

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI

RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA

GEOTECNICA GENERALE TRATTI ALLO SCOPERTO

Relazione Geotecnica viabilità interferita alla pk 41+100

SCALA:

-

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

I F 1 W 0 0 D 0 9 G E O C 0 0 0 0 0 0 4 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	F.Bianchi	Luglio 2018	M.E.D'Effremo	Luglio 2018	D.Aprea	Luglio 2018	A.Vittozzi Dicembre 2018
B	EMISSIONE ESECUTIVA	F.Bianchi	Dicembre 2018	M.E.D'Effremo	Dicembre 2018	D.Aprea	Dicembre 2018	ITALFERR S.p.A. Opere Civili e Gestione delle varianti Dott. Ingeg. A. Vittozzi Ingegnere della Provincia di Roma N° A20788

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	6
3.	INDAGINI GEOGNOSTICHE	8
3.1	INDAGINI IN SITO.....	8
3.2	PROVE DI LABORATORIO	10
4.	CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA.....	13
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.....	23

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	32
5.5.7	Coefficiente di consolidazione secondaria c_a	32
5.5.8	Coefficiente di permeabilità da prove edometriche.....	33
5.5.9	Rigonfiamento	33
6.	CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELLE ROCCE.....	37
6.1	CRITERI ADOTTATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA.....	37
6.2	AMMASSO ROCCIOSO COME MEZZO CONTINUO EQUIVALENTE	39
6.2.1	Criterio di determinazione del GSI	41
6.2.2	Criterio di determinazione della resistenza a compressione della roccia intatta (σ_{ci}).....	43
6.2.3	Criterio di determinazione della costante m_i per la roccia intatta.....	44
6.2.4	Criterio di determinazione del modulo di deformazione della roccia intatta (E_i).....	45
6.2.5	Parametri di resistenza al taglio equivalenti secondo il criterio di Mohor-Coulomb.....	45
6.3	FORMAZIONI STRUTTURALMENTE COMPLESSE.....	47
6.3.1	L'indice GSI nelle formazioni strutturalmente complesse.....	54
7.	CRITERI DI SCELTA DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI	56
8.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE	57
8.1	TERRENI.....	58
8.2	ROCCE	60

8.2.1	Formazione FAE, classificazione di Hoek-Brown.....	61
9.	BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREA.....	62
10.	INTERPRETAZIONE DEI DATI INCLINOMETRICI	63
11.	PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E RISCHI	66
12.	INTERPRETAZIONE E SINTESI GRAFICA PROVE IN SITO E DI LABORATORIO.....	67
12.1	UNITÀ COPERTURA.....	67
12.1.1	Grafici delle prove in sito.....	67
12.2	UNITÀ COLTRE	74
12.2.1	Interpretazione delle prove edometriche.....	74
12.2.2	Grafici delle prove in sito.....	76
12.2.3	Grafici delle prove in laboratorio	84
12.3	UNITÀ ALL3_G.....	96
12.3.1	Interpretazione delle prove di colonna risonante.....	96
12.3.2	Grafici delle prove in sito.....	97
12.3.3	Grafici delle prove in laboratorio	105
12.4	UNITÀ FAE.....	108
12.4.1	Interpretazione delle prove di colonna risonante.....	108
12.4.2	Interpretazione della prova triassiali in roccia.....	109
12.4.3	Grafici delle prove in sito.....	110
12.4.4	Grafici delle prove in laboratorio	111

1. PREMESSA

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

Nella presente relazione si tratterà esclusivamente la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica della viabilità interferita NV03 alla pk 41+100.

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.

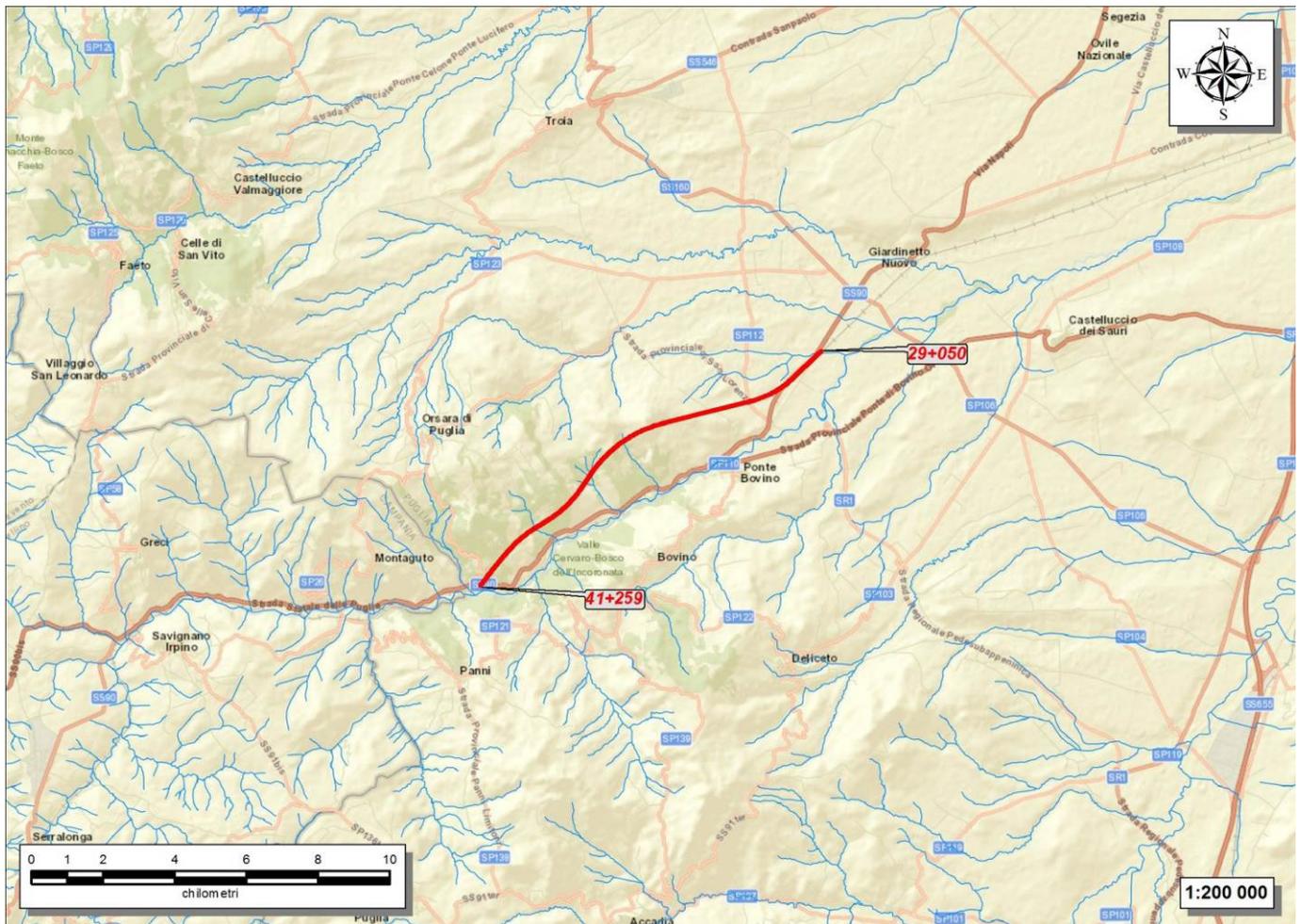


Fig. 1: Area di studio.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA

2.1 Documentazione di riferimento

2.1.1 Geologia

- Ref. 1 IF1W 00 D 69 RG GE 0001 001 A - "Relazione geologica, idrogeologica, geomorfologica e sismica"
- Ref. 2 IF1W 00 D 69 G5 GE 0001 001 A - "Carta geologica-geomorfologica con elementi geostrutturali tav.1/4"
- Ref. 3 IF1W 00 D 69 G5 GE 0001 002 A - "Carta geologica-geomorfologica con elementi geostrutturali tav.2/4"
- Ref. 4 IF1W 00 D 69 G5 GE 0001 003 A - "Carta geologica-geomorfologica con elementi geostrutturali tav.3/4"
- Ref. 5 IF1W 00 D 69 G5 GE 0001 004 A - "Carta geologica-geomorfologica con elementi geostrutturali tav.4/4"
- Ref. 6 IF1W 00 D 69 F5 GE 0001 001 A - "Profilo geologico in asse al tracciato - Binario dispari tav. 1"
- Ref. 7 IF1W 00 D 69 F5 GE 0001 002 A - "Profilo geologico in asse al tracciato - Binario dispari tav. 2"
- Ref. 8 IF1W 00 D 69 F5 GE 0001 003 A - "Profilo geologico in asse al tracciato - Binario dispari tav. 3"

2.1.2 Geotecnica

- Ref. 9 IF1W 00 D 09 GE OC 0000 008 B – "Relazione sismica viabilità interferita alla pk 41+100"
- Ref. 10 IF1W 00 D 09 F6 OC 0000 006 B – "Profilo Geotecnico viabilità interferita alla pk 41+100"

2.2 Normativa e Standard di riferimento

- Ref. 11 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. 12 Decreto Ministeriale del 14/01/2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04/02/2008, Supplemento Ordinario n.30.
- Ref. 13 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. 14 DM 06/05/2008 – "Integrazione al DM 14/01/2008 di approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

Ref. 15 RFI DTC SI MA IFS 001 A – “Manuale di progettazione delle opere civili”

Ref. 16 RFI DTC SI SP IFS 001 A – “Capitolato generale tecnico d’appalto delle opere civili”

Ref. 17 UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Ref. 18 UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

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 m slm	Prof m	Strumentazione			Prove in foro					MASW
		Est	Nord			Piez Cas.	Piez TA	Incl.	SPT [n]	Permeabi lità [prof.m]	Pressiom etro/ Dilatomet riche [prof.m]	Down- hole		
BO-S1	2017	2 543 603,0	4 565 734,0	353,5	50		X (21.0-50.0)			6	Lef. (7.0-8.0)			
BO-S2	2017	2.543.658,0	4.565.784,0	352,8	48					4	Lef. (8.0-9.0)			X
BO-S3	2017	2.543.835,0	4.565.988,0	440,1	100		X (58.0-100.0)			0	Lef. (79.5-80.0) Lef. (90.0-91.0)	DRT (86.0-87.0) DRT (95.0-96.0)		
BO-PD-S19	2018	2.543.444,3	4.565.705,0	357,3	50					6	Lef (6.0-7.0) Lef (15.0-16.0)	DRT (8.0-9.0)		X
BO-PD-S21	2018	2.543.365,5	4.565.788,3	364,2	50		X (2.0-18.0)			5	Lef. (6.5-7.5) Lef. (13.0-14.0)	DRT (4.5-5.5) DRT (11.5-12.5)		
BO-PD-S22	2018	2.543.722,3	4.565.826,8	348,8	50		X (1.0-18.0)			5	Lef. (6.0-7.0) Lef (18.0-19.0)			
BO-PD-S23	2018	2.543.677,0	4.565.884,4	361,9	50				X	5	Lef. (5.0-6.0) Lef. (17.5-18.5)	DRT (3.5-4.5)		
BO-PD-S24	2018	2.543.614,8	4.565.808,3	357,7	50					6	Lef. (5.0-6.0) Lef. (17.0-18.0)	DRT (6.5-7.5)		X
BO-PD-S5	2018	2543807,4	4565857,5	377,721	40		X (4.0-28.0)				Lugeon (5.0-6.0) Lugeon (15.0-16.0)	DRT (8.0-9.0) DRT (12.0-13.0)		

Tab. 2: Prove geofisiche di pertinenza della tratta.

ID	Campagna	Tipologia di indagine	Coordinate Gauss-Boaga		Lunghezza [m]
			Est	Nord	
BO-MASW2	2017	Masw	2 543 866	4 565 986	48
BO-MASW1	2017	Masw	2.543.583	4.565.720	48
BO-S2	2017	Down-Hole	2.543.658	4.565.784	
BO-PD-S19	2018	Down-Hole	2.543.444	4.565.705	
BO-PD-S22	2018	Masw	2.543.722	4.565.82	
BO-PD-S23	2018	Masw	2.543.677	4.565.884	
BO-PD-S24	2018	Down-Hole	2.543.615	4.565.808	

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 (ρ_n e ρ_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 ricade in parte in un'area di pianura alluvionale con depositi eterogenei e variabili sia tracciato ricade in un'area di depositi alluvionali terrazzati del fiume Cervaro costituiti da blocchi, ciottoli, ghiaia in matrice sabbiosa con locali intercalazioni di argille, argille-limose. Tali alluvioni ricoprono la formazione di substrato, costituita dai Calcari e dalle marne argillose del Faeto.

Sui versanti prospicienti il tracciato sono presenti coltri eluvio colluviali e di frana di natura essenzialmente coesiva con inclusi eterometrici, trovanti e blocchi litoidi.

Nei primi metri è presente un terreno di copertura (terreno vegetale e/o riporto) 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;
- Coltre: coltre eluvio-colluviale di natura argillosa;
- ALL3_G: ghiaia e ghiaia sabbiosa;
- FAE: Flysch di Faeto: calcareniti, calcilutiti e calcari marnosi di colore grigio biancastro.

4.1 Falda

Nella tabella seguente e sul profilo geotecnico (Ref. 10) si riportano le misure piezometriche disponibili.

Tab. 4: Misure piezometriche da p.c.

INDAGINI 2018

max	min		18/04/2018	16/05/2018	16/06/2018	12/06/2018	04/07/2018	24/07/2018	07/09/2018	26/09/2018	17/10/2018	15/11/2018		
-11.70	-15.15	BO-PD-S21	-11.70	-12.27	-12.70			-14.56	-14.75	-14.97	-15.07	-15.15		
-3.58	-4.92	BO-PD-S22	-3.58	-3.78	-3.90			-4.50	-4.74	-4.85	-4.92	-4.87		

INDAGINI 2017

max	min		27/06/2017	26/07/2017	31/08/2017	27/09/2017	27/10/2017	30/11/2017	29/12/2017	31/01/2018	28/02/2018	27/04/2018	29/05/2018	29/06/2018
-40.98	-41.48	BO-S3	-41.08	-40.98	-41.17	-41.28	-41.40	-41.38	-41.43	-41.48				
-5.28	-6.36	BO-S1	-5.73	-6.13	-6.35	-6.33	-6.36	-6.28	-6.13	-5.82	-5.33	-5.28	-5.54	-5.64

La falda di progetto è stata considerata variabile con profondità $\geq 2.0m$ da piano campagna..

5. CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

Le unità stratigrafiche di riferimento per i terreni sono:

Terreno di copertura: riporto e terreno vegetale;

Coltre: coltre eluvio-colluviale a matrice essenzialmente argillosa

ALL3_G: ghiaia e ghiaia sabbiosa;

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, ASP, Coltre, Copertura, SID
Lee (1992)	$v_s = 84.5 \cdot N_{SPT}^{0.12} \cdot (z + 1)^{0.25}$	per terreni argillosi	ALL1_A, ASP, Coltre, Copertura, SID
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	Tutte

terreno

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*. È 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	$10^{-4} \pm 1$	> 10	$f_0 \rightarrow G_0, G(\gamma)$	$D_0, D(\gamma)$ (con SS ¹ o AD ²)	-
Taglio torsionale ciclico	TTC	$10^{-4} \pm 1$	0.01 ± 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 ± 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	$q(\sigma_v) \rightarrow G_0, G(\gamma, N)$	$(DW, W) \rightarrow D_0, D(\gamma, N)$	$q/p(N)$

¹ SS = metodo Steady State

² AD = metodo Amplitude Decay

³ ΔW = area del ciclo d'isteresi

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- γ) più diffuse in letteratura. In particolare:

- per le unità coesive (ALL1_A, ASP, Coltre) 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.

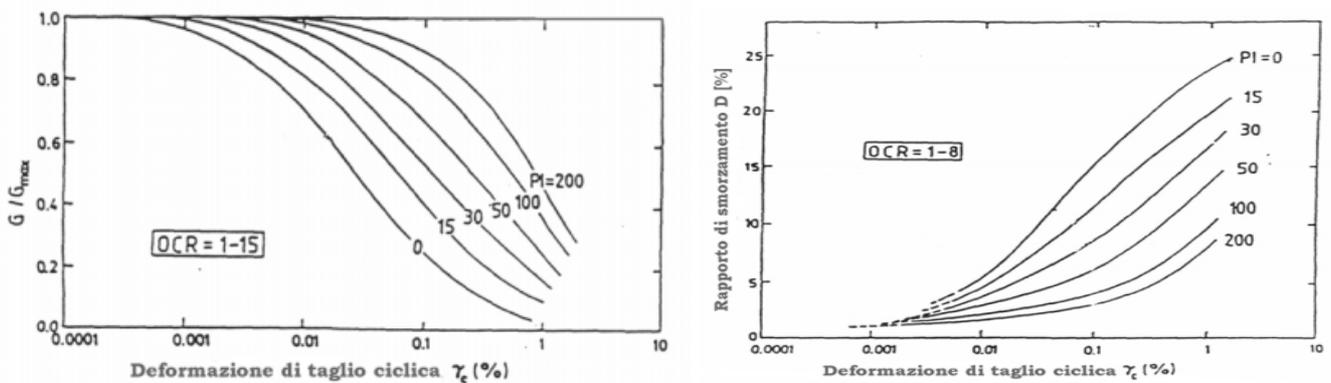


Fig. 2: Curva di decadimento del modulo di taglio $G/G_0-\gamma$ e curva di smorzamento $D-\gamma$ per terreni coesivi (Vucertic e Dobry, 1991).

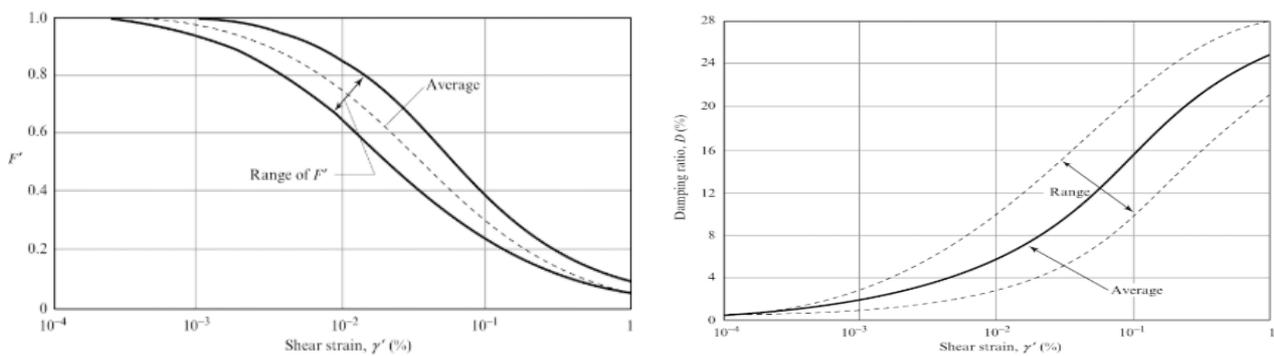


Fig. 3: Curva di decadimento del modulo di taglio $G/G_0-\gamma$ e curva di smorzamento $D-\gamma$ per terreni sabbiosi (Seed e Idriss, 1970).

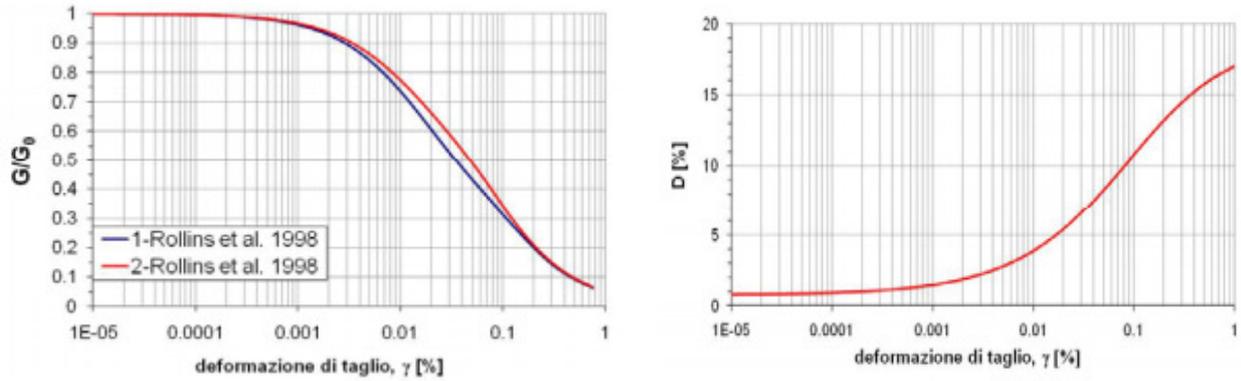


Fig. 4: Curva di decadimento del modulo di taglio $G/G_0-\gamma$ e curva di smorzamento $D-\gamma$ per ghiaie (Rollins et al., 1998).

Rock (Bardet et al., 2000)

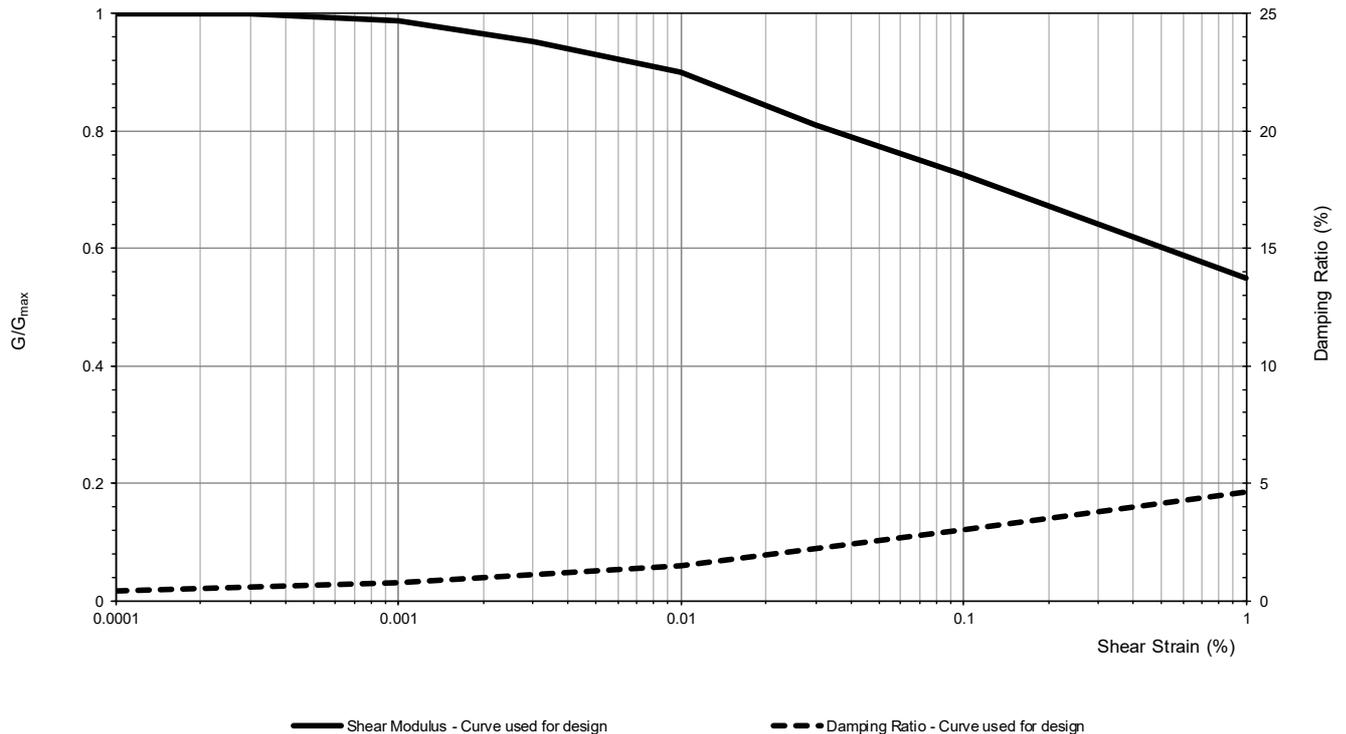


Fig. 5: Curva di decadimento del modulo di taglio $G/G_0-\gamma$ e curva di smorzamento $D-\gamma$ per roccia (Bardet et al., 2000).

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

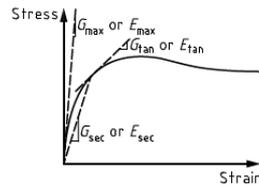
5.3.1 Moduli di deformabilità operativi definiti da G_0 e E_0 in funzione del livello deformativo

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

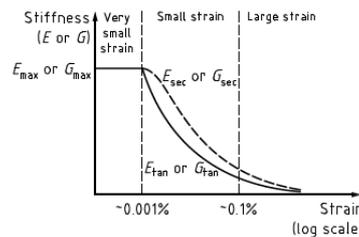
$$E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu),$$

in cui ν è il coefficiente di Poisson.

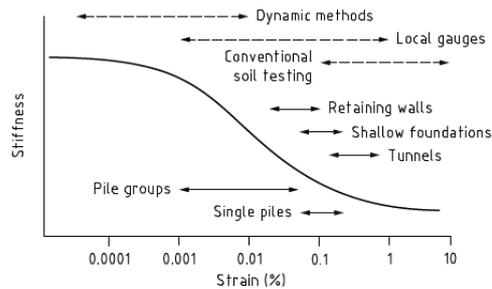
I parametri di rigidezza dipendono dal livello deformativo (deformazione assile ε o deformazione angolare γ) applicato al suolo come qualitativamente illustrato nella figura seguente.



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 ricarica 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:

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)	$D_R = \sqrt{\frac{N_{spt}}{20 \cdot \left(a + b \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)}}$ $con \begin{cases} a = 1; b = 4.1 & \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \leq 0.732 \\ a = 3.24; b = 1.024 & \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} > 0.732 \end{cases}$
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;

Coltre: coltre eluvio-colluviale a matrice argillosa;

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:

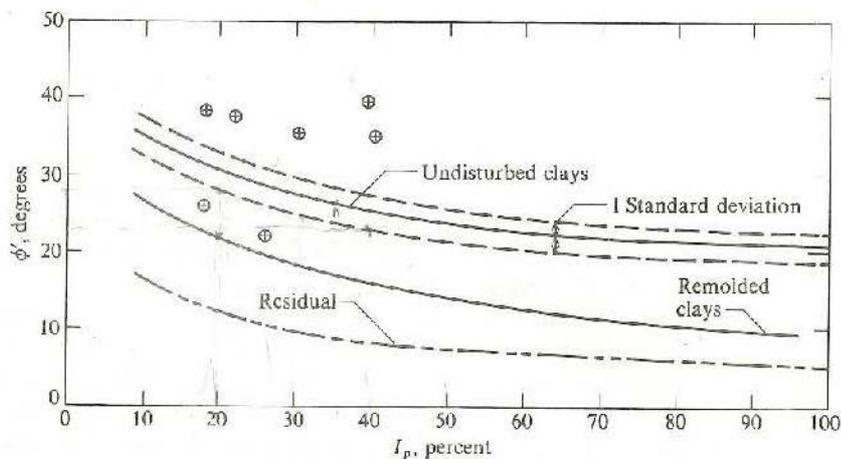
φ'_r = angolo di resistenza al taglio residuo;

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 Wolfe (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):

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

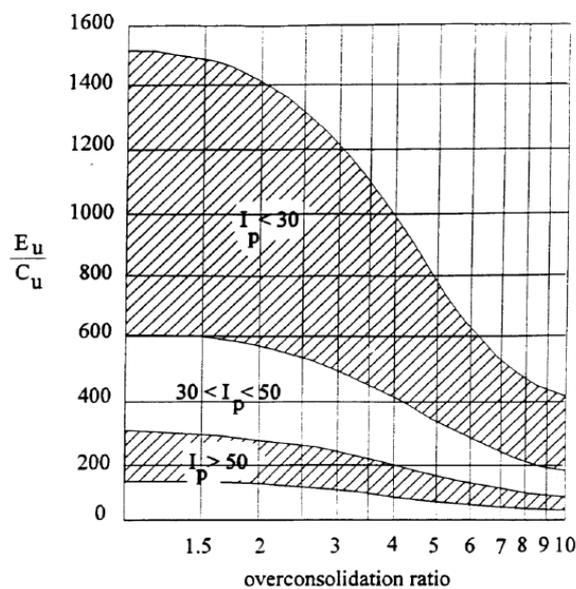


Fig. 8: Correlazione di Duncan e Buchignani (1976)

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:

$$\varepsilon_v, \sigma'_v, \quad \text{oppure:} \quad e, \sigma'_v,$$

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 ricompressione 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 ricompressione 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.

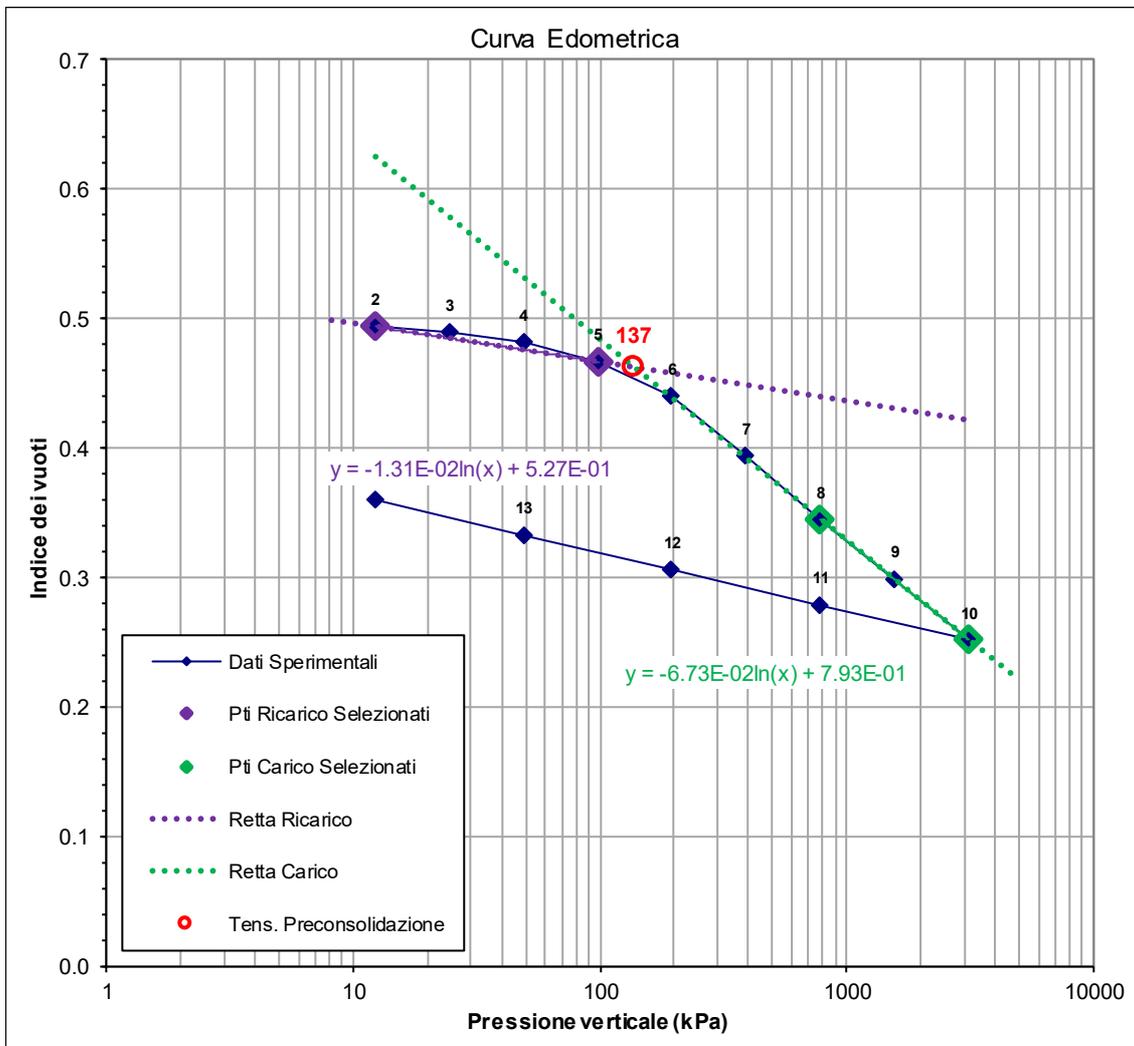


Fig. 9: Esempio di interpretazione della prova edometrica

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".

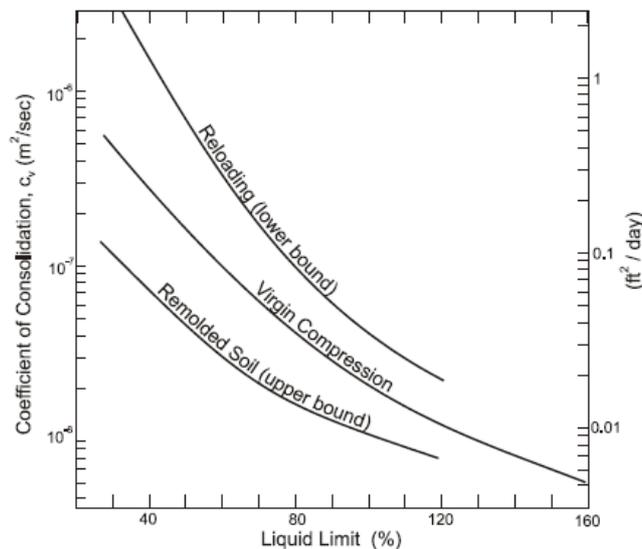


Fig. 10: Correlazione fra c_v e il limite liquido

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".

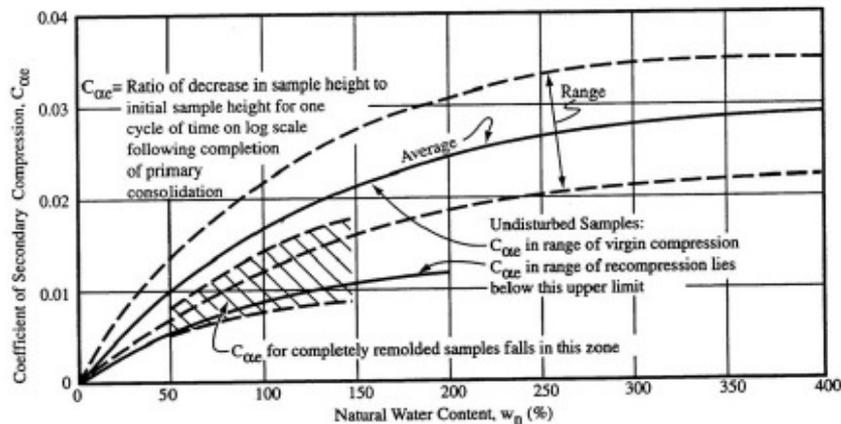


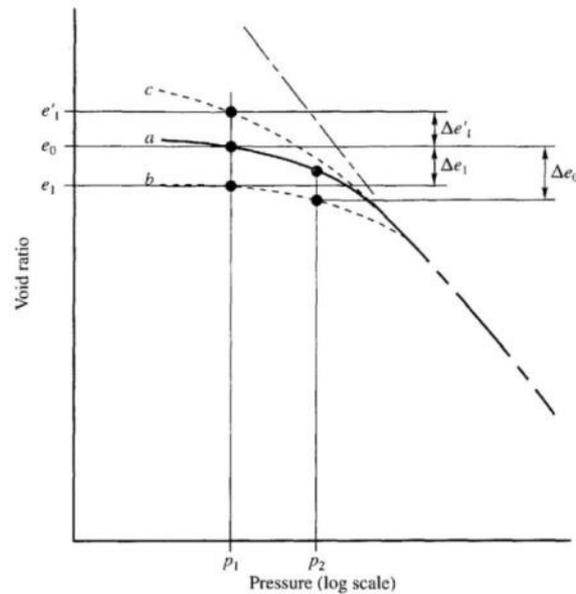
Fig. 10: Correlazione fra c_{α} e il contenuto di umidità

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) .

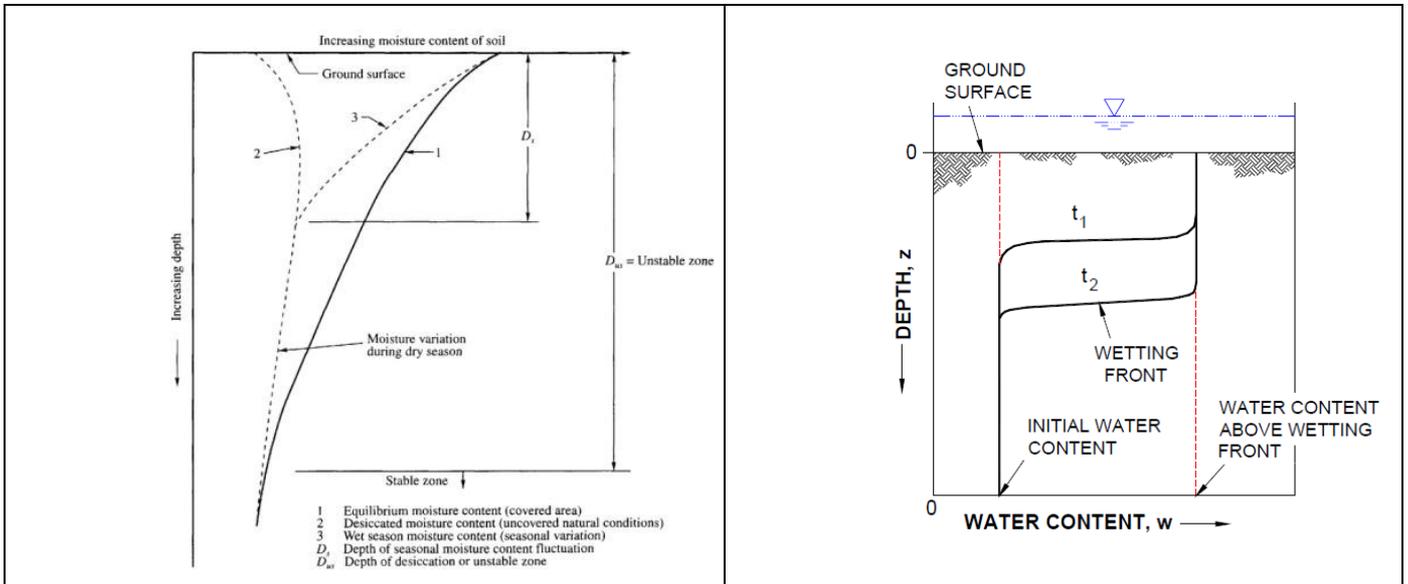


Fig. 12: Variazione del contenuto di umidità con la profondità da p.c.

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.

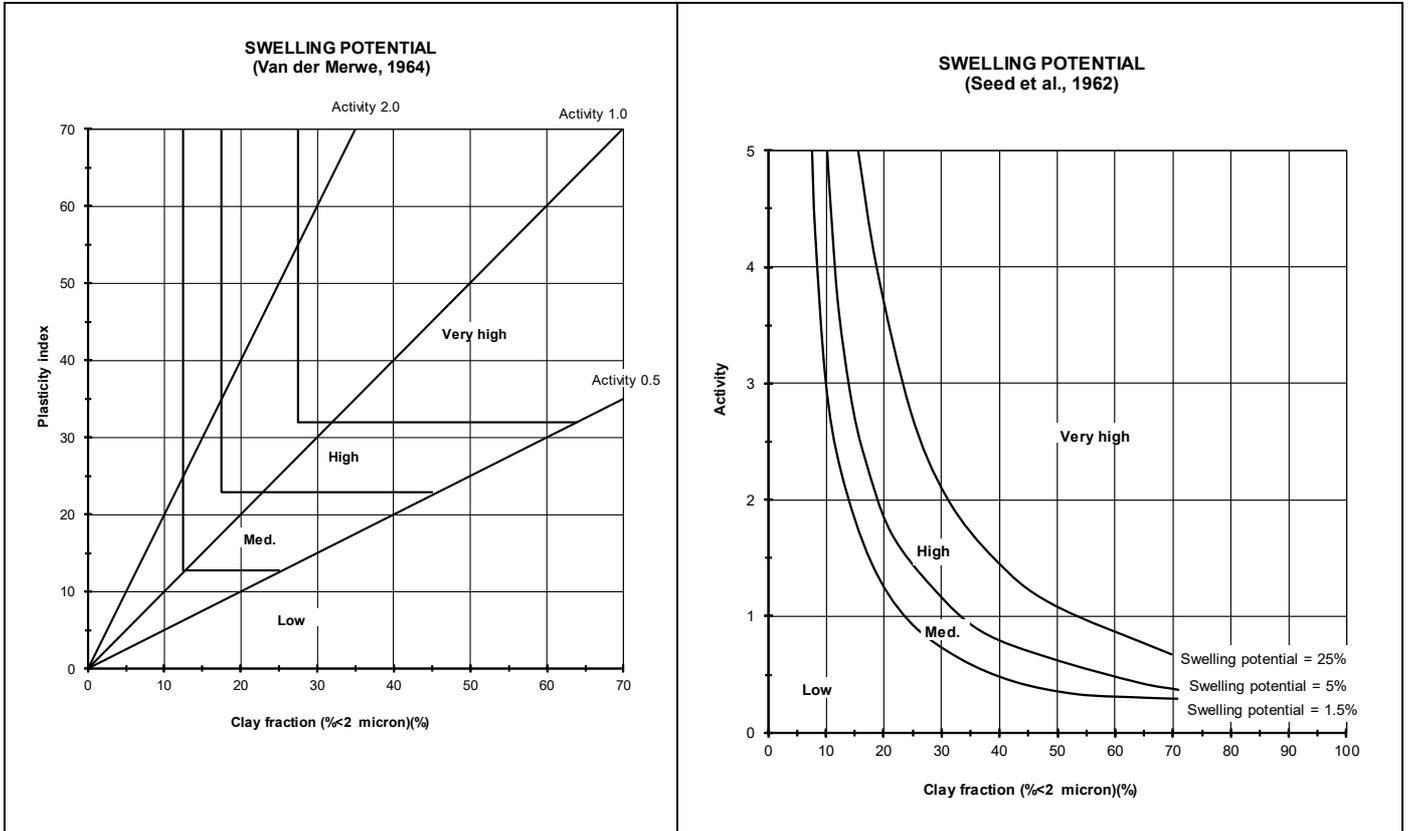


Fig. 13: Potenziale di rigonfiamento in funzione di alcune caratteristiche fisiche del terreno

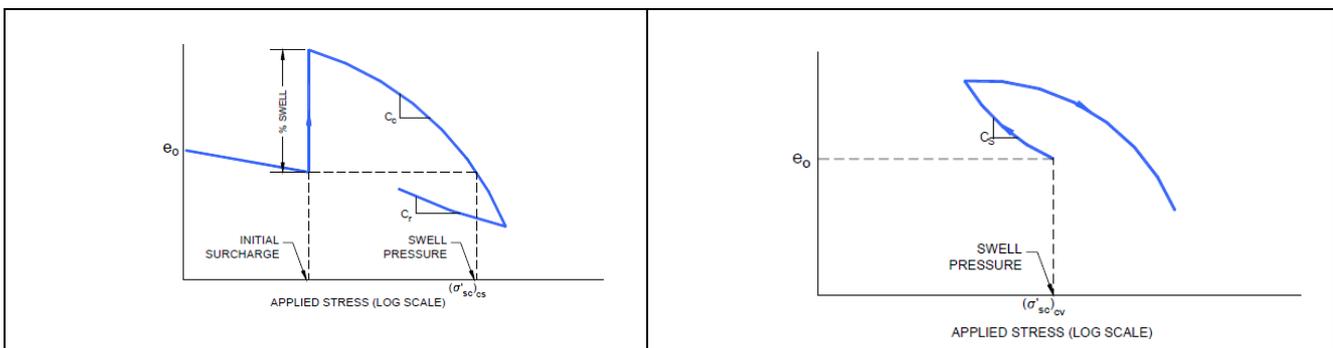


Fig. 14: Prove edometriche in terreni rigonfianti (rigonfiamento libero o impedito)

6. CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELLE ROCCE

L'unità geotecnica FAE è assimilabile a una formazione strutturalmente complessa.

Di seguito si riportano i criteri utilizzati per la caratterizzazione geomeccanica, nel dettaglio i criteri utilizzati al fine di modellare l'ammasso come un mezzo continuo equivalente e i criteri utilizzati per le formazioni strutturalmente complesse.

6.1 Criteri adottati per la caratterizzazione geomeccanica

Un ammasso roccioso è una struttura composta da una matrice rocciosa intatta separata da zone di discontinuità, cioè da zone di minore resistenza, aventi due dimensioni nettamente prevalenti sulla terza. A volte all'interno di queste discontinuità è possibile la presenza di materiale di riempimento il quale è spesso dotato di scadenti caratteristiche meccaniche.

Tali discontinuità condizionano evidentemente il comportamento dell'ammasso roccioso il quale, dal punto di vista ingegneristico, può essere pensato come un insieme di blocchi, aventi caratteristiche meccaniche simili o derivabili da quelle della roccia sana, separati fra loro da superfici o zone di debolezza costituite dalle discontinuità.

Lo scopo della caratterizzazione geotecnica è quello di sviluppare un modello geotecnico dell'ammasso roccioso in sito, attraverso la definizione di parametri geometrici e geotecnici, individuando eventuali dettagli geostrutturali che possano influenzare il comportamento dell'ammasso pensato come insieme di blocchi e di discontinuità.

Per gli ammassi rocciosi, si fa generalmente riferimento alla distinzione tra modelli continui, continui equivalenti e discontinui, basata essenzialmente sulla struttura dell'ammasso roccioso e sulle caratteristiche dei litotipi che lo costituiscono. Tipicamente il modello continuo (che comporta la scelta del modello di comportamento del terreno in termini di una legge costitutiva di carattere più o meno generale) viene utilizzato per i terreni sciolti e le rocce tenere (calcareniti, tufi, argilliti, ecc.). Il modello continuo equivalente ed il modello discontinuo vengono adottati alternativamente per la descrizione del comportamento degli ammassi rocciosi. Nel primo caso (continuo equivalente) il modello di comportamento adottato deve consentire di tenere conto dell'effetto delle discontinuità in senso globale; nel secondo caso (discontinuo) invece le stesse discontinuità sono parte determinante del modello e si dovrà, anche per esse, scegliere una legge costitutiva soddisfacente.

La scelta di un modello o dell'altro (continuo o discontinuo) dipende essenzialmente da due fattori interconnessi che sono:

- l'intensità della fratturazione e lo stato di alterazione dell'ammasso roccioso;

- la scala del problema trattato, ovvero il volume di roccia che viene interessato dall'effetto del "disturbo" esterno.

Il concetto sopraesposto è meglio chiarito dall'esame della Figura 15 la quale mette in evidenza che, in funzione della scala dell'intervento da effettuare nell'ammasso in cui è presente una serie di famiglie di discontinuità, il comportamento meccanico dell'ammasso stesso passa da strettamente isotropo (roccia intatta) a strettamente anisotropo (roccia giuntata) ad un comportamento assimilabile, con discreta approssimazione, nuovamente a quello di un mezzo isotropo (ammasso roccioso intensamente fratturato).

Ciò vuol dire che nel primo e nell'ultimo caso (mezzo isotropo) la reazione dell'ammasso ad un qualsiasi disturbo esterno non sarà influenzata dalla direzione dalla quale proviene il "disturbo" mentre nel caso intermedio (mezzo anisotropo) essa è una funzione strettamente legata proprio alla direzione di provenienza del "disturbo" esterno.

Questa affermazione vale sia per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza al taglio che per quelle di deformabilità dell'ammasso.

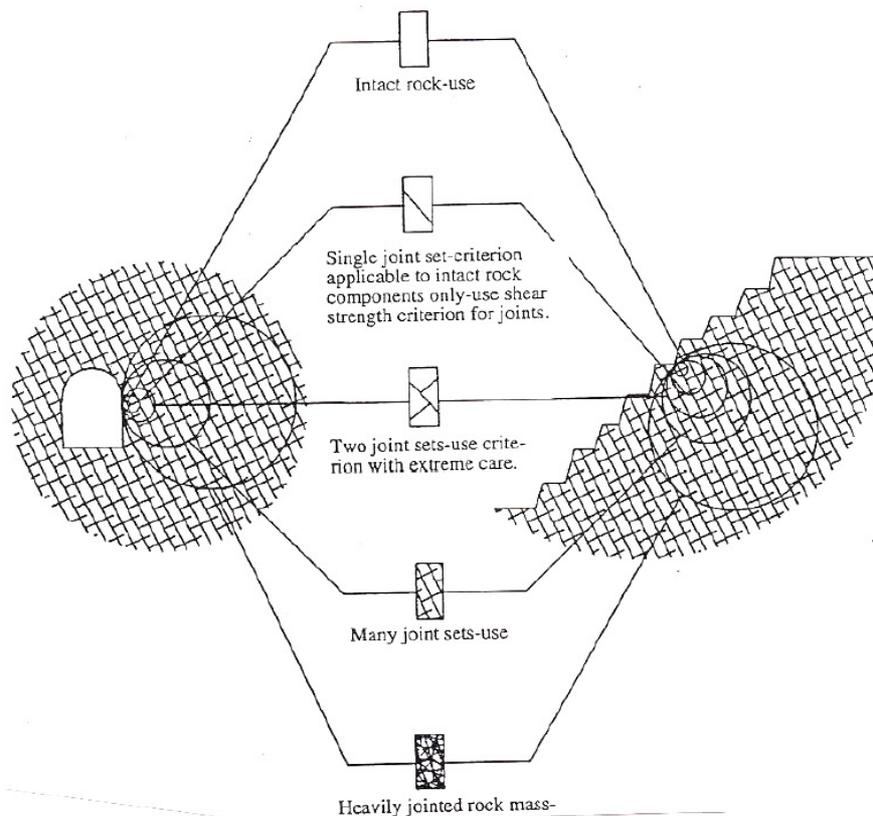


Fig. 15: Condizioni dell'ammasso roccioso ed effetto scala

Nelle tratte in oggetto l'ammasso roccioso è stato considerato come un mezzo continuo equivalente.

6.2 Ammasso roccioso come mezzo continuo equivalente

Per la caratterizzazione geotecnica degli ammassi rocciosi adottando il modello continuo equivalente, si fa riferimento al criterio di rottura sviluppato da Hoek (1983) e Hoek e Brown (1988) e aggiornato dallo stesso Hoek et al. nel 2002.

La resistenza di picco dell'ammasso roccioso viene pertanto definita dalla seguente espressione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_{ci} \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^a$$

dove:

σ'_{ci} resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;

m_b viene ricavato dal valore della costante m_i del materiale intatto secondo la seguente relazione:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14 \cdot D}\right);$$

s costante data dalla seguente relazione: $s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3 \cdot D}\right);$

a costante data dalla seguente relazione: $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{20}{15}} \right);$

D è un fattore che dipende dal grado di disturbo dell'ammasso roccioso essendo variabile da 0 per le rocce indisturbate e 1 per le rocce molto disturbate. La Fig. 16 riporta le indicazioni degli autori per la scelta del valore di D .

La resistenza a compressione monoassiale è data dalla seguente espressione:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a$$

Mentre per la resistenza a trazione si ha:

$$\sigma_t = -\frac{\sigma_{ci} \cdot s}{m_b}$$

Per quanto riguarda la valutazione del modulo di deformabilità è stata indicata, dagli autori, la seguente correlazione:

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad \text{per } \sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa}$$

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad \text{per } \sigma_{ci} > 100 \text{ MPa.}$$

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of <i>D</i>
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	<i>D</i> = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	<i>D</i> = 0 <i>D</i> = 0.5 No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	<i>D</i> = 0.8
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	<i>D</i> = 0.7 Good blasting <i>D</i> = 1.0 Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	<i>D</i> = 1.0 Production blasting <i>D</i> = 0.7 Mechanical excavation

Fig. 16: Linee guida per la celta del fattore di disturbo *D* dell'ammasso roccioso.

6.2.1 Criterio di determinazione del GSI

L'indice GSI (Geological Strength Index) è stato introdotto da Hoek, Kaiser e Bawden (1995) e Hoek e Brown (1997). A partire dal 1998, Hoek e Marinos occupandosi degli incredibilmente difficili terreni incontrati in Grecia durante lo scavo di importanti gallerie hanno sviluppato il sistema di classificazione GSI nella attuale forma per includere ammassi rocciosi particolarmente scadenti (Fig. 17, Hoek et al. 1998; Marinos ed Hoek 2000,2001).

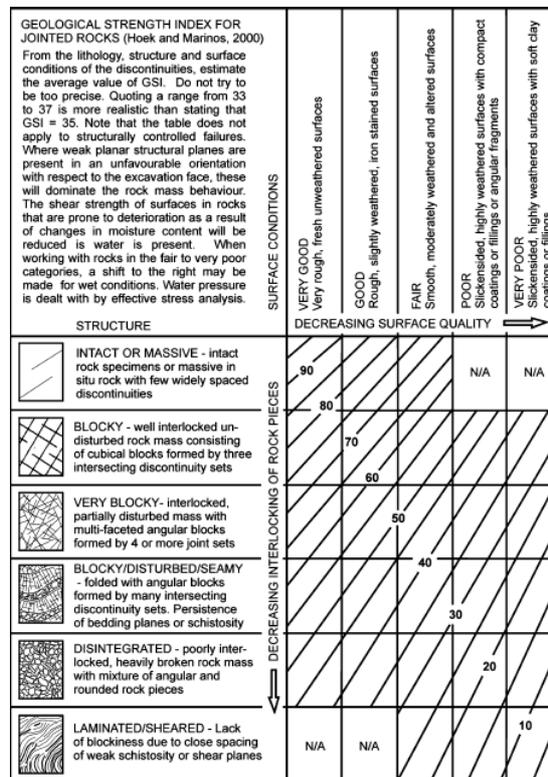


Fig. 17: Sistema di classificazione GSI (Geological Strength Index) nell'ultima versione di Hoek e Marinos (2000)

Per le formazioni rocciose in esame il GSI (Geological Strength Index, Hoek 1984) è stato stimato:

- sulla base di rilievi geomeccanici effettuati su affioramenti nell'area di interesse e utilizzando il sistema di classificazione GSI proposto da Hoek and Marinos (2000) per "jointed rocks" (Fig. 17) e per i Flysch (vedasi §6.3);
- sulla base del valore di RQD determinato sulle carote di sondaggio e correlato al valore di GSI mediante la seguente correlazione di M.Truzman et al. (2011).

Per l'unità stratigrafica FAE si hanno a disposizione dati di rilievo provenienti dalle seguenti stazioni, la cui ubicazione è riportata in Fig. 18:

- Stazione GM1;
- Stazione GM2;
- Stazione GM3;
- Stazione GM4;
- Stazione S02.

Nella seguente tabella si riassumono i valori di GSI misurati per ciascuna stazione:

Tab. 6: Valori di GSI misurati nelle stazioni di rilievo geomeccanico di riferimento.

Stazione	GSI
Stazione GM1	35÷45
Stazione GM2	55÷65
Stazione GM3	35÷45
Stazione GM4	50÷60
Stazione S02	40÷60



Fig. 18: Ubicazioni stazioni di rilievo geomeccanico.

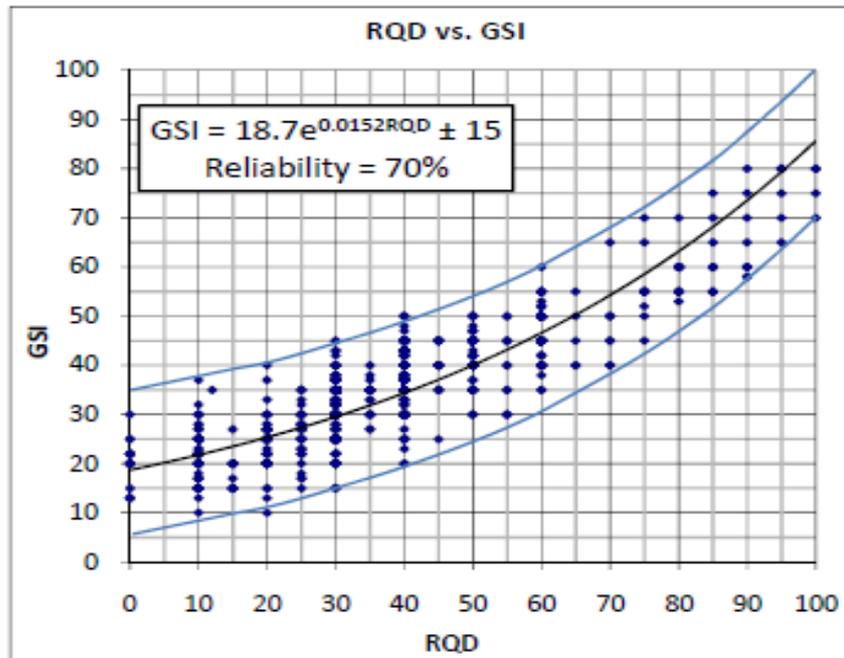


Fig. 19: Correlazione tra RQD e GSI (secondo Truzman et al., 2011)

6.2.2 Criterio di determinazione della resistenza a compressione della roccia intatta (σ_{ci})

La resistenza a compressione della roccia intatta è determinata attraverso le seguenti prove di laboratorio:

- Prova di compressione monoassiale (RC);
- Prova di Point Load (PLT);
- Prova triassiale.

Durante la prova triassiale il campione di roccia cilindrico, posizionato all'interno della cella (cella di Hoek, vedasi Fig. 20), viene sottoposto ad un carico assiale e ad una pressione di confinamento; in una prima fase tali carichi vengono aumentati progressivamente fino ad un valore prefissato. Successivamente viene incrementato il solo carico assiale, mantenendo costante la pressione di confinamento, fino a raggiungere le condizioni di rottura del campione.

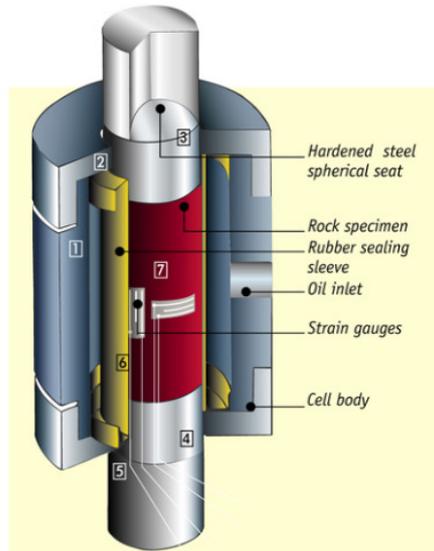


Fig. 20: Cella di Hoek.

Tale prova permette di determinare la resistenza a compressione della roccia intatta (σ_{ci}) e la costante m_i .

L'interpretazione della prova è stata effettuata attraverso il software RocData, il quale utilizza come metodo di interpolazione dei dati quello proposto da Marquardt e Lewenberg.

6.2.3 Criterio di determinazione della costante m_i per la roccia intatta

La costante m_i , caratteristica del materiale intatto, è determinata:

- ove disponibile, sulla base dei risultati della prova triassiale (vedi §6.2.2);
- sulla base delle indicazioni di letteratura tecnica riportate in Tab. 7, proposta dal software RocData.

Tab. 7: Valori di m_i per le rocce sedimentarie (da software RocData di ROCSCIENCE).

Anhydrite	12 ± 2
Breccias	19 ± 5
Chalk	7 ± 2
Claystones	4 ± 2
Conglomerates	21 ± 3
Crystalline Limestone	12 ± 3
Dolomites	9 ± 3
Greywackes	18 ± 3
Gypsum	8 ± 2
Marls	7 ± 2
Micritic Limestones	9 ± 2
Sandstones	17 ± 4
Shales	6 ± 2
Siltstones	7 ± 2
Sparitic Limestones	10 ± 2

6.2.4 Criterio di determinazione del modulo di deformazione della roccia intatta (E_i)

Il modulo di deformazione della roccia intatta E_i , ove non disponibili prove di laboratorio specifiche, si è stato valutato secondo la seguente relazione:

$$E_i = M_R \cdot \sigma_{ci}$$

dove M_R è una costante determinata sulla base della Tab. 8.

Tab. 8: Valori di M_R per le rocce sedimentarie (da software RocData di ROCSCIENCE).

Anhydrite	350 ± 0
Breccias	290 ± 60
Chalk	1000 ± 0
Claystones	250 ± 50
Conglomerates	350 ± 50
Crystalline Limestone	500 ± 100
Dolomites	425 ± 75
Greywackes	350 ± 0
Gypsum	350 ± 0
Marls	175 ± 25
Micritic Limestones	900 ± 100
Sandstones	275 ± 75
Shales	200 ± 50
Siltstones	375 ± 25
Sparitic Limestones	700 ± 100

6.2.5 Parametri di resistenza al taglio equivalenti secondo il criterio di Mohor-Coulomb

La resistenza a taglio e la coesione delle unità rocciose (rispettivamente c' e ϕ') per un determinato campo tensionale possono essere ottenuti per linearizzazione del criterio di rottura di Hoek & Brown attraverso la procedura proposta da Hoek (2002) e implementata nel software RocData di ROCSCIENCE (Canada).

Questo è fatto trovando una relazione lineare media tale da approssimare il più possibile la curva generata risolvendo l'equazione, per un campo di variazione delle tensioni principali minime compreso fra i seguenti valori (Fig. 21):

$$\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma_{3\max}$$

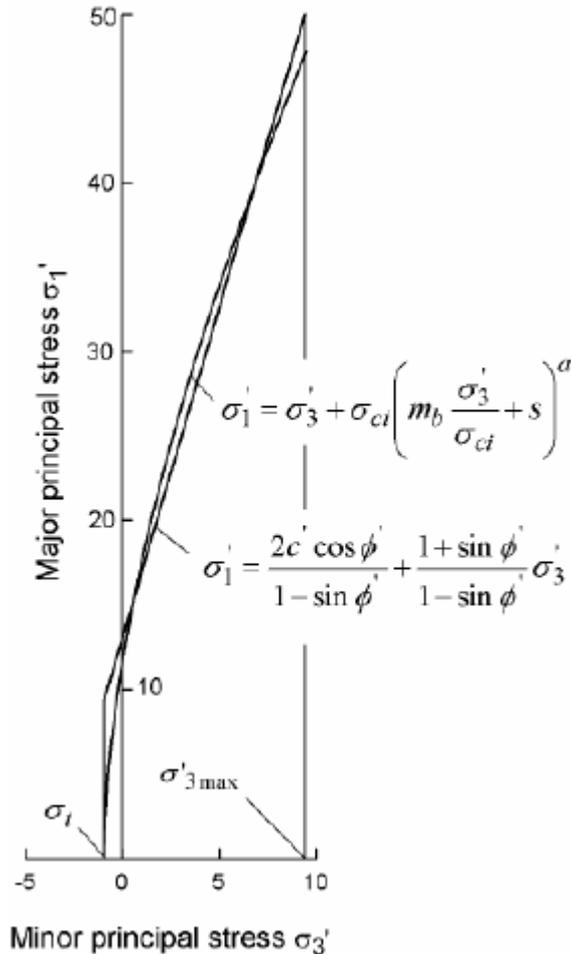


Fig. 21: Relazione fra gli sforzi principali massimi e minimi per il criterio di Hoek-Brown e per quello equivalente di Mohr-Coulomb.

In particolare, si è proceduto come segue:

- si è determinato lo stato tensionale di riferimento (σ'_n) considerato pari alla tensione verticale ad una data profondità;
- si definiscono, nel piano σ'_n - τ , per il suddetto stato tensionale, i parametri di resistenza al taglio relativi alla retta tangente alla curva di Hoek-Brown; ad esempio in Fig. 22 per uno stato tensionale (σ'_n) pari a 4 MPa risulta una coesione pari a 0.6882MPa e un angolo di attrito pari a 15.08°.

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 18.358 MPa
GSI = 40 $m_i = 7.966$ Disturbance factor (D) = 0.
intact modulus (Ei) = 3212.65 MPa
modulus ratio (MR) = 175

Hoek-Brown Criterion

$m_b = 0.295$ $s = 0.0002$ $a = 0.511$

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.462 MPa friction angle = 17.37 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.010 MPa
uniaxial compressive strength = 0.215 MPa
global strength = 1.256 MPa
deformation modulus = 187.07 MPa

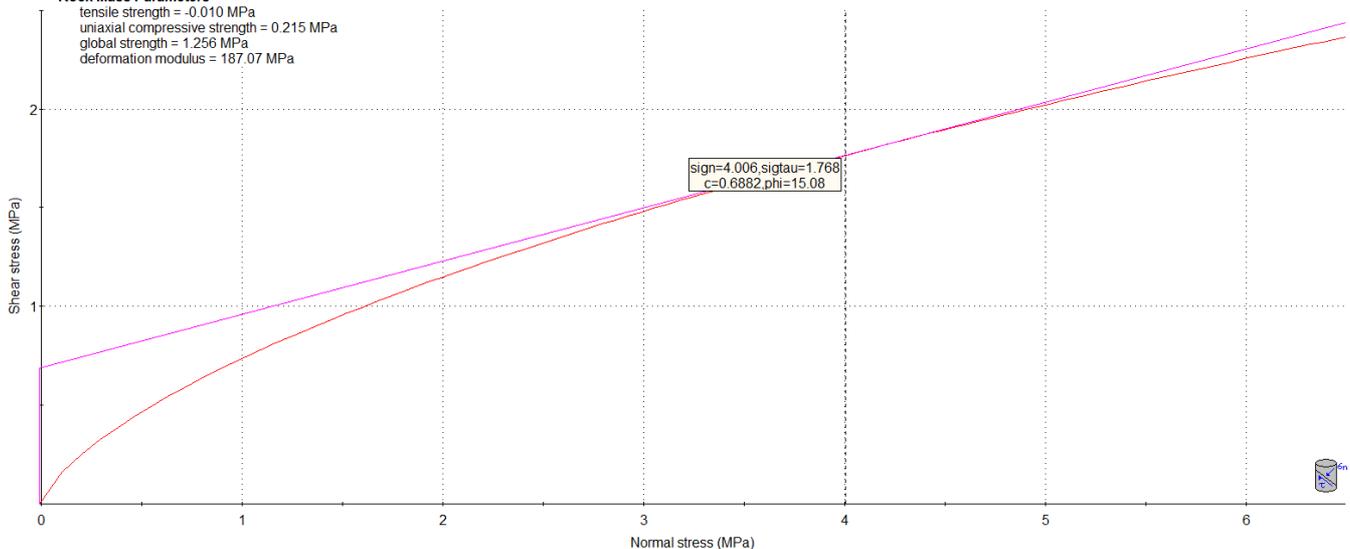


Fig. 22: Esempio di determinazione dei parametri di resistenza al taglio.

6.3 Formazioni strutturalmente complesse

Sono stati denominati come terreni strutturalmente complessi quelli che alla scala dell'elemento di dimensioni adatte per le prove meccaniche, cioè del macroelemento, presentano eterogeneità e discontinuità diverse per forma e caratteristiche. Queste macrostrutture, che influenzano in modo determinante il comportamento meccanico dei materiali naturali, rendono difficile, e talvolta impossibile, definire le loro caratteristiche attraverso parametri di valore oggettivo. Pertanto i terreni strutturalmente complessi costituiscono una classe particolare di materiali naturali ed hanno una loro specifica collocazione nella geotecnica (Esu, 1977). Secondo Croce (1977), sono "formazioni strutturalmente complesse" tutti quei depositi che, per effetto delle loro complicate caratteristiche litologiche e strutturali, non possono essere studiati utilizzando i classici approcci della Meccanica delle Terre o della Meccanica delle Rocce. Le cause principali di complessità possono essere individuate nella natura eterogenea e discontinua dei depositi alla scala dei campioni di laboratorio (mesostruttura) ed alla scala dei comuni problemi di ingegneria (macrostruttura).

Per quanto concerne le formazioni strutturalmente complesse, da un punto di vista geologico si può parlare di formazioni torbiditiche. Le torbiditi sono sedimenti marini di mare profondo, trasportati ed

accumulati, principalmente per mezzo di correnti di torbida, al piede della scarpata continentale, dove formano ampi conoidi allo sbocco di canali e canyons incisi nella scarpata stessa.

Le caratteristiche litologiche d'insieme delle formazioni torbiditiche variano fortemente, da un bacino all'altro, in funzione di: 1) forma e dimensione del bacino, 2) durata delle condizioni di bacino subsidente; 3) velocità di subsidenza; 4) natura e granulometria dell'apporto terrigeno. Anche nell'ambito del singolo bacino può esistere una certa variabilità litologica in funzione della collocazione dei sedimenti all'interno delle conoidi e della distanza dell'apporto terrigeno dai luoghi di provenienza. Si tratta, in ogni caso, di formazioni sedimentarie di grande estensione e di notevole spessore, non di rado dell'ordine di alcune migliaia di metri.

A prescindere dalle differenze nelle caratteristiche litologiche d'insieme e nelle dimensioni raggiunte dalle singole formazioni, esse presentano di regola alcuni caratteri strutturali comuni: stratificazione gradata; alternanza di strati di materiali detritici a grana fina con strati di materiali a grana grossa, presenza di intercalazioni di materiali con struttura caotica ("slumping", frane sottomarine, olistostromi, ecc.). Inoltre, la giacitura e la struttura originaria di queste formazioni, già diagenizzate, sono state profondamente modificate dalle deformazioni tettoniche successive alla loro messa in posto tanto da risultare, in taluni casi, irriconoscibili. Proprio per la loro composizione litologica e per la loro storia, le formazioni torbiditiche non sono facilmente classificabili dal punto di vista geotecnico e, pertanto, proprio per questo sono state convenzionalmente annoverate tra le "formazioni strutturalmente complesse".

Sulla base di una classificazione proposta da Esu (1977) sono stati definiti alcuni tipi di complessità elementare. I principali fattori di tale complessità sono: processi genetici e diagenetici; processi di deformazione; alterazione chimica e meteorica; presenza di uno o più componenti con caratteristiche meccaniche differenti; e relazioni geometriche più o meno complicate fra i vari componenti. I componenti principali delle torbiditi (strati argillosi, strati litoidi) hanno proprietà meccaniche differenti: il componente argilloso è spesso fessile e con strutture di taglio ed ha una resistenza meccanica bassa; il componente litoide – sia esso un'arenaria, un calcare, o un calcare marnoso – ha invece resistenza meccanica elevata. Le possibili associazioni litologiche di una formazione torbiditica sono basate sul valore del rapporto componente litoide – componente argilloso, facendo riferimento alla sequenza tipica torbiditi arenacee (A) – torbiditi pelitiche (P), come mostrato nella Fig. 23. Il rapporto A/P è fortemente variabile.

Le associazioni dei due termini A e P non hanno caratteri complessi se mancano strutture secondarie dovute a processi diagenetici o tettonici. Nelle associazioni AP e PA la complessità può essere dovuta soltanto alle diverse caratteristiche meccaniche dei due litotipi.

Anche i processi diagenetici hanno un ruolo importante come causa di complessità in quanto il componente pelitico può comportarsi, a seconda della forza dei legami diagenetici, come un'argilla più o meno diagenizzata o come un vero e proprio "argiloscisto" (Morgenstern e Eigenbrod, 1974), oppure, a causa del suo disorientamento, può conferire un comportamento fortemente anisotropo all'intera formazione. Le deformazioni e i movimenti occorsi durante e dopo la sedimentazione della formazione torbiditica possono avere modificato fortemente le strutture originarie e avere creato strutture secondarie (intensa fratturazione, strutture di taglio, ecc.) sovrapposte a quelle originarie. In alcuni casi le

deformazioni possono essere state tanto intense da dare luogo ad una massa caotica di materiali argillosi, con strutture di taglio molto nette, nella quale sono dispersi blocchi di materiale litoide. E' da notare che il grado di deformazione tettonica è più elevato nelle formazioni torbiditiche antiche che in quelle più recenti che sono in genere formazioni arenaceo – pelitiche. La complessità di una formazione torbiditica può aumentare a causa dei processi di alterazione che agiscono sui suoi vari componenti in maniera differente e che possono essere tanto intensi da trasformare la formazione stessa in un terreno omogeneo sciolto o debolmente coesivo.

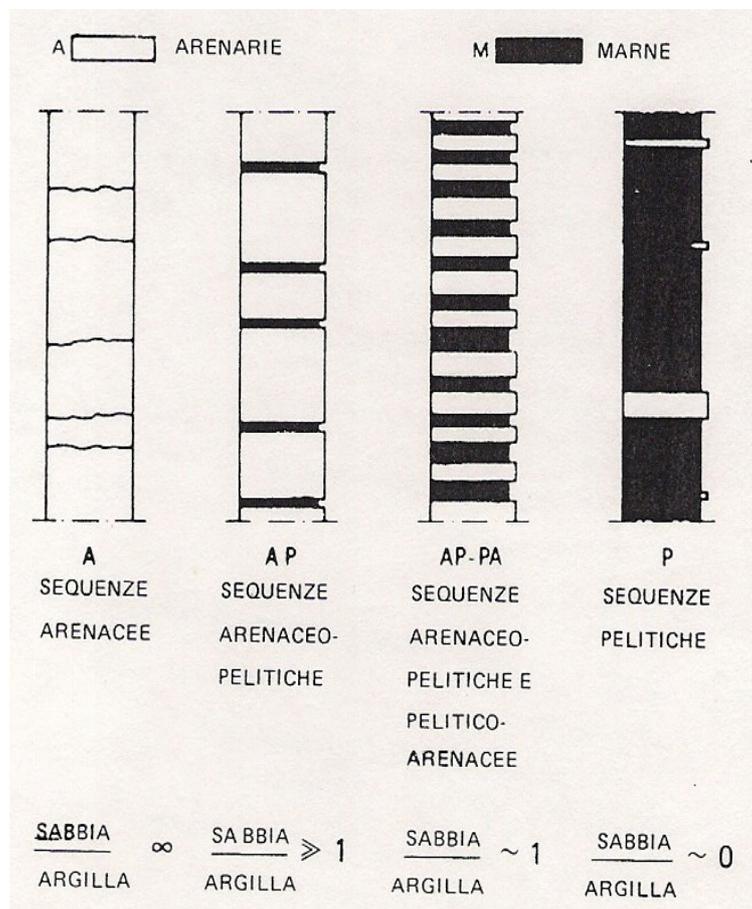


Fig. 23: Classificazione e sequenze arenaceo – pelitiche (da A.G.I., 1979)

La Fig. 24 ripresa da D'Elia (1991) mostra schematicamente come la struttura di un terreno argilloso "complesso" varia in funzione sia delle deformazioni di origine tettonica a cui è stato sottoposto sia della percentuale della frazione litoide presente.

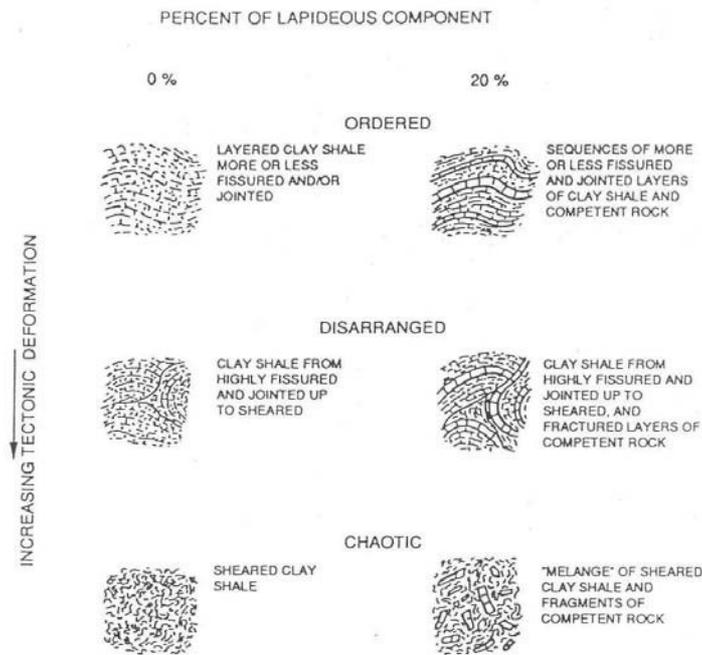


Fig. 24: Classificazione e sequenze arenaceo – pelitiche (da A.G.I., 1979) Caratteristiche strutturali di una formazione strutturalmente complessa in funzione delle deformazioni tettoniche subite e della percentuale di frazione lapidea

Per le formazioni strutturalmente complesse è stata proposta una apposita classificazione (Esu, 1977) che esclude esplicitamente gli ammassi rocciosi e considera come fattori di complessità l'eterogeneità dei caratteri mineralogici e litologici e l'assetto strutturale dei terreni.

La scala di riferimento è quella significativa ai fini delle applicazioni ed è quindi compresa fra alcuni centimetri, ovvero la scala dell'elemento di volume che viene sottoposto alle prove di laboratorio, ed i metri, che rappresentano la scala di interesse nella maggior parte dei problemi applicativi.

Con riferimento alla Fig. 25, in base ai caratteri litologici vengono individuati tre gruppi di terreni, suddivisi in ulteriori classi in funzione dell'assetto strutturale d'insieme:

- il primo gruppo (A) comprende materiali a grana fine (argille, argilliti o marne) litologicamente omogenei, caratterizzati dalla presenza di discontinuità sinгенetiche e strutturali.

La natura e le caratteristiche di queste ultime consentono di individuare due ulteriori classi di terreni. Alla prima classe (A1) appartengono ammassi poco disturbati, caratterizzati da una struttura d'insieme ordinata (le discontinuità più significative, piani di stratificazione e giunti, sono raggruppabili in famiglie). Alla seconda classe (A2) appartengono ammassi sottoposti ad intense sollecitazioni di taglio e perciò suddivisibili in frammenti, o scaglie, centimetrici o decimetrici delimitati da superfici lucide.

- il gruppo B comprende formazioni originariamente costituite da alternanze più o meno regolari di terreni litologicamente eterogenei (strati lapidei e argillosi, argillitici o marnosi).

Vengono individuate tre classi. Alla prima (B1) appartengono terreni con struttura regolare ed ordinata assimilabile a quella delle formazioni tipo A1. I terreni del tipo B2 presentano una struttura disarticolata da cui è ancora riconoscibile l'assetto originario: si tratta di formazioni flyschoidi tettonicamente disturbate. Il tipo B3 comprende formazioni con struttura completamente caoticizzata, quali i Flysch intensamente tettonizzati.

- Il terzo gruppo C include terreni litologicamente eterogenei, costituiti da elementi lapidei immersi in una matrice più o meno argillosa. Ad essi appartengono le coltri eluviali e colluviali, i terreni residuali. Si osserva (Picarelli, 1986) che molto spesso per la presenza di deboli legami diagenetici i litotipi costituenti le formazioni in oggetto sono dotati di caratteristiche intermedie tra le terre e le rocce. Si tratta quindi di "quasi rocce" (D'Elia ed Esu, 1974) a struttura "instabile" che per effetti vari (cicli di essiccamento – imbibizione ovvero di gelo – disgelo, variazioni di stato tensionale, alterazione, ecc.) in tempi relativamente rapidi possono deteriorarsi passando allo stato di rocce sciolte: è questa una ulteriore forma di "complessità" in cui il tempo gioca un ruolo essenziale. E' il tipico caso delle marne e delle argilliti e di alcuni tipi di arenarie e di conglomerati.

Gli effetti della degradazione sono più evidenti in corrispondenza degli strati più superficiali (coltri di alterazione, che a volte presentano spessori notevoli) o in prossimità delle discontinuità aperte che interessano in profondità l'ammasso. Si osserva infine che nell'ambito di numerosi affioramenti (specie di terreni tipo B) può verificarsi una notevole variabilità puntuale delle caratteristiche di plasticità ed attività, oltre che della granulometria, con evidenti implicazioni sulle proprietà meccaniche, e soprattutto sulla resistenza al taglio.

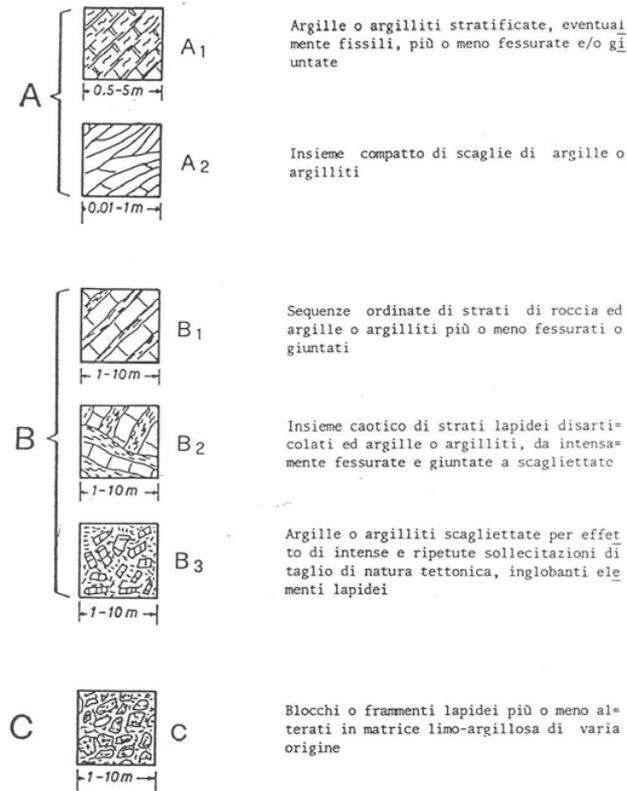


Fig. 25: Classificazione dei terreni strutturalmente complessi (Esu, 1977)

L'A.G.I. (1979) ha fatto propria la classificazione proposta da Esu (1977) e nella Fig. 26 viene riprodotta quella pubblicata dall'AGI che presenta solo una maggiore descrizione per ogni gruppo e classe rispetto a quella riportata nella Fig. 25.

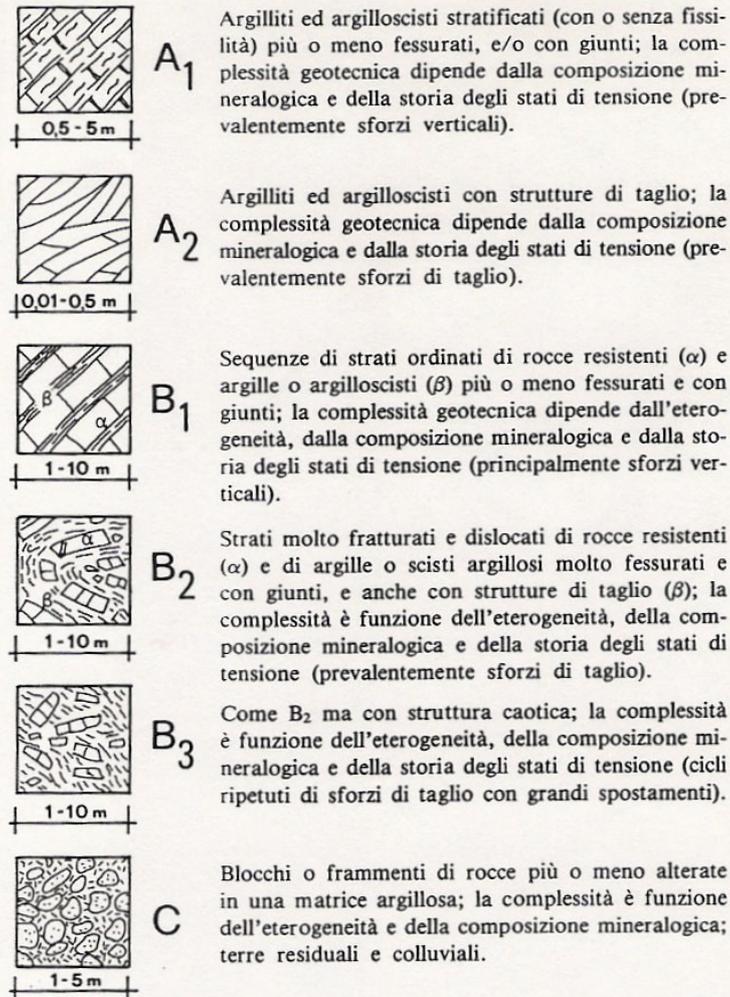


Fig. 26: Tipi di complessità elementari (da A.G.I., 1979)

6.3.1 L'indice GSI nelle formazioni strutturalmente complesse

Il sistema di classificazione GSI è stato esteso da Hoek, Marinos e Benissi (1998) alle formazioni strutturalmente complesse (formazioni flyschoidi). Marinos ed Hoek (2000) hanno messo a punto una apposita carta per stimare il valore di GSI in formazioni rocciose eterogenee quali i Flysch. Tale carta è riprodotta nella Fig. 27.

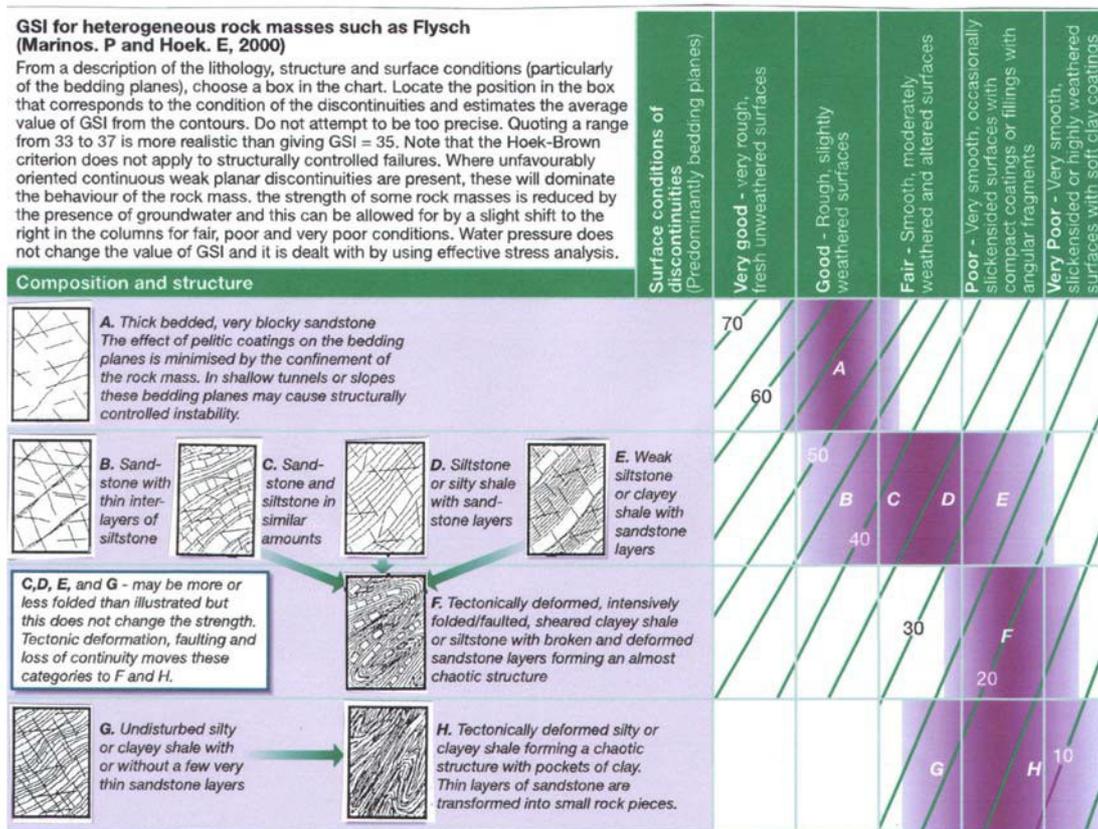


Fig. 27: Stima del valore di GSI (Geological Strength Index) per ammassi rocciosi eterogenei come i Flysch

Riuscendo a definire un valore di GSI anche per formazioni rocciose estremamente eterogenee come le formazioni strutturalmente complesse è possibile ricavare le proprietà meccaniche adottando, come per i restanti ammassi rocciosi, il criterio di rottura di Hoek-Brown. Come noto per applicare tale criterio di rottura, occorre assumere il valore della resistenza a compressione σ_{ci} ed il valore del parametro m_i della matrice rocciosa "intatta".

Tale aspetto è anch'esso particolarmente complesso a causa della eterogeneità delle formazioni strutturalmente complesse come i Flysch. Come gli strati di arenaria sono usualmente separati dagli strati meno resistenti di siltiti e argilliti occorre tenere conto di tale alternanza assumendo un valore

intermedio fra la resistenza dei soli strati di arenaria (scelta non cautelativa per la valutazione della resistenza complessiva dell'ammasso roccioso) e quello dei soli strati di siltiti e/o argilliti di caratteristiche geotecniche di gran lunga inferiori (scelta troppo cautelativa nei confronti della valutazione della resistenza complessiva dell'ammasso roccioso). Con riferimento alla tabella di Fig. 28, gli Autori propongono di assumere per le proprietà della roccia intatta un valore "pesato" in funzione dei diversi tipi di ammassi rocciosi strutturalmente complessi come i Flysch, indicati nella precedente Fig. 27.

Flysch type (see Table 3)	Proportions of values for each rock type to be included in rock mass property determination
A and B	Use values for sandstone beds
C	Reduce sandstone values by 20% and use full values for siltstone
D	Reduce sandstone values by 40% and use full values for siltstone
E	Reduce sandstone values by 40% and use full values for siltstone
F	Reduce sandstone values by 60% and use full values for siltstone
G	Use values for siltstone or shale
H	Use values for siltstone or shale

Fig. 28: Criteri per la scelta dei valori di σ_c e m , per stimare le proprietà geotecniche di ammassi rocciosi eterogenei come i Flysch

Occorre evidenziare che il sistema di classificazione basato sull'indice GSI è basato sull'assunzione che l'ammasso roccioso contiene un numero sufficiente di discontinuità variamente orientate in maniera tale che l'ammasso roccioso può essere schematizzato con un modello continuo equivalente (ammassi rocciosi fratturati). In altre parole, è chiaro che il sistema di classificazione GSI non dovrebbe essere applicato agli ammassi rocciosi nei quali la risposta dell'ammasso è chiaramente influenzata dall'orientazione di qualche famiglia di discontinuità.

7. CRITERI DI SCELTA DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

È evidente che 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.

8. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE

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;

Coltre: Coltre eluvio-colluviale a matrice essenzialmente argillosa;

ALL3_G: ghiaia e ghiaia sabbiosa;

FAE: Flysch di Faeto: calcareniti, calcilutiti e calcari marnosi di colore grigio biancastro.

Nelle seguenti tabelle si riportano le stratigrafie di riferimento in funzione della progressiva di riferimento. In particolare, in Tab. 9 si riporta la stratigrafia e la falda di riferimento a partire da pk 0+000 a pk 0+210, mentre in Tab. 10 si riporta la stratigrafia e la falda di riferimento a partire da pk 0+210 a pk 0+416.

Tab. 9: Stratigrafia e falda di riferimento. Tratta da pk 0+000 a pk 0+210

Stratigrafia di riferimento		Falda
Spessore strato [m]	Unità di riferimento	Profondità da p.c. [m]
1.0	Terreno di copertura	≥3.0
24.0	Depositi alluvionali (ALL3_G)	
>30.0	FAE	

Tab. 10: Stratigrafia e falda di riferimento. Tratta da pk 0+210 a pk 0+416

Stratigrafia di riferimento		Falda
Spessore strato [m]	Unità di riferimento	Profondità da p.c. [m]
11.0÷18.0	Coltre	≥2.0
>30.0	FAE	

Per ciascuna delle unità stratigrafiche nei successivi paragrafi sono definiti i parametri di resistenza e di deformabilità, mentre nel §**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** si riportano i grafici di sintesi delle prove in sito e di laboratorio.

8.1 Terreni

Nella Tab. 11 si riportano i parametri geotecnici di riferimento per i terreni.

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno di copertura in assenza di dati da prove in sito o di laboratorio, si sono assunti i parametri dell'unità All1_A o inferiori (in Tab. 11 i valori sono evidenziati in blu).

Tab. 11: Parametri geotecnici caratteristici dei terreni (valore medio indicato tra parentesi quadre []).

	Terreno di copertura*	Coltre*		ALL3_G*
Y [kN/m ³]	18.0÷20.0 [19.0]	18.0÷20.0 [19.0]		18.0÷20.4 [19.0]
IP [%]	dati non disponibili	19÷40 [23]		-
c_u [kPa]	35÷200 [60]	75÷200 [100]		-
φ' [°]	22	21÷28 [24]		36÷46 [36]
c' [kPa]	2	13÷32 [14]		0.0
E_u/C_u	485	485		-
Dr [%]				60 – 95 [80]
E₀ [MPa]	50÷113 [70]	z≤10m	113÷1160 [201]	201÷1812 [453]
		z>10m	314÷1160 [394]	
E_{op,1} [MPa]	10÷22 [14]	z≤10m	22÷232 [40]	40÷362 [90]
		z>10m	62÷232 [78]	
E_{op,2} [MPa]**	5÷11 [7]	z≤10m	11÷116 [20]	20÷181 [45]
		z>10m	31÷116 [39]	
C_c [-]	dati non disponibili	1.3*10 ⁻¹		-
C_r [-]	dati non disponibili	1.7*10 ⁻²		-
C_{αε}	dati non disponibili	1.5*10 ⁻³ ÷3.3*10 ⁻³ [2.0*10 ⁻³]		
C_v [m ² /s]	dati non disponibili	6.0*10 ⁻⁸ ÷8.0*10 ⁻⁷ [1.5*10 ⁻⁷]		-
e₀ [-]	dati non disponibili	0.5÷0.85 [0.65]		0.40÷0.75 [0.45]
OCR [-]	2÷6 [3]	1÷10 [3]		-
u' [-]	0.3	0.3		0.3

**Relazione Geotecnica viabilità interferita alla pk
41+100**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 09	GE	OC0000 004	B	59 di 115

k [m/s]	dati non disponibili	$1.7 \cdot 10^{-7} \pm 3.5 \cdot 10^{-6}$ [$6.0 \cdot 10^{-7}$]	$5.2 \cdot 10^{-5} \pm 1.6 \cdot 10^{-6}$ [$2.4 \cdot 10^{-5}$]
Parametri dinamici	-	-	$\alpha=16.45$
			$\beta=0.81$
			$\lambda=-2.506$
			$D_{\max}=0.2278$

* 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

8.2 Rocce

In Tab. 12 si riportano i parametri geotecnici di riferimento per l'unità FAE.

Per maggiori dettagli sulla definizione dei parametri che intervengono nella classificazione di Hoek-Brown si rimanda ai §8.2.1.

Tab. 12: Parametri geotecnici caratteristici delle rocce (valore medio indicato tra parentesi quadre []).

		FAE		
Y [kN/m ³]		18.5÷27.0 [25.0]		
RQD [%]		45		
k [m/s]		4.4*10 ⁻⁷ ÷4.1*10 ⁻⁶ [1.0*10 ⁻⁶]		
Parametri dinamici		α=15.23		
		β=0.93		
		λ=-2.449		
		D _{max} =0.2888		
Parametri per la caratterizzazione con il Criterio di Hook & Brown -Tab. 13				
GSI [%]		40		
σ_{ci} [MPa]		55.5		
m_i [-]		10.3 ⁽¹⁾		
D [-]		0.7		
M_R [-]		225 ⁽²⁾		
E_i [MPa]		12487		
Hoek-Brown criterio				
m_b		0.381		
s		0.0002		
a		0.511		
Parametri equivalenti di Mohr Coulomb				
σ_n [MPa]		0.1	0.2	0.3
φ' [°]		56	51	48
c' [kPa]		104	138	172
E_m [MPa]		727	727	727
Parametri dell'ammasso				
σ_t [MPa]		-0.024		
σ_c [MPa]		0.650		
σ_{cm} [MPa]		4.322		
E_{rm} [MPa]		727		
Note:				
(1) determinato con i criteri delle formazioni complesse a partire da Tab. 7				

-Sandstone e Marl;
(2) determinato con i criteri delle formazioni complesse a partire da Tab. 8–
Sandstone e Marl.

8.2.1 Formazione FAE, classificazione di Hoek-Brown

La formazione FAE è considerata una formazione complessa classificabile B1 secondo AGI 1979 (vedasi Fig. 26) con rapporto della sequenza Arenaceo-Pelitica pari ad 1 (vedasi Fig. 23). Si assume in accordo al sistema di classifica GSI di Fig. 27 relativa alle formazioni flyschoidi, GSI = 40 e tipo di flysch C per il quale la tabella di Fig. 28 indica una riduzione delle proprietà della roccia del 20% per i livelli di “sandstone” ed una riduzione nulla per i livelli di “siltstone”. Nella Tab. 13 sono riportati i parametri con cui la formazione è stata caratterizzata secondo il criterio di Hoek-Brown, mentre per la caratterizzazione geomeccanica si rimanda alla Tab. 12.

Tab. 13: Formazione FAE. Definizione dei parametri della classificazione di Hoek-Brown.

Classificazione dell'ammasso	
Formazione complessa con rapporto della sequenza Arenaceo-Pelitica pari ad 1	
GSI = 40 Fig. 27	
flysch tipo C Fig. 28	
Caratterizzazione meccaniche delle litofacies	
Livelli di “sandstone” Fig. 28	Livelli di “siltstone” Fig. 28
Coefficients di riduzione di σ_{ci} e m_i	
0.8	0
Resistenza a compressione (σ_{ci})	
60	15
Costante m_i – Tab. 7	
17	7
Costante di deformazione M_R – Tab.8	
275	175
Caratteristiche meccaniche della formazione intatta	
Resistenza a compressione (σ_{ci})	
$\frac{60 \cdot 0.8 + 15}{2} = 55.5 MPa$	
Costante m_i	
$\frac{17 \cdot 0.8 + 7}{2} = 10.5 MPa$	
modulo di deformazione (E_i)	
$55.5 \cdot \left(\frac{275 + 175}{2} \right) = 12487 MPa$	

9. BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO DELL'AREA

Il versante in corrispondenza dell'imbocco sud-occidentale della galleria "Orsara" è essenzialmente privo di fenomeni di dissesto, in quanto caratterizzato dalla presenza dei litotipi calcareo-marnosi del Flysch di Faeto. Solo a valle dell'imbocco, tra la pk 40+950 e la pk 41+100, in corrispondenza dei settori di fondovalle, il tracciato lambisce il piede di un'estesa frana complessa in terra e detrito, che si sviluppa tra la parte sommitale del rilievo di Monte Preisi e il fondovalle del Torrente Cervaro (Fig. 29).

Tale fenomeno risulta attualmente stabilizzato e privo di riattivazioni recenti in corrispondenza del suo margine meridionale, così come osservato nel corso dei rilievi in campo, con assenza di evidenze morfologiche di movimenti in atto, come al momento confermato dai primi dati strumentali del monitoraggio inclinometrico, anche se occorre sottolineare che il periodo di osservazione (Aprile 2018 – Novembre 2018) non risulta ancora significativo.

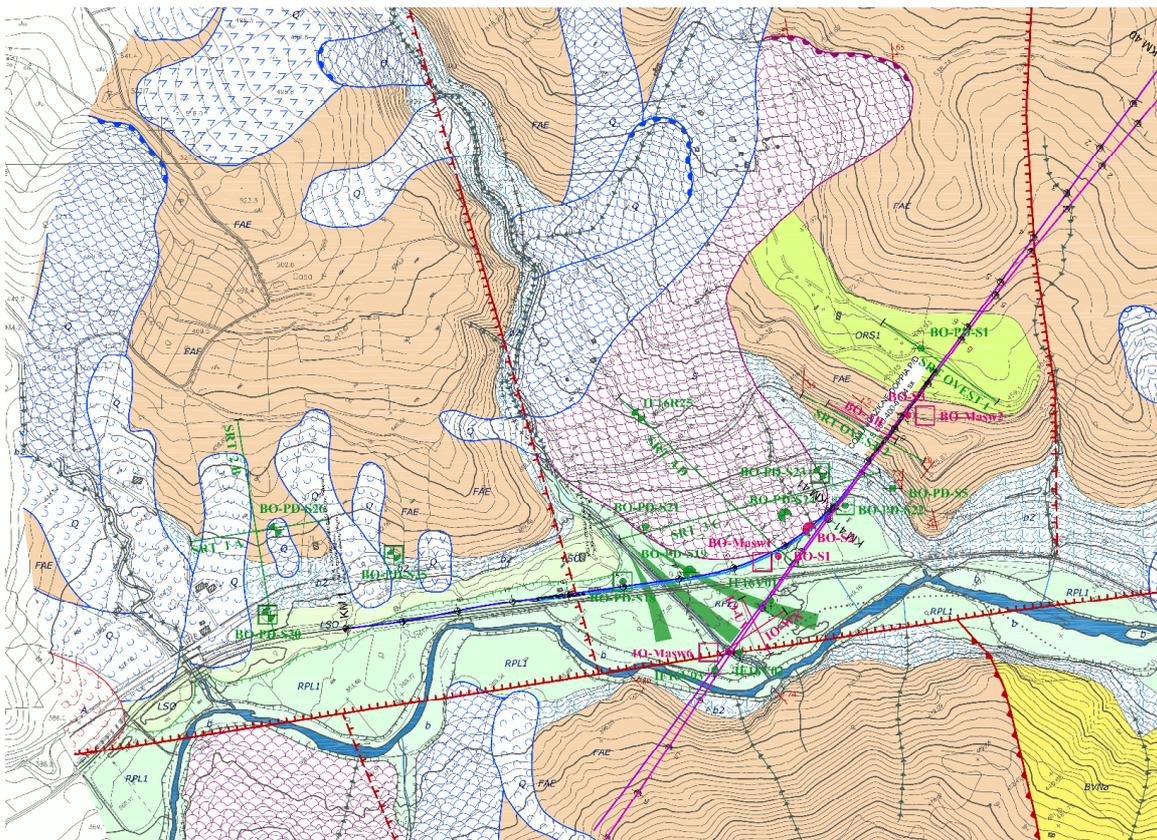


Fig. 29: Frana complessa in terra e detrito a valle dell'imbocco sud-occidentale della galleria "Orsara".

10. INTERPRETAZIONE DEI DATI INCLINOMETRICI

Gli inclinometri sono stati installati da pochi mesi e dalle prime letture inclinometriche risulta quanto segue:

- BO-PD-S23 (Fig. 30): lo spostamento massimo in sommità di circa 4.5 mm deriva da una deformata pressochè lineare dal fondo verso la sommità che non consente di identificare una superficie di scivolamento.
- IF16R25 (Fig. 31): lo spostamento massimo in sommità di circa 10.8 mm e deriva da un andamento pressochè lineare dal fondo verso la sommità che non consente di individuare una superficie di scivolamento vera e propria.



Laboratorio: C. da Calderaro (Zona Ind.)
C.P. 287 - 93100 Caltanissetta
Tel: 0934565012 - Fax: 0934575422
e-mail: info@sidercem.it

**MISURE INCLINOMETRICHE
GRAFICI RIASSUNTIVI**

Committente: ITALFERR SpA	Tubo n°: BO-PD-S23
Riferimento: PD Bovino-Orsara	Data: 16/05/2018 + 14/11/2018
Località: Orsara di Puglia	Quota: 359 m s.l.m

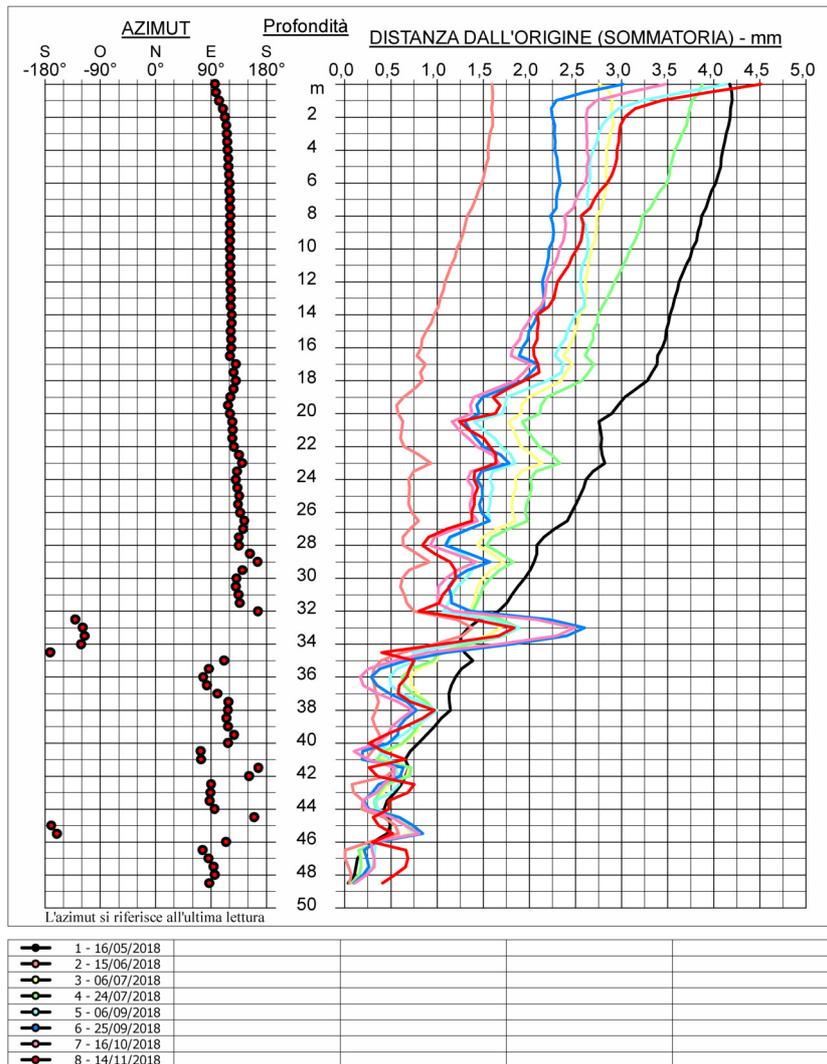


Fig. 30 – Inclinometro BO-PD-S23



Laboratorio: C. da Calderaro (Zona Ind.)
C.P. 287 - 93100 Caltanissetta
Tel: 0934565012 - Fax: 0934575422
e-mail: info@sidercem.it

**MISURE INCLINOMETRICHE
GRAFICI RIASSUNTIVI**

Committente: ITALFERR SpA	Tubo n°: IF16R25
Riferimento: PD Bovino-Orsara	Data: 15/06/2018 + 14/11/2018
Località: Orsara di Puglia	Quota: 404 m s.l.m

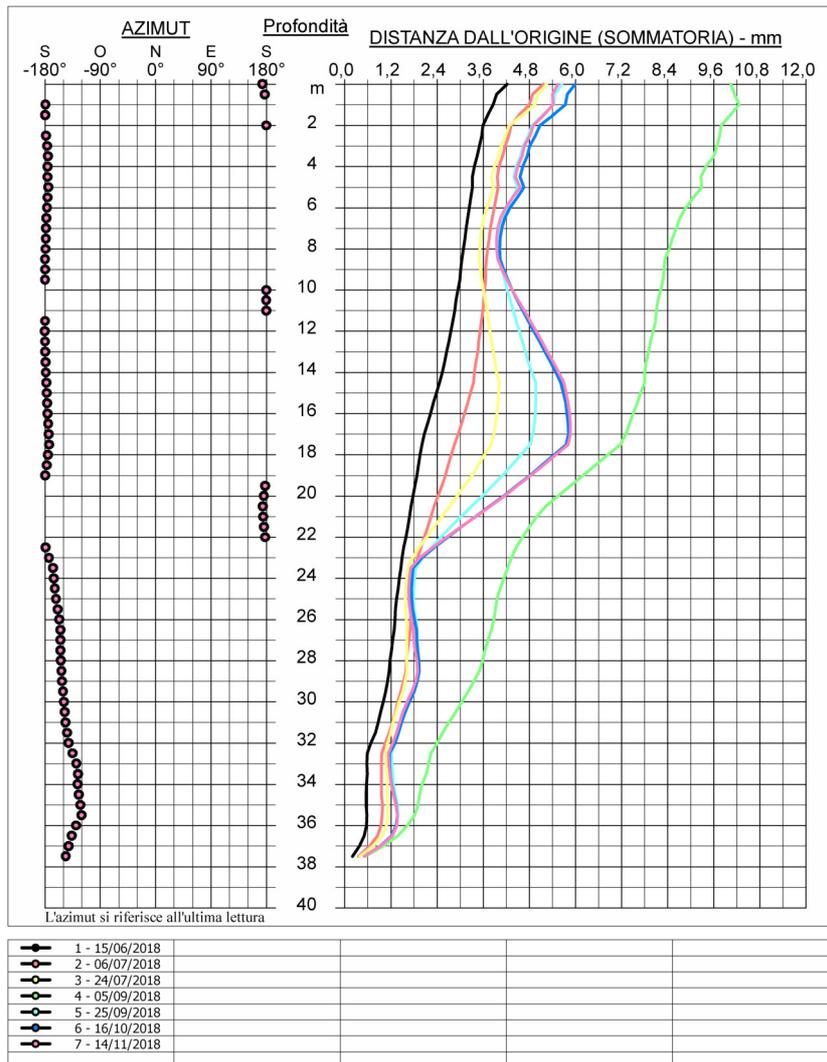


Fig. 31 – Inclinometro IF16R25

11. PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E RISCHI

A valle dell'imbocco della galleria "Orsara", tra la pk 40+950 e la pk 41+100, il tracciato lambisce il piede di un'estesa frana complessa in terra e detrito, che si sviluppa tra la parte sommitale del rilievo di Monte Preisi e il fondovalle del Torrente Cervaro (§**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

In relazione all'attuale condizione di stabilità degli accumuli di frana, all'assenza di fenomeni erosivi superficiali e all'attuale quadro morfologico e morfoevolutivo dell'area, il suddetto fenomeno non rappresenta ad oggi un elemento di possibile criticità per le opere in progetto.

Nel tratto in esame il tracciato è in rilevato e prossimo al fondovalle ed è caratterizzato dalla presenza di coltri di versante e depositi alluvionali parzialmente ricoperti.

Dal punto di vista delle problematiche progettuali si segnalano i seguenti aspetti:

- cedimenti dei rilevati;
- stabilità delle scarpate dei rilevati;
- drenaggio delle acque di infiltrazione.

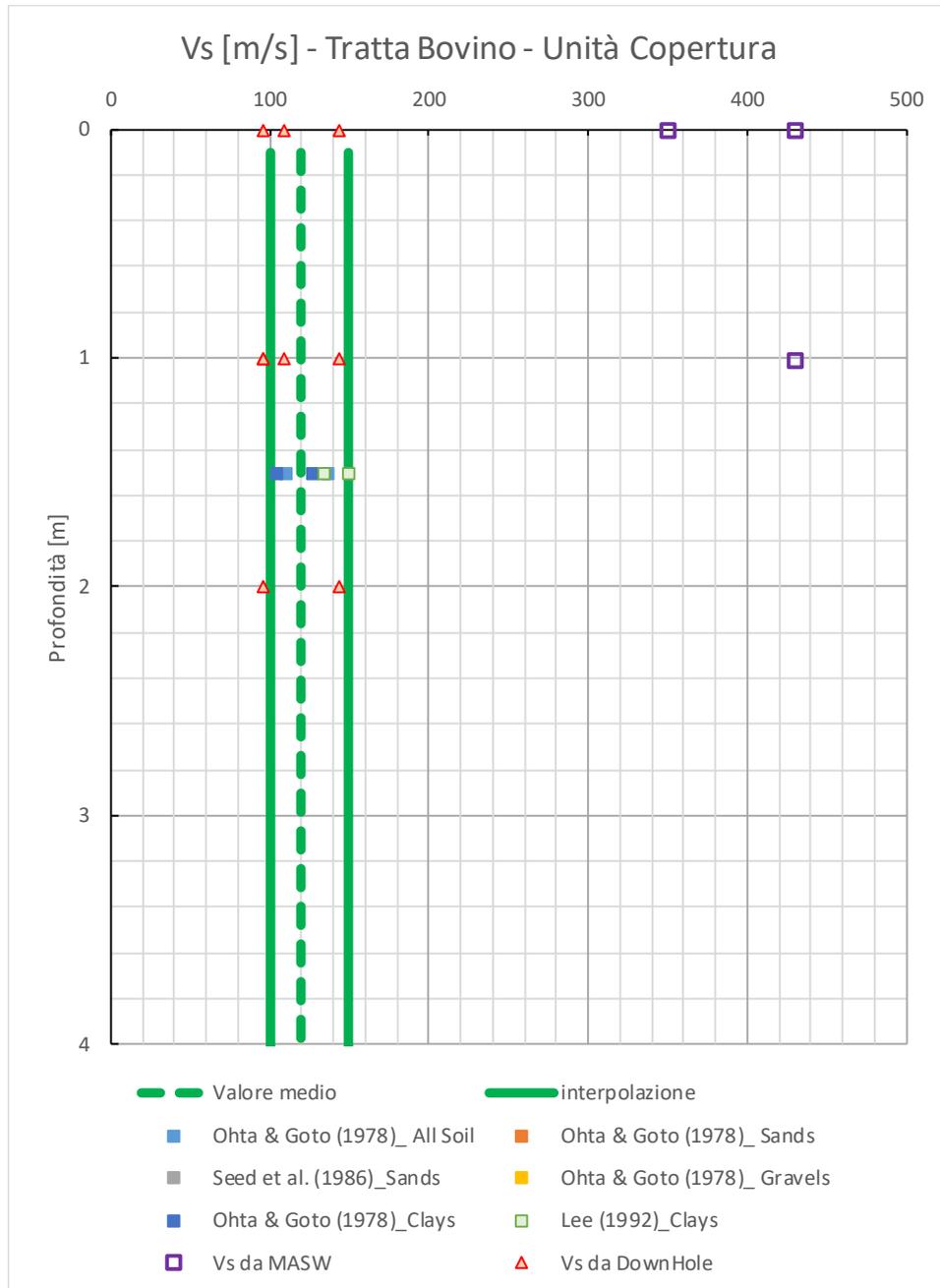
Relativamente a quest'ultimo aspetto sono previste a monte del tracciato aste di trincee drenanti per il controllo e lo smaltimento delle acque di infiltrazione.

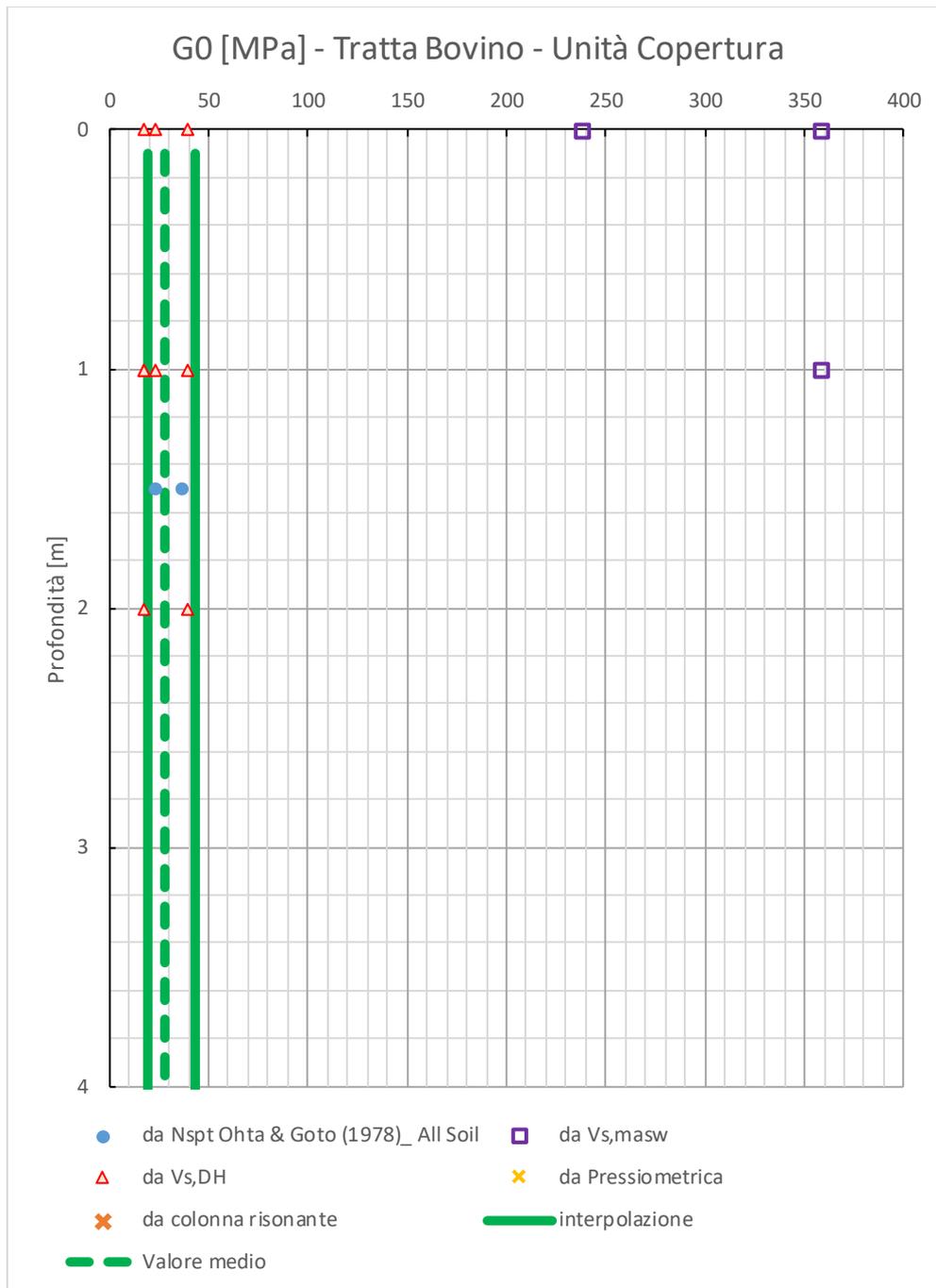
In merito ai rischi di liquefazione, sulla base delle analisi svolte il terreno presente nella tratta in esame non è suscettibile a fenomeni di liquefazione (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione Ref. 9).

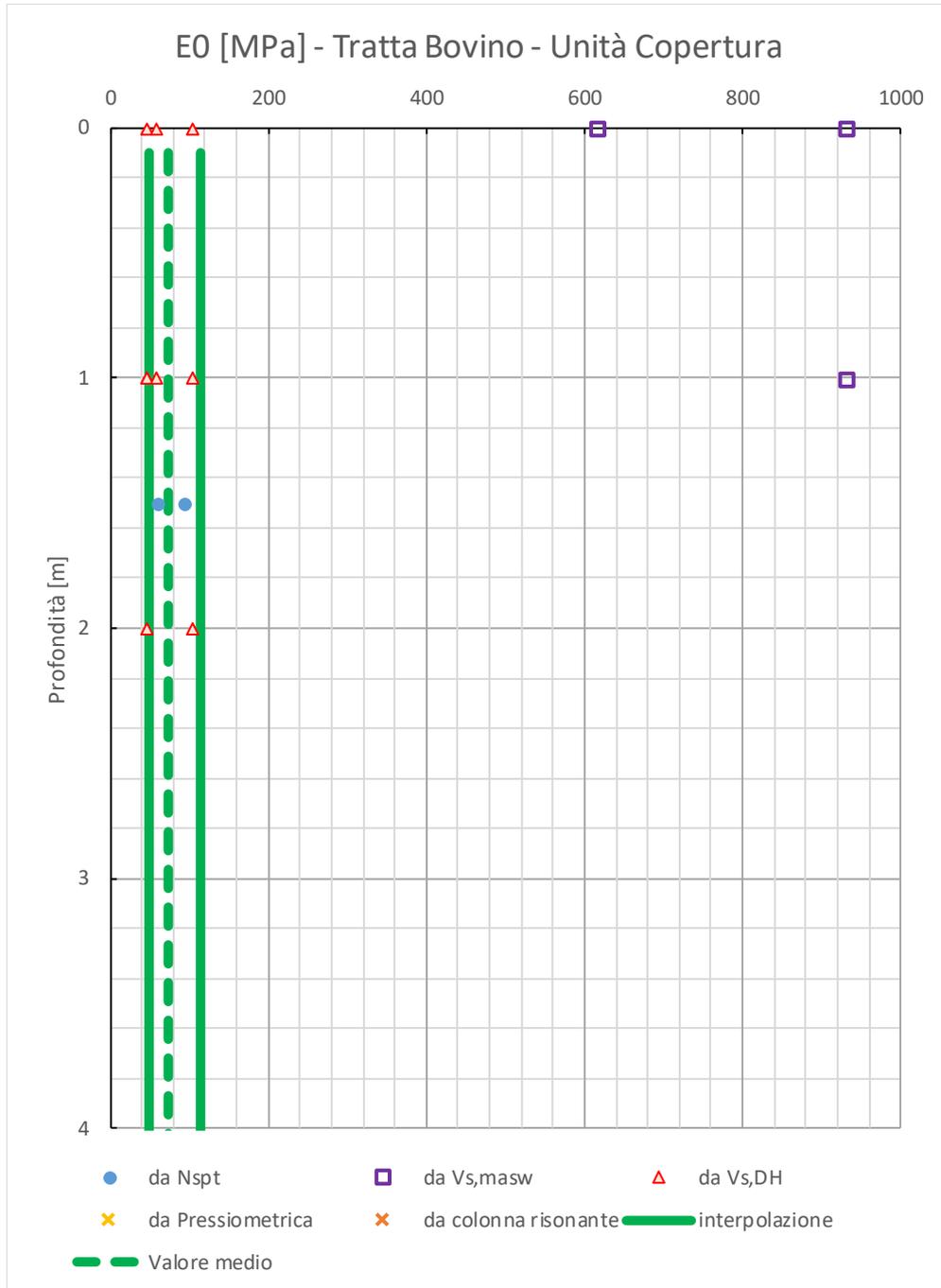
12. INTERPRETAZIONE E SINTESI GRAFICA PROVE IN SITO E DI LABORATORIO

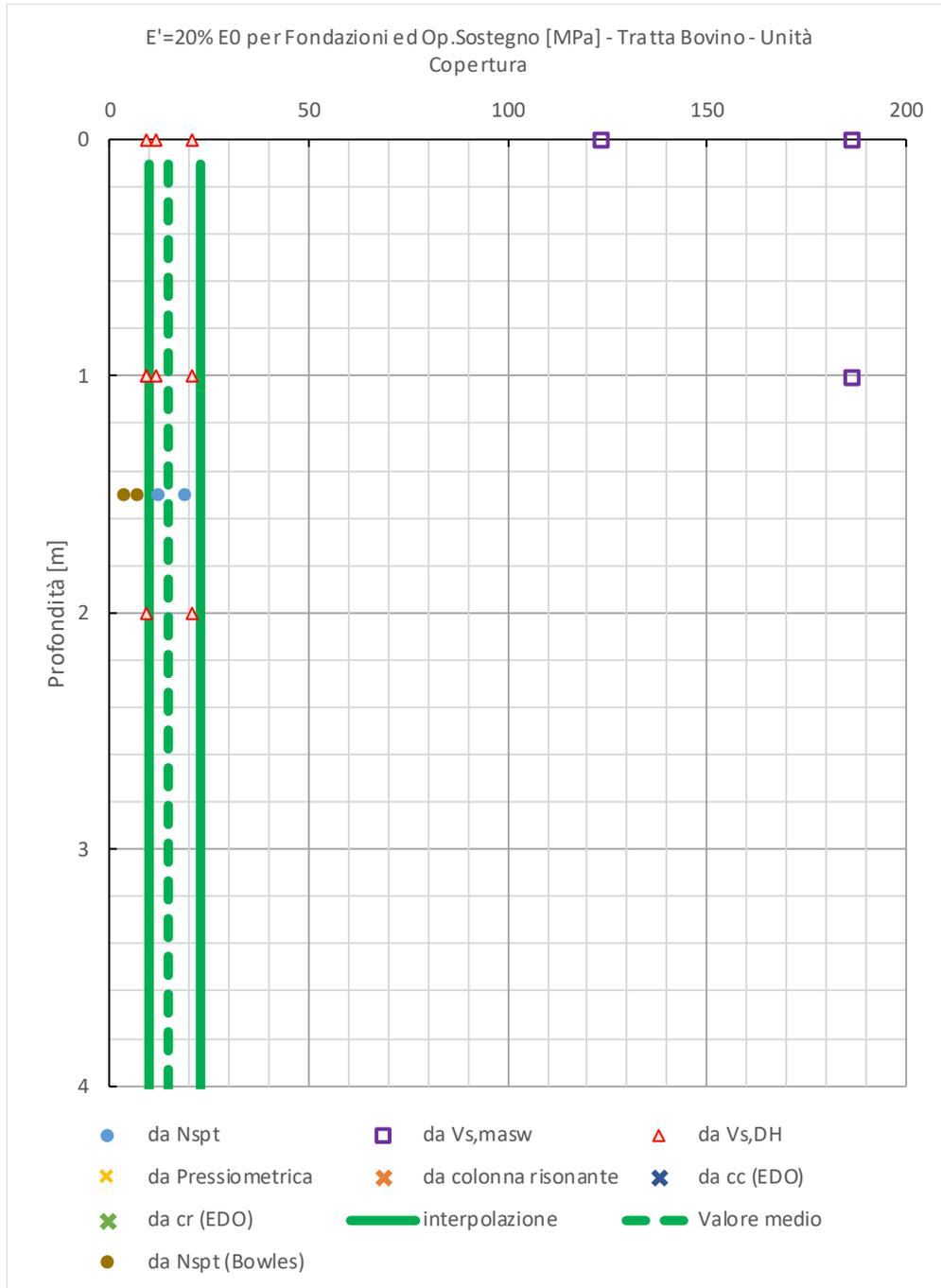
12.1 Unità Copertura

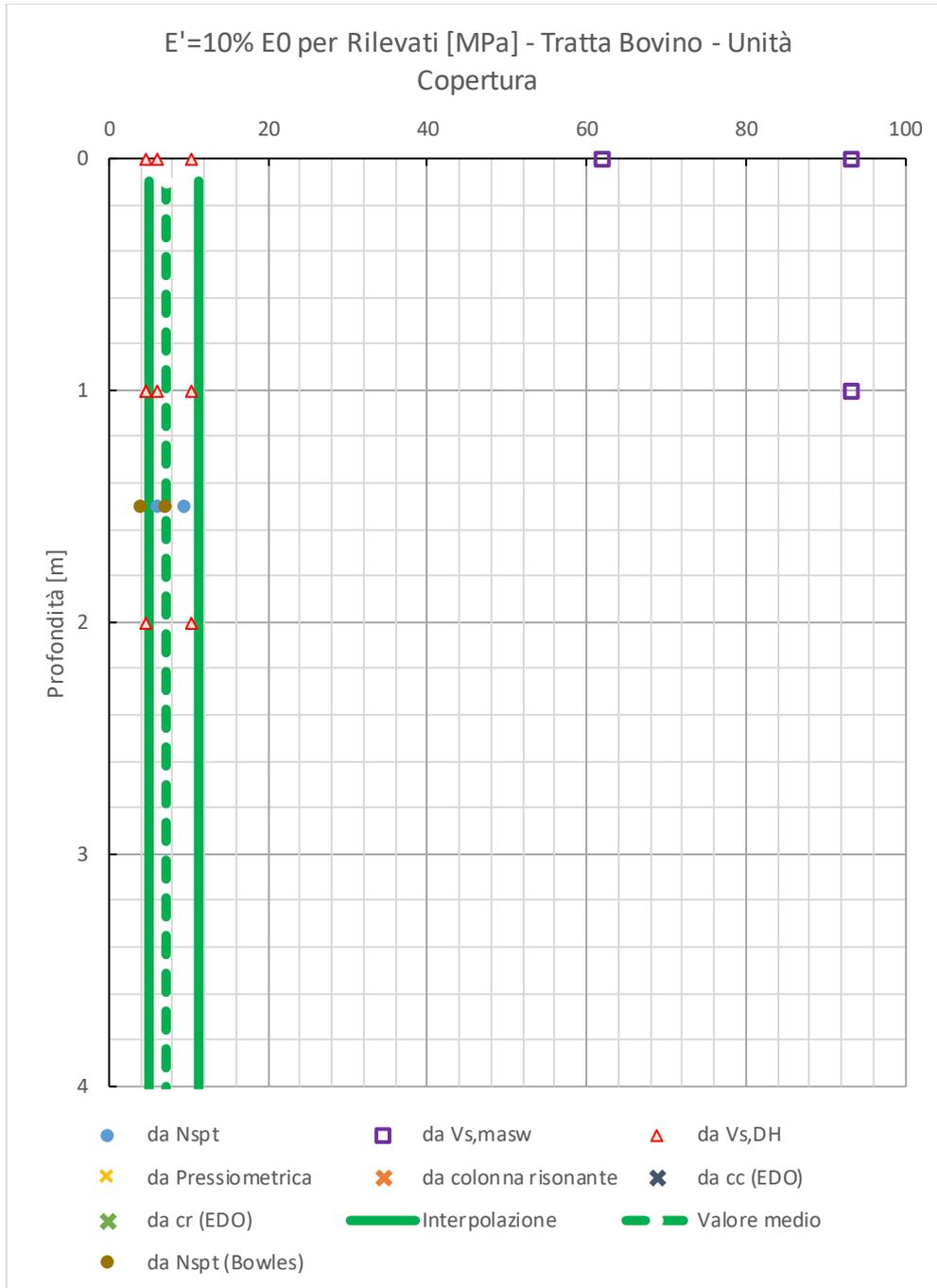
12.1.1 Grafici delle prove in sito

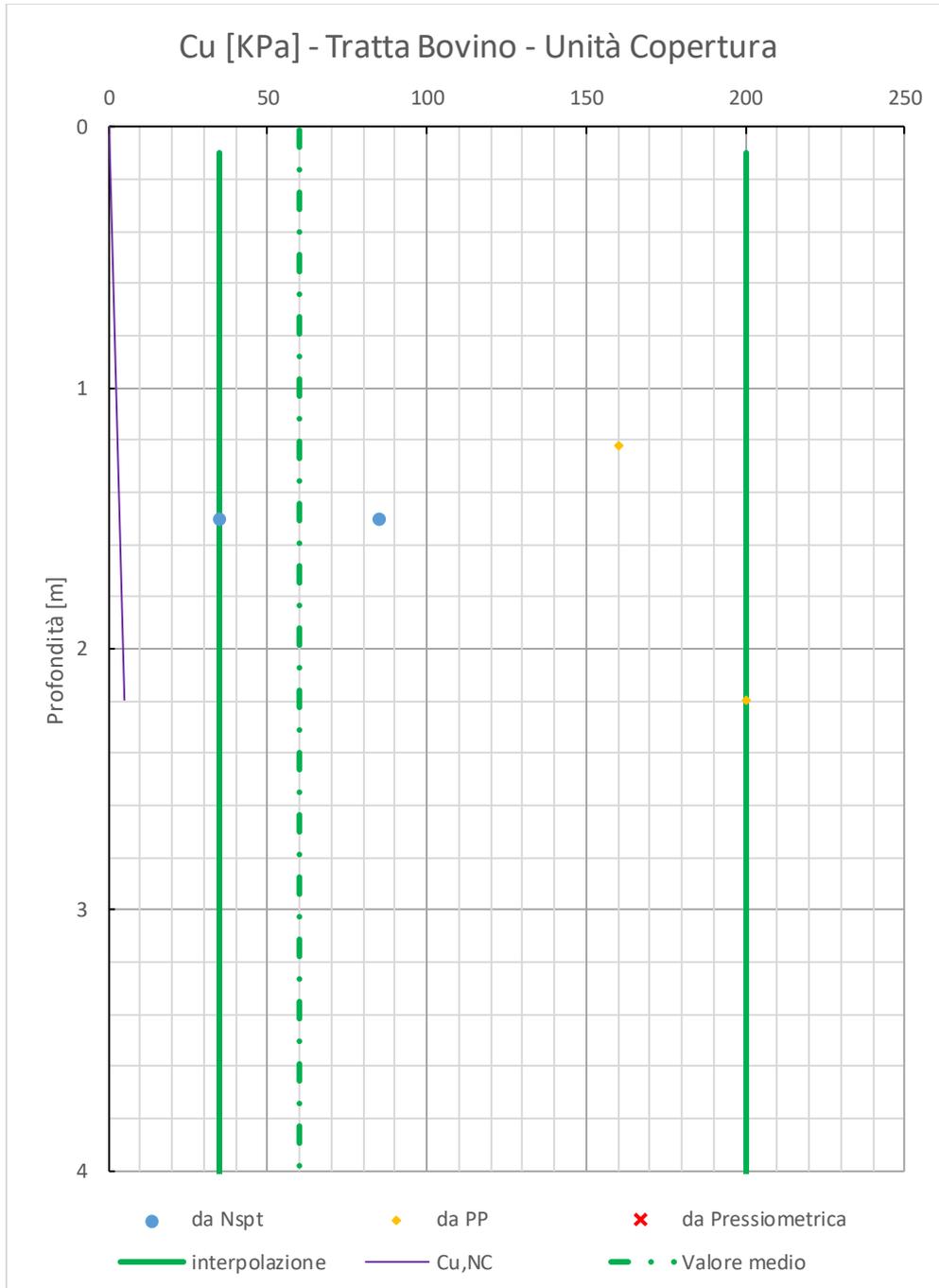


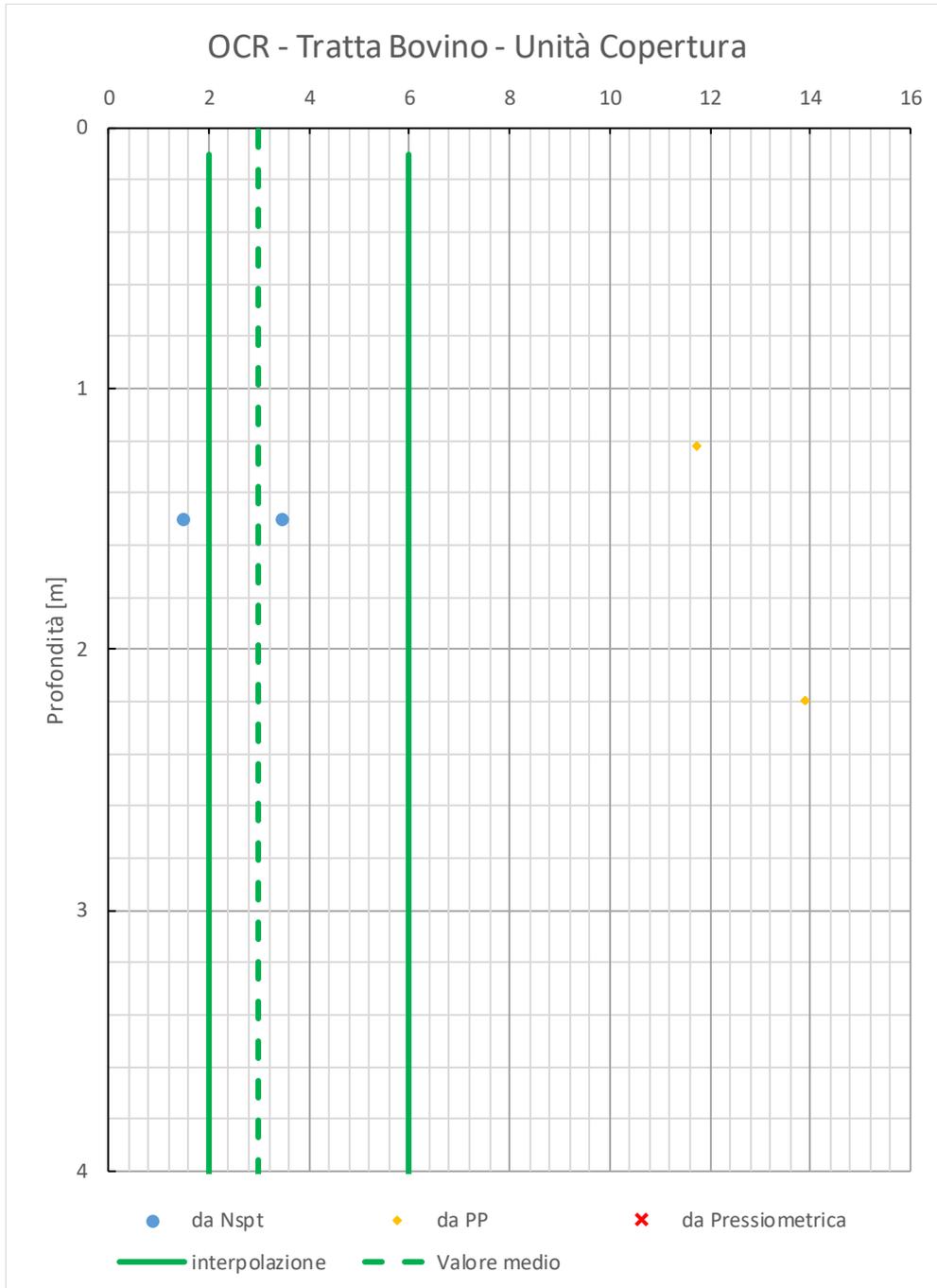






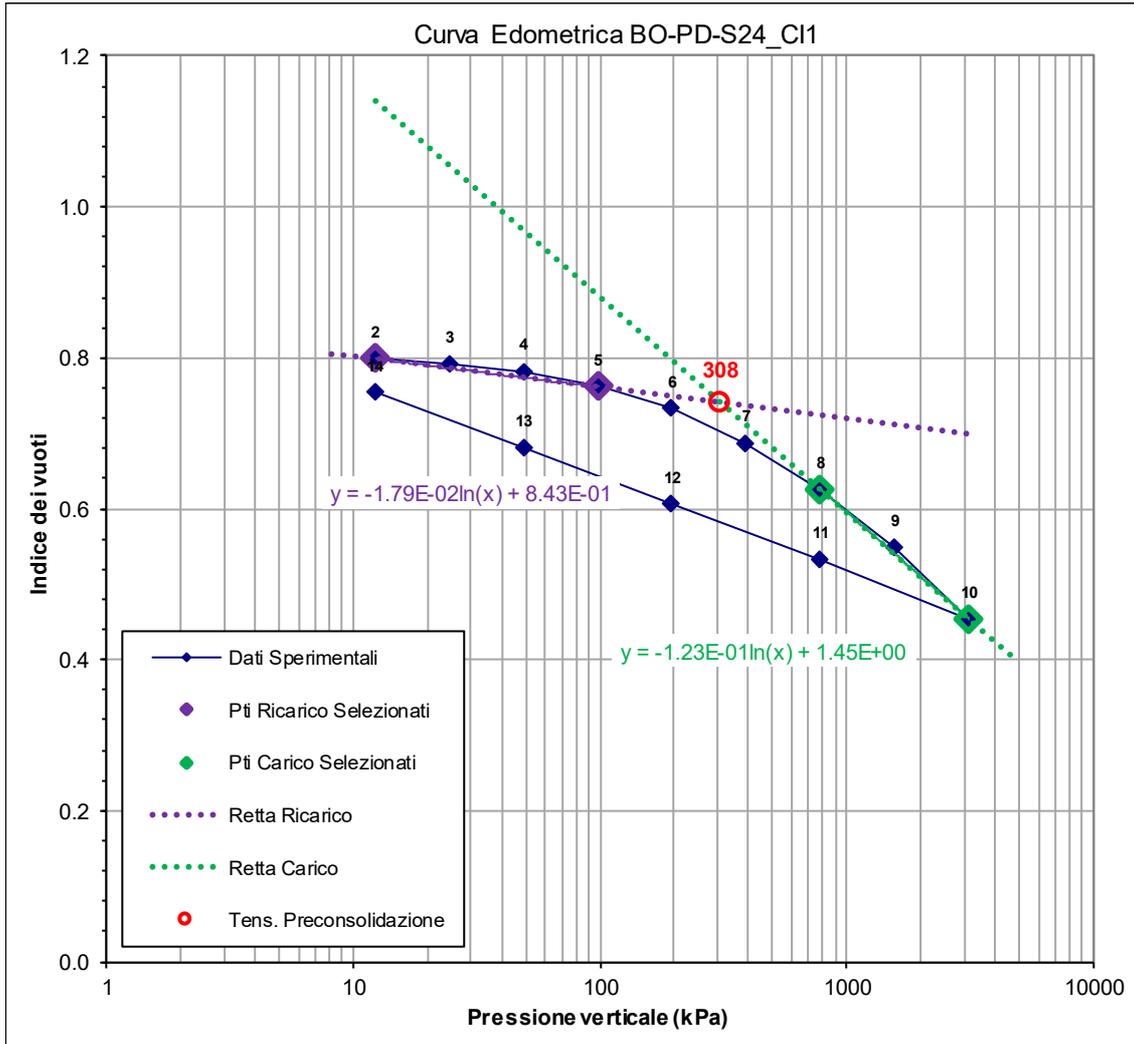


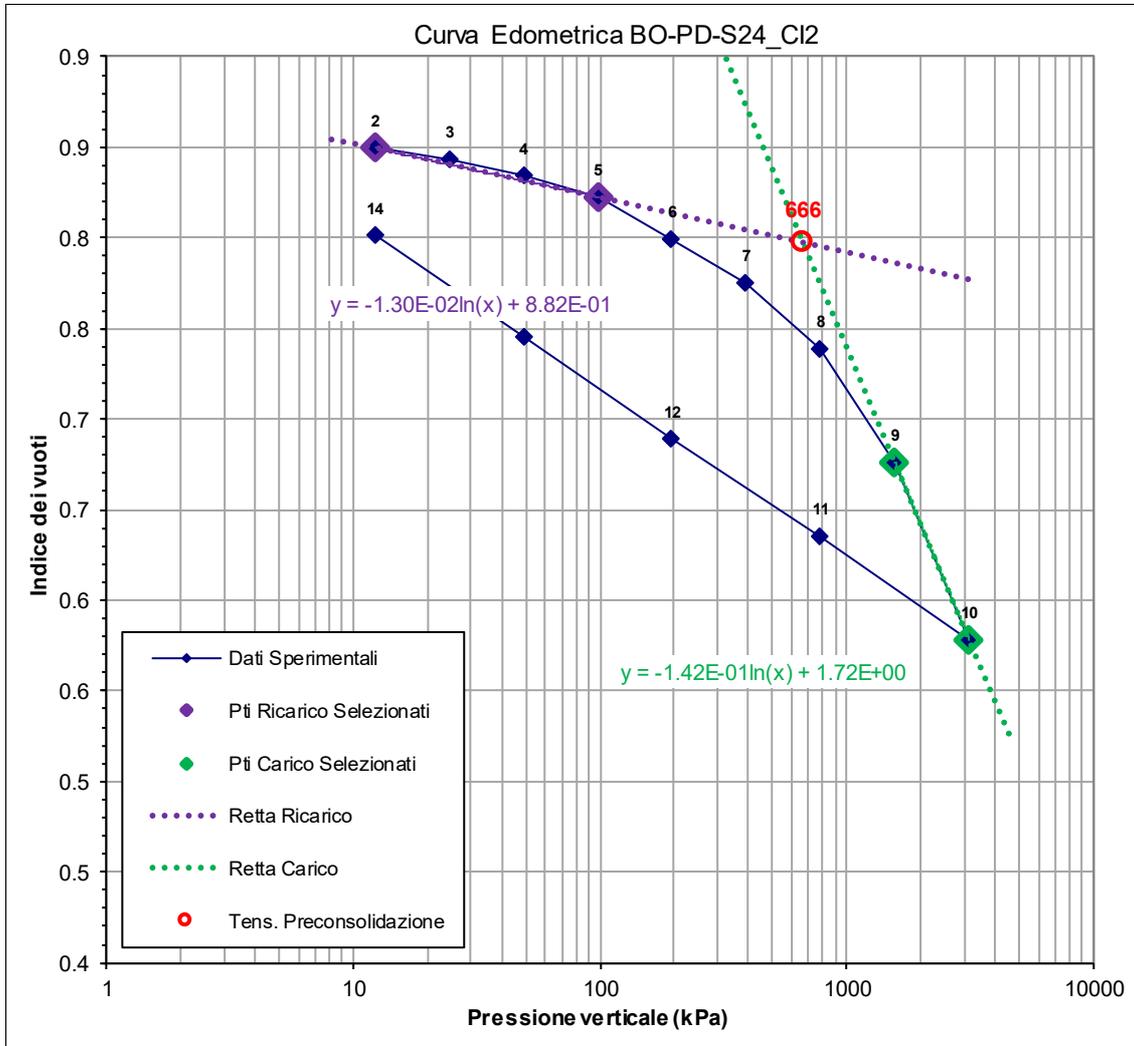




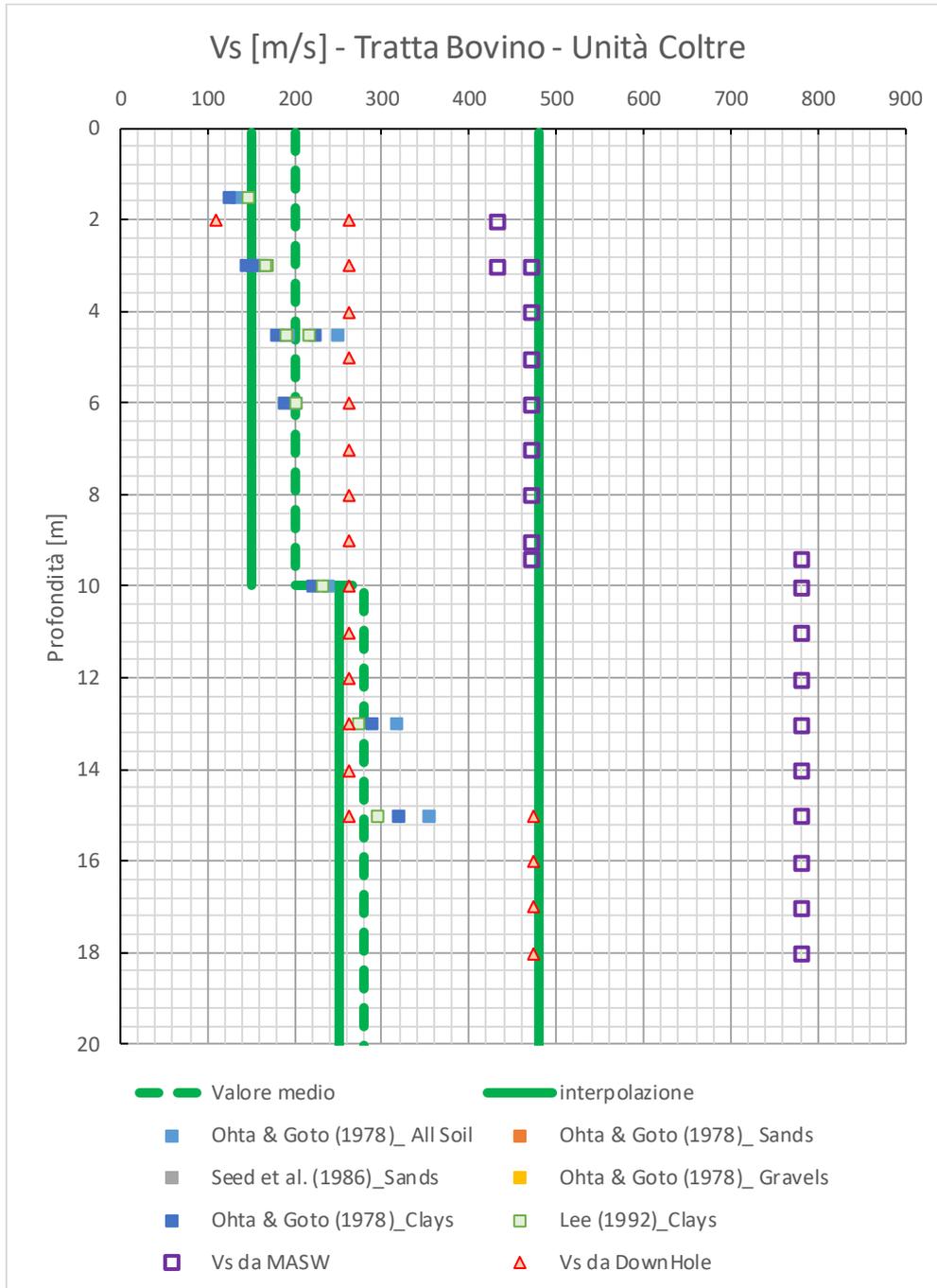
12.2 Unità Coltre

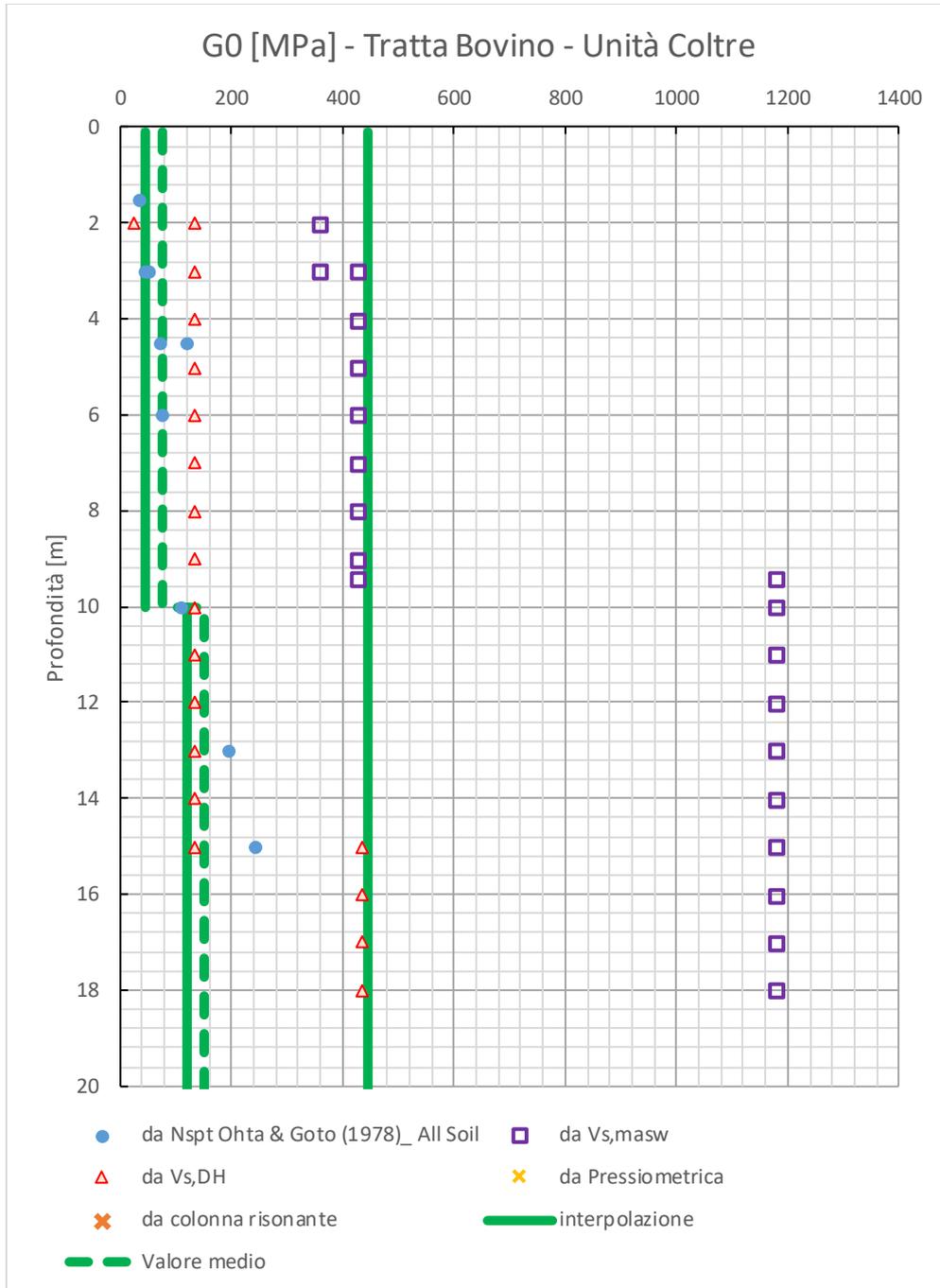
12.2.1 Interpretazione delle prove edometriche

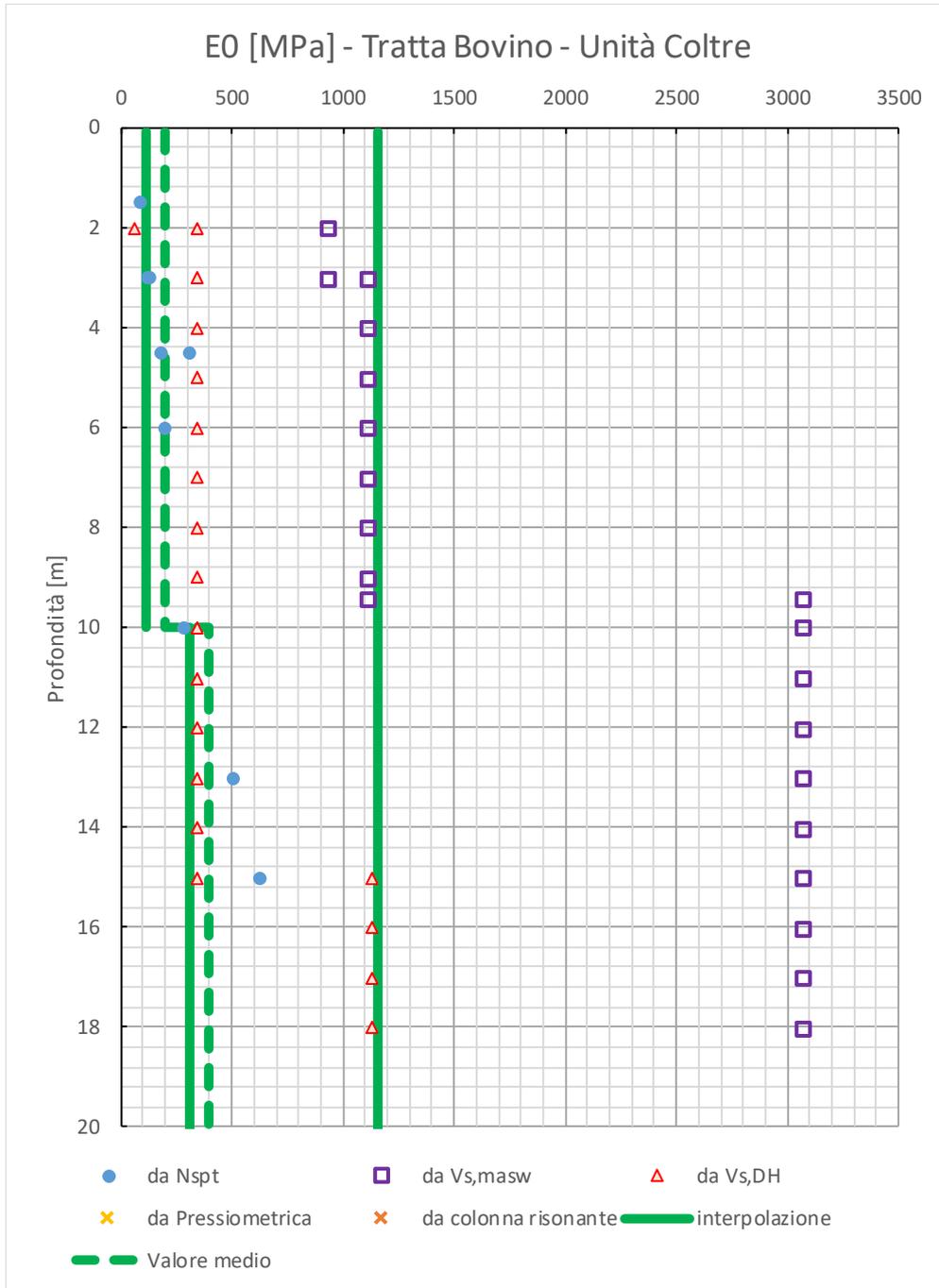


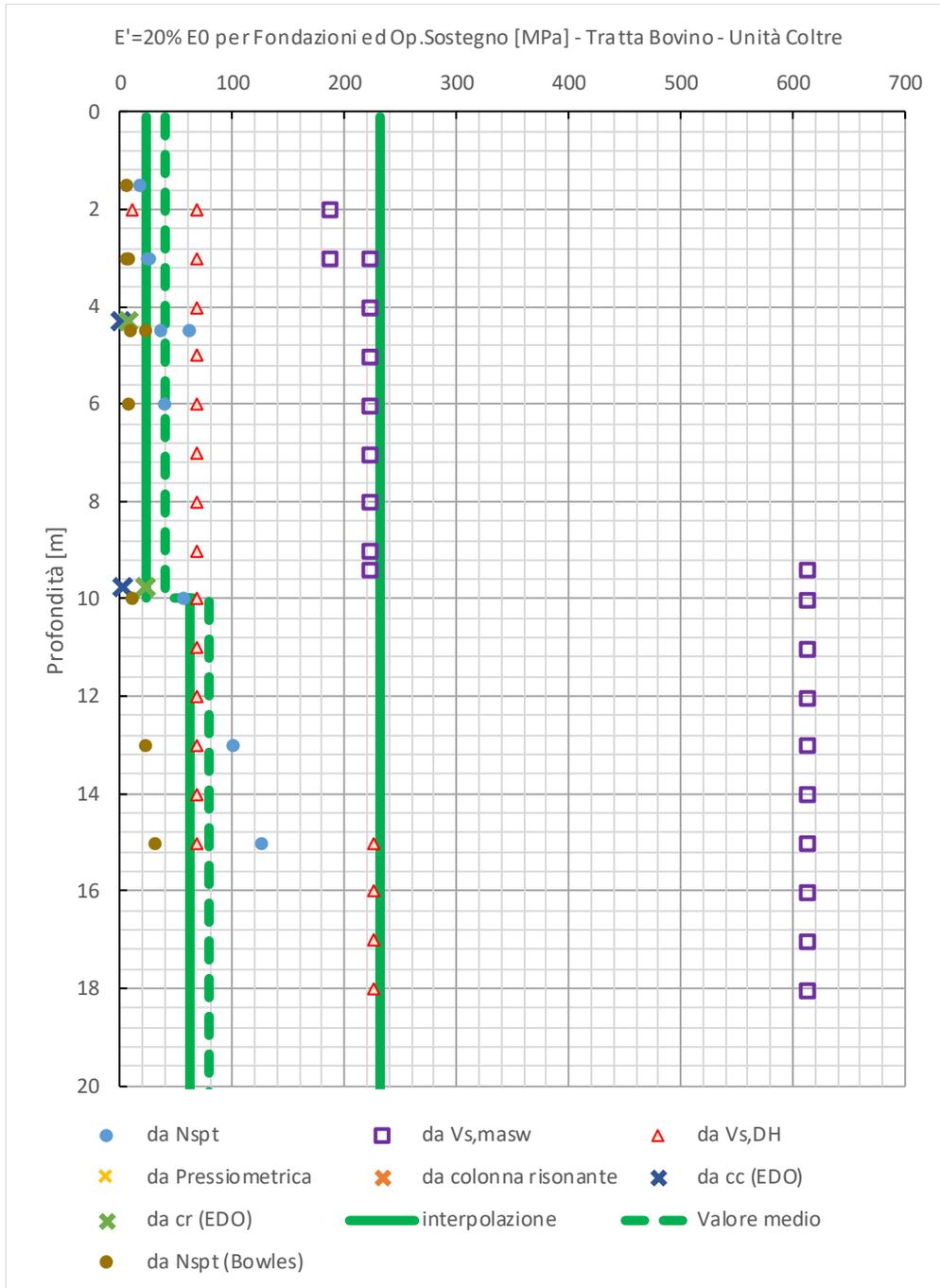


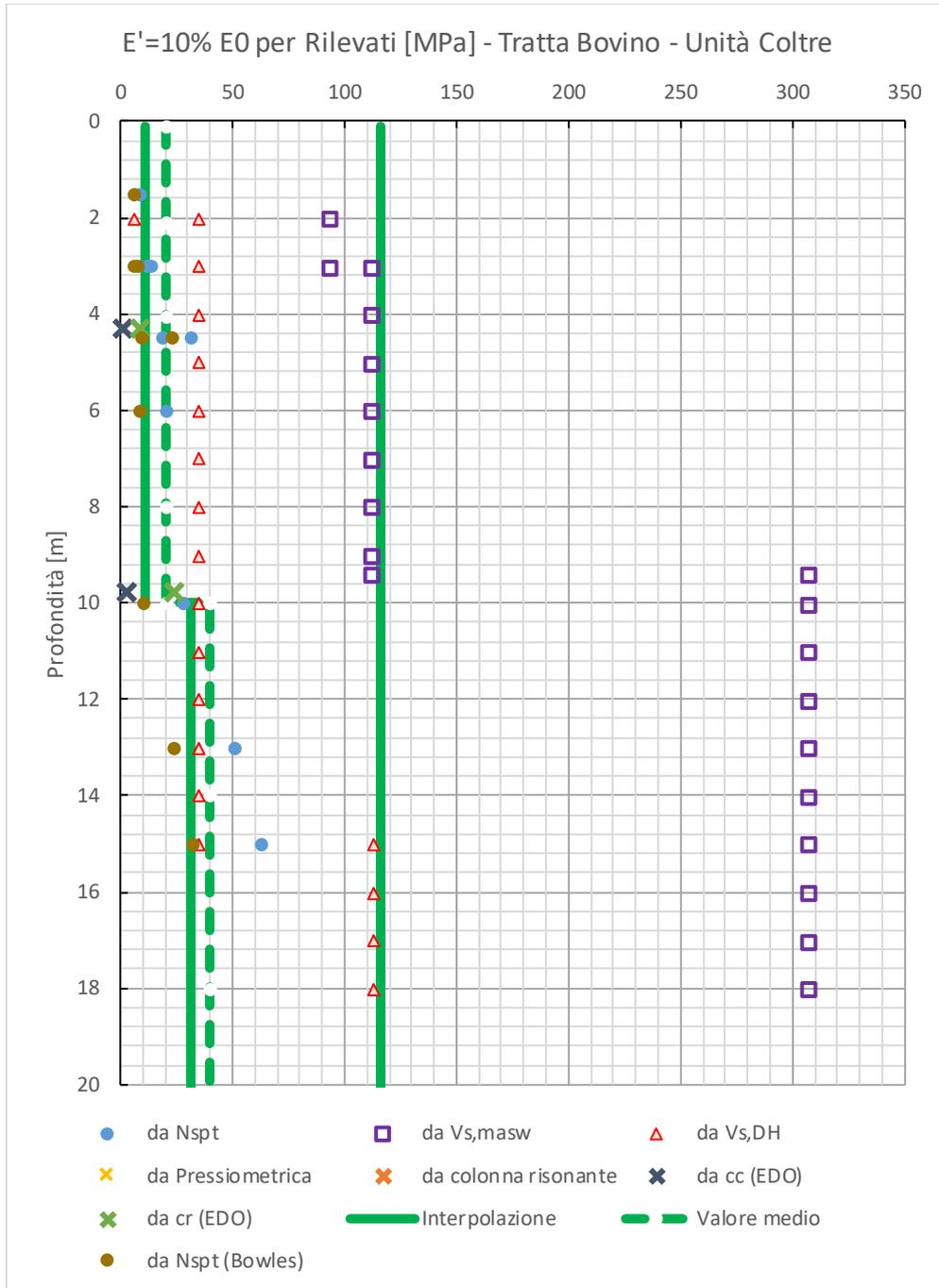
12.2.2 Grafici delle prove in sito

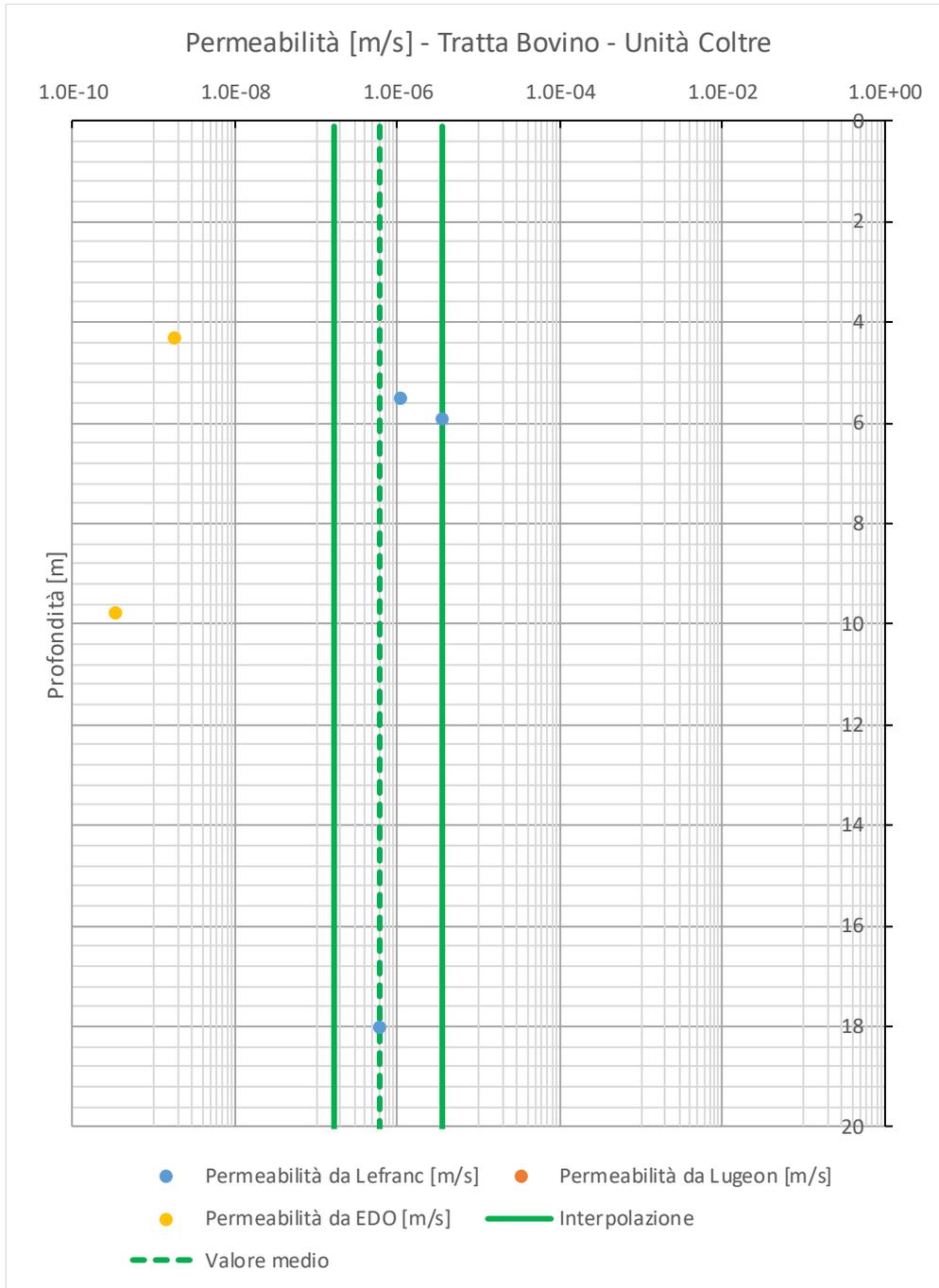


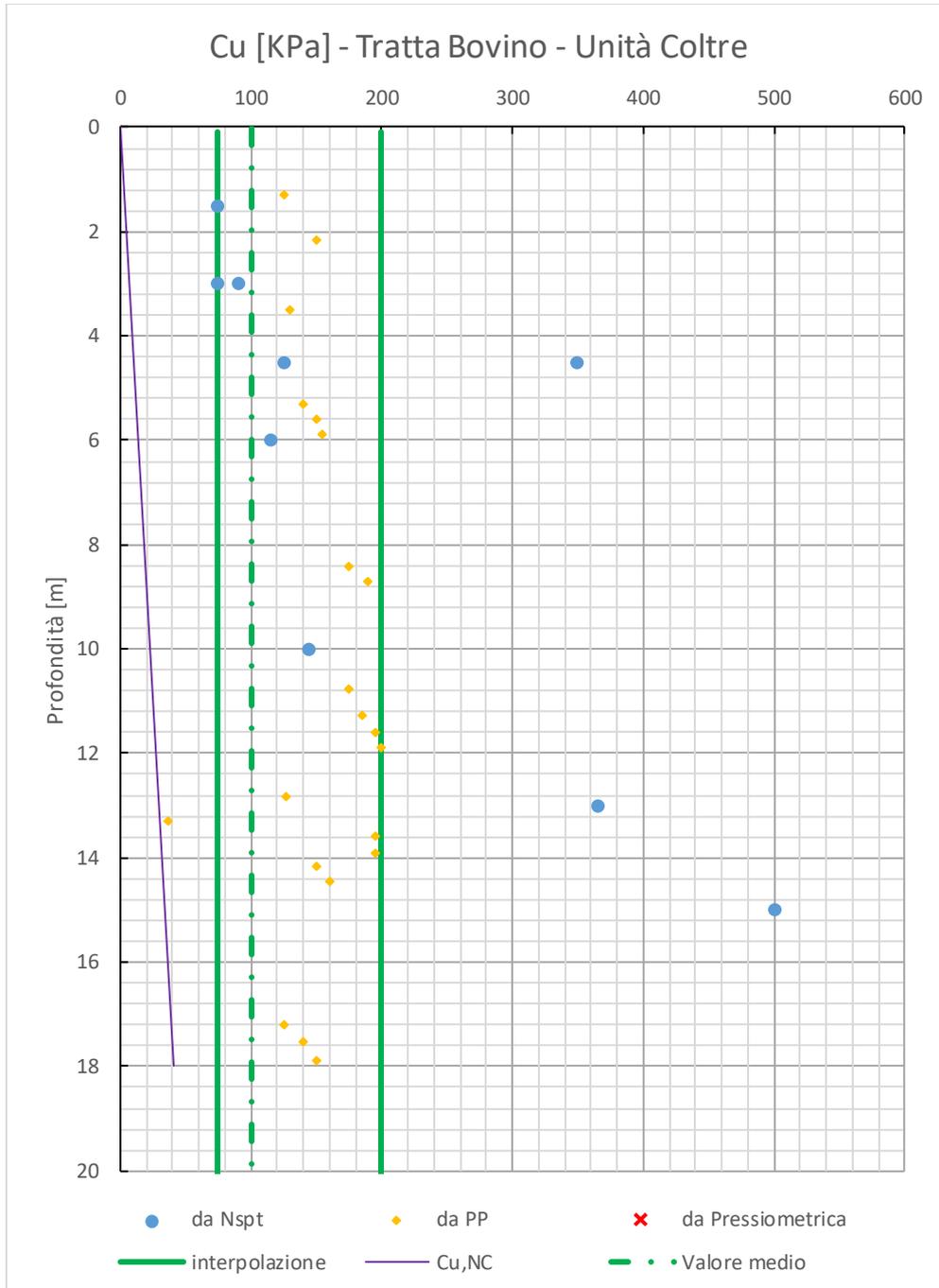


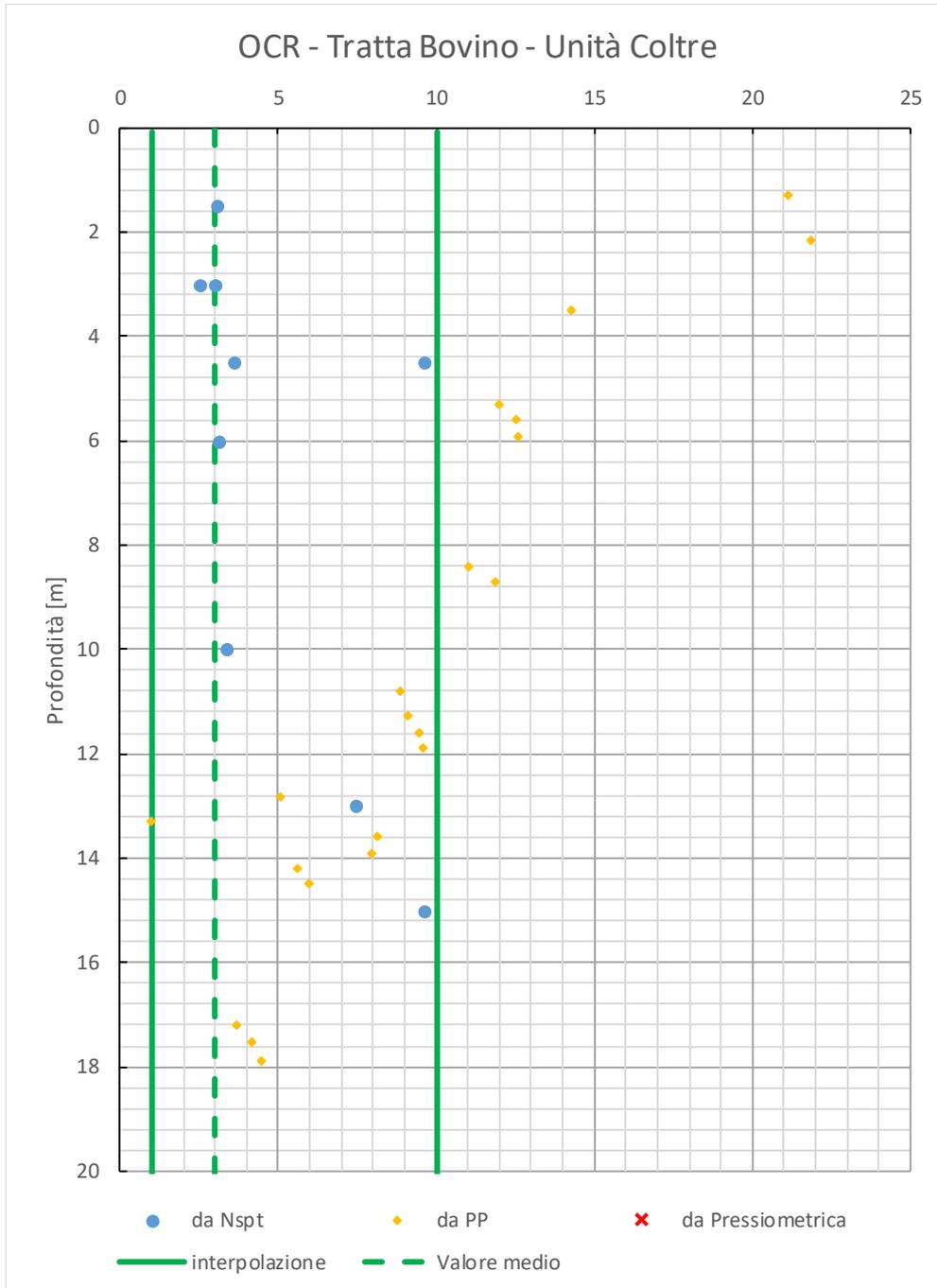




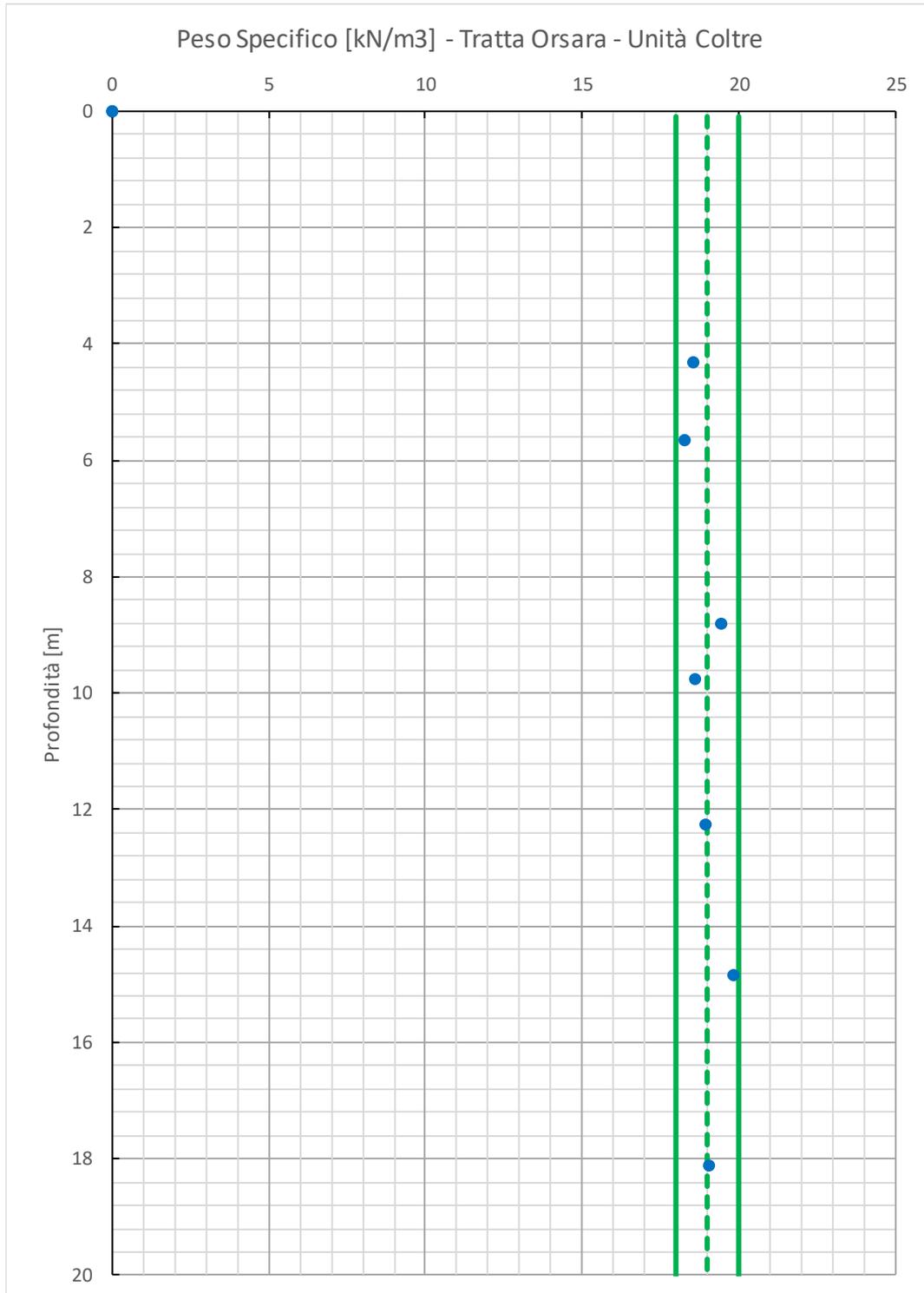


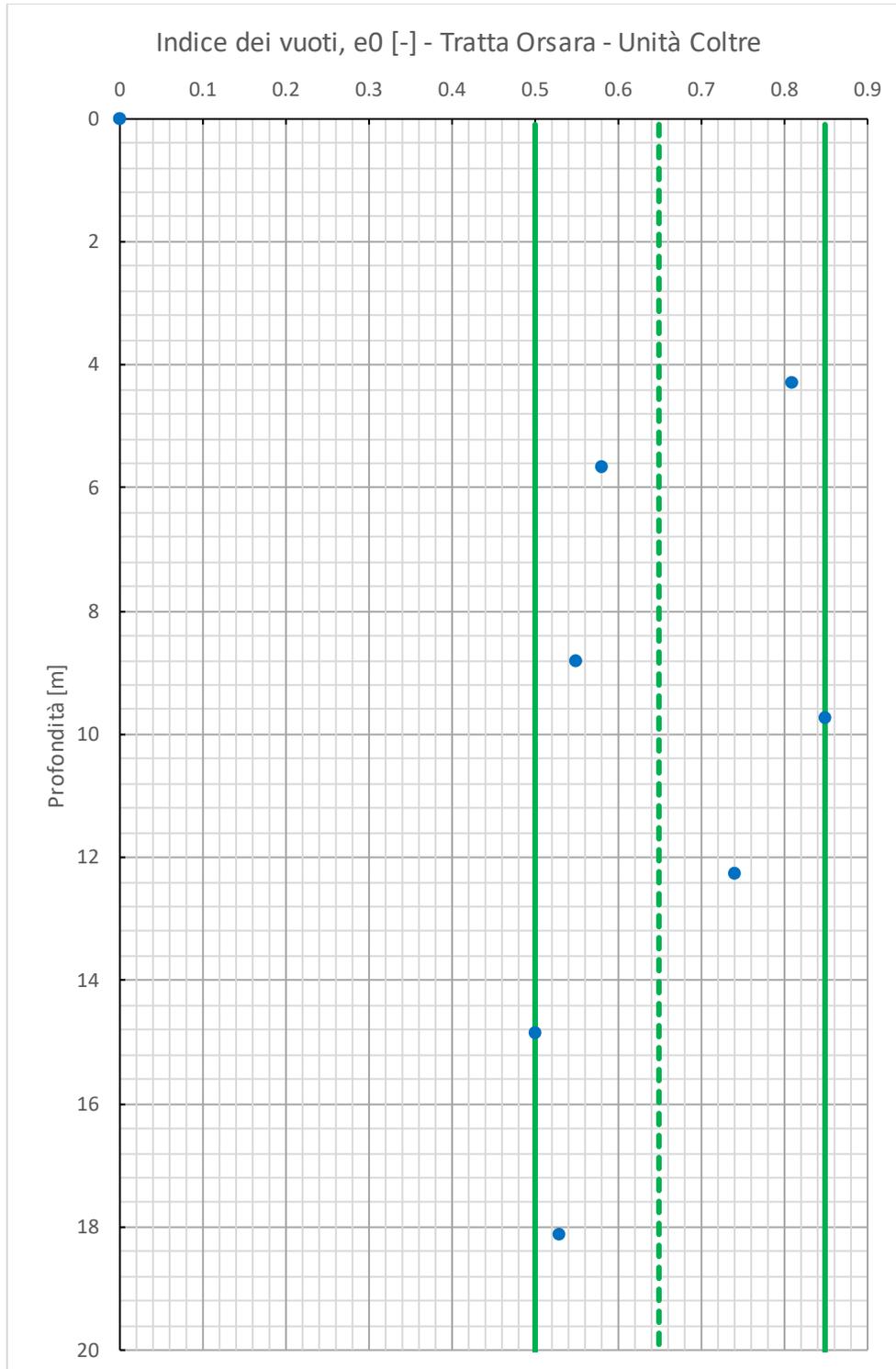


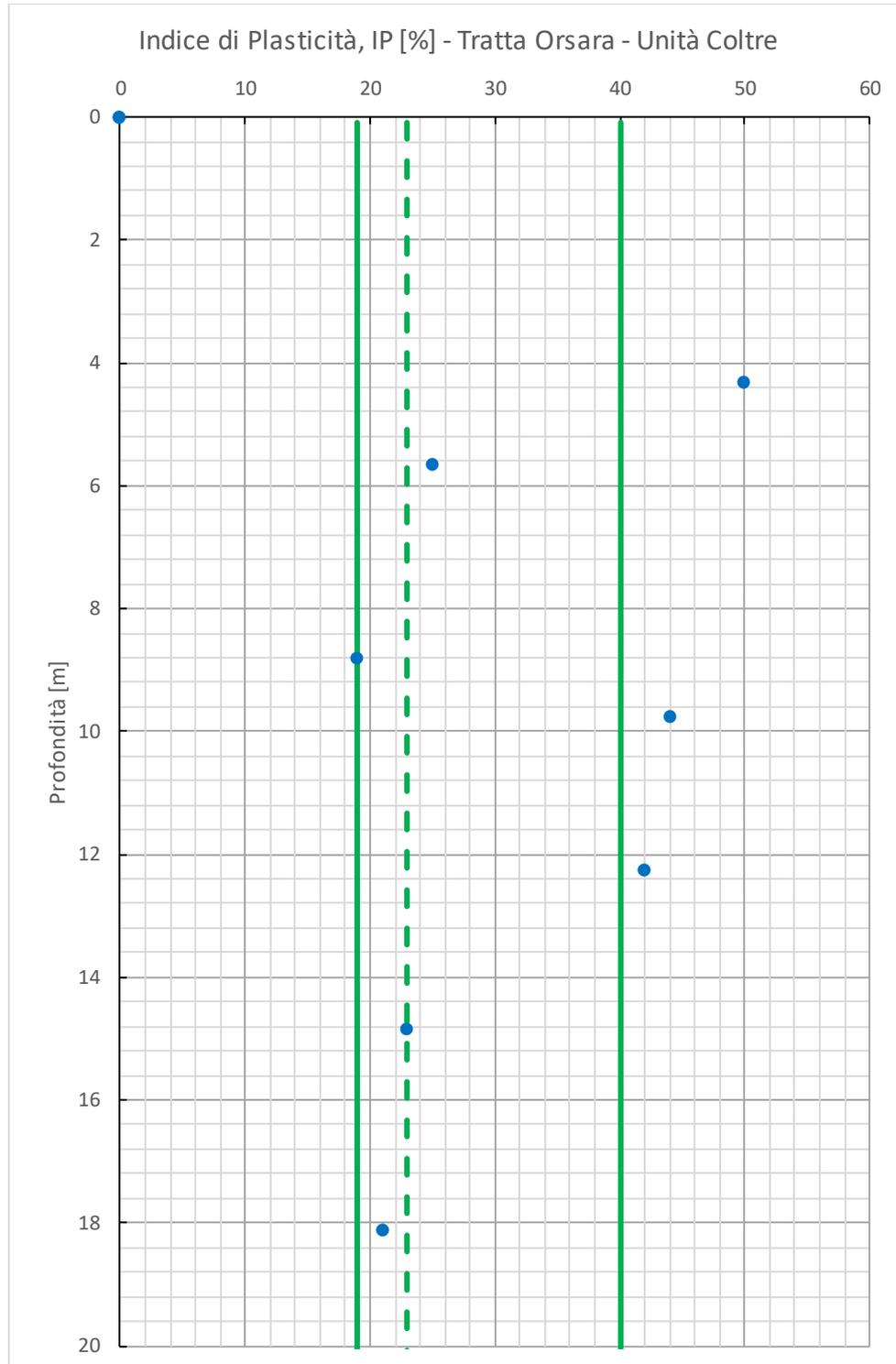


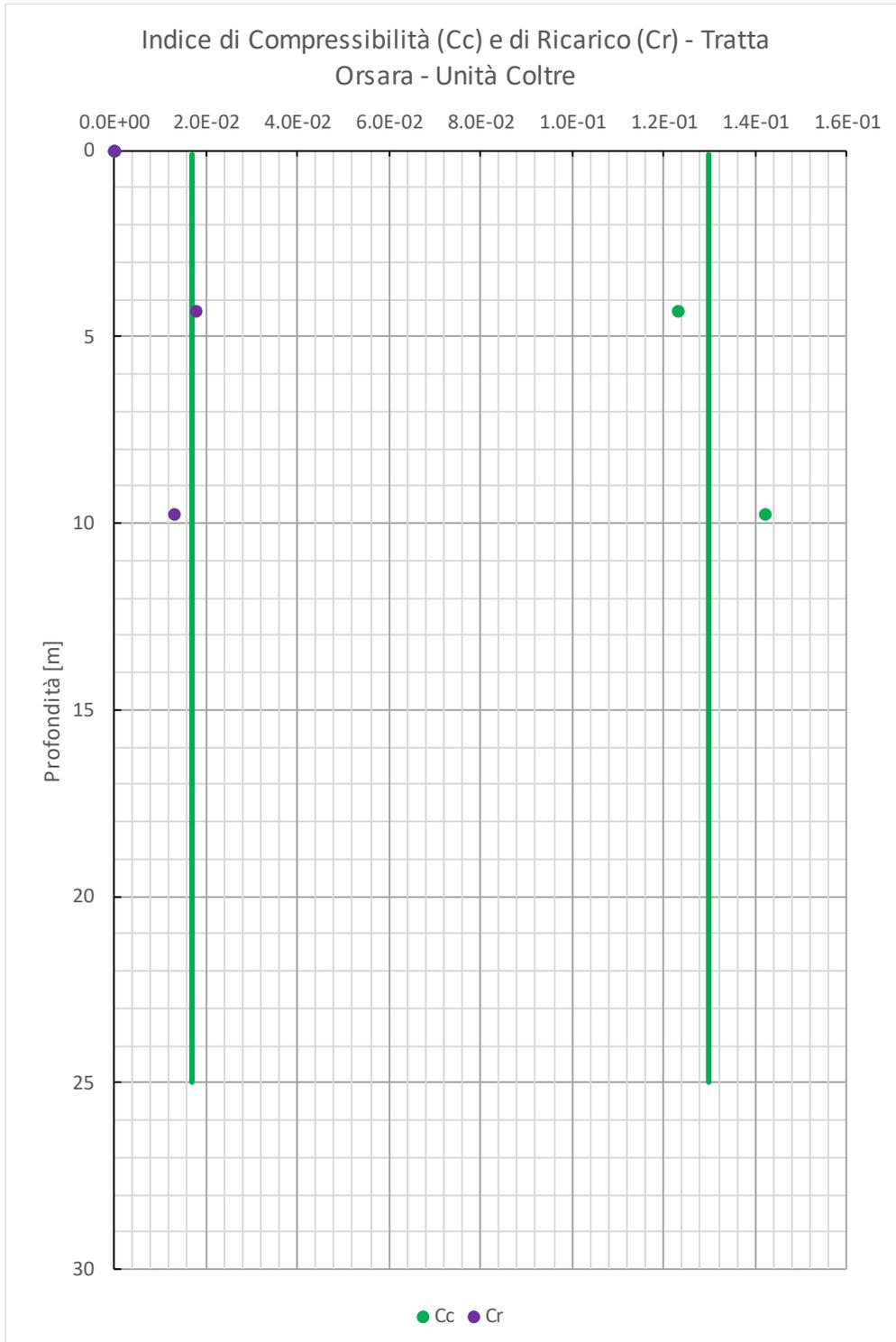


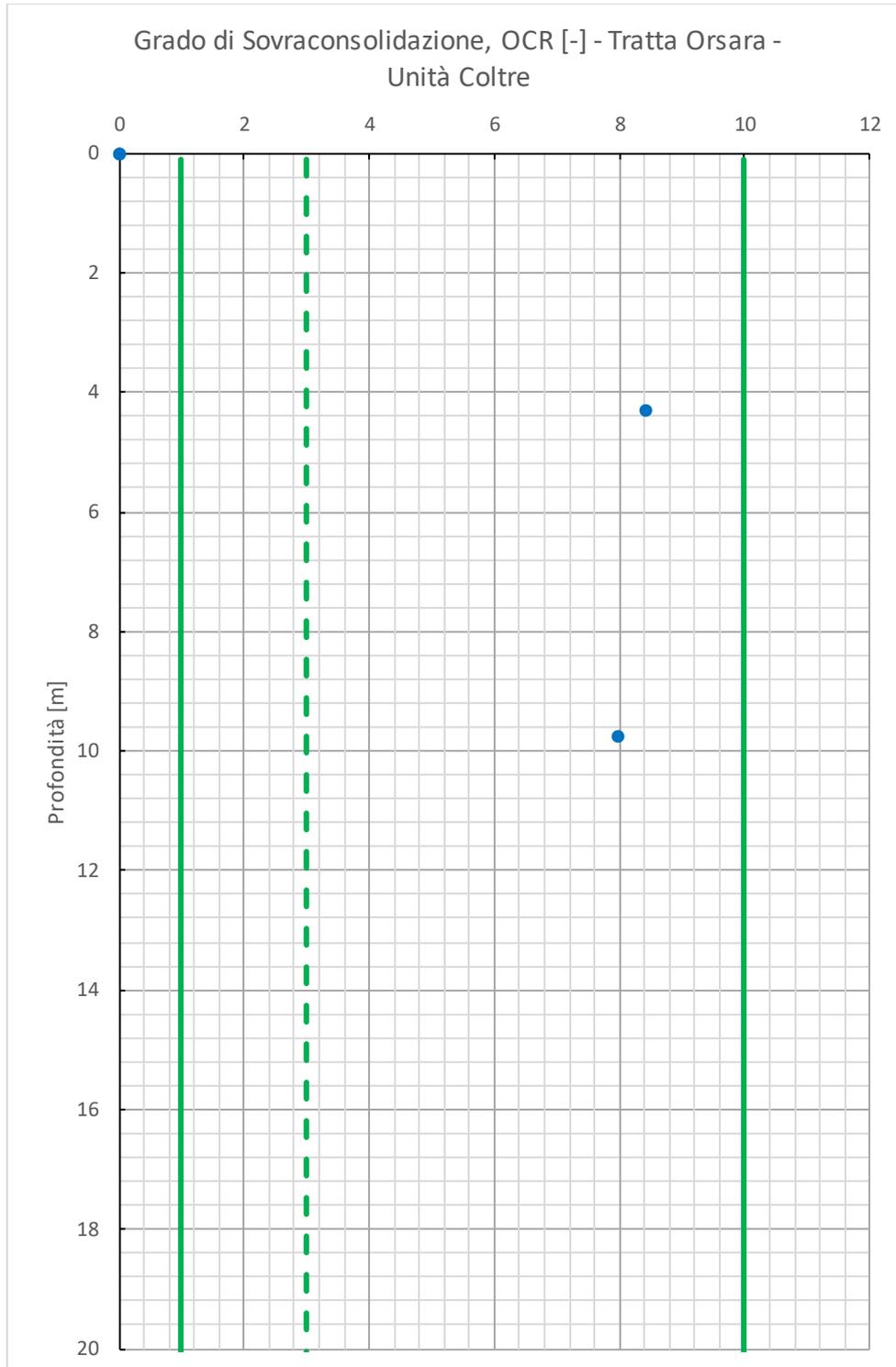
12.2.3 Grafici delle prove in laboratorio

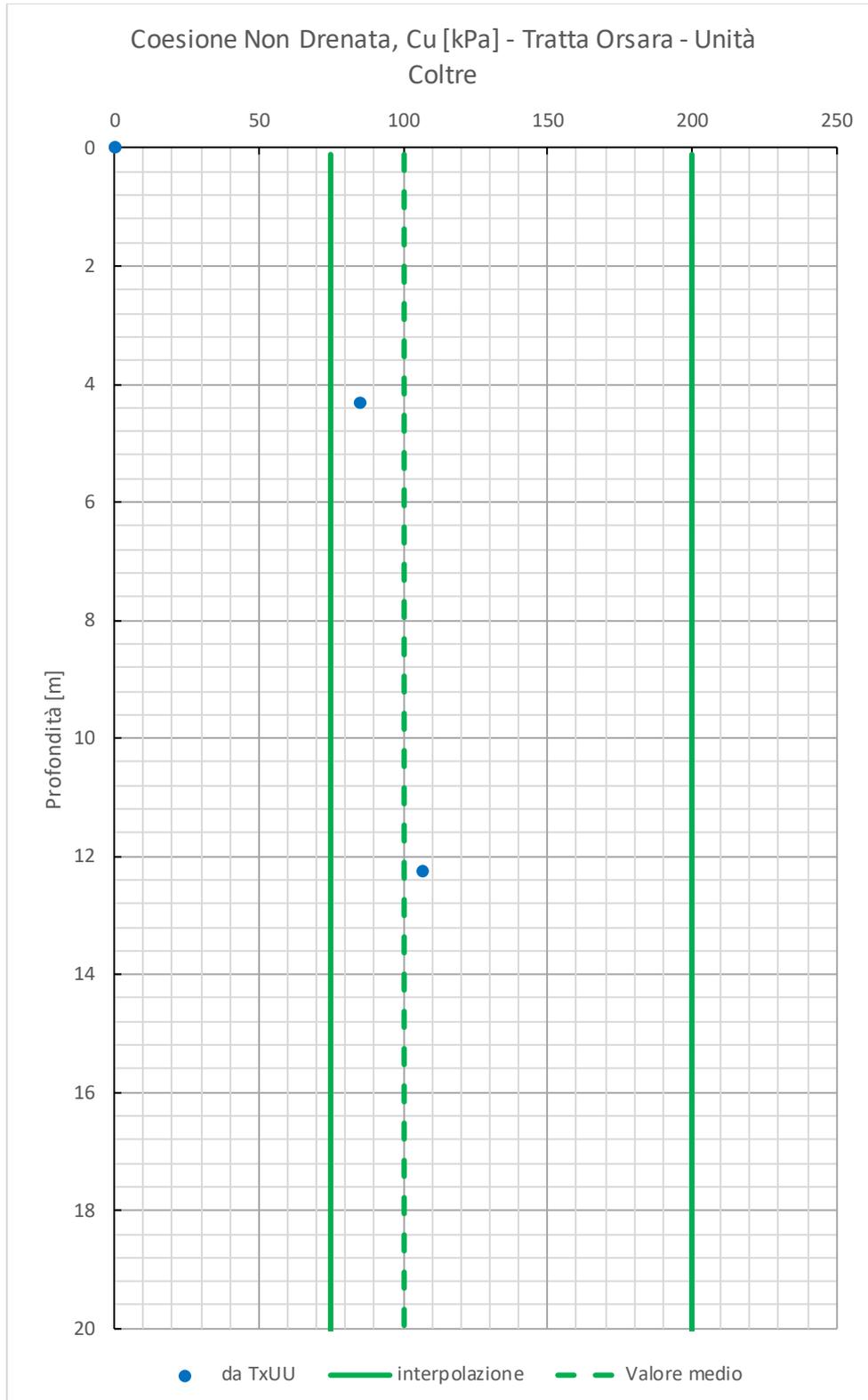


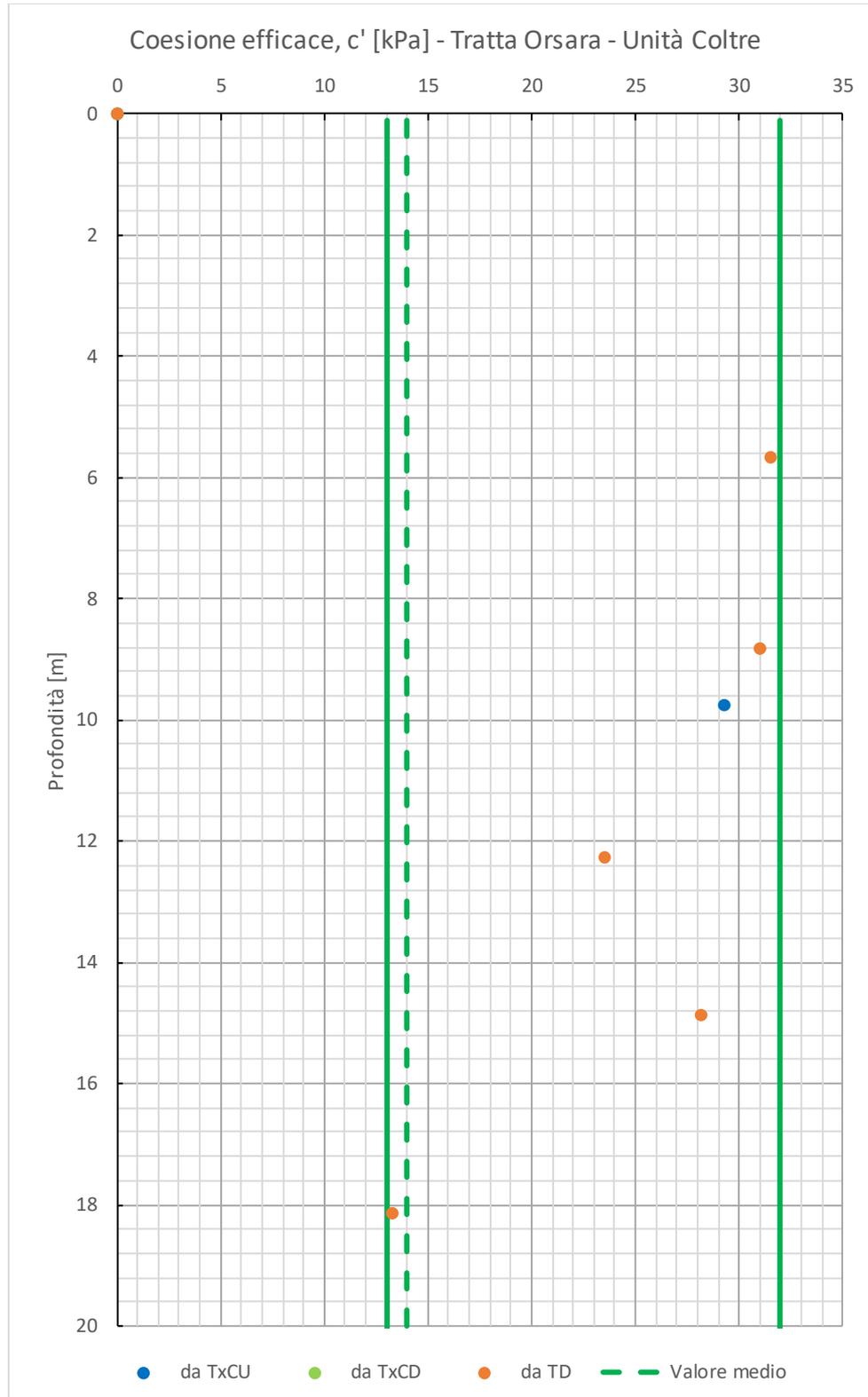


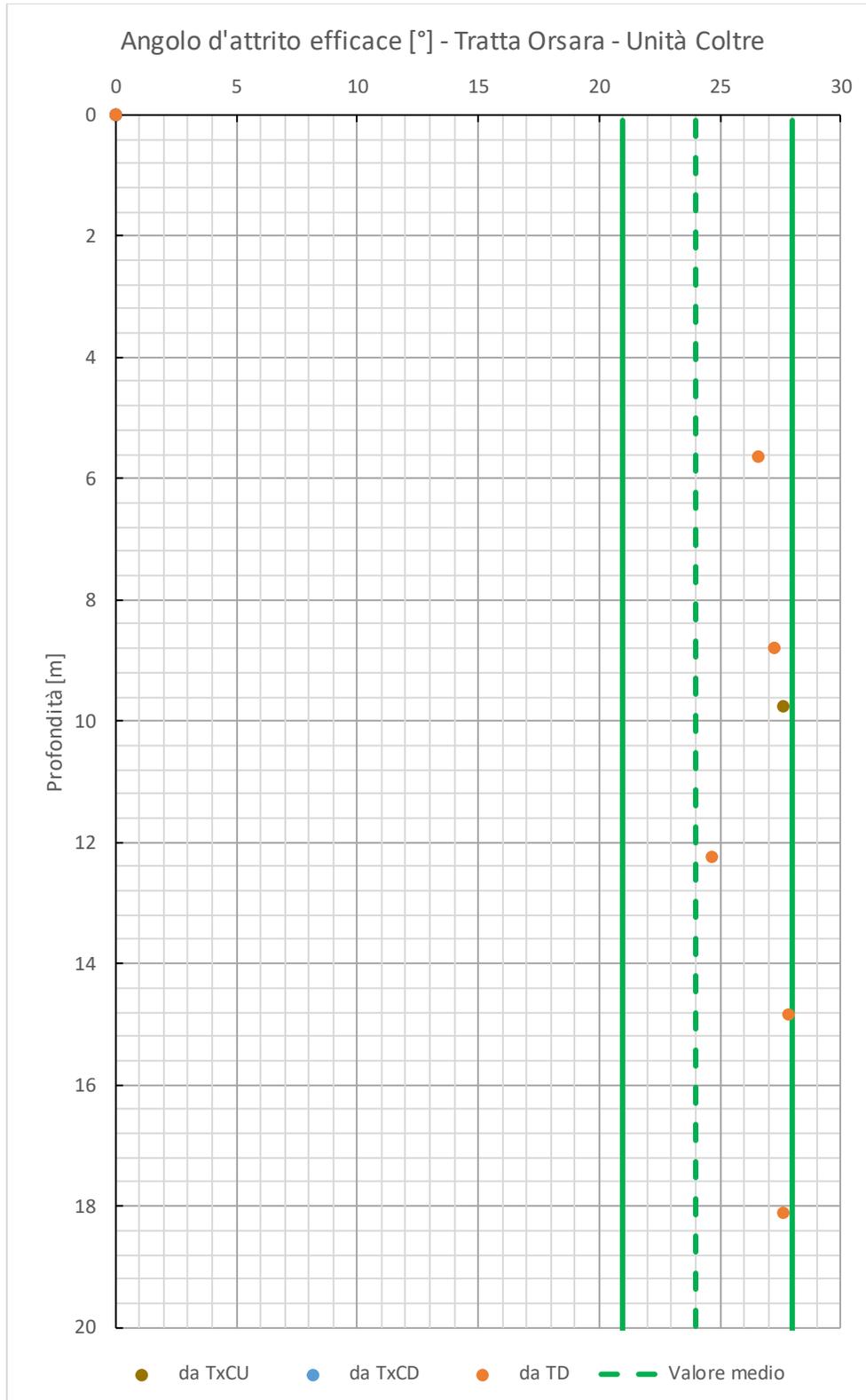




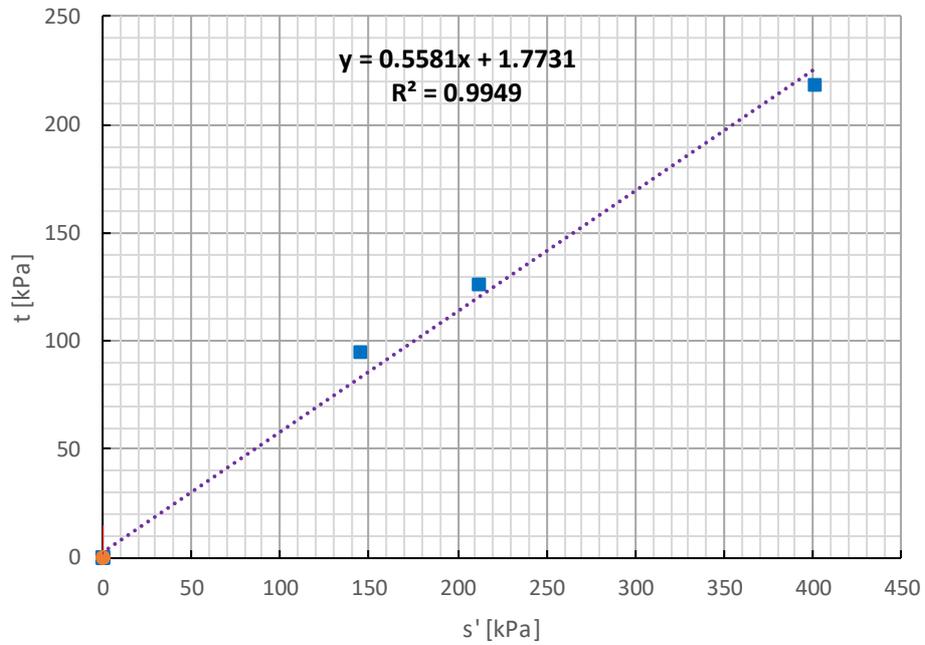




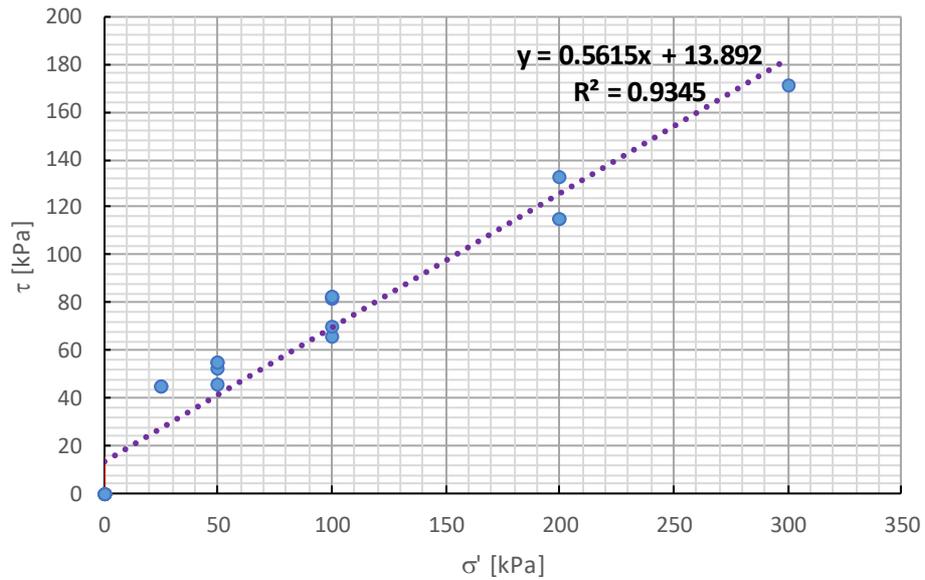


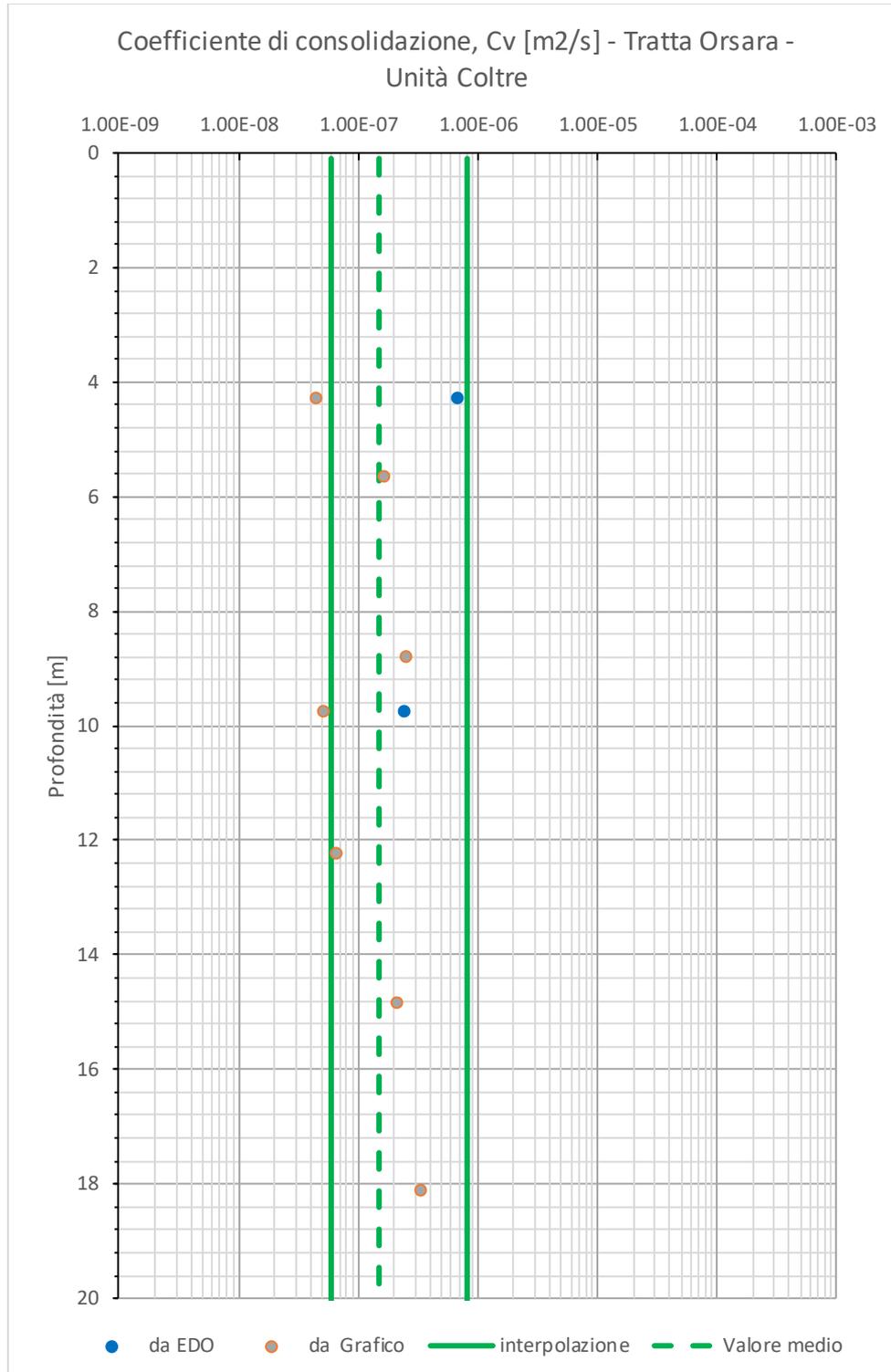


Stress Point Prove Triassiali - Tratta Orsara - Unità Coltre

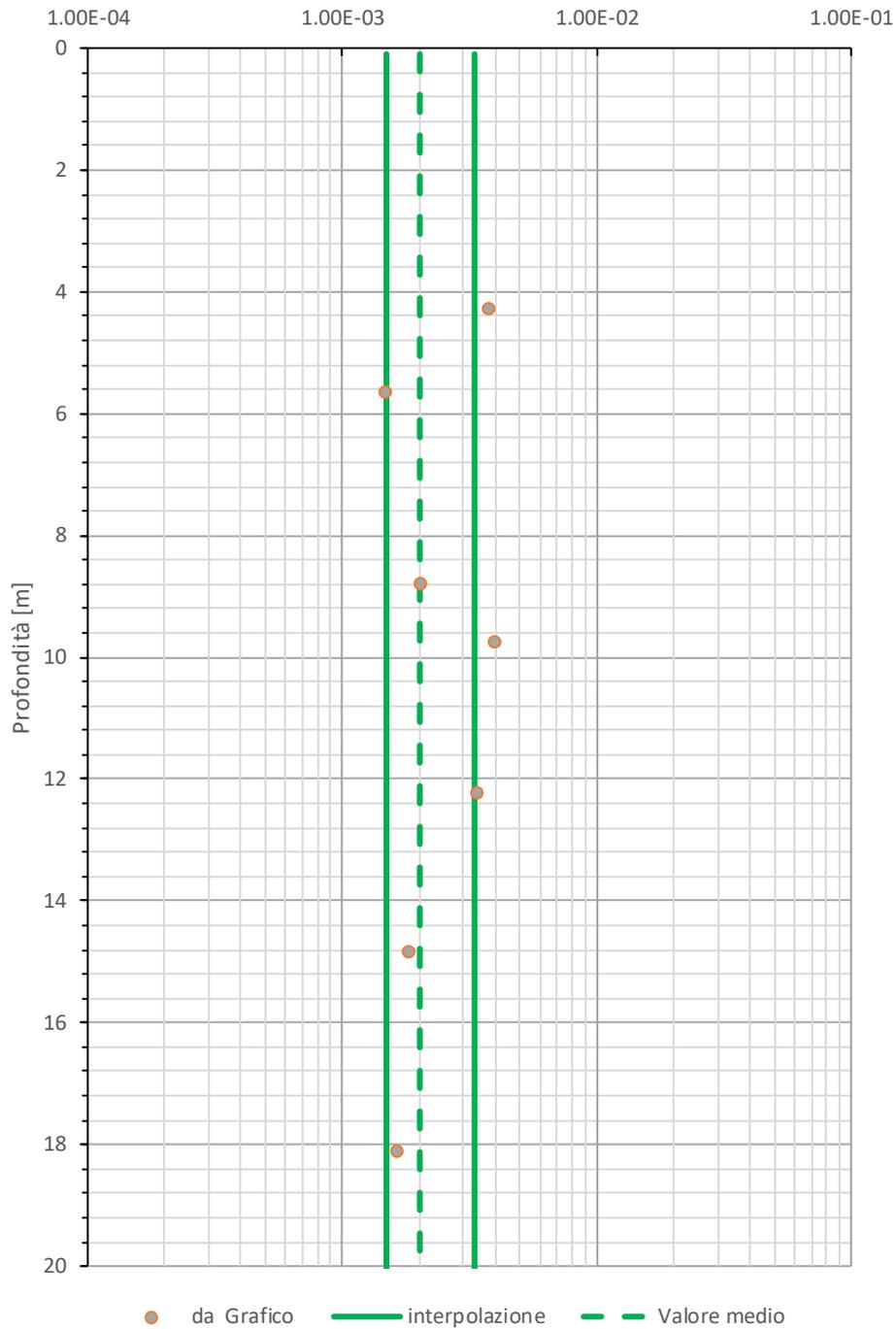


Stress Point Prove di Taglio Diretto - Tratta Orsara - Unità Coltre

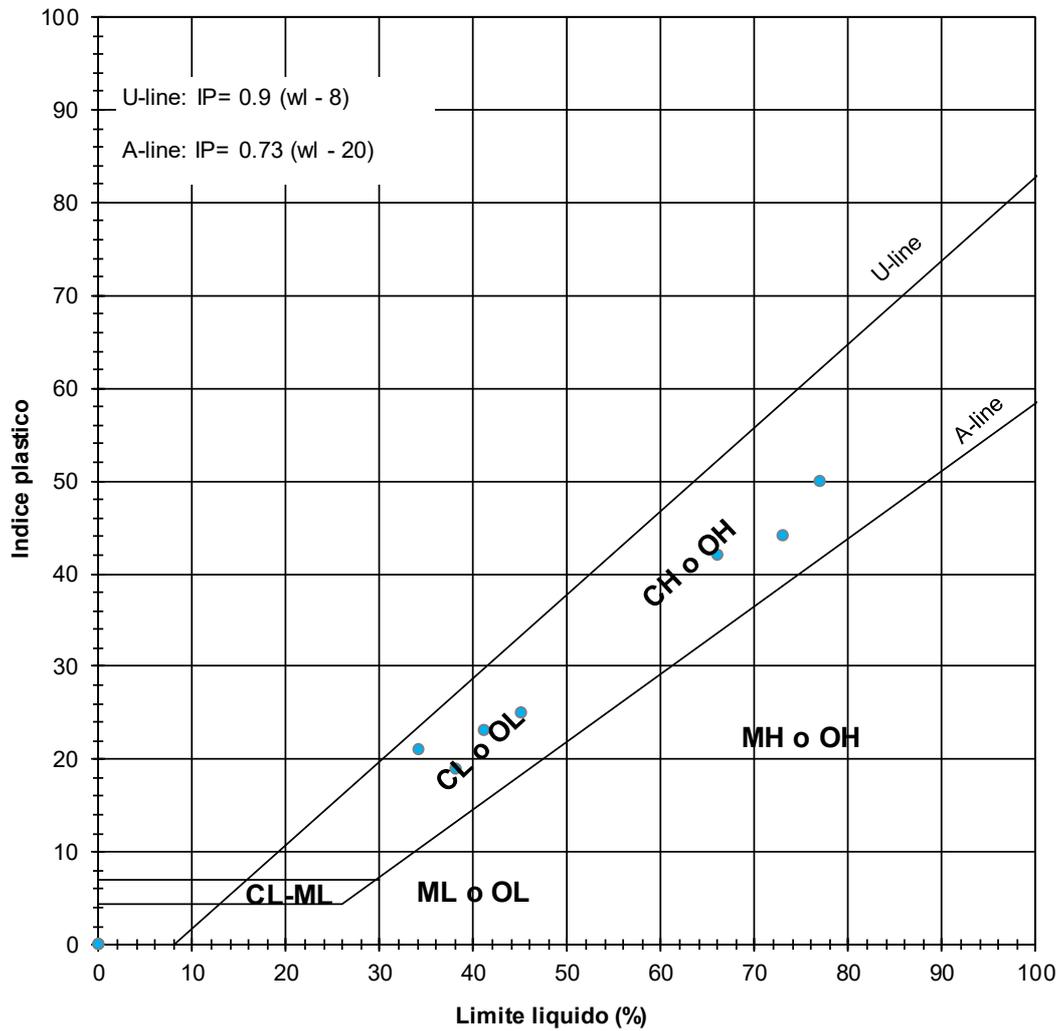




Coefficiente di compressione secondaria, $c_{\alpha\varepsilon}$ - Tratta Orsara
- Unità Coltre



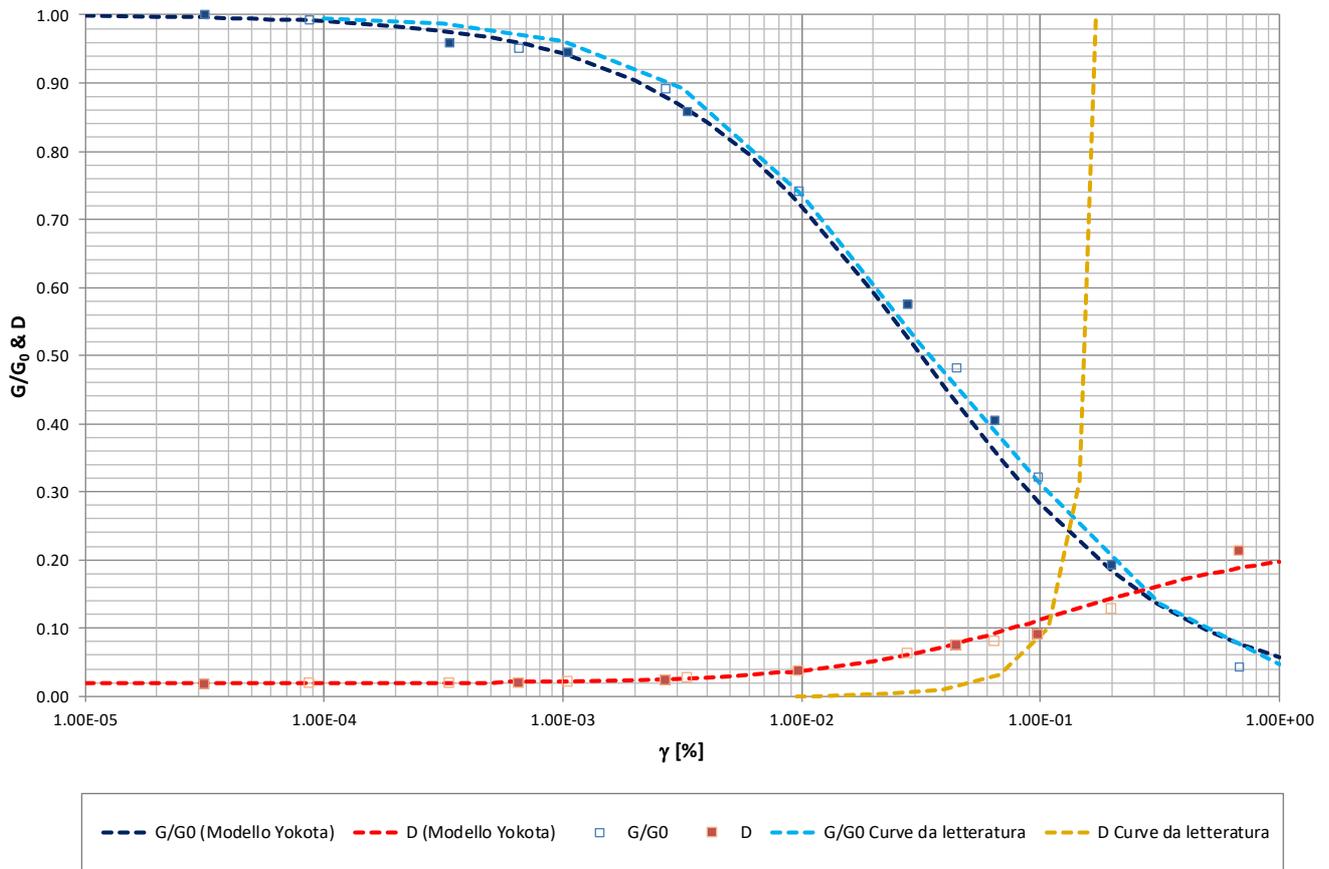
CARTA DI CASAGRANDE



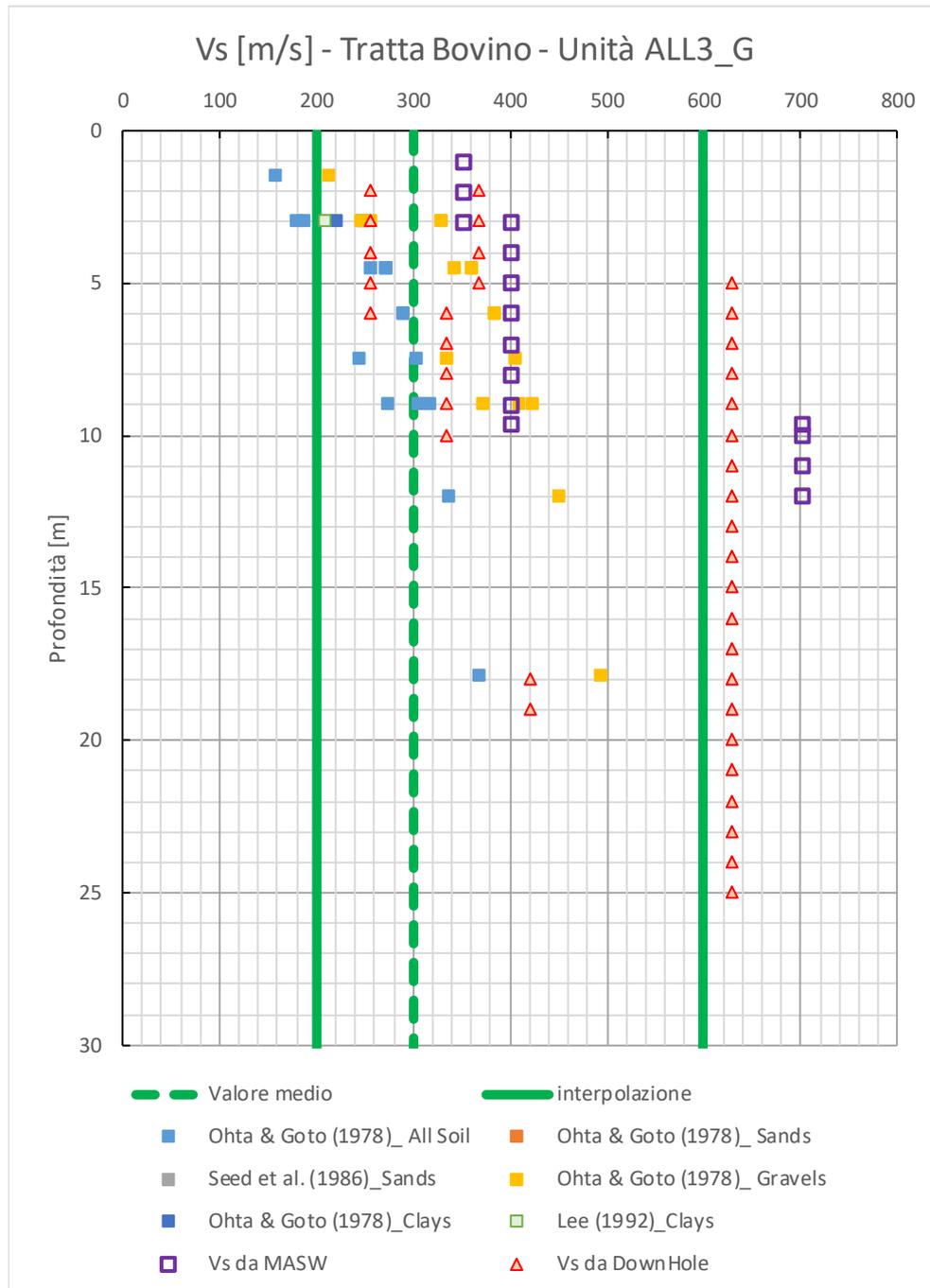
12.3 Unità ALL3_G

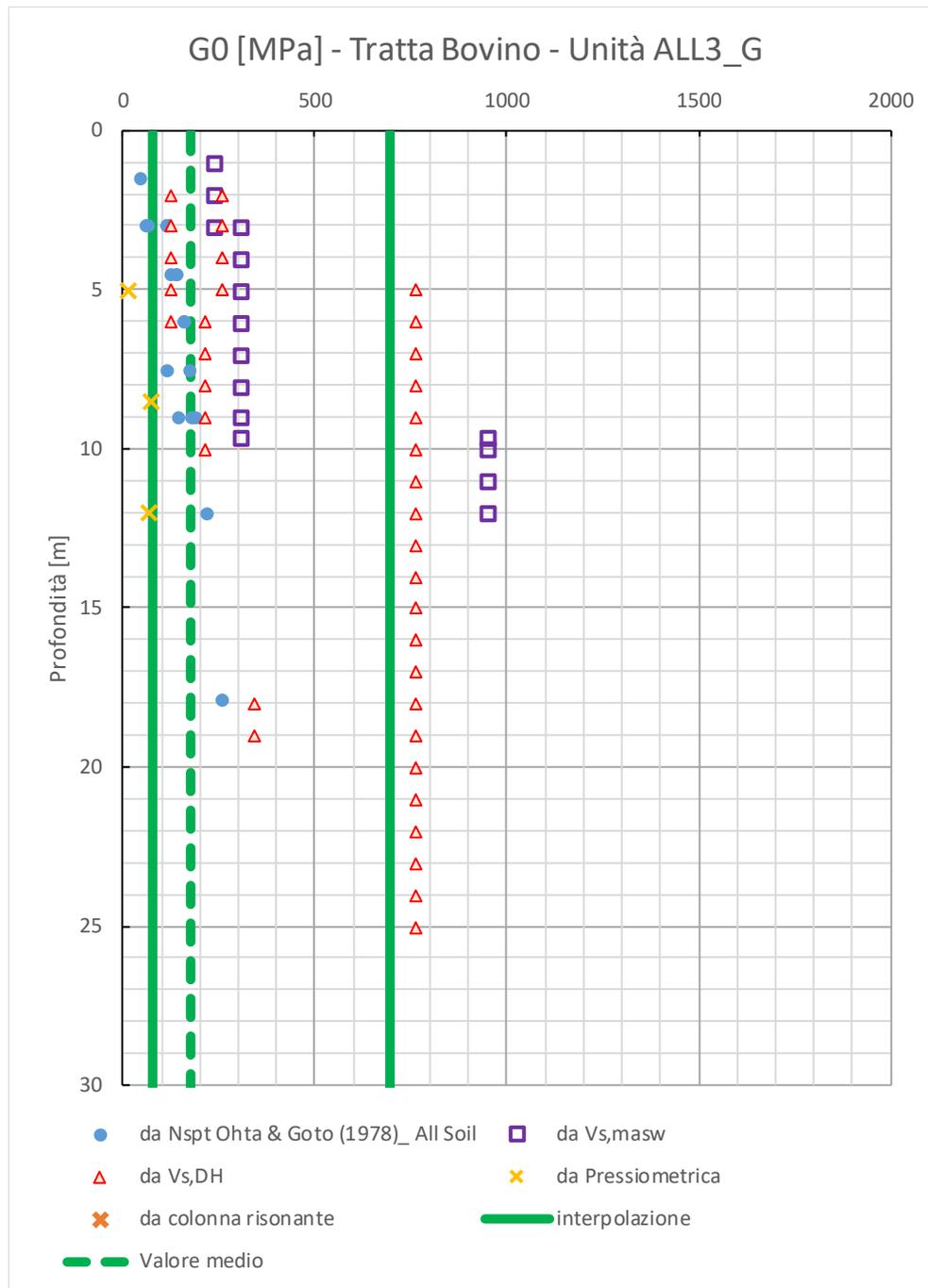
12.3.1 Interpretazione delle prove di colonna risonante

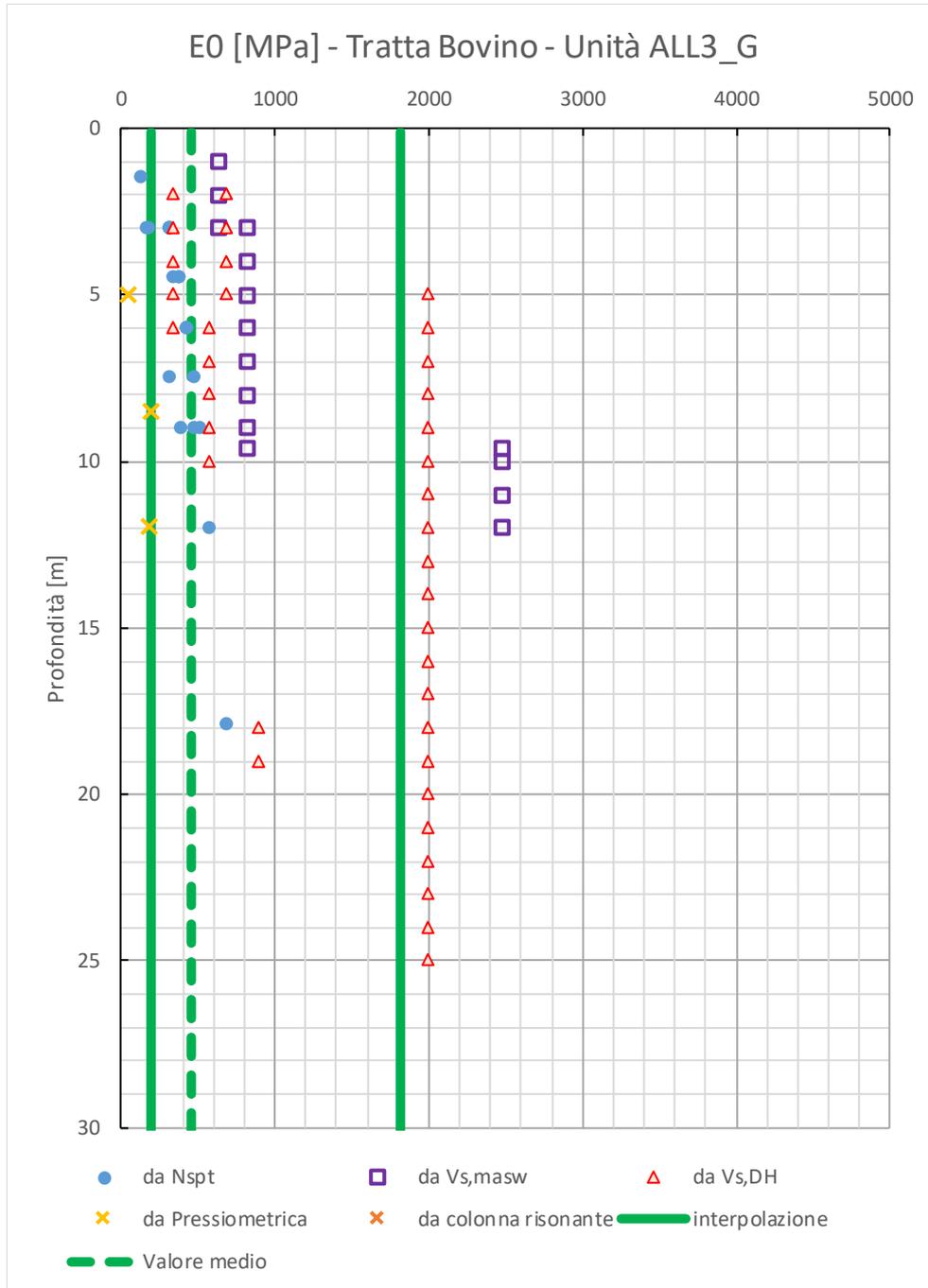
Caratterizzazione dinamica - Unità ALL3_G

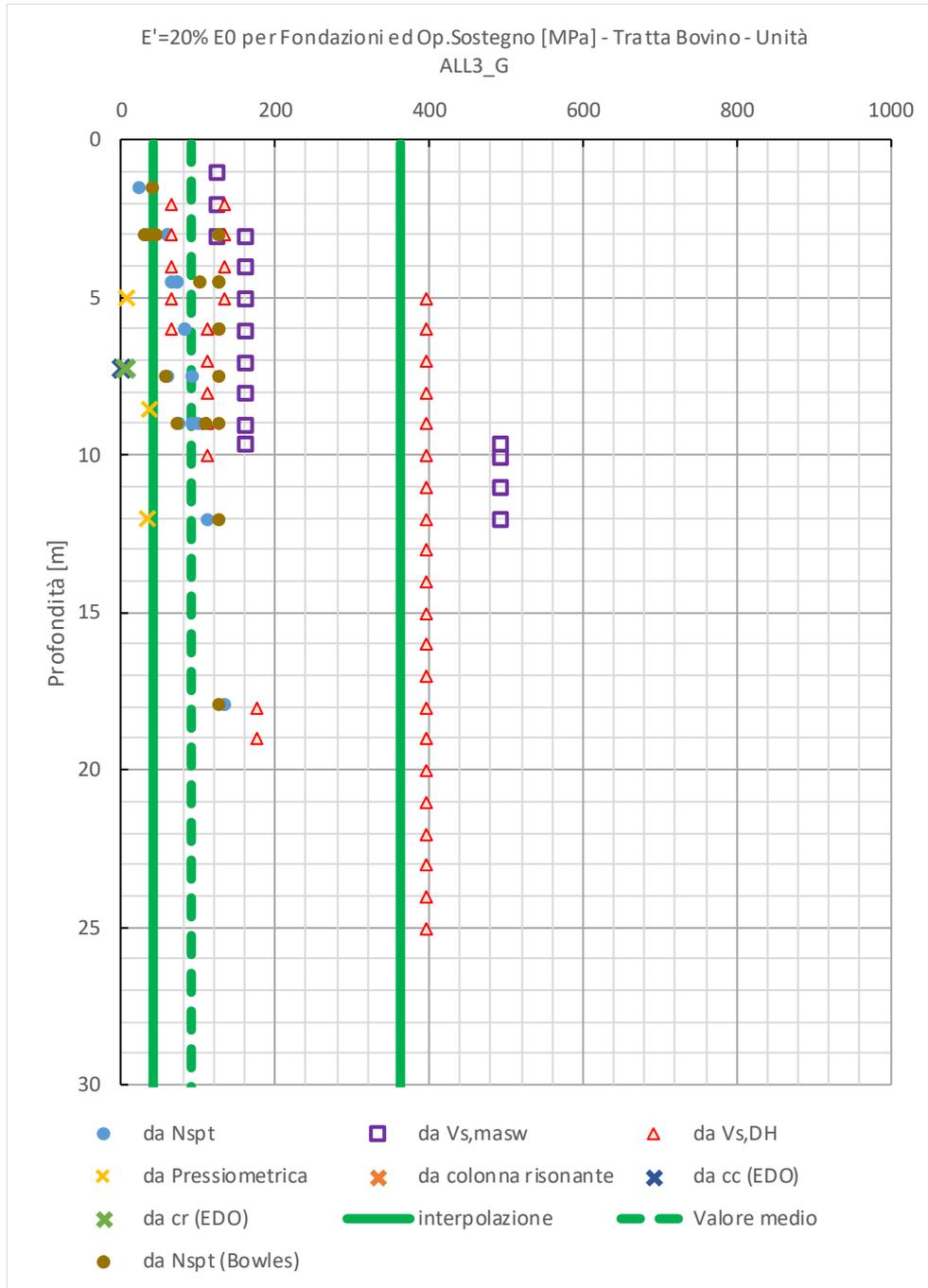


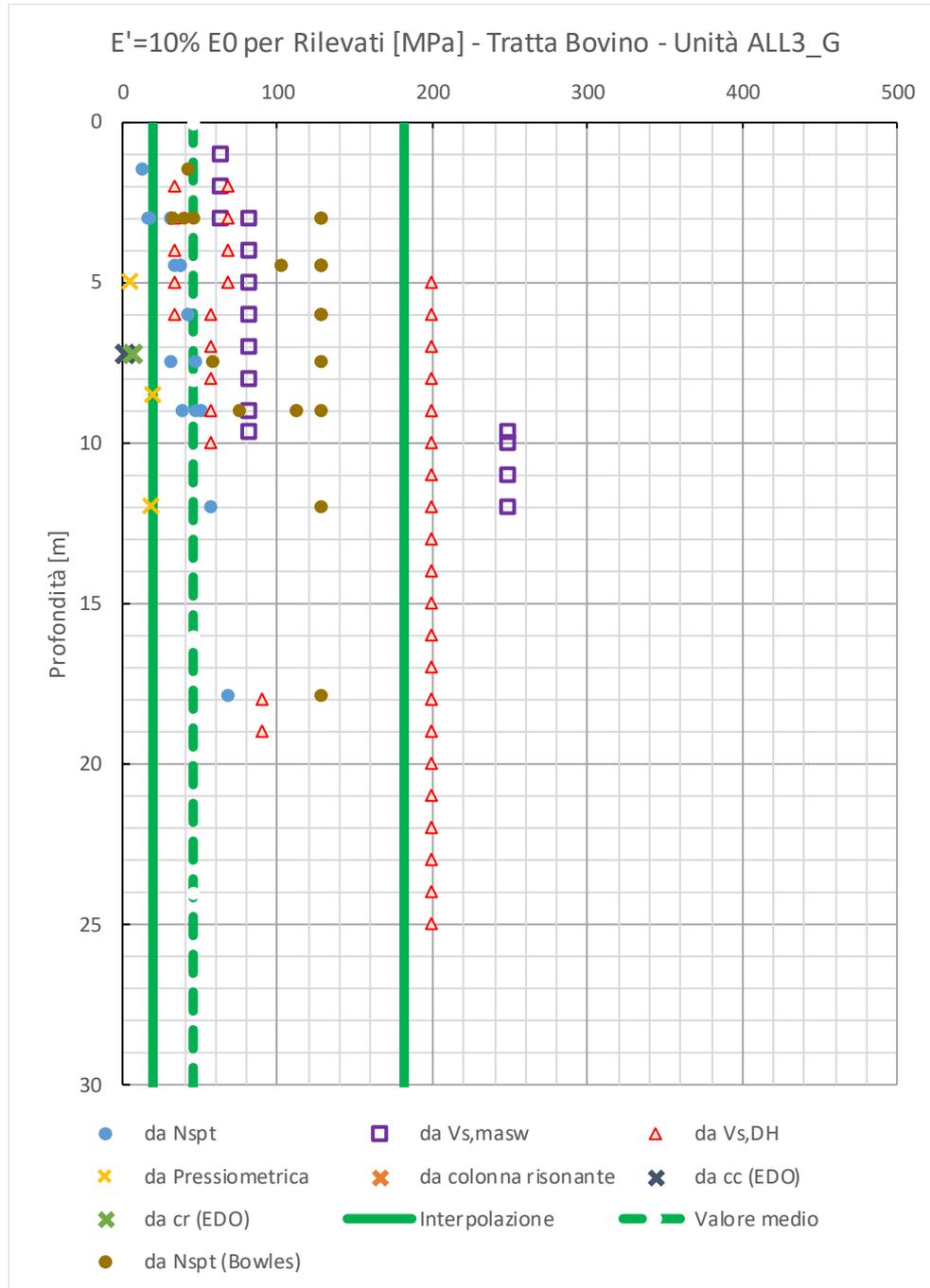
12.3.2 Grafici delle prove in sito

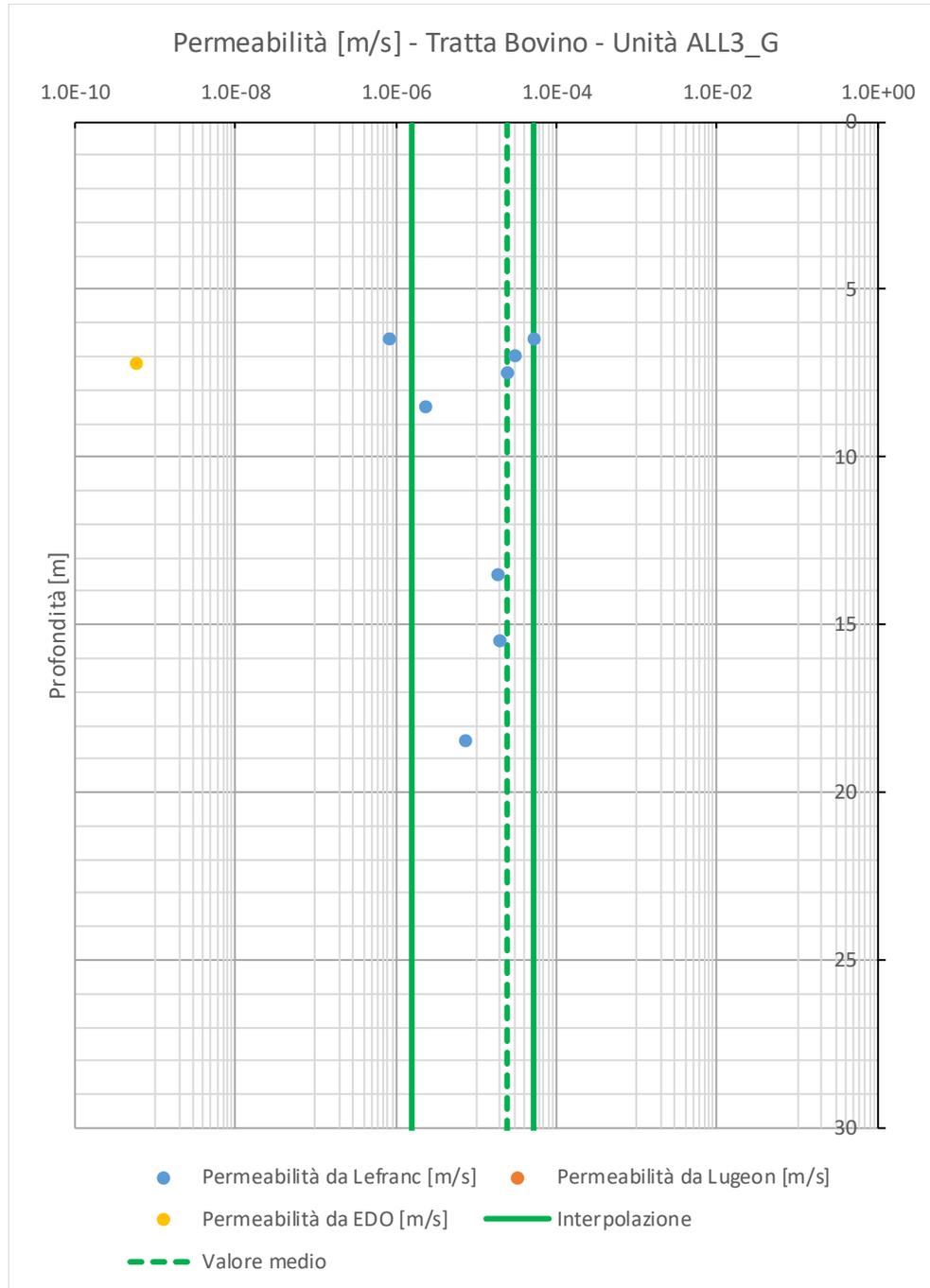


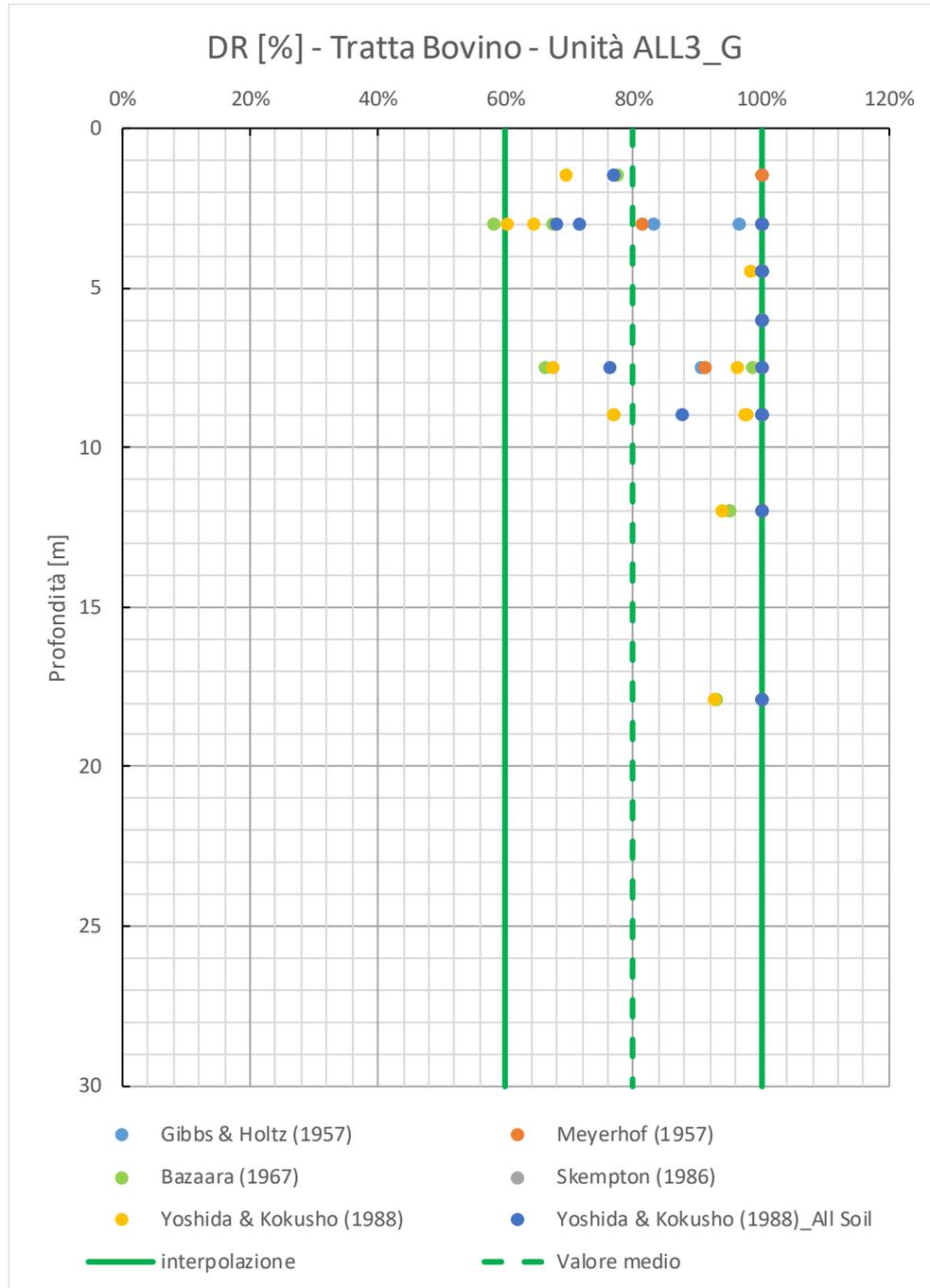


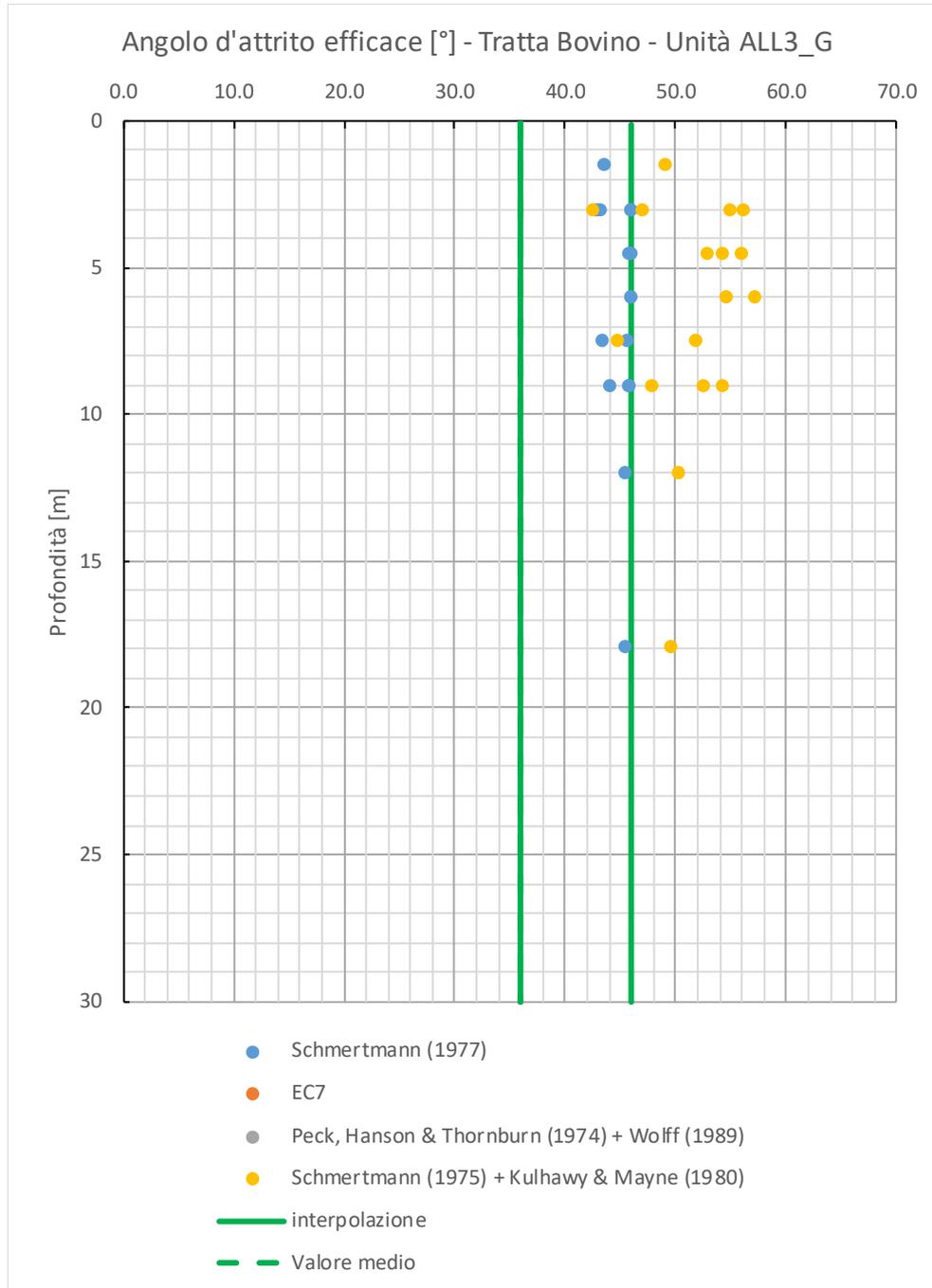




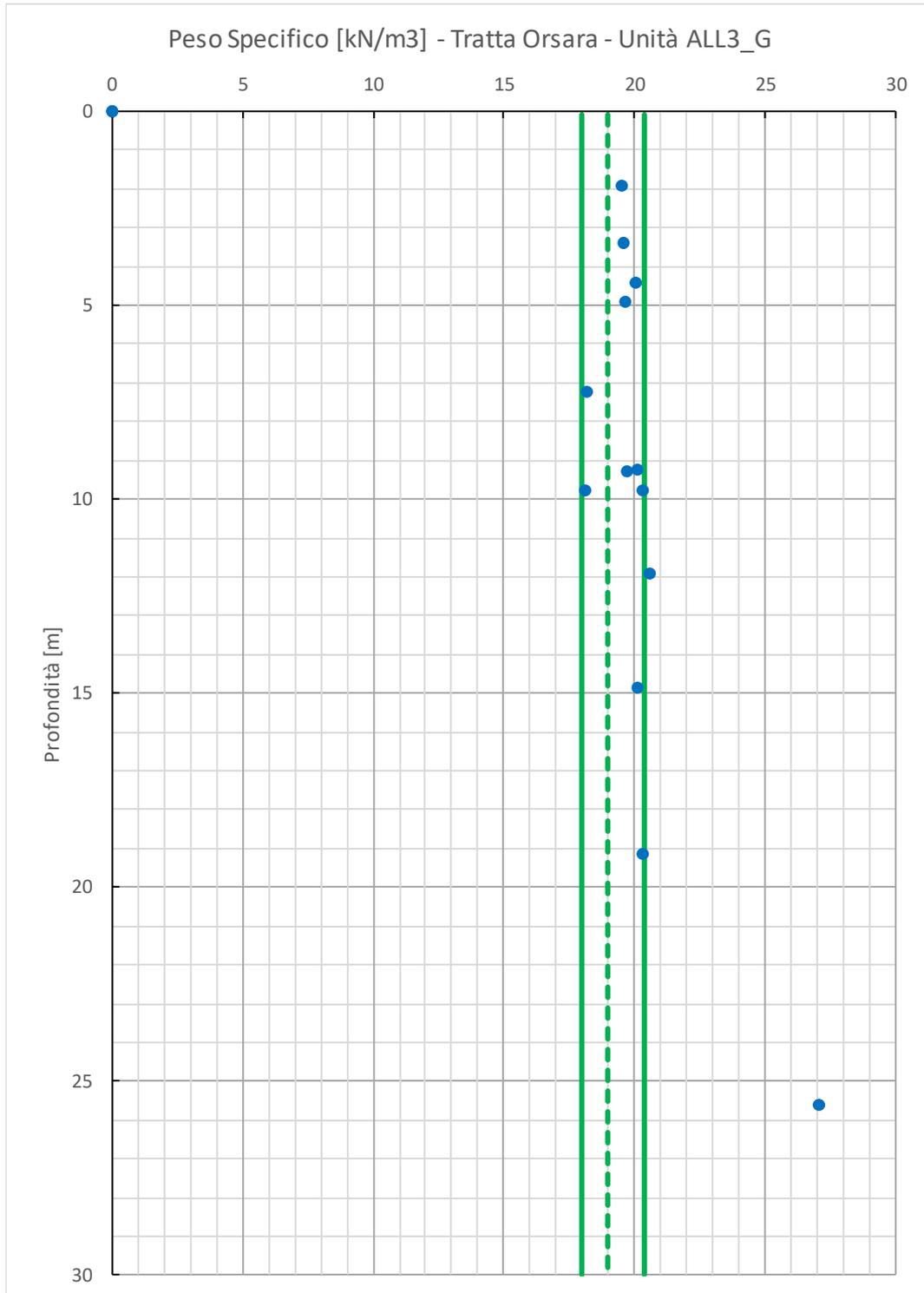


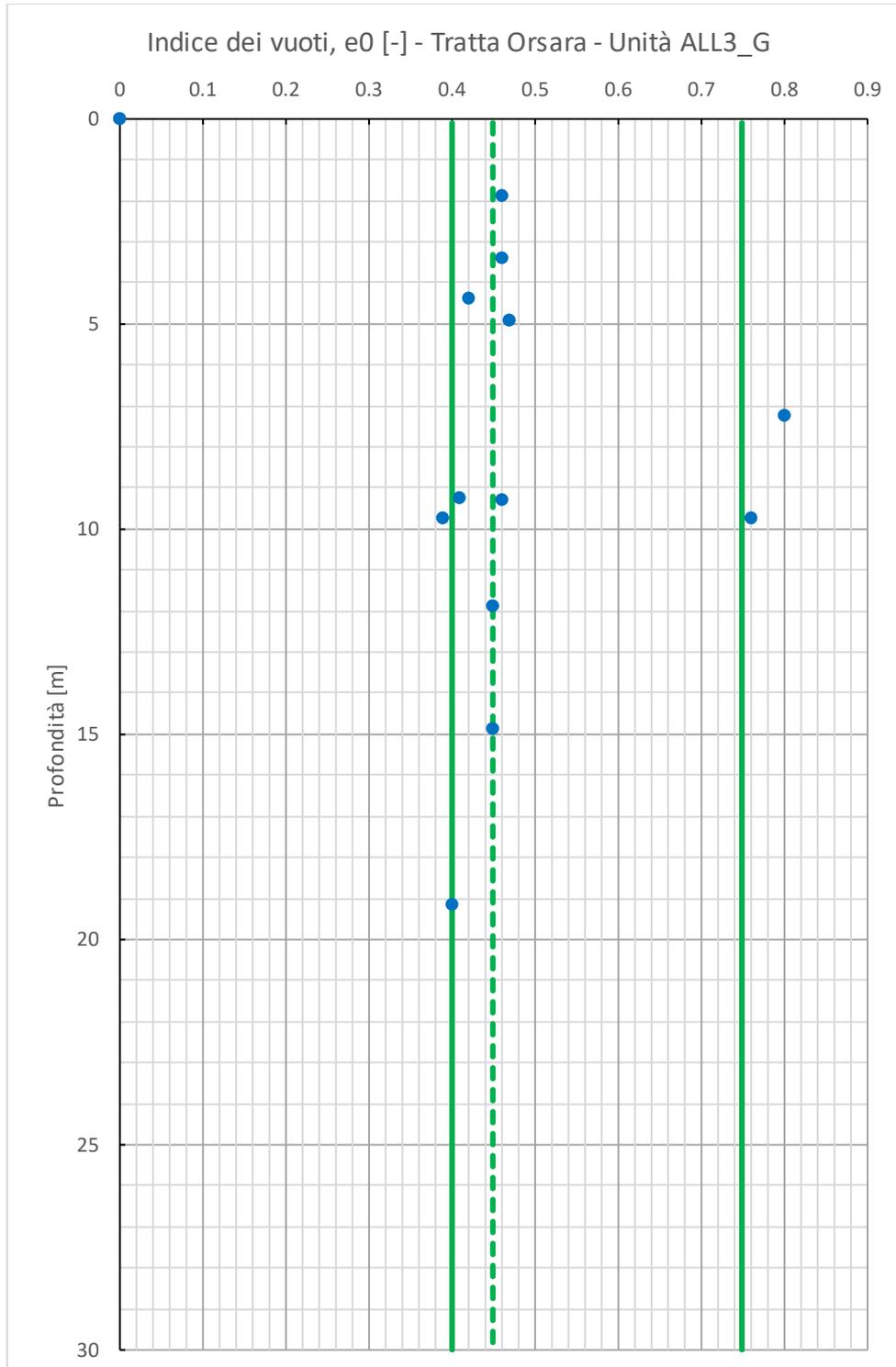




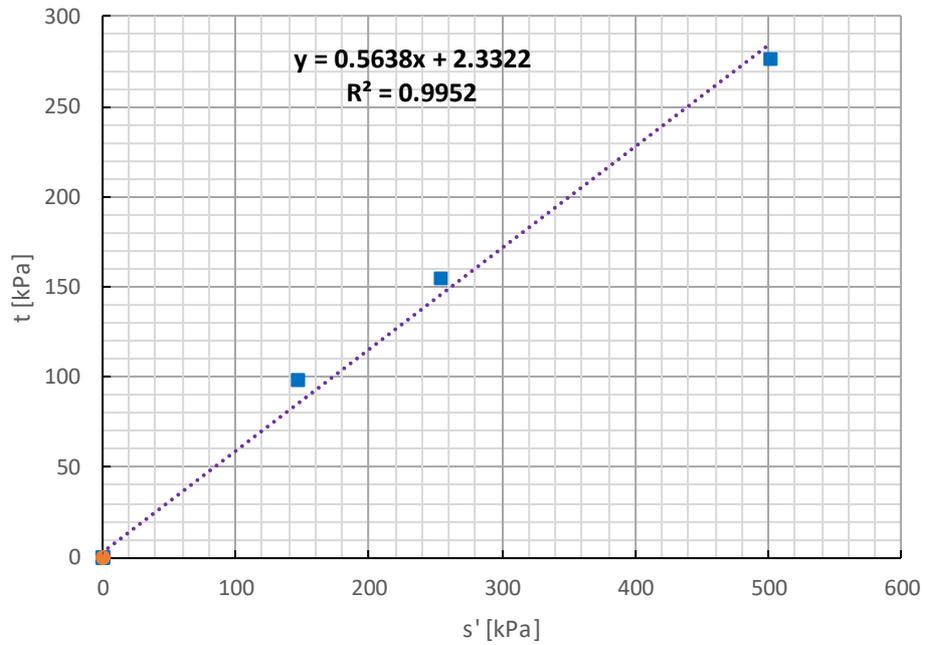


12.3.3 Grafici delle prove in laboratorio

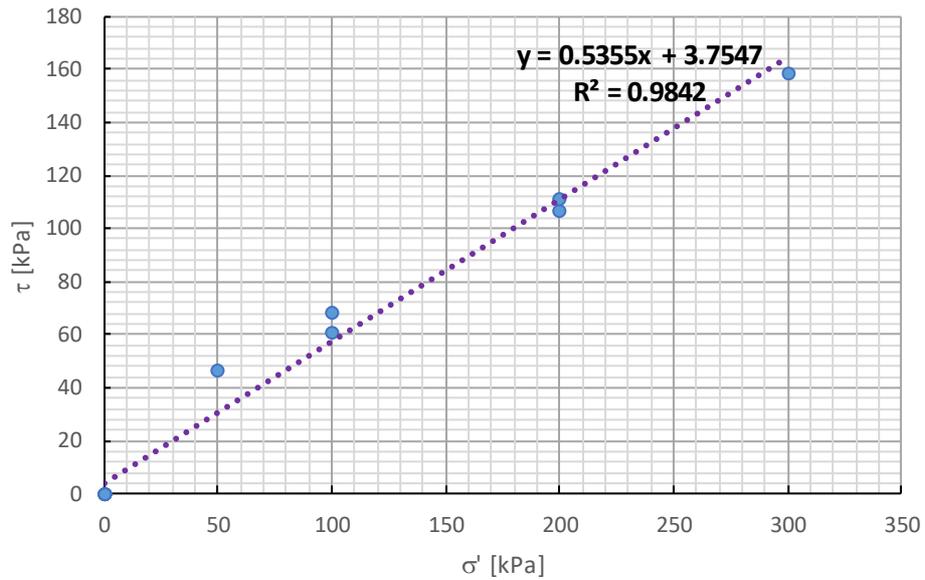




Stress Point Prove Triassiali - Tratta Orsara - Unità ALL3_G



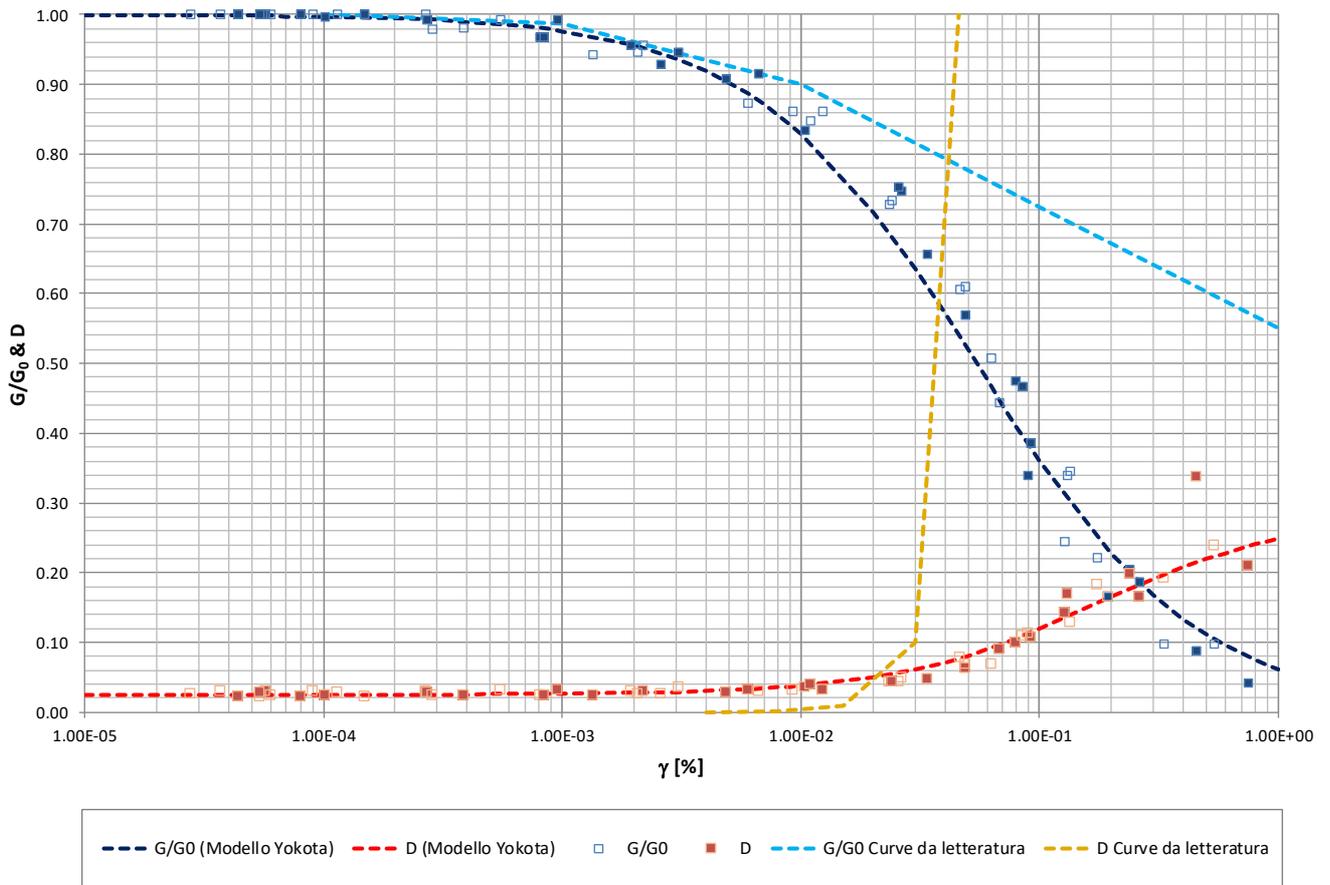
Stress Point Prove di Taglio Diretto - Tratta Orsara - Unità ALL3_G



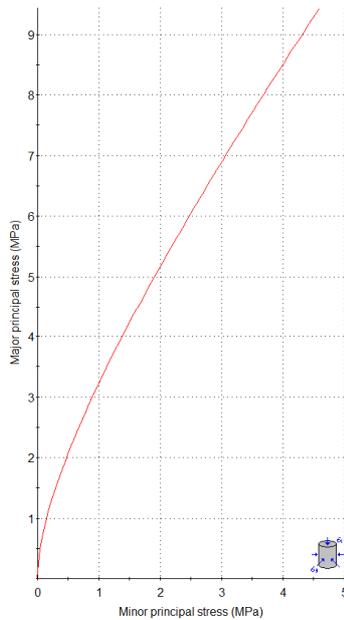
12.4 Unità FAE

12.4.1 Interpretazione delle prove di colonna risonante

Caratterizzazione dinamica - Unità FAE



12.4.2 Interpretazione della prova triassiali in roccia



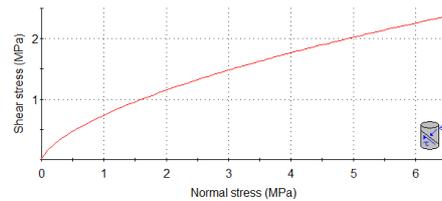
Analysis of Rock Strength using RocLab

Hoek-Brown Classification
intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 18.358 MPa
GSI = 40 m_i = 7.966 Disturbance factor (D) = 0,
intact modulus (Ei) = 3212.65 MPa
modulus ratio (MR) = 175

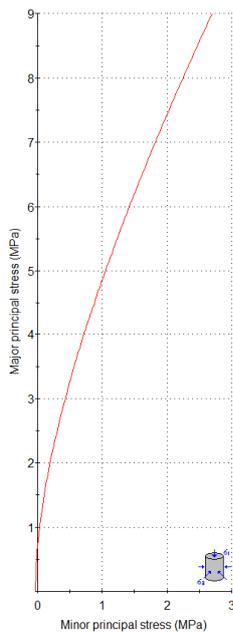
Hoek-Brown Criterion
 $m_b = 0.295$ $s = 0.0002$ $a = 0.511$

Mohr-Coulomb Fit
cohesion = 0.462 MPa friction angle = 17.37 deg

Rock Mass Parameters
tensile strength = -0.010 MPa
uniaxial compressive strength = 0.215 MPa
global strength = 1.256 MPa
deformation modulus = 187.07 MPa



BO_PD_S23-CR7



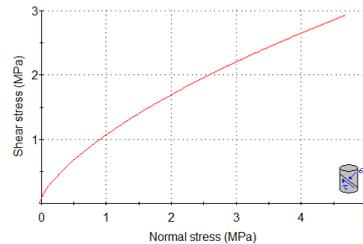
Analysis of Rock Strength using RocLab

Hoek-Brown Classification
intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 10.804 MPa
GSI = 50 m_i = 8.126 Disturbance factor (D) = 0
intact modulus (Ei) = 12000 MPa

Hoek-Brown Criterion
 $m_b = 1.363$ $s = 0.0039$ $a = 0.506$

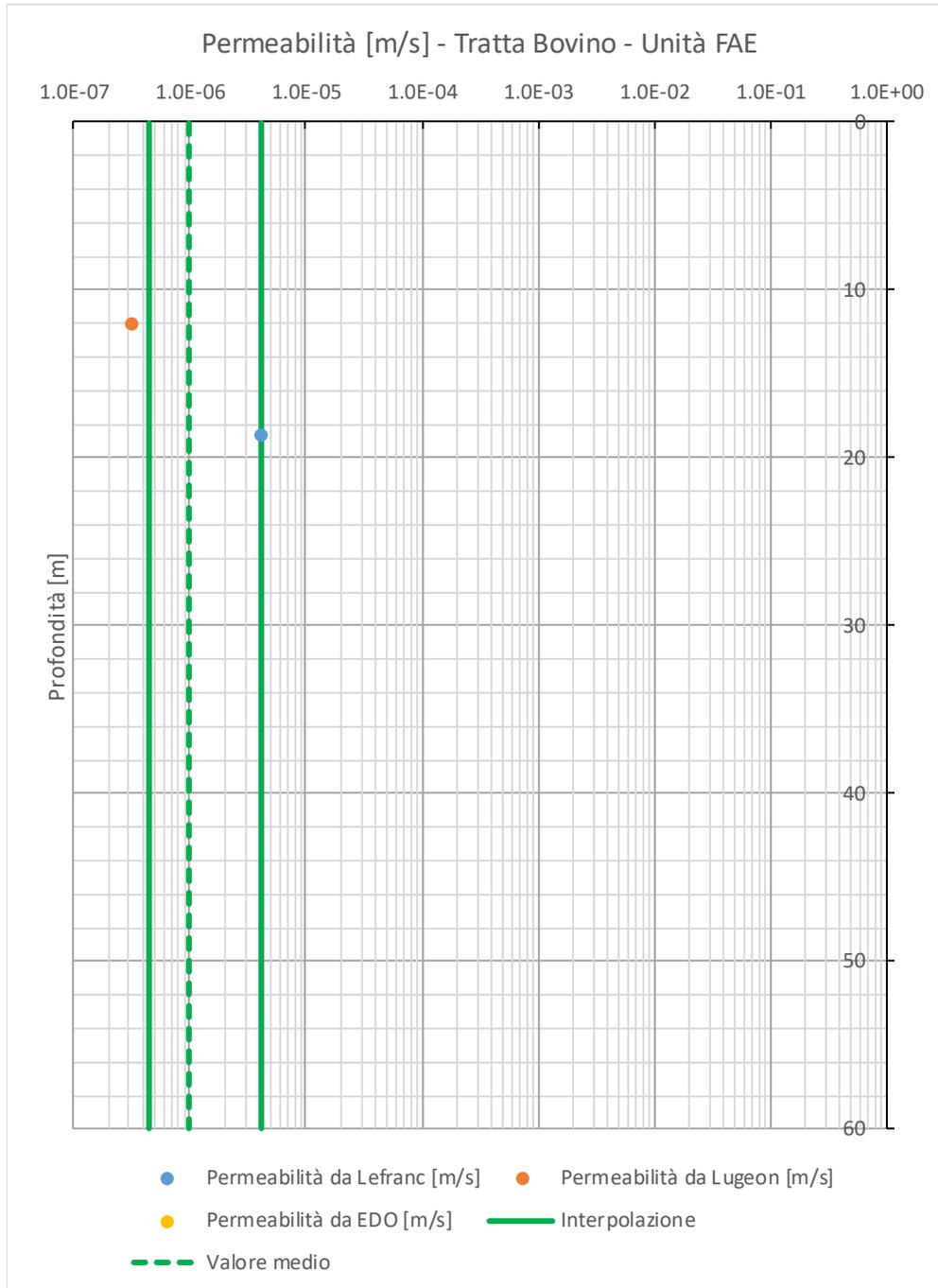
Mohr-Coulomb Fit
cohesion = 0.505 MPa friction angle = 28.77 deg

Rock Mass Parameters
tensile strength = -0.031 MPa
uniaxial compressive strength = 0.651 MPa
global strength = 1.708 MPa
deformation modulus = 3686.23 MPa



BO_PD_S5-CI6

12.4.3 Grafici delle prove in sito



12.4.4 Grafici delle prove in laboratorio

