

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**LINEA FERROVIARIA CATANIA C.LE – GELA**

**TRATTA FERROVIARIA CALTAGIRONE - GELA**

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA**

**S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA SUD**

**RIPRISTINO TRATTA CALTAGIRONE - GELA**

**LOTTO 2: RIPRISTINO TRATTA NISCEMI - GELA**

**GEOTECNICA  
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

SCALA:

-

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

RS6K 00 R 78 RG GE0600 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Auto.izzazione
A	Emissione Definitiva	A. Totaro	Agosto 2022	V. Maccaroni	Agosto 2022	P. Mosca	Agosto 2022	ITAD/FERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Divisione Tecnica S.O. Progettazione Integrata e Field Engineering Dott. Ing. Francesco Sacchio Ordine degli Ingegneri Prov. di Roma Ch. 231/02 Str. A
B	Emissione a seguito di Verifica Tecnica RFI	A. Totaro	Novembre 2022	V. Maccaroni	Novembre 2022	P. Mosca	Novembre 2022	

File:RS6K02R78RGGE0600001B.DOC

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
3	INDAGINI GEOTECNICHE.....	7
3.1	CAMPAGNA 2021.....	7
3.1.1	<i>Indagini in sito</i> .....	7
3.1.2	<i>Indagini sismiche</i> .....	9
3.1.3	<i>Prove di permeabilità</i> .....	10
3.1.4	<i>Misure piezometriche</i> .....	11
3.1.5	<i>Prove di laboratorio</i> .....	11
3.2	CAMPAGNA 2022.....	12
3.2.1	<i>Indagini in sito</i> .....	12
3.2.2	<i>Indagini sismiche</i> .....	14
3.2.3	<i>Prove di permeabilità</i> .....	14
3.2.4	<i>Misure piezometriche</i> .....	15
3.2.5	<i>Prove pressiometriche Menard</i> .....	15
3.2.6	<i>Prove di laboratorio</i> .....	15
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	17
4.1	DESCRIZIONE DELLE UNITA' GEOLOGICHE.....	17
4.2	CRITERI PER LA DEFINIZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE.....	19
5	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA.....	20

5.1	GENERALITA' .....	20
5.2	MATERIALI A GRANA GROSSA (SABBIE E GHIAIE PIÙ O MENO LIMOSE).....	20
5.2.1	Introduzione .....	20
5.2.2	Stati iniziale del deposito .....	21
5.2.3	Angolo di resistenza al taglio.....	23
5.2.4	Caratteristiche di deformabilità .....	24
5.2.5	Coefficienti di permeabilità.....	30
5.3	MATERIALI A GRANA FINE (LIMI E ARGILLE) .....	32
5.3.1	Introduzione .....	32
5.3.2	Classificazione dei materiali .....	32
5.3.3	Stato tensionale iniziale.....	32
5.3.4	Resistenza al taglio non drenata .....	33
5.3.5	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	34
5.3.6	Caratteristiche di deformabilità .....	35
5.3.7	Coefficienti di permeabilità.....	37
5.3.8	Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria .....	37
5.3.9	Qualità dei campioni .....	37
6	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE.....	39
6.1	MODELLO GEOTECNICO DELLA TRATTA.....	39
6.1.1	Unità geotecniche intercettate .....	39
6.1.2	Unità Qcs1 (sabbie, sabbie limose).....	41

6.1.3	Unità Qa (limo argilloso e argilla limosa) .....	56
6.1.4	Unità A (argille debolmente limose).....	77
6.1.5	Unità All (limi ed argille sabbiosi).....	96
6.2	MODELLO GEOTECNICO RILEVATI FERROVIARI .....	115
7	RISSUNTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	137
8	ANALISI DI PERICOLOSITÀ RISPETTO AL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE .....	138
8.1	METODO DI ANALISI .....	140
8.1.1	CRR da correlazione su prove SPT .....	142
8.1.2	Indice potenziale di liquefazione.....	148
8.2	RISULTATI DELLE VERIFICHE .....	149
8.3	CONSIDERAZIONI FINALI.....	180
9	ALLEGATO – RIASSUNTO LABORATORIO CAMPAGNA 2021 .....	181



## 1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la Relazione Geotecnica generale redatta nell'ambito del Progetto di Fattibilità Tecnico Economica del "Ripristino del Lotto 2 (Niscemi-Gela) della tratta ferroviaria Caltagirone-Gela".

Nella presente relazione vengono descritti e commentati i risultati delle indagini geognostiche eseguite in questa fase progettuale. Sulla base di tali risultati è stata sviluppata la caratterizzazione geotecnica dei terreni e la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo da adottare per la progettazione delle varie parti dell'opera. In particolare, il presente documento si riferisce ai tratti all'aperto della linea in esame.

L'impostazione dello studio geotecnico ha previsto prima la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche delle unità omogenee dal punto di vista geotecnico, partendo dalla suddivisione in formazioni dello studio geologico. Per questa tratta sono stati definiti specifici schemi in termini di profili stratigrafici semplificati e parametri geotecnici di progetto (modelli geotecnici) da adottarsi per le verifiche di sicurezza e funzionalità delle opere.

Nel presente elaborato vengono trattati i seguenti temi:

- Inquadramento sintetico generale geologico, geomorfologico ed idrogeologico;
- Descrizione delle campagne di indagine svolte;
- Descrizione ed interpretazione dei risultati delle indagini svolte;
- Caratterizzazione geotecnica generale: individuazione delle unità geotecniche e definizione dei parametri geotecnici di progetto;
- Analisi di pericolosità rispetto al fenomeno della liquefazione.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riporta di seguito l'elenco delle normative a cui si è fatto riferimento per la stesura della presente relazione:

- UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1997-2 - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- **Decreto Ministeriale del 17-01-2018** – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- **Circolare Ministeriale del 21-01-2019, n.7 C.S.LL.PP.** – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al DM del 17 gennaio 2018;
- Manuale di progettazione delle opere civili – Documento n° RFI DTC SI PS MA IFS 001 E – dicembre 2020.

### 3 INDAGINI GEOTECNICHE

Nel 2021 e nel 2022 sono state eseguite due campagne geognostiche per la caratterizzazione dei terreni nell'area dove è previsto il ripristino della tratta Caltagirone – Gela, lotto 2. Inoltre, nel 2019 è stata eseguita una campagna indagini per l'adeguamento sismico dei viadotti ai km 339+401, 340+688, 342+542, 346+911, 347+990, 350+282 e 350+757. Non si è tenuto tuttavia conto di tali sondaggi in quanto posizionati ad una distanza significativa dalle opere oggetto dell'intervento di ripristino, quali rilevati, trincee e muri di controripa e sottoscarpa.

Nei seguenti paragrafi sono descritte nel dettaglio le indagini in sito ed in laboratorio eseguite nell'ambito delle campagne di indagini 2021 e 2022. Per maggiori dettagli si rimanda ai certificati dei sondaggi e delle prove di laboratorio.

#### 3.1 CAMPAGNA 2021

##### 3.1.1 Indagini in sito

Sono state eseguite le seguenti indagini in sito:

- N.13 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti fino a profondità di 40 m dal piano campagna, di cui 7 strumentati con piezometro tipo Casagrande, 3 con piezometro a tubo aperto e 3 strumentati per l'esecuzione di prove sismiche in foro tipo Down-Hole;
- N.2 prove penetrometriche dinamiche continue DPSH impiegate prevalentemente nei terreni da rilevato ferroviario;
- N.3 prove sismiche Down-Hole, eseguite nel foro dei sondaggi S\_RS4N\_18, S\_RS4N\_20 e S\_RS4N\_26;
- N.10 prove sismiche MASW con misura delle velocità delle onde di taglio e definizione categoria sottosuolo sismica;
- N.13 indagini geofisiche HVSR, eseguite al centro dei 10 stendimenti MASW e in corrispondenza dei 3 Down-Hole.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state inoltre effettuate:

- Rilievo della stratigrafia con esecuzione di fotografia a colori del materiale depositato in cassetta;

- Prove penetrometriche di tipo dinamico in foro tipo SPT;
- Esecuzione di prove di permeabilità in foro di tipo Lefranc;
- Rilievo del livello di falda nei piezometri installati.

Di seguito si riporta l'elenco delle indagini eseguite:

**Tabella 3-1 Indagini in sito eseguite nella campagna 2021 (Lotto 2)**

Sigla	Profondità [m]	n° prove SPT	n° campioni indisturbati	n° campioni rimaneggiati	n° prove Lefranc	Strumentazione
S_RS4N_16	34	12	1	9	3	Piezometro a tubo aperto [fino a 34m da p.c.]
S_RS4N_17	30	11	3	7	2	Piezometro casagrande [25m]
S_RS4N_18	41	15	7	4	3	Tubo in PVC per prova Down-Hole, -41 m da p.c.
S_RS4N_19	30	11	3	6	3	Piezometro casagrande [25m]
S_RS4N_20	40	14	5	7	2	Tubo in PVC per prova Down-Hole, -39 m da p.c.
S_RS4N_21	40	15	9	3	2	Piezometro casagrande [35m]
S_RS4N_22	40	13	-	10	3	Piezometro a tubo aperto [fino a 40m da p.c.]
S_RS4N_23	40	12	10	-	3	Piezometro casagrande [35m]
S_RS4N_24	30	11	10	-	3	Piezometro casagrande [25m]
S_RS4N_25	40	15	6	4	3	Piezometro a tubo aperto [fino a 40m da p.c.]
S_RS4N_26	30	11	10	-	2	Tubo in PVC per prova Down-Hole, -30 m da p.c.
S_RS4N_27	30	11	6	4	3	Piezometro casagrande [25m]
S_RS4N_28	30	11	7	2	3	Piezometro casagrande [25m]

### 3.1.2 Indagini sismiche

Sono state eseguite le seguenti indagini sismiche:

- N.3 Prove Down-Hole nei fori dei sondaggi S\_RS4N\_18, S\_RS4N\_20 e S\_RS4N\_26

**Tabella 3-2 Prove Down-Hole eseguite nella campagna 2021 (Lotto 2)**

Sondaggio	Profondità [m]	Vs,eq [m/s]	Classe suolo
DH S_RS4N_18	41	312	C
DH S_RS4N_20	39	324	C
DH S_RS4N_26	30	231	C

- N.3 Indagini HVR eseguite in corrispondenza dei 3 Down-Hole

**Tabella 3-3 Indagini HVR in corrispondenza di Down-Hole campagna 2021 (Lotto 2)**

Sito	Vs,eq [m/s]	Classe suolo
S_RS4N_18 – HVR 087	326	C
S_RS4N_20 – HVR 085	329	C
S_RS4N_26 – HVR 086	233	C

- N.10 Indagini congiunte MASW - HVSR:

**Tabella 3-4 Indagini MASW - HVSR eseguite nella campagna 2021 (Lotto 2)**

Sito	Vs,eq [m/s]	Classe suolo
MASW S_RS4N_16 - HVSR 050	352	C
MASW S_RS4N_17 - HVSR 049	330	C
MASW S_RS4N_19 - HVSR 048	322	C
MASW S_RS4N_21 - HVSR 047	337	C
MASW S_RS4N_22 - HVSR 046	320	C
MASW S_RS4N_23 - HVSR 045	289	C
MASW S_RS4N_25 - HVSR 044	261	C
MASW S_RS4N_27 - HVSR 043	257	C
MASW S_RS4N_28 - HVSR 041	235	C

### 3.1.3 Prove di permeabilità

Nel corso della campagna di indagine sono state eseguite N.13 prove di permeabilità in foro tipo Lefranc a carico variabile. Le prove ed i risultati sono elencate nella seguente tabella:

**Tabella 3-5 Prove di permeabilità in foro eseguite nella campagna 2021 (Lotto 2)**

Sondaggio/n. prova	Profondità prova [m]	k [m/s]
S_RS4N_16 / n.1	3.00 - 4.00	1.10E-08
S_RS4N_16 / n.2	8.00 - 9.00	2.32E-08
S_RS4N_16 / n.3	25.50 - 27.00	5.49E-09
S_RS4N_17 / n.1	7.50 - 9.00	6.05E-08
S_RS4N_17 / n.2	25.00 - 27.00	1.65E-08
S_RS4N_18 / n.1	3.00 - 4.00	3.94E-07
S_RS4N_18 / n.2	7.50 - 8.50	4.12E-07
S_RS4N_18 / n.3	9.00 - 10.00	6.98E-08
S_RS4N_19 / n.1	3.00 - 4.00	1.06E-06
S_RS4N_19 / n.2	7.50 - 9.00	6.05E-08
S_RS4N_19 / n.3	18.00 - 19.00	6.54E-09
S_RS4N_20 / n.1	3.00 - 4.00	3.90E-05
S_RS4N_20 / n.2	7.50 - 9.00	1.60E-05
S_RS4N_21 / n.1	8.50 - 10.00	1.80E-05
S_RS4N_21 / n.2	21.00 - 22.00	4.72E-08
S_RS4N_22 / n.1	4.50 - 5.50	1.11E-08
S_RS4N_22 / n.2	9.00 - 10.50	4.82E-09
S_RS4N_22 / n.3	18.00 - 19.50	5.25E-09
S_RS4N_23 / n.1	3.00 - 4.00	1.36E-06
S_RS4N_23 / n.2	8.00 - 9.00	3.73E-08
S_RS4N_23 / n.3	12.00 - 13.00	5.57E-07
S_RS4N_24 / n.1	1.50 - 3.00	3.46E-07
S_RS4N_24 / n.2	7.50 - 9.00	6.73E-09
S_RS4N_24 / n.3	16.00 - 17.50	7.38E-09
S_RS4N_25 / n.1	3.00 - 4.00	1.40E-05
S_RS4N_25 / n.2	7.50 - 9.00	4.16E-07
S_RS4N_25 / n.3	17.50 - 19.00	7.70E-08
S_RS4N_26 / n.1	13.50 - 15.00	1.37E-08
S_RS4N_26 / n.2	27.00 - 28.00	1.51E-08
S_RS4N_27 / n.1	6.00 - 7.00	1.80E-05
S_RS4N_27 / n.2	9.00 - 10.50	7.10E-06
S_RS4N_27 / n.3	21.00 - 22.50	4.43E-09
S_RS4N_28 / n.1	6.00 - 7.00	8.50E-06
S_RS4N_28 / n.2	9.00 - 10.00	1.22E-08
S_RS4N_28 / n.3	24.00 - 25.00	5.42E-09

### 3.1.4 Misure piezometriche

Allo scopo di indagare l'effettiva presenza di falda idrica sotterranea e l'andamento della superficie piezometrica, nel corso della campagna di indagine geognostica sono stati acquisiti dati di monitoraggio relativi alle strumentazioni piezometriche installate. Si riportano di seguito le misure piezometriche (profondità da p.c.).

**Tabella 3-6 Letture piezometriche in m da p.c.**

Denominazione	S_RS4N_16	S_RS4N_17	S_RS4N_19	S_RS4N_21	S_RS4N_22	S_RS4N_23	S_RS4N_24	S_RS4N_25	S_RS4N_27	S_RS4N_28
03/02/2021	-	-	-	-	-	-4.80	-8.30	-	-	-
09/03/2021	no falda	-20.90	-11.30	-15.60	-36.00	-4.80	-8.10	-14.50	-	-4.85
12/04/2021	no falda	-21.65	-11.50	-15.60	-35.05	-4.80	-8.40	-15.10	-10.28	-4.70
07/05/2021	no falda	-24.71	-11.60	-15.80	-35.02	-4.97	-8.38	-15.09	-10.08	-4.79
10/06/2021	no falda	-25.00	-11.70	-16.00	-35.10	-5.60	-8.45	-15.30	-10.26	-5.05

### 3.1.5 Prove di laboratorio

Sui campioni prelevati nei sondaggi geognostici sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- Determinazione delle proprietà fisiche (peso di volume, contenuto naturale d'acqua);
- Analisi granulometriche;
- Determinazione dei Limiti di Atterberg;
- Prove di taglio diretto (TD);
- Prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);
- Prove triassiali consolidate drenate (TX-CD);
- Prove di compressibilità edometrica.

I risultati delle prove di caratterizzazione fisica e meccanica sono riportati nel quadro di sintesi generale nel Capitolo 9.

## 3.2 CAMPAGNA 2022

### 3.2.1 Indagini in sito

Sono state eseguite le seguenti indagini in sito:

- N.12 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti fino a profondità di 40 m dal piano campagna, di cui 2 equipaggiati con piezometro tipo Casagrande, 9 con piezometro a tubo aperto e 1 strumentato per l'esecuzione di prove sismiche in foro tipo Down-Hole;
- N.1 prova sismica Down-Hole, eseguita nel foro del sondaggio S\_RIL\_12;
- N.7 prove pressiometriche tipo Menard;
- N.6 prove sismiche MASW con misura delle velocità delle onde di taglio e definizione categoria sottosuolo sismica;
- N.6 indagini geofisiche HVSR, eseguite in prossimità degli stendimenti MASW;
- N. 2 prove penetrometriche dinamiche continue DPSH;
- Indagini magnetometriche di superficie su di un'area di 50 mq (10 x 5 m) per punto di indagine, e indagini magnetometriche in foro di sondaggio, fino alla profondità di 7 m dal p.c.;

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state inoltre effettuate:

- Rilievo della stratigrafia con esecuzione di fotografia a colori del materiale depositato in cassetta;
- Prove penetrometriche di tipo dinamico in foro tipo SPT;
- Esecuzione di prove di permeabilità in foro di tipo Lefranc;
- Rilievo del livello di falda nei piezometri installati.



Di seguito si riporta l'elenco delle indagini eseguite:

**Tabella 3-7 Indagini in sito eseguite nella campagna 2022 (Lotto 2)**

Sigla	Profondità [m]	n° prove SPT	n° campioni indisturbati	n° campioni rimaneggiati	n° prove Lefranc	n° prove pressiometriche	Strumentazione
SI-9	20	6	-	2	1	1	Piezometro a tubo aperto [fino a 20m da p.c.]
SI-10	40	6	1	3	1	1	Piezometro a tubo aperto [fino a 40m da p.c.]
SI-11	35	7	3	-	1	1	Piezometro casagrande [27m]
SI-12	30	6	-	3	1	1	Piezometro a tubo aperto [fino a 30m da p.c.]
SI-13	40	7	1	3	1	1	Piezometro casagrande [36.5m]
SI-14	30	7	2	1	1	1	Piezometro a tubo aperto [fino a 30m da p.c.]
SI-15	30	7	2	1	1	1	Piezometro a tubo aperto [fino a 30m da p.c.]
S_RIL_9	20	9	1	1	1	-	Piezometro a tubo aperto [fino a 20m da p.c.]
S_RIL_10	25	10	-	3	1	-	Piezometro a tubo aperto [fino a 25m da p.c.]
S_RIL_11	20	8	2	1	1	-	Piezometro a tubo aperto [fino a 20m da p.c.]
S_RIL_12	40	10	3	-	1	-	Tubo in PVC per prova Down-Hole, - 40m da p.c
S_RIL_13	30	9	3	-	1	-	Piezometro a tubo aperto [fino a 30m da p.c.]

### 3.2.2 Indagini sismiche

Sono state eseguite le seguenti indagini sismiche:

- N.1 prova Down-Hole nel foro del sondaggio S\_RIL\_12

**Tabella 3-8 Prove Down-Hole eseguite nella campagna 2022 (Lotto 2)**

Sondaggio	Profondità [m]	Vs,eq [m/s]	Classe suolo
S_RIL_12	40	355	C

- N.6 Indagini MASW:

**Tabella 3-9 Indagini MASW eseguite nella campagna 2022 (Lotto 2)**

Sito	Vs,eq [m/s]	Classe suolo
MASW 8	343	C
MASW 9	529	B
MASW 10	327	C
MASW 11	352	C
MASW 12	327	C
MASW 13	260	B

- N.6 Indagini HVSR:

Sito	Basamento sismico	Profondità (m)
HVSR 8	343	155.4
HVSR 9	529	157.7
HVSR 10	327	165
HVSR 11	352	155.5
HVSR 12	327	102.5
HVSR 13	260	91.8

### 3.2.3 Prove di permeabilità

Nel corso della campagna di indagine sono state eseguite prove di permeabilità in foro tipo Lefranc a carico variabile. Le prove ed i risultati sono elencate nella seguente tabella:

**Tabella 3-10 Prove di permeabilità in foro eseguite nella campagna 2022 (Lotto 2)**

Sondaggio/n. prova	Profondità prova [m]	k [m/s]
SI-9	6.0 - 7.0	3.62E-07
SI-10	21.0 - 22.0	8.38E-08
SI-11	15.0 - 16.0	2.9 E-06
SI-12	21.0 - 22.0	1.8 E-06

Sondaggio/n. prova	Profondità prova [m]	k [m/s]
SI-13	15.0 - 16.0	3.00E-07
SI-14	9.0 - 10.0	1.10E-07
SI-15	9.0 - 10.0	9.7E-06
S_RIL_9	6.0 - 7.0	2.1E-05
S_RIL_10	9.0 - 10.0	2.72E-07
S_RIL_11	8.0 - 9.0	1.15E-07
S_RIL_12	14.0 - 15.0	1.82E-07
S_RIL_13	12.0 - 13.0	7.5E-06

### 3.2.4 Misure piezometriche

Le misure del livello di falda nei piezometri installati nell'ambito della campagna di indagine 2022 sono sintetizzate di seguito:

**Tabella 3-11 Letture piezometriche in m da p.c.**

Denominazione	SI-9	SI-10	SI-11	SI-12	SI-13	SI-14	SI-15	S_RIL_9	S_RIL_10	S_RIL_11	S_RIL_13
18/05/2022	-	-19.00	-24.55	-	-	-22.36	-25.70	-	-	-7.80	-15.70

### 3.2.5 Prove pressiometriche Menard

I risultati delle prove pressiometriche tipo Menard eseguite in foro sono sintetizzati nella seguente tabella:

**Tabella 3-12 Prove pressiometriche in foro eseguite nella campagna 2022 (Lotto 2)**

Sondaggio/n. prova	Profondità prova [m]	Pressione limite $P_L$ [kPa]	Modulo Pressiometrico $E_M$ (MPa)
SI-9	9.0 - 10.0	993.0	9.99
SI-10	24.0-25.0	1829	9.85
SI-11	29.0 - 30.0	2182.0	15.07
SI-12	26.0 - 27.0	1408.0	6.4
SI-13	24.0 – 25.0	-	-
SI-14	21.0-22.0	-	-
SI-15	12.0-13.0	-	-

### 3.2.6 Prove di laboratorio

Sui campioni prelevati nei sondaggi geognostici descritti nel paragrafo precedente, sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- Determinazione delle proprietà fisiche (peso di volume, contenuto naturale d'acqua);

- Analisi granulometriche;
- Determinazione dei Limiti di Atterberg;
- Prove di taglio diretto (TD);
- Prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);
- Prove triassiali consolidate drenate (TX-CD);
- Prove di compressibilità edometrica.

## 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

### 4.1 DESCRIZIONE DELLE UNITA' GEOLOGICHE

Nel presente capitolo si riporta un breve inquadramento geologico, morfologico, idrogeologico dell'area, mentre per dettagli ed approfondimenti si rimanda a quanto sviluppato nella relazione geologica. Dal punto di vista geologico, i territori nei quali si sviluppa la tratta ferroviaria Caltagirone-Gela – Lotto 2 sono rappresentati essenzialmente da termini argillosi e sabbiosi, ad eccezione dei depositi alluvionali di fondovalle dei corsi d'acqua. La successione appena descritta è costituita dai depositi di due distinti cicli sedimentari, rispettivamente di età Pleistocene inferiore e Pleistocene inferiore terminale.

Nella parte settentrionale dell'area di studio è possibile riconoscere in affioramento il ciclo sedimentario del Pleistocene inferiore terminale (Qcs), costituito da sabbie quarzose, con giacitura suborizzontale e stratificazione parallela, contenenti, nella parte alta di questa unità, ripetute intercalazioni di areniti - biocalcareni molto competenti. La formazione ha una potenza complessiva di 50 m; i livelli sabbiosi in genere hanno maggiore potenza di quelli calcarenitici, i quali entro i livelli sabbiosi formano frequenti intercalazioni discontinue, messe in evidenza dall'erosione selettiva. Complessivamente, la formazione rappresenta una successione regressiva, la quale indica una maggiore vicinanza alla costa e soprattutto un apporto detritico più abbondante di quanto non avesse durante la sedimentazione dei sottostanti depositi argillosi. Il passaggio a questi ultimi è in genere graduale, contrassegnato da un'alternanza di livelli sabbiosi e livelli argillosi, con qualche lente ghiaiosa verso l'altro. I termini sabbiosi appartenenti all'unità Qcs, alle volte, passano a sabbie molassiche fini quarzose con livelli arenacei e siltoso-argillosi di età del Pleistocene inferiore-medio (Qca).

Avvicinandosi al comune di Gela si individuano depositi alluvionali associati ad affluenti del F. Gela. Si tratta di depositi di limitata estensione, morfologicamente pianeggianti, con spessori che non superano i 5-10 m e costituiti in prevalenza da sabbie e limi (All).

Il ciclo sedimentario del Pleistocene inferiore (Qa) è rappresentato da argille siltose marnose grigio azzurre talora con intercalazioni sabbiose-siltose. Tale ciclo sedimentario passa verso l'alto generalmente e gradualmente all'Unità Qcs. Viene individuato nella media e bassa valle del Fiume

Acate e intercettato in profondità dalle verticali di sondaggio durante le varie campagne di indagini geognostiche di riferimento.

L'evoluzione geomorfologica del settore di studio è legata ad un insieme di fattori geologici s.l. e geologico-strutturali che hanno agito, in maniera concomitante, nello sviluppo del paesaggio attuale. I territori compresi negli areali esaminati presentano in superficie una variazione litologica e conseguente difformità morfologiche.

Il territorio degrada progressivamente verso quote altimetricamente più basse, procedendo da settentrione verso meridione, dove si raggiunge la quota del livello del mare. Questo fenomeno è dovuto, principalmente, al controllo esercitato dalla tettonica sulla morfologia. Tettonica che, fondamentalmente, caratterizza l'intera area, determinando una successione di alti e bassi strutturali che hanno influito sul processo erosivo, dando vita a fenomeni di ringiovanimento dei corsi d'acqua. Ad essa si aggiungono gli effetti geomorfologici dovuti al deflusso delle acque superficiali e ai fenomeni gravitativi agenti sui rilievi, oltre che locali elementi di genesi antropica connessi alle maggiori opere di comunicazione e ai sistemi di regimazione idraulica dei corsi d'acqua.

Inoltre, la morfologia dell'area in oggetto è in stretta relazione con la natura dei terreni affioranti: in generale i processi erosivi fluvio - denudazionali sui depositi arenaceo – sabbioso danno luogo a colline arrotondate alla sommità o spianate in dipendenza della giacitura degli strati, delimitate da versanti mediamente acclivi con locali rotture di pendenza, quale effetto morfologico dovuto all'affiorare delle testate di strati e banchi arenacei messi in risalto dall'erosione selettiva. In particolare, i territori compresi nelle aree esaminate presentano in superficie una variazione litologica e conseguente difformità morfologiche. I terreni offrono resistenze diversificate all'azione degli agenti erosivi in dipendenza del litotipo interessato, per cui le forme morfologiche ne risultano disomogenee: dove sono presenti le intercalazioni arenitiche-biocalcarenitiche si sviluppano morfologie con pareti subverticali, mentre dove è dominante la componente sabbiosa limosa sciolta sono presenti forme addolcite e smussate.

Il passaggio alle coltri del fondovalle, sempre di natura sabbiosa-limosa argillosa, è segnato da una ulteriore diminuzione delle pendenze. La funzione protettiva esercitata dalle formazioni di copertura sulle argille rende meno esasperati i processi erosivi a danno di queste ultime e ne ha impedito la

degradazione ed il denudamento superficiale al di fuori dei fianchi vallivi. Il paesaggio risulta inoltre profondamente segnato dall'attività antropica con diffusi terrazzamenti agricoli lungo i versanti.

La permeabilità ed il comportamento idrogeologico dei terreni affioranti nel bacino in esame sono stati determinati prendendo in considerazione la loro natura litologico-sedimentologica. Pur sottolineando l'estrema variabilità spazio-temporale che la permeabilità può presentare anche all'interno di una stessa unità, si è definito tale parametro sia qualitativamente (tipo) che quantitativamente (grado) per le formazioni presenti. I litotipi a composizione prevalentemente sabbioso limosa – limosa sabbiosa argillosa (Qca e Qcs) presenti nell'area sono caratterizzati da permeabilità per porosità e da un grado di permeabilità variabile in base alla componente limosa argillosa del deposito. In considerazione dell'elevata presenza di materiale fine si prevedono, ad ogni modo, bassi / medio - bassi valori di permeabilità.

I litotipi a composizione prevalentemente argillosa limosa – limosa argillosa (Qa), invece, sono caratterizzati da un grado di permeabilità scarso o quasi nullo (impermeabili) e costituiscono, ai vari livelli stratigrafico strutturali ed in presenza dell'opportuna continuità laterale, i bedrock che consentono l'accumulo idrico sotterraneo.

## 4.2 CRITERI PER LA DEFINIZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE

Per la definizione delle unità geotecniche si è seguito un approccio che, nella sostanza, segue quello formazionale di tipo geologico prima descritto. Le unità geologiche sono state suddivise in unità geotecniche, e una volta definite quest'ultime, i risultati delle indagini (in sito e in laboratorio) sono stati catalogati nell'ambito di queste unità ed interpretati con i criteri classici della Meccanica delle Terre.

Questa caratterizzazione ha portato quindi all'individuazione, per ogni unità geotecnica, di un campo di valori che sarà più o meno ampio a seconda della omogeneità dei materiali e compatibile con la fase di progettazione in essere.

Nei capitoli a seguire saranno descritti i criteri utilizzati per la caratterizzazione geotecnica delle varie unità, e saranno forniti i relativi modelli geotecnici.

## 5 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA

### 5.1 GENERALITA'

Per la definizione dei parametri geotecnici sono stati utilizzati i dati acquisiti con le prove in sito e in laboratorio. Le unità geotecniche interessate dal tracciato coprono un range di caratteristiche molto ampio: terreni sciolti granulari o coesivi, e terreni incoerenti. Pertanto, i criteri con i quali vengono elaborati ed interpretati i dati di indagine e gli approcci metodologici per la relativa caratterizzazione geotecnica devono essere necessariamente differenziati in funzione delle caratteristiche delle singole unità.

I terreni prevalentemente granulari, per i quali è difficile, se non impossibile, prelevare campioni indisturbati per le prove di laboratorio, sono stati caratterizzati attraverso parametri geotecnici in condizioni drenate stimati con correlazioni empiriche a partire dai risultati di prove penetrometriche dinamiche (SPT, DPSH). Per la definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni granulari sono comunque stati utilizzati i dati delle prove di laboratorio su terreni rimaneggiati, per una definizione delle caratteristiche granulometriche e di plasticità, e per un più corretto utilizzo delle correlazioni empiriche. Alcune prove meccaniche sono state eseguite su provini ricostituiti e talvolta su campioni prelevati con metodi tali da limitarne il disturbo, ma che inevitabilmente non possono essere considerati indisturbati.

Per le unità coesive sono stati valutati i parametri geotecnici in condizioni drenate e non drenate facendo affidamento sia sulle prove di laboratorio (prove triassiali, di taglio diretto e prove edometriche) sia sulle prove in sito (prove penetrometriche dinamiche).

### 5.2 MATERIALI A GRANA GROSSA (sabbie e ghiaie più o meno limose)

#### 5.2.1 Introduzione

Secondo la classifica USCS si intendono a grana grossa i materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori al 50%. In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle



prove in sito (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

L'interpretazione delle prove è finalizzata a determinare principalmente i seguenti parametri:

- stato iniziale del deposito (grado di addensamento o densità relativa);
- resistenza al taglio;
- deformabilità;
- permeabilità.

Si evidenzia che le correlazioni empiriche riportate nei paragrafi seguenti sono applicabili nei casi in cui è ragionevole ritenere che le prove siano avvenute in condizioni drenate, ovvero nei seguenti casi:

- Terreni sopra falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a  $\cong 50\%$ .
- Terreni sotto falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a  $\cong 35\div 40\%$ .

### 5.2.2 Stati iniziale del deposito

Nelle sabbie, in accordo a quanto indicato In Skempton (1986), la densità relativa  $D_r$  può essere correlata al valore  $N_{SPT}$  attraverso la seguente relazione:

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

essendo:

- $A, B$  = costanti empiriche indicate in Tabella 5-1
- $\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>)
- $N_{SPT}$  = numero di colpi per 30 cm di infissione
- $(K_o)_{nc}$  =  $1 - \sin \varphi'$  = 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 sovra consolidati (-)
- GSC = grado di sovra consolidazione (-)
- $D_r$  = densità relativa (-)

**Tabella 5-1 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 sovra consolidate	27.5÷43.3	$\frac{1+2 \cdot (k_o)_{sc}}{1+2 \cdot (k_o)_{nc}}$

L'interpretazione dei valori  $N_{SPT}$  per le ghiaie è stata eseguita in accordo al metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999) per materiali normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo  $k_0$  dell'ordine di 0.4÷0.5, successivamente esteso da Ishihara et al. (2001) anche al caso dei terreni sovraconsolidati. Tale metodo si basa sulla seguente espressione:

$$D_r = \left\{ \frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left(0,23 + \frac{0,06}{D_{50}}\right)^{1,7}}{9} \cdot \left(\frac{98}{\sigma'_{vo}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{k_{o,NC}}{k_{o,SC}}\right)^{1/2} \right\}^{1/2} \quad [2]$$

essendo:

$D_r$  = densità relativa (-);

$(N_{SPT})_{78\%}$  = numero di colpi/30 cm associabile ad un'energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica;

$D_{50}$  = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante (mm);

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace geostatica (kPa);

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

$(K_o)_{sc}$  = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovraconsolidati (-).

Si rileva che l'espressione sopra indicata è applicabile al seguente caso.

- Energia trasferita alle aste pari al 78%. L'esperienza acquisita nelle indagini eseguite in Italia ha mostrato che mediamente l'energia trasferita alle aste è inferiore al 78% e pari all'incirca al 60%; nell'applicazione della formula, il valore  $N_{SPT}$  misurato, assunto pari a  $(N_{SPT})_{60\%}$ , viene pertanto corretto in base alla seguente equazione:

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

- Resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie. In questa sede, in mancanza di prove con il campionatore LPT, l'applicazione della formula in presenza di terreni sabbioso-ghiaiosi ( $D_{50} \geq 1$  mm) è stata fatta senza apportare alcuna correzione ai valori  $N_{SPT}$  misurati (su tale aspetto si vedano Clayton, 1995; Skempton, 1986; Tokimatsu & Yoshimi, 1983).

### 5.2.3 Angolo di resistenza al taglio

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

$$\varphi' = \varphi_{cv}' + m \cdot DI \quad [3]$$

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

essendo:

$\varphi'$  (°) angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni  $\sigma_{ff}' = 272$  kPa

Q (-) coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, assunto pari a 10

$p_i'$  (kPa)  $1.4 \cdot \sigma_{ff}'$  (vedi Jamiokowski et al. 1988)

$\sigma_{ff}'$  (kPa) tensione efficace normale alla superficie di rottura assunto pari a 272 kPa

m costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi Tabella 5-2)

$\varphi_{cv}'$  (°) angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico

$D_r$  (-) densità relativa

**Tabella 5-2 Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)**

Condizioni di rottura	m(·)
Prova triassiale di compressione ( $\sigma_2' = \sigma_3'$ )	3
Prova triassiale in Estensione o di deformazione piana ( $\sigma_2' \neq \sigma_3'$ )	5
$\sigma_2'$ = tensione principale efficace intermedia	
$\sigma_3'$ = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi_{cv}'$  sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella Tabella 5-3 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

**Tabella 5-3 Valori di  $\varphi_{cv}'$  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	$\varphi_{cv}' = 33^\circ$	$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

In accordo al metodo di Bolton (1986) si può assumere cautelativamente, in considerazione del generalmente elevato contenuto di fine (limi e argille):

$$\varphi_{cv}' = 30^\circ \text{ per le sabbie e } m = 3.$$

Nel caso delle ghiaie si potrà assumere mediamente  $\varphi_{cv}' = 36^\circ$  e  $m = 3$ .

Un altro metodo per la stima dell'angolo di resistenza al taglio è quello di Schmertmann 1977:

$$\varphi' = 28 + 0.14Dr \quad [4]$$

dove la densità relativa è determinata sempre tramite prove SPT.

## 5.2.4 Caratteristiche di deformabilità

### 5.2.4.1 Moduli elastici iniziali

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti possono essere stimate, in ordine di importanza:

- sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito (prove Down-Hole, MASW);
- dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

I moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa}) \quad [5]$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu') \quad (\text{kPa}) \quad [6]$$

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$ ;

$\nu'$  = 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 dai risultati delle prove geofisiche in foro di sondaggio o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT come descritto nel punto successivo.

La velocità delle onde di taglio da prove SPT 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:

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/s}) \quad [7]$$

essendo:

$C = 67,3$

$z$  = profondità dal p.c. in metri

$f_A$  = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la Tabella 5-4)

$f_G$  = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la Tabella 5-5)

**Tabella 5-4 Relazione di Ohta e Goto, 1978 – Coefficiente  $f_A$**

$f_A$	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

**Tabella 5-5 Relazione di Ohta e Goto, 1978 – Coefficiente  $f_G$**

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

#### 5.2.4.2 Moduli elastici "operativi"

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; i moduli di deformazione 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.

In relazione a quanto sopra, la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

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

- I moduli elastici iniziali
- 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  $\gamma$  indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate nella Figura 5-1. In alternativa alle curve di degrado indicate nella Figura 5-2 possono essere adottate le seguenti espressioni (vedi ad esempio la Figura 5-3 Fahey, 1992 e Fahey & Carter, 1993):

$$\frac{E'_r}{E_0} = \frac{1}{1 + 0.8 \cdot \left(\frac{\gamma}{\lambda_r}\right)} \quad [8]$$

$$\frac{E'_r}{E_0} = 1 - 0.8 \cdot \frac{\tau}{\tau_{max}} \quad [9]$$

o meglio (vedi ad esempio Byrne et al, 1990):

$$\frac{E'_r}{E_0} = 1 - 0.8 \cdot \frac{\Delta\tau}{\Delta\tau_{max}} \quad [10]$$

essendo:

$\gamma$  = deformazione di taglio corrente

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0}$$

$\tau_{max}$  = tensione di taglio limite

$\tau$  = tensione di taglio corrente

$G_0$  = modulo di taglio iniziale

$\Delta\tau$  = variazione della tensione di taglio

$\Delta\tau_{max}$  = variazione massima della tensione di taglio.

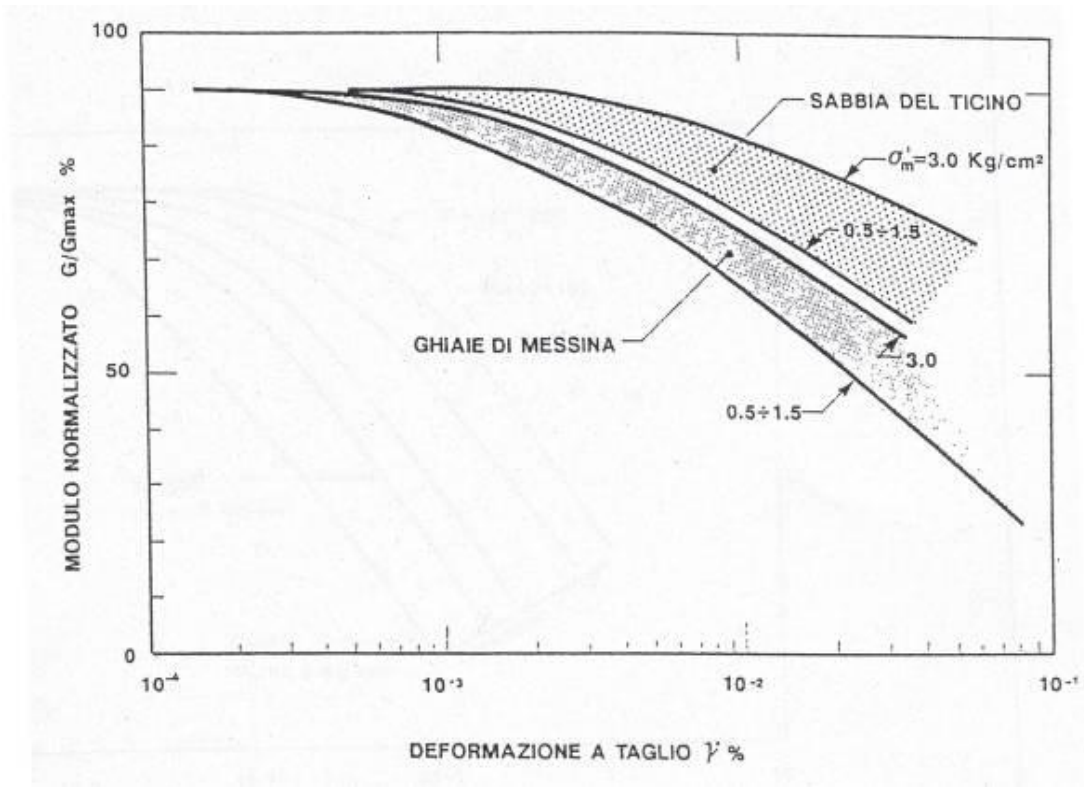


Figura 5-1 Degradamento del modulo G per terreni incoerenti

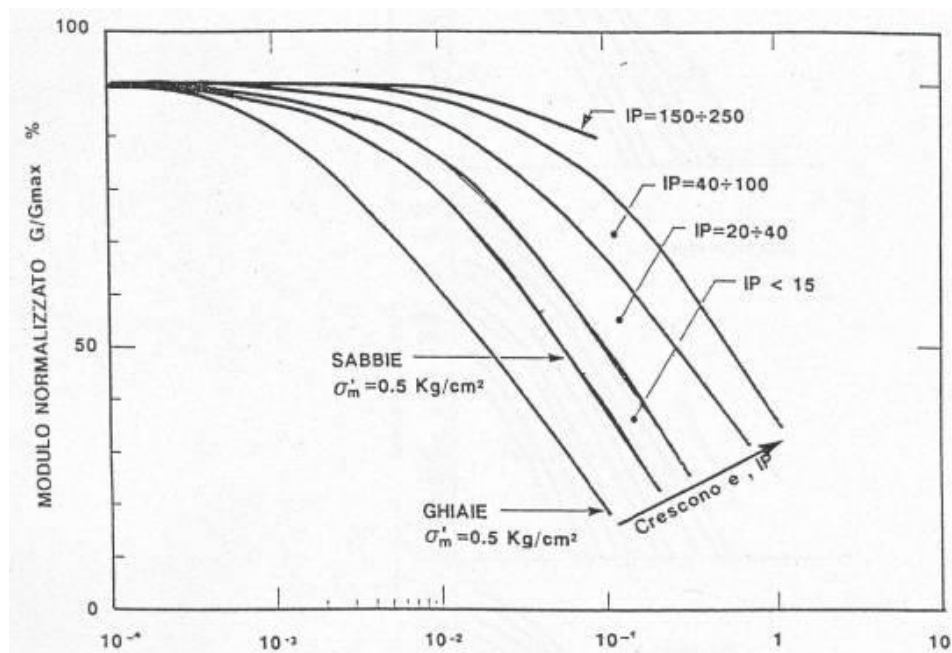
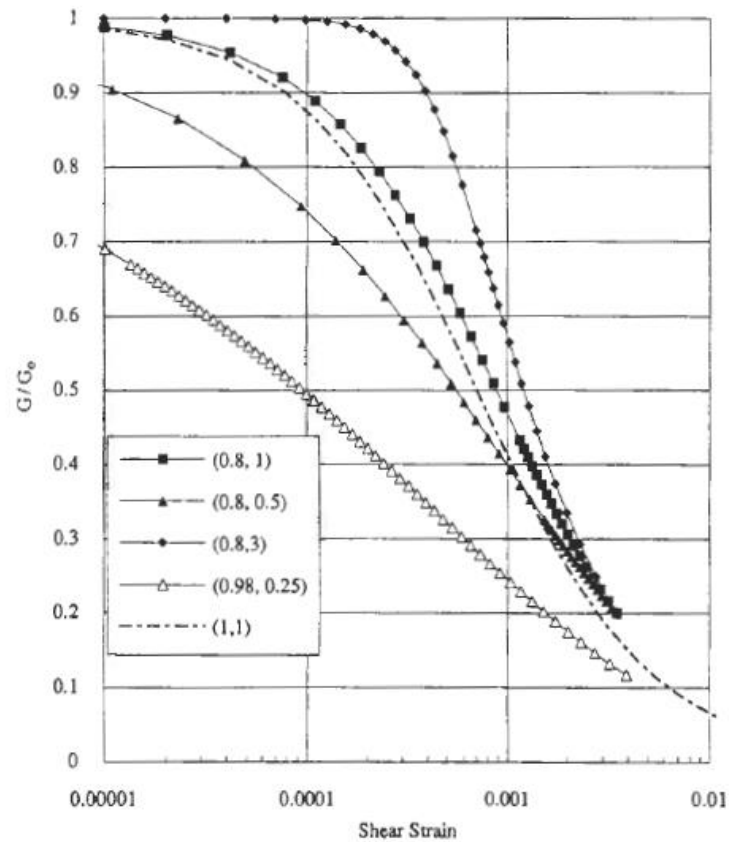


Figura 5-2 Degradamento del modulo G per vari tipi di terreno



**Figura 5-3 Degrado del modulo G (Fahey, 1992 e Fahey & Carter, 1993)**

Va rilevato che la procedura suddetta, associata all'utilizzo delle curve di degrado riportate nella Figura 5-1 e nella Figura 5-2, risulta rigorosamente applicabile in condizioni di scarico e/o di scarico e ricarico tensionale; nel caso di problemi di "primo carico", caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica iniziale, potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti. Nel caso in esame ci si trova quasi sempre nel secondo caso.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico – lineari - plastici, per la stima dei moduli "operativi" da associare allo specifico problema al contorno verranno fatte le seguenti assunzioni "convenzionali":

- Nell'analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young "operativi"  $E_{op}$  sono pari a circa  $1/5 \cdot E_0$ , ciò in considerazione del fatto che:



- gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l'opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a  $0.01 \cdot B$ , essendo B la dimensione minore della fondazione).
- da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a  $2.5 \div 3$ ;
- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi”  $E_{op}$  sono pari a circa  $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$  o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche riportate precedentemente; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

Per verificare la validità dei ragionamenti qui riportati, si sono confrontate le stime dei parametri di deformabilità con i risultati delle correlazioni empiriche da SPT riportati di seguito:

- Jamiolkowski (1988)

$$E_{25} = (10,5 - 3,5 \cdot D_r) \cdot N_{spt} \quad \text{Per terreni NC}$$

$$E_{25} = (52,5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{spt} \quad \text{Per terreni OC}$$

Dove:

$E_{25}$  è il modulo elastico corrispondente a tensioni dell'ordine del 25% di quelle a rottura;

- D'Apollonia (1970))

$$E' = 0,771N + 19,1 \quad (\text{sabbie e ghiaie})$$

- Schmertmann (1978)

$$E' (kg/cmq) = 2 \times B \times N_{spt}$$

con  $B=4$  (sabbie fini);  $B=6$  (sabbie medie);  $B=10$  (sabbie grossolane)

### 5.2.5 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità  $k$  verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio. Per l'interpretazione dei risultati delle prove Lefranc sono stati seguiti i criteri riportati nelle Raccomandazioni AGI utilizzando gli schemi applicabili nel caso di prove al di sopra o al di sotto della falda idrica. Per il calcolo della permeabilità si fa riferimento al tempo di riequilibrio calcolato diagrammando i valori misurati del rapporto  $h/h_0$ , in funzione del tempo  $t$ , e poi determinando una retta interpolante (escludendo eventualmente i primi punti se essi non si allineano) e tracciando la retta ad essa parallela passante per l'origine (tempo corrispondente  $h/h_0=0.37$  su questa retta).

In alternativa alle prove in sito si possono usare le seguenti metodologie (Sommerville, 1986):

Metodo 1: Utilizzo della Tabella 5-6.

**Tabella 5-6 Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica**

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

Metodo 2:

- 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  $D_{50}$ , (diametro corrispondente al 50% di passante);
- Utilizzo dei diagrammi riportati nella Figura 5-4.

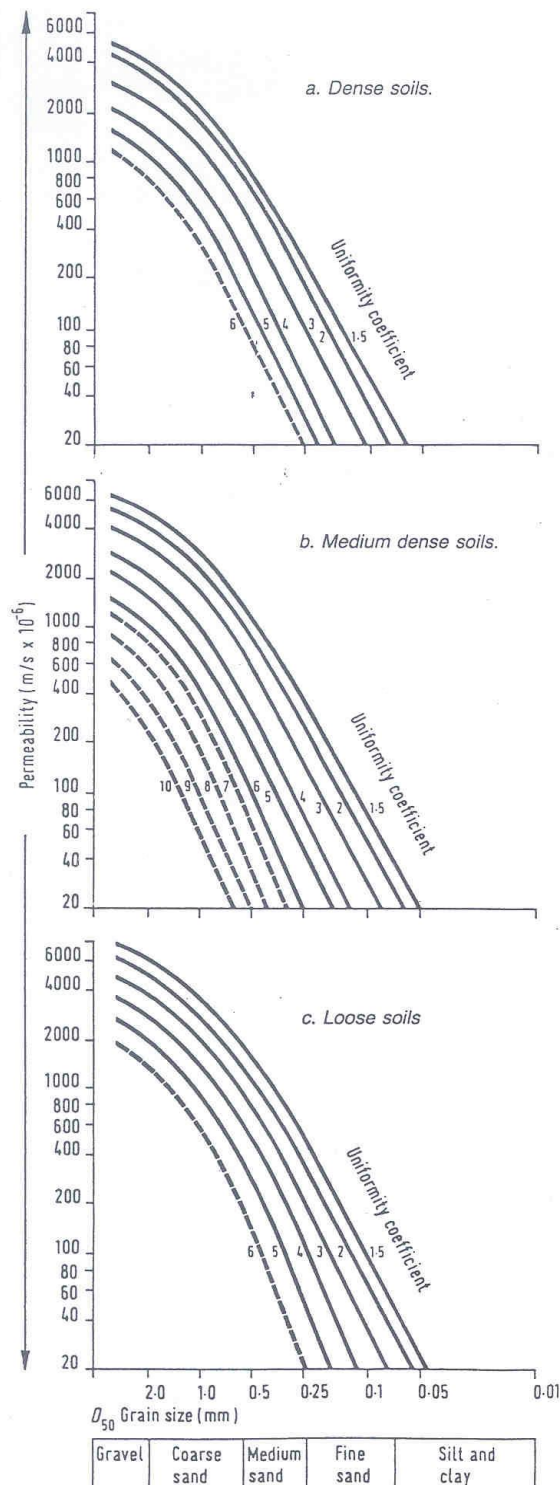


Figura 5-4 Coefficiente di permeabilità (k) in funzione del coefficiente di uniformità U ( $U=D_{60}/D_{10}$ ) e del  $D_{50}$  (Sommerville, 1986)

## 5.3 MATERIALI A GRANA FINE (limi e argille)

### 5.3.1 Introduzione

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine (percentuale di fine maggiore del 50%) è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

L'interpretazione delle prove è finalizzata, oltre che a classificare i materiali, a determinare:

- le caratteristiche fisiche;
- lo stato iniziale;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- i coefficienti di permeabilità.

### 5.3.2 Classificazione dei materiali

La classificazione dei terreni a grana fine può essere effettuata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

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

### 5.3.3 Stato tensionale iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

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

In particolare, nel caso dei materiali a grana fine saturi sotto falda, lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione (OCR oppure  $GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$ ), essendo  $\sigma_{vmax}'$  la pressione di preconsolidazione desumibile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e  $\sigma_{vo}'$  la pressione verticale efficace geostatica.

### 5.3.4 Resistenza al taglio non drenata

Per la stima della resistenza al taglio non drenata  $c_u$  di materiali saturi sotto falda si fa riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove penetrometriche.

#### 5.3.4.1 Prove di laboratorio

Si farà principalmente riferimento ai risultati delle prove di laboratorio, valutando caso per caso il grado di disturbo del campione sulla base di diversi elementi, ed in particolare:

- sulla natura dei materiali, tenendo conto che i materiali con elevata componente sabbioso-limosa, sono generalmente più sensibili al campionamento;
- sulla compatibilità fra valori delle prove speditive (pocket e vane) condotte sulle carote (in sito o in laboratorio) ed i valori da prove triassiali;
- privilegiando i valori ottenuti da prove consolidate non drenate (TX-CIU), rispetto a quelle del tipo TX-UU, che usualmente, ed in particolare per i materiali più teneri, e più sensibili al campionamento, possono sottostimare le reali resistenze di sito.

#### 5.3.4.2 Valutazione della coesione non drenata $c_u$ da prove SPT

La stima della resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda può essere fatta attraverso una delle varie correlazioni empiriche proposte da vari Autori, tutte del tipo:

$$c_u = \alpha \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa}) \quad [11]$$

Il valore di  $\alpha$  varia (anche di molto) da autore ad autore:

*Terzaghi e Peck*  $\alpha = 6.7$

*DMT (design Manual for Soil Mechanics)*

Argille media plasticità  $\alpha = 3.8$

Argille media plasticità  $\alpha = 7.4$

Argille alta plasticità  $\alpha = 12.5$

*Sanglerat*

Argille media plasticità  $\alpha = 12.5$

Argille limose  $\alpha = 10$

Argille limo-sabbiose	$\alpha = 6.7$
<i>Shioi-Fukui</i>	
Argille media plasticità	$\alpha = 2.5$
Argille alta plasticità	$\alpha = 5$
<i>Stroud-Clayton</i>	$\alpha = 4.5 \div 5.5$

Tenuto conto delle fortissime variazioni, con riferimento anche all'abaco proposto in Stroud 1974, vedi Figura 5-5, è stato adottato un valore medio pari a 5. Resta comunque da preferire il risultato delle prove di laboratorio ai fini della stima della resistenza al taglio non drenata.

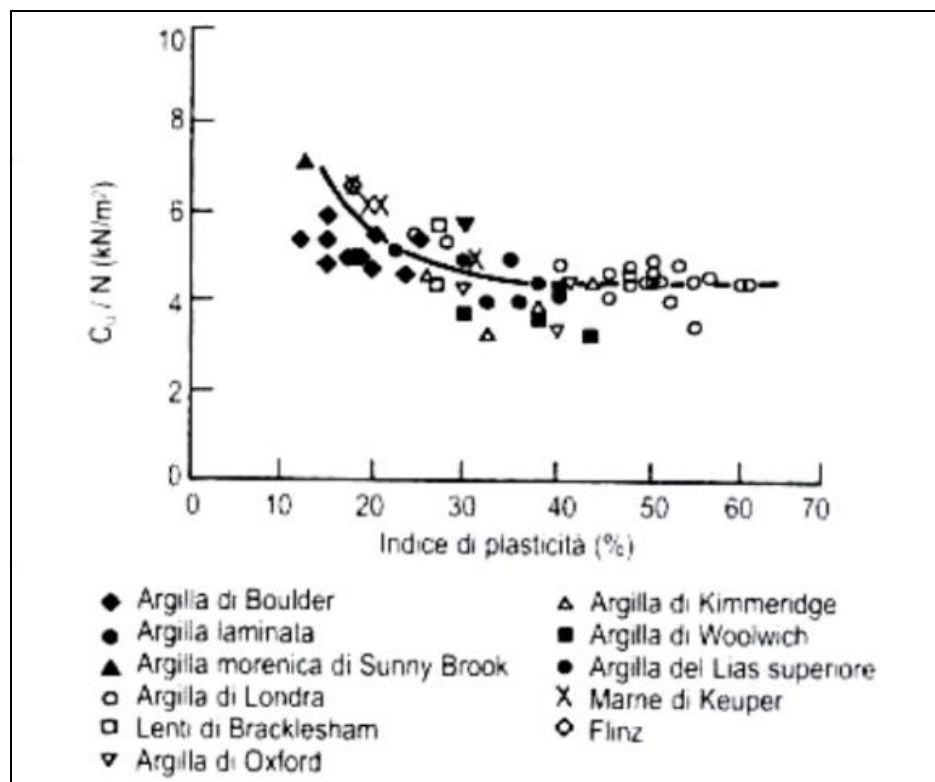


Figura 5-5 Correlazione tra  $N_{SPT}$  e  $C_u$  per argille (Stroud 1974)

### 5.3.5 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

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

### 5.3.6 Caratteristiche di deformabilità

#### 5.3.6.1 Moduli elastici iniziali

Valgono le stesse considerazioni esposte per i terreni a grana grossa.

In alternativa, sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979), il modulo di taglio iniziale  $G_0$  può essere stimato sulla base della seguente equazione:

$$G_0 = (500 \div 700) \cdot C_u \text{ [kPa]}$$

essendo:

$C_u$  = resistenza al taglio non drenata.

#### 5.3.6.2 Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate

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

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato. In generale saranno seguite le seguenti regole:

- a) Caso di opere di sostegno e di fondazione su terreni sovraconsolidati meccanicamente con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'interno della superficie di plasticizzazione primaria del materiale. Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici i moduli di Young “operativi”  $E_{op}$  saranno convenzionalmente assunti pari a:
  - $1/3 \cdot E_0$  o  $(300) \cdot c_u$  nel caso di problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non);
  - $(150 \div 200) \cdot c_u$  o quanto desumibile dai risultati delle prove edometriche nel caso di problemi di “primo carico” (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati).
- b) Caso di opere di fondazione con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'esterno della superficie di plasticizzazione del terreno. Nelle analisi si farà necessariamente riferimento a modelli costitutivi elasto-plastici ed ai risultati delle prove edometriche ad incremento di carico (ED-IL) in termini di coefficienti di compressione ( $c_c$  e  $c_r$ ).

### 5.3.6.3 Modulo di deformabilità non drenato ( $E_u$ )

Molti Autori suggeriscono di stimare il modulo non drenato  $E_u$  attraverso la correlazione empirica con la coesione non drenata ( $c_u$ ).

$$E_u = n \cdot c_u \quad [12]$$

stimando quindi prima il valore della coesione non drenata da prove di laboratorio o da prove penetrometriche statiche come descritto in precedenza.

La costante  $n$  dipende dal livello di sollecitazione di taglio, dal grado di sovraconsolidazione, dalla sensitività delle argille e da altri fattori (Ladd, 1977).

Nella figura seguente si illustrano i dati ricavati da Ladd (1977) per terreni normalconsolidati che mostrano la variazione del rapporto  $E_u/s_u$  con il livello di tensione per vari tipi di argille ( $15 < I_p < 75$ ).

Nella stessa figura si mostra la variazione di  $E_u/s_u$  con il grado di sovraconsolidazione OCR in corrispondenza di due livelli di tensione per lo stesso tipo di terreno.

La stima dell'indice di plasticità porta a significativi miglioramenti della stima.

Nei casi in esame, per i valori di  $I_p$  che caratterizzano i materiali argillosi interessati dalle principali opere, una stima del valore di  $n$  tra 500 e 800 appare la più realistica.

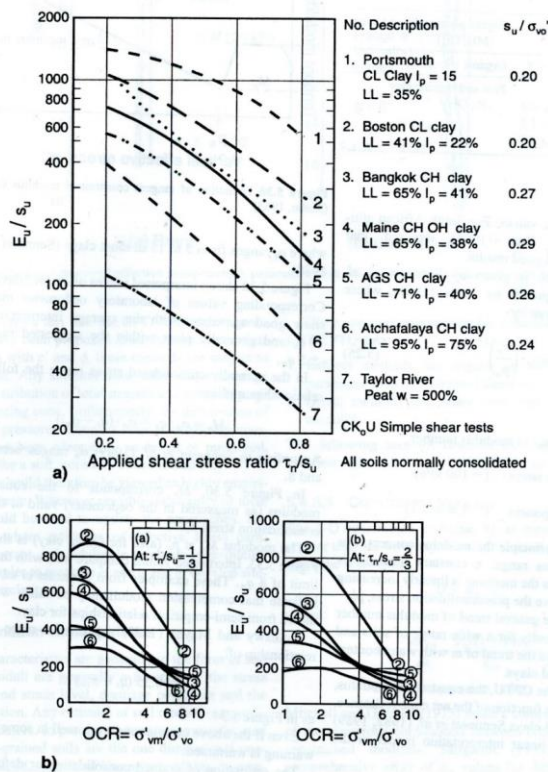


Figure 5.35 Stiffness ratio,  $E_u/s_u$ , as function of  $I_p$  (adapted from Ladd *et al.*, 1977).

Figura 5-6 Rapporto di rigidezza  $E_u/s_u$  in funzione di  $I_p$  (da Ladd, 1977 adattato in Lunne-Robertson)



### 5.3.7 Coefficienti di permeabilità

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà riferimento ai risultati:

- Di prove di laboratorio (edometri) in corrispondenza di pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche, ovvero in corrispondenza di indici dei vuoti pari a quelli iniziali  $e_0$ .
- Delle prove di permeabilità tipo Lefranc in foro.

Si rileva che anche i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove in foro si riferiscono a pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche, ovvero ad indici dei vuoti pari a quelli iniziali  $e_0$ .

I valori ricavabili dalle prove edometriche si riferiscono a direzioni di flusso verticali, ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione verticale  $k_v$ . Inoltre, essi si riferiscono a volumi estremamente ridotti e quindi non completamente rappresentativi della permeabilità dei terreni in sito;

I valori ricavabili dalle prove in foro si riferiscono a direzioni di flusso verosimilmente più prossime a quelle orizzontali, ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale  $k_h$ .

### 5.3.8 Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria

I coefficienti di consolidazione primaria  $c_v$  e secondaria  $c_{\alpha}$ , utilizzabili nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali e a problemi di flusso principalmente nella direzione verticale, saranno ricavati dalle prove di laboratorio (edometri).

### 5.3.9 Qualità dei campioni

Per i materiali argillosi, molti dei dati qui dedotti ed in particolare quelli relativi alla storia tensionale ed alla deformabilità, provengono dall'interpretazione dei risultati delle prove meccaniche di laboratorio ed in particolare delle prove edometriche.

Con riferimento a queste prove, la qualità dei campioni indisturbati di materiali argillosi può essere valutata sulla base di criteri proposti in letteratura. Ad esempio Lunne et al. (1997) e Terzaghi et al. (1996), propongono una classificazione della qualità dei campioni basata sulla misura dell'entità di deformazione del campione all'applicazione della tensione verticale efficace di sito  $\sigma'_{vo}$ . Il principio alla base di tale criterio di valutazione è che maggiore è il valore della deformazione a tale livello tensionale, maggiore è il disturbo. In termini quantitativi, la tabella che segue mostra la classificazione come riportata da De Groot e Sandven (2004).

**Tabella 5-7 Grado di affidabilità dei campioni (SQD) Terzaghi et al. (1996)**
**Deformazione volumetrica  $\varepsilon_{vol}(\%)$  a  $\sigma'_{v0}$** 
**SQD**
**(in una prova edometrica  $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{assiale}$ )**

<1	A (best)
1÷2	B
2÷4	C
4÷8	D
>8	E (worst)

In virtù di tale classificazione, si sono generalmente esclusi i dati provenienti dai campioni di scarsa qualità. In ogni caso, il progettista può utilmente consultare direttamente il dato sperimentale, al fine di valutare l'attendibilità dell'operazione svolta.

## 6 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica generale della zona in esame, valutata sulla base dell'interpretazione di tutte le indagini geotecniche, appartenenti alla tratta Caltagirone – Piano Carbone, svolte in sito e in laboratorio. Dopo aver individuato le principali unità geotecniche intercettate, verranno interpretati i risultati delle indagini geotecniche sulla base dei criteri esposti nel capitolo precedente, e verranno quindi definiti i parametri geotecnici di progetto e la stratigrafia di riferimento.

### 6.1 MODELLO GEOTECNICO DELLA TRATTA

#### 6.1.1 Unità geotecniche intercettate

Dalle indagini che sono state eseguite, sono state intercettate le seguenti unità geotecniche:

- Unità Qcs1: sabbie, sabbie limose di colore giallastro, talvolta limi sabbiosi argillosi;
- Unità Qcs2: sabbia limosa localmente quarzosa con intercalazioni di areniti-biocalcarenti;
- Unità Qa: limo argilloso e argilla limosa grigio-azzurra con intercalazioni sabbiose siltose;
- Unità A: argille debolmente limose di colore nocciola;
- Unità All (alluvioni): sabbie e limi in proporzioni variabili, limi sabbiosi e argillosi

Analizzando i risultati dei sondaggi eseguiti e dei contributi granulometrici dei campioni prelevati, si può notare come in generale lungo la tratta si evidenzia uno strato sabbioso che si estende da p.c. a circa 10-15 m di profondità caratterizzato da materiale granulare con una discreta percentuale di materiale fino (unità Qcs1). A tratti si evidenziano intercalazioni di pochi metri di materiale argilloso e/o limoso (unità A). Proseguendo in profondità, superati i 15 m da p.c. si individua uno strato di materiale coesivo caratterizzato dalla presenza di limi argillosi e/o argille limose con intercalazioni sabbiose (unità Qa). Infine, avvicinandosi al comune di Gela si individuano i depositi alluvionali associati ad affluenti del F. Gela (All). Si tratta di depositi di limitata estensione, morfologicamente pianeggianti, con spessori che non superano i 5-10 m e costituiti da sabbie e/o limi.

I risultati delle prove granulometriche, ad esclusione dei campioni estratti dal corpo del rilevato ferroviario esistente e dei campioni identificati come appartenenti all'unità A, sono mostrati in Figura 6-1.

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2**

Contributi granulometrici (%)

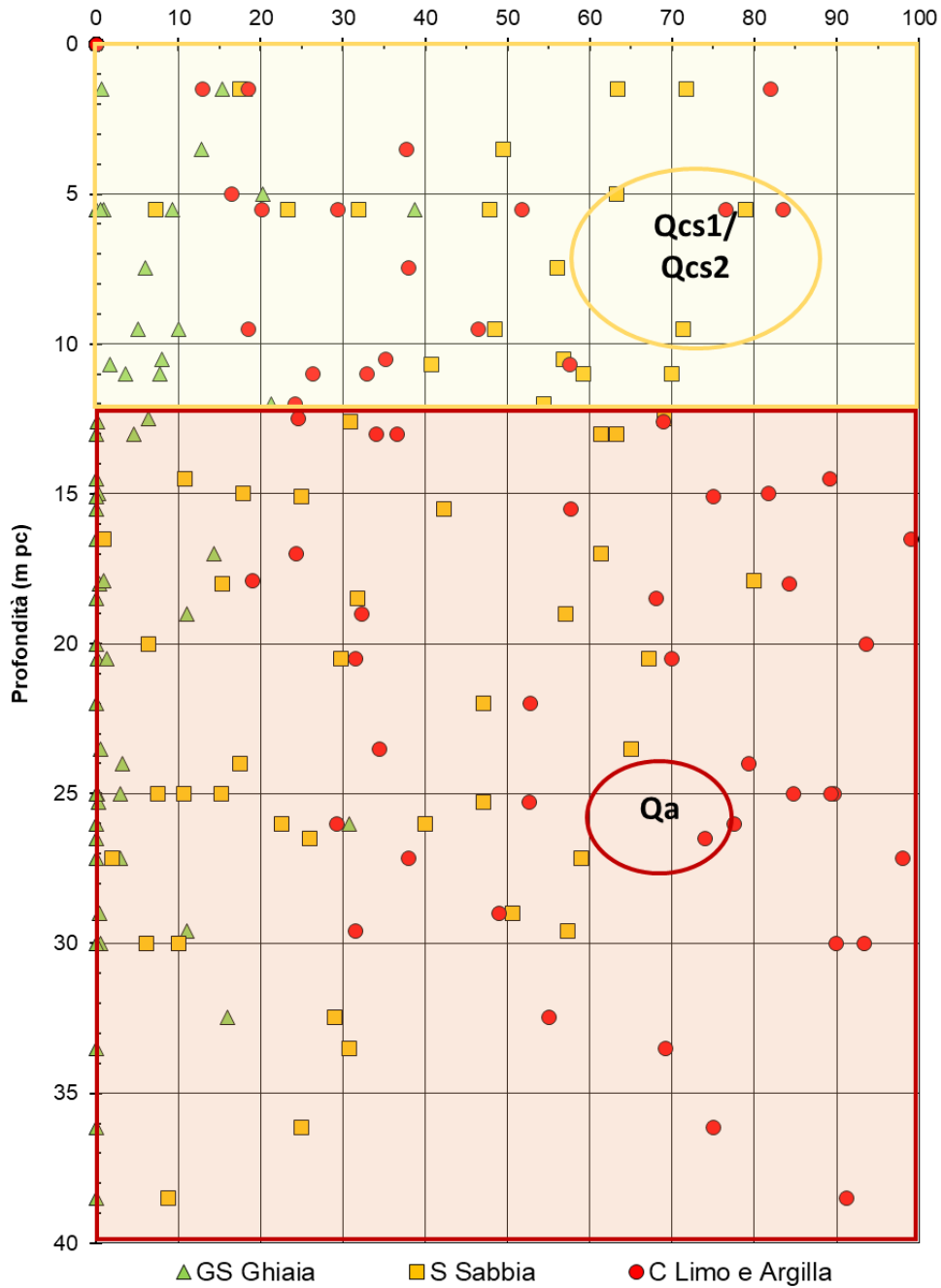


Figura 6-1 Sintesi delle granulometrie disponibili per tutta la tratta (ad esclusione dei campioni in rilevato e dei campioni appartenenti all'unità A)

### 6.1.2 Unità Qcs1 (sabbie, sabbie limose)

L'unità Qcs1 è costituita da sabbie fini, sabbie limose argillose fossilifere, di colore giallastro e da limi sabbiosi argillosi. Ad esclusione dei sondaggi eseguiti sul rilevato ferroviario, tutti i fori intercettano a partire da p.c. l'unità Qcs1. Talvolta sono osservate intercalazioni di strati di vario spessore di unità Qcs2 e/o strati di unità A (argilla debolmente limosa) di spessore metrico.

Relativamente all'unità Qcs2, data la scarsità di dati a disposizione, non viene eseguita una apposita caratterizzazione geotecnica. A favore di sicurezza, le inclusioni litoidi di calcareniti all'interno dell'unità Qcs1, che rientrano nella descrizione dell'unità Qcs2, non vengono considerate nei modelli geotecnici di calcolo in quanto si tratta di strati/lenti di spessore modesto (al più centimetrico/decimetrico). Viene comunque riportata l'unità Qcs2 nel profilo e nelle sezioni stratigrafiche per evidenziare le zone in cui possono essere intercettati tali livelli litoidi.

#### Caratteristiche fisiche

Sui campioni prelevati nelle sabbie e nei limi dell'unità Qcs1 sono state condotte alcune prove di laboratorio, che hanno condotto ai risultati sintetizzati nelle pagine seguenti.

Dall'analisi granulometrica, i cui risultati sono riassunti in Figura 6-2, si ha che l'unità Qcs1 è composta da:

- percentuale di ghiaia generalmente inferiore al 20%;
- percentuale di sabbia compresa fra 40 e 80%;
- percentuale di materiale fine (limo e argilla) compresa fra 15 e 50 %.

Localmente, la percentuale di materiale fine (limo e argilla) può aumentare fino al 50-70% (limi sabbiosi argillosi) con percentuali di sabbia minori del 15-20%. In generale, tuttavia, la granulometria predominante è quella delle sabbie e l'unità Qcs1 può essere pertanto caratterizzata come un materiale granulare.

Relativamente al peso di volume naturale si ha un range di 19÷21 kN/m<sup>3</sup>, come mostrato in Figura 6-3.

Le prove SPT nell'unità Qcs1 hanno fornito valori compresi tra 10 e 70 colpi N<sub>SPT</sub>, con una tendenza ad aumentare con la profondità, come riportato in Figura 6-4. La densità relativa stimata dalle prove

SPT, riportata nel grafico di Figura 6-5, è compresa tra 40 e 80%, valori a quali corrisponde uno stato di addensamento medio.

### Parametri di resistenza

Dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT si ottengono valori dell'angolo di resistenza al taglio compresi tra 33° e 37°-39°, come mostrato in Figura 6-6. Inoltre, sono state eseguite prove di taglio diretto su campioni indisturbati e campioni ricostituiti in laboratorio ed una prova triassiale consolidata-drenata, che hanno restituito dei valori dell'angolo di resistenza al taglio in accordo con quelli delle prove penetrometriche eseguite in sito, Figura 6-7. Il materiale di laboratorio ha esibito anche valori medio-alti di coesione efficace, da ritenersi però poco attendibili ai fini della caratterizzazione geotecnica, Figura 6-8. Si assumono pertanto i seguenti parametri caratteristici:

$\gamma = 19\div 20$  kN/m<sup>3</sup> peso di volume naturale

$c' = 0\div 5$  kPa coesione efficace

$\phi' = 33^\circ\div 37^\circ$  angolo di resistenza al taglio di picco

$\phi'_{cv} = 30^\circ\div 32^\circ$  angolo di resistenza al taglio a volume costante

### Parametri di deformabilità

I parametri di deformazione sono stati stimati a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio risultanti dalle prove sismiche e ottenute dalle correlazioni empiriche in base alle prove SPT. I risultati in termini di  $V_s$ , velocità delle onde di taglio, sono riassunti in Figura 6-9. A partire dai valori di  $V_s$  si sono stimati i parametri di deformabilità iniziale  $G_0$  (Figura 6-10) e  $E_0$  (Figura 6-11). I risultati delle prove SPT sono stati utilizzati anche per stimare direttamente i valori del modulo di deformazione utilizzando le correlazioni empiriche esposte nel Capitolo 5.2.4. Questi valori, come mostrato in Figura 6-12, sono stati utilizzati per verificare le stime del modulo di deformazione elastico operativo.

Per l'Unità Qcs1 si stima:

$V_s = 240\div 410$  m/s velocità delle onde di taglio

$G_0 = 110\div 300$  MPa modulo di deformazione a taglio iniziale

$E_0 = 260\div 530$  MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

$E_{op} = 26\div 53$  MPa modulo di deformazione elastico operativo ( $E_{op}=E_0/10$ )

Inoltre, sono stati presi in considerazione anche i risultati delle prove pressiometriche in foro, che restituiscono un valore del modulo elastico  $E$ , calcolato a partire dal modulo pressiometrico  $E_M$ , compreso tra 19 e 30 MPa, considerando un coefficiente reologico  $\alpha$  pari a 0.33 (Tabella 6-1 e Tabella 6-2). Tale risultato è coerente con la stima del modulo elastico operativo fatta a partire dalle indagini sismiche.

$$E = E_M / \alpha$$

**Tabella 6-1 Prove pressiometriche in foro eseguite nella campagna 2022 per l'unità Qcs1 (Lotto 2)**

Sondaggio/n. prova	Profondità prova [m]	Pressione limite $P_L$ [kPa]	Modulo Pressiometrico $E_M$ (MPa)	$E_M/P_L$	$\alpha$	$E$ (MPa)
SI-9	9.0 - 10.0	993.0	9.99	10.1	0.33	30
SI-10	24.0-25.0	1829	9.85	5.39	0.33	30
SI-12	26.0 - 27.0	1408.0	6.4	4.55	0.33	19

**Tabella 6-2 Coefficiente reologico  $\alpha$  per tipo di terreno (dopo Baguelin et al., 1978)**

Soil Type	Peat		Clay		Silt		Sand		Sand and gravel	
	$E_M/p_i$	$\alpha$	$E_M/p_i$	$\alpha$	$E_M/p_i$	$\alpha$	$E_M/p_i$	$\alpha$	$E_M/p_i$	$\alpha$
Overconsolidated			> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normally consolidated		1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Weathered and/or remoulded			7-9	1/2		1/2		1/3		1/4
Rock			Extremely fractured		Other		Slightly fractured or extremely weathered			
			$\alpha = 1/3$		$\alpha = 1/2$		$\alpha = 2/3$			

### Caratteristiche di permeabilità

La permeabilità dell'unità Qcs1 è stimata per mezzo delle prove a carico variabile tipo Lefranc eseguite in foro, Figura 6-13, da cui si ottengono dei valori del coefficiente di permeabilità piuttosto variabili, compresi tra  $5 \cdot 10^{-9}$  e  $4 \cdot 10^{-5}$  m/s.

Per il coefficiente di permeabilità è possibile adottare per l'unità Qcs1:  $k = 1 \cdot 10^{-7} \div 1 \cdot 10^{-5}$  m/s.

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qcs1**

Contributi granulometrici (%)

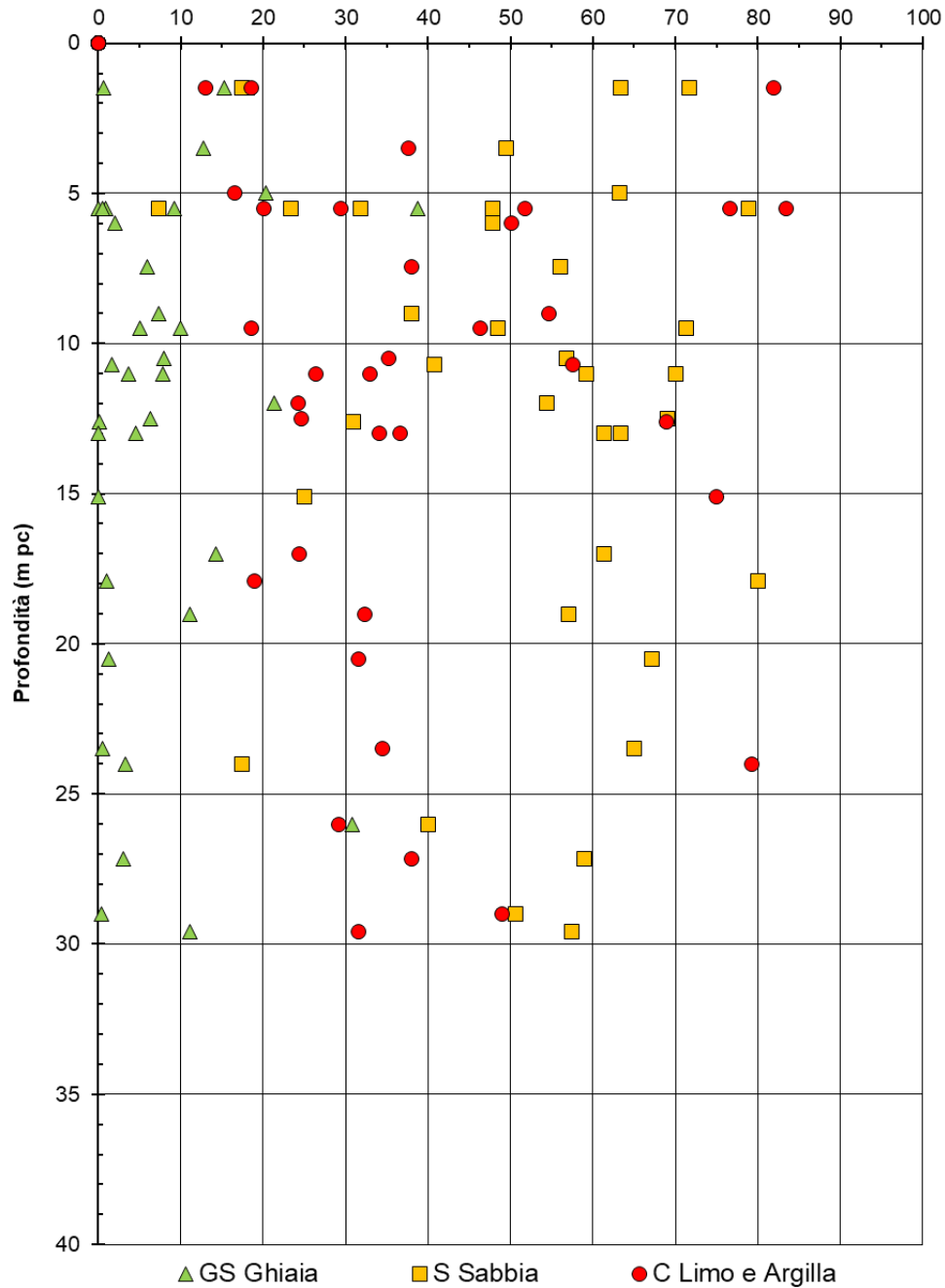


Figura 6-2 Analisi granulometriche – Unità Qcs1



**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qcs1**

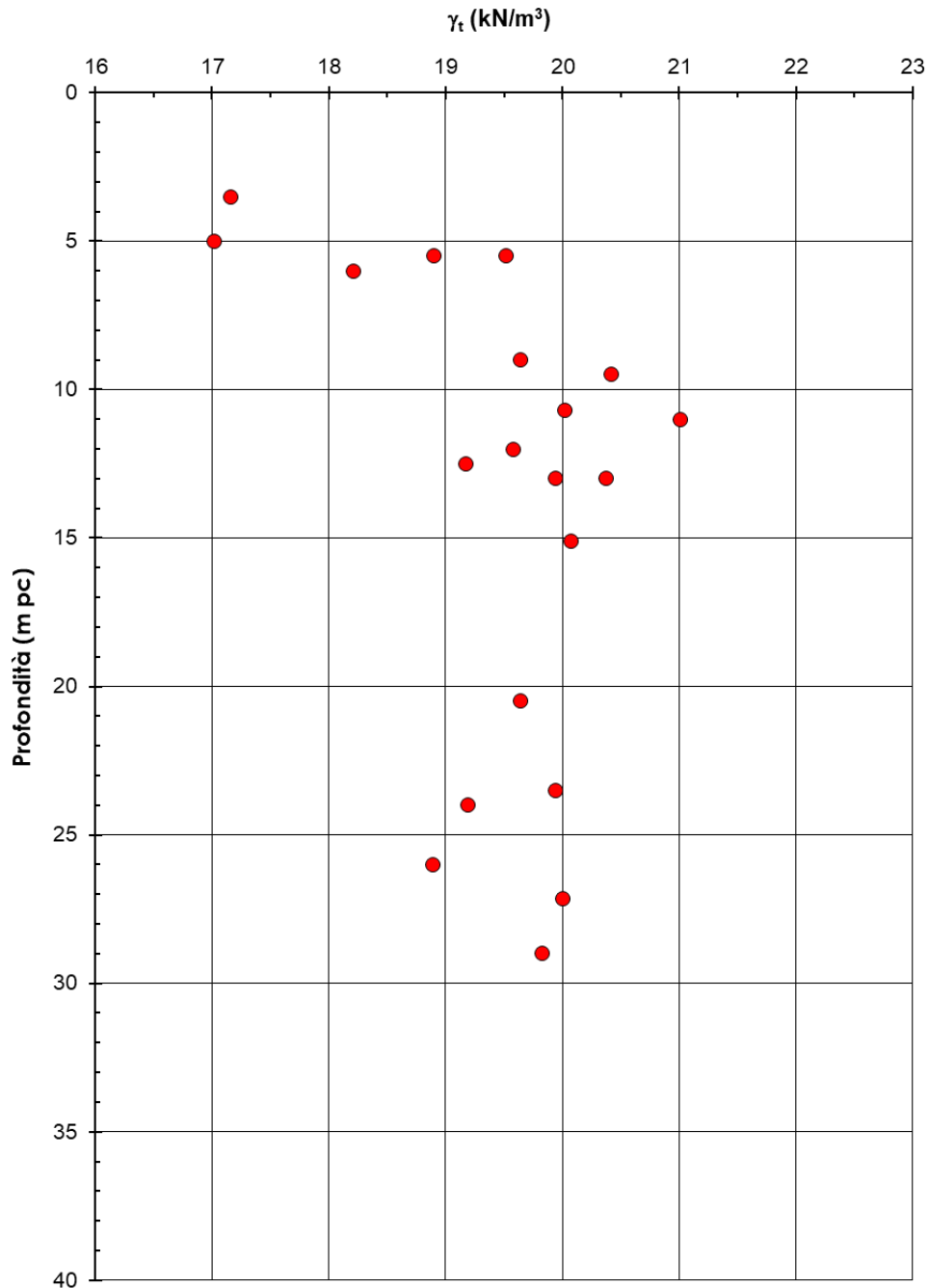


Figura 6-3 Peso di volume naturale – Unità Qcs1

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qcs1**

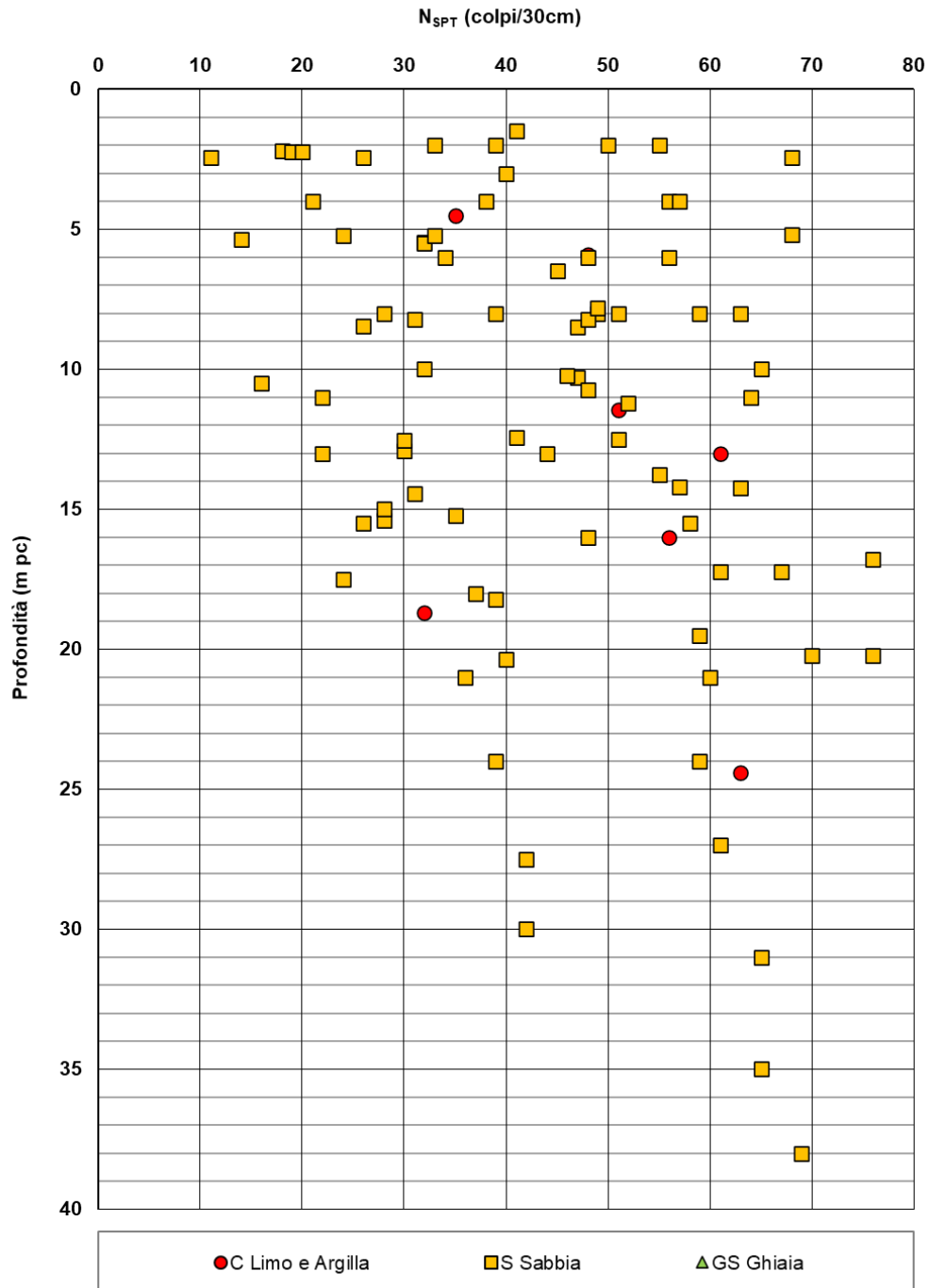


Figura 6-4 Valori di  $N_{SPT}$  con indicazioni delle granulometrie di ogni prova – Unità Qcs1

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qcs1**

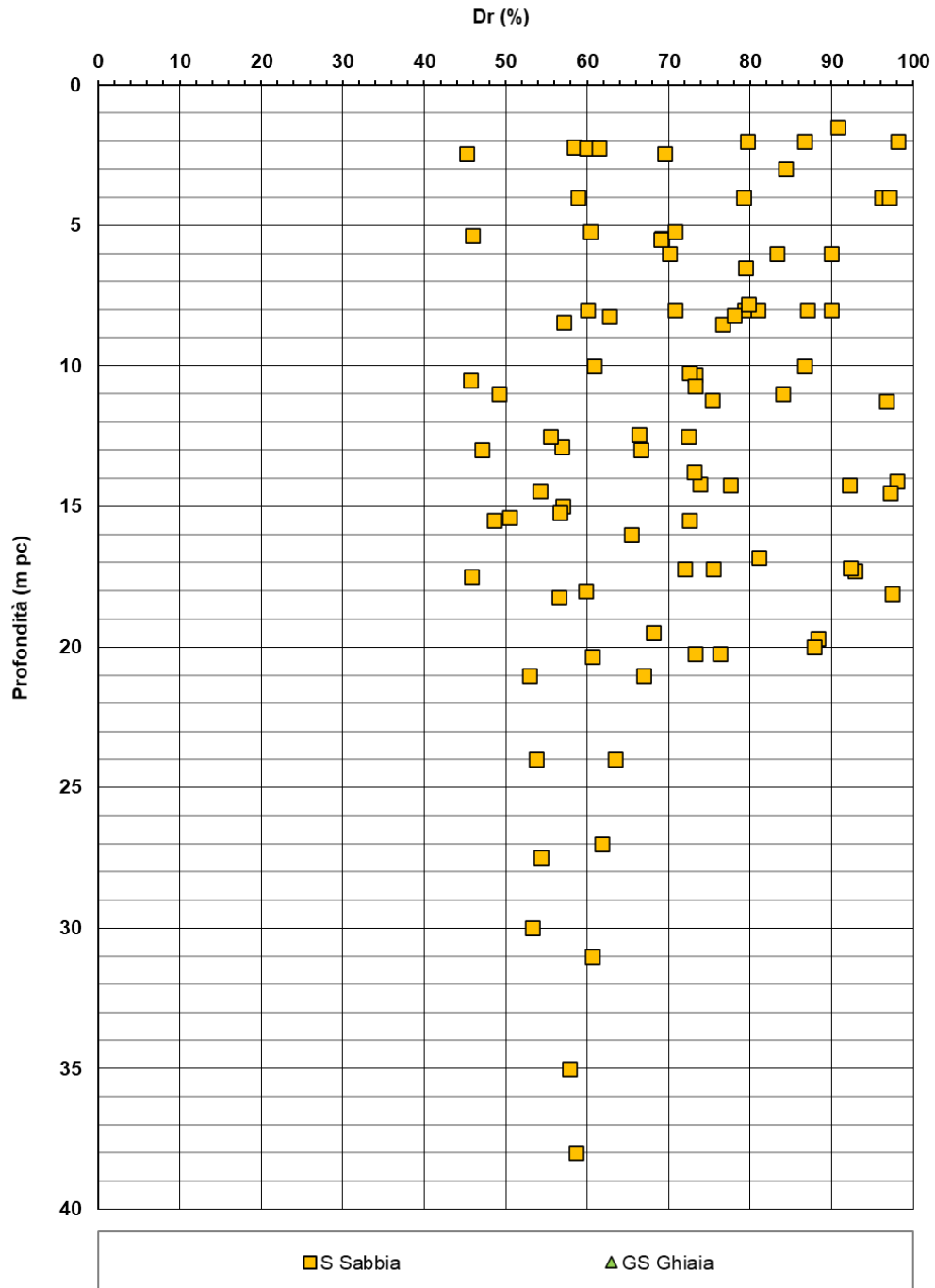
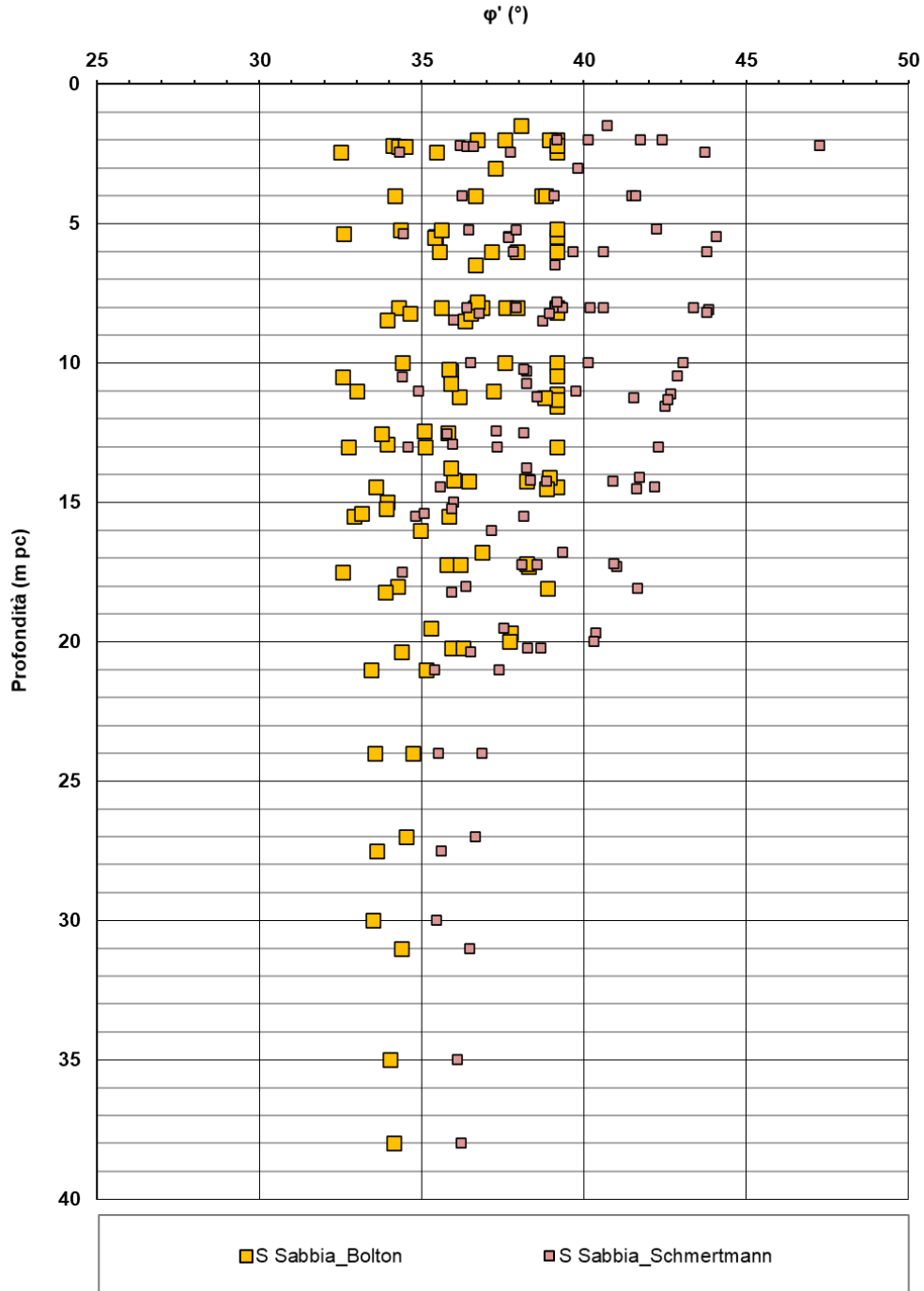


Figura 6-5 Densità relativa da prove SPT con indicazioni delle granulometrie di ogni prova – Unità Qcs1

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qcs1**



**Figura 6-6 Angolo di resistenza al taglio da SPT – Unità Qcs1**

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qcs1**

Angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  [°]

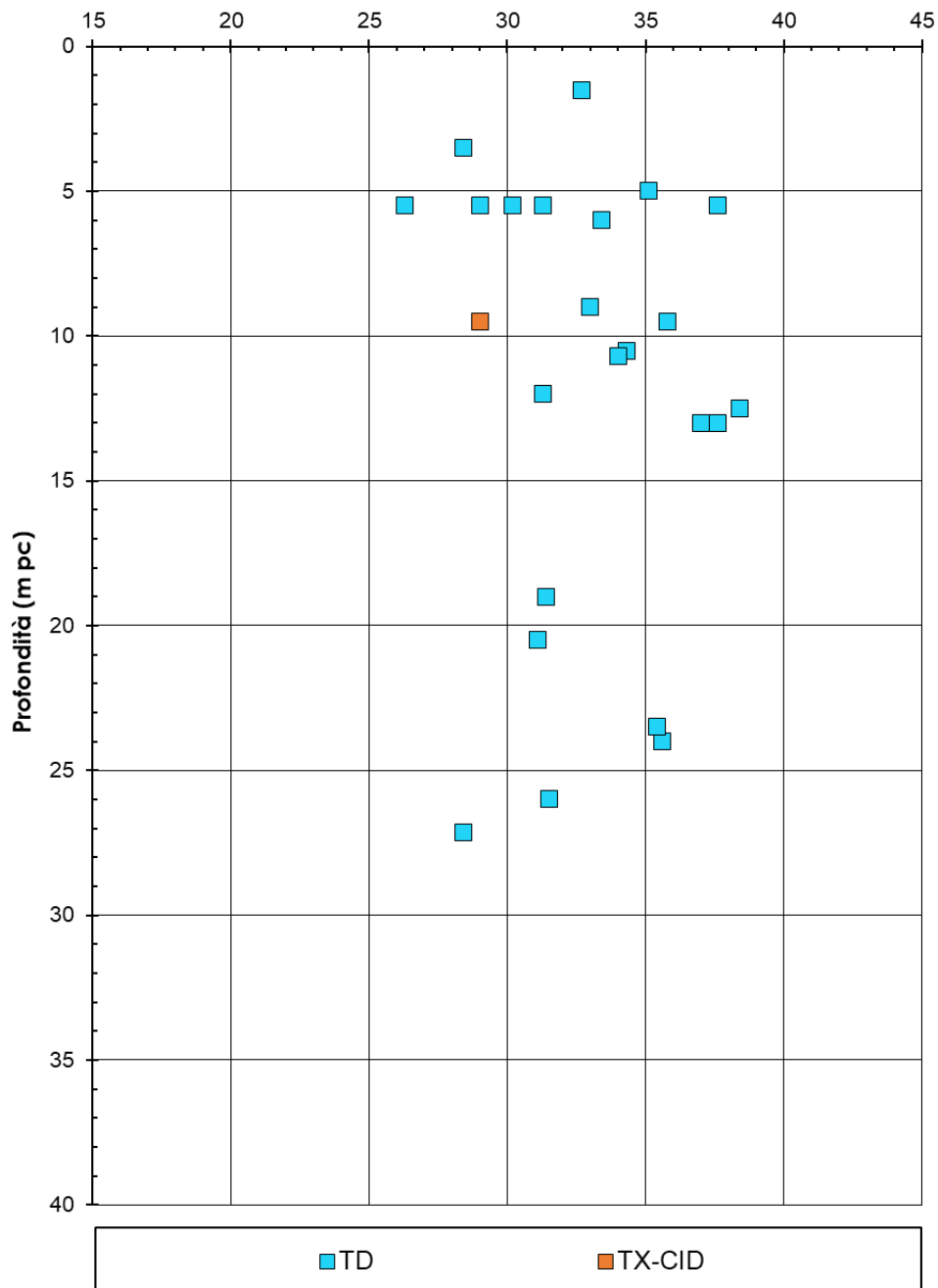
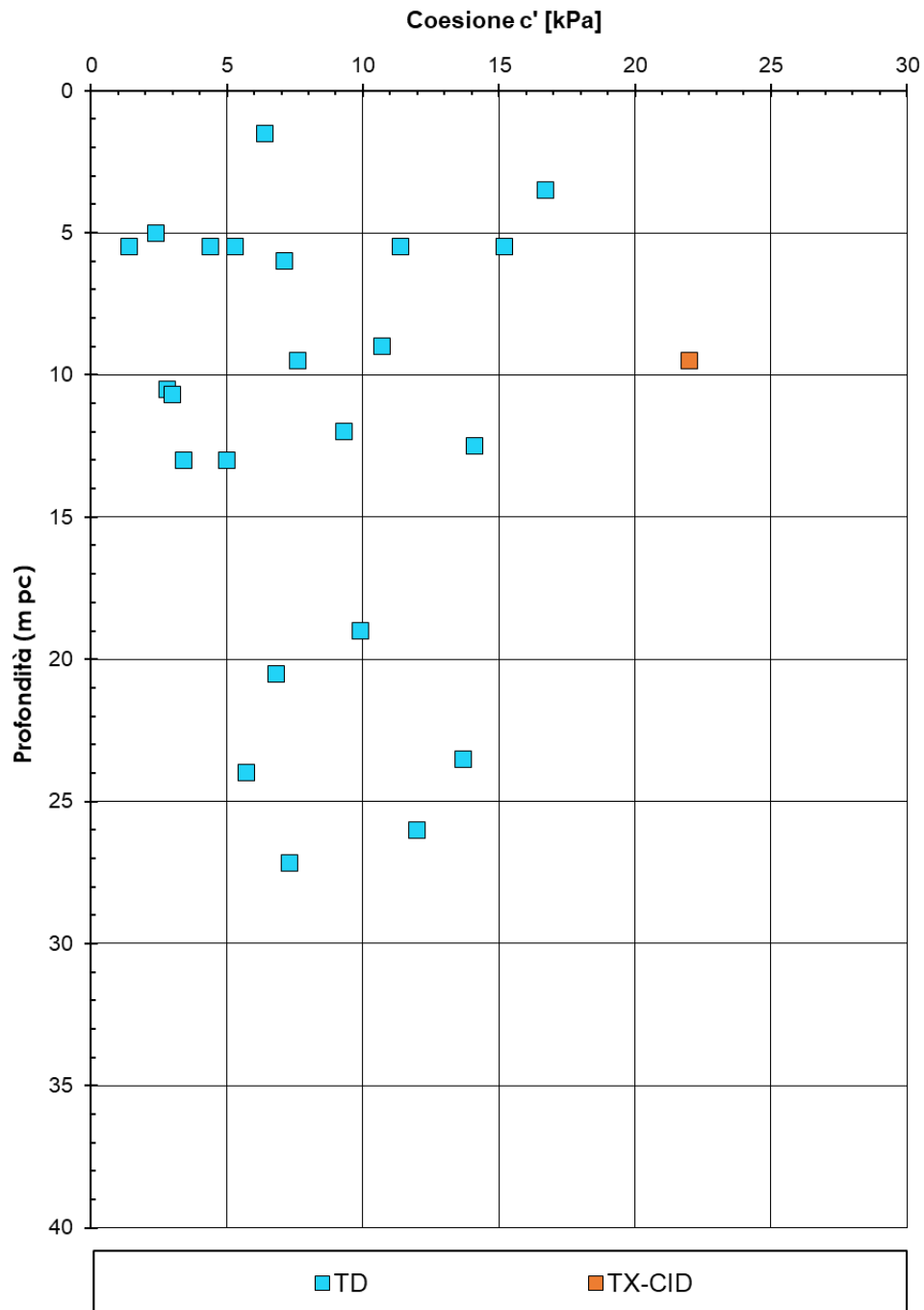


Figura 6-7 Angolo di resistenza al taglio da prove di laboratorio – Unità Qcs1

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qcs1**



**Figura 6-8 Coesione efficace da prove di laboratorio – Unità Qcs1**

### CALTAGIRONE-GELA

#### Lotto 2 Unità Qcs1

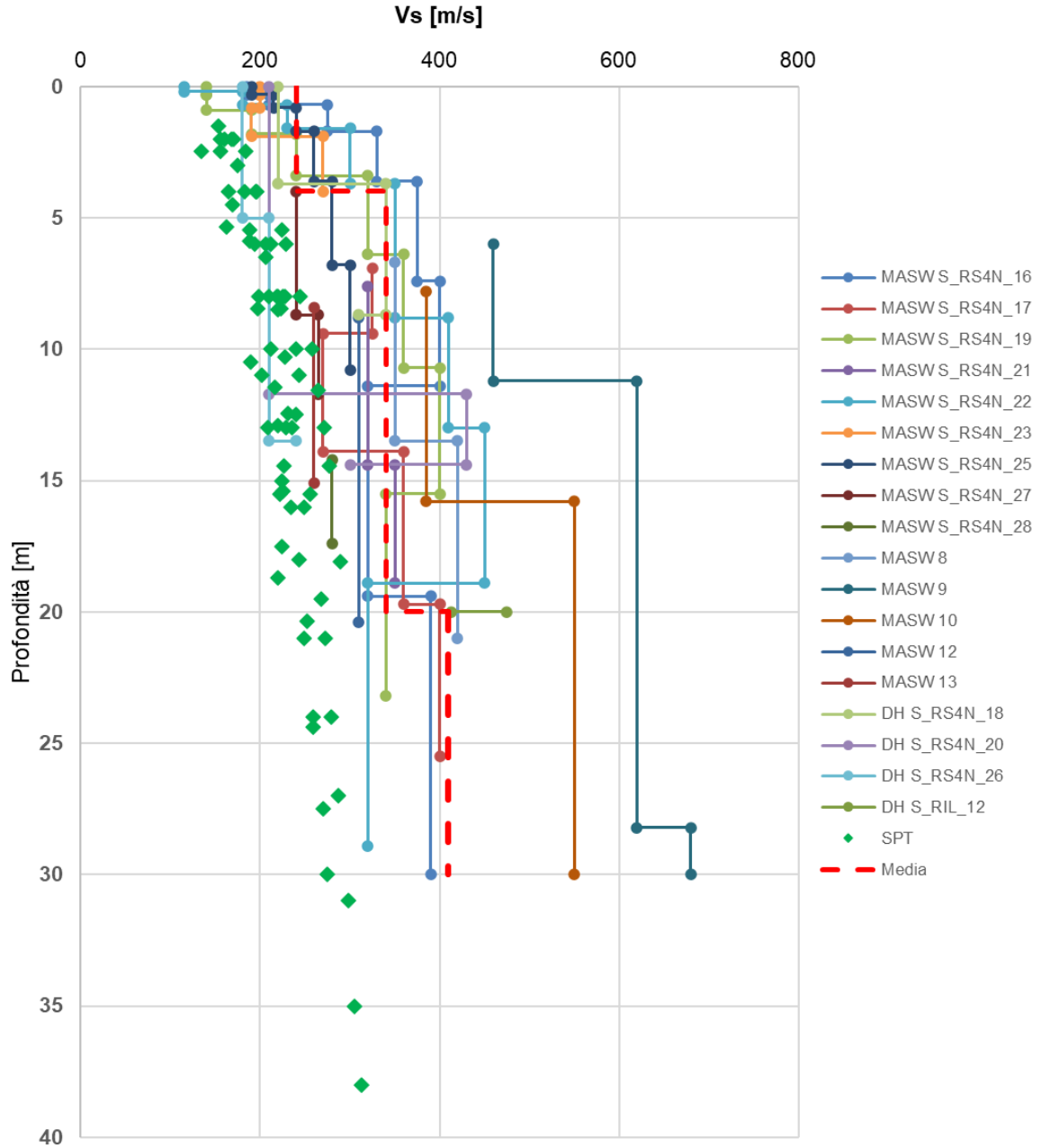


Figura 6-9 Velocità onde di taglio Vs da prove geofisiche e SPT – Unità Qcs1

**CALTAGIRONE - GELA**

**Unità Qcs1**

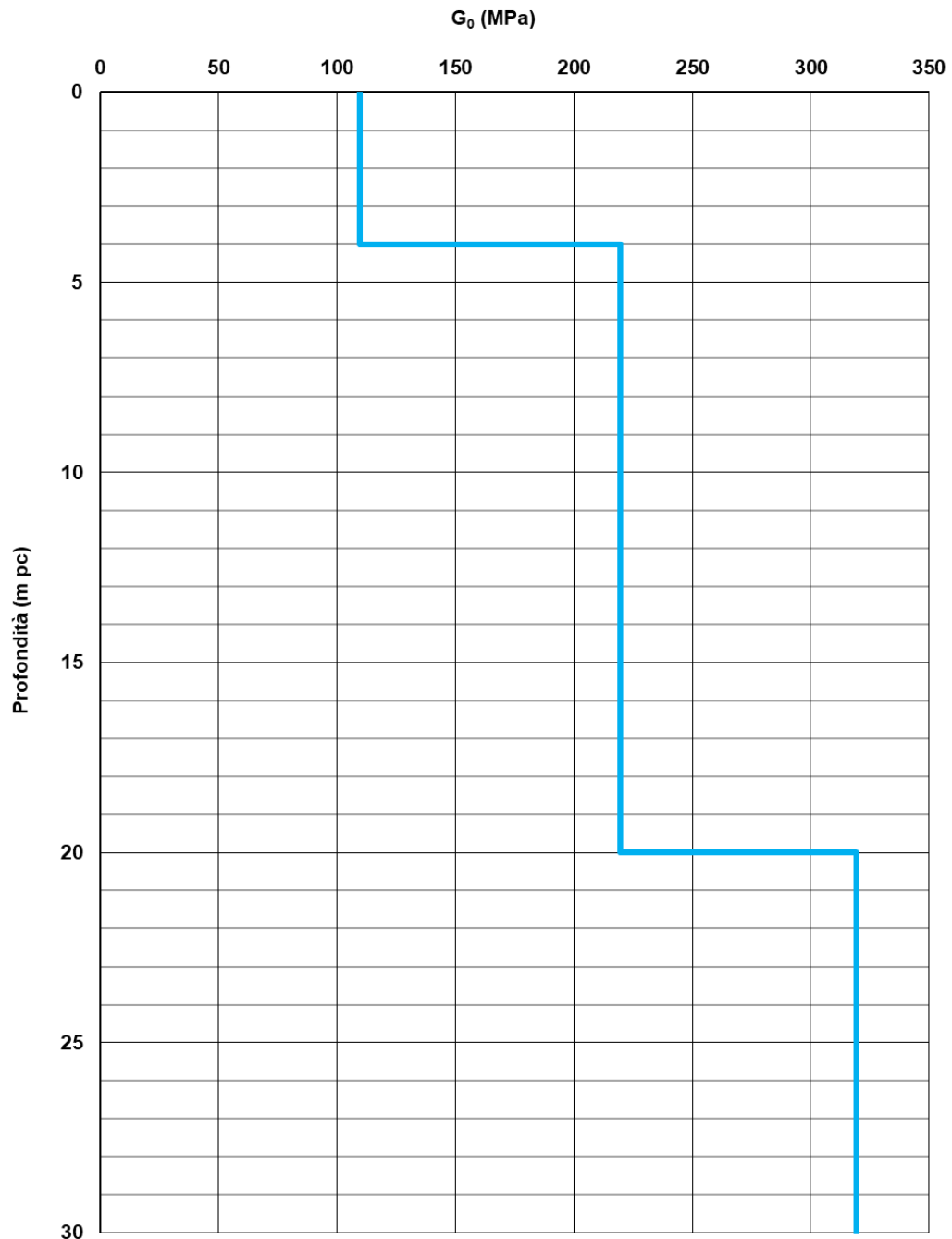
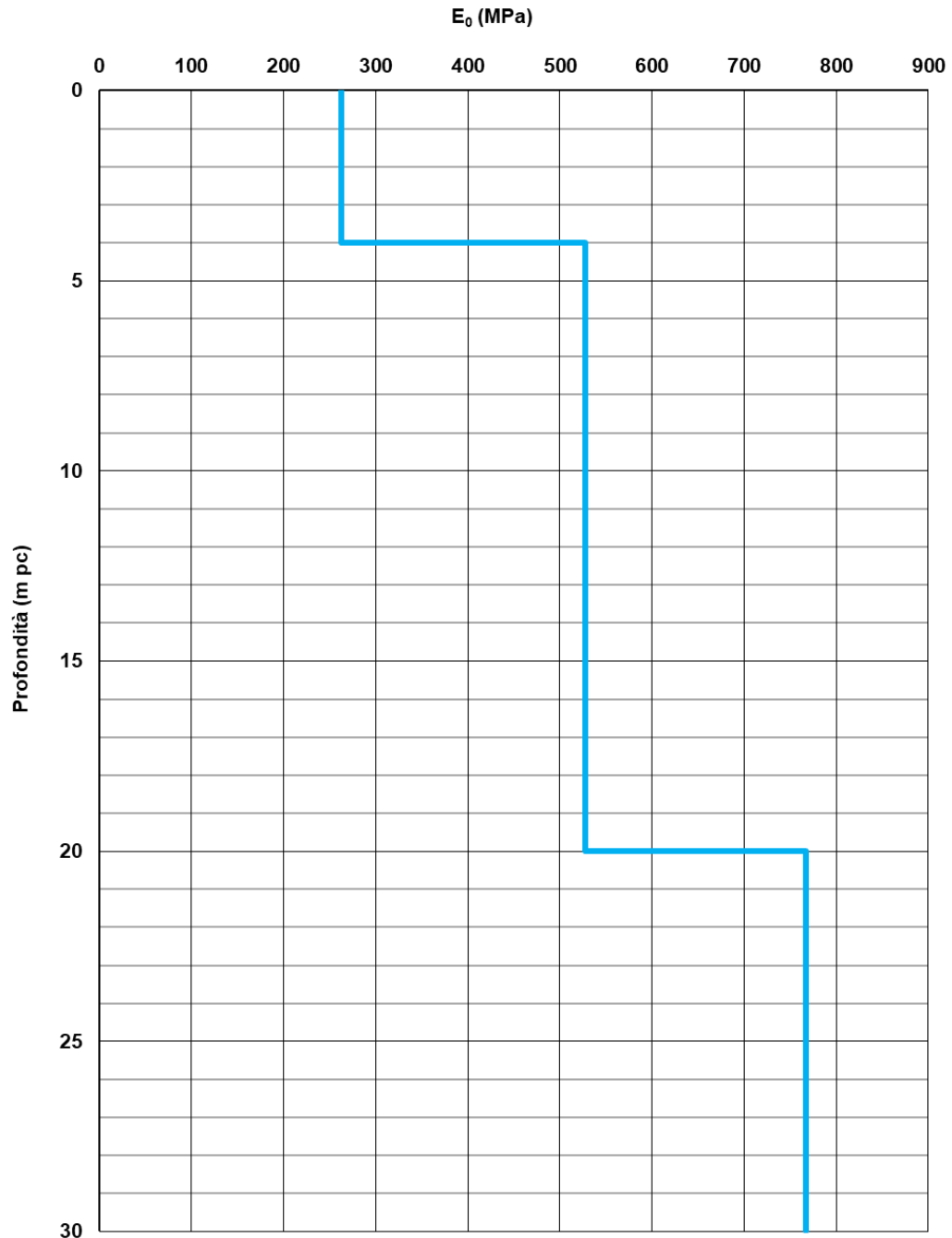


Figura 6-10 Modulo di deformazione a taglio iniziale da Vs – Unità Qcs1



**CALTAGIRONE - GELA**

**Unità Qcs1**



**Figura 6-11 Modulo elastico iniziale da Vs – Unità Qcs1**

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qcs1**

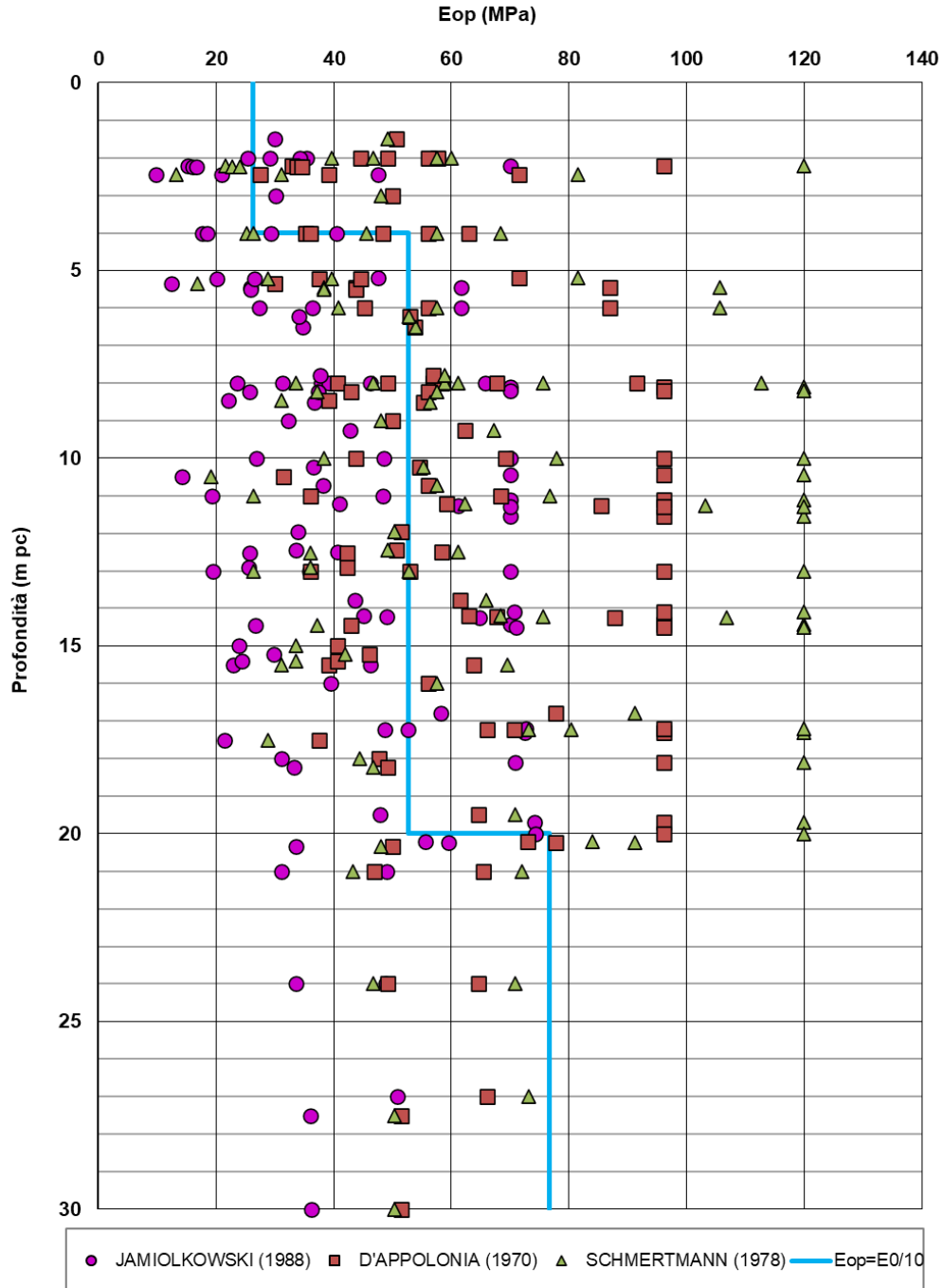


Figura 6-12 Modulo elastico operativo confronto con risultati da SPT – Unità Qcs1

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qcs1**

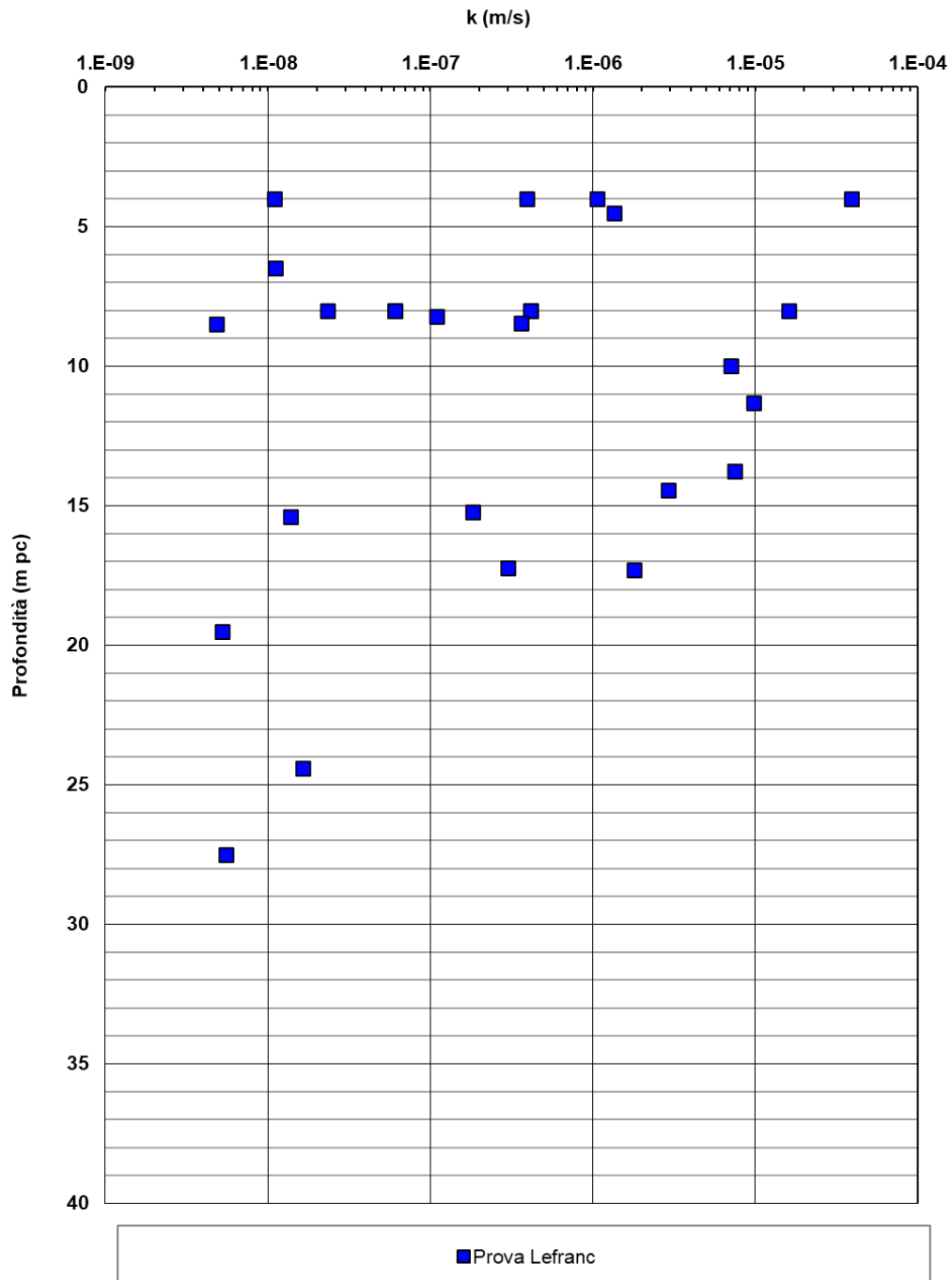


Figura 6-13 Permeabilità da prove in sito – Unità Qcs1

### 6.1.3 Unità Qa (limo argilloso e argilla limosa)

L'unità Qa è costituita da materiali a grana fine, limo argilloso e argilla limosa con intercalazioni sabbiose siltose che costituisce il substrato del volume indagato. Dal punto di vista della storia tensionale questa unità si presenta da debolmente sovraconsolidata, nella zona più superficiale a normalconsolidata scendendo in profondità. Lunga la tratta questa unità è stata intercettata in quasi tutti in sondaggi al di sotto dell'unità granulare a partire da circa 10-15 m di profondità da p.c.

#### Caratteristiche fisiche

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Dall'analisi granulometrica, i cui risultati sono riassunti in Figura 6-14 si ha che l'unità Qa è composta da:

- percentuale di ghiaia generalmente nulla o trascurabile;
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 10 e 35%;
- percentuale di materiale fine (limo e argilla) compresa fra 60 e 90%.
- percentuale di limo fra 30 e 70% (vedi Figura 6-15);
- percentuale di argilla fra 20 e 40% (vedi Figura 6-15).

Come riportato da Figura 6-16 a Figura 6-18, il limite liquido è compreso generalmente fra 30 e 55% (valore medio 40%), mentre il limite plastico è compreso fra 15 e 25% (valore medio 20%). L'indice di plasticità risulta quindi variabile fra 15 e 30%, indice di un terreno poco plastico. Il contenuto naturale d'acqua è compreso tra 20 e 30%. L'indice di consistenza risulta compreso tra 0.6 e 1.1, tipico di un terreno solido-plastico. In Figura 6-19 si riporta la carta di plasticità di Casagrande e si può notare come il materiale si collochi in prevalenza nella zona delle argille inorganiche di media plasticità.

Il peso di volume naturale è compreso tra 19.5 e 20.5 kN/m<sup>3</sup>, come mostrato in Figura 6-20.

#### Parametri di resistenza

Per quanto riguarda i parametri di resistenza drenati, le prove di laboratorio disponibili per l'unità in esame (taglio diretto TD, prove triassiali consolidate non drenate TX-CIU e prove triassiali consolidate drenate TX-CID) hanno fornito i valori mostrati in Figura 6-22 e Figura 6-23. L'angolo di resistenza al taglio è generalmente compreso fra 23 e 35°, mentre la coesione efficace varia fra 5 e 30 kPa, in linea con i valori di sovraconsolidazione ottenuti.

Per quanto riguarda i parametri di resistenza al taglio non drenata, in Figura 6-24, si riportano i valori delle interpretazioni delle prove SPT, i valori ottenuti dalle prove triassiali consolidate non drenate TX-CIU e i valori ottenuti dalle prove triassiali non consolidate non drenate TX-UU. Si osservano valori di resistenza al taglio non drenata compresi generalmente compresi tra 100 e 300 kPa, con tendenza ad aumentare con la profondità.

Si assumono in sintesi i seguenti parametri caratteristici:

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale

$c' = 5 \div 20 \text{ kPa}$  coesione efficace

$\varphi' = 25^\circ \div 30^\circ$  angolo di resistenza al taglio

$c_u = 75 \div 200 \text{ kPa}$  resistenza al taglio non drenata

#### Parametri di deformabilità

Sulla base dei risultati delle prove edometriche condotte su campioni indisturbati dell'Unità Qa, il materiale si trova in uno stato variabile da debolmente sovraconsolidato a normalconsolidato con un OCR che compreso fra 2 e 4 nella zona più superficiale del deposito e tendente a 1 in profondità, come mostrato in Figura 6-25. Si sono stimati i seguenti parametri di compressibilità in condizioni edometriche, vedi Figura 6-26:

- indice di compressione edometrica  $c_c = 0.20$ ;
- indice di ricomprensione edometrica  $c_r = 0.03$ .

I parametri di deformazione sono stati stimati principalmente dalle prove MASW e Down-Hole nonché dalle prove di laboratorio edometriche e triassiali consolidate-drenate (considerando il modulo elastico secante per un valore pari al 50% del carico di rottura):

$G_0 = 130 \div 230 \text{ MPa}$  modulo di deformazione a taglio iniziale

$E_0 = 300 \div 500 \text{ MPa}$  modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

$E_{op} = 20 \div 40 \text{ MPa}$  modulo di deformazione elastico operativo

Inoltre, sono stati presi in considerazione anche i risultati delle prove pressiometriche in foro, che restituiscono un valore del modulo elastico E, calcolato a partire dal modulo pressiometrico  $E_M$ , pari a circa 30 MPa, considerando un coefficiente reologico  $\alpha$  pari a 0.66 (Tabella 6-1, Baguelin et al., 1978). Tale risultato è coerente con la stima del modulo elastico operativo fatta a partire dalle indagini sismiche.

**Tabella 6-3 Prove pressiometriche in foro eseguite nella campagna 2022 per l'unità Qa (Lotto 2)**

Sondaggio/n. prova	Profondità prova [m]	Pressione limite $P_L$ [kPa]	Modulo Pressiometrico $E_M$ (MPa)	$E_M/P_L$	$\alpha$	$E$ (MPa)
SI-11	29.0 - 30.0	2182.0	15.07	6.9	0.5	30

**Tabella 6-4 Coefficiente reologico  $\alpha$  per tipo di terreno (dopo Baguelin et al., 1978)**

Soil Type	Peat		Clay		Silt		Sand		Sand and gravel	
	$E_M/p_i$	$\alpha$	$E_M/p_i$	$\alpha$	$E_M/p_i$	$\alpha$	$E_M/p_i$	$\alpha$	$E_M/p_i$	$\alpha$
Overconsolidated			> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normally consolidated		1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Weathered and/or remoulded			7-9	1/2		1/2		1/3		1/4
Rock	Extremely fractured			Other			Slightly fractured or extremely weathered			
	$\alpha = 1/3$			$\alpha = 1/2$			$\alpha = 2/3$			

Caratteristiche di permeabilità:

La permeabilità è stimata dalle prove Lefranc eseguite in sito, Figura 6-31, da cui si ha una permeabilità compresa tra  $1 \cdot 10^{-8}$  e  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s.

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qa**

Contributi granulometrici (%)

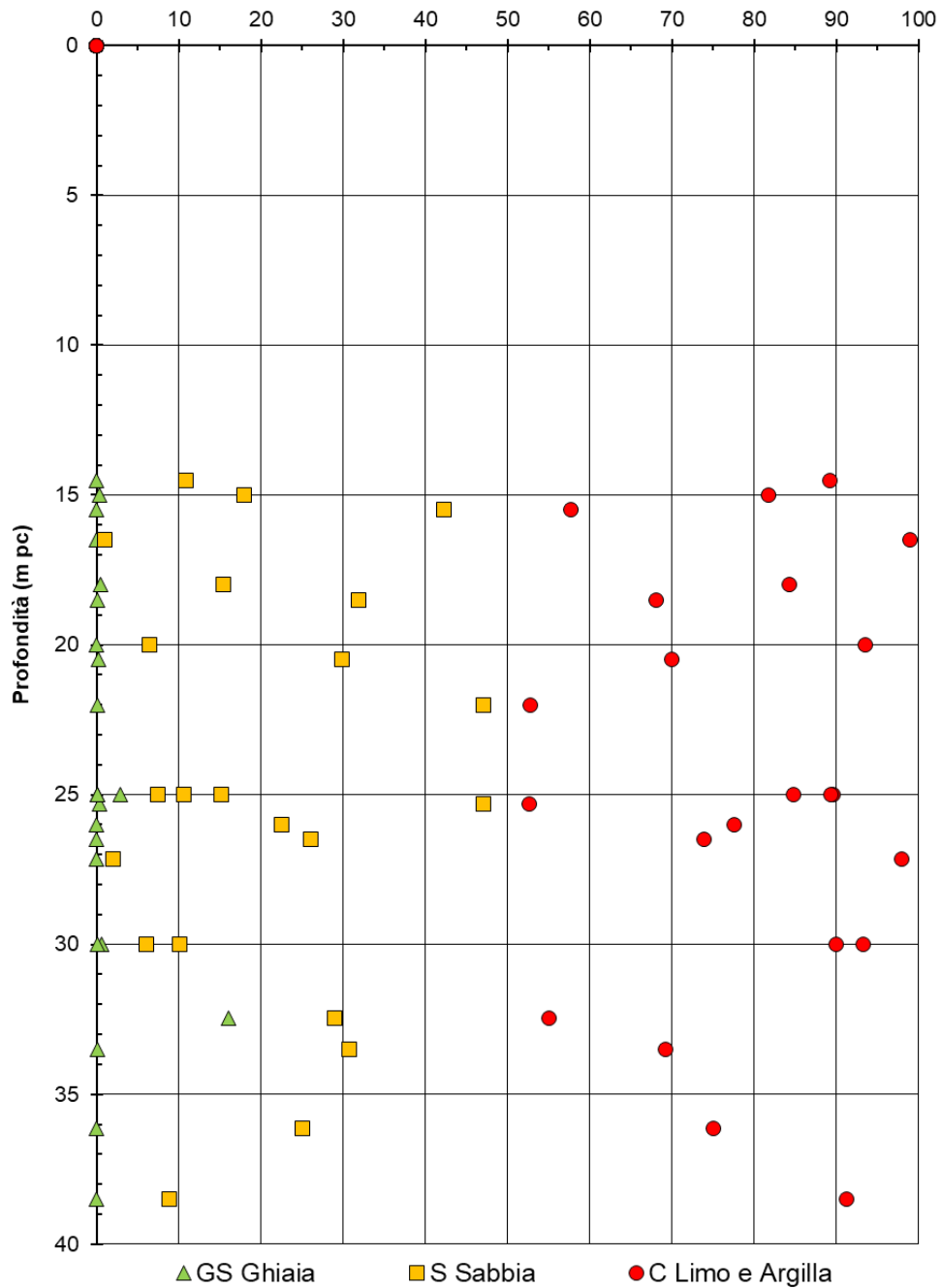


Figura 6-14 Analisi granulometriche – Unità Qa

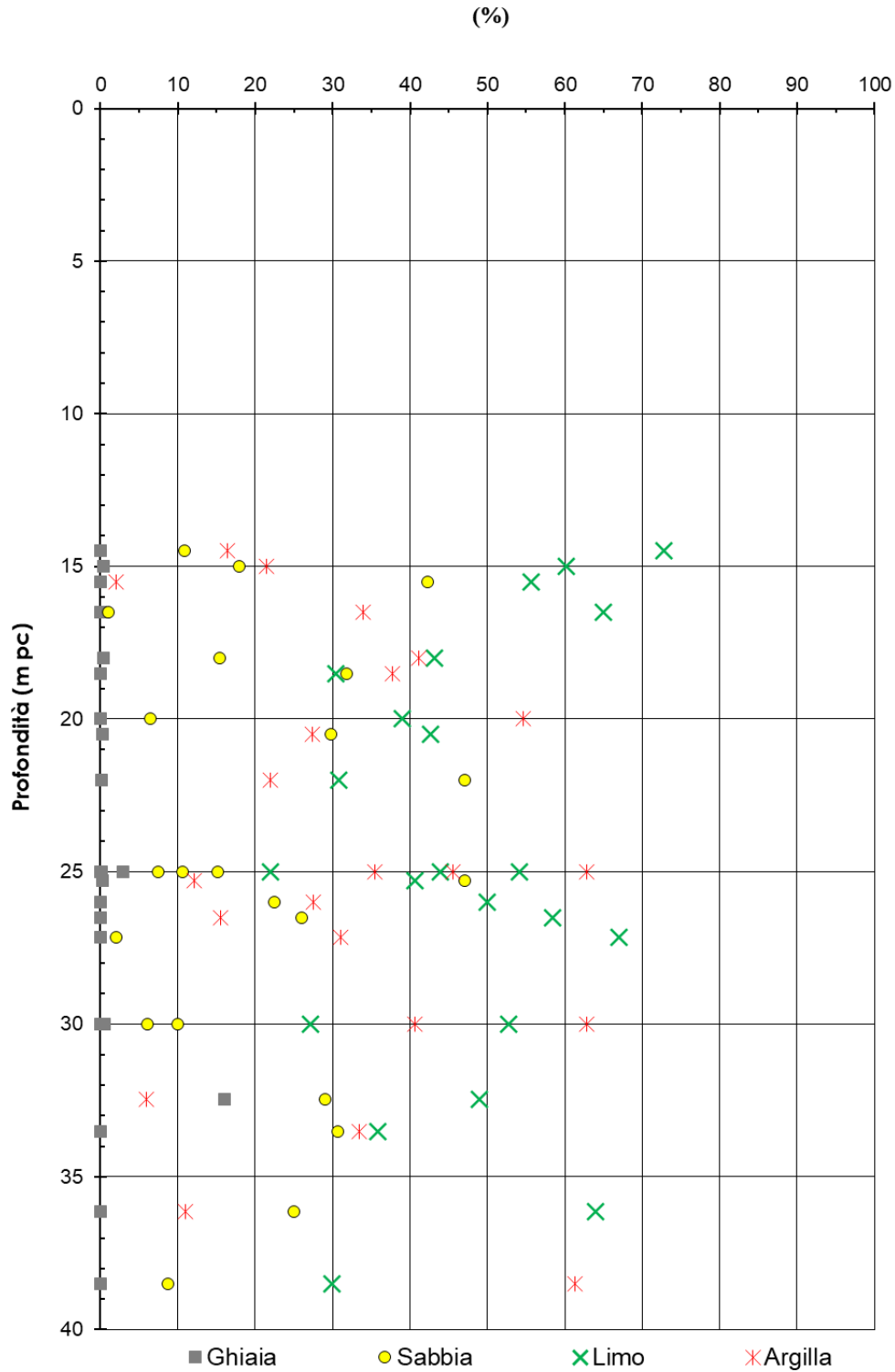


Figura 6-15 Analisi granulometriche con distinzione limo e argilla – Unità Qa



**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qa**

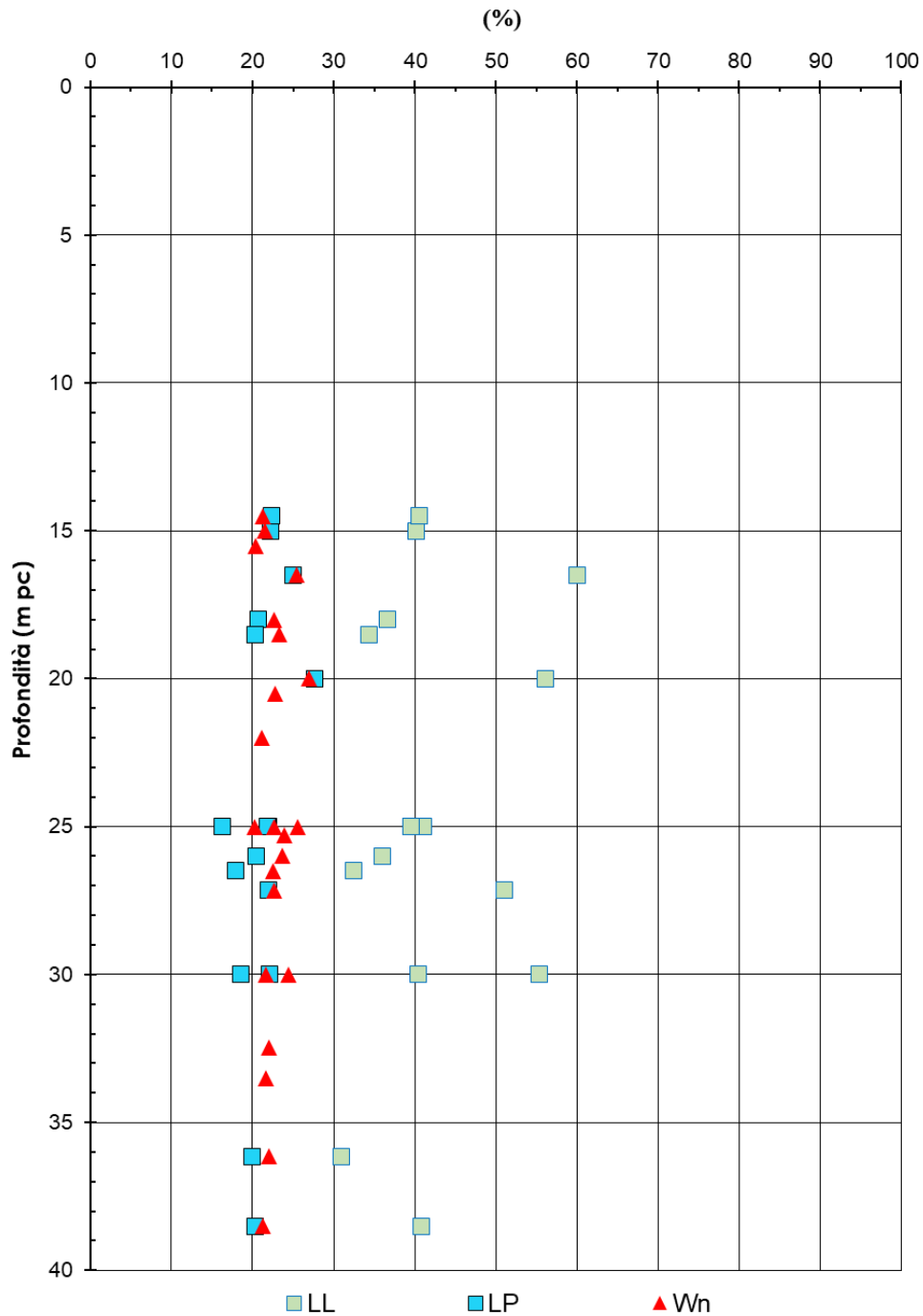
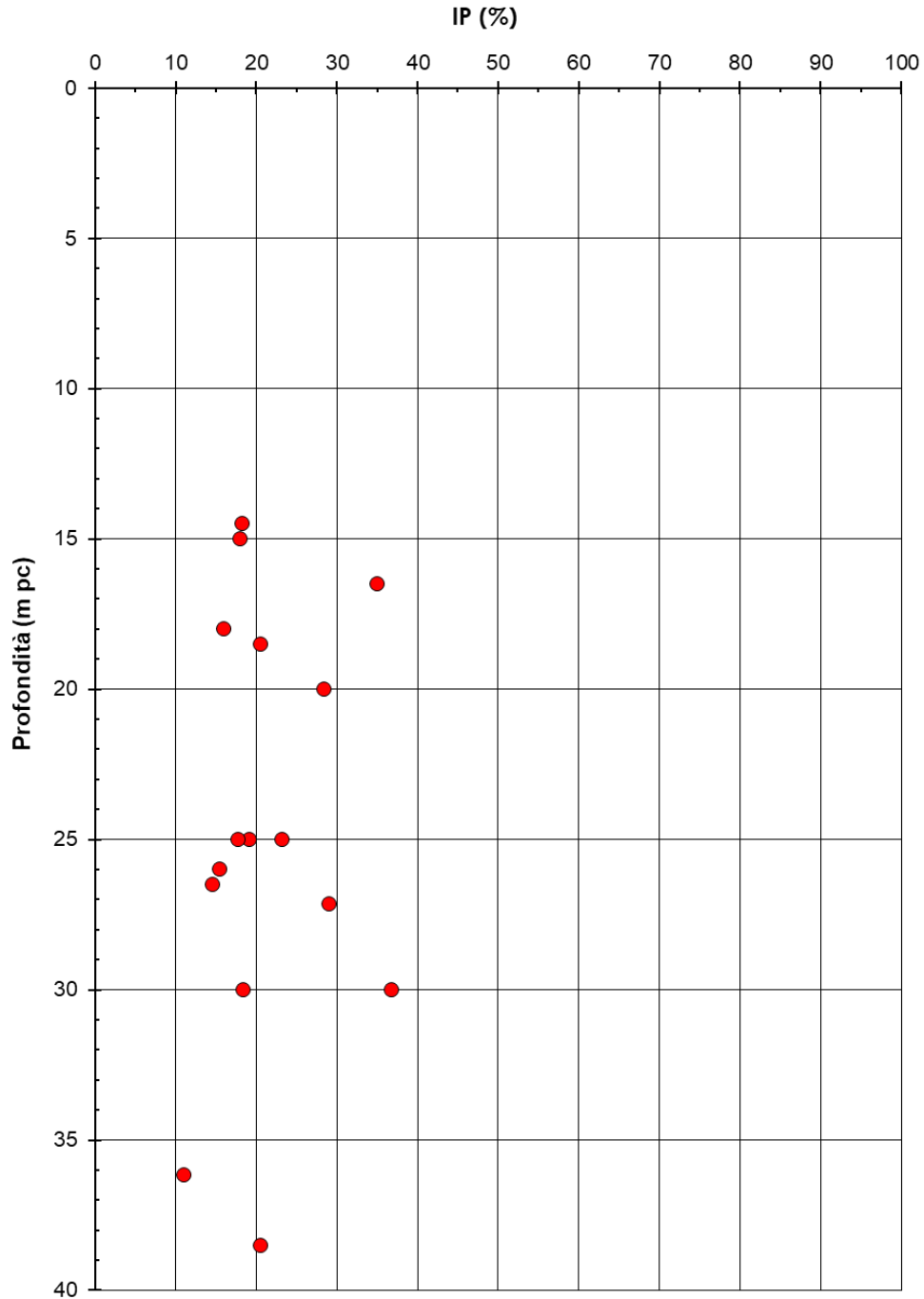


Figura 6-16 Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua – Unità Qa

**CALTAGIRONE - GELA**

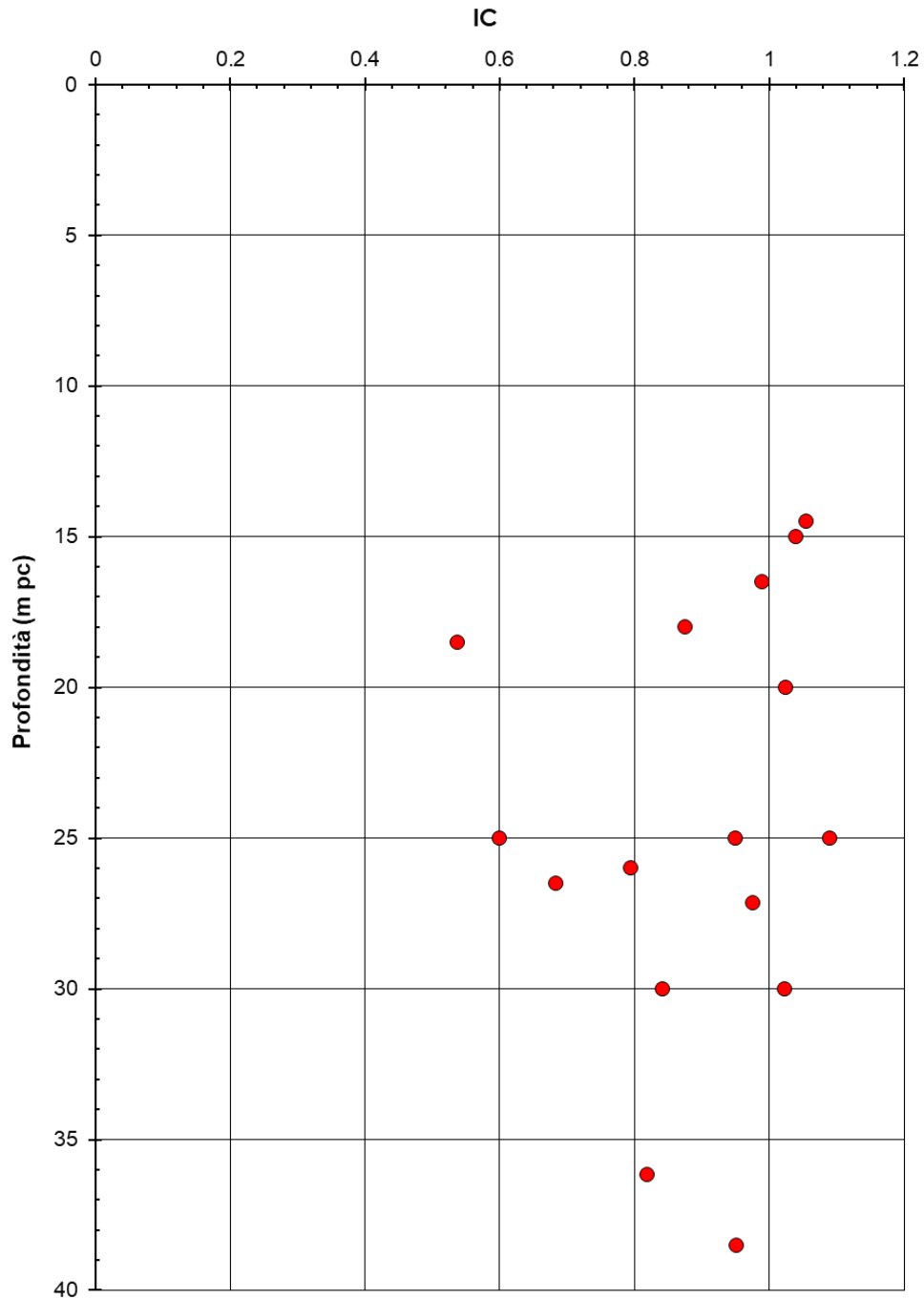
**Lotto 2 - Unità Qa**



**Figura 6-17 Indice Plastico – Unità Qa**

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qa**



**Figura 6-18 Indice di consistenza – Unità Qa**

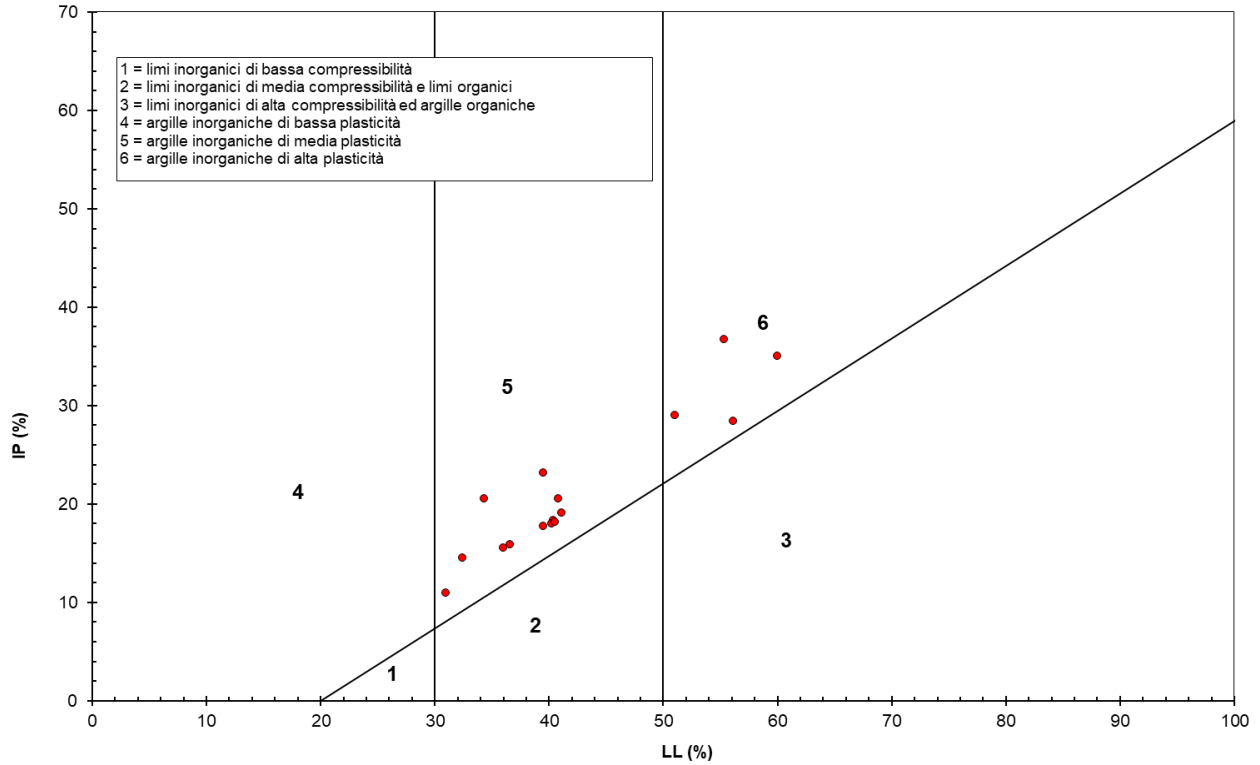


Figura 6-19 Carta di plasticità di Casagrande – Unità Qa

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qa**

$\gamma_t$  (kN/m<sup>3</sup>)

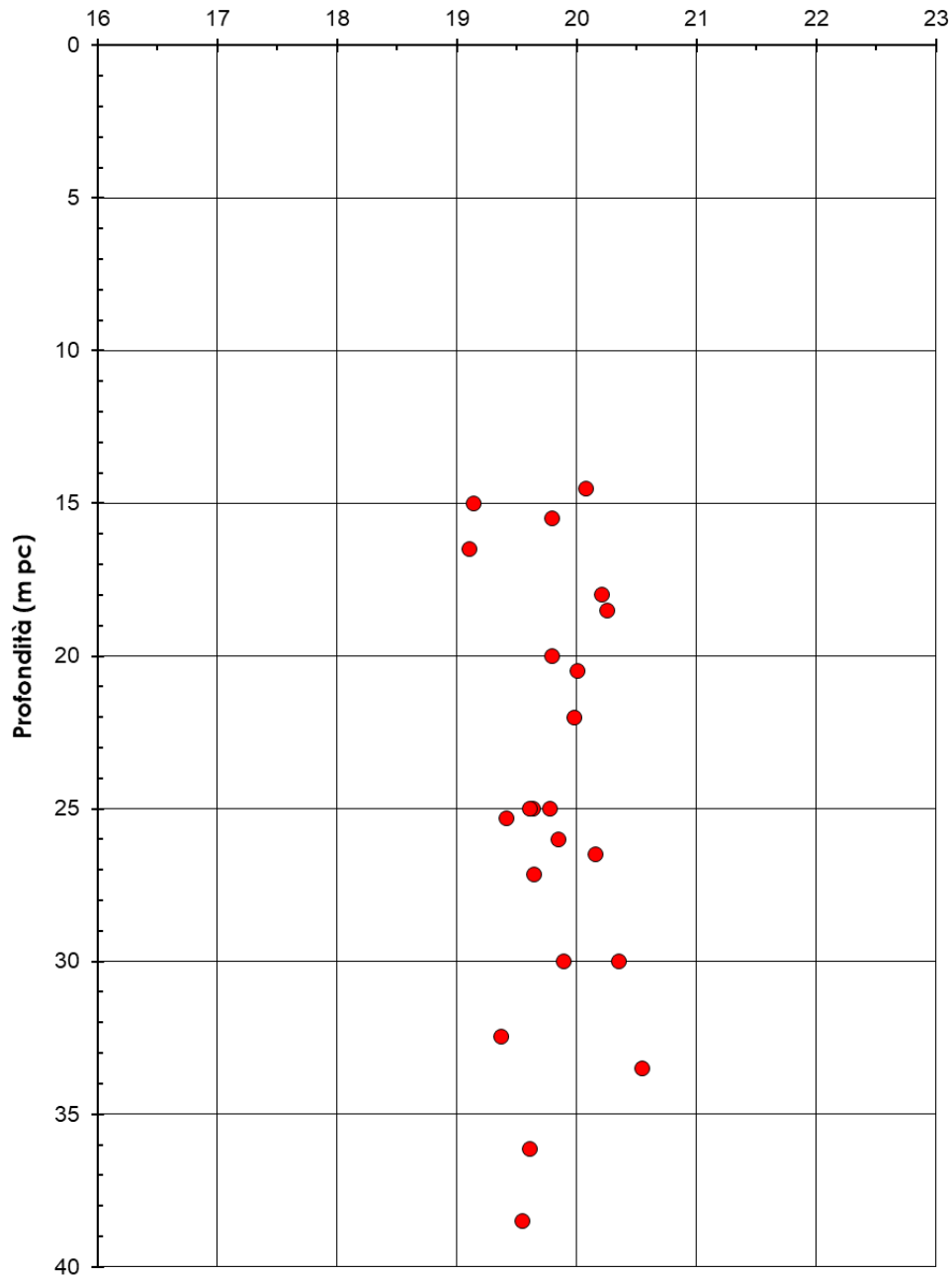
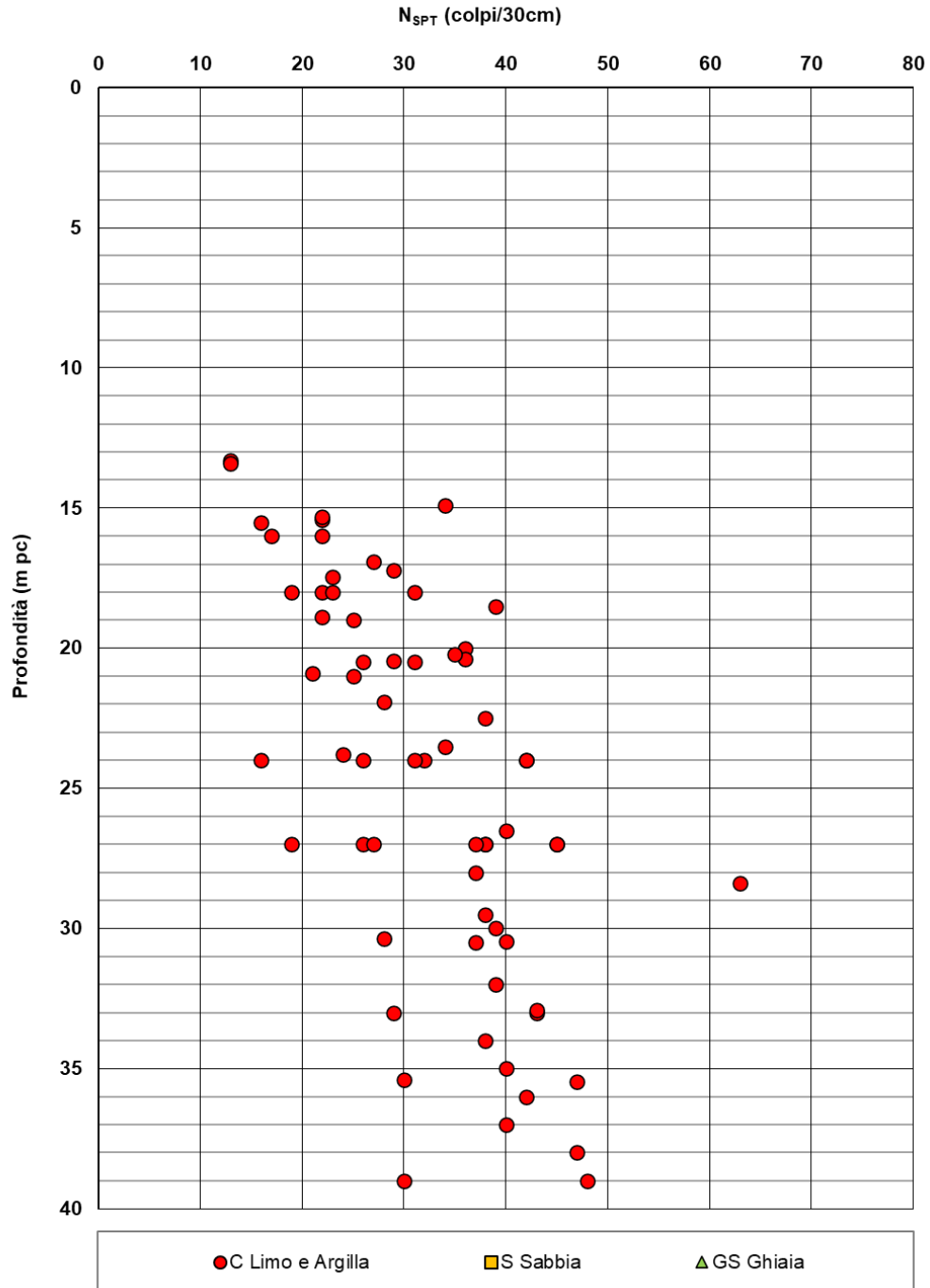


Figura 6-20 Peso di volume naturale – Unità Qa

**CALTAGIRONE - GELA**
**Lotto 2 - Unità Qa**

 Figura 6-21 Valori di  $N_{SPT}$  con indicazioni delle granulometrie di ogni prova – Unità Qa

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qa**

Angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  [°]

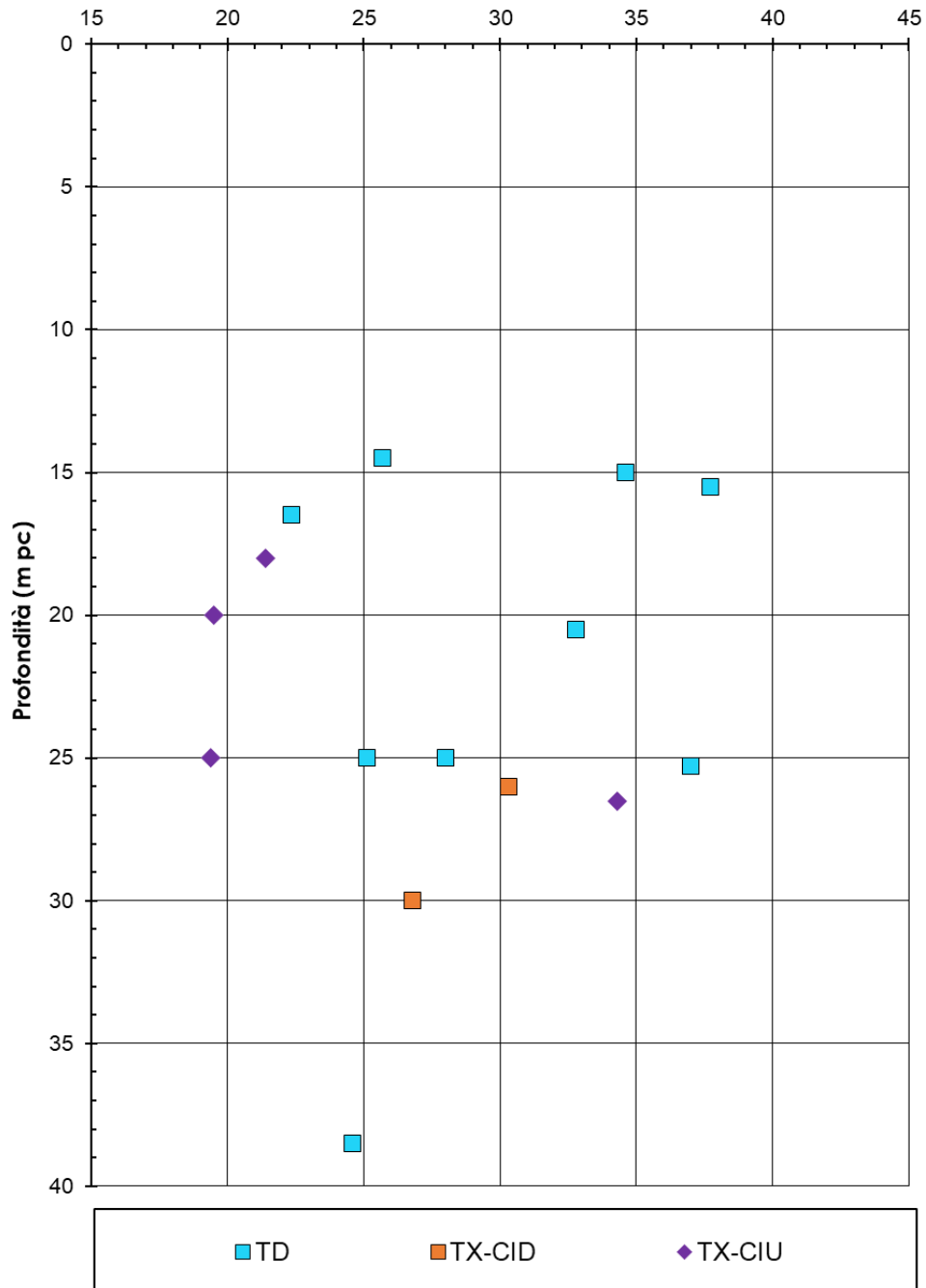


Figura 6-22 Angolo di resistenza al taglio – Unità Qa

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qa**

Coesione  $c'$  [kPa]

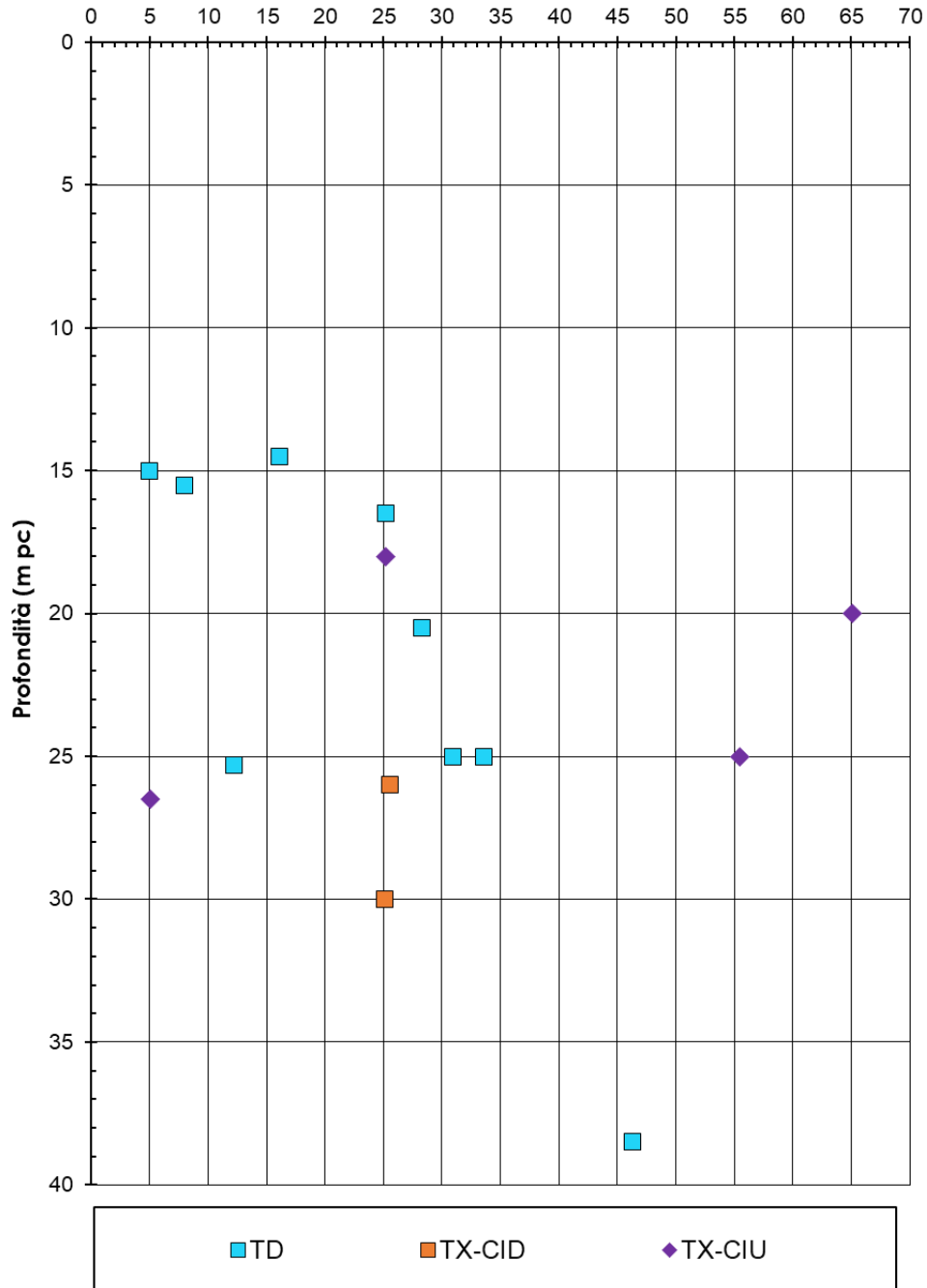


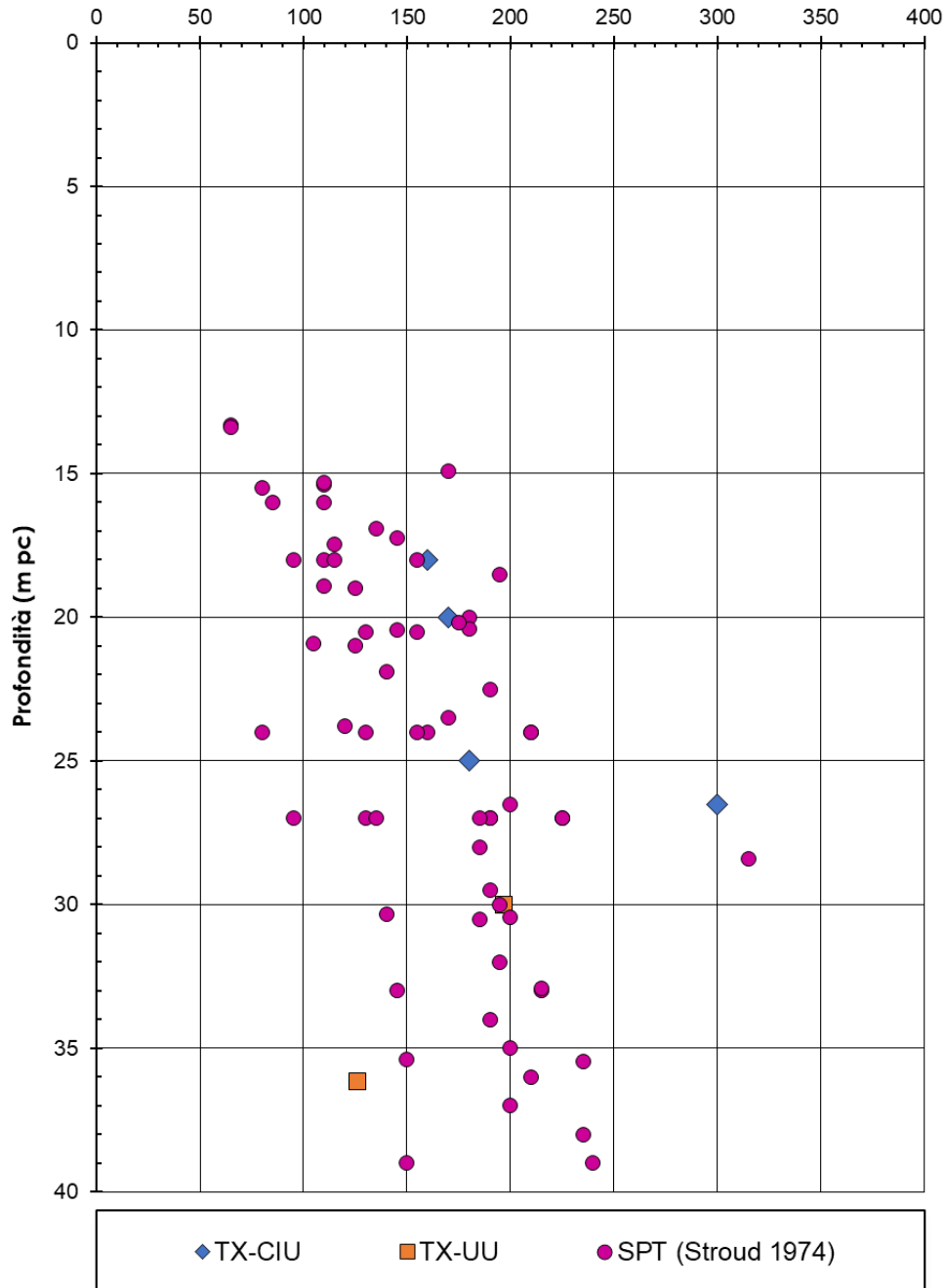
Figura 6-23 Coesione efficace – Unità Qa



**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qa**

**Resistenza al taglio non drenata (kPa)**



**Figura 6-24 Resistenza al taglio non drenata – Unità Qa**

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qa**

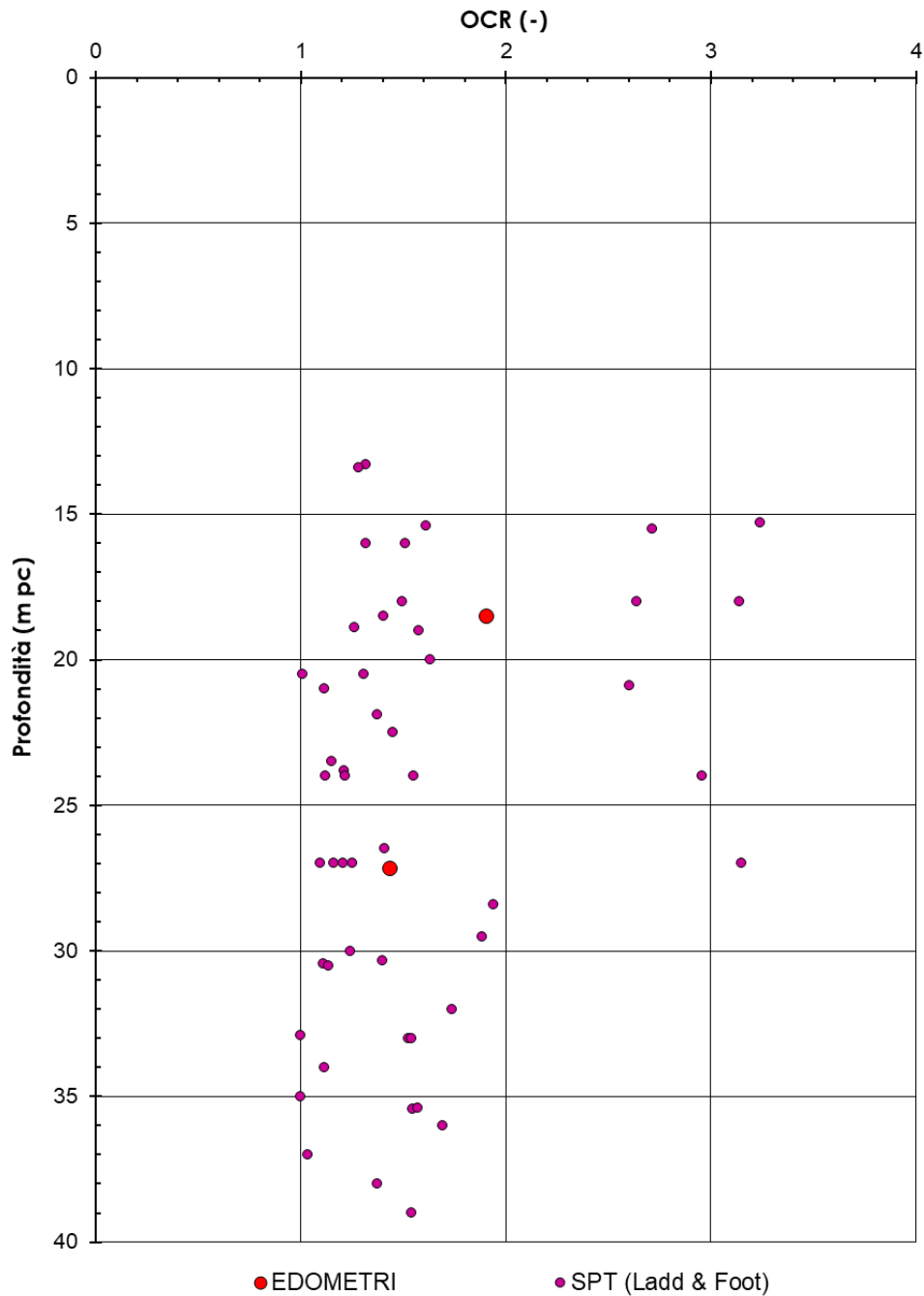


Figura 6-25 OCR da prove edometriche – Unità Qa

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qa**

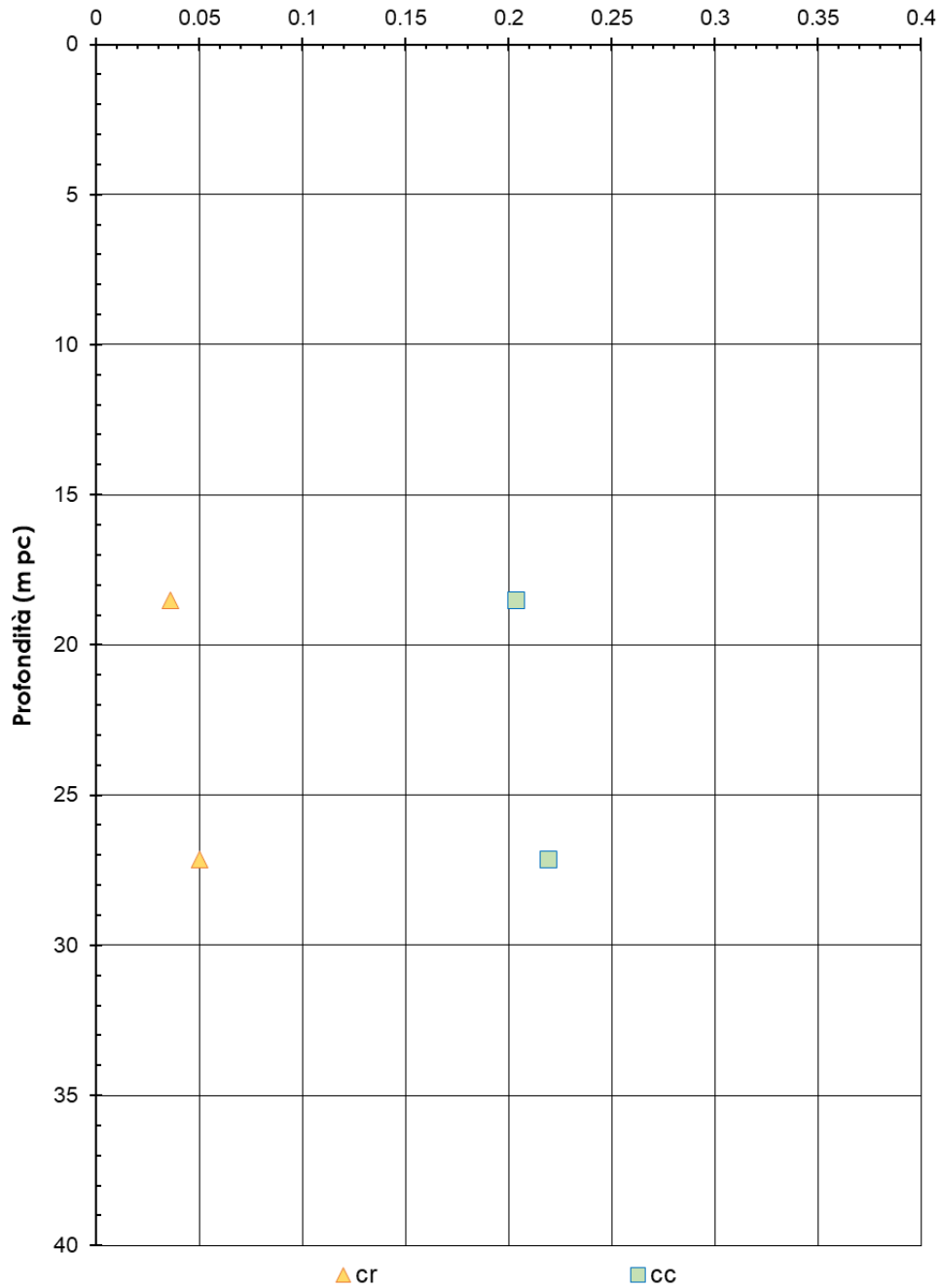


Figura 6-26 Indice di compressione e ricompressione edometrica – Unità Qa

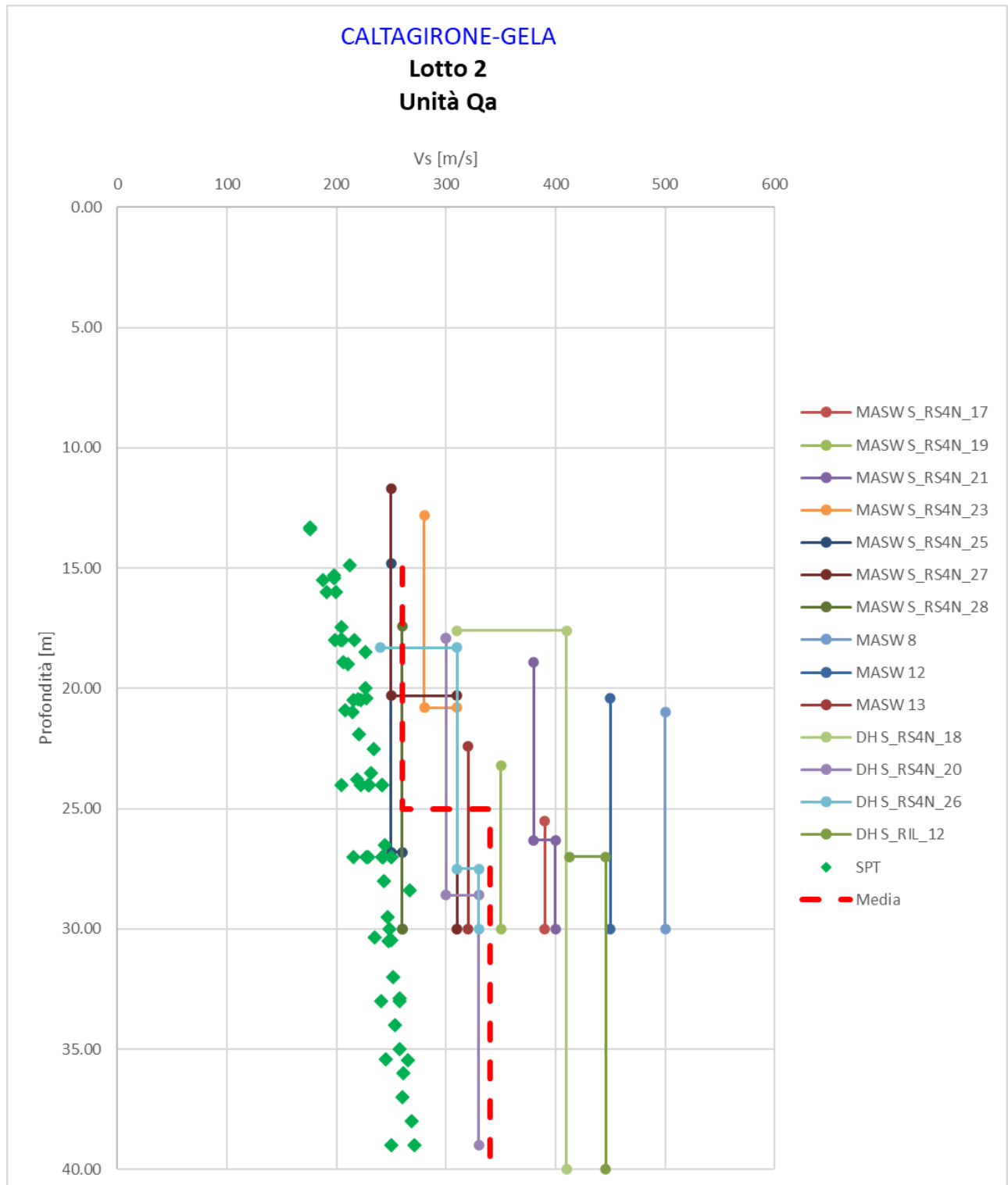


Figura 6-27 Velocità onde di taglio Vs da prove geofisiche e SPT – Unità Qa

**CALTAGIRONE - GELA**

**Unità Qa**

G0 (MPa)

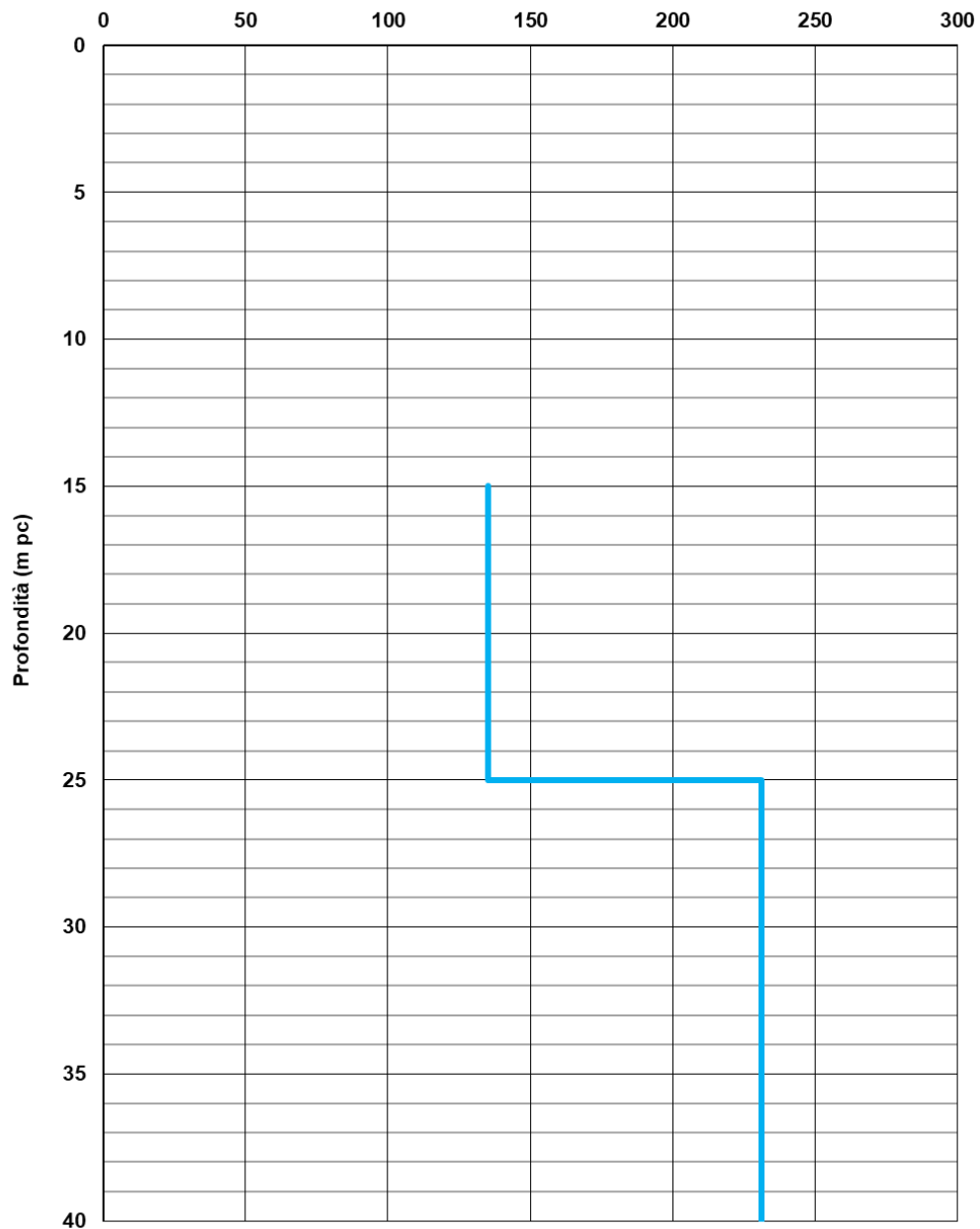


Figura 6-28 Modulo di deformazione a taglio iniziale da Vs – Unità Qa

**CALTAGIRONE - GELA**

**Unità Qa**

$E_0$  (MPa)

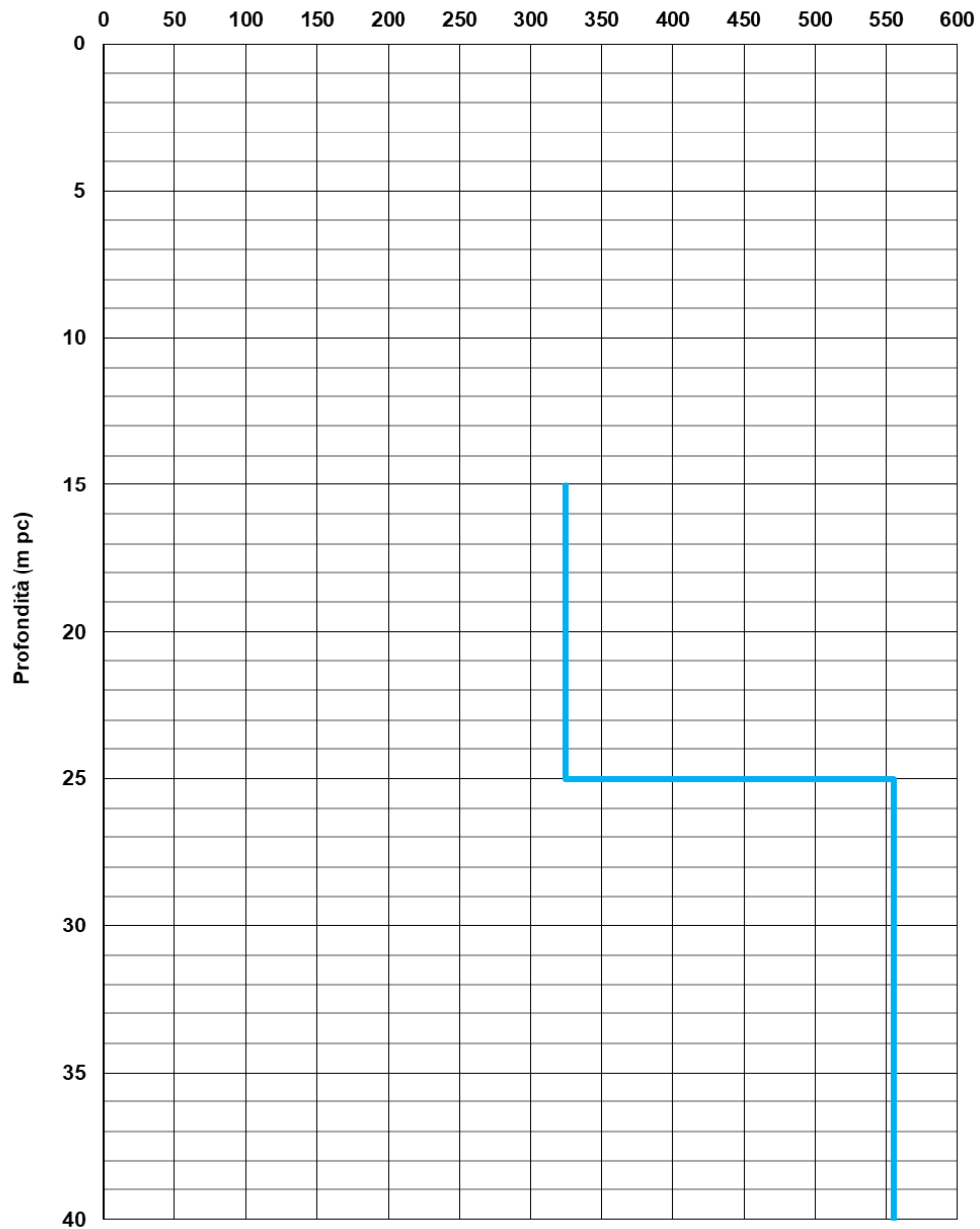


Figura 6-29 Modulo elastico iniziale da Vs – Unità Qa

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qa**

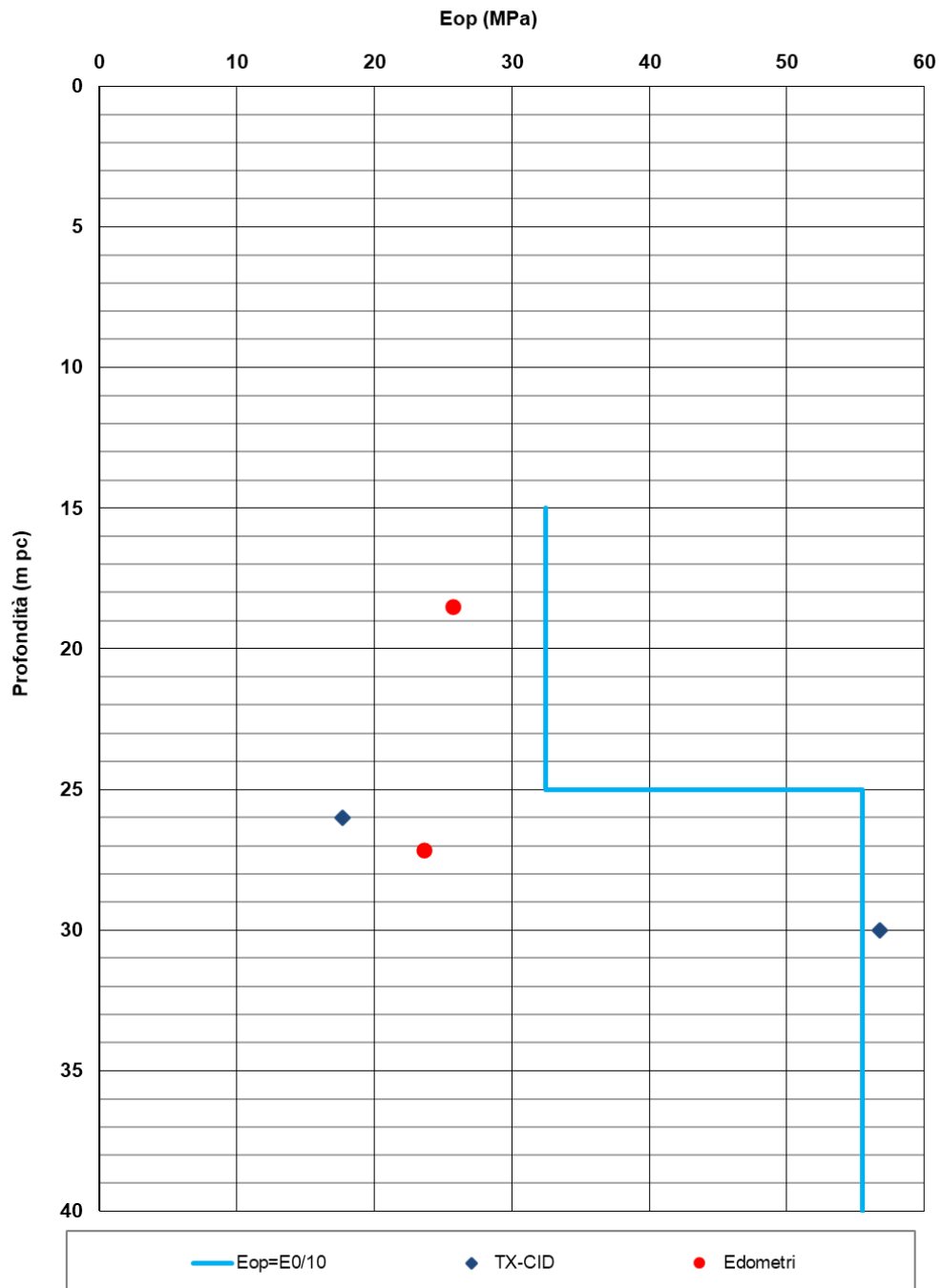
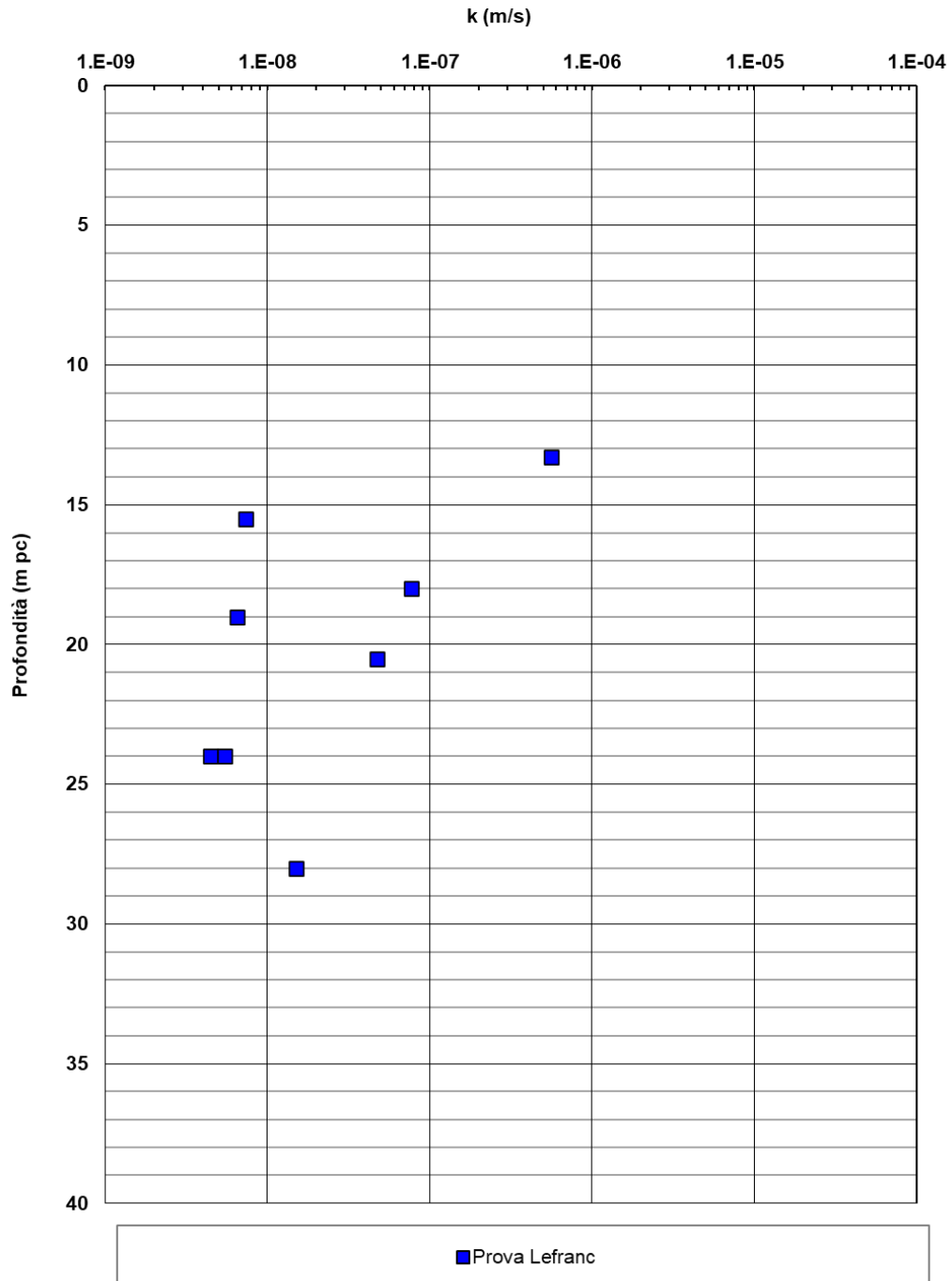


Figura 6-30 Stima del modulo elastico operativo da  $E_0$  – unità Qa

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Qa**



**Figura 6-31 Permeabilità da prove in sito – Unità Qa**



### 6.1.4 Unità A (argille debolmente limose)

L'unità A è costituita da materiali a grana fine, argille debolmente limose di colore nocciola, intercalato a strati sabbiosi, con spessore da metrico a decametrico. Lo strato si trova prevalentemente nei primi 15-20 m da p.c. ed è intercettato principalmente nei sondaggi S\_RS4N\_17, S\_RS4N\_18, S\_RS4N\_25, S\_RS4N\_26, SI-10 e S\_RIL-11. Dal punto di vista della storia tensionale questa unità si presenta sovraconsolidata.

#### Caratteristiche fisiche

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Dall'analisi granulometrica, i cui risultati sono riassunti in Figura 6-32 si ha che l'unità A è composta da:

- percentuale di ghiaia generalmente nulla o trascurabile;
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 10 e 40%;
- percentuale di materiale fine (limo e argilla) compresa fra 50 e 90%.

Come riportato da Figura 6-33 a Figura 6-35, il limite liquido è compreso generalmente fra 30 e 50% (valore medio 40%), mentre il limite plastico è compreso fra 15 e 25% (valore medio 20%). Il limite plastico risulta quindi variabile fra 15 e 25%, indice di un terreno plastico. Il contenuto naturale d'acqua è circa pari al 20%. L'indice di consistenza risulta compreso tra 0.8 e 1.6, tipico di un terreno semisolido. In Figura 6-36 si riporta la carta di plasticità di Casagrande e si può notare come il materiale si collochi nella zona delle argille inorganiche di media plasticità.

Il peso di volume naturale è compreso tra 19.0 e 20.5 kN/m<sup>3</sup>, come mostrato in Figura 6-37.

#### Parametri di resistenza

Per quanto riguarda i parametri di resistenza drenati, le prove di laboratorio disponibili per l'unità in esame (taglio diretto TD e prove triassiali consolidate drenate TX-CID) hanno fornito i valori mostrati in Figura 6-39 e Figura 6-40. L'angolo di resistenza al taglio è generalmente compreso fra 22 e 29°, mentre la coesione drenata varia fra 25 e 65 kPa, in linea con i valori di sovraconsolidazione ottenuti.

Per quanto riguarda i parametri di resistenza al taglio non drenata, in Figura 6-41, si riportano i valori delle interpretazioni delle prove SPT ed i valori ottenuti dalle prove triassiali consolidate non drenate TX-CIU. Si osservano valori di resistenza al taglio non drenata compresi generalmente tra 150 e 200

kPa, considerando per questo parametro più significativi i risultati delle prove di laboratorio rispetto alle correlazioni dei risultati delle indagini SPT.

Si assumono i seguenti parametri caratteristici:

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale

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

$\phi' = 24\div 27^\circ$  angolo di resistenza al taglio

$c_u = 75\div 200 \text{ kPa}$  resistenza al taglio non drenata

### Parametri di deformabilità

Sulla base dei risultati delle prove edometriche condotte su campioni indisturbati dell'Unità A, il materiale si trova in uno stato sovraconsolidato con un OCR che compreso fra 2 e 9 nella zona più superficiale del deposito e tendente a 1 in profondità, come mostrato in Figura 6-42. Si sono stimati i seguenti parametri di compressibilità in condizioni edometriche, vedi Figura 6-43:

- indice di compressione edometrica  $c_c = 0.20$ ;
- indice di ricomprensione edometrica  $c_r = 0.05$ .

I parametri di deformazione sono stati stimati principalmente dalle correlazioni con i valori della resistenza al taglio non drenata. Per l'Unità A si stima:

$G_0 = 80\div 180 \text{ MPa}$  modulo di deformazione a taglio iniziale

$E_0 = 200\div 430 \text{ MPa}$  modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

$E_{op} = 20\div 45 \text{ MPa}$  modulo di deformazione elastico operativo

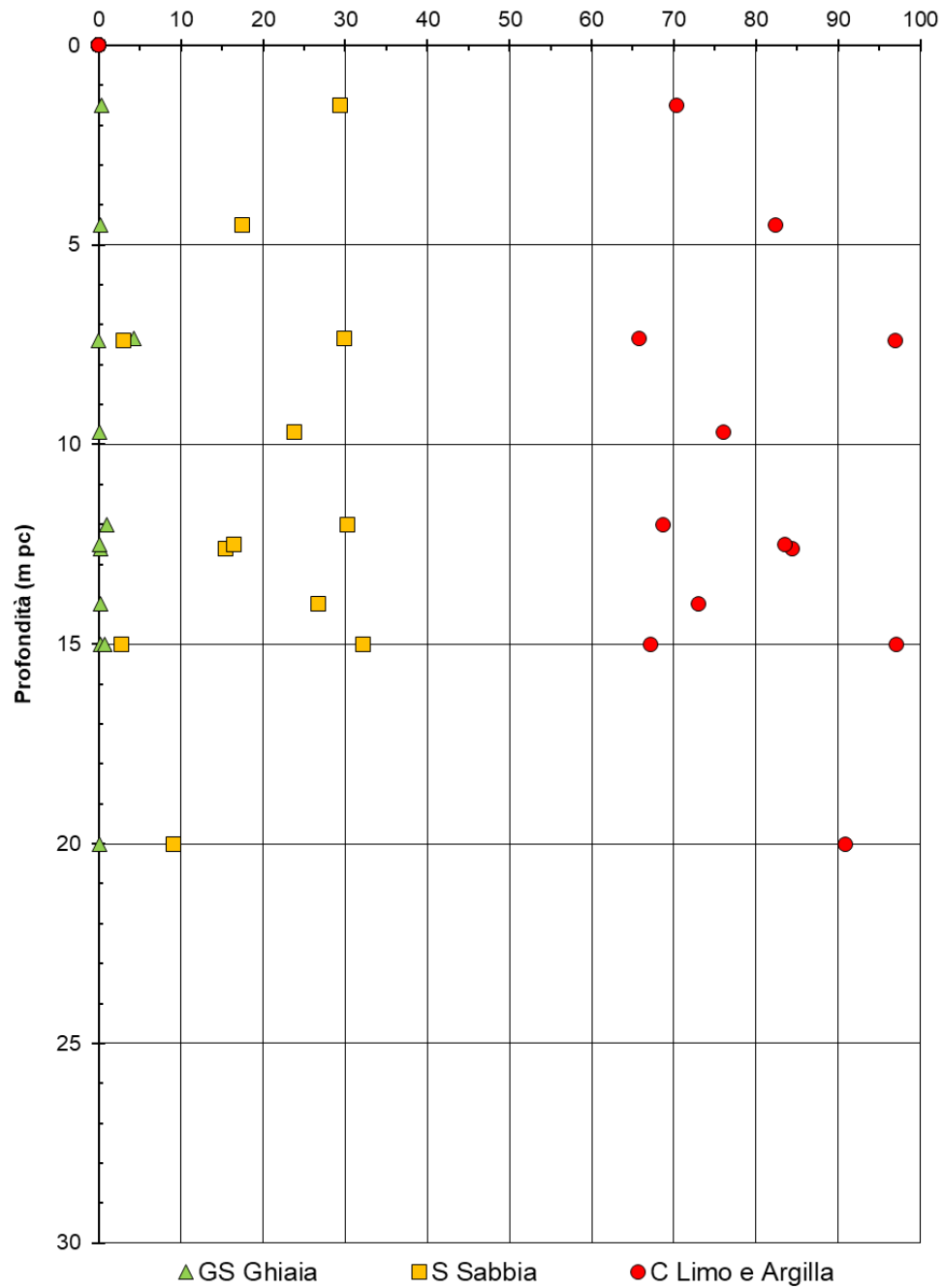
### Caratteristiche di permeabilità:

La permeabilità è stimata dalle prove Lefranc eseguite in sito, Figura 6-48, da cui si può determinare un valore del coefficiente di permeabilità compreso tra  $7 \cdot 10^{-9}$  e  $1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ .

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità A**

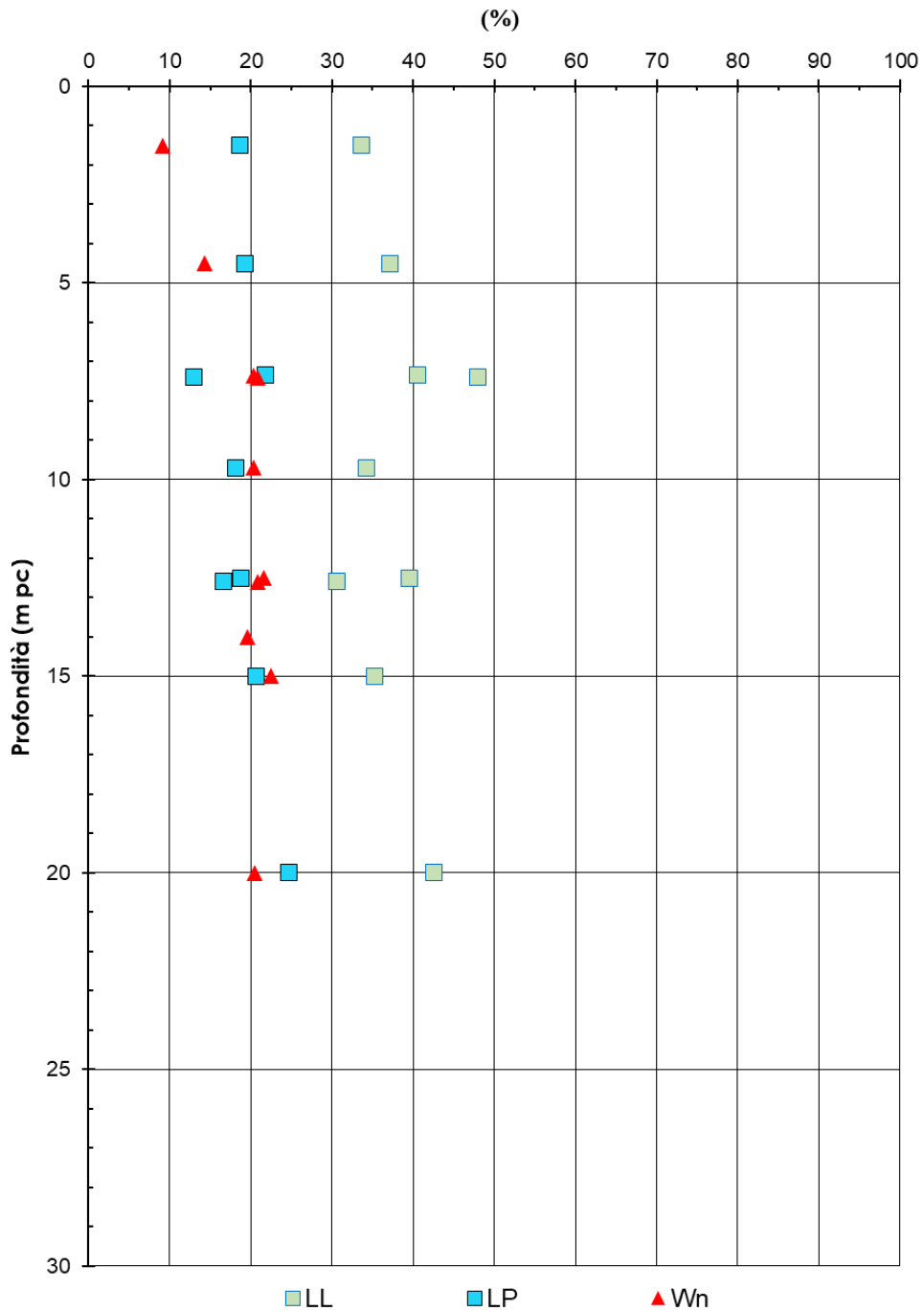
Contributi granulometrici (%)



**Figura 6-32 Analisi granulometriche – Unità A**

**CALTAGIRONE - GELA**

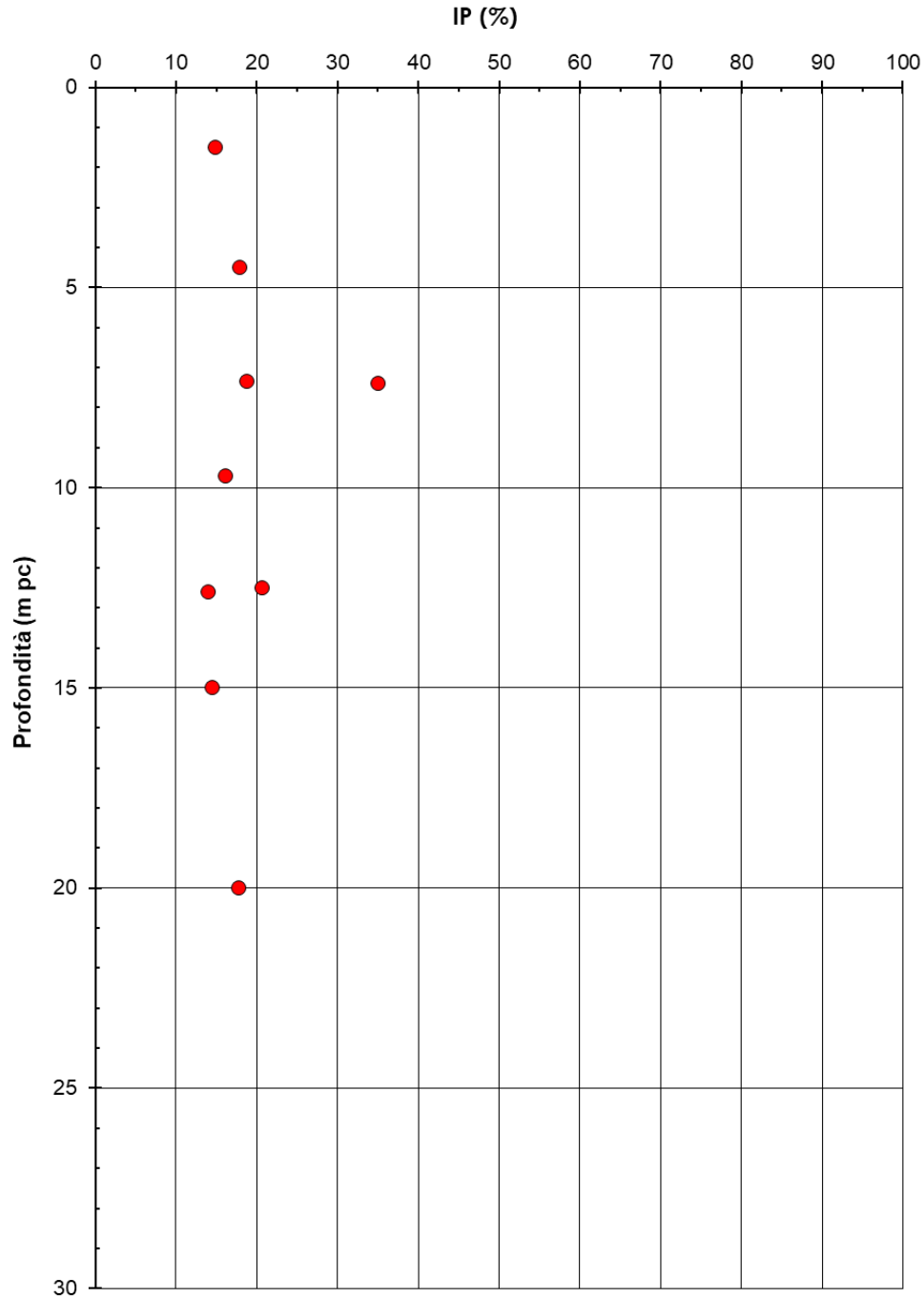
**Lotto 2 - Unità A**



**Figura 6-33 Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua – Unità A**

**CALTAGIRONE - GELA**

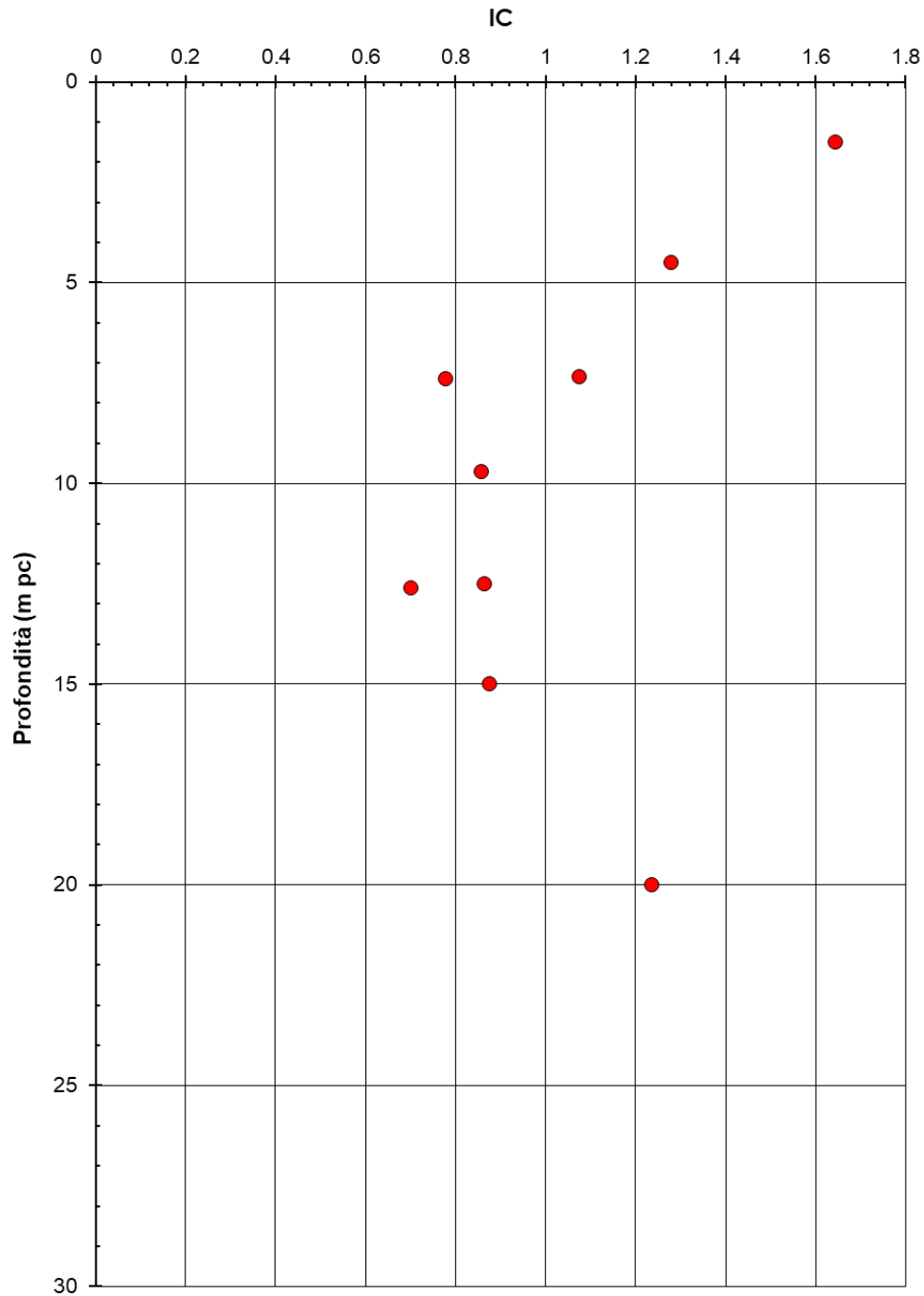
**Lotto 2 - Unità A**



**Figura 6-34 Indice di plasticità – Unità A**

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità A**



**Figura 6-35 Indice di consistenza – Unità A**

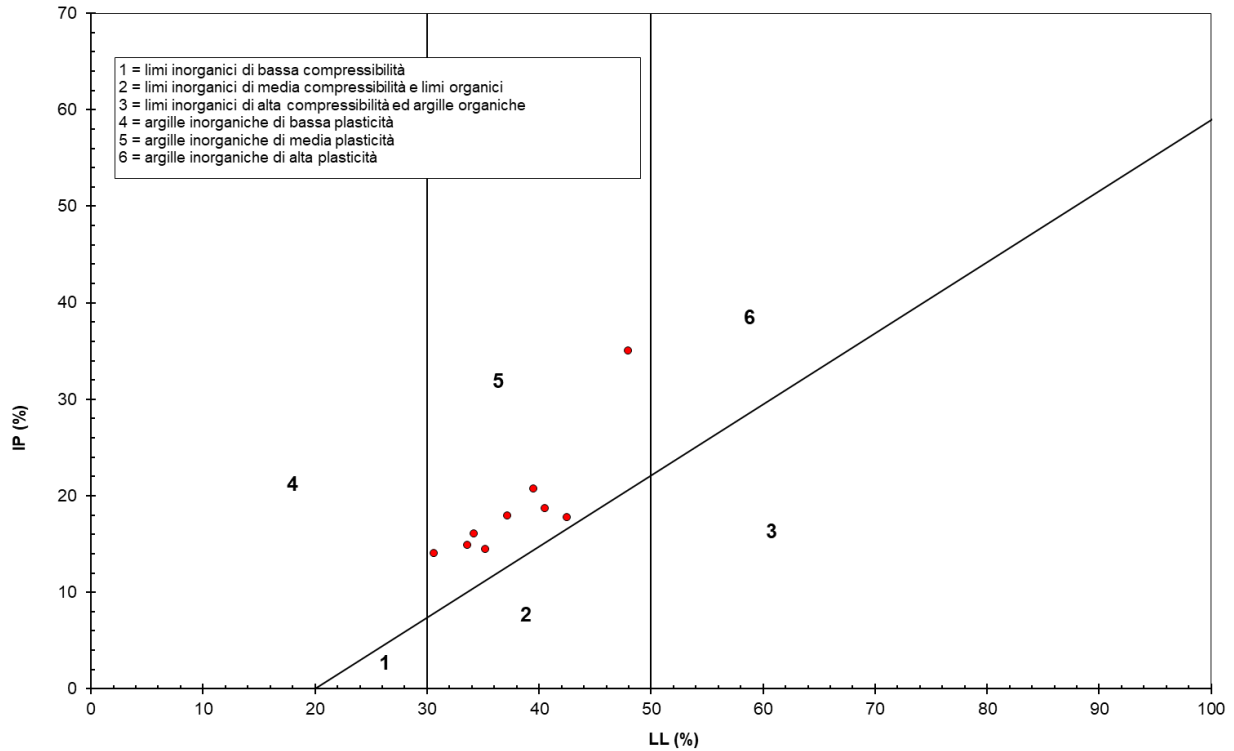
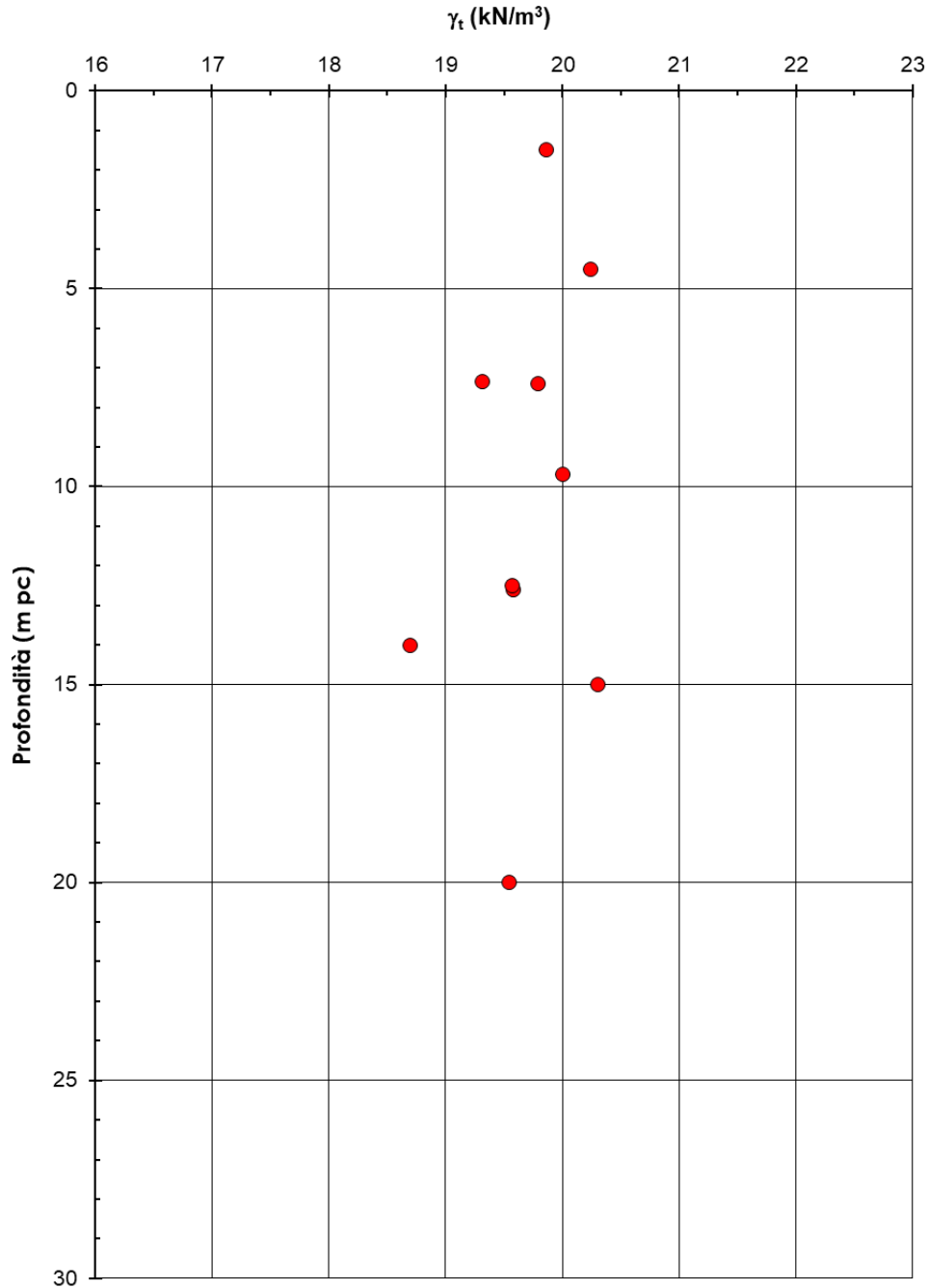


Figura 6-36 Carta d plasticità di Casagrande – Unità A

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità A**



**Figura 6-37 Peso di volume naturale – Unità A**



**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità A**

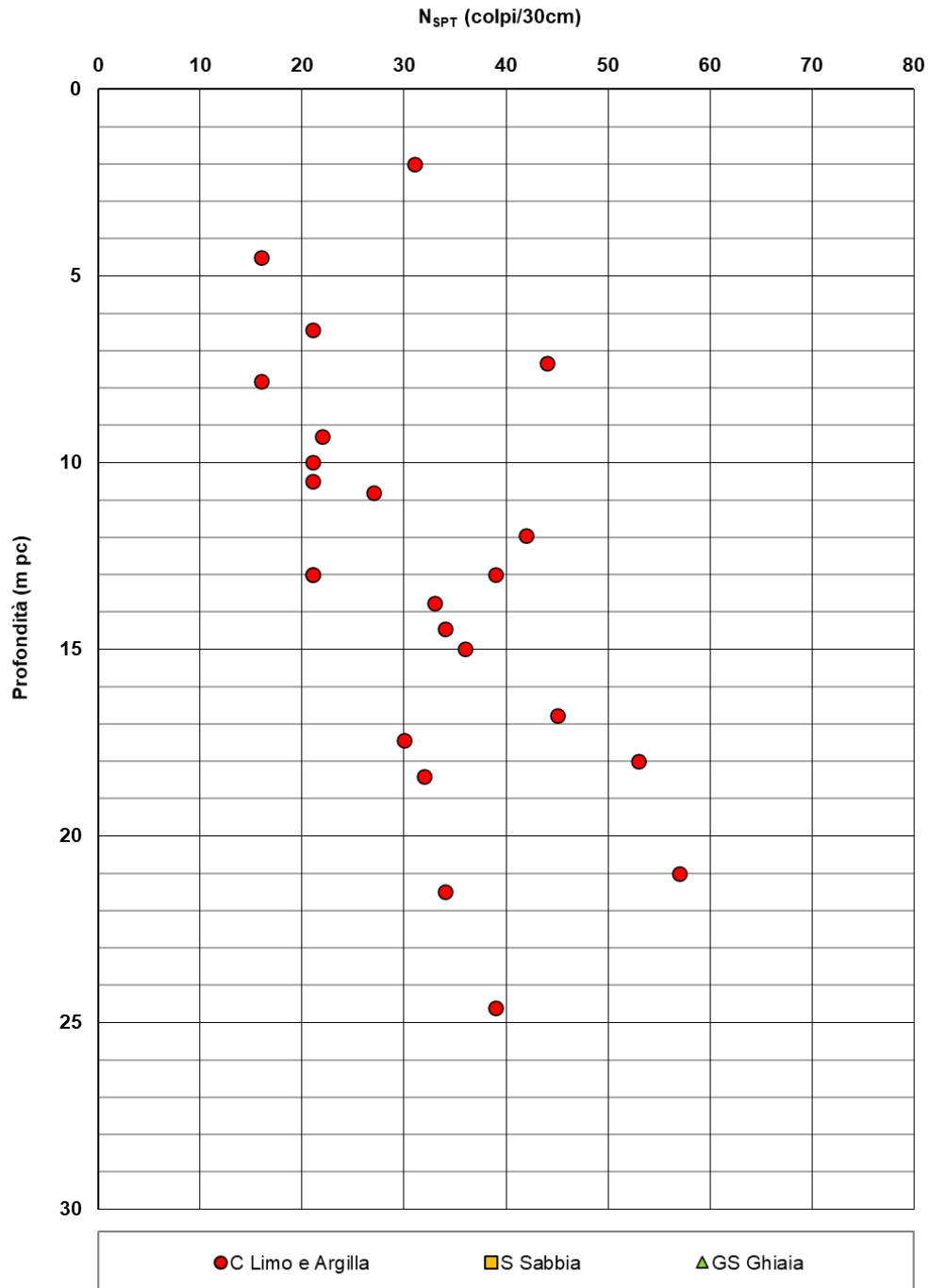


Figura 6-38 Valori di  $N_{SPT}$  con indicazioni delle granulometrie di ogni prova – Unità A

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità A**

Angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  [°]

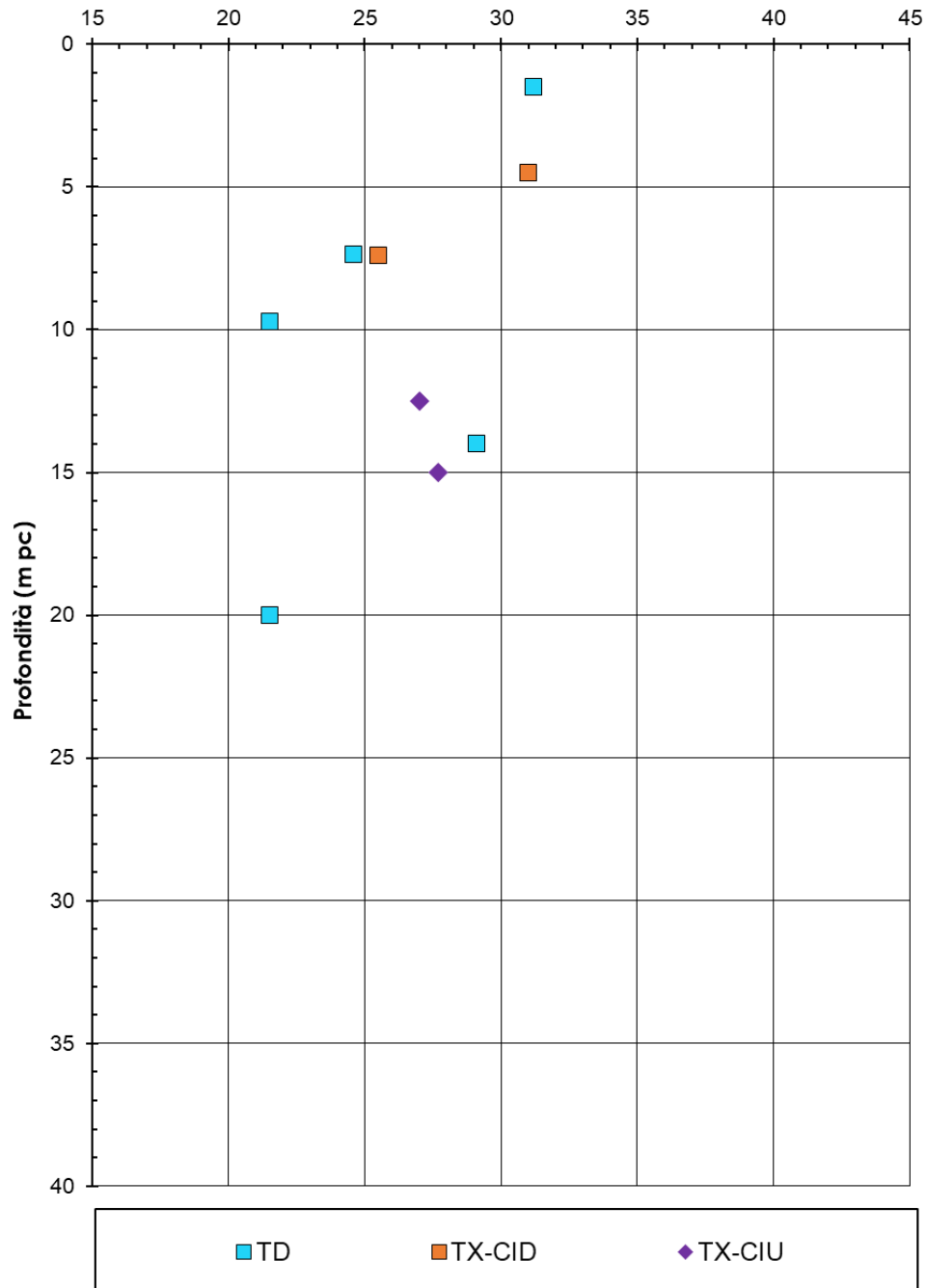
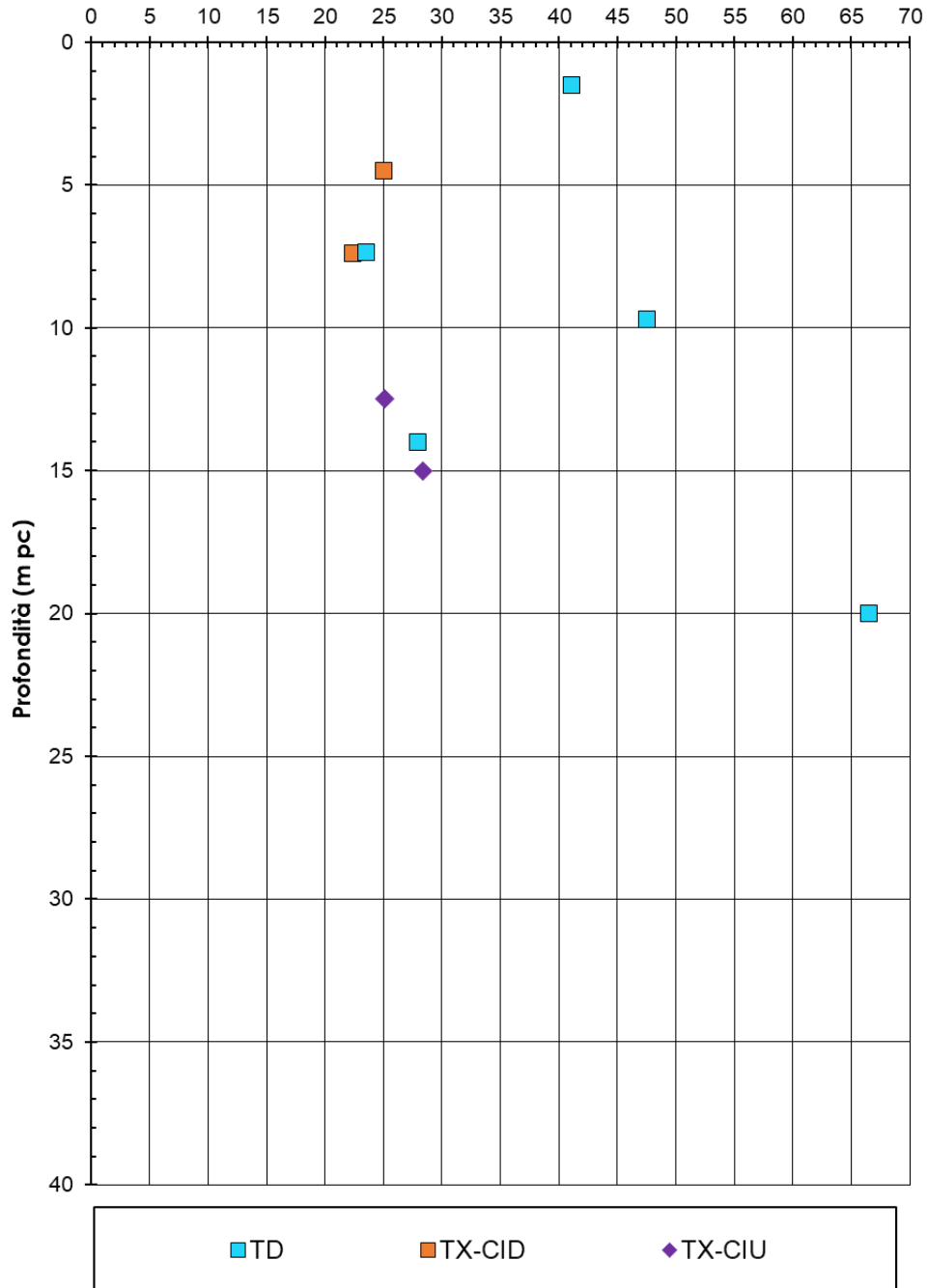


Figura 6-39 Angolo di resistenza al taglio – Unità A

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità A**

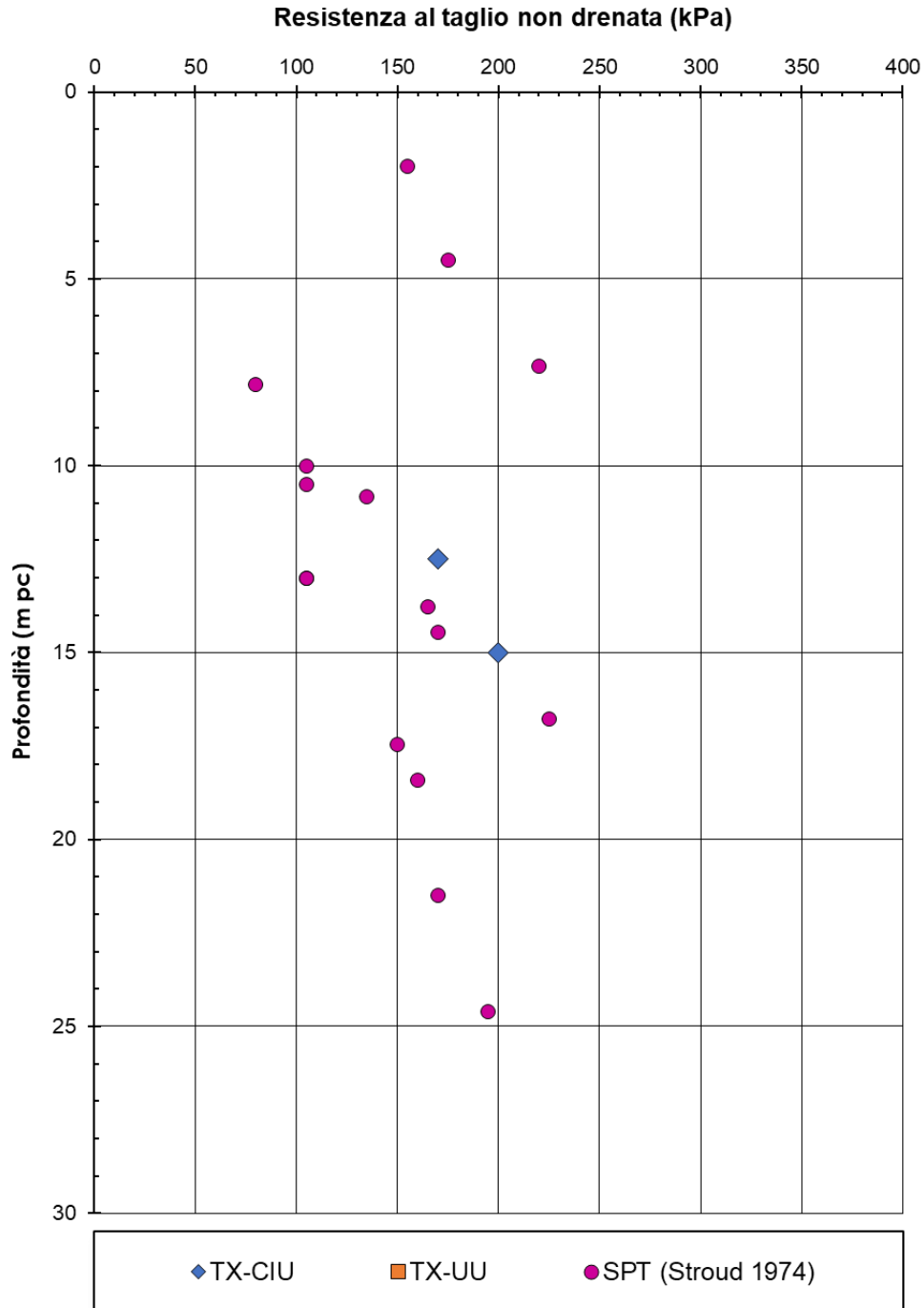
Coesione  $c'$  [kPa]



**Figura 6-40 Coesione efficace – Unità A**

**CALTAGIRONE - GELA**

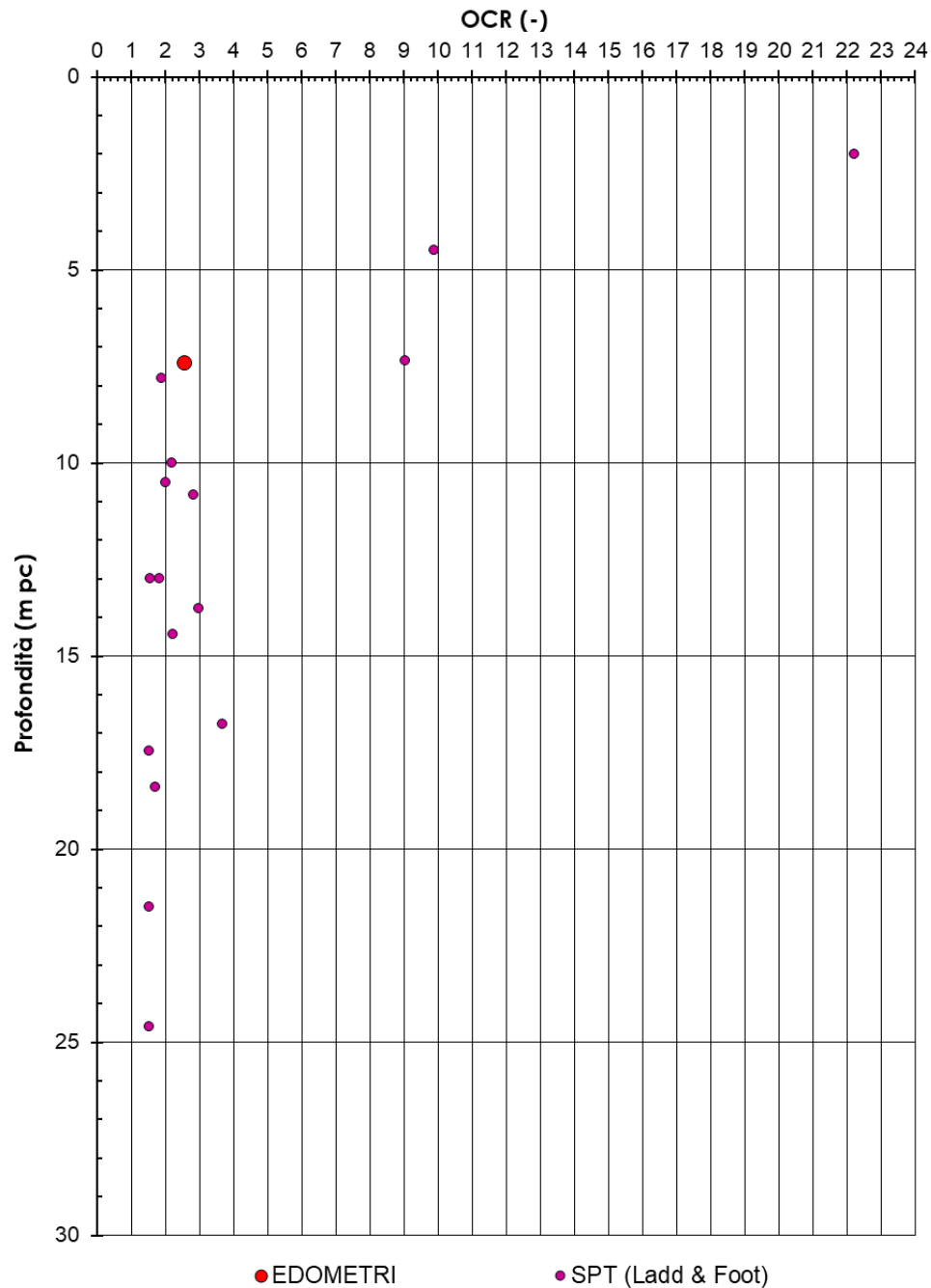
**Lotto 2 - Unità A**



**Figura 6-41 Resistenza al taglio non drenata – Unità A**

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità A**



**Figura 6-42 OCR da prove edometriche – Unità A**

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità A**

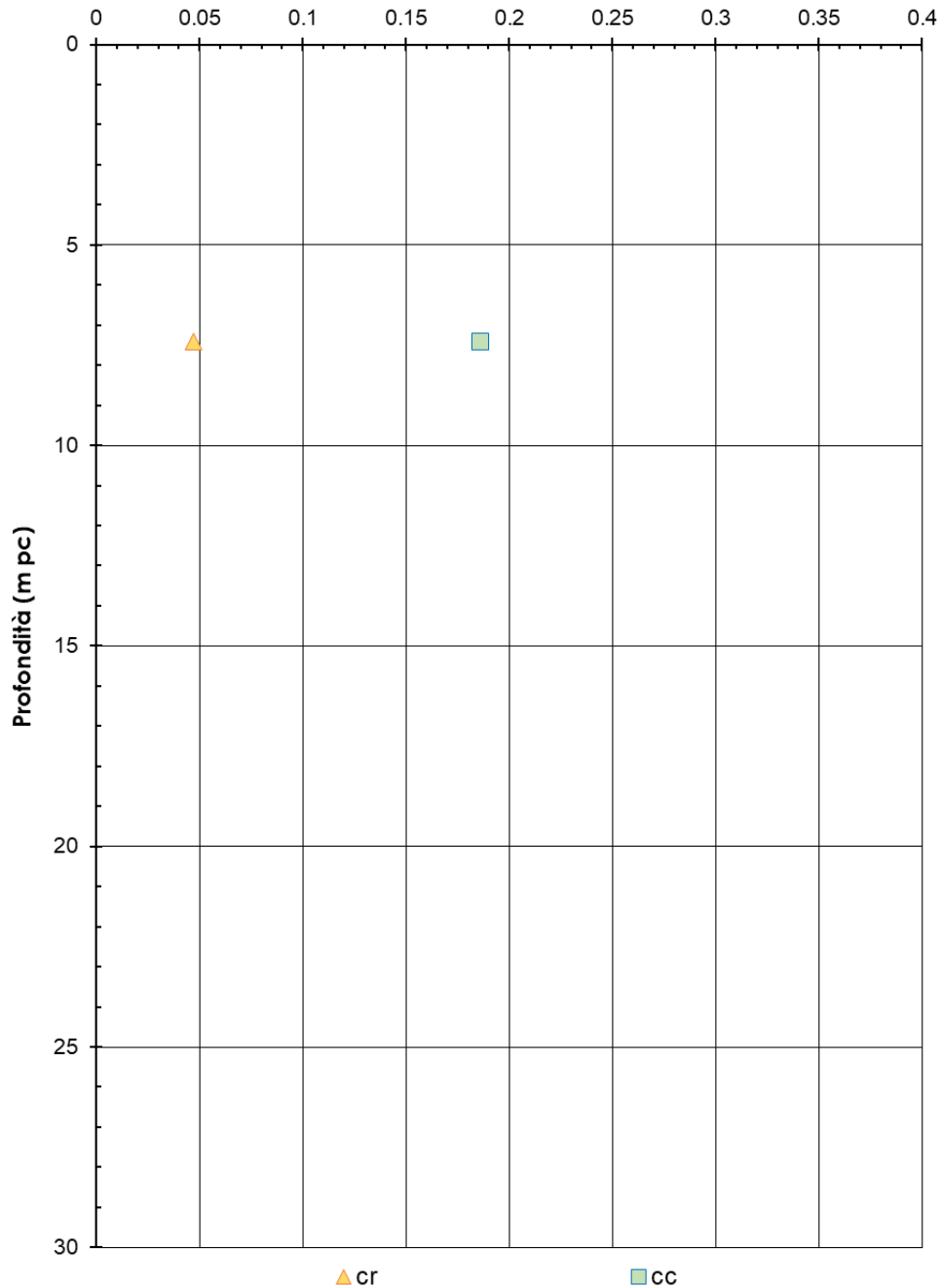


Figura 6-43 Indice di compressione e ricomprensione edometrica – Unità A

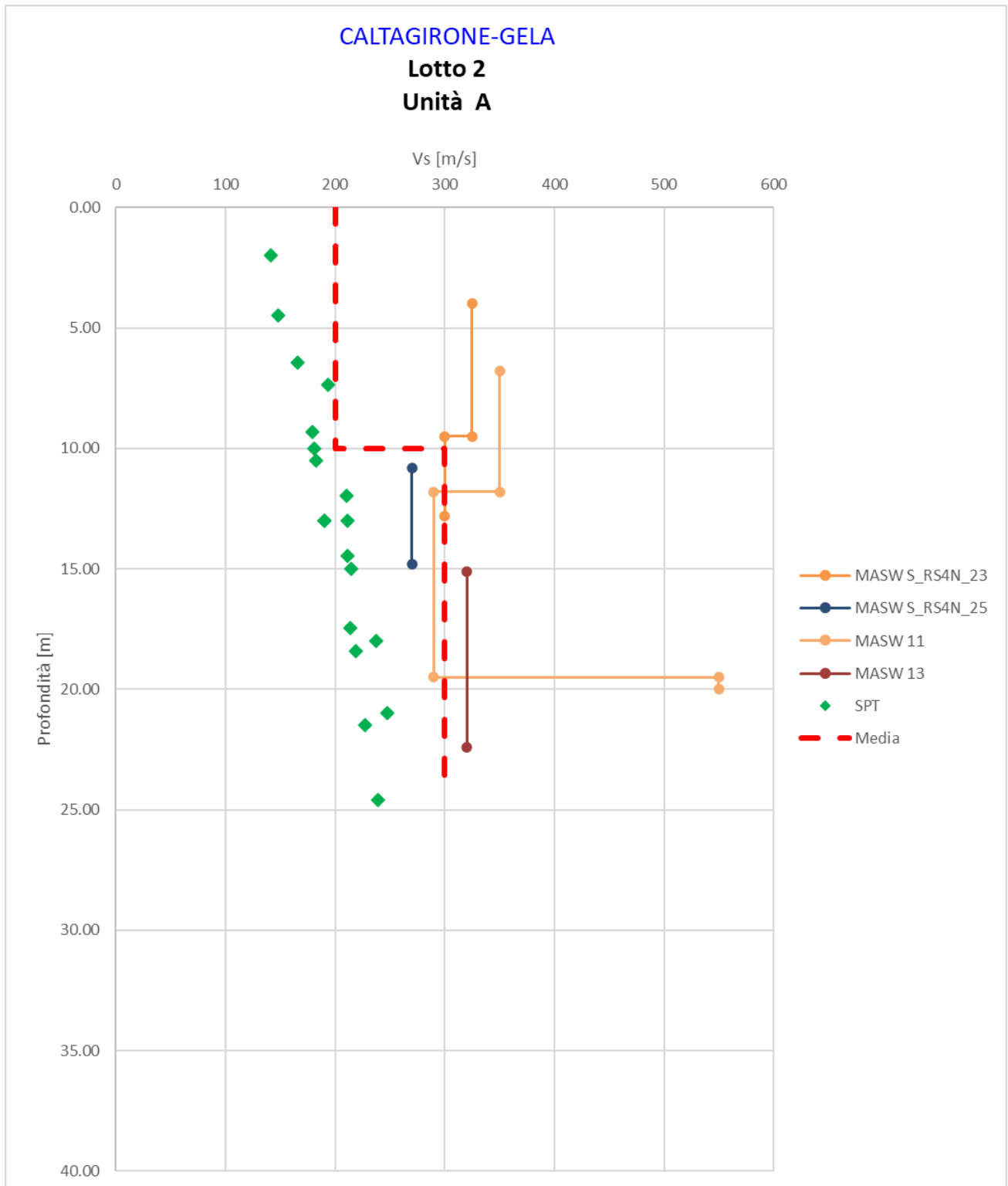


Figura 6-44 Velocità onde di taglio Vs da prove geofisiche e SPT – Unità A

**CALTAGIRONE - GELA**

**Unità A**

G0 (MPa)

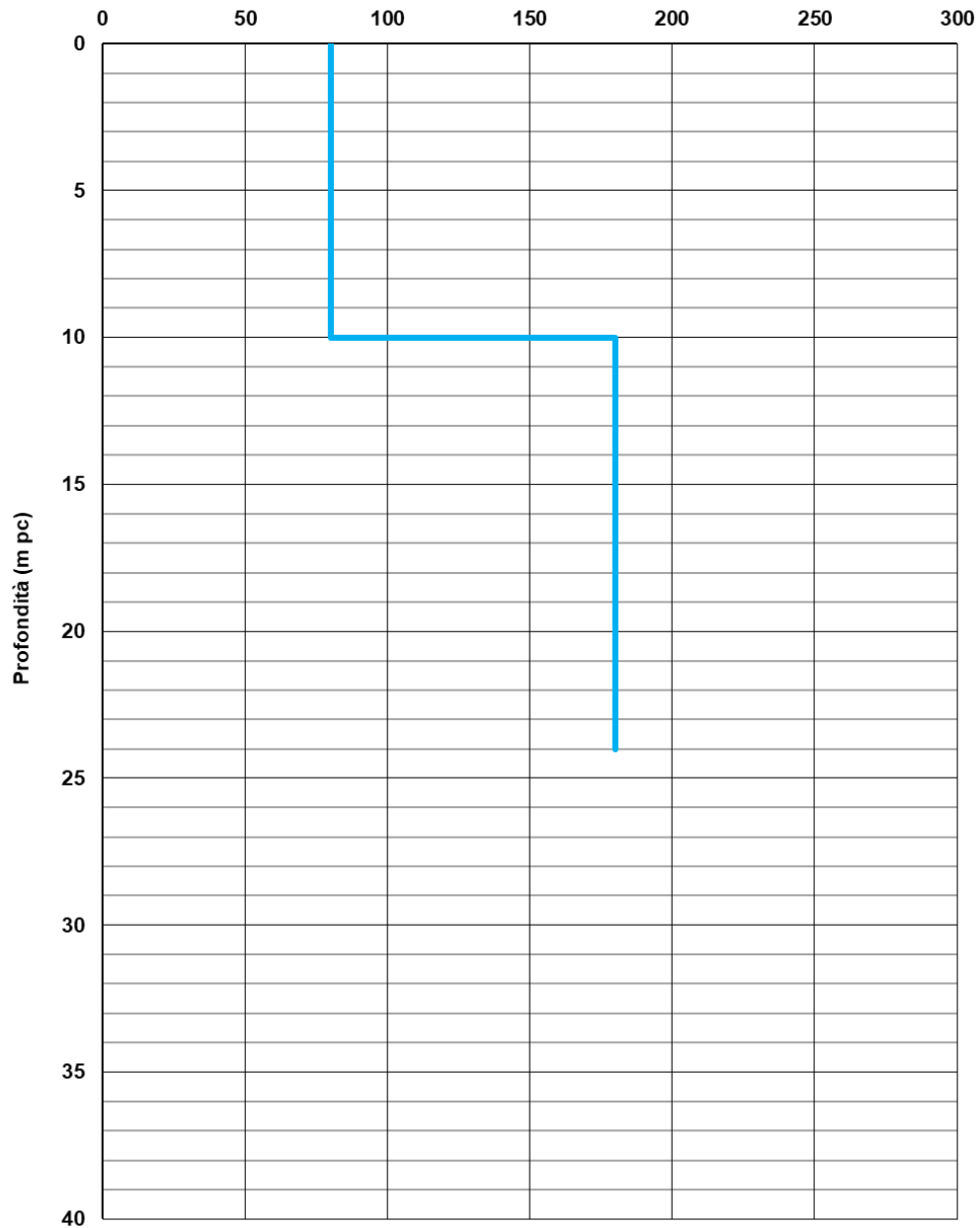


Figura 6-45 Modulo di deformazione a taglio iniziale da Vs – Unità A



**CALTAGIRONE - GELA**

**Unità A**

$E_0$  (MPa)

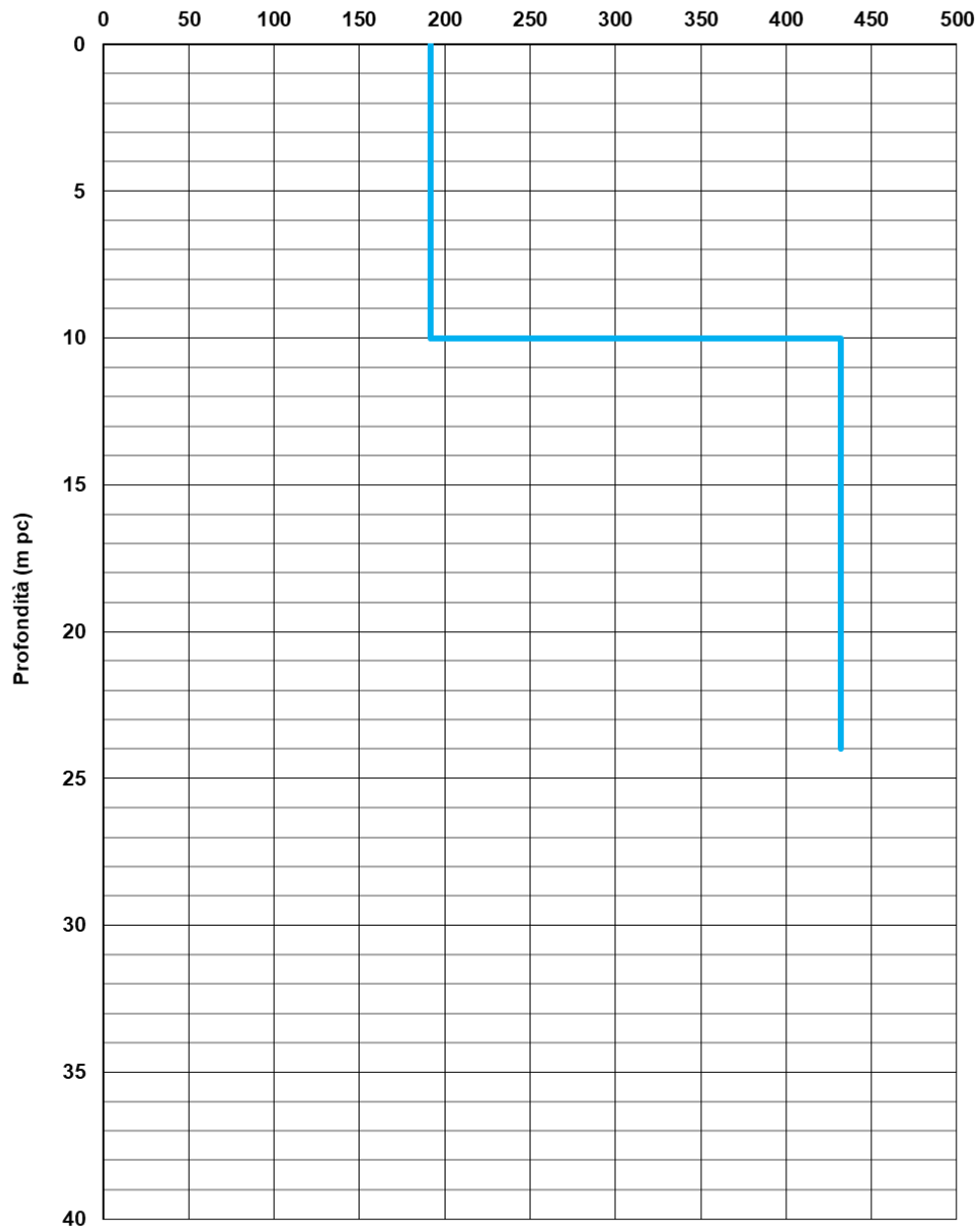


Figura 6-46 Modulo elastico iniziale da Vs – Unità A

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità A**

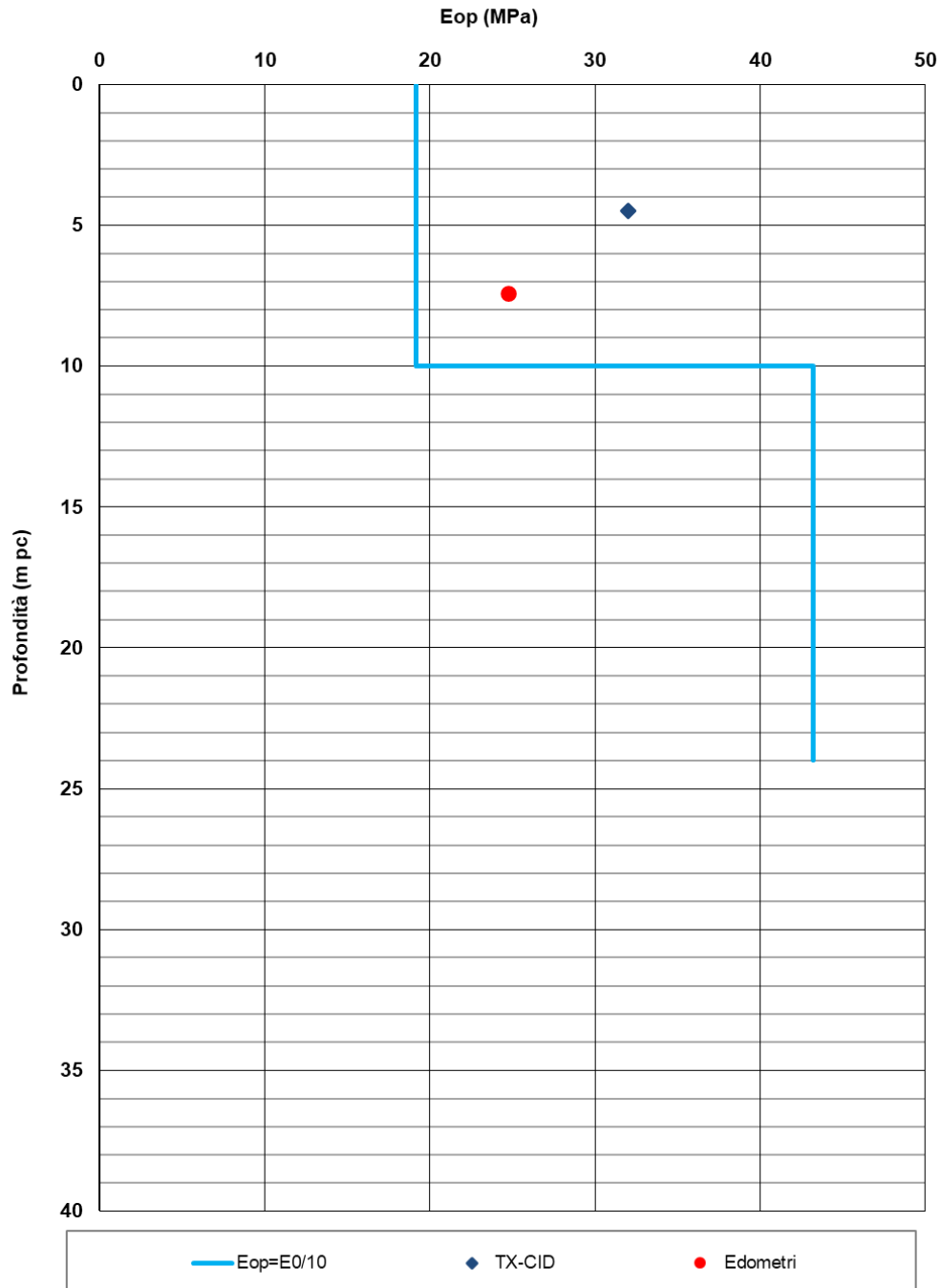
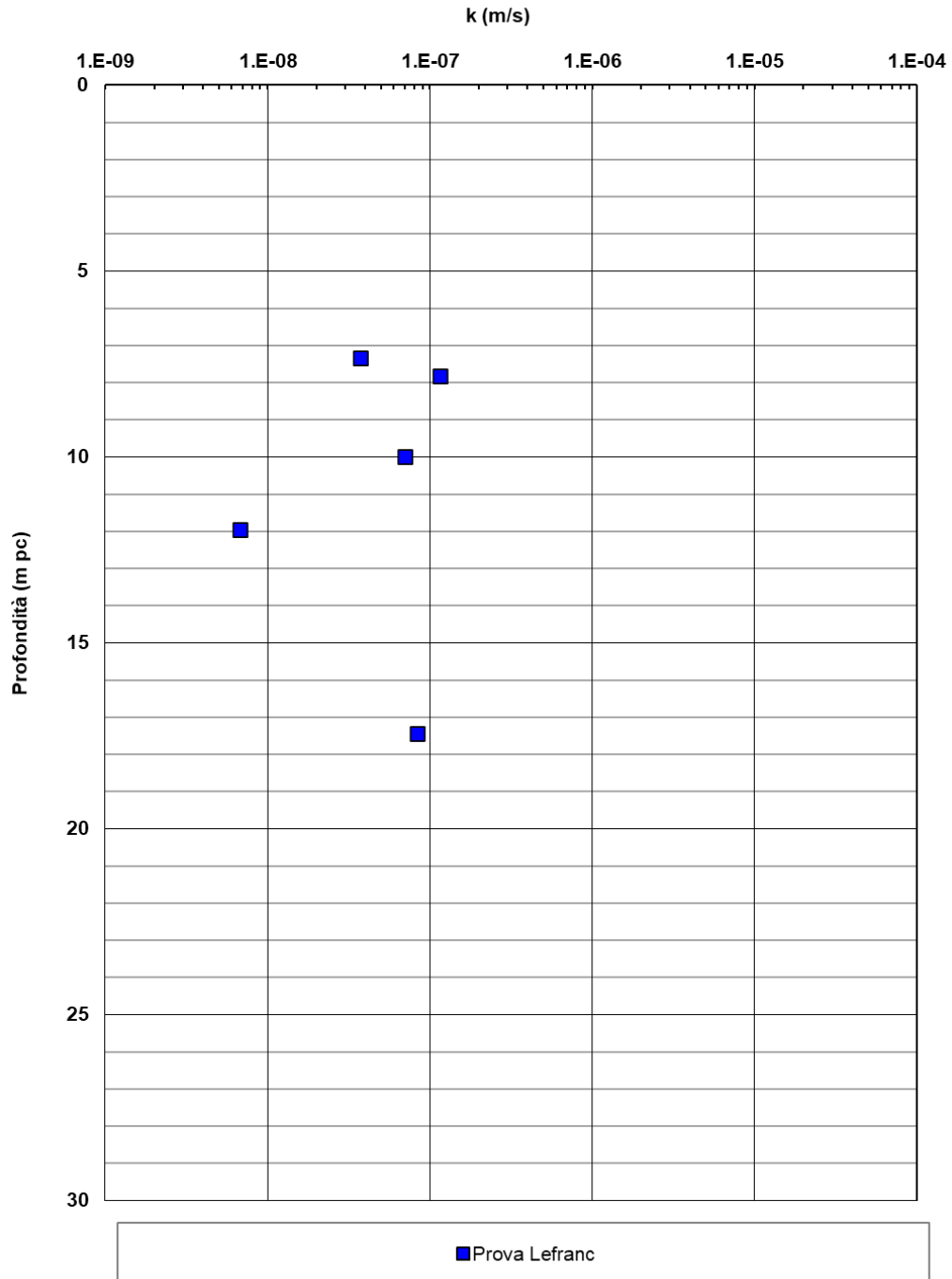


Figura 6-47 Stima del modulo elastico operativo da  $E_0$  – unità A

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità A**



**Figura 6-48 Permeabilità da prove in sito – Unità A**

### 6.1.5 Unità All (limi ed argille sabbiosi)

Le alluvioni, All, sono state identificate solo nel sondaggio S\_RS4N\_28 al di sotto del rilevato ferroviario, tra circa 5 e 14 m di profondità. Le osservazioni delle carote di sondaggio e la successiva caratterizzazione in laboratorio portano a definire l'unità All come un materiale a grana fine costituito da limo argillosi ed argille limose con sabbia. Tuttavia, essendo il campo di indagine molto ristretto e riguardante un solo sondaggio, si consiglia l'esecuzione di ulteriori indagini per la caratterizzazione dell'unità All nelle successive fasi di progettazione.

#### Caratteristiche fisiche

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni indisturbati su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Dall'analisi granulometrica, i cui risultati sono riassunti in Figura 6-32 si ha che l'unità All è composta da:

- percentuale di ghiaia generalmente nulla o trascurabile;
- percentuale di sabbia compresa fra 5 e 30%;
- percentuale di materiale fine (limo e argilla) compresa fra 70 e 95%.

Come riportato da Figura 6-33 a Figura 6-35, il limite liquido è compreso generalmente fra 35 e 60% (valore medio 50% circa), mentre il limite plastico è compreso fra 20 e 30% (valore medio 25% circa). L'indice di plasticità risulta quindi variabile fra 18 e 28%, indice di un terreno plastico. Il contenuto naturale d'acqua è circa pari al 24%. L'indice di consistenza risulta compreso tra 0.8 e 1.2, tipico di un terreno semisolido/plastico. In Figura 6-36 si riporta la carta di plasticità di Casagrande e si può notare come il materiale si collochi nella zona delle argille inorganiche di media ed alta plasticità e limi inorganici di alta compressibilità.

Il peso di volume naturale è compreso tra 19.0 e 20.0 kN/m<sup>3</sup>, come mostrato in Figura 6-37.

#### Parametri di resistenza

Per quanto riguarda i parametri di resistenza drenati, le prove di laboratorio disponibili per l'unità in esame (taglio diretto TD) hanno fornito i valori mostrati in Figura 6-39 e Figura 6-40. L'angolo di resistenza al taglio è compreso fra 25 e 28°, mentre la coesione drenata varia fra 14 e 18 kPa.

Per quanto riguarda i parametri di resistenza al taglio non drenata, in Figura 6-41, si riportano i valori delle interpretazioni delle prove SPT. Si osservano valori di resistenza al taglio non drenata compresi generalmente tra 75 e 130 kPa.

Si assumono i seguenti parametri caratteristici:

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale

$c' = 5\div 15 \text{ kPa}$  coesione efficace

$\phi' = 24\div 27^\circ$  angolo di resistenza al taglio

$c_u = 50\div 100 \text{ kPa}$  resistenza al taglio non drenata

#### Parametri di deformabilità

I parametri di deformazione sono stati stimati principalmente dalle correlazioni con i valori della resistenza al taglio non drenata. Per l'Unità All si stima:

$G_0 = 45\div 90 \text{ MPa}$  modulo di deformazione a taglio iniziale

$E_0 = 100\div 200 \text{ MPa}$  modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

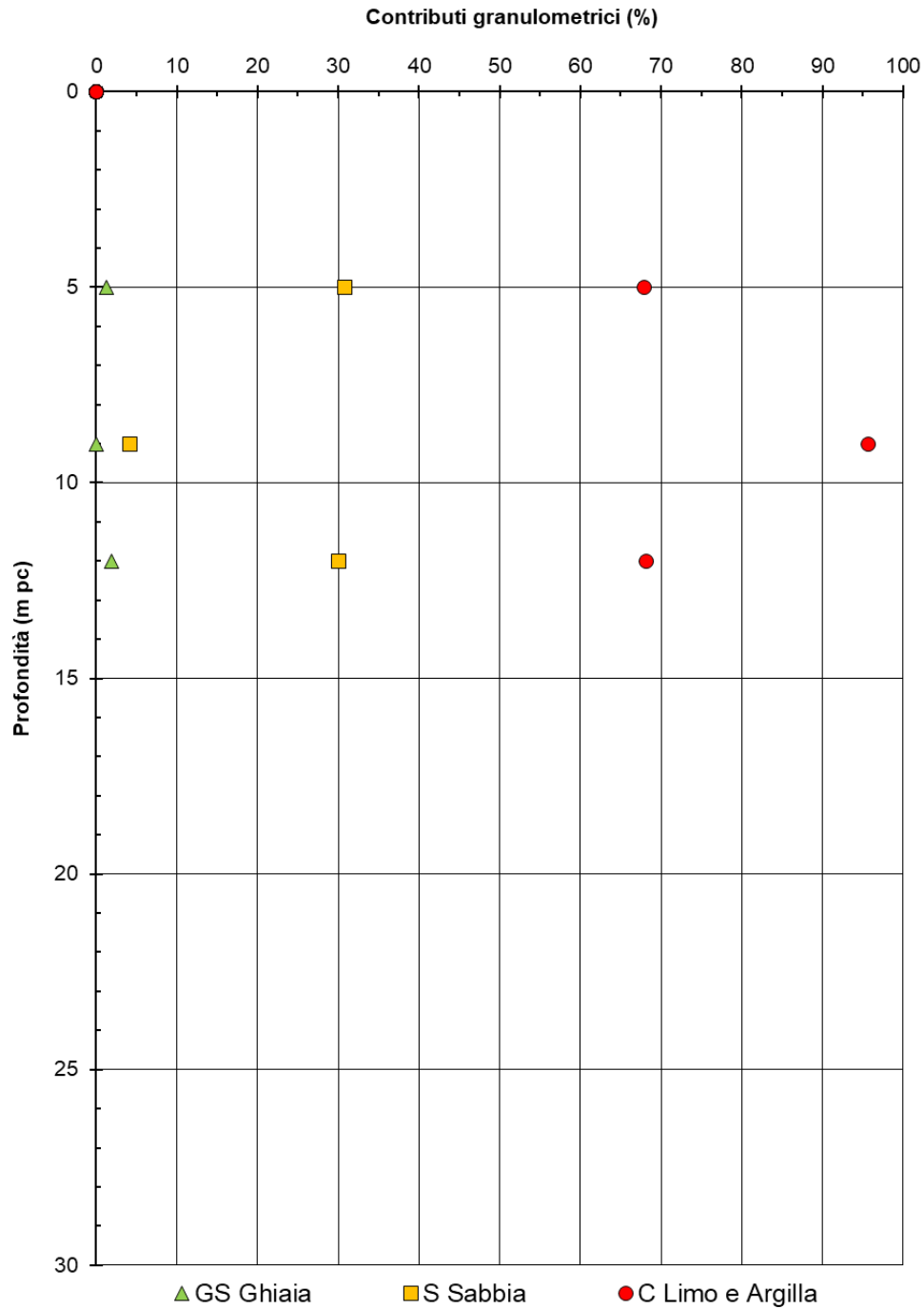
$E_{op} = 10\div 20 \text{ MPa}$  modulo di deformazione elastico operativo

#### Caratteristiche di permeabilità:

La permeabilità è stimata dalle prove Lefranc eseguite in sito, Figura 6-48, da cui si può determinare un valore del coefficiente di permeabilità compreso tra  $1 \cdot 10^{-8}$  e  $8 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ .

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità All**



**Figura 6-49 Analisi granulometriche – Unità All**

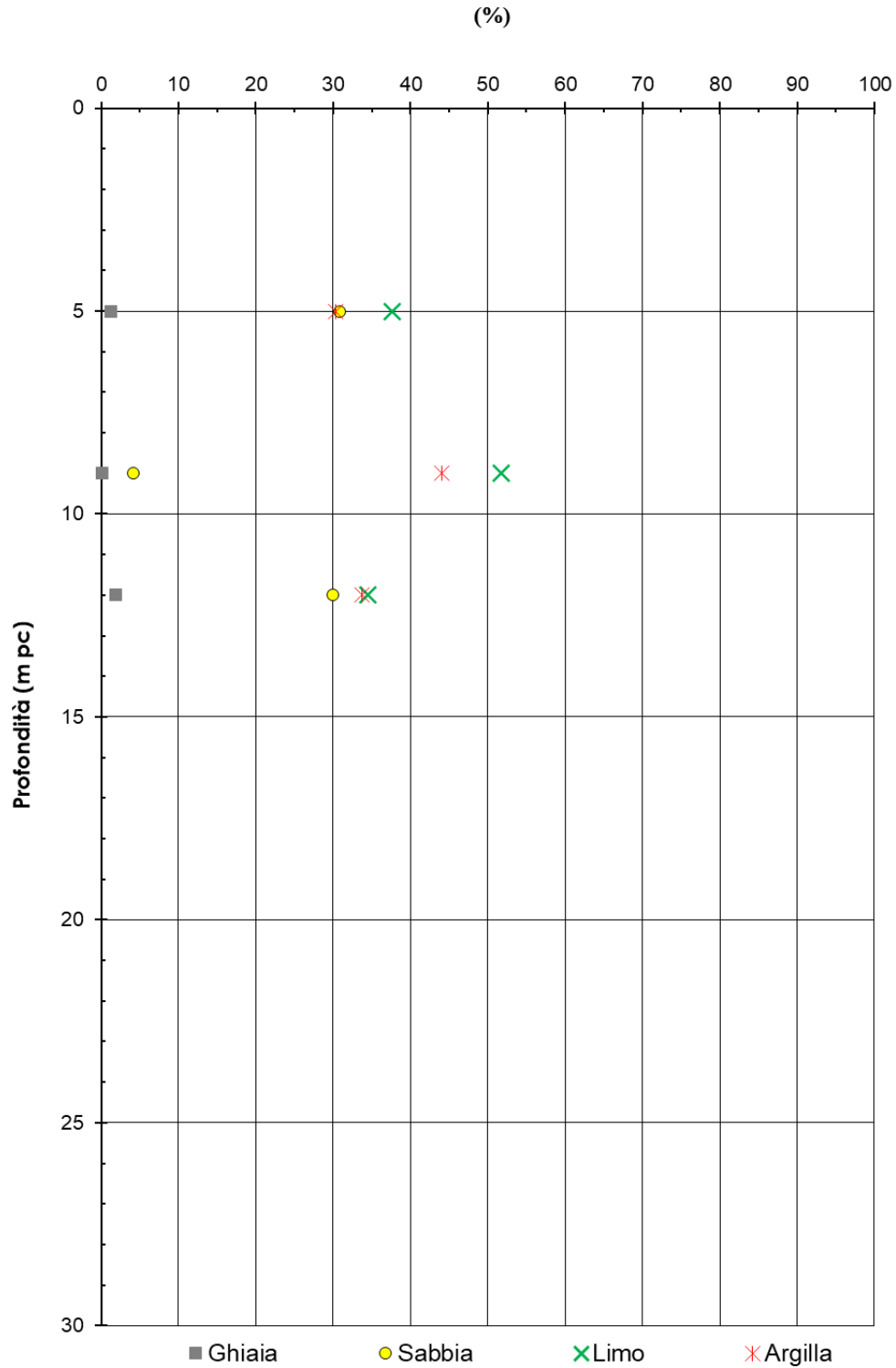
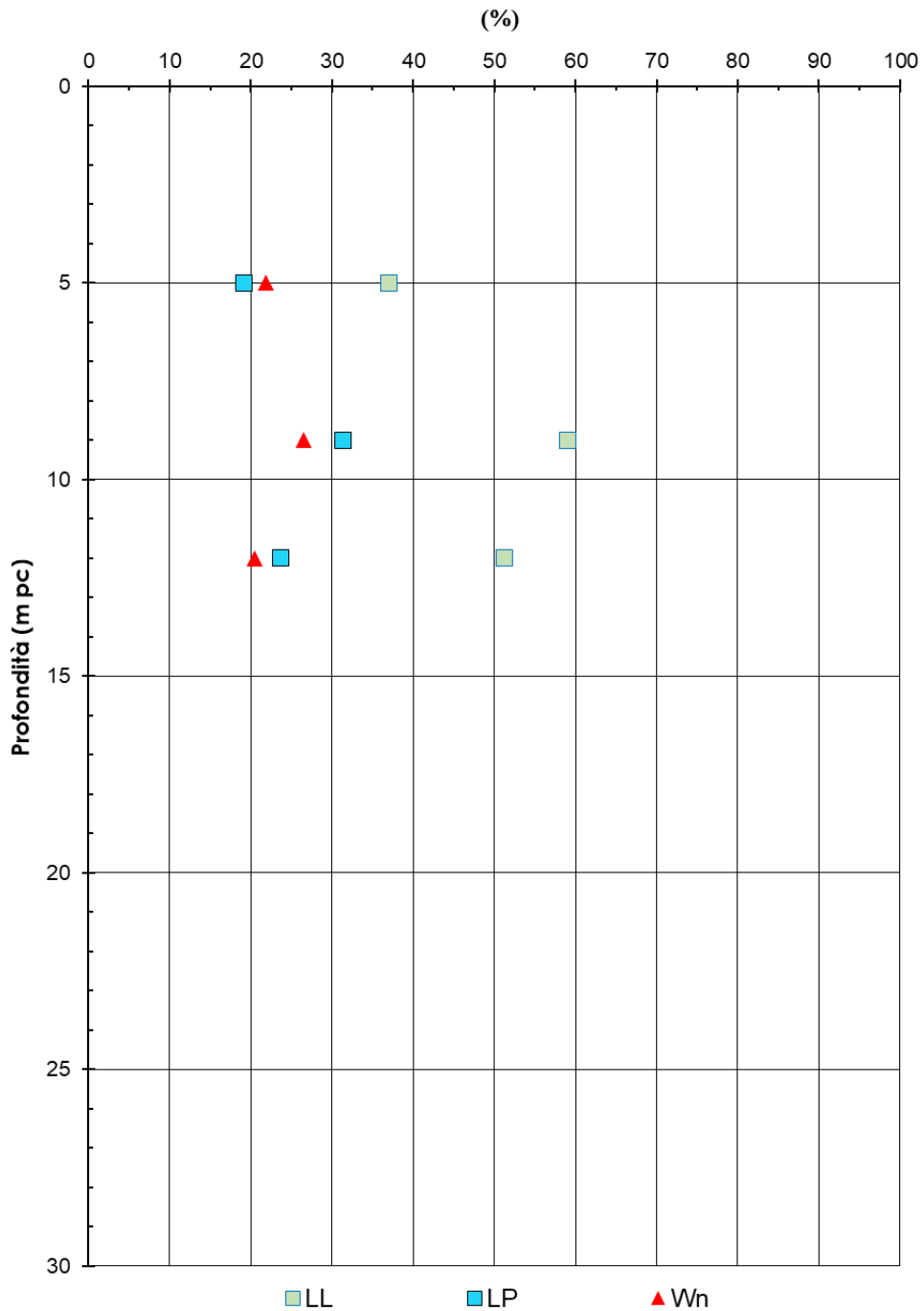


Figura 6-50 Analisi granulometriche con distinzione limo e argilla – Unità All

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità All**

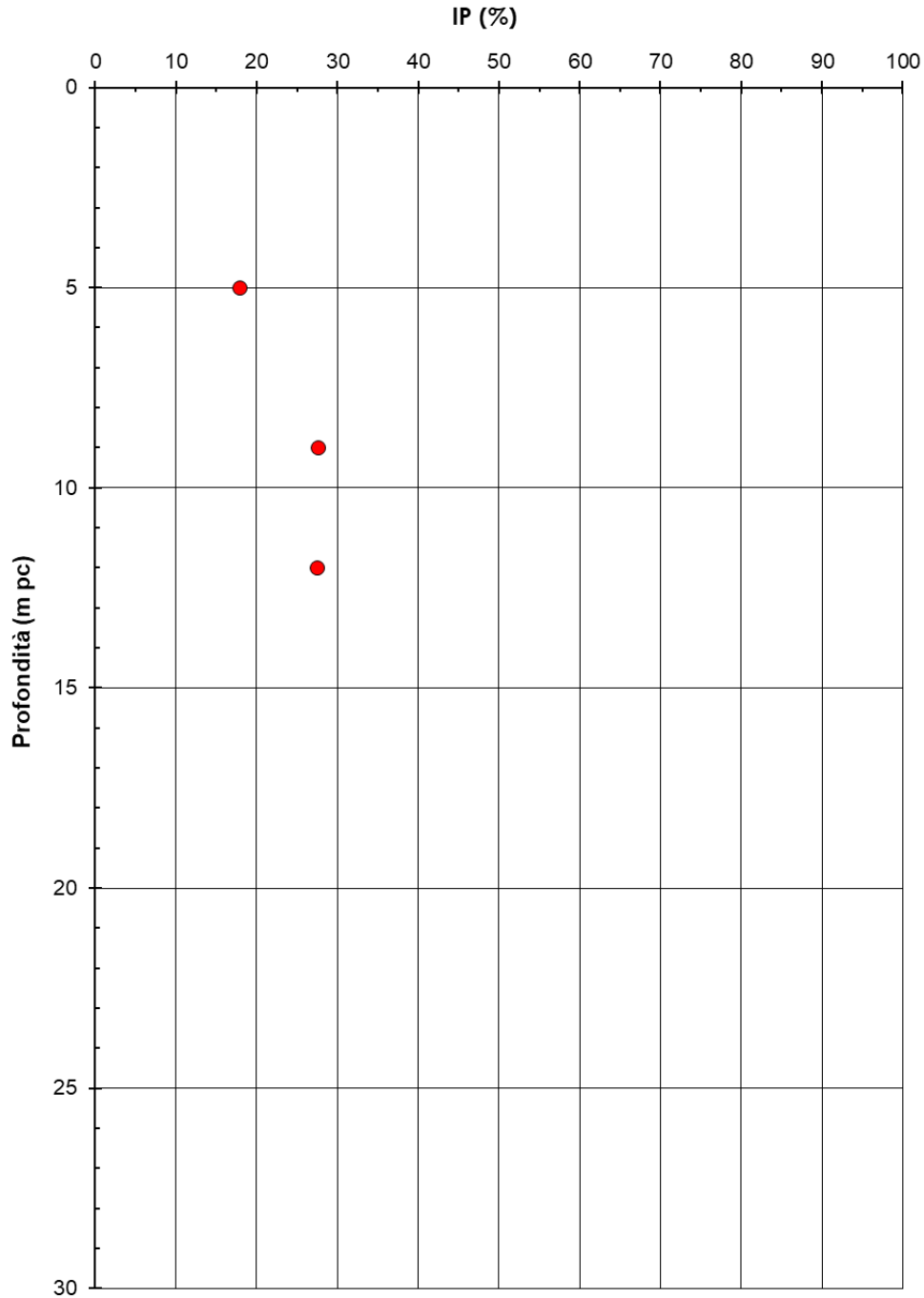


**Figura 6-51 Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua – Unità All**



**CALTAGIRONE - GELA**

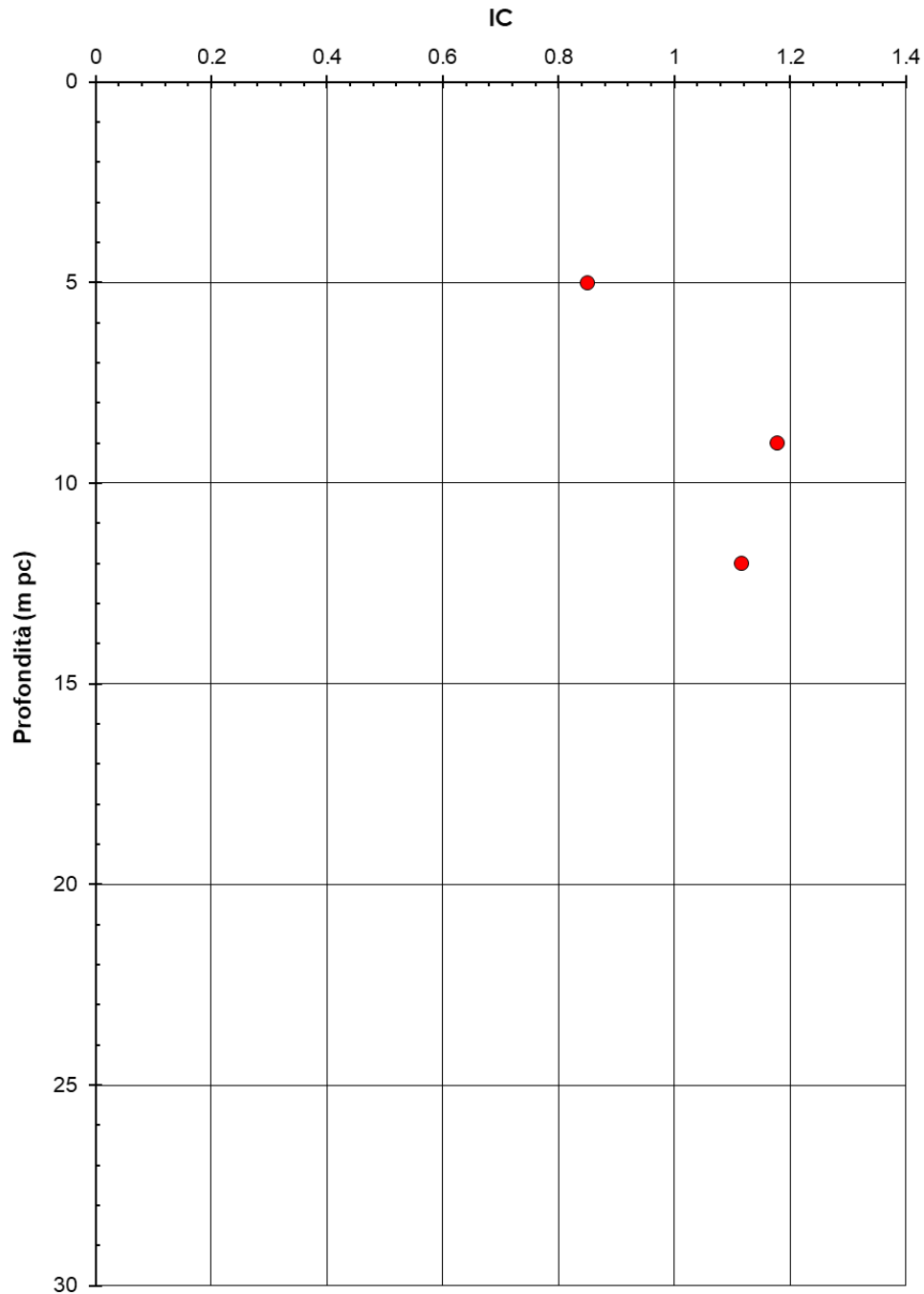
**Lotto 2 - Unità All**



**Figura 6-52 Indice di plasticità – Unità All**

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità All**



**Figura 6-53 Indice di consistenza – Unità All**

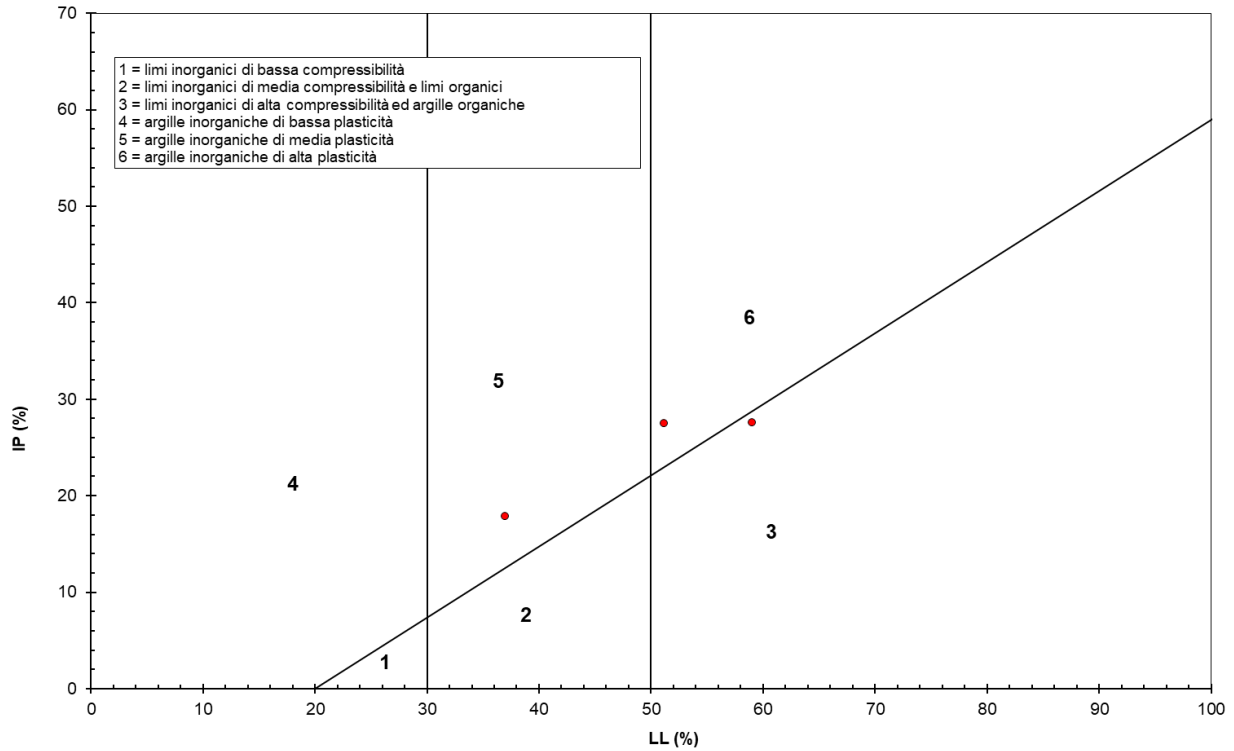
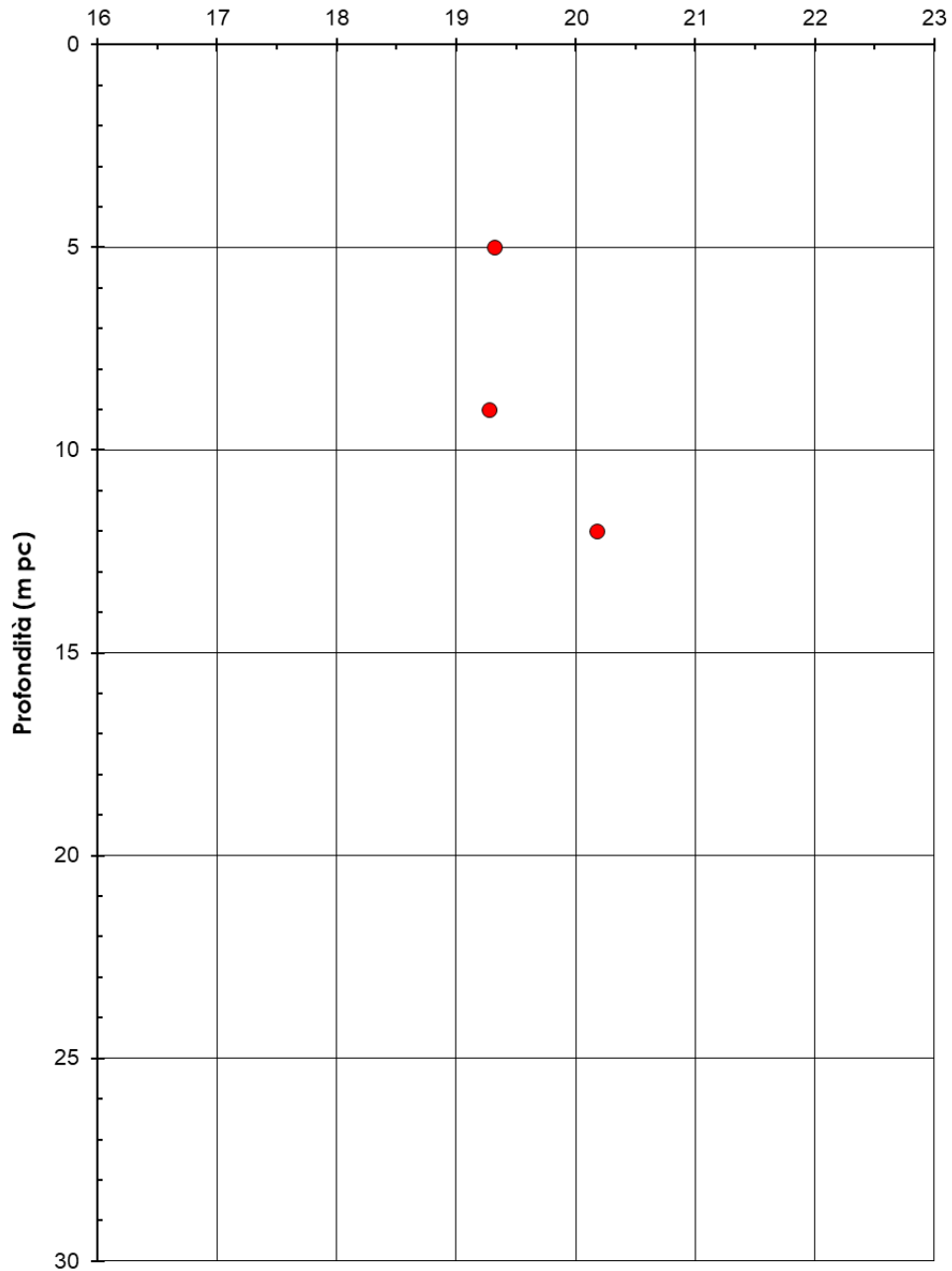


Figura 6-54 Carta di plasticità di Casagrande – Unità All

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità All**

$\gamma_t$  (kN/m<sup>3</sup>)



**Figura 6-55 Peso di volume naturale – Unità All**

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità All**

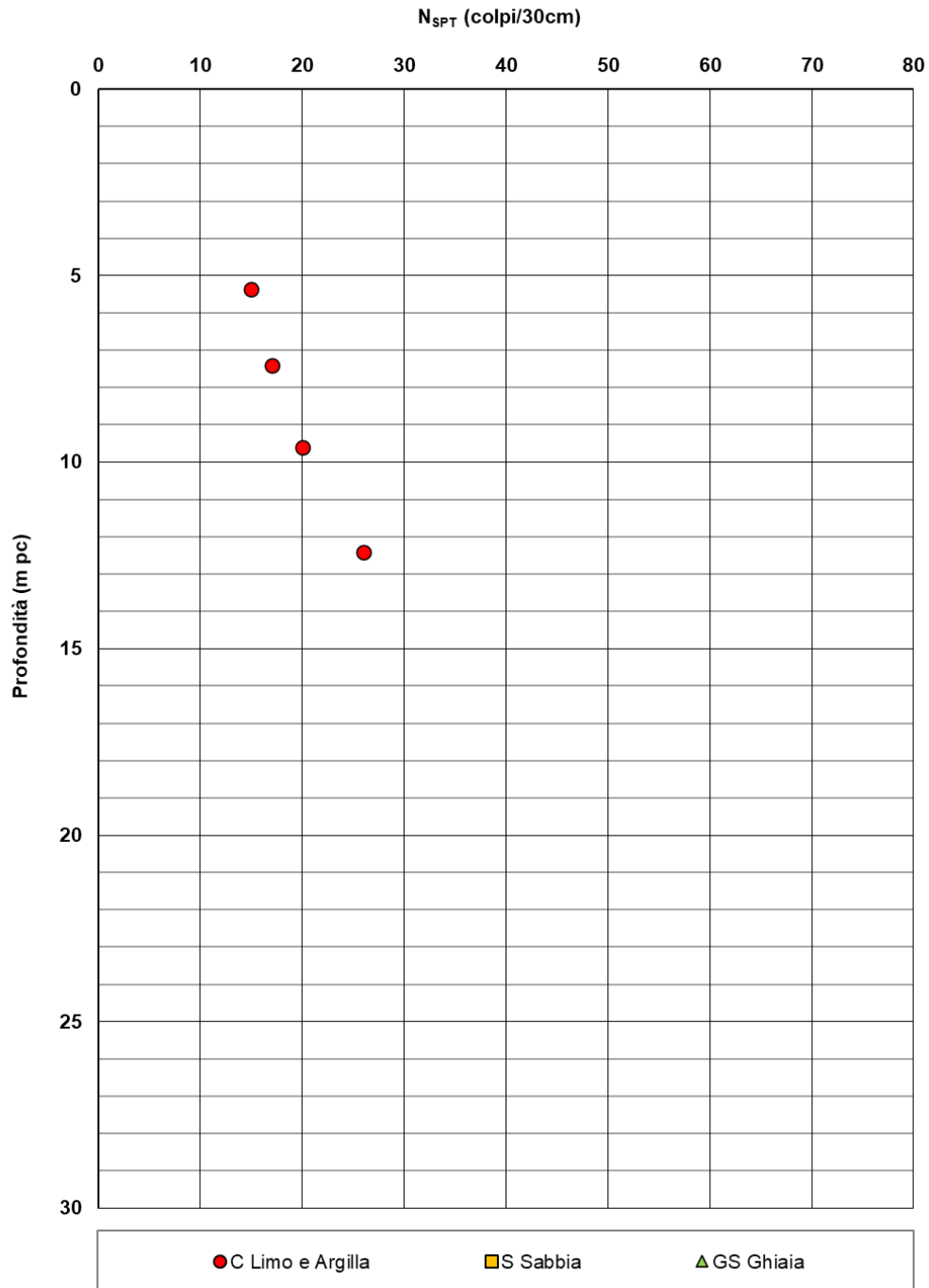


Figura 6-56 Valori di  $N_{SPT}$  con indicazioni delle granulometrie di ogni prova – Unità All

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità All**

Angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  [°]

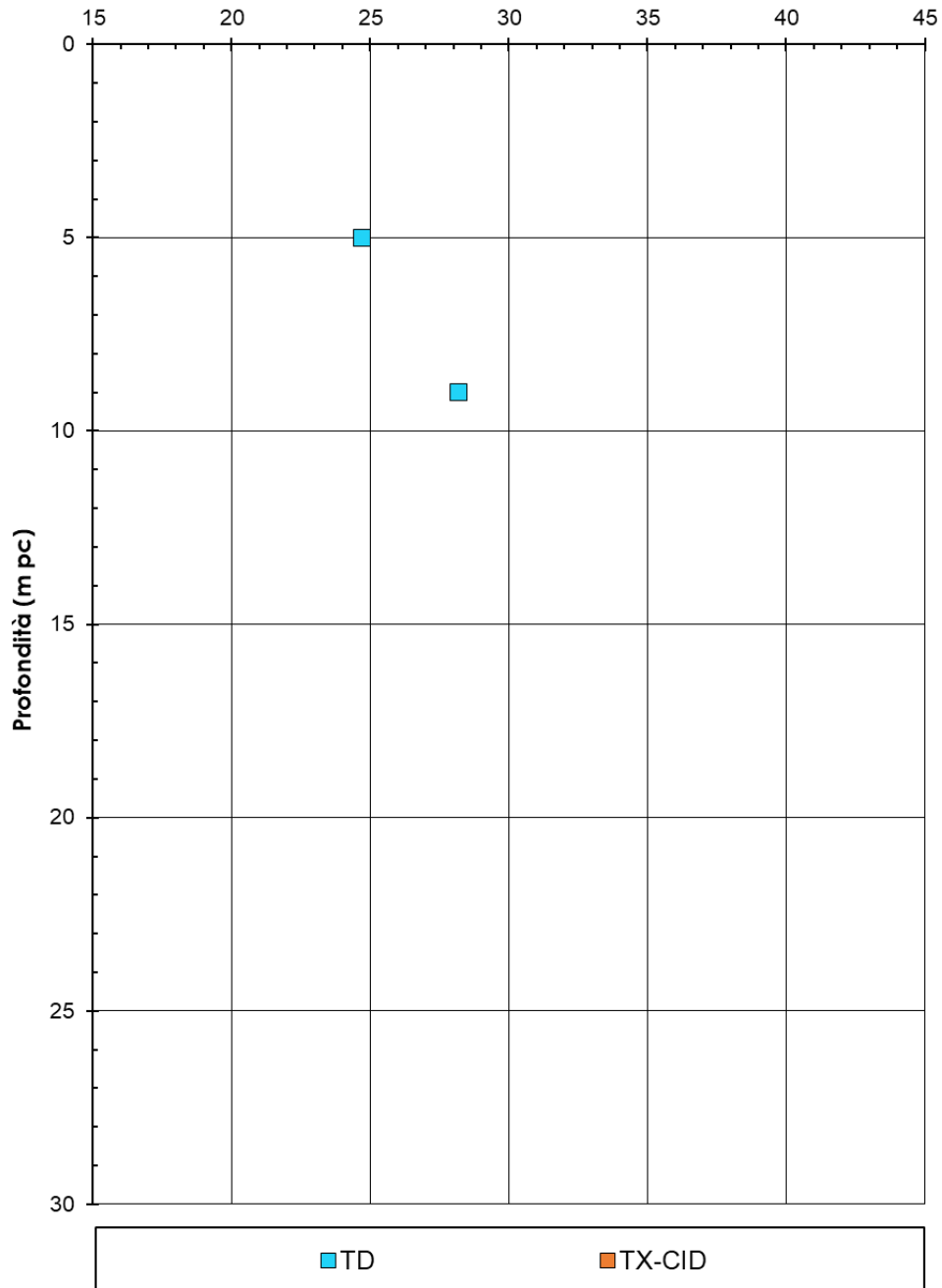
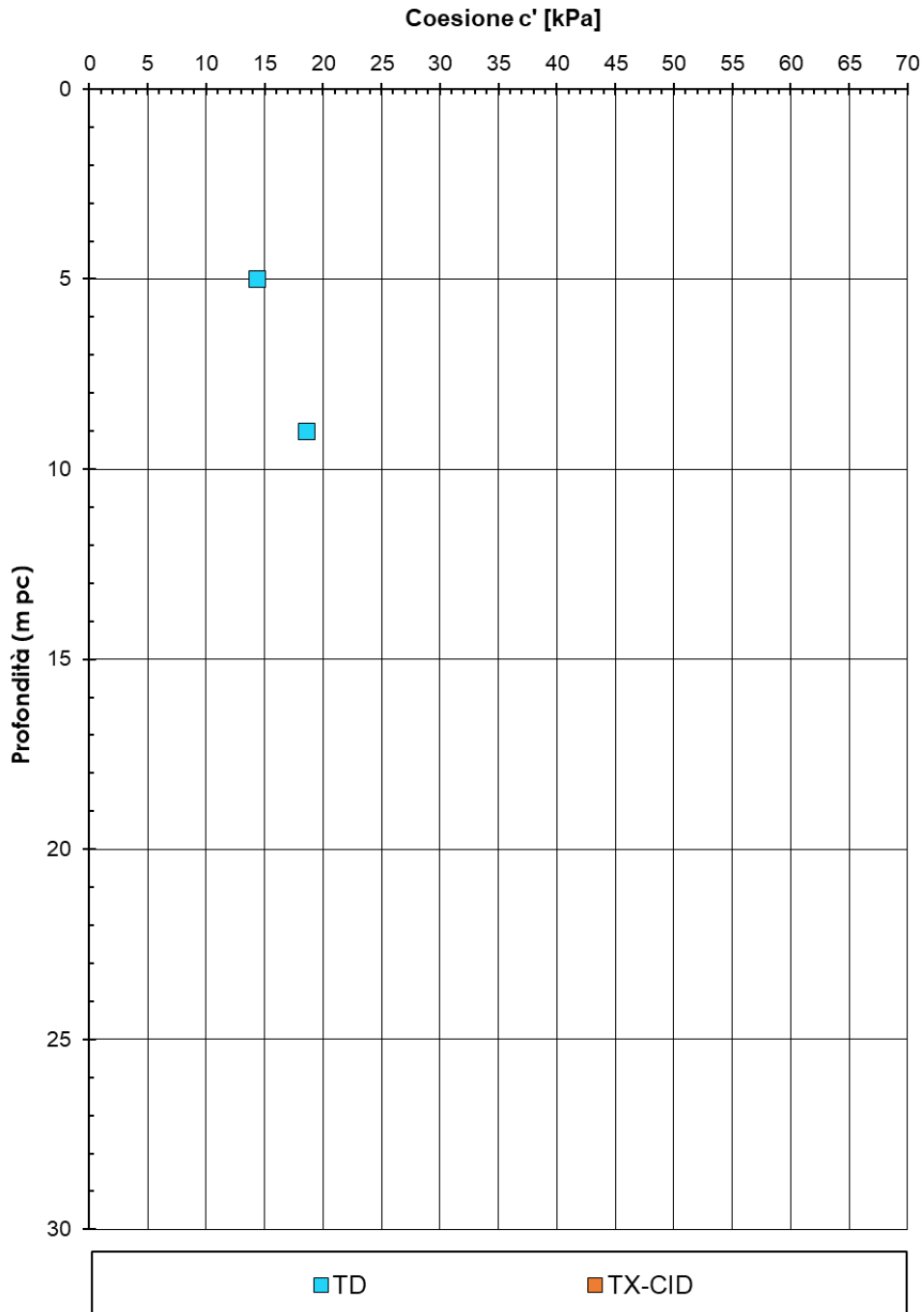


Figura 6-57 Angolo di resistenza al taglio – Unità All

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità All**



**Figura 6-58 Coesione efficace – Unità All**

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità All**

Resistenza al taglio non drenata (kPa)

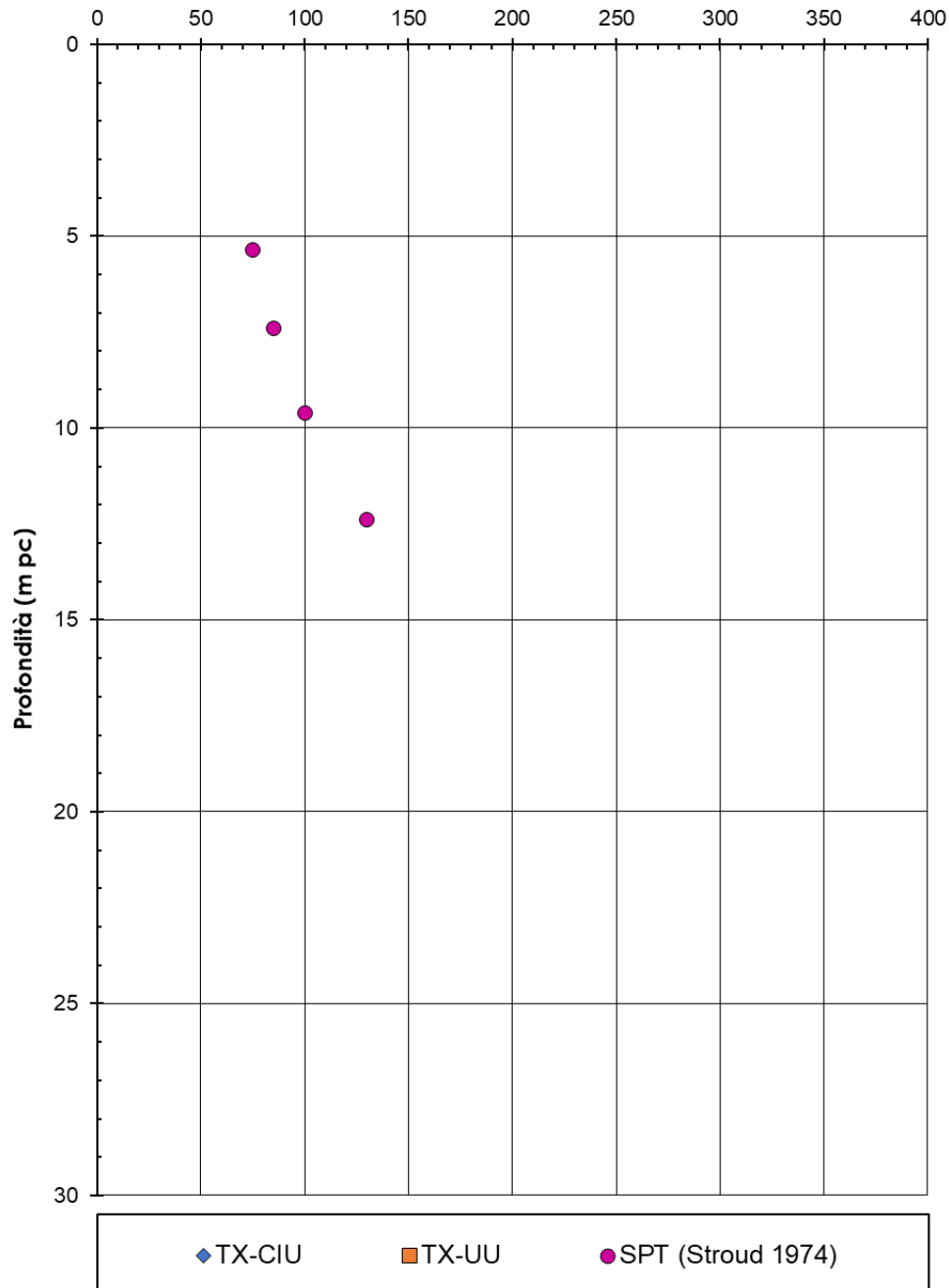
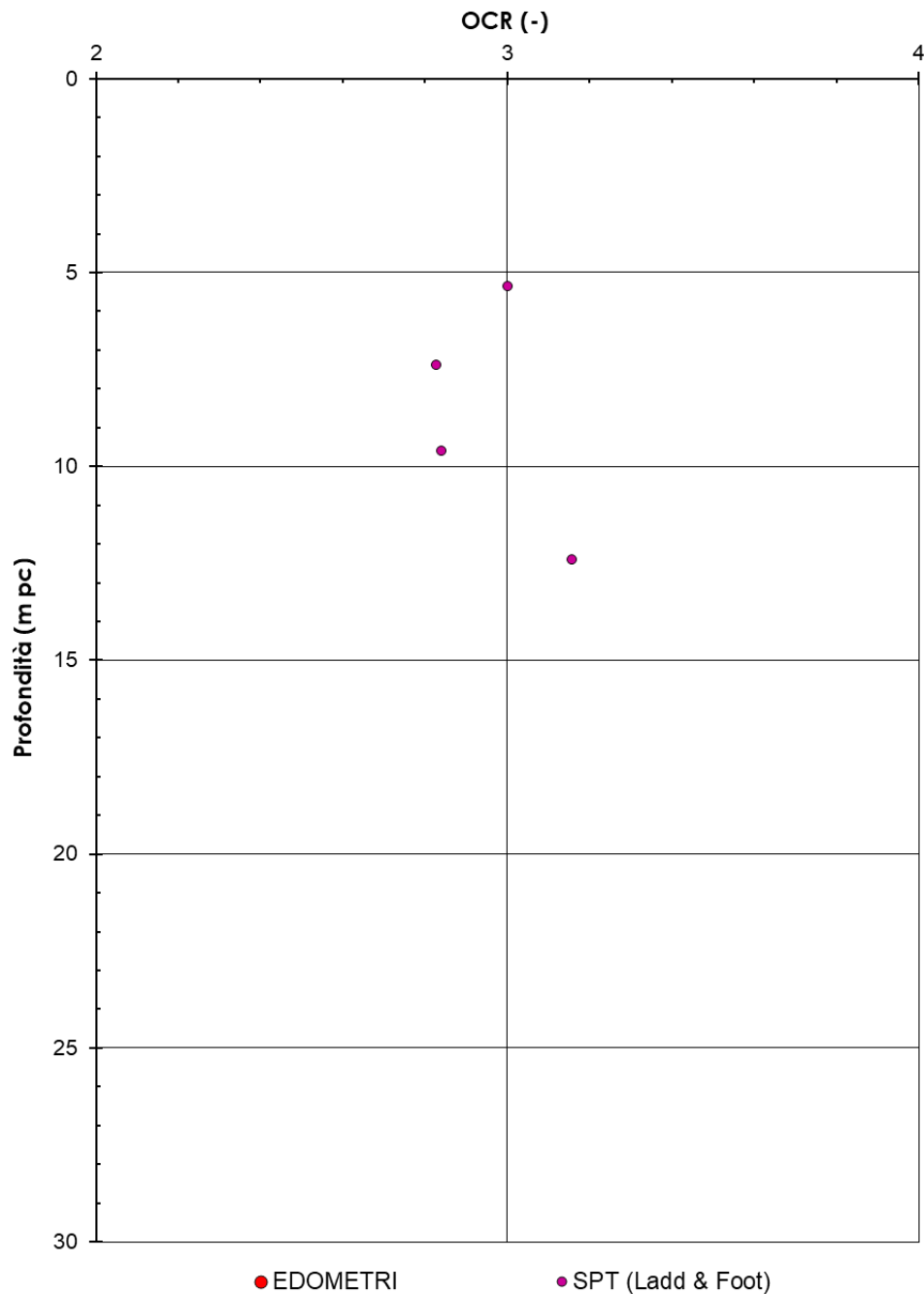


Figura 6-59 Resistenza al taglio non drenata – Unità All



**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità All**



**Figura 6-60 OCR da prove edometriche – Unità All**

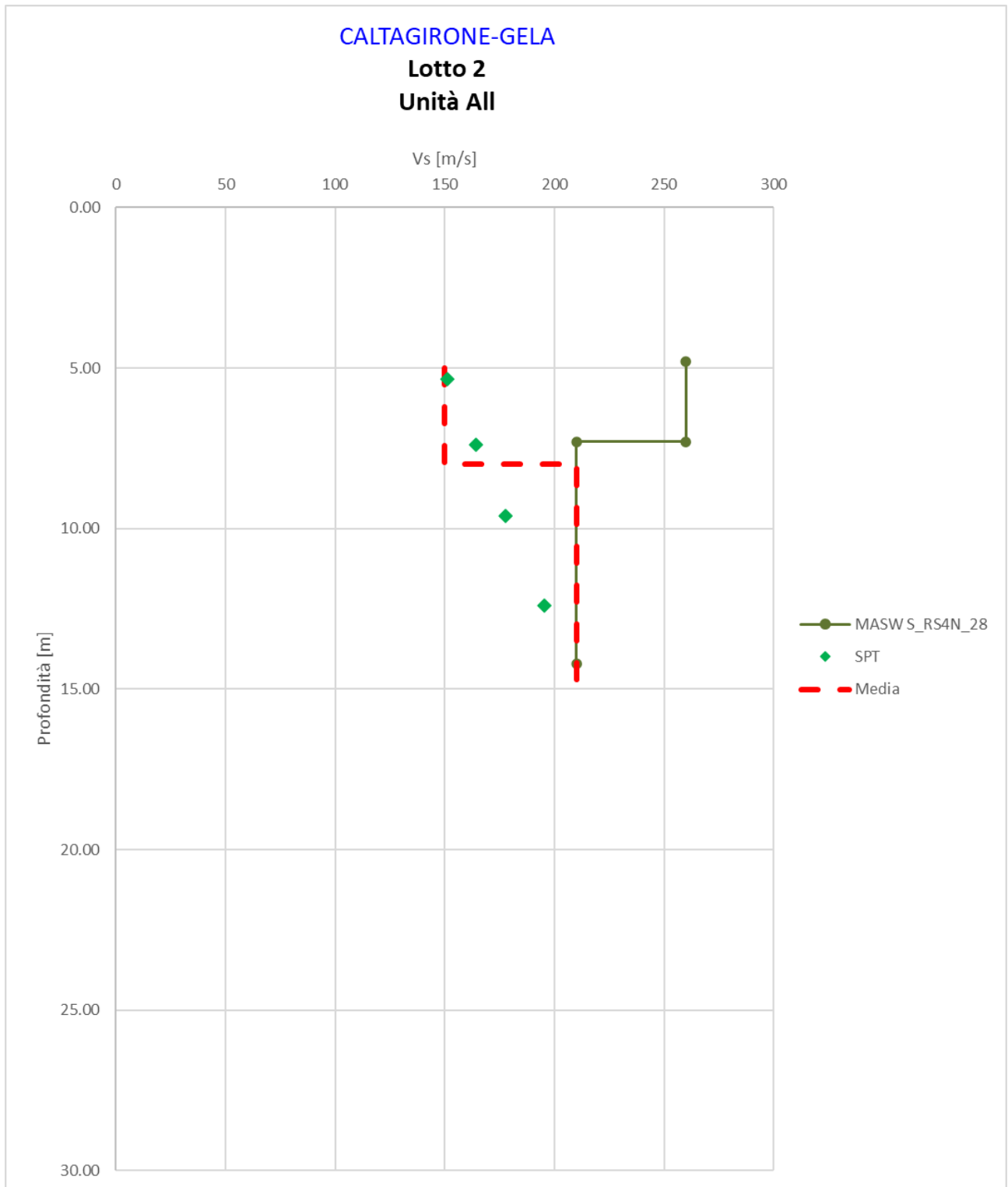


Figura 6-61 Velocità onde di taglio Vs da prove geofisiche e SPT – Unità All

**CALTAGIRONE - GELA**

**Unità All**

G0 (MPa)

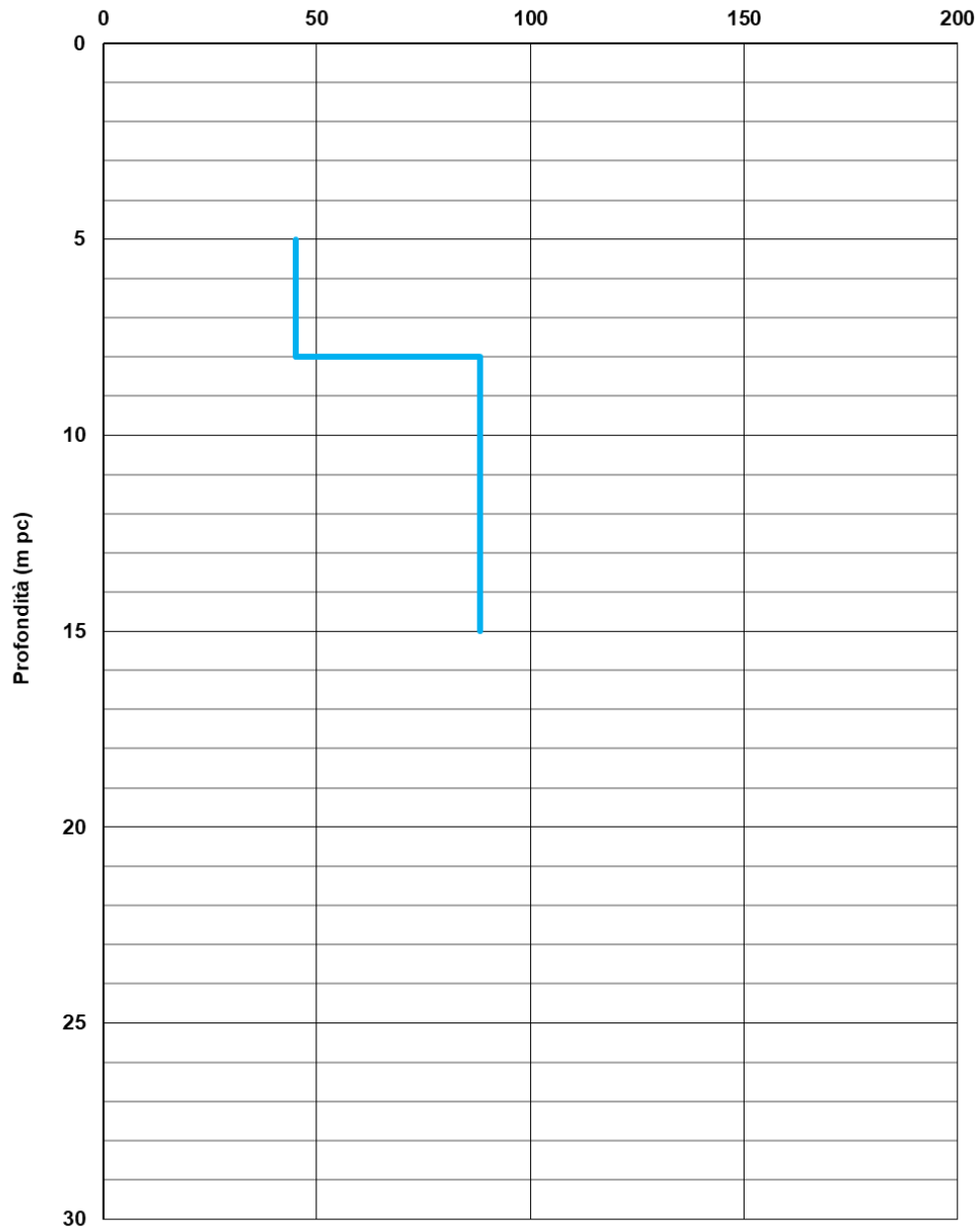
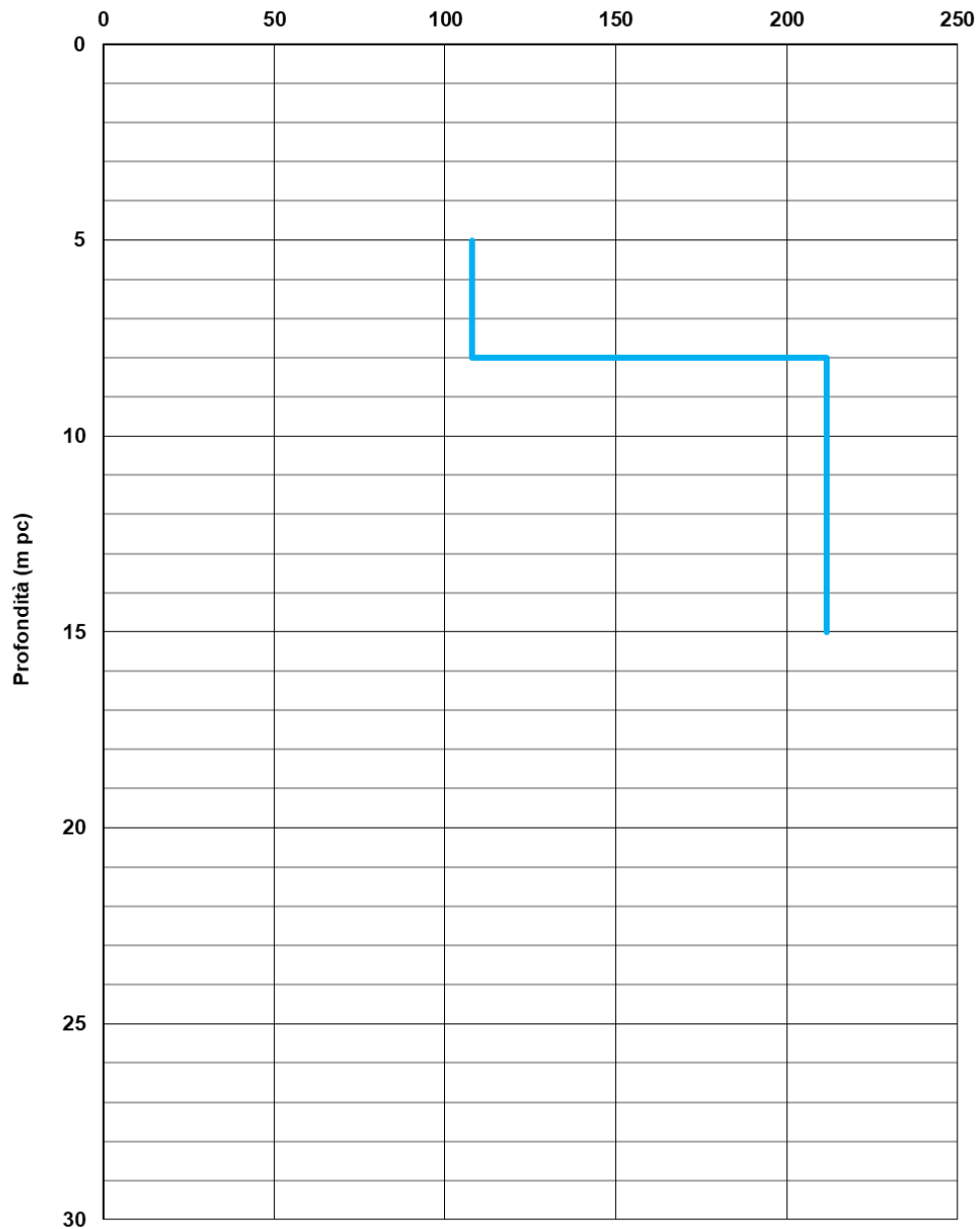


Figura 6-62 Modulo di deformazione a taglio iniziale da Vs – Unità All

**CALTAGIRONE - GELA**

**Unità All**

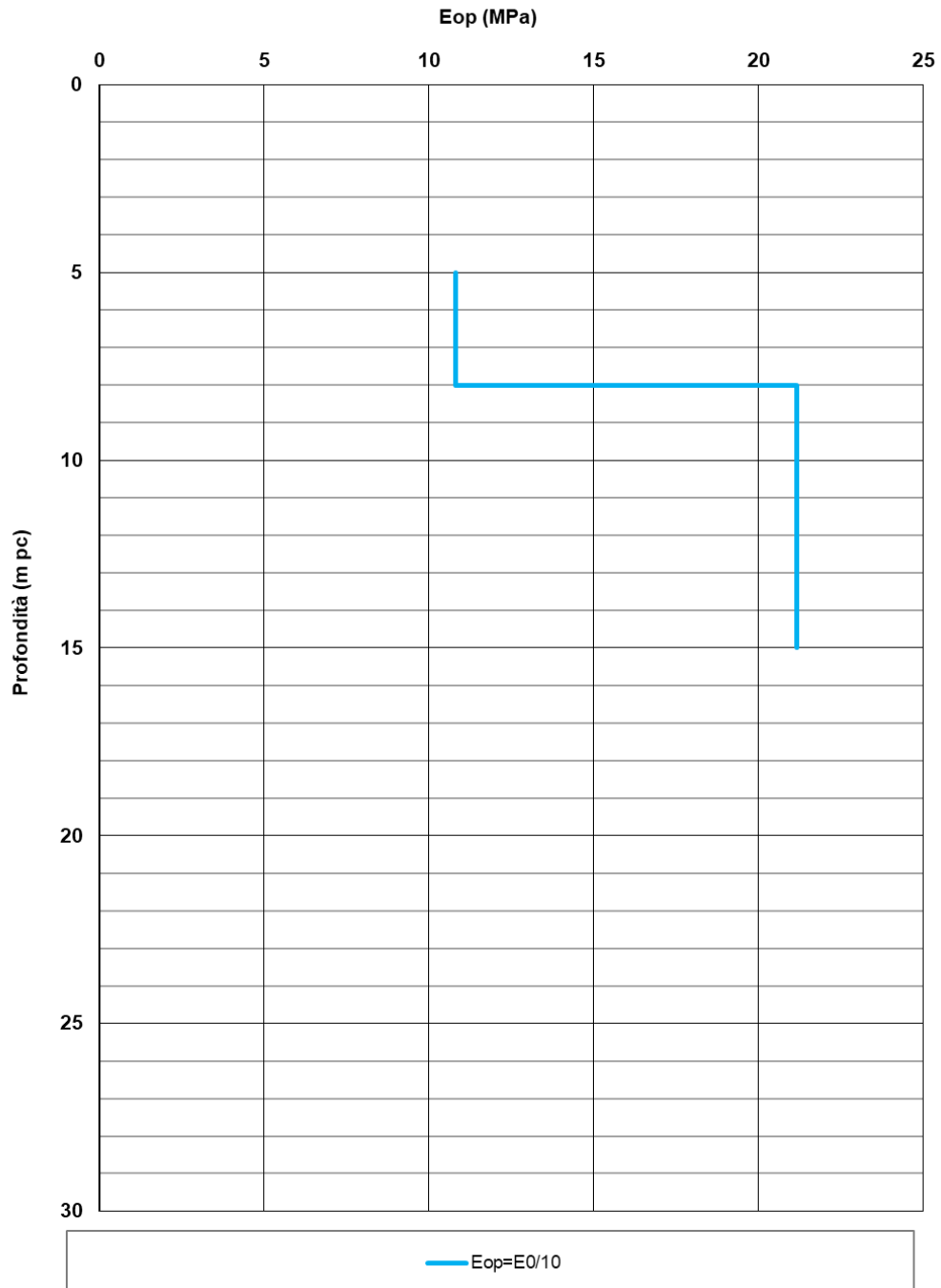
**$E_0$  (MPa)**



**Figura 6-63 Modulo elastico iniziale da Vs – Unità All**

**CALTAGIRONE - GELA**

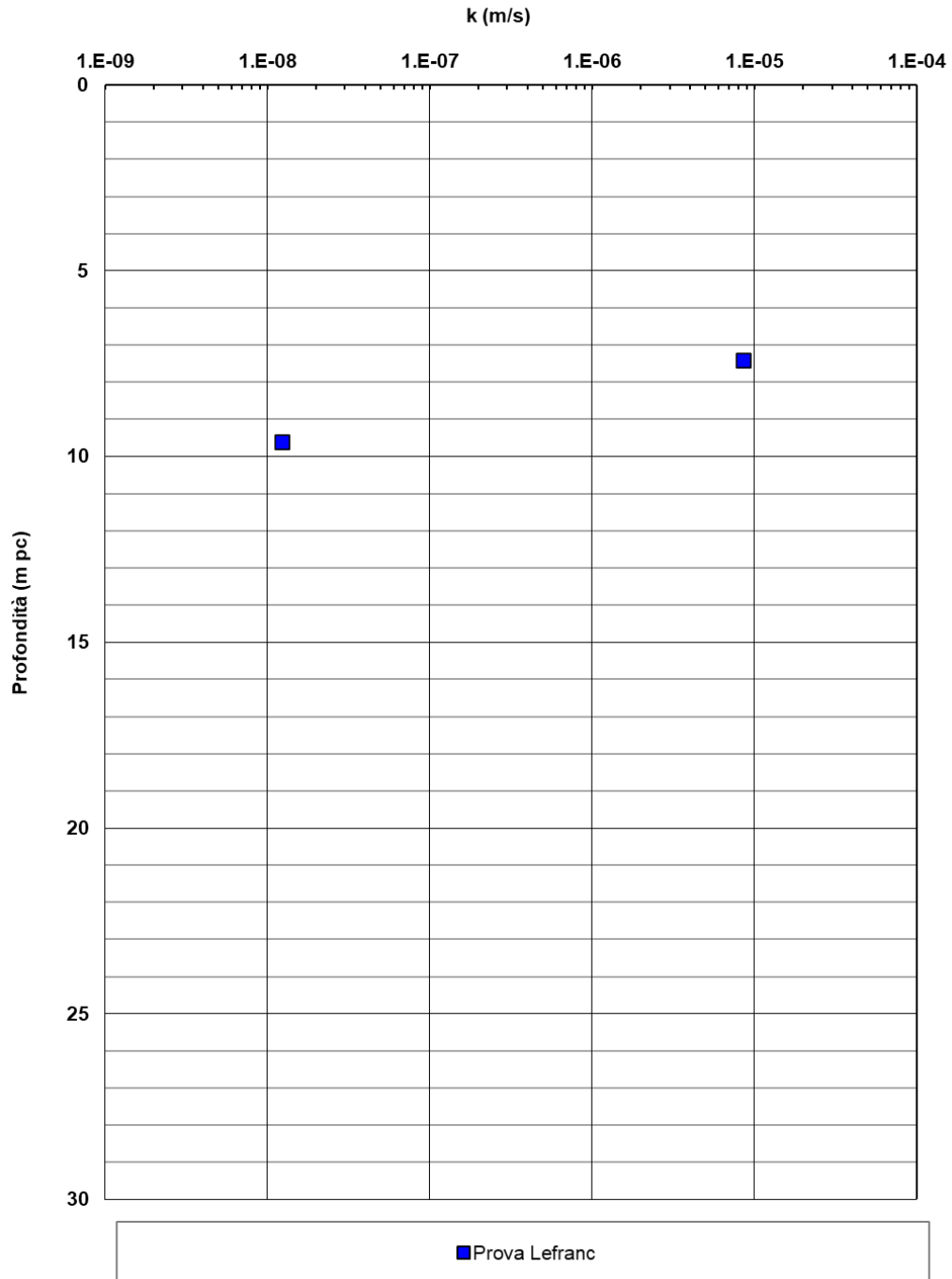
**Lotto 2 - Unità All**



**Figura 6-64 Stima del modulo elastico operativo da  $E_0$  – unità All**

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità All**



**Figura 6-65 Permeabilità da prove in sito – Unità All**

## 6.2 MODELLO GEOTECNICO RILEVATI FERROVIARI

In questo paragrafo si è caratterizzata l'unità geotecnica R costituente il corpo dei rilevati ferroviari esistenti lungo la tratta. I sondaggi eseguiti dalla testa del rilevato e quindi utilizzati per la caratterizzazione, insieme alle relative prove in sito, ai campioni recuperati e alle prove di laboratorio eseguite, sono i seguenti: S\_RS4N\_17, S\_RS4N\_21, S\_RS4N\_24, S\_RS4N\_25, S\_RS4N\_26, S\_RS4N\_27, S\_RS4N\_28, S\_RIL\_9, S\_RIL\_10, S\_RIL\_11, S\_RIL\_12 e S\_RIL\_13.

Oltre ai sondaggi sono state eseguite, sempre a partire dalla testa dei rilevati delle prove penetrometriche dinamiche super pesanti DPSH. I risultati di queste indagini, che restituiscono dei valori continui con la profondità, sono stati utilizzati con lo scopo di valutare l'omogeneità del corpo del rilevato. La stima dei parametri meccanici del rilevato è stata eseguita in linea a quanto descritto nel capitolo 5.2 dedicato alla caratterizzazione dei materiali a grana grossa, sfruttando i risultati delle prove SPT, delle indagini geofisiche e delle prove di laboratorio, comunemente ritenute più affidabili.

L'unità risulta caratterizzata dalla presenza di sabbie fini, sabbie limose, di colore giallastro con diverse lenti e intercalazioni di materiale a grana fine, per lo più di natura limosa. Essendo terreno di riporto il materiale risulta abbastanza eterogeneo nella tratta in esame. Al contrario i risultati delle prove penetrometriche dinamiche DPSH, oltrepassato un sottile strato sommitale più rigido, formato dal ballast ferroviario, forniscono valori crescenti con la profondità, a indicare rilevati con stati di addensamento relativamente costanti con la profondità, vedi Figura 6-66.

Preliminarmente all'interpretazione delle prove di laboratorio, l'analisi dei rilevati esistenti è stata eseguita mediante "back analysis" della situazione esistente (ante operam). Ad oggi infatti, non sono evidenti segni di instabilità dei corpi in terra che costituiscono il rilevato ferroviario. Tale dato empirico non può essere trascurato in sede di caratterizzazione geotecnica.

### 6.2.1 Analisi dei rilevati Ante Operam

Al fine di studiare e modellare la stabilità globale dei rilevati della tratta è stato eseguito uno studio ante operam conducendo una back analysis in condizione statiche tramite il software Slide 2018.

Per ogni simulazione effettuata si riporta il grafico "coefficiente di sicurezza (FS) – angolo di attrito ( $\phi'$ )". Lo studio ha l'obiettivo di rintracciare l'angolo di attrito minimo che garantisca la stabilità da confrontare con i risultati della campagna indagini geognostica effettuata sui rilevati. Sia l'analisi all'equilibrio limite sia i risultati in sito ed in laboratorio hanno consentito dunque di rintracciare la più

opportuna caratterizzazione geotecnica per i rilevati esistenti che ad oggi, secondo le informazioni disponibili allo scrivente, non mostrano segnali di instabilità né locali né globali. Lo studio è stato eseguito ipotizzando come carico in testa al corpo in terra il treno effettivamente circolante quando la linea era in esercizio (C3). Si riportano di seguito le altezze del rilevato analizzate:

- Rilevato altezza 4m
- Rilevato altezza 7m
- Rilevato altezza 10m
- Rilevato altezza 13m

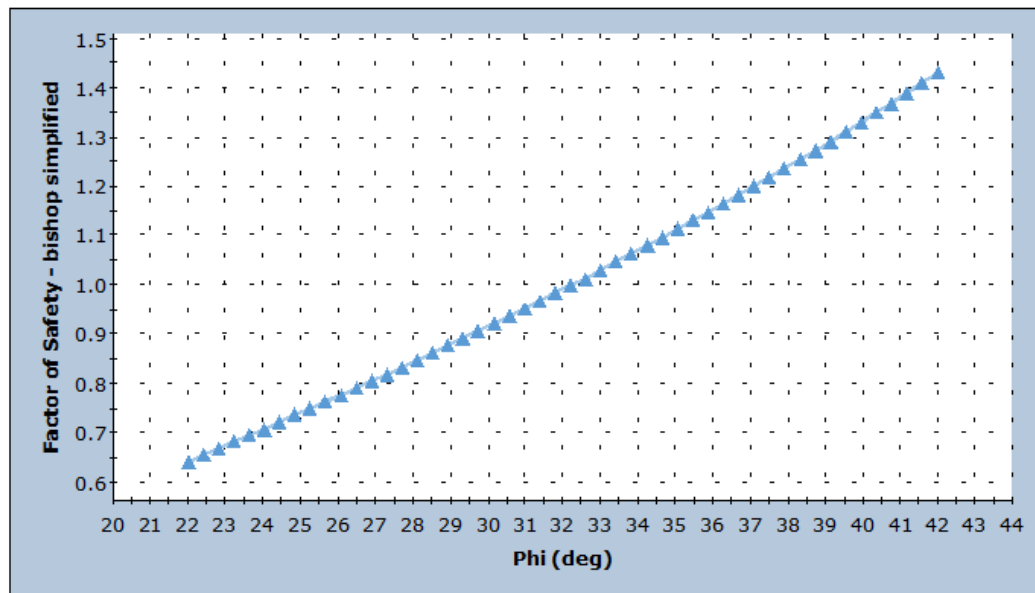
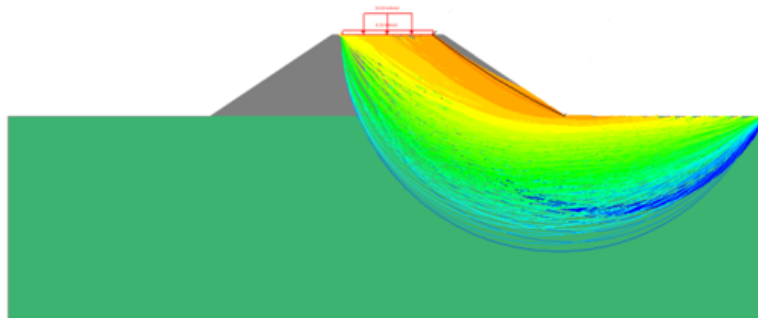
I risultati delle immagini seguenti fanno riferimento alle verifiche con approccio caratteristico, ovvero senza nessuna amplificazione sui carichi e senza alcuna riduzione sulle resistenze. Nelle analisi e nei risultati illustrati nelle immagini, è stato variato l'angolo di attrito del rilevato all'interno di un certo range per valutare l'influenza di tale parametro con l'altezza del rilevato.

Gli aspetti salienti mostrati dalle analisi eseguite possono sintetizzarsi come segue:

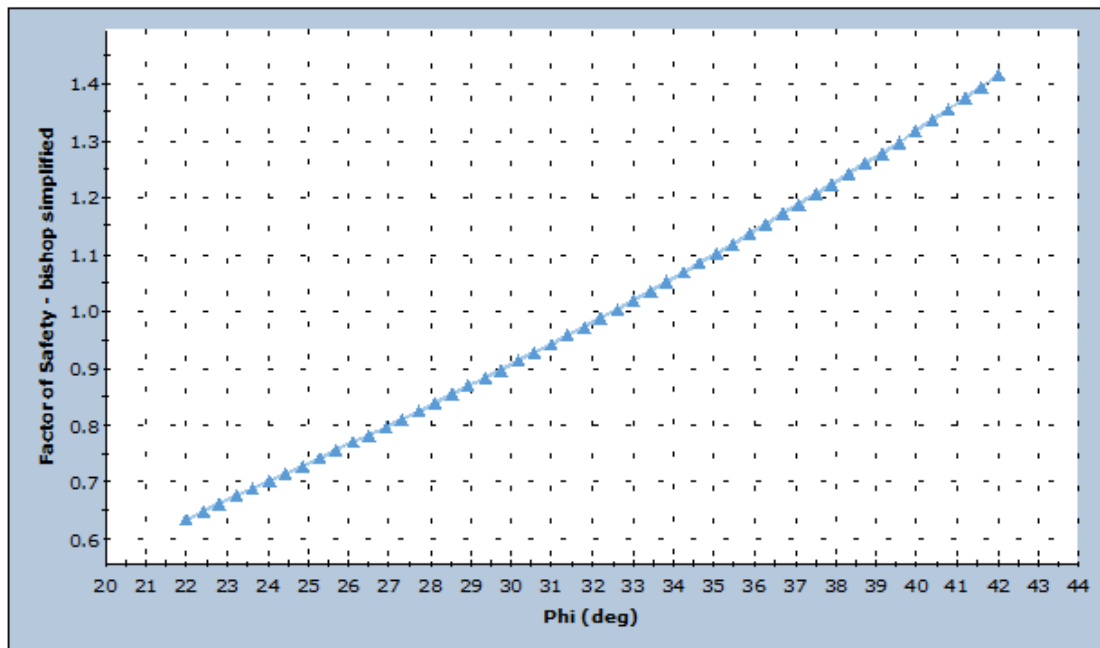
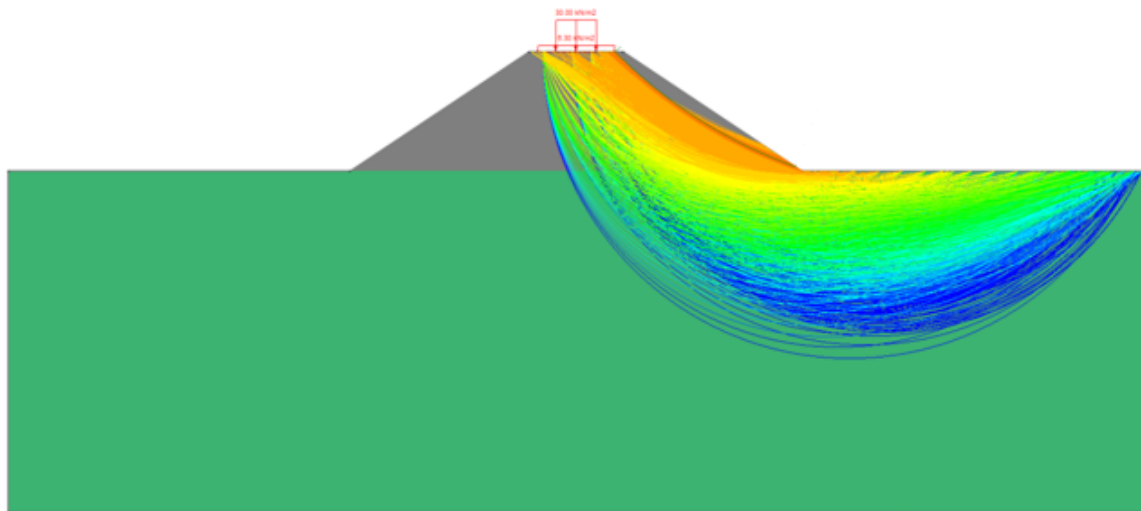
- Tutte le superfici di scorrimento più critiche appaiono corticali con profondità massime di circa 2 metri e all'interno del corpo del rilevato esistente;
- Per tutte le altezze analizzate, dal grafico "FS-angolo di attrito" è evidente come un intervallo minimo di angolo di attrito compreso tra a 31°-33° (a seconda dell'altezza del rilevato) garantisca la stabilità del rilevato in condizione statiche (FS statico > 1). Tale aspetto è coerente con i manuali storici FS per i quali si fa riferimento ad un angolo di attrito prossimo a 35° per il materiale da rilevato.



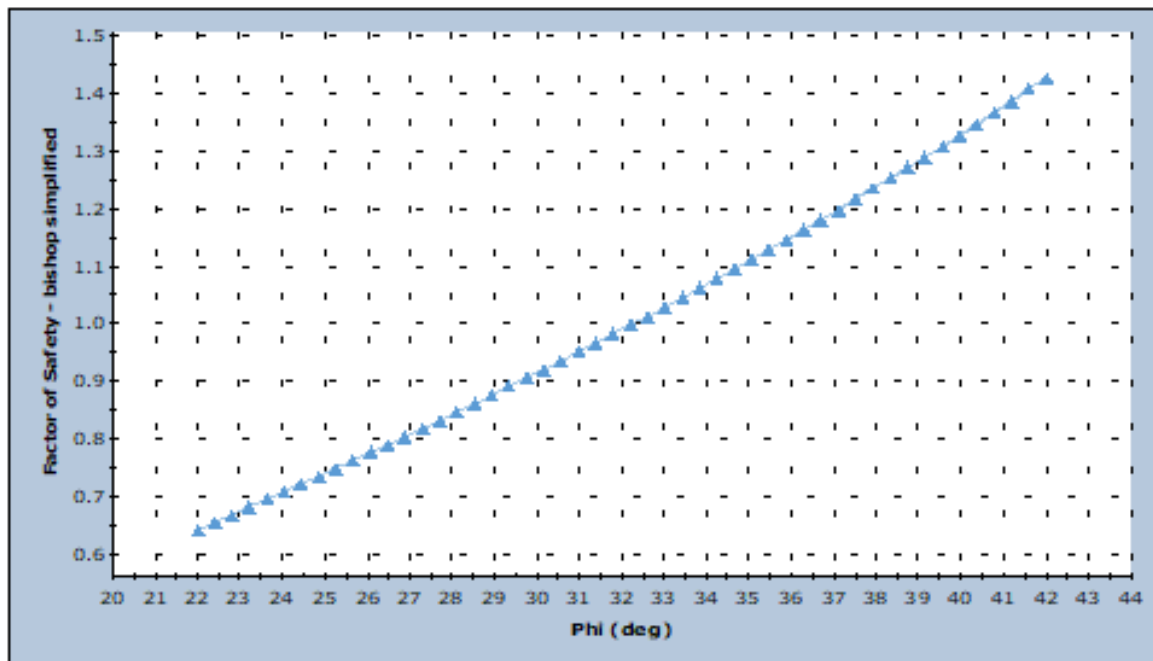
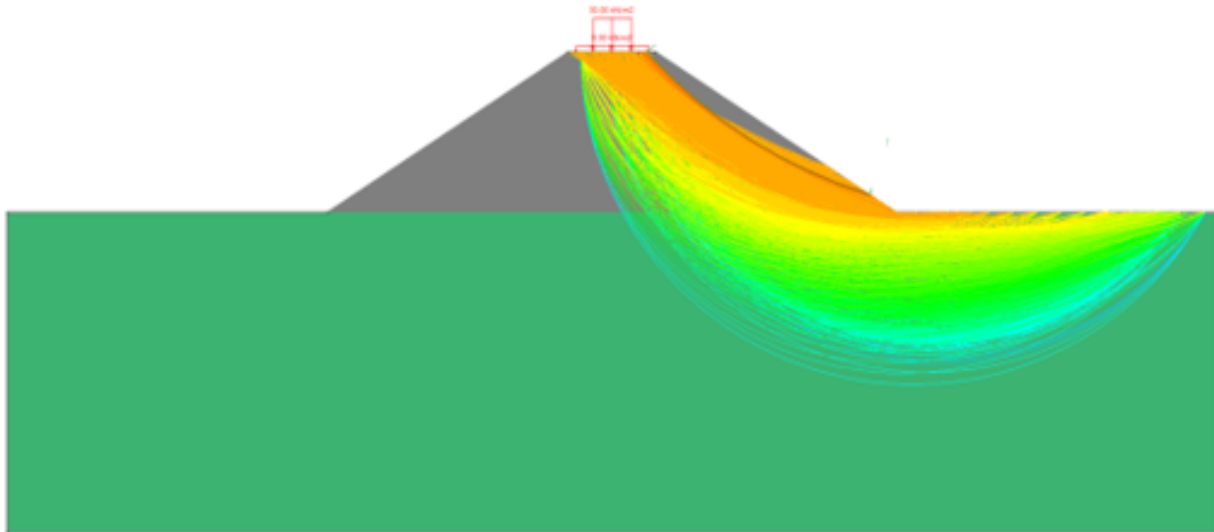
- Rilevato 4 metri



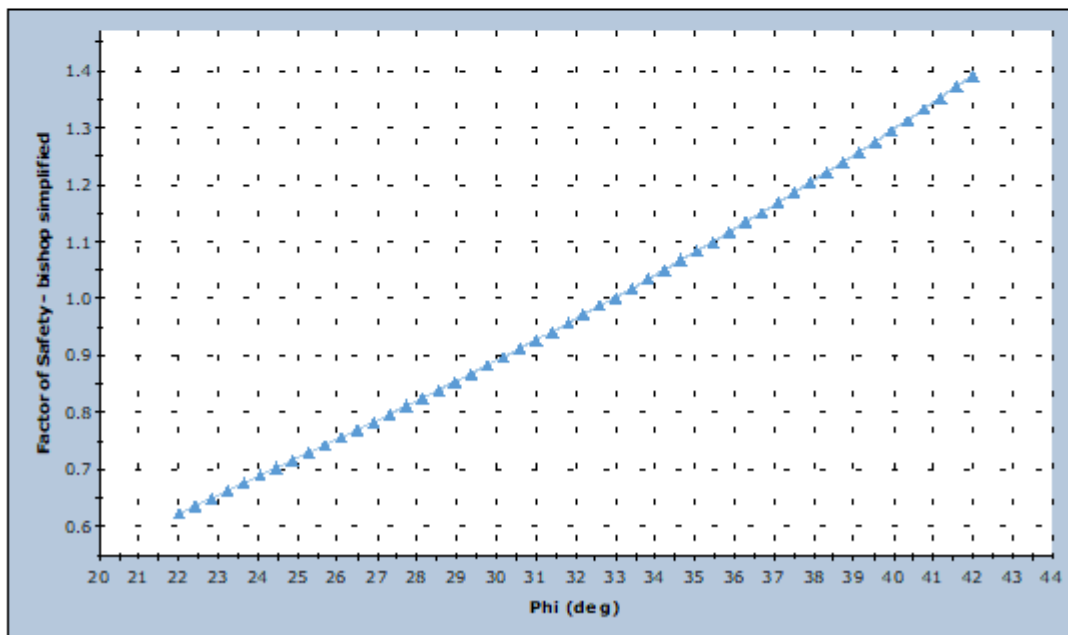
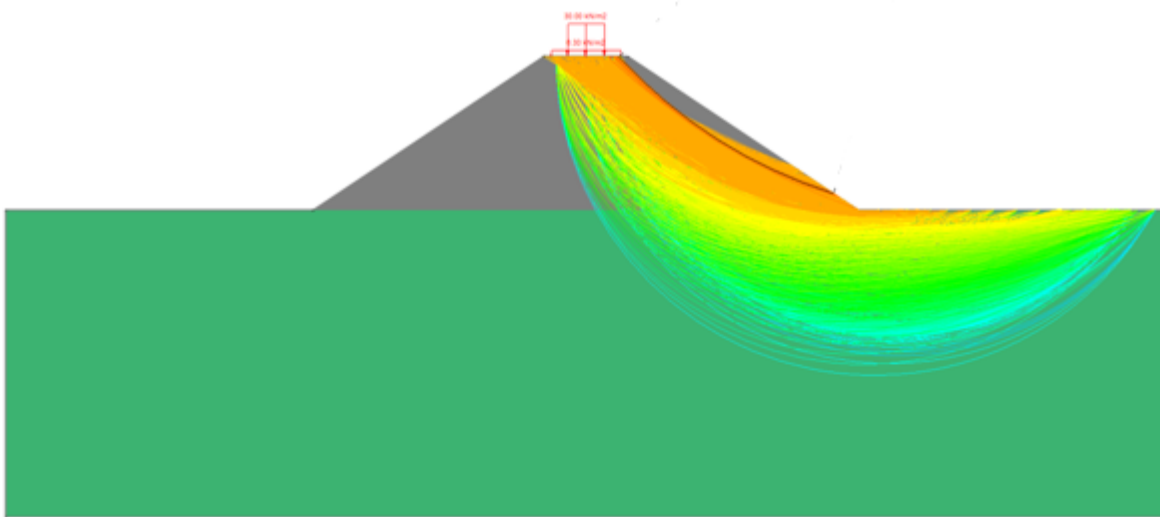
- Rilevato 7 metri



- Rilevato 10 metri



- Rilevato 13 metri



## 6.2.2 Interpretazione prove di laboratorio

### Caratteristiche fisiche

Sui campioni rimaneggiati prelevati nelle sabbie sono state condotte alcune prove di laboratorio, che hanno condotto ai risultati di seguito sintetizzati.

Dall'analisi granulometrica, i cui risultati sono riassunti in Figura 6-67, si ha che il rilevato è composto da:

- percentuale di ghiaia generalmente inferiore al 20%;
- percentuale di sabbia compresa fra 20 e 80%;
- percentuale di materiale fine (limo e argilla) compresa fra 10 e 80 %;
- percentuale di limo fra 20 e 50% (vedi Figura 6-68);
- percentuale di argilla fra 5 e 30% (vedi Figura 6-68).

Relativamente al peso di volume naturale si ha un valore mediamente compreso fra 17 e 19 kN/m<sup>3</sup>, come mostrato in Figura 6-69.

Le prove SPT nell'unità R hanno fornito valori compresi tra 5 e 40 colpi N<sub>SPT</sub>, con una distribuzione abbastanza caotica nello spessore, come riportato in Figura 6-70. La densità relativa stimata dalle prove SPT, riportata nel grafico di Figura 6-71, è compresa tra 40 e 70%, valori a quali corrisponde uno stato di addensamento medio.

### Parametri di resistenza

Dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT si ottengono valori dell'angolo di resistenza al taglio compresi tra 30° e 35°, come mostrato in Figura 6-72. Inoltre, sono state eseguite prove di taglio diretto su campioni ricostituiti e campioni indisturbati in laboratorio, che restituiscono un valore dell'angolo di resistenza al taglio generalmente inferiore a quello desumibile dalle prove penetrometriche eseguite in sito, Figura 6-73. Il materiale testato in laboratorio ha esibito anche valori medio-alti di coesione efficace da ritenersi però poco attendibili ai fini della caratterizzazione geotecnica, Figura 6-74. Si assumono pertanto i seguenti parametri caratteristici per l'unità Rilevato:

$\gamma = 18\div 20$  kN/m<sup>3</sup> peso di volume naturale

$c' = 5\text{-}10$  kPa coesione efficace

$\phi' = 25\div 35^\circ$  angolo di resistenza al taglio di picco, ai fini delle verifiche geotecniche si suggerisce di utilizzare un valore medio conservativo pari a  $31^\circ$ .

$\phi'_{cv} = 28\div 30^\circ$  angolo di resistenza al taglio a volume costante

#### Parametri di deformabilità

I parametri di deformazione sono stati stimati a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio risultanti dalle prove sismiche e ottenute dalle correlazioni empiriche in base alle prove SPT. I risultati in termini di  $V_s$ , velocità delle onde di taglio, sono riassunti in Figura 6-75. I risultati delle prove SPT sono stati utilizzati anche per stimare direttamente i valori del modulo di deformazione utilizzando le correlazioni empiriche mostrate nel Capitolo 5.2.4. Questi valori, mostrati in Figura 6-78, sono stati utilizzati come verifica delle correlazioni basate sulla velocità delle onde di taglio.

Per il corpo del rilevato si stima:

$V_s = 150\div 300$  m/s velocità delle onde di taglio

$G_0 = 60\div 140$  MPa modulo di deformazione a taglio iniziale

$E_0 = 150\div 350$  MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

$E_{op} = 15\div 35$  MPa modulo di deformazione elastico operativo ( $E_{op}=E_0/10$ )

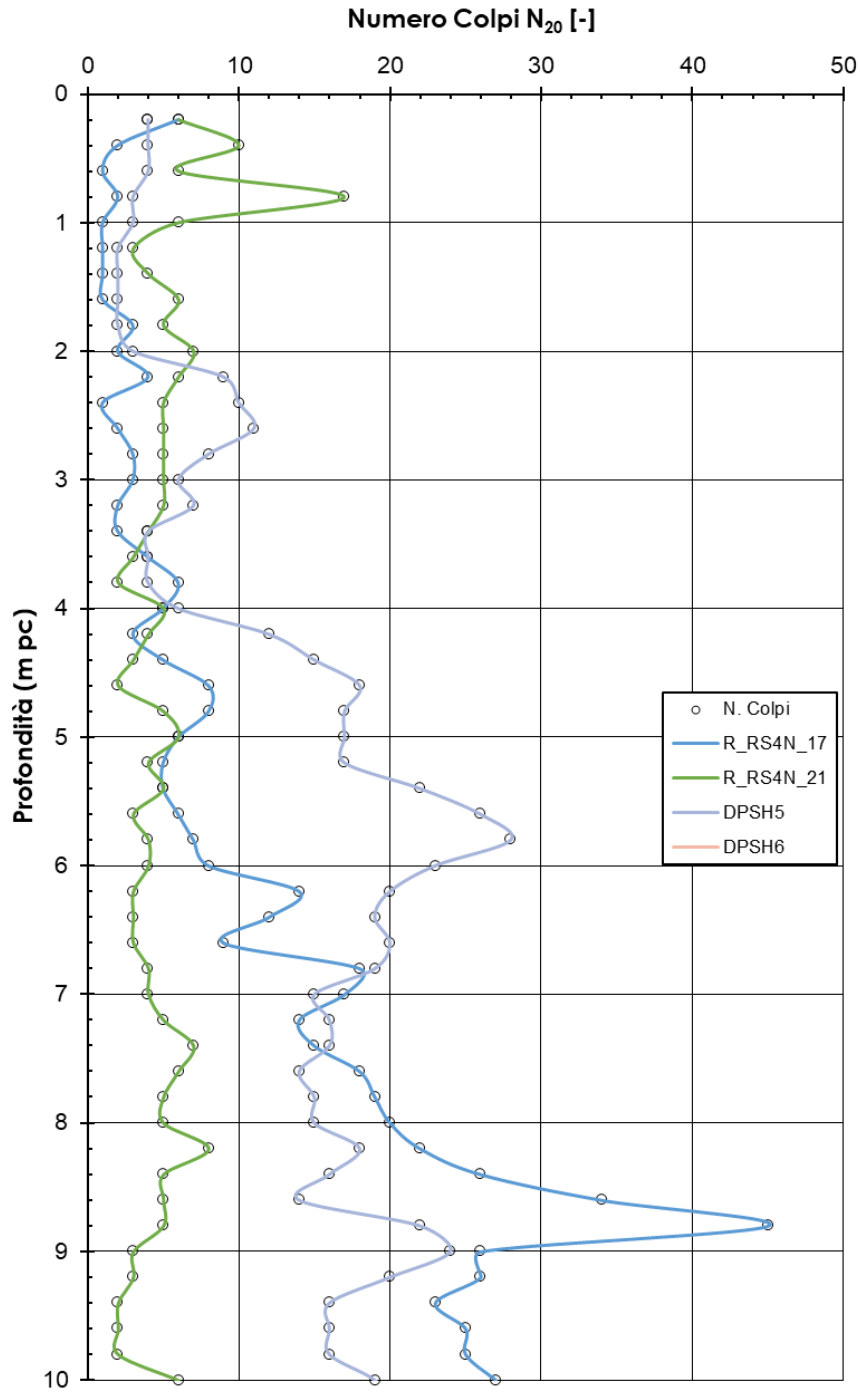
#### Caratteristiche di permeabilità:

La permeabilità è stimata dalle prove Lefranc eseguite in sito, Figura 6-79, da cui si ha una permeabilità compresa tra  $3 \cdot 10^{-7}$  e  $2 \cdot 10^{-5}$  m/s.

Come permeabilità è possibile adottare per l'unità analizzata:  $k = 1 \cdot 10^{-6}\div 1 \cdot 10^{-5}$  m/s

**CALTAGIRONE - GELA**

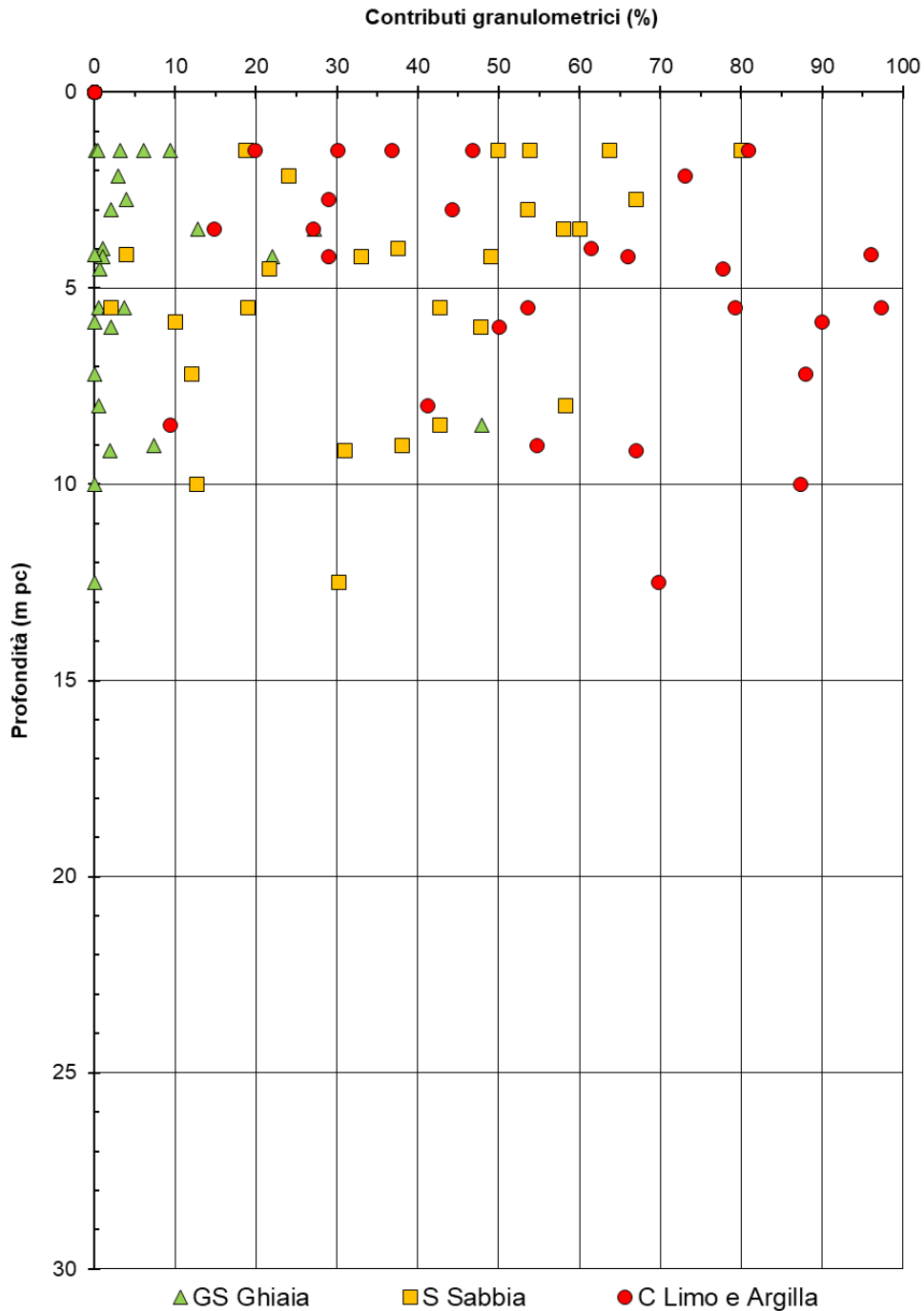
**Lotto 2 - RILEVATO**



**Figura 6-66 Risultati prove DPSH - Unità Rilevato**

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Rilevato**



**Figura 6-67 Analisi granulometriche – Unità Rilevato**



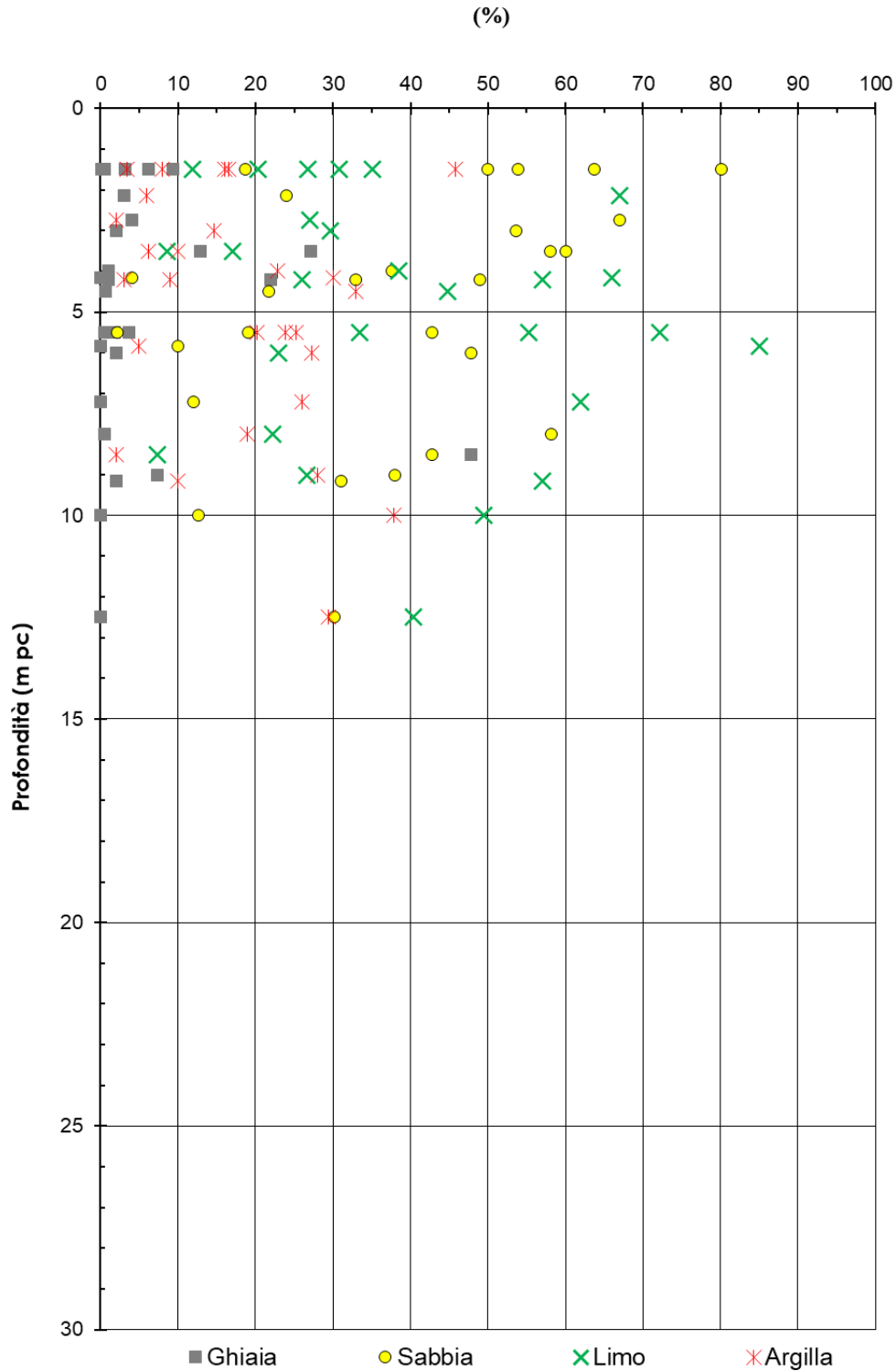
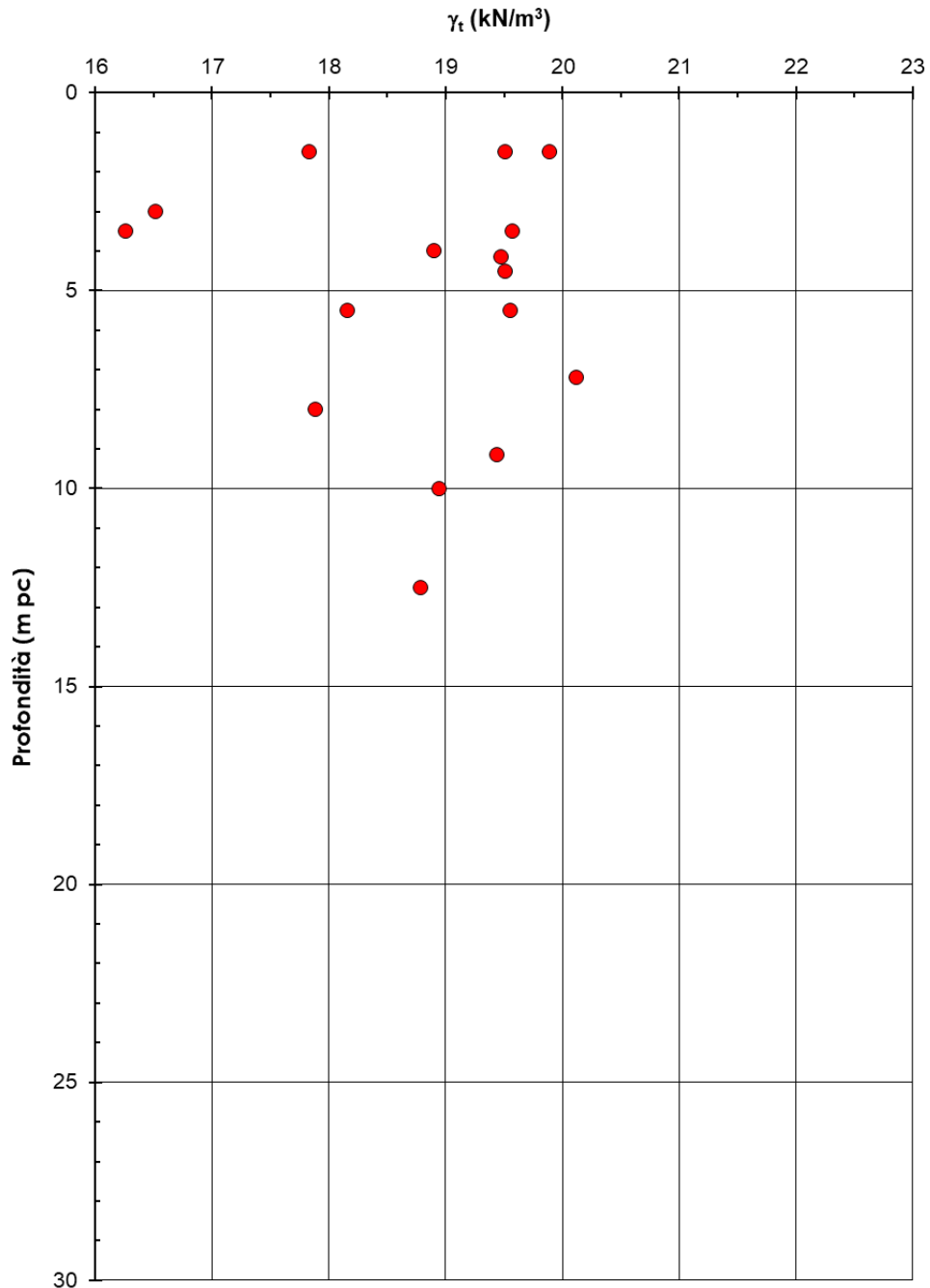


Figura 6-68 Analisi granulometriche con distinzione limo e argilla – Unità Rilevato

**CALTAGIRONE - GELA**

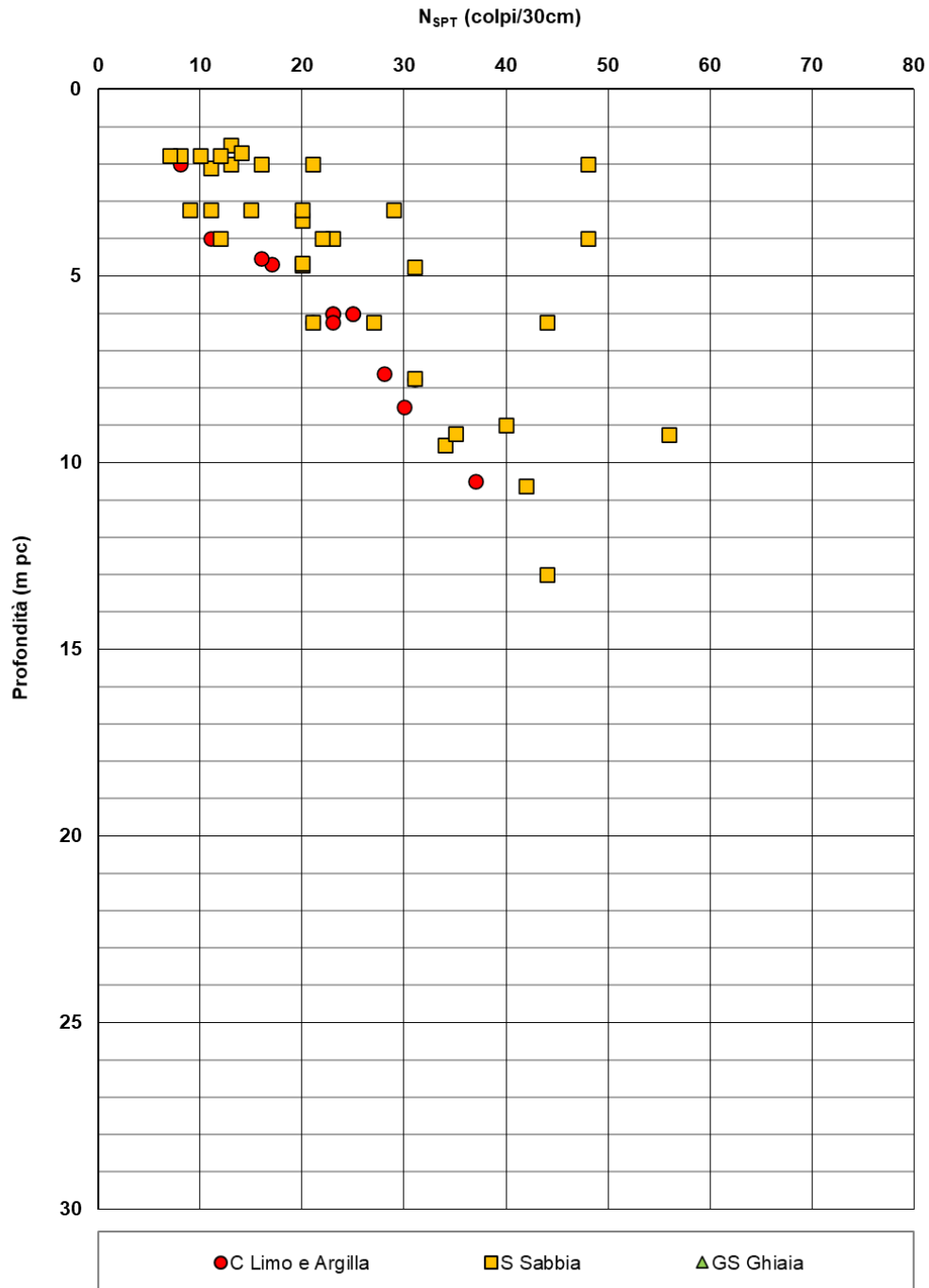
**Lotto 2 - Unità Rilevato**



**Figura 6-69 Peso di volume naturale – Unità Rilevato**

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Rilevato**



**Figura 6-70 Valori di  $N_{SPT}$  – Unità Rilevato**

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Rilevato**

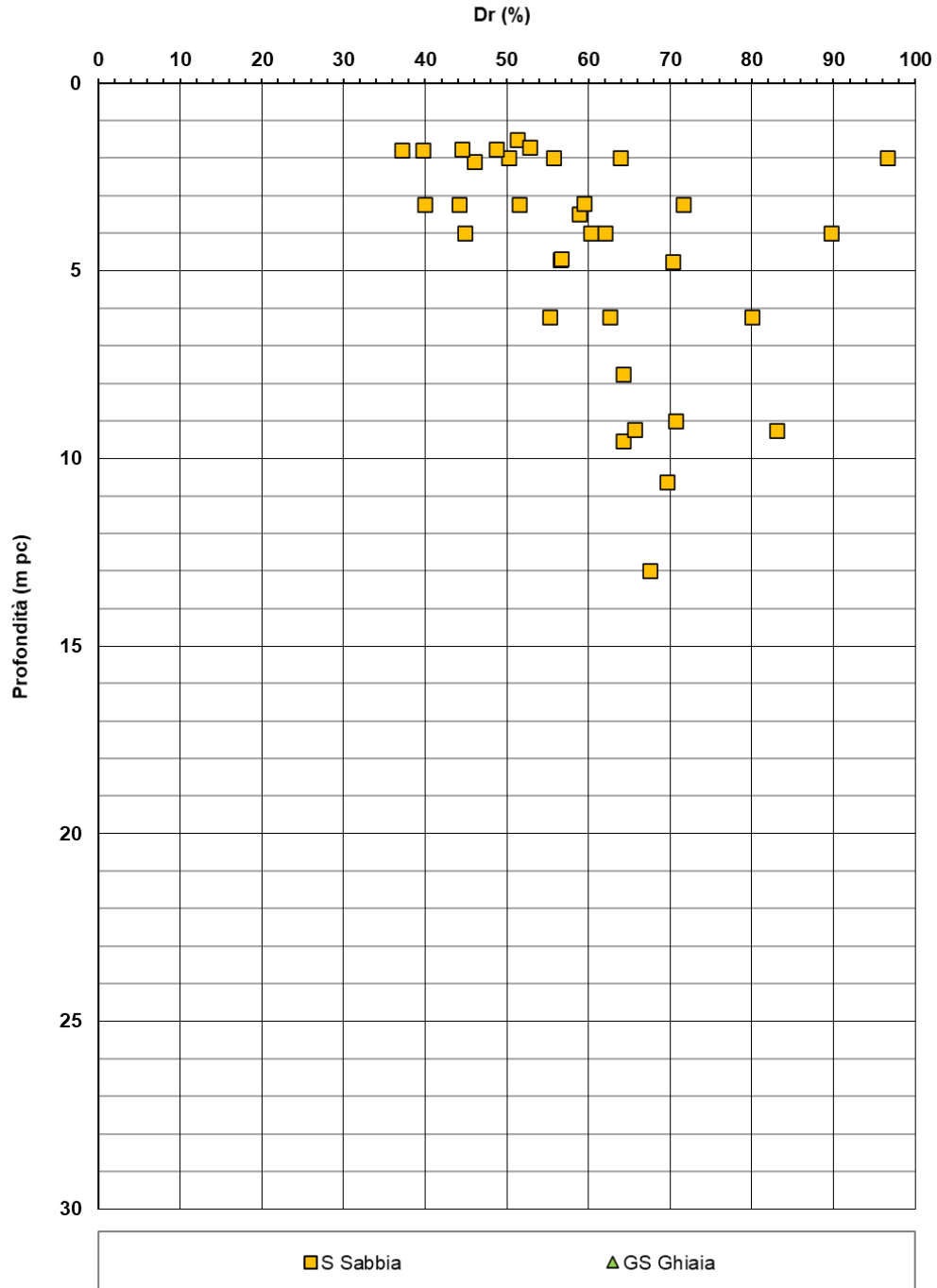


Figura 6-71 Densità relativa da prove SPT – Unità Rilevato

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Rilevato**

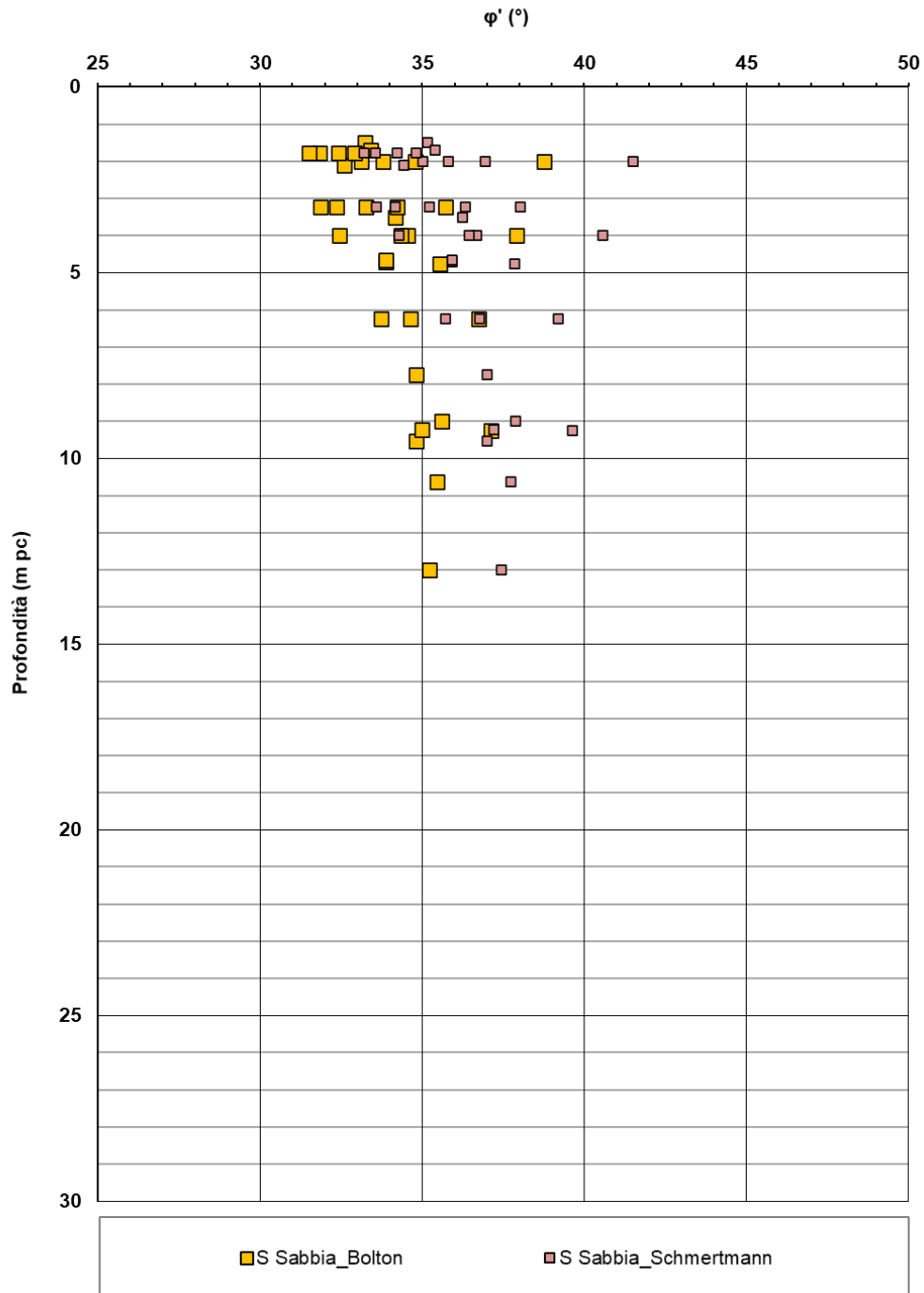


Figura 6-72 Angolo di resistenza al taglio da SPT – Unità Rilevato

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Rilevato**

Angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  [°]

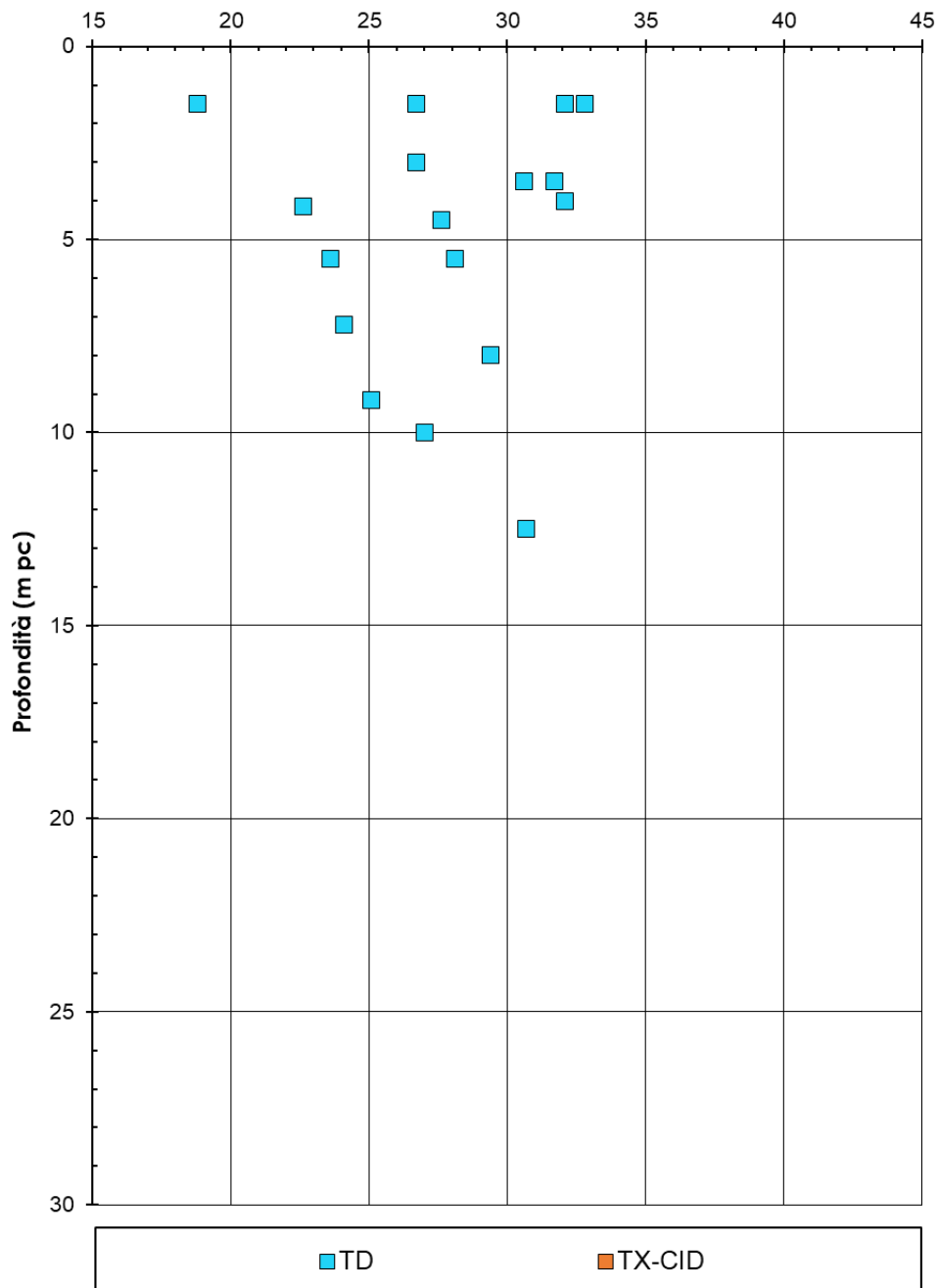
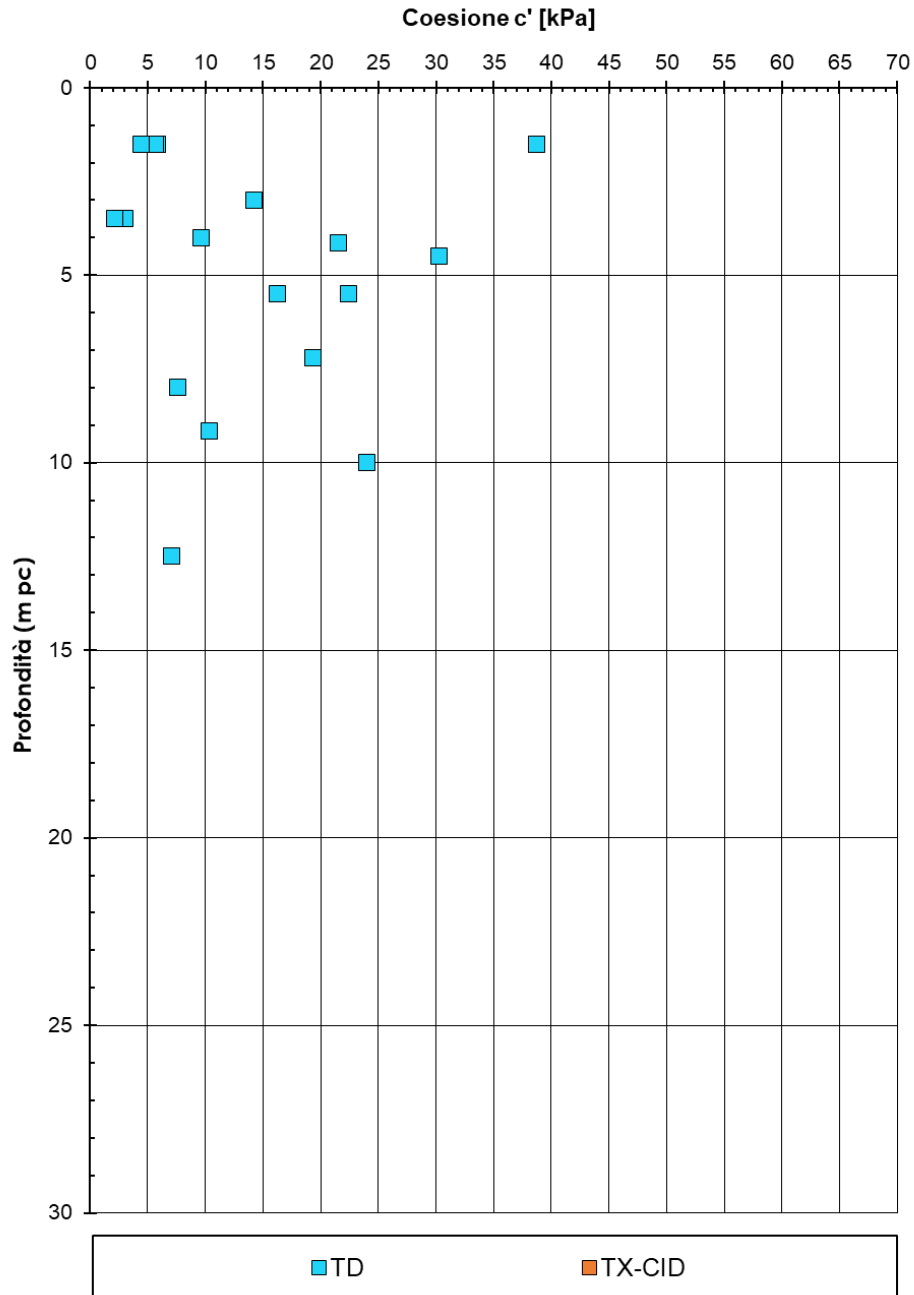


Figura 6-73 Angolo di resistenza al taglio da prove di laboratorio – Unità Rilevato

**CALTAGIRONE - GELA**
**Lotto 2 - Unità Rilevato**


**Figura 6-74 Coesione efficace da prove di laboratorio – Unità Rilevato**

Le prove esposte nelle figure sia di sito che in laboratorio in termini di resistenza sono in ottimo accordo con quanto dichiarato al §6.2.1.

## CALTAGIRONE-GELA

### Lotto 2

#### Unità Rilevato

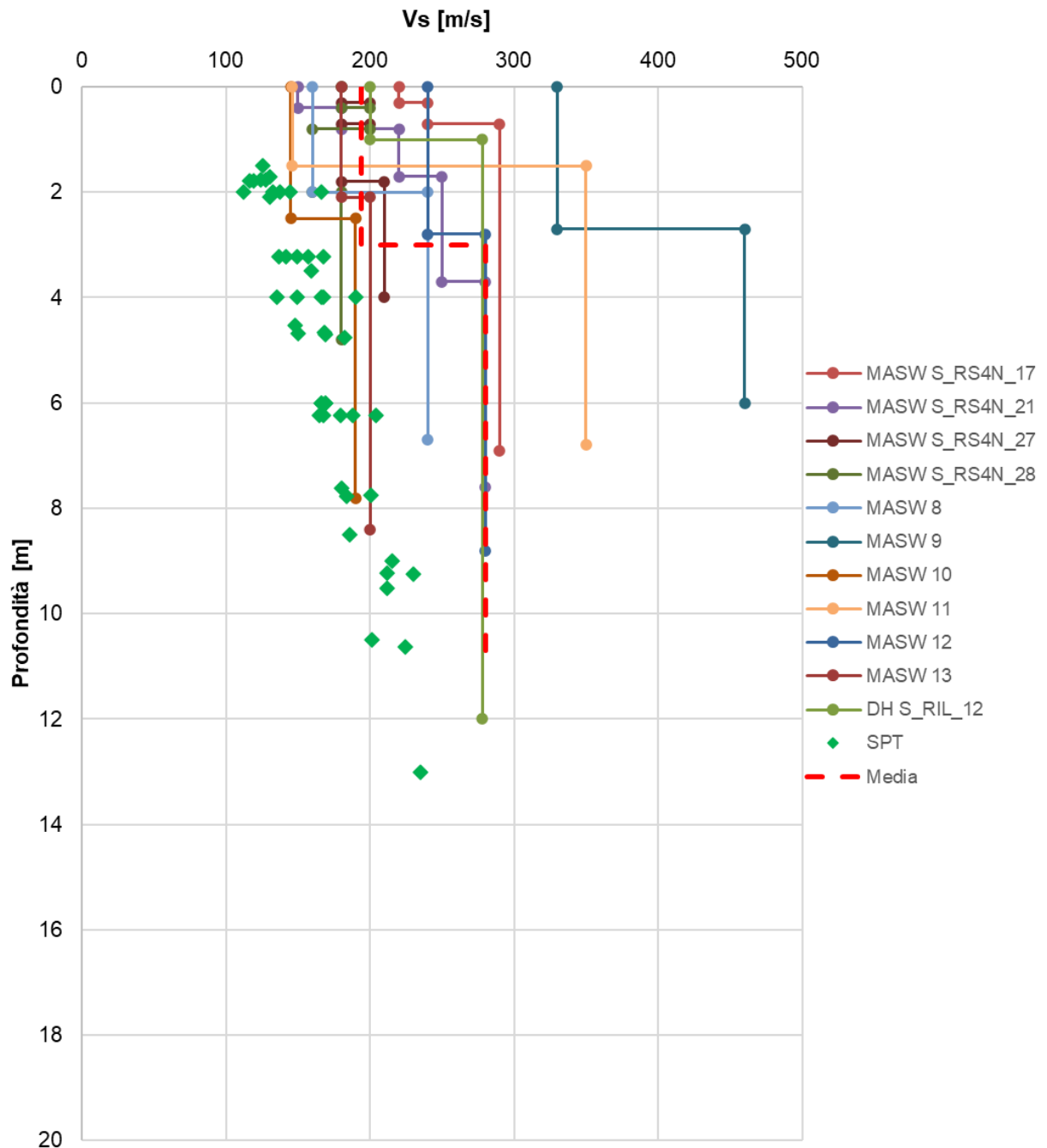


Figura 6-75 Velocità onde di taglio Vs da prove geofisiche e SPT – Unità Rilevato



**CALTAGIRONE - GELA**

**Rilevato**

$G_0$  (MPa)

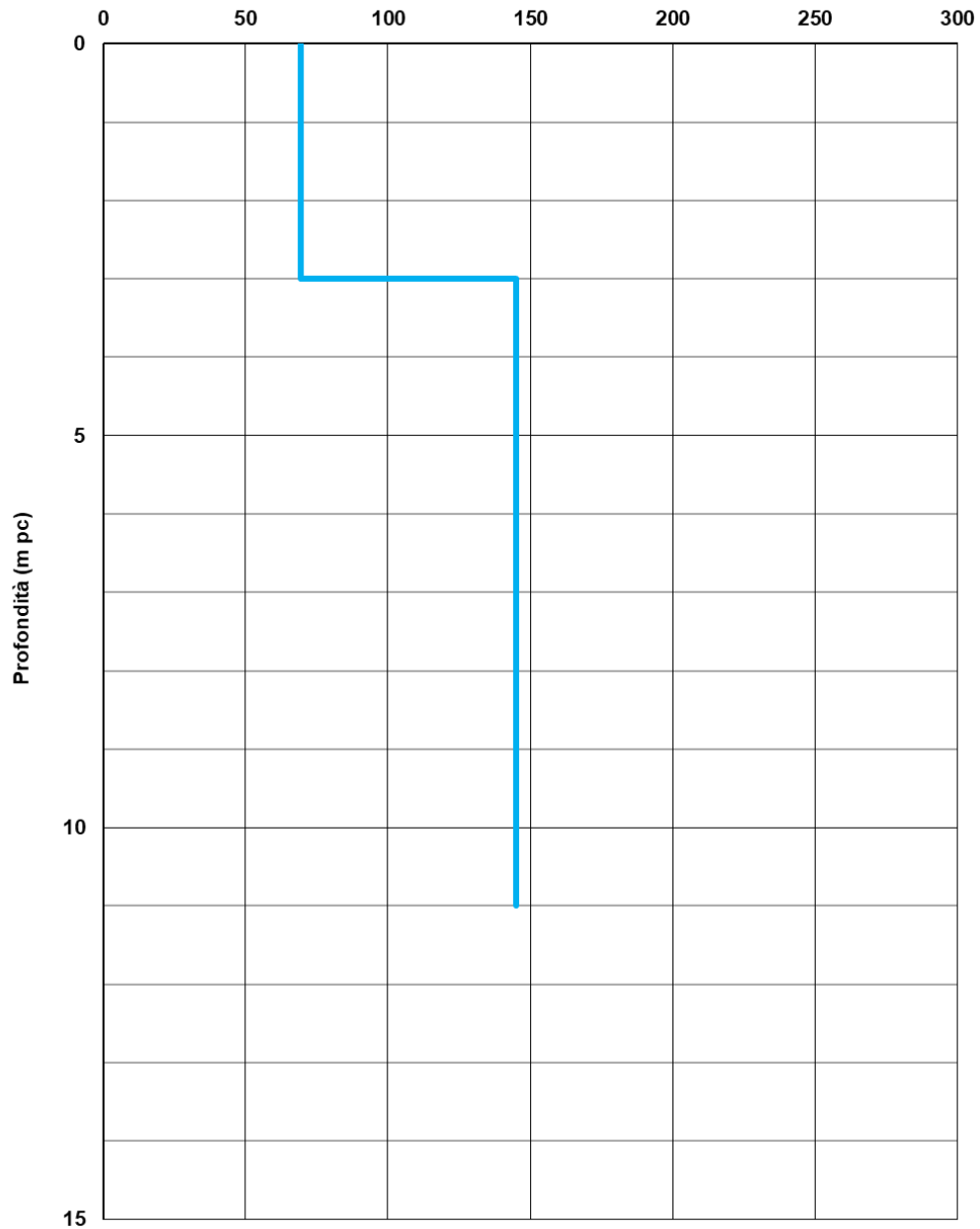
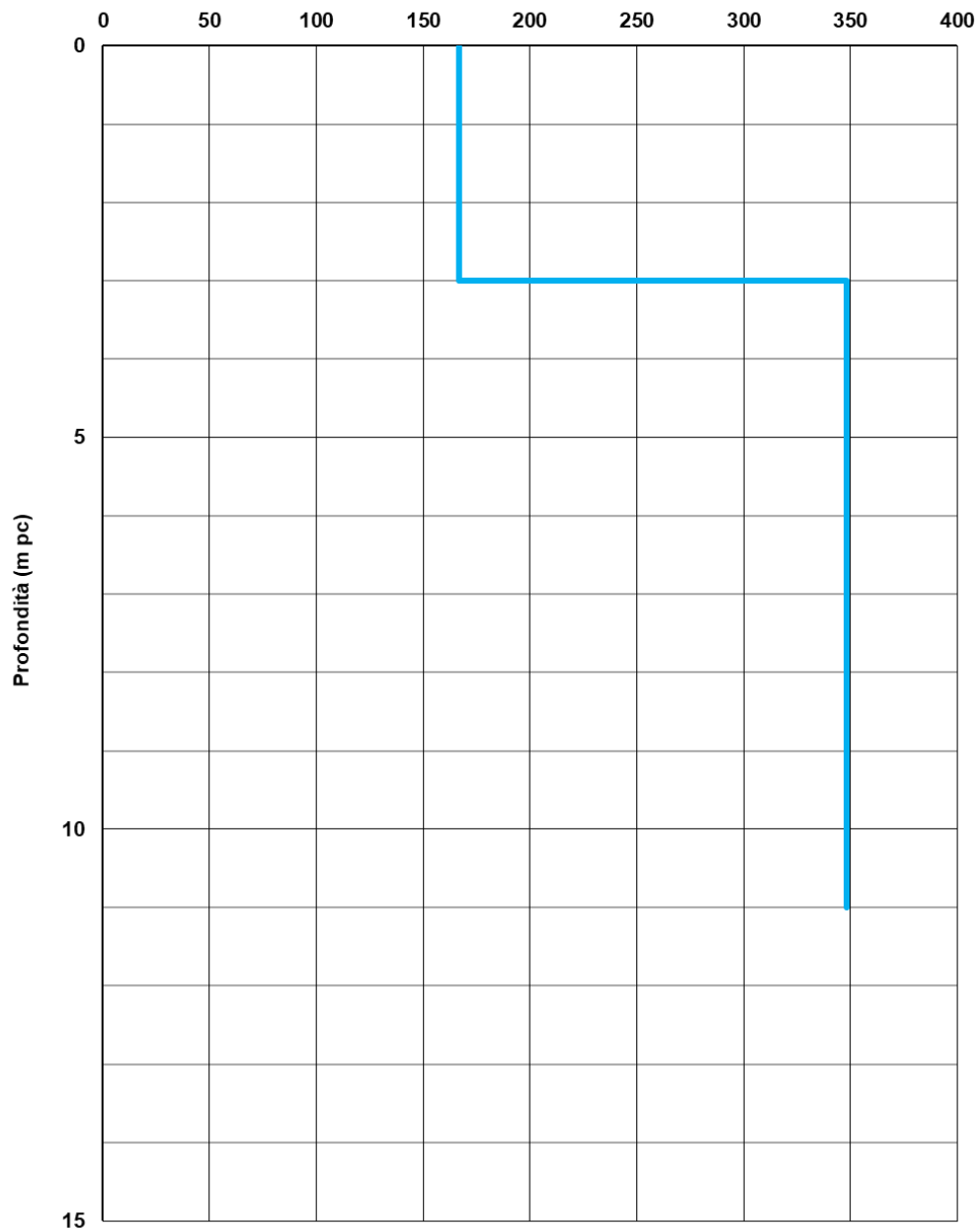


Figura 6-76 Modulo di deformazione a taglio iniziale da Vs – Unità Rilevato

**CALTAGIRONE - GELA**

**Rilevato**

$E_0$  (MPa)



**Figura 6-77 Modulo elastico iniziale da Vs – Unità Rilevato**

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Rilevato**

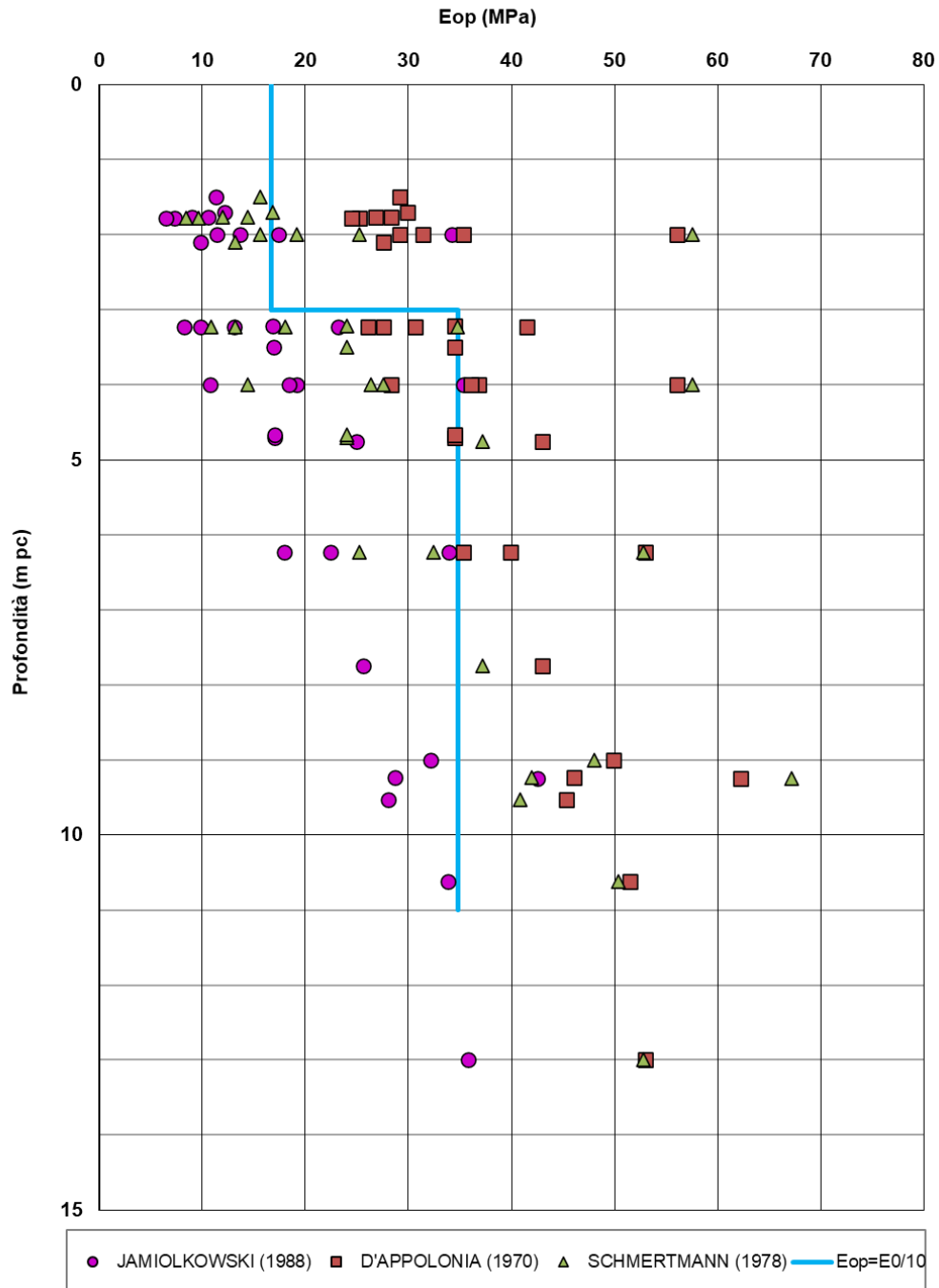
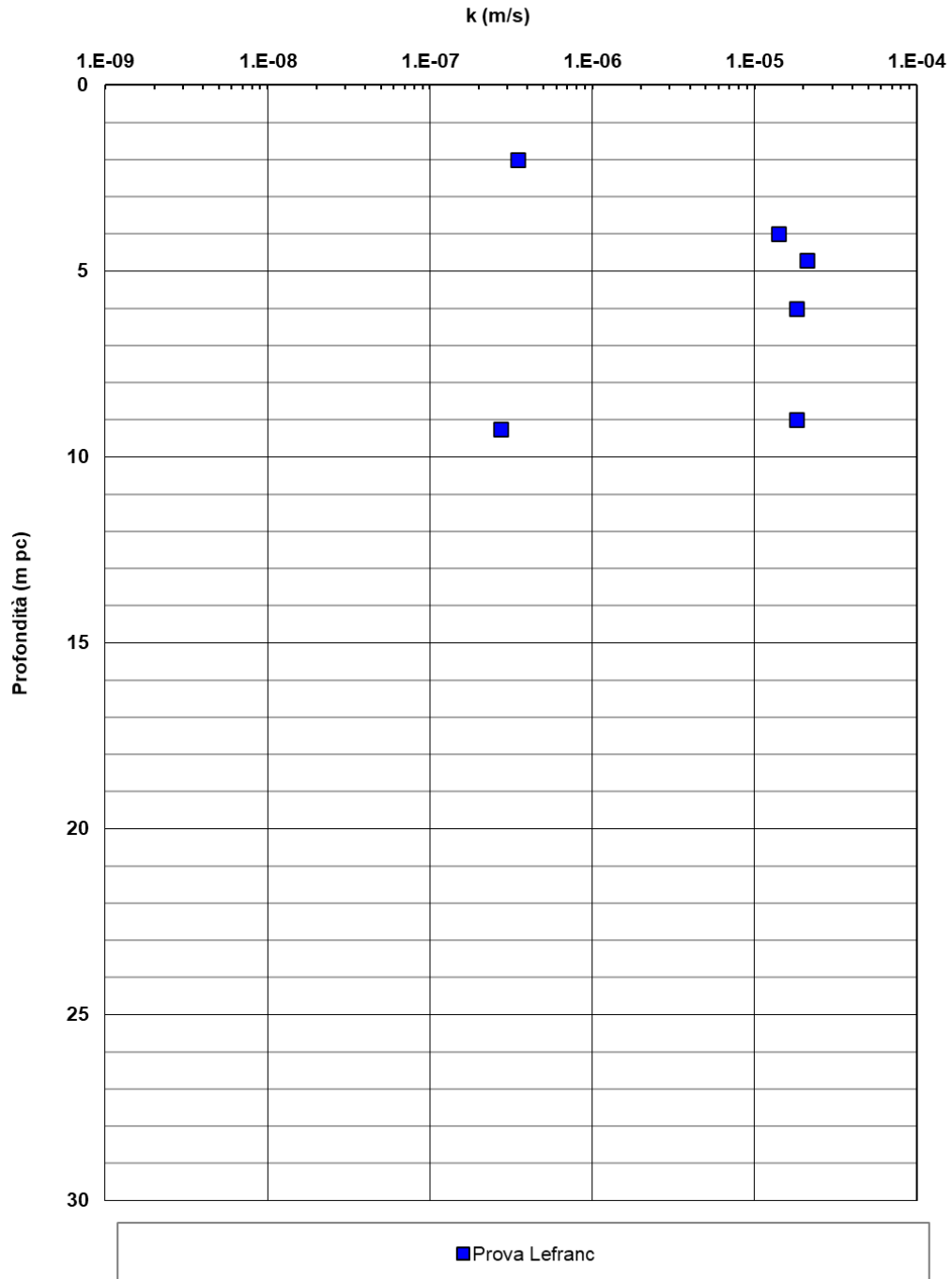


Figura 6-78 Modulo elastico operativo confronto con risultati da SPT – Unità Qcs1

**CALTAGIRONE - GELA**

**Lotto 2 - Unità Rilevato**



**Figura 6-79 Permeabilità da prove in sito – Unità Rilevato**

## 7 RISSUNTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Lo studio svolto ha avuto come finalità la classificazione e caratterizzazione dei depositi investigati, coerentemente con le indicazioni emerse dallo studio geologico-geomorfologico della zona. I Profili Geotecnici individuano la presenza delle unità stratigrafiche definite nei capitoli precedenti, sulla base dei risultati delle indagini disponibili. I principali parametri caratteristici suggeriti per ognuna delle unità sono elencati nella Tabella 7-1.

Si ricorda ancora che, sulla base della Normativa vigente, la scelta dei parametri e della stratigrafia di progetto è di esclusiva responsabilità e competenza del progettista della singola opera. In questa luce, altri parametri, tipicamente quelli che governano i processi di consolidazione e drenaggio (ad ese. permeabilità, coefficienti di consolidazione) governati da condizioni locali (lenti drenanti, percorsi di drenaggio, storia tensionale), e dipendenti dal tipo di problema da esaminare, dovranno essere assunti dal progettista sulla base dei dati di base qui sinteticamente presentati, e tenendo conto dei risultati delle indagini di sito e di laboratorio, riportati nei Report fattuali delle indagini.

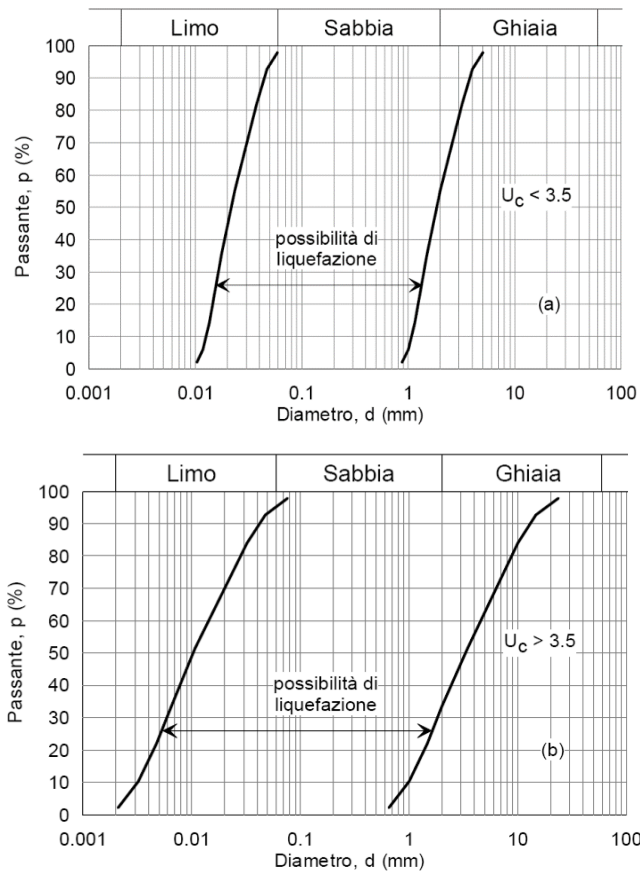
**Tabella 7-1 Parametri geotecnici caratteristici per il Lotto 2**

Unità	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi'_{picco}$ [°]	$\phi'_{cv}$ [°]	$C_u$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	$k$ [m/s]
<b>Rilevato</b>	18	0	31-32	30	-	150-250	60-150	15-30	1E-6 1E-5
<b>Qcs1</b>	19.5	0-5	33-37	30-32	-	240-410	110-300	15-50	1E-7 1E-5
<b>Qa</b>	20	5-20	25-30	25-27	50-200	260-340	130-230	20-40	1E-8 1E-7
<b>A</b>	20	10-40	24-27	24-26	75-200	200-300	80-180	20-45	1E-8 1E-7
<b>All</b>	19.5	5-15	24-27	24-26	50-100	150-200	45-90	10-20	1E-8 1E-6

## 8 ANALISI DI PERICOLOSITÀ RISPETTO AL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE

Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa qualora si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero minori di 0.1 g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. 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 (ConePenetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in Figura 35 per coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  e coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ .



**Figura 8-1 Ambito di potenziale liquefacibilità dei terreni (sx:  $U_c < 3.5$ , dx:  $U_c > 3.5$ )**

Per il sito in esame, sulla base di quanto riportato nei capitoli precedenti e nella relazione geologica, risulta che:

- L'evento sismico atteso è di magnitudo  $M$  pari a 6.50;
- Le accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field sono maggiori di 0.1g;
- Il livello di falda è generalmente profondo (>12m da p.c.);
- Sono presenti strati sabbiosi e/o limo-sabbiosi di bassa plasticità con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} < 30$ .

Si valuterà dunque il potenziale rischio di liquefazione dell'unità Qcs1 sotto falda, in quanto come previsto da normativa, non è possibile escludere a priori il fenomeno della liquefazione. La stima del potenziale rischio di liquefazione è stata condotta usando i risultati delle prove SPT e delle analisi granulometriche, secondo le metodologie di seguito esposte.

## 8.1 METODO DI ANALISI

La valutazione del pericolo di liquefazione è stata condotta in accordo al metodo di Boulanger&Idriss (2014), originariamente proposto da Seed&Idriss (1967), confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR) così definiti:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di tensione ciclica}$$

$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di resistenza ciclica}$$

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un sito a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. In accordo al metodo utilizzato, la tensione di taglio ciclico indotta dallo scuotimento sismico (sforzo di taglio ciclico normalizzato CSR) viene approssimata da un valore dell'accelerazione pari al 65% della accelerazione di picco  $a_{max}$  come segue:

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

dove:

$a_{max}$             accelerazione di picco al sito

$g$                  accelerazione di gravità

$\tau_c$                 valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico



$\sigma_{vo}$  tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali

$\sigma'_{vo}$  tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci

$r_d$  coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità da piano campagna, calcolato come segue in accordo a Idriss (1999):

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

CSR può essere messo in relazione al numero di cicli significativi dell'azione sismica, funzione della magnitudo M. Per  $M \neq 7.5$  è necessario introdurre un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

$$MSF = \frac{CSR_M}{(CSR)_{M=7.5}} = \left(\frac{N_{M=7.5}}{N_M}\right)^b$$

dove  $CSR_M$  e  $N_M$  rappresentano i valori di CSR e numero di cicli equivalenti per il valore di magnitudo di progetto, mentre  $(CSR)_{M=7.5}$  e  $N_{M=7.5}$  sono riferiti all'evento con  $M=7.5$ .

In accordo a quanto proposto dagli autori si considera una variabilità di  $MSF_{max}$  con il valore di  $(N1)_{60}$ , per il calcolo del fattore di scala da applicarsi MSF:

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{31.5}\right)^2 \leq 2.2$$

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8.64 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325\right)$$

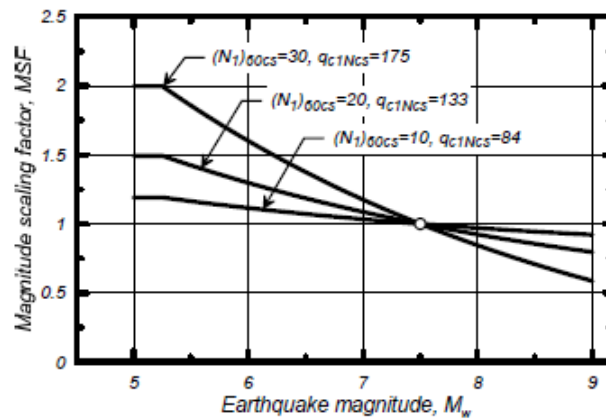


Figure 2.6. Variation in the MSF relationship with  $q_{c1Ncs}$  and with  $(N_1)_{60cs}$  for cohesionless soils

Figura 8-2 Variazione tra MSF e valori di  $(N_1)_{60cs}$

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlino la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT, come meglio descritto nel seguito.

### 8.1.1 Determinazione di CRR da correlazione con prove SPT

Il procedimento qui utilizzato si basa sulla relazione riportata in Figura 8-3, originariamente proposta da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), e rivista dagli autori.

La resistenza penetrometrica SPT è espressa come numero corretto di colpi  $N_{1(60)}$ , ossia normalizzato ad una pressione verticale efficace di 100 kPa e corretto per un valore standard di energia trasmessa (60% del valore nominale), come segue:

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

In questa espressione:

$C_N$  = coefficiente correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace. In letteratura sono presenti diversi metodi per la valutazione del coefficiente correttivo  $C_N$ . Qui è stata applicata la relazione proposta dagli autori:

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^m \leq 1.7$$

in cui  $P_a$  è la pressione atmosferica, pari a 100kPa, e  $\sigma'_{vo}$  è la tensione verticale in sito, in termini di sforzi efficaci e  $m$  è pari a

$$m = 0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60CS}}$$

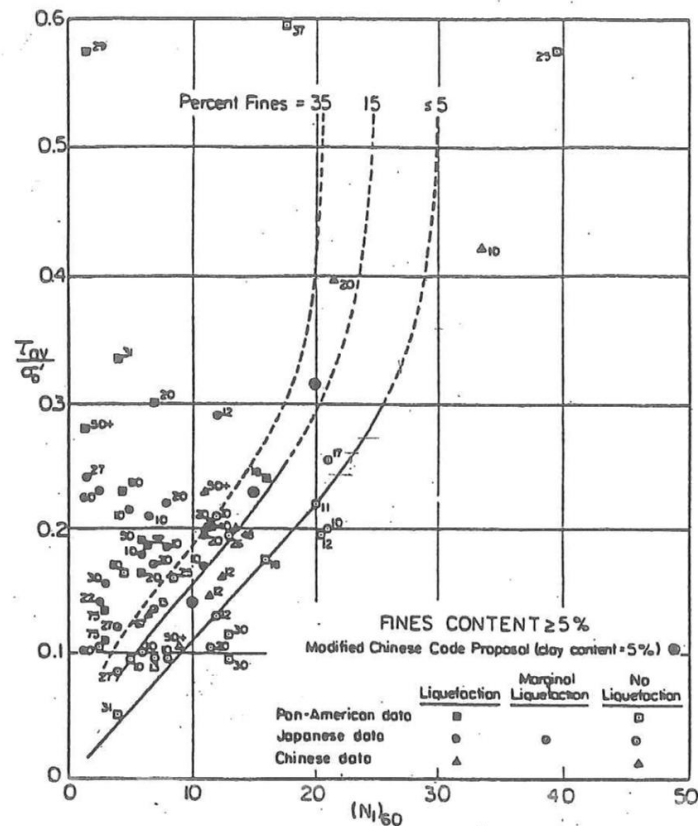
(calcolato mediante processo iterativo fino a convergenza)

$C_E$  = coefficiente correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 % e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

in cui  $ER_m$  è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del meglio all'attrezzo campionatore, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

I coefficienti  $C_B$  (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio),  $C_R$  (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice), e  $C_S$  (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionatore) sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove sono state eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).



**Figura 8-3 Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e  $N_{1(60)}$  – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985).**

Sempre in Figura 8-3, viene riportato il valore di CSR calcolato ed i corrispondenti valori di  $N_{1(60)}$  da siti in cui sono stati osservati o meno gli effetti della liquefazione per eventi sismici avvenuti in passato, con magnitudo 7.5. Le corrispondenti curve CRR sono state determinate all'interno del grafico in modo da separare chiaramente i dati corrispondenti all'avvenuta liquefazione da quelli per i quali non è stato osservato il fenomeno in esame.

Le curve sono valide per eventi sismici di magnitudo pari a 7.5, per cui è necessario introdurre un fattore di scala (MSF) per adattare le curve di CRR alla magnitudo di riferimento per il caso in esame, come indicato in precedenza.

Si può osservare dalla Figura 8-3 come siano state sviluppate curve di resistenza ciclica per terreni aventi diverso contenuto di fini, a partire dalla curva di riferimento corrispondente alla sabbia pulita ( $FC < 5\%$ ).

Per il calcolo del valore CRR , gli autori (2014) propongono la seguente relazione:

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1atm} = \exp \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right)$$

Nella quale  $(N_1)_{60cs}$  per gli autori vale:

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

Con  $\Delta(N_1)_{60}$  funzione della frazione fine FC e pari a :

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left( 1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left( \frac{15.7}{FC + 0.01} \right)^2 \right)$$

La resistenza alla liquefazione aumenta meno che proporzionalmente al crescere della tensione di confinamento. Boulanger (2003) ha proposto la seguente relazione, elaborata correlando i risultati di prove in laboratorio e test in sito. In particolare, gli autori Idriss & Boulanger (2008) raccomandano di utilizzare il seguente coefficiente di correzione:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left( \frac{\sigma'_v}{P_a} \right) \leq 1.1$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0.3$$

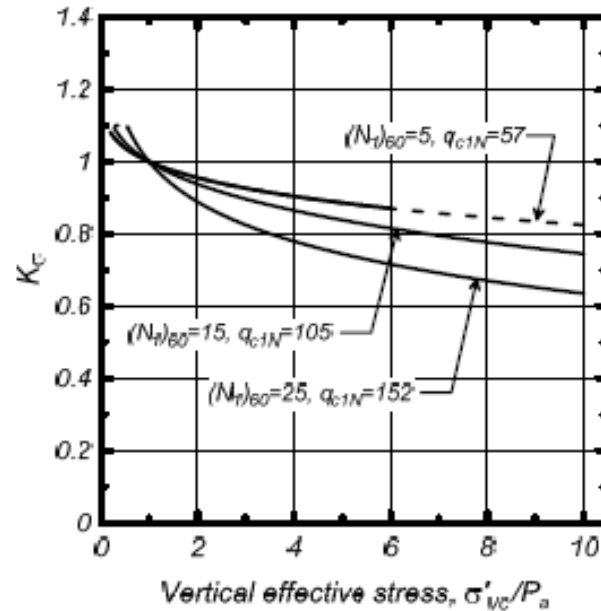

 Figure 2.3. Overburden correction factor ( $K_c$ ) relationship

Figura 8-4 Fattore di correzione in funzione del confinamento

In conclusione, in accordo agli autori il fattore di sicurezza FL rispetto al fenomeno della liquefazione vale:

$$CRR_{M,\sigma'_v} = CRR_{M=7.5,\sigma'_v=1} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

### 8.1.2 Determinazione di CRR da correlazione con $V_s$

La determinazione di CRR a partire dalla velocità delle onde  $V_s$  è determinata attraverso la metodologia proposta da Andrus & Stokoe "Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity".

La velocità delle onde di taglio è corretta per la tensione verticale efficace attraverso la seguente equazione (Robertson et al., 1992):

$$V_{SI} = V_S (p_a / \sigma'_{vo})^{0.25}$$

Dove:

$V_{s1}$  è la velocità delle onde di taglio corretta;

$V_s$  è la velocità delle onde di taglio misurate in situ;

$P_a$  è la pressione atmosferica;

$\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale efficace.

Per il calcolo della resistenza alla liquefazione (CRR), Andrus e Stokoe hanno proposto la seguente relazione:

$$CRR = \left\{ a \left( \frac{K_c V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left( \frac{1}{V_{s1}^* - K_c V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right\} MSF$$

$K_c$  è un fattore di correzione per alti valori di  $V_{s1}$ , generalmente compreso tra 0.6 e 0.8;

a e b, fattori empirici determinati tramite back-analysis, a = 0.022 e b = 2.8

$V_{s1}^*$  è il valore critico delle onde S nel deposito, ricavabile attraverso il seguente schema:

- $V_{s1}^*$  (m/s) = 215 se FC ≤ 5%
- $V_{s1}^*$  (m/s) = 215-0.5(FC-5) se 5% < FC = 35%
- $V_{s1}^*$  (m/s) = 200 se FC > 35%

Con FC (%) = concentrazione di fini (Fine Content)

### 8.1.3 Indice potenziale di liquefazione

Al fine di fornire un parametro globale atto a quantificare il pericolo di liquefazione per ogni verticale di indagine, i risultati ottenuti in termini di fattore di sicurezza sono stati elaborati calcolando il Potenziale di Liquefazione (i.e. Liquefaction Potential Index, LPI) in accordo a Iwasaki et al. (o semplicemente indice di liquefazione IL), determinato come segue:

$$LPI = \int_0^z F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

dove:

w(z) funzione pesata, linearmente decrescente con la profondità dal piano campagna fino a 20m di profondità, la quale attribuisce un peso maggiore all'eventuale liquefazione degli strati più superficiali;

F(z) potenziale di liquefazione di ogni strato e dipende dal fattore di sicurezza rispetto alla liquefazione FL = FS, come segue:

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

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

Iwasaki et al. hanno analizzato i valori determinati di LPI considerando (a) le evidenze di avvenuta liquefazione per 63 siti in cui fenomeni di mobilità ciclica si erano sicuramente verificati e (b) 22 siti presso i quali non erano stati riscontrati fenomeni di liquefazione nel corso di diversi terremoti avvenuti in Giappone.

Sulla base dei risultati ottenuti ha concluso che i fenomeni di liquefazione classificabili come gravi sono maggiormente probabili per siti aventi LPI maggiore di circa 15, e improbabili per LPI inferiori a 5. Tali considerazioni sono state ulteriormente sviluppate da Sonmez introducendo una classificazione aggiornata del rischio di liquefazione in base al valore LPI, così come riassunto in Tabella 2.



**Tabella 2: Classi di Indice Potenziale di Liquefazione (LPI) in accordo con Sonmez**

Indice Potenziale di Liquefazione	Pericolo di liquefazione
LPI = 0	Nulla
$0 < LPI \leq 5$	Basso
$0 < LPI \leq 5$	Moderato
$5 < LPI \leq 15$	Alto
LPI > 15	Molto alto

## 8.2 RISULTATI DELLE VERIFICHE

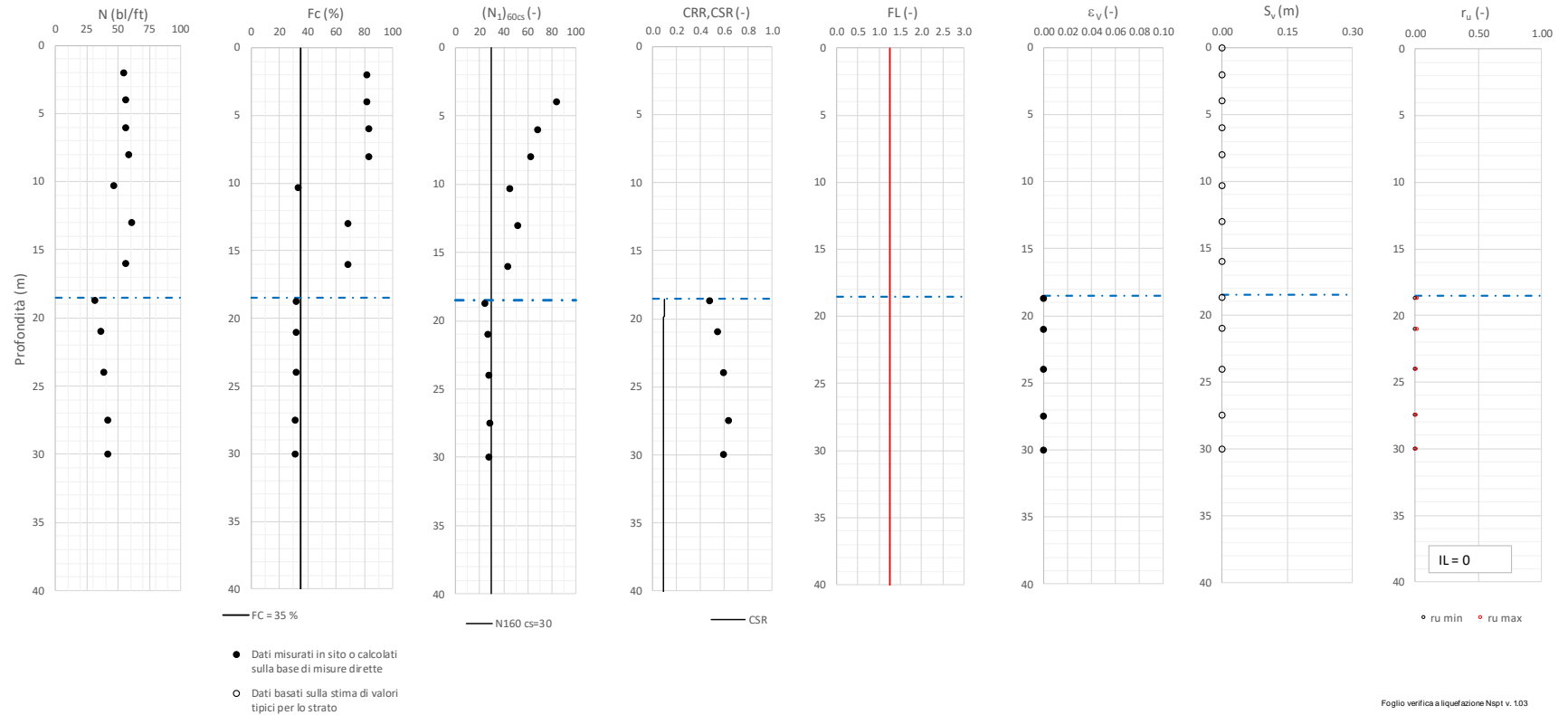
La verifica alla liquefazione dei terreni presenti lungo il tracciato di progetto e descritta ai paragrafi precedenti è stata condotta sulla base delle prove SPT e DH disponibili.

Nella seguente tabella si riportano i risultati in termine di IL per tutte le verifiche effettuate e di seguito si riportano i risultati dettagliati di ogni verifica.

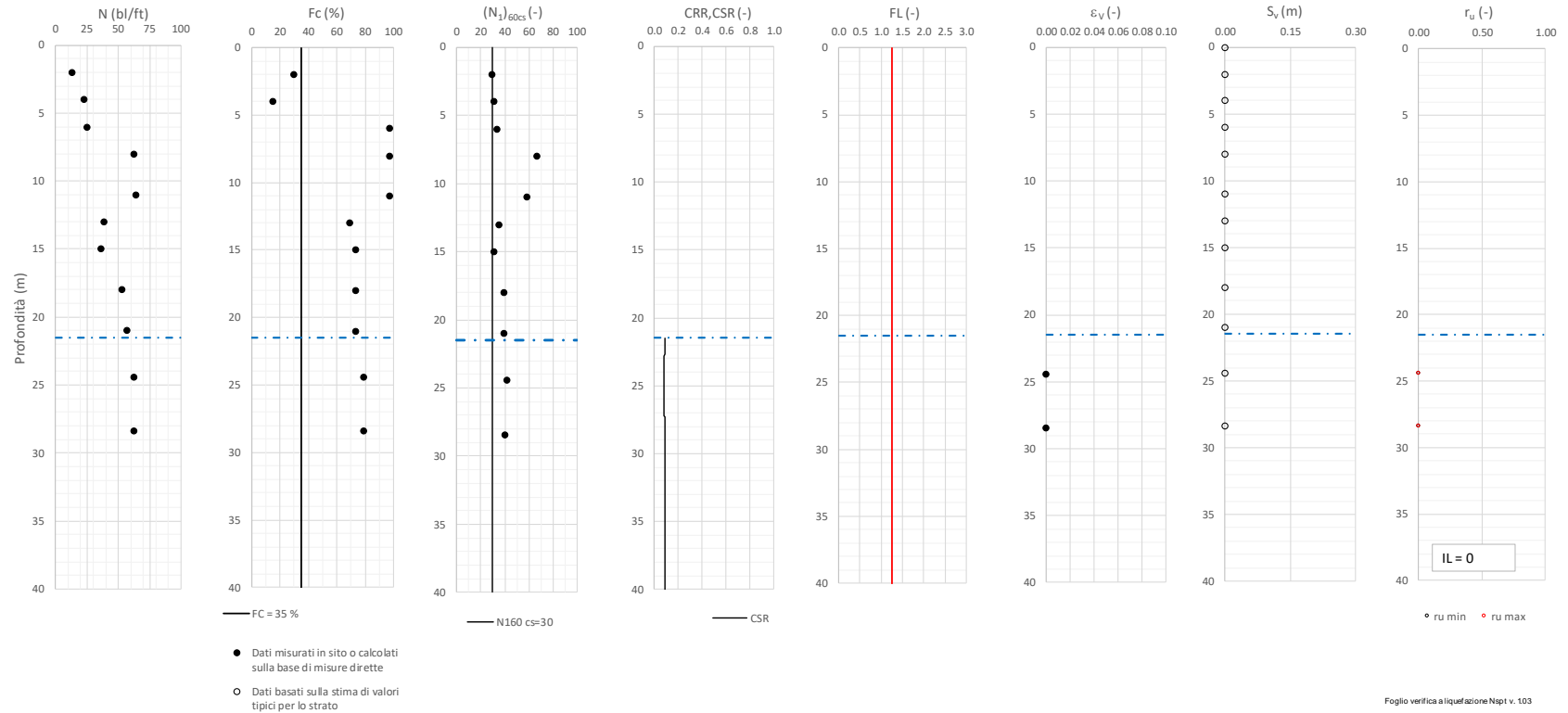
Il valore del fattore di sicurezza è stato ottenuto come rapporto CRR/CSR per ogni sito. Si osserva a questo proposito che la verifica alla suscettibilità alla liquefazione deve tener conto del potenziale insorgere di deformazioni anche significative anche per valori di FL > 1 per cui l'EC8 suggerisce utilizzare un valore di FL > 1.25.

Sondaggio	Prova	Campagna	Progressiva	IL
S_RS4N_16	SPT	2021	338+480	0
S_RS4N_17	SPT	2021	339+240	0
S_RS4N_18	SPT	2021	340+480	0
S_RS4N_18	DH	2021	340+480	0
S_RS4N_19	SPT	2021	342+480	0
S_RS4N_20	SPT	2021	343+860	0
S_RS4N_20	DH	2021	343+860	0
S_RS4N_21	SPT	2021	344+450	0
S_RS4N_22	SPT	2021	347+200	0
S_RS4N_23	SPT	2021	349+190	0
S_RS4N_24	SPT	2021	349+300	0
S_RS4N_25	SPT	2021	349+860	0
S_RS4N_26	SPT	2021	350+350	0
S_RS4N_26	DH	2021	350+350	0
S_RS4N_27	SPT	2021	353+450	0
S_RS4N_28	SPT	2021	354+880	0
SI-9	SPT	2022	336+570	0
SI-10	SPT	2022	337+270	0
SI-11	SPT	2022	339+980	0
SI-12	SPT	2022	341+850	0
SI-13	SPT	2022	342+760	0
SI-14	SPT	2022	348+550	0
SI-15	SPT	2022	352+260	0
S_RIL_9	SPT	2022	338+610	0
S_RIL_10	SPT	2022	339+620	0
S_RIL_11	SPT	2022	340+780	0
S_RIL_12	SPT	2022	349+710	0
S_RIL_12	DH	2022	349+710	0
S_RIL_13	SPT	2022	351+450	0

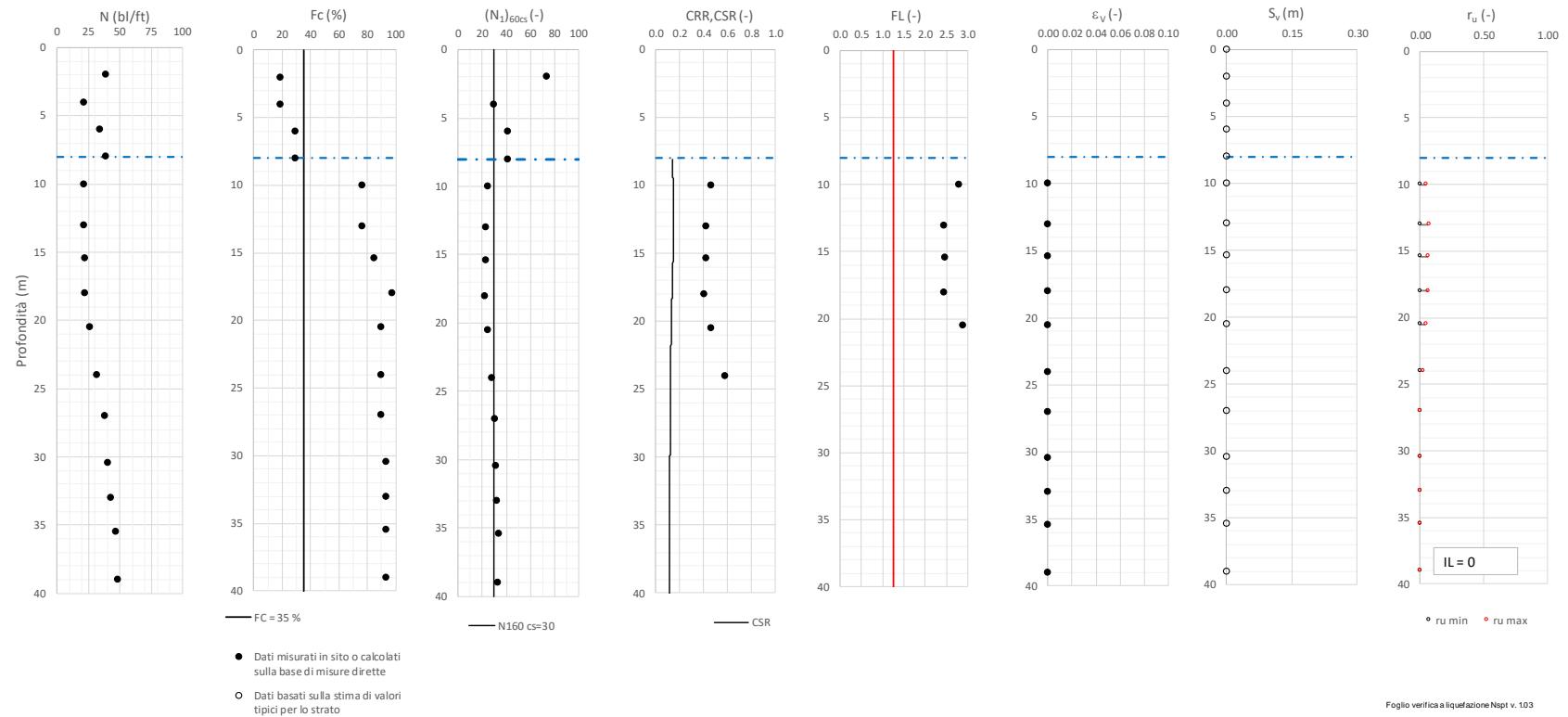
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RS4N\_16 Pr. 338+480  
a<sub>max</sub> = 0.219g M<sub>calc</sub> = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



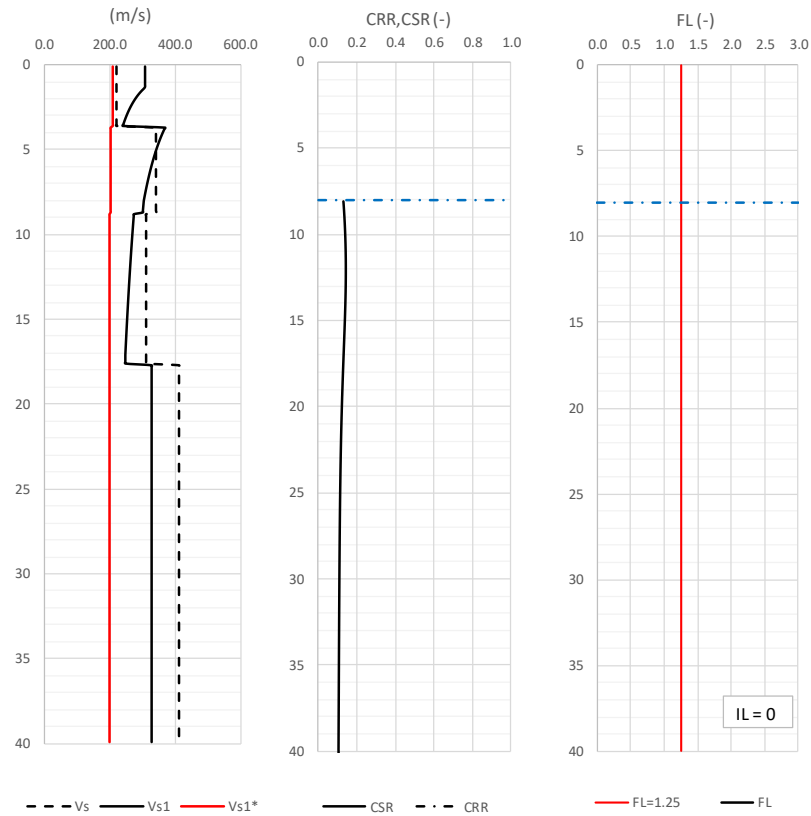
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RS4N\_17 Pr. 339+240  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



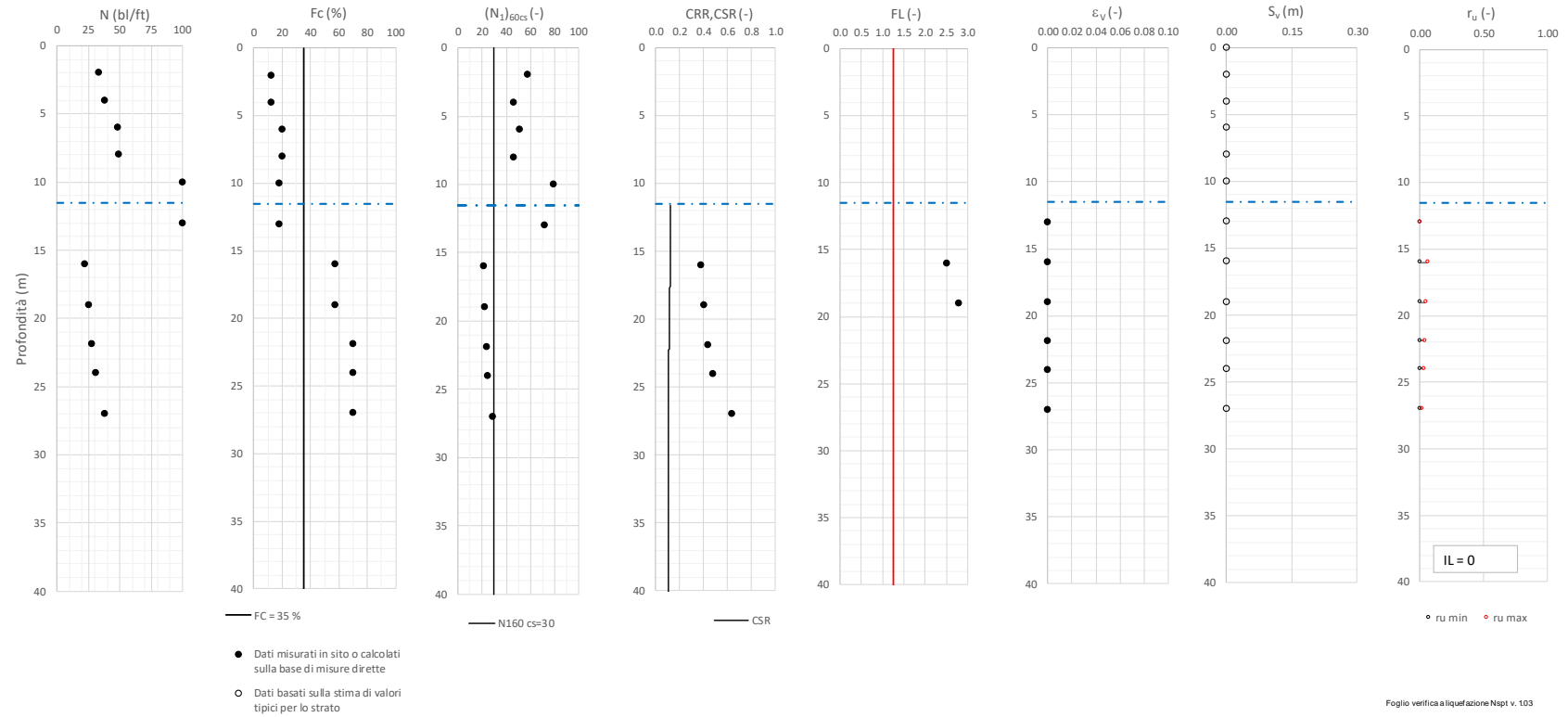
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RS4N\_18 Pr. 340+480  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



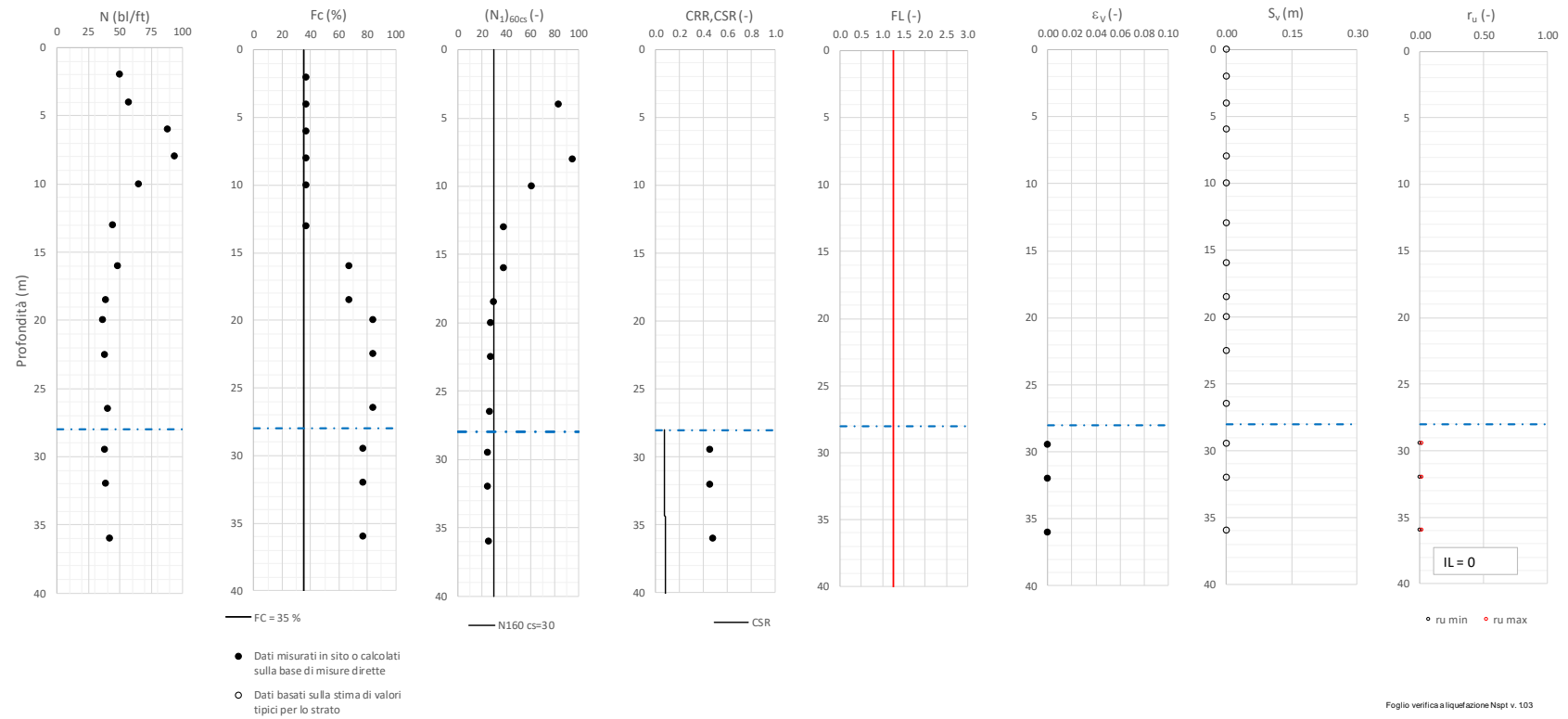
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova DH S\_RS4N\_18 Pr. 340+480  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RS4N\_19 Pr. 342+480  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001

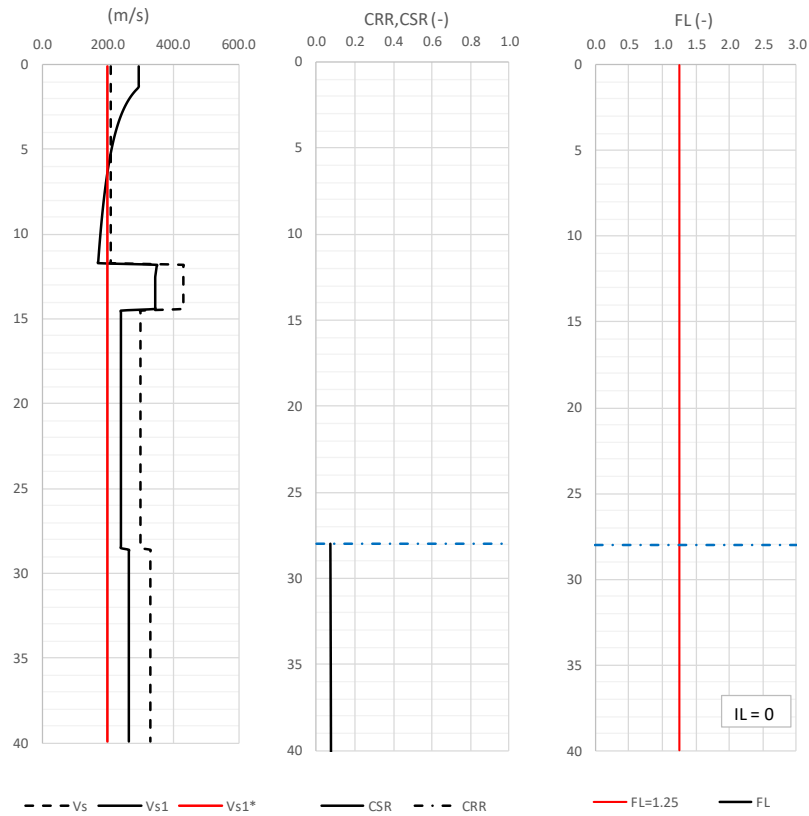


Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RS4N\_20 Pr. 343+860  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001

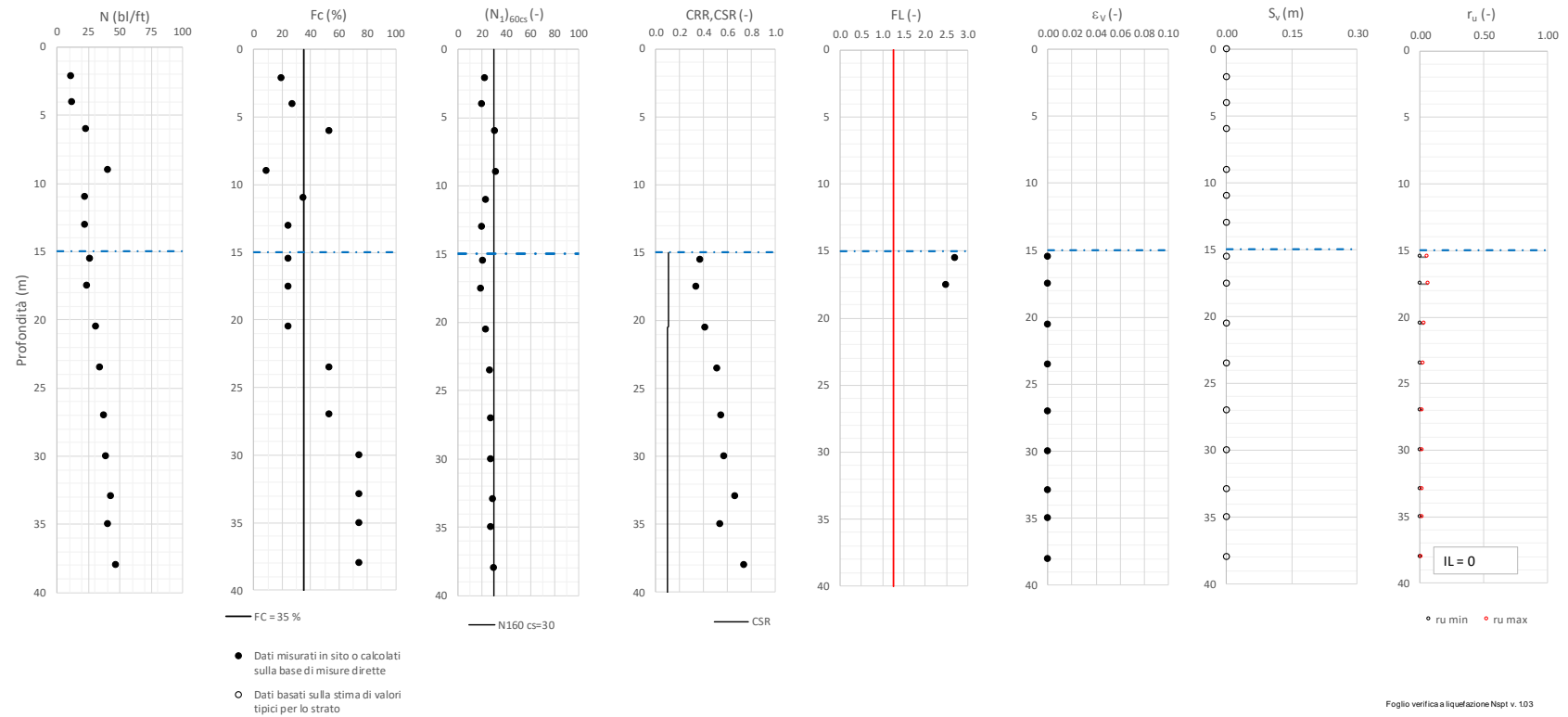




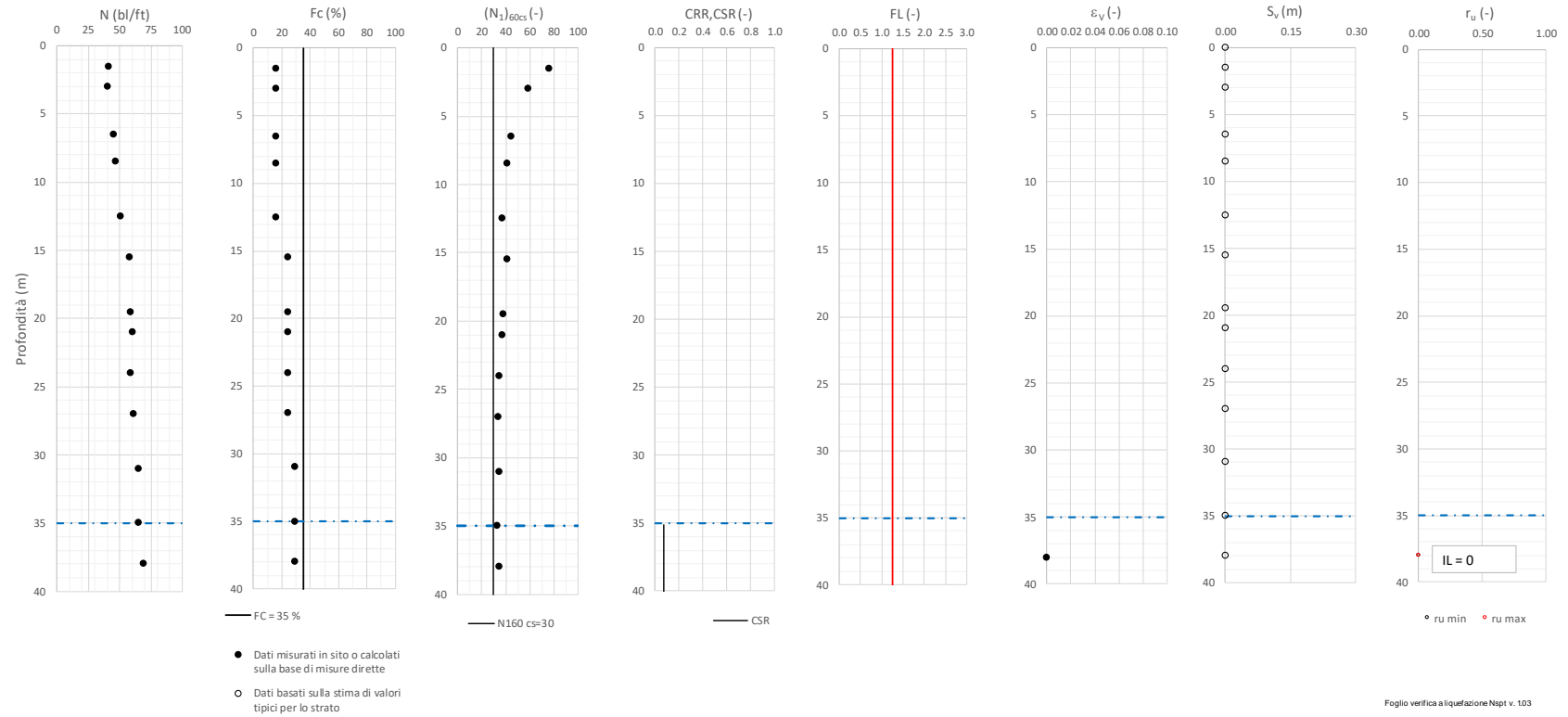
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova DH S\_RS4N\_20 Pr. 343+860  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



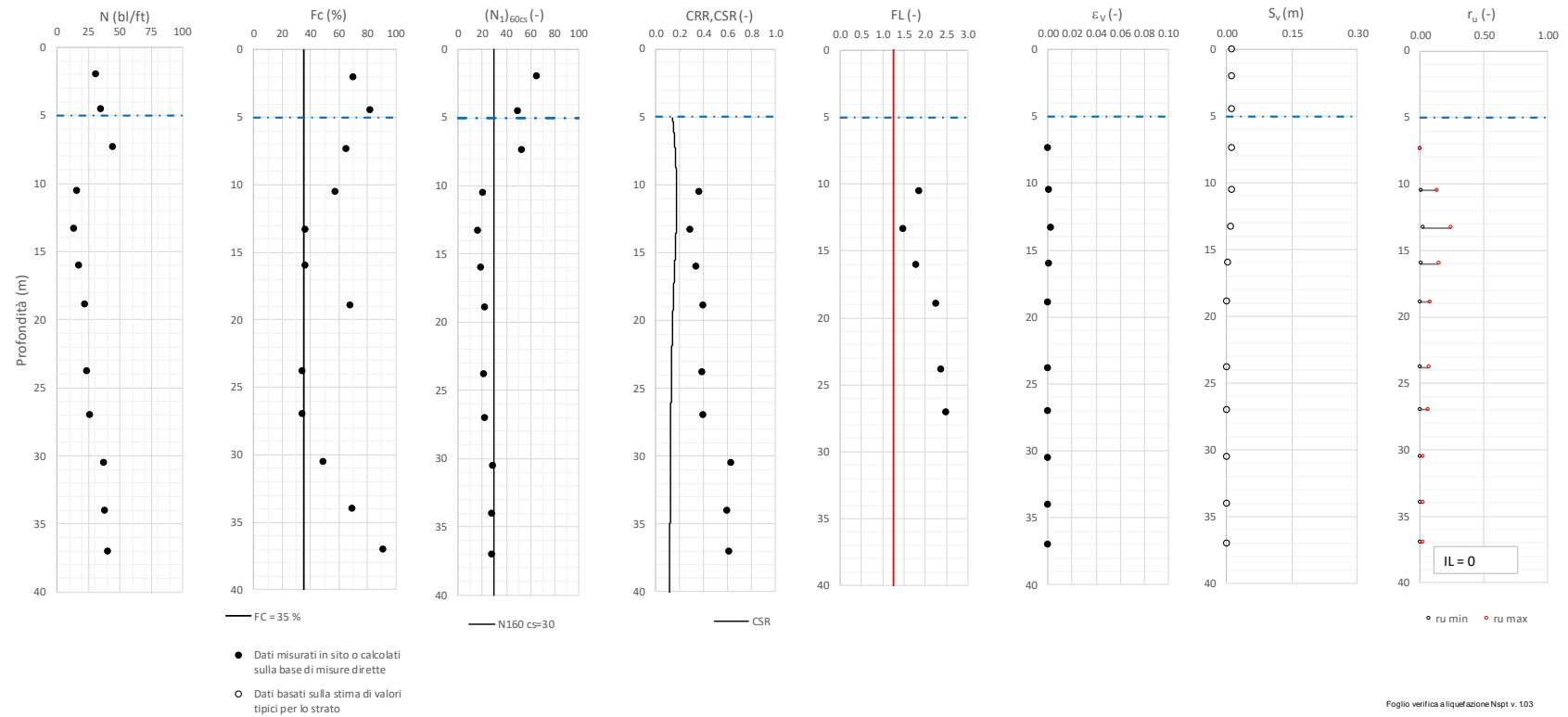
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RS4N\_21 Pr. 344+450  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



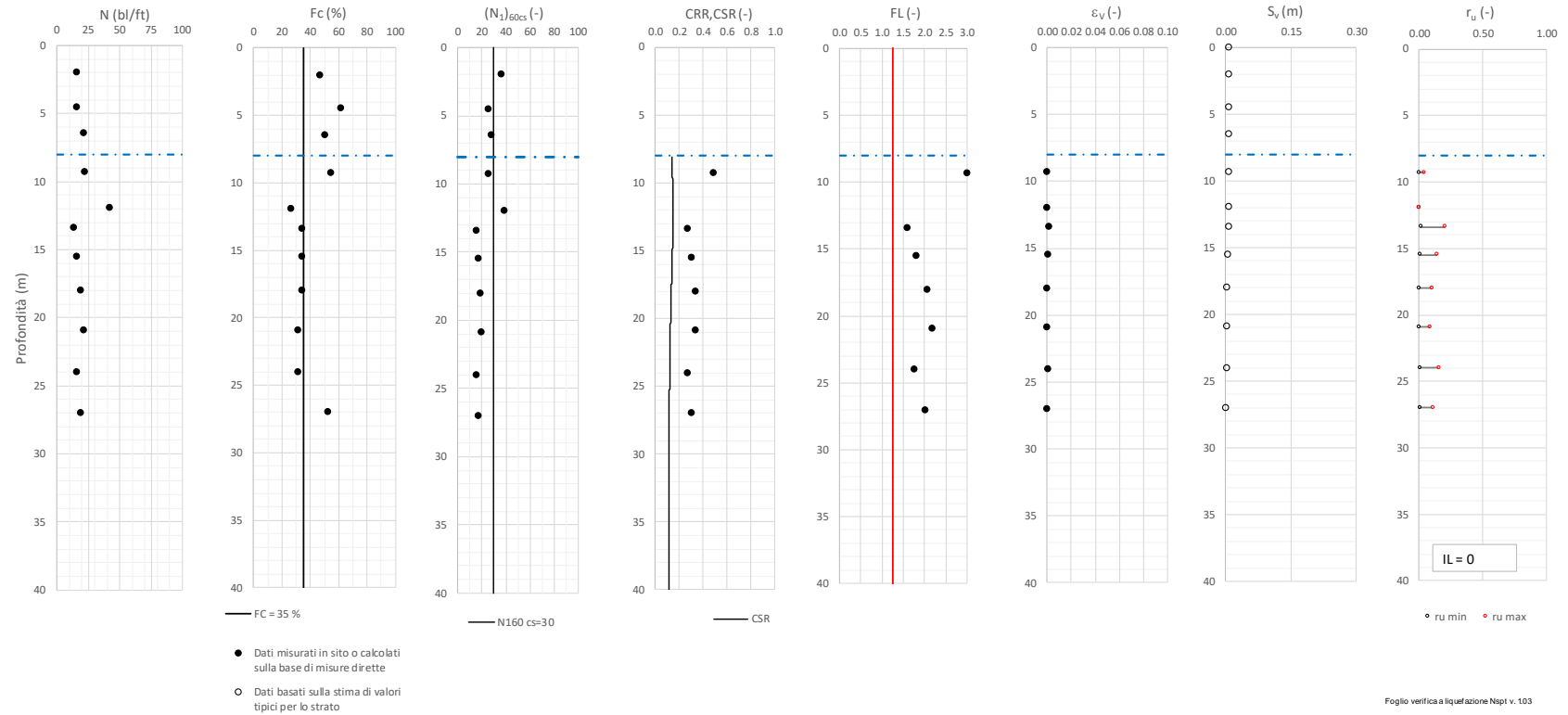
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RS4N\_22 Pr. 347+200  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



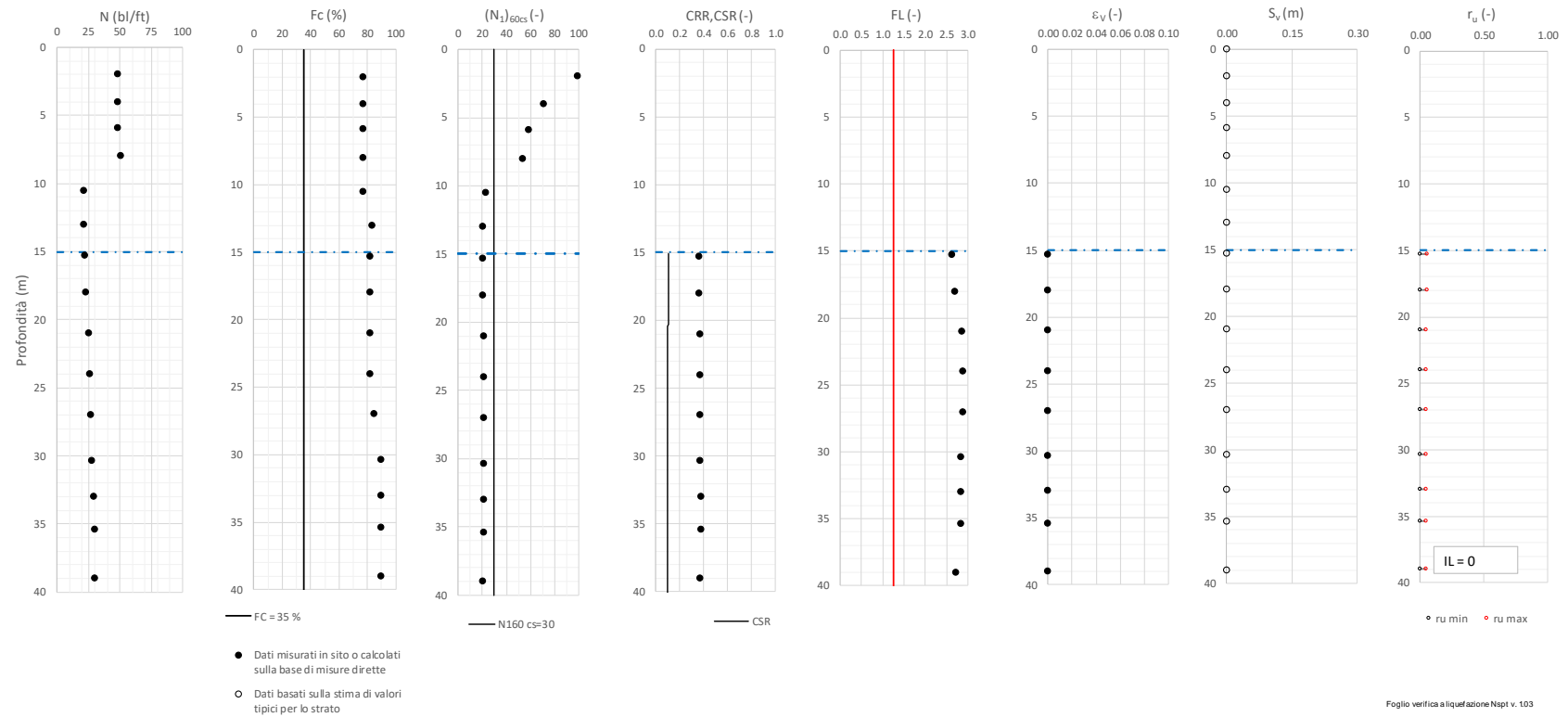
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RS4N\_23 Pr. 349+190  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



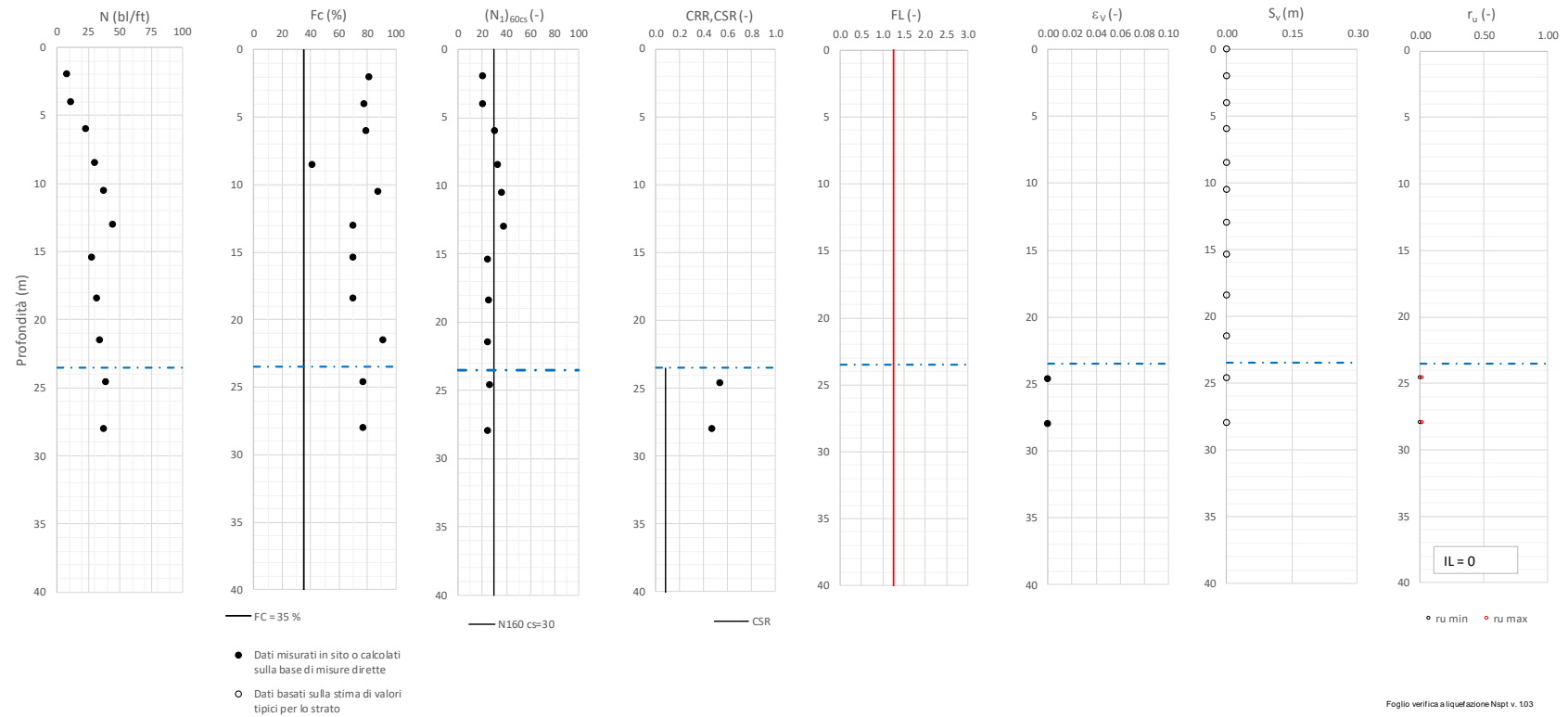
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RS4N\_24 Pr. 349+300  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



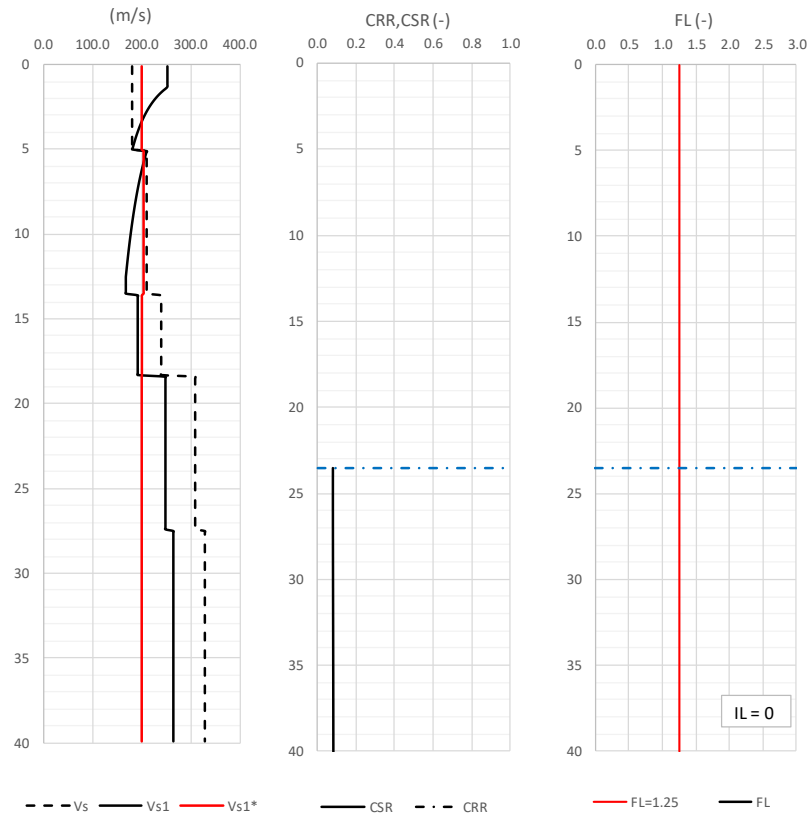
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RS4N\_25 Pr. 349+860  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RS4N\_26 Pr. 350+350  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001

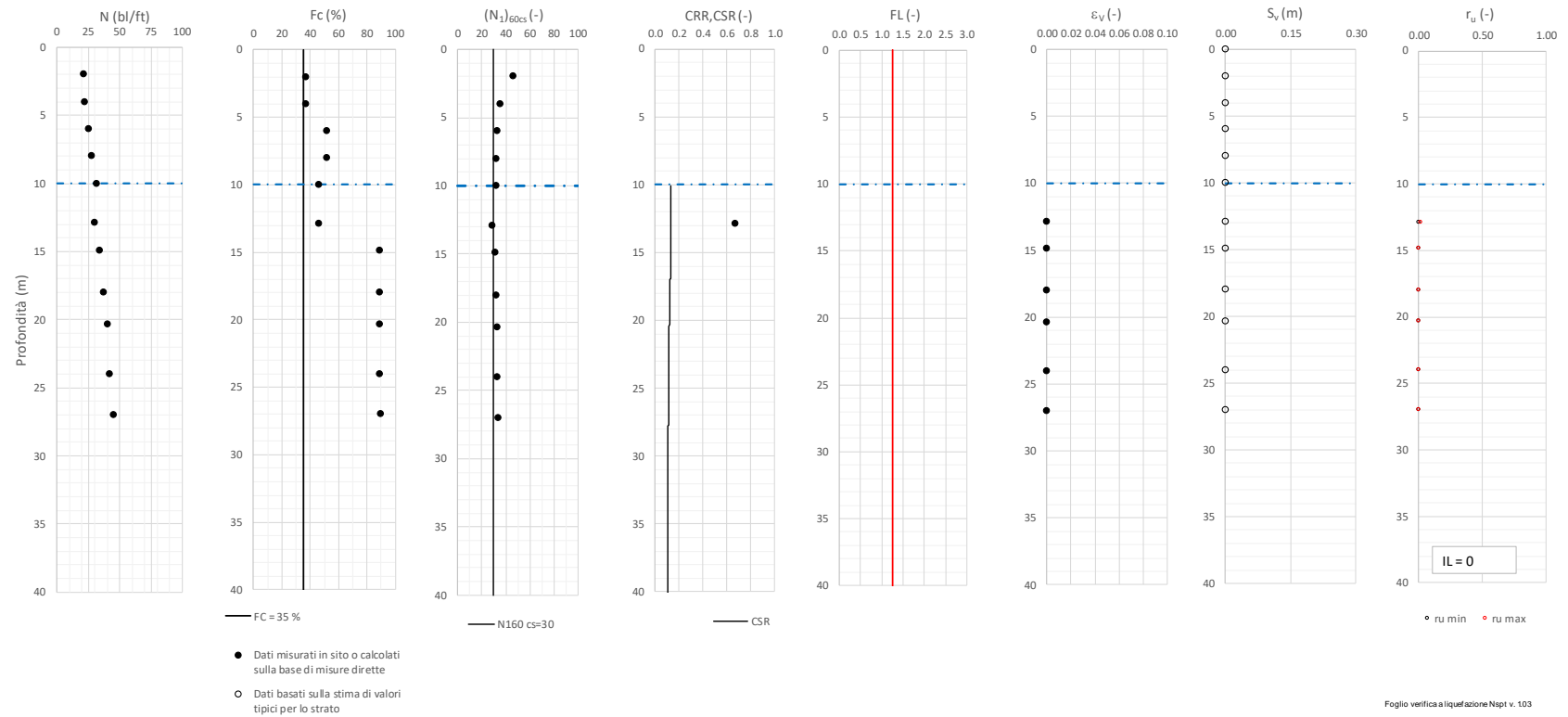


Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova DH S\_RS4N\_26 Pr. 350+350  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001

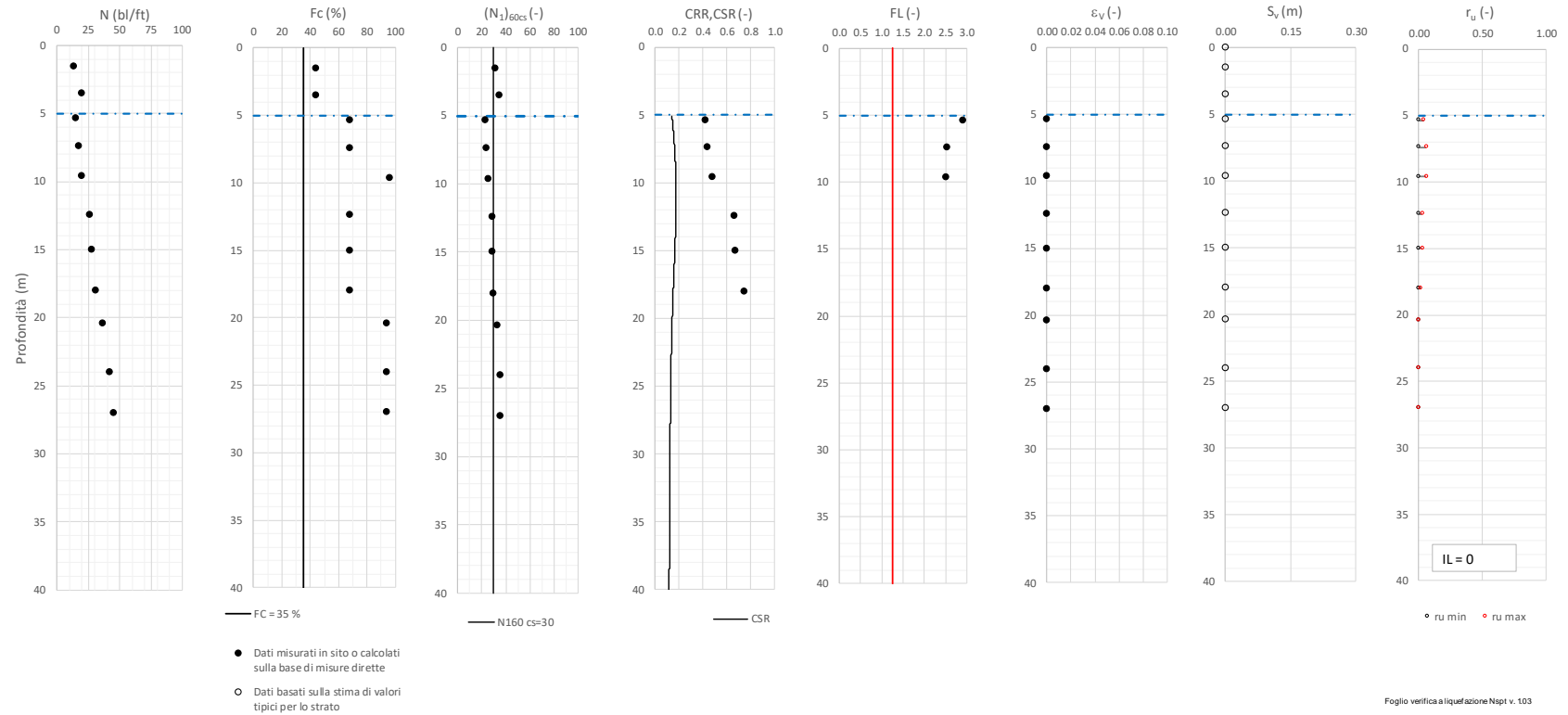




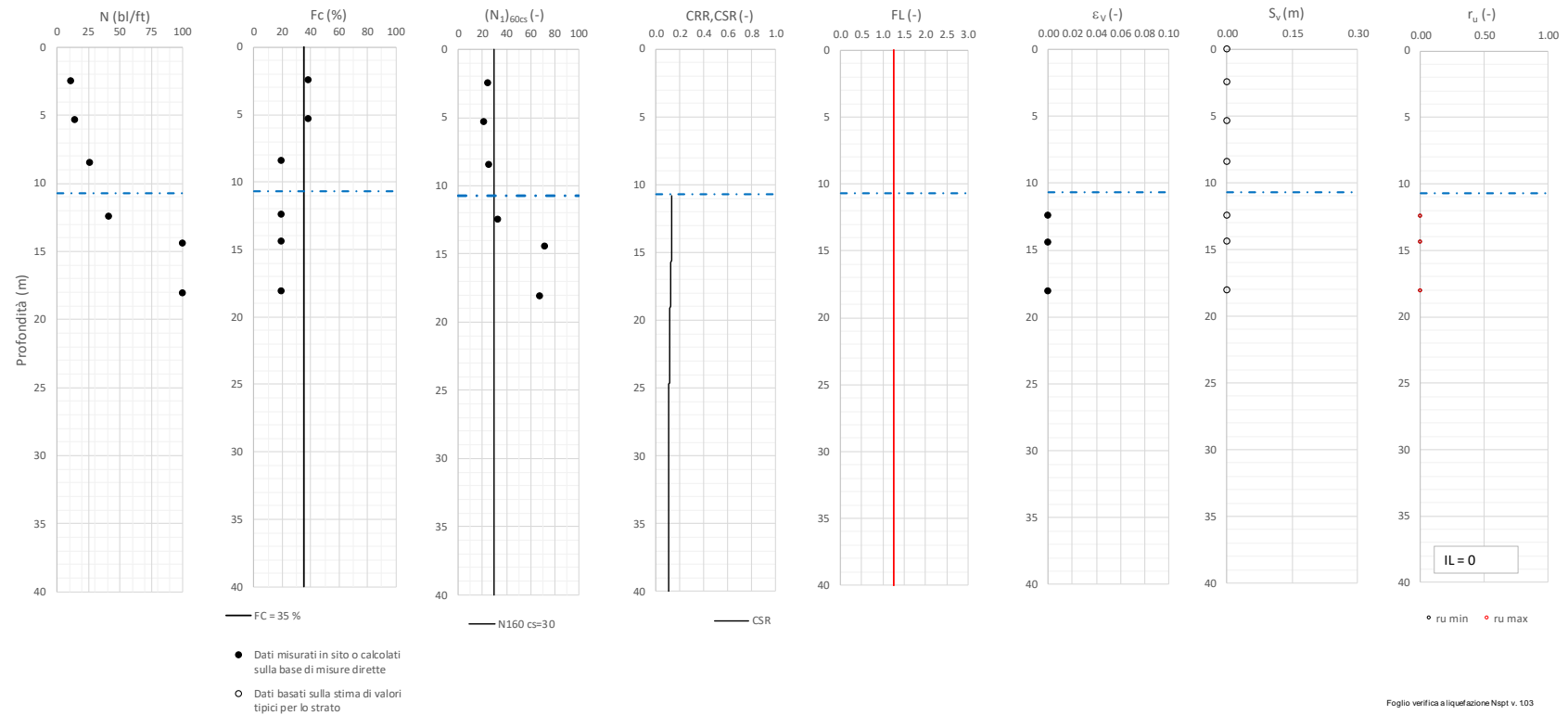
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RS4N\_27 Pr. 353+450  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



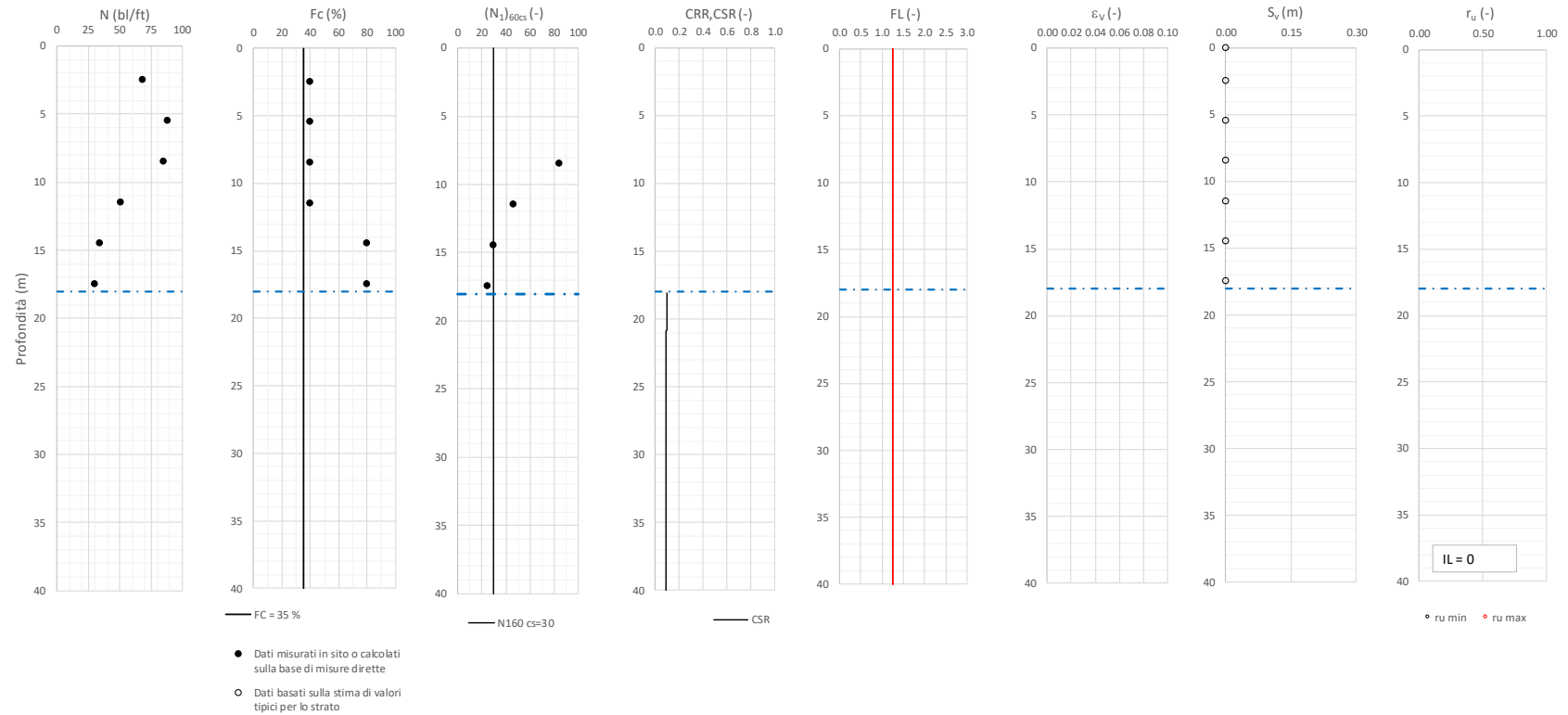
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RS4N\_28 Pr. 354+880  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



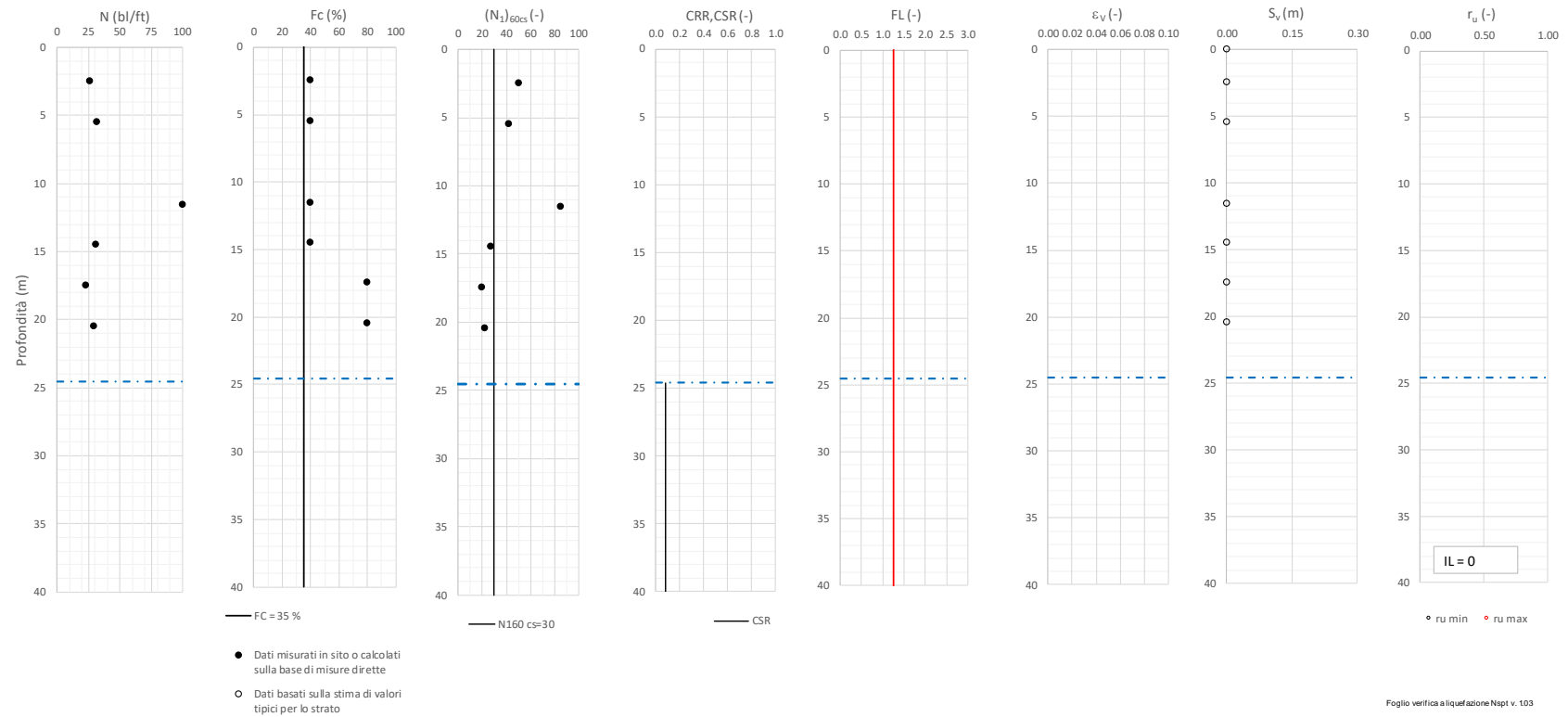
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova SI-9 Pr. 336+570  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



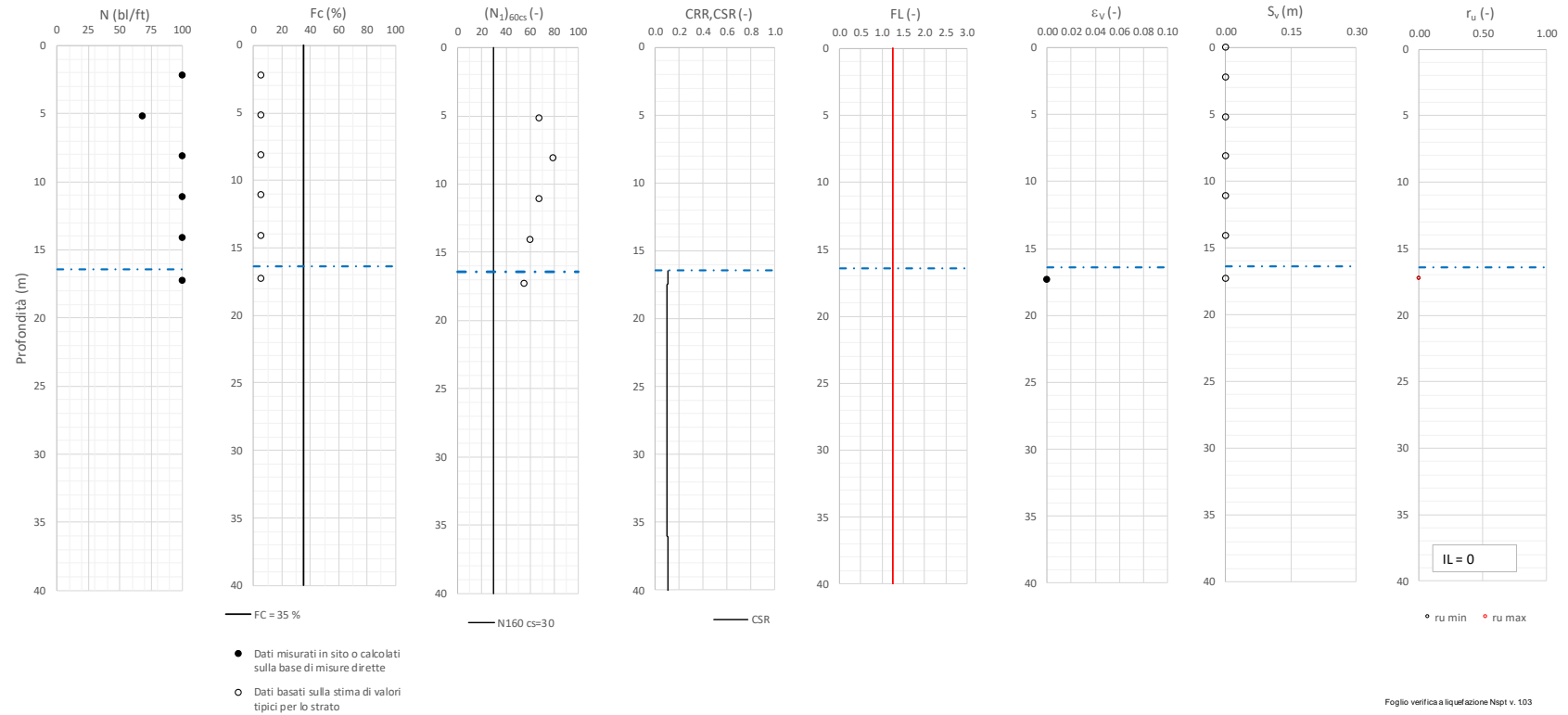
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova SI-10 Pr. 337+270  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



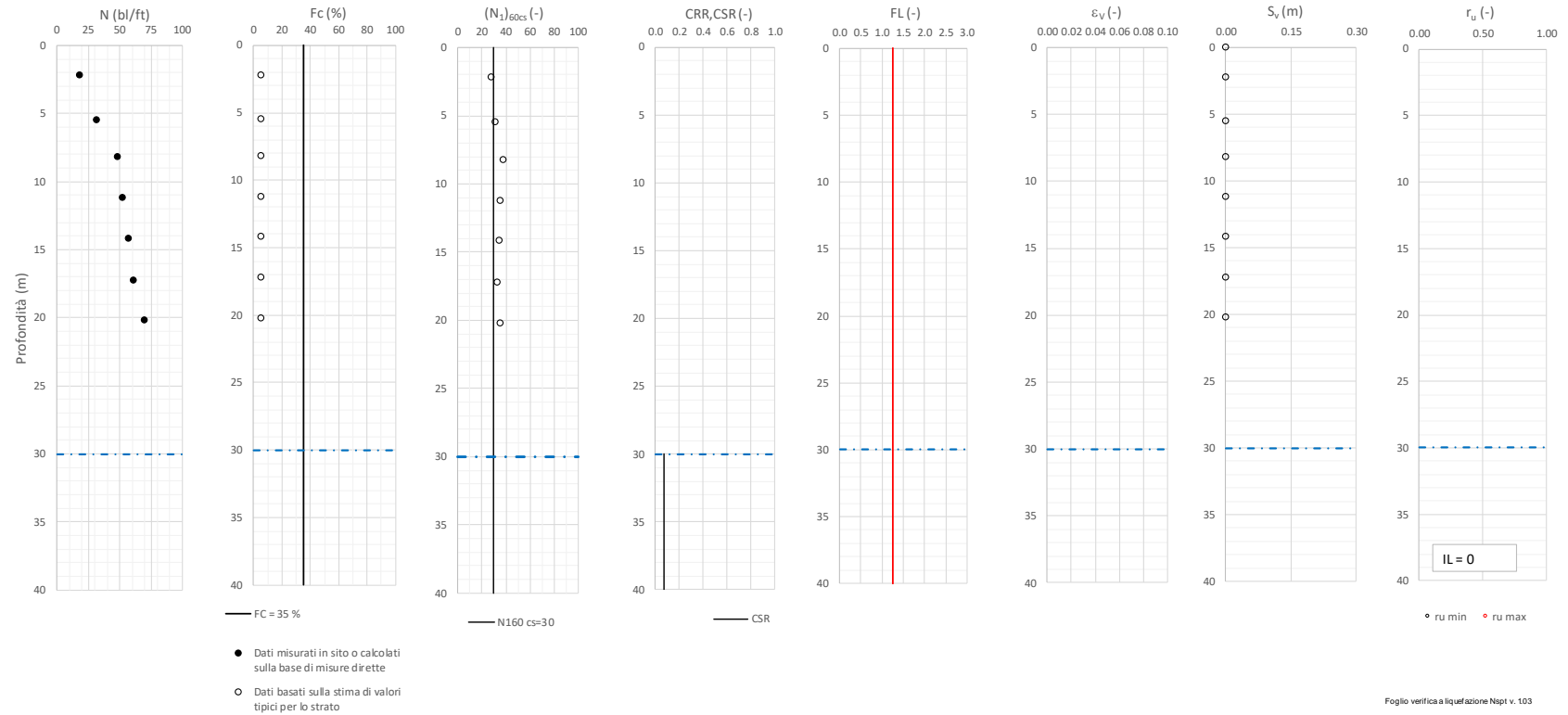
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova SI-11 Pr. 339+980  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



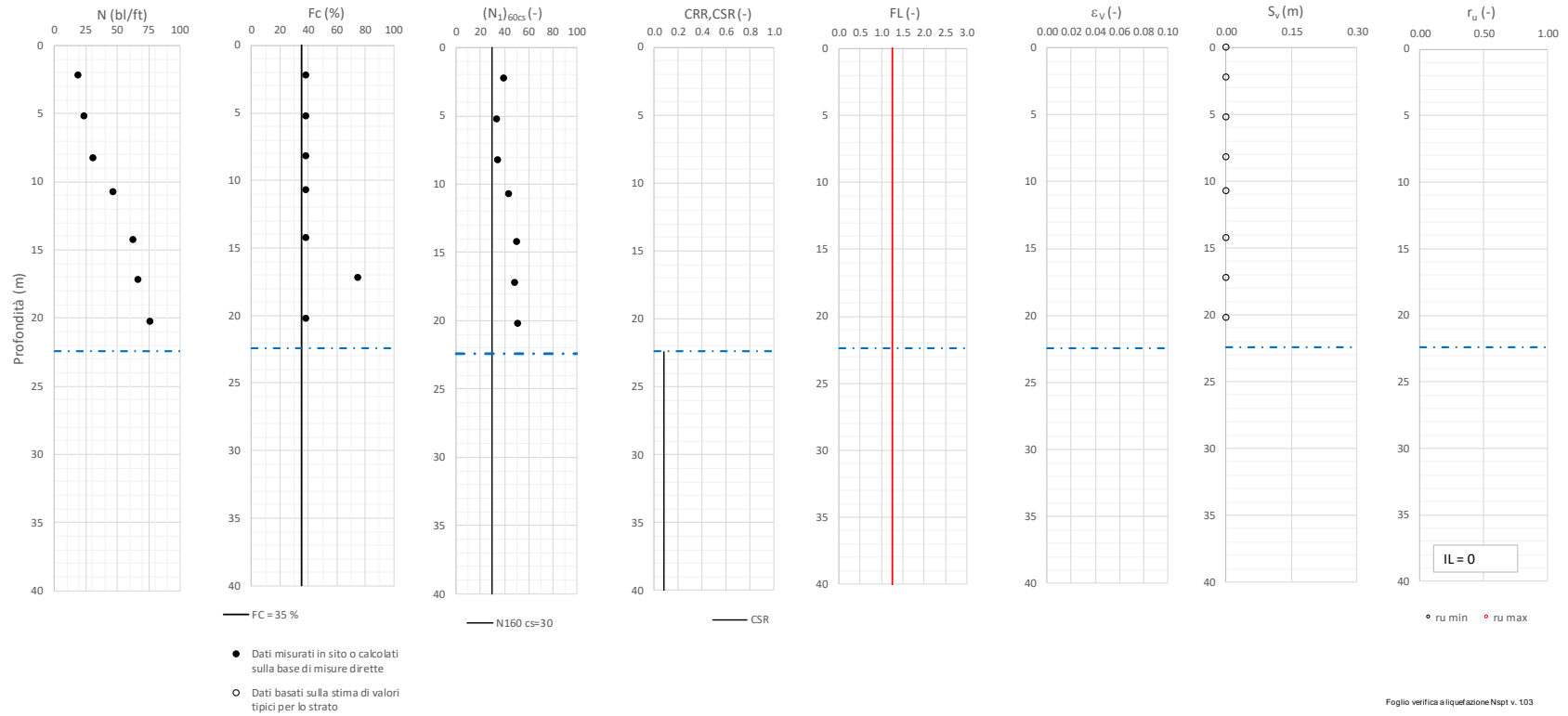
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova SI-12 Pr. 341+850  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova SI-13 Pr. 342+760  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001

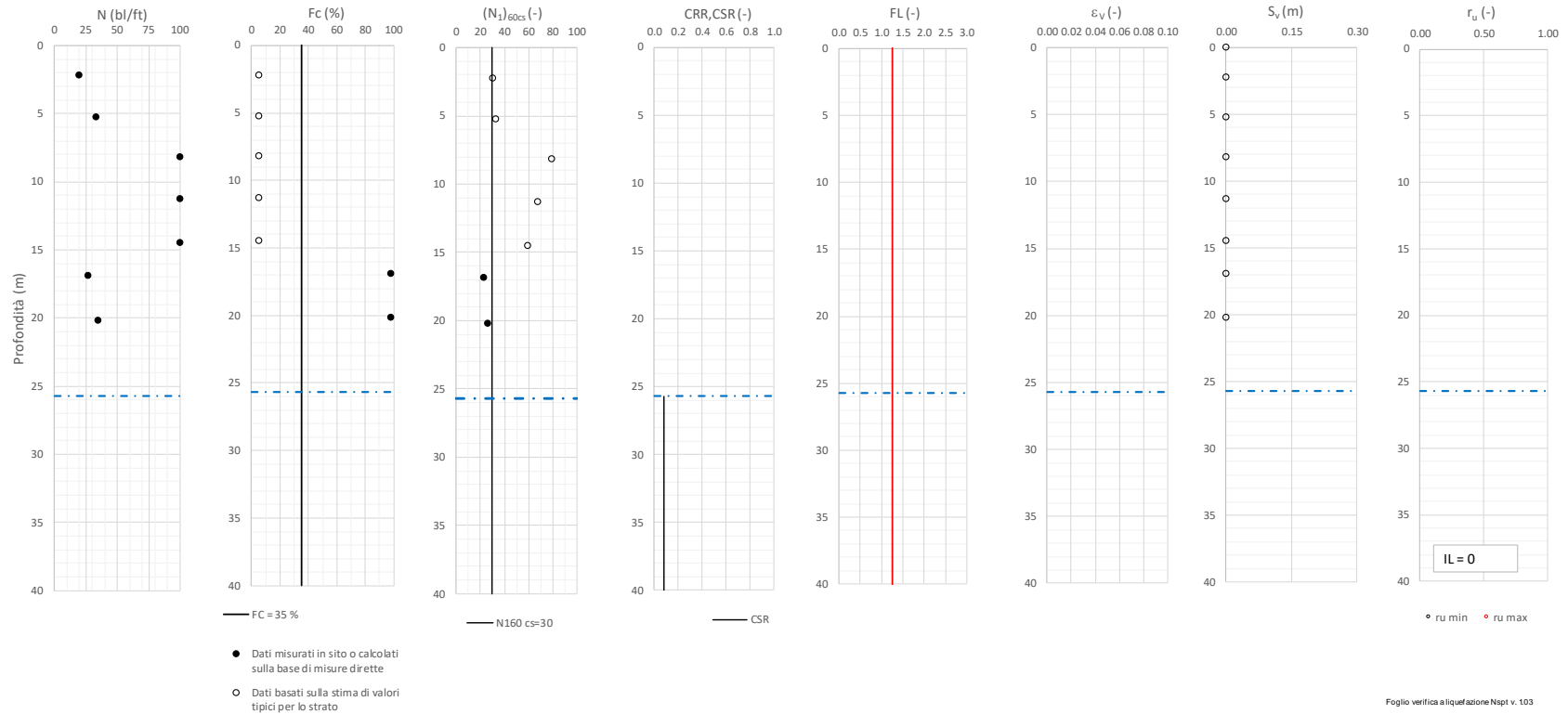


Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova SI-14 Pr. 348+550  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001

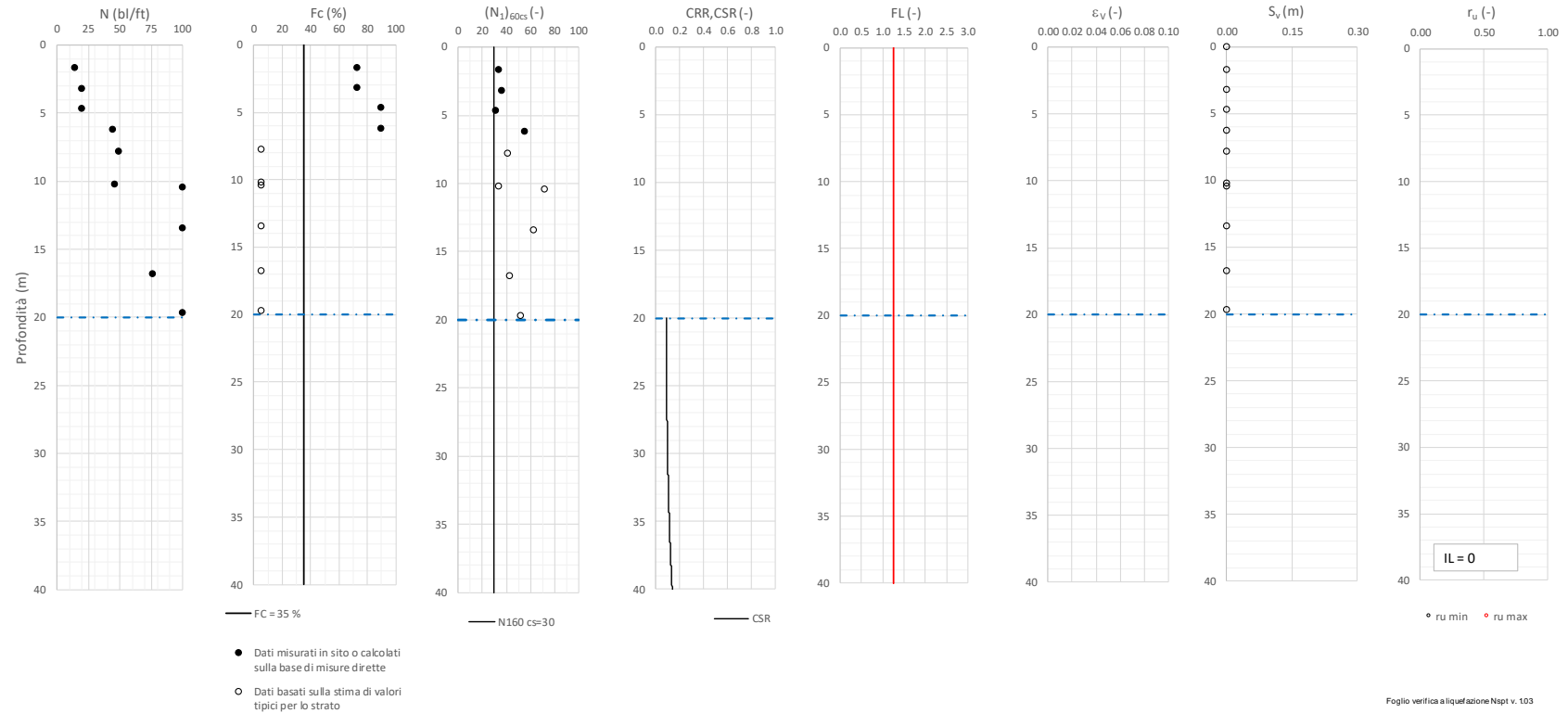




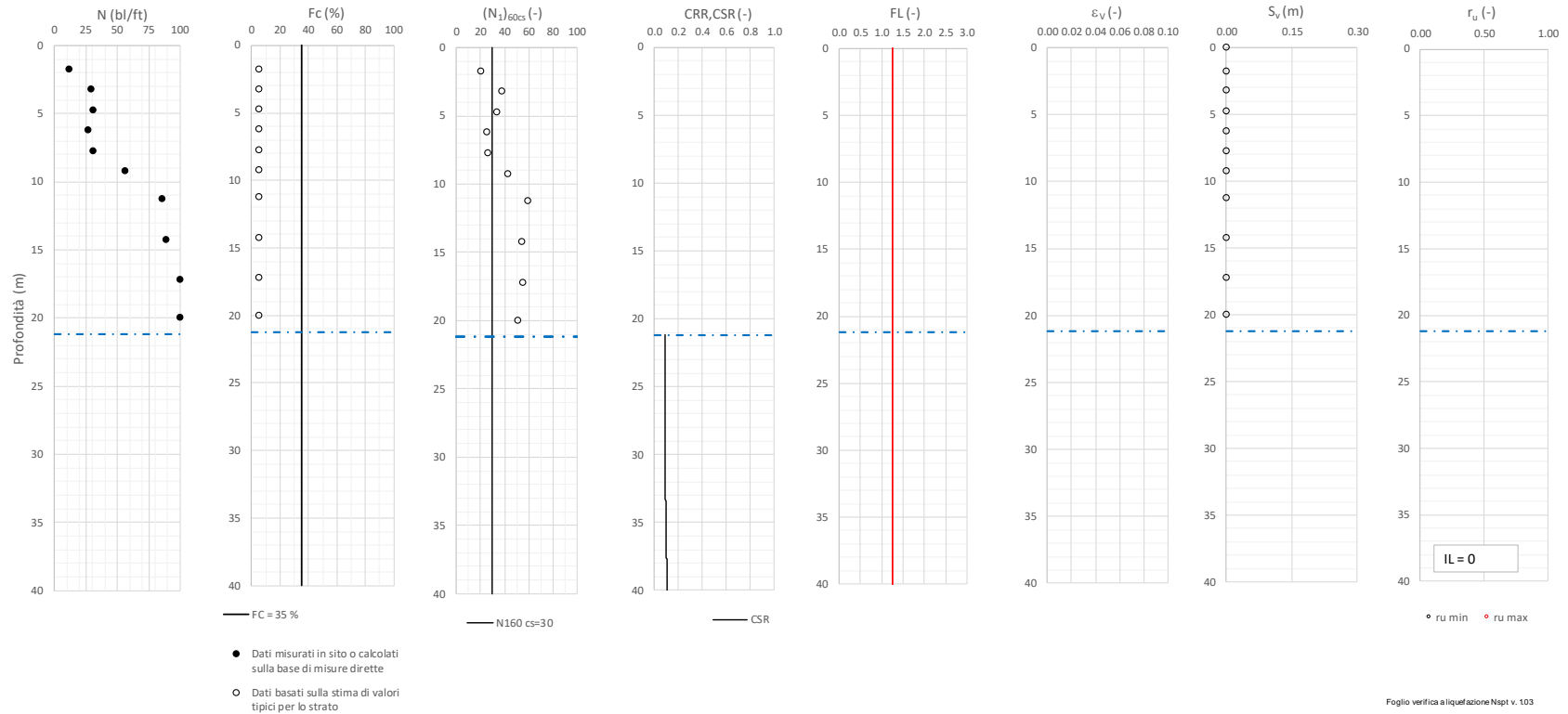
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova SI-15 Pr. 352+260  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



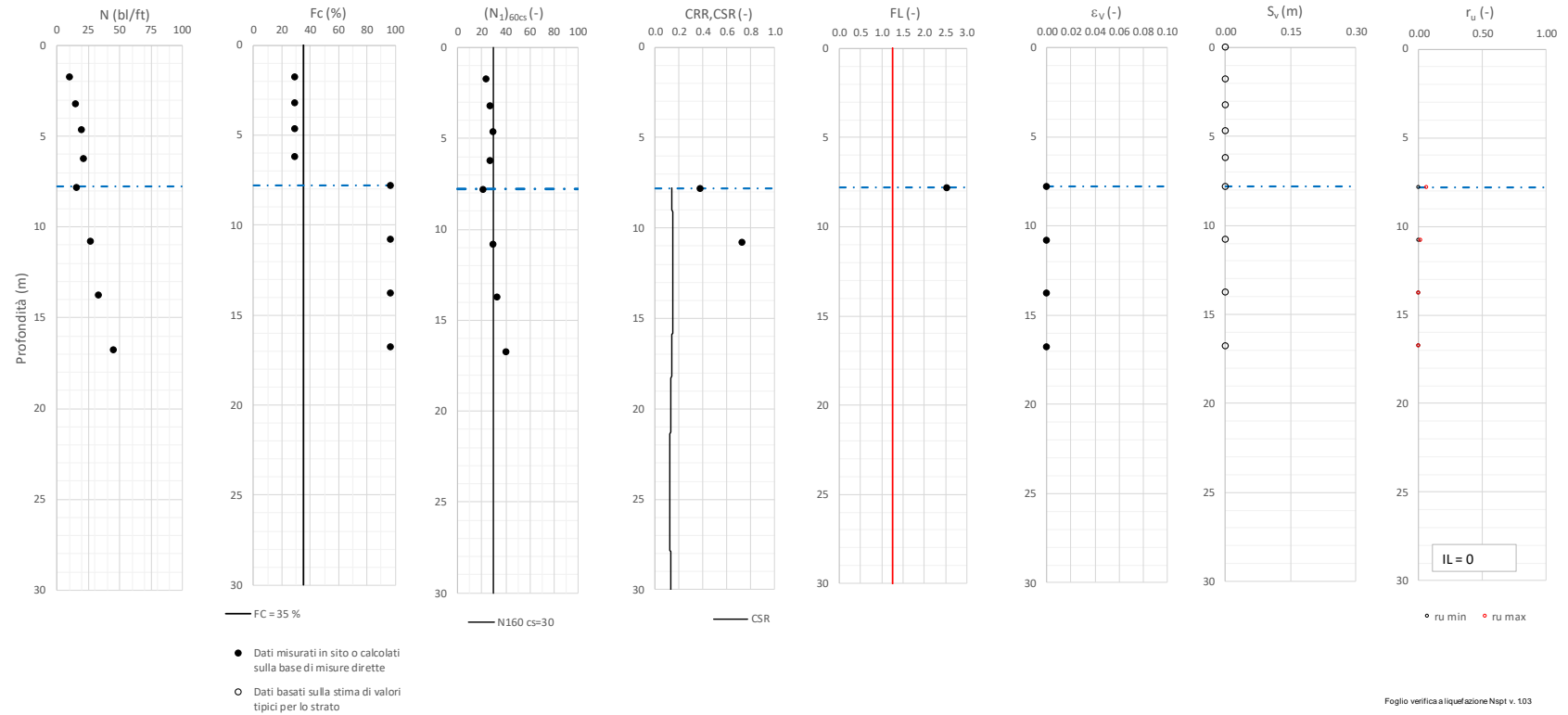
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RIL-9 Pr. 338+610  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



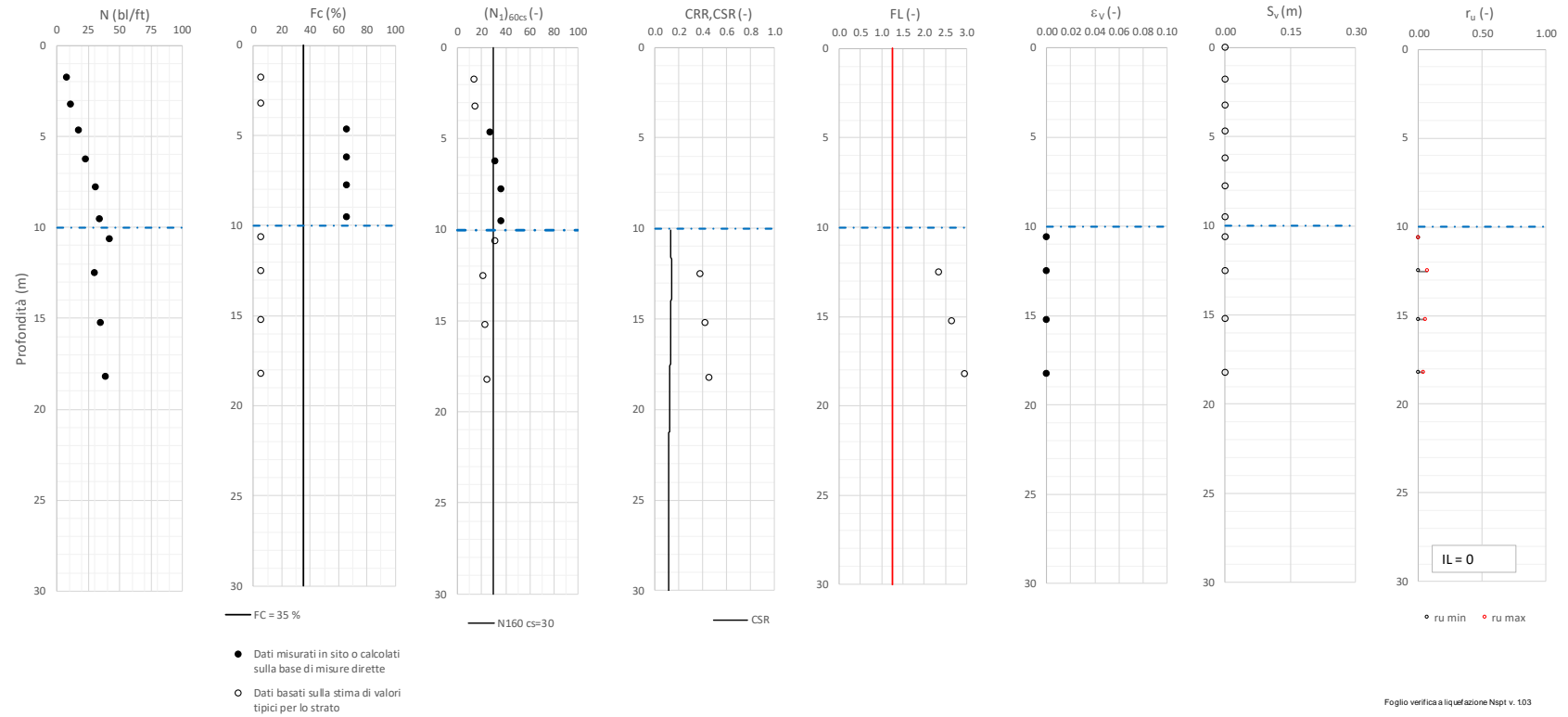
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RIL-10 Pr. 339+620  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



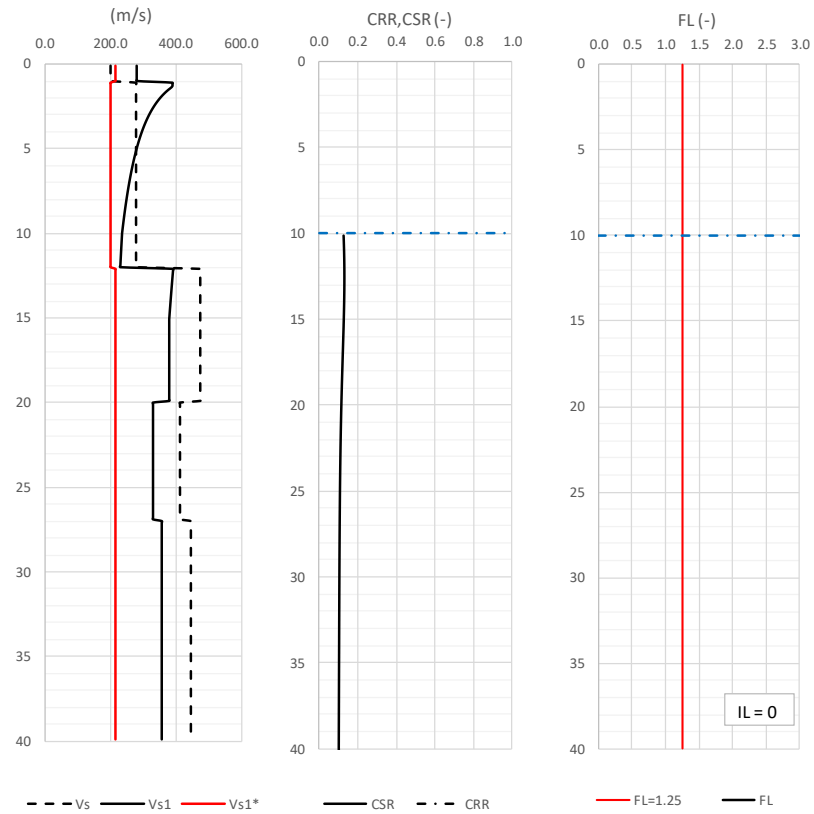
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RIL-11 Pr. 340+780  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



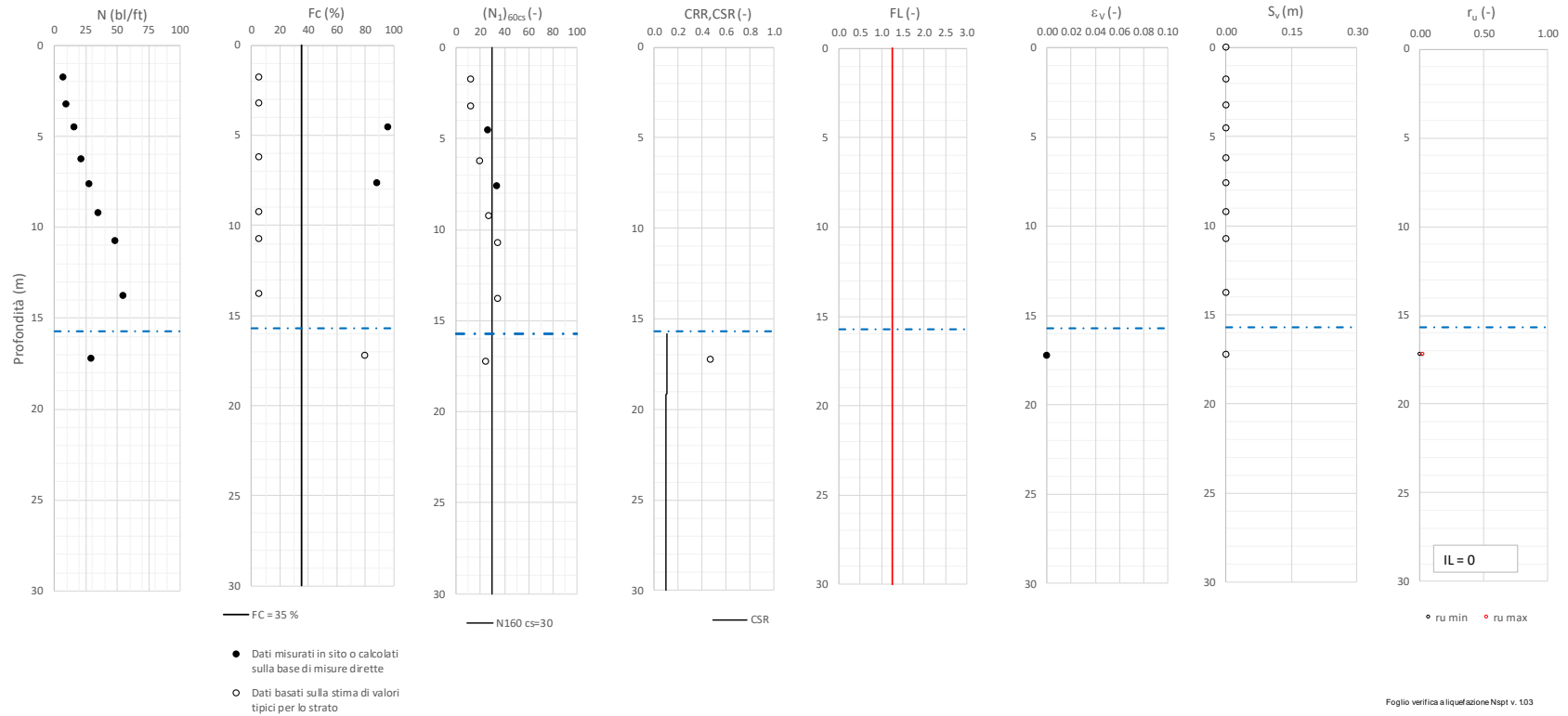
Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RIL-12 Pr. 349+710  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



**Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova DH S\_RIL\_12 Pr. 349+710**  
 $a_{max} = 0.219g$   $M_{calc} = 6.5$   $MSF = 1.6$  Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



Tratta Caltagirone-Gela - Lotto 2 - Prova S\_RIL-13 Pr. 351+450  
a,max = 0.219g M\_calc = 6.5 MSF = 1.6 Metodo NCEER 1996 - 1998 - 2001



### 8.3 CONSIDERAZIONI FINALI

Consideranti i risultati delle analisi svolte, si ritiene che non sussistano possibilità d'insorgenza di fenomeni di liquefazione per tutti i siti esaminati.



 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA FERROVIARIA CATANIA C.LE – GELA TRATTA FERROVIARIA CALTAGIRONE – GELA</p> <p>Ripristino itinerario Caltagirone – Gela</p>												
<p>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Tratta Niscemi – Gela LOTTO 2</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS6K</td> <td>00 R 78</td> <td>RG</td> <td>GE0600 001</td> <td>A</td> <td>181 di 197</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS6K	00 R 78	RG	GE0600 001	A	181 di 197
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS6K	00 R 78	RG	GE0600 001	A	181 di 197								

## 9 ALLEGATO – RIASSUNTO LABORATORIO CAMPAGNA 2021

**TAB. A – TABELLA RIASSUNTIVA DELLE PROVE DI IDENTIFICAZIONE SUI CAMPIONI DI TERRA**
**Oggetto:**

Esecuzione di Prove geotecniche di laboratorio su Terre e Rocce, relative alla caratterizzazione dei terreni interessati dalla Progettazione di Fattibilità Tecnico-Economica, Definitiva ed Esecutiva di Linee e Nodi ferroviari nonché di infrastrutture stradali ed impianti civili ed industriali, sistemazione di siti di riambientalizzazione, ricadenti nell'ambito del Territorio Nazionale. Accordo Quadro prot. DAC.AP.AC.0022827.20.U del giorno 20 marzo 2020.

Esecuzione di prove geotecniche di laboratorio per il PFTE dell'adeguamento STI stazione di Niscemi e caratterizzazione dei rilevati della linea Caltagirone-Gela.

Campione					$W_n$	$\gamma_s$	$\gamma$	$\gamma_d$	$e$	$n$	$s$	Ghiala	Sabbia	Limo	Argilla	$W_i$	$W_p$	$^* I_p$	A	Classificazione UNI 10006
Sigla	Prot. N°	Profondità [m]	Definizione AGI	Colore	%	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>			%	%	%	%	%	%	%	%		
S_RS4N_16 C11	CBA004996	11,00 - 11,30	Sabbia limosa debolmente argillosa e debolmente ghialosa	2,5Y Light Yellowish Brown 6/4	24,6	2671	-	-	-	-	-	7,81	59,22	24,64	8,32	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_16 CR1	CBA004996	01,50 - 02,00	Limo argilloso sabbioso	2,5Y Light Yellowish Brown 6/4	-	2702	-	-	-	-	-	0,64	17,46	59,42	22,48	39,3	19,8	19,5	-	-
S_RS4N_16 CR3	CBA004996	05,50 - 06,00	Limo argilloso ghialoso sabbioso	2,5Y Olive Yellow 6/6	-	2698	-	-	-	-	-	9,22	7,30	70,15	13,33	32,2	19,9	12,3	-	-
S_RS4N_16 CR5	CBA004996	12,60 - 13,00	Limo con argilla e sabbia	2,5Y Light Yellowish Brown 6/4	-	2701	-	-	-	-	-	0,15	30,88	36,84	32,13	N.P.	N.P.	N.P.	-	-
S_RS4N_16 CR7	CBA004996	19,00 - 19,40	Sabbia limosa ghialosa argillosa	2,5Y Olive Brown 6/6	-	2671	-	-	-	-	-	10,75	57,09	22,13	10,20	N.P.	N.P.	N.P.	-	-
S_RS4N_16 CR9	CBA004996	29,60 - 30,00	Sabbia argillosa limosa ghialosa	2,5Y Olive Yellow 6/6	-	2675	-	-	-	-	-	11,07	57,38	12,72	18,82	N.P.	N.P.	N.P.	-	-
S_RS4N_17 C11	CBA004997	01,50 - 02,00	Sabbia con limo debolmente ghialosa	2,5Y Olive Yellow 6/6	8,2	2667	1951	1803	0,479	0,324	46	6,14	63,69	26,78	3,38	N.P.	N.P.	N.P.	-	A2-4
S_RS4N_17 C12	CBA004997	03,50-04,05	Sabbia con ghiala debolmente limosa e debolmente argillosa	2,5Y Light Yellowish Brown 6/4	9,6	2661	1957	1786	0,490	0,329	52	27,15	58,04	8,60	6,22	N.P.	N.P.	N.P.	-	A2-4
S_RS4N_17 C13	CBA004997	05,50-06,00	Limo con argilla	2,5Y Light Olive Brown 5/4	15,6	2711	1816	157	0,726	0,421	58	0,51	2,11	72,16	25,22	38,7	21,7	17,0	0,7	A6
S_RS4N_17 CR3	CBA004997	12,00 - 12,40	Limo con sabbia debolmente argilloso	2,5Y Light Yellowish Brown 6/4	-	2688	-	-	-	-	-	0,93	30,32	61,35	7,39	N.P.	N.P.	N.P.	-	-
S_RS4N_17 CR4	CBA004997	14,00 - 14,40	Limo con sabbia debolmente argilloso	2,5Y Olive Yellow 6/6	19,6	2690	1870	1563	0,721	0,419	73	0,20	26,76	66,66	6,39	N.P.	N.P.	N.P.	-	-

**TAB. A – TABELLA RIASSUNTIVA DELLE PROVE DI IDENTIFICAZIONE SUI CAMPIONI DI TERRA**
**Oggetto:**

Esecuzione di Prove geotecniche di laboratorio su Terre e Rocce, relative alla caratterizzazione dei terreni interessati dalla Progettazione di Fattibilità Tecnico-Economica, Definitiva ed Esecutiva di Linee e Nodi ferroviari nonché di infrastrutture stradali ed impianti civili ed industriali, sistemazione di siti di riambientalizzazione, ricadenti nell'ambito del Territorio Nazionale. Accordo Quadro prot. DAC.AP.AC.0022827.20.U del giorno 20 marzo 2020.

Esecuzione di prove geotecniche di laboratorio per il PFTE dell'adeguamento STI stazione di Niscemi e caratterizzazione dei rilevati della linea Caltagirone-Gela.

Campione					$W_n$	$\gamma_s$	$\gamma$	$\gamma_d$	$e$	$n$	$s$	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	$W_l$	$W_p$	$^* I_p$	A	Classificazione UNI 10006
Sigla	Prot. N°	Profondità [m]	Definizione AGI	Colore	%	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>			%	%	%	%	%	%	%	%		
S_RS4N_17 CR6	CBA004997	24,00 - 24,40	Limo sabbioso argilloso	2,5Y Light Olive Brown 6/4	23,5	2698	1919	1554	0,737	0,424	86	3,26	17,48	63,21	16,05	N.P.	N.P.	N.P.	-	-
S_RS4N_18 CI1	CBA004998	09,70 - 10,00	Argilla con limo sabbiosa	5GY Dark Greenish Gray 4/1	20,4	2709	2000	1661	0,631	0,387	88	0,06	23,85	34,49	41,61	34,2	18,1	16,1	0,4	A6
S_RS4N_18 CI2	CBA004998	12,60 - 13,00	Limo sabbioso argilloso	5GY Dark Greenish Gray 4/1	20,8	2697	1958	1620	0,665	0,399	85	0,16	15,42	74,26	10,16	30,6	16,6	14,0	1,4	A6
S_RS4N_18 CI3	CBA004998	15,00 - 15,40	Argilla con limo	5GY Dark Greenish Gray 4/1	22,5	272	2030	1657	0,644	0,392	95	0,21	2,73	43,39	53,66	35,2	20,7	14,5	0,3	A6
S_RS4N_18 CI5	CBA004998	25,00 - 25,35	Limo con argilla debolmente sabbioso	5GY Dark Greenish Gray 4/1	20,3	2716	1978	1664	0,651	0,394	85	2,92	7,46	54,4	35,47	41,1	22,0	19,1	0,5	A7-6
S_RS4N_18 CI6	CBA004998	30,00 - 30,45	Limo con argilla debolmente sabbioso	5GY Dark Greenish Gray 4/1	21,7	2717	2035	1673	0,624	0,384	94	0,57	6,06	52,73	40,63	40,4	22,1	18,3	0,5	A7-6
S_RS4N_18 CR1	CBA004998	01,50 - 02,00	Sabbia ghialosa limosa	2,5Y Light Olive Brown 5/4	-	2660	-	-	-	-	-	18,08	63,35	16,16	2,41	N.P.	N.P.	N.P.	-	-
S_RS4N_18 CR3	CBA004998	05,50 - 06,00	Ghiala con sabbia limosa	2,5Y Light Olive Brown 5/4	-	2667	-	-	-	-	-	38,79	31,85	24,83	4,53	N.P.	N.P.	N.P.	-	-
S_RS4N_19 CI1	CBA004999	15,50 - 16,00	Limo con sabbia	5GY Dark Greenish Gray 4/1	20,4	2680	1979	1645	0,629	0,386	87	0,01	42,29	55,65	2,05	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_19 CI2	CBA004999	20,50 - 20,90	Limo con sabbia e argilla	5Y Dark Gray 4/1	22,8	2699	2001	1630	0,656	0,396	94	0,22	29,82	42,6	27,60	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_19 CR1	CBA004999	01,50 - 02,00	Sabbia ghialosa limosa	10YR Brownish Yellow 6/8	-	2657	-	-	-	-	-	15,29	71,74	12,5	0,47	N.P.	N.P.	N.P.	-	A2-4

**TAB. A – TABELLA RIASSUNTIVA DELLE PROVE DI IDENTIFICAZIONE SUI CAMPIONI DI TERRA**
**Oggetto:**

Esecuzione di Prove geotecniche di laboratorio su Terre e Rocce, relative alla caratterizzazione dei terreni interessati dalla Progettazione di Fattibilità Tecnico-Economica, Definitiva ed Esecutiva di Linee e Nodi ferroviari nonché di infrastrutture stradali ed impianti civili ed industriali, sistemazione di siti di riambientizzazione, ricadenti nell'ambito del Territorio Nazionale. Accordo Quadro prot. DAC.AP.AC.0022827.20.U del giorno 20 marzo 2020.

Esecuzione di prove geotecniche di laboratorio per il PFTE dell'adeguamento STI stazione di Niscemi e caratterizzazione dei rilevati della linea Caltagirone-Gela.

Campione					W <sub>n</sub>	γ <sub>s</sub>	γ	γ <sub>d</sub>	e	n	s	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	W <sub>i</sub>	W <sub>p</sub>	* I <sub>p</sub>	A	Classificazione UNI 10006
Sigla	Prot. N°	Profondità [m]	Definizione AGI	Colore	%	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>			%	%	%	%	%	%	%	%		
S_RS4N_19 CR3	CBA004999	05,50 - 06,00	Sabbia limosa	10YR Brownish Yellow 6/8	-	2660	-	-	-	-	-	0,93	78,9	19,46	0,72	N.P.	N.P.	N.P.	-	A2-4
S_RS4N_19 CR5	CBA004999	09,50 - 10,00	Sabbia limosa ghiaiosa	10YR Brownish Yellow 6/8	-	2662	-	-	-	-	-	10,50	71,37	17,91	0,66	N.P.	N.P.	N.P.	-	A2-4
S_RS4N_20 CI1	CBA005000	18,00 - 18,50	Limo con argilla sabbioso	5Y Olive 4/3	22,7	2713	2021	1646	0,648	0,393	95	0,43	15,37	43,14	41,06	36,6	20,7	15,9	0,4	A6
S_RS4N_20 CI3	CBA005000	26,00 - 26,50	Limo con argilla sabbioso	5GY Dark Greenish Gray 4/1	23,7	2702	1985	1604	0,648	0,406	94	0,00	22,53	50,02	27,46	36,0	20,5	15,5	0,6	A6
S_RS4N_20 CR2	CBA005000	03,50 - 04,00	Sabbia limosa argillosa ghiaiosa	2,5Y Olive Yellow 6/6	15,4	2676	1716	1488	0,799	0,444	52	12,82	49,48	23,78	13,92	N.P.	N.P.	N.P.	-	-
S_RS4N_20 CR7	CBA005000	15,00 - 15,40	Argilla con sabbia limosa	2,5Y Light Olive Brown 5/6	-	2702	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S_RS4N_21 CI1	CBA005001	01,50 - 02,00	Sabbia limosa debolmente argillosa	10YR Dark Yellowish Brown 4/4	6,0	2664	1783	1682	0,584	0,369	27	0,11	80,5	11,91	7,93	N.P.	N.P.	N.P.	-	A2-4
S_RS4N_21 CI2	CBA005001	03,50 - 04,00	Sabbia limosa ghiaiosa argillosa	2,5Y Light Yellowish Brown 6/4	6,2	2669	1626	1530	0,745	0,427	22	12,83	60,06	17,06	10,04	N.P.	N.P.	N.P.	-	A2-4
S_RS4N_21 CI3	CBA005001	10,50 - 11,00	Sabbia limosa argillosa debolmente ghiaiosa	2,5Y Olive Yellow 6/6	10,5	2675	1563	1414	0,892	0,471	32	8,02	56,76	20,83	14,39	N.P.	N.P.	N.P.	-	A-4
S_RS4N_21 CI4	CBA005001	12,50 - 13,00	Sabbia limosa argillosa debolmente ghiaiosa	2,5Y Light Olive Brown 5/6	23,5	2667	1917	1553	0,718	0,418	87	6,38	69,02	14,29	10,31	N.P.	N.P.	N.P.	-	A2-4
S_RS4N_21 CI5	CBA005001	17,00 - 17,50	Sabbia limosa ghiaiosa	2,5Y Light Olive Brown 5/6	24,1	2663	-	-	-	-	-	14,32	61,31	22,4	1,98	N.P.	N.P.	N.P.	-	-

**TAB. A – TABELLA RIASSUNTIVA DELLE PROVE DI IDENTIFICAZIONE SUI CAMPIONI DI TERRA**
**Oggetto:**

Esecuzione di Prove geotecniche di laboratorio su Terre e Rocce, relative alla caratterizzazione dei terreni interessati dalla Progettazione di Fattibilità Tecnico-Economica, Definitiva ed Esecutiva di Linee e Nodi ferroviari nonché di infrastrutture stradali ed impianti civili ed industriali, sistemazione di siti di riambientalizzazione, ricadenti nell'ambito del Territorio Nazionale. Accordo Quadro prot. DAC.AP.AC.0022827.20.U del giorno 20 marzo 2020.

Esecuzione di prove geotecniche di laboratorio per il PFTE dell'adeguamento STI stazione di Niscemi e caratterizzazione dei rilevati della linea Caltagirone-Gela.

Campione					W <sub>n</sub>	γ <sub>s</sub>	γ	γ <sub>d</sub>	e	n	s	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	W <sub>l</sub>	W <sub>p</sub>	* I <sub>p</sub>	A	Classificazione UNI 10006
Sigla	Prot. N°	Profondità [m]	Definizione AGI	Colore	%	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>			%	%	%	%	%	%	%	%		
S_RS4N_21 CI6	CBA005001	22,00 - 22,50	Sabbia con limo argillosa	5GY Dark Greenish Gray 4/1	21,1	2687	1998	1650	0,629	0,386	90	0,09	47,12	30,81	21,98	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_21 CI7	CBA005001	26,50 - 27,00	Limo con sabbia argilloso	5GY Dark Greenish Gray 4/1	22,5	2695	2016	1646	0,638	0,389	95	0,00	26,01	58,47	15,52	32,4	17,9	14,5	-	A6
S_RS4N_21 CR1	CBA005001	05,50 - 06,00	Sabbia con limo argillosa	2,5Y Pale Yellow 7/4	2,3	2687	-	-	-	-	-	3,66	42,74	33,38	20,22	N.P.	N.P.	N.P.	-	-
S_RS4N_21 CR2	CBA005001	08,50 - 09,00	Ghiaia con sabbia debolmente limosa	2,5Y Light Olive Brown 5/4	4,9	2656	-	-	-	-	-	47,86	42,74	7,32	2,09	N.P.	N.P.	N.P.	-	-
S_RS4N_22 CR2	CBA005002	05,00 - 05,50	Sabbia ghiaiosa limosa debolmente argillosa	2,5Y Olive Yellow 6/6	6,3	2661	1702	1600	0,662	0,398	25	20,28	63,2	10,19	6,33	N.P.	N.P.	N.P.	-	A2-4
S_RS4N_22 CR5	CBA005002	12,00 - 12,50	Sabbia ghiaiosa limosa argillosa	2,5Y Light Olive Brown 5/4	16,5	2667	1958	1681	0,587	0,370	17	21,30	54,45	14,92	9,34	N.P.	N.P.	N.P.	-	A2-4
S_RS4N_22 CR8	CBA005002	26,00 - 26,50	Sabbia con ghiaia limosa argillosa	2,5Y Light Olive Brown 5/4	16,7	2671	1889	1618	0,650	0,394	69	30,76	40,05	15,52	13,67	N.P.	N.P.	N.P.	-	A2-4
S_RS4N_23 CI1	CBA004989	01,50 - 02,00	Limo con sabbia e argilla	2,5Y Light Olive Brown 5/6	9,1	2700	1986	1820	0,483	0,326	51	0,31	29,39	44,54	25,76	33,6	18,7	14,9	0,6	A6
S_RS4N_23 CI2	CBA004989	04,50 - 04,85	Limo con argilla sabbioso	2,5Y Light Olive Brown 5/4	14,3	2706	2024	1771	0,528	0,346	73	0,22	17,45	46,14	36,20	37,2	19,3	17,9	0,5	A6
S_RS4N_23 CI3	CBA004989	07,35 - 07,80	Limo con argilla e sabbia	2,5Y Olive Yellow 6/6	20,4	2702	1931	1603	0,685	0,407	81	4,30	29,93	33,66	36,20	40,5	21,8	18,7	0,5	A7-6
S_RS4N_23 CI4	CBA004989	10,50 - 10,95	Sabbia con argilla e limo	2,5Y Light Olive Brown 5/3	20,3	2697	2002	1664	0,620	0,383	88	1,66	40,78	29,086	28,47	32,6	17,9	14,7	0,5	A6

**TAB. A – TABELLA RIASSUNTIVA DELLE PROVE DI IDENTIFICAZIONE SUI CAMPIONI DI TERRA**
**Oggetto:**

Esecuzione di Prove geotecniche di laboratorio su Terre e Rocce, relative alla caratterizzazione dei terreni interessati dalla Progettazione di Fattibilità Tecnico-Economica, Definitiva ed Esecutiva di Linee e Nodi ferroviari nonché di infrastrutture stradali ed impianti civili ed industriali, sistemazione di siti di riambientalizzazione, ricadenti nell'ambito del Territorio Nazionale. Accordo Quadro prot. DAC.AP.AC.0022827.20.U del giorno 20 marzo 2020.

Esecuzione di prove geotecniche di laboratorio per il PFTE dell'adeguamento STI stazione di Niscemi e caratterizzazione dei rilevati della linea Caltagirone-Gela.

Campione					W <sub>n</sub>	γ <sub>s</sub>	γ	γ <sub>d</sub>	e	n	s	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	W <sub>i</sub>	W <sub>p</sub>	* I <sub>p</sub>	A	Classificazione UNI 10006
Sigla	Prot. N°	Profondità [m]	Definizione AGI	Colore	%	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>			%	%	%	%	%	%	%	%		
S_RS4N_23 C15	CBA004989	13,00 - 13,30	Sabbia argilloso limosa	5GY Dark Greenish Gray 4/1	22,3	2683	1994	1630	0,646	0,392	93	0,08	63,32	16,98	19,63	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_23 C16	CBA004989	16,50 - 18,90	Argilla con sabbia e limo	2,5Y Dark Gray 4/1	23,3	2704	2025	1642	0,647	0,393	98	0,06	31,84	30,36	37,74	34,3	20,3	14,0	0,4	A6
S_RS4N_23 C17	CBA004926	23,50 - 23,80	Sabbia argilloso limosa	2,5Y Dark Gray 4/1	21,3	2676	1994	1644	0,627	0,386	91	0,59	64,98	16,51	17,92	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_23 C18	CBA004989	29,00 - 29,30	Sabbia con argilla e limo	2,5Y Dark Gray 4/1	25,8	2689	1983	1577	0,705	0,414	98	0,43	50,59	22,58	26,40	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_23 C19	CBA004989	33,50 - 34,00	Limo con argilla e sabbia	5GY Dark Greenish Gray 4/1	21,7	2702	2055	1689	0,599	0,375	98	0,08	30,73	35,79	33,40	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_23 C110	CBA004926	38,50 - 39,00	Argilla con limo debolmente sabbiosa	5GY Dark Greenish Gray 4/1	21,3	2724	1955	1612	0,690	0,408	84	0,01	8,76	29,95	61,28	40,8	20,3	20,5	0,3	A7-6

**TAB. A – TABELLA RIASSUNTIVA DELLE PROVE DI IDENTIFICAZIONE SUI CAMPIONI DI TERRA**
**Oggetto:**

Esecuzione di Prove geotecniche di laboratorio su Terre e Rocce, relative alla caratterizzazione dei terreni interessati dalla Progettazione di Fattibilità Tecnico-Economica, Definitiva ed Esecutiva di Linee e Nodi ferroviari nonché di infrastrutture stradali ed impianti civili ed industriali, sistemazione di siti di riambientalizzazione, ricadenti nell'ambito del Territorio Nazionale. Accordo Quadro prot. DAC.AP.AC.0022827.20.U del giorno 20 marzo 2020.

Esecuzione di prove geotecniche di laboratorio per il PFTE dell'adeguamento STI stazione di Niscemi e caratterizzazione dei rilevati della linea Caltagirone-Gela.

Campione					$W_n$	$\gamma_s$	$\gamma$	$\gamma_d$	$e$	$n$	$s$	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	$W_i$	$W_p$	$* I_p$	A	Classificazione UNI 10006
Sigla	Prot. N°	Profondità [m]	Definizione AGI	Colore	%	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>			%	%	%	%	%	%	%	%		
S_RS4N_24 C11	CBA005003	01,50 - 02,00	Sabbia con limo argillosa	2,5Y Olive Yellow 6/6	8,3	2681	1592	1470	0,824	0,452	27	3,21	49,94	30,84	16,01	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_24 C12	CBA005003	04,40 - 04,50	Limo con sabbia argilloso	2,5Y Olive Yellow 6/6	14,6	2692	1890	1650	0,632	0,387	62	1,04	37,59	38,48	22,89	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_24 C13	CBA005003	06,00 - 06,45	Sabbia con argilla limosa	2,5Y Olive Yellow 6/6	13,1	2689	1821	1610	0,670	0,401	53	2,10	47,82	22,92	27,16	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_24 C14	CBA005003	09,00 - 09,30	Sabbia con argilla e limo	2,5Y Light Olive Brown 5/4	14,7	2691	1964	1713	0,571	0,364	69	7,31	38,03	26,68	27,97	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_24 C15	CBA005003	11,00 - 11,50	Sabbia limosa argillosa	2,5Y Dark Gray 4/1	19,0	2669	2101	1766	0,511	0,338	99	3,65	70	15,55	10,80	N.P.	N.P.	N.P.	-	A2-4
S_RS4N_24 C16	CBA005003	13,00 - 13,40	Sabbia limosa argillosa	5Y Dark Gray 4/1	20,6	2675	2037	1690	0,583	0,368	95	4,59	61,33	18,58	15,51	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_24 C18	CBA005003	20,50 - 20,90	Sabbia limosa argillosa	2,5Y Dark Gray 4/1	20,8	2673	1964	1626	0,644	0,392	86	1,28	67,16	16,73	14,84	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_24 C19	CBA005003	25,30 - 25,70	Sabbia con limo argillosa	2,5Y Dark Gray 4/1	23,9	2682	1941	1566	0,712	0,416	90	0,27	47,02	40,57	12,14	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_25 C11	CBA005004	05,50 - 05,90	Limo con argilla sabbioso	2,5Y Olive Yellow 6/6	11,7	2702	1890	1692	0,597	0,374	53	0,06	23,33	48,49	28,12	39,1	18,3	20,8	0,7	A6
S_RS4N_25 C12	CBA005004	12,50 - 13,00	Argilla con limo sabbiosa	2,5Y Light Yellowish Brown 6/4	21,6	2713	1957	1609	0,686	0,407	86	0,06	16,45	41,27	42,22	39,5	18,8	20,7	0,5	A6
S_RS4N_25 C13	CBA005004	15,00 - 15,30	Limo argilloso sabbioso	2,5Y Light Olive Brown 5/4	21,5	2702	1914	1575	0,716	0,417	81	0,35	17,88	60,24	21,54	40,2	22,2	18,0	0,8	A7-6

**TAB. A – TABELLA RIASSUNTIVA DELLE PROVE DI IDENTIFICAZIONE SUI CAMPIONI DI TERRA**
**Oggetto:**

Esecuzione di Prove geotecniche di laboratorio su Terre e Rocce, relative alla caratterizzazione dei terreni interessati dalla Progettazione di Fattibilità Tecnico-Economica, Definitiva ed Esecutiva di Linee e Nodi ferroviari nonché di infrastrutture stradali ed impianti civili ed industriali, sistemazione di siti di riambientalizzazione, ricadenti nell'ambito del Territorio Nazionale. Accordo Quadro prot. DAC.AP.AC.0022827.20.U del giorno 20 marzo 2020.

Esecuzione di prove geotecniche di laboratorio per il PFTE dell'adeguamento STI stazione di Niscemi e caratterizzazione dei rilevati della linea Caltagirone-Gela.

Campione					W <sub>n</sub>	γ <sub>s</sub>	γ	γ <sub>d</sub>	e	n	s	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	W <sub>i</sub>	W <sub>p</sub>	* I <sub>p</sub>	A	Classificazione UNI 10006
Sigla	Prot. N°	Profondità [m]	Definizione AGI	Colore	%	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>			%	%	%	%	%	%	%	%		
S_RS4N_25 C15	CBA005004	25,00 - 25,40	Argilla limosa sabbiosa	5GY Dark Greenish Gray 4/1	22,7	2724	1963	1600	0,702	0,413	88	0,13	15,17	21,94	62,76	39,5	21,8	17,7	0,3	A6
S_RS4N_25 C16	CBA005004	30,00 - 30,45	Argilla con limo sabbiosa	5GY Dark Greenish Gray 4/1	24,4	2726	1989	1599	0,705	0,413	94	0,03	10,03	27,16	62,79	55,3	18,6	36,7	0,6	A7-6
S_RS4N_26 C11	CBA005005	01,50 - 02,00	Argilla con limo sabbiosa	2,5Y Light Yellowish Brown 6/4	19,6	2713	1989	1663	0,632	0,387	84	0,47	18,7	35,05	45,78	35,8	15,9	19,9	0,4	A6
S_RS4N_26 C12	CBA005005	03,50 - 04,00	Limo con argilla sabbioso	2,5Y Olive Yellow 6/6	20,2	2705	1951	1623	0,680	0,395	82	0,68	21,66	44,81	32,85	39,6	23,1	16,5	0,5	A6
S_RS4N_26 C13	CBA005005	05,50 - 06,00	Limo argilloso sabbioso	2,5Y Light Yellowish Brown 6/4	19,7	2701	1955	1633	0,654	0,395	81	1,84	19,01	55,3	23,85	39,9	18,7	21,2	0,9	A6
S_RS4N_26 C14	CBA005005	08,00 - 08,50	Sabbia limosa argillosa	2,5Y Olive Yellow 6/6	16,5	2680	1788	1534	0,747	0,427	59	0,50	58,22	22,25	19,02	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_26 C15	CBA005005	10,00 - 10,50	Limo con argilla sabbioso	2,5Y Light Olive Brown 5/4	16,2	2713	1894	1630	0,664	0,399	66	0,02	12,69	49,4	37,89	38,0	19,2	18,8	0,5	A6
S_RS4N_26 C16	CBA005005	11,50 - 13,00	Limo con sabbia e argilla	5Y Olive 5/4	15,1	2700	1878	1632	0,654	0,396	62	0,08	30,2	40,35	29,37	39,5	21,0	18,5	0,6	A6
S_RS4N_26 C18	CBA005005	20,00 - 20,60	Argilla con limo debolmente sabbiosa	2,5Y Light Olive Brown 5/4	20,5	2717	1954	1621	0,676	0,403	83	0,05	9,1	47,3	43,55	42,5	24,7	17,8	0,4	A7-6
S_RS4N_26 C19	CBA005005	24,00 - 24,60	Limo con argilla sabbioso	2,5Y Light Olive Brown 5/4	22,7	2705	1959	1597	0,694	0,410	89	0,01	22,82	45,24	31,93	40,8	22,1	18,7	0,6	A7-6
S_RS4N_27 C11	CBA005006	09,50 - 10,00	Sabbia con argilla limosa debolmente ghialosa	2,5Y Olive Brown 4/4	13,4	2686	2042	1801	0,492	0,330	73	5,12	48,51	20,79	25,58	30,6	16,3	14,3	0,6	A6



**TAB. A – TABELLA RIASSUNTIVA DELLE PROVE DI IDENTIFICAZIONE SUI CAMPIONI DI TERRA**

**Oggetto:** Esecuzione di Prove geotecniche di laboratorio su Terre e Rocce, relative alla caratterizzazione dei terreni interessati dalla Progettazione di Fatibilità Tecnico-Economica, Definitiva ed Esecutiva di Linee e Nodi ferroviari nonché di infrastrutture stradali ed impianti civili ed industriali, sistemazione di siti di riambientizzazione, ricadenti nell'ambito del Territorio Nazionale. Accordo Quadro prot. DAC.AP.AC.0022827.20.U del giorno 20 marzo 2020.

Esecuzione di prove geotecniche di laboratorio per il PFTE dell'adeguamento STI stazione di Niscemi e caratterizzazione dei rilevati della linea Caltagirone-Gela.

Campione					W <sub>n</sub> %	γ <sub>s</sub> kg/m <sup>3</sup>	γ kg/m <sup>3</sup>	γ <sub>d</sub> kg/m <sup>3</sup>	e	n	s	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	W <sub>i</sub> %	W <sub>o</sub> %	* I <sub>p</sub> %	A	Classificazione UNI 10006
Sigla	Prot. N°	Profondità [m]	Definizione AGI	Colore																
S_RS4N_27 CI3	CBA005006	14,50 - 14,90	Limo argilloso sabbioso	2,5Y Light Olive Brown 5/4	21,3	2703	2008	1656	0,632	0,387	91	0,00	10,85	72,8	16,35	40,5	22,3	18,2	1,1	A7-6
S_RS4N_27 CI5	CBA005006	25,00-25,40	Argilla con limo sabbiosa	2,5Y Light Olive Brown 5/4	25,6	2717	1961	1561	0,740	0,425	94	0,05	10,63	43,85	45,48	39,5	16,3	23,2	0,5	A6
S_RS4N_27 CR1	CBA005006	01,50 - 02,00	Sabbia limosa argillosa debolmente ghiaiosa	2,5Y Light Yellowish Brown 6/3-6/4	-	2677	-	-	-	-	-	9,34	53,88	20,31	16,47	23,1	14,3	8,8	0,5	A4
S_RS4N_27 CR3	CBA005006	05,50 - 06,00	Sabbia con limo argillosa	2,5Y Dark Olive Brown 3/3	8,6	2687	1952	1797	0,495	0,331	47	0,52	47,78	29,51	22,18	28,6	16,8	11,8	0,5	A6
S_RS4N_28 CI1	CBA005007	03,00 - 03,50	Sabbia con limo argilloso	2,5Y Olive Brown 4/4	11,4	2680	1651	1483	0,808	0,447	38	2,09	53,59	29,61	14,71	N.P.	N.P.	N.P.	-	A4
S_RS4N_28 CI2	CBA005007	05,00 - 05,35	Limo con sabbia e argilla	2,5Y Light Yellowish Brown 6/4	21,8	2699	1932	1586	0,702	0,412	84	1,25	30,82	37,67	30,26	37,0	19,1	17,9	0,6	A6
S_RS4N_28 CI4	CBA005007	09,00 - 09,60	Limo con argilla	2,5Y Light Yellowish Brown 6/3-6/4	26,5	2720	1928	1523	0,786	0,440	92	0,08	4,23	51,74	43,95	59,0	31,4	27,6	0,6	A7-5
S_RS4N_28 CI5	CBA005007	12,00 - 12,40	Limo con argilla sabbioso	5Y Olive 5/4	20,5	2707	2018	1675	0,616	0,381	90	1,87	29,95	34,45	33,73	51,2	23,7	27,5	0,8	A7-6
S_RS4N_28 CI6	CBA005007	20,00 - 20,40	Argilla con limo debolmente sabbiosa	2,5Y Light Olive Brown 5/4	27,0	2724	1979	1558	0,748	0,428	98	0,00	6,41	38,97	54,63	56,1	27,7	28,4	0,5	A7-6

TAB. B – TABELLA RIASSUNTIVA DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE SUI CAMPIONI DI TERRA

Oggetto: Esecuzione di Prove geotecniche di laboratorio su Terre e Rocce, relative alla caratterizzazione dei terreni interessati dalla Progettazione di Fabbbrica 1 stazione ferroviaria. Inclusive ed Esclusive di Linee e Note descritte nonché di informazioni relativi ad impianti civili ed industriali, disseminazione di siti di riabilitazione, esistenti nell'ambito del Territorio Nazionale. Accordo Quadro prot. DAC.A.F.A.C.8023/27.2011 del giorno 20 marzo 2020.  
Esecuzione di prove geotecniche di laboratorio per il PTTE di Padegemmo ST1 stazione di Niscemi e caratterizzazione dei rilevati della linea Caltagirone-Gela.

Campione					Prova di taglio diretto C.D.				Prova di taglio residuo				Prova di compressione	ELL	Prova di compressione Triassiale UU			Prova di compressione Triassiale CD				Prova di compressione Triassiale CU				Pocket				
Sigla	Prot. N°	Profondità (m)	Definizione AG	Colore	Pressione verticale	Sforzo di taglio	Coeficiente e attrito		Pressione verticale	Sforzo di taglio	Coeficiente e attrito		Pressione $\sigma$	Coeficiente	Pressione di cella	Coeficiente e attrito		Pressione di cella	Backpressure	Coeficiente e attrito		Pressione di cella	Backpressure	Coeficiente e attrito						
					kPa	kPa	C'	$\phi'$	kPa	kPa	C'	$\phi'$	kPa	kPa	kPa	kPa	$\phi$	kPa	kPa	C	$\phi$	kPa	kPa	C	$\phi$	kPa	kPa			
S_RS4N_16 CR3	CBA004996	05,50 - 06,00	Limo argilloso ghiaioso sabbioso	2,5Y Olive Yellow 6/6	49,04 98,07 196,14	37,4 76,9 121,5	15,2	29,0																						
S_RS4N_14 CR7	CBA004996	19,00 - 19,40	Sabbia limosa ghiaiosa argillosa	2,5Y Olive Brown 6/6	196,14 392,28 588,42	136,9 231,9 376,1	9,9	31,4																						
S_RS4N_17 C11	CBA004997	01,50 - 02,00	Sabbia con limo decisamente ghiaiosa	2,5Y Olive Yellow 6/6	49,04 98,07 196,14	35,7 71,9 131,5	5,8	32,8																						
S_RS4N_17 C12	CBA004997	03,50-04,05	Sabbia con ghiaia debolmente limosa e debolmente argillosa	2,5Y Light Yellowish Brown 6/4	49,04 98,07 196,14	37,6 57,4 126,5	3,0	31,7																						
S_RS4N_17 C13	CBA004997	05,50-06,00	Limo con argilla	2,5Y Light Olive Brown 5/4	49,04 98,07 196,14	49,7 57,5 124,4	16,2	28,1																						347
S_RS4N_17 CR4	CBA004997	14,00 - 14,40	Limo con sabbia debolmente argilloso	2,5Y Olive Yellow 6/6	196,14 392,28 588,42	127,8 264,2 345,8	27,9	29,1																						
S_RS4N_17 CR6	CBA004997	24,00 - 24,40	Limo sabbioso argilloso	2,5Y Light Olive Brown 6/4	196,14 392,28 588,42	152,2 274,4 433,1	5,7	35,6																						
S_RS4N_18 C11	CBA004998	09,70 - 10,00	Argilla con limo sabbiosa	5GY Dark Greenish Gray 4/1	98,07 196,14 588,42	79,4 132,8 276,9	47,5	21,4																						253
S_RS4N_18 C12	CBA004998	12,60 - 13,00	Limo sabbioso argilloso	5GY Dark Greenish Gray 4/1																										187
S_RS4N_18 C13	CBA004998	15,00 - 15,40	Argilla con limo	5GY Dark Greenish Gray 4/1																				450 650 850	250 250 250	28,4	27,7		363	















TAB. B – TABELLA RIASSUNTIVA DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE SUI CAMPIONI DI TERRA

Oggetto: Esecuzione di Prove geotecniche di laboratorio su Test e Triax, relativi alla caratterizzazione dei terreni interessati dalla Progettazione di Finitività Tratta Caltagirone - Gela, Definitiva ed Esecutiva di Linea a Nodi Ferroviarie sonda di infrastruttura simulata ed impianti civili ed industriali, sistemazione di siti di riassetto/abbandono, risanati nell'ambito del Territorio Nazionale. Avviso/Quadrante DIAC/APAC/0022827/2011 del giorno 20 marzo 2020.  
Esecuzione di prove geotecniche di laboratorio per il P.F.TE dell'itineramento STI stazione di Niscemi e caratterizzazione dei rilievi della linea Caltagirone-Gela.

Campione					Prova di taglio diretto C.D.				Prova di taglio residuo				Prova di compressione	ELL	Prova di compressione Triassiale UU			Prova di compressione Triassiale CD			Prova di compressione Triassiale CU			Pocket	
Sigla	Prov. N°	Profondità [m]	Definizione Agi	Colore	Pressione verticale		Coesione e attrito		Scorso di taglio		Pressione $\sigma$	Coesione Cu	Pressione di cella		Coesione e attrito Cu	Pressione di cella	Backpressure	Coesione e attrito		Pressione di cella	Backpressure	Coesione e attrito		Pocket	
					kPa	kPa	c'	$\phi'$	kPa	kPa			kPa	kPa				kPa	kPa			kPa	kPa		kPa
S_RS4N_27 C11	CBAD05006	09,50 - 10,00	Sabbia con argilla limosa debolmente ghiaiosa	2,5Y Olive Brown 4/4											450 650 850	250 250 250	22,0	29,0							273
S_RS4N_27 C13	CBAD05006	14,50 - 14,90	Limo argilloso sabbioso	2,5Y Light Olive Brown 5/4	196,14 392,28 588,42	106,1 213,9 295,0	16,1	25,7																	-600
S_RS4N_27 C15	CBAD05006	25,00-25,40	Argilla con limo sabbiosa	2,5Y Light Olive Brown 5/4															450 650 850	250 250 250	55,5	19,4			307
S_RS4N_27 CR3	CBAD05006	05,50 - 06,00	Sabbia con limo argillosa	2,5Y Olive Brown 4/4	98,07 196,14 392,28	52,8 101,9 198,6	4,4	26,3																	-600
S_RS4N_28 C11	CBAD05007	03,00 - 03,50	Sabbia con limo argillosa	2,5Y Olive Brown 4/4	49,04 98,07 196,14	36,9 66,4 131,9	14,2	26,7																	
S_RS4N_28 C12	CBAD05007	05,00 - 05,35	Limo con sabbia e argilla	2,5Y Light Yellowish Brown 6/4	49,04 98,07 196,14	35,3 62,2 103,9	14,4	24,7																	153
S_RS4N_28 C14	CBAD05007	09,00 - 09,60	Limo con argilla	2,5Y Light Yellowish Brown 6/3-6/4	98,07 196,14 392,28	71,2 123,4 228,7	18,6	28,2																	403
S_RS4N_28 C15	CBAD05007	12,00 - 12,40	Limo con argilla sabbioso	5Y Olive 5/4																					370
S_RS4N_28 C16	CBAD05007	20,00 - 20,40	Argilla con limo debolmente sabbiosa	2,5Y Light Olive Brown 5/4															450 650 850	250 250 250	65,1	19,3			347