

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	QUADRO NORMATIVO.....	5
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE	6
3.1	CAMPAGNA INDAGINE 2022	6
3.1.1	INDAGINI IN SITO.....	6
3.1.2	INDAGINI DI LABORATORIO	7
3.1.3	INDAGINI SISMICHE.....	8
3.2	FALDA.....	8
3.3	CAMPAGNA INDAGINE 2023	9
4	CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA	11
5	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	12
5.1	INDIVIDUAZIONE LITOLOGIA DA PROVE CPTU.....	12
6	PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE IN SITO E LABORATORIO	17
6.1	PESO DI VOLUME NATURALE DEL TERRENO	17
6.2	ANALISI GRANULOMETRICHE E LIMITI DI ATTERBERG	17
6.3	STORIA TENSIONALE – GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE	23
6.4	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO – UNITA' COESIVE.....	26
6.4.1	Resistenza al taglio non drenata C_u	26
6.4.2	Angolo d'attrito e coesione efficace nei terreni coesivi	35
6.4.3	Densità relativa D_R	37
6.4.4	Caratteristiche di resistenza al taglio per unità incoerenti	39
6.5	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITA'	41
6.5.1	Moduli elastici iniziali	41
6.5.2	Moduli elastici operativi per terreni coesivi.....	46
6.5.3	Moduli elastici operativi per terreni coesivi in condizioni non drenate	50

7	PARAMETRI GEOTECNICI.....	51
8	VERIFICA A LIQUEFAZIONE.....	52
9	FONDAZIONI	53

1 PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica è parte integrante degli elaborati del Progetto per la realizzazione del nuovo stabilimento Louis Vuitton nel comune di Pontassieve, loc. Sieci.

Nella Figura 1 si riporta la planimetria d'intervento.

Figura 1 – Planimetria intervento

Nella presente relazione vengono descritte ed approfondite le seguenti tematiche:

- Descrizione delle indagini geognostiche in sito e delle prove di laboratorio disponibili;
- Caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dei terreni indagati;
- Definizione dei livelli piezometrici ai fini delle analisi geotecniche;
- Descrizione dei criteri utilizzati per la caratterizzazione geotecnica.

2 QUADRO NORMATIVO

La Normativa e la documentazione tecnica di riferimento è la seguente:

- D.L. 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare CSLLPP n°7 del 21.01.2019 - "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018";
- AGI, marzo 2005, "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica, Linee Guida"
- Raccomandazioni AGI giugno 1977 "Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche"
- D.M. 11 Marzo 1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7, "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali"
- UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8, "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"

3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

A supporto della progettazione sono state eseguite n°2 campagne d'indagine:

- Ottobre 2022 dalla ditta Igetecma S.n.c. di Montelupo Fiorentino (FI);
- Ottobre 2023 dalla ditta Geolog S.r.l. di Ravenna (RA).

3.1 CAMPAGNA INDAGINE 2022

3.1.1 INDAGINI IN SITO

Le prove eseguite sono le seguenti:

- n°2 sondaggi a carotaggio continuo denominati S1 e S2 spinti ad una profondità rispettivamente di 30.0 e 32.0 m. Durante l'esecuzione di ciascun sondaggio sono state eseguite le seguenti attività:
 - ✓ rilievo stratigrafico
 - ✓ n°2 prelievi di campioni indisturbati
 - ✓ n°2 prelievi di campioni rimaneggiati
 - ✓ n°9 prove penetrometriche dinamiche SPT
 - ✓ installazione di piezometro a tubo aperto di diametro 2'', per il monitoraggio della falda nel foro di sondaggio S1, finestrato da 3.0 m da p.c. a 30.0 m
 - ✓ installazione di tubo in PVC da 3'' nel sondaggio S2, per eseguire prova Down Hole
 - ✓ n°3 prove di permeabilità tipo Lefranc.
- n°8 prove penetrometriche dinamiche (DPSH), spinte ad una profondità compresa tra 9.0 m e 13.0 m da piano campagna;
- indagini sismiche:
 - ✓ n°1 prova Masw
 - ✓ n°1 prova HVSR
 - ✓ n°1 prova Down Hole
- n°4 pozzetti di profondità 1.0 m per eseguire in ciascuno prove di permeabilità tipo Lefranc.

Nelle tabelle seguenti si riporta un quadro riassuntivo delle indagini effettuate.

QUADRO RIASSUNTIVO PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Codice	Tipo d'indagine	Profondità [m]
DPSH1		11.40

DPSH2	Prova penetrometrica dinamica	9.40
DPSH3		13.00
DPSH4		9.00
DPSH5		12.40
DPSH6		9.40
DPSH7		11.60
DPSH8		10.40

QUADRO RIASSUNTIVO DEI SONDAGGI STRATIGRAFICI

Codice	Tipo d'indagine	Profondità [m]	Prelievo Campioni		Attrezzatura sondaggio
			Indisturbati	Rimaneggiati	
S1	Sondaggio c.c.	30.0	2	2	Piezometro
S2	Sondaggio c.c.	32.0	2	2	Down Hole

3.1.2 INDAGINI DI LABORATORIO

Nel corso dell'esecuzione del sondaggio a carotaggio continuo sono stati prelevati dei campioni indisturbati e rimaneggiati (vedi Tabella) sui quali si sono eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- Apertura campione, descrizione geotecnica e prove speditive di consistenza
- Determinazione del contenuto naturale d'acqua
- Analisi granulometrica completa meccanica + sedimentazione
- Limiti di Atterberg

Sui campioni indisturbati sono state inoltre eseguite le seguenti prove:

- Peso specifico dell'unità di volume
- Prova di taglio diretto
- Prova di compressione semplice ELL
- Prova edometrica

Granulometria	
---------------	--

Lotto	Sond.	Camp.	tipo	Prof. [m]	Unità stratigr.	γ_{nat} [kN/m ³]	e [-]	G [%]	S [%]	L+A [%]	L [%]	A [%]	Σ [%]	UNI10006	W [%]
2022	S1	1	I	2,50	AL	18,80	0,75	13,20	22,10	64,70	26,70	38,00	100,0	A7-6	21,62
2022	S1	2	I	6,00	AL	19,30	0,70	1,90	6,40	91,70	34,70	57,00	100,0	A7-6	25,42
2022	S1	3	R	14,50	A(f)			10,40	18,20	71,30	41,20	30,10	99,9	A7-6	9,17
2022	S1	4	R	19,50	A(f)			2,80	6,60	90,60	50,20	40,40	100,0	A7-6	15,68

2022	S2	1	I	4,20	AL	19,20	0,72	4,70	8,00	87,30	29,20	58,10	100,0	A7-6	25,21
2022	S2	2	I	7,50	AL	19,30	0,70	4,60	8,90	86,40	33,20	53,20	99,9	A7-6	24,05
2022	S2	3	R	14,00	GS			57,00	30,00	13,00	8,70	4,30	100,0	A2-4	10,81
2022	S2	4	R	18,50	GS			29,20	25,50	45,30	22,60	22,70	100,0	A7-6	17,64

TDCD	ELL
------	-----

Lotto	Sond.	Camp.	tipo	Prof. [m]	c' [kPa]	φ' [°]	c _u [kPa]
2022	S1	1	I	2,50	20,8	19,6	76,5
2022	S1	2	I	6,00	29,2	24,4	61,7
2022	S1	3	R	14,50			
2022	S1	4	R	19,50			
2022	S2	1	I	4,20	26,1	22	49,1
2022	S2	2	I	7,50	34,5	19,7	83,3
2022	S2	3	R	14,00			
2022	S2	4	R	18,50			

3.1.3 INDAGINI SISMICHE

In corrispondenza del nuovo edificio è stata eseguita n°1 prova Down Hole e n°1 prova Masw. Entrambe le prove hanno definito la velocità delle onde di taglio con la profondità e quindi di stimare la $V_{s,eq}$ per la determinazione della categoria sismica di sottosuolo.

Sigla prova	S1_DH	MASW
$V_{s,eq}$ [m/s]	412	393
Categoria sottosuolo	B	B

3.2 FALDA

All'interno del foro di sondaggio S2 è stato installato un piezometro a tubo aperto da 2'' per il monitoraggio della falda, che l'ha fatta rilevare a quota -3.90 m da p.c.. Tale quota essendo stata rilevata dopo breve tempo dall'installazione del piezometro, può non essere corretta.

Si dispone altresì di misure effettuate in piezometri installati sempre nel sito per le analisi ambientali, che hanno fornito:

- ✓ MW1 9,05 m da p.c.
- ✓ MW2 8,00 m da p.c.

- ✓ MW3 10,50 m da p.c.
- ✓ MW4 6,60 m da p.c.

Tali valori sono in linea con quanto riportato nella Carta Idrogeologica del Piano Strutturale, che mostra le isopiezometriche a valle dell'area di progetto, una quota della falda a circa 74 m.s.l.m. cui corrisponde una soggiacenza di circa 8 m da piano campagna. Ai fini progettuali si considera cautelativamente una quota della falda a -6.0 m da p.c..

3.3 CAMPAGNA INDAGINE 2023

Le prove eseguite sono le seguenti:

- n°6 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU), spinte ad una profondità compresa tra 9.5 m e 11.0 m da piano campagna;

Nella tabella seguente si riporta un quadro riassuntivo delle prove effettuate.

QUADRO RIASSUNTIVO PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Codice	Tipo d'indagine	Profondità [m]
CPTU1	Penetrometrica statica con piezocono	9.70
CPTU2		9.48
CPTU3		10.31
CPTU4		10.10
CPTU5		11.04
CPTU6		9.92

La quota della falda è stata rilevata a -3.0 m da p.c..

I certificati delle indagini geognostiche in sito, sono riportati nel documento di riferimento.

Nella figura 2 è riportata l'ubicazione in pianta di tutte le indagini eseguite all'interno dell'intera area e sopra elencate.

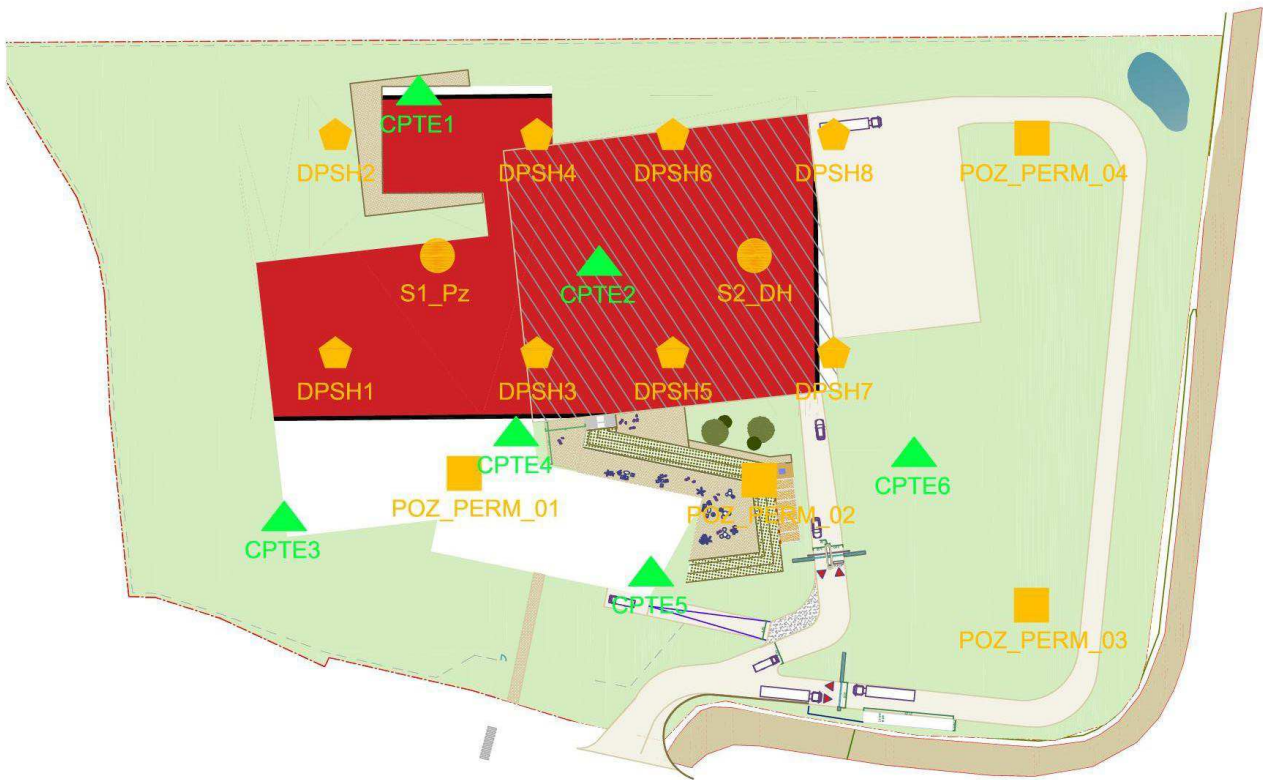


Figura 2 – Planimetria ubicazione indagini

4 CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA

Sulla base delle indagini in sito eseguite (sondaggi, prove penetrometriche statiche e dinamiche), è stato possibile ricostruire la successione stratigrafica nell'area in esame. Relativamente alle prove penetrometriche statiche CPTU, il riconoscimento della litologia è stato effettuato attraverso l'interpretazione delle prove, in base all'abaco di Robertson. In particolare sono state individuate le seguenti unità litologiche:

- **UNITA' LS e AL** – Limi sabbiosi argillosi e argille limose;
- **UNITA' A(f)** – Argilliti fogliettate di alta consistenza.

5 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica dei depositi presenti nell'area di studio, si basa su correlazioni di comune utilizzo in campo geotecnico a partire da:

- ✓ prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU), con misura della resistenza di punta q_c , dell'attrito laterale f_s e della pressione interstiziale U ;
- ✓ sondaggi geognostici con prelievo di campioni indisturbati;
- ✓ prove di laboratorio geotecnico di classificazione sui campioni disturbati e indisturbati e di resistenza sui campioni indisturbati prelevati nei fori di sondaggio;
- ✓ prova sismica Down Hole.

5.1 INDIVIDUAZIONE LITOLOGIA DA PROVE CPTU

Tipicamente per determinare la stratigrafia si legano i parametri ottenuti con la punta penetrometrica (resistenza alla punta q_c , attrito laterale f_s , sovrappressione neutra u_2) alle varie tipologie di terreno.

Robertson ha proposto un miglioramento alle più usuali carte di classificazione, dove utilizza la carta di classificazione normalizzata di Robertson, in cui sull'asse delle ascisse si riportano i valori del Rapporto di Frizione normalizzato F_r , mentre sull'asse dell'ordinate sono presenti i valori della Resistenza alla punta normalizzata Q_{tn} (Figura 3):

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100 \quad Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

dove:

$\left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \right)$ resistenza alla punta adimensionalizzata

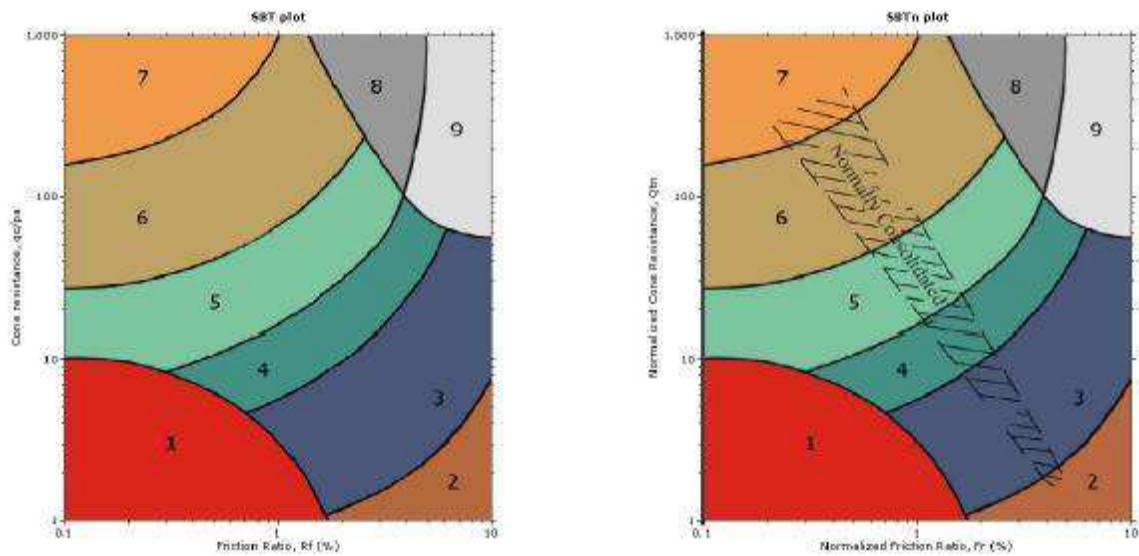
$\left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$ fattore di tensione normalizzato

p_a pressione atmosferica

n esponente di tensione che varia a seconda della tipologia di terreno ($n \leq 1$)

Schneider et al. (2008) oltre ai parametri suddetti, ha introdotto anche il parametro Bq = pressione nei pori, per potere classificare i terreni secondo la carta riportata nella Figura 4.

$$Bq = \left(\frac{U_2 - U_0}{q_t - \sigma_v} \right)$$



1. argilla sensitiva
 2. torba e terreno organico
 3. argilla - argilla limosa
 4. argilla limosa - limo argilloso
 5. limo sabbioso - sabbia limosa
 6. sabbia limosa - sabbia
 7. sabbia - sabbia ghiaiosa
 8. sabbia argillosa* - sabbia densa
 9. terreno fine molto consistente*
- (* molto sovraconsolidato e/o cementato)

Figura 3 - Carta di Classificazione del terreno normalizzata secondo $Q_t - Fr$ (Robertson, 2010)

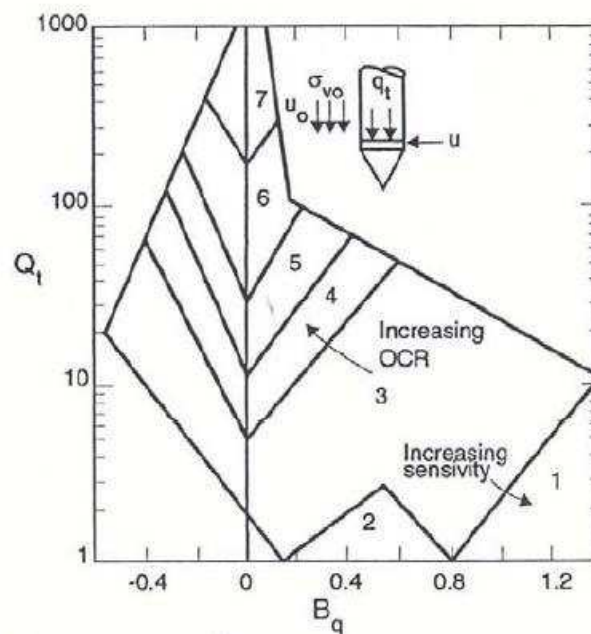
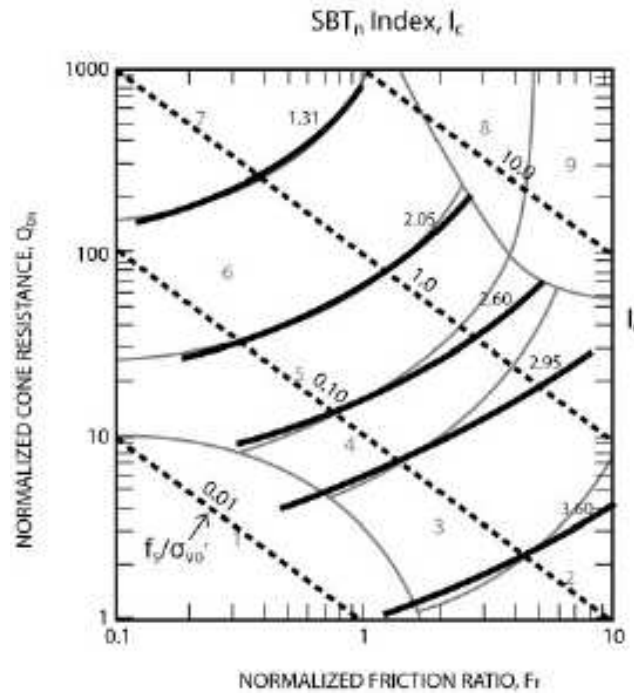


Figura 4 - Carta di Classificazione del terreno normalizzata secondo $Q_t - B_q$ (Robertson, 2010)

Per semplificare l'uso della carta normalizzata $Q_t - F_r$, Robertson & Wride (1998) hanno proposto un parametro detto I_c = indice di comportamento del terreno, utilizzato per rappresentare le zone in cui viene suddivisa la carta di classificazione:

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log(Q_{tn}))^2 + (\log(F_r) + 1.22)^2}$$

Il metodo di classificazione risulta di tipo iterativo.



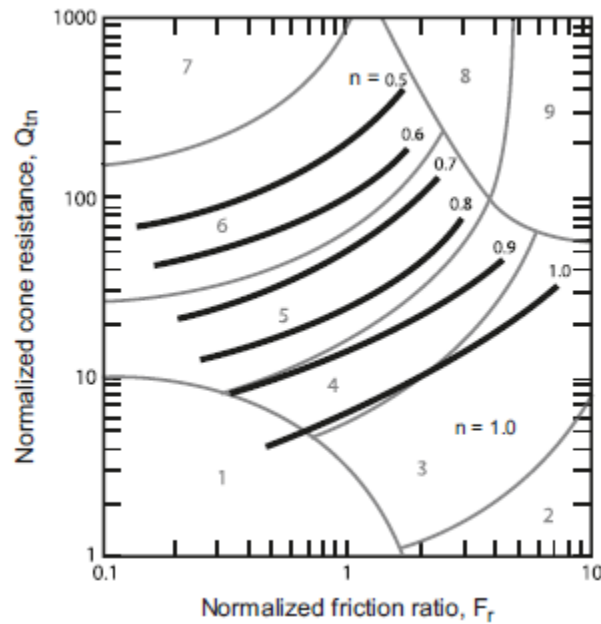
Zone	Soil Behavior Type	I_c
1	Sensitive, fine grained	N/A
2	Organic soils – clay	> 3.6
3	Clays – silty clay to clay	2.95 – 3.6
4	Silt mixtures – clayey silt to silty clay	2.60 – 2.95
5	Sand mixtures – silty sand to sandy silt	2.05 – 2.6
6	Sands – clean sand to silty sand	1.31 – 2.05
7	Gravelly sand to dense sand	< 1.31
8	Very stiff sand to clayey sand*	N/A
9	Very stiff, fine grained*	N/A

Attraverso studi sulla meccanica dello stato critico, Been & Jefferies (2006) ricavarono la seguente espressione per la determinazione dell'esponente di tensione:

$$n = 0.381 \cdot I_c + 0.05 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} - 0.15 \quad \text{con } n \leq 1$$

dove:

I_c è l'indice di comportamento del terreno proposto da Robertson & Wride (1998)



La figura dimostra come per i terreni più fini l'esponente sia 1.0, mentre per i terreni grossolani varia tra 0.9 e 0.5 quando la pressione litostatica agente non è elevata. La regione con $n = 1$ si muove verso l'alto con l'aumentare della pressione di confinamento.

Resistenza penetrometrica alla punta

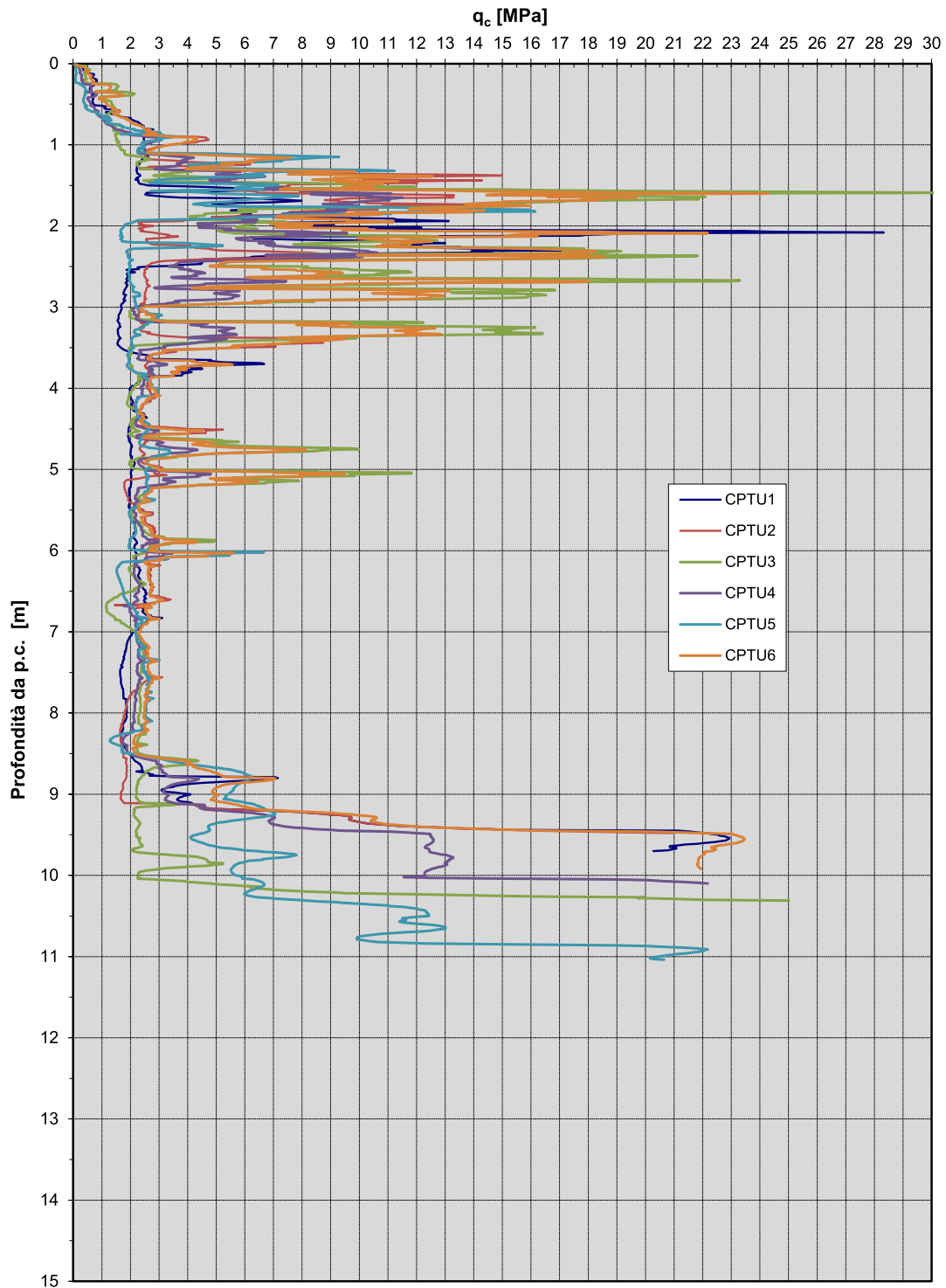


Figura 5 – Prove penetrometriche CPTU

6 PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE IN SITO E LABORATORIO

La caratterizzazione geotecnica si è basata sull'interpretazione delle prove di laboratorio e delle prove in sito, quali:

- Classificazione

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- ✓ Peso di volume naturale;
- ✓ Analisi granulometriche;
- ✓ Limiti di Atterberg;
- Caratteristiche della storia tensionale: grado di sovraconsolidazione
- Caratteristiche di resistenza al taglio: coesione ed angolo d'attrito
- Modulo di deformabilità

6.1 PESO DI VOLUME NATURALE DEL TERRENO

Sui campioni indisturbati prelevati all'interno delle Unità LS e AL, è stato determinato il peso di volume che si assume pari a $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$. Il peso di volume nelle Unità delle argilliti A(f) viene assunto da esperienze analoghe pari a $\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$.

6.2 ANALISI GRANULOMETRICHE E LIMITI DI ATTERBERG

Dalle analisi granulometriche effettuate sui campioni prelevati, si riscontra che:

- ✓ L'Unità AL ha una percentuale di Limi e Argille compresa tra 65% e 90%. La restante percentuale sono prevalentemente sabbie, comprese tra 8% e 22%. La percentuale di ghiaia è praticamente nulla (5 - 12%). È stato inoltre possibile determinare la Carta di Plasticità di Casagrande che definisce tale unità come argille inorganiche di alta plasticità, con un indice plastico compreso tra 35 e 50%.
- ✓ L'Unità A(f) ha una percentuale di Limi e Argille compresa tra 70% e 90%. La percentuale di sabbie è compresa tra 6% e 18%. Mentre la percentuale di ghiaia è compresa tra 2% e 10%. È stato inoltre possibile determinare la Carta di Plasticità di Casagrande che definisce tale unità come argille da media a alta plasticità, con un indice plastico nell'intorno del 20%.
- ✓ L'Unità GS ha una percentuale di Limi e Argille compresa tra 12% e 45%. La percentuale di sabbie è compresa tra 25% e 30%. Mentre la percentuale di ghiaia è compresa tra 30% e 58%. È stato inoltre possibile determinare la Carta di Plasticità di Casagrande che definisce tale unità come argille da media a alta plasticità, con un indice plastico compreso tra 10 e 24%.

Nella Figura 3 è riportato il peso di volume dell'Unità LS e AL.

Nelle figure 4, 5 e 6 sono riportate le analisi granulometriche delle tre unità AL, A(f) e GS in funzione della profondità.

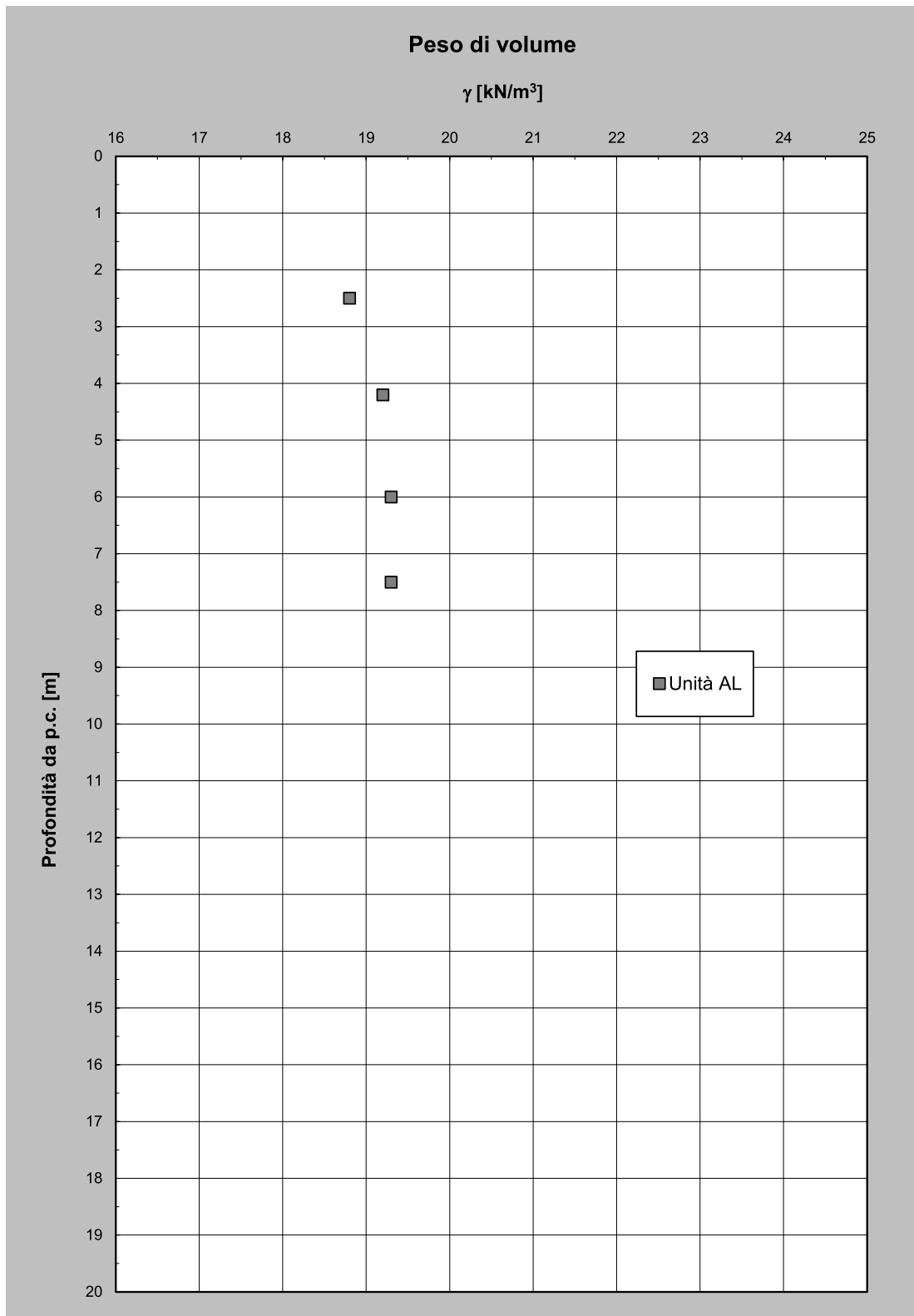


Figura 6 – Peso specifico

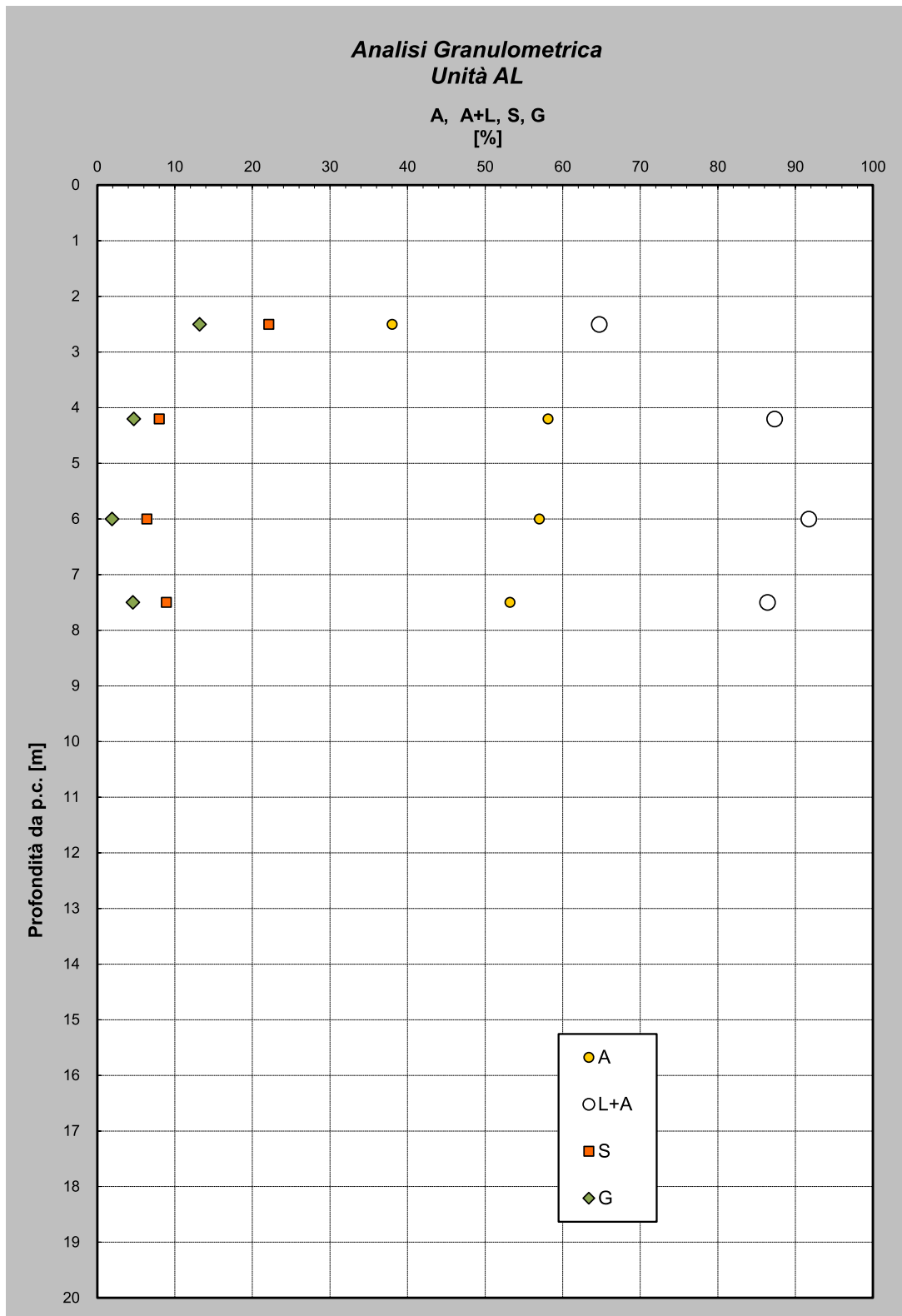


Figura 7 – Analisi granulometrica – Unità AL

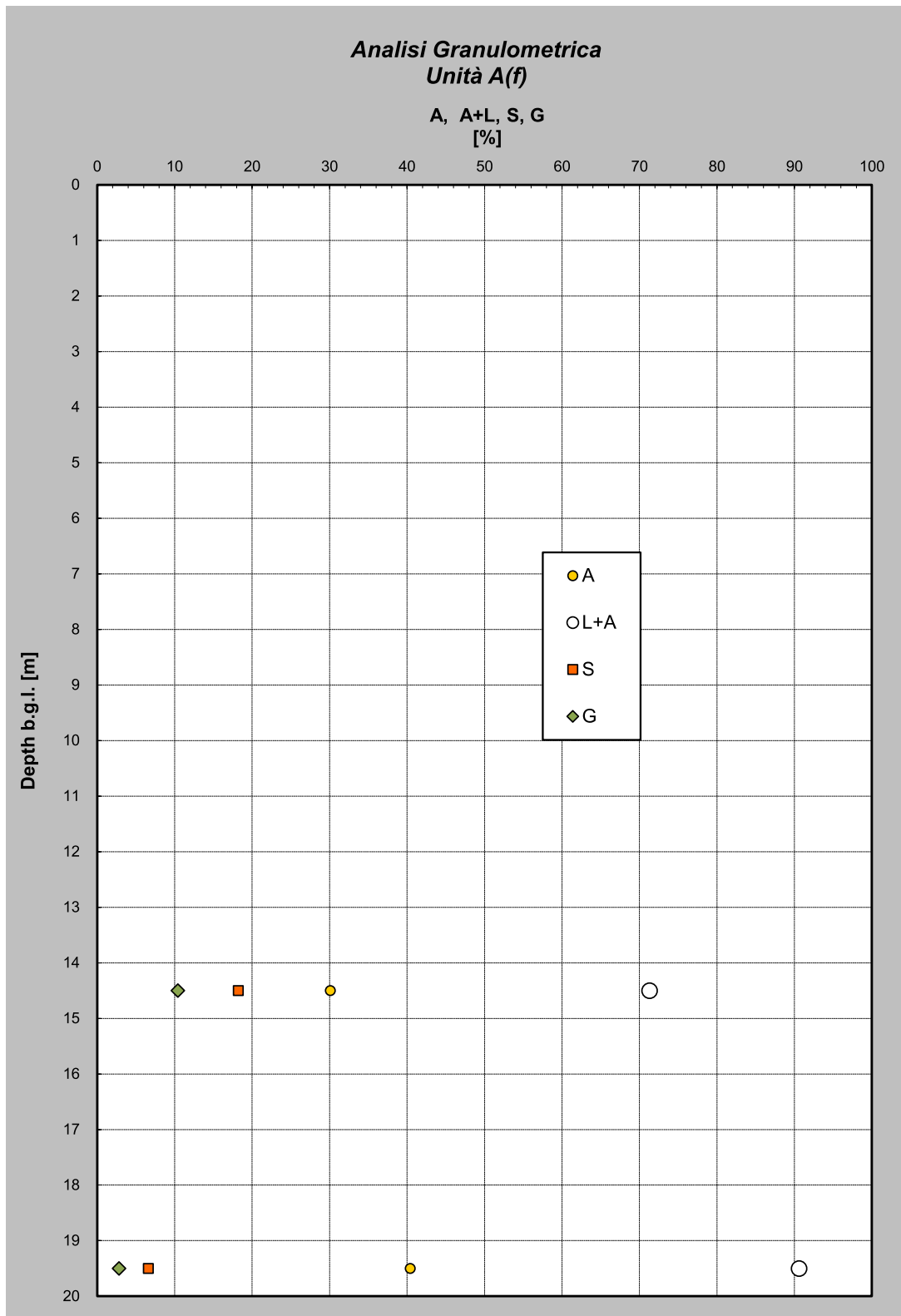


Figura 8 – Analisi granulometrica – Unità A(f)

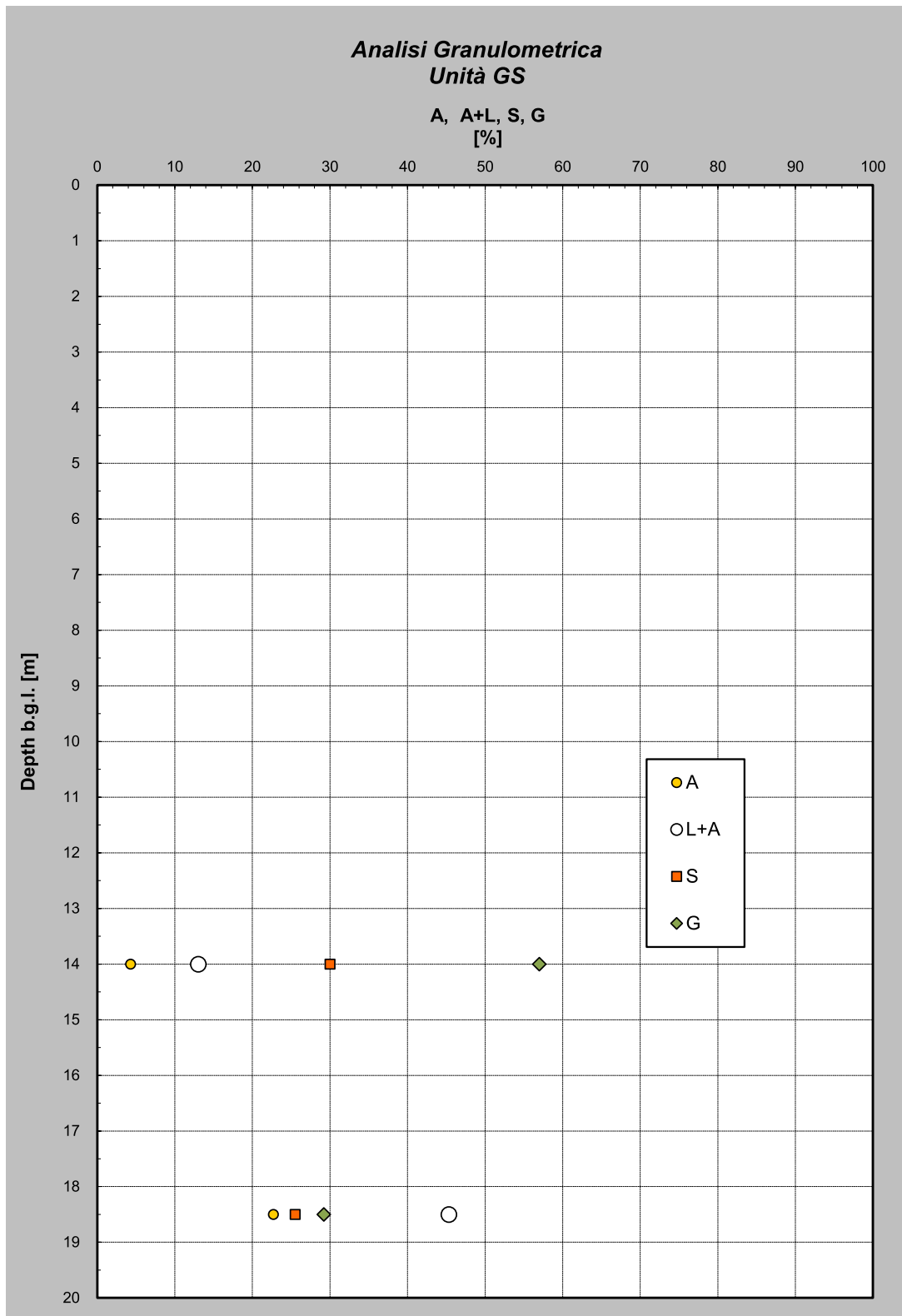


Figura 9 – Analisi granulometrica – Unità GS

Nella Figura 7 è riportato l'andamento dell'Indice Plastico in funzione della profondità.

Mentre nella Figura 8 è riportata la Carta di Plasticità di Casagrande.

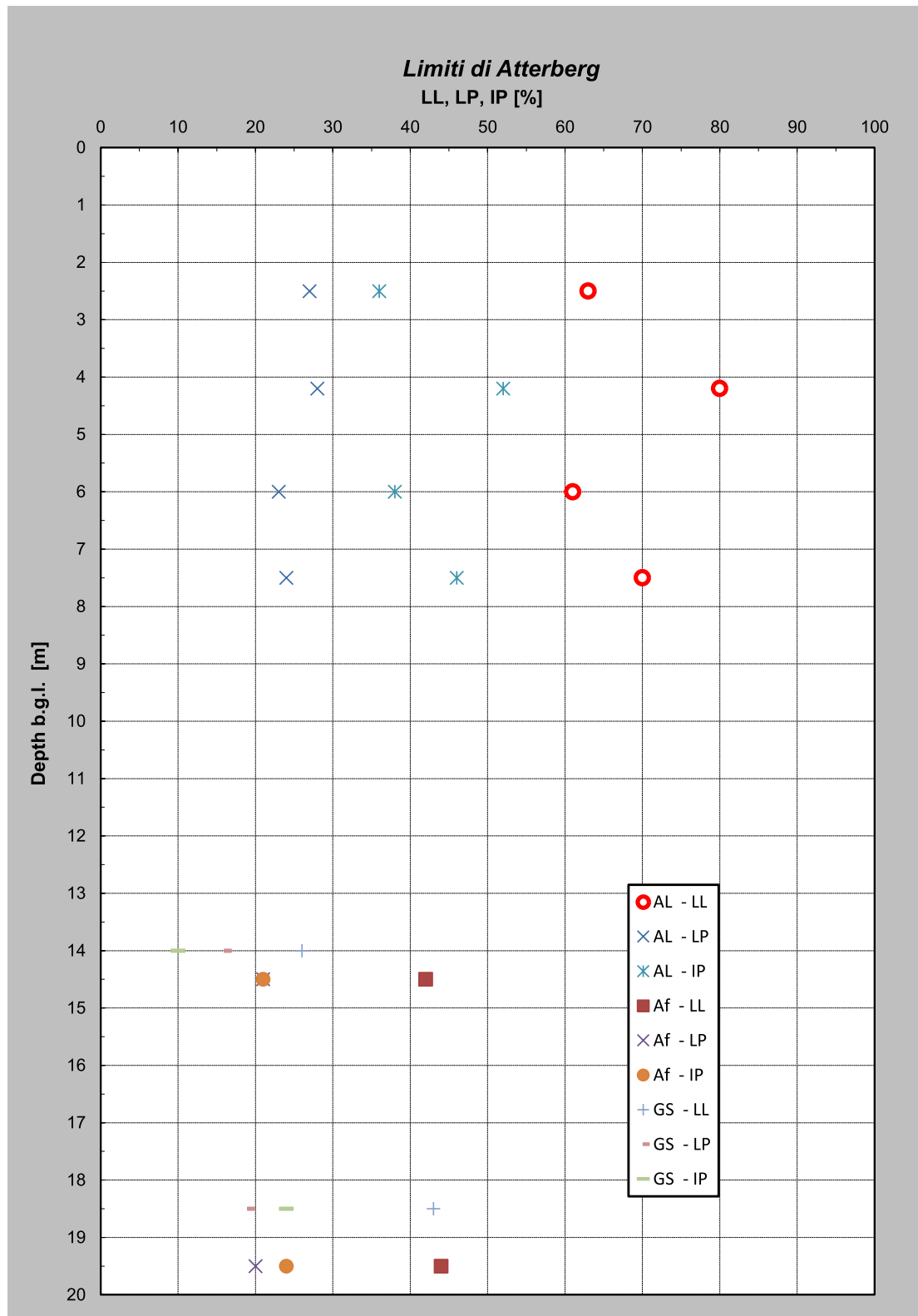


Figura 10 – Andamento Indice Plastico con la profondità

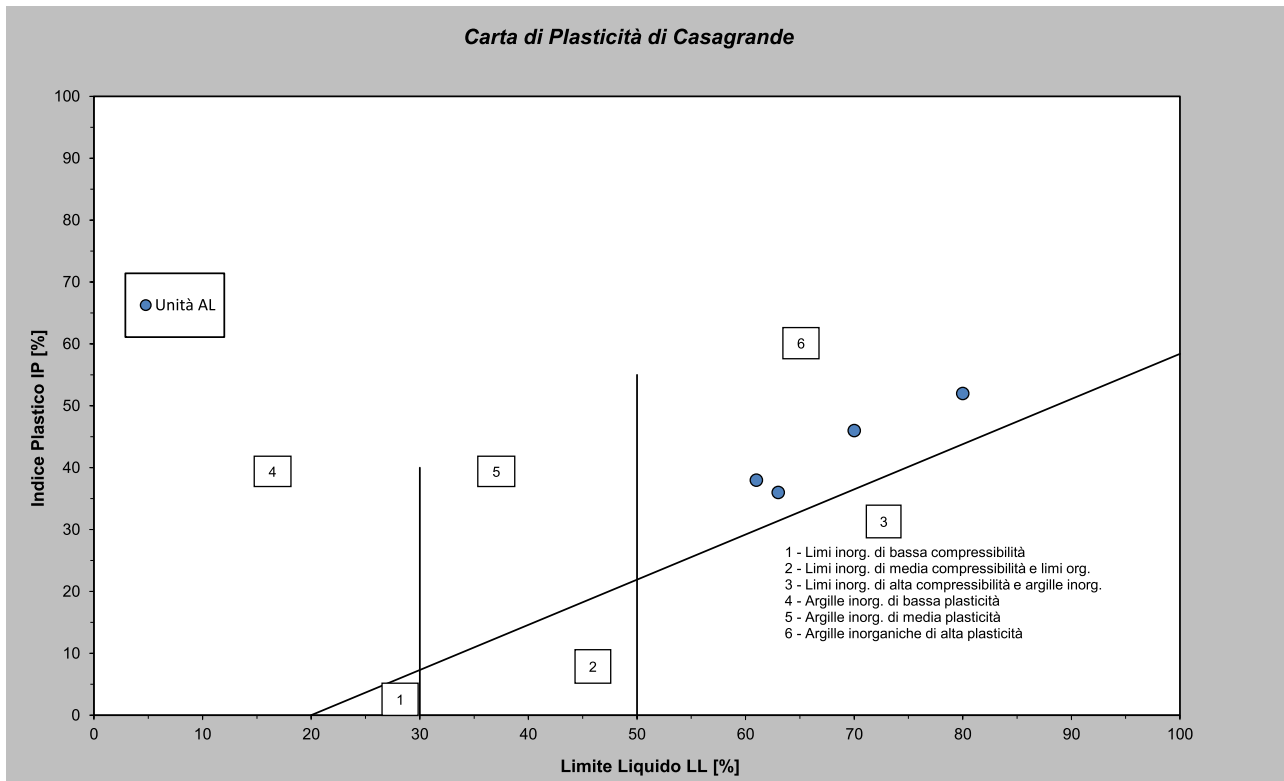


Figura 11 – Carta di Plasticità di Casagrande

6.3 STORIA TENSIONALE – GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE

Il grado di sovraconsolidazione è definito come il rapporto tra la massima pressione a cui è stato sottoposto il materiale e l'attuale stato tensionale in sito, secondo la seguente espressione:

$$OCR = \sigma'_{v \max} / \sigma'_{v0}$$

Da cui per i terreni coesivi, vale:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{OC} = \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{NC} \cdot (OCR)^{0.80}$$

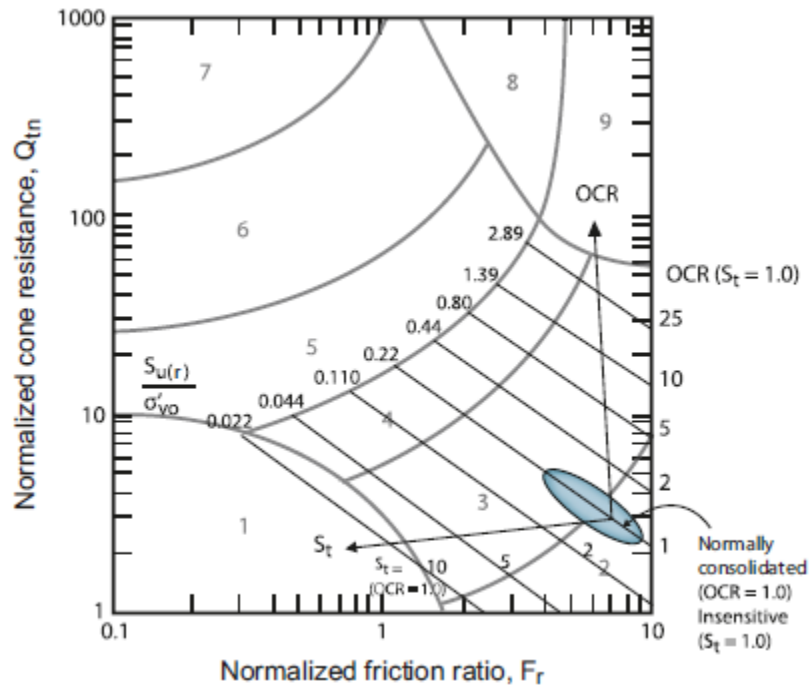
Pertanto Been et al. [2010] porta a definire il grado di sovraconsolidazione secondo la seguente correlazione:

$$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$$

dove

$$k_{OCR} = \left[\frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25}$$

da utilizzare solo per $SBT_n = 1, 2, 3, 4$ e 9



Nella Figura 12 è riportato il grado di sovraconsolidazione (OCR), stimato dalle prove penetrometriche statiche CPTU. Si osserva un'elevata sovraconsolidazione, decrescente comunque con la profondità, con valori sempre maggiori a 5.

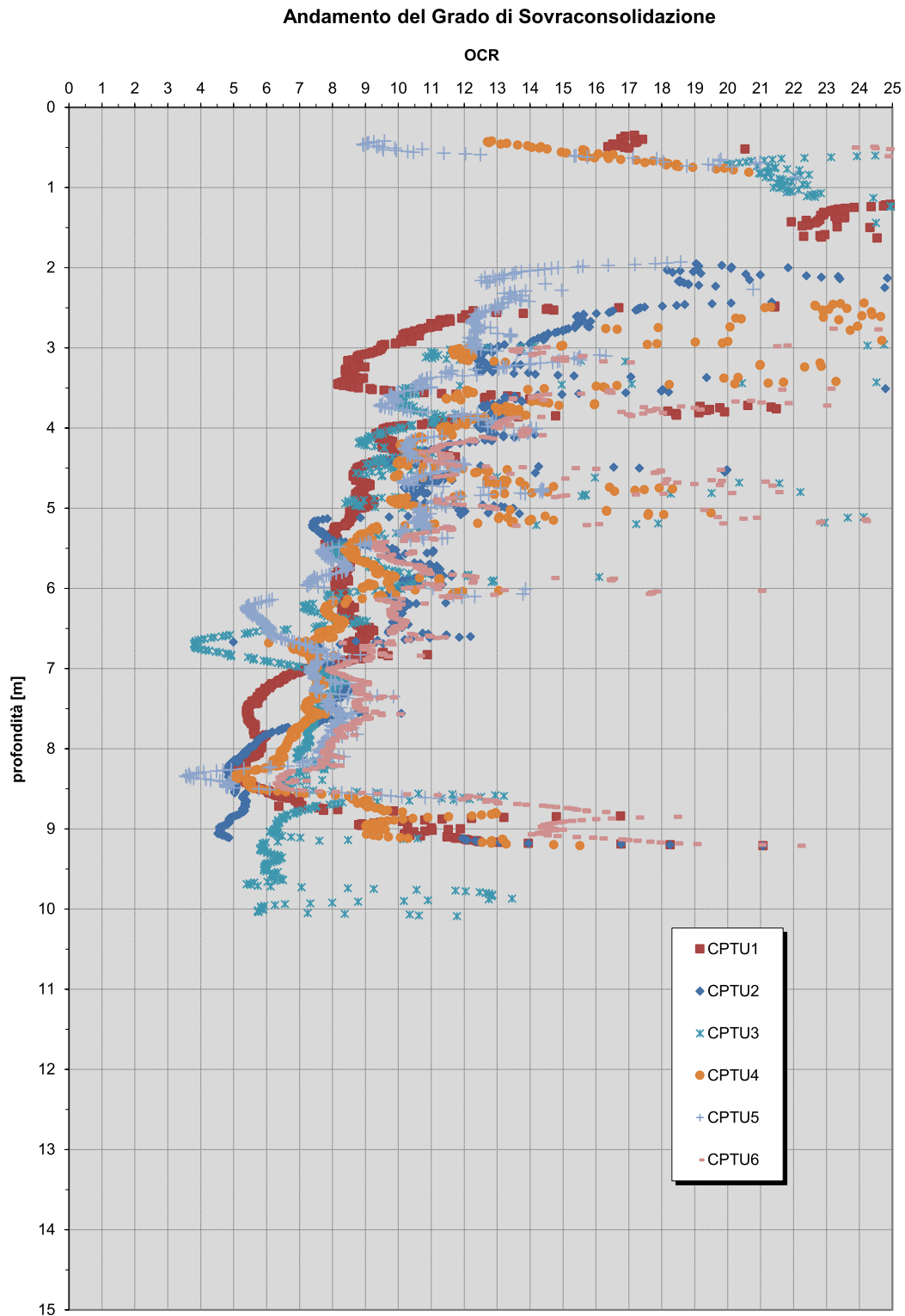


Figura 12 – Grado di sovraconsolidazione

6.4 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO – UNITA' COESIVE

6.4.1 Resistenza al taglio non drenata c_u

Per determinare le caratteristiche di resistenza al taglio non drenate, si è basati sui risultati delle prove in sito che sono:

- prove penetrometriche statiche CPTU;
- prove di espansione laterale libera (ELL)
- prove DPSH (viene considerata solo per valutare i passaggi stratigrafici, i risultati ottenuti di c_u sono indicativi)

6.4.1.1 Resistenza al taglio non drenata c_u da prove CPTU

Le prove penetrometriche statiche CPTU sono considerate le prove più attendibili per determinare la coesione non drenata. In particolare si misurano i valori della q_c e di f_s . Dai valori della q_c con correlazioni proposte da Robertson, è possibile determinare la resistenza non drenata c_u con la seguente correlazione:

$$c_u = \frac{q}{N_k} = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}}$$

essendo:

$$N_{kt} = f(F_r) = 10.5 + 7 \log(F_r)$$

σ_v = pressione verticale totale

q_t = resistenza alla punta rilevata

da utilizzare solo per $SBT_n = 1, 2, 3, 4$ e 9

6.4.1.2 Resistenza al taglio non drenata c_u da prove DPSH

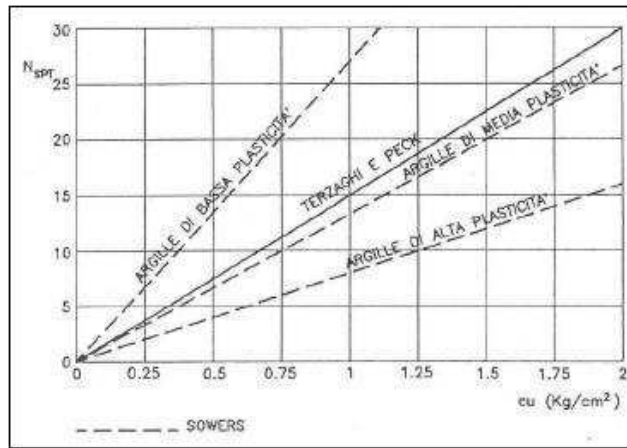
Dalle prove DPSH è possibile ricavare il valore di SPT adottando la correlazione:

$$N_{SPT} = 1.50 \cdot N_{20}$$

Pertanto nelle unità limo-argillose, la resistenza al taglio non drenata verrà stimata sulla base di correlazioni empiriche tipo quelle riportate nella figura di seguito.

Nello specifico verrà adottata la correlazione di Terzaghi e Peck dove:

$$c_u = (5.5 \div 6.00) \cdot N_{SPT} \quad \text{kPa}$$



Correlazione $N_{SPT} - C_u$ (Navfac, 1971)

La coesione non drenata determinata mediante le prove penetrometriche dinamiche DPSH/SPT, ha solo lo scopo di fornire un range di valori della coesione non drenata.

Nelle figure seguenti da 13 a 20, si riportano tutte le prove penetrometriche dinamiche pesanti DPSH eseguite.

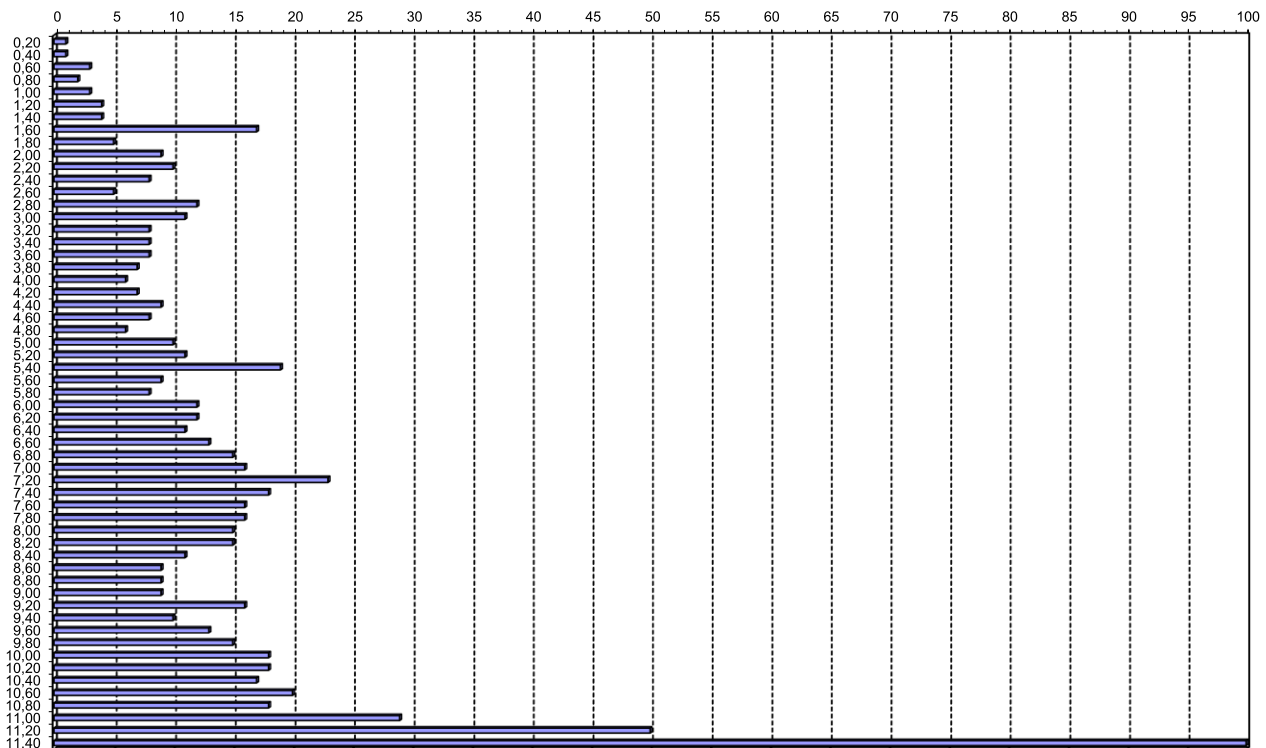


Figura 13 – DPSH 1

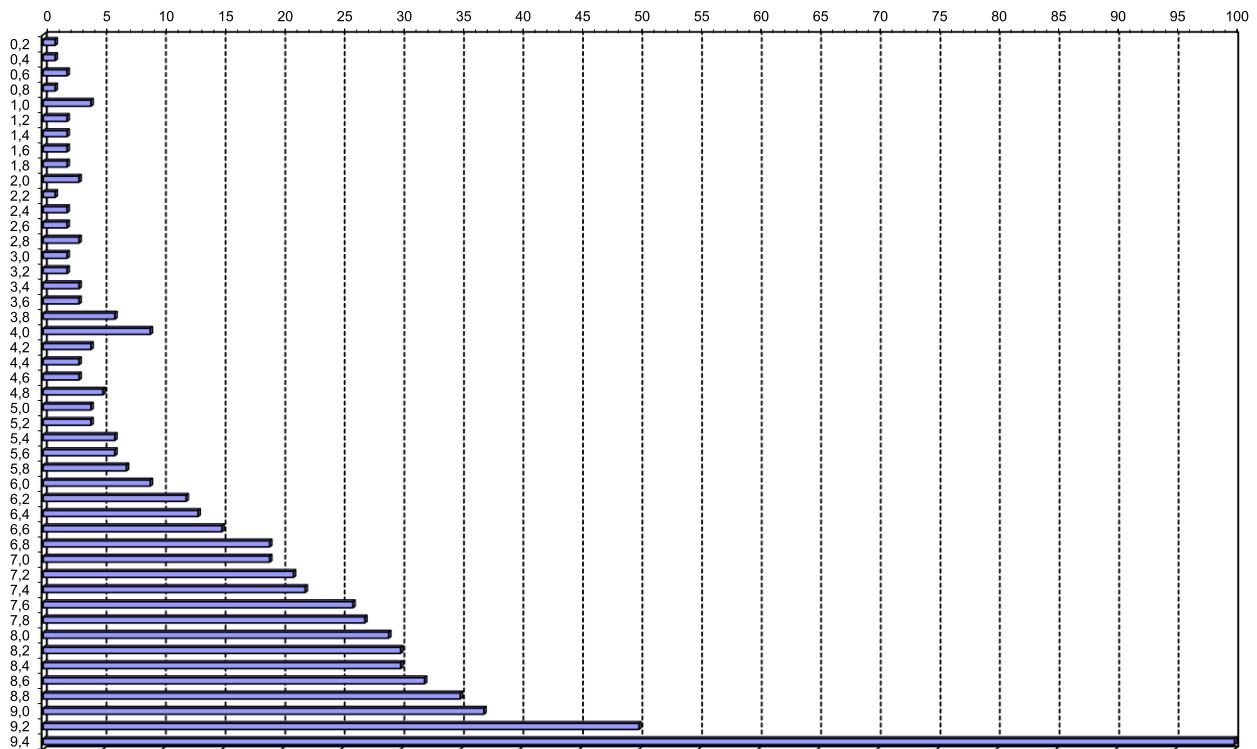


Figura 14 – DPH 2

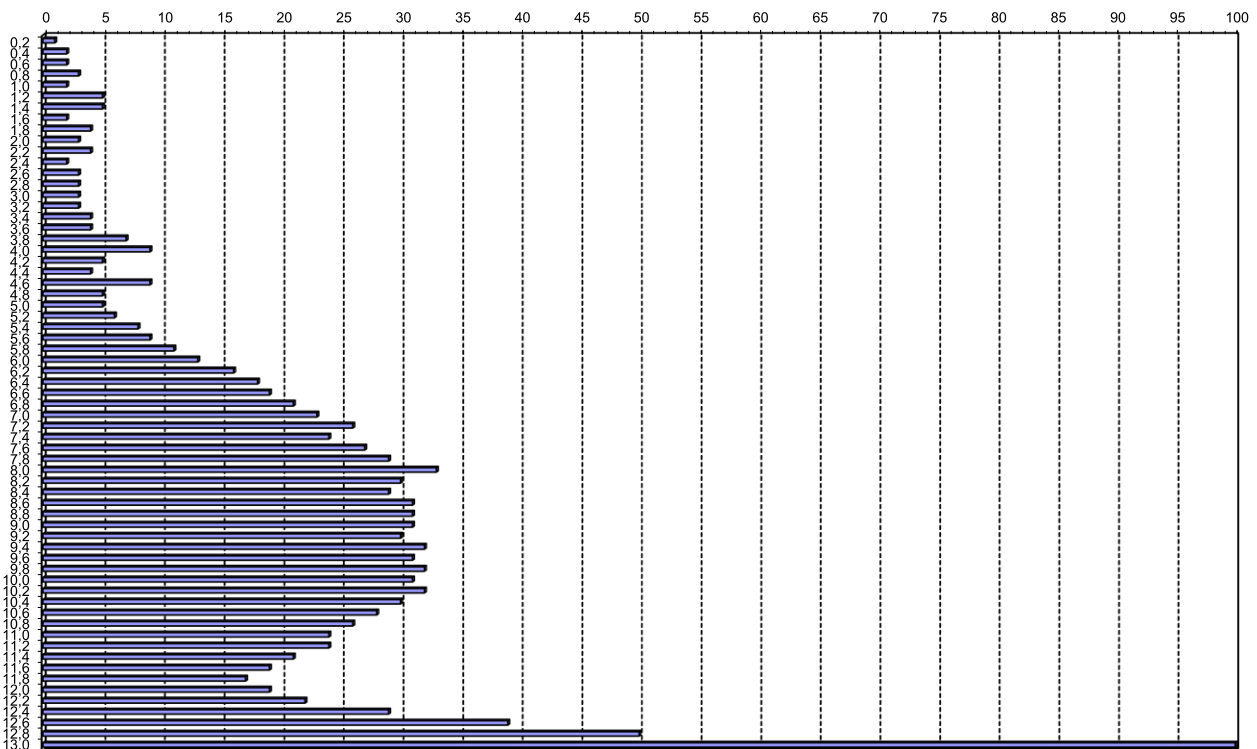


Figura 15 – DPH 3

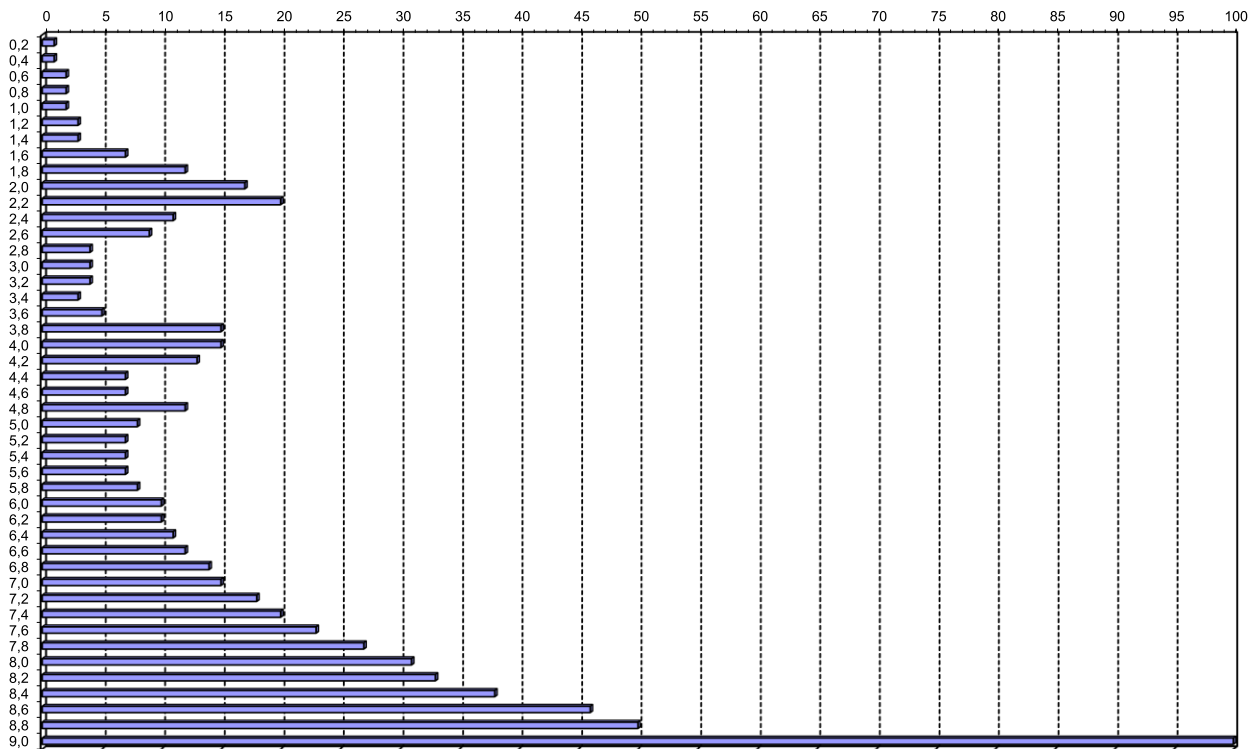


Figura 16 – DPH 4

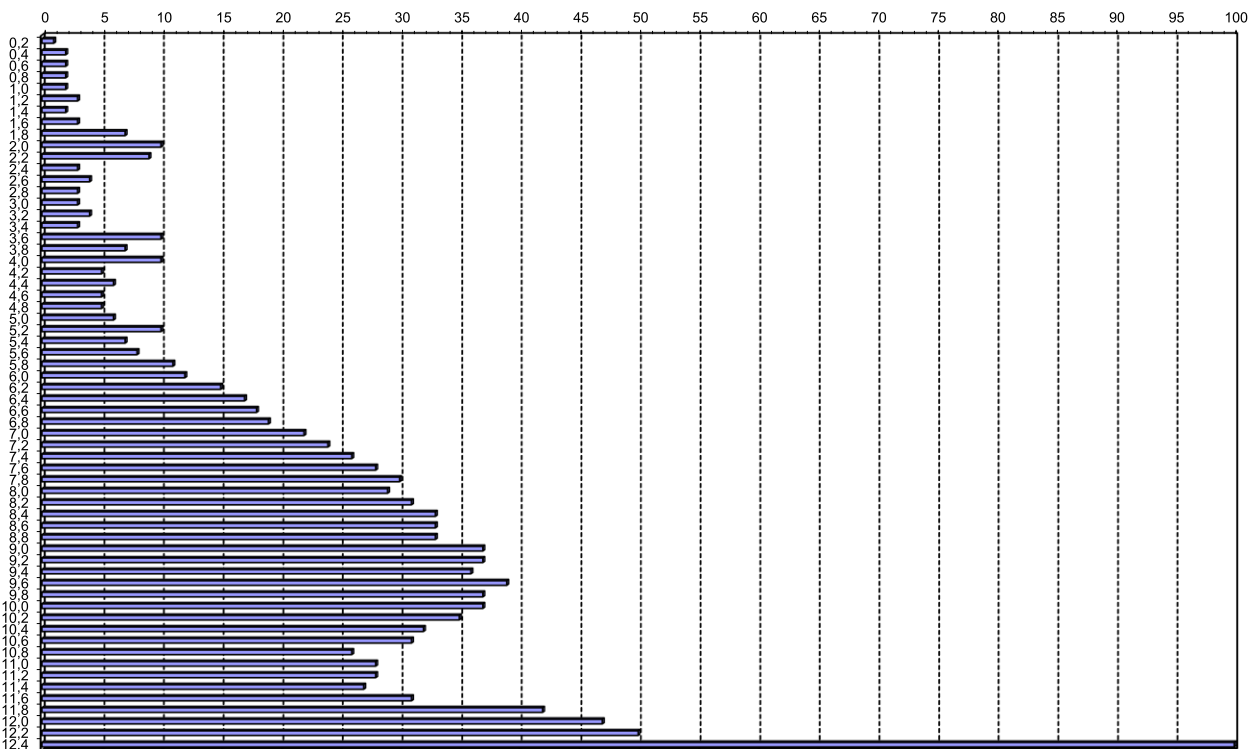


Figura 17 – DPH 5

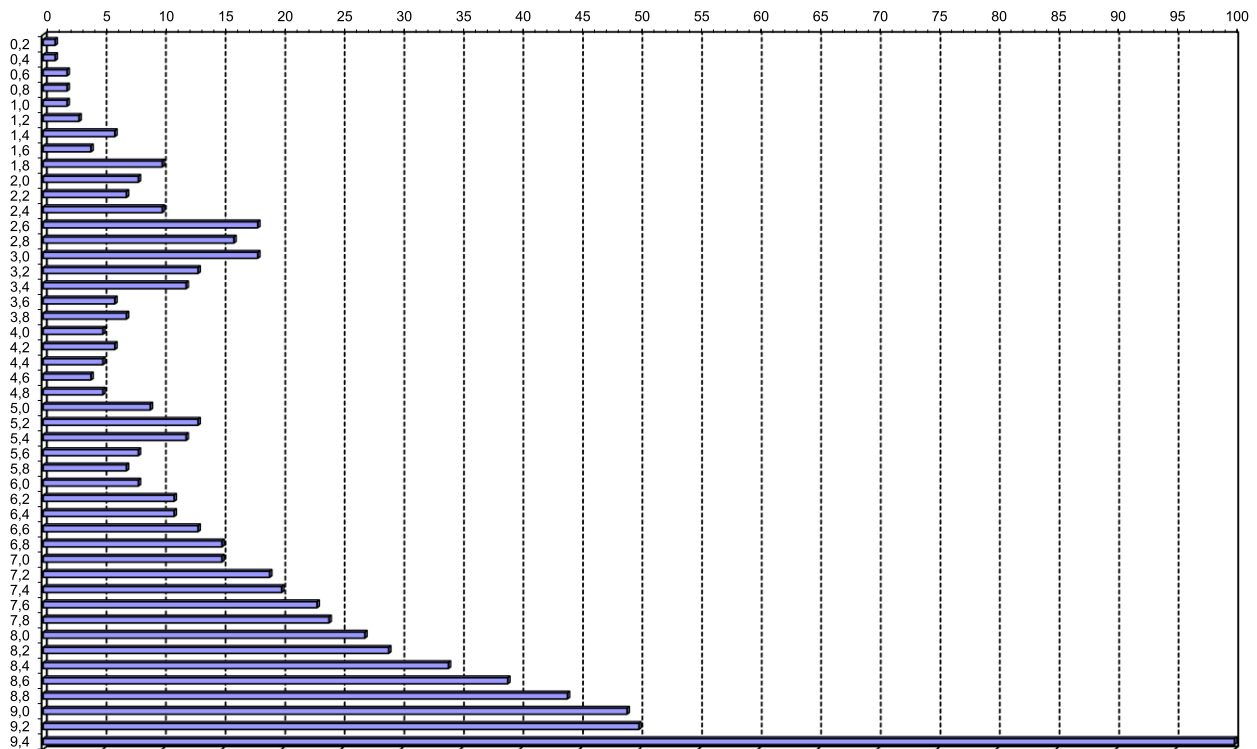


Figura 18 – DPH 6

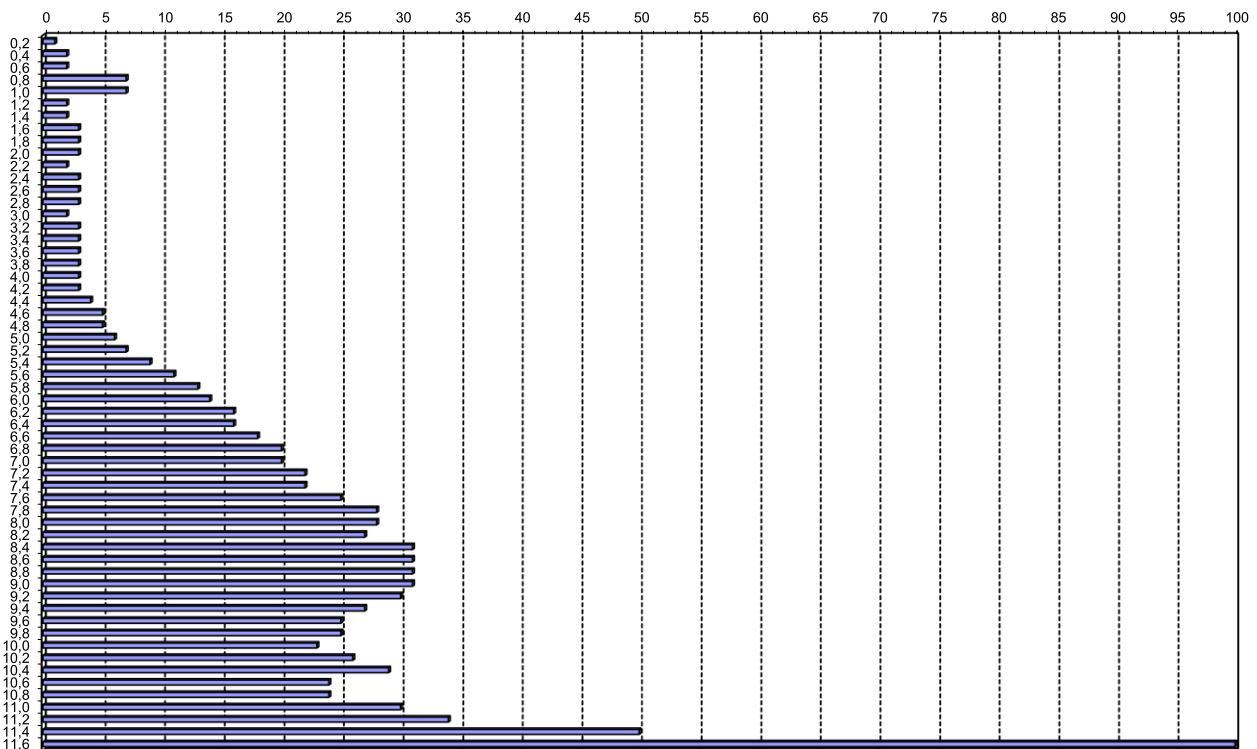


Figura 19 – DPH 7

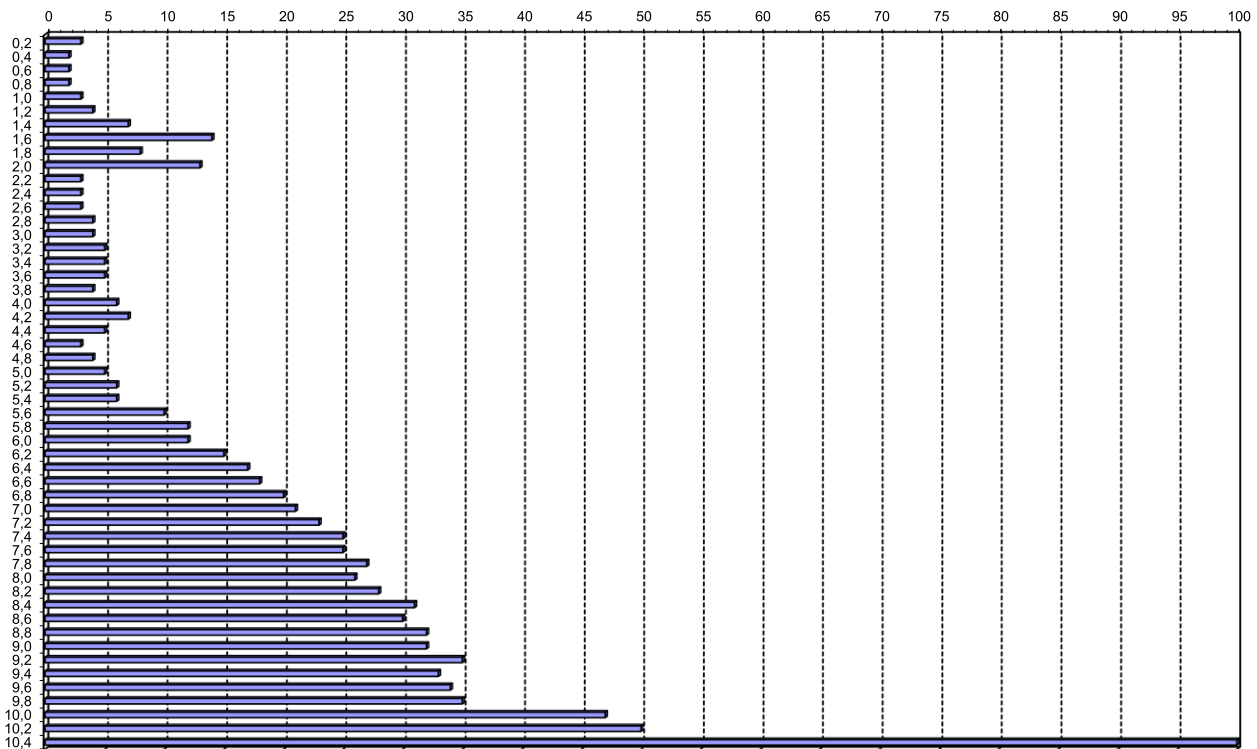


Figura 20 – DPSH 8

Nella Figura 21 è riportata i valori SPT equivalenti desunti dalle prove DPSH.

Nella Figura 22 è riportata la coesione non drenata determinata da prove in sito DPSH e da prove di laboratorio ELL.

Nella Figura 23 è riportata la coesione non drenata determinata dalle prove penetrometriche statiche CPTU.

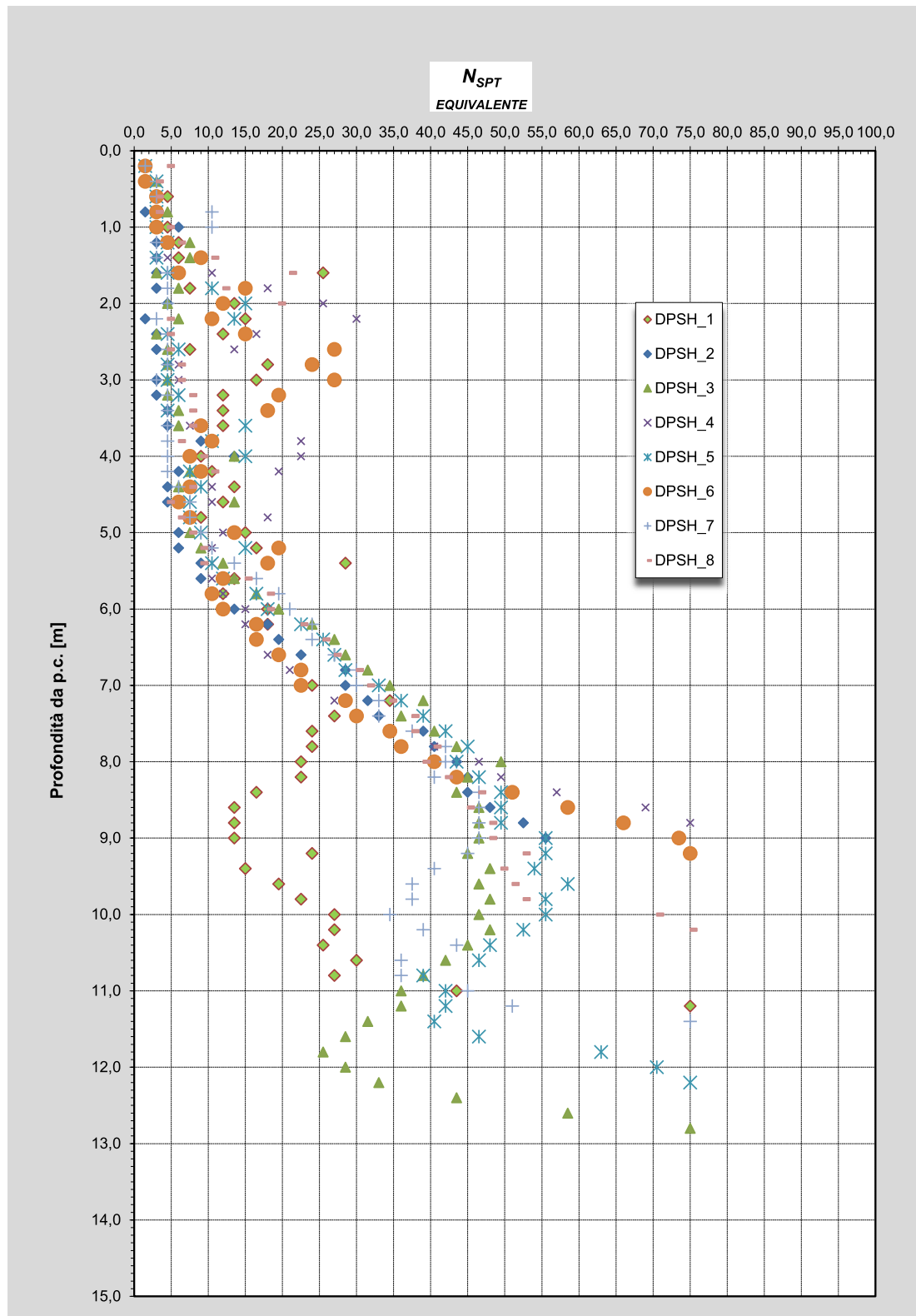


Figura 21 – Andamento N_{SPT} equivalente

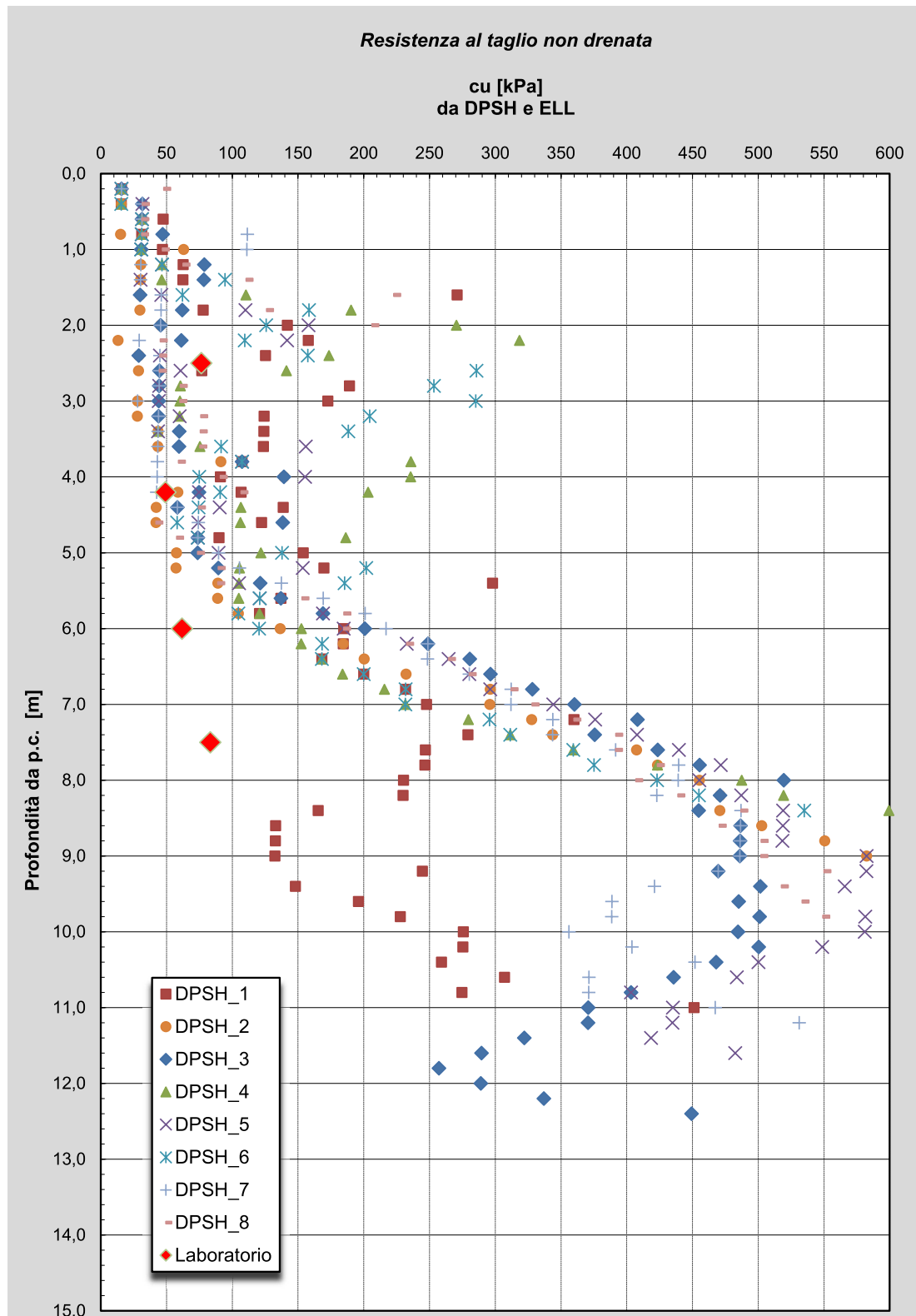


Figura 22 – Andamento Coesione non drenata da prove DPSH e Laboratorio

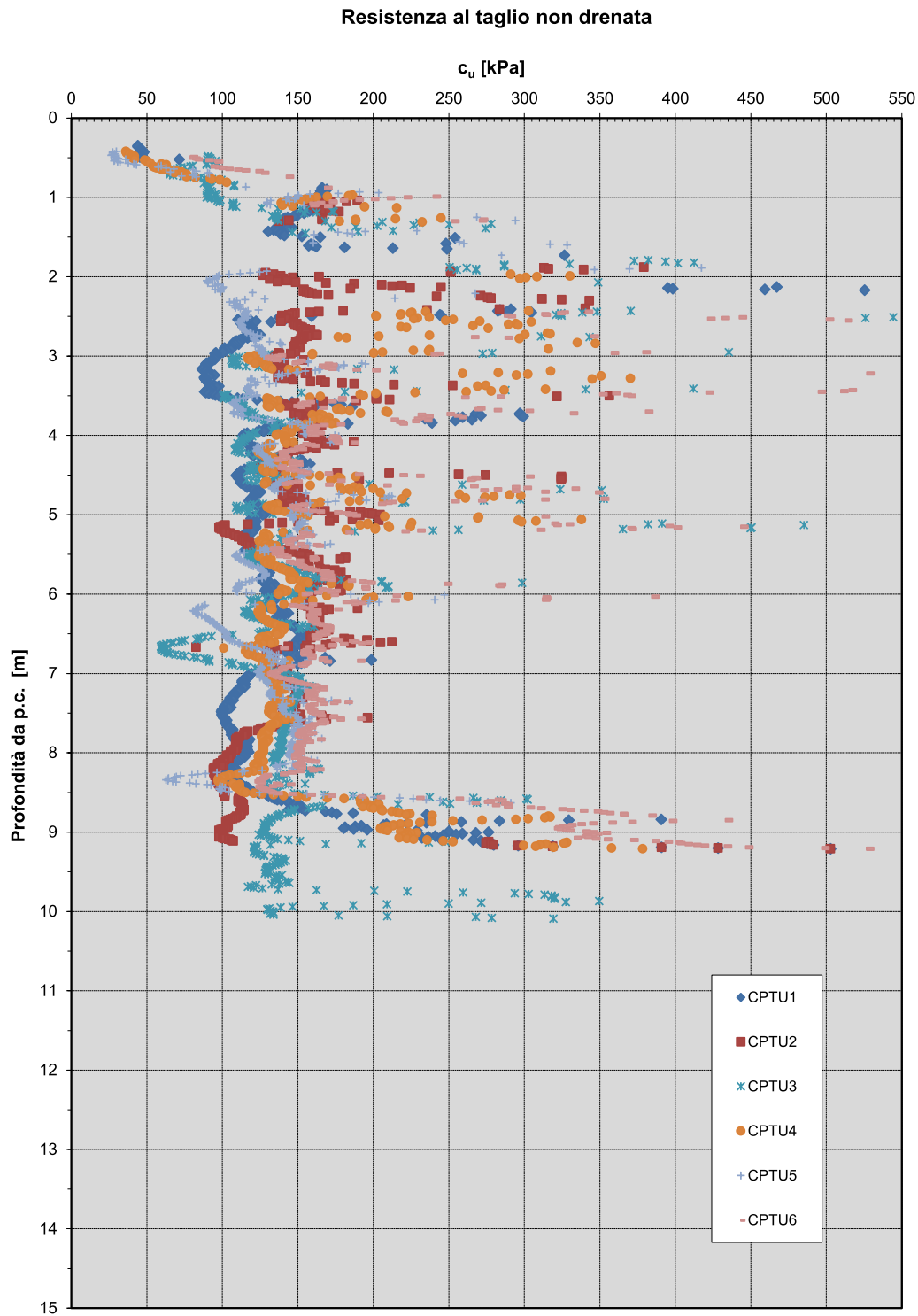


Figura 23 – Andamento coesione non drenata da prove CPTU

6.4.2 Angolo d'attrito e coesione efficace nei terreni coesivi

Per le unità coesive, la coesione efficace (c') e angolo d'attrito (ϕ') sono stati determinati mediante prove in laboratorio quali Prova di Taglio Diretto (TD). Nella Figura 24 sono riportati i risultati ottenuti dalle suddette prove.

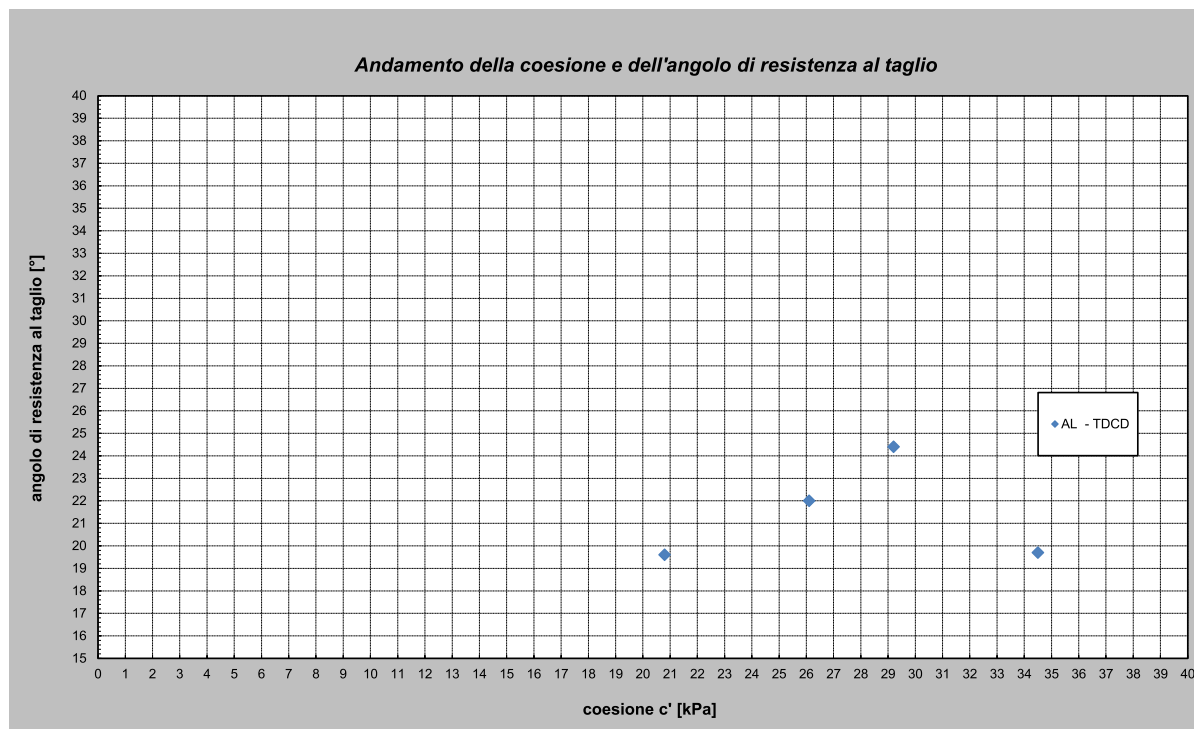
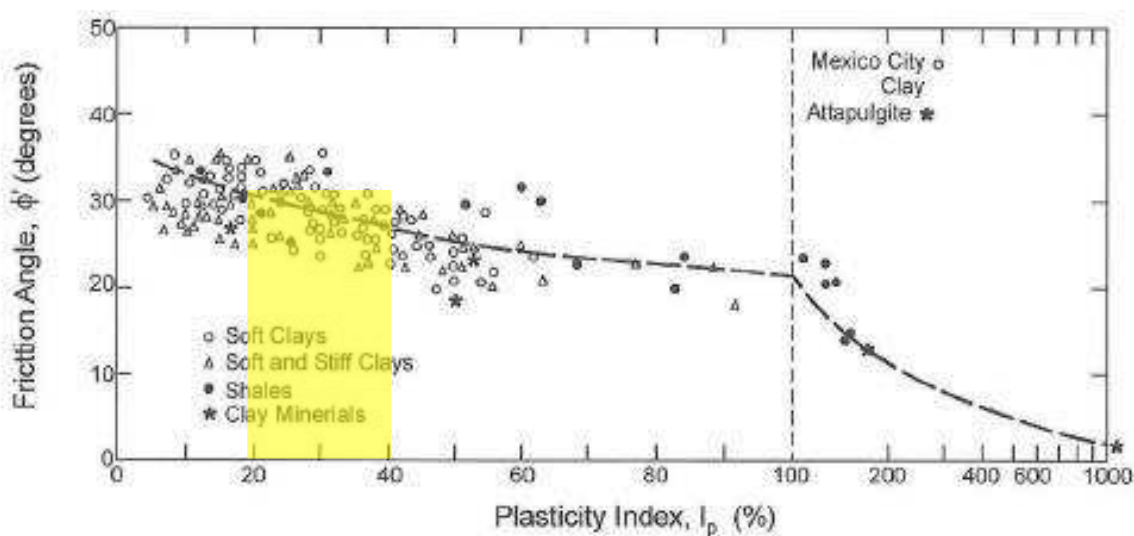
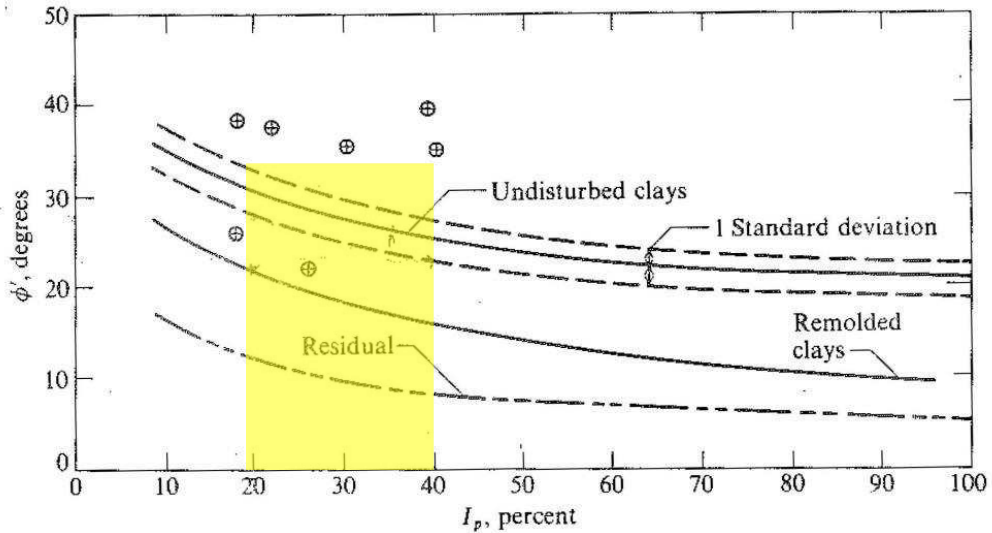


Figura 24 – Coesione drenata e dell'angolo d'attrito da prova TD

È possibile inoltre determinare l'angolo d'attrito, stimato a partire dai valori dell'indice plastico (Terzaghi, Peck, and Mesri, 1996), che viene considerato compreso fra 20 e 40.



Oppure tramite la correlazione di Ladd et al. [1977] o Kenney [1959].



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

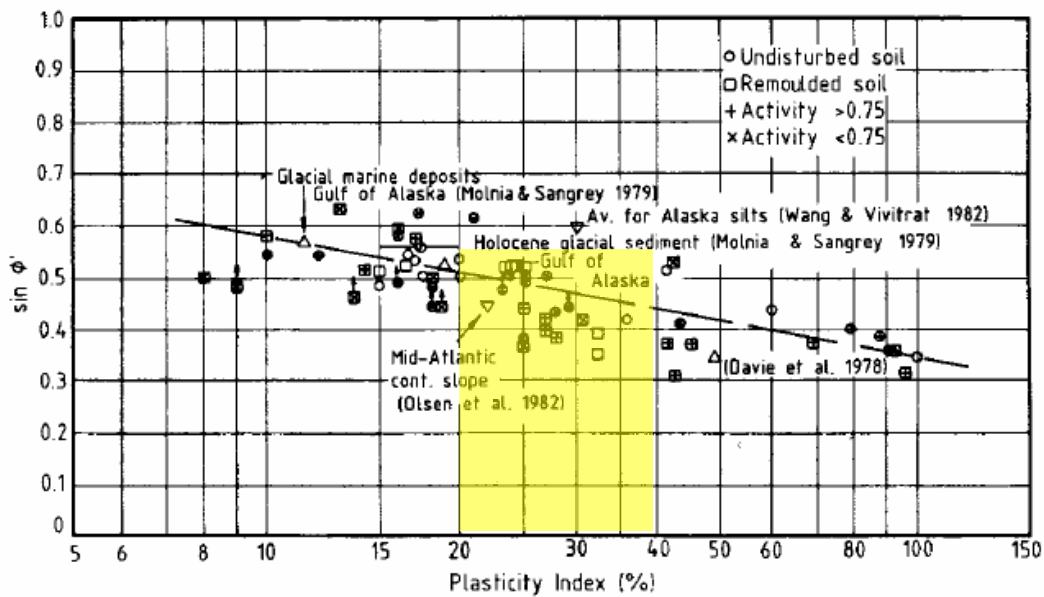


Figura 25: Correlazioni fra angolo di resistenza a taglio e indice plastico

Considerando un Indice Plastico mediamente pari a 20 – 40, è possibile stimare un valore dell'angolo d'attrito compresi tra 24° - 28°, leggermente maggiori rispetto a quanto desunto da laboratorio.

6.4.3 Densità relativa D_r

La densità relativa (D_r) si riferisce alle unità limo sabbiose considerate semi coerenti. Tali unità sono presenti in modo preponderante nei primi 3.0 m. Viene ricavata dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU.

I valori di densità relativa D_r possono essere determinati in funzione dei risultati delle indagini in sito a partire dalle resistenze di punta e dalla tensione verticale efficace sulla base della correlazione proposta da

$$D_r = -98 + 66 \cdot \log_{10} \left[\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right]$$

Jamiolkowski et al. (1985), mostrata in Figura 26, dove:

σ'_{v0} = pressione verticale efficace esistente in sito [t/m^2]

q_c = resistenza di punta del penetrometro statico [t/m^2]

D_r = densità relativa [%]

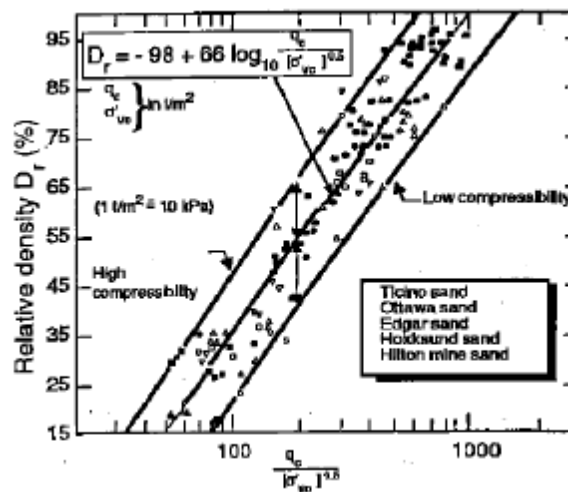


Figura 26 – Valutazione della Densità relativa, Jamiolkowski, 1985

L'andamento della densità relativa con la profondità è riportata in Figura 27.

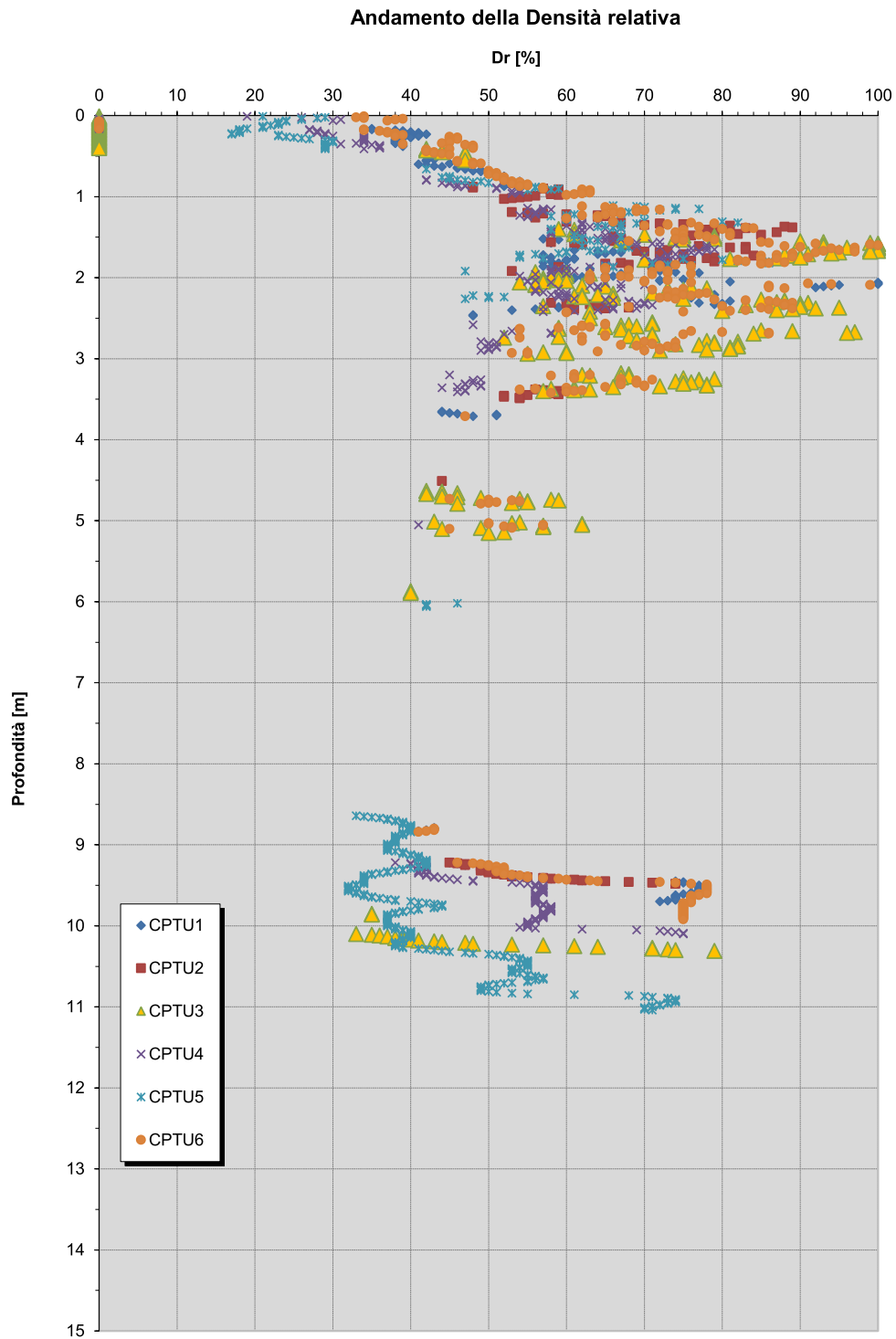


Figura 27 – Andamento DR da prove CPTU

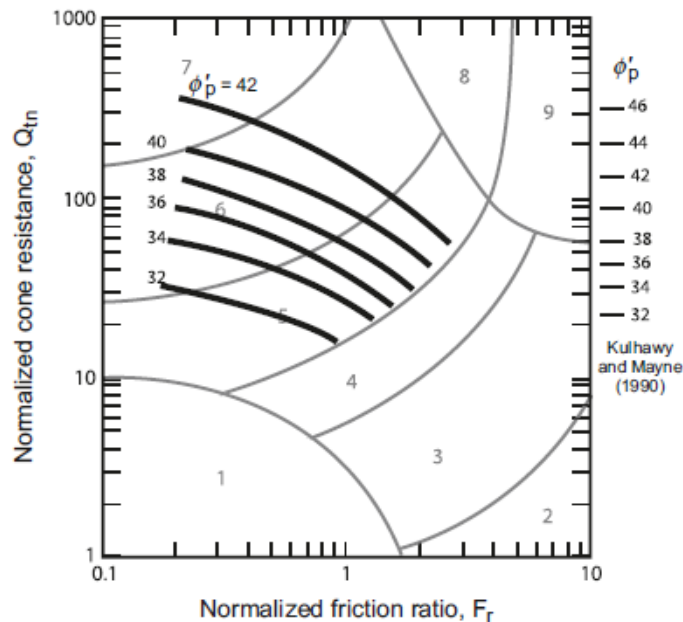
6.4.4 Caratteristiche di resistenza al taglio per unità incoerenti

Nel seguito si riassumono le caratteristiche di resistenza al taglio per l'unità limo sabbiose.

Per la stima dell'angolo d'attrito di picco da prove CPTU, è stata adottata la correlazione di Kulhawy e Mayne (1990) pari a:

$$\varphi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_{tn}) \quad \text{da utilizzare solo per } SBT_n = 5, 6, 7 \text{ e } 8$$

I valori di ϕ_p calcolati con la formula di Kulhawy e Mayne sono inseriti per confronto nella carta SBTn da cui si verifica che sono molto simili nella regione $1,8 < I_c < 2,2$; si noti come con l'aumentare di F_r (quindi con l'aumentare della compressibilità) Q_{tn} diminuisca per ϕ_p costante.



Il suo andamento è riportato nella Figura 28 in sovrapposizione con quelle desunti dalle prove CPTU.

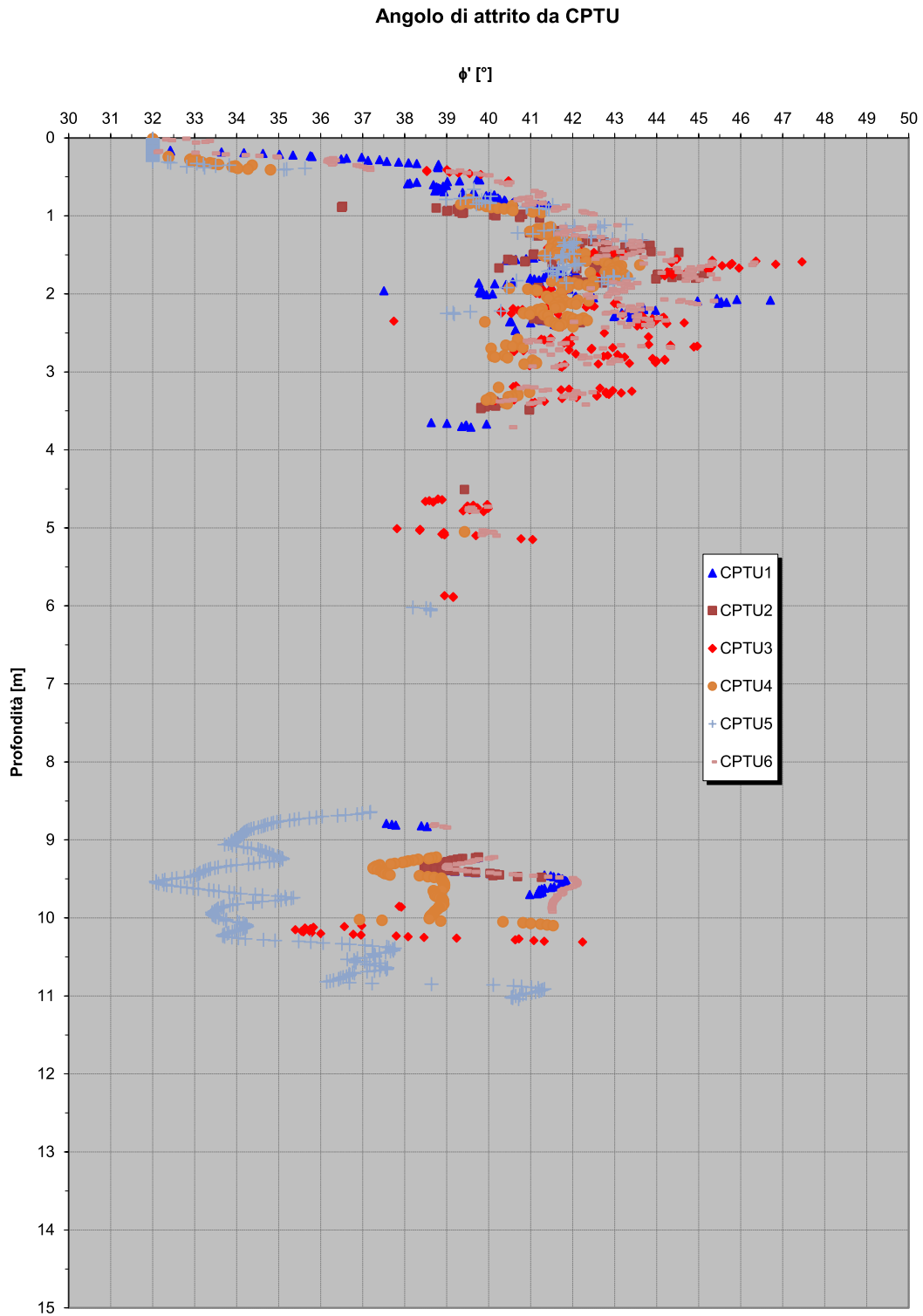


Figura 28 – Andamento angolo d'attrito da prove CPTU

6.5 CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITA'

La valutazione dei moduli di deformabilità confinati in condizioni drenate, è stata effettuata sulla base dei risultati delle prove:

- ✓ penetrometriche statiche CPTU
- ✓ penetrometriche dinamiche DPSH
- ✓ Prova sismica Down Hole

6.5.1 Moduli elastici iniziali

Il modulo di taglio (G_0) e quello di Young (E_0) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie ed associabili a piccole deformazioni, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni (risultati in kPa):

$$G_0 = (\gamma / p_a) \cdot V_s^2$$

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

dove:

γ = peso di volume naturale del terreno

p_a = pressione atmosferica par a 9.81 m/s^2 .

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

ν = coefficiente di Poisson

La velocità delle onde di taglio (V_s) da utilizzarsi nelle suddette formulazioni è ricavata dalla prova diretta Down Hole eseguita entro il foro di sondaggio S2.

Nella Figura 29 è riportato l'andamento delle Velocità delle Onde di Compressione (V_p) e Taglio (V_s).

Nella Figura 30 è riportato l'andamento della Velocità di Taglio (V_s).

Nella Figura 31 è riportato il modulo di taglio (G_0).

Nella Figura 32 è riportato il modulo di elasticità iniziale (E_0).

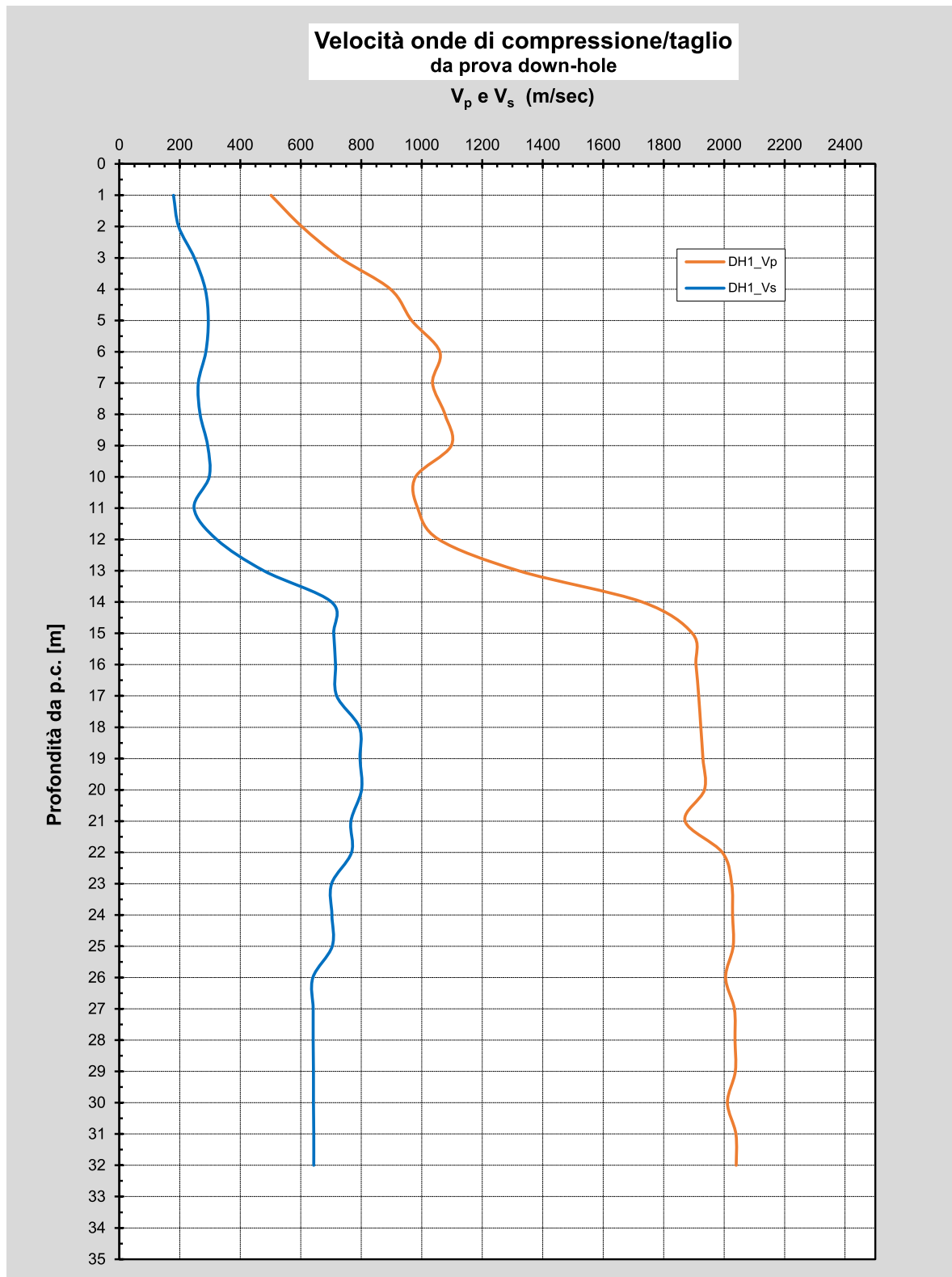


Figura 29 – Andamento delle Velocità di Compressione e Taglio da prova DH

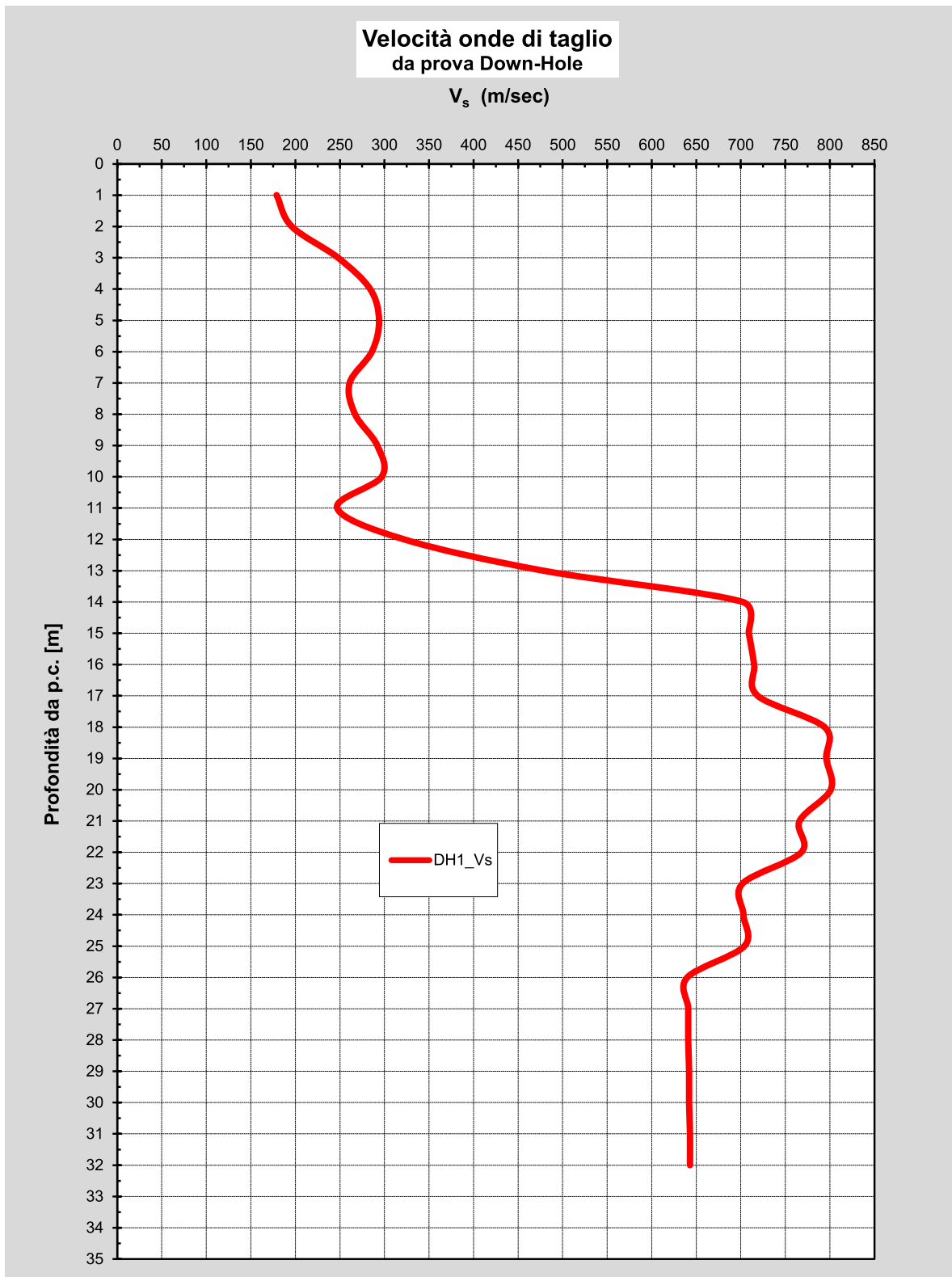


Figura 30 – Andamento delle Velocità di Taglio da prova DH

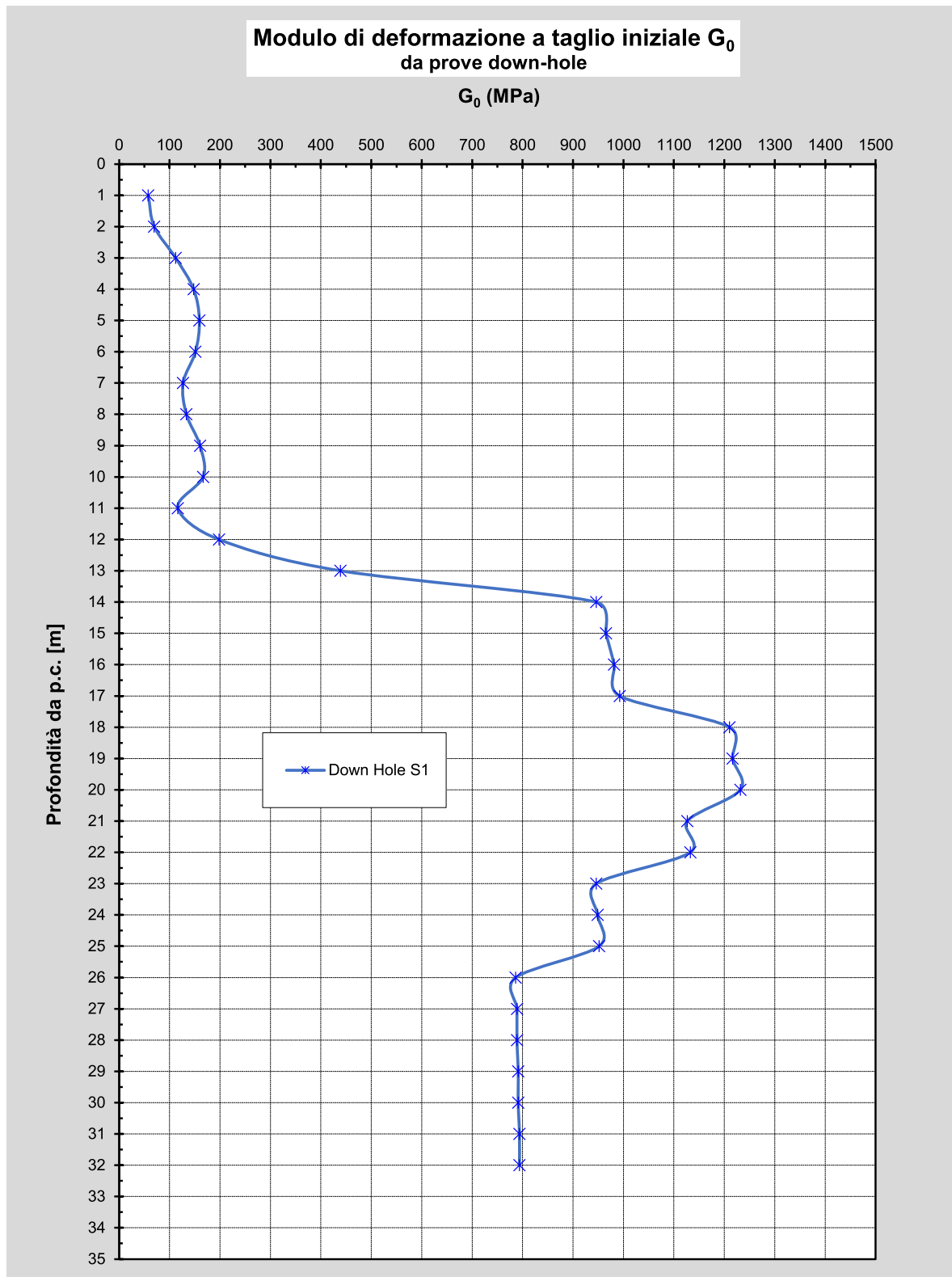


Figura 31 – Andamento Modulo di Taglio Iniziale G_0 da prova DH

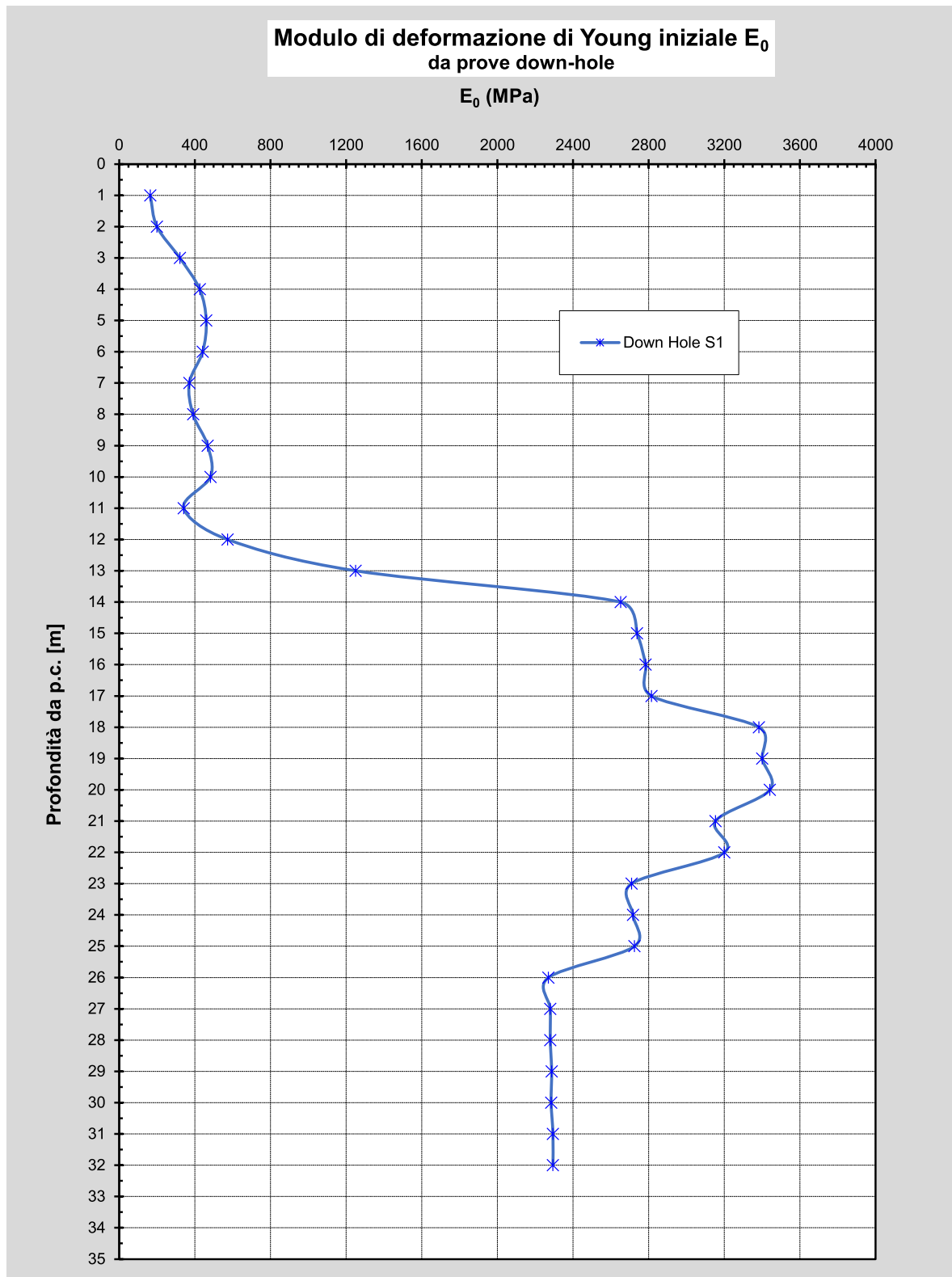


Figura 32 – Andamento Modulo Elastico Iniziale E_0 da prova DH

6.5.2 Moduli elastici operativi per terreni coesivi

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare.

I moduli elastici risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio. In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

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

- I moduli elastici iniziali
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto misurate in laboratorio o ricavabili dalla letteratura tecnica. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella figura seguente.

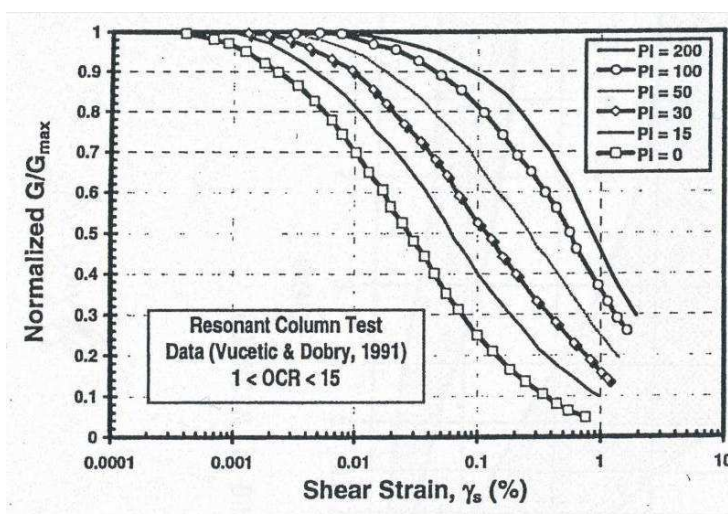


Figura 33 – Curve sperimentali del rapporto G/G_{max} da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

Nel caso in esame, essendo un problema di scarico-ricarico, i moduli di Young “operativi” $E_{operativo}$ sono assunti pari a $1 / (10 - 12) \cdot E_0$ o $(200 \div 300) \cdot c_u$.

Dal grafico suddetto si evince come i problemi di interesse nel presente progetto sono relativi a “Small Strains”.

Per determinare il modulo confinato di deformazione da prove penetrometriche statiche CPTU per terreni coesivi, viene utilizzata la correlazione di Mayne (2007) ove:

$$M = \alpha_M \cdot (q_t - \sigma_{v0}) \quad \text{MPa}$$

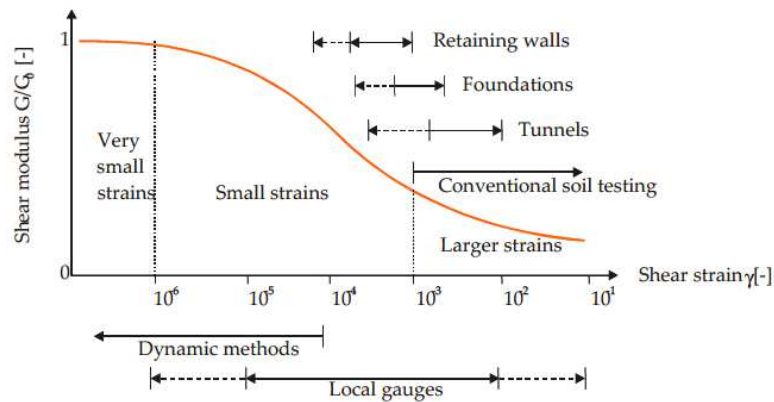
Se $I_c > 2.20$

$$\alpha_M = 14 \text{ per } Q_{tn} > 14$$

$$\alpha_M = Q_t \text{ per } Q_{tn} \leq 14$$

Nella Figura 26 è riportato l'andamento del Modulo Elastico per le Unità Coesive da tutte le prove eseguite.

a) Most real soils do not exhibit linear elastic behaviour prior to failure



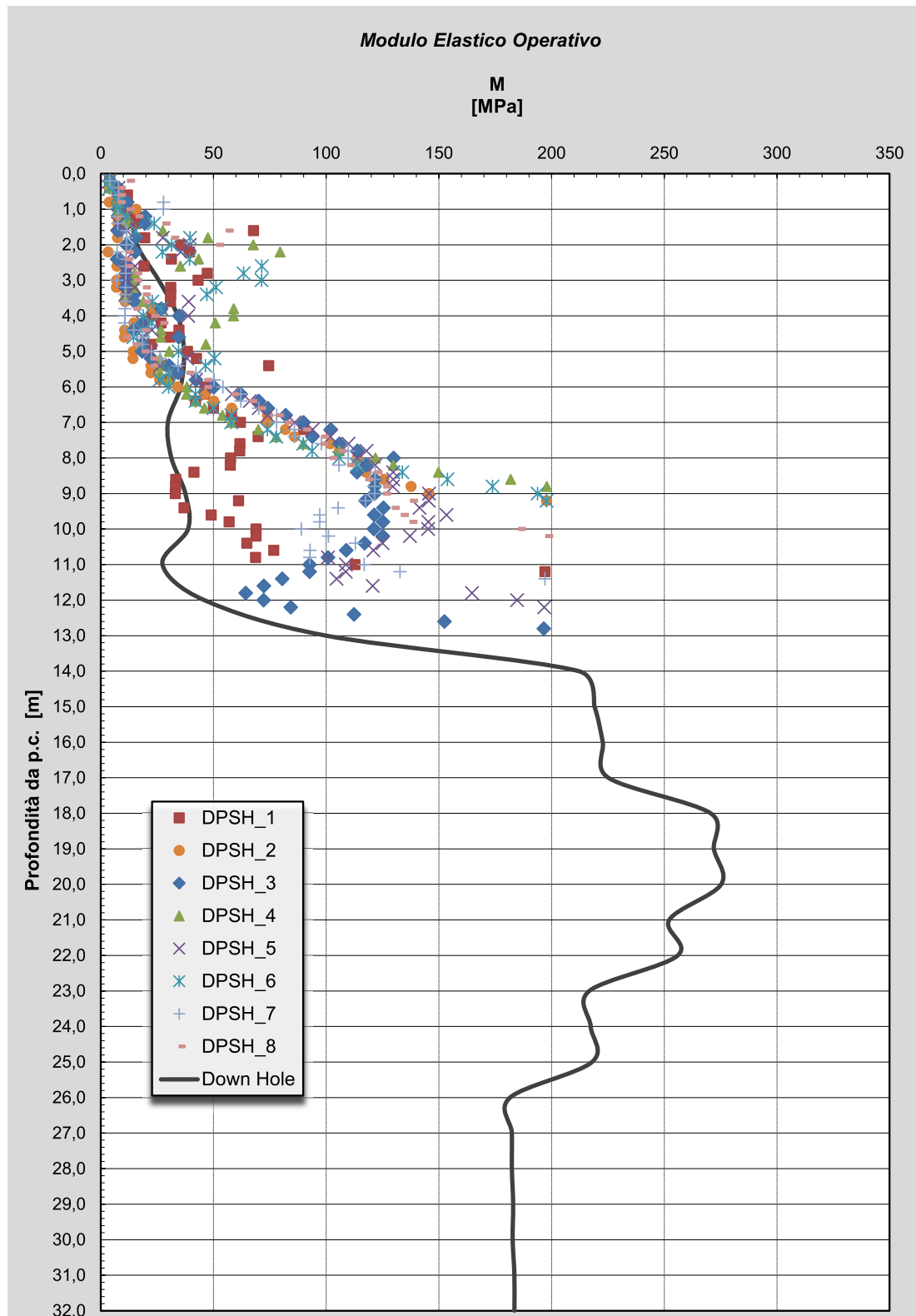


Figura 34 – Andamento del Modulo Elastico per Unità Coesive da prove DPSH

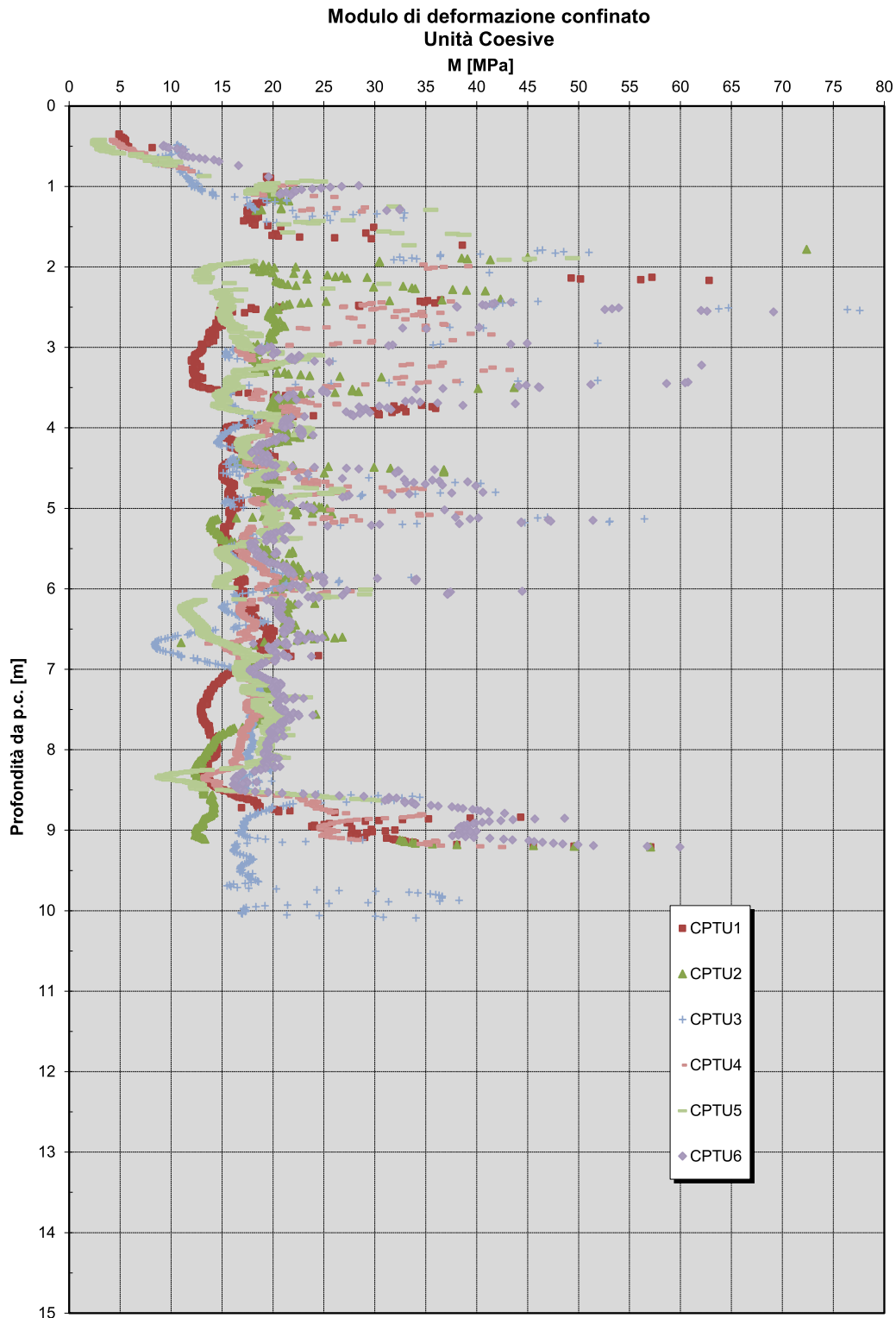
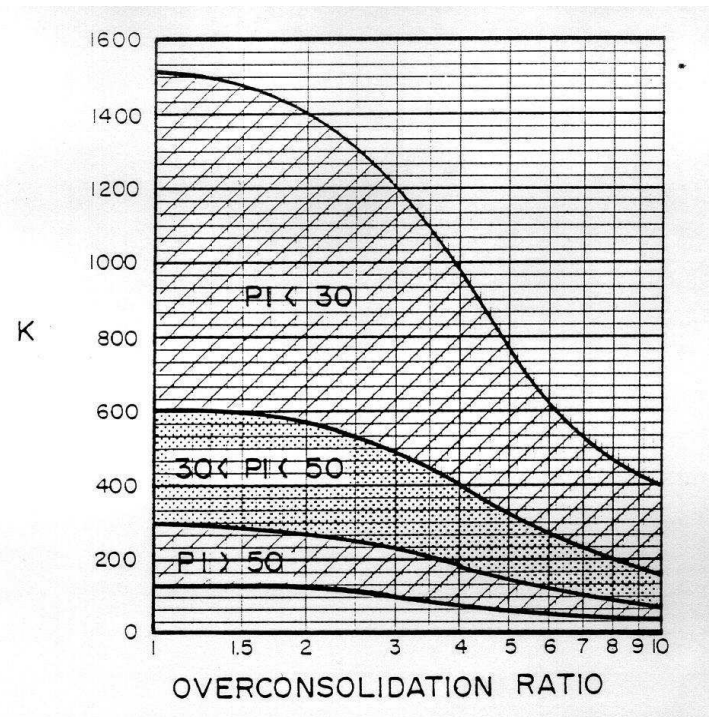


Figura 35 – Andamento del Modulo Elastico per Unità Coesive da prove CPTU

6.5.3 Moduli elastici operativi per terreni coesivi in condizioni non drenate

Per la valutazione dei cedimenti immediati dei rilevati il modulo di deformazione in condizioni non drenate (E_u) può essere stimato sulla base della correlazione empirica proposta da Duncan & Buchignani (1976) $E_u = k \cdot c_u$; il coefficiente k è valutato con il grafico di figura seguente, in funzione del grado di sovraconsolidazione del terreno e dell'indice di plasticità.



Considerando un OCR medio pari a 4 – 5 ed un $IP = 20 - 40$ si ottiene un $k = 500 - 800$.

7 PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base delle indagini in sito e laboratorio eseguite, è stato possibile ricostruire la successione stratigrafica media.

Unità LS - da p.c. a -3.5 m – Limi sabbiosi argillosi

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 24$	angolo di resistenza al taglio residuo
$c' = 10 \text{ kPa}$	coesione drenata residuo
$c_u = 180 \text{ kPa}$	coesione non drenata
$M = 30 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Unità LA/AL da -3.50 m a -11.0 m – Limi argillosi e Argille limose

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 15 \text{ kPa}$	coesione drenata
$c_u = 150 \text{ kPa}$	coesione non drenata
$M = 20 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Unità A(f) da -13.0 m a -32.0 m – Argilliti

$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 25 \text{ kPa}$	coesione drenata
$c_u = 300 \text{ kPa}$	coesione non drenata
$M = 60 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

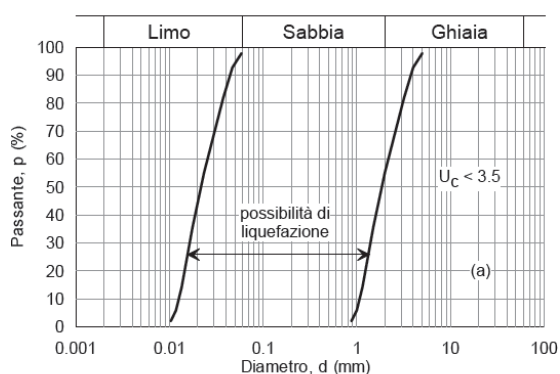
La falda si assume a quota -3.0 m da p.c.

8 VERIFICA A LIQUEFAZIONE

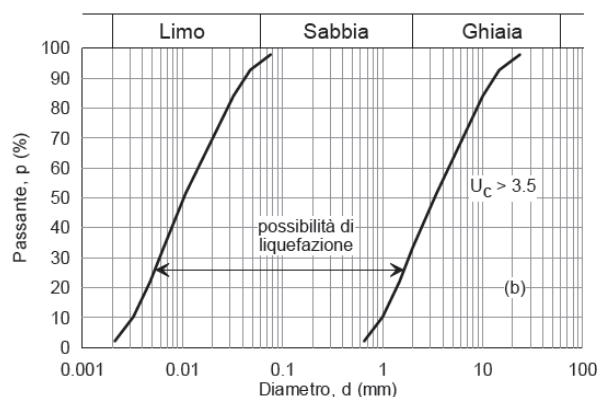
In terreni saturi sabbiosi sollecitati da azioni cicliche dinamiche, il termine liquefazione comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche. L'avvenuta liquefazione si manifesta attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.

Le NTC'18 al paragrafo 7.11.3.4.2 affermano che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. accelerazione massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel grafico a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$, e nel grafico b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.



a)



b)

nel caso in esame, i terreni interessati una distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel punto 4 del paragrafo precedente (si veda certificati di laboratorio).

Pertanto non è necessario effettuare la verifica a liquefazione.

9 FONDAZIONI

Vista la natura dei terreni si prescrive quanto di seguito:

- Si possono adottare fondazioni dirette quali plinti e travi rovesce
- La quota d'imposta dovrà risultare almeno a -1.50 m da piano campagna locale. Tale profondità potrà essere raggiunta anche utilizzando una sottofondazione con calcestruzzo magro (Rck 10/15)
- Viste le finiture di pregio previste, si dovranno ridurre i cedimenti assoluti e differenziali. Pertanto le pressioni in fondazione dovranno essere limitate.