



PROVINCIA
DI REGGIO EMILIA



COMUNE DI
REGGIO NELL'EMILIA

TANGENZIALE DI FOGLIANO - DUE MAESTA'

Comune di Reggio Emilia



PROVINCIA DI REGGIO EMILIA - Servizio Infrastrutture, Mobilità Sostenibile, Patrimonio ed Edilizia

IL DIRIGENTE: Dott.Ing. Valerio Bussei

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Arch. Francesca Guatteri

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE:



RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
Ing. Marcello Mancone

COORDINAMENTO PROGETTAZIONE
Ing. Alessandro Cecchelli

OPERE A VERDE, ASPETTI PAESAGGISTICI E
URBANISTICI
Arch. Maria Cristina Fregni

PROGETTAZIONE OPERE STRADALI
Ing. Alessio Gori

PROGETTAZIONE OPERE IDRAULICHE
Ing. Alessandro Cecchelli

PROGETTAZIONE OPERE STRUTTURALI
Ing. Luciano Viscanti

CANTIERIZZAZIONE E FASI
ESPROPRI ED INTERFERENZE
Ing. Stefano Simonini

PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI
Ing. Francesco Frassinetti

COMPUTI E CAPITOLATI
Geom. Riccardo Moriani

COORD. SICUREZZA IN PROGETTAZIONE
Geom. Stefano Caccianiga

TEAM DI PROGETTO
Ing. Alessandro Nesci
Ing. Stefano Tronconi
Ing. Lorenzo Faeti
Arch. Daniela Corsini
Arch. Valentina Iaia
Ing. Giulio Melosi

ELABORATO

GEOLOGIA GEOTECNICA E SISMICA

Relazione geotecnica e sismica

PARTE D'OPERA	DISCIPLINA	DOC. E PROG.	FASE	REV.
PD	GT	RT01	2	0

Cartella	File name	Prot.	Scala	Formato
02	PDGTRT01_20_5010	5010	-	A4

5					
4					
3					
2					
1					
0	EMISSIONE	DIC 2020	S.Tronconi	A.Cecchelli	M.Mancone
REV.	DESCRIZIONE	Data	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Il presente progetto è il frutto del lavoro dei professionisti associati in Politecnica. A termine di legge tutti i diritti sono riservati.
E' vietata la riproduzione in qualsiasi forma senza autorizzazione di POLITECNICA Soc. Coop.

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
1.1	VARIANTE STRADALE E SVINCOLO “TANGENZIALE SUD-EST”	3
1.2	OPERE D'ARTE PRINCIPALI	5
1.2.1	CV01- Opera di scavalco della Tang. Sud-SP114.....	6
1.2.2	P01- Ponte su Rio Acque Chiare (allungamento opera esistente).....	6
1.2.3	ST01-Sottopasso scatolare ciclopedonale (allungamento opera esistente)	6
1.2.4	ST02-Sottopasso scatolare ciclopedonale (allungamento opera esistente)	7
1.2.5	P02 -Ponte su Rio Lavachiello (Rio di Fogliano).....	7
1.3	OPERE D'ARTE MINORI	7
1.3.1	Muri di sostegno rampe di ingresso/uscita dallo Svincolo Tang.Sud	7
1.3.2	Attraversamenti idraulici principali	8
1.3.3	Tombini idraulici secondari e tubazioni di continuità della rete irrigua.....	8
1.4	IMPIANTI PER L'ILLUMINAZIONE DELLE INTERSEZIONI.....	9
1.5	OPERE IDRAULICHE E DI GESTIONE DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA	9
1.6	INTERVENTI DI COMPENSAZIONE AMBIENTALE.....	9
2	NORMATIVA	10
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE	11
3.1	Indagini in sito	11
3.2	Indagini di laboratorio.....	13
3.3	Indagini sismiche	14
4	CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA	15
5	LIVELLI PIEZOMETRICI	16
6	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	17
6.1	Individuazione litologica da prove CPTU.....	17
6.2	Parametri geotecnici da prove in sito	31
6.2.1	6.2.1 Peso di volume del terreno	31
6.2.2	6.2.2 Caratteristiche di storia tensionale – Grado di sovraconsolidazione.....	31

6.2.3	Caratteristiche di resistenza al taglio per unità coesive	32
6.3	Densità relativa D_R	38
6.3.1	Unità prevalentemente sabbiose – Densità relativa D_R da prove CPTU.....	38
6.3.2	Unità prevalentemente ghiaiose – Densità relativa D_R da prove SPT	40
6.4	Caratteristiche di resistenza al taglio per unità incoerenti	43
6.4.1	Angolo di resistenza al taglio da prove CPTU	43
6.4.2	Angolo di resistenza al taglio da prove SPT.....	43
6.5	Caratteristiche di deformabilità	48
6.5.1	Moduli elastici iniziali	48
6.5.2	Moduli elastici operativi Terreni Coesivi	54
6.5.3	Moduli elastici operativi Terreni Coesivi in condizioni non drenate.....	56
6.5.4	Moduli elastici operativi Terreni Incoerenti	56
7	PARAMETRI GEOTECNICI	61
8	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	62
8.1	Azione sismica di riferimento.....	62
8.2	Verifiche di liquefazione.....	63
8.2.1	Analisi liquefazione	64
9	PIANI DI POSA DI RILEVATI STRADALI.....	70
10	VALUTAZIONE DELLA PORTANZA PALI	78
10.1	CAPACITA' PORTANTE DEI PALI A CARICHI VERTICALI	79
10.1.1	Determinazione della resistenza di progetto a compressione	79
10.1.2	Terreni stratificati	83
10.2	CARICO LIMITE NEI RIGUARDI DEI CARICHI TRASVERSALI.....	83
10.3	DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE	85
10.3.1	Opera di scavalco SP114 e su Rio Acqua Chiara	85
10.3.2	Opera sul Rio Lavacchiello	88

1 PREMESSA

La nuova tangenziale in progetto prevede uno sviluppo di circa 3.350 ml e comprende la realizzazione delle opere infrastrutturali di seguito presentate in forma sintetica.



Figura 1.1 – Inquadramento del progetto

1.1 VARIANTE STRADALE E SVINCOLO “TANGENZIALE SUD-EST”

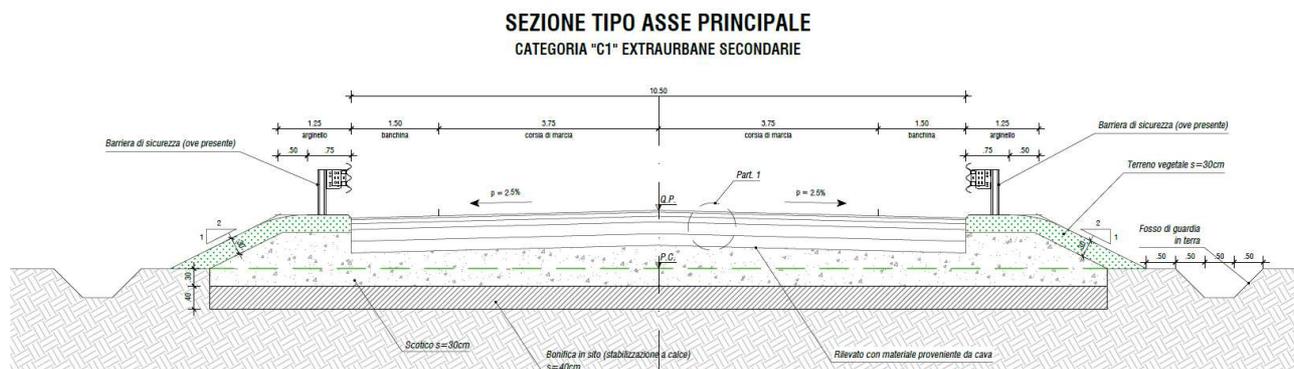
Il tracciato della variante di progetto si sviluppa per circa 3.350,00 ml, staccandosi dalla Tangenziale Sud Est – Viale Piacentini all'altezza del sottopassaggio della linea ferroviaria Reggio – Scandiano e correndo in parallelo alla stessa ferrovia, fino al raccordo con Via Fermi a sud di Fogliano. Lo svincolo con Viale Piacentini è risolto da una intersezione a due livelli con corsie di uscita ed immissione separate e con la sola svolta a destra; per il collegamento delle corsie poste a nord e a sud rispetto alla tangenziale si prevede la realizzazione di un'opera di scavalco che sovrappassa proprio la Tangenziale esistente a fianco del sovrappasso ferroviario.

In rispondenza alle risultanze delle analisi trasportistiche ed allo scopo di evitare il congestionamento della rotatoria esistente tra la tangenziale e via Martiri di Cervarolo, è stata prevista la realizzazione sul lato nord della rotatoria di una corsia by-pass dedicata alla svolta continua in direzione Reggio Emilia centro città. Per migliorare ulteriormente la funzionalità ed il livello di servizio del nodo di svincolo, tra la rampa in immissione sulla tangenziale e la corsia by-pass della rotatoria è stato previsto l'inserimento di una corsia aggiuntiva di scambio, che potrà essere percorsa in continuità per i veicoli diretti da sud verso centro città e consentirà al contempo di agevolare la distribuzione tra i vari flussi di traffico convergenti sul nodo.



Figura 1.2 – Svincolo Tangenziale Sud

Le corsie di diversione e la nuova tangenziale confluiscono in una prima rotatoria (ROTATORIA 1) che funge da smistamento del traffico dal nuovo asse alle corsie e viceversa. La tangenziale segue grosso modo il tracciato della ferrovia Reggio – Scandiano, mantenendosi sempre ad una distanza superiore ai 30,00 ml di rispetto dai binari, passa tra gli edifici esistenti ad una distanza superiore ai 40,00 ml, interseca Via Anna Frank con una intersezione a rotatoria (ROTATORIA 2) e poi prosegue in direzione sud.



All'altezza della stazione ferroviaria di Fogliano è prevista in progetto la realizzazione di un innesto a "T" con sola svolta a destra su via Campana; nello stesso nodo è prevista la futura realizzazione di una intersezione a rotatoria da parte del Comune con contestuale realizzazione di un ramo di collegamento in direzione del centro di Fogliano.

Il tracciato poi, dopo alcune centinaia di metri, piega verso ovest per il ricongiungimento con la viabilità esistente, in questo tratto chiamata Via Enrico Fermi, che avverrà con una intersezione a rotatoria all'altezza del campo sportivo di Fogliano.

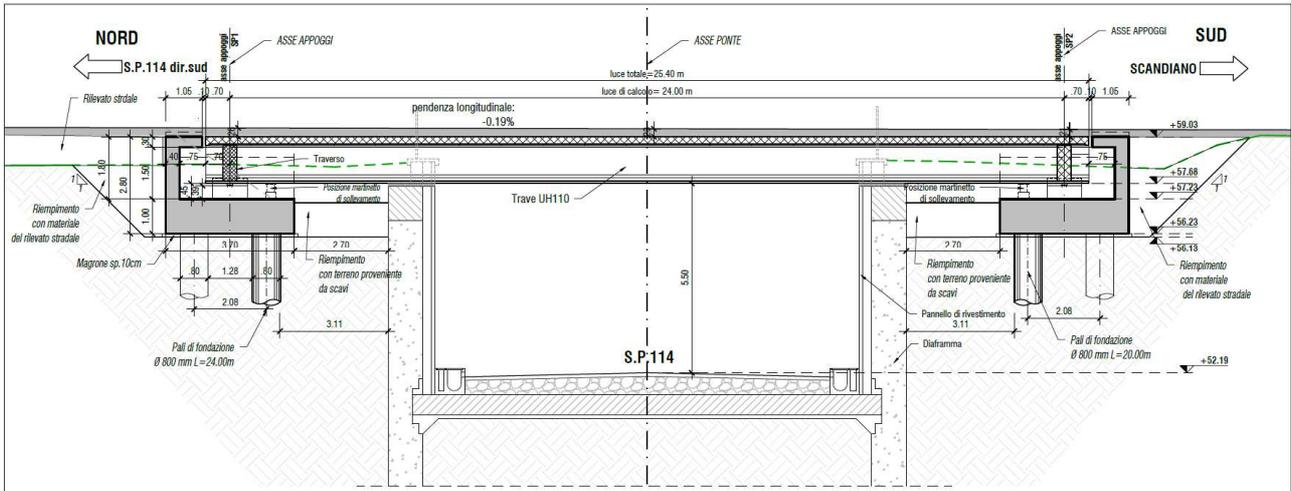
A fianco della nuova strada, tra la nuova infrastruttura e la ferrovia, si prevede la realizzazione di una pista di servizio e manutenzione che consentirà l'accesso alle aree a verde che si troveranno intercluse tra la nuova variante stradale ed il tracciato ferroviario.

Il progetto interessa una fascia di terreno destinata all'attività agricola, con una elevata qualità paesaggistica che nel tratto tra la Sud Est ed il Canale di Secchia si concretizza in un Sito di Interesse Comunitario (SIC).

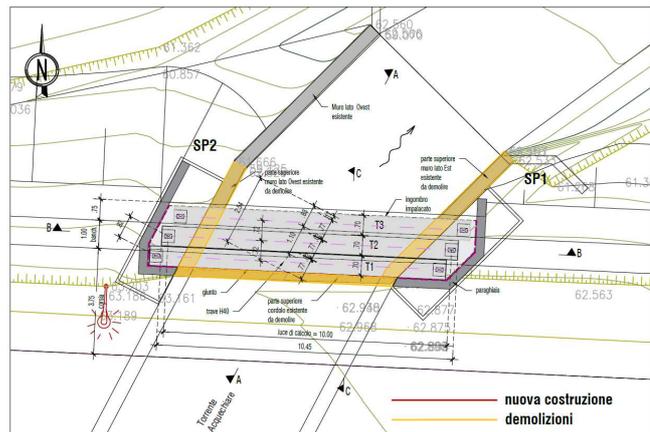
1.2 OPERE D'ARTE PRINCIPALI

Si presentano a seguire le opere principali previste in progetto.

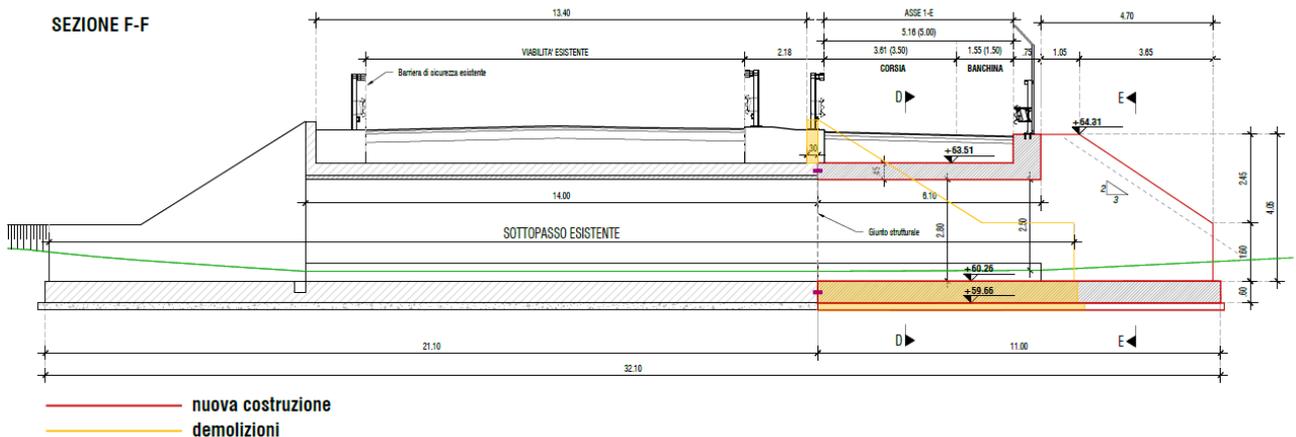
1.2.1 CV01- Opera di scavalco della Tang. Sud-SP114



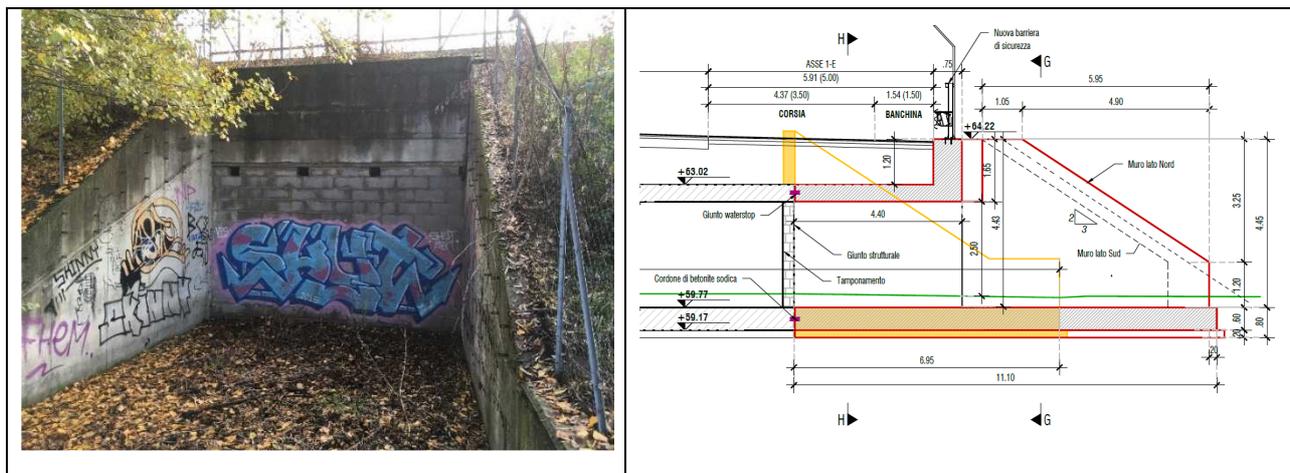
1.2.2 P01- Ponte su Rio Acque Chiare (allungamento opera esistente)



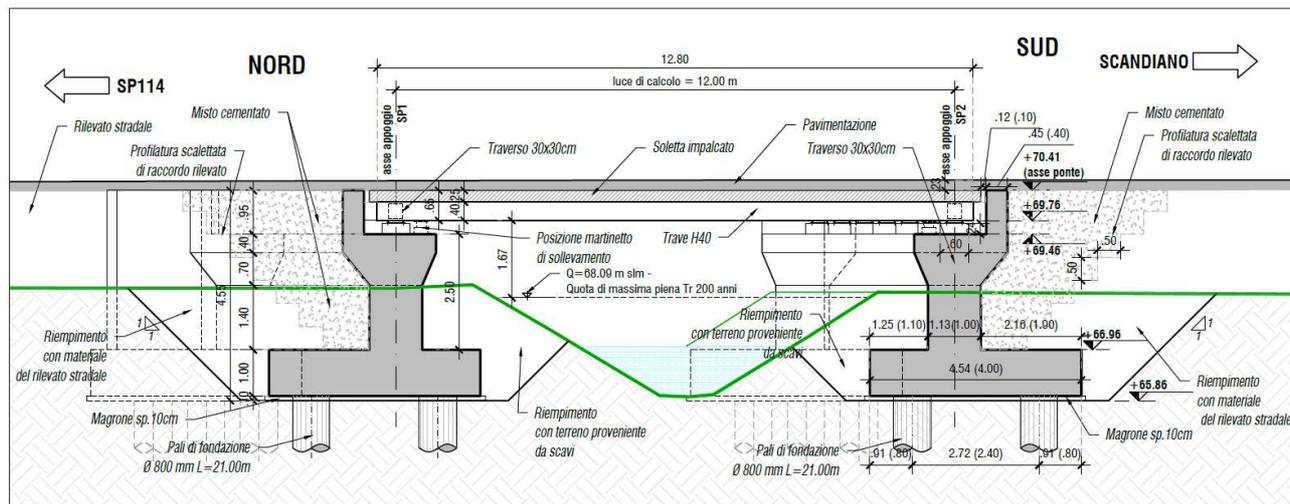
1.2.3 ST01-Sottopasso scatolare ciclopedonale (allungamento opera esistente)



1.2.4 ST02-Sottopasso scatolare ciclopedonale (allungamento opera esistente)



1.2.5 P02 -Ponte su Rio Lavachiello (Rio di Fogliano)

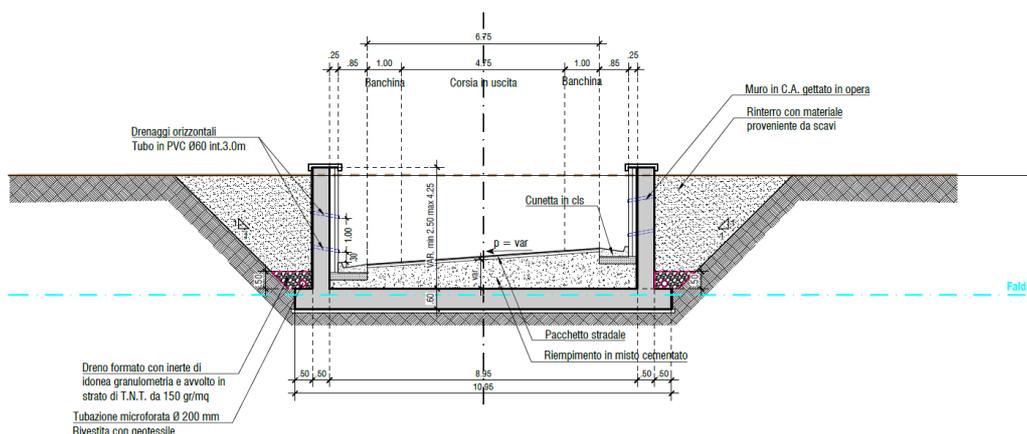


1.3 OPERE D'ARTE MINORI

Le opere d'arte minori previste in progetto si articolano come di seguito riportato:

1.3.1 Muri di sostegno rampe di ingresso/uscita dallo Svincolo Tang.Sud

- OS01 - Muri di sostegno su rampa di svincolo-Asse 1U
- OS02 - Muri di sostegno su rampa di svincolo-Asse 2E



1.3.2 Attraversamenti idraulici principali

- TP01-Tombino sifonato doppio 2,00x2,00m su Canale di Secchia
- TP02-Tombino scatolare 3,00x2,50m su Fossetta di Fogliano 1°
- TP03-Tombino scatolare 3,00x2,50m su Fosso Francesca
- TP04-Tombino scatolare 3,00x2,50m su Rio Valcavi

1.3.3 Tombini idraulici secondari e tubazioni di continuità della rete irrigua

- TS01-Tombino circolare n°1 DN500mm
- TS02-Tombino circolare n° 1 DN500mm
- TS03-Tombino circolare n° 1 DN500mm
- TS04-Tombino circolare n° 3 DN500mm su Condotta Bazarola
- TS05-Tombino circolare n° 2 DN500mm
- TS06-Tombino circolare n° 3 DN500mm su Fosso Braiola
- TS07-Tombino circolare n° 1 DN500mm
- TS08-Tombino circolare n° 1 DN500mm
- TS09-Tombino circolare n° 1 DN500mm
- TS10-Tombino circolare n° 1 DN500mm
- TS11-Tombino circolare n° 2 DN500mm
- TS12-Tombino circolare n° 3 DN500mm
- TS13-Tombino circolare n° 2 DN500mm
- TC01-Tubazione di continuità DN300 su Fosso Braiola
- TC02-Tubazione di continuità DN300 su canaletta pensile di Fogliano

2 NORMATIVA

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"
- Raccomandazioni AGI giugno 1977 "Raccomandazione sui pali di fondazione"
- 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 della Tangenziale di Fogliano, è stata eseguita nell'Ottobre – Novembre 2020, una campagna d'indagine dalla ditta Prove Penetrometriche S.r.l. di Castelnuovo Rangone (MO).

3.1 INDAGINI IN SITO

Le prove eseguite sono le seguenti:

- n°9 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU), spinte ad una profondità compresa tra 7.30 e 18.39 m da piano campagna;
- n°2 sondaggi a carotaggio continuo denominati S1 e S2 spinti ad una profondità massima rispettivamente di 30.0 m e 35.0 m. Durante l'esecuzione del sondaggio sono state eseguite le seguenti attività:
 - rilievo stratigrafico
 - rilievo speditivo sul materiale coesivo mediante prove con pocket penetrometer (adeguato fondo scala) passo 20 cm;
 - prelievo di campioni indisturbati di materiale coerente
 - prove SPT all'interno delle unità incoerenti ghiaiose
 - installazione di piezometri a tubo aperto per il monitoraggio della falda nel foro di sondaggio S1
 - installazione di tubo in PVC nel sondaggio S2, per eseguire prova Down Hole.
- n°3 sondaggi a distruzione di nucleo con installazione di tubi piezometrici posti a varie profondità, per monitorare le falde presenti nei vari livelli ghiaiosi a profondità differenti;
- n°6 pozzetti esplorativi sino alla profondità di 1.0 m da p.c. eseguiti con escavatore. All'interno dei vari pozzetti si prevede di eseguire le seguenti prove:
 - n°6 prove di carico su piastra (doppio ciclo)
 - prelievo di n°6 campioni disturbati da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico e alle analisi di laboratorio per lo studio della miscela per la stabilizzazione a calce.

Sui campioni disturbati si prevedono di eseguire le seguenti prove di laboratorio:

- Apertura campione, descrizione geotecnica e prove speditive di consistenza;
- Determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- Peso specifico dell'unità di volume e dei grani;
- Analisi granulometrica completa meccanica + sedimentazione;
- Limiti di Atterberg;
- Indice del blu di metilene
- Contenuto di sostanze organiche e solfati

Una volta classificati secondo la UNI10006 il terreno tal quale, è stata eseguita un'unica miscela di terra e confezionati due campioni di miscela terra-acqua-calce adottando un contenuto di calce pari al 2.5% e 3.5%.

Su ciascuna miscela sono state eseguite le seguenti prove:

- ✚ Indice CBR imbibito 4 giorni in acqua e con una maturazione a 7 e 28 giorni;
- ✚ Definizione della curva Proctor Modificata;
- ✚ Determinazione del grado di rigonfiamento di volume R;
- ✚ Resistenza a compressione Rc a 7 e 28 giorni.
- n°4 stendimenti sismici tipo MASW+HVSr.
- N°1 prova Down Hole all'interno del foro di sondaggio S2.

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

Codice	Tipo d'indagine	Profondità [m]
CPTU1	Piezocono	7.30
CPTU2	Piezocono	15.36
CPTU3	Piezocono	15.41
CPTU4	Piezocono	18.39
CPTU5	Piezocono	14.56
CPTU6	Piezocono	15.38
CPTU7	Piezocono	12.67
CPTU8	Piezocono	8.63
CPTU9	Piezocono	17.08

QUADRO RIASSUNTIVO DEI SONDAGGI STRATIGRAFICI ESEGUITI

Codice	Tipo d'indagine	Profondità [m]	Prelievo Campioni	Prove in foro	Attrezzatura sondaggio
			Indisturbati		
S1_Pz	Sondaggio c.c.	30.0	n°3	n°5	Piezometro
S2_DH	Sondaggio c.c.	35.0	n°4	n°1	Down Hole

3.2 INDAGINI DI LABORATORIO

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo sono stati prelevati dei campioni indisturbati (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
- Peso specifico dell'unità di volume e dei grani
- Analisi granulometrica completa meccanica + sedimentazione
- Limiti di Atterberg
- Determinazione della coesione e angolo d'attrito mediante prova di taglio diretto TxCD
- Determinazione della coesione non drenata mediante prova triassiale TxUU

Sondaggio	-	S1	S1	S1	S2	S2	S2	S2
Campione	-	1	2	3	1	2	3	4
Unità	-	AL	SL	SL	LA	AL	SL	AL
Prof.	m	2.20	12.00	23.00	3.00	9.00	15.20	21.60
Granulometria								
G	%	0.0	1.1	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0
S	%	25.4	58.5	52.4	21.4	1.8	74.1	3.7
L +A	%	74.6	40.4	47.3	78.6	98.2	25.9	96.3
L	%	31.6	24.1	28.0	43.1	25.4	15.3	44.0
A	%	43.0	16.3	19.3	35.5	72.8	10.6	52.3
D50	mm							
Limiti di Atterberg								
W _L	%	54.7	35.0	42.5	43.6	55.8	31.1	52.2
W _P	%	26.8	--	--	22.1	33.0	--	27.4
I _c	-							
I _p	%	27.9			21.5	22.8		24.8
Caratteristiche fisiche								
γ _N	kN/m ³	19.2	18.8	18.6	19.1	18.5	18.7	18.3
γ _s	kN/m ³							
G _s	-							
w _N	%	26.8			22.1	33.0	30.3	27.4
e	-							
S	%							
Resistenza non drenata								
TX-UU	kPa	319.0	56.0	36.0	71.0	129.0	44.0	64.0
Resistenza drenata								
(TD) c	kPa	16.0			11.2			
(TD) f	°	23.4			28.4			

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

Nell'elaborato PDIGA001_20_5010 Planimetria ubicazione indagini geognostiche e ambientali, è riportata l'ubicazione in pianta di tutte le indagini eseguite lungo il tracciato.

3.3 INDAGINI SISMICHE

È stata eseguita n°1 prova Down Hole all'interno del foro di sondaggio S2. Dalla prova Down Hole è stato possibile definire la velocità delle onde di taglio con la profondità e quindi di stimare la $V_{s,30}$ per la determinazione della categoria sismica di sottosuolo a partire da p.c..

Sono state inoltre eseguite n°4 prove Masw lungo il tracciato oltre a n°4 prove HRSV.

Nella tabella seguente sono riportati le velocità misurate, da cui si evince che la Categoria di Suolo è tipo C.

Sigla prova	S2_DH	MASW1	MASW2	MASW3	MASW4
$V_{s,30}$ [m/s]	243	278	265	271	256
Categoria sottosuolo	C	C	C	C	C

4 CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA

Sulla base delle indagini in sito eseguite (CPTU e Sondaggi), 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. Pertanto la caratterizzazione geomeccanica delle unità coesive, si basa sulla rielaborazione delle prove penetrometriche.

Mentre per le unità incoerenti ghiaiose, si basa sull'interpretazione delle prove SPT.

In particolare sono state individuate le seguenti unità litologiche:

- **UNITA' LA/AL** – Limi argillosi e Argille limose con intercalazioni sabbiose
- **UNITA' GS** – Ghiaie in matrice sabbiosa.

5 LIVELLI PIEZOMETRICI

Nel corso della campagna d'indagine sono stati installati in prossimità del sovrappasso alla tangenziale, n°4 piezometri a tubo aperto finestrati a varie profondità:

1. S1_Pz: fessurato da 26.0 a 29.0 m
2. Pz2: fessurato da 17.0 m a 22.0 m
3. Pz3: fessurato da 6.0 a 8.0 m
4. Pz4: fessurato da 3.0 a 4.5 m.

Dal monitoraggio della falda è emerso che nel sondaggio S1_Pz la falda posta all'interno dell'acquifero tra 26.5 e 29.0 m, è in pressione e si riequilibra a +0.73 m da p.c..

Nel sondaggio invece PZ2 la falda è in pressione e si equilibra a +0.40 m da p.c..

Nel sondaggio Pz3 la falda è stata rilevata a -3.80 m da p.c..

Nel sondaggio Pz4 la falda è stata rilevata a -3.60 m da p.c..

Lungo il tracciato sono state inoltre eseguite n°9 prove CPTU in cui è stato possibile determinare un livello piezometrico compreso tra 1.0 m e 5.4 m, come da tabella seguente.

Prova	profondit... falda (m)
CPTU 1	2,8
CPTU 2	2,5
CPTU 3	5,4
CPTU 4	1,0
CPTU 5	1,2
CPTU 6	1,2
CPTU 7	1,2
CPTU 8	2,2
CPTU 9	4,6

Pertanto ai fini progettuali si considera un andamento della falda come Profilo Geotecnico.

6 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 e di resistenza sui campioni indisturbati prelevati nei fori di sondaggio;
- ✓ prova sismica Down Hole.

6.1 INDIVIDUAZIONE LITOLOGICA 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 2):

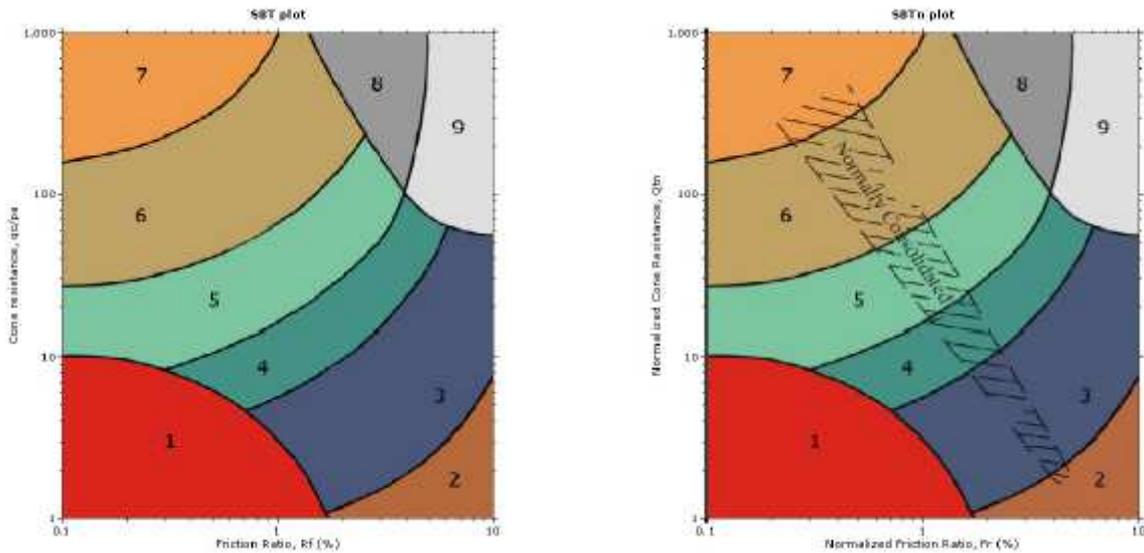
$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100 \quad Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

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 3.

$$Bq = \left(\frac{U2 - U0}{qt - \sigma v} \right)$$



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 - F_r (Robertson, 2010)

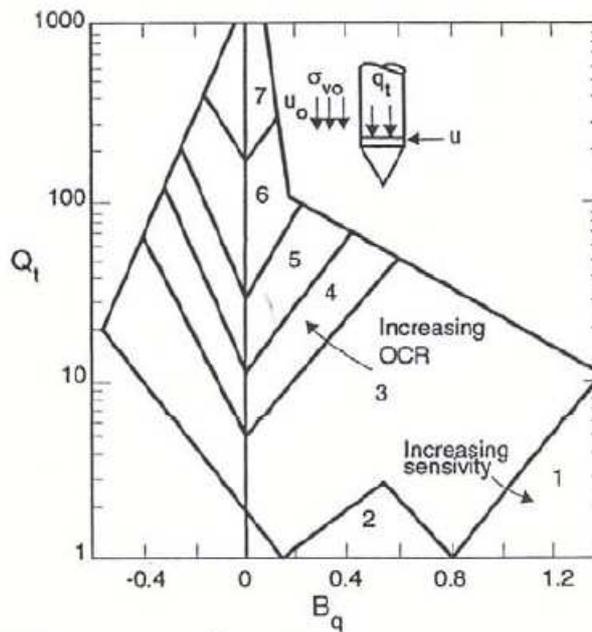
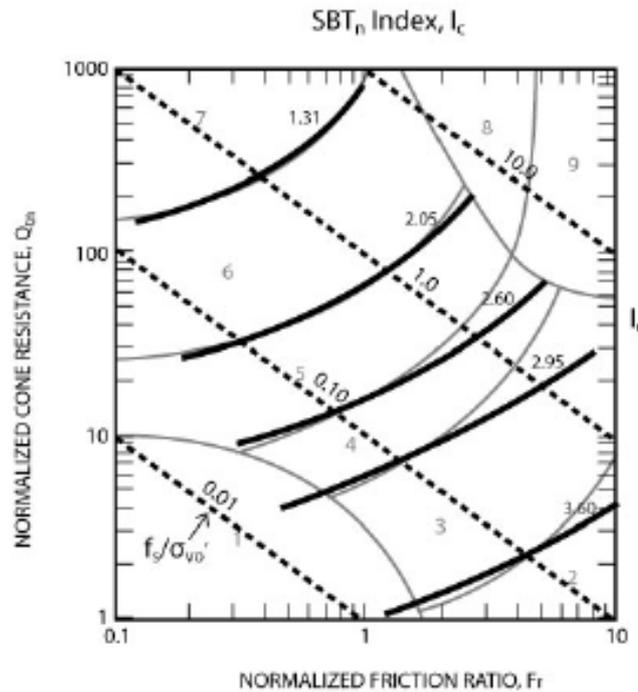


Figura 4 - Carta di Classificazione del terreno normalizzata secondo Q_t - B_q (Robertson, 2010)

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.



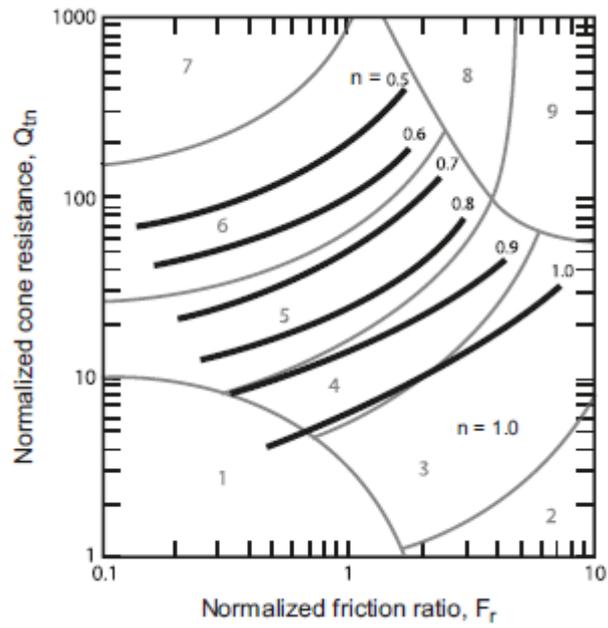
Zone	Soil Behavior Type	I_c
1	Sensitive, fine grained	N/A
2	Organic soils – clay	> 3.6
3	Clays – silty clay to clay	2.95 – 3.6
4	Silt mixtures – clayey silt to silty clay	2.60 – 2.95
5	Sand mixtures – silty sand to sandy silt	2.05 – 2.6
6	Sands – clean sand to silty sand	1.31 – 2.05
7	Gravelly sand to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

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

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.

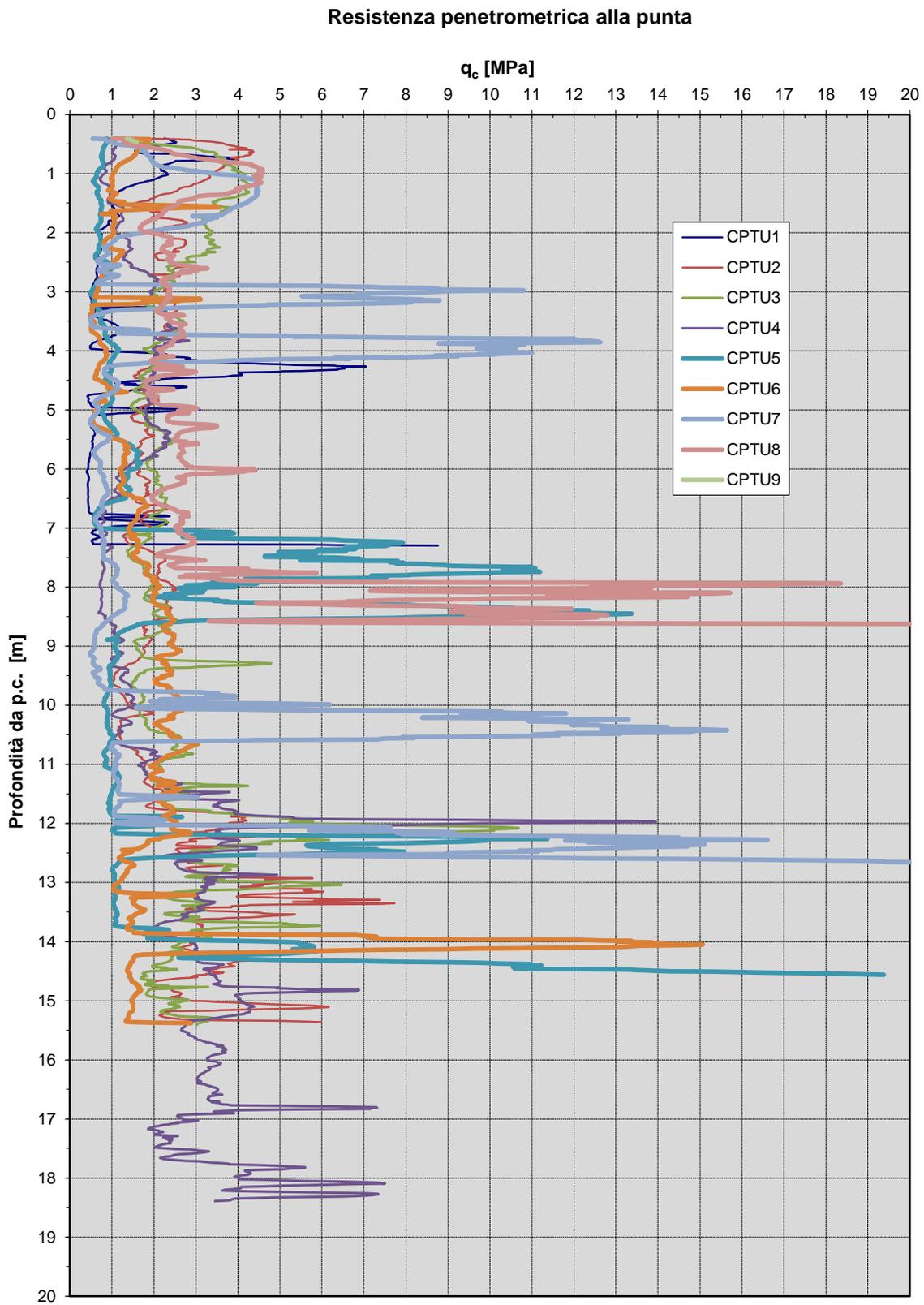


Figura 5 – Prove penetrometriche CPTU

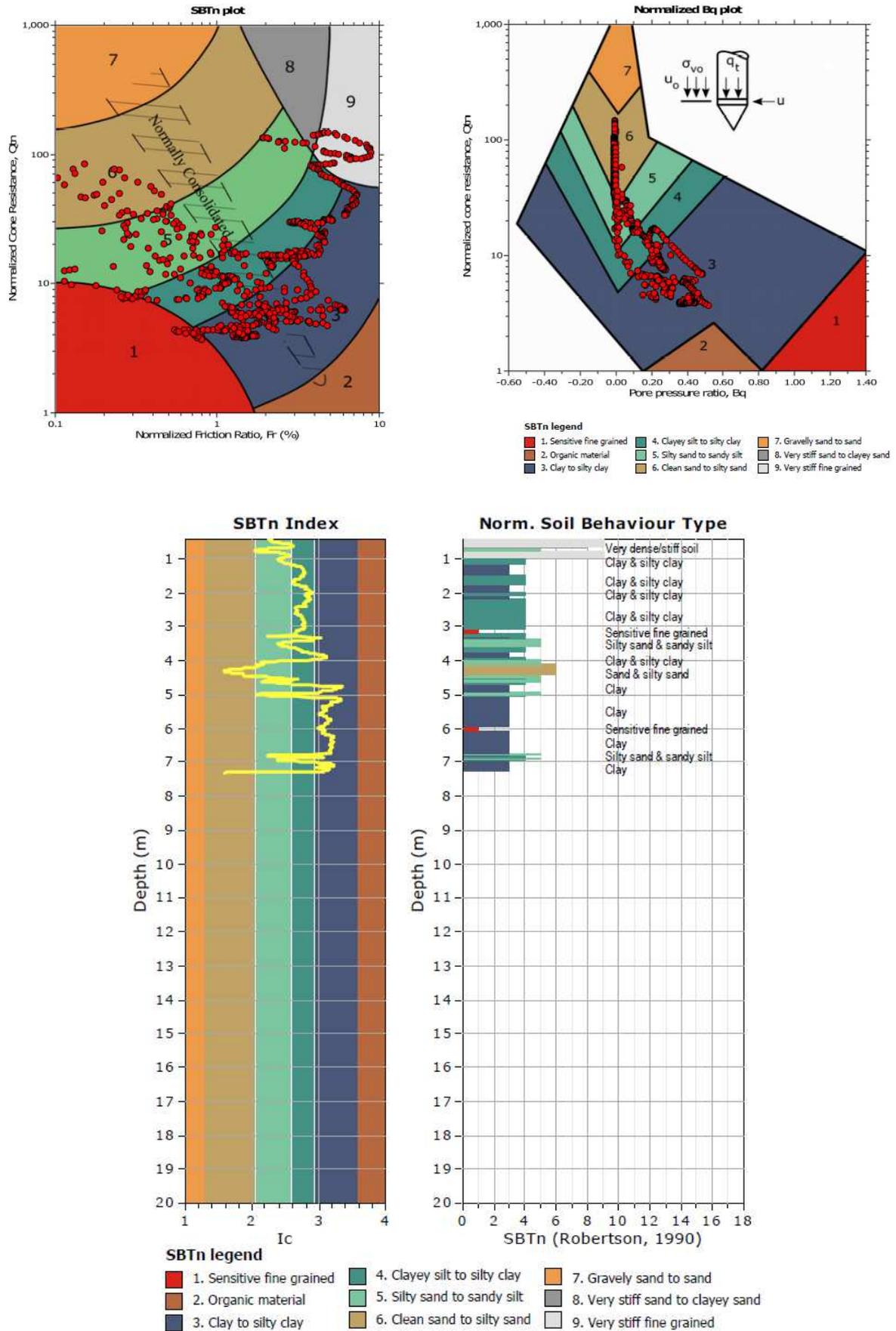


Figura 6 – Prova penetrometrica con piezocono – CPTU1

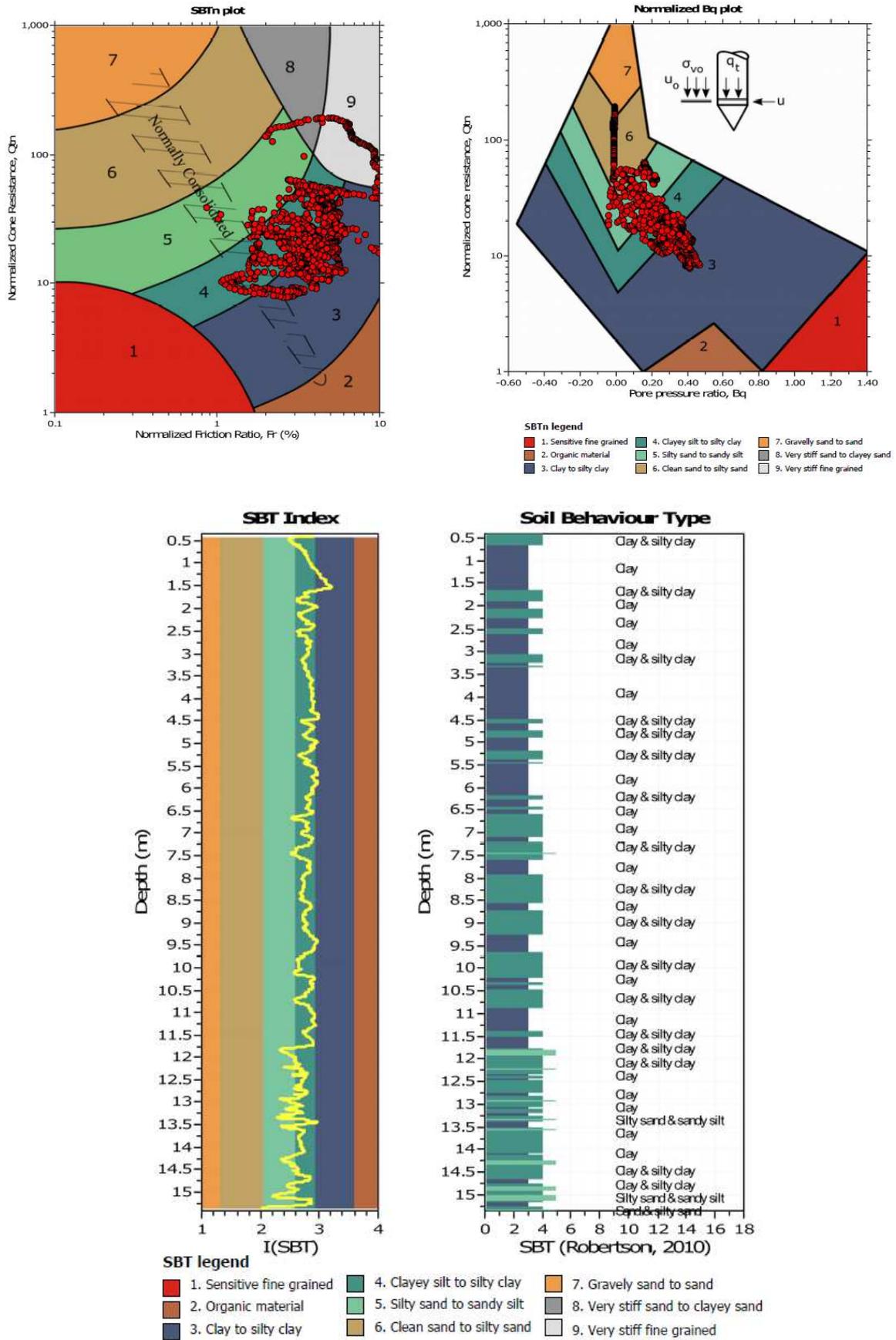


Figura 7 – Prova penetrometrica con piezocono – CPTU2

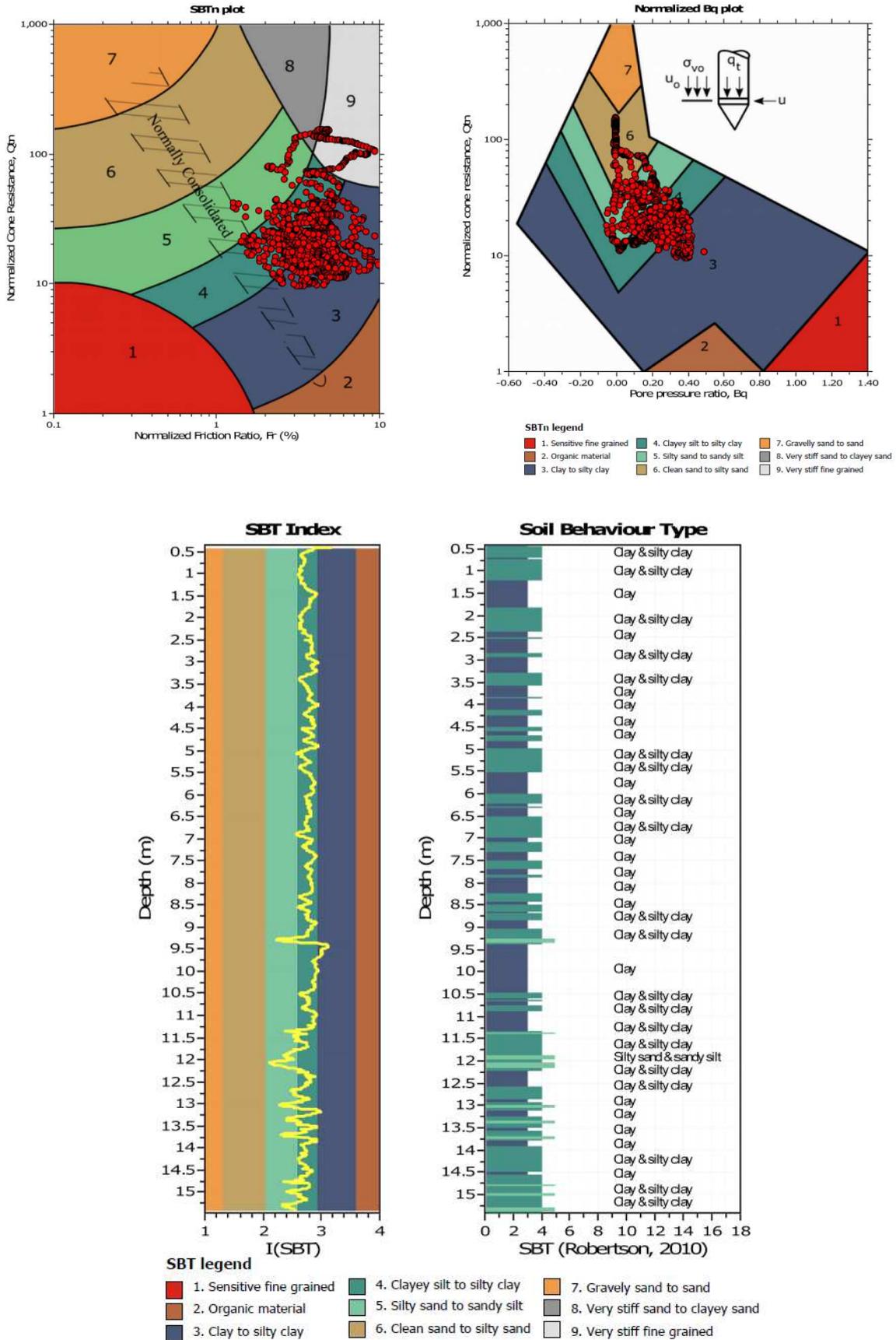


Figura 8 – Prova penetrometrica con piezocono – CPTU3

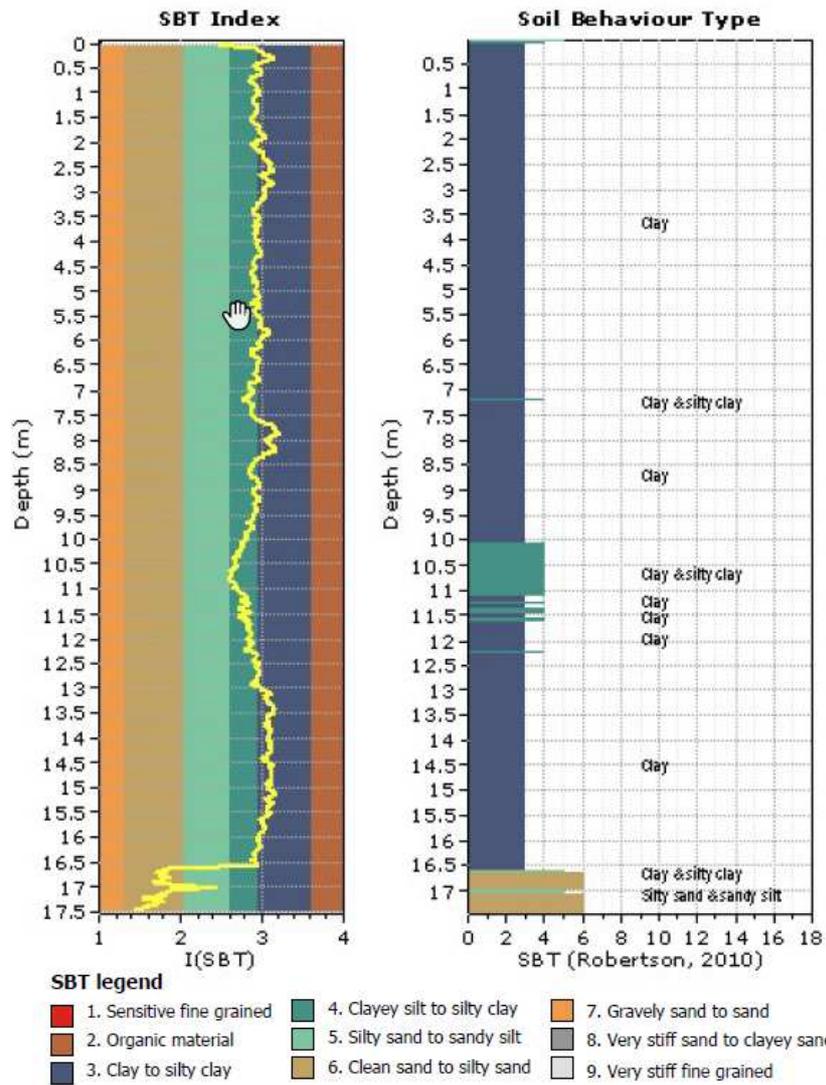
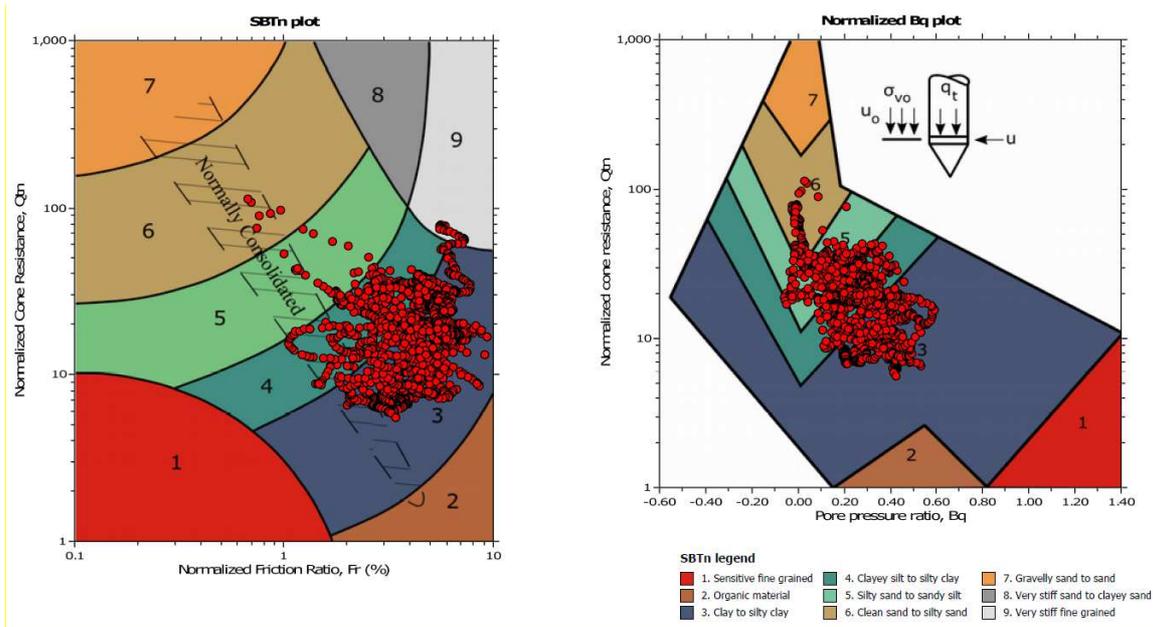


Figura 9 – Prova penetrometrica con piezocono – CPTU4

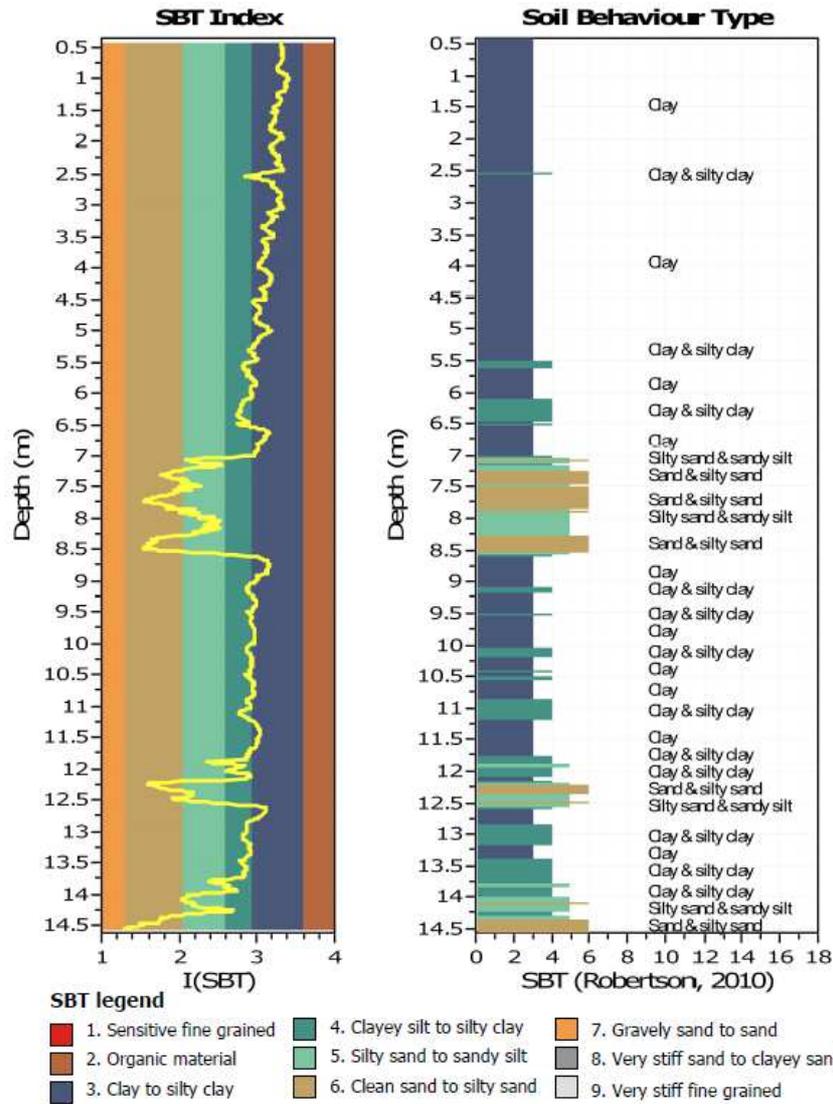
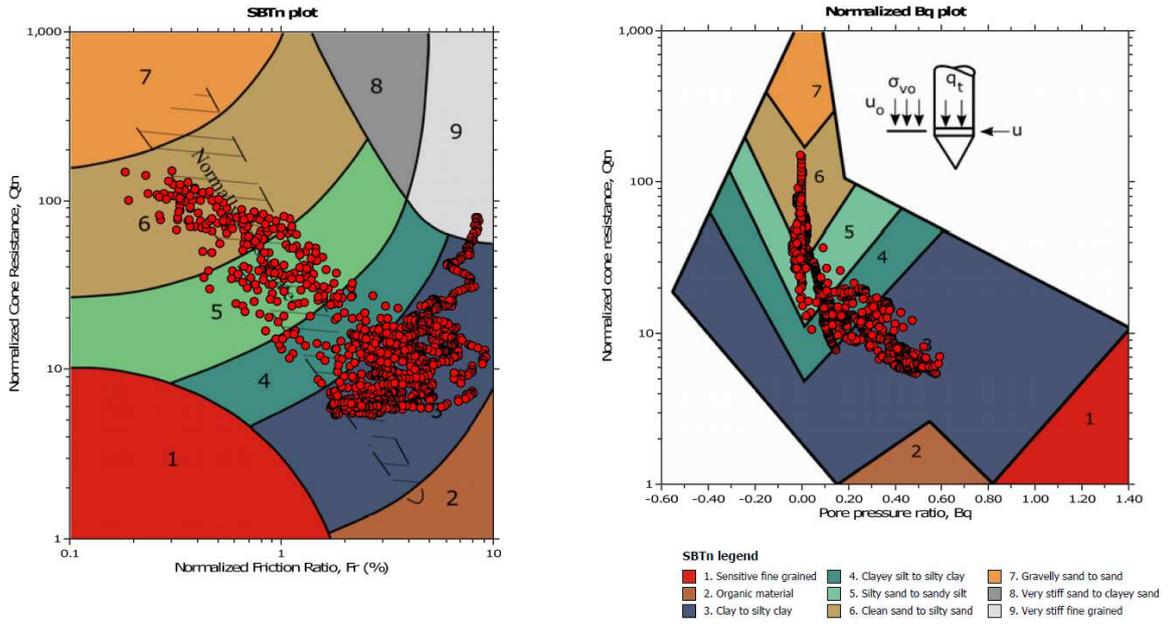


Figura 10 – Prova penetrometrica con piezocono – CPTU5

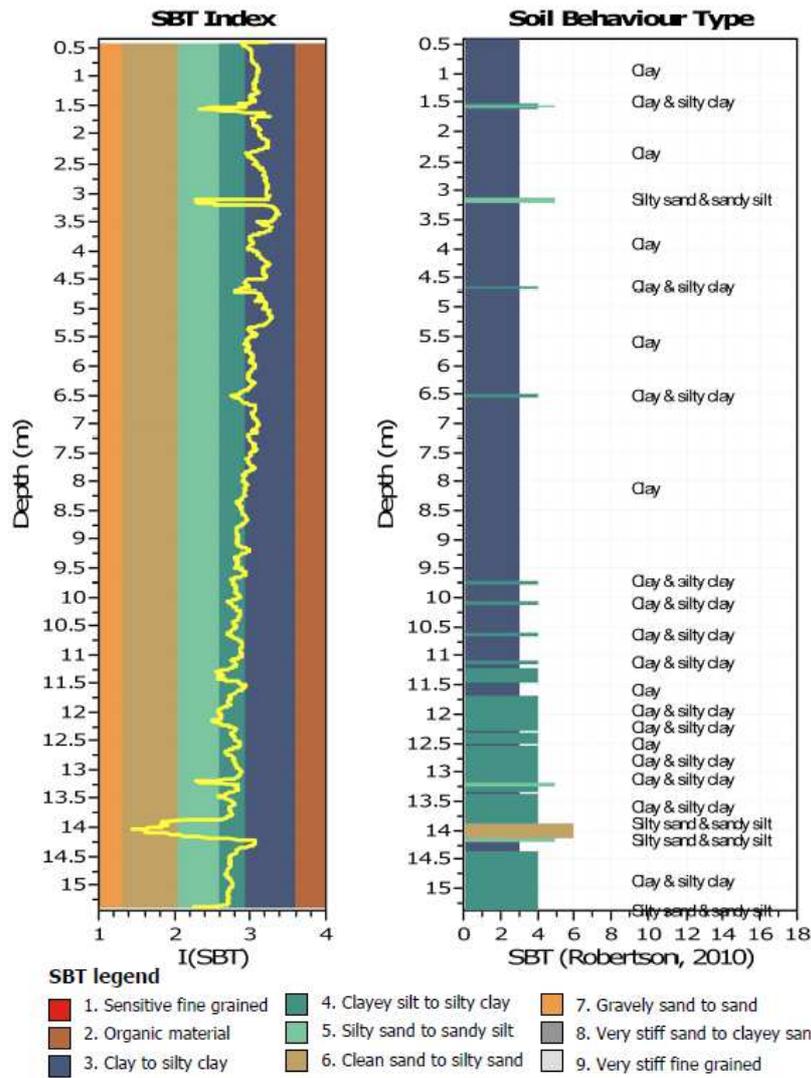
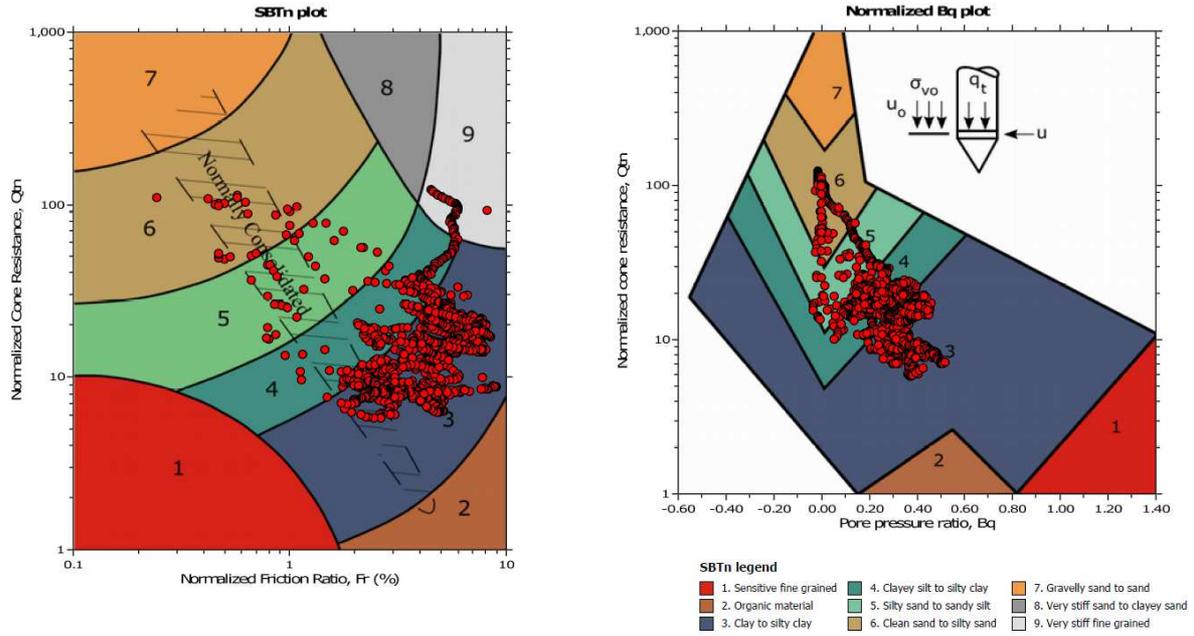


Figura 11 – Prova penetrometrica con piezocono – CPTU6

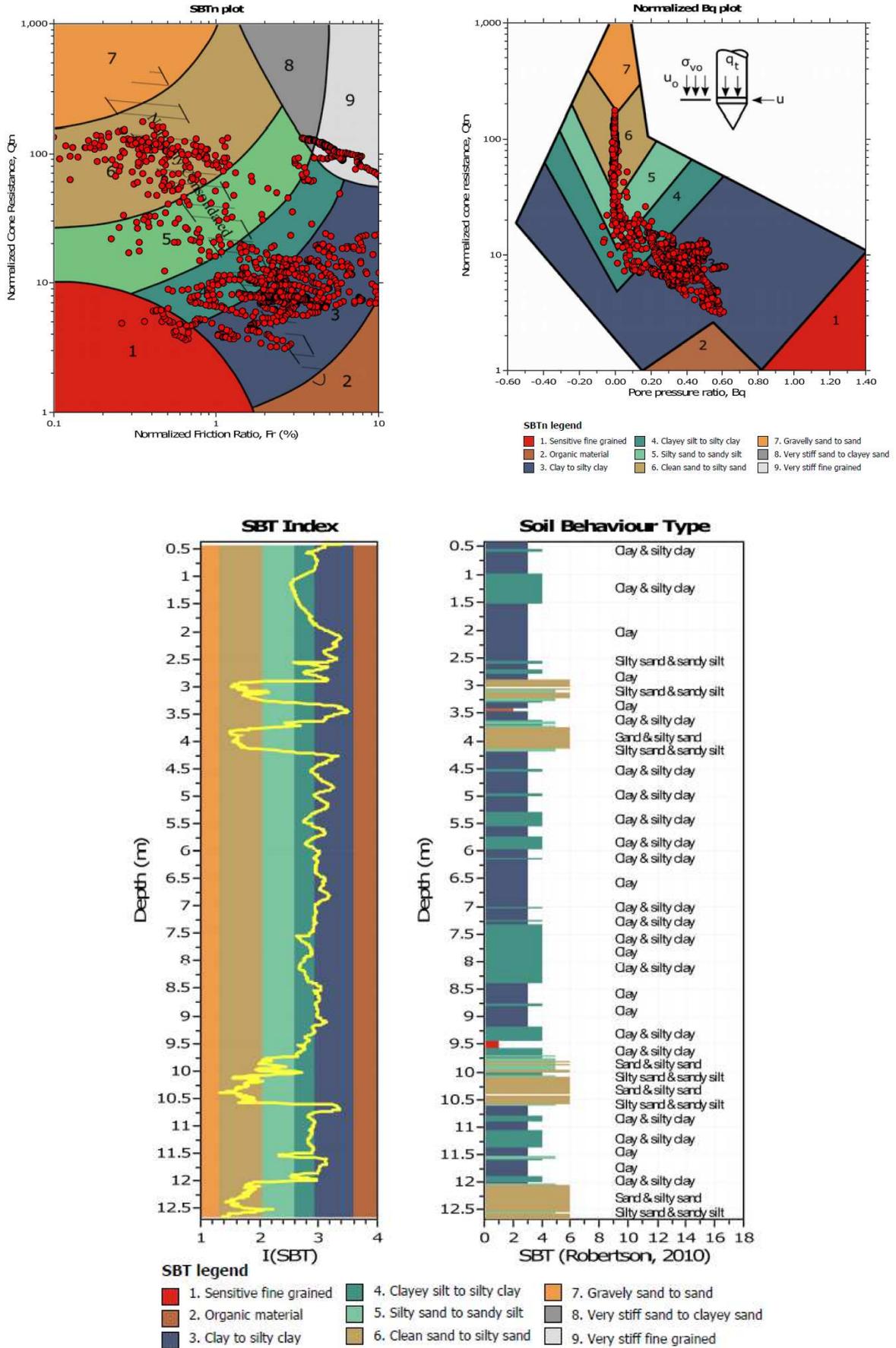


Figura 12 – Prova penetrometrica con piezocono – CPTU7

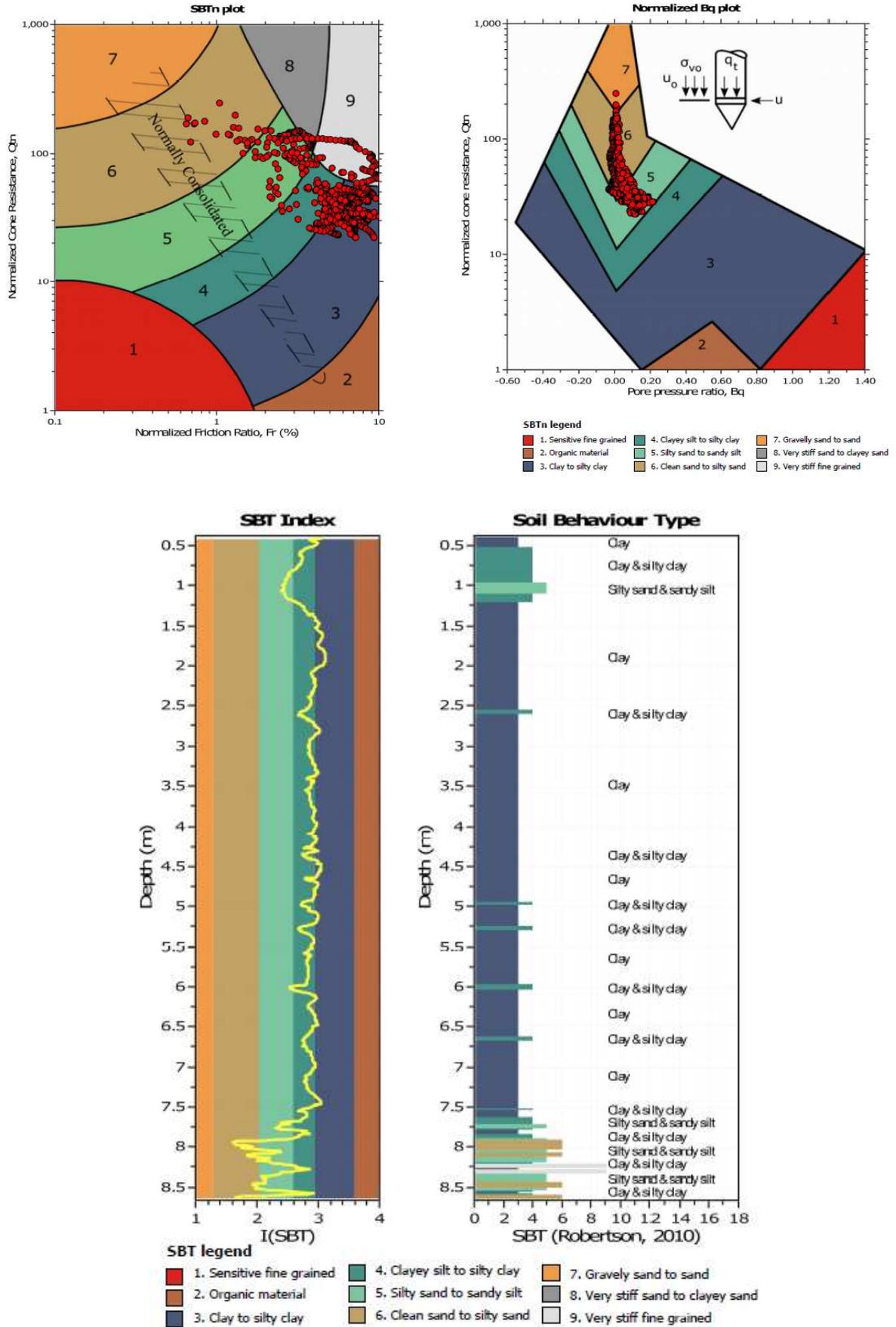


Figura 13 – Prova penetrometrica con piezocono – CPTU8

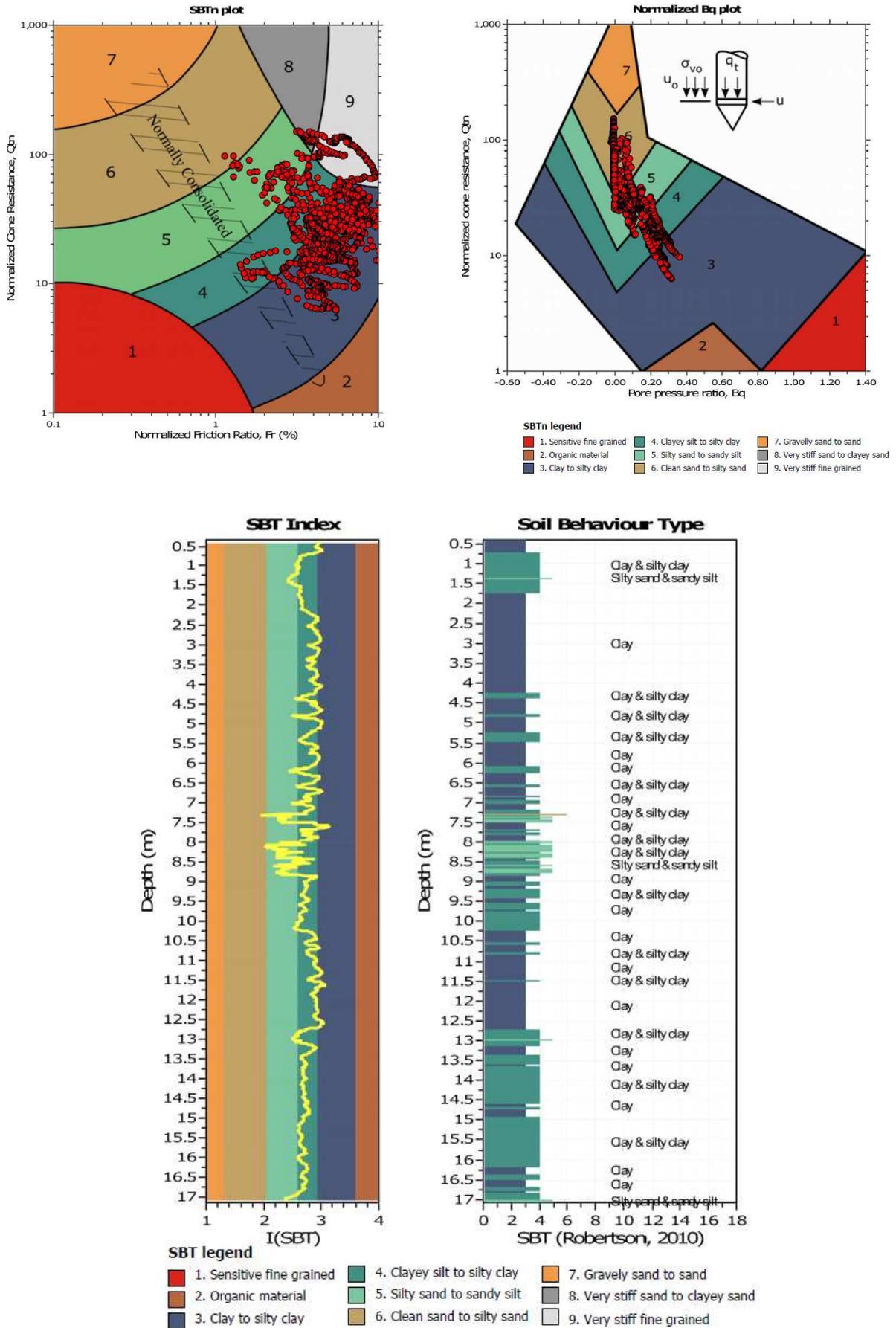


Figura 14 – Prova penetrometrica con piezocono – CPTU9

6.2 PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE IN SITO

Sulla base dei dati acquisiti dalle prove geognostiche in sito e laboratorio, nonché dalla loro interpretazione mediante correlazioni disponibili in letteratura, è possibile stimare alcuni parametri geotecnici per l'unità stratigrafica individuata, quali:

✓ Classificazione

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

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

6.2.1 6.2.1 Peso di volume del terreno

Dalle analisi di laboratorio effettuate, si adotta per l'unità prettamente coesiva Limo argillosa (LA) un valore del peso di volume $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$, come riportato nella Figura 11.

6.2.2 6.2.2 Caratteristiche di 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:

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

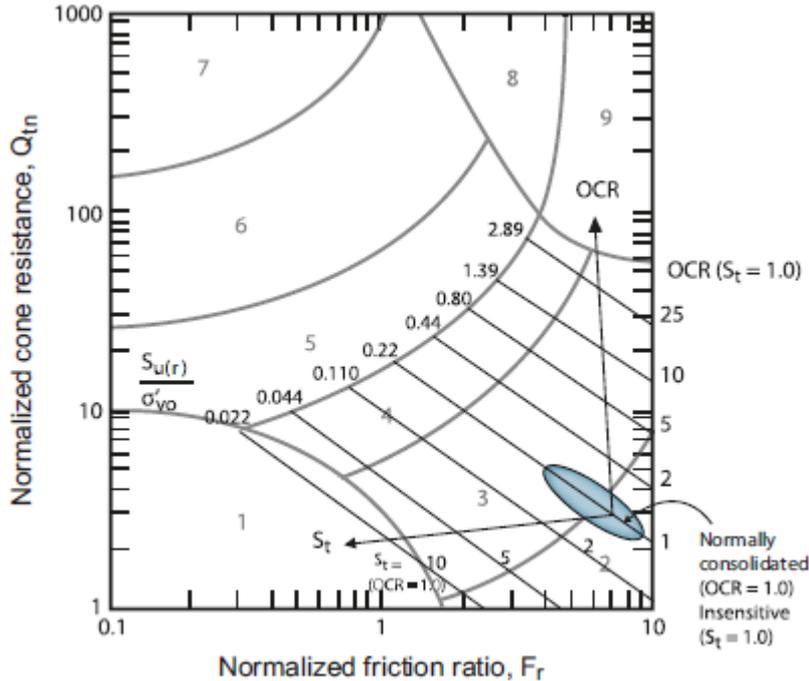
Pertanto Been et al. [2010] porta a definire il grado di sovraconsolidazione secondo la seguente correlazione:

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

dove

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

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. Si osserva un andamento decrescente con la profondità, con valori compresi tra 1 e 2 tra i 13.0 m e il tetto delle ghiaie.

6.2.3 Caratteristiche di resistenza al taglio per unità coesive

Nel seguito si riassumono le caratteristiche di resistenza al taglio per le unità litostratigrafiche coesive. In particolare sia in condizioni non drenate che drenate.

6.2.3.1 Resistenza al taglio non drenata C_u

Per determinare le caratteristiche di resistenza al taglio non drenate, si è basati sui risultati delle prove penetrometriche statiche CPTU.

Dalle prove penetrometriche statiche 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

Nella figura 13 è riportato l'andamento della coesione non drenata, dalle prove CPTU. Come si evince dal grafico, tra 1.5 m e 3.0 m la coesione non drenata assume dei valori elevati, sinonimo di una sovraconsolidazione, molto probabilmente dovuta all'oscillazione della falda ed essiccamento superficiale.

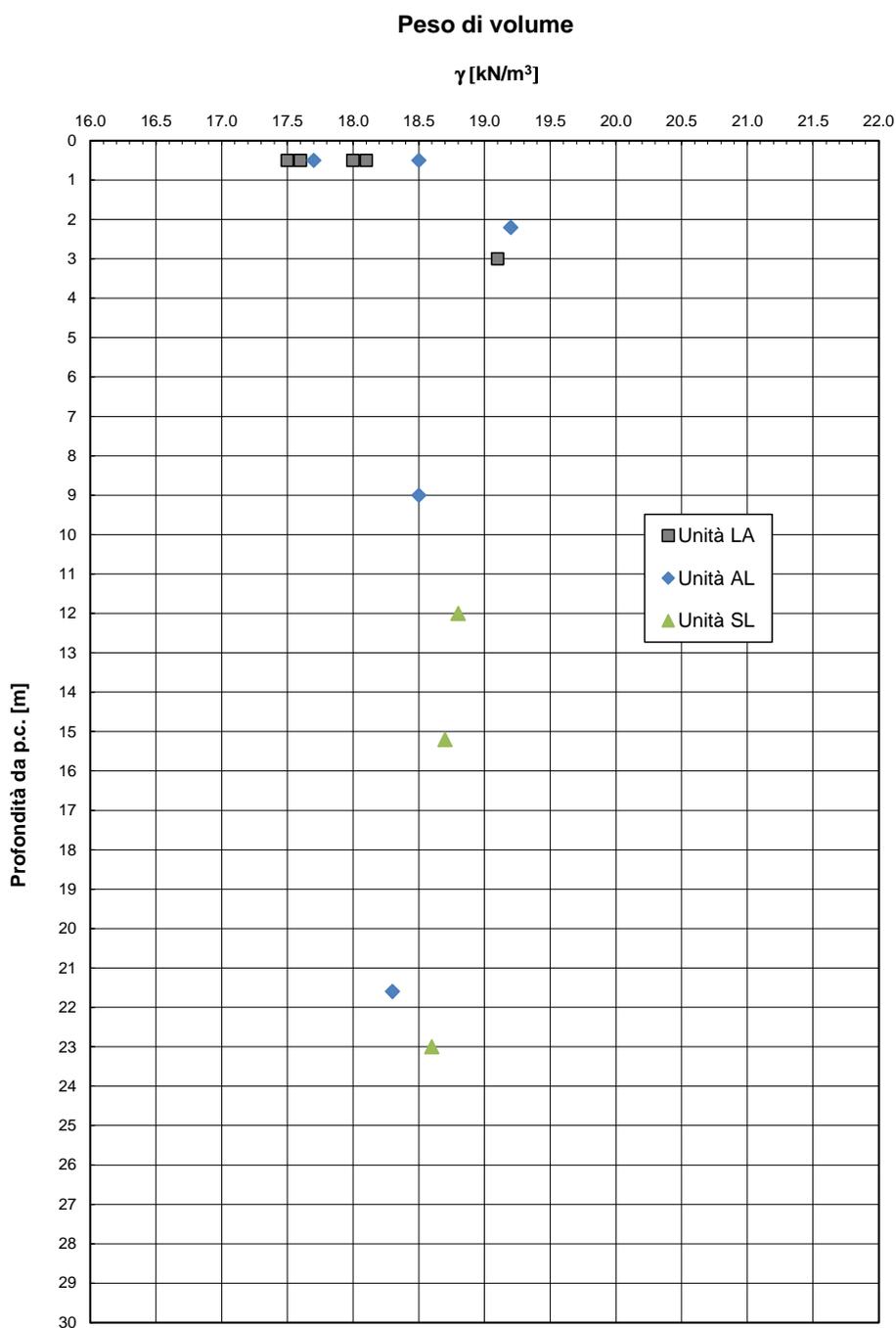


Figura 15 – Peso specifico terreno

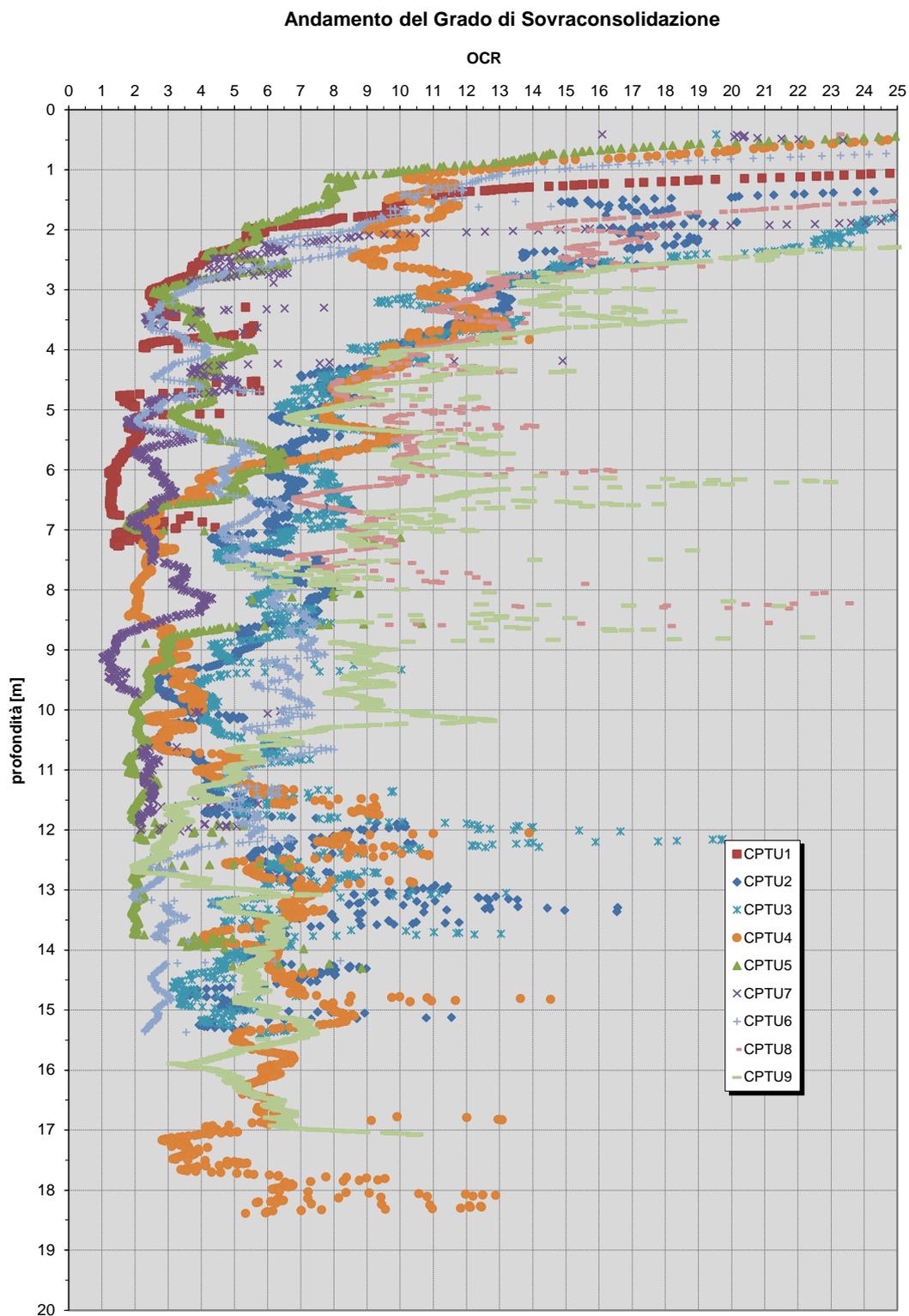


Figura 16 – Grado di sovraconsolidazione

Resistenza al taglio non drenata

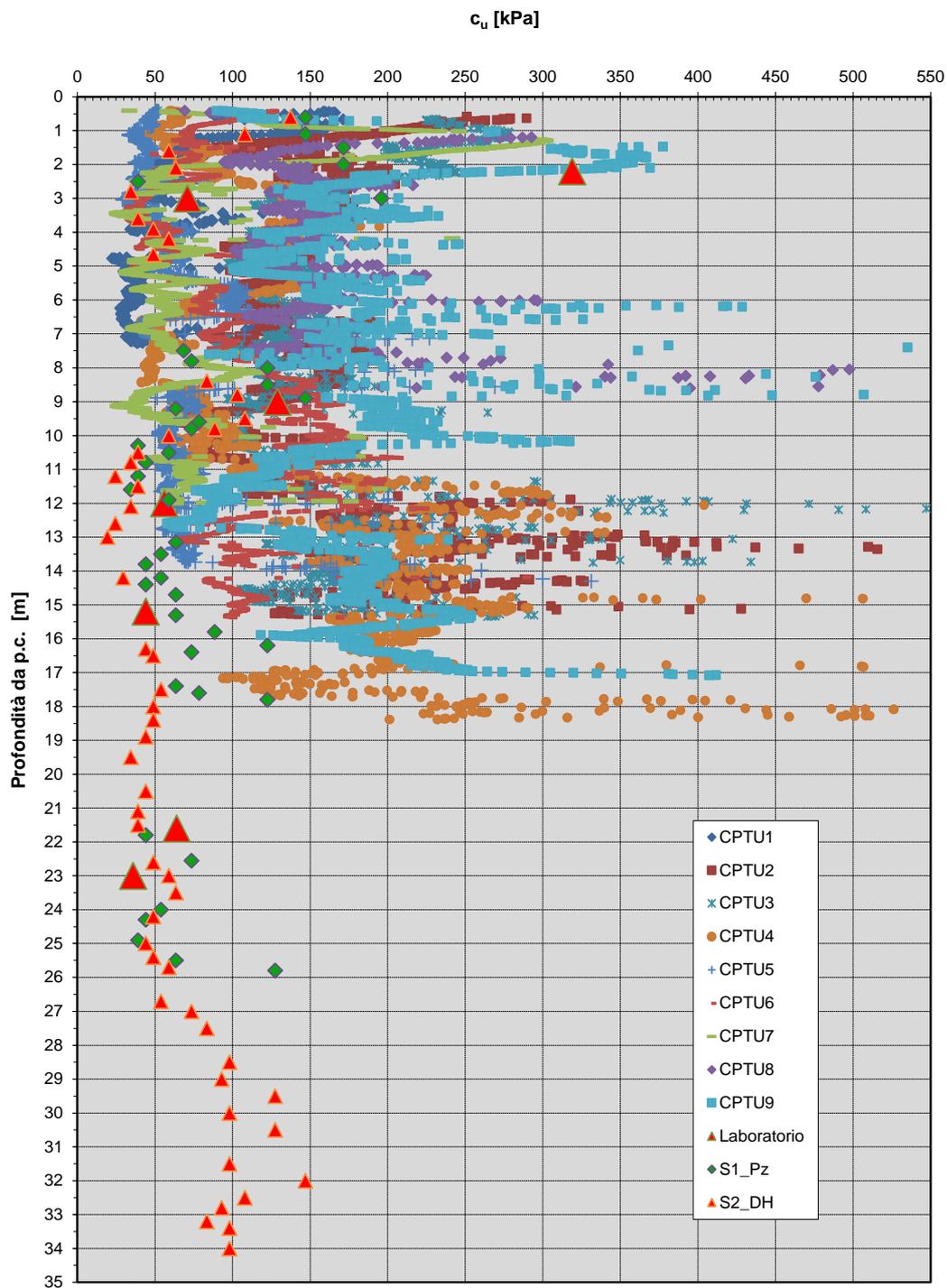


Figura 17 – Andamento coesione non drenata da prove CPTU, Pocket e Laboratorio TxUU

6.2.3.2 Angolo d'attrito nei terreni coesivi

Per le unità coesive, l'angolo d'attrito e la coesione efficace sono state determinate mediante le prove in laboratorio di Taglio Diretto TxCD. Nella Figura 17 sono riportati i risultati ottenuti dalle suddette prove, da cui si evince che la coesione drenata è compresa tra 10 e 15 kPa e l'angolo d'attrito tra 23° e 28°.

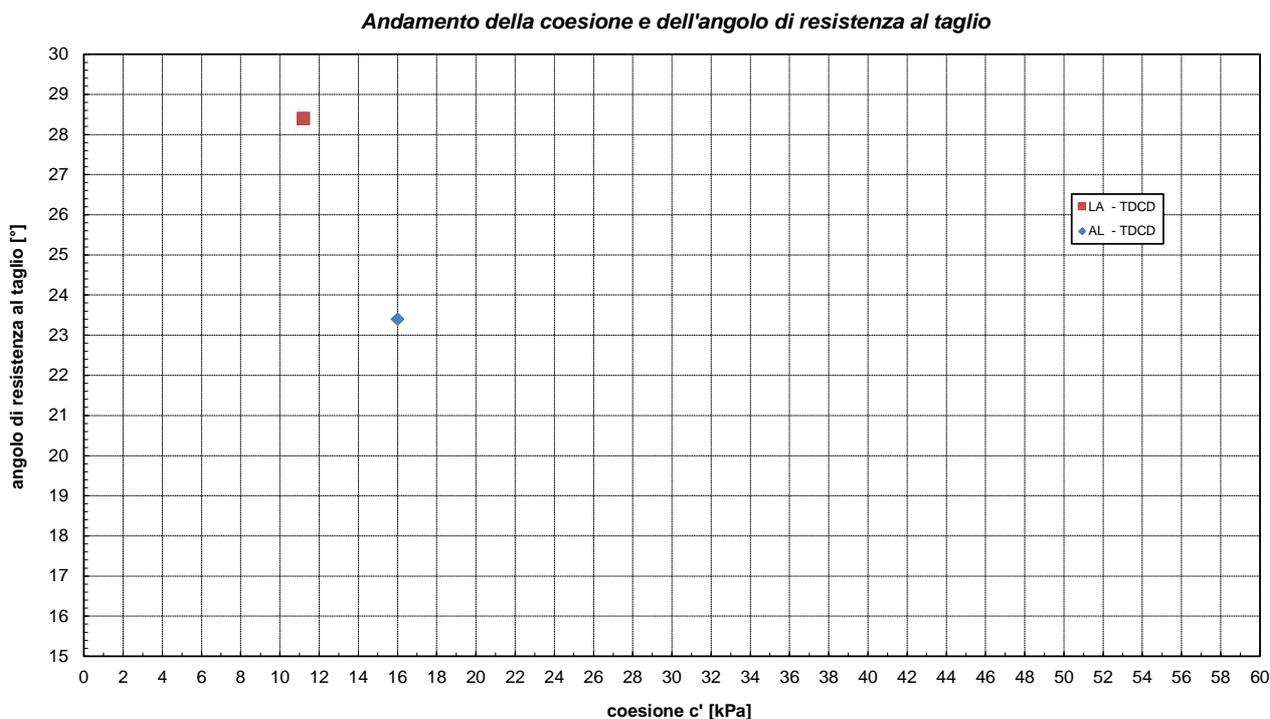
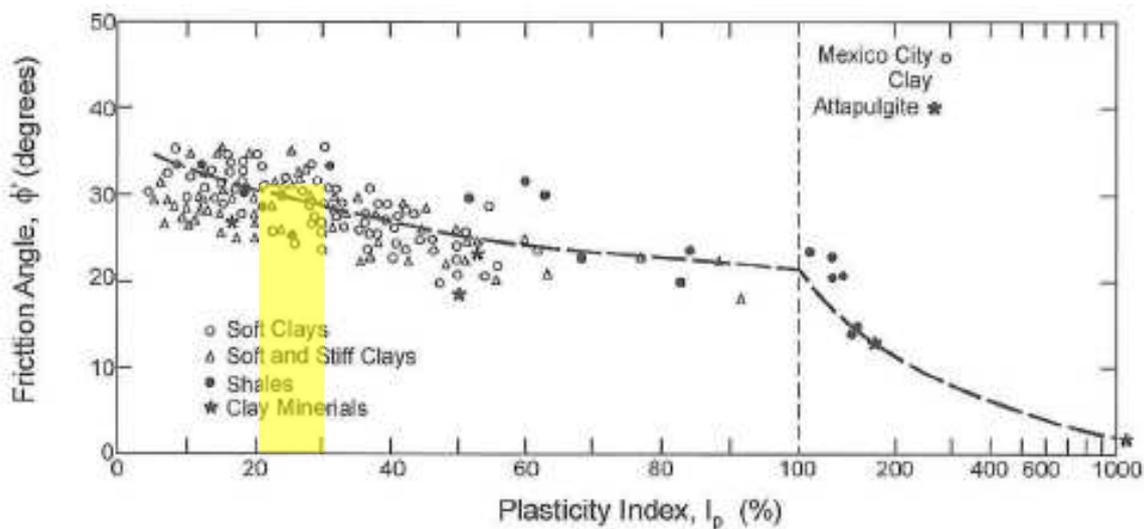
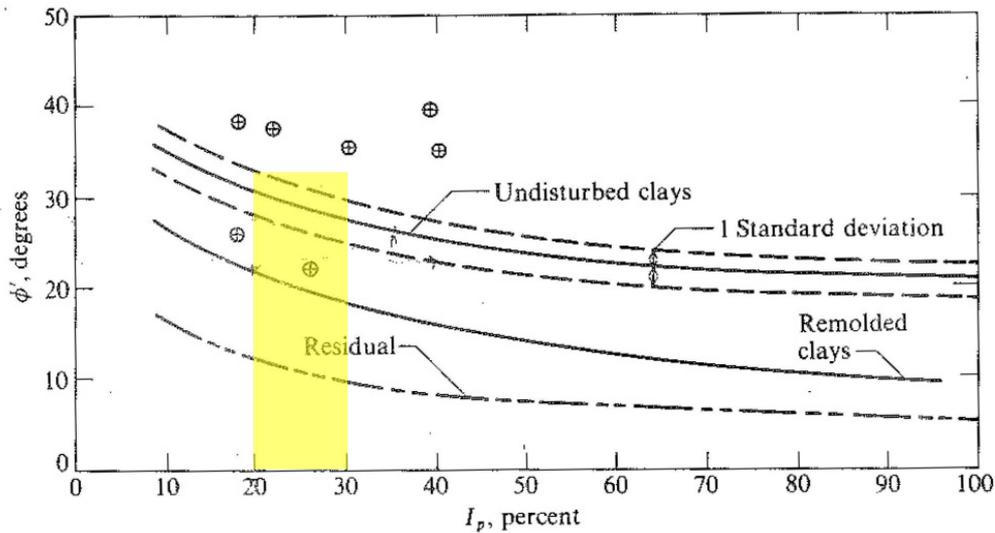


Figura 18 – Andamento coesione drenata e dell'angolo d'attrito

È inoltre possibile stimare l'angolo d'attrito, a partire dai valori dell'indice plastico, considerandolo compreso tra 20 e 30 (Terzaghi, Peck, and Mesri, 1996), come risulta dalle prove di laboratorio.



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).]

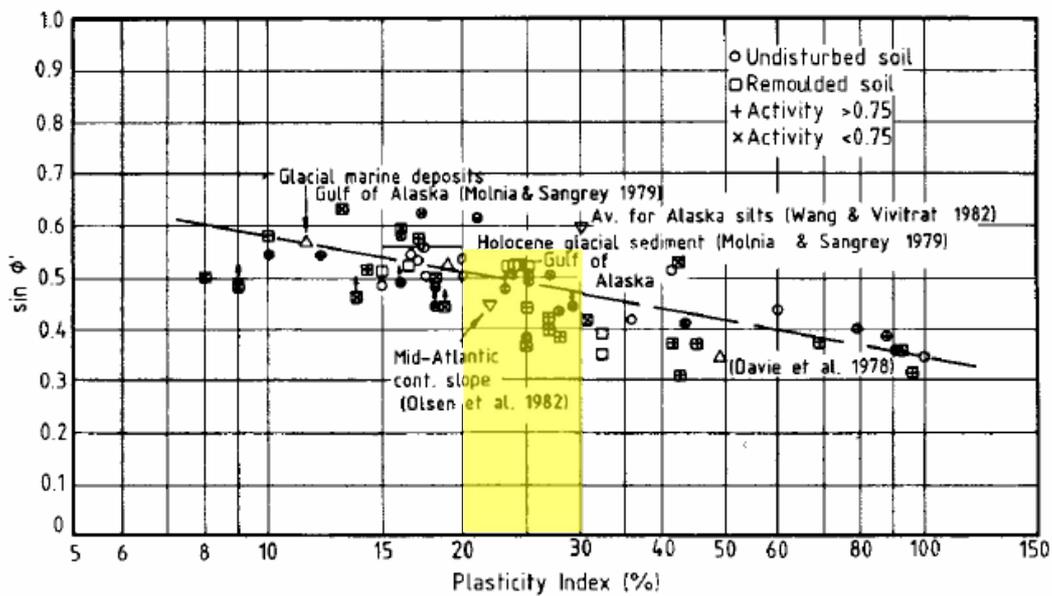


Figura 19: Correlazioni fra angolo di resistenza a taglio e indice plastico

Tutti grafici sopra riportati, forniscono valori stimati dell'angolo d'attrito compreso tra 25° - 30°, leggermente superiori a quelli determinati con le prove di laboratorio a taglio diretto TxCD. Ovviamente funzione anche della coesione efficace.

6.3 DENSITÀ RELATIVA D_R

La densità relativa (D_R) viene determinata per le unità prettamente incoerenti.

Viene ricavata dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU che attraversano unità incoerenti a granulometria più fine come sabbie e sabbie limose.

Mentre le unità più grossolane come quelle ghiaiose GS, la densità relativa viene ricavata dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite nei fori di sondaggio, come riportato nella Figura 19.

6.3.1 Unità prevalentemente sabbiose – Densità relativa D_R da prove 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 Jamiolkowski et al. (1985), mostrata in Figura 20.

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

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 [%]

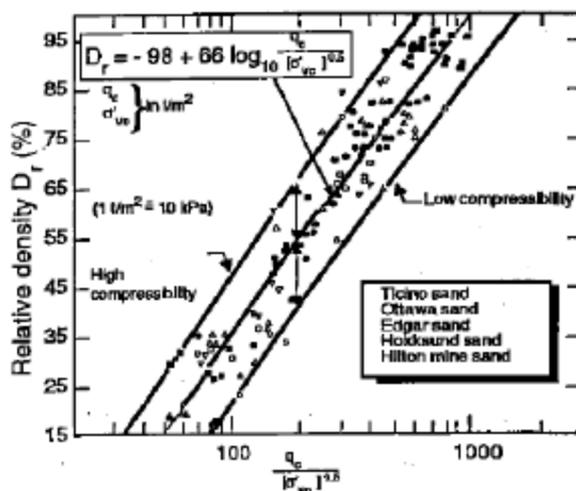


Figura 20 – Valutazione della Densità relativa, Jamiolkowski, 1985

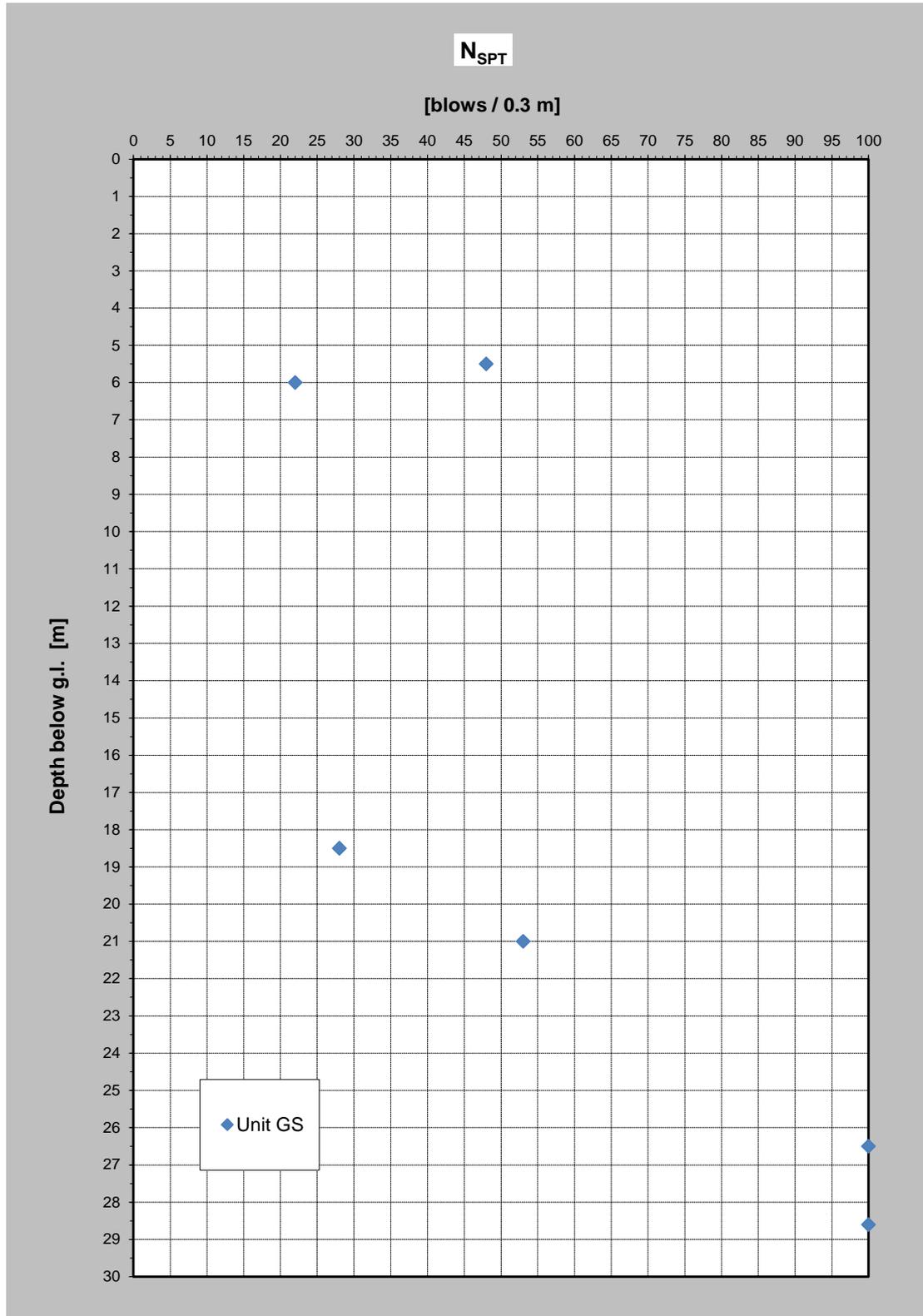


Figura 21: Andamento SPT

6.3.2 Unità prevalentemente ghiaiose – Densità relativa D_R da prove SPT

I valori di densità relativa D_R sono determinati in funzione del valore N_{SPT} , secondo vari autori e di questo verrà preso il minimo.

Correlazione di Skempton

In accordo a Skempton (1986), la densità relativa DR può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

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

essendo:

A, B = costanti empiriche in funzione della granulometria del terreno

σ'_{vo} = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm^2)

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

D_R = densità relativa (%)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5+43,3	$(21,7+27,5) \cdot \frac{1+2 \cdot (ko)_{sc}}{1+2 \cdot (ko)_{nc}}$

con

$(K_0)_{nc} = 1 - \sin \phi'$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati

$(K_0)_{sc} = (K_0)_{nc} \cdot (OCR)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati

Nel caso in esame per determinare la D_R viene considerato un terreno tipo Unità GS – Ghiaie sabbiose: Sabbie grosse NC.

Correlazione di Gibbs e Holtz

In accordo a quanto indicato da Gibbs e Holtz (1957) la densità relativa D_R può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{(16 + 23 \cdot \sigma'_{vo})}}$$

essendo:

σ'_{vo} = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm^2);

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

D_R = densità relativa (-)

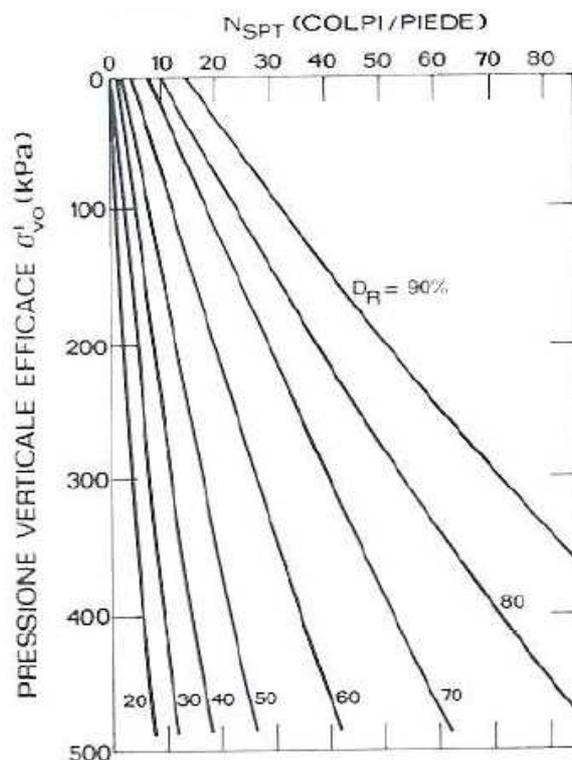


Grafico di Gibbs e Holtz [1957]

Correlazione di Bazaraa

In accordo a quanto indicato da Bazaraa (1967) la densità relativa D_R può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma'_{vo})}} \quad \text{per } \sigma'_{vo} > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma'_{vo})}} \quad \text{per } \sigma'_{vo} > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

essendo:

D_R = densità relativa (-)

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

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

Nella Figura 21 viene riportato l'andamento della Densità relativa con la profondità desunto sia da prove penetrometriche che SPT.

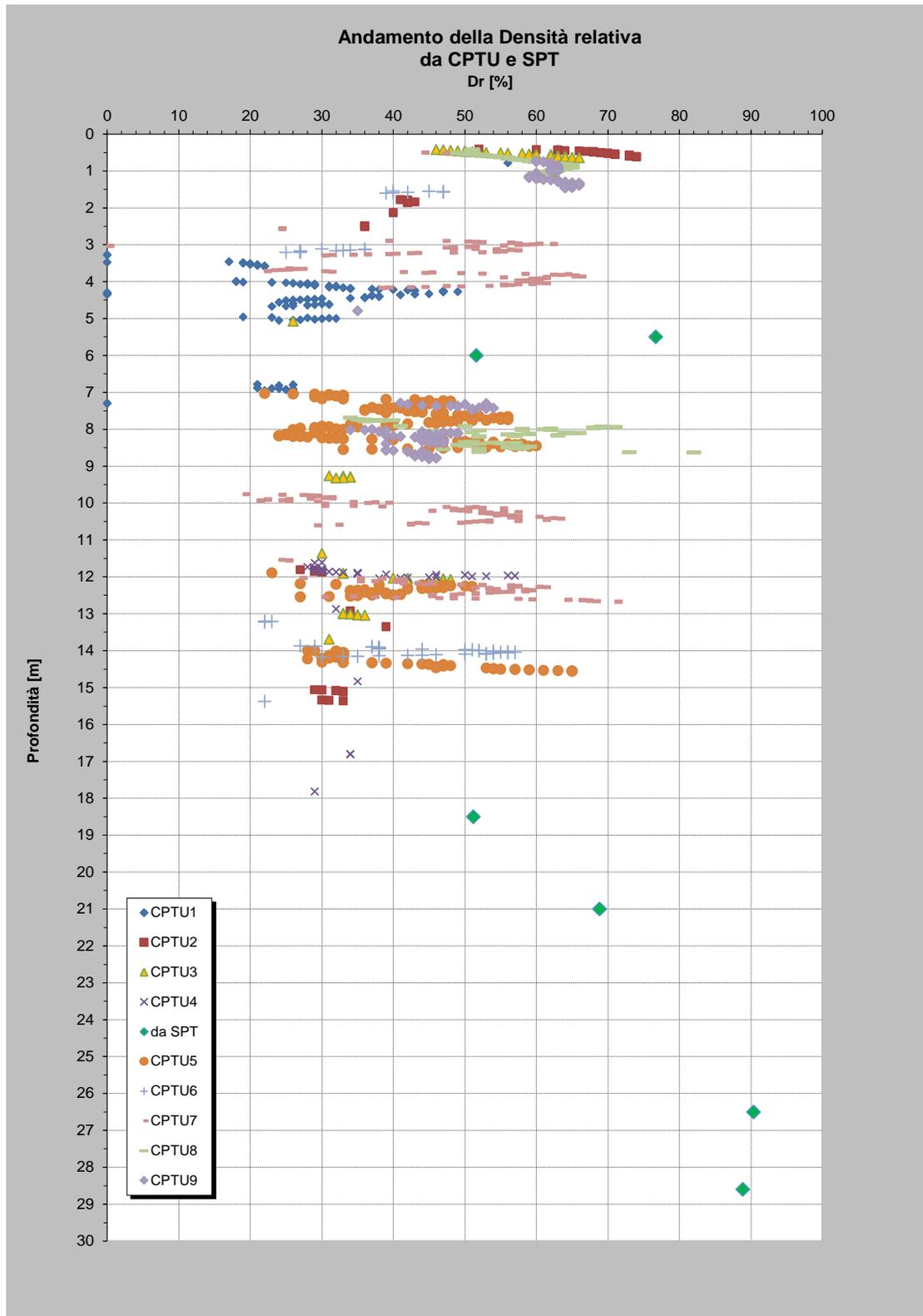


Figura 22 – Andamento D_R da prove CPTU e SPT

6.4 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO PER UNITÀ INCOERENTI

Nel seguito si riassumono le caratteristiche di resistenza al taglio per unità incoerenti.

Per le unità incoerenti a granulometria più fine come sabbie e sabbie limose, l'angolo d'attrito viene ricavato dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU.

Mentre le unità più grossolane come quelle ghiaiose GS, l'angolo d'attrito viene ricavato dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite nei fori di sondaggio.

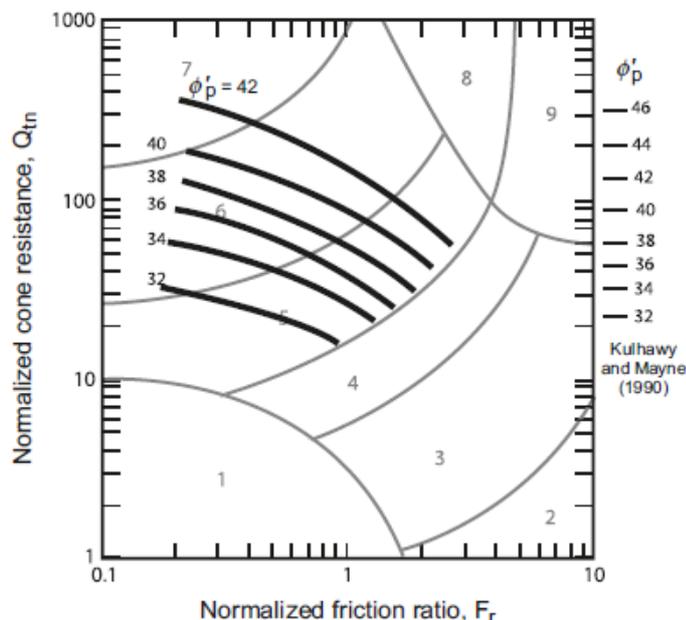
6.4.1 Angolo di resistenza al taglio da prove CPTU

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

$$\phi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_m)$$

da utilizzare solo per $SBT_n = 5, 6, 7$ e 8

I valori di ϕ_p calcolati con la formula di Kulhawy e Mayne sono inseriti per confronto nella carta SBT_n 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.

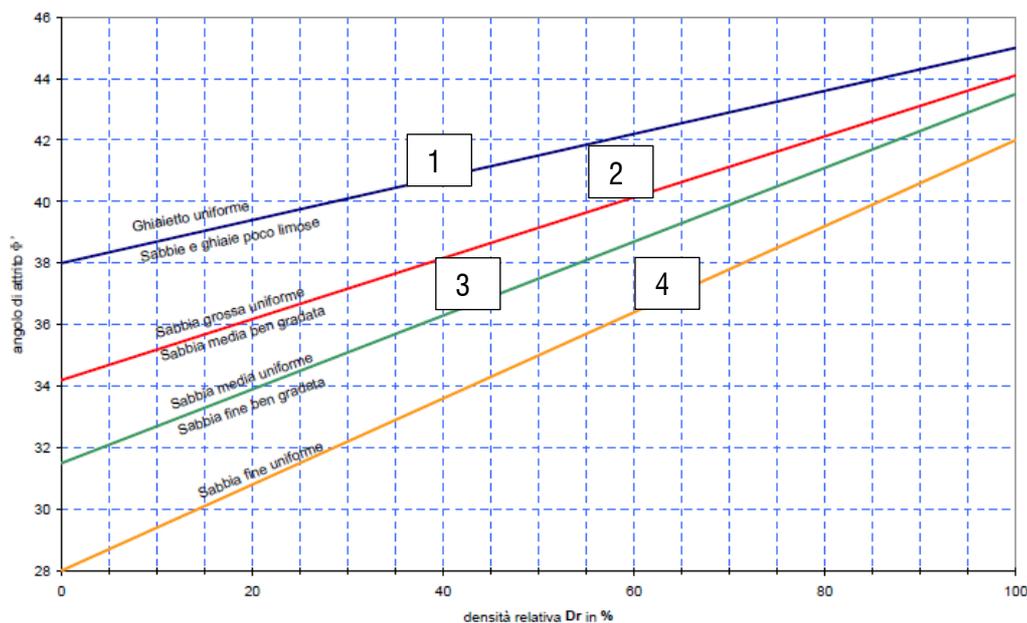


6.4.2 Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT sono state utilizzate le correlazioni di Schmertmann, Bolton e De Mello, di seguito illustrate. Tra queste è stato preso il valore minimo ottenuto dalle tre correlazioni.

Correlazione di Schmertmann

Il valore dell'angolo di attrito di picco è determinato in funzione del tipo di terreno e della densità relativa secondo il grafico di Schmertmann (1977) riportato nella figura seguente.



Relazione fra angolo d'attrito efficace (ϕ') e Densità Relativa (D_R) per diverse granulometrie (Schmertmann, 1977)

Da cui le relazioni sono:

$$\phi = 38.5 + 0.108 \cdot D_R \quad \text{valida per sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme}$$

$$\phi = 34.5 + 0.10 \cdot D_R \quad \text{sabbia grossa-media uniformemente ben gradata}$$

$$\phi = 31.5 + 0.115 \cdot D_R \quad \text{sabbia medio-fine uniformemente ben gradata}$$

$$\phi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R \quad \text{sabbia fine uniforme}$$

essendo D_R = densità relativa

Nel caso in esame si è considerato per l'unità GS: correlazione valida per sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme.

Correlazione di Bolton

L'angolo di resistenza al taglio di picco ϕ' è stato determinato in accordo al metodo proposto da Bolton (1986):

$$\phi' = \phi'_{cv} + m \cdot DI$$

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

essendo:

ϕ' = angolo di attrito di picco

φ_{cv}' = angolo di attrito a volume costante

DI = indice di dilatanza

Q = fattore che dipende dalla composizione minereologica e dalla forma delle particelle di sabbia, valore consigliato = 10

p_f' = pressione efficace media a rottura (kPa)

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedasi tabella seguente) (°).
 Nel nostro caso si assume $m = 3$

D_R = densità relativa (-)

Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986).

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

I valori dell'angolo di attrito φ_{cv}' sono stati ricavati in base a quanto indicato nella tabella seguente (Youd, 1972; Stroud, 1988).

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

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

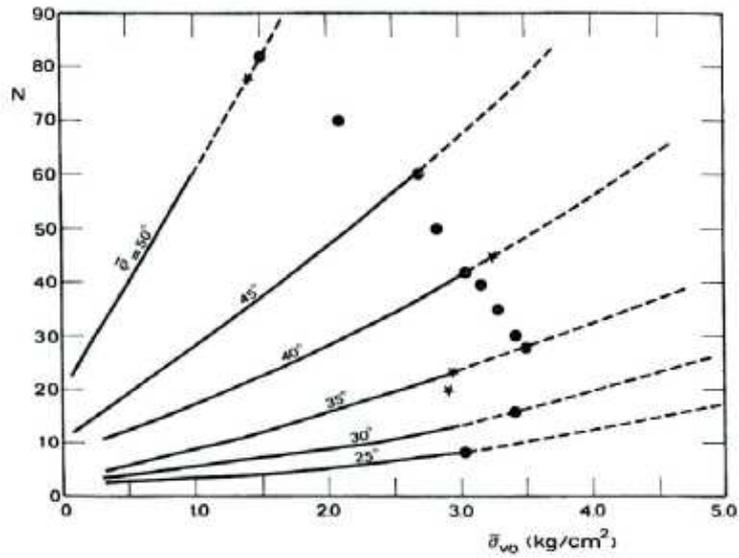
Nel caso specifico per la determinazione dell'angolo di attrito φ_{cv}' si è assunto: Unità GS: $\varphi_{cv}' = 33^\circ$.

Correlazione di De Mello

Il valore dell'angolo di attrito di picco è determinato secondo la correlazione di De Mello (1971):

$$\phi' (\text{°}) = 19 - 0.38 \sigma + 8.73 \text{LN}(N_{\text{SPT}})$$

e rappresentata nella seguente figura.



De Mello (1971)

Nella Figura 22 è riportato l'andamento dell'angolo d'attrito ottenuto sia dalle sole prove SPT (unità ghiaiose) che CPTU (unità incoerenti fini).

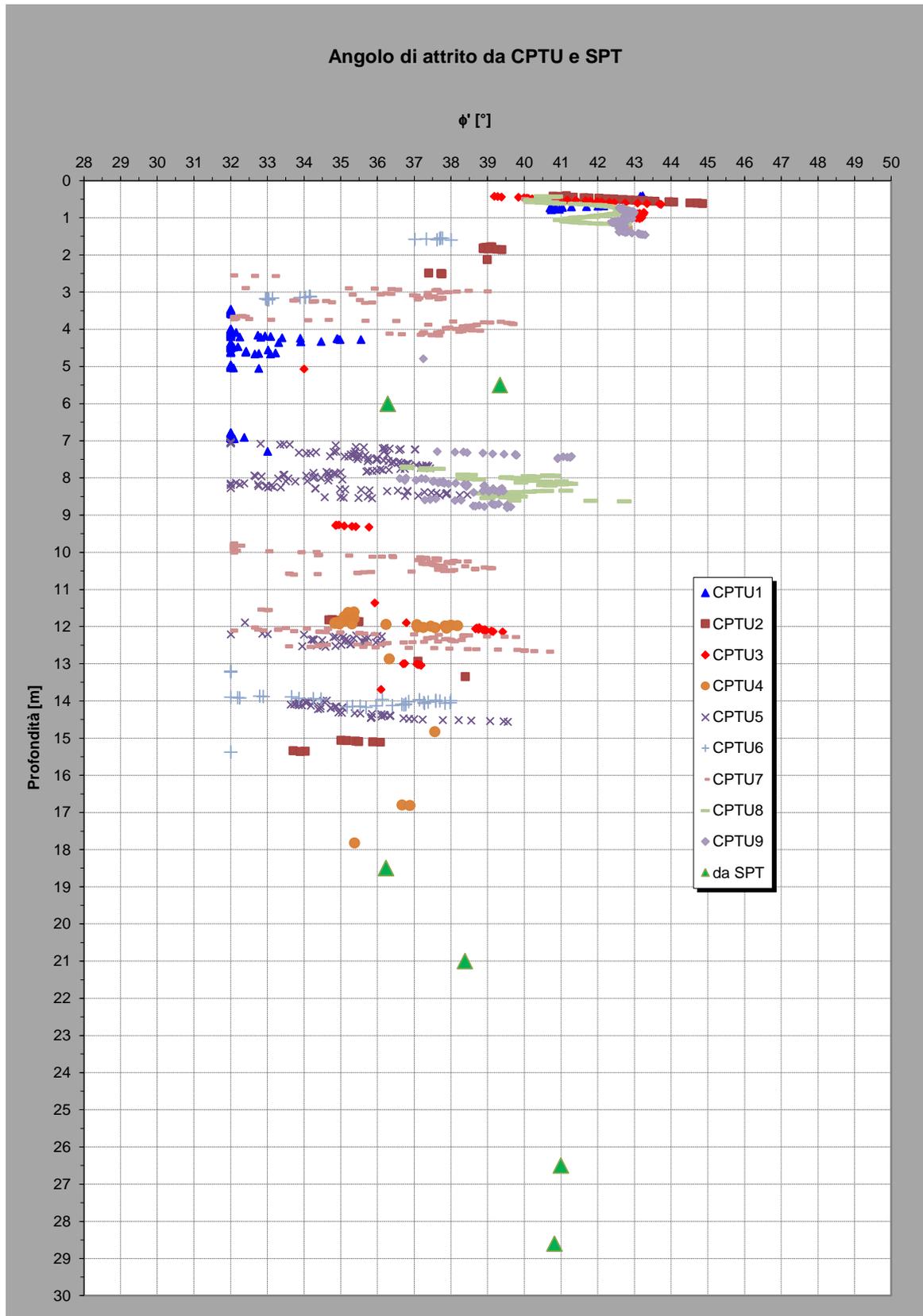


Figura 23 – Andamento angolo d'attrito da prove CPTU e SPT

6.5 CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

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

- penetrometriche statiche CPTU
- penetrometriche dinamiche SPT
- prova sismica Down Hole

6.5.1 Moduli elastici iniziali

La velocità V_s delle onde di taglio è stata misurata direttamente mediante cono sismico.

Il modulo di taglio (G_0) e quello di Young (E_0) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_0' 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 pari a 9.81 m/s²

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 può essere ricavata:

- direttamente dai risultati della prova geofisica Down Hole
- interpretando le prove SPT attraverso la correlazione:
 - Ohta e Goto (1978)
 - Yoshida e al. (1988)
- Interpretando le prove CPTU.

Di seguito si riportano le suddette correlazioni.

Correlazione di Ohta e Goto (1978)

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

essendo:

$C = 67.3$ per Unità GS

z = profondità dal p.c. in metri;

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

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedasi Tabella)

Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A (funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G (funzione della granulometrica del deposito)

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

Nel caso in esame è stato assunto:

$$f_A = 1.3$$

$$f_G = 1.45$$

Correlazione di Yoshida et al. (1988)

$$v_s = C \cdot (N_{SPT})^{0.25} \cdot (\sigma'_v)^{0.14} \quad (\text{m/s})$$

essendo:

$C = 60$ per sabbie grosse con almeno il 50% di ghiaia

σ'_{v0} = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova.

Prove CPTU

Da prove CPTU è possibile determinare il valore delle velocità di tagli V_s , secondo la seguente relazione:

$$V_s = [\alpha_{vs} (q_t - \sigma_v) / p_a]^{0.5} \quad (\text{m/s});$$

essendo:

$$\alpha_{vs} = 10^{(0.55 I_c + 1.68)}$$

Nella figura 23 è riportato l'andamento delle Velocità delle Onde di Compressione e Taglio desunte dalla prova Down Hole.

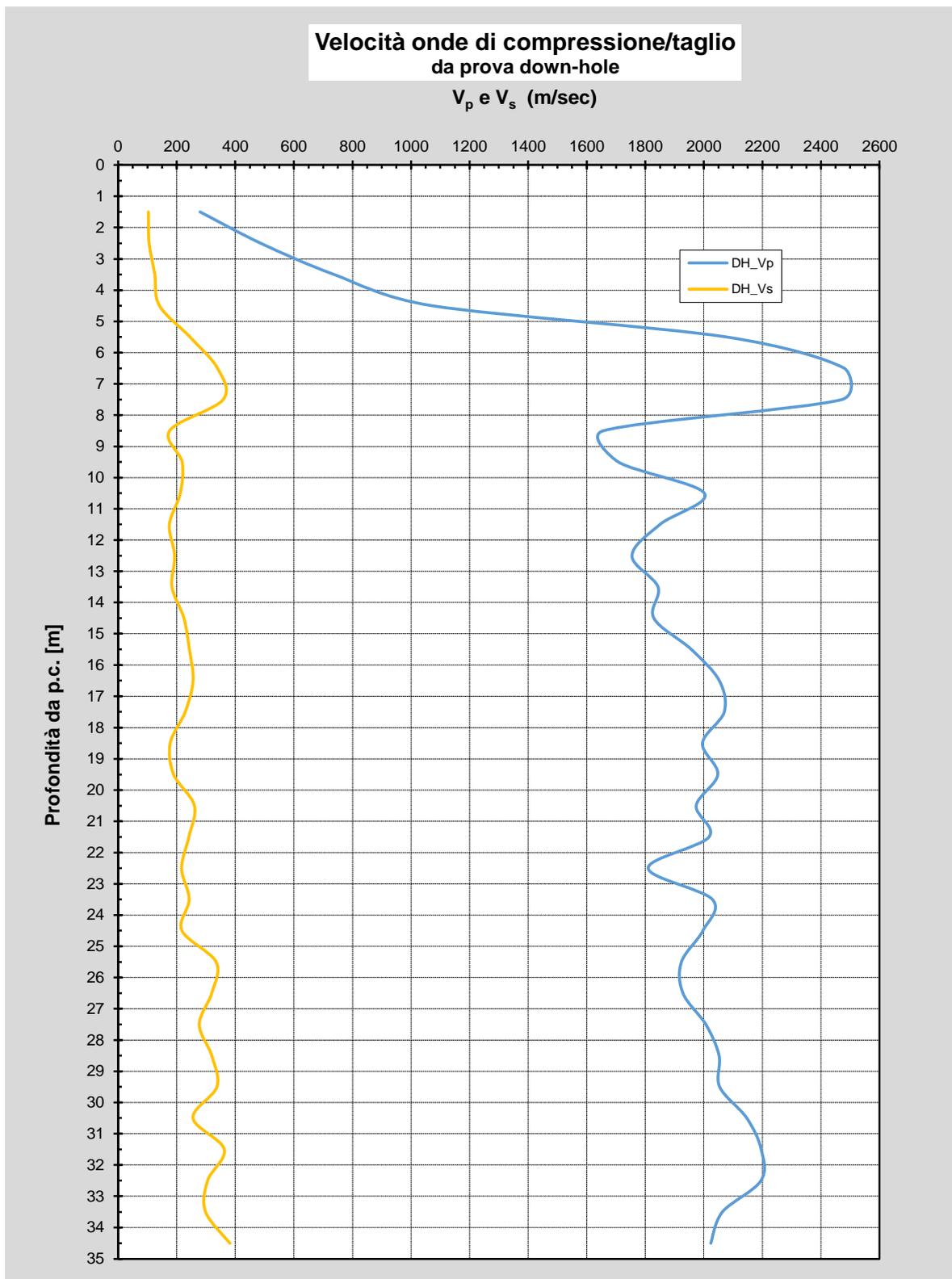


Figura 24 – Andamento delle Velocità di Compressione e Taglio da prova Down Hole

Nella Figura 24 è riportato l'andamento delle velocità di Taglio desunta dalla prova Down Hole.

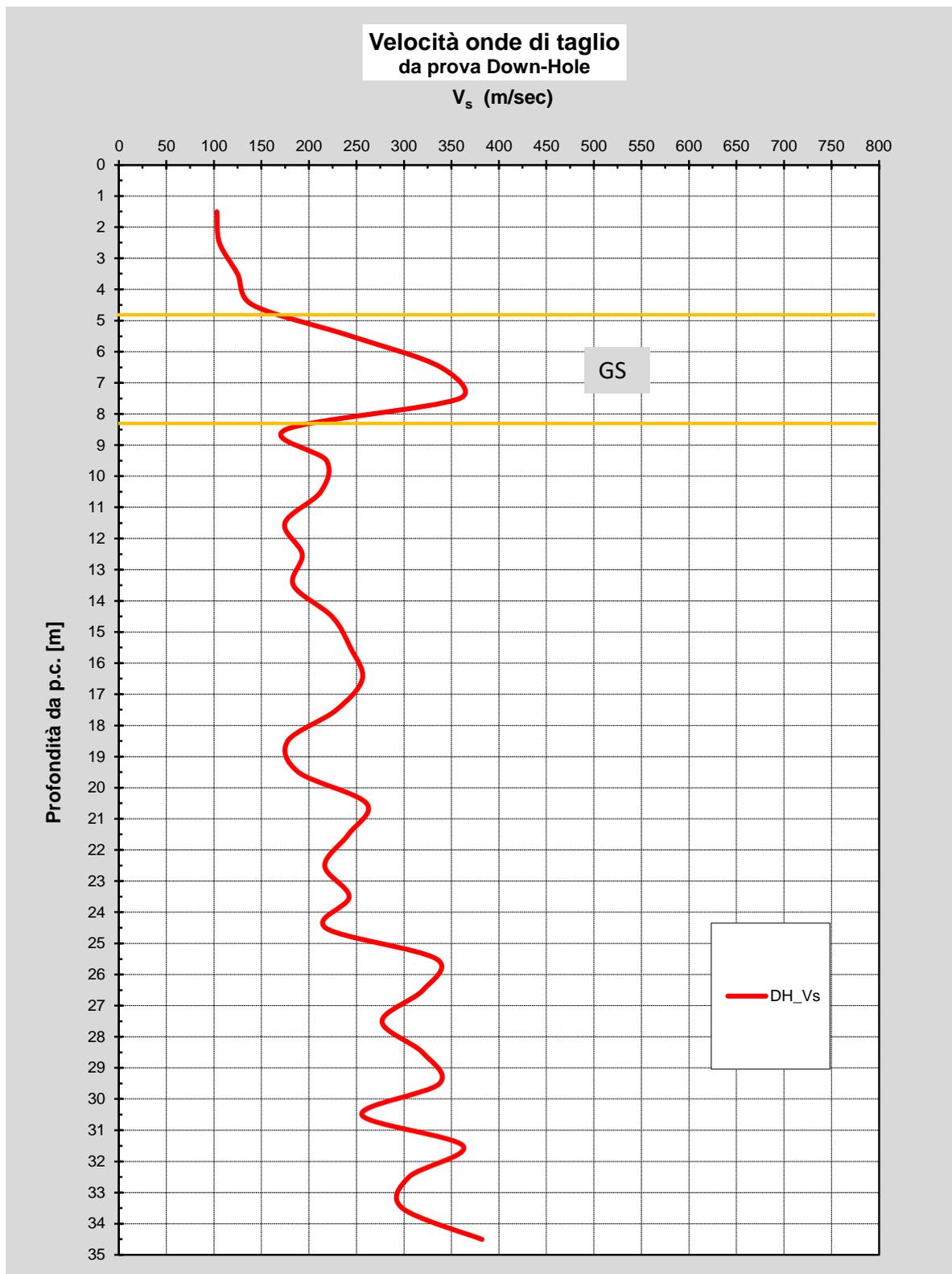


Figura 25 – Andamento delle Velocità di Taglio da prova Down Hole

Nella Figura 25 è riportato il modulo di taglio (G_0) e nella Figura 26 il modulo di Young (E_0) da prova Down Hole.

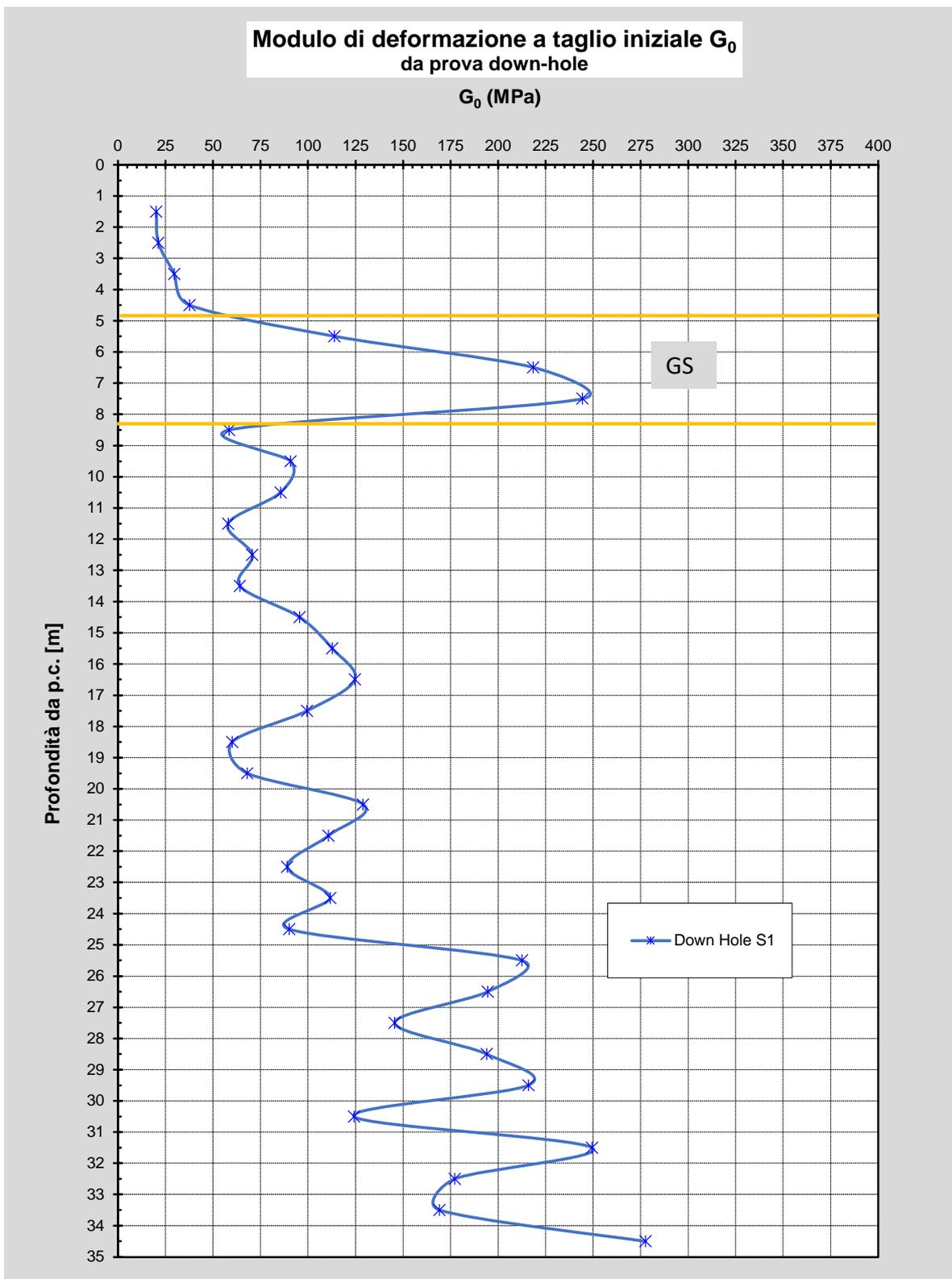


Figura 26 – Andamento Modulo di Taglio Iniziale G_0

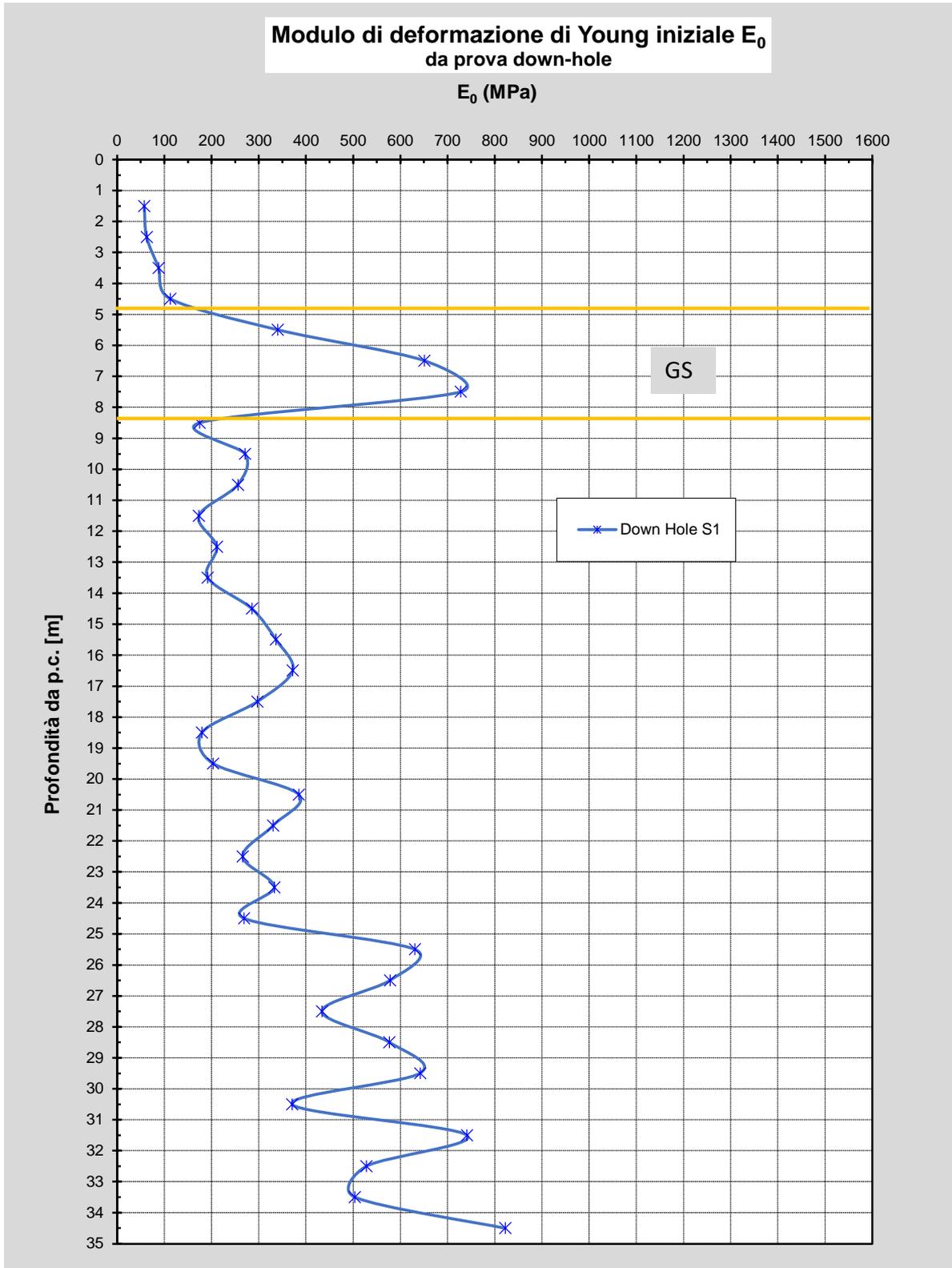


Figura 27 – Andamento Modulo Elastico Iniziale E_0

6.5.2 Moduli elastici operativi Terreni Coesivi

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

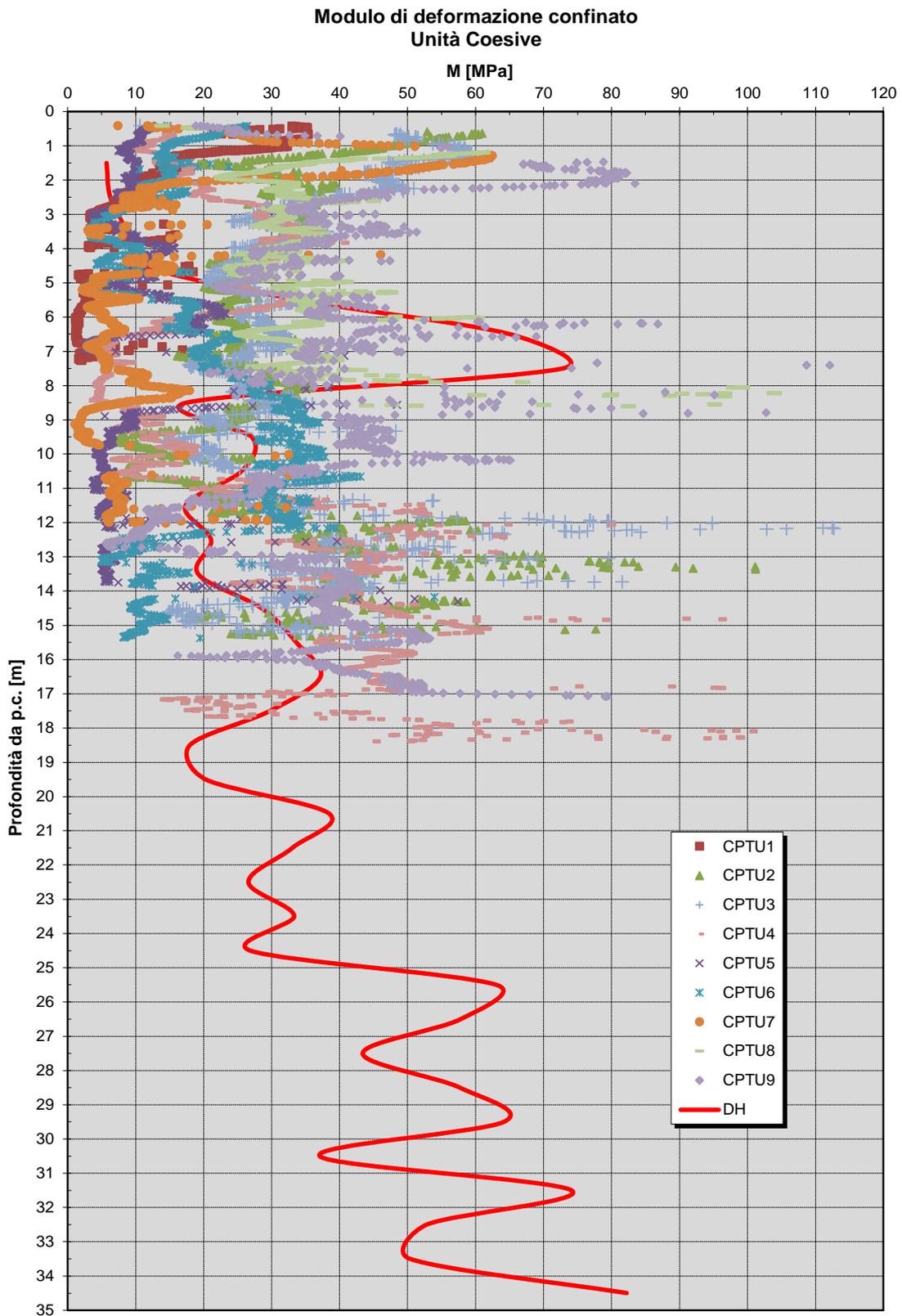
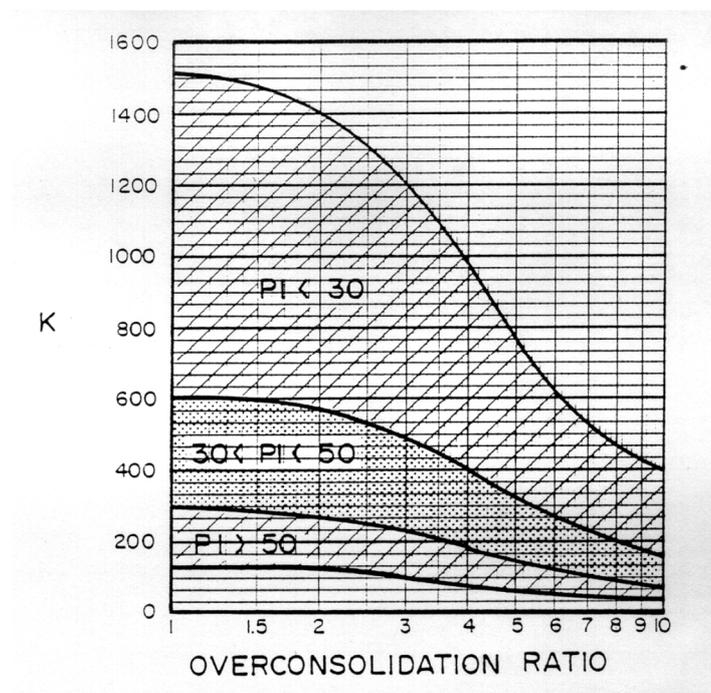


Figura 28 – Andamento del Modulo Elastico per Unità Coesive

6.5.3 Moduli elastici operativi 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 3 – 4 ed un IP = 25 -35 si ottiene un $k = 500 - 700$

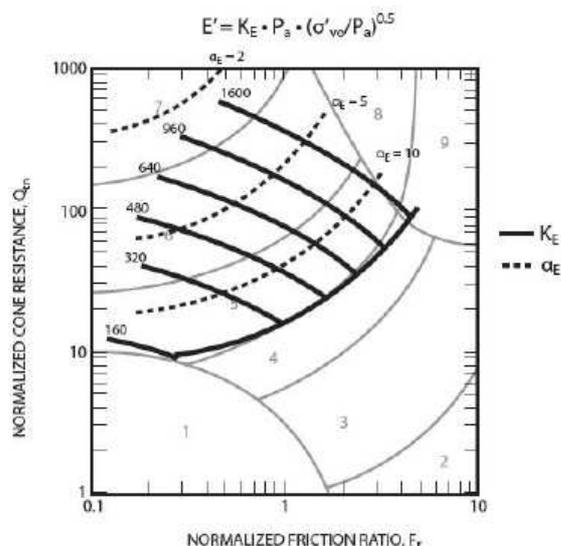
6.5.4 Moduli elastici operativi Terreni Incoerenti

Per determinare il modulo elastico E' (con $I_c < 2.20$) da prove penetrometriche statiche CPTU per terreni incoerenti a grana fine, viene utilizzata la correlazione di Mayne (2007) ove:

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

con

$$\alpha_M = 0.015 \cdot 10^{0.55 I_c + 1.68}$$



Per determinare invece i moduli elastici operativi E' per unità incoerenti grossolane GS, si basa sulle correlazioni in bibliografia adottando le prove SPT che di seguito si riportano.

Correlazione di Jamiolkowski

Una stima dei moduli elastici “operativi”, viene fatta utilizzando la correlazione proposta da Jamiolkowski et al. (1988), corrispondente a tensioni dell’ordine del 25% di quelle a rottura in funzione della densità relativa D_R e di N_{SPT} .

$$\text{Per terreni NC: } E'_{25} = (10.5 - 3.5D_R) \cdot N_{SPT} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\text{Per terreni OC: } E'_{25} = (52.5 - 35D_R) \cdot N_{SPT} \quad \text{kg/cm}^2$$

essendo:

E'_{25} = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%

D_R = densità relativa espressa come frazione dell’unità

N_{SPT} = numero di colpi in prova SPT.

Nel caso in esame si adotta la correlazione proposta per terreni OC per le Unità GS.

Correlazione di D’Appolonia et al.

La correlazione di D’Appolonia (1970) determina il modulo elastico in funzione di NSPT, attraverso le seguenti correlazioni:

$$\text{Per sabbie e ghiaia NC: } E' = 18.75 + 0.756 \cdot N_{SPT} \quad \text{MPa}$$

$$\text{Per sabbie OC: } E' = 36.79 + 1.043 \cdot N_{SPT} \quad \text{MPa}$$

Nel caso in esame si adotta la correlazione per le Unità GS: per sabbie OC.

Inoltre una volta determinato il valore della V_s dalle correlazioni di Ohta & Goto e Yoshida, è possibile valutare il modulo elastico E_0 , da cui con la correlazione $E_0 / 10$ è possibile determinare il modulo elastico operativo E' .

Nella Figura 28 è riportato l'andamento del Modulo Elastico per le unità incoerenti desunto dalle prove SPT e Down Hole. La prova Down Hole è stata eseguita all'interno del sondaggio S2 che ha rilevato una lente di ghiaia GS tra 4.80 e 8.30 m, mentre al di sotto le lenti ghiaiose sono presenti solo nel sondaggio S1_Pz. Si nota come in questo primo intervallo ci sia una buona corrispondenza tra moduli elastici determinati con DH e da correlazioni.

Nella Figura 29 è riportato invece il modulo elastico desunto dalle prove penetrometriche all'interno delle unità incoerenti sabbiose.

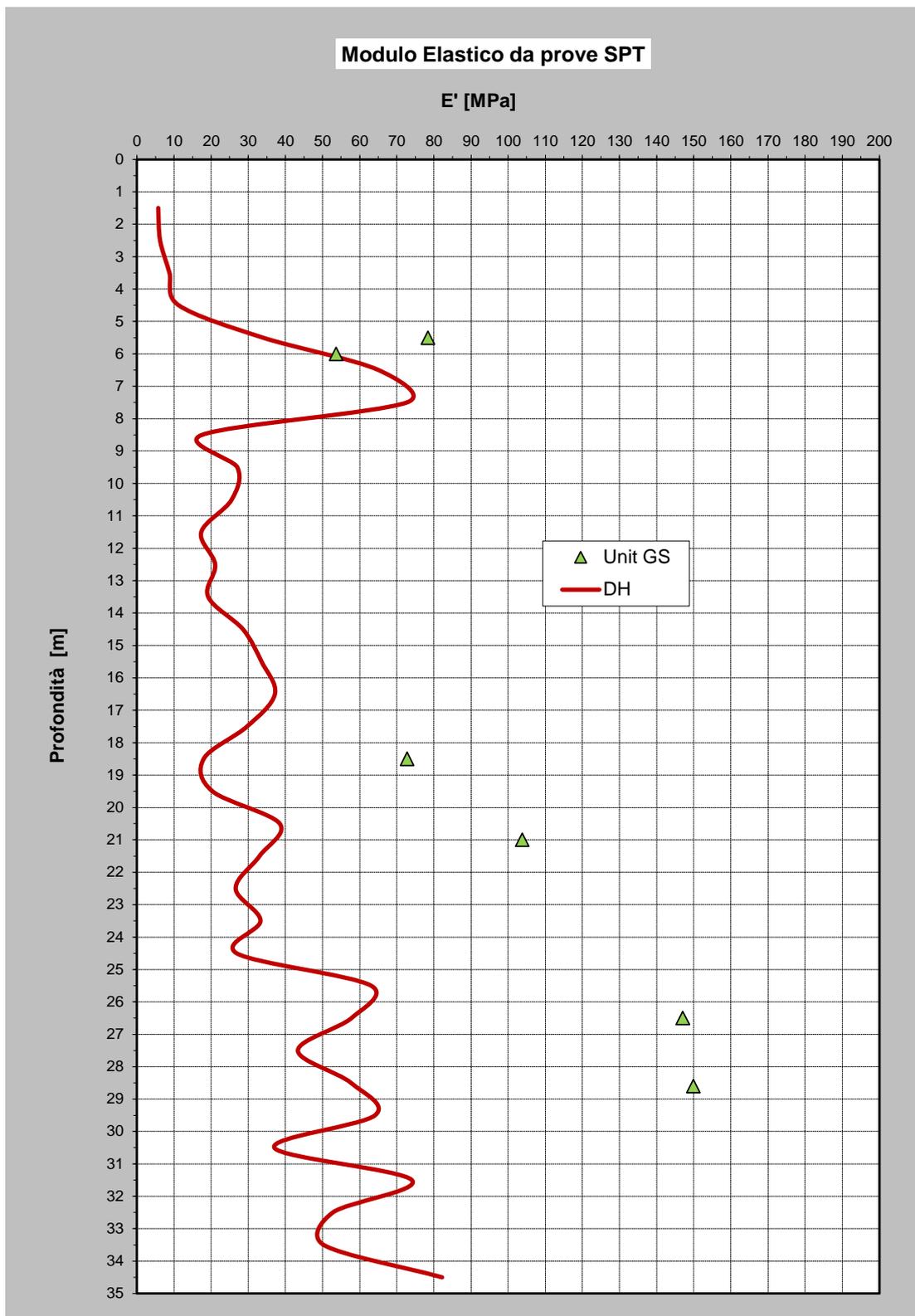


Figura 29 – Andamento del Modulo Elastico per Unità Incoerenti grossolose GS

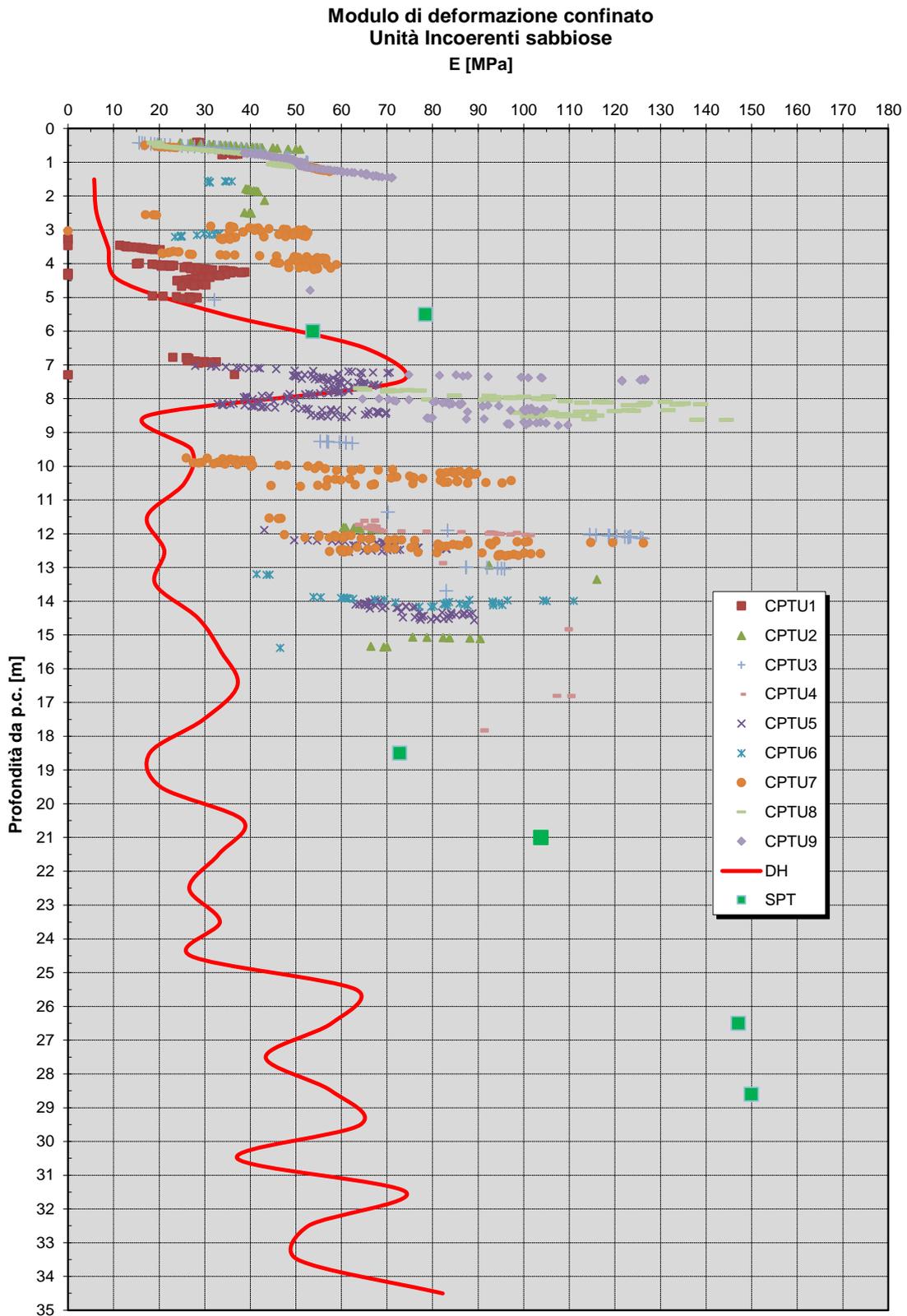


Figura 30 – Andamento del Modulo Elastico per Unità Incoerenti sabbiose

7 PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base delle indagini in sito ed in laboratorio eseguite, è stato possibile ricostruire la successione stratigrafica. Di seguito si sintetizzano i parametri geotecnici di progetto.

Unità AL/LA – Limi argillosi e Argille limose

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c_u = 30 - 125 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$\phi' = 24 - 28$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 10 - 15 \text{ kPa}$	coesione drenata
$M = 10 - 40 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Unità GS –Ghiaie in matrice sabbiosa

$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\phi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 50 - 150 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

La falda di progetto si assume come da profilo geotecnico.

8 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Per definire la categoria di suolo, è stata eseguita n°1 prova Down Hole all'interno del foro di sondaggio S2_DH e n°4 prove Masw lungo l'intero tracciato. I risultati sono riportati nella Tabella seguente.

Sigla prova	S2_DH	MASW1	MASW2	MASW3	MASW4
$V_{s,30}$ [m/s]	243	278	265	271	256
Categoria sottosuolo	C	C	C	C	C

In accordo con le NTC'18 secondo quanto previsto nella Tabella 3.2. Il seguente la Categoria di Suolo è "C".

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

8.1 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Ai fini progettuali per definire le azioni sulle strutture si adotta:

- vita nominale: $V_N = 100$ anni
- classe d'uso: III

da cui risulta:

- coefficiente d'uso: $C_U = 1.5$
- periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 150$ anni

Le coordinate del sito in WGS84 sono:

Latitudine: 44.7096

Longitudine: 10.6205

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i seguenti parametri:

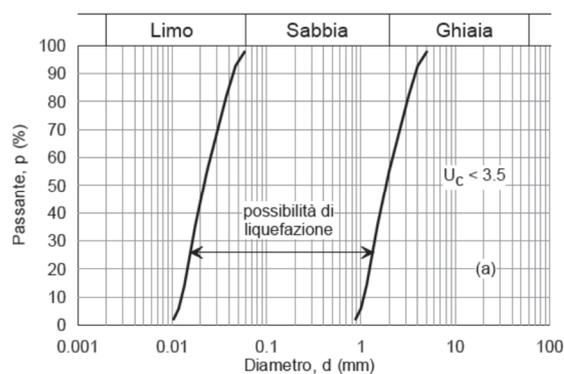
- categoria di sottosuolo: C
- Coefficiente topografico T1: $S_t = 1.00$
- fattore di sito: $S_s = 1.376$
- accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido: $a_g = 0.223 \text{ g}$
- massima accelerazione $a_{max} = 0.307 \text{ g}$

8.2 VERIFICHE DI LIQUEFAZIONE

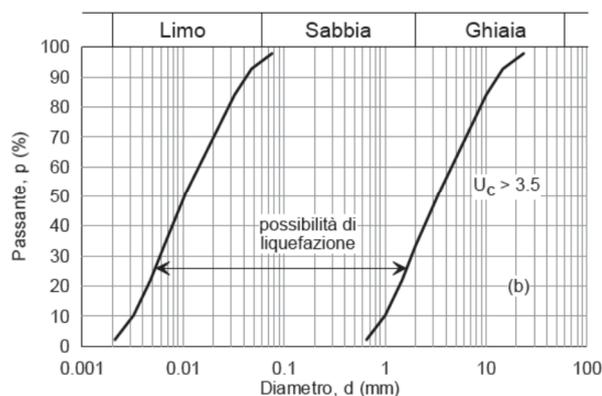
In terreni saturi sabbiosi sollecitati da azioni cicliche dinamiche, il termine liquefazione comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche. L'avvenuta liquefazione si manifesta attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo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

Per l'opera in esame si ha che:

- la magnitudo di riferimento si considera mediante le zone sismogenetiche in particolare si adotta la zona 913 in cui $M_w = 6.14$;
- la falda è stata considerata cautelativamente a 1.0 m di profondità da p.c..
- si considera l'accelerazione massima per le opere da progettare nel sito e pari a $a_{max} = 0.307$ g

8.2.1 Analisi liquefazione

Tale capitolo è finalizzato alla stima dell'occorrenza dei fenomeni di liquefazione. In particolare si sono utilizzati i risultati provenienti dalle prove penetrometriche con piezocono CPTU eseguite durante la campagna d'indagine. La verifica a liquefazione è stata condotta adottando il programma CLiq v.3.0.3.4 - CPT Liquefaction Assessment Software della GeoLogismiki. La verifica a liquefazione è stata eseguita, considerando una magnitudo di riferimento $M = 6.14$, un'accelerazione massima orizzontale $a_{max} = 0.307$ g, con soggiacenza della falda freatica alla quota $D_w = - 2.0$ m da p.c.. Per eseguire l'analisi si adottano differenti teorie a confronto e in particolare quella di Boulanger & Idriss (2014).

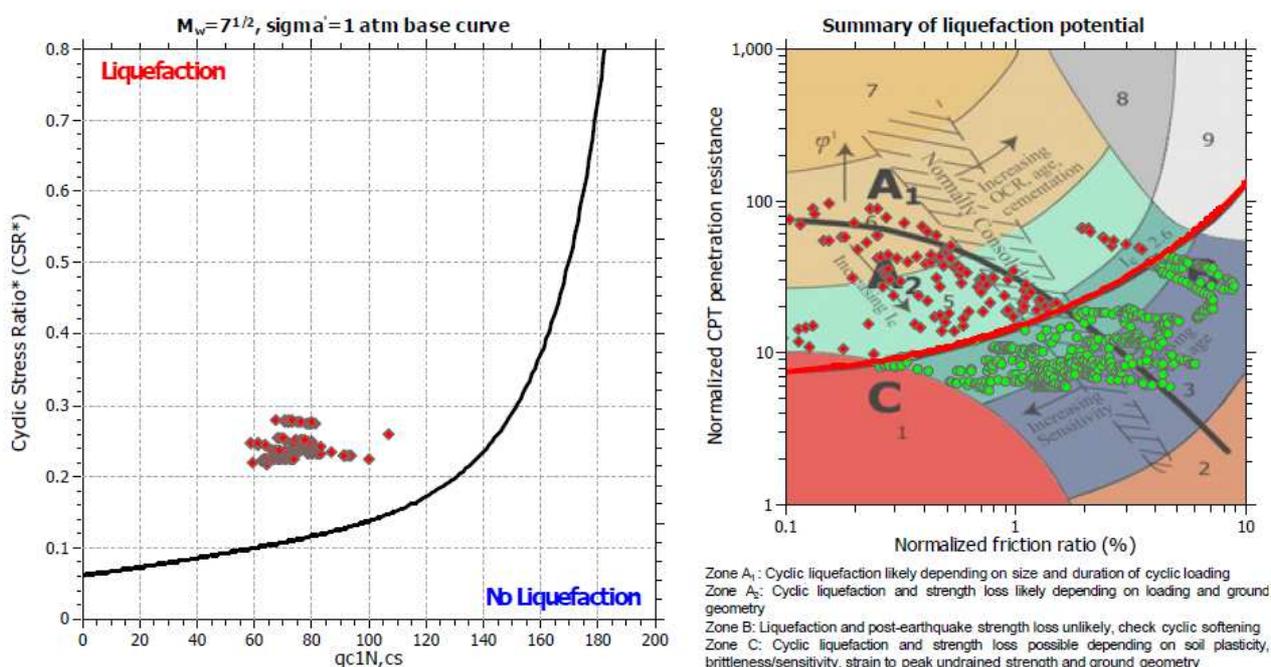


Figura 31 – Analisi liquefazione CPTU1

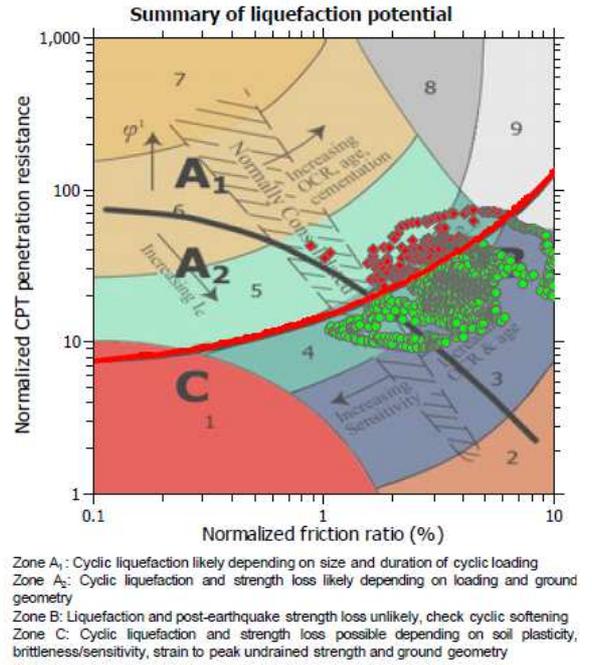
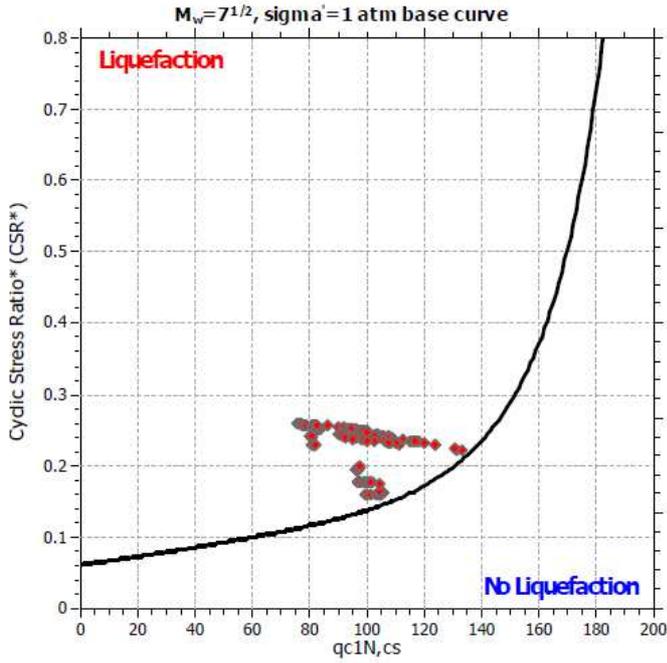


Figura 32 – Analisi liquefazione CPTU2

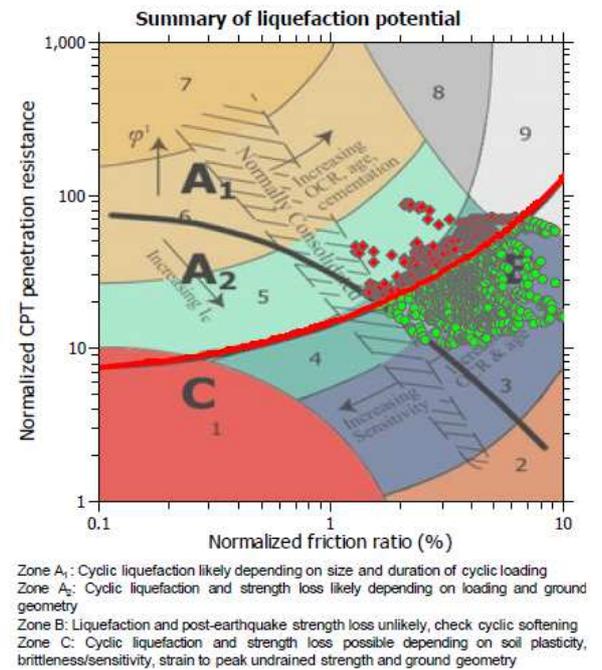
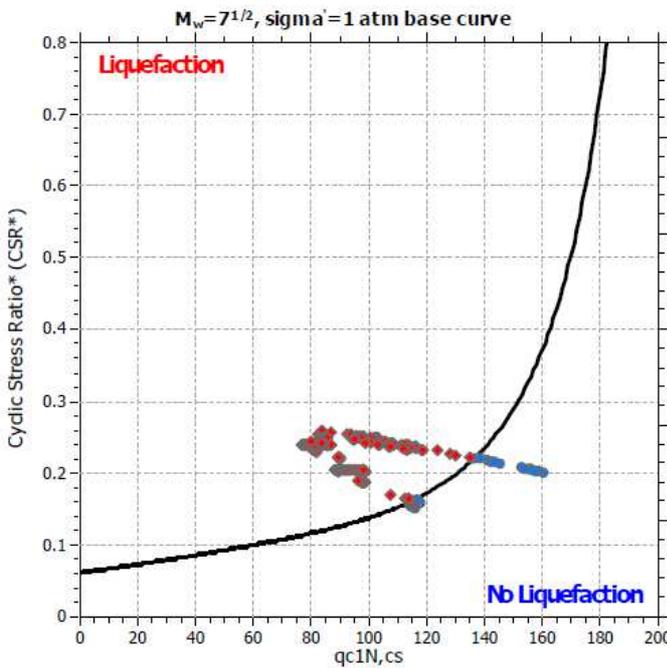


Figura 33 – Analisi liquefazione CPTU3

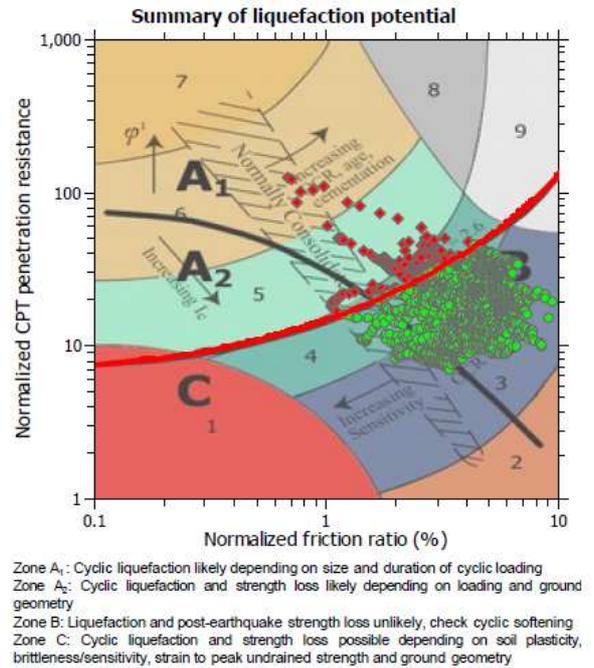
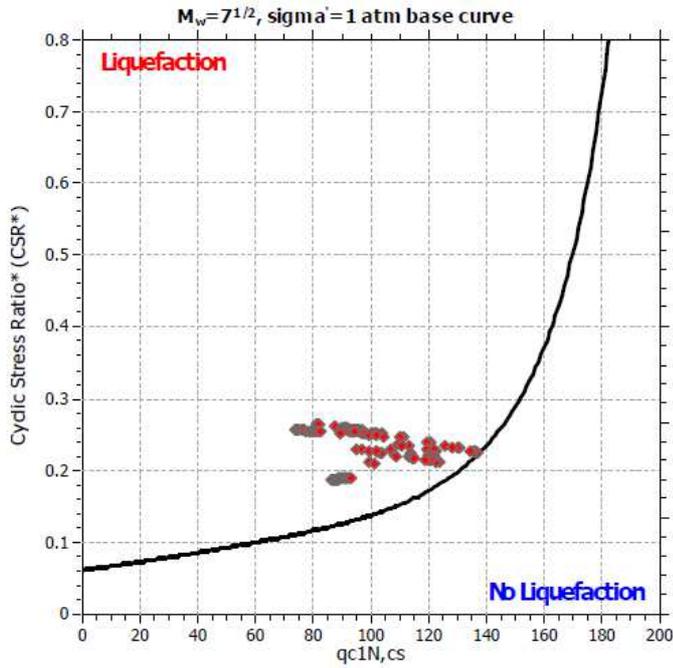


Figura 34 – Analisi liquefazione CPTU4

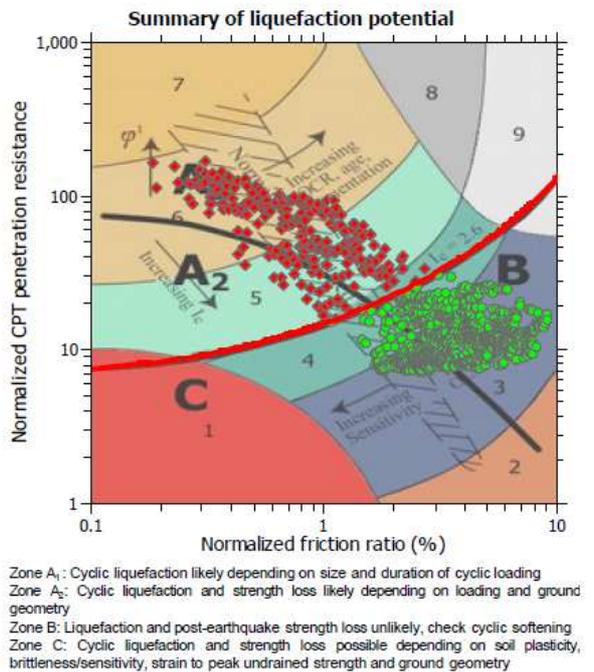
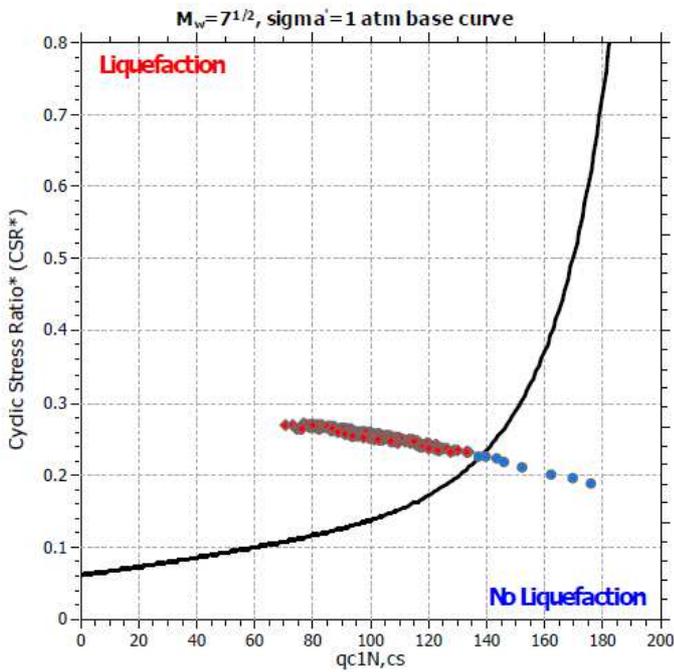


Figura 35 – Analisi liquefazione CPTU5

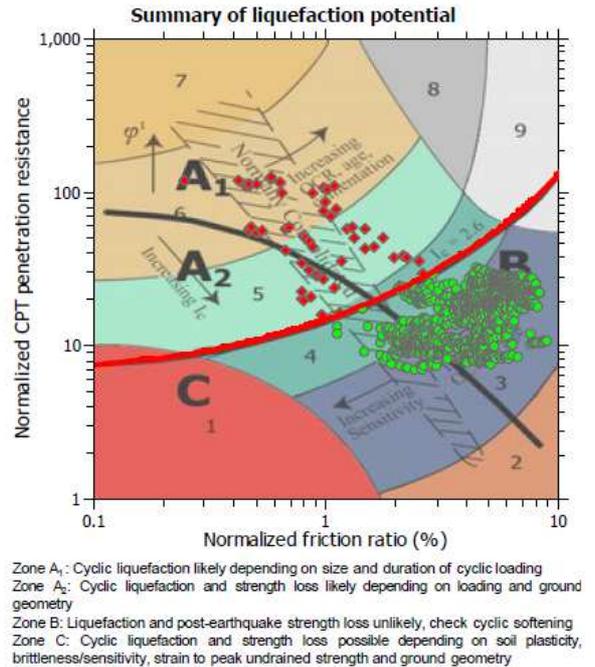
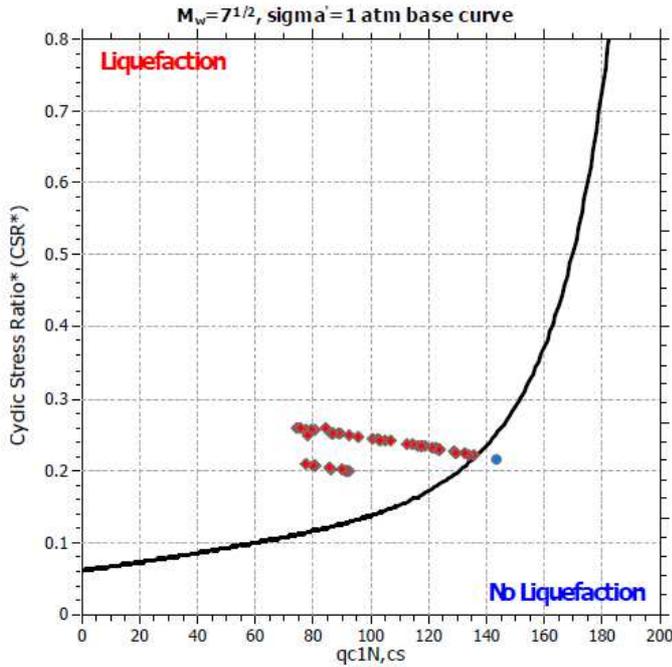


Figura 36 – Analisi liquefazione CPTU6

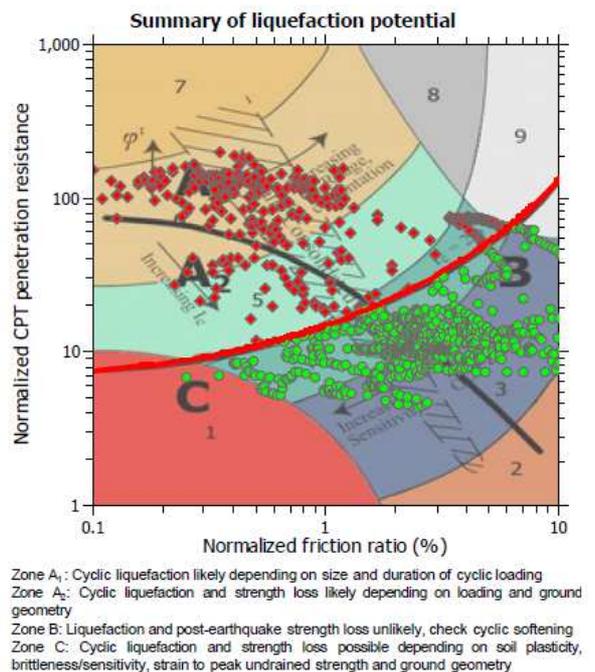
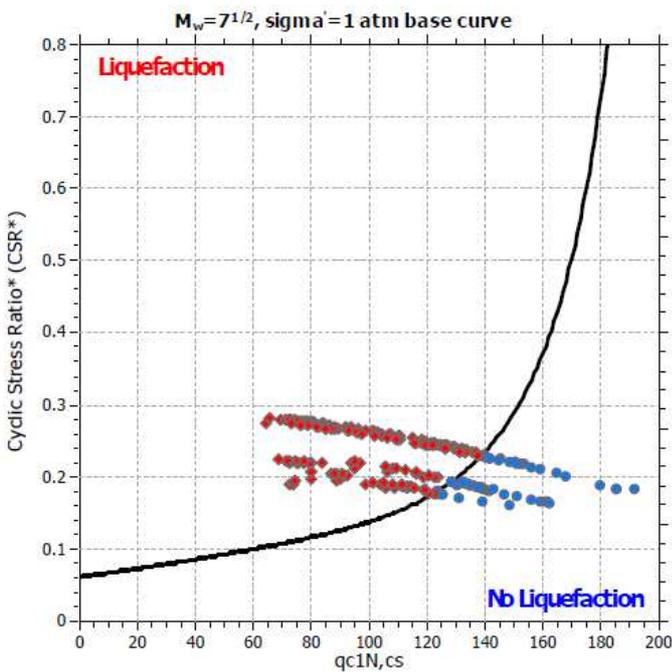


Figura 37 – Analisi liquefazione CPTU7

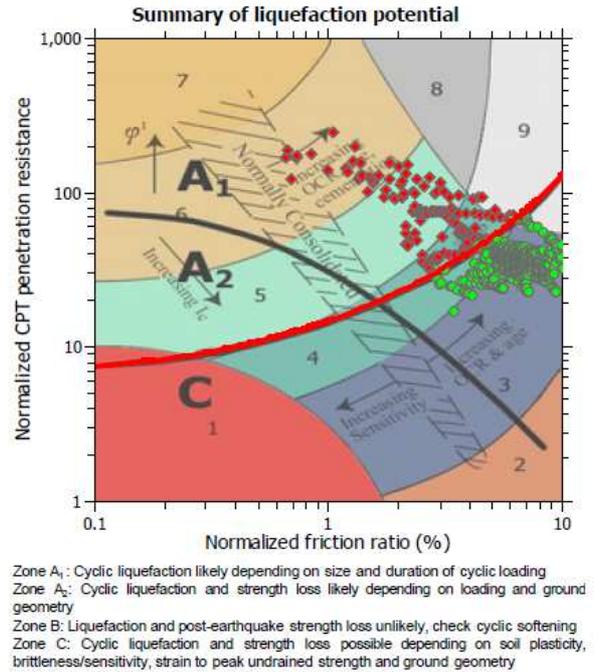
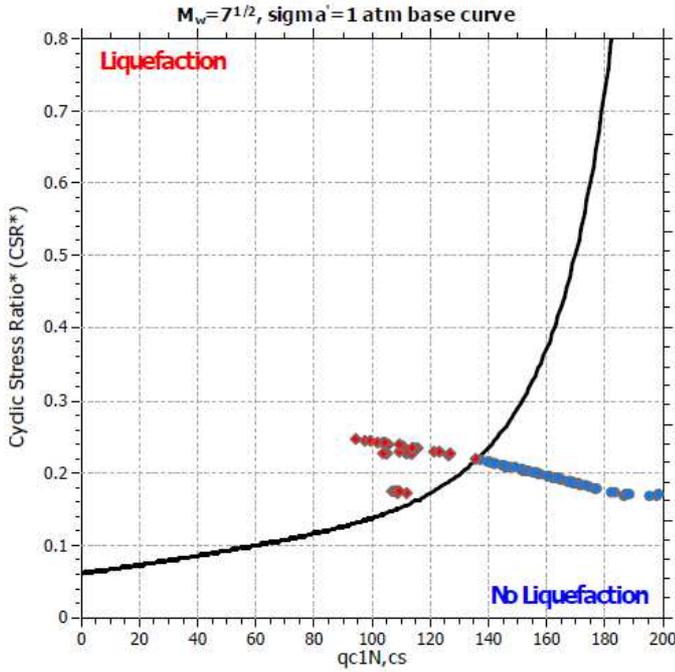


Figura 38 – Analisi liquefazione CPTU8

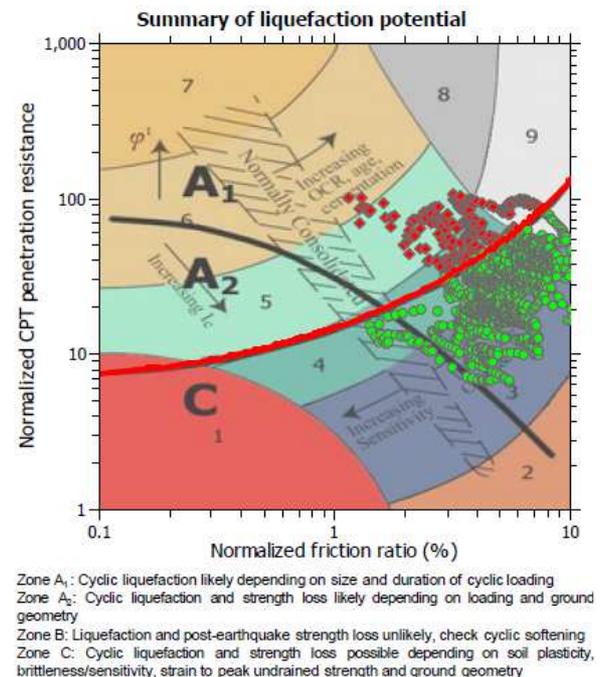
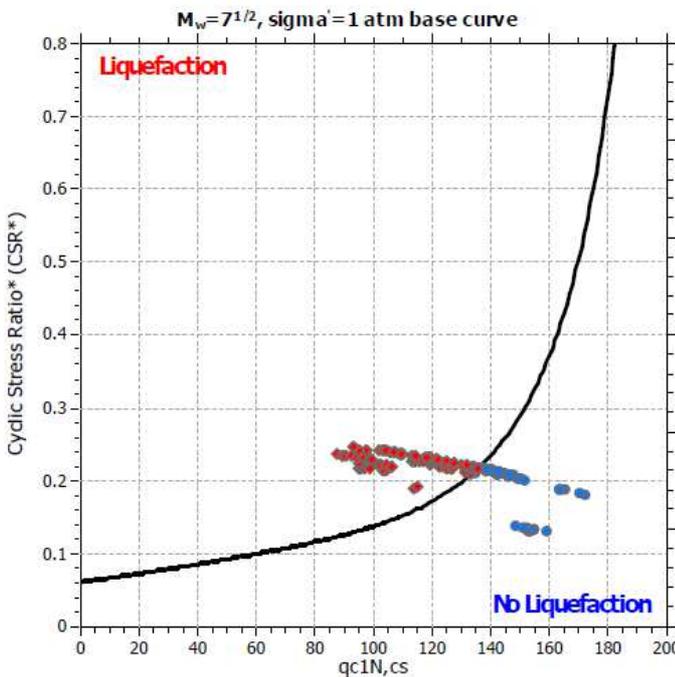


Figura 39 – Analisi liquefazione CPTU9

La verifica a liquefazione è stata condotta per tutte le prove penetrometriche disponibili. Si è determinato il valore di LPI che rappresenta Indice di Potenziale Liquefazione, che può essere così stimato:

LPI = 0 il rischio è molto basso

$0 < LPI \leq 5$ il rischio è basso

$5 < LPI \leq 15$ il rischio è elevato

$LPI > 15$ il rischio è estremamente elevato.

Dalle verifiche è risultato LPI massimo ≈ 5.58 per cui il potenziale di liquefazione al limite con rischio basso, come mostrano i report seguenti.

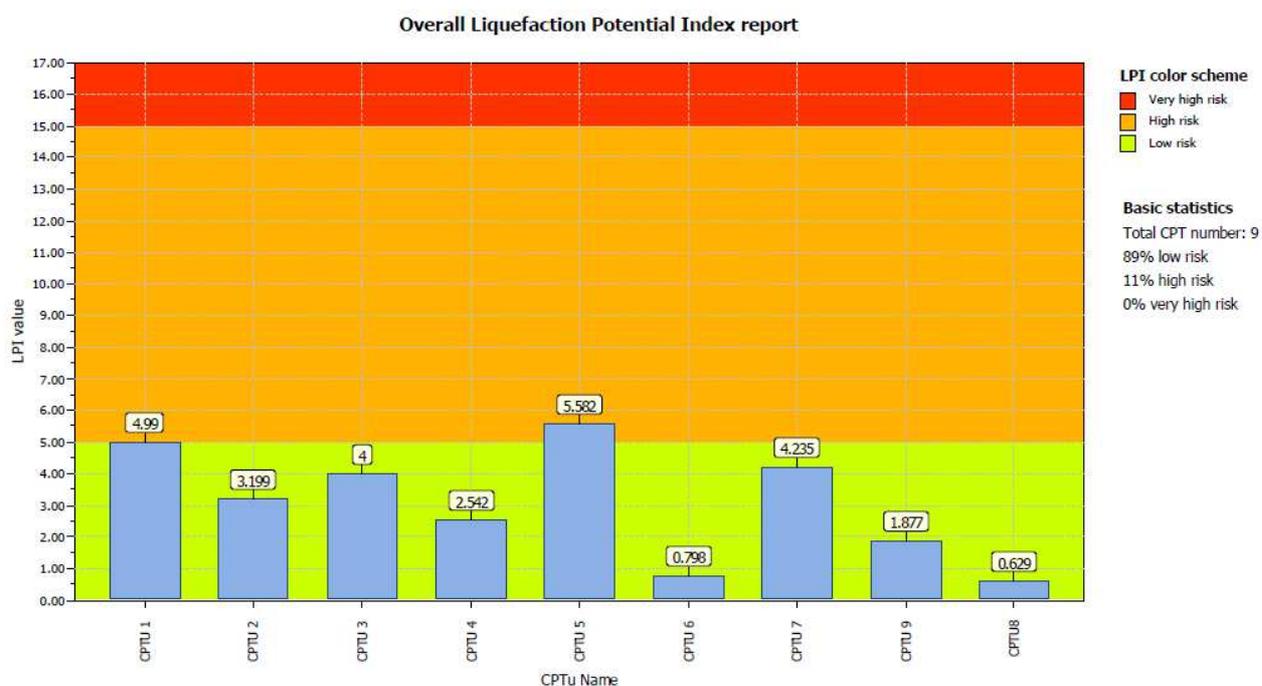


Figura 40 – Indice di Potenziale Liquefazione (IPL)

9 PIANI DI POSA DI RILEVATI STRADALI

Durante la campagna d'indagine, sono stati eseguiti n°6 pozzetti esplorativi sino ad una profondità di 1.50 m da p.c.. dapprima è stata eseguita una descrizione stratigrafia con l'obiettivo di verificare lo spessore del terreno vegetale oltre ad eseguite un prelievo di campione disturbato da sottoporre a prove di laboratorio quali classificazione oltre a prova di carico su piastra.

Inoltre volendo prevedere la stabilizzazione a calce, i campioni prelevati verranno sottoposti ad idonee prove per lo studio della miscela.

Nella seguente Tabella si riportano in sintesi i pozzetti esplorativi eseguiti, con indicazione della profondità raggiunta, del numero di campioni rimaneggiati prelevati e le prove di carico su piastra eseguite.

Nome Pozzetto	Profondità [m]	n° campioni rimaneggiati	n° PLT
POZ2	1.50	1	1
POZ3	1.50	1	1
POZ4	1.50	1	1
POZ5	1.50	1	1
POZ5bis	1.50	1	1
POZ6	1.50	1	1

Sui campioni prelevati (rimaneggiati) nei pozzetti esplorativi a quota -0.50 m da p.c., sono state eseguite in laboratorio le seguenti prove:

- determinazione dei limiti di Atterberg
- analisi granulometriche
- umidità naturale
- peso specifico
- classificazione UNI10006
- contenuto di sostanze organiche
- contenuto di solfati
- Valore di Blu.

Di seguito sono sintetizzati i risultati delle indagini:

pozzetto	V (vegetale/riporto)	Class. UNI10006
	cm	
POZ2	40	A6
POZ3	40	A7-6
POZ4	20	A7-6
POZ5	30	A7-6
POZ5bis	50	A7-6
POZ6	50	A7-5

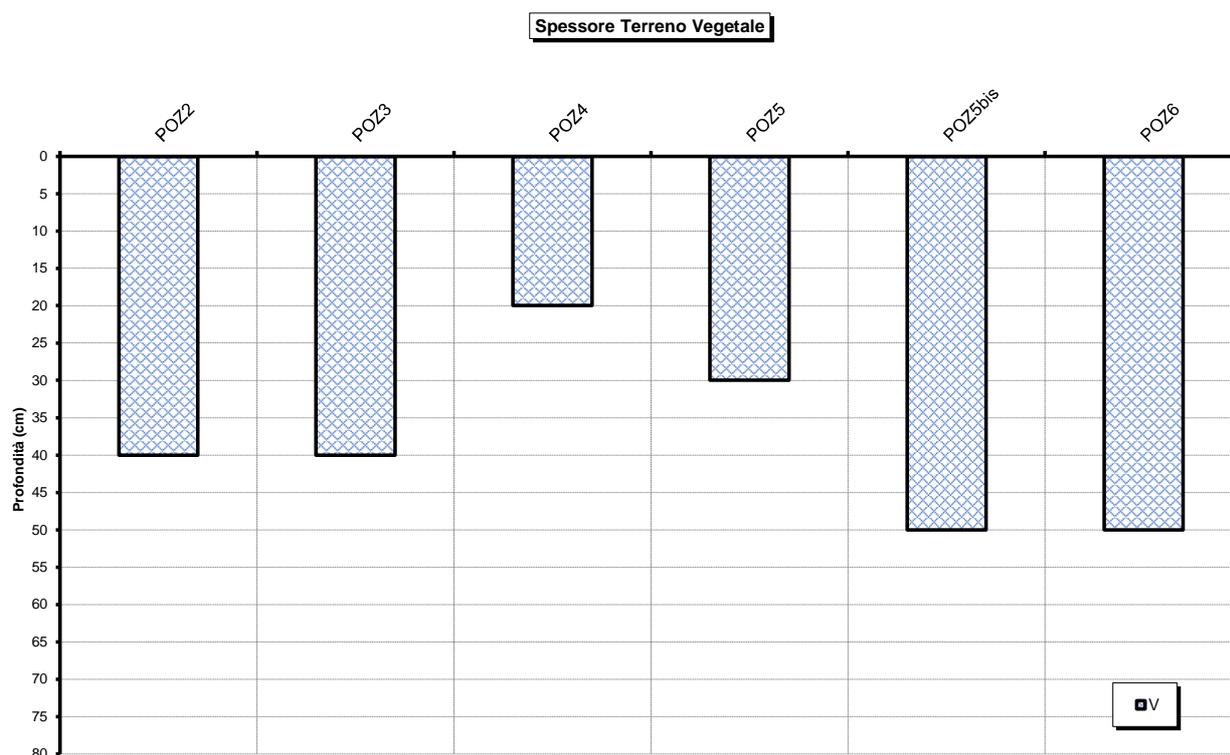


Figura 41 – spessore terreno vegetale

Di seguito sono sintetizzati i risultati delle analisi granulometriche eseguite in laboratorio sui campioni rimaneggiati prelevati nei pozzetti esplorativi sui terreni presenti sotto la coltre vegetale, da cui si osserva che i materiali prelevati entro i pozzetti sono classificabili come A6 – A7-6.

Pozzetto n°	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	Classificazione UNI-CNR 10006
POZ2	0.20	15.30	50.70	33.80	A6
POZ3	0.00	20.50	40.80	38.70	A7-6
POZ4	0.00	10.80	34.00	55.20	A7-6
POZ5	0.50	15.80	52.80	30.90	A7-6
POZ5bis	0.00	8.20	52.40	39.40	A7-6
POZ6	0.30	14.30	35.10	50.30	A7-5

Sono state inoltre eseguite prove chimiche per verificare che i vari campioni siano stabilizzabili a calce. I risultati sono riportati nella tabella seguente.

Conenuto di Sostanze Organiche	Conenuto di Solfati	Valore di BLU
%	%	MB
0.78	< 0.01	23
0.89	< 0.01	28
0.54	< 0.01	28
0.44	< 0.01	32
0.93	< 0.01	27
0.90	< 0.01	24

Nella Tabella seguente e relativa figura, si riportano i valori del modulo di deformazione M_d ottenuti sia al 1° ciclo di carico che al 2° ciclo di carico, determinate con prove su piastra (PLT) con diametro 30 cm eseguite all'interno dei pozzetti esplorativi. I valori di M_d al 1° ciclo di carico riportano valori compresi fra 3.3 e 23.1 MPa. Quindi al di sotto dei minimi valori previsti da Capitolato Norme Tecniche, che riporta:

- 50 MPa: sul piano di posa della trincea;
- 20 MPa: sul piano di posa del rilevato posto a 1.0 m da quello della fondazione della pavimentazione stradale;
- 15 MPa: sul piano di posa del rilevato posto a 2.0 m o più, da quello della fondazione della pavimentazione stradale.

Prova di carico su piastra n°	1° CICLO	2° CICLO	Rapporto M_d / M_d'
	Modulo di deformazione M_d MPa	Modulo di deformazione M_d' MPa	
POZ2	23.1	428.6	0.05
POZ3	7.5	30.3	0.25
POZ4	3.3	---	---
POZ5	17.4	66.7	0.26
POZ5bis	18.5	56.6	0.33
POZ6	5.9	21.1	0.28

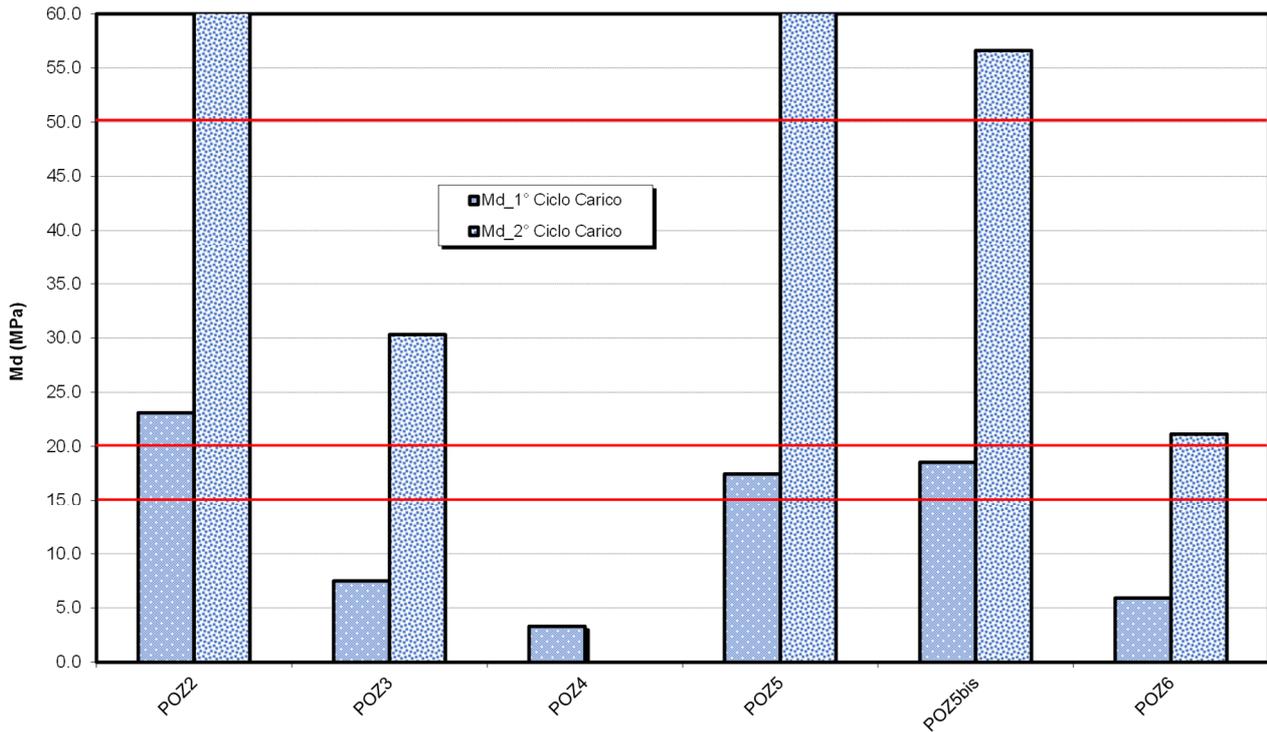


Figura 42- M_d – da prove di carico su piastra

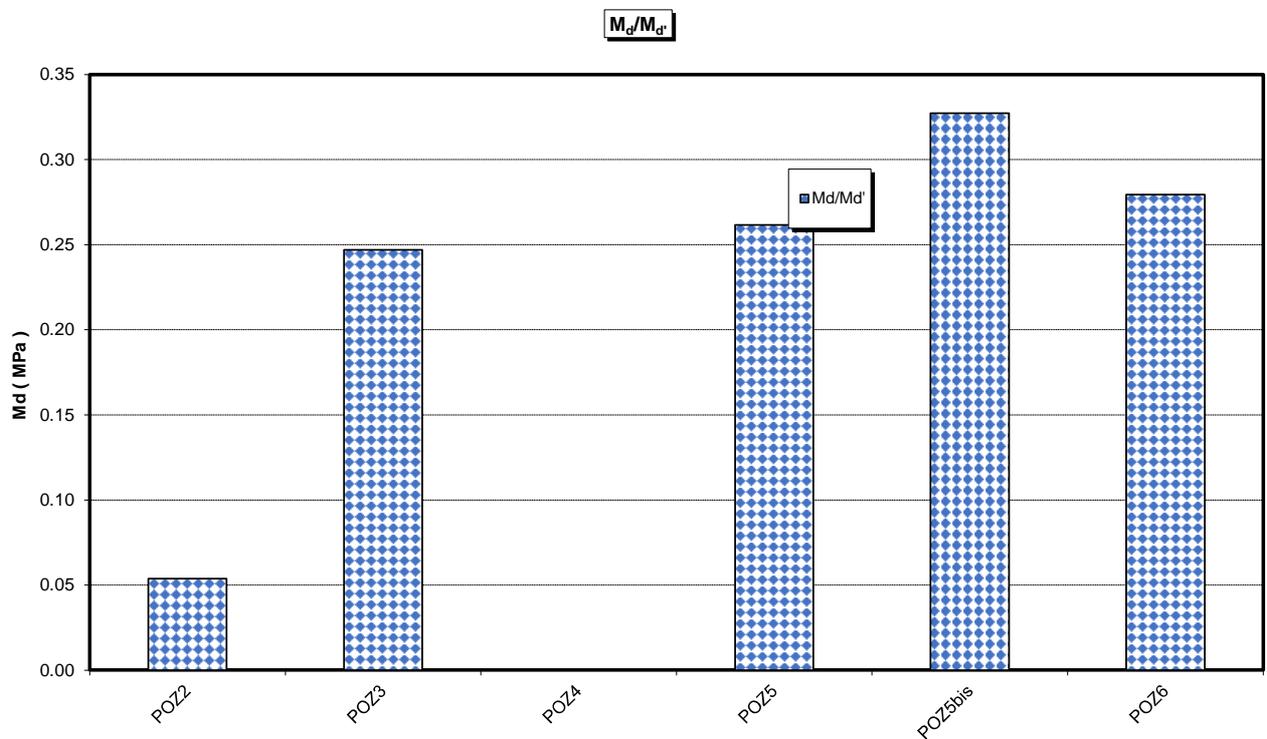


Figura 43 - prove di carico su piastra M_d / M_d'

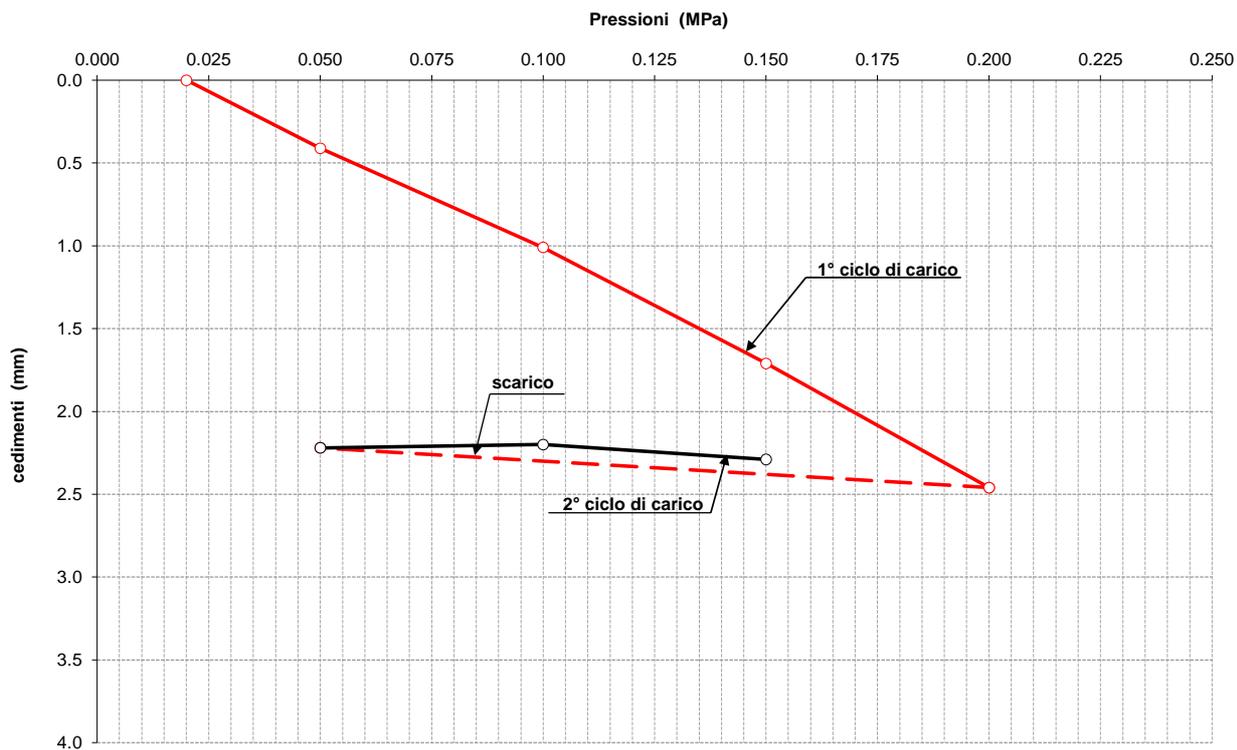


Figura 44 - prova di carico su piastra POZ2

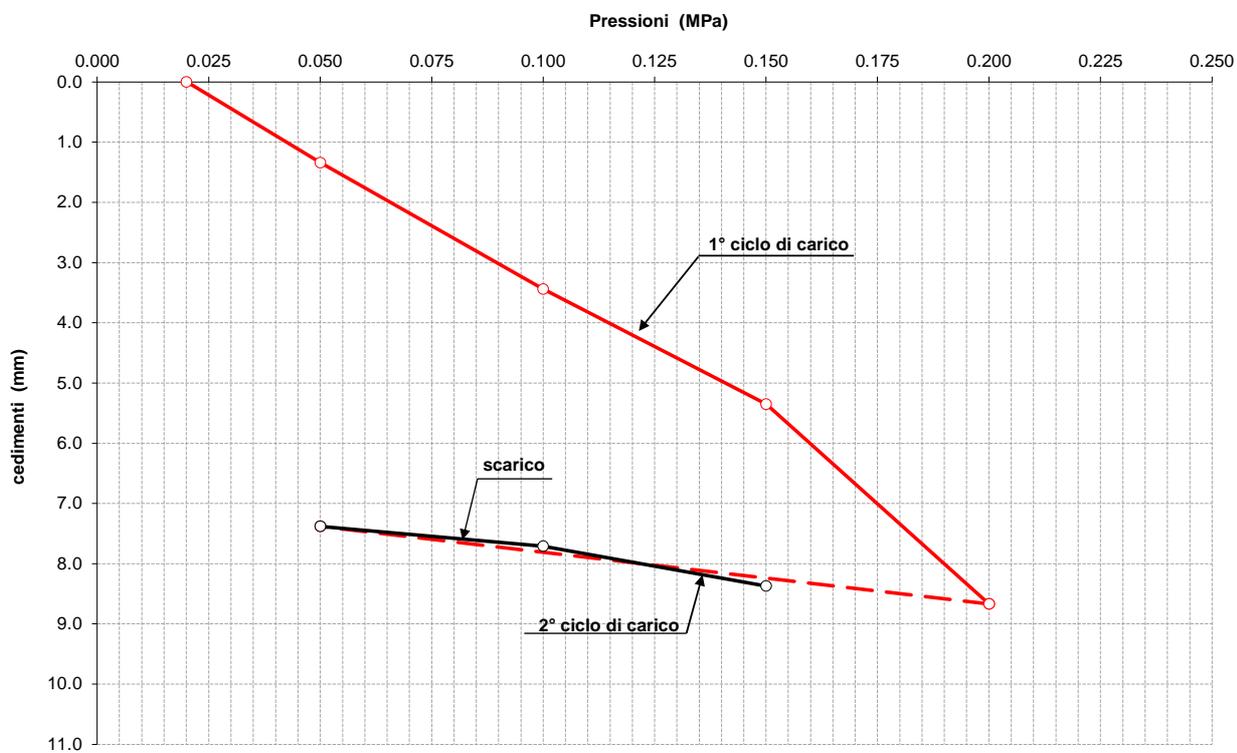


Figura 45 - prova di carico su piastra POZ3

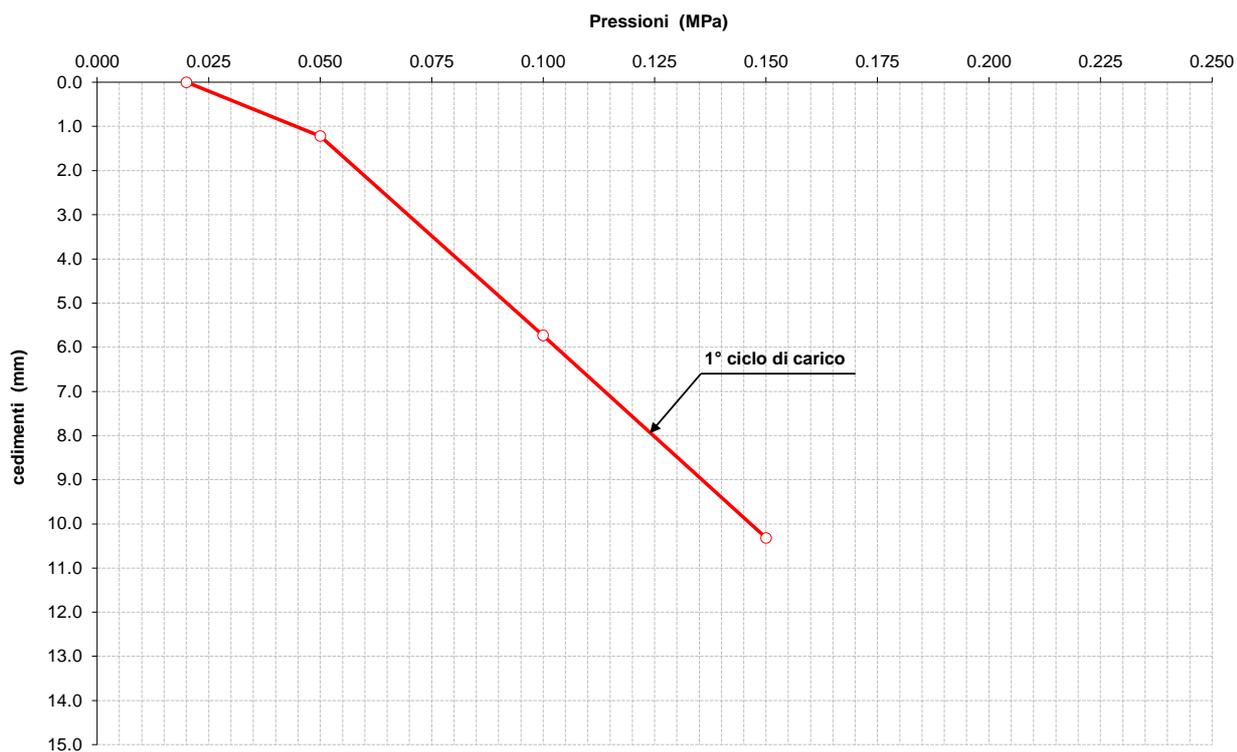


Figura 46 - prova di carico su piastra POZ4

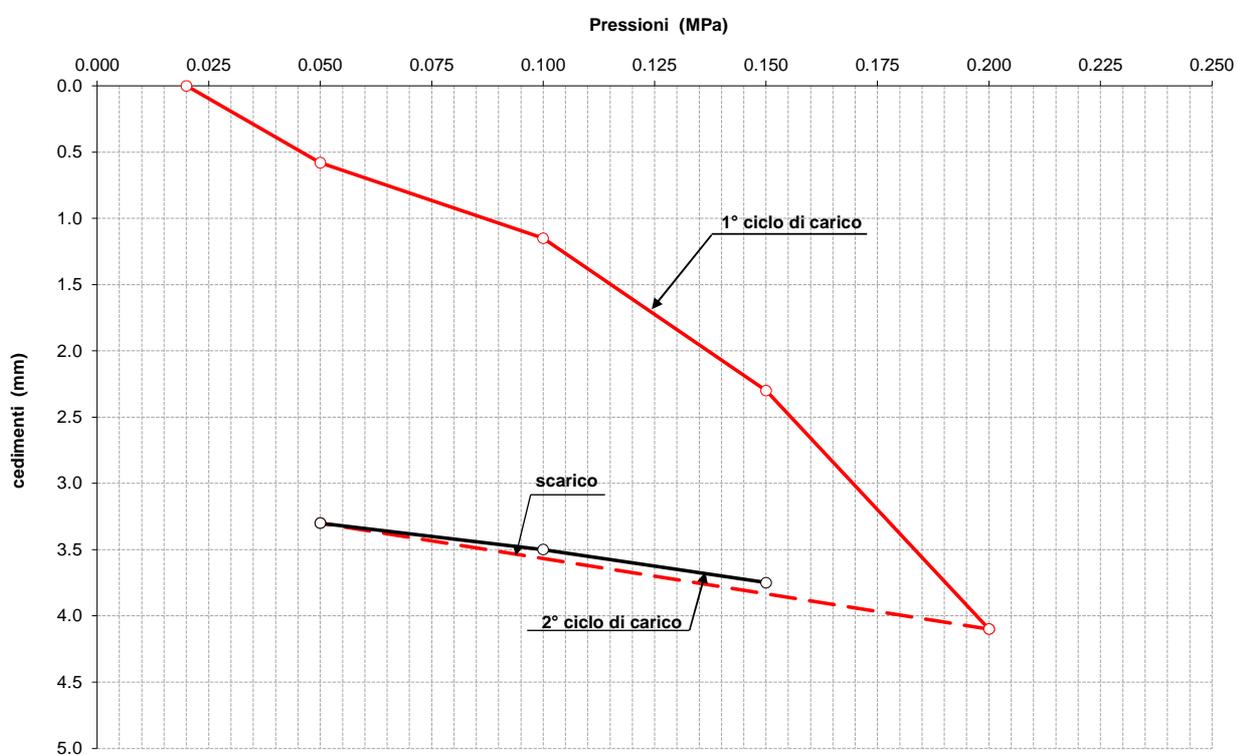


Figura 47 - prova di carico su piastra POZ5

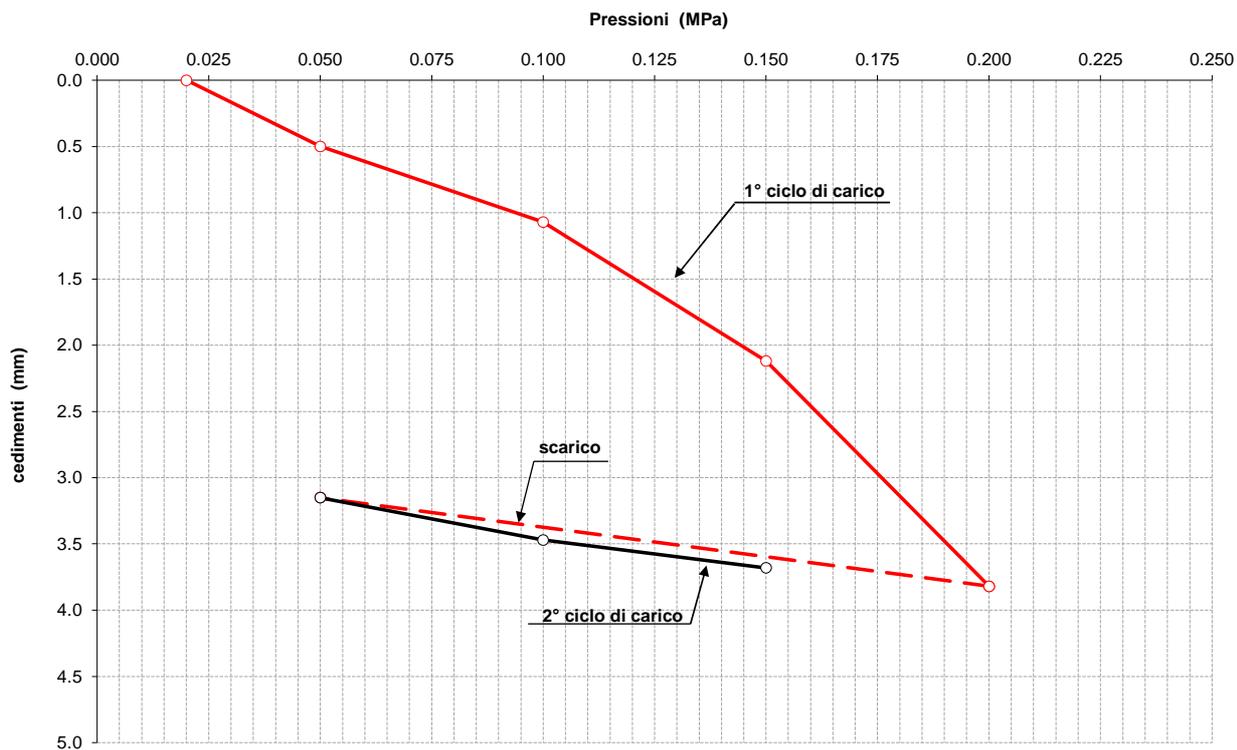


Figura 48 - prova di carico su piastra POZ5bis

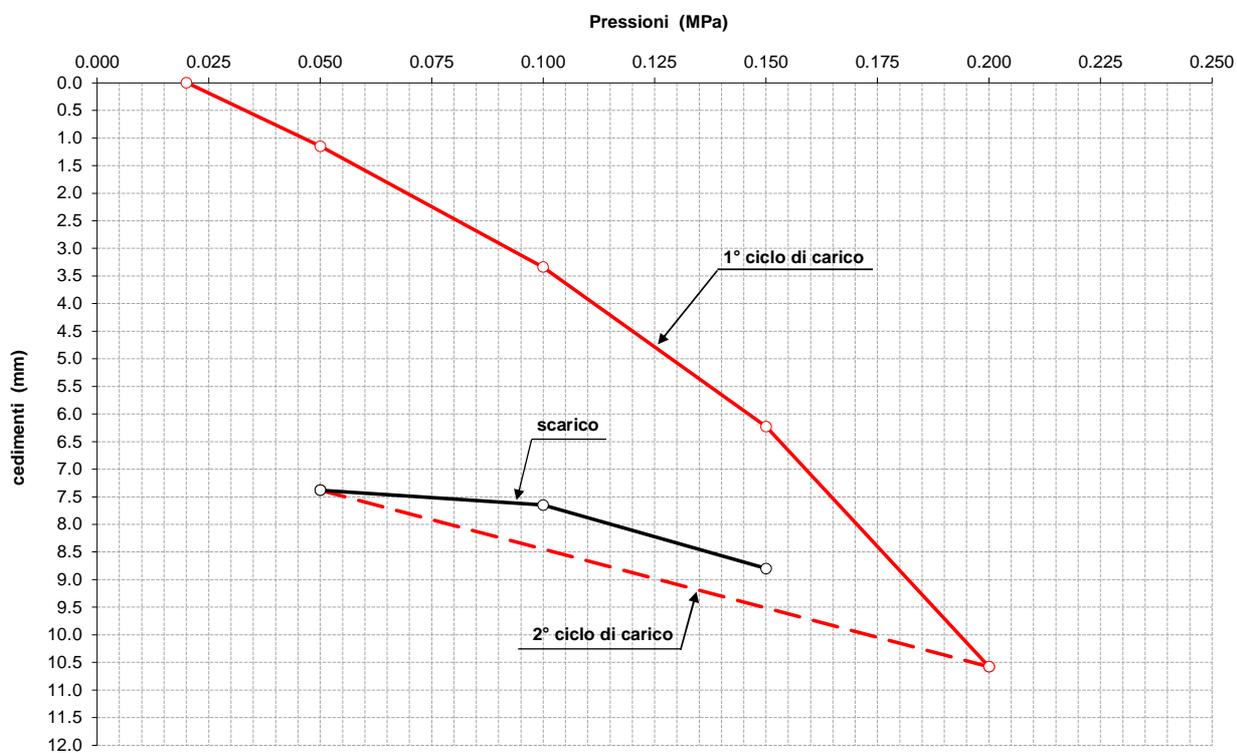


Figura 49 - prova di carico su piastra POZ6

Come si riscontra dal profilo stradale e dalle sezioni trasversali, il progetto è quasi interamente in rilevato di altezza inferiore a 2.0 m, come mostrato nella Figura 48.

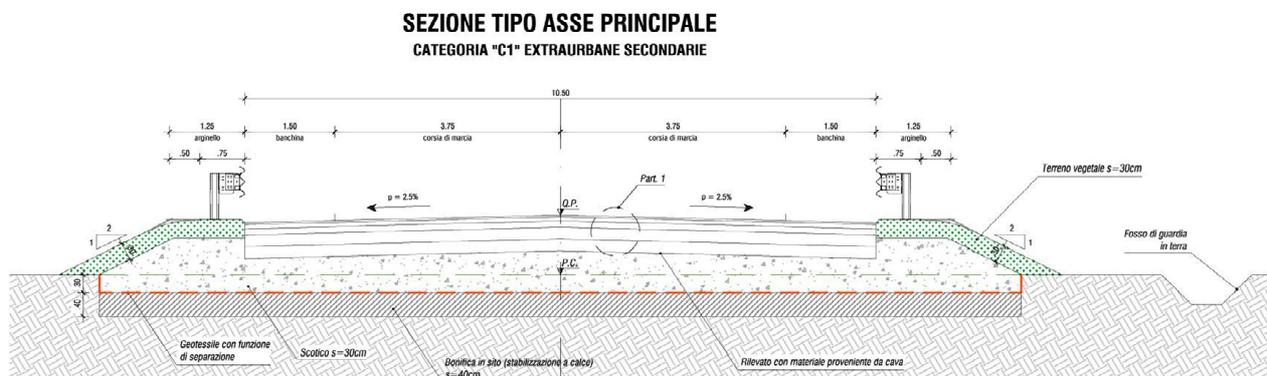


Figura 50 – Sezione tipo in rilevato

Ai fini progettuali si considera pertanto di attestare il piano di posa dei futuri rilevati stradali a -0.30 m da p.c., con asportazione di 30 cm di materiale vegetale e stabilizzazione a calce per i 40 cm successivi del piano di posa, ai fini di rendere poco sensibili di piani di appoggio dei rilevati all'acqua.

La calce che si prevede di utilizzare è CL90Q non polverose, tipo UNIROAD SP.

10 VALUTAZIONE DELLA PORTANZA PALI

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono condotte, in accordo con le NTC' 2018, con riferimento all'Approccio 2: A1+M1+R3. Il valore di progetto R_{cd} della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della seguente tabella.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Inoltre la resistenza caratteristica R_k del palo viene ricavata attraverso correlazioni empiriche che prevedono l'utilizzo di parametri geotecnici, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) sarà dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$) i fattori di correzione (ξ) riportati nella seguente tabella in funzione del numero di verticali d'indagine.

Come previsto dalla Circolare 7/2019 al Paragrafo 6.4.3.1, le verticali d'indagine si riferiscono al volume significativo di ogni singola fondazione. Pertanto ai fini della portanza si è assunto un valore del fattore di correzione (ξ_3) pari a 1.70, che considera un numero pari a 1 verticale d'indagine.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	γ_R (R3 = elica continua CFA)	ξ (n indagini = 1)	FS (R3)
Base	1.30	1.70	2.21
Laterale in compressione	1.15	1.70	1.96
Laterale in trazione	1.25	1.70	2.13

10.1 CAPACITA' PORTANTE DEI PALI A CARICHI VERTICALI

10.1.1 Determinazione della resistenza di progetto a compressione

La portata di progetto di un palo trivellato soggetto a sforzo normale di compressione (eseguito con completa asportazione del terreno) "Qd" può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'_p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite

Q_{bl} = portata di base limite

W'_p = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato $6 \times 1.3 = 8 \text{ kN/m}^3$)

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale ($= \gamma_s \cdot \xi_3$)

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($= \gamma_b \cdot \xi_3$)

Per la valutazione della Portata Laterale Limite si opta per i seguenti criteri.

Unità Coesive

$$Q_{ll} = \pi \cdot D \cdot \sum (\tau_i \cdot h_i)$$

da cui la tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo con [Reese & Wright, 1977], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione: $\tau_i = \alpha c_{ui}$

dove:

c_{ui} è la coesione non drenata nello strato i-esimo

α_i è un coefficiente empirico nello strato i-esimo funzione della cui per il quale si assume valida la curva riportata nella figura seguente.

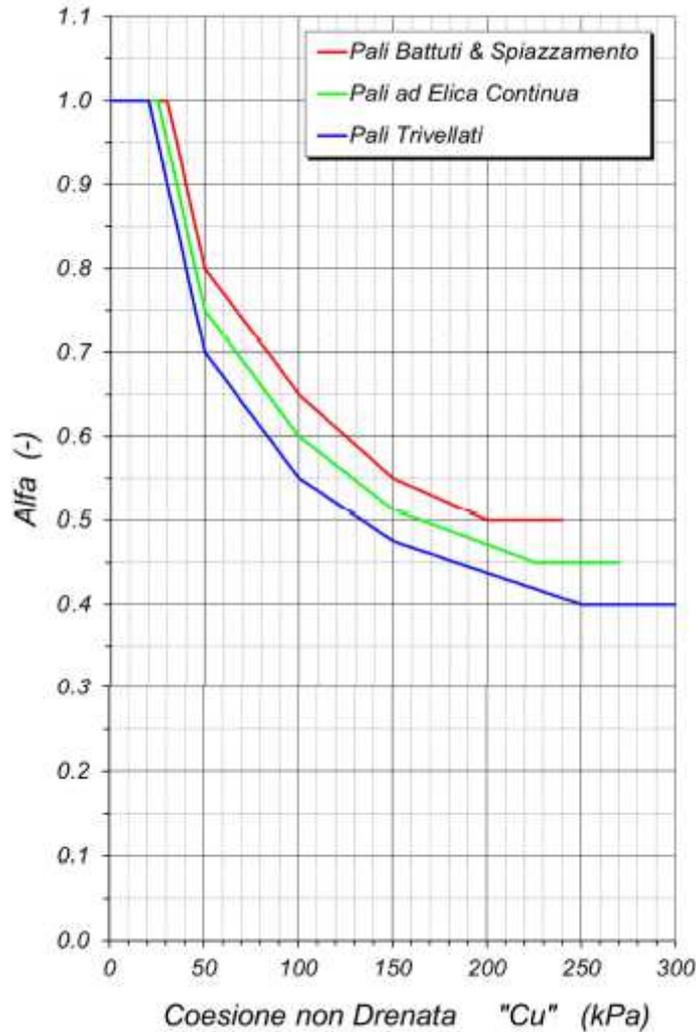
$\alpha = 1.00$ per $c_u \leq 20 \text{ kPa}$

$\alpha = 0.70$ per $20 \leq c_u \leq 50 \text{ kPa}$

$\alpha = 0.55$ per $50 \leq c_u \leq 100 \text{ kPa}$

$\alpha = 0.47$ per $100 \leq c_u \leq 150 \text{ kPa}$

$\alpha = 0.40$ per $c_u \geq 250 \text{ kPa}$



Unità Incoerenti

La tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo con [Burland, 1973], [Reese & O'Neill, 1988], [Chen & Kulhawy, 1994] e [O'Neill & Hassan, 1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_{li} = k \cdot \tan \phi \cdot \sigma'_{voi} = \beta_i \cdot \sigma'_{voi} \leq \tau_{li,max}$$

dove:

- β_i è il coefficiente empirico per lo strato i-esimo, valutato come $\beta = k \cdot \tan \phi$
- σ'_{voi} è la pressione verticale efficace media geostatica nello strato i-esimo calcolata a partire dal p.c. originario
- $\tau_{li,max}$ è la tensione tangenziale ultima massima attribuibile allo strato i-esimo
- k moltiplicatore = 0.70 desunto dalle AGI - Raccomandazioni sui pali di fondazione Ed. 1984/1997
- ϕ angolo di resistenza al taglio.

Nel caso di pali trivellati a fango, il valore di $\tau_{i,max}$ è inoltre ricavabile dalle seguenti espressioni (Reese & Wright, 1977):

$$\tau_{l,max} = 3.0 \cdot N_{SPT} \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} \leq 53$$

$$\tau_{l,max} = 142 + 0.32 \cdot N_{SPT} \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} > 53$$

Dove $N_{SPT} = n^\circ$ dei colpi

Per la valutazione della Portata di Base Limite è stata utilizzata la seguente relazione.

Unità Coesive

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

$$q_{bl} = 9 \cdot c_u + \sigma_v$$

dove:

A_p = area della base del palo

q_{bl} = portata limite di base

q_{ub} = portata specifica di base

c_u = coesione non drenata alla base del palo

σ_v = tensione litostatica alla base del palo

Unità Incoerenti

Nel caso dei pali trivellati di grande diametro con base in terreni sabbioso-ghiaiosi è prassi consolidata assumere il valore della portata unitaria corrispondente a cedimenti della base del palo pari al 5% del diametro; a tale portata viene attribuito il termine di portata critica ($q_{b,crit}$).

La portata di base critica può essere ricavata sulla base delle indicazioni fornite da Reese e Wright (1977), Reese e O'Neill (1987) con la seguente relazione e rappresentate nella figura di seguito:

$$q_{b,crit} = 67 \cdot N_{SPT} \quad N_{SPT} < 60 \quad (\text{kPa})$$

$$q_{b,crit} = 4000 \quad N_{SPT} > 60 \quad (\text{kPa})$$

Per le opere in cui non vi sono a disposizione prove SPT, la portata di base è stata determinata in base alla seguente correlazione di Berezantzev in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

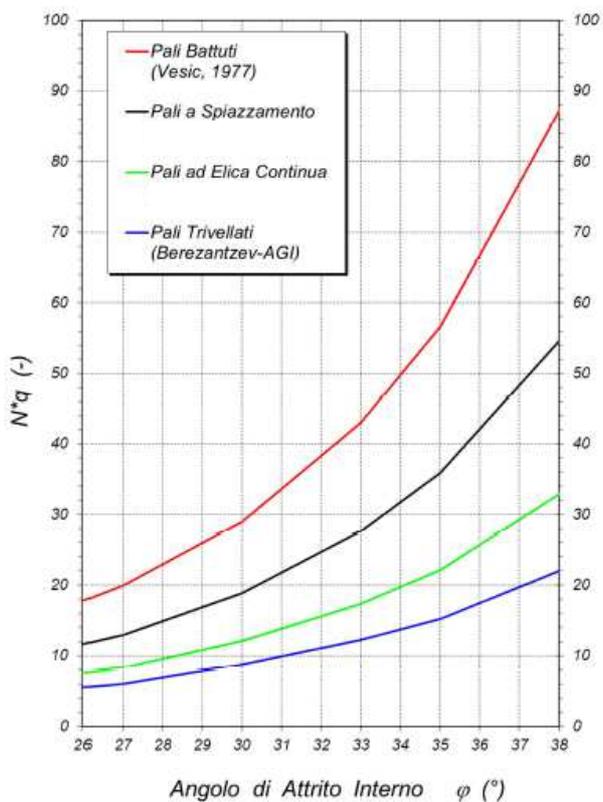
Il valore della portata unitaria di base critica è ricavabile dalla seguente espressione:

$$q_{b,crit} = N_q \cdot \sigma'_v \leq q_{b,crit}^{MAX}$$

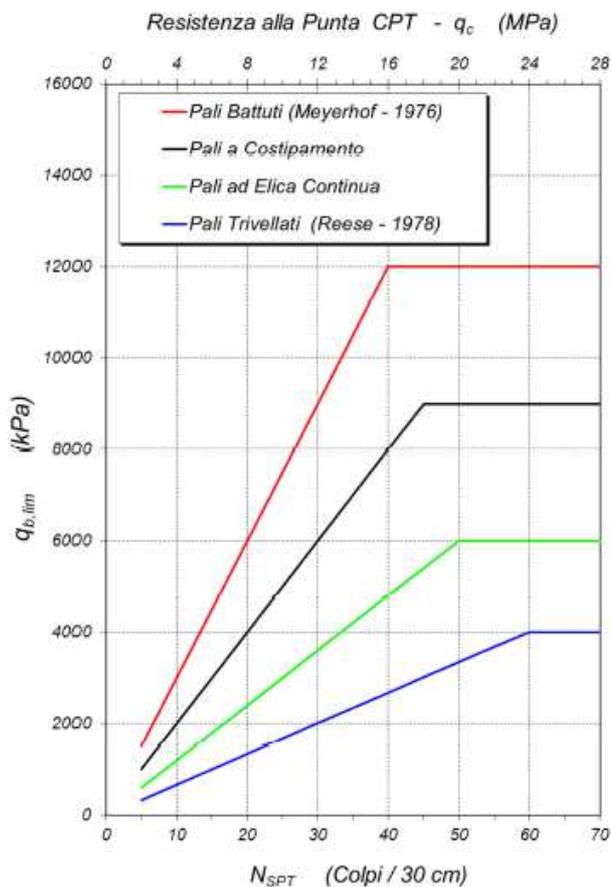
dove:

N_q = moltiplicatore ricavabile dal grafico sottostante

σ'_v = tensione verticale efficace litostatica.



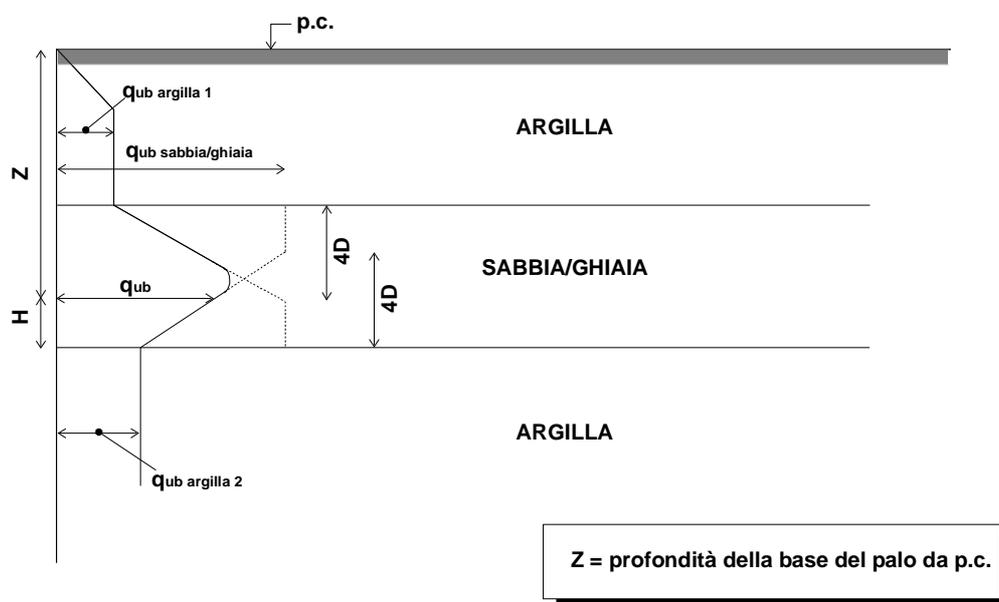
La pressione limite massima è ricavabile dal grafico sottostante.



10.1.2 Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli descritti precedentemente. In accordo a quanto discusso in Meyerhof (1976) la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo, in accordo a quanto rappresentato nella figura seguente. Quando la portata di base attribuibile ad uno strato "i" è superiore a quella degli strati adiacenti, essa può essere attribuita per intero se la base del palo è situata per almeno 4 D entro lo strato.

- La lunghezza del palo dovrà essere almeno pari a 10 volte il diametro del palo.
- Il carico di progetto sul palo dovrà essere compatibile con le caratteristiche resistenti della sezione del palo.
- Inoltre cautelativamente la lunghezza di progetto del palo viene definita considerando che il carico massimo in esercizio $N_{max,SLE}$ sia $< Q_{LL} / 1.3$.



10.2 CARICO LIMITE NEI RIGUARDI DEI CARICHI TRASVERSALI

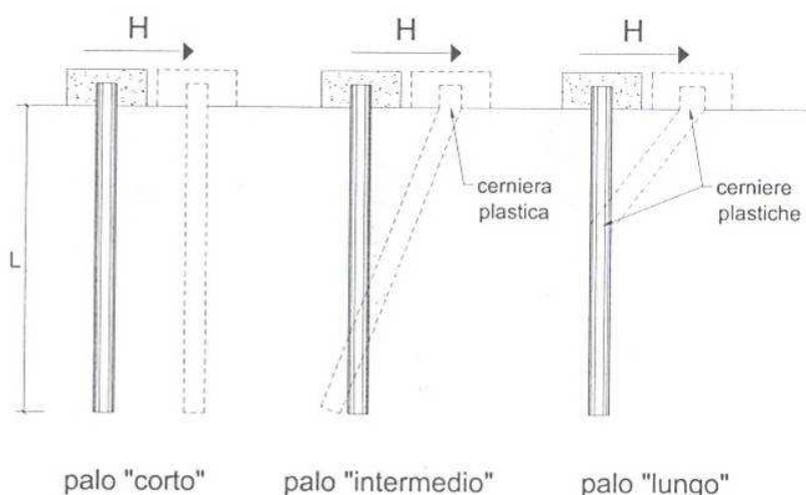
La resistenza del complesso palo terreno nei confronti delle azioni trasversali è stata calcolata secondo la teoria proposta da Broms (1964), in ipotesi di:

- comportamento flessionale del palo rigido perfettamente plastico dopo il raggiungimento del valore del momento di plasticizzazione;
- pressione di interazione palo-terreno dipendente solo dal tipo di terreno e dal diametro del palo;
- Terreno a comportamento rigido – plastico, con mobilitazione completa della resistenza per ogni non nullo dello spostamento.

La teoria di Broms fornisce stime sempre molto cautelative dell'effettivo carico limite trasversale del palo.

In generale il massimo carico trasversale esperibile dal palo dipende dalla geometria (lunghezza, diametro), dalle condizioni di vincolo in testa del palo, dalle caratteristiche strutturali del palo (momento di plasticizzazione M_y), dalla resistenza del terreno e dal meccanismo di rottura, ovvero dalla eventuale formazione di cerniere plastiche lungo il fusto del palo che avviene quando in una data sezione il momento agente eguaglia il momento di plasticizzazione.

I possibili meccanismi di rottura possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo", come riportato nella figura seguente.



I pali si possono considerare sempre incastrati in testa.

Il momento di plasticizzazione è variabile a seconda dell'armatura e diametro del palo di fondazione.

Essendo i terreni dove sono inseriti i pali di tipo incoerente, facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento di plasticizzazione pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

Palo corto:

$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:

$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:

$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{ \left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2 }$$

In accordo con quanto riportato nelle NTC '18, il calcolo del carico limite orizzontale, utilizza la combinazione A1+M1+R3.

10.3 DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE

10.3.1 Opera di scavalco SP114 e su Rio Acqua Chiara

Nella seguente tabella si riportano i parametri per il dimensionamento dei pali di fondazione sia della SPALLA 1 e 2.

Le prove che vengono prese in esame sono la CPTU1, S1_Pz e S2_DH.

SP1

Unità	Profondità	Prof. falda	Prof. Testa palo	γ	c_u	ϕ	τ_i	$\tau_{us,max}$	N_q	$q_{crit.}$	K
	[m]										
AL ₁	0.0 ÷ 2.0	-3.0	-2.0	19.0	125 - 50	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	120	9	---	---
AL ₂	2.0 ÷ 5.0			19.0	50	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	120		---	---
GS	5.0 ÷ 8.0			18.5	---	34	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	150	20	2500	0.70
AL ₃	8.0 ÷ 10.0			19.0	90	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	120	9	---	---
AL ₄	10.0 ÷ 16.0			19.0	30	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	120		---	---
AL ₅	16.0 ÷ 27.0			19.0	50	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	120		---	---
AL ₆	27.0 ÷ 35.0			19.0	100	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	120		---	---

SP2

Unità	Profondità	Prof. falda	Prof. Testa palo	γ	c_u	ϕ	τ_i	$\tau_{us,max}$	N_q	$q_{crit.}$	K
	[m]										
AL ₁	0.0 ÷ 3.5	-3.0	-2.0	19.0	125	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	120	9	---	---
SL ₁	3.5 ÷ 5.5			18.5	---	32	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	120	15	1800	0.70
GS ₁	5.5 ÷ 7.5			18.5	---	34		150	20	2500	0.70
AL ₂	7.5 ÷ 10.0			19.0	75	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	120	9	---	---
AL ₃	10.0 ÷ 16.0			19.0	50	---		120		---	---
AL ₄	16.0 ÷ 18.0			19.0	80	---		120		---	---
GS ₂	18.0 ÷ 22.0			18.5	---	35	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	150	20	2500	0.70
AL ₅	22.0 ÷ 26.5			19.0	50	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	120	9	---	---
GS ₃	26.5 ÷ 29.0			18.5	---	36	$\tau_i = k \tan\phi \cdot \sigma'_v$	150	25	4500	0.70
SL ₂	29.0 ÷ 30.0			18.5	---	34		120	20	2800	0.70

10.3.1.1 Curva di capacità portante del palo a compressione

Nelle seguenti tabelle, in funzione della lunghezza del palo, sono riportati per pali di diametro $D = 800$ mm, la portata laterale limite Q_{li} , la portata di base limite Q_{bl} , il peso efficace del palo W_p , la portata totale limite Q_u , la portata di progetto Q_d .

SPALLA 1

Curva di capacità portante combinazione A1+M1+R3, palo $\phi=800$ mm

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	wp kN	Qu kN	Qd kN
1.00	94.	255.	4.	345.	159.
1.50	141.	260.	6.	395.	184.
2.00	188.	264.	8.	445.	208.
2.50	236.	269.	10.	495.	232.
3.00	282.	274.	12.	544.	256.
3.50	329.	428.	14.	742.	347.
4.00	377.	582.	16.	943.	439.
4.50	428.	573.	18.	983.	459.
5.00	481.	513.	20.	974.	457.
5.50	537.	453.	22.	967.	457.
6.00	598.	392.	24.	966.	459.
6.50	666.	352.	26.	992.	473.
7.00	738.	311.	28.	1021.	489.
7.50	809.	271.	30.	1050.	505.
8.00	871.	230.	32.	1070.	517.
8.50	916.	235.	34.	1117.	540.
9.00	952.	240.	36.	1156.	558.
9.50	988.	245.	38.	1194.	576.
10.00	1023.	250.	40.	1233.	595.
10.50	1059.	254.	42.	1271.	613.
11.00	1095.	259.	44.	1310.	632.
11.50	1131.	264.	46.	1348.	650.
12.00	1167.	269.	48.	1387.	669.
12.50	1202.	273.	50.	1426.	687.
13.00	1238.	278.	52.	1464.	705.
13.50	1274.	283.	54.	1503.	724.
14.00	1313.	288.	56.	1544.	744.
14.50	1357.	308.	58.	1606.	773.
15.00	1404.	327.	60.	1671.	804.
15.50	1451.	347.	62.	1736.	835.
16.00	1498.	367.	64.	1801.	866.
16.50	1546.	387.	66.	1866.	897.
17.00	1593.	407.	68.	1931.	928.
17.50	1640.	412.	70.	1981.	953.
18.00	1687.	416.	72.	2031.	977.
18.50	1734.	421.	74.	2081.	1001.
19.00	1781.	426.	76.	2131.	1025.
19.50	1828.	431.	78.	2181.	1049.
20.00	1875.	436.	80.	2231.	1073.
20.50	1923.	440.	82.	2280.	1098.
21.00	1970.	445.	84.	2330.	1122.
21.50	2017.	450.	86.	2380.	1146.
22.00	2064.	455.	88.	2430.	1170.
22.50	2111.	459.	90.	2480.	1194.
23.00	2158.	464.	92.	2530.	1219.
23.50	2205.	469.	94.	2580.	1243.
24.00	2252.	474.	97.	2630.	1267.
24.50	2300.	479.	99.	2680.	1291.
25.00	2354.	483.	101.	2736.	1319.
25.50	2422.	526.	103.	2845.	1371.
26.00	2497.	568.	105.	2961.	1427.
26.50	2573.	611.	107.	3077.	1482.
27.00	2648.	653.	109.	3193.	1538.
27.50	2724.	696.	111.	3309.	1594.
28.00	2799.	738.	113.	3425.	1649.
28.50	2874.	743.	115.	3503.	1688.
29.00	2950.	748.	117.	3581.	1727.
29.50	3025.	752.	119.	3659.	1765.
30.00	3101.	757.	121.	3737.	1804.

SPALLA 2

Curva di capacità portante combinazione A1+M1+R3, palo $\phi=800$ mm

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	wp kN	Qu kN	Qd kN
1.00	176.	481.	4.	653.	304.
1.50	250.	464.	6.	708.	332.
2.00	299.	496.	8.	787.	369.
2.50	336.	528.	10.	854.	400.
3.00	376.	560.	12.	924.	433.
3.50	419.	592.	14.	996.	467.
4.00	466.	592.	16.	1041.	489.
4.50	516.	592.	18.	1090.	513.
5.00	569.	592.	20.	1141.	538.
5.50	626.	592.	22.	1196.	565.
6.00	688.	538.	24.	1201.	570.
6.50	752.	483.	26.	1209.	576.
7.00	815.	429.	28.	1216.	582.
7.50	879.	375.	30.	1224.	588.
8.00	938.	321.	32.	1227.	592.
8.50	989.	325.	34.	1281.	618.
9.00	1037.	330.	36.	1331.	642.
9.50	1084.	335.	38.	1381.	666.
10.00	1131.	340.	40.	1430.	691.
10.50	1178.	345.	42.	1480.	715.
11.00	1225.	349.	44.	1530.	739.
11.50	1272.	354.	46.	1580.	763.
12.00	1319.	359.	48.	1630.	787.
12.50	1366.	364.	50.	1680.	811.
13.00	1414.	368.	52.	1730.	836.
13.50	1461.	373.	54.	1780.	860.
14.00	1513.	378.	56.	1834.	887.
14.50	1574.	405.	58.	1921.	928.
15.00	1641.	433.	60.	2013.	973.
15.50	1707.	460.	62.	2105.	1017.
16.00	1786.	488.	64.	2209.	1067.
16.50	1892.	616.	66.	2441.	1177.
17.00	2013.	744.	68.	2688.	1295.
17.50	2136.	829.	70.	2895.	1395.
18.00	2262.	915.	72.	3105.	1496.
18.50	2391.	795.	74.	3111.	1505.
19.00	2523.	675.	76.	3121.	1516.
19.50	2657.	554.	78.	3133.	1528.
20.00	2771.	434.	80.	3124.	1530.
20.50	2840.	439.	82.	3197.	1565.
21.00	2887.	444.	84.	3247.	1590.
21.50	2935.	449.	86.	3297.	1614.
22.00	2982.	453.	88.	3347.	1638.
22.50	3029.	458.	90.	3397.	1662.
23.00	3076.	463.	92.	3446.	1686.
23.50	3123.	468.	94.	3496.	1711.
24.00	3170.	472.	97.	3546.	1735.
24.50	3248.	477.	99.	3627.	1774.
25.00	3388.	745.	101.	4033.	1965.
25.50	3561.	1014.	103.	4472.	2173.
26.00	3737.	1282.	105.	4914.	2382.
26.50	3915.	1550.	107.	5359.	2592.
27.00	4089.	1407.	109.	5387.	2614.
27.50	4247.	1407.	111.	5544.	2693.
28.00	4398.	1407.	113.	5693.	2768.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - wp$

10.3.2 Opera sul Rio Lavacchiello

Nella seguente tabella si riportano i parametri per il dimensionamento dei pali di fondazione delle Spalle dell'opera di scavalco del Rio Lavacchiello.

La prova che viene presa in esame è la CPTU7.

Unità	Profondità	Prof. falda	Prof. Testa palo	γ	c_u	ϕ	τ_i	$\tau_{us,max}$	N_q	$q_{crit.}$	K
	[m]	[m]	[m]	kN/m ³	kPa	[°]	--	kPa	--	kPa	--
AL ₁	0.0 ÷ 2.0	-2.0	-2.0	19.0	125	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	120	9	---	---
AL ₂	2.0 ÷ 7.5			19.0	55	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	120		---	---
AL ₃	7.5 ÷ 12.0			19.0	70	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	120	9	---	---
AL ₄	12.0 ÷ 25.0			19.0	50	---	$\tau_i = \alpha c_{ui}$	120		---	---

10.3.2.1 Curva di capacità portante del palo a compressione

Nelle seguenti tabelle, in funzione della lunghezza del palo, sono riportati per i pali di diametro $D = 800$ mm, la portata laterale limite Q_{ll} , la portata di base limite Q_{bl} , il peso efficace del palo W_p , la portata totale limite Q_u , la portata di progetto Q_d .

Curva di capacità portante combinazione A1+M1+R3, palo $\phi=1000$ mm

Lp m	Q _{ll} kN	Q _{bl} kN	w _p kN	Q _u kN	Q _d kN
1.00	111.	277.	4.	384.	178.
1.50	162.	282.	6.	438.	204.
2.00	212.	287.	8.	491.	230.
2.50	263.	292.	10.	545.	256.
3.00	314.	297.	12.	599.	282.
3.50	365.	301.	14.	652.	308.
4.00	416.	306.	16.	706.	335.
4.50	466.	311.	18.	759.	361.
5.00	517.	316.	20.	813.	387.
5.50	571.	320.	22.	869.	414.
6.00	629.	337.	24.	941.	449.
6.50	689.	353.	26.	1016.	485.
7.00	750.	369.	28.	1091.	521.
7.50	811.	379.	30.	1160.	555.
8.00	872.	390.	32.	1229.	589.
8.50	932.	377.	34.	1275.	612.
9.00	993.	365.	36.	1322.	636.
9.50	1054.	353.	38.	1368.	659.
10.00	1111.	341.	40.	1412.	681.
10.50	1161.	346.	42.	1465.	707.
11.00	1209.	350.	44.	1515.	731.
11.50	1256.	355.	46.	1565.	755.
12.00	1303.	360.	48.	1614.	779.
12.50	1350.	365.	50.	1664.	804.
13.00	1397.	369.	52.	1714.	828.
13.50	1444.	374.	54.	1764.	852.
14.00	1491.	379.	56.	1814.	876.
14.50	1538.	384.	58.	1864.	900.
15.00	1586.	389.	60.	1914.	924.
15.50	1633.	393.	62.	1964.	949.
16.00	1680.	398.	64.	2014.	973.
16.50	1727.	403.	66.	2063.	997.
17.00	1774.	408.	68.	2113.	1021.

17.50	1821.	412.	70.	2163.	1045.
18.00	1868.	417.	72.	2213.	1070.
18.00	1868.	417.	72.	2213.	1070.
18.50	1915.	422.	74.	2263.	1094.
19.00	1963.	427.	76.	2313.	1118.
19.50	2010.	432.	78.	2363.	1142.
20.00	2057.	436.	80.	2413.	1166.
20.50	2104.	441.	82.	2463.	1191.
21.00	2151.	446.	84.	2512.	1215.
21.50	2198.	451.	86.	2562.	1239.
22.00	2245.	455.	88.	2612.	1263.
22.50	2292.	460.	90.	2662.	1287.
23.00	2340.	465.	92.	2712.	1312.

Lp = Lunghezza utile del palo

Q_l = Portata laterale limite

Q_b = Portata di base limite

w_p = Peso efficace del palo

Q_u = Portata totale limite

Q_d = Portata di progetto = $Q_{l}/FS_{,l} + Q_{b}/FS_{,b} - w_p$