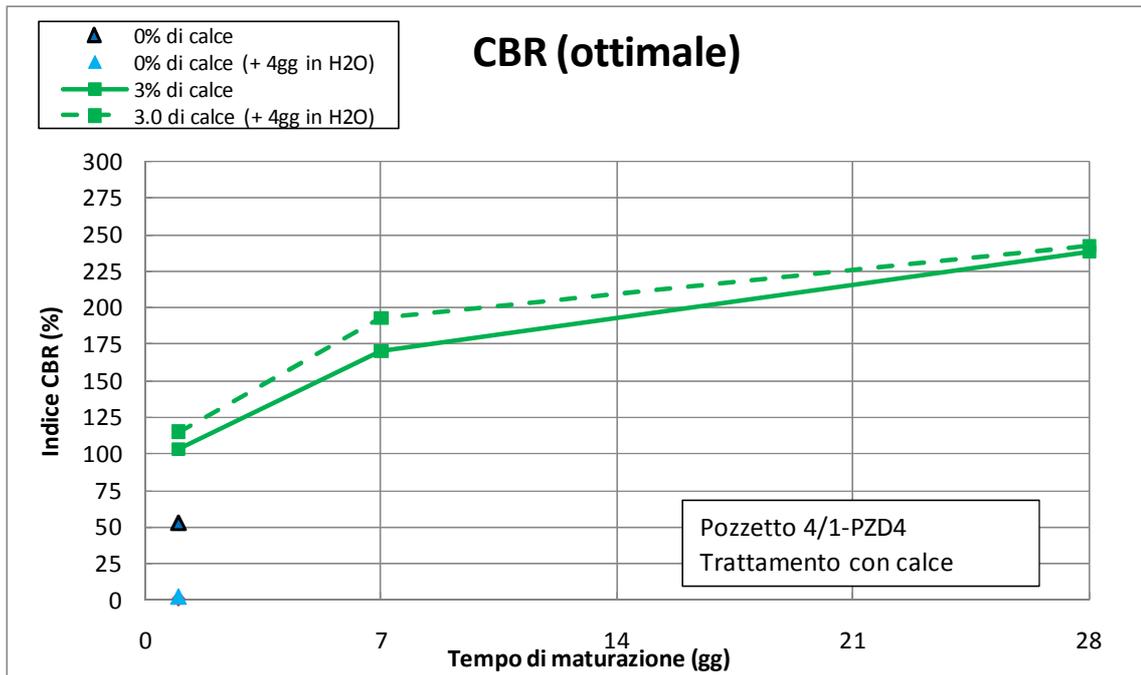


Figura 10.9: Trattamento con calce - 4/1-Pzd4 - Prove CBR

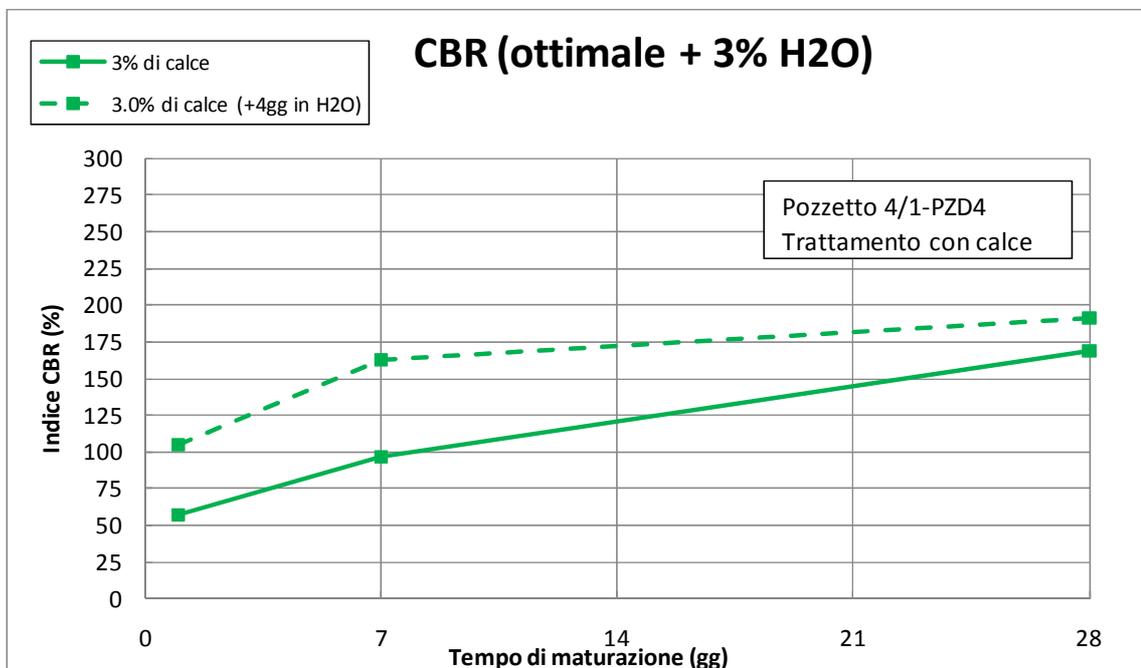


Figura 10.10: Trattamento con calce - 4/1-Pzd4 - Prove CBR

10.3 Trattamenti dei terreni a cemento

La Tabella 10.7 riporta ulteriori informazioni sulle caratteristiche fisico-chimiche dei campioni di terreno prelevati in pozzetto per eseguire i test sulle miscele terreno-cemento (campioni prelevati da 5/2-Pzd13 e 5/2-Pzd15) dei terreni di sottofondo.

Nelle Tabella 10.8, Tabella 10.9 e Tabella 10.10 sono riportati i risultati delle prove di laboratorio effettuate su miscele terreno-cemento a partire da campioni di terreno prelevati nei pozzetti 5/2-Pzd13 e 5/2-Pzd15. Nelle tabelle sono riportati i risultati delle prove di laboratorio relative sia al terreno tal quale, sia alla miscele terreno-cemento con contenuto di cemento (valutato in percentuale sul peso di volume secco del terreno) pari al 3.0%. Sulle miscele sono state effettuate prove di compressione semplice (Tabella 10.8), prove Proctor (Tabella 10.9 e Figura 10.11) e determinazione degli indici IPI (Indice di Portanza Immediata, Tabella 10.9 e Figura 10.12) e CBR (California Bearing Ratio, Tabella 10.10, Figura 10.13 e Figura 10.14).

Nel dettaglio le prove CBR sono state effettuate (al tempo iniziale e a tempi di maturazione pari a 7 e 28 giorni):

- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor (*ottimale*, Figura 10.13);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale+4gg in H₂O*, Figura 10.13);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 2% di umidità (*ottimale + 2% H₂O*, Figura 10.14);
- su campioni aventi un contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 2% di umidità, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale + 2% H₂O + 4gg in H₂O*, Figura 10.14).

Si precisa che, per uniformità di presentazione delle prove CBR, i provini testati dopo immersione in acqua per 4 giorni sono comunque stati rappresentati in corrispondenza del relativo tempo di maturazione (0; 7 o 28 giorni).

Tabella 10.7: Prove di laboratorio su campioni per trattamento con cemento

						Limiti			Granulometrie			
Pozzetto	CNR	w (%)	SO (%)	CaCO ₃ (%)	G (Mg/m ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	G (%)	S (%)	L (%)	A (%)
5/2-Pzd13	A-4	13.70	4.36	1.66	2.35	26	17	9	0	36	46	18
5/2-Pzd15	A-4	14.27	2.96	3.32	2.57	26	16	10	1	37	44	19
CNR	=	classificazione dei terreni CNR										
w	=	contenuto d'acqua										
CIC	=	consumo iniziale di calce										
SO	=	contenuto di sostanza organica										
CaCO ₃	=	contenuto di carbonati										
G	=	massa volumica dei granuli solidi										

Tabella 10.8: Trattamento con cemento – Prove di compressione semplice

		ELL
Sondaggio	% Cemento	Resistenza a compressione
n°		kPa
5/2-Pzd13 +5/2-Pzd15	0%	~ 632
	3.0%	~ 718

Tabella 10.9: Trattamento con cemento - Prove Proctor e IPI

		Proctor		IPI									
				1		2		3		4		5	
Sondaggio	% Cemento	Contenuto d'acqua	Densità secca	Contenuto d'acqua	Indice CBR								
n°		(%)	(kN/m ³)	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
5/2-Pzd13 +5/2-Pzd15	0%	11.10	18.9	7.08	108	9.45	64	11.11	30	12.62	9	15.24	3
	3.0%	11.90	19.4	7.58	111	10.15	141	11.66	86	13.15	24	15.82	9

Tabella 10.10: Trattamento con cemento - Prove CBR (5/2-PZD13 + 5/2-PZD15)

	Iniziale								7 giorni								28 giorni							
	(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)		(1)		(2)		(3)		(4)	
% Cemento	Contenuto d'acqua	Indice CBR																						
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
0.0	11.1	50	16.3	9	12.9	9	16.0	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3.0	11.6	56	14.4	135	13.7	19	15.5	65	11.9	227	13.3	137	14.1	116	14.4	65	12.1	277	13.8	135	14.0	123	15.3	87

(1) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor (*ottimale*);
(2) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale+4gg in H2O*);
(3) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità (*ottimale + 3% H2O*);
(4) contenuto d'acqua, post miscelazione, pari al valore ottimale da prova Proctor con l'aggiunta di un ulteriore 3% di umidità, dopo immersione in acqua per quattro giorni (*ottimale + 3% H2O + 4gg in H2O*).

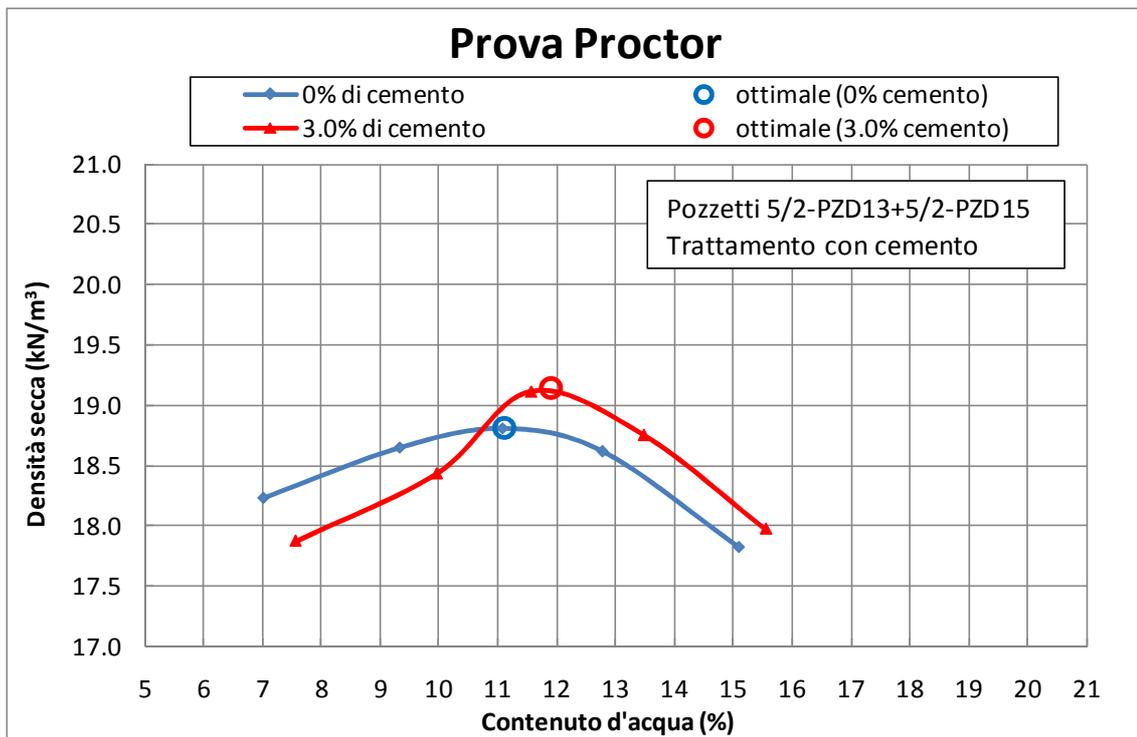


Figura 10.11: Trattamento con cemento – Prove Proctor

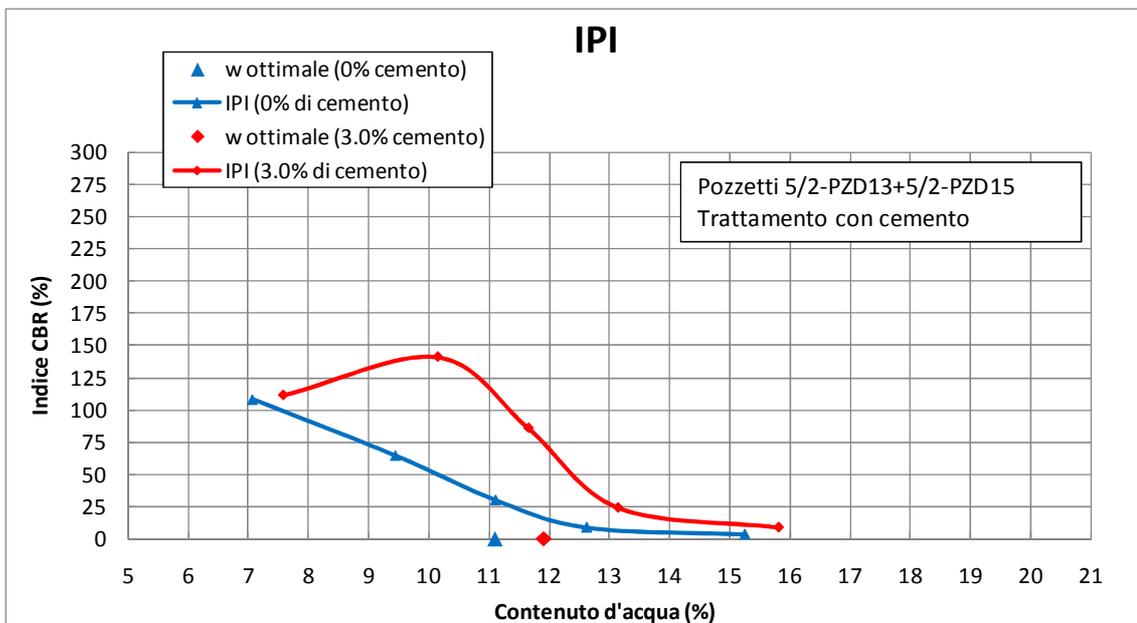


Figura 10.12: Trattamento con cemento – Prove IPI

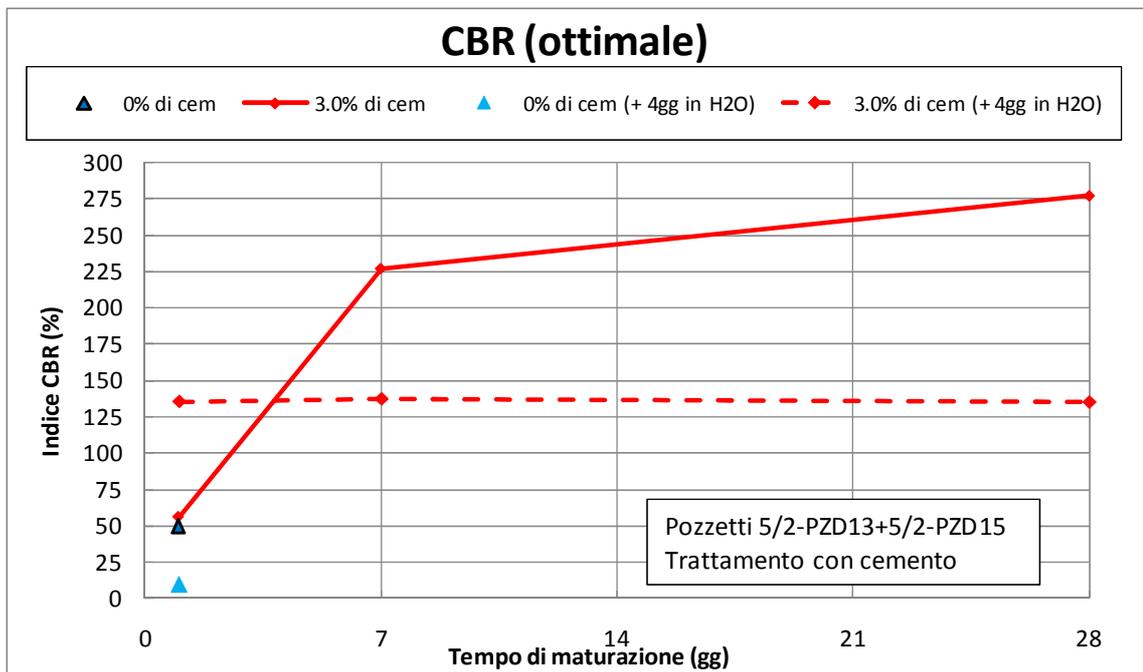


Figura 10.13: Trattamento con cemento – Prove CBR

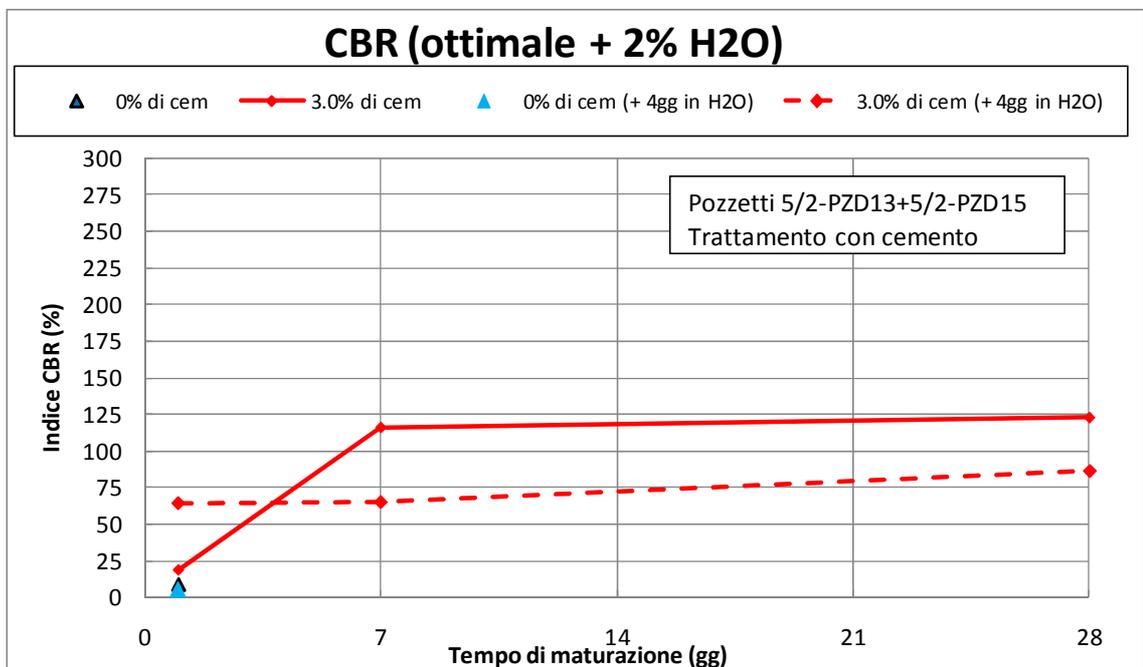


Figura 10.14: Trattamento con cemento – Prove CBR

11. CONCLUSIONI

In questa relazione sono stati illustrati ed interpretati i risultati delle indagini geognostiche disponibili nella zona interessata dal Progetto Definitivo per la realizzazione del tratto autostradale della A12 "Rosignano-Civitavecchia" denominato Lotto 5B; in particolare sono state caratterizzate le sole formazioni terrigene, mentre rimangono ancora da caratterizzare le formazioni litoidi ACCa, STO3 e Cv.

Sono stati sintetizzati i risultati delle prove eseguite nei pozzetti esplorativi e di laboratorio necessari allo studio dei piani di posa dei rilevati; in particolare sono stati riassunti anche i risultati delle prove di laboratorio su campioni di terreno tal quale oppure trattati a calce o cemento.

Lo studio si è basato sull'esame visivo dei luoghi e sui risultati della campagna di indagine geognostica del Progetto Definitivo (2010-2011); non sono disponibili per il Lotto in esame campagne di indagini antecedenti a quelle di Progetto Definitivo.

Non sono state ancora effettuate valutazioni relative alla stabilità dei rilevati e delle trincee stradali e la stima dei cedimenti attesi. La stima dei cedimenti dei rilevati assume un aspetto rilevante per il progetto in considerazione:

- della notevole altezza che i rilevati raggiungono in alcuni tratti
- delle proprietà geotecniche particolarmente scadenti dei terreni di fondazione, soprattutto nella piana del Fiume Albegna.

Il Progetto del Lotto in oggetto prevede trattamenti colonnari sotto i rilevati di approccio ai viadotti sul Torrente Osa e sul Fiume Albegna, nonché in corrispondenza dello scavalco della linea ferroviari esistente. In assenza di specifiche analisi dei cedimenti non sono stati per il momento richiamati in questo documento tali trattamenti.

Lo studio condotto e le analisi effettuate hanno permesso di individuare alcune tematiche geotecniche che dovranno essere approfondite in sede di progettazione esecutiva al fine di ottimizzare e circoscrivere in maniera più precisa gli interventi geotecnici in progetto. Si evidenziano in particolare i seguenti aspetti principali:

- Durante la campagna d'indagine integrativa occorrerà aumentare la densità di indagini geognostiche, soprattutto in corrispondenza delle opere principali e dei tratti in cui i rilevati risultano essere più alti.
- La campagna d'indagine integrativa comprenderà, oltre che l'esecuzione di sondaggi, anche prove penetrometriche statiche CPTU necessarie a caratterizzare meglio, stratigraficamente e geotecnicamente, tutte le unità oloceniche, nonché le unità pleistoceniche Qt1d e Qt1k. Tali prove dovranno essere eseguite con sistematicità e con una densità adeguata soprattutto nei tratti di attraversamento del Torrente Osa, del Fiume Albegna e della linea ferroviaria esistente.
- La campagna d'indagine integrativa comprenderà anche prove di classificazione fisica dei terreni e prove meccaniche, su campioni indisturbati prelevati nell'ambito degli strati a grana fine, con una particolare attenzione rivolta all'esecuzione di prove di compressibilità edometrica.
- Con riferimento specifico all'unità geologico-geotecnica Qt1e, alla luce dei risultati delle prove di carico su piastra disponibili, occorrerà valutare la potenziale collassabilità di questi tipi di depositi di natura eolica, soprattutto nei primi metri di profondità.
- Dovranno essere approfonditi gli studi sulle unità litoidi ACCa, STO3 e Cv.
- Al fine di avere una caratterizzazione sismica più precisa occorrerà prevedere ulteriori prove Cross-Hole da realizzarsi in corrispondenza delle stratigrafie tipiche rinvenute lungo il tracciato.
- A valle della campagna di indagine integrativa potrà essere rivalutata l'entità dei cedimenti indotti dalla realizzazione dei nuovi rilevati autostradali, valutando anche l'effetto indotto sui rilevati esistenti nel caso di affiancamento ad essi.
- In fase di Progettazione Esecutiva dovranno essere inoltre individuati i necessari accorgimenti tecnologici di realizzazione dei pali di fondazione nelle aree in cui questi potrebbero interessare i calcari cavernosi.