

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI
RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA
II LOTTO FUNZIONALE HIRPINIA - ORSARA

GEOTECNICA GENERALE TRATTI ALLO SCOPERTO

Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto da pk 68+550 a pk 68+950

SCALA:

-

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

I F 1 V 0 2 D 0 9 G E O C 0 0 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Aut. Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	F.Bianchi	Luglio 2018	M.E.D'Effremo	Luglio 2018	D.Aprea	Luglio 2018	Dott. Ing. Angelo Vitozzi	Luglio 2018

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A20783
ITALFERR S.p.A.
Dott. Ing. Angelo Vitozzi
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
Luglio 2018

INDICE

1.	PREMESSA	5
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA.....	6
2.1	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	6
2.1.1	<i>Geologia</i>	6
2.1.2	<i>Geotecnica</i>	6
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	7
3.	INDAGINI GEOGNOSTICHE	8
3.1	INDAGINI IN SITO.....	8
3.2	PROVE DI LABORATORIO	10
4.	CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA.....	12
4.1	FALDA.....	13
5.	CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI.....	14
5.1	VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO V_s	14
5.1.1	<i>Velocità delle onde di taglio da SPT</i>	14
5.1.2	<i>Velocità delle onde di taglio da prospezioni geofisiche</i>	15
5.2	MODULI A PICCOLE DEFORMAZIONI G_0 E E_0 E CURVE DI DECADIMENTO	15
5.2.1	<i>G_0 e E_0 da V_s</i>	15
5.2.2	<i>G_0 e E_0 da modulo pressiometrico</i>	16
5.2.3	<i>G_0 da prova dinamica di colonna risonante</i>	16
5.2.4	<i>Curve di decadimento da prove con colonna risonante</i>	17
5.3	MODULI DI DEFORMABILITÀ OPERATIVI.....	20
5.3.1	<i>Moduli di deformabilità operativi definiti da G_0 e E_0 in funzione del livello deformativo</i>	20
5.3.2	<i>Moduli di deformabilità operativi definiti da SPT</i>	22
5.3.3	<i>Moduli di deformabilità operativi definiti da laboratorio</i>	22

5.4	TERRENI INCOERENTI.....	22
5.4.1	Densità Relativa D_R	23
5.4.2	Angolo di attrito efficace ϕ'	25
5.5	TERRENI COESIVI	26
5.5.1	Coesione non drenata c_u	26
5.5.2	Parametri di resistenza al taglio drenata (c' e ϕ').....	27
5.5.3	Rapporto di sovraconsolidazione OCR.....	28
5.5.4	Modulo non drenato E_u	29
5.5.5	Prove edometriche.....	29
5.5.6	Coefficiente di consolidazione primaria verticale c_v	31
5.5.7	Coefficiente di consolidazione secondaria α	32
5.5.8	Coefficiente di permeabilità da prove edometriche.....	33
5.5.9	Rigonfiamento	33
6.	CRITERI DI SCELTA DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI	37
7.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	38
7.1	PARAMETRI GEOTECNICI.....	38
8.	INTERPRETAZIONE E SINTESI GRAFICA PROVE IN SITO E DI LABORATORIO.....	40
8.1	UNITÀ ALL1_A.....	40
8.1.1	Interpretazione delle prove edometriche.....	40
8.1.2	Grafici delle prove in sito.....	43
8.1.3	Grafici delle prove in laboratorio	51
8.2	UNITÀ ALL2_S	63
8.2.1	Grafici delle prove in sito.....	63
8.2.2	Grafici delle prove in laboratorio	71
8.3	UNITÀ ALL3_G.....	75
8.3.1	Grafici delle prove in sito.....	75

8.4	UNITÀ ANZ_2	83
8.4.1	<i>Interpretazione delle prove edometriche</i>	83
8.4.2	<i>Grafici delle prove in sito</i>	85
8.4.3	<i>Grafici delle prove in laboratorio</i>	93

1. PREMESSA

La presente relazione illustra e riassume i risultati dello studio di caratterizzazione geotecnica a supporto della progettazione definitiva del raddoppio della tratta Apice Orsara (itinerario Napoli – Bari; vedasi Fig. 1).

Nella presente relazione si tratterà esclusivamente la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica della tratta allo scoperto da pk 68+550 a pk 68+950.

Nello studio si è fatto riferimento ai risultati della campagna di indagini geognostiche in sito appositamente realizzate nel 2017 e nel corso del 2018 nell'ambito della presente fase progettuale, nonché alle indagini disponibili in campagne pregresse e bibliografiche.

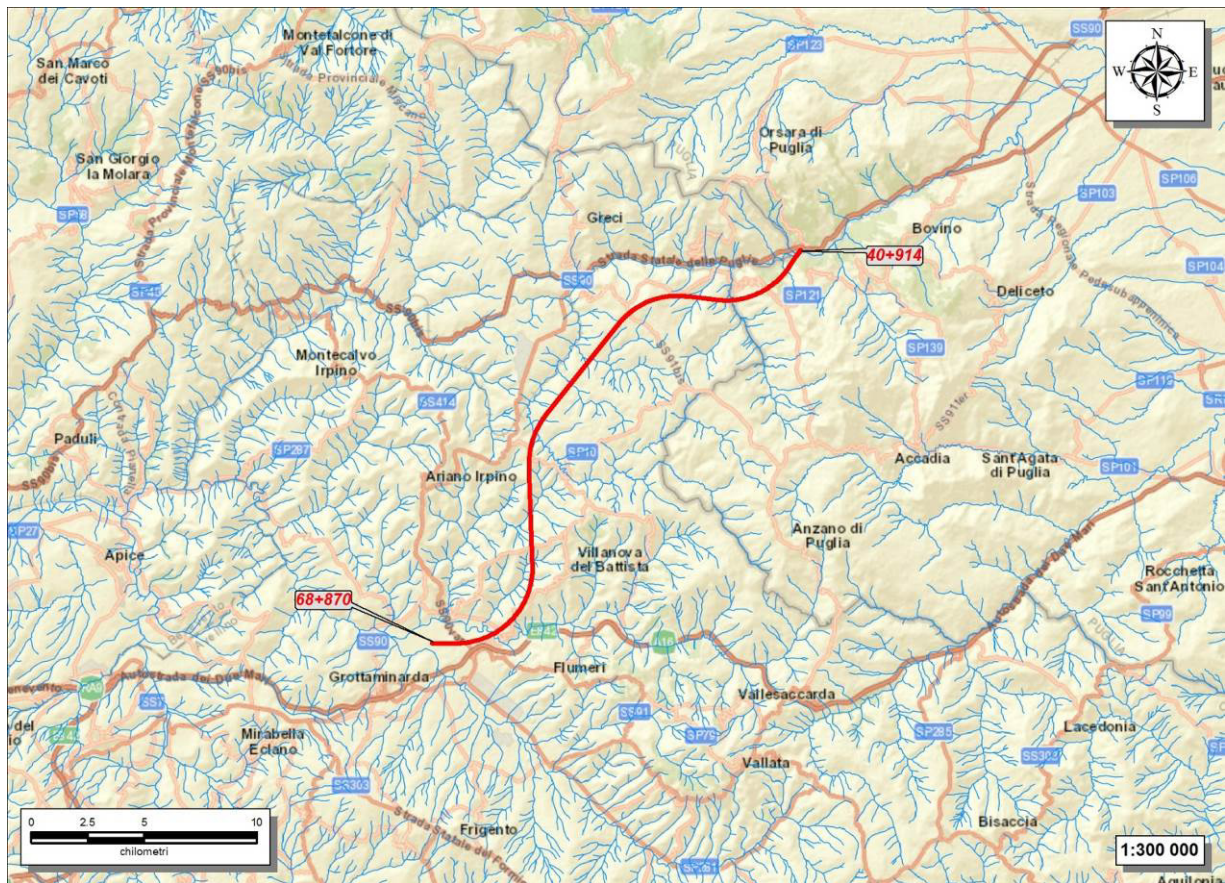


Fig. 1: Area di studio.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA

2.1 Documentazione di riferimento

2.1.1 Geologia

- Ref. 1 IF1V 02 D 69 RG GE 0001 001 A - “Relazione geologica, idrogeologica, geomorfologica e sismica”
- Ref. 2 IF1V 02 D 69 G5 GE 0001 001 A - “Carta geologica-geomorfologica con elementi geostrutturali tav.1/8”
- Ref. 3 IF1V 02 D 69 G5 GE 0001 002 A - “Carta geologica-geomorfologica con elementi geostrutturali tav.2/8”
- Ref. 4 IF1V 02 D 69 G5 GE 0001 003 A - “Carta geologica-geomorfologica con elementi geostrutturali tav.3/8”
- Ref. 5 IF1V 02 D 69 G5 GE 0001 004 A - “Carta geologica-geomorfologica con elementi geostrutturali tav.4/8”
- Ref. 6 IF1V 02 D 69 G5 GE 0001 005 A - “Carta geologica-geomorfologica con elementi geostrutturali tav.5/8”
- Ref. 7 IF1V 02 D 69 G5 GE 0001 006 A - “Carta geologica-geomorfologica con elementi geostrutturali tav.6/8”
- Ref. 8 IF1V 02 D 69 G5 GE 0001 007 A - “Carta geologica-geomorfologica con elementi geostrutturali tav.7/8”
- Ref. 9 IF1V 02 D 69 G5 GE 0001 008 A - “Carta geologica-geomorfologica con elementi geostrutturali tav.8/8”
- Ref. 10 IF1V 02 D 69 FZ GE 0001 001 A - “Profilo geologico in asse al tracciato - tav. 1/8”
- Ref. 11 IF1V 02 D 69 FZ GE 0001 002 A - “Profilo geologico in asse al tracciato - tav. 2/8”
- Ref. 12 IF1V 02 D 69 FZ GE 0001 003 A - “Profilo geologico in asse al tracciato - tav. 3/8”
- Ref. 13 IF1V 02 D 69 FZ GE 0001 004 A - “Profilo geologico in asse al tracciato - tav. 4/8”
- Ref. 14 IF1V 02 D 69 FZ GE 0001 005 A - “Profilo geologico in asse al tracciato - tav. 5/8”
- Ref. 15 IF1V 02 D 69 FZ GE 0001 006 A - “Profilo geologico in asse al tracciato - tav. 6/8”
- Ref. 16 IF1V 02 D 69 FZ GE 0001 007 A - “Profilo geologico in asse al tracciato - tav. 7/8”
- Ref. 17 IF1V 02 D 69 FZ GE 0001 008 A - “Profilo geologico in asse al tracciato - tav. 8/8”

2.1.2 Geotecnica

- Ref. 18 IF1V 02 D 09 GE OC 0000 004 A - “Relazione sismica tratta allo scoperto da pk 68+550 a pk 68+950”
- Ref. 19 IF1V 02 D 09 F6 OC 0000 002 A - “Profilo Geotecnico tratta allo scoperto da pk 68+550 a pk 68+950”

2.2 Normativa e Standard di riferimento

- Ref. 20 Decreto Ministeriale del 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” (GU n.42 del 20-02-2018 - Suppl. Ordinario n. 8)
- Ref. 21 Decreto Ministeriale del 14/01/2008: “Approvazione delle Nuove Norma Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04/02/20018, Supplemento Ordinario n.30.
- Ref. 22 Circolare 01/02/2009, n.617 – Istruzione per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008.
- Ref. 23 DM 06/05/2008 – “Integrazione al DM 14/01/2008 di approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- Ref. 24 RFI DTC SI MA IFS 001 A – “Manuale di progettazione delle opere civili”
- Ref. 25 RFI DTC SI SP IFS 001 A – “Capitolato generale tecnico d’appalto delle opere civili”
- Ref. 26 UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- Ref. 27 UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

 <p>ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA APICE – ORSARA II LOTTO FUNZIONALE HIRPINIA - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p>Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto da pk 68+550 a pk 68+950</p>	<p>COMMESSA IF1V</p>	<p>LOTTO 02 D 09</p>	<p>CODIFICA GE</p>	<p>DOCUMENTO OC0000 002</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 8 di 103</p>

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili sono stati elaborati sulla base dei risultati delle seguenti campagne di indagini:

- campagna Italferr 2017;
- campagna Italferr 2018.

Per la caratterizzazione geotecnica della tratta in esame sono state analizzate le prove di pertinenza territoriale elencate nelle tabelle seguenti e consistenti in sondaggi, stendimenti sismici e prove di laboratorio.

3.1 Indagini in sito

Nelle differenti campagne indagini sono state eseguite prove in sito consistenti in:

- Sondaggi con:
 - rilievo della stratigrafia,
 - esecuzione di misure di consistenza speditiva mediante pocket penetrometer,
 - esecuzione di prove in foro di tipo SPT, Pressiometriche, Lefranc e Lugeon,
 - prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati,
 - rilievo del livello di falda;
- Prove geofisiche del tipo:
 - prove Multi-channel analysis of surface waves (Masw),
 - prove sismiche in foro di tipo down-hole,
 - profili sismici a rifrazione in onde P ed S;

Tab. 1: Elenco sondaggi di pertinenza della tratta.

ID	Campagna	Coordinate Gauss-Boaga		Quota	Prof.	Strumentazione				Prove in foro				MASW
		Est	Nord	m slm	m	Piez Cas.	Piez TA	Incl.	SPT [n]	Permeabilità [prof.m]	Pressiometro/ Dilatometriche e [prof.m]	Down-hole		
IO-S12	2017	2.528.062,0	4.548.411,0	359,5	50		X (9.0- 50.0)		8	Lef. (39.0-40.0) Lef. (48.0-49.0)	DRT (38.0-39.0) DRT (46.0-47.0)			
C2	2017	2.527.623,9	4.548.599,8	336,4	30		X (2.0- 30.0)		9	Lef. (6.0-7.0)				X
C3	2017	2.527.234,7	4.548.456,8	334,2	30				9	Lef. (6.0-7.0)				
IF16R24	2018	4548366.28	2527506.8	334.6	35		X (0.0-35)		10	Lef. (5.7÷7.5) Lef. (13.2÷15.0)				
IF16G18	2018	4548360.259	2527797.589	356.37	60				10	Lef. (10.3-13.3) Lef. (17.8-20.3) Lef. (26.8-29.45)	DRT (10.5-12.5) DRT (16.0-17.6) DRT (26.0-27.6)	X		

Tab. 2: Prove geofisiche di pertinenza della tratta.

ID	Campagna	Tipologia di indagine	Coordinate Gauss-Boaga		Lunghezza [m]
			Est	Nord	
IO-CD_1	2017	Geolettrica	2.527.945	4.548.283	140
IO-CD_2	IO-CD_3	IO-CD_4	IO-CD_5	IO-CD_6	140
IO-AB	2017	Geolettrica	2.527.840	4.548.388	349
C2	2017	Masw	2.527.624	4.548.600	

3.2 Prove di laboratorio

A integrazione delle campagne di indagini in sito sono state eseguite prove di laboratorio, consistenti in:

- Apertura e descrizione geotecnica dei campioni (dc) con prove speditive di consistenza (pocket e scissometro) e foto (ft);
- Determinazione del peso di volume naturale e secco (γ_n e γ_d);
- Determinazione del peso specifico dei grani solidi (G_s);
- Analisi granulometrica per vagliatura ($G_{r_{vag}}$) e per sedimentazione ($G_{r_{sed}}$);
- Determinazione dei Limiti di Atterberg (LL e LP);
- Classifica delle Terre secondo UNI 10006 (CL);
- Prove di Compressione Edometrica (Ed);
- Prove Triassiali Non consolidate e Non Drenate (TXUU), Consolidate Non Drenate (TXCU) e Consolidate Drenate (TXCD);
- Prove di Taglio Diretto (TD);
- Prove di Resistenza a Compressione (RC) e Prove point Load (PLT);
- Prove di colonna risonante;
- Prove di rigonfiamento libero e impedito (RIG);
- Prove ultrasoniche.

4. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

Il tracciato allo scoperto ricade in un'area di pianura alluvionale con depositi eterogenei e variabili sia orizzontalmente che verticalmente, costituiti da argille, limi, sabbie e ghiaie ad andamento lenticolare. I depositi alluvionali si presentano di spessore limitato e ricoprono la formazione delle Molasse di Anzano (ANZ2): si tratta di argille limose, argille marnose e marne di colore grigio, in strati da molto sottili a sottili, ricche di sostanza organica e resti vegetali, con frequenti intercalazioni di sabbie e sabbie limose grigie; a luoghi si rivedono passaggi di arenarie di colore giallo-brunastro, in strati sottili a medi, con diffuse clay chips verdastre e frequenti impronte di fondo.

Nei primi metri è presente un terreno di copertura (riporto e terreno vegetale) a matrice essenzialmente limo-argillosa.

In particolare, sono state individuate le seguenti unità litostratigrafiche:

- Terreno di copertura: riporto e terreno vegetale a matrice essenzialmente limo-argillosa;
- ALL1_A: argilla e argilla limosa;
- ALL2_S: sabbia e sabbia limosa;
- ALL3_G: ghiaia e ghiaia sabbiosa;
- ANZ2: Molasse di Anzano. Argille limose, argille marnose e marne di colore grigio, in strati da molto sottili a sottili, ricche di sostanza organica e resti vegetali, con frequenti intercalazioni di sabbie e sabbie limose grigie; a luoghi si rivedono passaggi di arenarie di colore giallo-brunastro, in strati sottili a medi, con diffuse clay chips verdastre e frequenti impronte di fondo.

4.1 Falda

Nella tabella seguente si riportano le misure piezometriche disponibili; per l'andamento della falda lungo il profilo si rimanda agli elaborati Ref. 19.

Tab. 4: Misure piezometriche da p.c.

INDAGINI 2018

max	min		18/04/2018	16/05/2018	16/06/2018	12/06/2018
-1.60	-1.60	IF16R24				-1.60

La falda di progetto è stata considerata cautelativamente prossima a piano campagna.

5. CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

Le unità geotecniche di riferimento per i terreni sono:

Terreno di copertura: riporto e terreno vegetale;

ALL1_A: argilla e argilla limosa;

ALL2_S sabbia e sabbia limosa;

ALL3_G: ghiaia e ghiaia sabbiosa;

ANZ2: Argille – Molasse di Anzano.

I terreni in esame hanno caratteristiche di sovraconsolidazione e cementazione disomogenee e non è quindi possibile definirne univocamente le caratteristiche meccaniche mediante sole prove di laboratorio.

Di seguito si descrivono i criteri adottati per l'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio e per la caratterizzazione geotecnica dei terreni.

5.1 Velocità delle onde di taglio V_s

5.1.1 Velocità delle onde di taglio da SPT

La velocità delle onde di taglio nel terreno è stata determinata a partire dai valori di N_{spt} in funzione:

- della tipologia di terreno (argille, sabbie, ghiaie, ...);
- della profondità (z in m).

Di seguito si riportano le correlazioni da letteratura tecnica adottate.

Autore	Correlazione	applicabilità	Unità
Ohta & Goto (1978)	$v_s = 62.1 \cdot N_{SPT}^{0.22} \cdot z^{0.23}$	per terreni argillosi	ALL1_A, ANZ2, Copertura
Lee (1992)	$v_s = 84.5 \cdot N_{SPT}^{0.12} \cdot (z + 1)^{0.25}$	per terreni argillosi	ALL1_A, ANZ2, Copertura
Ohta & Goto (1978)	$v_s = 67.8 \cdot N_{SPT}^{0.22} \cdot z^{0.23}$ (sabbia fine) $v_s = 63.9 \cdot N_{SPT}^{0.22} \cdot z^{0.23}$ (sabbia media) $v_s = 66.7 \cdot N_{SPT}^{0.22} \cdot z^{0.23}$ (sabbia grossolana)	per terreni sabbiosi	ALL2_S
Seed et al. (1986)	$v_s = 85.0 \cdot N_{SPT}^{0.17} \cdot z^{0.20}$	per terreni sabbiosi	ALL2_S

Ohta & Goto (1978)	$V_s = 92.3 \cdot N_{SPT}^{0.22} \cdot Z^{0.23}$	per terreni ghiaiosi	ALL3_G
Ohta & Goto (1978)	$V_s = 61.6 \cdot N_{SPT}^{0.25} \cdot Z^{0.22}$	per tutte le tipologie di terreno	Tutte

5.1.2 Velocità delle onde di taglio da prospezioni geofisiche

La velocità delle onde di taglio V_s è stata determinata anche con le seguenti prospezioni geofisiche:

- *Down-Hole*. La prova determina la velocità di propagazione delle onde di compressione (onde P) e di taglio (onde SH), calcolando il tempo ad esse necessario per raggiungere il geofono ricevitore (all'interno del foro di sondaggio) dalla zona sorgente (su piano campagna a distanza nota dal foro).
- *MASW*. E' una indagine sismica per onde superficiali che consente di ottenere la distribuzione monodimensionale della velocità di propagazione delle lungo una verticale:
- *Stendimenti sismici a rifrazione*. L'indagine sismica a rifrazione consiste nella registrazione dei tempi di arrivo delle onde create tramite opportuna energizzazione e rifratte dalle superfici di discontinuità fisica del sottosuolo. La registrazione si realizza attraverso uno stendimento di geofoni orizzontali disposti a intervalli regolari lungo il profilo da indagare.

5.2 Moduli a piccole deformazioni G_0 e E_0 e curve di decadimento

5.2.1 G_0 e E_0 da V_s

Il modulo elastico E è legato al modulo di taglio dalla relazione;

$$E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu),$$

in cui ν è il coefficiente di Poisson.

A partire dai valori di V_s si risale ai moduli G_0 ed E_0 sfruttando le formulazioni della teoria dell'elasticità; si noti che per i valori di V_s derivanti da N_{spt} si è scelto di utilizzare la correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) valevole per tutte le tipologie di terreno:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2,$$

$$E_0 = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_0 = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \rho \cdot V_s^2,$$

assumendo:

$$\rho = \frac{\gamma}{g}, \quad \text{con: } \gamma = 19 \text{ kN/m}^3, \quad g = 9.81 \text{ m/s}^2, \quad \nu = 0.3.$$

5.2.2 G_0 e E_0 da modulo pressiometrico

In aggiunta, i valori di tali moduli possono essere stimati a partire dal modulo pressiometrico a piccole deformazioni (E_m) derivante dalle prove in foro. In particolare il modulo E_0 è direttamente correlabile al modulo pressiometrico a piccole deformazioni attraverso un coefficiente reologico α scelto secondo quanto proposto da Briaud (1992):

$$E_0 = \alpha \cdot E_m,$$

con:

- $\alpha = 1.0$: terreni argillosi
- $\alpha = 0.5$: terreni sabbiosi fini
- $\alpha = 0.3$: terreni sabbiosi medi
- $\alpha = 0.25$: terreni ghiaiosi.

Il modulo di taglio G_0 a piccole deformazioni è legato al modulo E_0 dalla relazione:

$$G_0 = \frac{E_0}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{\alpha \cdot E_m}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

5.2.3 G_0 da prova dinamica di colonna risonante

Le prove dinamiche e cicliche di laboratorio possono essere distinte sulla base del livello di deformazione raggiunto in:

- *prove a livelli deformativi medio bassi*: le frequenze di applicazione dei carichi sono comprese fra 1Hz e 100Hz, pertanto le forze d'inerzia non sono trascurabili. In questo gruppo rientrano le prove di colonna risonate (RC), di taglio torsionale ciclico (TTC) e le prove che prevedono l'impiego di bender element (BE).
- *prove a livelli deformativi elevati*: le frequenze sono comprese fra 0.01 e 1Hz generando quindi forze di inerzia trascurabili. In questo gruppo rientrano le prove triassiali cicliche (TXC), di taglio semplice ciclico (TC) e le prove di torsione ciclica (TS).

La sintesi delle prove sperimentali di laboratorio più diffuse è riportata nella seguente tabella in cui, per ciascuna prova, sono indicati i livelli deformativi investigati, le frequenze di prova, una sommaria descrizione delle grandezze misurate e delle proprietà da esse derivate.

Tab. 5: Principali prove dinamiche e cicliche di laboratorio

Tipo di Prova	Sigla	Deformazioni e frequenze investigate		Parametri dinamici		
		γ [%]	f [Hz]	Rigidezza	Smorzamento	Rottura
Bender elements	BE	$< 10^{-3}$	> 100	$V_s \rightarrow G_0$	-	-
Colonna risonante	RC	$10^{-4} \div 1$	> 10	$f_0 \rightarrow G_0, G(\gamma)$	$D_0, D(\gamma)$ (con SS ¹ o AD ²)	-
Taglio torsionale ciclico	TTC	$10^{-4} \div 1$	$0.01 \div 1$	$\tau(\gamma) \rightarrow G_0, G(\gamma)$	$(DW^3, W^4) \rightarrow D_0, D(\gamma)$	-
Taglio semplice ciclico	TSC	$> 10^{-2}$	$0.01 \div 1$	$\tau(\gamma) \rightarrow G_0, G(\gamma, N)$	$(DW, W) \rightarrow D_0, D(\gamma, N)$	$\tau/\sigma_v(N)$
Triassiale ciclica	TXC	$< 10^{-3}$	> 100	$q(\epsilon_{ca}) \rightarrow G_0, G(\gamma, N)$	$(DW, W) \rightarrow D_0, D(\gamma, N)$	$q/p(N)$

¹ SS = metodo Steady State

³ ΔW = area del ciclo d'isteresi

² AD = metodo Amplitude Decay

⁴ W = energia elastica

La prova di colonna risonante (RC) si colloca ad un livello deformativi medio-basso. L'apparecchio di colonna risonante (RC) utilizzato è di tipo "fixed-free", dove la base del provino è fissa e la testa è libera di ruotare sotto l'azione trasmessa da un motore torsionale fissato direttamente su di essa.

Nel corso della prova di RC vengono misurate la frequenza di risonanza e la rotazione del provino. Dal valore della prima grandezza è possibile risalire alla velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) e quindi al modulo G; dalla misura delle rotazioni del provino si ricava la deformazione tangenziale γ . Mediante l'apparecchiatura è possibile determinare il rapporto di smorzamento D in funzione dell'ampiezza di deformazione di taglio γ .

I risultati sperimentali ottenuti nel corso delle prove vengono interpretati facendo riferimento alla teoria di propagazione delle onde di taglio in un mezzo elastico lineare per determinare il modulo di taglio G, e alla teoria delle oscillazioni libere, o forzate, in un mezzo elasto-plastico per determinare il rapporto di smorzamento D.

Pertanto, la prova di colonna risonante (RC) fornisce:

- il valore di modulo di taglio iniziale G_0 a piccoli livelli deformativi;
- la legge di decadimento del modulo di taglio G in funzione dell'ampiezza della deformazione di taglio γ ;
- l'andamento del rapporto di smorzamento D in funzione dell'ampiezza della deformazione di taglio γ .

5.2.4 Curve di decadimento da prove con colonna risonante

I dati riguardanti il rapporto tra i moduli G/G_0 e lo smorzamento D da prova con colonna risonante sono stati confrontati con le curve di decadimento del modulo di taglio ($G/G_0-\gamma$) e le curve di smorzamento ($D-\gamma$) più diffuse in letteratura. In particolare:

- per le unità coesive (ALL1_A, ASP, Coltre, ANZ2) si fa riferimento alle curve proposte da Vucetic e Dobry (1991) riportate in Fig. 2 in funzione dell'Indice Plastico;
- per le unità sabbiose (ALL2_S) si fa riferimento alle curve proposte da Seed e Idriss (1970) riportate in Fig. 3 in funzione del grado di addensamento. In particolare, è considerata la curva media;
- per le unità di ghiaia (ALL3_G) si fa riferimento alle curve proposte da Rollins et al. (1998) riportate in Fig. 4;

- per le unità rocciose (FAE, BVNa) si fa riferimento alle curve proposte da Bardet et al. (2000) riportate in Fig. 5.

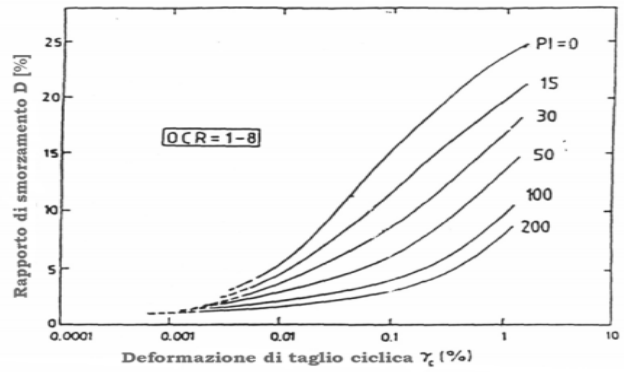
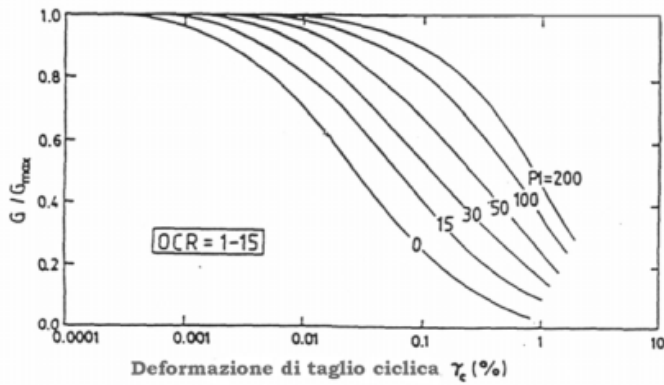


Fig. 2: Curva di decadimento del modulo di taglio $G/G_0-\gamma$ e curva di smorzamento $D-\gamma$ per terreni coesivi (Vucetic e Dobry, 1991).

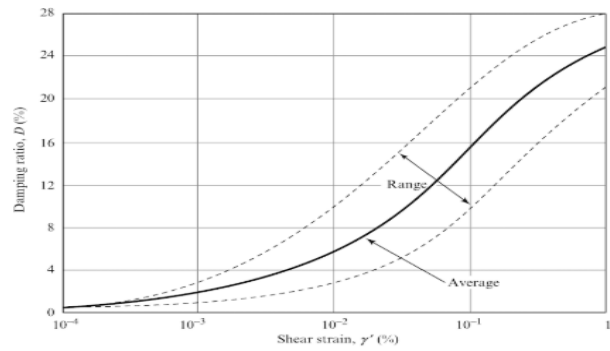
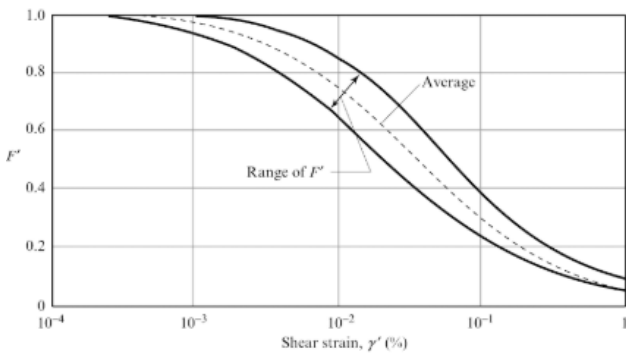


Fig. 3: Curva di decadimento del modulo di taglio $G/G_0-\gamma$ e curva di smorzamento $D-\gamma$ per terreni sabbiosi (Seed e Idriss, 1970).

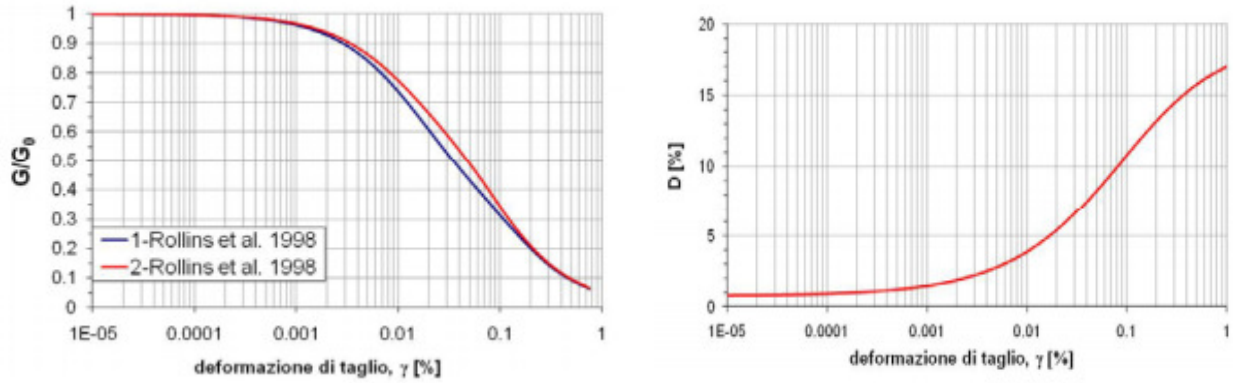


Fig. 4: Curva di decadimento del modulo di taglio $G/G_0-\gamma$ e curva di smorzamento $D-\gamma$ per ghiaie (Rollins et al, 1998).

Rock (Bardet et al., 2000)

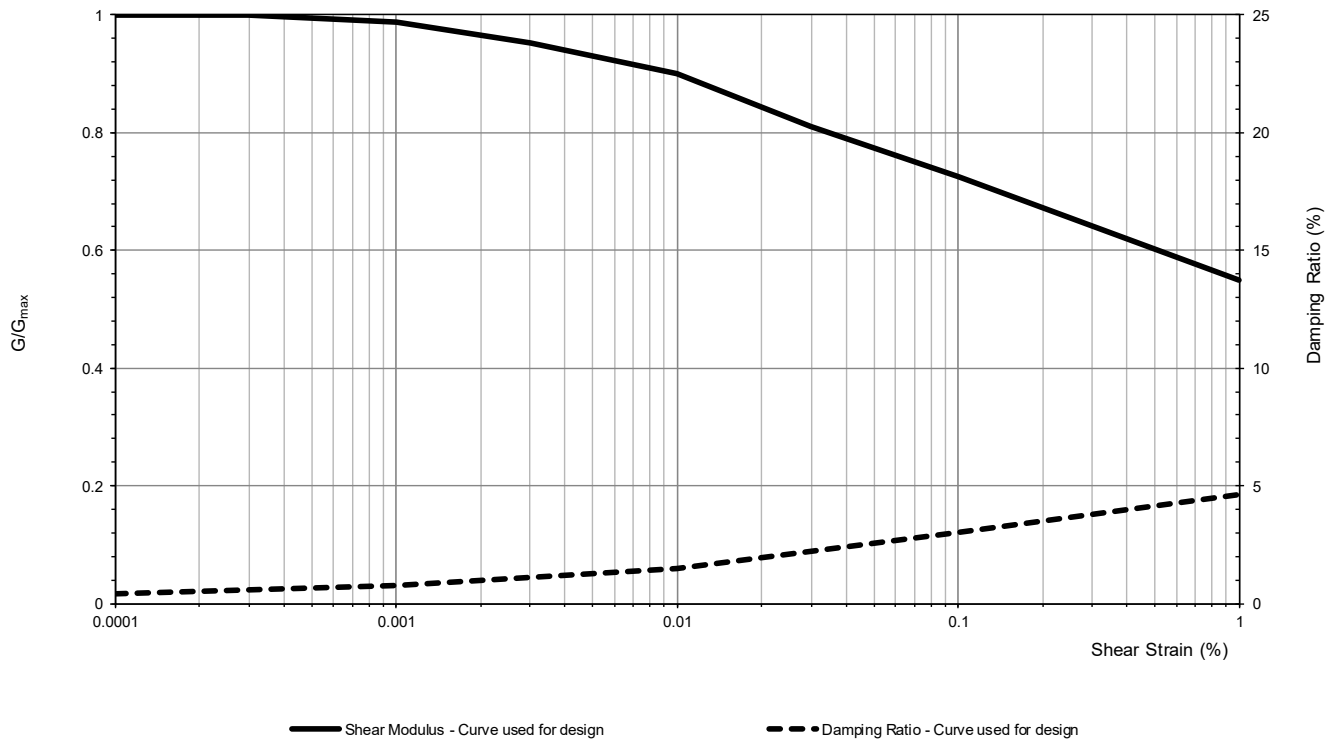


Fig. 5: Curva di decadimento del modulo di taglio $G/G_0-\gamma$ e curva di smorzamento $D-\gamma$ per roccia (Bardet et al., 2000).

Inoltre i risultati della prova con colonna risonante sono stati interpretati anche con un modello iperbolico modificato nella forma proposta da Yokota et al, 1981 e riportata di seguito:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \gamma^\beta}$$

in cui:

- γ = deformazione di taglio (%)
- α e β = sono costanti del materiale (-)

Per quanto riguarda la legge di variazione di D, gli stessi autori di cui sopra propongono la seguente relazione esponenziale:

$$D = D_{\max} \cdot e^{-\lambda \frac{G}{G_0}}$$

in cui:

- D_{\max} = valore dello smorzamento massimo (%)
- λ = parametro di adattamento (-)

I parametri α , β , D_{\max} e λ sopra illustrati sono stati determinati tramite regressione lineare bilogarithmica.

5.3 Moduli di deformabilità operativi

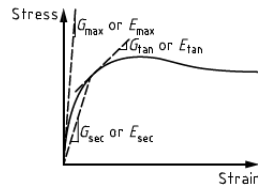
5.3.1 Moduli di deformabilità operativi definiti da G_0 e E_0 in funzione del livello deformativo

Il modulo elastico E è legato al modulo di taglio dalla relazione;

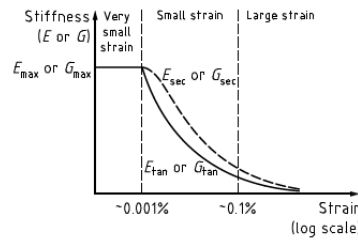
$$E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu),$$

in cui ν è il coefficiente di Poisson.

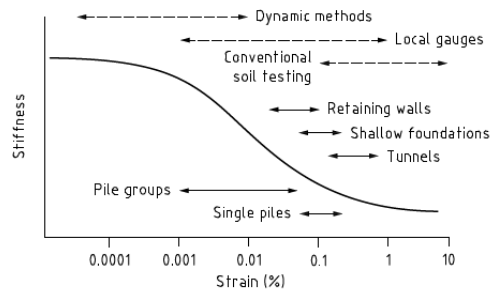
I parametri di rigidezza dipendono dal livello deformativo (deformazione assile ϵ o deformazione angolare γ) applicato al suolo come qualitativamente illustrato nella figura seguente.



a) Definition of tangent and secant moduli



b) Definition of very small, small and large strain stiffnesses



c) Typical strain ranges for common geotechnical constructions (solid arrows) and laboratory tests (dashed arrows)

Fig. 6: Parametri di rigidità per il terreno in dipendenza del livello deformativo

Il modulo di compressibilità utilizzabile in calcoli geotecnici è stato quindi definito in funzione del livello deformativo cui è soggetto il terreno a seguito del fenomeno studiato e quindi del relativo fattore di sicurezza adottato. In particolare, il livello deformativo può essere legato al parametro:

$$\frac{q}{q_{ult}} = \frac{1}{FOS},$$

con:

- q = tensione mobilitata,
- q_{ult} = tensione ultima,
- FOS = Fattore di sicurezza.

Secondo Burns & Mayne (1996) si può quindi determinare il rapporto tra il modulo operativo da utilizzare e il modulo elastico a piccole deformazioni E₀ mediante la relazione seguente:

$$\frac{E}{E_0} = 1 - \left(\frac{q}{q_{ult}} \right)^{0.3}$$

Considerando i due casi quindi di:

- Rilevati, FOS=1.375;
- Fondazioni e Opere di Sostegno, FOS=3;

è possibile calcolare il rapporto tra i moduli come segue:

$$E_{op,1} \approx \frac{E_0}{5} \text{ per il cedimento delle opere di sostegno e per le fondazioni;}$$

$$E_{op,2} \approx \frac{E_0}{10} \text{ per il cedimento di rilevati.}$$

5.3.2 Moduli di deformabilità operativi definiti da SPT

Sulla base del numero di colpi SPT è stato stimato il modulo di compressibilità operativo con le seguenti relazioni (vedasi: *J.Bowles, Foundation Analysis and Design*):

Sabbia satura NC: $E/p_a = 2.5 (N+15)$;

Ghiaia: $E/p_a = 12 (N+6)$;

Argilla: $E/p_a = 3 (N+6)$.

5.3.3 Moduli di deformabilità operativi definiti da laboratorio

Determinate le pendenze dei rami di ricarico e carico della curva edometrica nel piano $e\text{-log}\sigma'_v$ (vedasi il §5.5.5) si sono ricavati i moduli di deformabilità, confinato e non, corrispondenti all'indice dei vuoti iniziale e_0 e alla tensione litostatica σ'_v del campione. Tali moduli sono stati considerati come moduli operativi da prova edometrica.

5.4 Terreni incoerenti

L'unità a comportamento incoerente è:

- ALL2_S: sabbia e sabbia limosa;

- **ALL3_G:** ghiaia e ghiaia sabbiosa;

5.4.1 Densità Relativa D_R

Per un materiale incoerente la densità relativa è definita come:

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

dove:

e_0 = l'indice dei vuoti del materiale allo stato naturale;

e_{\max} = l'indice dei vuoti massimo del materiale (sciolto);

e_{\min} = l'indice dei vuoti minimo del materiale (addensato).

La valutazione della densità relativa è stata fatta secondo le correlazioni da letteratura tecnica a partire dal valore di N_{spt} misurato in foro di sondaggio. Di seguito si presentano le correlazioni utilizzate ed il relativo ambito di validità.

Autore	Correlazione
Gibbs e Holtz (1957)	$D_R = 1.5 \cdot \left(\frac{N_{spt}}{F} \right)^{0.222} - 0.6$ $F = 0.65 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^2 + 16.8 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) + 14$
Meyerhof (1957)	$D_R = 0.21 \cdot \sqrt{\frac{N_{spt}}{\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} + 0.7}}$
Bazaara (1967)	$D_R = \sqrt{\frac{N_{spt}}{20 \cdot \left(a + b \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)}}$

	$\text{con} \begin{cases} a = 1; b = 4.1 & \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \leq 0.732 \\ a = 3.24; b = 1.024 & \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} > 0.732 \end{cases}$
Skempton (1986)	$D_R = \sqrt{\frac{C_N \cdot N_{spt}}{60}}$ $C_N = \begin{cases} \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} & \text{per sabbie fini} \\ \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} & \text{per sabbie grosse} \end{cases}$
Yoshida & Kokusho (1988)	$D_R = 0.22 \cdot N_{spt}^{0.57} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{-0.14} \quad \text{per sabbia fine}$ $D_R = 0.18 \cdot N_{spt}^{0.57} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{-0.14} \quad \text{per sabbia 75\%, ghiaia 25\%}$ $D_R = 0.25 \cdot N_{spt}^{0.44} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{-0.13} \quad \text{per sabbia 50\%, ghiaia 50\%}$ $D_R = 0.25 \cdot N_{spt}^{0.46} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{-0.12} \quad \text{per tutti i terreni granulari}$

5.4.2 Angolo di attrito efficace φ'

Per la determinazione del valore dell'angolo d'attrito efficace nei terreni granulari si è proceduto secondo due metodologie: una diretta basata sul valore di N_{spt} misurato in foro di sondaggio ed una indiretta a partire dal valore di densità relativa attraverso la correlazione di Skempton (1986) per i terreni sabbiosi e Yoshida & Kokusho (1988) per le ghiaie.

Per la determinazione diretta si è fatto riferimento alle seguenti formulazioni:

- Peck, Hanson & Thornburn (1974) approssimata con l'equazione di Wolff (1989):

$$\varphi' [^\circ] = 27.1 + 0.3 \cdot C_N \cdot N_{spt} - 0.00054 \cdot (C_N \cdot N_{spt})^2$$

$$C_N = \begin{cases} \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}} & \text{per sabbie fini} \\ \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}} & \text{per sabbie grosse} \end{cases}$$

- Schmertmann (1975) corrispondente all'equazione di Kulhawy & Mayne (1980)

$$\varphi' = \tan^{-1} \left(\frac{N_{spt}}{12.2 + 20.3 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)} \right)^{0.34}$$

Per la determinazione indiretta si è fatto riferimento alle seguenti formulazioni:

- Schmertmann (1977)

$$\varphi' [^\circ] = 28 + 0.14 \cdot D_R \text{ per Sabbia fine uniforme}$$

$$\varphi' [^\circ] = 31.5 + 0.115 \cdot D_R \text{ per Sabbia media uniforme e sabbia fine ben gradata}$$

$$\varphi' [^\circ] = 34.5 + 0.10 \cdot D_R \text{ per Sabbia grossa uniforme e sabbia ben gradata}$$

$$\varphi' [^\circ] = 38 + 0.08 \cdot D_R \text{ per Ghiaia media e fine e sabbia e ghiaia poco limosa}$$

- Correlazione da Eurocodice 7 per sabbie silicee

D_R	Grana Fine	Grana Media
[%]	Ben gradata	Ben Gradata
40	36	38
60	38	41
80	41	43
100	43	44

Si sottolinea che per i depositi ghiaiosi i valori di φ' derivanti dall' N_{SPT} sono influenzati dalla frazione grossolana (ghiaie, ciottoli, ecc..) e come tali non si ritengono rappresentativi del materiale nel suo insieme, comprensivo della matrice limoso-sabbiosa sempre presente. Pertanto, nella caratterizzazione geotecnica di questi materiali si sono scelti valori più bassi che tengano conto anche della componente più fine.

5.5 Terreni coesivi

Le unità considerate a comportamento coesivo sono:

- **Terreno di copertura:** riporto, terreno vegetale;
- **ALL1_A:** argilla e argilla limosa;
- **ANZ2:** Argille – Molasse di Anzano.

5.5.1 Coesione non drenata c_u

Il valore di coesione non drenata è stato determinato prevalentemente a partire dai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate UU, prove pressiometriche e prove con pocket.

Sono stati considerati anche i valori stimati a partire dal valore di N_{spt} misurato in foro di sondaggio mediante la correlazione di Stroud (1974).

$$c_u = f_1 \cdot N_{60} \quad [\text{kPa}],$$

con $f_1 = 5$.

5.5.2 Parametri di resistenza al taglio drenata (c' e φ')

In un materiale argilloso sovraconsolidato, in relazione all'entità delle deformazioni, possono distinguersi:

➤ *Parametri di resistenza di picco*

Caratterizzano il comportamento a piccole deformazioni di un materiale che non ha subito precedenti rotture; tale stato è caratterizzato dai seguenti parametri:

φ'_p = angolo di resistenza al taglio di picco;

c'_p = coesione drenata di picco.

➤ *Parametri di resistenza critici*

Caratterizzano la resistenza del materiale per deformazioni di poco superiori a quelle corrispondenti alla resistenza di picco. I fattori che contribuiscono al decadimento della resistenza di picco a quella critica sono identificabili nel fenomeno di dilatanza con conseguente rammollimento e nella distruzione dei legami di cementazione.

I parametri di resistenza allo stato critico coincidono con quelli relativi ad un materiale NC (normalconsolidato) nel campo delle piccole deformazioni. Risulta:

$\varphi'_c \approx \varphi'_{NC}$ angolo di resistenza al taglio critico;

$c'_c \approx c'_{NC}$ coesione drenata critica.

➤ *Parametri di resistenza residui*

Caratterizzano la resistenza a grandi deformazioni (spostamenti da 0.1 m a 1.0 m) in cui lo spostamento relativo tende a iso-orientare parallelamente ad esse le particelle argillose rendendo disponibili parametri di resistenza molto bassi.

I parametri di resistenza relativi a tale stato sono indicati nel seguente modo:

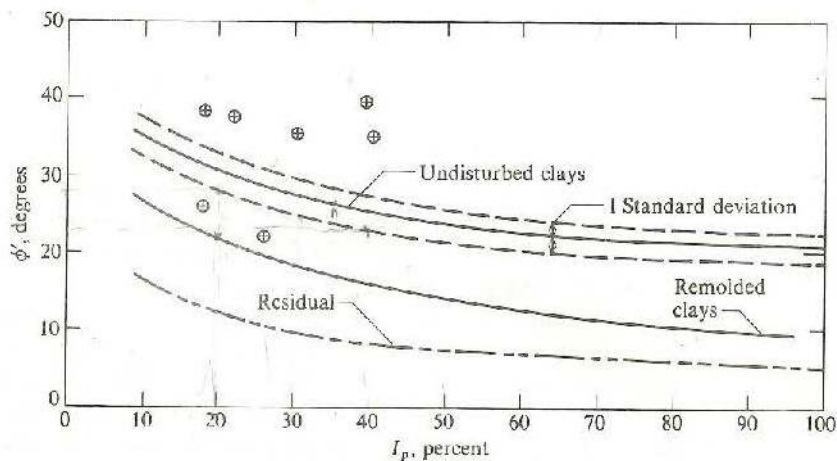
φ'_r = angolo di resistenza al taglio residuo;

c'_r = coesione drenata residua.

Il legame sforzi-deformazioni dipende dal contenuto di argilla, dalle caratteristiche fisiche e dalla storia tensionale.

Per la valutazione dei parametri di resistenza al taglio sono disponibili i risultati di prove di laboratorio da cui sono stati determinati i parametri di resistenza di picco e correlazioni di letteratura tecnica.

La Fig. 7 riporta per il caso di argille normaconsolidate la correlazione di Ladd et al. fra l'angolo di resistenza al taglio e l'indice plastico in funzione del grado di rimaneggiamento. La curva corrispondente a "remolded clay" è relativa ad una argilla rimaneggiata mentre quella "residual" ad una argilla che ha subito grandi deformazioni (stato residuo).



Correlation between ϕ' and plasticity index I_p for normally consolidated (including marine) clays. Approximately 80 percent of data falls within one standard deviation. Only a few extreme scatter values are shown [Data from several sources: Ladd et al. (1977), Bjerrum and Simons (1960), Kanja and Wolle (1977), Olsen et al. (1986).]

Fig. 7: Correlazione fra angolo di resistenza al taglio e indice plastico per argille normal consolidate in funzione del grado di rimaneggiamento

5.5.3 Rapporto di sovraconsolidazione OCR

Secondo quanto riportato nelle British Standard BS 8004:2015 il rapporto tra la coesione non drenata (c_u) e la tensione verticale efficace può essere correlato al grado di sovraconsolidazione mediante la seguente relazione:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = k_1 \cdot OCR^{k_2},$$

con: $k_1 = 0.23$, $k_2 = 0.8$.

Invertendo la correlazione sopra riportata è possibile quindi determinare il valore del rapporto di sovraconsolidazione in funzione del valore di c_u e della tensione verticale efficace come riportato sotto:

$$OCR = \left(\frac{1}{k_1} \cdot \frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)^{\frac{1}{k_2}}$$

5.5.4 Modulo non drenato E_u

Il valore del modulo non drenato è stato stimato a partire dal valore di c_u mediante la relazione riportata di seguito (vedasi Fig. 8):

$$E_{u,50} = k \cdot C_u$$

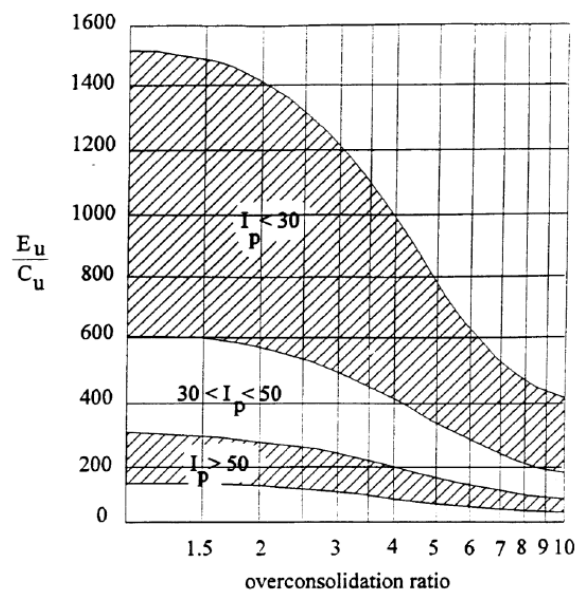


Fig. 8: Correlazione di Duncan e Buchignani (1976)

5.5.5 Prove edometriche

La prova edometrica riproduce in laboratorio le condizioni di consolidazione monodimensionale. I dati di una prova edometrica sono interpretati con riferimento alle seguenti variabili:

$$\varepsilon_v, \sigma'_v,$$

oppure:

$$e, \sigma'_v,$$

essendo:

ε_v = deformazione verticale = $\Delta H/H_0$ (H_0 = altezza iniziale del provino),

e = indice dei vuoti.

Facendo riferimento alle curve semilogaritmico (e - $\log \sigma'_v$ oppure ε_v - $\log \sigma'_v$), la compressibilità nei vari tratti della curva di compressione è individuata dai seguenti parametri:

- a) la pendenza della curva nel tratto di ricomprensione è definita *rapporto di ricomprensione RR* nel piano ε_v - $\log \sigma'_v$:

$$RR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log \sigma'_v}$$

e indice di ricomprensione c_r nel piano e - $\log \sigma'_v$:

$$c_r = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v};$$

- b) la pendenza della curva nel ramo di compressione è analogamente definita *rapporto di compressione CR* nel piano ε_v - $\log \sigma'_v$:

$$CR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log \sigma'_v}$$

e indice di compressione c_c nel piano e - $\log \sigma'_v$:

$$c_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v};$$

- c) infine, la pendenza della curva nel tratto di scarico è definito *rapporto di rigonfiamento SR* nel piano ε_v - $\log \sigma'_v$:

$$SR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log \sigma'_v}$$

e indice di rigonfiamento c_s nel piano e - $\log \sigma'_v$:

$$c_s = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}.$$

Per l'interpretazione delle prove edometriche i dati di laboratorio sono stati diagrammati nel piano e - $\log \sigma'_v$ e quindi sono state determinate le pendenze medie del ramo di ricomprensione e compressione assumendo la pendenza del ramo di scarico uguale a quella del ramo di ricarica. Nella figura seguente è riportata un esempio di interpretazione della prova edometrica da cui è stata determinata anche la pressione di preconsolidazione σ'_v .

Il modulo edometrico M è legato ai vari coefficienti dalla relazione:

$$\frac{1}{M} = \frac{0.435 \cdot CR}{\sigma'_v} = \frac{0.435 \cdot c_c}{(1 + e_0) \cdot \sigma'_v}$$

Si ricorda che il modulo edometrico M è legato al modulo di compressibilità non confinato dalla relazione:

$$E' = M \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)},$$

essendo: ν = coefficiente di Poisson.

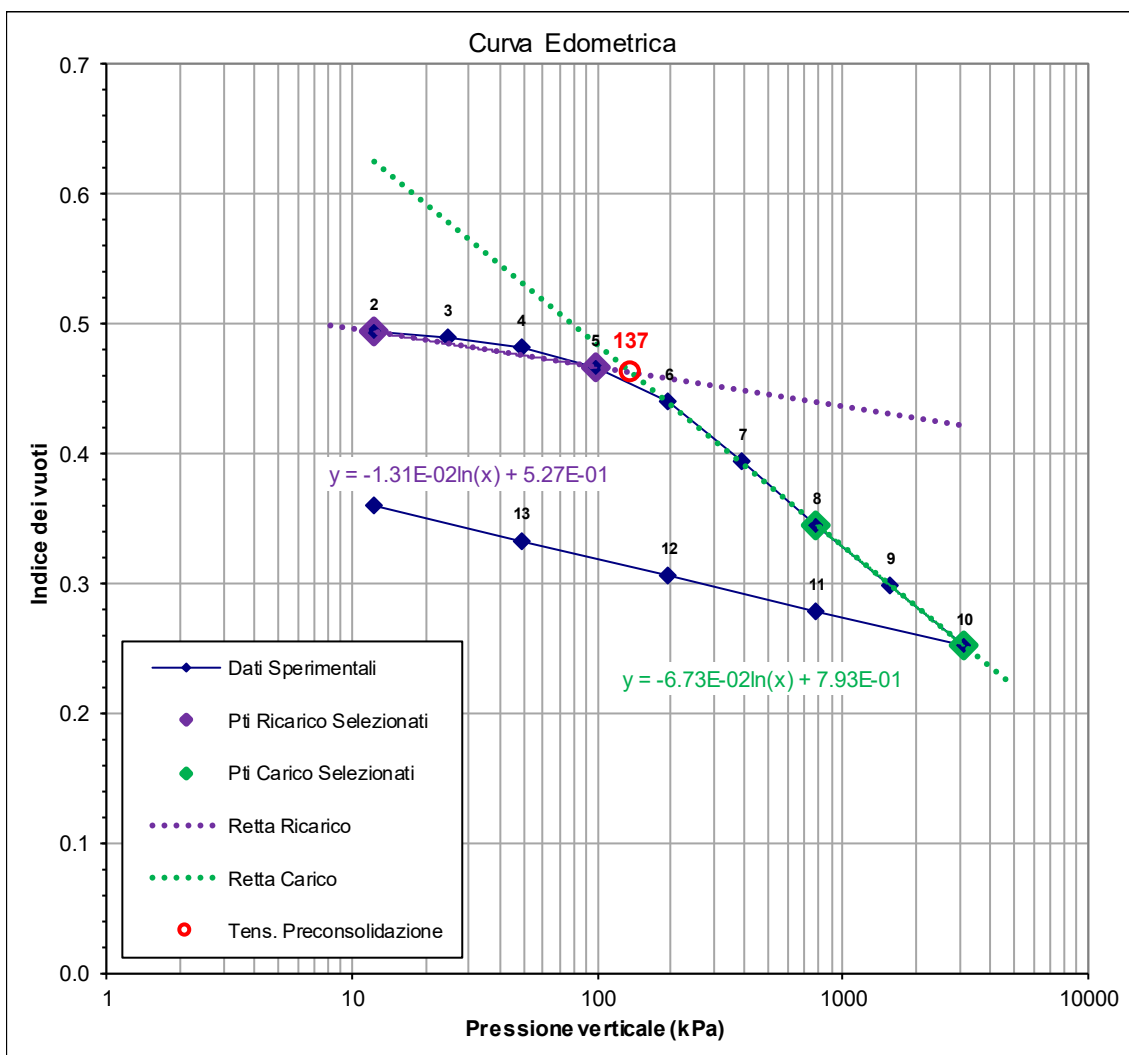


Fig. 9: Esempio di interpretazione della prova edometrica

5.5.6 Coefficiente di consolidazione primaria verticale c_v

Per il coefficiente di consolidazione verticale (c_v) sono disponibili i risultati delle prove edometriche e correlazioni da letteratura tecnica.

Le prove edometriche forniscono il coefficiente di consolidazione per vari stati tensionali. Nel piano $\log c_v - \log \sigma'_v$ i valori di c_v sono ben interpolanti da una retta la cui equazione consente di esplicitare il legame di c_v con lo stato tensionale.

Nella figura seguente è riportata la correlazione proposta dal Navfac (1982) in funzione del limite liquido; la curva presa di riferimento è quella identificata come “virgin compression”.

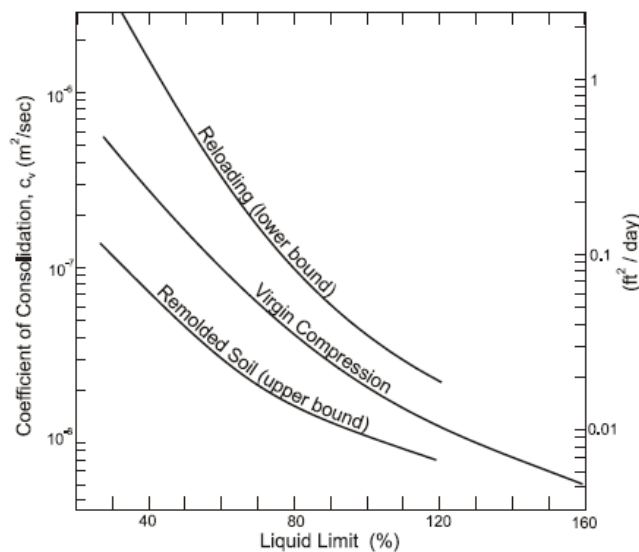


Fig. 10: Correlazione fra c_v e il limite liquido

5.5.7 Coefficiente di consolidazione secondaria c_{α}

Il coefficiente di consolidazione secondaria è definito come:

$$c_{\alpha} = - \frac{\Delta e}{\Delta \log t};$$

$$c_{\alpha \varepsilon} = - \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log t} = \frac{c_{\alpha}}{(1 + e_0)}.$$

In assenza di prove di laboratorio specifiche si utilizza la correlazione riportata nella figura seguente, curva “average”.

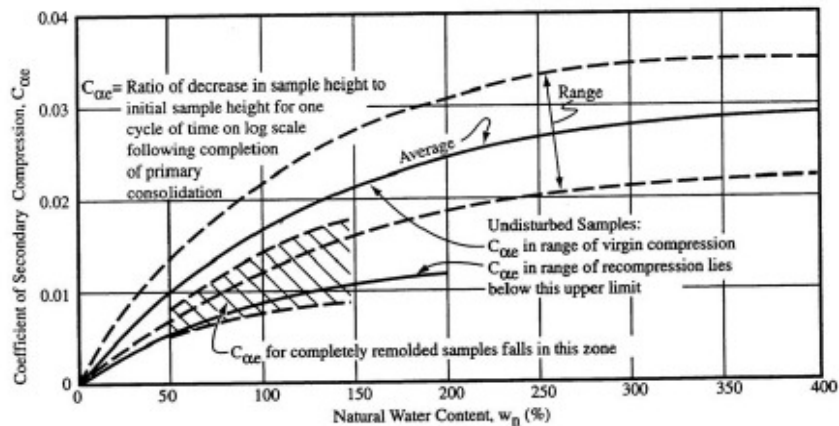


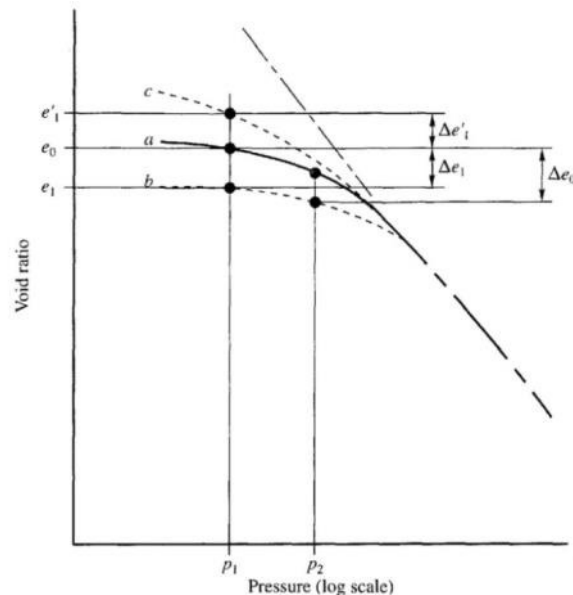
Fig. 10: Correlazione fra $c_{\alpha e}$ e il contenuto di umidità

5.5.8 Coefficiente di permeabilità da prove edometriche

Le prove edometriche forniscono il coefficiente di permeabilità per vari stati tensionali. Nel piano $\log k - \log \sigma'_v$ i valori di permeabilità sono ben interpolanti da una retta la cui equazione consente di esplicitare il legame della permeabilità con lo stato tensionale. E' da osservare che 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.

5.5.9 Rigonfiamento

Con riferimento alla Fig. 11, si osserva che la curva "a" rappresenta il comportamento nel piano $e - \log(p)$ di un campione di terreno con umidità naturale in cui non è data disponibilità di acqua, mentre le curve "b" e "c" sono riferite al caso in cui viene data disponibilità di acqua per ogni carico fino a raggiungere una condizione di equilibrio. La curva "b" è interamente sotto la curva "a" ed è corrisponde ai terreni "collassabili", mentre la curva "c" ai terreni "rigonfianti".



Behavior of soil in double oedometer or paired confined compression tests (a) relation between void ratio and total pressure for sample to which no water is added, (b) relation for identical sample to which water is allowed access and which experiences collapse, (c) same as (b) for sample that exhibits swelling (after Peck et al., 1974)

Fig. 11: Comportamento nel piano e - $\log p$ dei terreni rigonfianti o collassabili

In generale nei periodi caldi il contenuto di umidità aumenta con la profondità fino a raggiungere il valore w_n alla profondità D_{us} per poi rimanere quasi costante (Fig. 12). Durante un evento piovoso il contenuto di acqua aumenta per raggiungere il massimo in superficie e decresce con la profondità fino al valore w_n alla profondità D_s . Questo significa che il terreno fino alla profondità D_s è soggetto alle variazioni climatiche di umidità che causano movimenti del suolo più elevati in superficie.

La fascia di terreno fino alla profondità D_{us} è chiamata “unstable zone” mentre D_s è “l’active zone” che può subire variazioni di umidità in relazione alle condizioni climatiche o per modifiche globali del clima (GCC= global climate change).

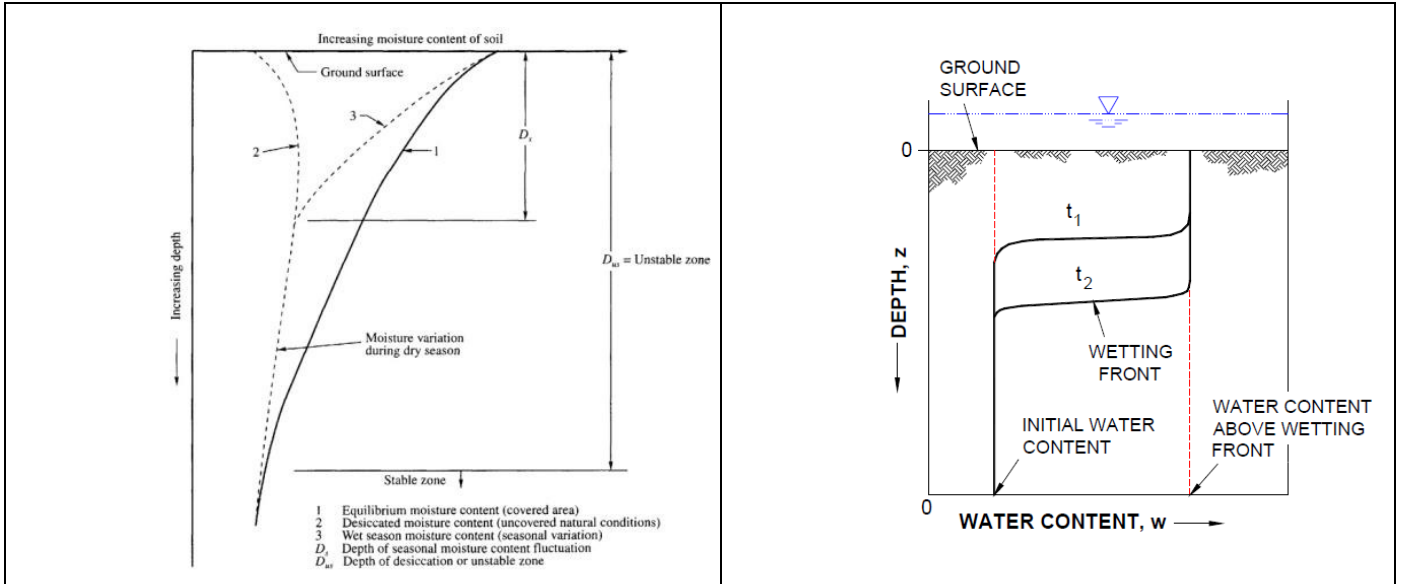


Fig. 12: Variazione del contenuto di umidità con la profondità da p.c.

Le caratteristiche di compressibilità di un terreno possono essere caratterizzate sulla base di prove di laboratorio quali: limiti, granulometria, contenuto di umidità, prove edometriche.

Nei diagrammi di Fig. 13 si classifica il potenziale di rigonfiamento in funzioni di parametri quali: limiti di Atterberg e contenuto di argilla. La Fig. 14 riporta le curve edometriche determinate secondo diverse modalità di prova: rigonfiamento libero o impedito.

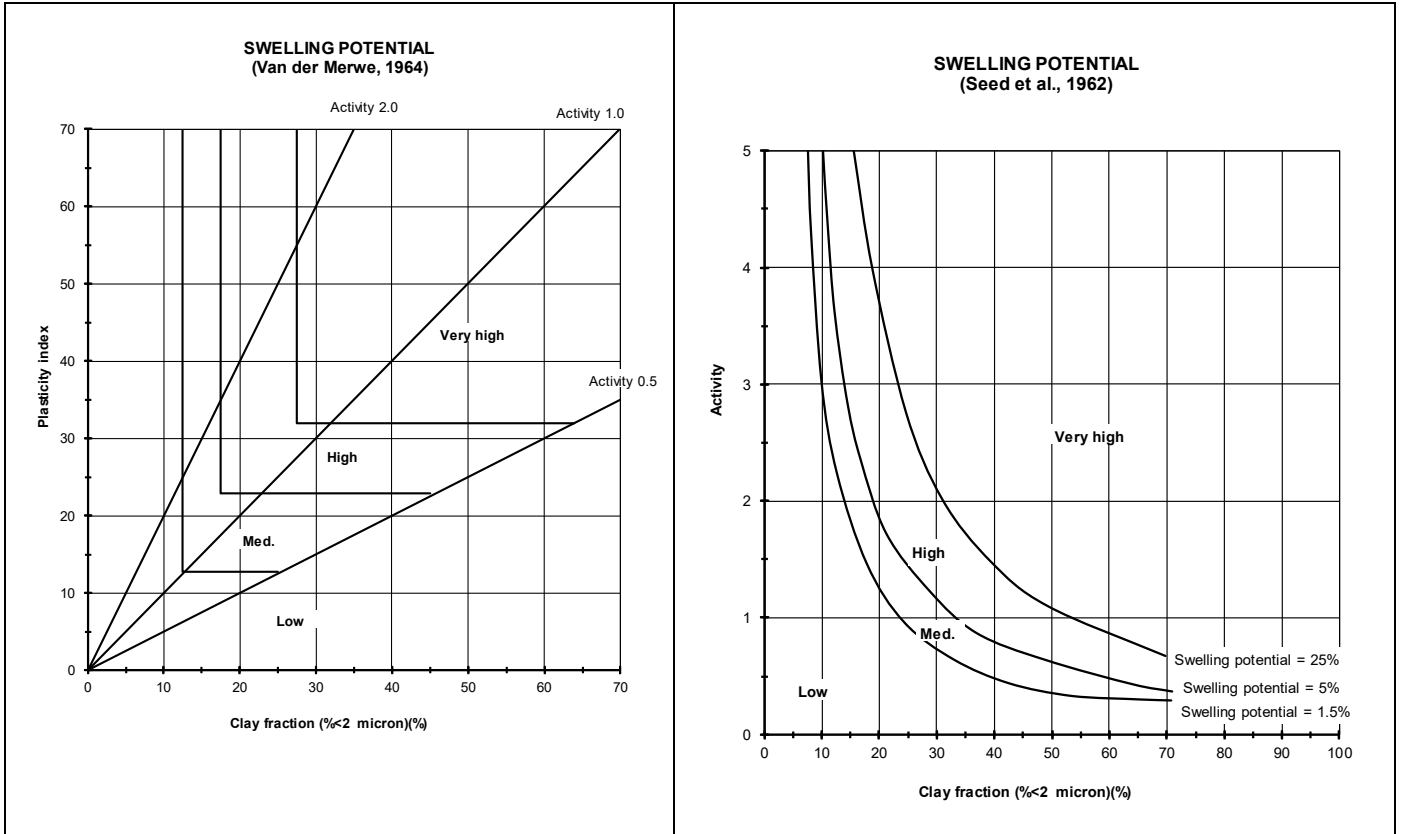


Fig. 13: Potenziale di rigonfiamento in funzione di alcune caratteristiche fisiche del terreno

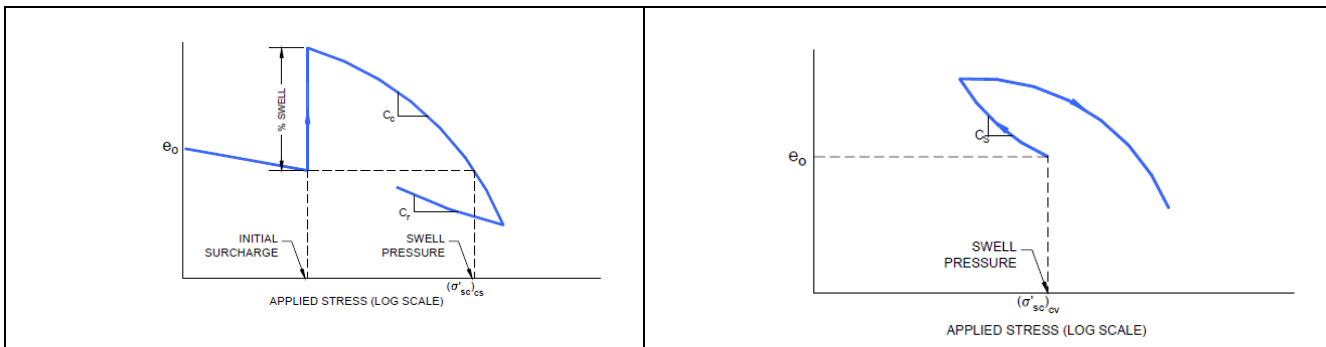


Fig. 14: Prove edometriche in terreni rigonfianti (rigonfiamento libero o impedito)

6. CRITERI DI SCELTA DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Ai fini progettuali la scelta dei parametri appropriati da attribuire al terreno dipende anche dal problema specifico che si esamina ed andrà effettuata di volta in volta.

Identificati i parametri geotecnici appropriati per il problema da analizzare, la successiva fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella progettazione geotecnica la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa, effettuata dal progettista del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

Nelle valutazioni dei valori caratteristici appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

Nel caso specifico per ognuno dei parametri geotecnici risultante dall'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio sono stati determinati i valori massimo e minimi che individuano il range di variazione e il valore medio come stima cautelativa da potersi considerare anche come valore caratteristico, stante comunque quanto su detto: il valore caratteristico andrà definito dal progettista volta per volta in base al problema in esame.

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Sulla base dei criteri illustrati nei precedenti paragrafi e dei risultati dello studio geologico e delle indagini geotecniche sono state individuate le seguenti unità:

Terreno di copertura: riporto, terreno vegetale;

ALL1_A: argilla e argilla limosa;

ALL2_S: sabbia e sabbia limosa;

ALL3_G: ghiaia e ghiaia sabbiosa;

ANZ2: Argille – Molasse di Anzano;

Nella Tab. 6 si riporta la stratigrafia di riferimento e la profondità di falda per la tratta dell'asse principale da pk 68+550 a pk 68+950.

Tab. 6: Stratigrafia e falda di riferimento. Tratta asse ferroviario principale da pk 68+550 a pk 68+950

Stratigrafia di riferimento		Falda
Spessore strato [m]	Unità di riferimento	Profondità da p.c. [m]
1.0	Terreno di copertura	Prossima a p.c.
11.50	Depositi alluvionali (ALL1_A, ALL2_S, ALL3_G)	
>30.0	ANZ2	

Per ciascuna delle unità stratigrafiche nei successivi paragrafi sono definiti i parametri di resistenza e di deformabilità, mentre nel § 8 si riportano i grafici di sintesi delle prove in sito e di laboratorio.

7.1 Parametri geotecnici

Nella Tab. 7 si riportano i parametri geotecnici di riferimento per i terreni.

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno di copertura in assenza di dati, sia da prove in situ sia da prove di laboratorio, si utilizzano i parametri dell'unità ALL1_A.

Tab. 7: Parametri geotecnici caratteristici dei terreni (valore medio indicato tra parentesi quadre []).

	ALL1_A* Terreno di copertura	ALL2_S*	ALL3_G*	ANZ2*	
γ [kN/m ³]	18÷19.5 [19]	19.5	-	20÷24 [21]	
IP [%]	15÷21 [20]	-	-	5÷40 [20]	
c _u [kPa]	35÷105 [58]	-	-	z≤20m	200÷500 [240]
				z>20m	280÷500 [320]
φ' [°]	22	21÷40 [28]	36÷50 [36]	19÷35 [23]	
c' [kPa]	2	0	0	3÷35 [8]	
Dr [%]		60 – 95 [70]	60 – 95 [70]		
E _u /C _u	587	-	-	403	
E ₀ [MPa]	72÷340 [113]	113÷314 [181]	163÷616 [290]	z≤20m	302÷1812 [367]
				z>20m	453÷1812 [582]
E _{op,1} [MPa]	14÷68 [22]	22÷62 [36]	32÷123 [58]	z≤20m	60÷362 [73]
				z>20m	90÷362 [116]
E _{op,2**} [MPa]	7÷34 [11]	11÷31 [18]	16÷61 [29]	z≤20m	30÷181 [36]
				z>20m	45÷181 [58]
c _c [-]	4.8*10 ⁻²	-	-	5.0*10 ⁻²	
c _r [-]	1.5*10 ⁻²	-	-	7.9*10 ⁻³	
c _{αε}	3.4*10 ⁻³	-	-	2.3*10 ⁻³ ÷2.9*10 ⁻³ [2.5*10 ⁻³]	
c _v [m ² /s]	3.0*10 ⁻⁸ ÷1.4*10 ⁻⁶ [2.5*10 ⁻⁷]	-	-	8.0*10 ⁻⁸ ÷1.19*10 ⁻⁶ [1.7*10 ⁻⁷]	
e ₀ [-]	0.75÷0.95 [0.78]	-	-	0.3÷0.65 [0.45]	
OCR [-]	1÷4 [2]	-	-	1÷10 [4]	
v' [-]	0.3	0.3	0.3	0.3	
k [m/s]	6.7*10 ⁻⁹ ÷5.35*10 ⁻⁶ [2.6*10 ⁻⁷]	5.2*10 ⁻⁵ ÷1.6*10 ⁻⁶ [2.4*10 ⁻⁵]	4.0*10 ⁻⁷ ÷4.0*10 ⁻⁴ [5*10 ⁻⁶]	1.3*10 ⁻⁹ ÷7.0*10 ⁻⁸ [1.0*10 ⁻⁸]	

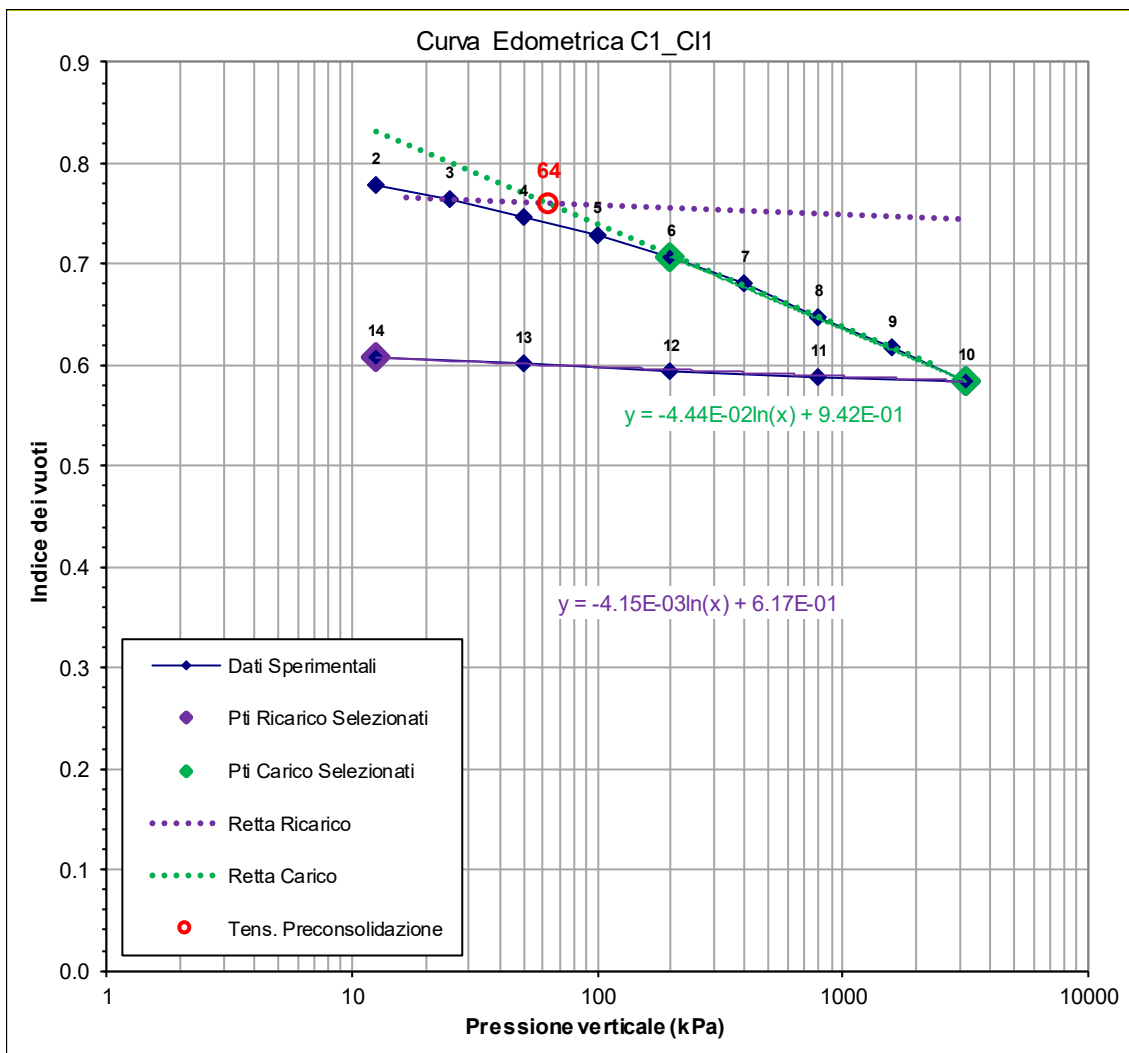
* il valore caratteristico da utilizzare nelle verifiche andrà scelto dal progettista volta per volta in base al problema in esame

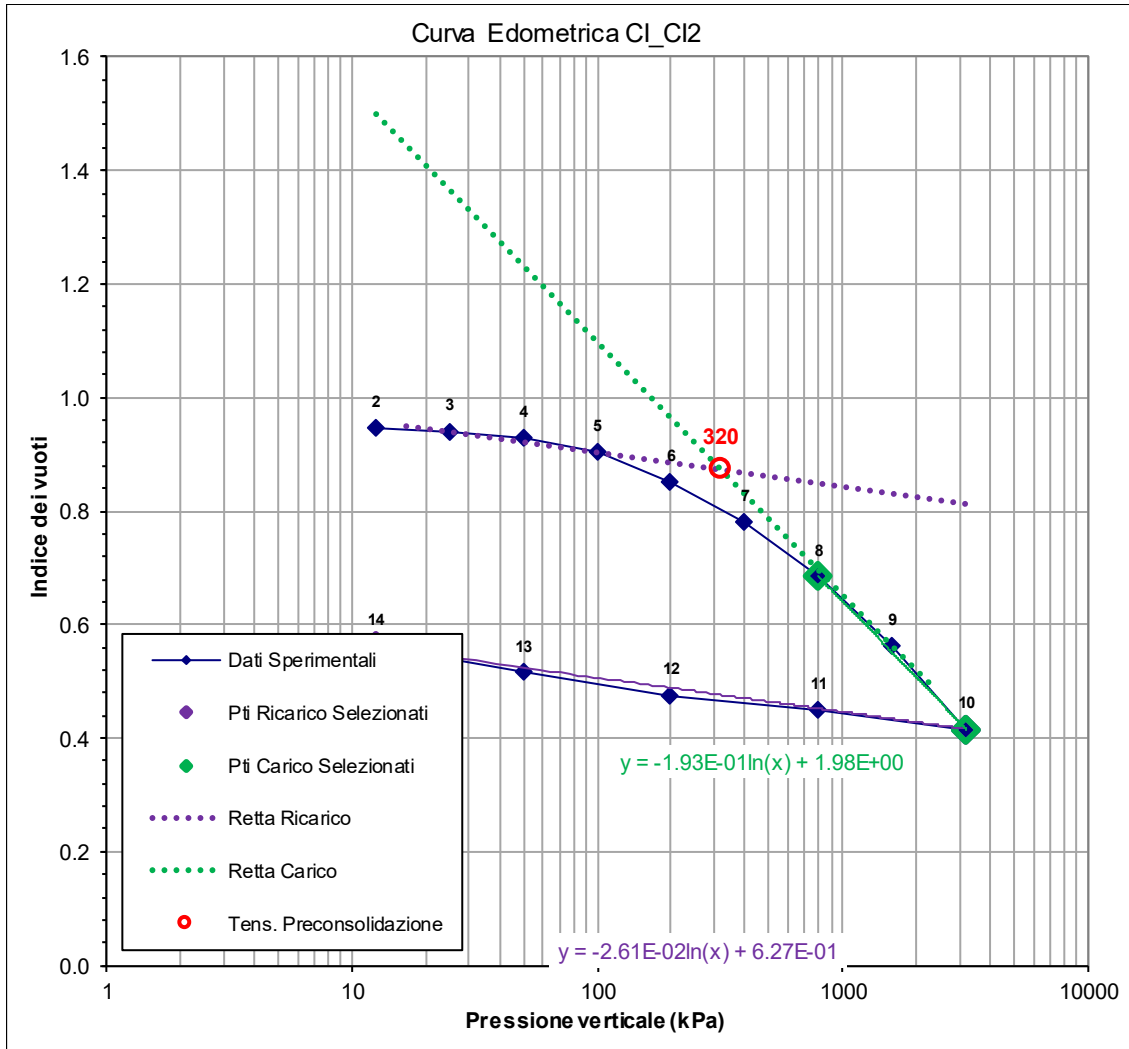
** da confrontare con i risultati delle prove edometriche

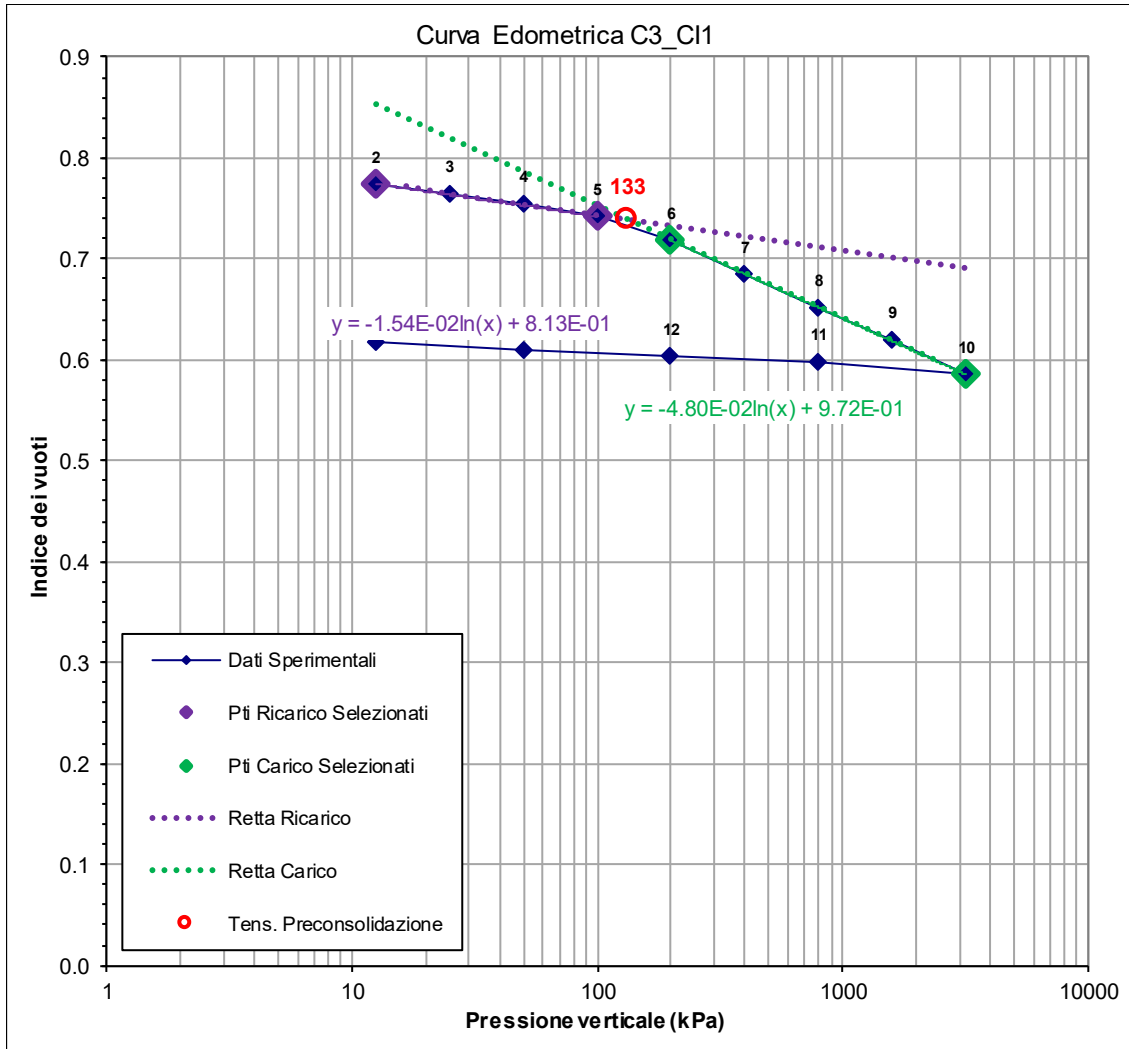
8. INTERPRETAZIONE E SINTESI GRAFICA PROVE IN SITO E DI LABORATORIO

8.1 Unità ALL1_A

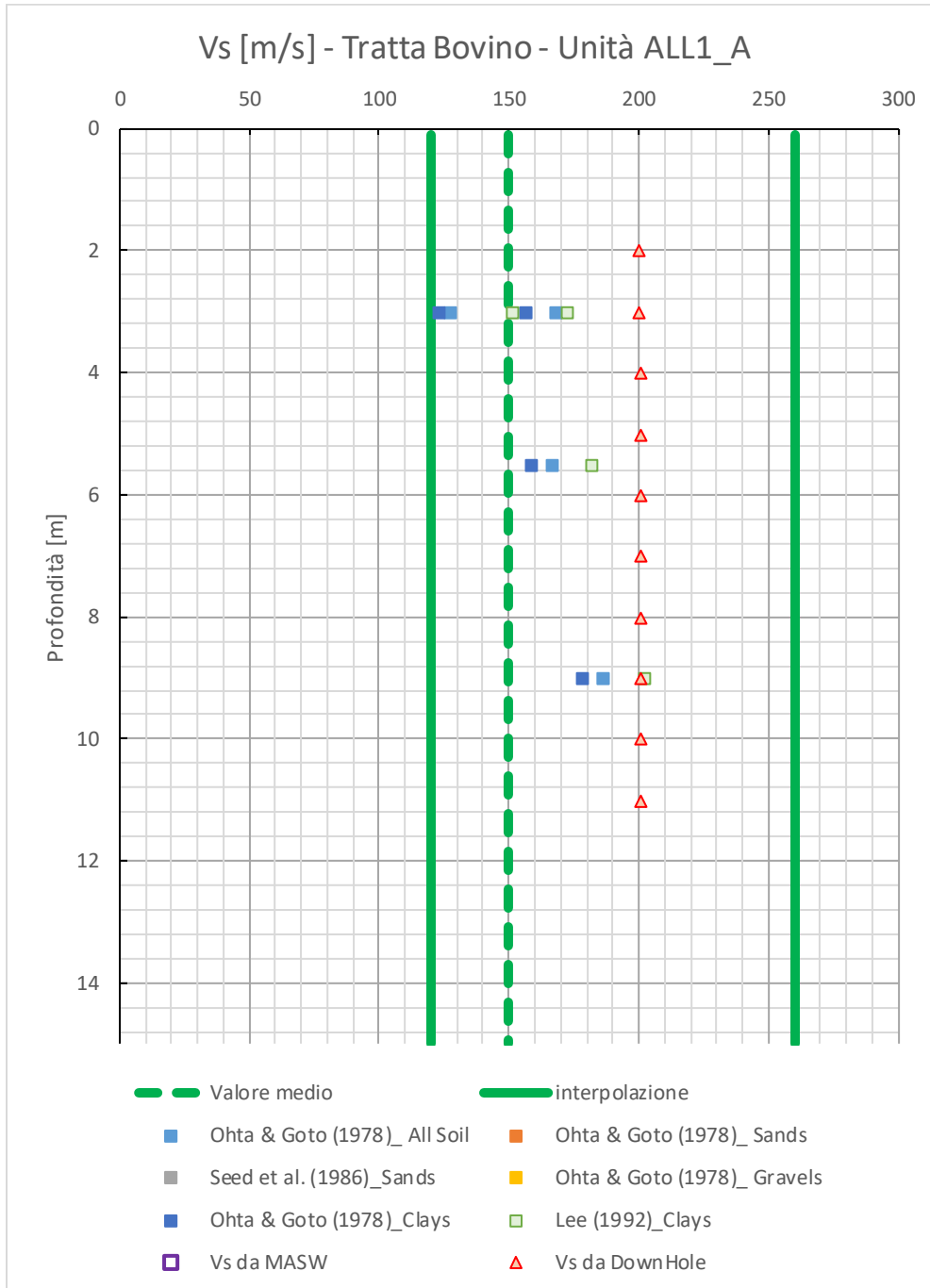
8.1.1 Interpretazione delle prove edometriche

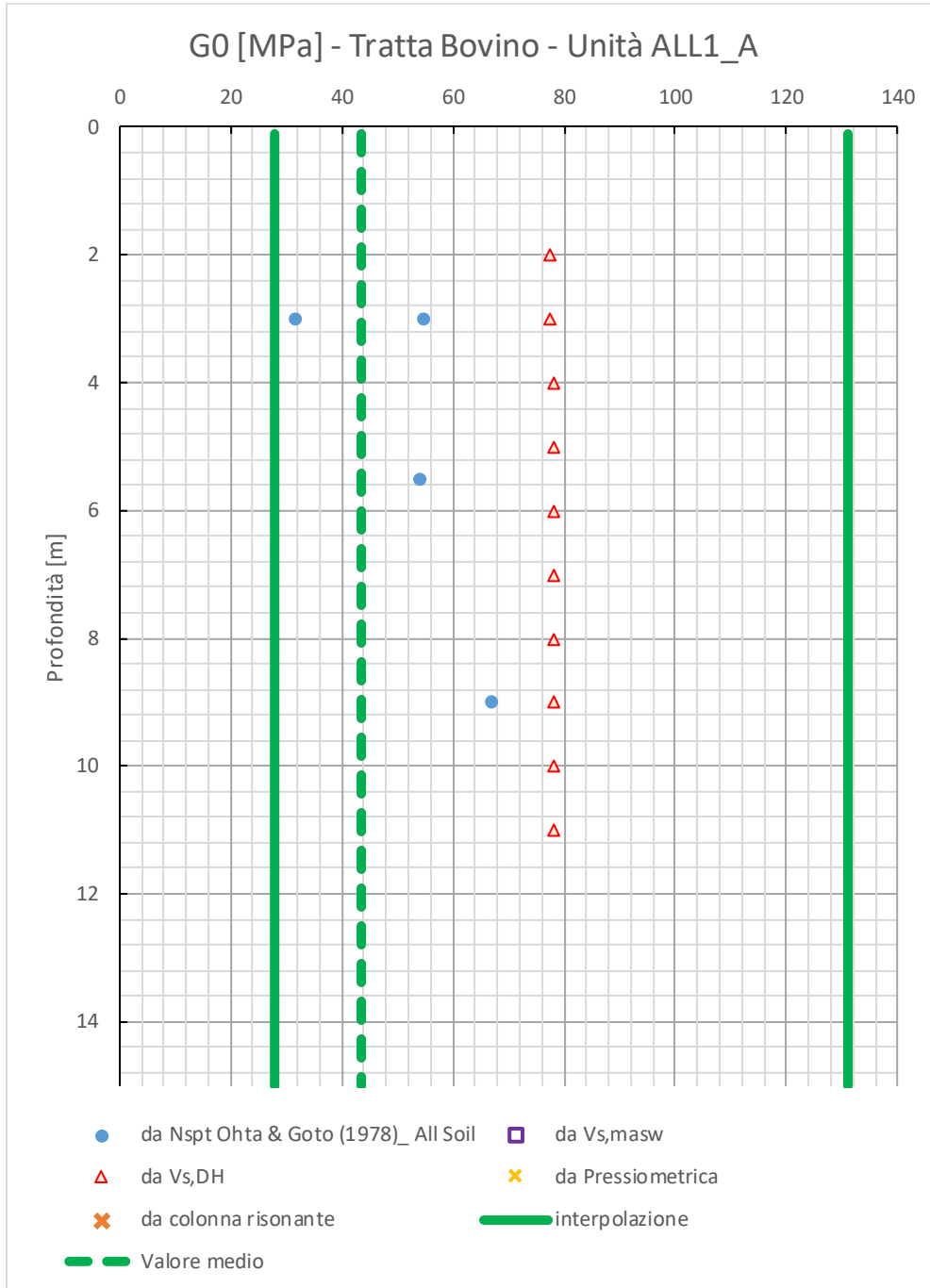


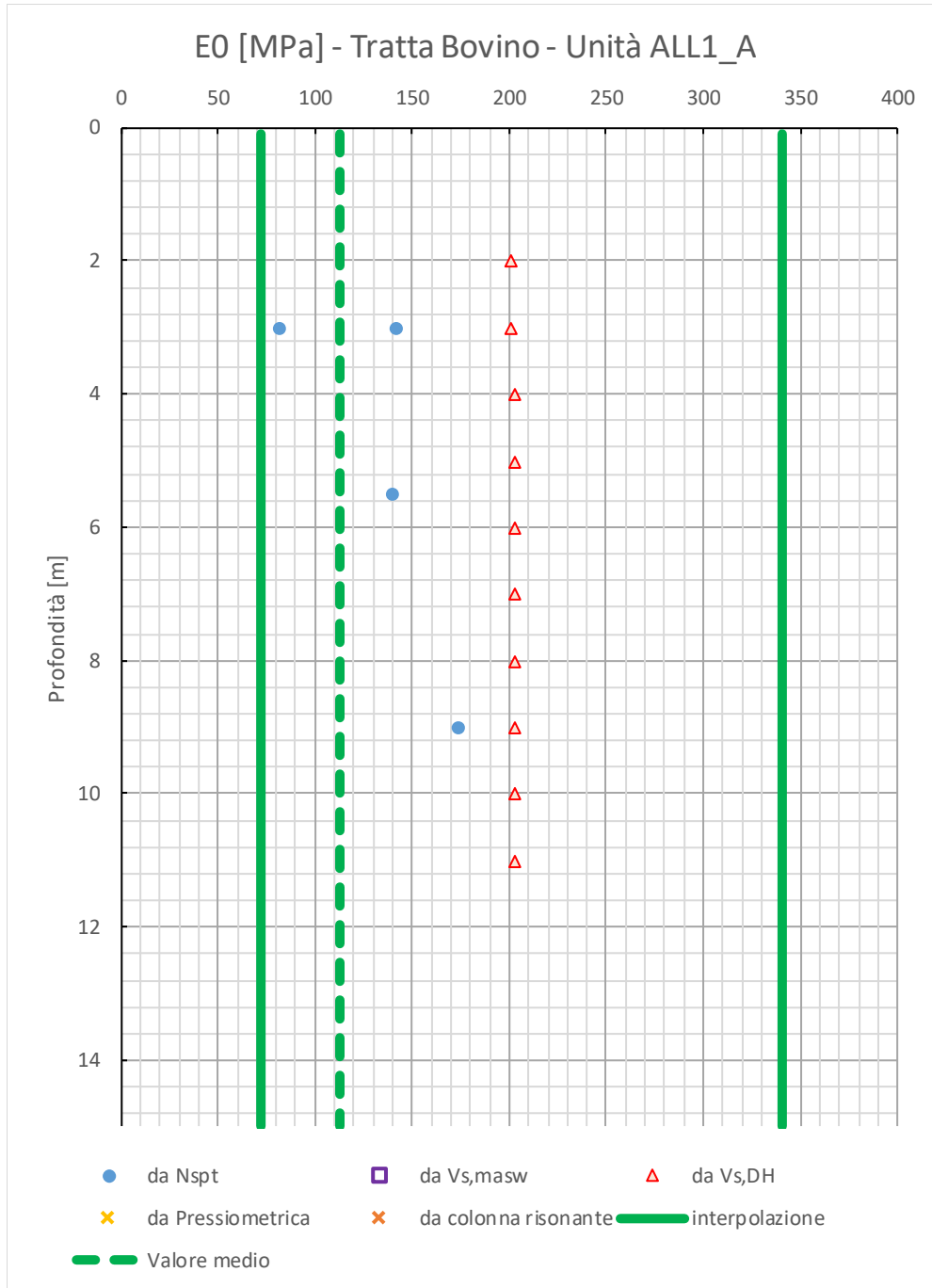




8.1.2 Grafici delle prove in sito

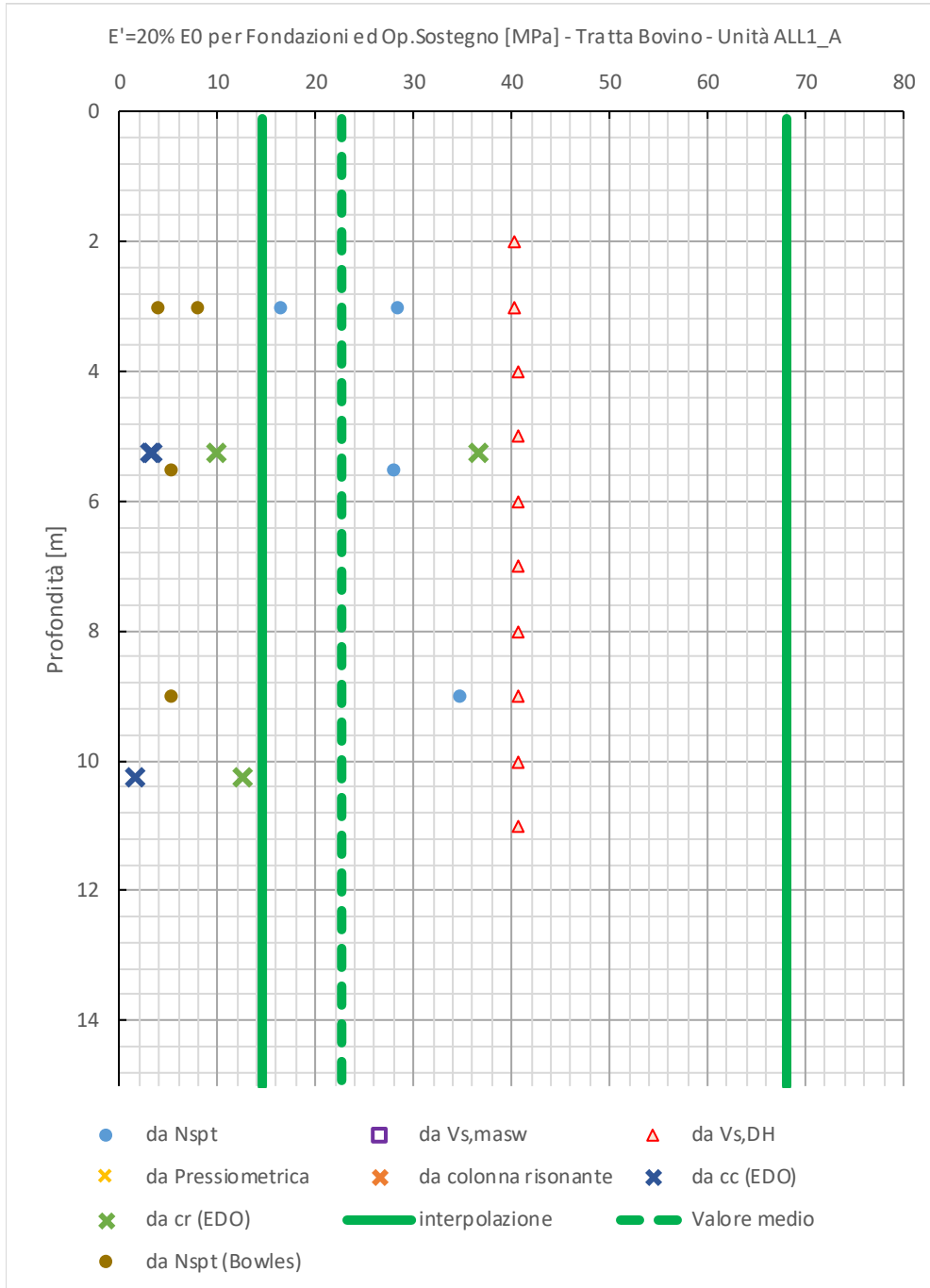






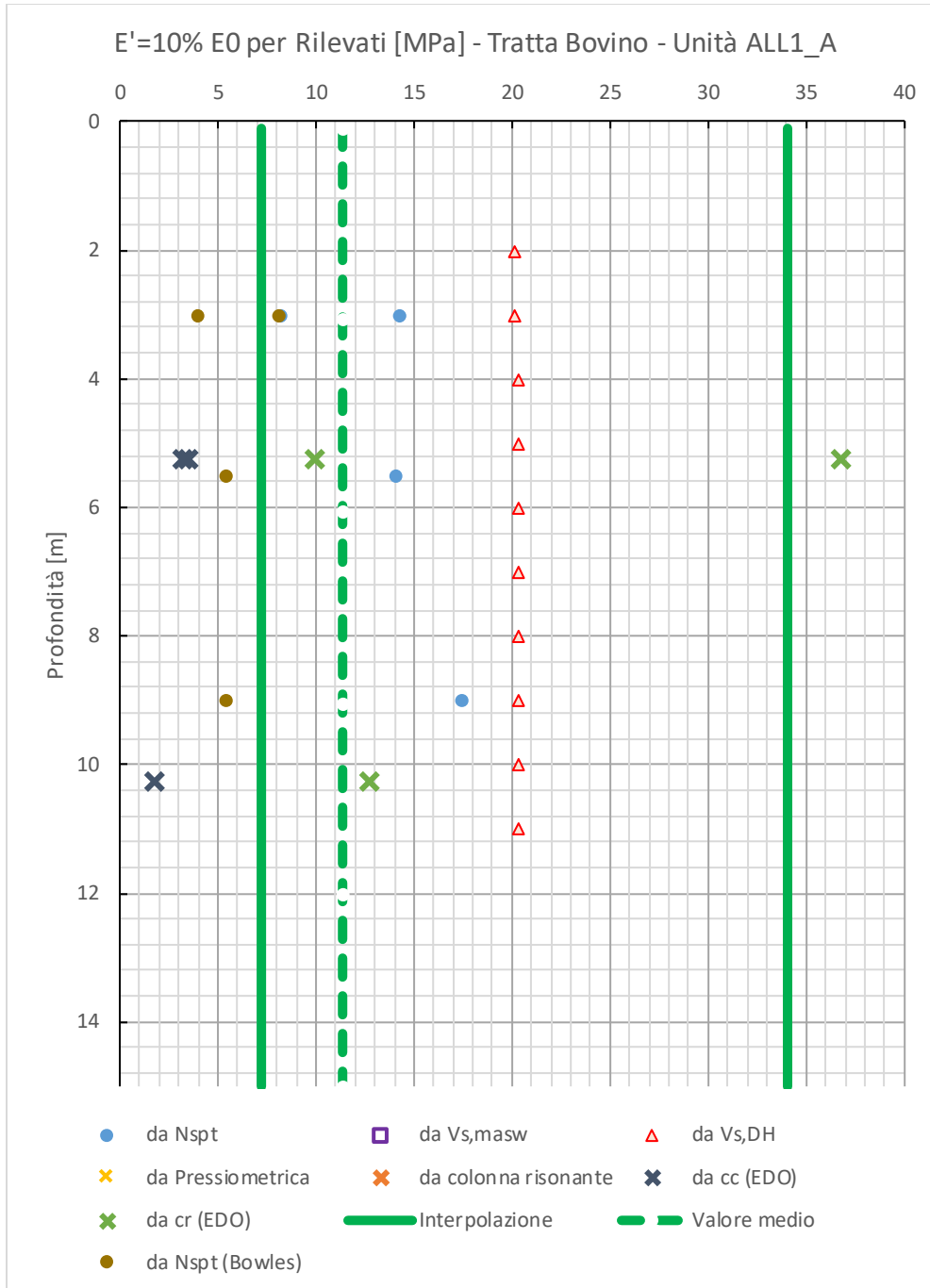
**Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto
da pk 68+550 a pk 68+950**

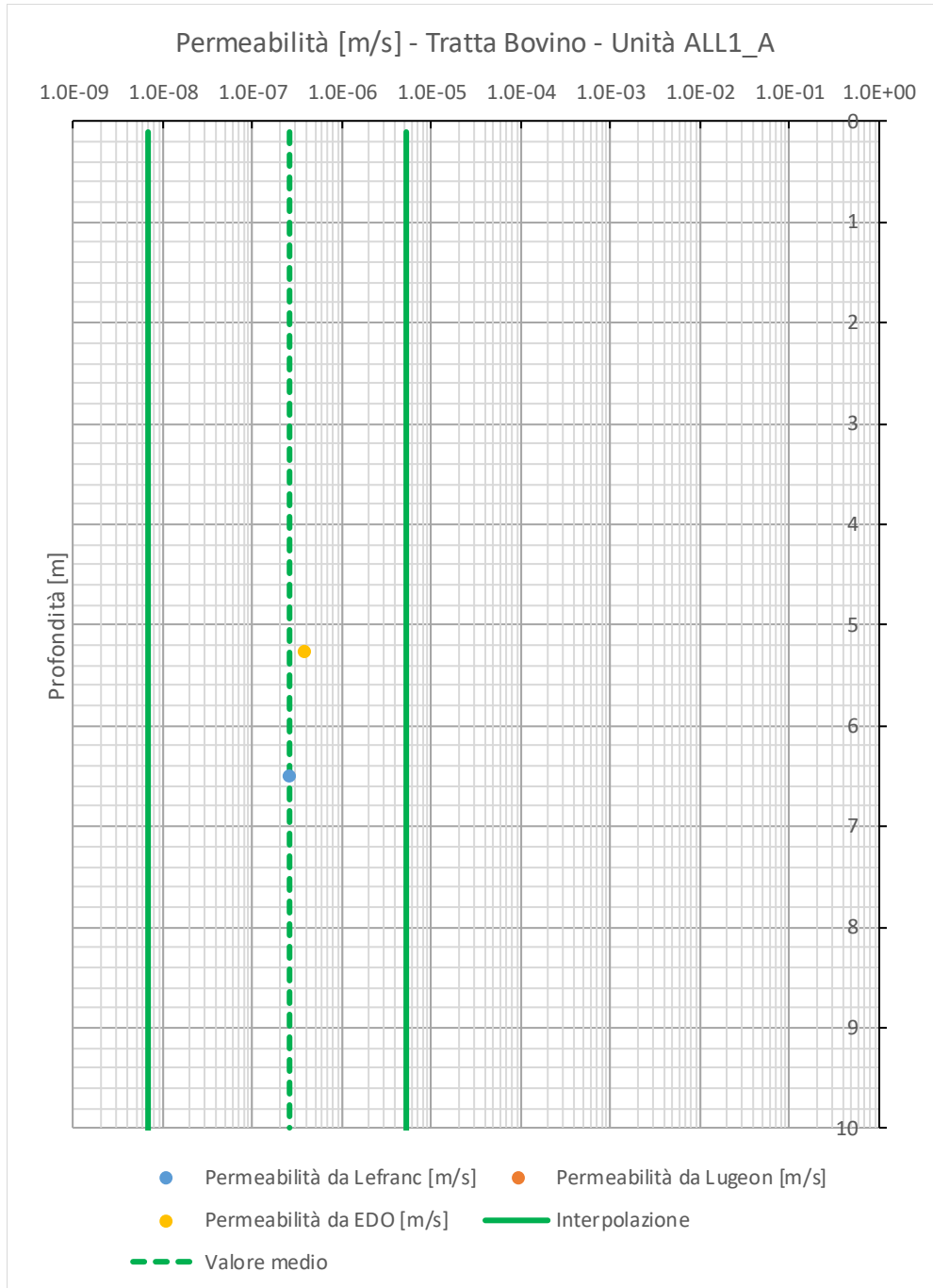
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1V	02 D 09	GE	OC0000 002	A	46 di 103



Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto
da pk 68+550 a pk 68+950

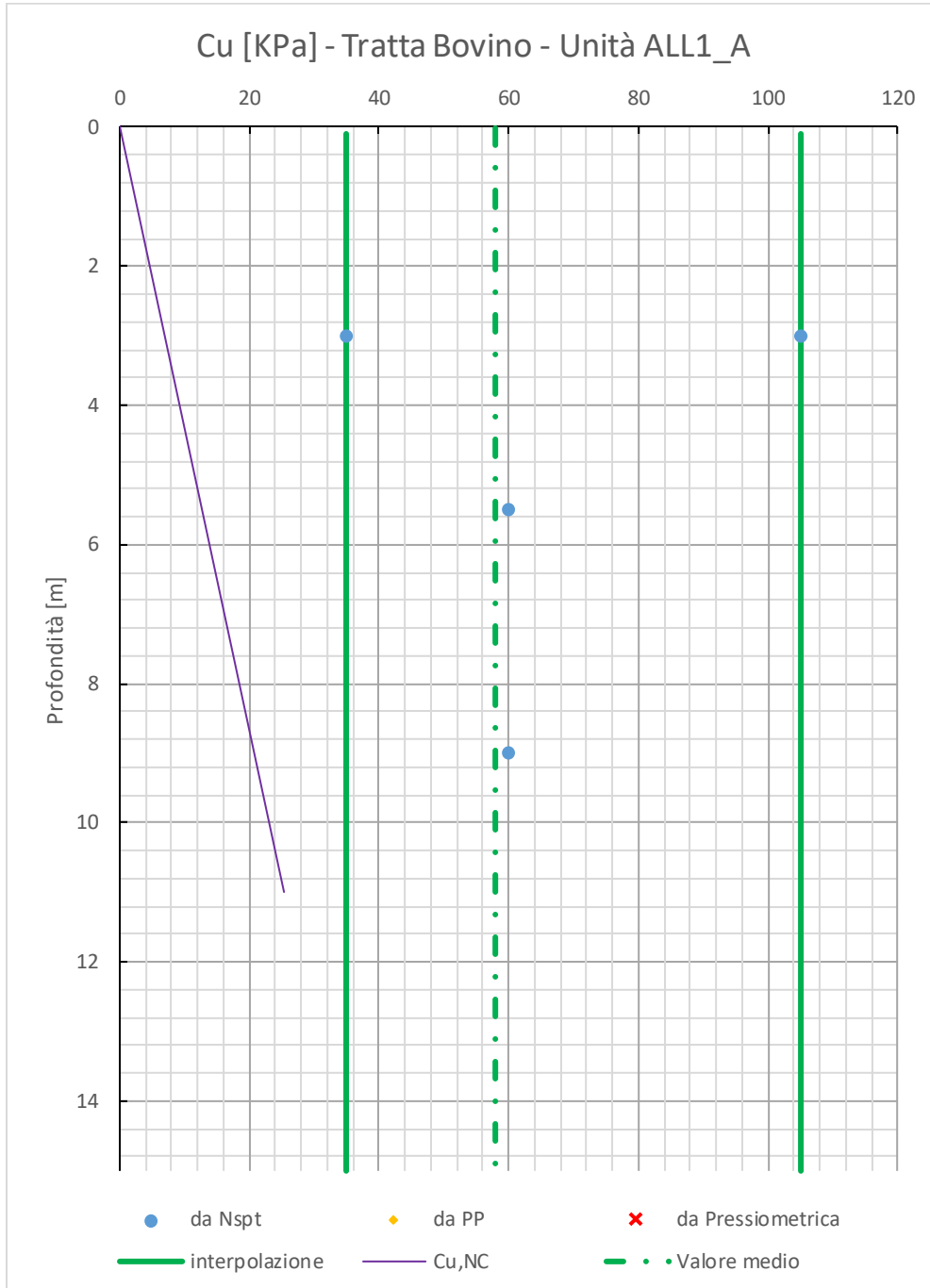
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1V	02 D 09	GE	OC0000 002	A	47 di 103





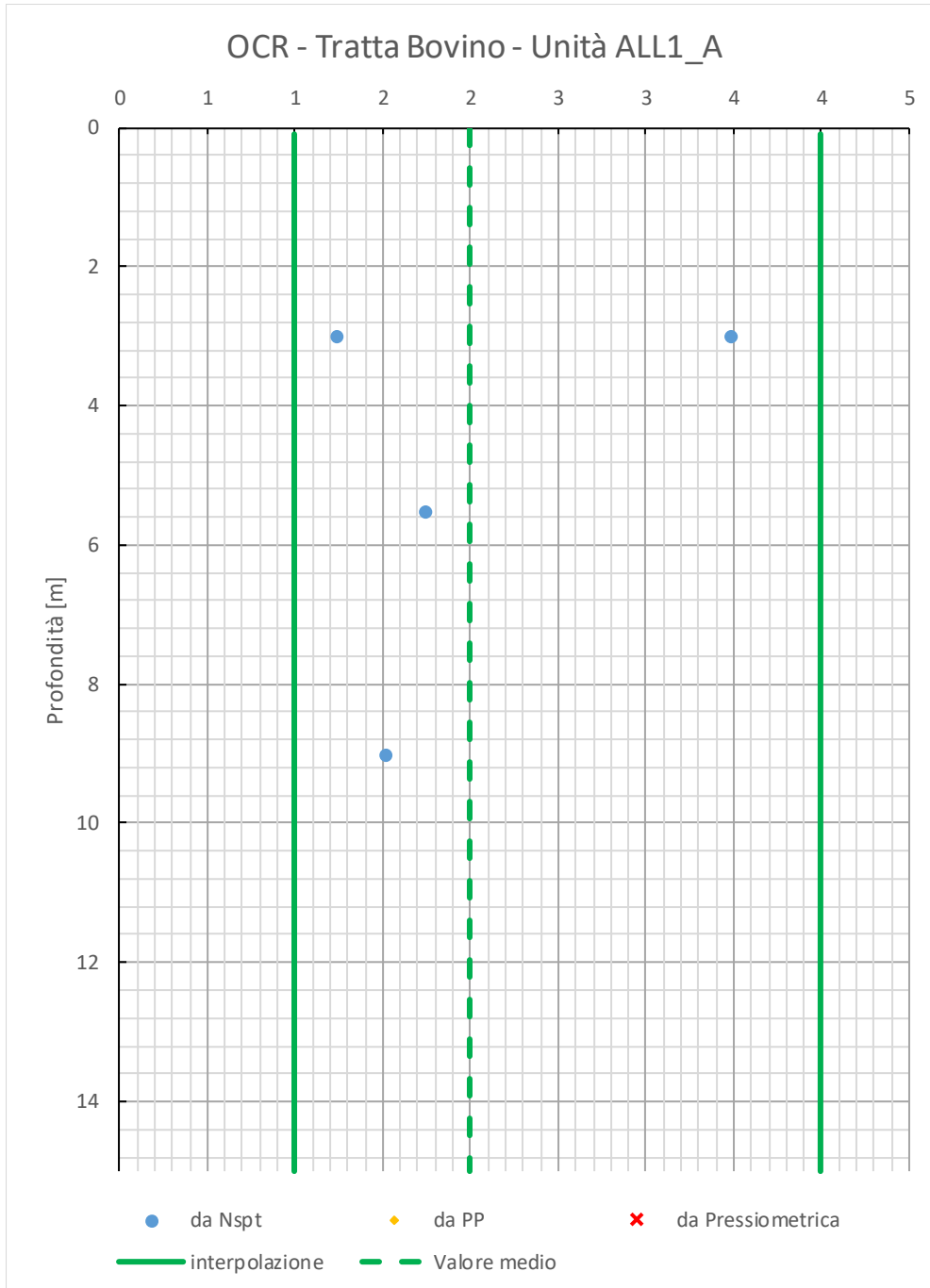
Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto
da pk 68+550 a pk 68+950

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1V	02 D 09	GE	OC0000 002	A	49 di 103

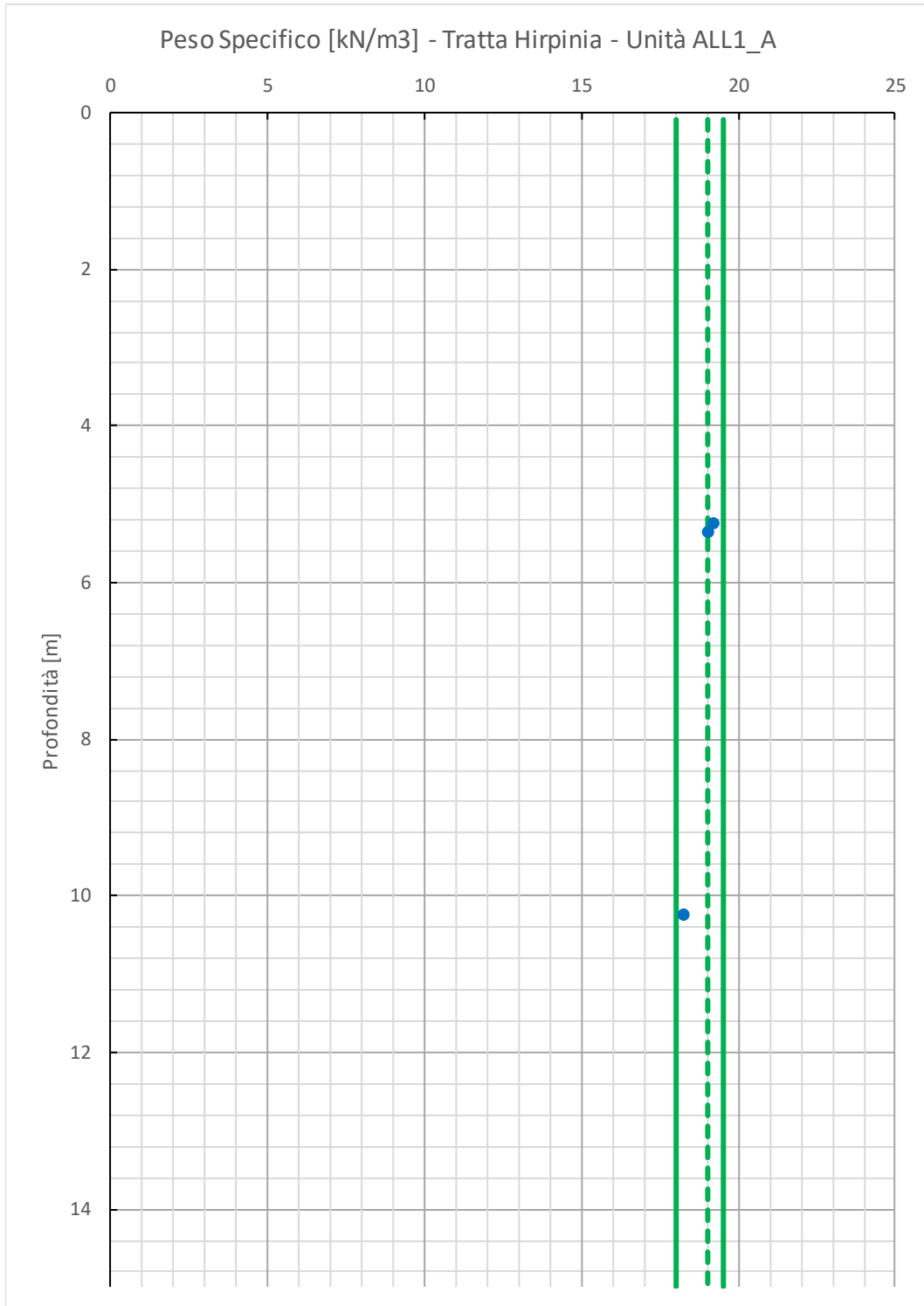


Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto
da pk 68+550 a pk 68+950

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1V	02 D 09	GE	OC0000 002	A	50 di 103

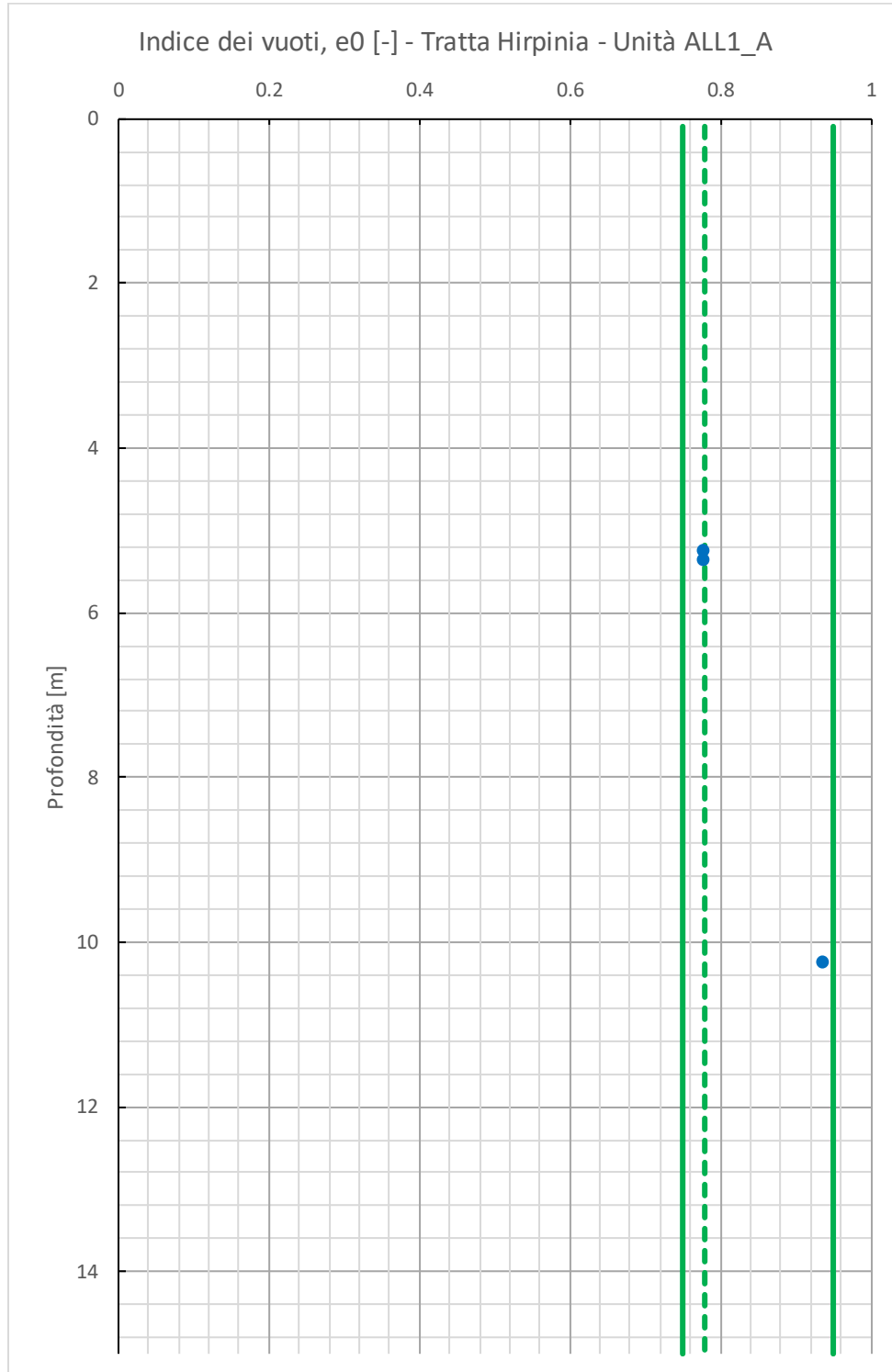


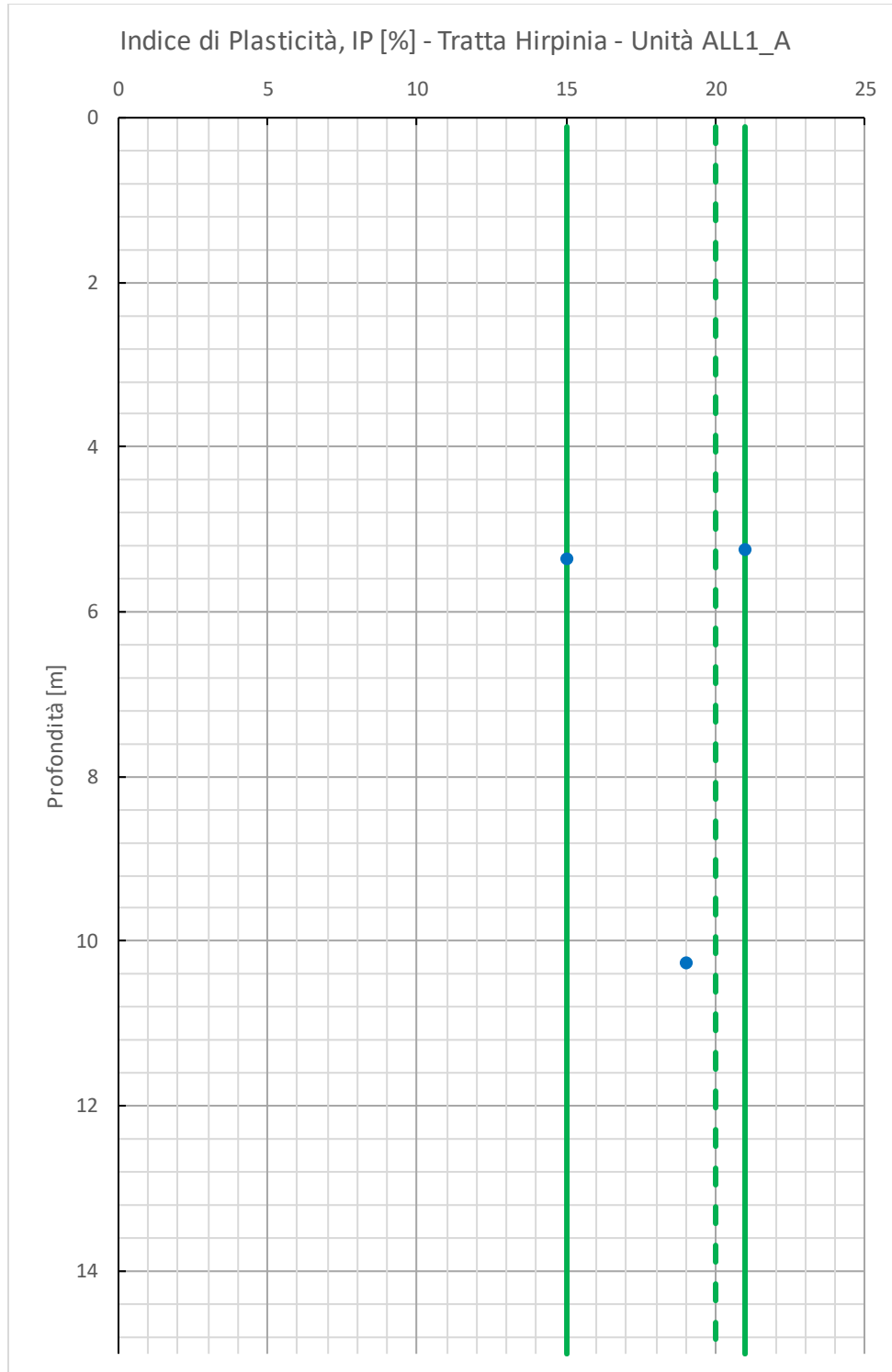
8.1.3 Grafici delle prove in laboratorio

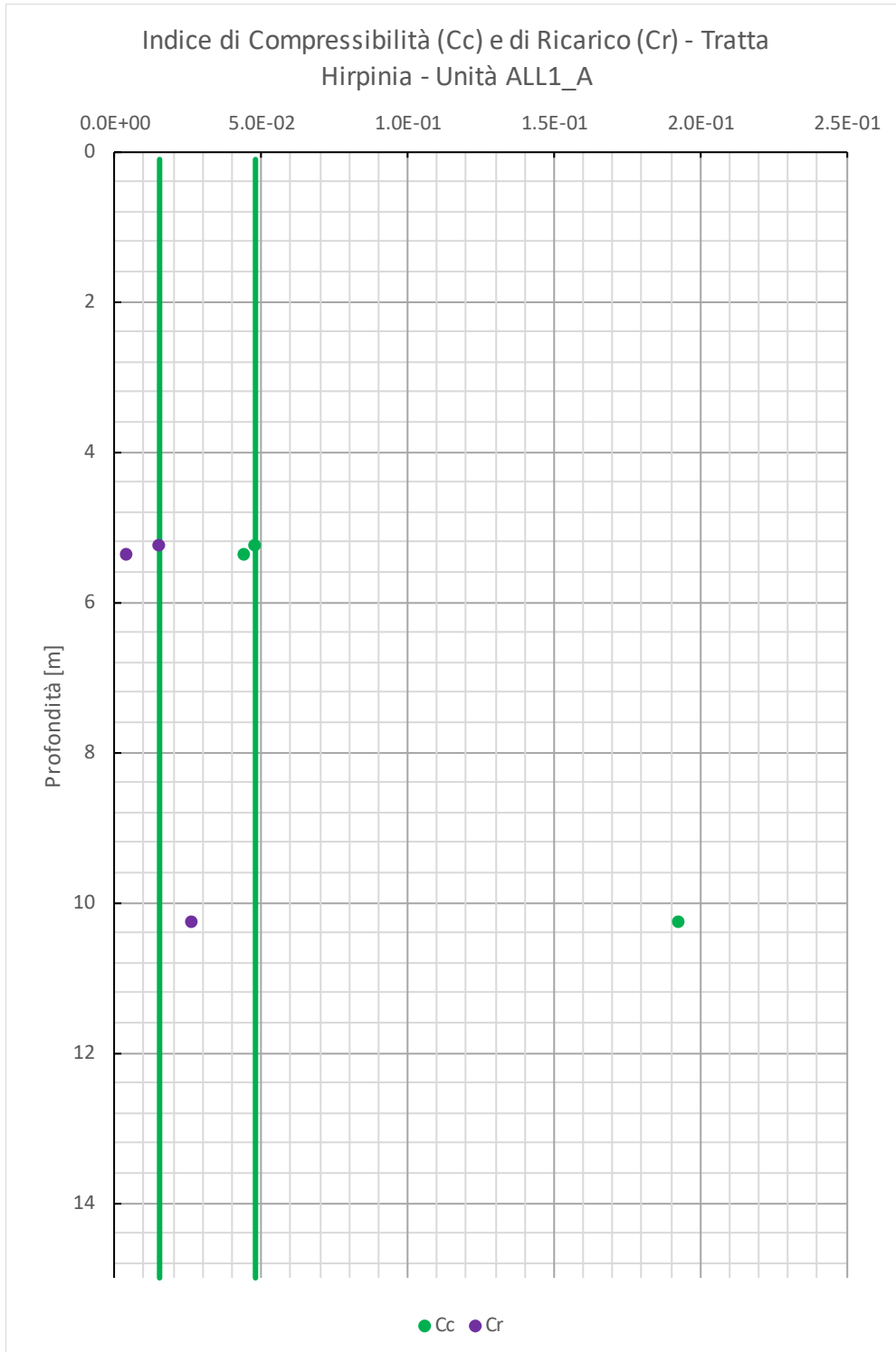


Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto
da pk 68+550 a pk 68+950

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1V	02 D 09	GE	OC0000 002	A	52 di 103

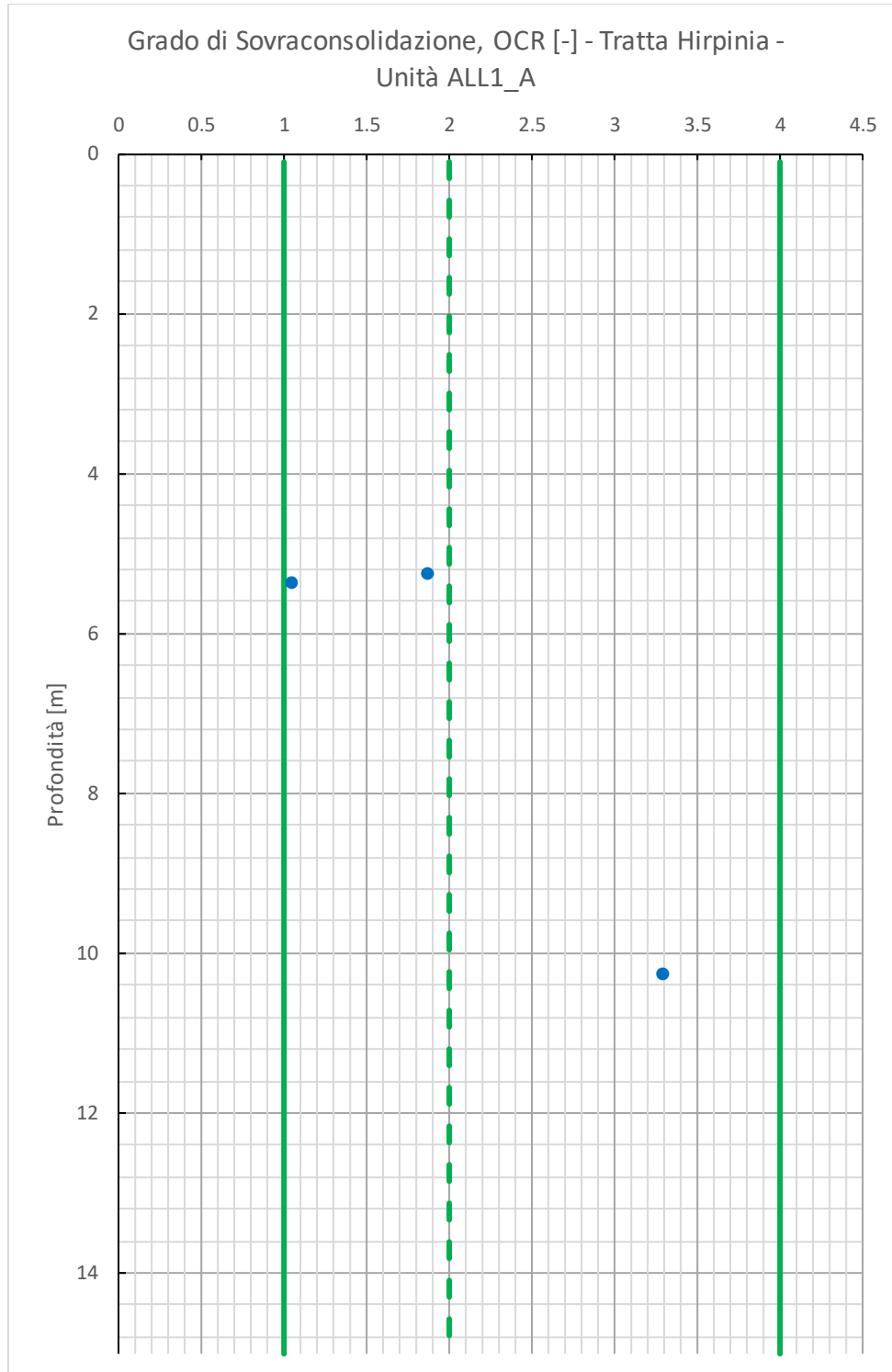






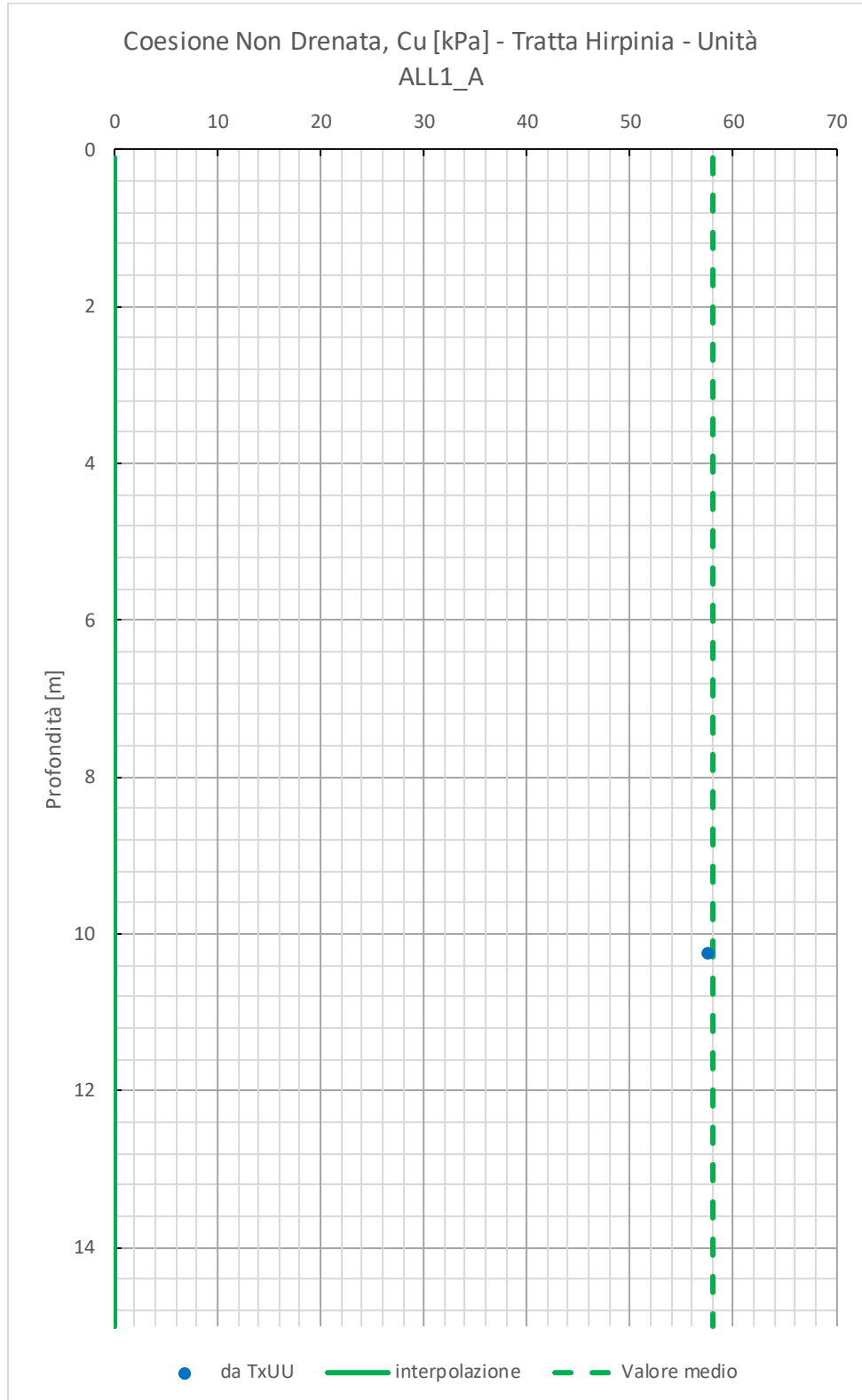
Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto
da pk 68+550 a pk 68+950

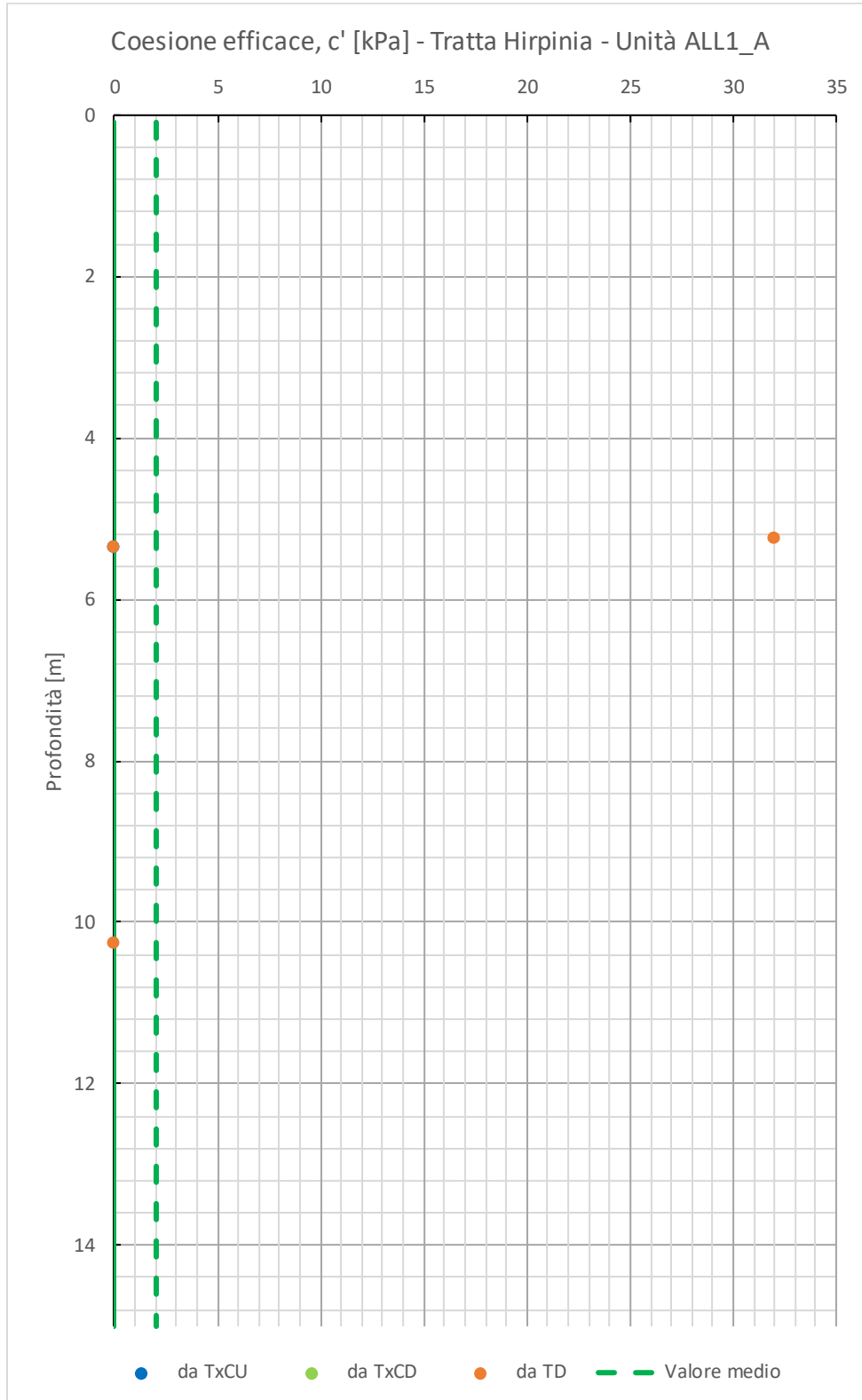
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1V	02 D 09	GE	OC0000 002	A	55 di 103

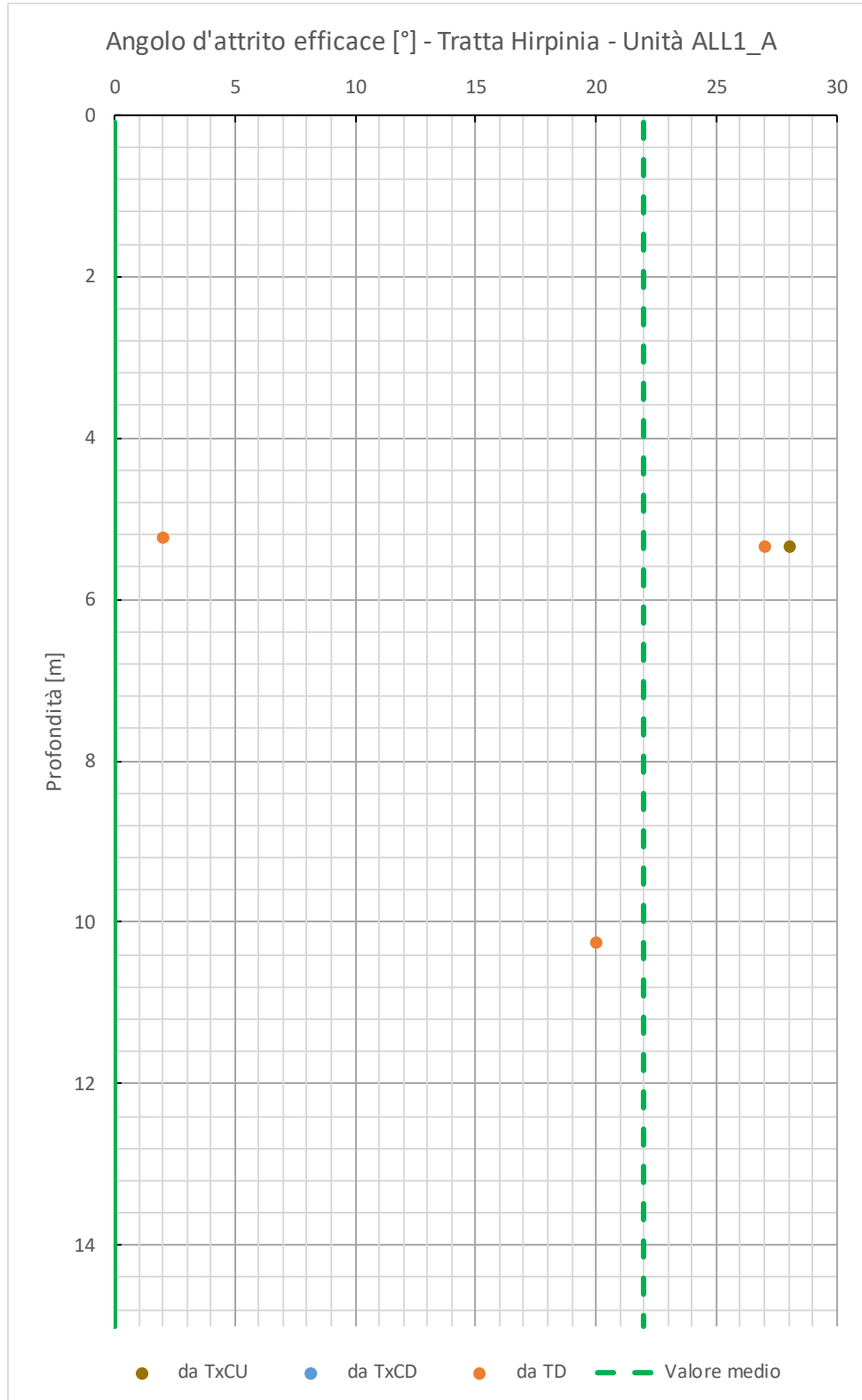


Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto
da pk 68+550 a pk 68+950

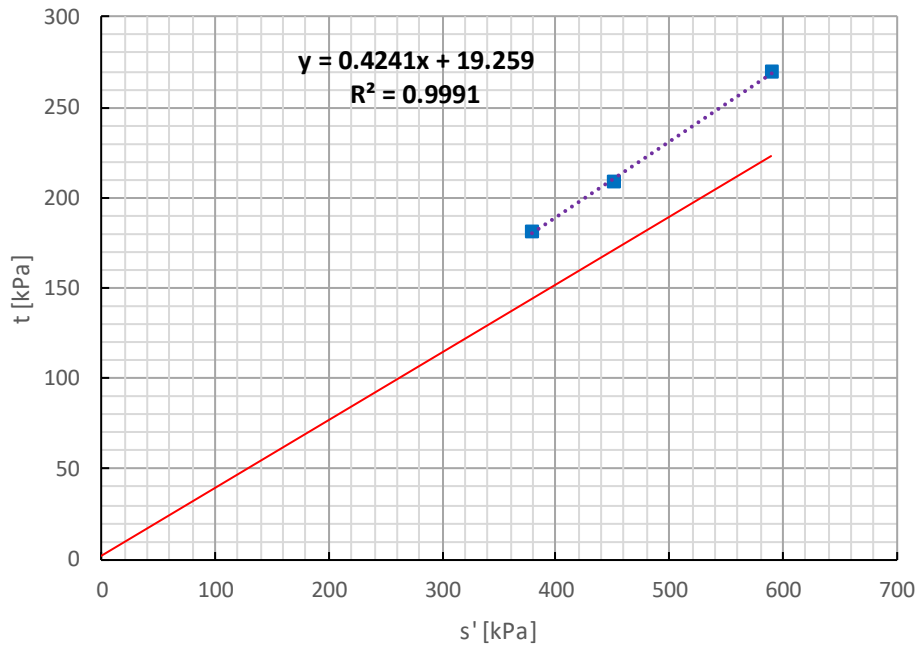
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1V	02 D 09	GE	OC0000 002	A	56 di 103



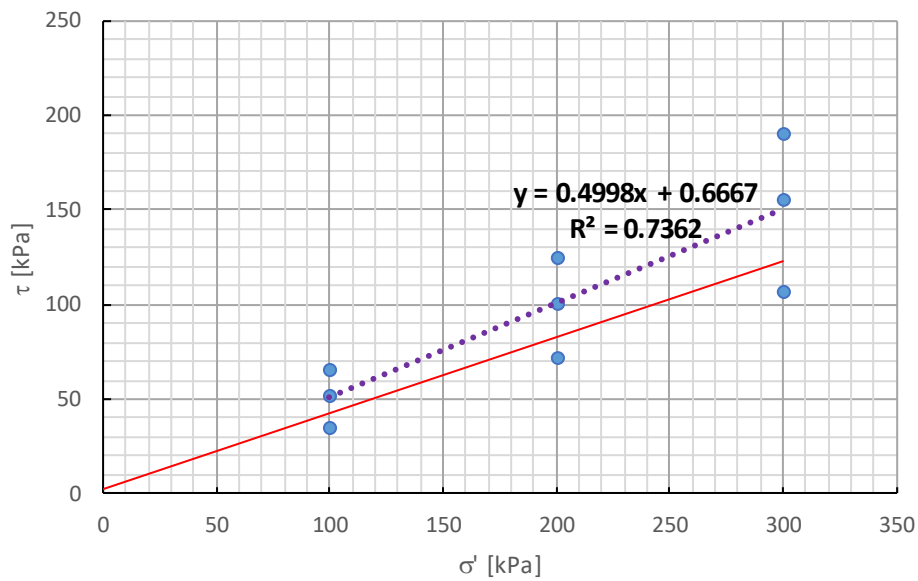


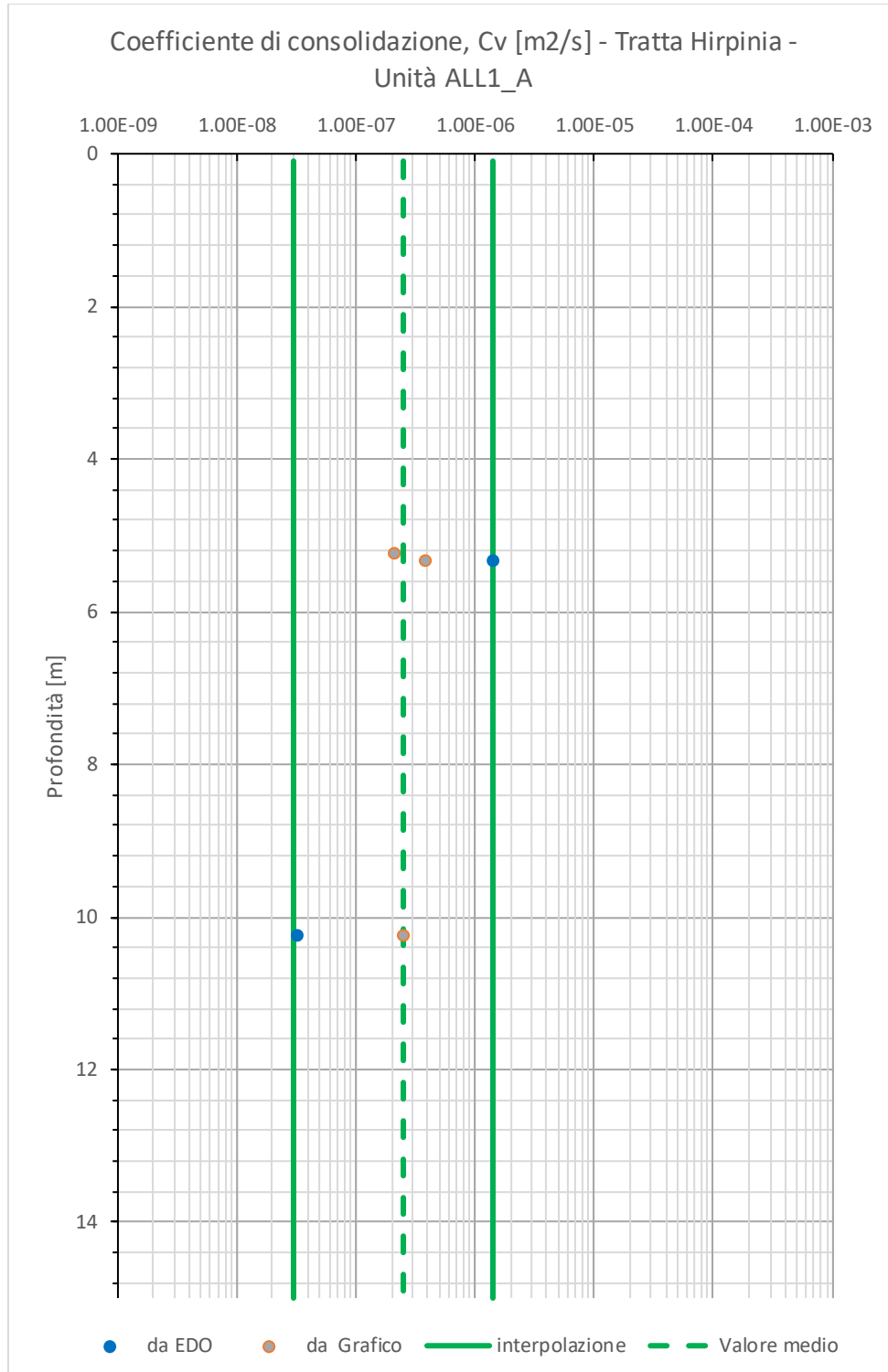


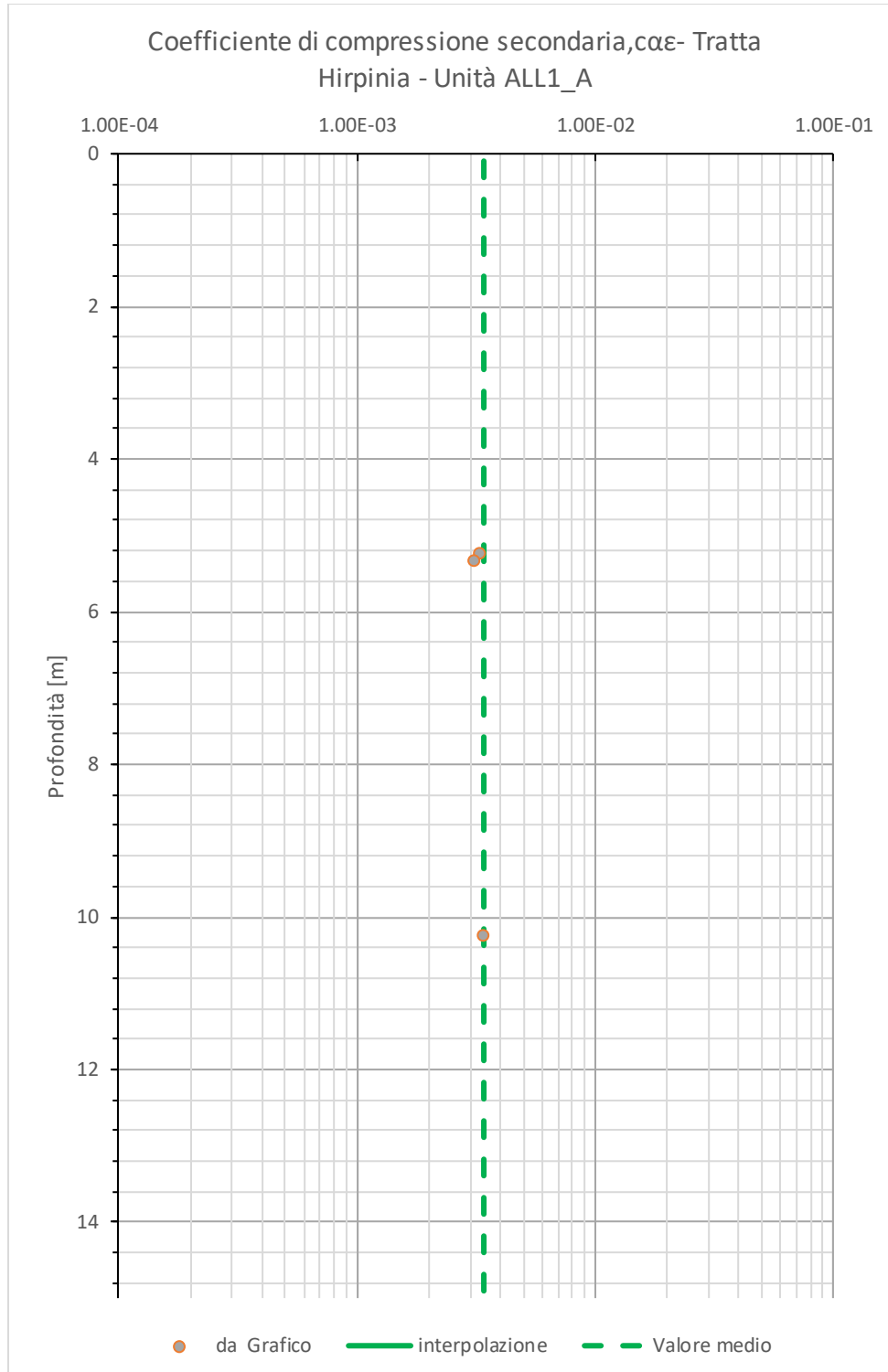
Stress Point Prove Triassiali - Tratta Hirpinia - Unità ALL1_A



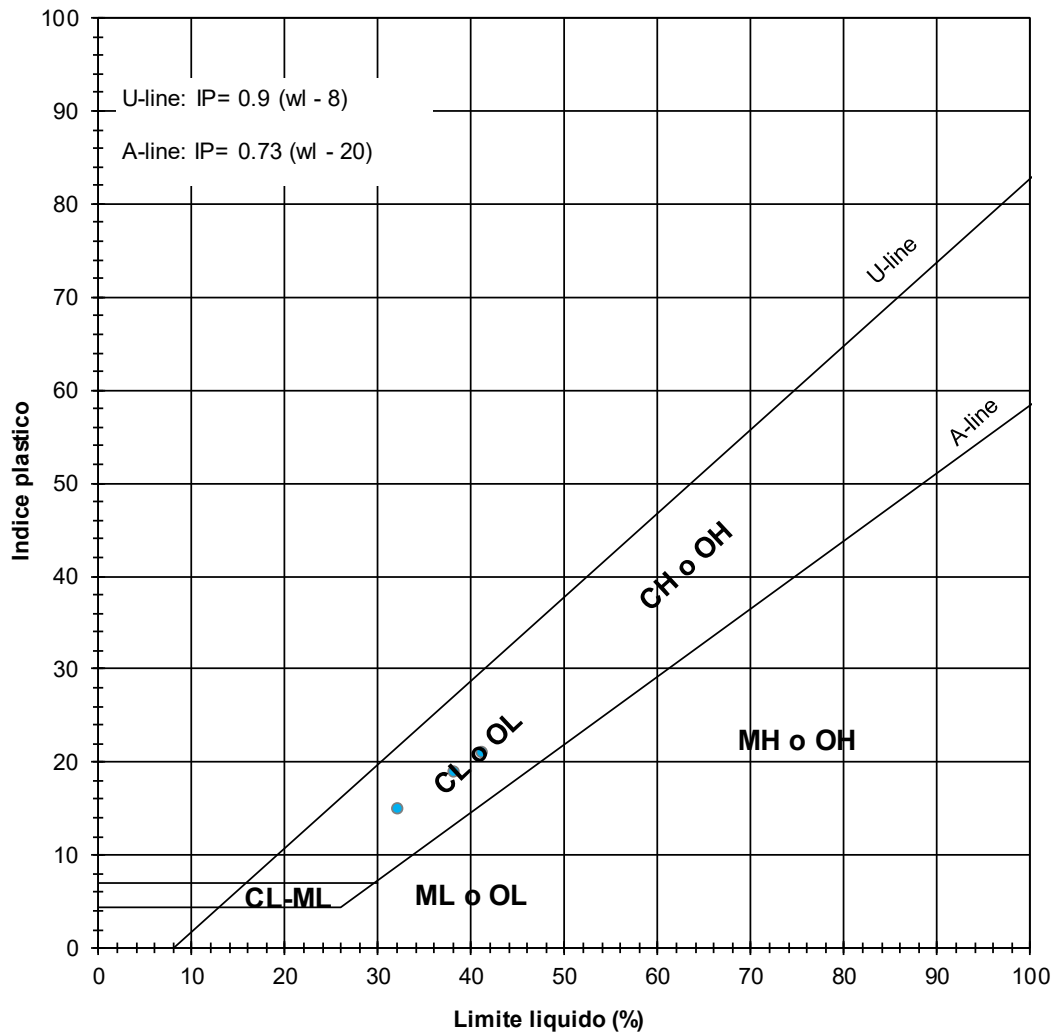
Stress Point Prove di Taglio Diretto - Tratta Hirpinia - Unità ALL1_A





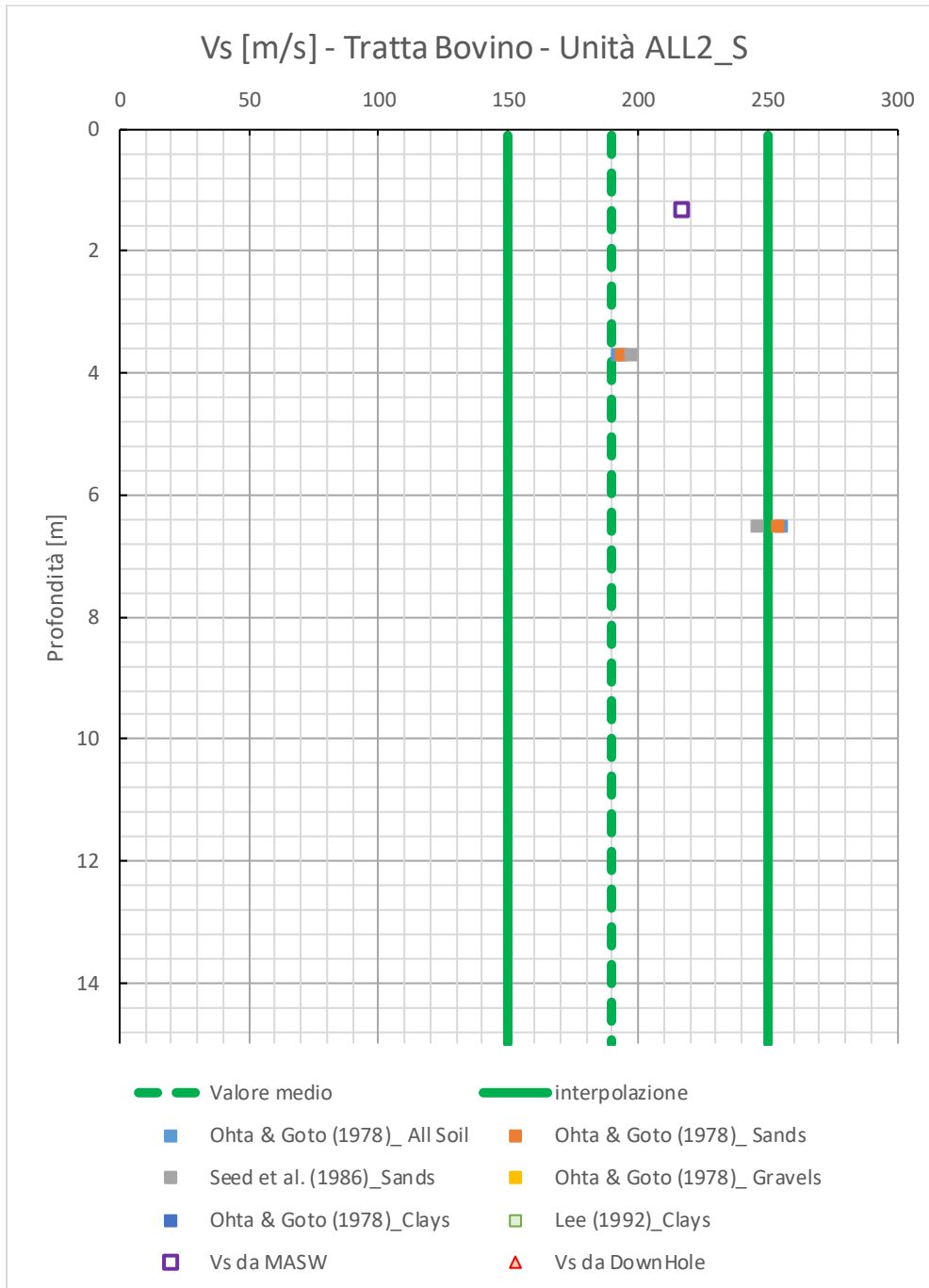


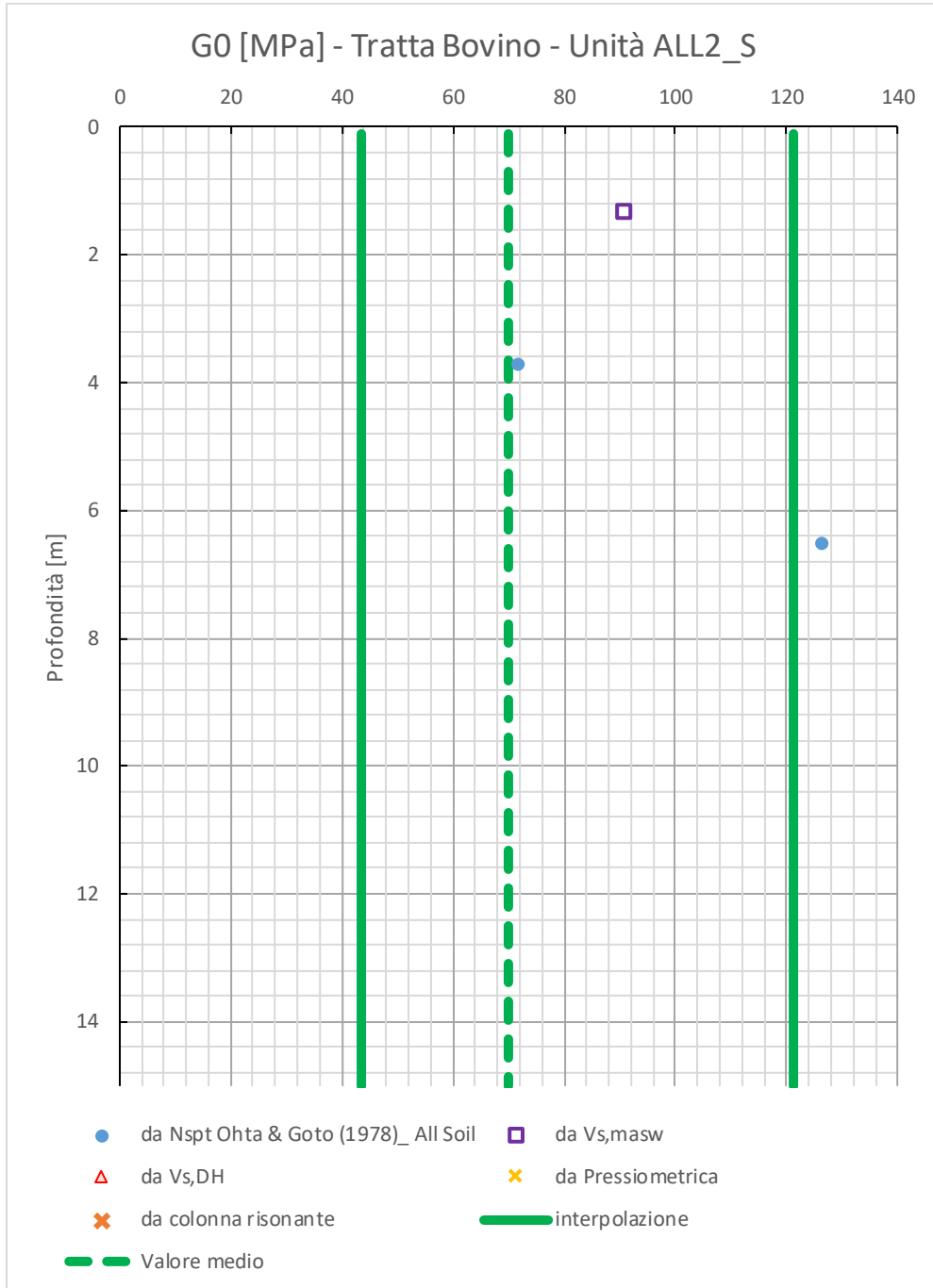
CARTA DI CASAGRANDE

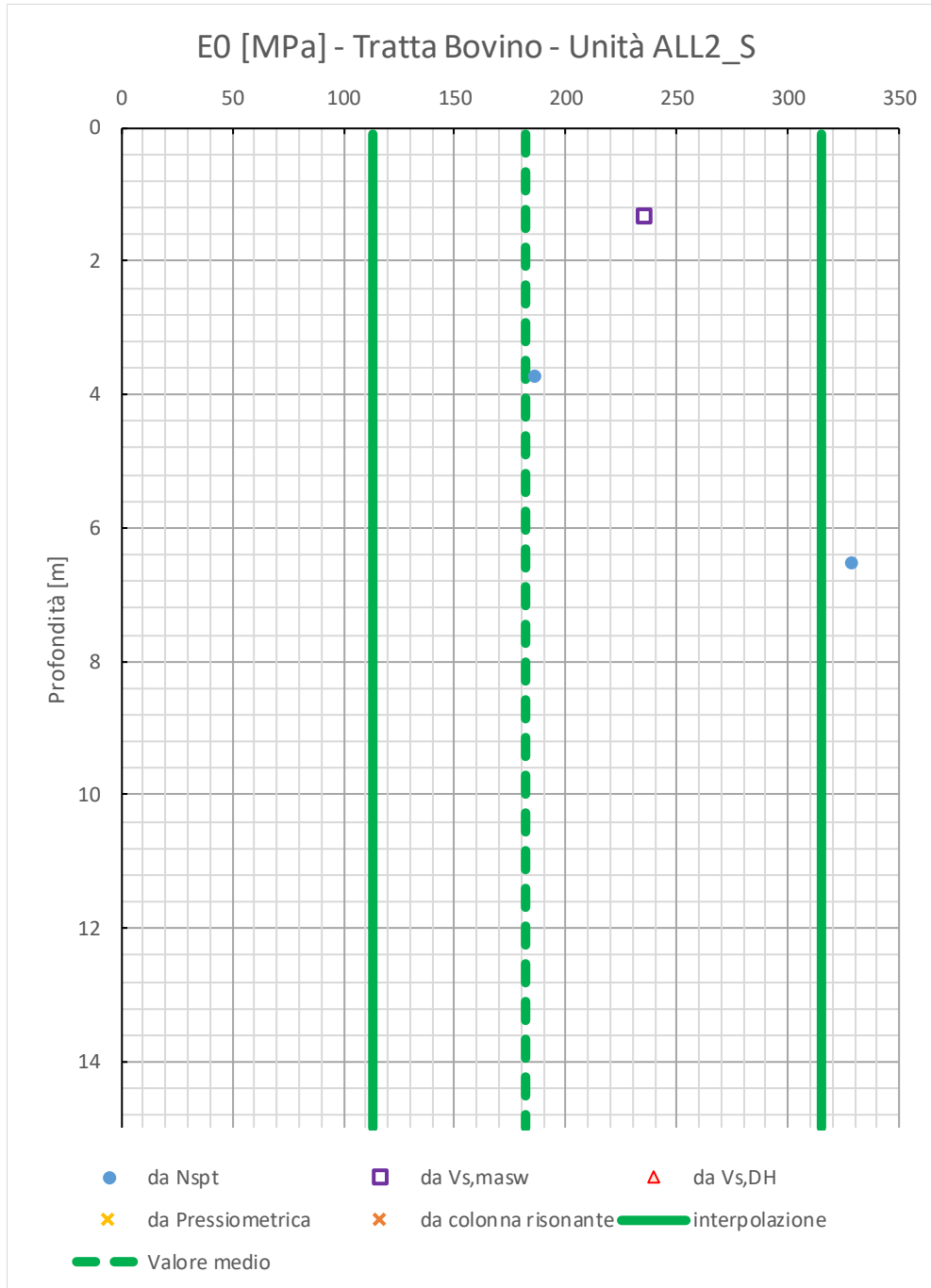


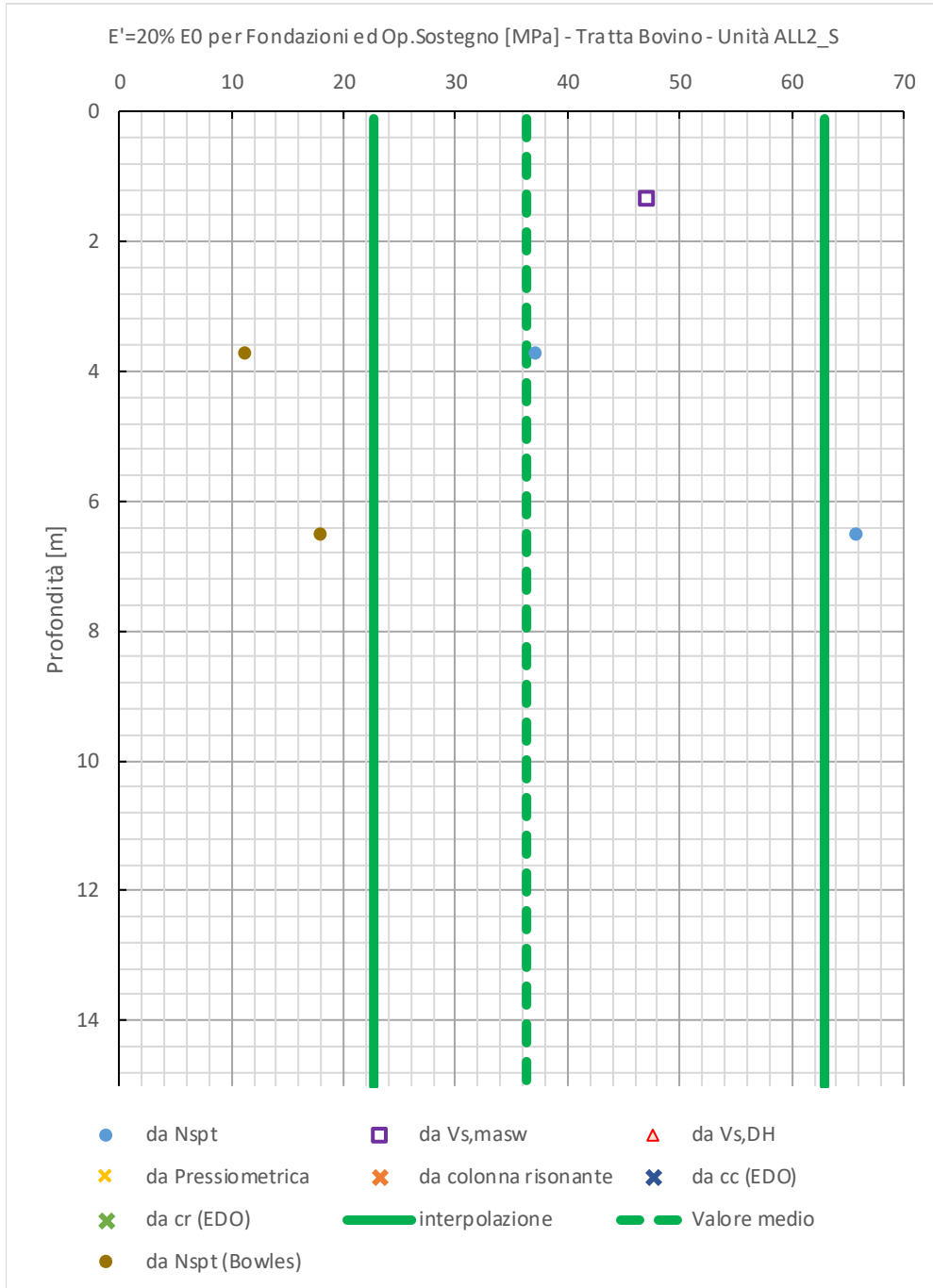
8.2 Unità ALL2_S

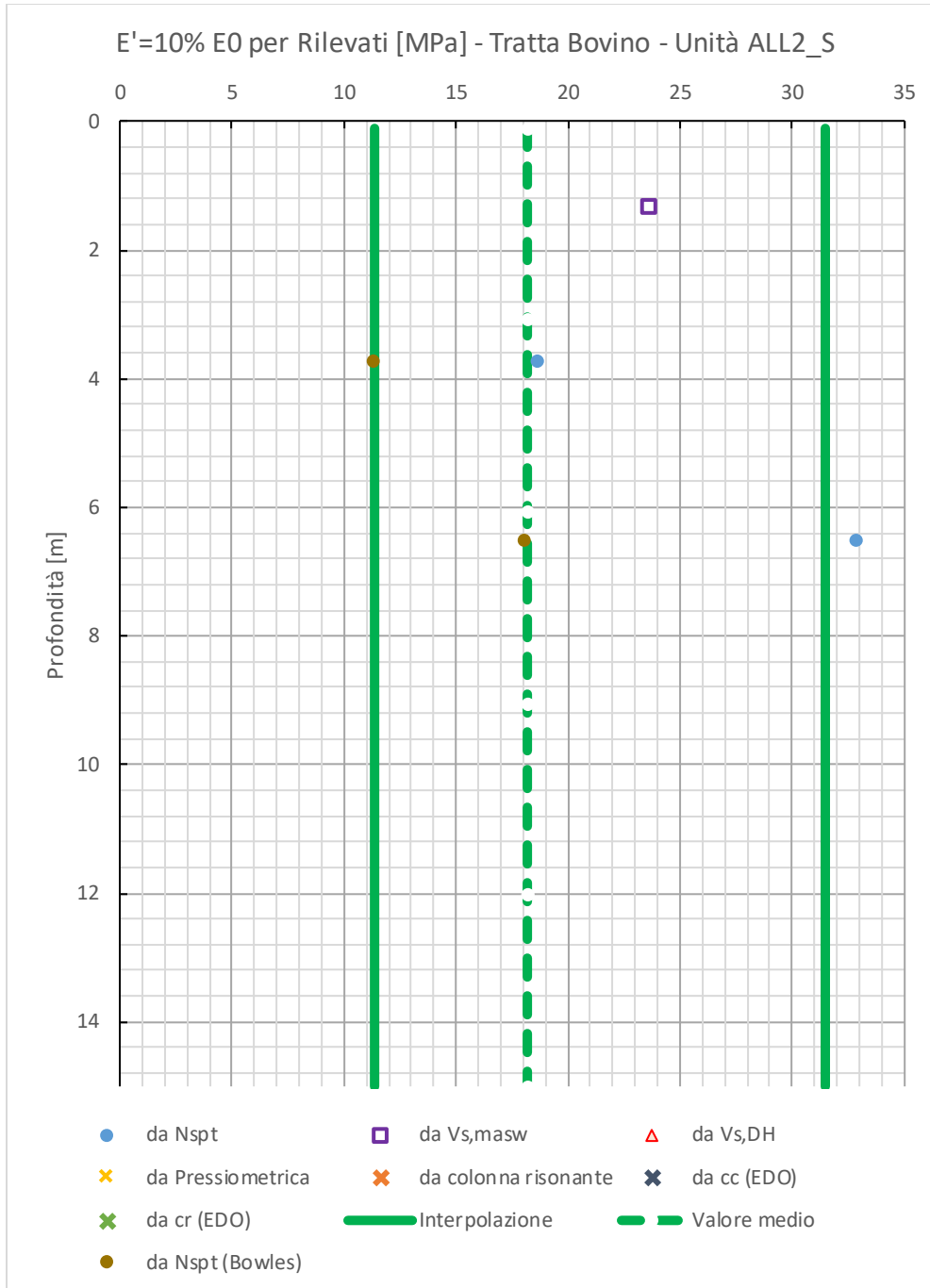
8.2.1 Grafici delle prove in sito

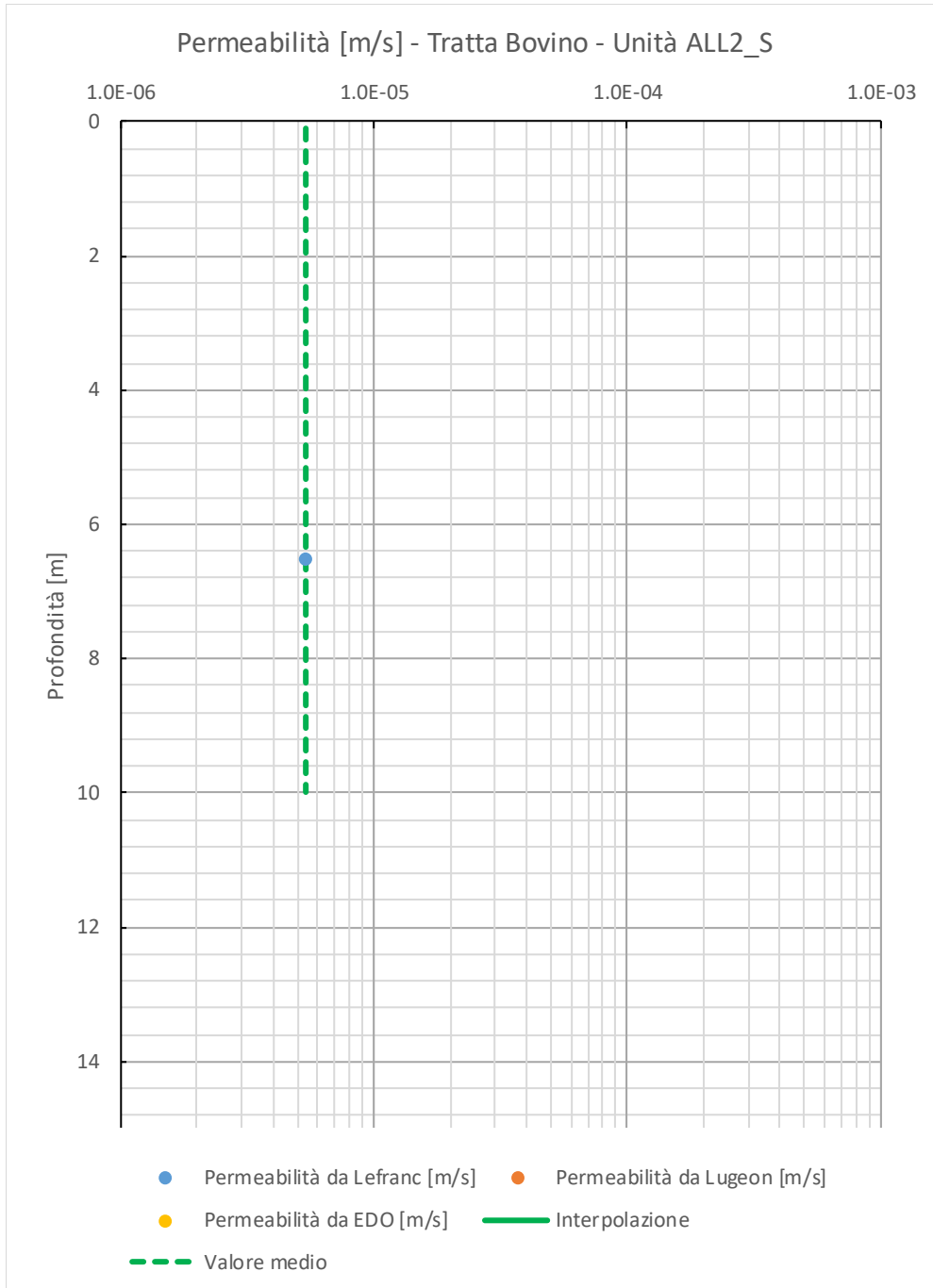


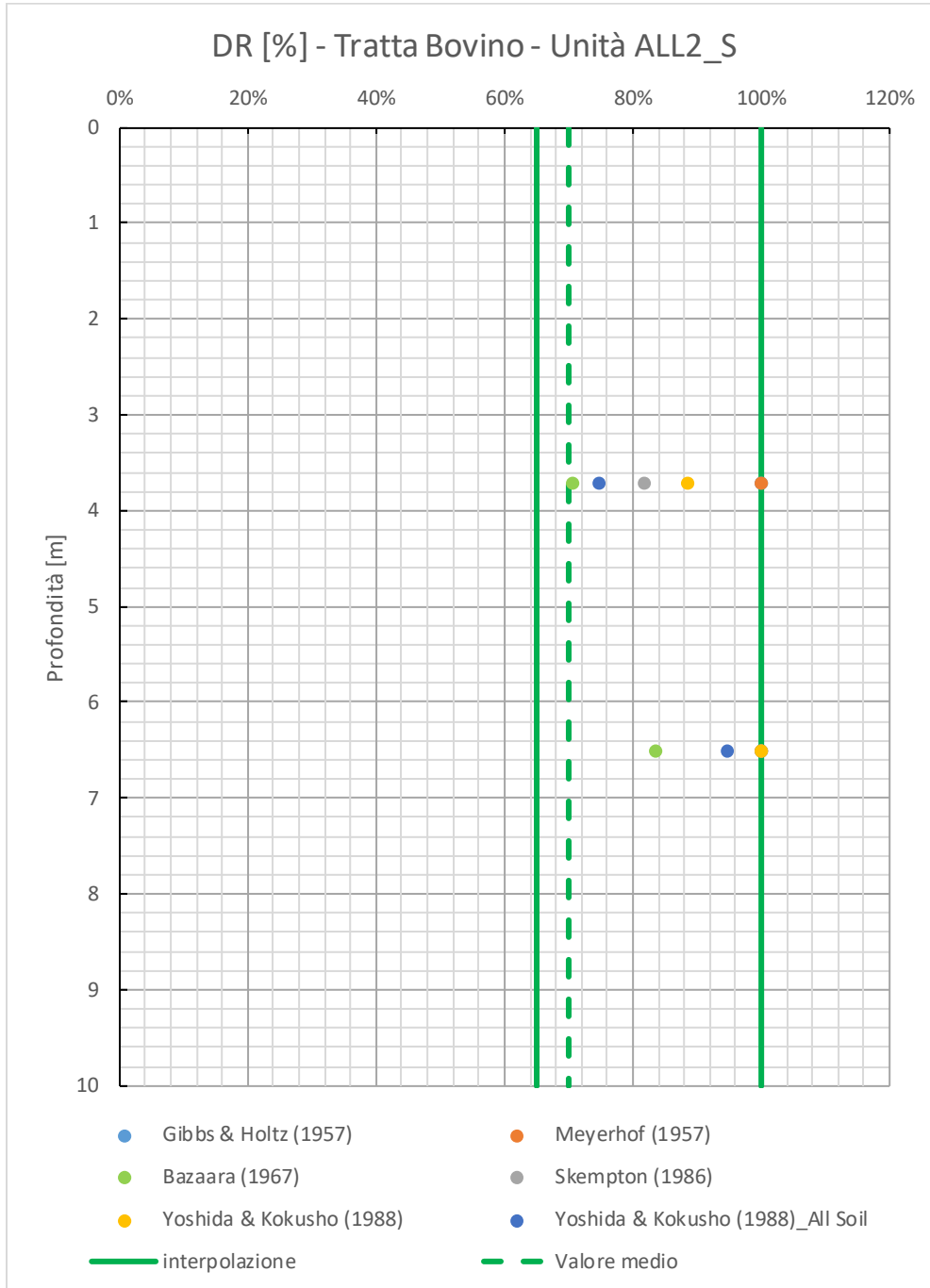


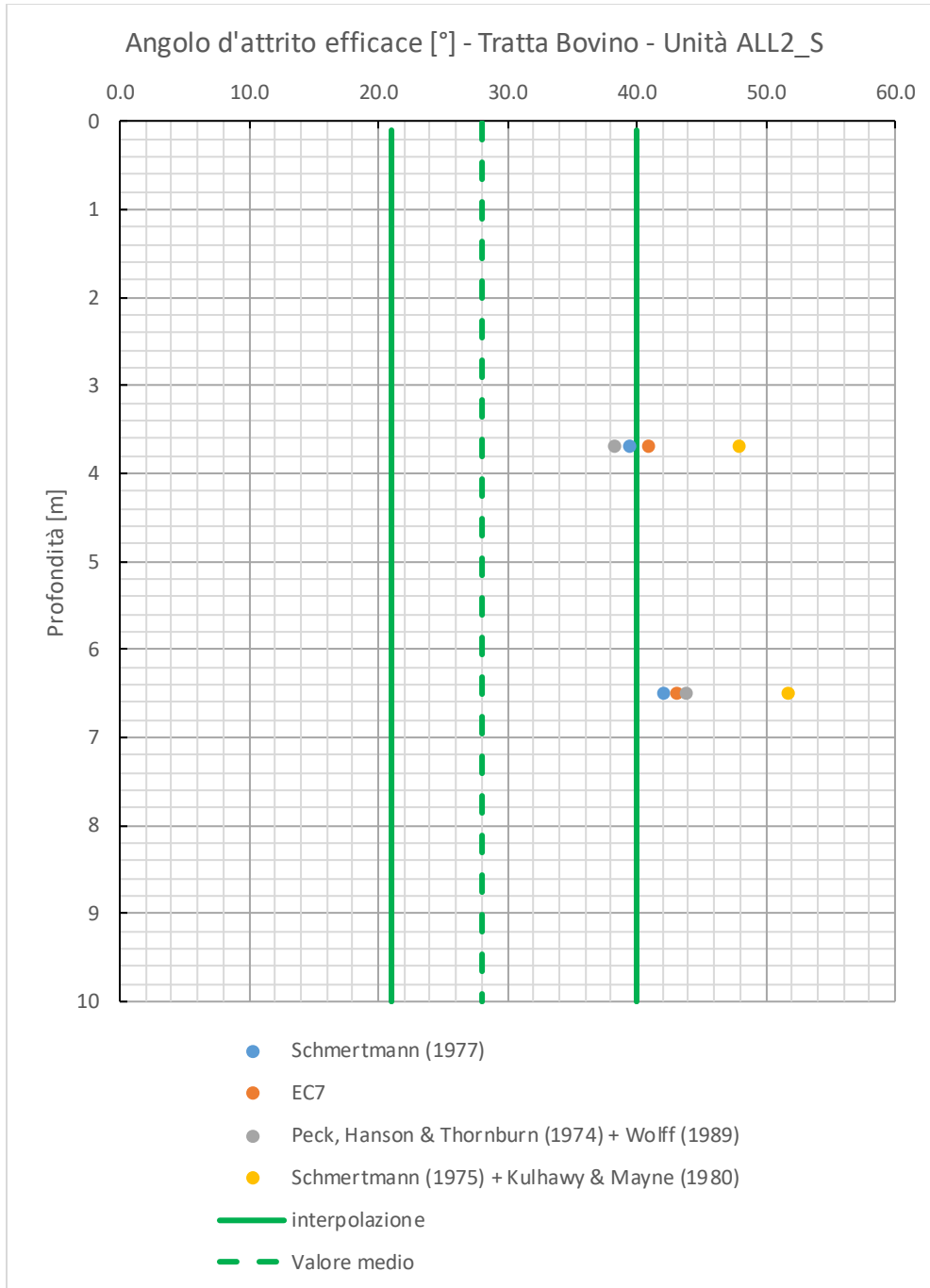




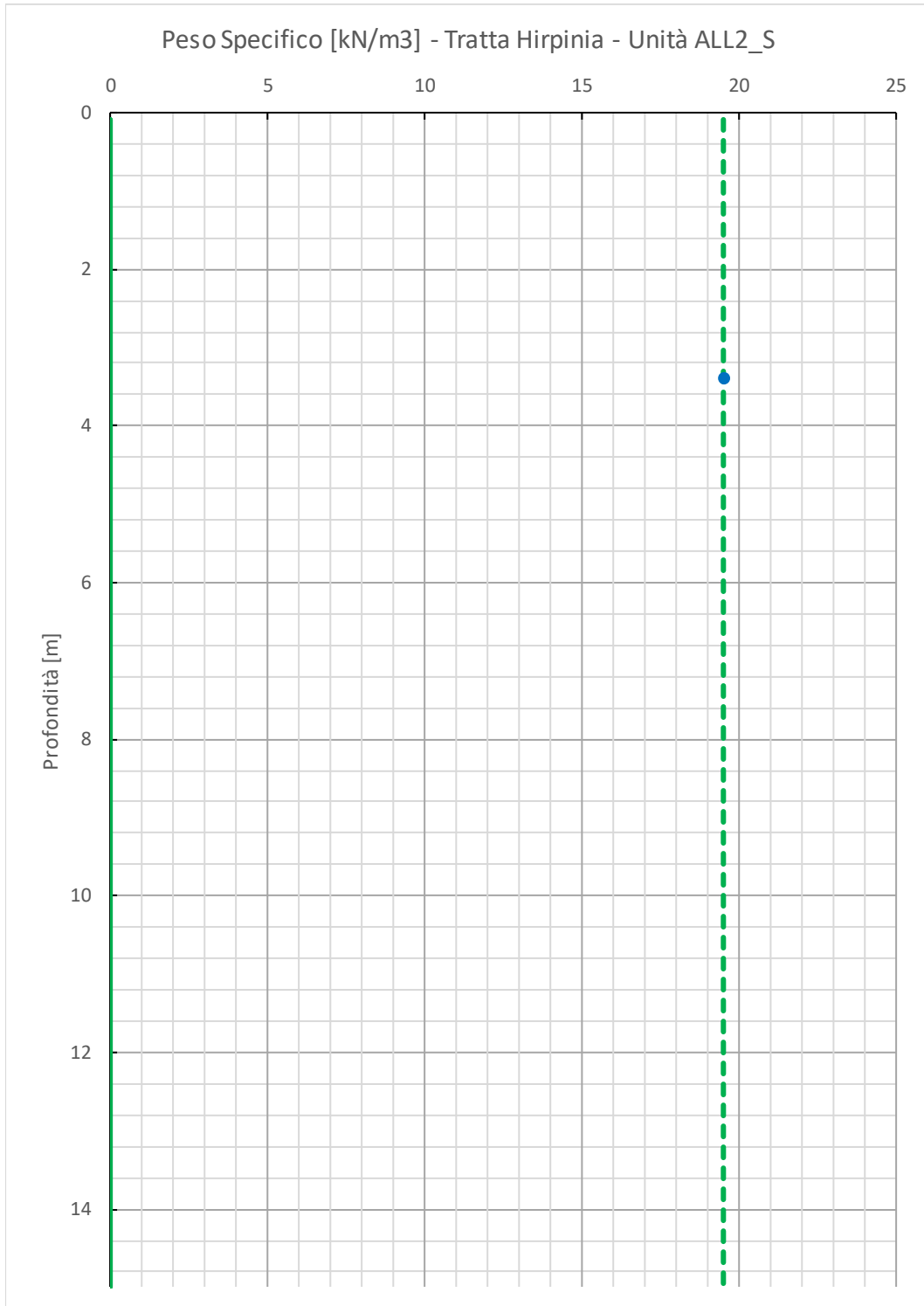






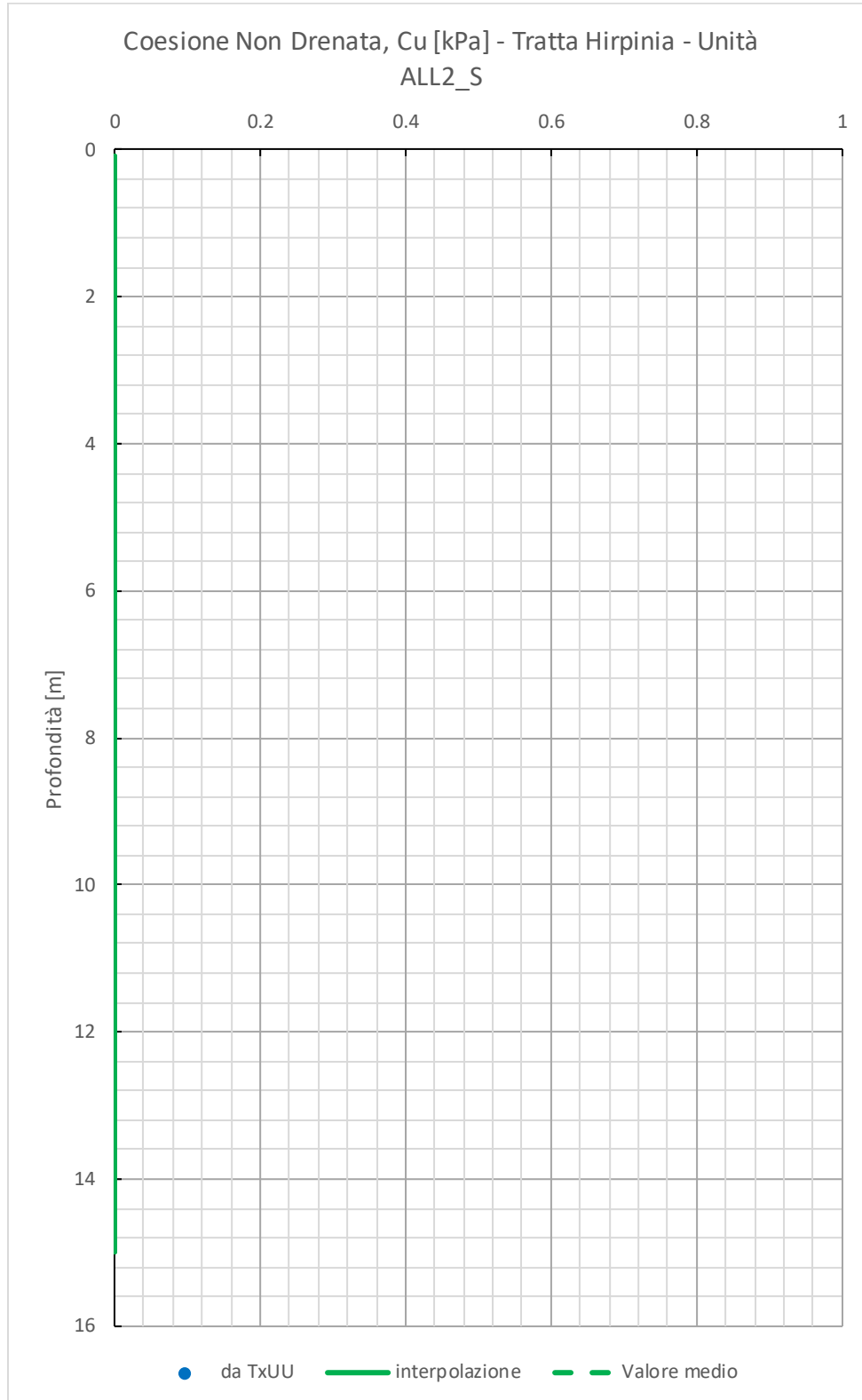


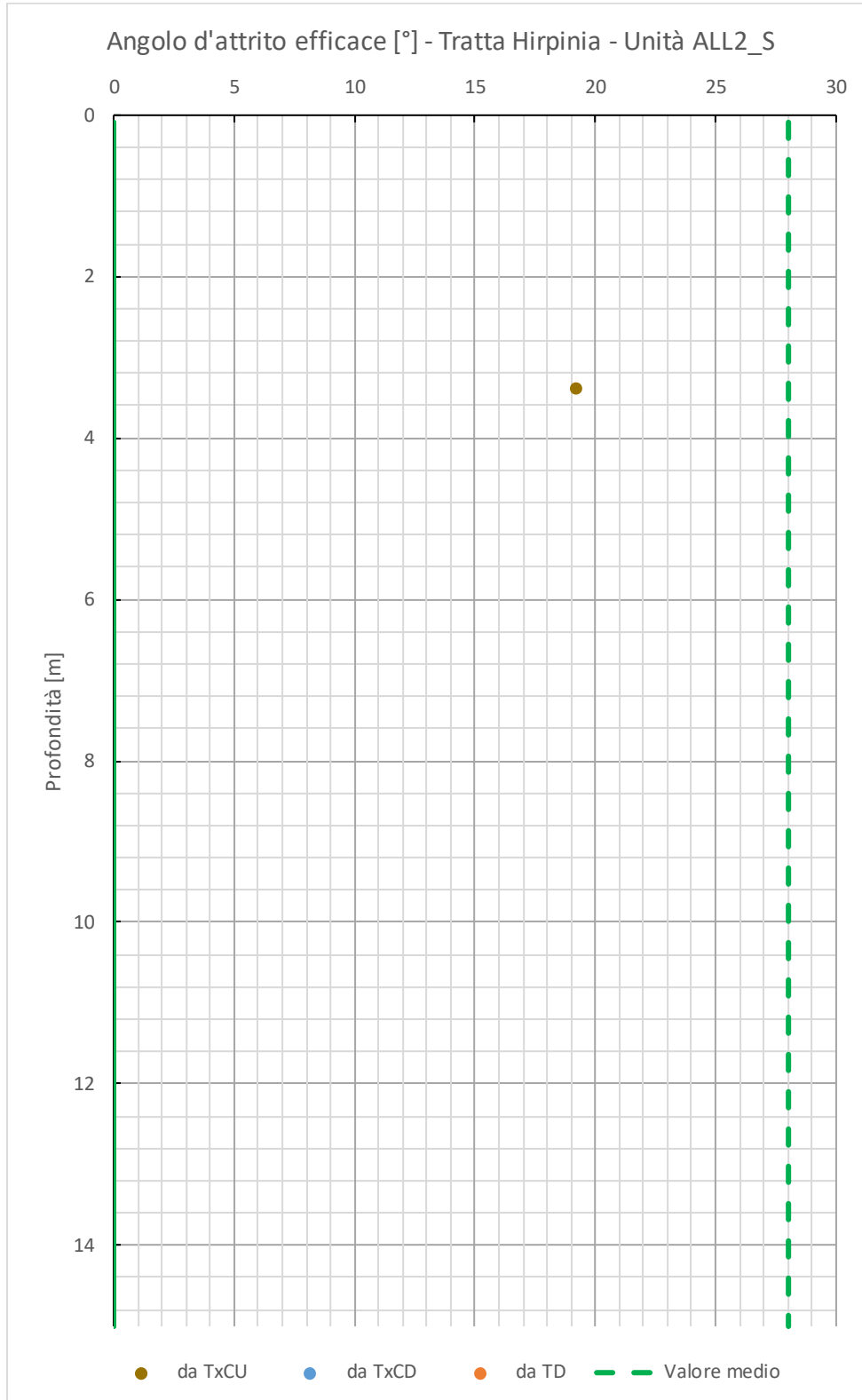
8.2.2 Grafici delle prove in laboratorio

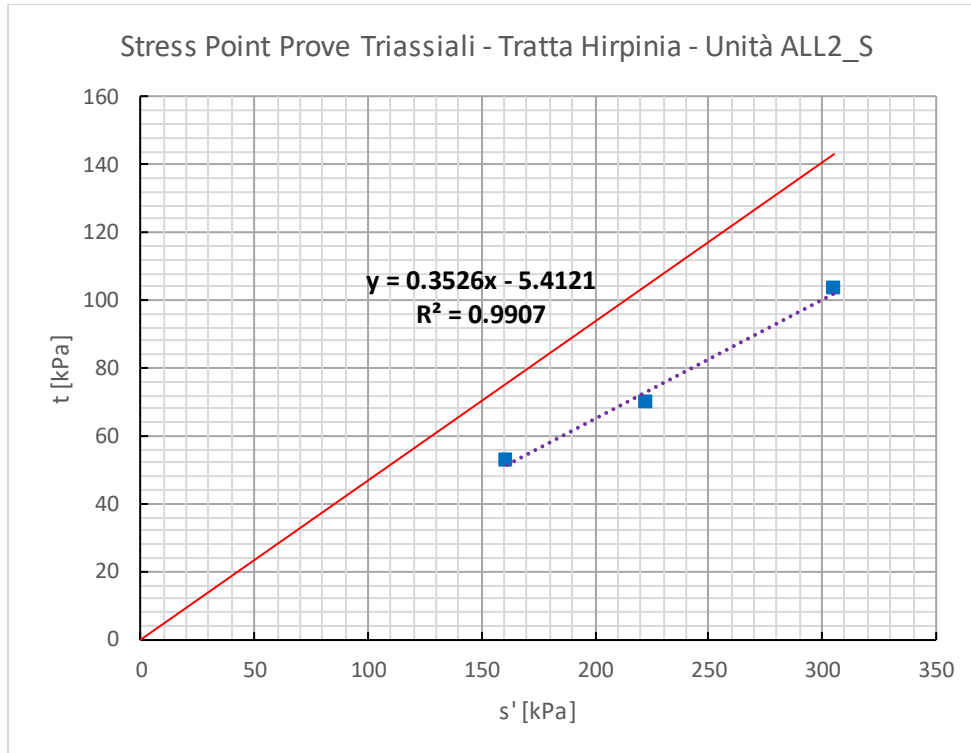


Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto
da pk 68+550 a pk 68+950

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1V	02 D 09	GE	OC0000 002	A	72 di 103

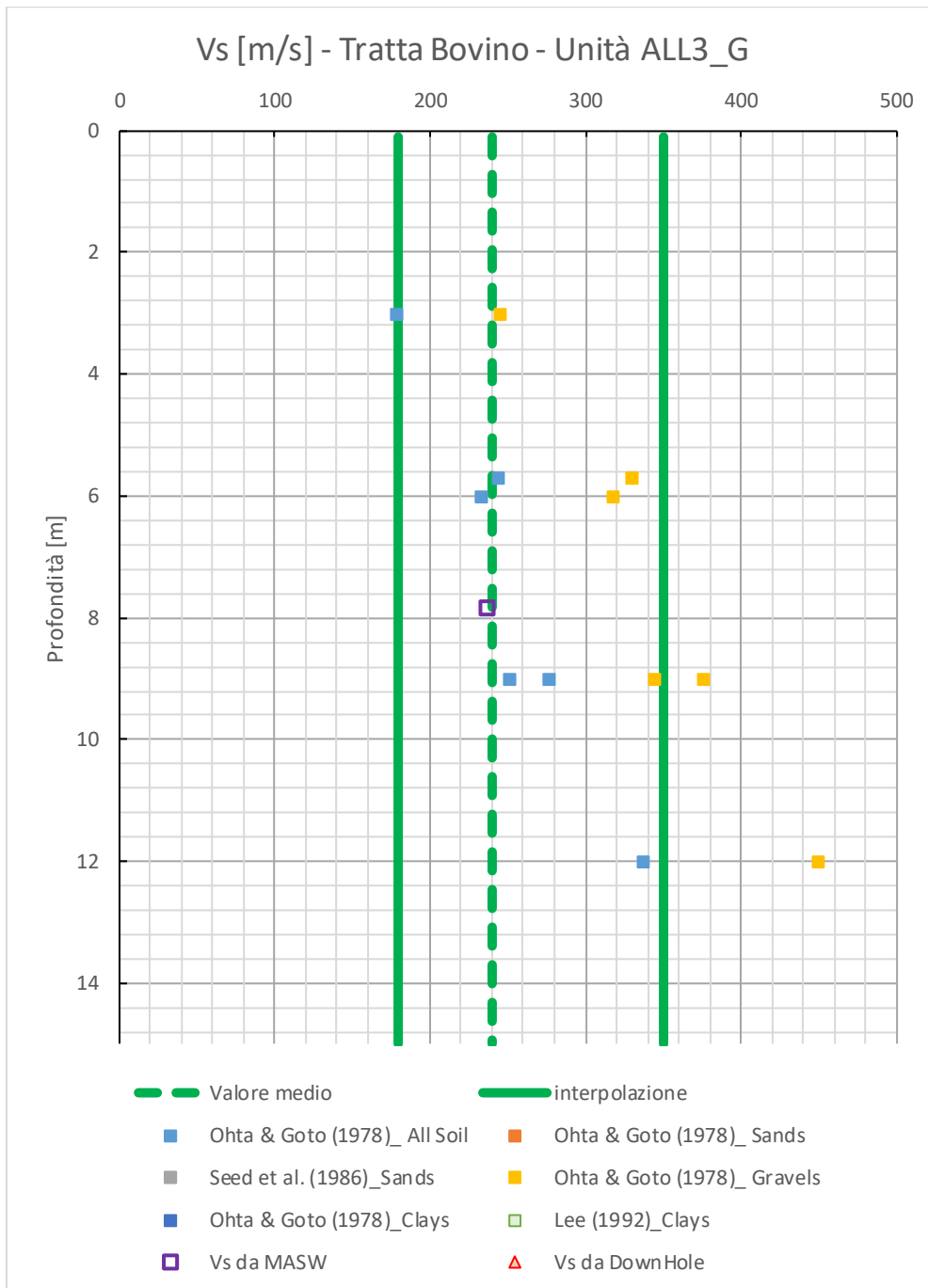


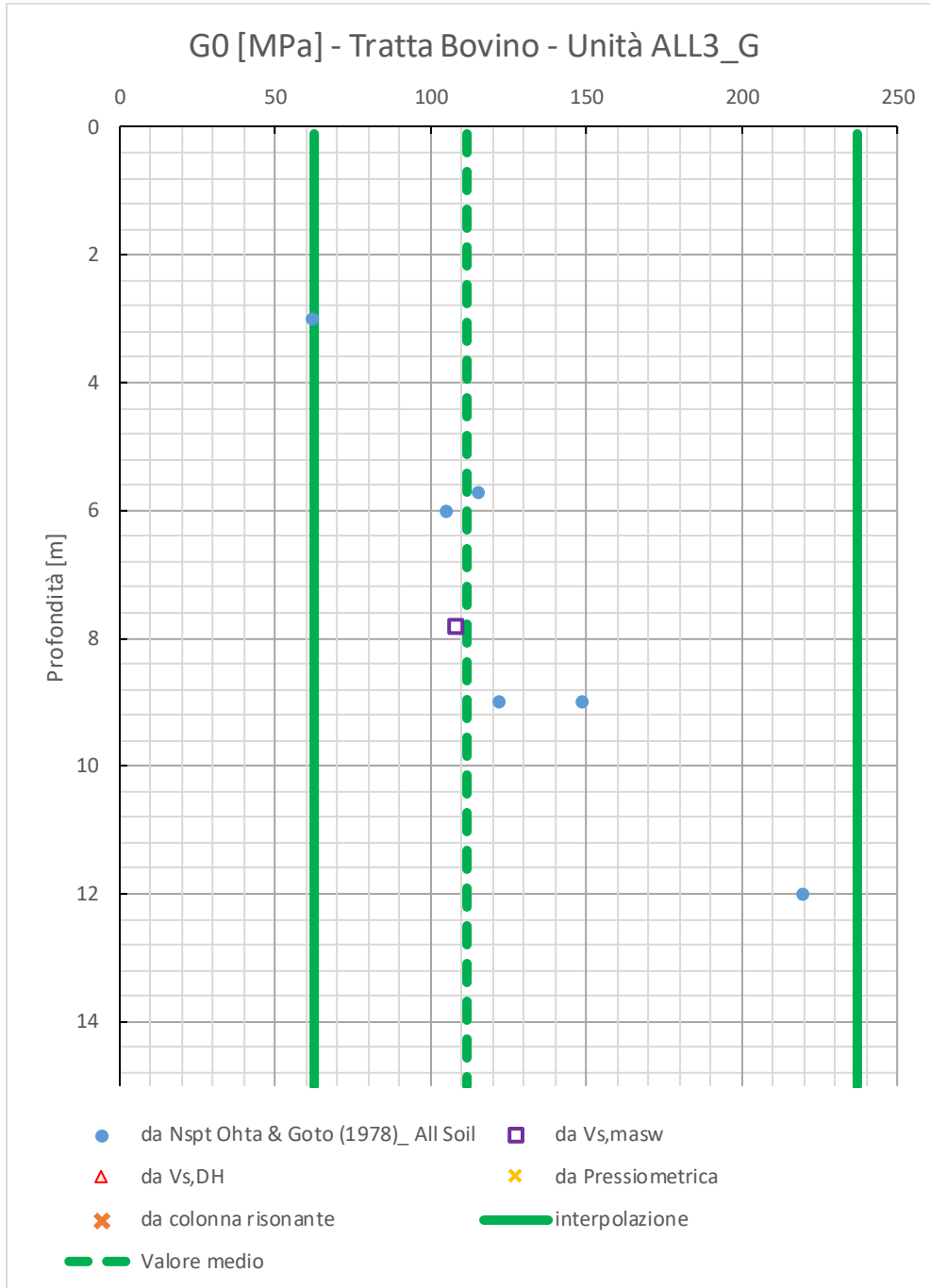




8.3 Unità ALL3_G

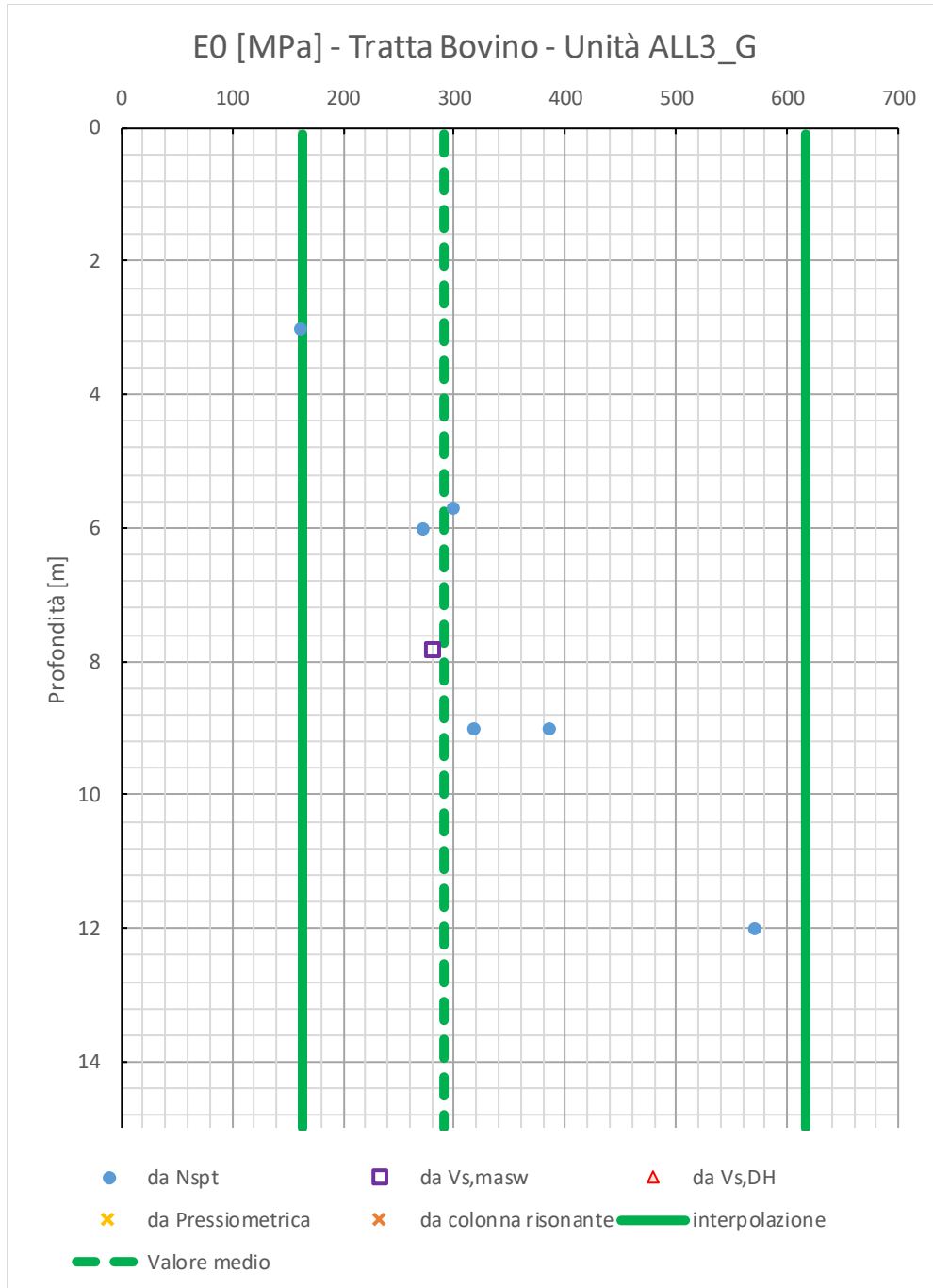
8.3.1 Grafici delle prove in sito





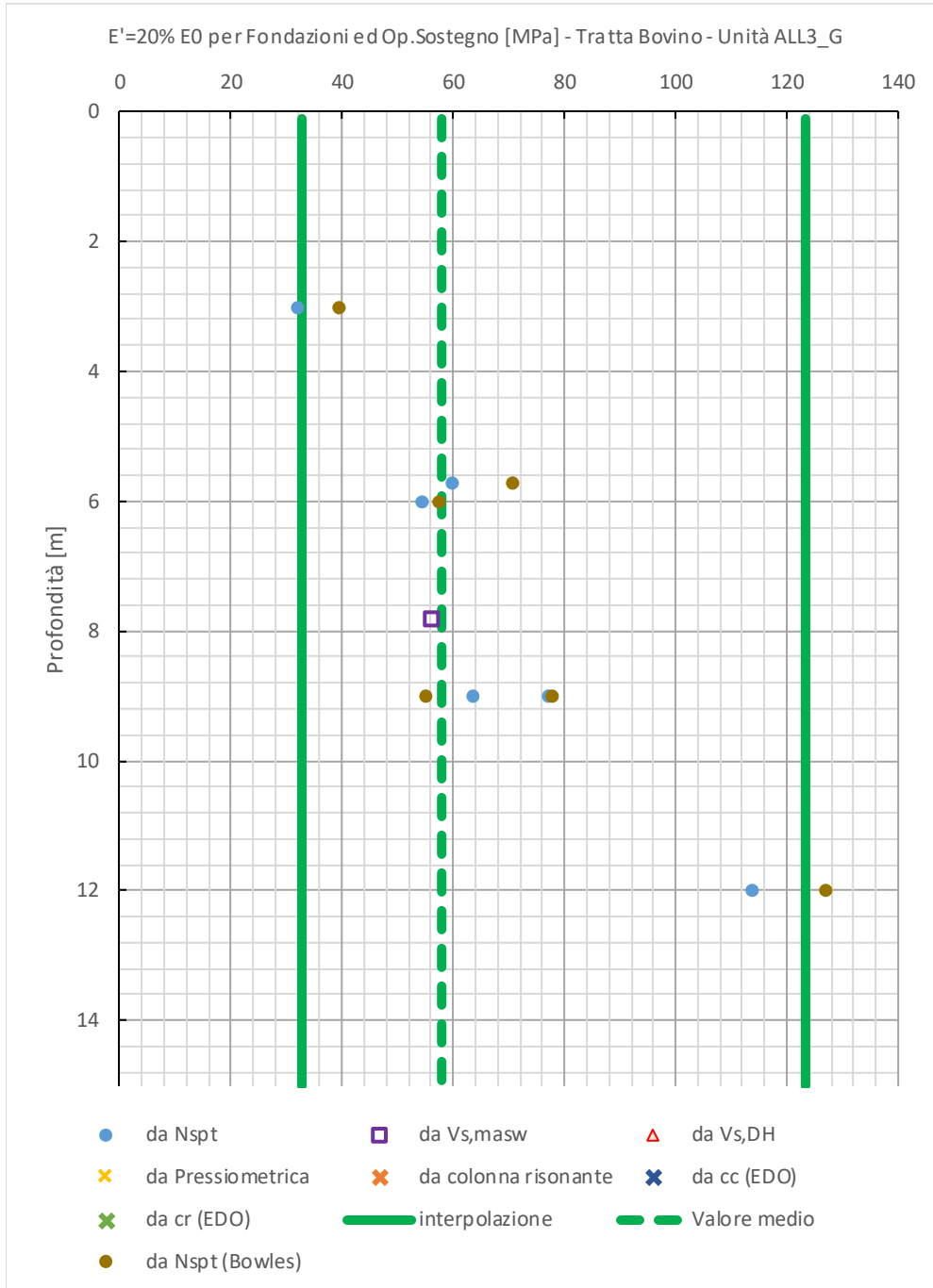
Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto
da pk 68+550 a pk 68+950

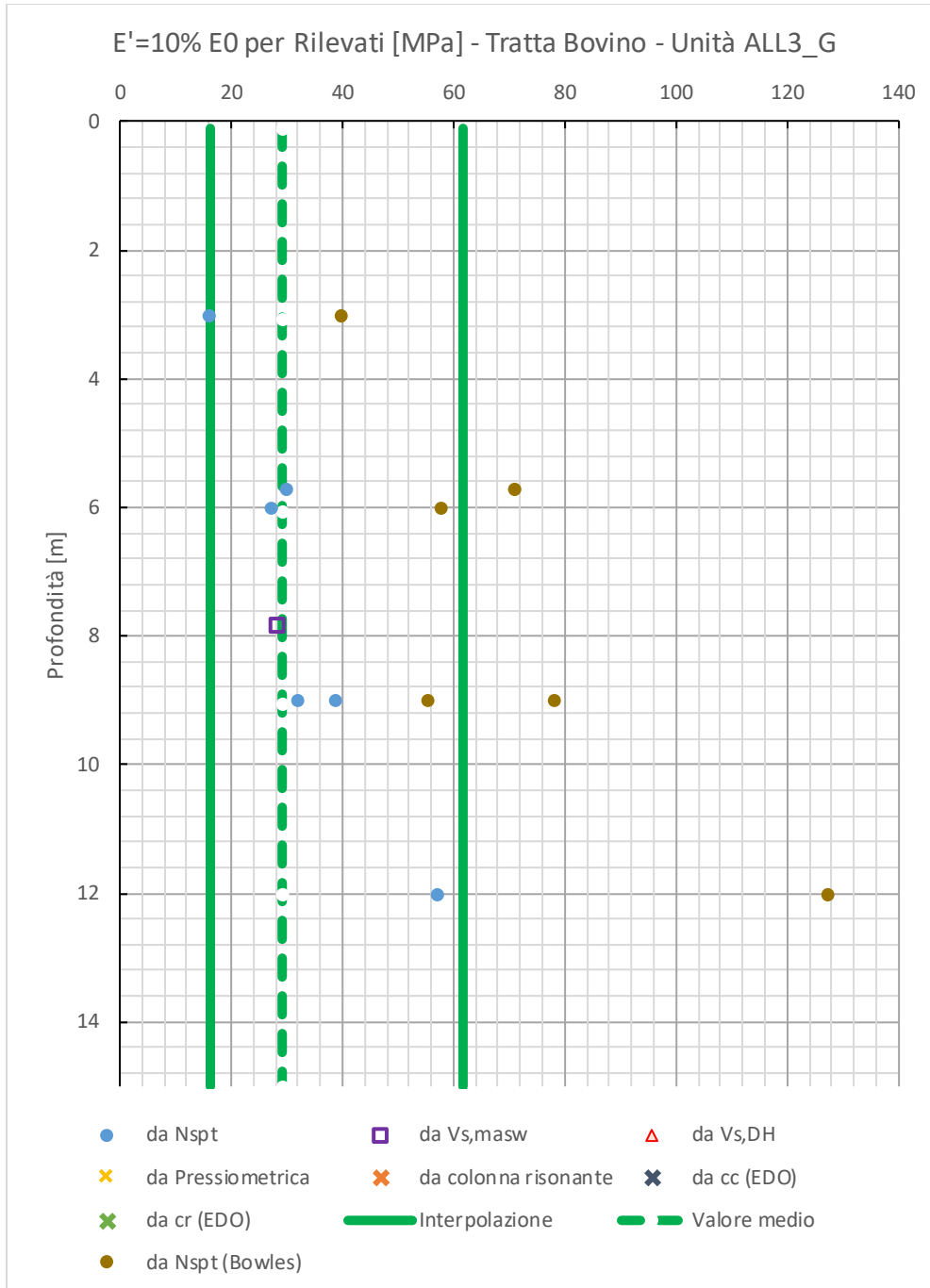
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1V	02 D 09	GE	OC0000 002	A	77 di 103

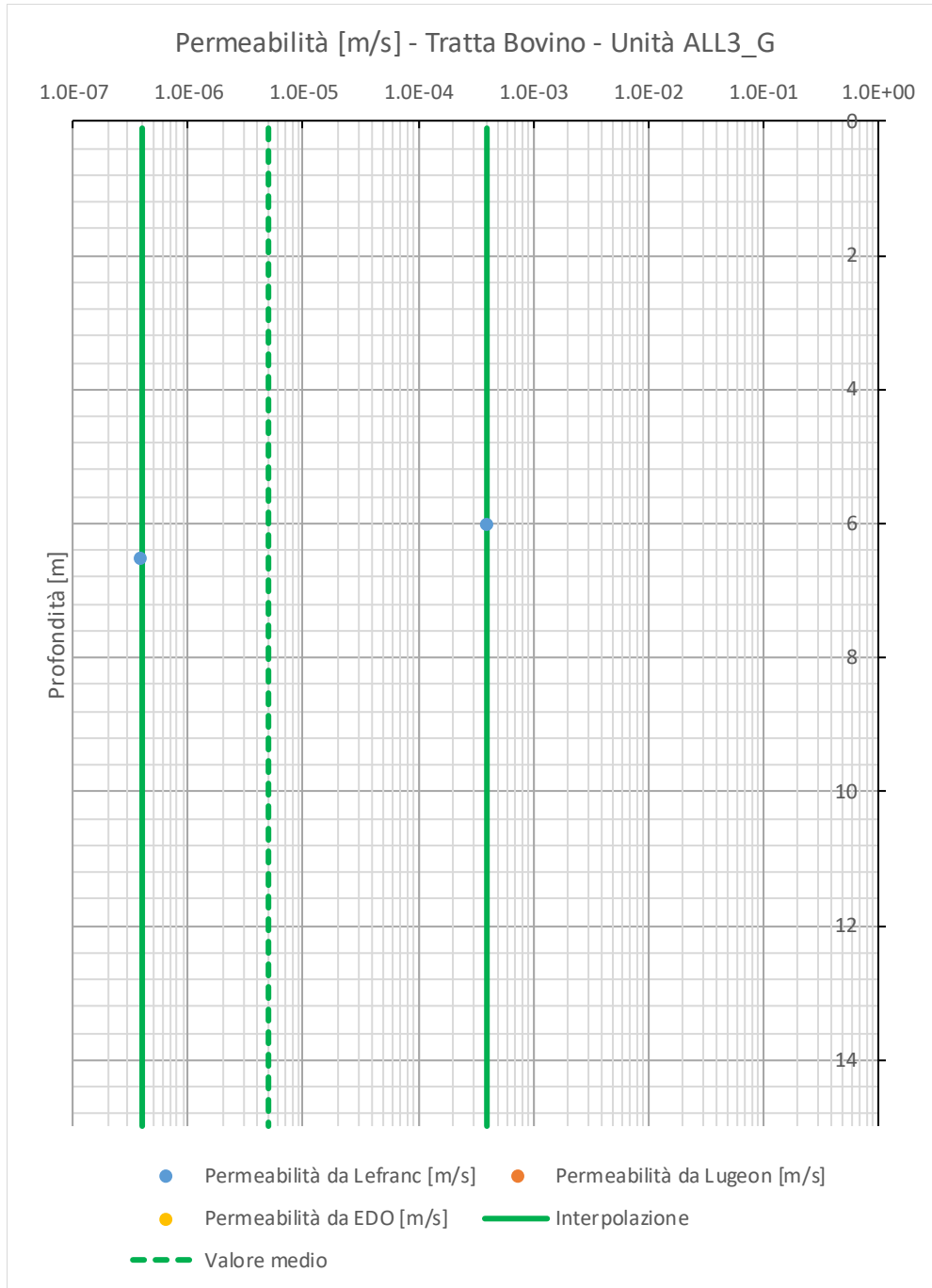


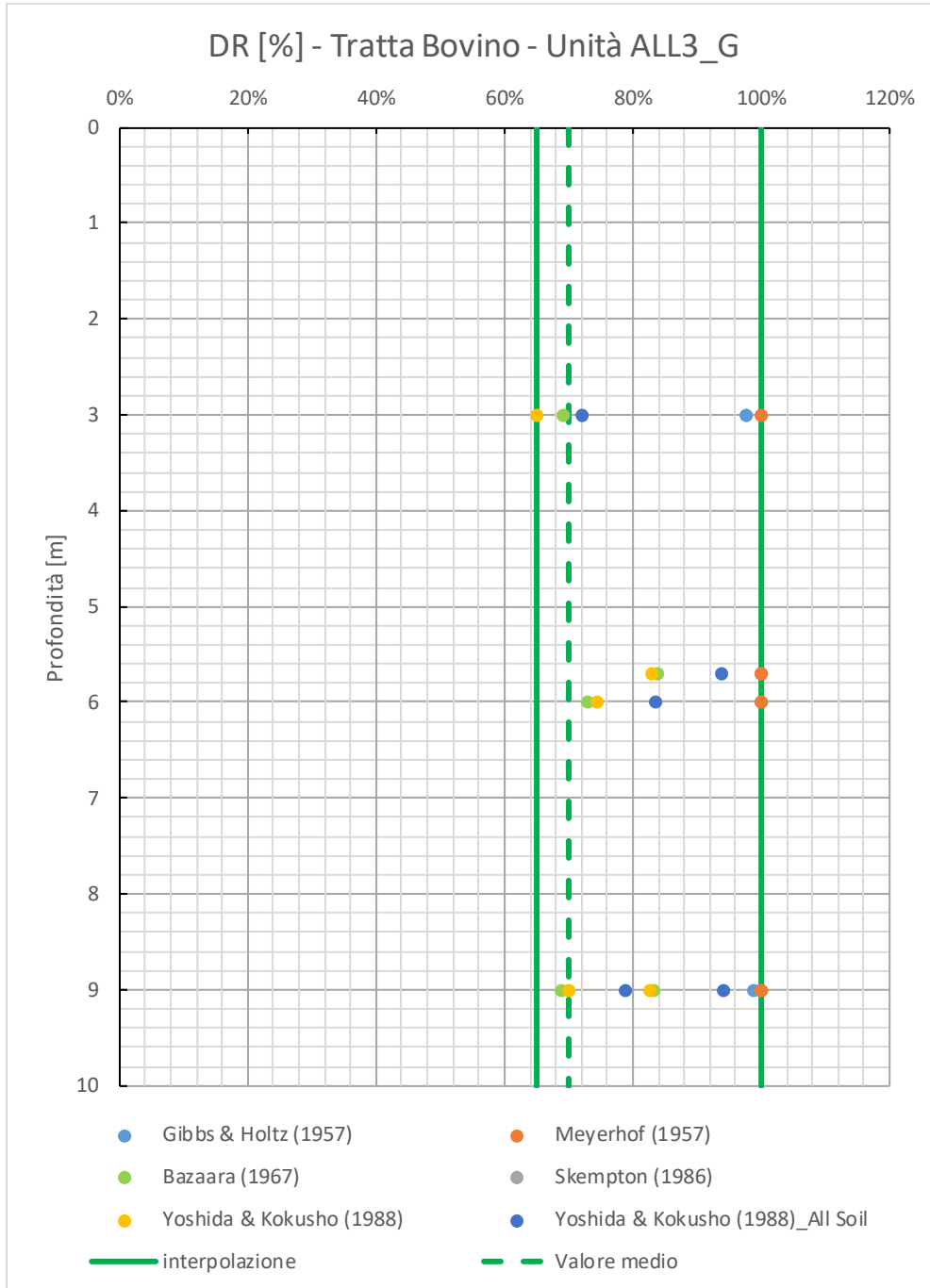
Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto
da pk 68+550 a pk 68+950

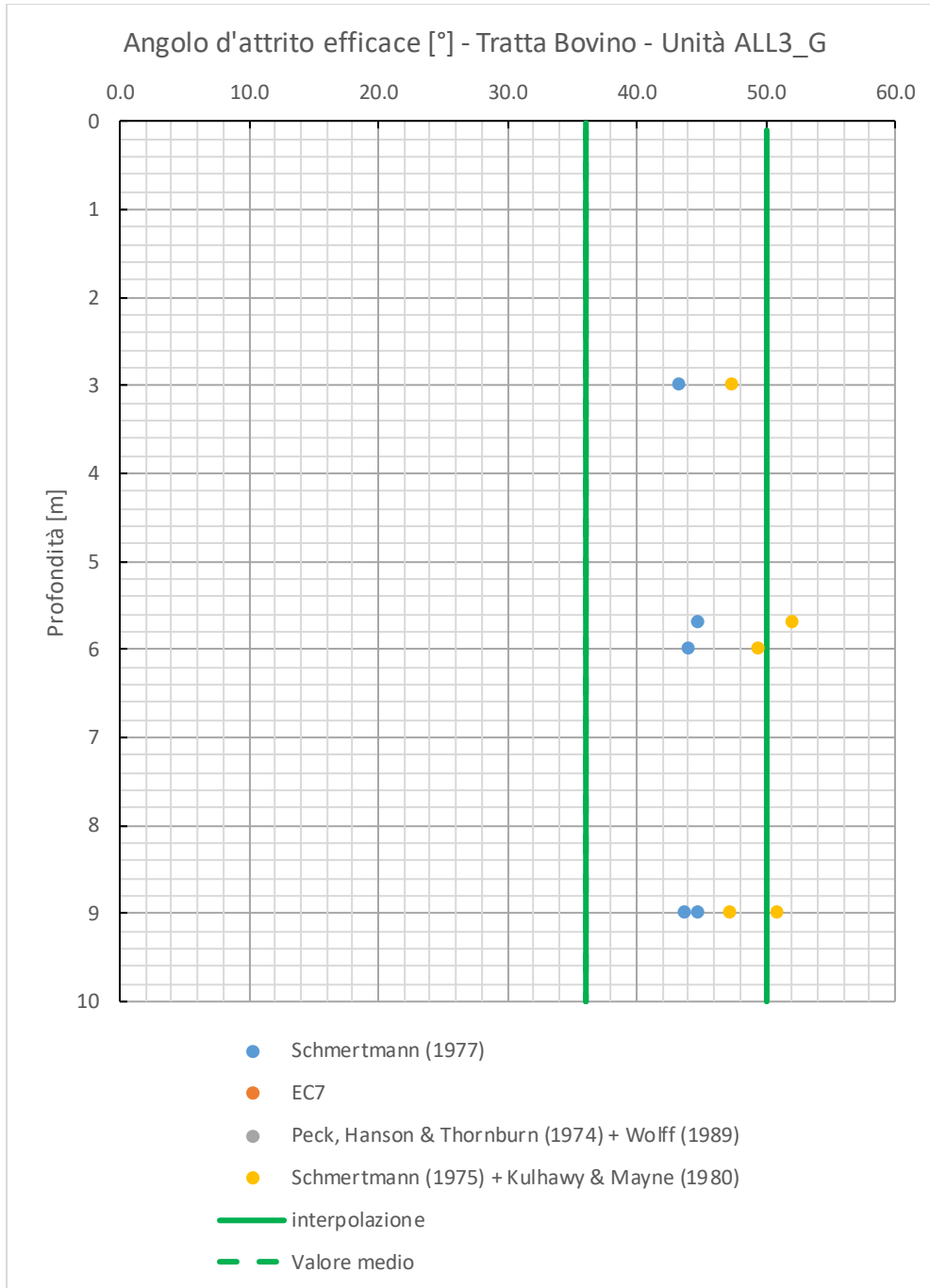
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1V	02 D 09	GE	OC0000 002	A	78 di 103





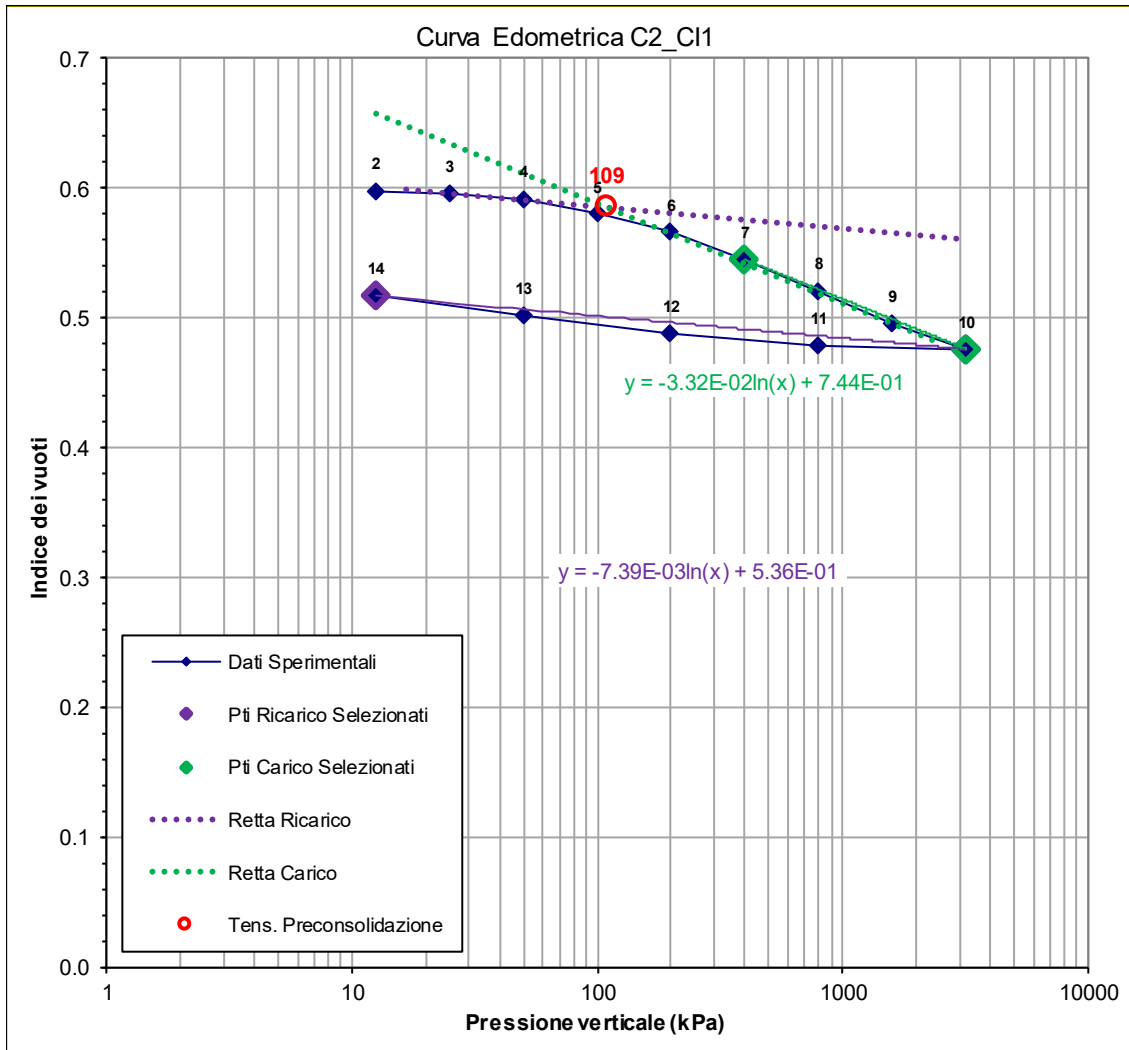


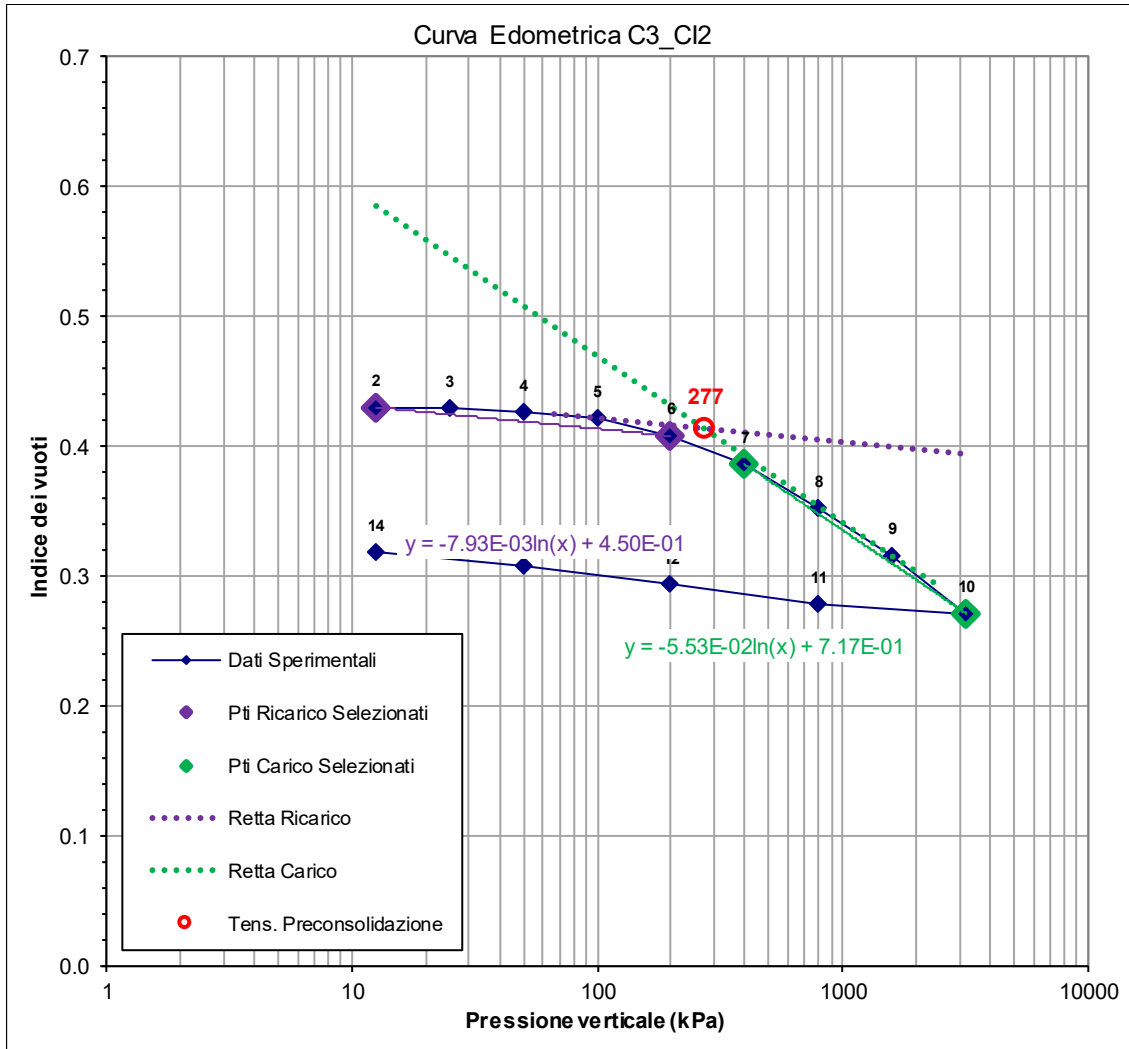




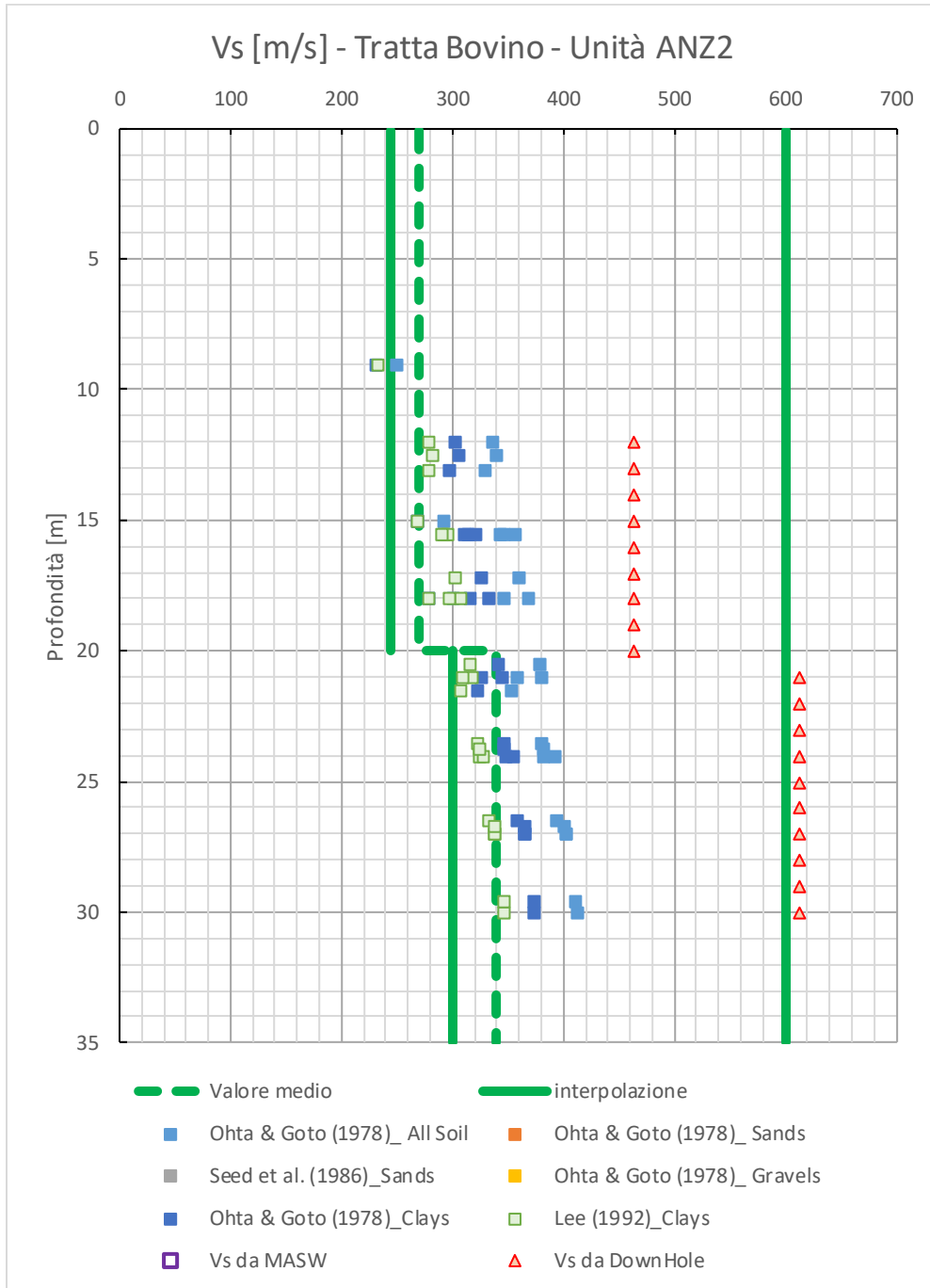
8.4 Unità ANZ_2

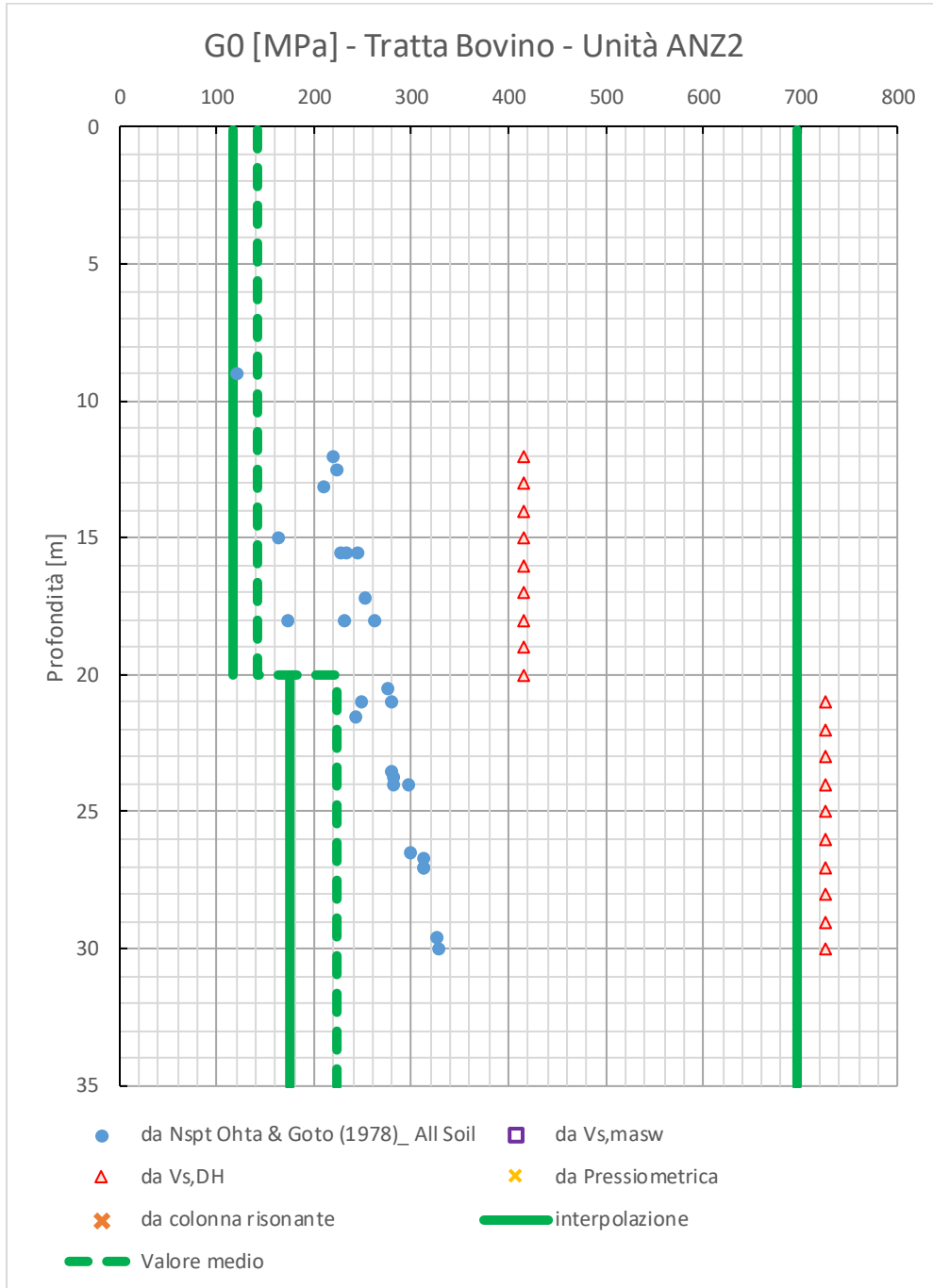
8.4.1 Interpretazione delle prove edometriche

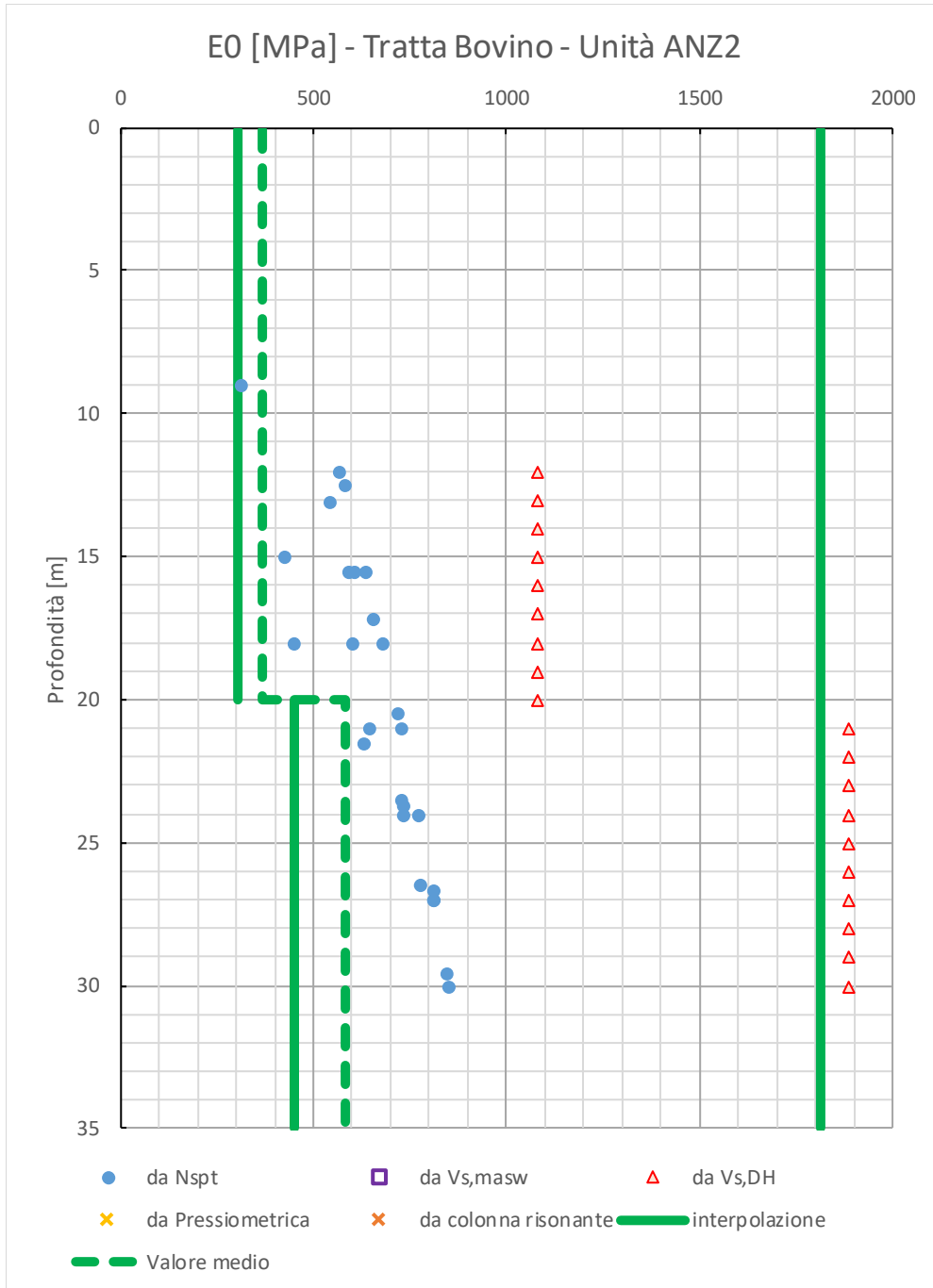




8.4.2 Grafici delle prove in sito

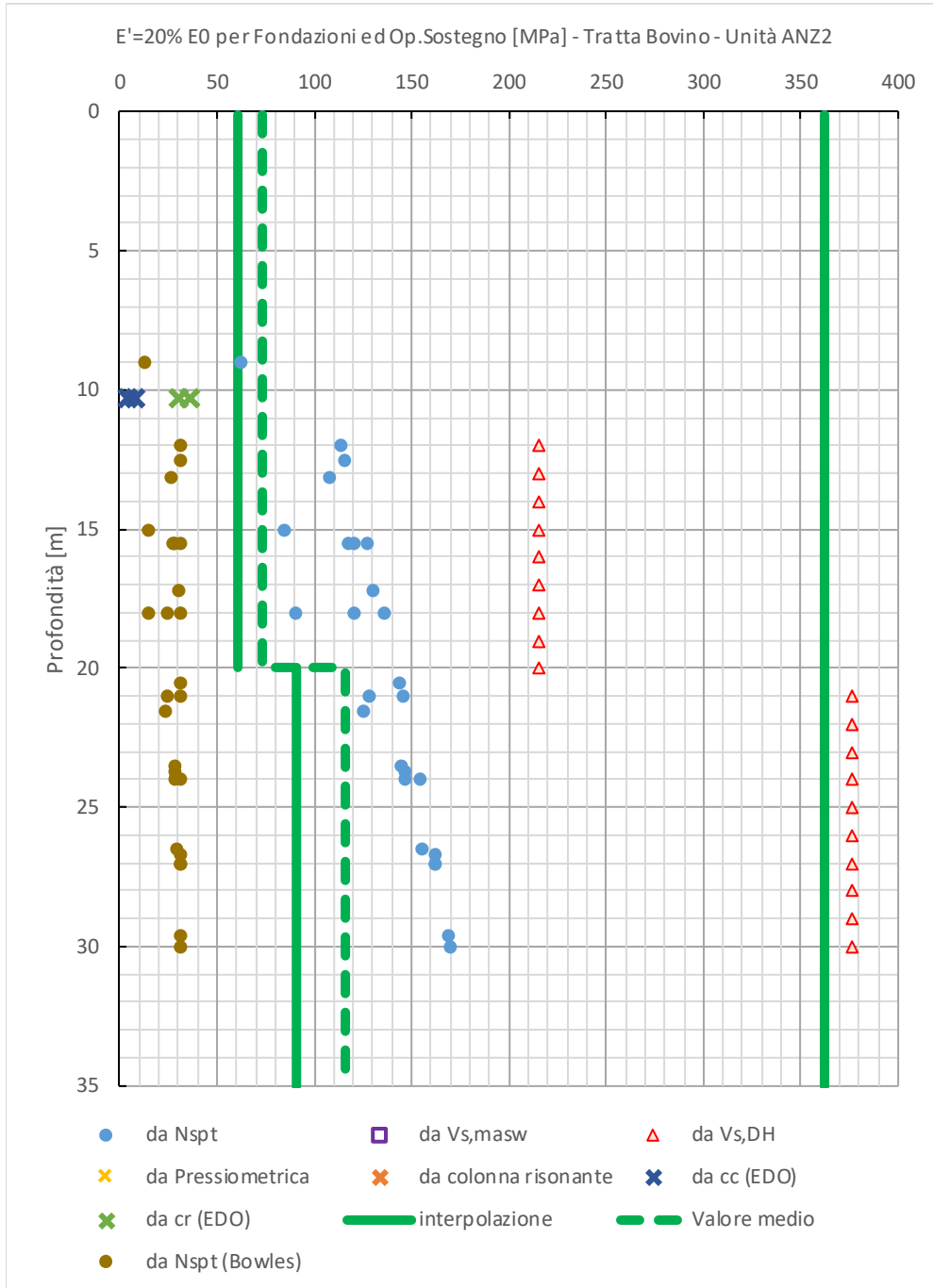


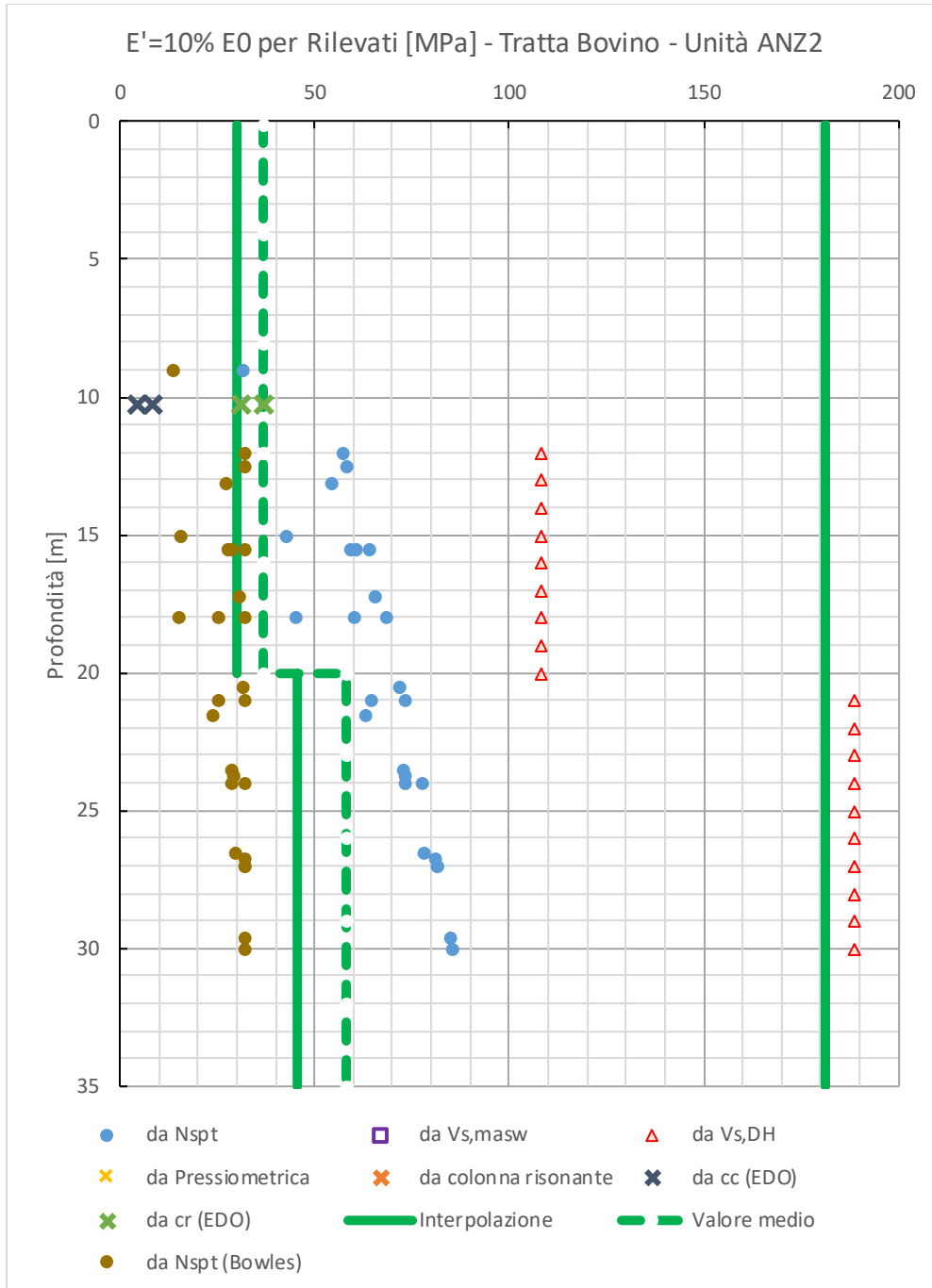


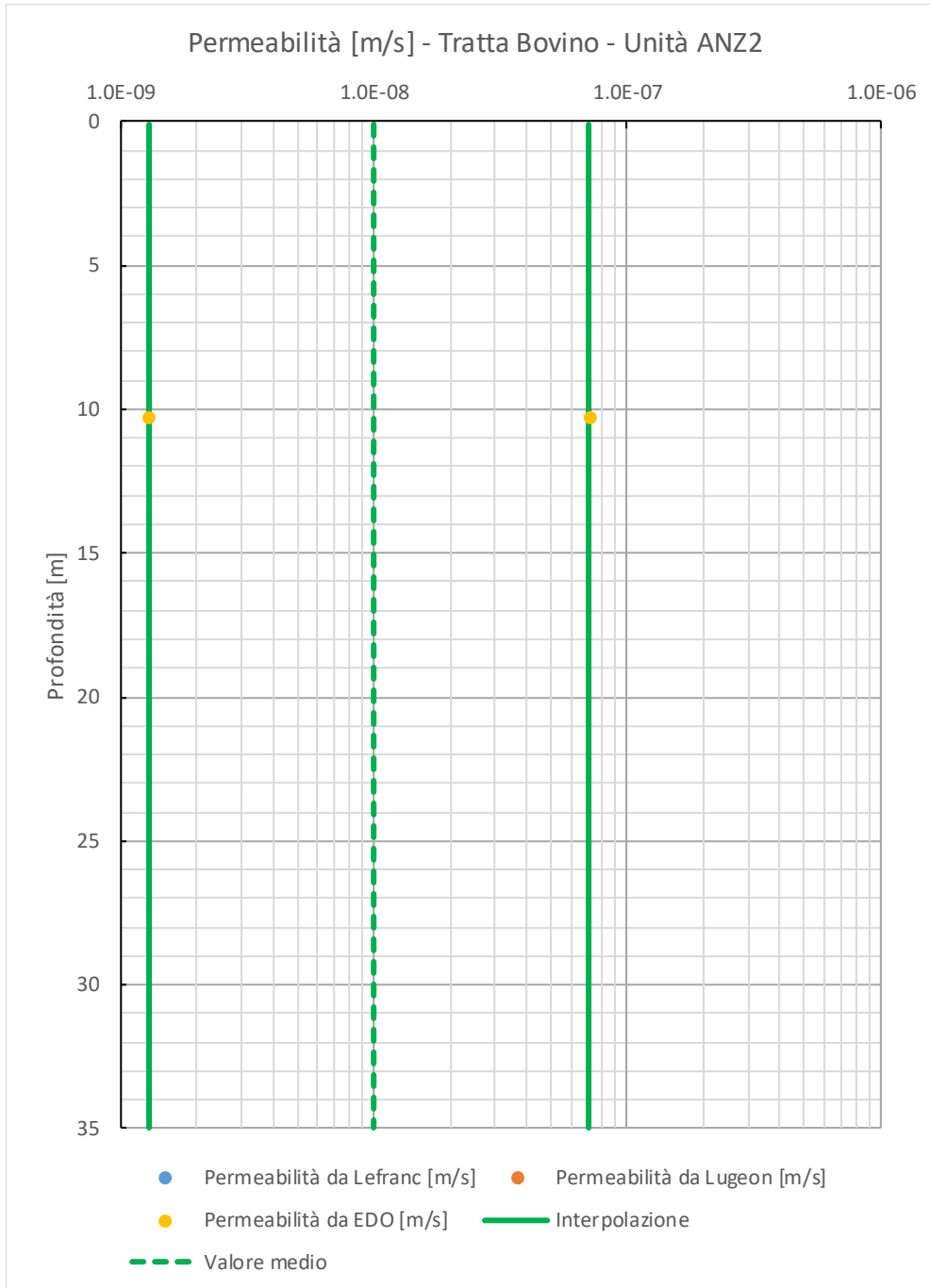


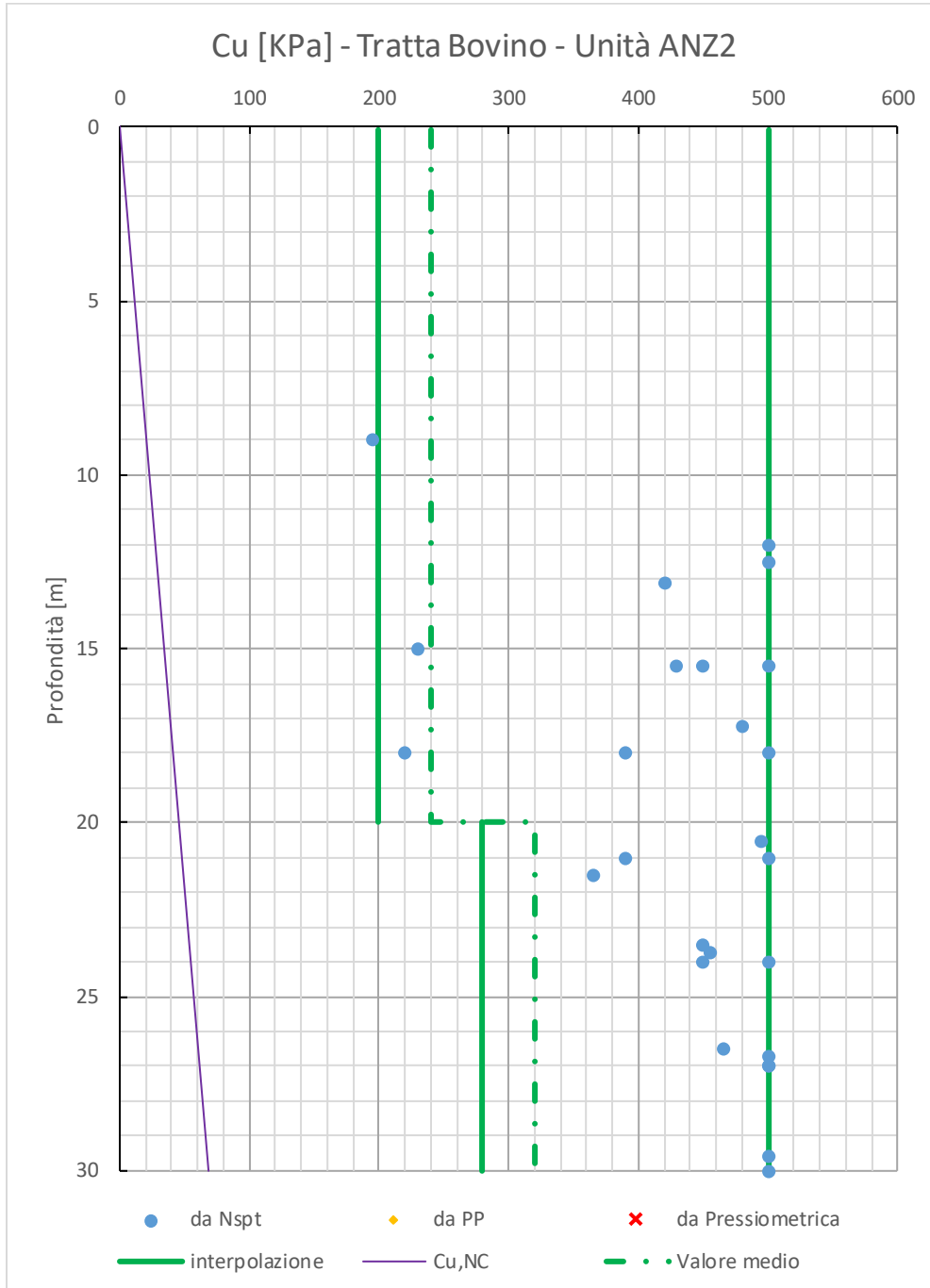
Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto
da pk 68+550 a pk 68+950

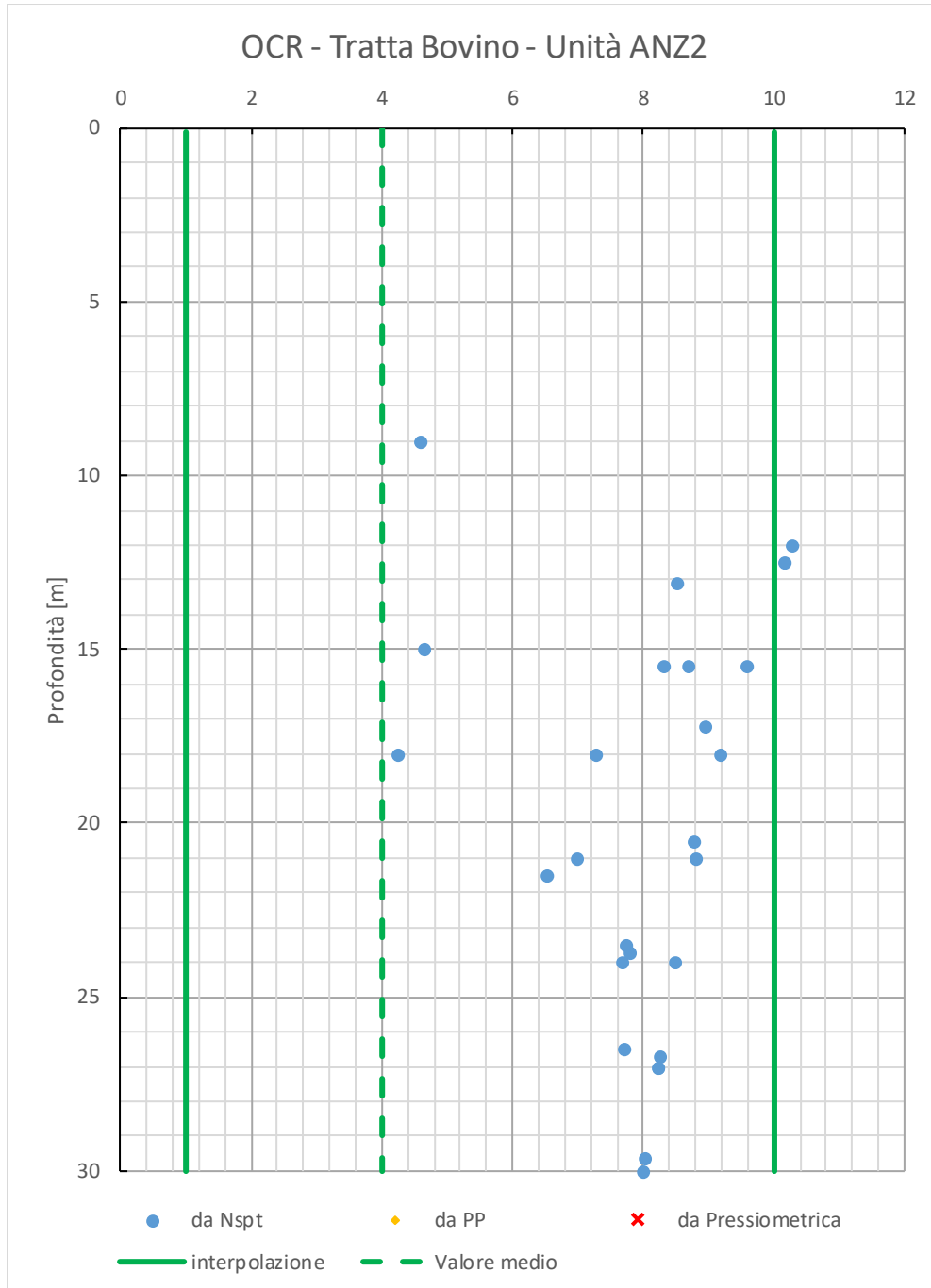
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1V	02 D 09	GE	OC0000 002	A	88 di 103



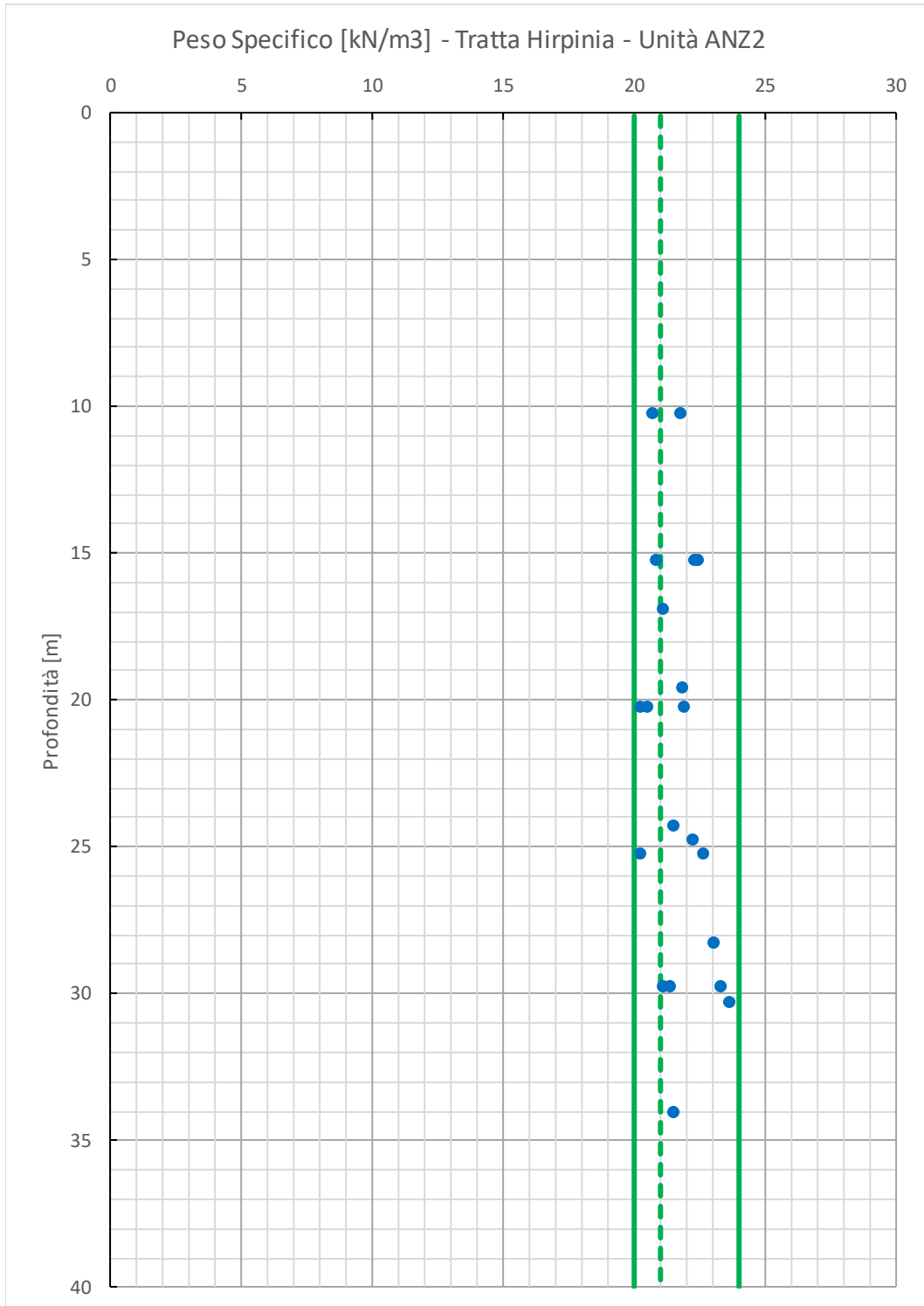






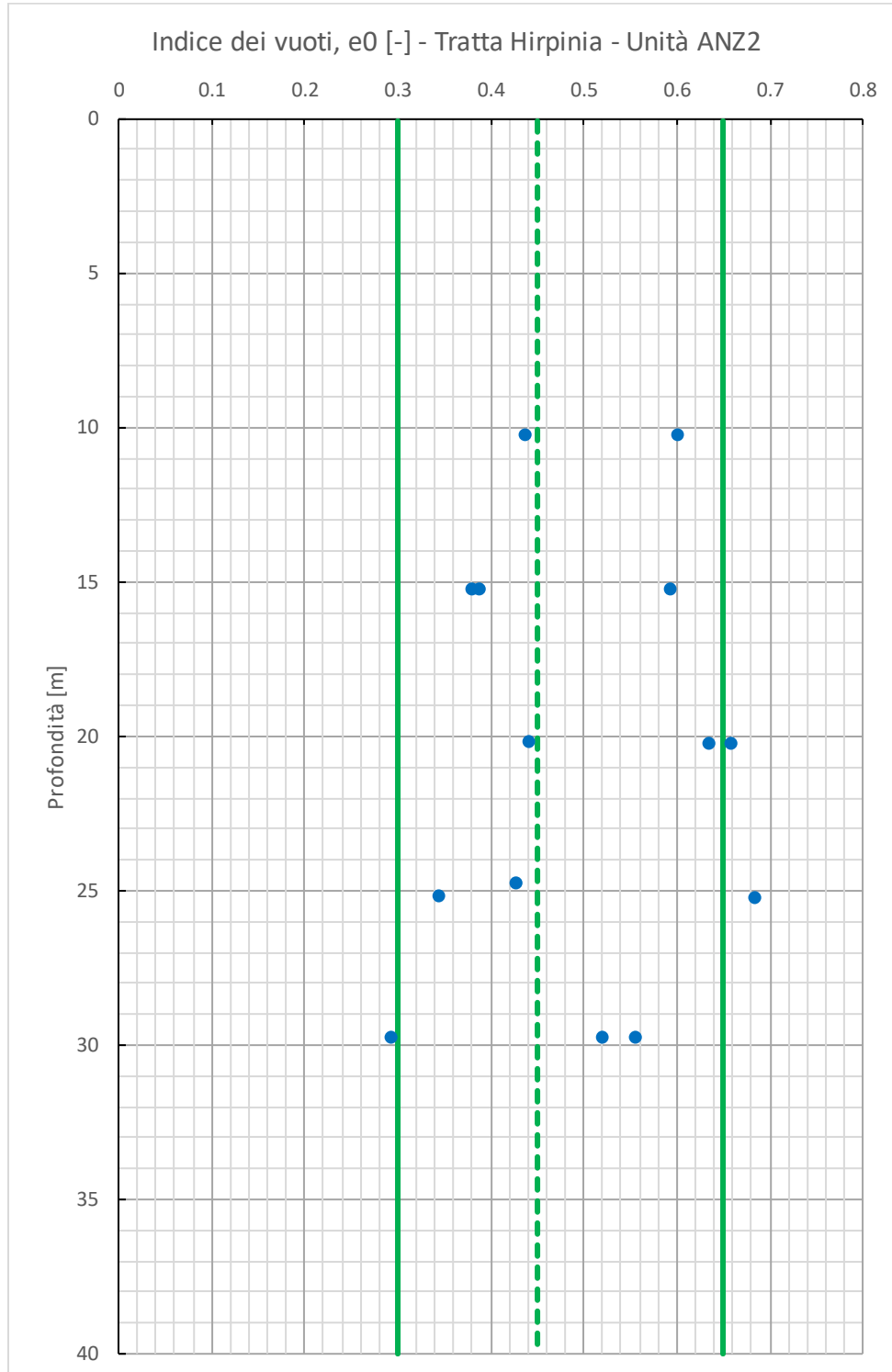


8.4.3 Grafici delle prove in laboratorio



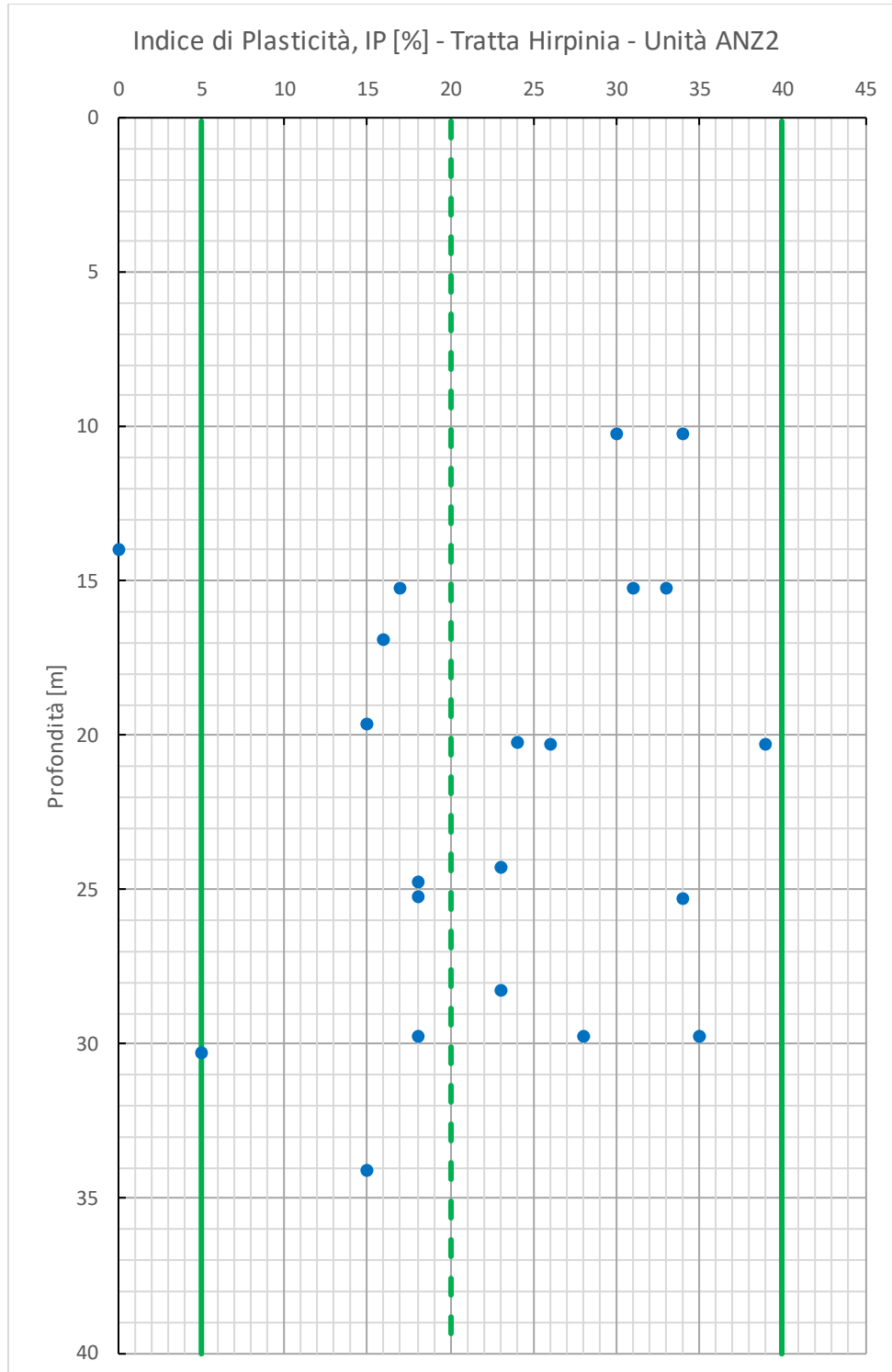
Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto
da pk 68+550 a pk 68+950

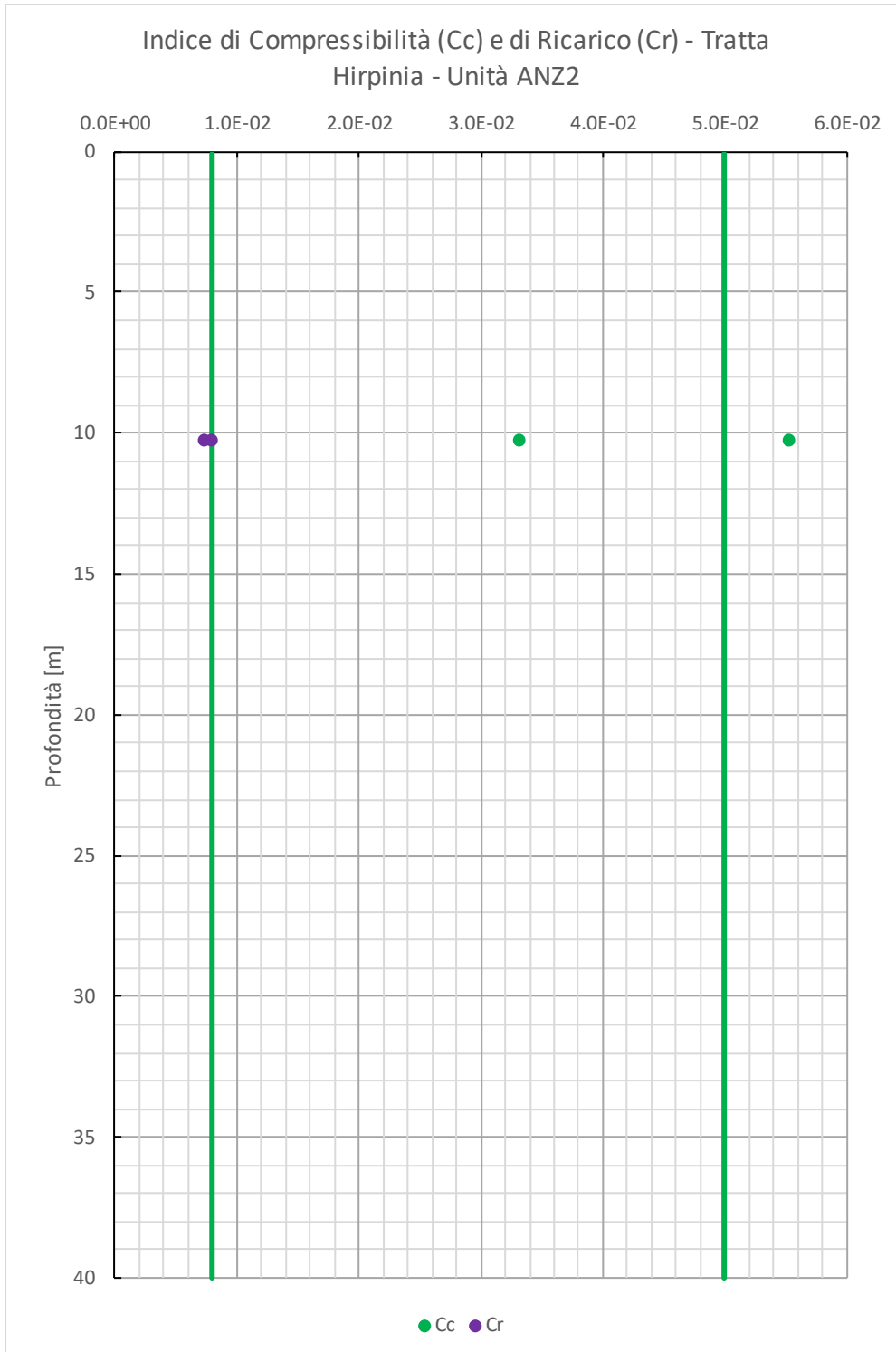
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1V	02 D 09	GE	OC0000 002	A	94 di 103

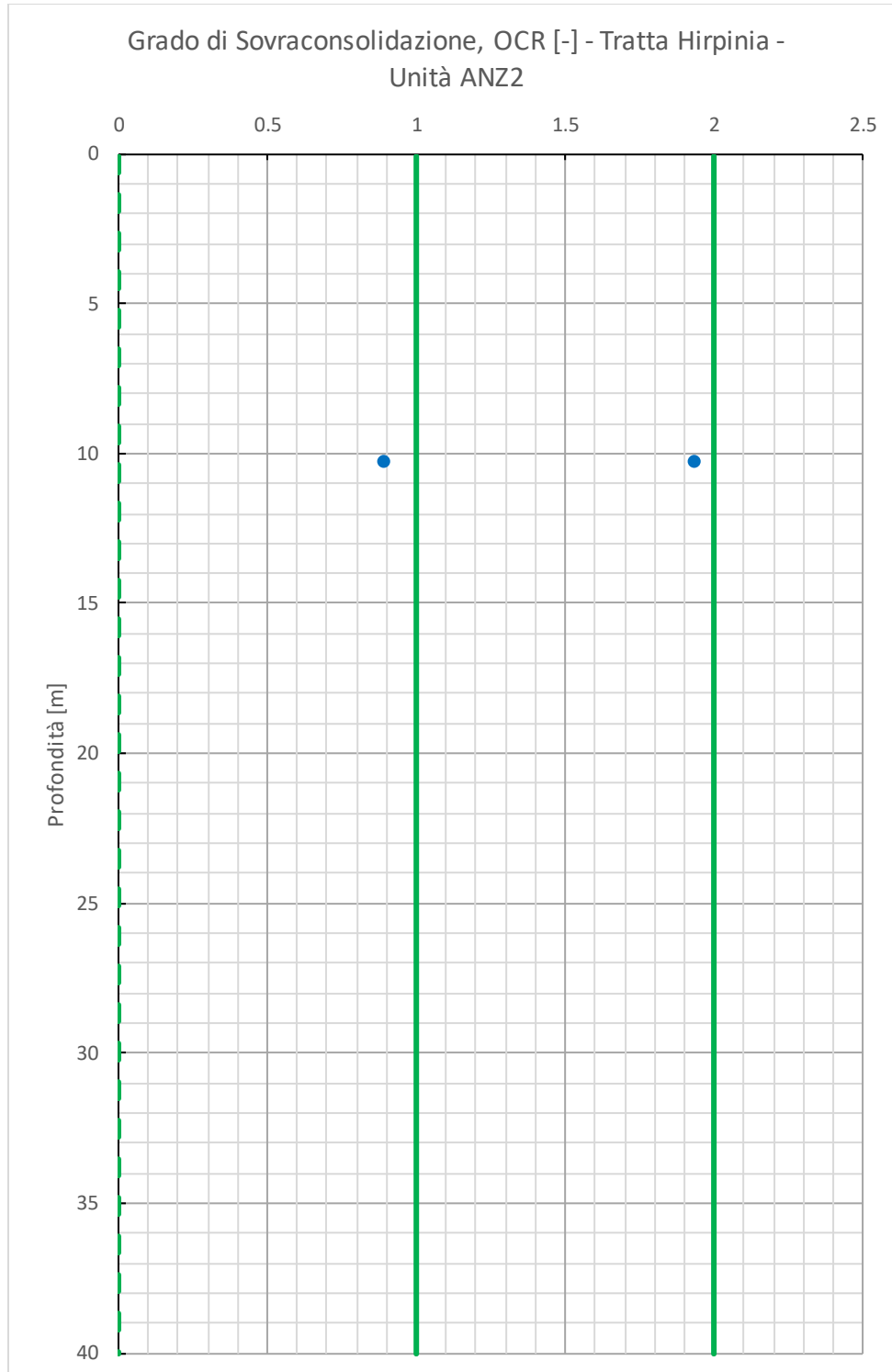


Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto
da pk 68+550 a pk 68+950

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1V	02 D 09	GE	OC0000 002	A	95 di 103

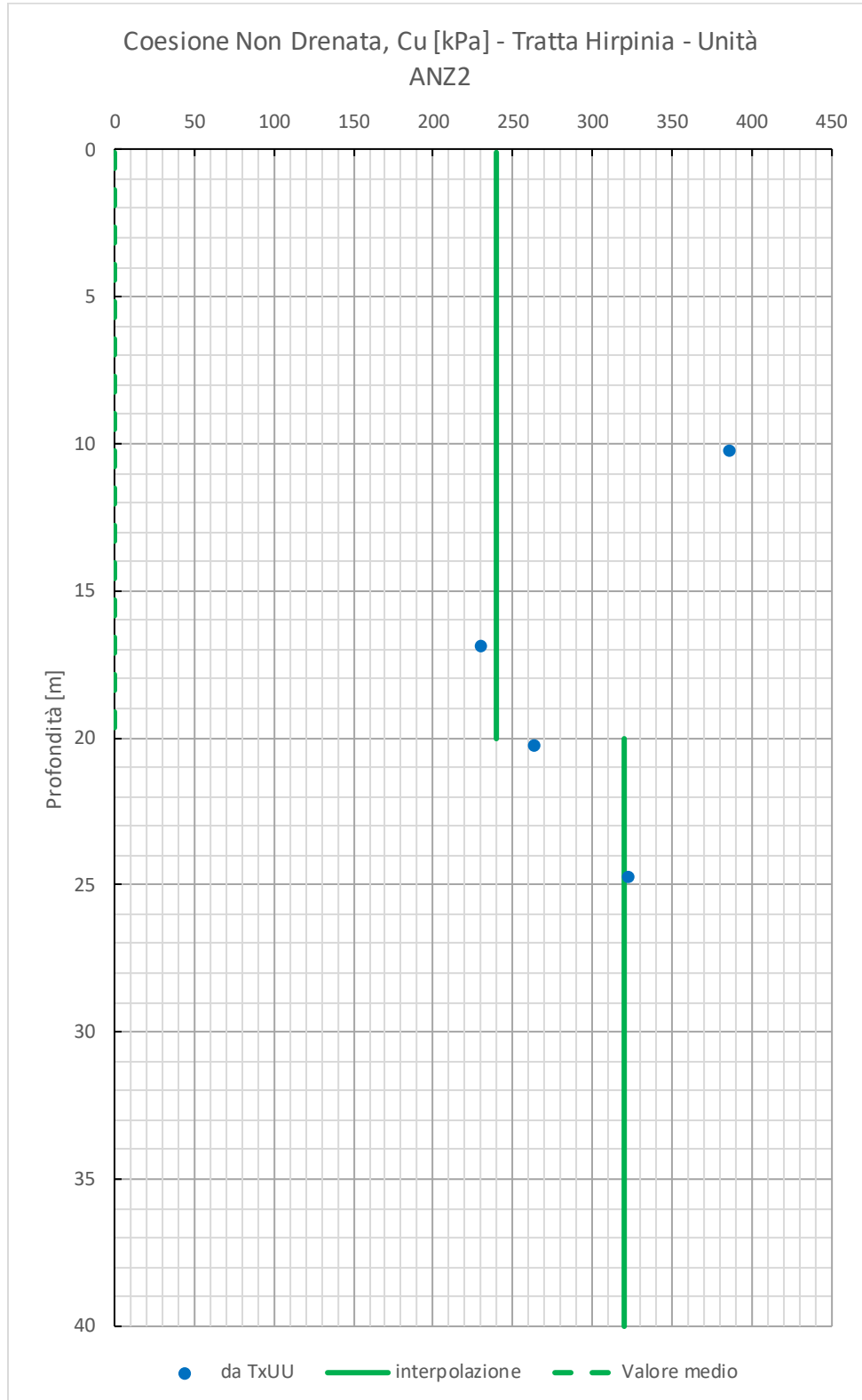






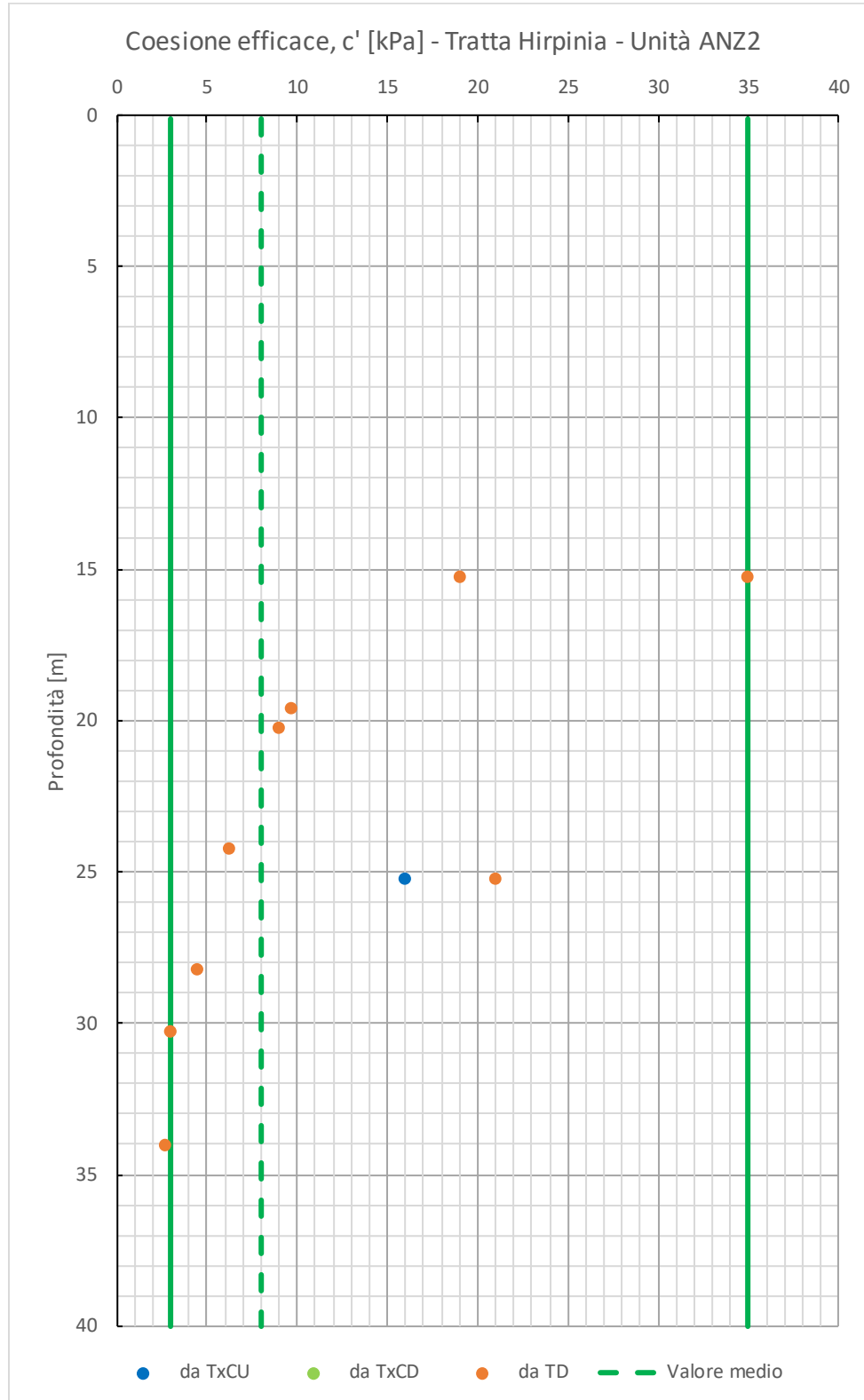
Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto
da pk 68+550 a pk 68+950

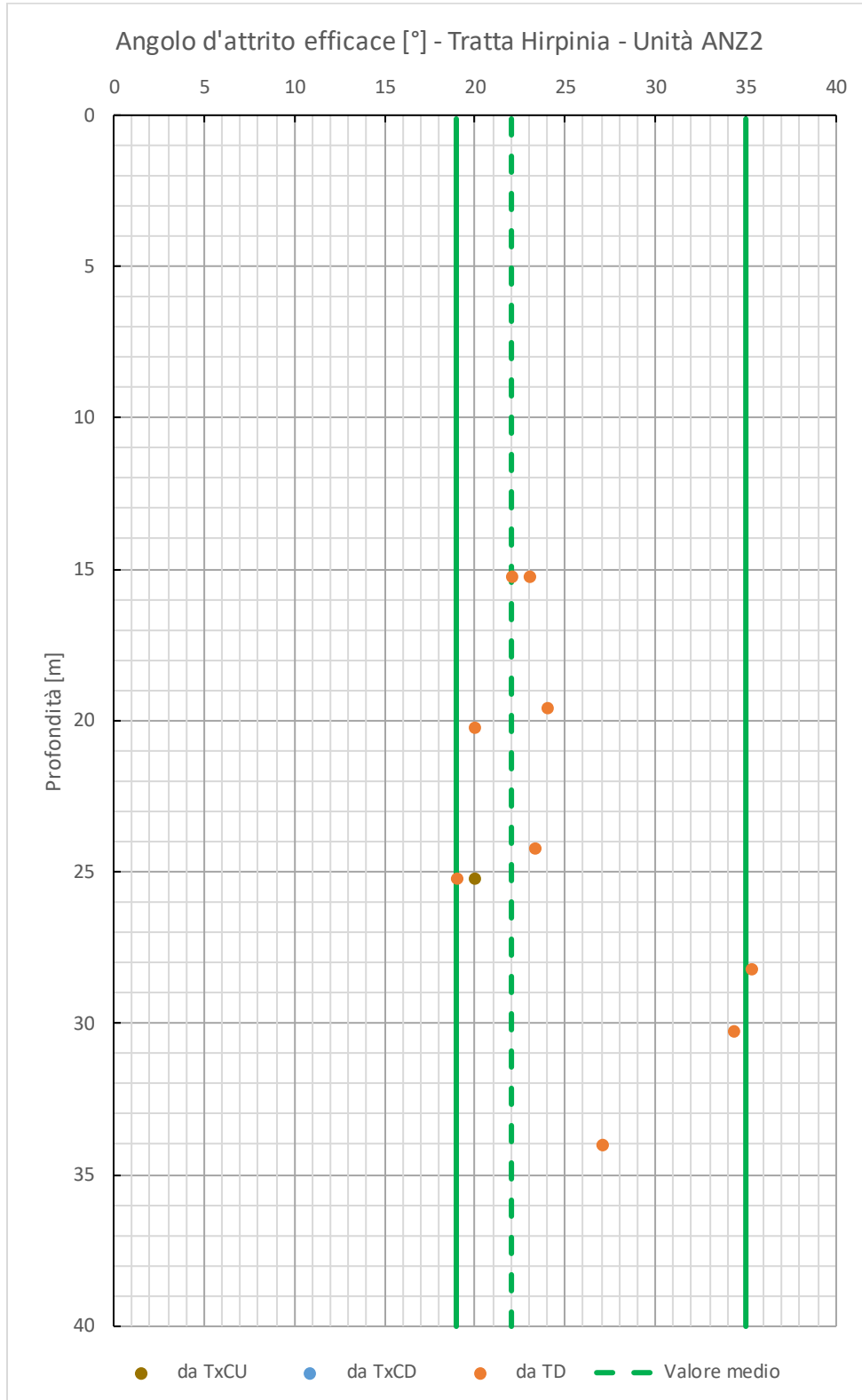
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1V	02 D 09	GE	OC0000 002	A	98 di 103



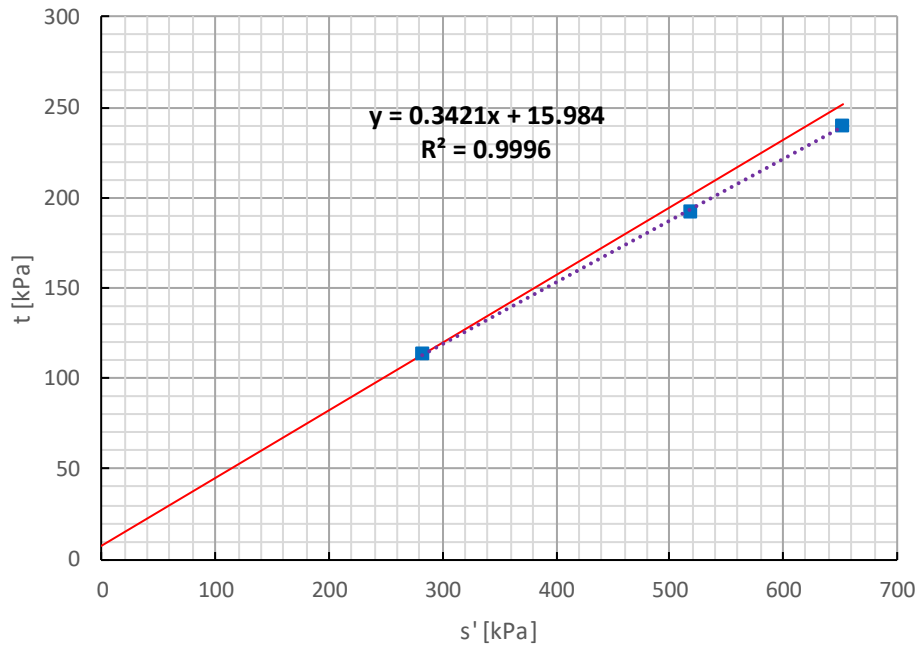
Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto
da pk 68+550 a pk 68+950

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1V	02 D 09	GE	OC0000 002	A	99 di 103

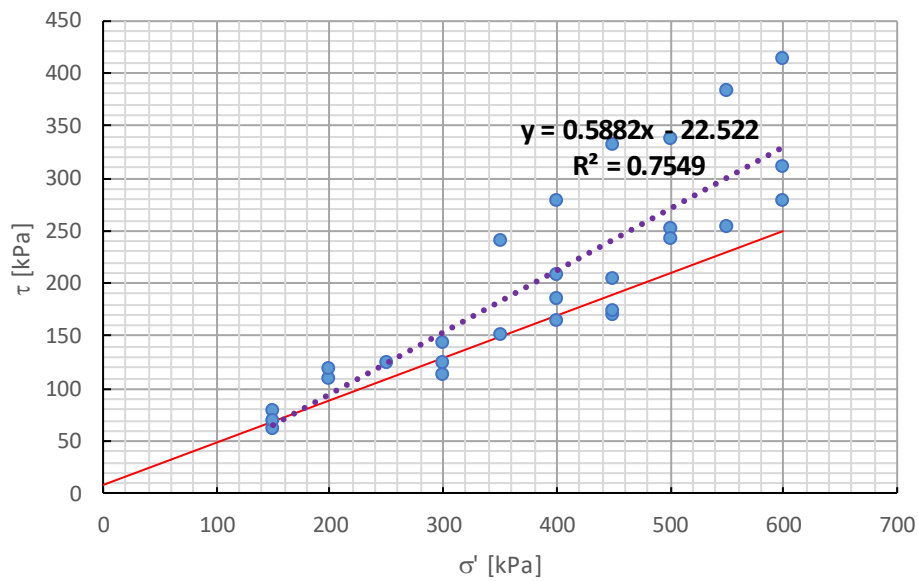


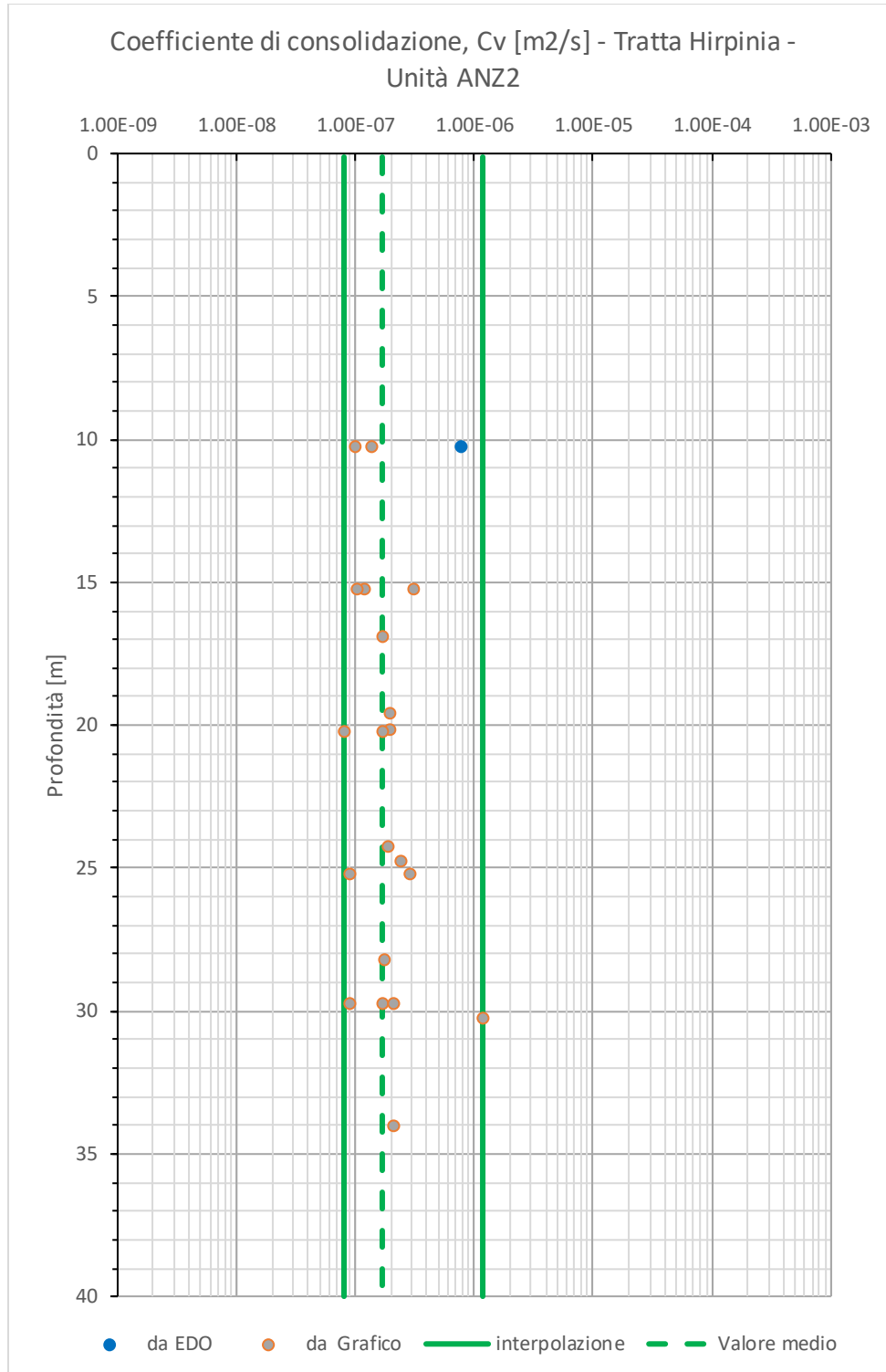


Stress Point Prove Triassiali - Tratta Hirpinia - Unità ANZ2



Stress Point Prove di Taglio Diretto - Tratta Hirpinia - Unità ANZ2





Coefficiente di compressione secondaria, $\alpha \varepsilon$ - Tratta
Hirpinia - Unità ANZ2

