



PATTO PER LO SVILUPPO PER LA CITTÀ DI VENEZIA
Delibera CIPE 56/2016 (17A02404) G.U.n.79 del 4.4.2017 Fondo per lo Sviluppo e la Coesione FSC 2014-2020



REGIONE DEL VENETO

AREA TUTELA E SVILUPPO DEL TERRITORIO
DIREZIONE INFRASTRUTTURE TRASPORTI E LOGISTICA
UO INFRASTRUTTURE STRADE E CONCESSIONI

Il Direttore
Ing. Marco d'Elia

CITTA' DI
VENEZIA

DIREZIONE LAVORI PUBBLICI

SETTORE VIABILITA'
MOBILITA' TERRAFERMA E MUSEI

Responsabile unico del procedimento
Ing. Franco Fiorin






SISTEMA FERROVIARIO METROPOLITANO REGIONALE **S. F. M. R.** (Atto del 06/12/2016)

C.I. 14451 "4.15 RAFFORZAMENTO AZIONE P.A.: SFMR APPALTO D3 - TRATTA 1
VENEZIA, MESTRE, QUARTO D'ALTINO - NODO DI GAZZERA"

Int.1.09 - Raccordo viario Brendole/Castellana
Ambito urbano Int.1.08 - Fermata Gazzera

PROGETTO ESECUTIVO

LOTTO 1 ELABORATI GENERALI GEOLOGIA E GEOTECNICA Relazione geotecnica				N° ELABORATO 01.03.06.00		
				SCALA -		
				NOME FILE 0681E01-01030600-GRT002_E00		
E00	Emissione		14/06/2018	C. Giomo	R. Zanon	L. Loregiola
Revisione	Descrizione		Data	Redatto	Verificato	Approvato
COMMESSA 0681E01		DOCUMENTO G RT 002		REV. E00		TAVOLA 1 di 1
Il Direttore Tecnico Ing. Stefano Susani		Il Progettista e Responsabile dell'integrazione fra le prestazioni specialistiche Ing. Michele Fioratti			Il Geologo Dr. Geol. Adelchi Casale	
 Via Squero, 12 - 35043 Monselice (PD)						



INDICE

1	PREMESSE	3
1.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
1.2	SISMICITA' DELL'AREA	4
1.3	PARAMETRI SISMICI PER LE OPERE IN PROGETTO	7
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	9
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	11
3.1	PREMESSA	11
3.2	GEOLOGIA, LITOSTRATIGRAFIA ED IDROGEOLOGIA DELL'AREA	12
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	14
4.1	CAMPAGNE DI INDAGINE	14
4.1.1	Campagna 1998	14
4.1.2	Campagna 2006	15
4.1.3	Campagna 2010 – Indagini ambientali	16
4.1.4	Campagna 2017	16
4.2	QUOTA FALDA	17
4.3	COLONNA STRATIGRAFICA DI SONDAGGIO S1_1.09	18
4.4	COLONNA STRATIGRAFICA DI SONDAGGIO S2_1.09	19
4.5	COLONNA STRATIGRAFICA DI SONDAGGIO S_1(2017)	20
4.6	INDAGINI DI LABORATORIO	21
4.7	DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE CPT	30
4.7.1	Densità relativa	35
4.7.2	Parametri di resistenza	35
4.7.3	Parametri di deformabilità	45
4.8	DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE SPT	53
4.8.1	Densità relativa	54
4.8.2	Parametri di resistenza nei terreni incoerenti	56
4.8.3	Parametri di deformabilità nei terreni incoerenti	57
4.9	PROVA DILATOMETRICA (DMT)	60
4.10	SUSCETTIBILITÀ DEI TERRENI ALLA LIQUEFAZIONE	61
4.10.1	Introduzione al fenomeno	61
4.10.2	Esclusione della verifica a liquefazione	62



4.10.3	Verifica a liquefazione.....	64
4.10.4	Metodi semplificati	64
4.10.5	Risultati delle analisi	68
5	MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO.....	72

1 PREMESSE

Nella presente relazione, sono state esaminate ed affrontate le problematiche di carattere geologico relative alle opere correlate al presente progetto esecutivo, cui la suddetta è parte integrante, ed inerenti al completamento delle opere del Nodo di Gazzera nel territorio del comune di Venezia. In particolare si tratta degli interventi SFMR già parzialmente costruiti nell'ambito di un precedente appalto, così denominati:

- **Int. 1.09 - Raccordo viario via Brendole – Castellana**
- **Int. 1.08 - Ambito urbano della fermata ferroviaria Gazzera**

1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le normative di riferimento per la redazione della presente relazione sono costituite da:

- “*Norme Tecniche per le Costruzioni – DM 14 gennaio 2008*”;
- “*Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni*”.

Per quanto ivi non contenuto verranno utilizzati gli Eurocodici recepiti dall’UNI.

1.2 SISMICITA’ DELL’AREA

Per la definizione delle azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, è necessario conoscere la “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} , nel periodo di riferimento V_R .

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

È conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell’azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento si può ricavare il tempo di ritorno del sisma che serve per le verifiche ai quattro stati limite previsti:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

P_{VR} = Probabilità di superamento nel periodo di riferimento

Le NTC, per ciascun nodo del reticolo di riferimento, forniscono i tre parametri necessari a determinare l'input sismico; per poterli determinare si deve definire la posizione del sito d'interesse.

Saranno eseguite interpolazioni geometriche correlate alle distanze tra il sito d'interesse e i quattro punti del reticolo fondamentale.

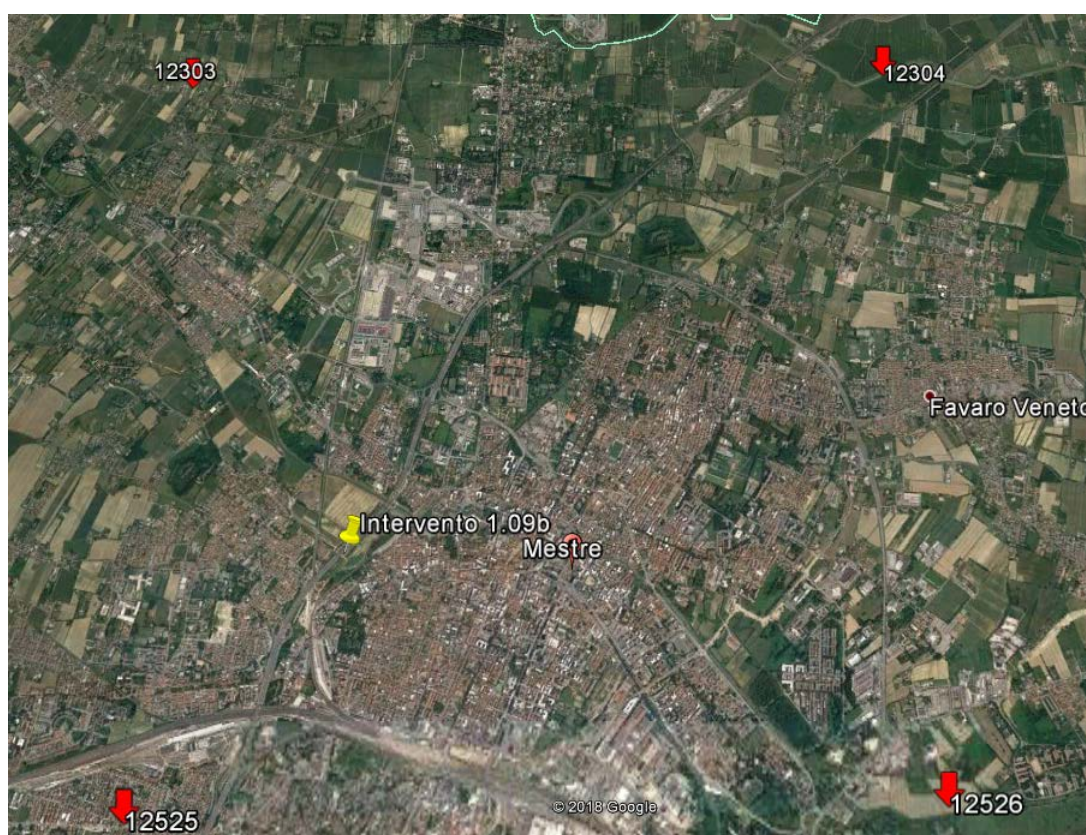


Figura 1: Area d'intervento e nodi del reticolo sismico fondamentale

Considerando la vita nominale delle strutture e la classe d'uso è possibile definire per ogni opera e per ogni stato limite i fattori a_g (accelerazione orizzontale massima al sito), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale).



Per inquadrare la zona dal punto di vista della microzonazione sismica, a riguardo dell'amplificazione stratigrafica, si sono presi in esame, in prima istanza, i valori ottenuti dalla prova SCPTU portata a termine in questa fase progettuale. Il valore medio della V_{s30} ottenuto dalla prova penetrometrica SCPTU1 è di 206 m/s.

Considerando la classificazione dei terreni secondo la V_{s30} , rappresentata nella seguente tabella si può concludere che i terreni interessati dalle opere in progetto, appartengono alla categoria "C" (cfr. **Tabella I**).

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, 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 con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Tabella I – Categorie di sottosuolo

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione geologica idrogeologica e sismica.

1.3 PARAMETRI SISMICI PER LE OPERE IN PROGETTO

Sulla base dei valori precedentemente riportati è possibile determinare i parametri a_g , F_0 , T_C^* in funzione dello stato limite considerato, della vita nominale e classe d'uso dell'opera.

Vita nominale: $V_N = 50$ anni

Classe d'uso: II \rightarrow Coefficiente d'uso: $C_U = 1.0$

Periodo di riferimento azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 50$ anni

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* :

Struttura	Vita nominale	Classe d'uso	Coeff. C_U	Periodo di riferimento (V_R)
Struttura	50	2	1	50

	Tr								
	30	50	72	101	140	201	475	975	2475
a_g	0.0299	0.0363	0.0413	0.0477	0.0540	0.0618	0.0862	0.1114	0.1541
F_0	2.5282	2.5582	2.5537	2.5004	2.5528	2.6031	2.6141	2.6040	2.6059
T_C^*	0.2100	0.2439	0.2739	0.2977	0.3120	0.3261	0.3500	0.3737	0.3978

Stati limite		Probabilità di superamento	Tempo di ritorno	a_g inf	Tr inf	a_g sup	Tr sup	a_g
Stati limite di esercizio	SLO	81%	30	0.029873	30	0.029873	30	0.030
	SLD	63%	50	0.036317	50	0.036317	50	0.036
Stati limite ultimi	SLV	10%	475	0.086195	475	0.086195	475	0.086
	SLC	5%	975	0.111372	975	0.111372	975	0.111

Stati limite		Probabilità di superamento	Tempo di ritorno	F_0 inf	Tr inf	F_0 sup	Tr sup	F_0
Stati limite di esercizio	SLO	81%	30	2.528152	30	2.528152	30	2.528
	SLD	63%	50	2.558152	50	2.558152	50	2.558
Stati limite ultimi	SLV	10%	475	2.614078	475	2.614078	475	2.614
	SLC	5%	975	2.604037	975	2.604037	975	2.604

Stati limite		Probabilità di superamento	Tempo di ritorno	T_C^* inf	Tr inf	T_C^* sup	Tr sup	T_C^*
Stati limite di esercizio	SLO	81%	30	0.21	30	0.21	30	0.210
	SLD	63%	50	0.243948	50	0.243948	50	0.244
Stati limite ultimi	SLV	10%	475	0.35	475	0.35	475	0.350
	SLC	5%	975	0.373692	975	0.373692	975	0.374

Categoria di sottosuolo
Condizioni topografiche

C
T1

St= 1



Il muro NON ☐ in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno

Stati limite		β_m	a_g	Ss	St	a_{max}	K_h	K_v	S	Cc
Stati limite	SLO	1	0.030	1.50	1	0.045	0.0448	0.0224	1.50	1.757
di esercizio	SLD	1	0.036	1.50	1	0.054	0.0545	0.0272	1.50	1.673
Stati limite	SLV	1	0.086	1.50	1	0.129	0.1293	0.0646	1.50	1.485
ultimi	SLC	1	0.111	1.50	1	0.167	0.1671	0.0835	1.50	1.453

Il muro è in ☐ in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno

Stati limite		β_m	a_g	Ss	St	a_{max}	K_h	K_v	S	Cc
Stati limite	SLO	0.18	0.030	1.50	1	0.045	0.0081	0.0040	1.50	1.757
di esercizio	SLD	0.18	0.036	1.50	1	0.054	0.0098	0.0049	1.50	1.673
Stati limite	SLV	0.18	0.086	1.50	1	0.129	0.0233	0.0116	1.50	1.485
ultimi	SLC	0.24	0.111	1.50	1	0.167	0.0401	0.0200	1.50	1.453

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'area oggetto dell'intervento è ubicata nella prima cintura urbana di Mestre, in località Gazzera, nel comune di Venezia. L'ubicazione delle opere è indicata nella figura seguente.



Figura 2 – Ubicazione delle opere

Le opere principali opere di completamento, sviluppate nel presente progetto sono di seguito brevemente illustrate, rimandando ad una più ampia descrizione delle stesse nelle specifiche relazioni di calcolo:



- completamento delle opere in c.a. di rinforzo del collettore scatolare dello scolo Roviego (solettone di copertura nella zona ancora mancante);
- completamento delle opere stradali per la realizzazione della rotatoria di via Brendole e collegamento con la viabilità esistente,
- posa barriere di sicurezza ed acustiche in corrispondenza della rotatoria e completamento delle barriere fonoassorbenti sull' Asse principale A;
- completamento della viabilità di collegamento di Via della Montagnola con Via Portorose (sovrastruttura stradale in stabilizzato, conglomerati bituminosi, chiusini, caditoie, segnaletica verticale ed orizzontale), completamento della pista ciclopedonale di collegamento con Via Portorose.



3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

3.1 PREMESSA

Per quel che concerne la caratterizzazione geologica, idrogeologica e litostratigrafica dell'area si è fatto riferimento alla relazione geologica e ai relativi allegati; nel seguito sono riportate, succintamente, alcune indicazioni necessarie alla caratterizzazione fisico-meccanica del suolo.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica dei volumi di terreno interferenti con i manufatti in progetto, si è presa visione delle varie campagne di indagini geotecniche, di sito e laboratorio predisposte per la presente, illustrate nelle apposite relazioni allegate al presente progetto, cui si rimanda per i relativi dettagli.

3.2 GEOLOGIA, LITOSTRATIGRAFIA ED IDROGEOLOGIA DELL'AREA

L'area oggetto di studio è situata nella bassa pianura ed è caratterizzata da una morfologia pianeggiante e degradante verso la laguna di Venezia. Le quote del terreno, dal rilievo topografico, sono approssimativamente comprese tra 2 e 5 m s.l.m.. La zona è pianeggiante e le alluvioni sono prevalentemente limoso argillose, visibile nello stralcio della carta geologica d'Italia e in Figura 3 riportata nel seguente capitolo.

Il sottosuolo è formato da un materasso alluvionale della potenza stimata superiore ai 1.000 m costituito principalmente dalle alluvioni del fiume Brenta (Megafan del Brenta). Nell'area di pian alluvionale si riscontrano numerose tracce di antichi alvei fluviali, caratterizzati da depositi di canale attivo prevalentemente costituiti da sabbie, sabbie limose e/o argille e limi sabbiosi. I depositi di piana inondabile, invece, sono caratterizzati da litologie più fini: limose ed argillose (P.A.T. Comune di Venezia, Analisi geologica, 2014).

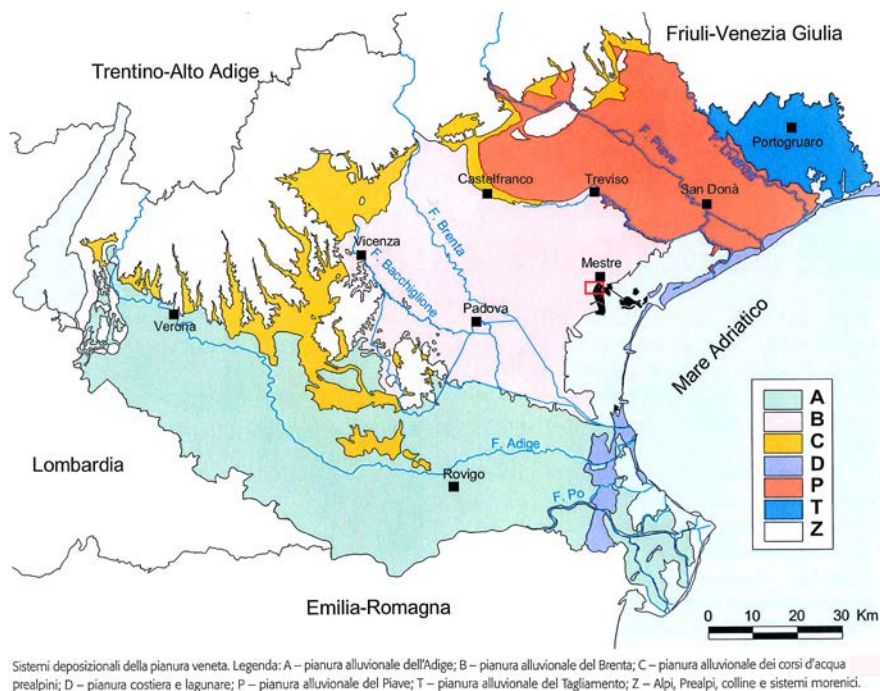


Figura 3



In generale l'idrografia è caratterizzata dalla presenza di una falda freatica e di varie falde confinate in pressione, che approssimativamente diminuiscono di spessore, potenzialità e numero procedendo verso sud. Le falde in pressione, alloggiate nei termini più permeabili (sabbie), sono separate da letti di materiali argillosi praticamente impermeabili. Inoltre, vi è la presenza di piccole falde freatiche superficiali poste appena al di sotto del piano campagna in comunicazione idraulica tra loro. La falda freatica, in generale, è ad una profondità tra i -0,50 m (aree morfologicamente depresse) e i -2,5 m (aree più rilevate) dal piano campagna (P.A.T. Comune di Venezia, Analisi geologica, 2014). I dati relativi alla carta idrogeologica del comune di Venezia affermano che l'area oggetto in studio non è soggetta ad inondazioni periodiche (vedasi relazione geologica).

In generale l'idrogeologia dell'area è caratterizzata dalla presenza di una falda freatica, dalla quale si prevedono delle oscillazioni del livello piezometrico tra stagione secca e piovosa dell'ordine di 0,50 m, rilevata tra gli anni 2000 e 2008 da un piezometro censito dall'ARPA Veneto sito a sud dell'intervento in oggetto nel comune Venezia.

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 CAMPAGNE DI INDAGINE

Le indagini geognostiche afferenti al presente progetto risultano far parte di diverse campagne d'indagine, successivamente se ne riporta un elenco. Tutte le indagini ambientali e geognostiche in sito e di laboratorio di progetto e di repertorio sono state raccolte in appositi elaborati a cui si rimanda per maggiori dettagli.

4.1.1 *Campagna 1998*

Le indagini in sito sono:

- n. 2 sondaggi (S1-1.09; S2-1.09) spinti fino alla profondità di -20 m dal piano campagna;
- n. 2 prove penetrometriche statiche (P1-1.09; P2-1.09) spinte fino alla profondità di -20 m dal piano campagna.

Nel corso del sondaggio S1-1.09 sono prelevati n.4 campioni indisturbati di terreno (contrassegnati con le lettere A, B, C e D) e n.5 campioni rimaneggiati (contrassegnati con i numeri 1, 2, 3, 4 e 5). Sono state inoltre eseguite n.5 prove SPT. Infine un piezometro, costituito da un tubo microfessurato (tra -9.00 e -12.00 m dal piano campagna) e dotato di prefiltro di sabbia, è stato installato all'interno del foro di sondaggio.

Nel corso del sondaggio S2-1.09 sono prelevati n.1 campione indisturbato di terreno (contrassegnato con la lettera A) e n.6 campioni rimaneggiati (contrassegnati con i numeri 1, 2, 3, 4, 5 e 6). Sono state inoltre eseguite n.6 prove SPT. Infine un piezometro, costituito da un tubo microfessurato (tra -9.00 e -12.00 m dal piano campagna) e dotato di prefiltro di sabbia, è stato installato all'interno del foro di sondaggio.

4.1.2 Campagna 2006

Le indagini in sito sono:

- n. 1 perforazione di sondaggio a distruzione, contrassegnata con l'identificativo S3-1.09, spinta alla profondità di 20 m dal piano campagna;
- n. 4 prove BAT per la misura della permeabilità in sito in corrispondenza del sondaggio S3-1.09;
- n. 1 prova dilatometrica (DMT1-1.09) spinta alla profondità di 10 m dal piano campagna;

Al termine dell'esecuzione del sondaggio S3 a distruzione è stato installato un piezometro per la misura della falda freatica.

Le misure piezometriche, eseguite in periodo secco, hanno evidenziato che la falda è posta a circa - 2.25 (sondaggio S2 intervento 1.08) dal p.c..

Nella successiva immagine è riportata la dislocazione planimetrica dei sondaggi.

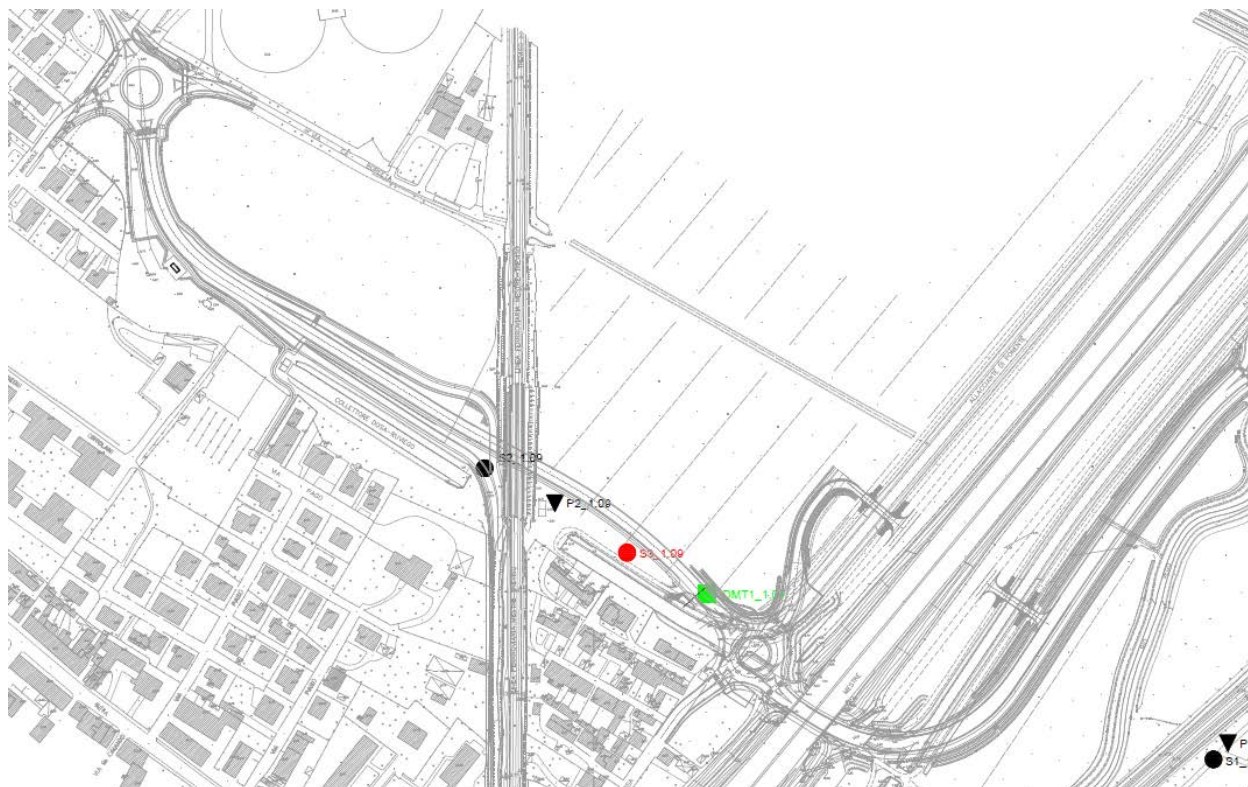


Figura 4 – Ubicazione indagini campagne 1998-2006

4.1.3 Campagna 2010 – Indagini ambientali

Nell'aprile del 2010 sono state svolte indagini di caratterizzazione ambientale consistenti complessivamente nell'esecuzione di n. 6 sondaggi a carotaggio continuo, spinti ad una profondità di circa 6 m da piano campagna. Le carote di terreno, realizzate come specificato, sono state campionate secondo le specifiche previste dalla DGRV 2922/03 e confrontate con i limiti di legge del D.Lgs. 152/2006. Per maggiori dettagli vedasi relazione geologica.

4.1.4 Campagna 2017

Le indagini in sito sono:

- n. 1 perforazione di sondaggio carotaggio continuo, contrassegnata con l'identificativo S_1, spinta alla profondità di 15 m dal piano campagna. Inoltre, sono state eseguite indagini per la caratterizzazione ambientale conformi per il nuovo D.Lgs. 120/2017 e al D.Lgs. 152/2006, prelevando un campione di terreno e di acque sotterranee;
- n. 1 prove penetrometrica statica con piezocono (CPTU_1) spinta alla profondità di 30 m dal piano campagna;
- n. 1 prova penetrometrica statica con piezocono (CPTU_3) spinta alla profondità di 20 m dal piano campagna;
- n. 1 prova penetrometrica statica con piezocono e modulo sismico (SCPTU_1) spinta alla profondità di 30 m dal piano campagna;

Nelle seguenti figure si riporta l'ubicazione delle indagini.



Figura 5 – Ubicazione indagini 2017

4.2 QUOTA FALDA

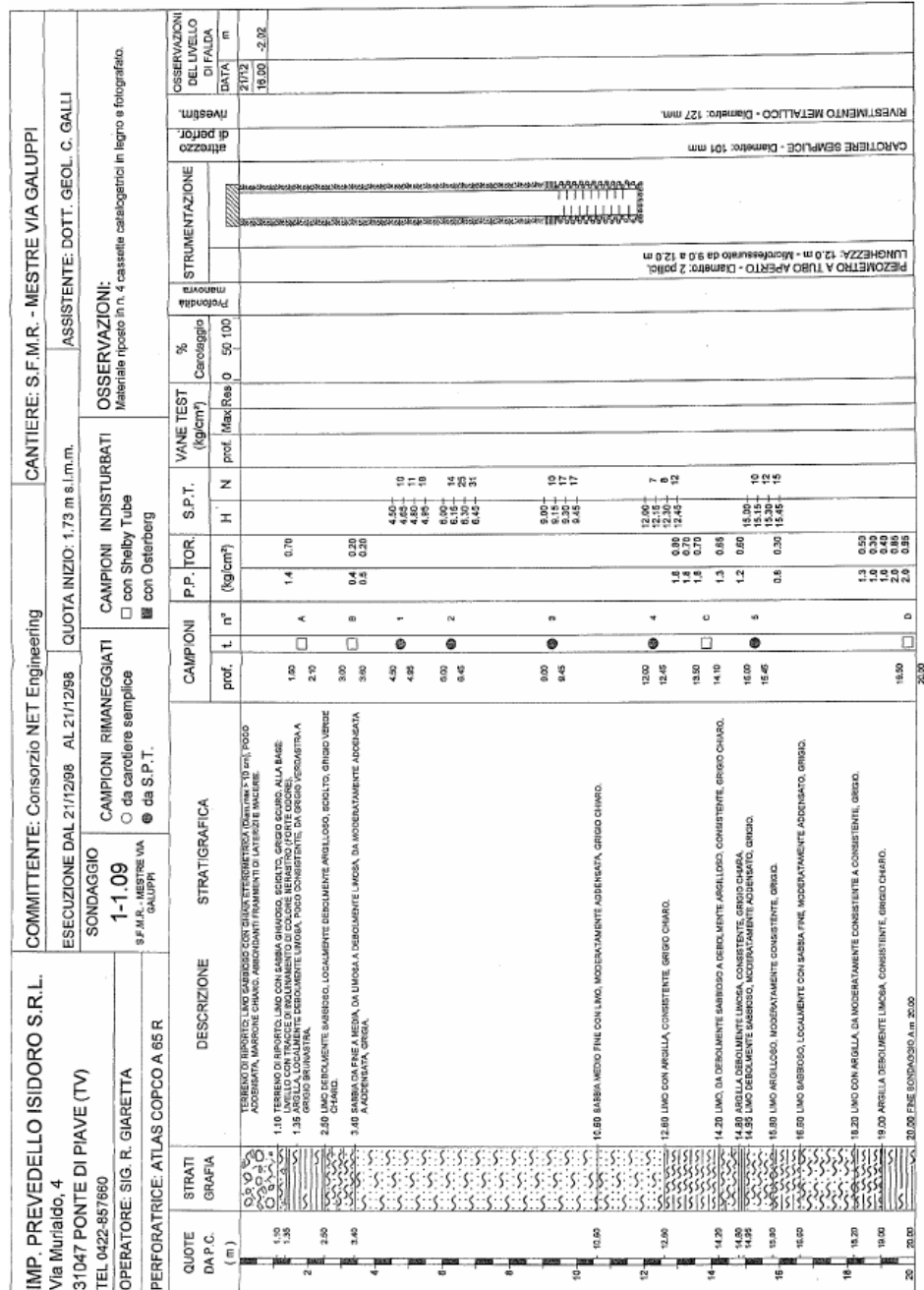
In data 23/01/18, sono state effettuate due misure della quota di falda nel piezometro del sondaggio S_1 posizionato in prossimità della tangenziale lato nord. Le misure rilevate sono le seguenti:

S_1 = -2,24 m dal piano campagna (quota sommità +2,60 m s.l.m.), quota assoluta di falda +0,36 m s.l.m.

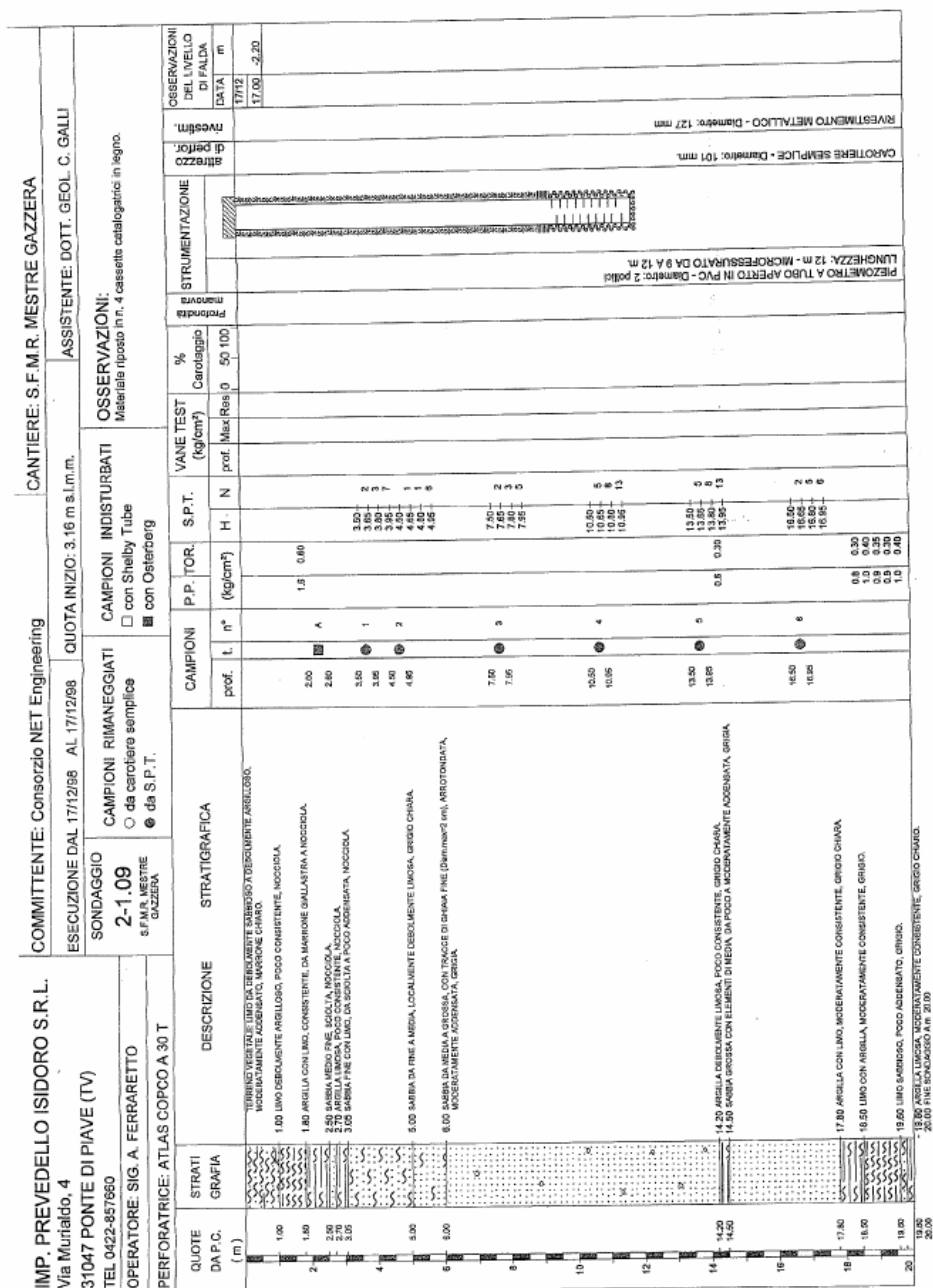
Tra il Marzenego e il sondaggio S_1 sono presenti canali artificiali che sicuramente influenzano la falda in corrispondenza di quest'ultimo. Tenendo conto che gli stessi hanno la sommità del muro di contenimento posta ad una quota assoluta di circa +1.4 m s.l.m. è stato scelto, a favore di sicurezza, di utilizzare per il calcolo di progetto una quota di falda pari a +1.4 m s.l.m.



4.3 COLONNA STRATIGRAFICA DI SONDAGGIO S1_1.09



4.4 COLONNA STRATIGRAFICA DI SONDAGGIO S2 1.09





4.6 INDAGINI DI LABORATORIO

Di seguito è riportato, nella Tabella II, Tabella III e Tabella IV, l'elenco dei provini prelevati durante le perforazioni di sondaggio e quelli estratti a seguito dell'esecuzione delle prove SPT, ove sono specificati: i codici identificativi (relativi alla parte del campione esaminata: (p.a.): parte alta; (p.m.) parte mediana; (p.b.): parte bassa), le quote di prelievo, la tipologia di campionamento ((I): indisturbato; (R.) rimaneggiato) ed una descrizione sommaria del provino, tracciata dopo l'estrusione dal campionatore.



Tabella II - Sondaggio S1-1.09

Camp.	Tipo	Profondità	Descrizione
A p.a.	I	1.50-1.64	Limo sabbio-argilloso grigio scuro con molti elementi di ghiaia
A p.m.	I	1.64-1.71	Argilla limo torbosa grigio nerastra con molti elementi di ghiaia
A p.b.	I	1.71-2.01	Argilla grigia con punti limosi e con punti scuri torbosi diffusi
B p.a.	I	3.00-3.08	Limo sabbioso grigio scuro
B p.m.	I	3.08-3.17	Sabbia limosa grigia con zone di limo sabbioso
B p.b.	I	3.17-3.52	Sabbia fine, limosa e media grigia con zone di sabbia limosa e limo sabbioso
1	R	4.50-4.95	Sabbia media, fine e limosa grigia
2	R	6.00-6.45	Sabbia media, fine e limosa grigia
3	R	9.00-9.45	Sabbia media e fine grigia
4	R	12.00-12.45	Sabbia media e fine grigia
C	I	13.50-14.10	Argilla grigia con punti limosi
5	R	15.00-15.45	Limo sabbioso ed argilloso grigio
D	I	19.50-20.05	Argilla limosa grigia con numerose venature di limo argillo-sabbioso



Tabella III - Sondaggio S2-1.09

Camp.	Tipo	Profondità	Descrizione
A p.a.	I	2.00-2.38	Argilla limosa marron giallastra con punti diffusi color ruggine; presenza di noduli calcarei
A p.m.	I	2.38-2.49	Limo argilloso grigio giallastro (9 cm); argilla limosa grigia (2 cm)
A p.b.	I	2.49-2.53	Sabbia fine e media grigio giallastra
1	R	3.50-3.95	Sabbia media e fine grigia
2	R	4.50-4.95	Sabbia fine e media grigia
3	R	7.50-7.95	Sabbia fine e limosa grigia
4	R	10.50-10.95	Sabbia media e fine grigia
5	R	13.50-13.95	Sabbia media e fine grigia con noduli di limo e ghiaia
6	R	16.50-16.95	Sabbia media e grossa grigia

Tabella IV – Indagini 2017

SONDAGGIO / POZZETTO	CAMPIONE	TIPO	PROF.		Apertura ind.	Apertura rim.	w	v	Y _s	LL	LP	Setacciatura	Sedimentazione	ELL	EDO	TX-CD	TX-CU	TX-UU	TD	Ricostruzione per TD	CIC																	
			1.09bis Mestre																																			
			DA m	A m																																		
S1	CR1	RIM. DA SPT	3.00	3.45		X			X			X								X	X																	
	CR2	RIM. DA SPT	4.50	4.95		X			X			X								X	X																	
	CR3	RIM. DA SPT	6.00	6.45		X			X			X								X	X																	
	CR4	RIM. DA SPT	9.00	9.45		X			X			X								X	X																	
	CR5	RIM. DA SPT	12.00	12.45		X			X			X								X	X																	
	CR6	RIM. DA SPT	15.00	15.45		X			X			X									X	X																



Nel corso dell'indagine di laboratorio sono state in particolare eseguite:

- prove atte a determinare i valori di alcuni parametri fisici (peso specifico, peso di volume, contenuto d'acqua, granulometria) ed indice sui mezzi coesivi (limiti di Atterberg);
- prove di consistenza con pocket (pen) e torvane (tor);
- prove di espansione laterale libera (ELL);
- prove edometriche (ED);
- prove di taglio diretto (TD);
- prove triassiali non consolidate non drenate (TX- UU);
- prova triassiali consolidate non drenate (TX- CIU).

I risultati delle indagini geotecniche in situ e di laboratorio sono raccolti nelle relazioni consuntive predisposte dalle due Ditte esecutrici delle prove.

I risultati desunti dalle prove di laboratorio, riferite sia ai parametri fisico meccanici, idraulici e di compressibilità, sono riassunti nelle successive Tabelle.

Sono stati utilizzati i seguenti simboli:

- NSPT: numero di colpi Standard Penetration Test
- G: gravità specifica della frazione solida
- γ : peso dell'unità di volume al contenuto d'acqua naturale
- w_n : contenuto naturale d'acqua
- w_l : limite di liquidità
- w_p : limite di plasticità
- I_p : indice di plasticità
- pen: resistenza al taglio non drenata rilevata con il penetrometro tascabile
- tor: resistenza al taglio non drenata rilevata con lo scissometro tascabile
- q_u (1,2): resistenza al taglio non drenata derivante da prova di espansione laterale libera
- c_u : coesione non drenata
- c' : intercetta della retta di rottura a sforzo normale nullo in tensioni efficaci
- ϕ' : angolo di attrito interno



- k: coefficiente di permeabilità
- cc: indice di compressione
- cv: coefficiente di consolidazione
- Eed: modulo edometrico stimato in curva vergine, corrispondente alla tensione efficace verticale di sito.



Tabella V – S1-1.09- Risultati prove di laboratorio

	Prof. (m)	N _{SPT}	G	γ (kN/m ³)	e	w _n (%)	W _L (%)	W _p (%)	I _p (%)	I _c	Pen (kPa)	Tor (kPa)	qu _(1,2) (kPa)	cu (kPa)	ϕ' (°)	c _v (cm ² /s)	K (cm/s)	E _{ed} (kPa)	C _c	C _s	OCR
A p.b.	1.71-2.01					40	76	34	42	0.857	130/140/170	58/59	81/84								
B p.b.	3.17-3.52			18.4																	
1	4.50-4.95	29																			
2	6.00-6.45	56		18.7		16									35						
3	9.00-9.45	34																			
4	12.00-12.45	20																			
C	13.50-14.10		2.68	18.7	0.965	38	54	27	27	0.593	80/100	37		45		7.75E-04	3.19E-08	3000	0.27	0.06	1
5	15.00-15.45	27																			
D	19.50-20.05			20.1		31	43	25	18	0.667	110/250	54/76	150/187								

Tabella VI – S2-1.09- Risultati prove di laboratorio

	Prof. (m)	N _{SPT}	G	γ (kN/m ³)	e	w _n (%)	W _I (%)	W _p (%)	I _p (%)	I _c	Pen (kPa)	T _{or} (kPa)	q _u (1,2) (kPa)	c _u (kPa)	ϕ' (°)	c _v (cm ² /s)	K (cm/s)	E _{ed} (kPa)	C _c	C _s	OCR
A p.a.	2.00-2.38			19.5		33	44	26	18	0.611	170/190	64/65	148/151								
B p.m.	2.38-2.49										160/190	61									
1	3.50-3.95	10																			
2	4.50-4.95	7		18.9		23									35		5.00E-03				
3	7.50-7.95	8																			
4	10.50-10.95	21																			
5	13.50-13.95	21		20.7		11									32						
6	16.50-16.95	11																			

Tabella VII – S_1 - 2017- Risultati prove di laboratorio

Tipo di prova	sondaggio	S1	S1	S1	S1	S1	S1
	indisturbato						
	rimaneggiato	CR1	CR2	CR3	CR4	CR5	CR6
	profondità	3,00-3,45	4,50-4,95	6,00-6,45	9,00-9,45	12,00-12,45	15,00-15,45
Classificazione geotecnica		sabbia limosa marrone	sabbia grigia con raro limo	sabbia grigia con raro limo	sabbia limosa grigia	sabbia grigia con raro limo	sabbia limosa grigia
Pocket Penetrometer	P.P. kPa	---	---	---	---	---	---
Torvane	Torv. kPa	---	---	---	---	---	---
Contenuto naturale d'acqua	(w %)	---	---	---	---	---	---
Peso dell'unità di volume	(γ kN/m ³)	---	---	---	---	---	---
Peso di volume secco	(γ_d kN/m ³)	---	---	---	---	---	---
Peso specifico dei grani	(γ_s kN/m ³)	26,66	26,80	26,70	26,52	26,49	26,80
Porosità totale	(n %)	---	---	---	---	---	---
Contenuto di Sostanza Organica	(SO %)	---	---	---	---	---	---
Limiti di Atterberg	WL %	---	---	---	---	---	---
	WP %	---	---	---	---	---	---
	IP %	---	---	---	---	---	---
Analisi granulometrica con vagliatura	ciottoli %	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	ghiaia %	0,00	0,00	0,00	0,00	0,38	0,07
	sabbia %	78,41	95,63	64,34	83,53	96,14	81,31
	limo %	21,59	4,37	5,66	16,47	3,48	18,62
	argilla %						
Prova di compressione semplice	Def. %	---	---	---	---	---	---
	kPa	---	---	---	---	---	---
Prova triassiale UU	cu kPa	---	---	---	---	---	---
		---	---	---	---	---	---
Prova triassiale CU	ϕ' °	---	---	---	---	---	---
	c' kPa	---	---	---	---	---	---
Prova triassiale CD	ϕ' °	---	---	---	---	---	---
	c' kPa	---	---	---	---	---	---
Prova taglio diretto CD	ϕ' °	37,5	40,1	28,9	38,5	38,4	---
	c' kPa	8	10	12	9	12	---
Prova di compressione edometrica	σ kPa	---	---	---	---	---	---
	c_v m ² /sec	---	---	---	---	---	---
	k_{ED} m/sec	---	---	---	---	---	---

Per la valutazione delle caratteristiche di resistenza dei terreni a grana fine in condizioni drenate è possibile, noto l'indice di plasticità, stimare l'angolo di attrito a volume costante utilizzando il grafico riportato nella figura seguente. La determinazione degli angoli di attrito di progetto è stata in ogni caso condotta scegliendo valori conservativi.

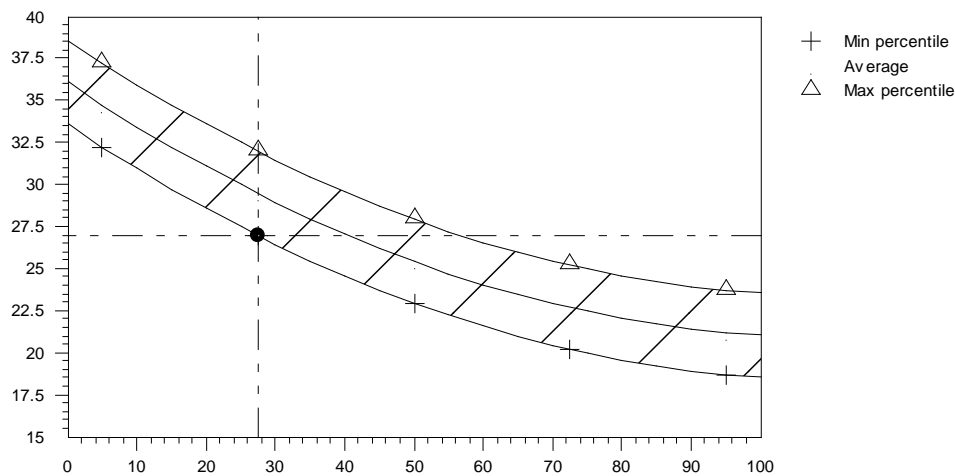


Figura 6 - Angolo di attrito a volume costante in funzione dell'indice di plasticità (terreni coesivi)

4.7 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE CPT

Le restituzioni delle prove penetrometriche statiche campagna 2017 (valori della resistenza alla punta q_c) sono state elaborate attraverso l'uso di note correlazioni di bibliografia. Si adotta il metodo interpretativo proposto da P.K. Robertson et al. (1990 e succ. aggiornamenti) che consente di ottenere un'accurata investigazione della natura dei terreni attraversati tramite la definizione dei seguenti parametri adimensionali:

$$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_{v0}) / p_{atm}] / (p_{atm} / \sigma'_{v0})^n \quad \text{resistenza alla punta normalizzata}$$

$$F_r (\%) = [f_s / (q_t - \sigma_{v0})] \times 100 \quad \text{rapporto di frizione normalizzato}$$

dove

- q_t resistenza alla punta del penetrometro statico, valutata come $q_c + u_2 (1-a)$, dove u_2 è la sovrappressione neutra misurata durante l'esecuzione della prova e a è un coefficiente adimensionale che dipende dalle caratteristiche della punta del penetrometro (nel caso in esame $a = 0.66$);
- f_s resistenza di attrito laterale misurata nella prova penetrometrica statica;



- n fattore variabile da 0.5 (sabbie pulite) a 1 (terreni argillosi);
- σ_{v0} tensione litostatica verticale totale;
- σ'_{v0} tensione litostatica verticale efficace;
- p_{atm} pressione atmosferica.

L'esponente n della resistenza di punta normalizzata viene valutato con la seguente procedura.

Si assume inizialmente $n = 1$ e si calcolano la resistenza di punta normalizzata $Q_{t,n=1}$ e il relativo indice di comportamento del terreno I_c :

$$I_c = [(\log Q_{t,n=1} - 3.47)^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5}$$

Se risulta $I_{c,n=1} > 2.6$, il valore $n = 1$ viene confermato. Se invece $I_{c,n=1} < 2.6$ l'esponente n viene calcolato con la seguente equazione:

$$n = 0.381 \cdot I_{c,n=1} + 0.05(\sigma'_{v0} / p_{atm}) - 0.15 \geq 0.5$$

e si aggiornano i valori di Q_{tn} e I_c .

Si riportano nella tabella seguente le classi di appartenenza dei terreni in funzione dell'indice I_c .

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

* Heavily overconsolidated or cemented

Tabella VIII – Indice di classificazione I_c (Robertson, 1990)

Le seguenti figure illustrano l'interpretazione delle classi di terreno con il metodo proposto da Robertson, per le prove penetrometriche statiche ubicate in corrispondenza delle opere in progetto.

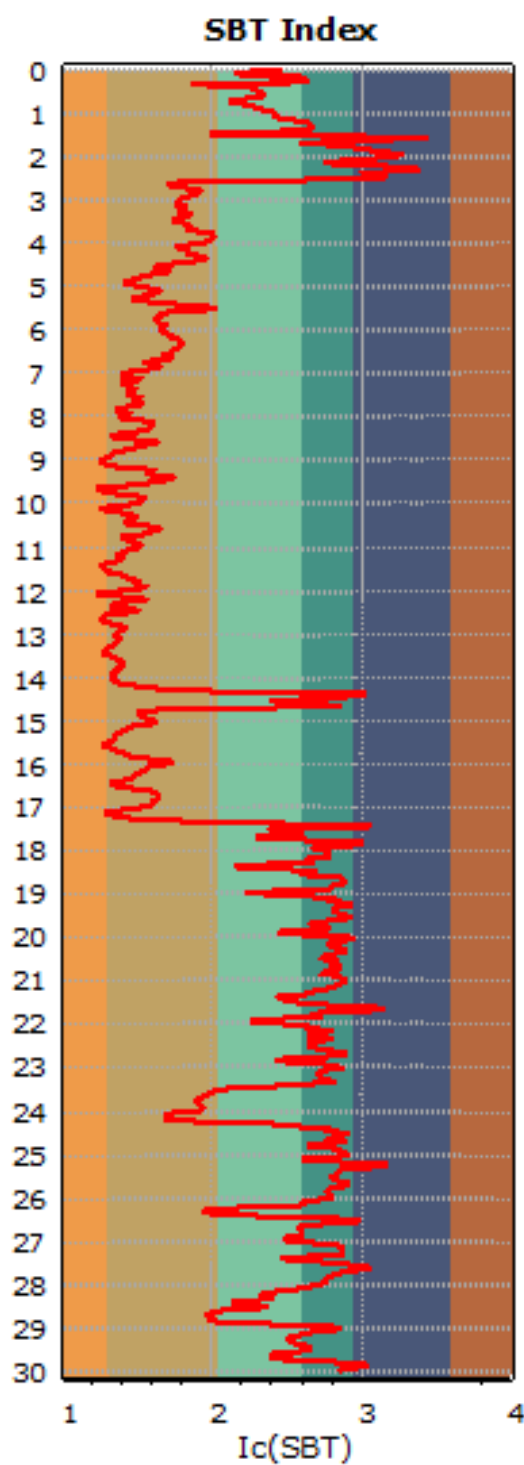


Figura 7 – CPTU_1 (2017)– Classi terreno (Robertson)

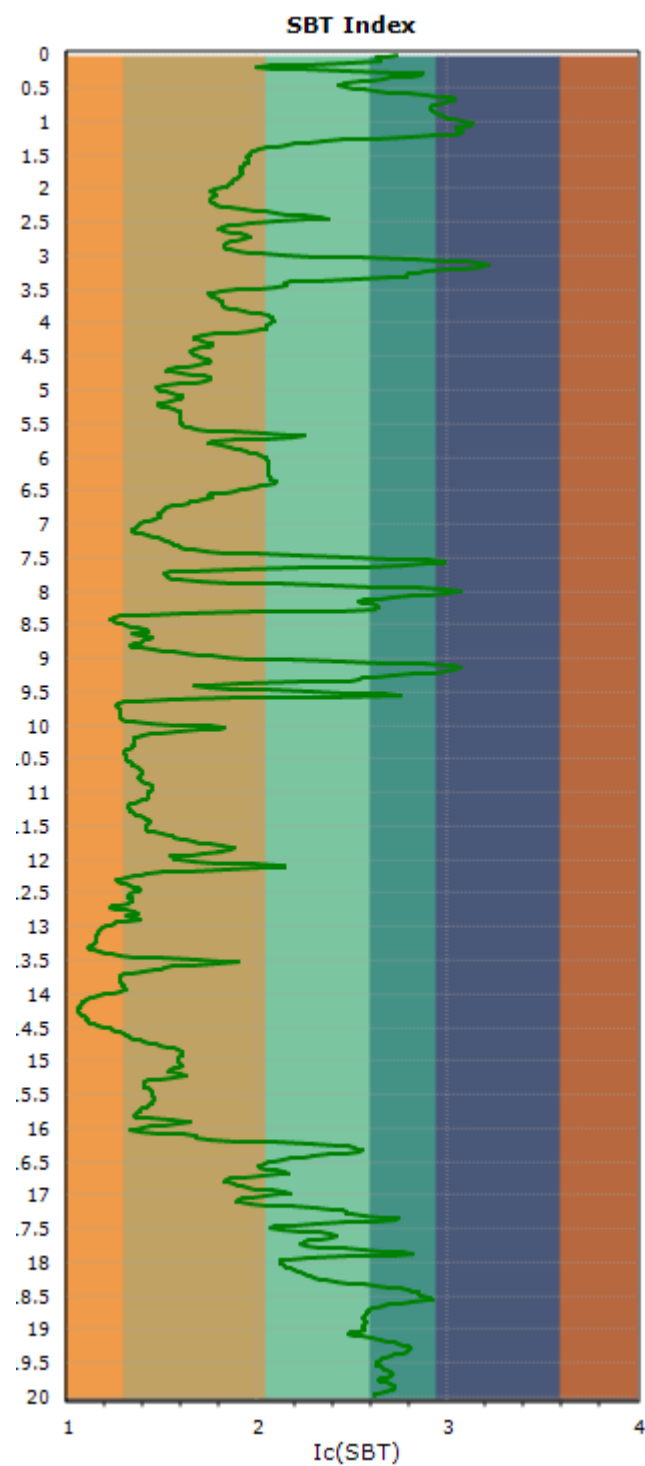


Figura 8 – CPTU_3 (2017)– Classi terreno (Robertson)

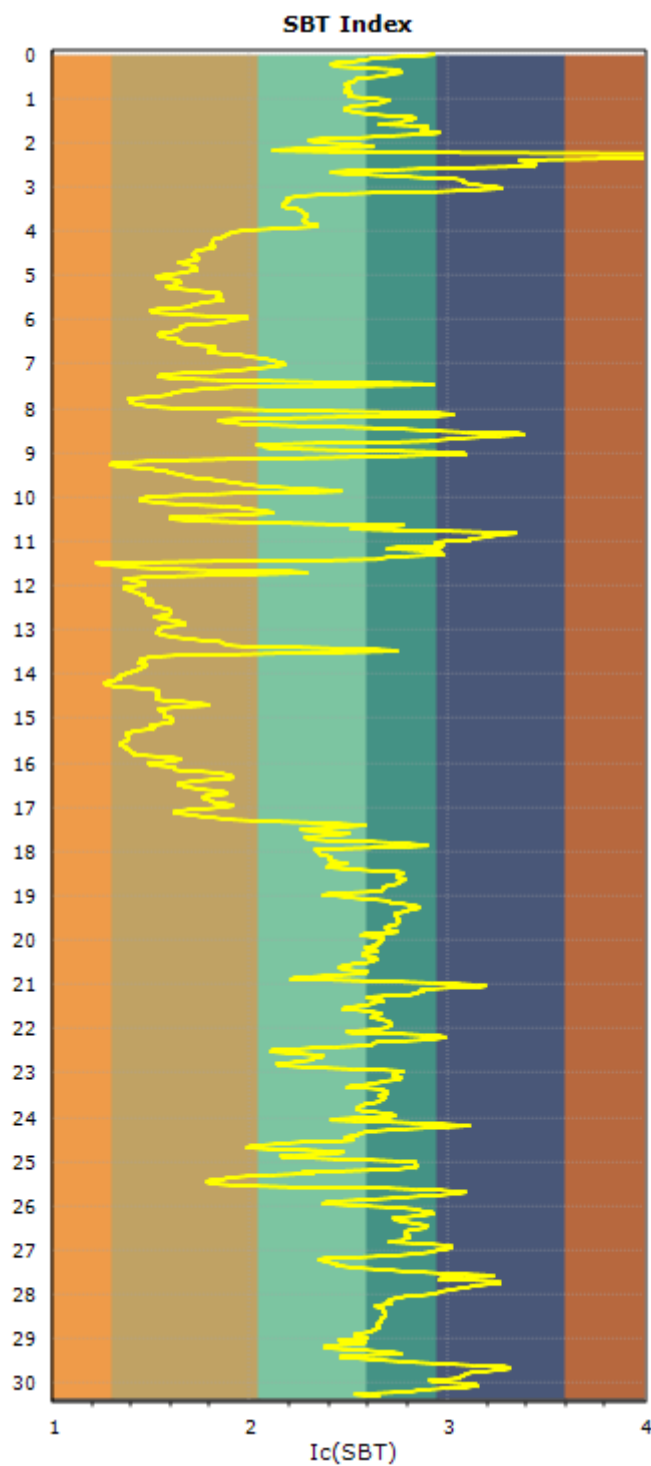


Figura 9 – SCPTU_1 (2017)– Classi terreno (Robertson)

4.7.1 *Densità relativa*

La densità relativa dei terreni incoerenti è stata determinata a partire dai valori della resistenza alla punta del penetrometro statico q_c con la seguente espressione proposta da Baldi et al. (1986), valida per terreni sabbiosi normalconsolidati:

$$D_r(\%) = \frac{1}{2.41} \cdot \ln \frac{q_c}{157 \cdot (\sigma'_{v0})^{0.55}}$$

dove la resistenza alla punta q_c e la tensione litostatica verticale efficace σ'_{v0} sono espresse in kPa.

4.7.2 *Parametri di resistenza*

4.7.2.1 *TERRENI COESIVI*

Per la determinazione della resistenza al taglio non drenata c_u delle terre a grana fine è stata utilizzata la seguente espressione proposta da Baligh et al. (1980):

$$c_u = \frac{q_t - \sigma'_v}{N_{kt}}$$

dove

- σ_{v0} tensione litostatica verticale totale;
- N_{kt} fattore di capacità portante che, in funzione della plasticità del terreno, può variare tra 10 e 15 per le argille normalconsolidate e tra 15 e 25 per le argille sovraconsolidate; nel caso in esame è stato cautelativamente assunto un valore di 20.
- q_t resisitenza alla punta normalizzata.

Si riportano nei grafici seguenti i risultati delle interpretazioni delle prove penetrometriche statiche.

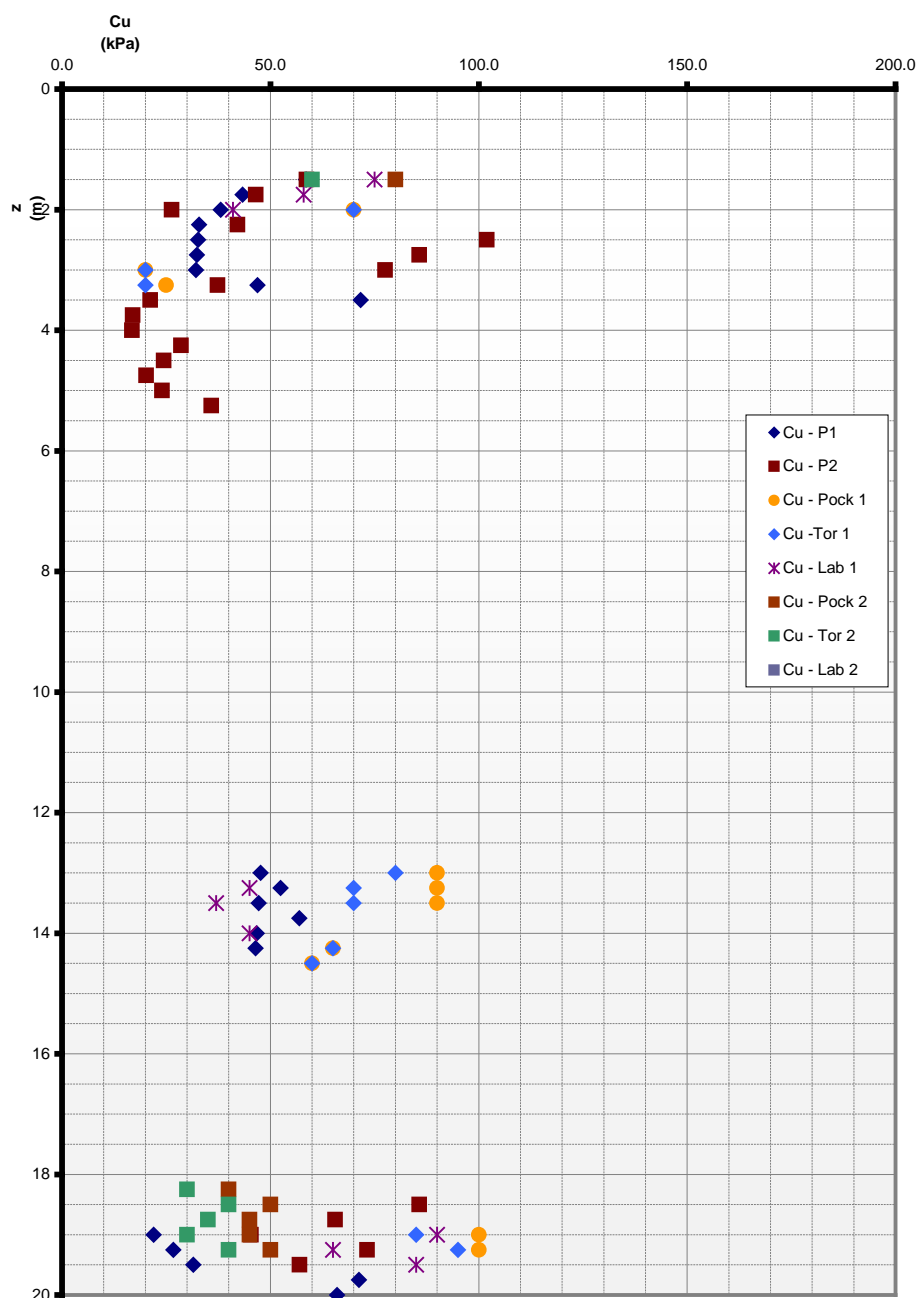


Figura 10 – P1_1.09-P2_1.09 (1998)– Coesione non drenata (Baligh 1980)

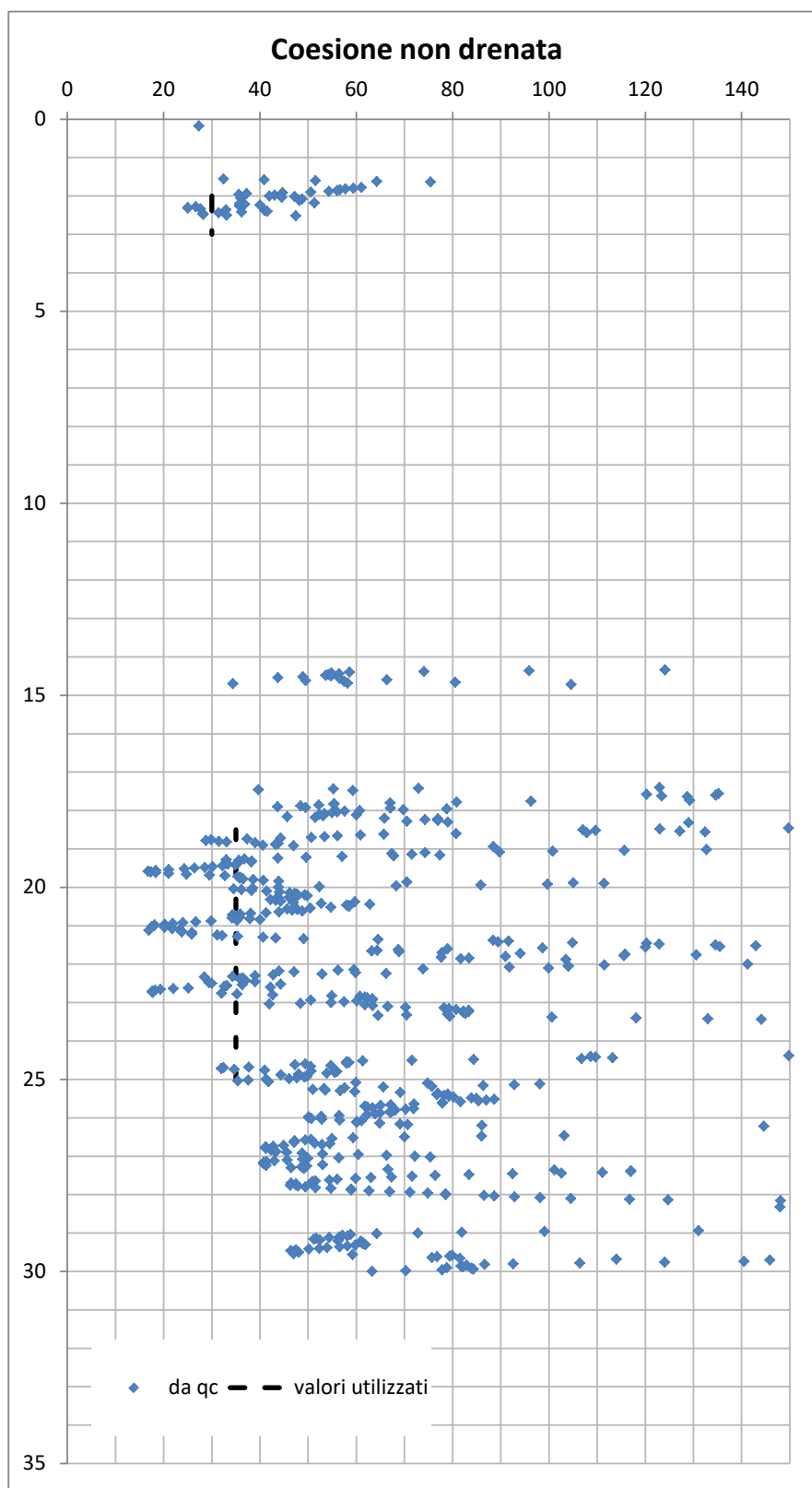


Figura 11 – CPTU_1 (2017)– Coesione non drenata (Baligh 1980)

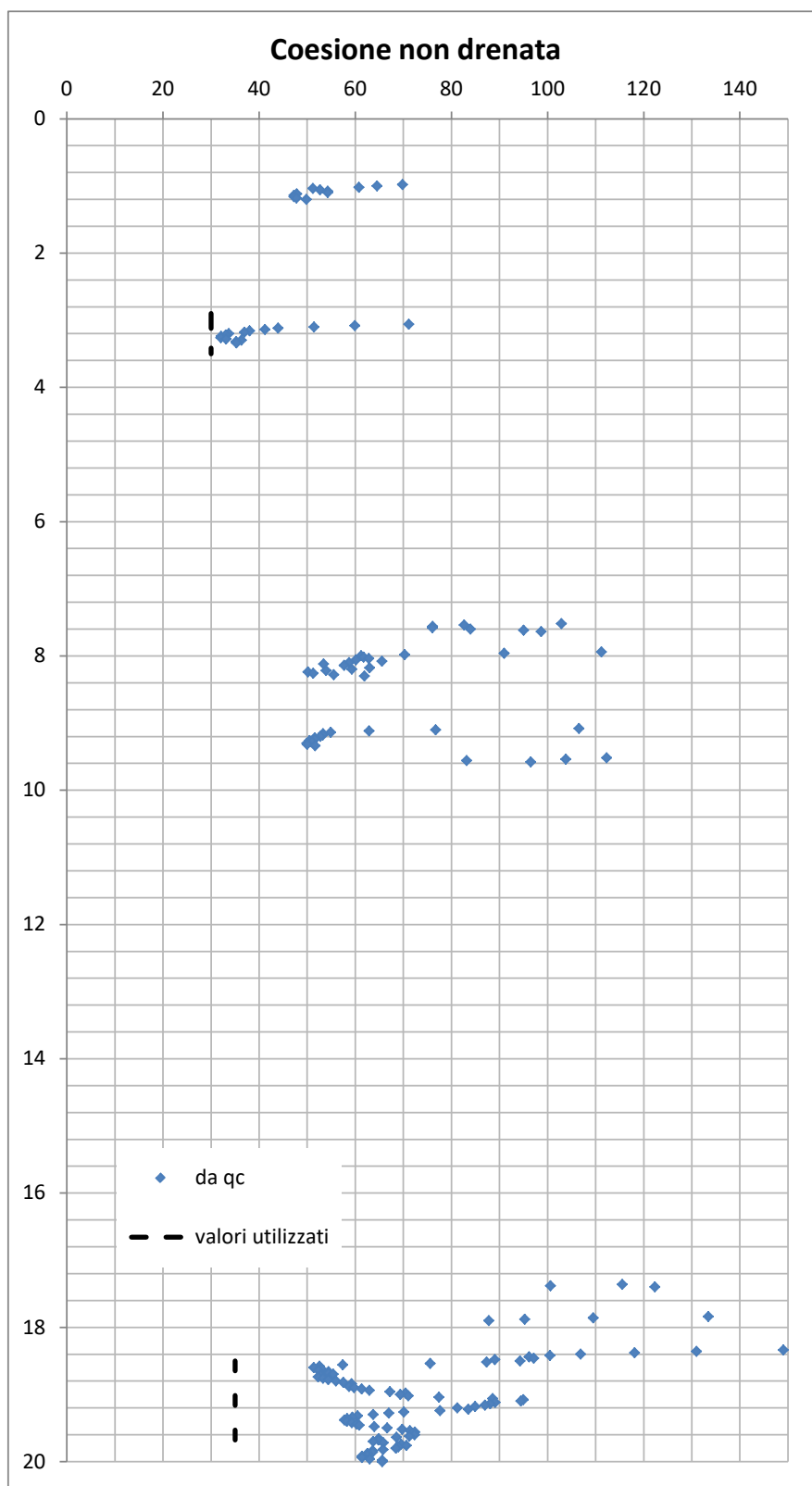


Figura 12 – CPTU_3 (2017)– Coesione non drenata (Baligh 1980)

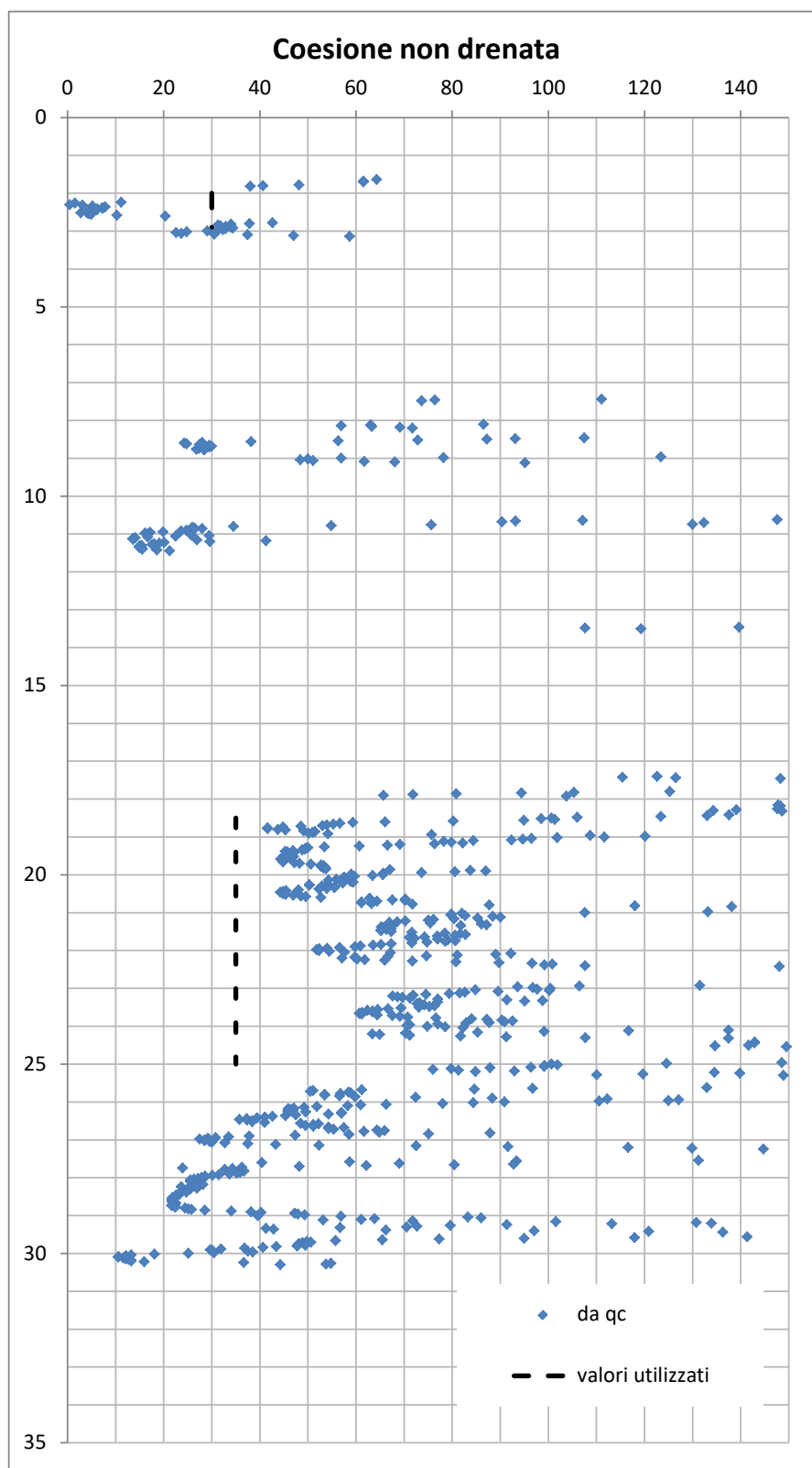


Figura 13 – SCPTU_1 (2017)– Coesione non drenata (Baligh 1980)



4.7.2.2 TERRENI INCOERENTI

Per i terreni di natura incoerente è stato possibile determinare l'angolo di resistenza al taglio di picco a partire dai valori della resistenza al punta del penetrometro statico q_c , utilizzando le seguenti correlazioni:

Durgunoglu – Mitchell (1983)

$$\varphi' = 14.4 + 4.8 \cdot \ln(q_c) - 4.5 \cdot \ln(\sigma'_{v0})$$

dove la resistenza alla punta q_c e la tensione litostatica verticale efficace σ'_{v0} sono espresse in kg/cm^2 .

Caquot

$$\varphi' = 9.8 + 4.96 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right)$$

Si riportano nei grafici seguenti i risultati delle interpretazioni delle prove penetrometriche statiche.

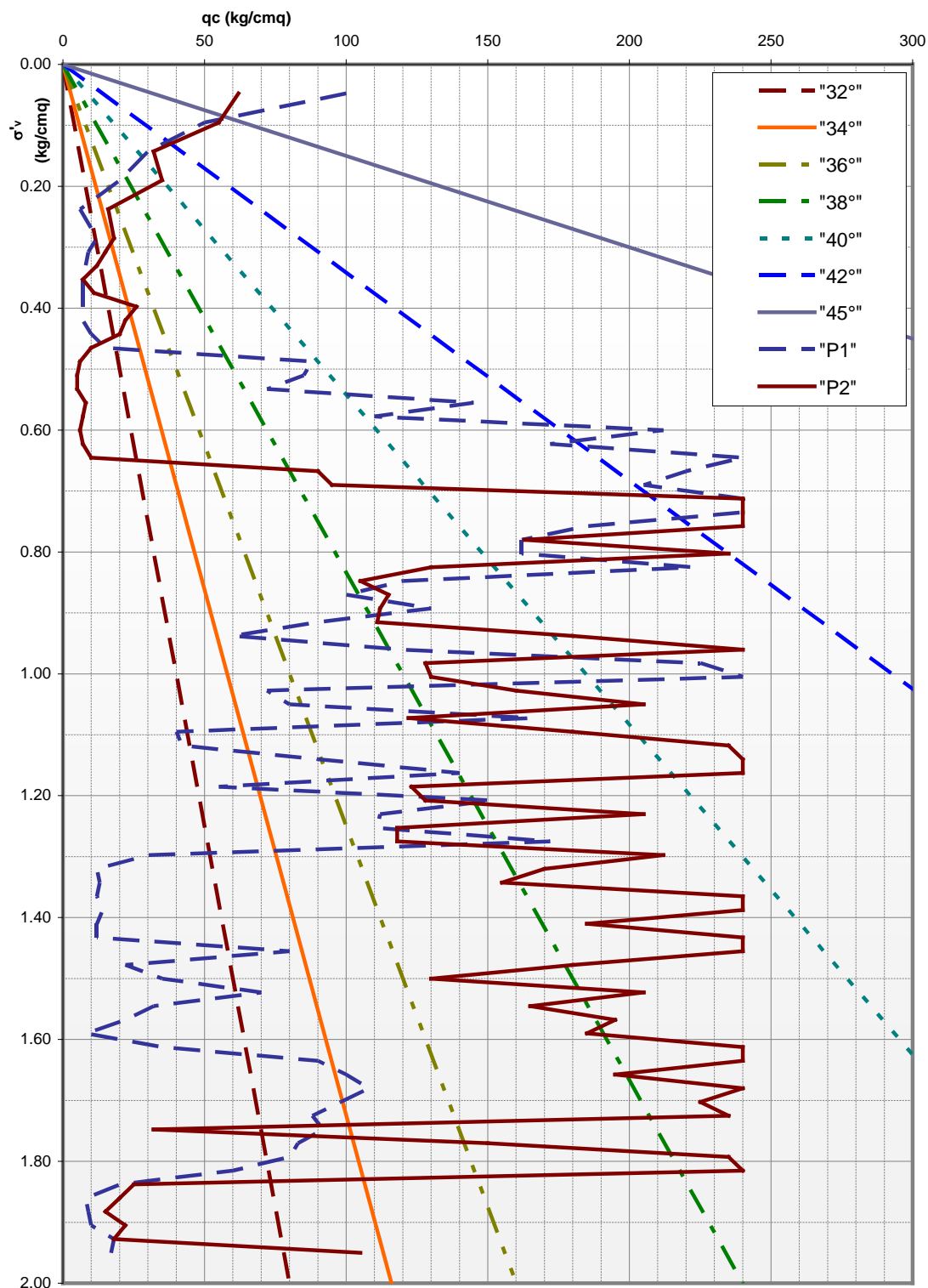


Figura 14 – P1_1.09-P2_1.09 (1998) – Angolo di resistenza al taglio

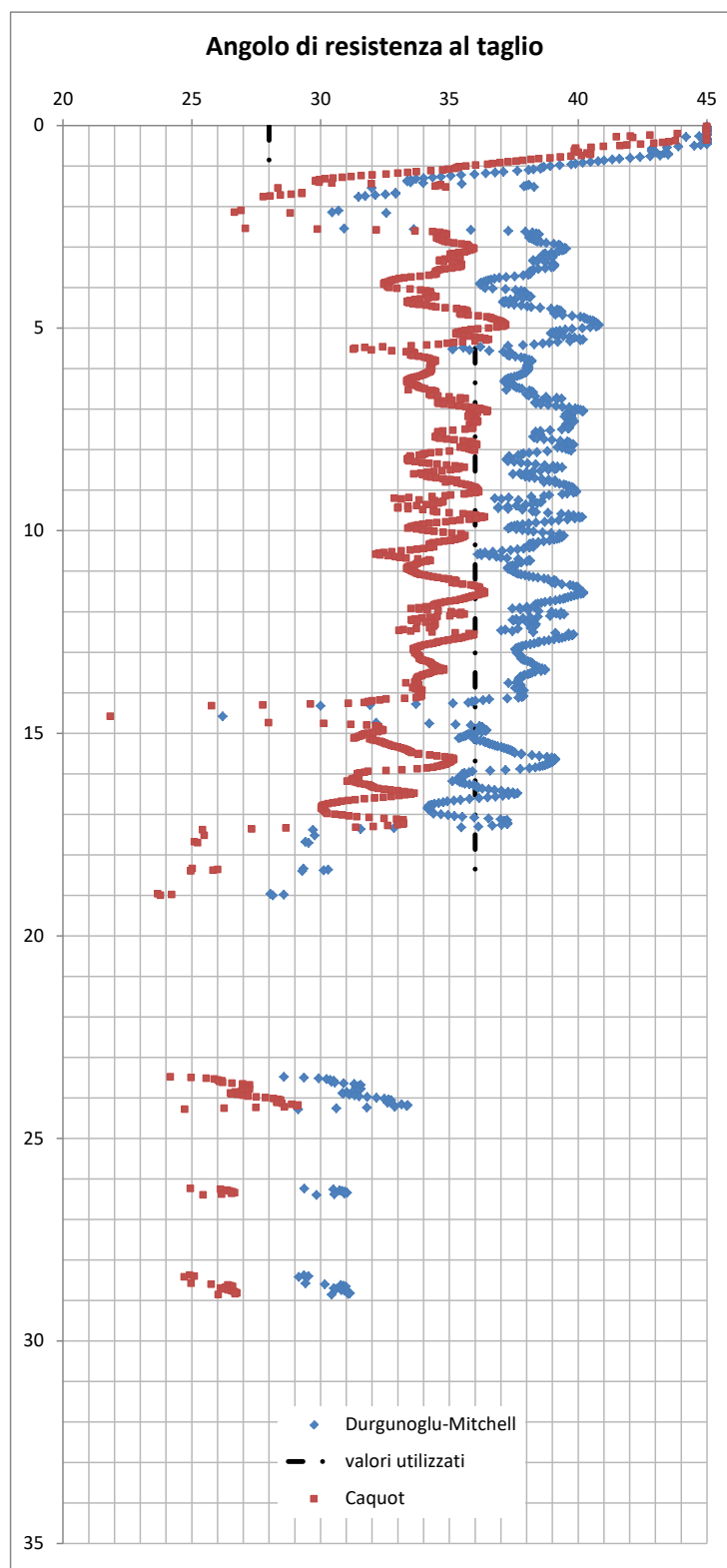


Figura 15 – CPTU_1 (2017)– Angolo di resistenza al taglio

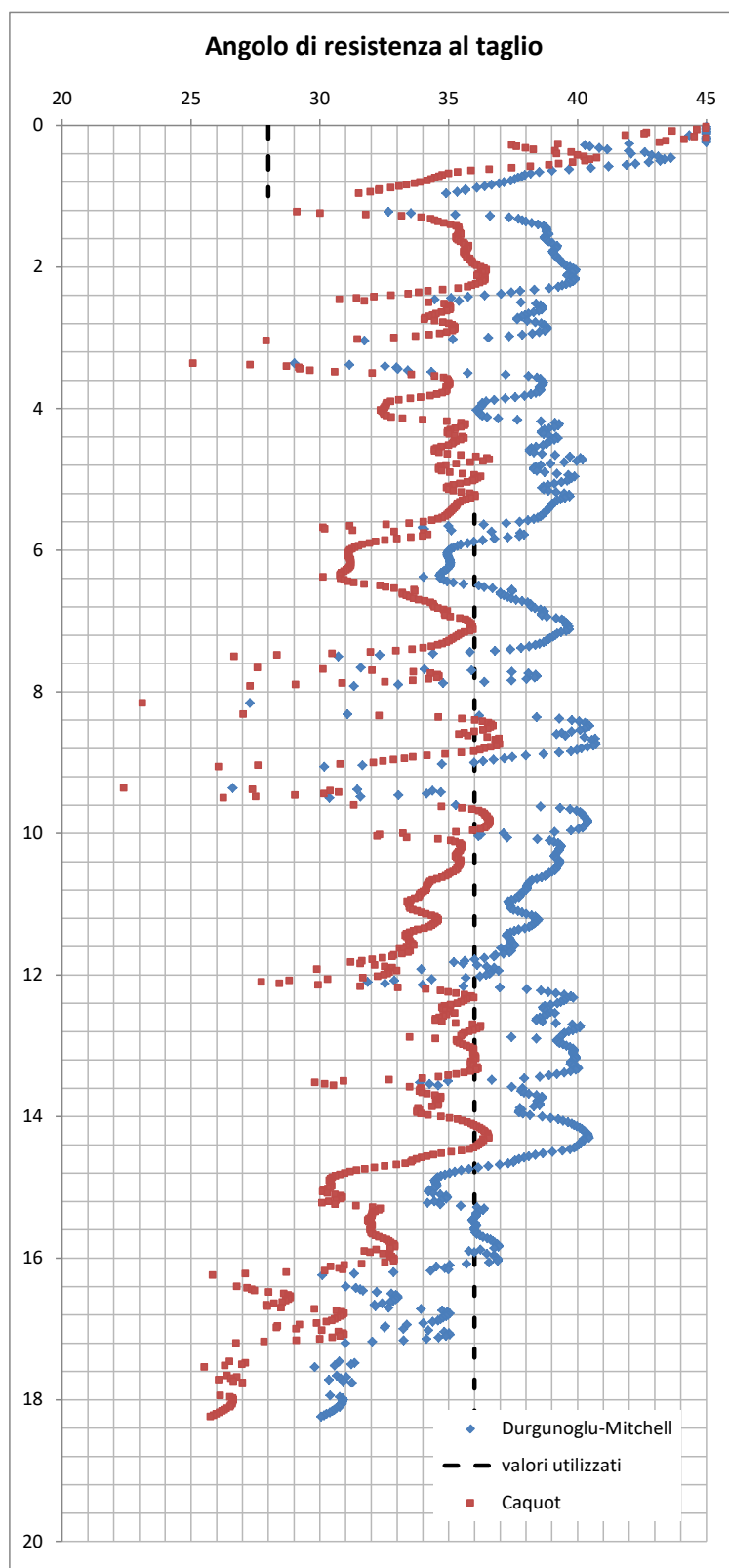


Figura 16 – CPTU_3 (2017) – Angolo di resistenza al taglio

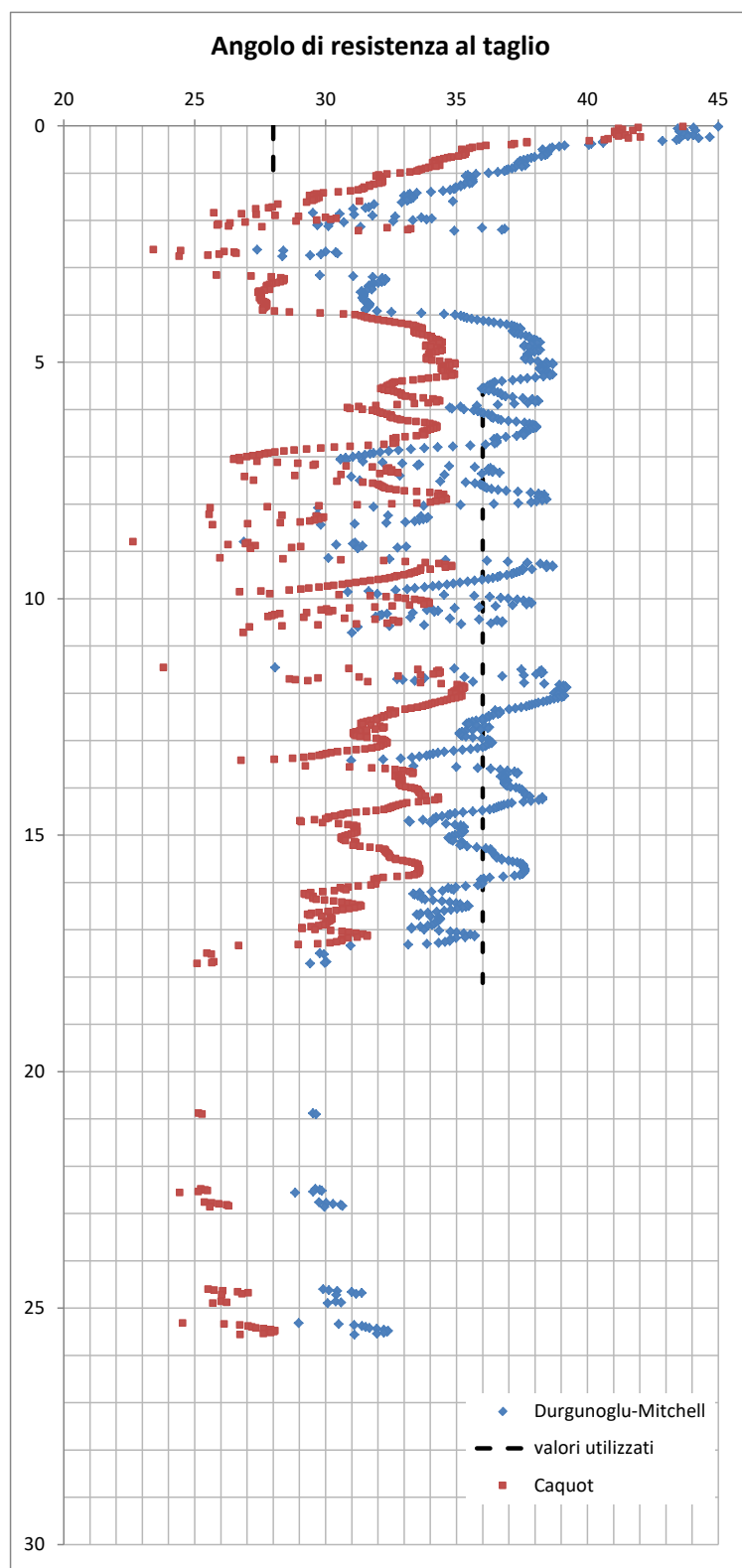


Figura 17 – SCPTU_1 (2017)– Angolo di resistenza al taglio

4.7.3 Parametri di deformabilità

4.7.3.1 TERRENI COESIVI

Per i terreni a grana fine il modulo elastico confinato M è stato determinato con la correlazione di *Mitchell e Gardner* (1975) in funzione della resistenza alla punta q_c delle prove penetrometriche statiche:

$$M = \alpha \cdot q_c$$

Il parametro α assume valori diversi al variare di q_c e per differenti tipi di materiale coesivo, come riportato nella tabella seguente. Nel caso in esame, per argille di medio bassa plasticità con $q_c < 2$ MPa, è stato utilizzato un valore di $\alpha = 3.5 \div 4$.

$M = \frac{1}{m_v} = \frac{2,3 \cdot (1+e) \cdot \sigma'_v}{C_c} = \alpha \cdot q_c$		
Argille di bassa plasticità (CL)	$q_c < 0,7$ MPa	$3 < \alpha < 8$
	$0,7 < q_c < 2,0$ MPa	$2 < \alpha < 5$
	$q_c > 2,0$ MPa	$1 < \alpha < 2,5$
Limi di bassa plasticità (ML)	$q_c < 2,0$ MPa	$3 < \alpha < 6$
	$q_c > 2,0$ MPa	$1 < \alpha < 3$
Argille e limi di elevata plasticità (CH, MH)	$q_c < 2,0$ MPa	$2 < \alpha < 6$
Limi organici (OL)	$q_c < 1,2$ MPa	$2 < \alpha < 8$
Torbe e argille organiche (Pt, OH)	$q_c < 0,7$ MPa	$1,5 < \alpha < 4$
	$50 < w^* < 100$	$1 < \alpha < 1,5$
	$w > 200$	$0,4 < \alpha < 1$

*w = contenuto in acqua (%)

Si riportano nei grafici seguenti i risultati delle interpretazioni delle prove penetrometriche.

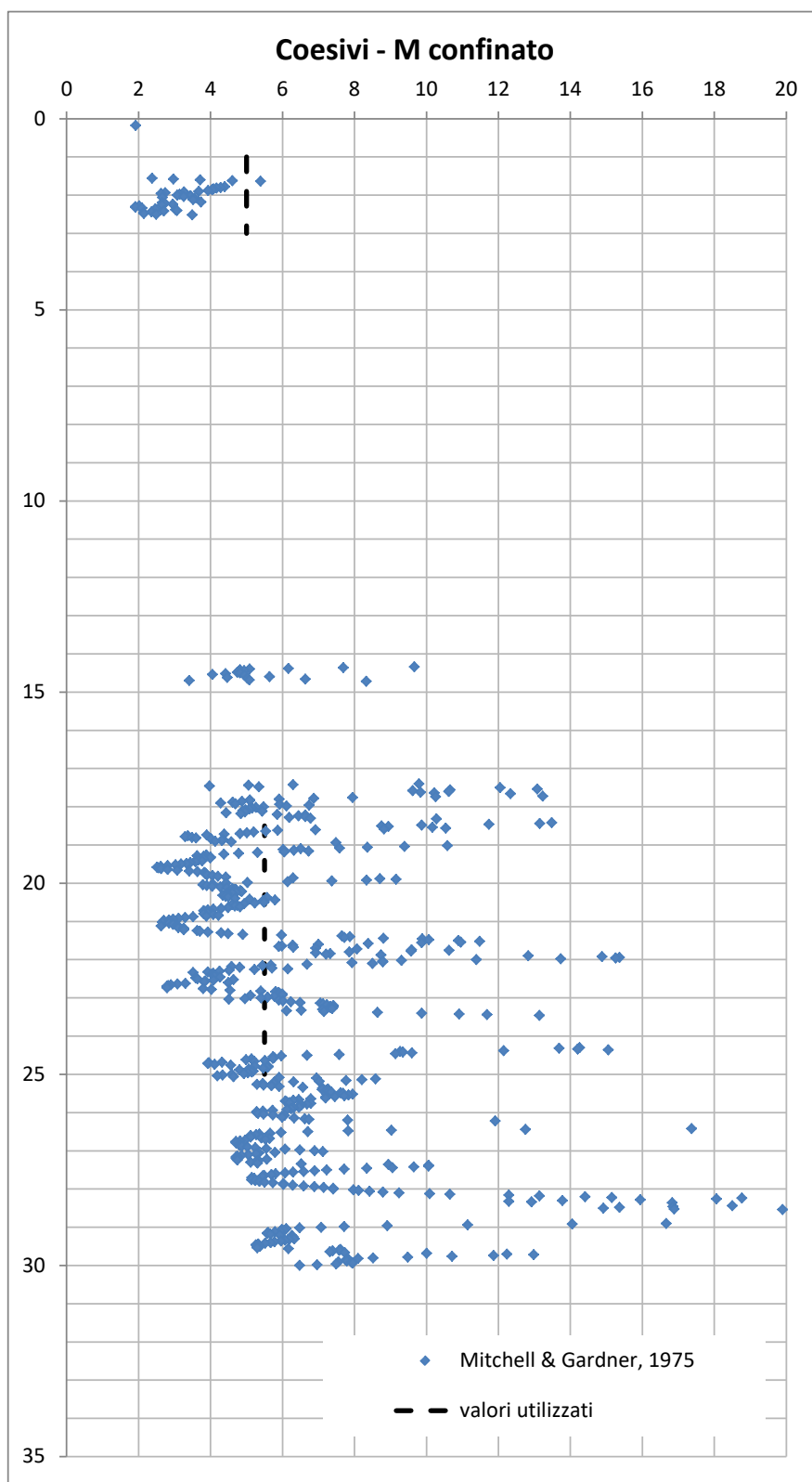


Figura 18 – CPTU_1 (2017) – Angolo di resistenza al taglio – Modulo elastico confinato M per terreni coesivi (Mitchell & Gardner 1975)

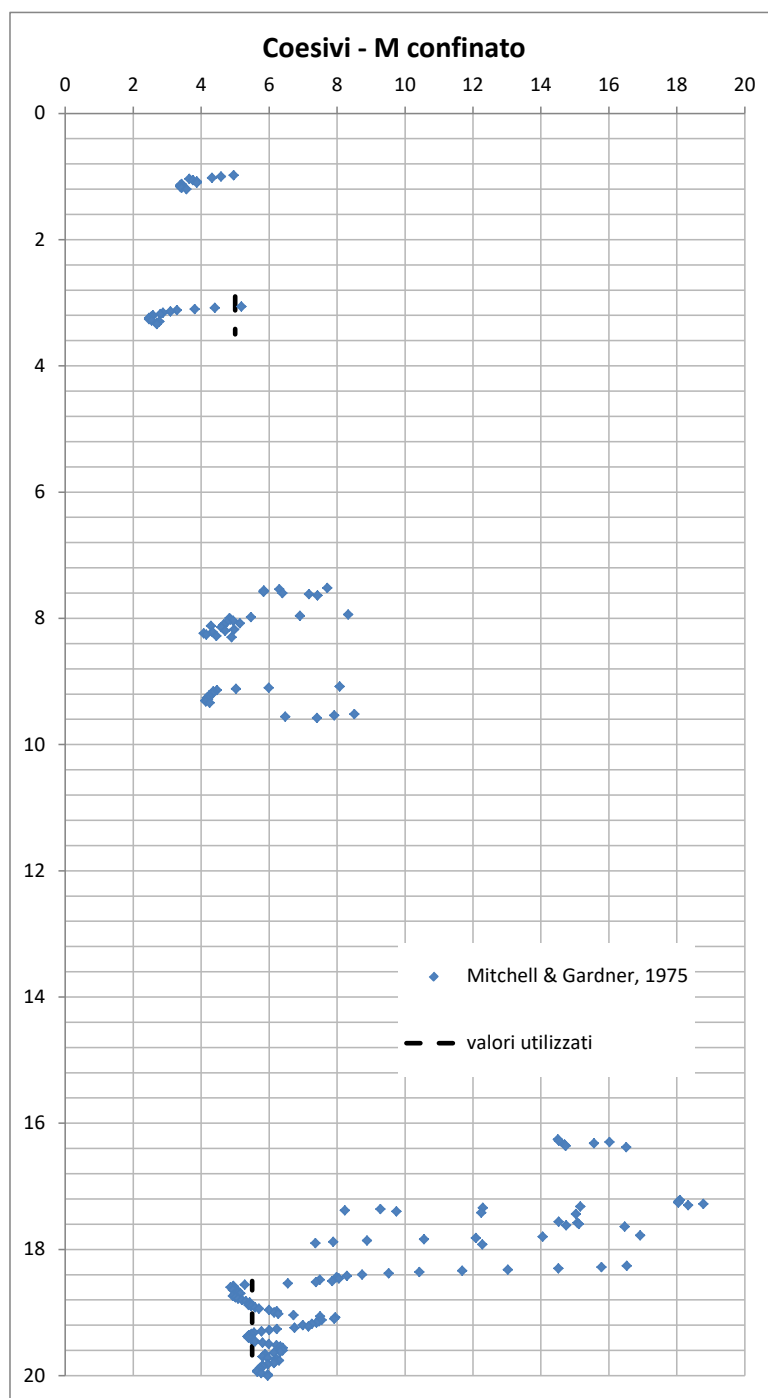


Figura 19 – CPTU_3 (2017) – Angolo di resistenza al taglio – Modulo elastico confinato M per terreni coesivi (Mitchell & Gardner 1975)

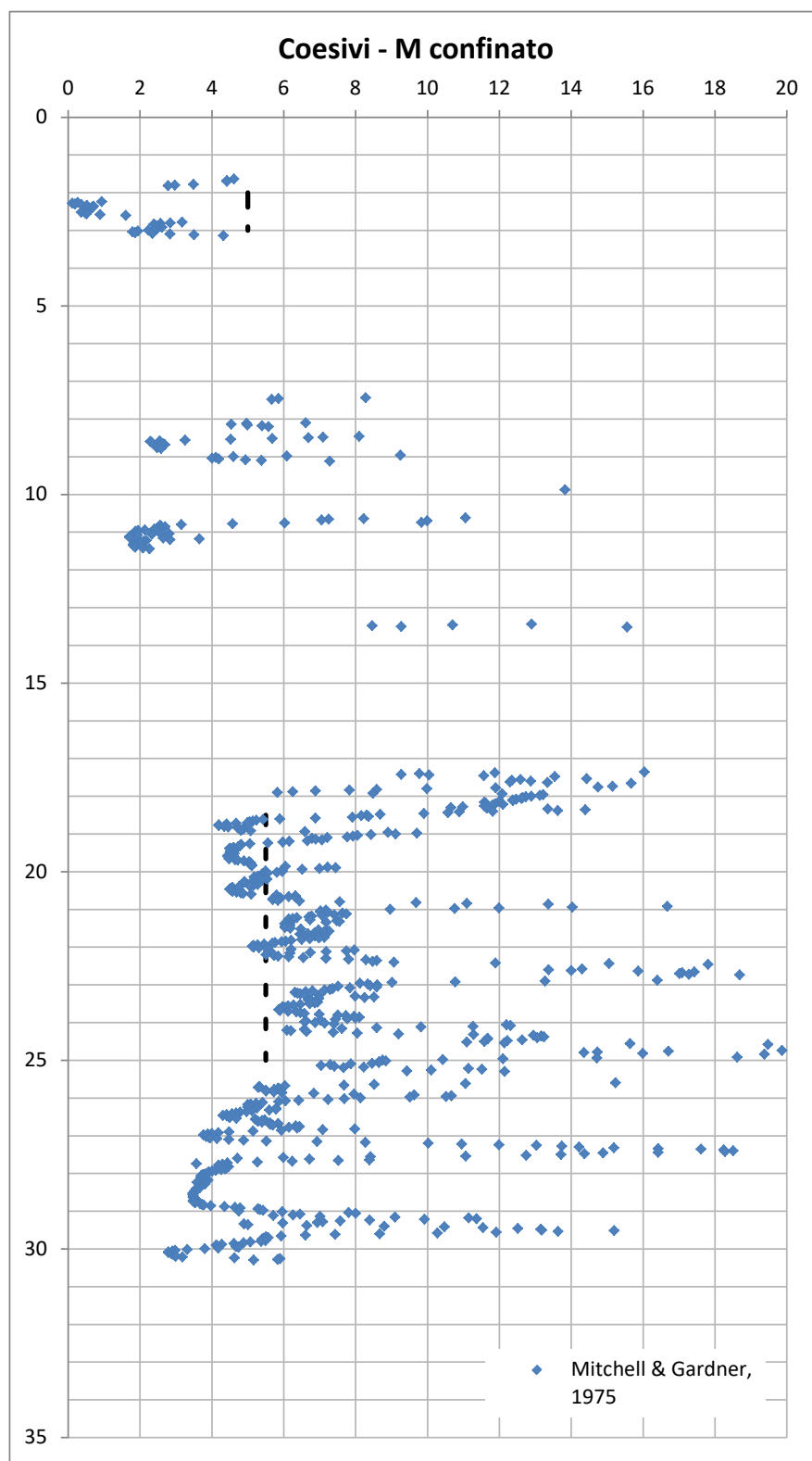


Figura 20 – SCPTU_1(2017) – Angolo di resistenza al taglio – Modulo elastico confinato M per terreni coesivi (Mitchell & Gardner 1975)



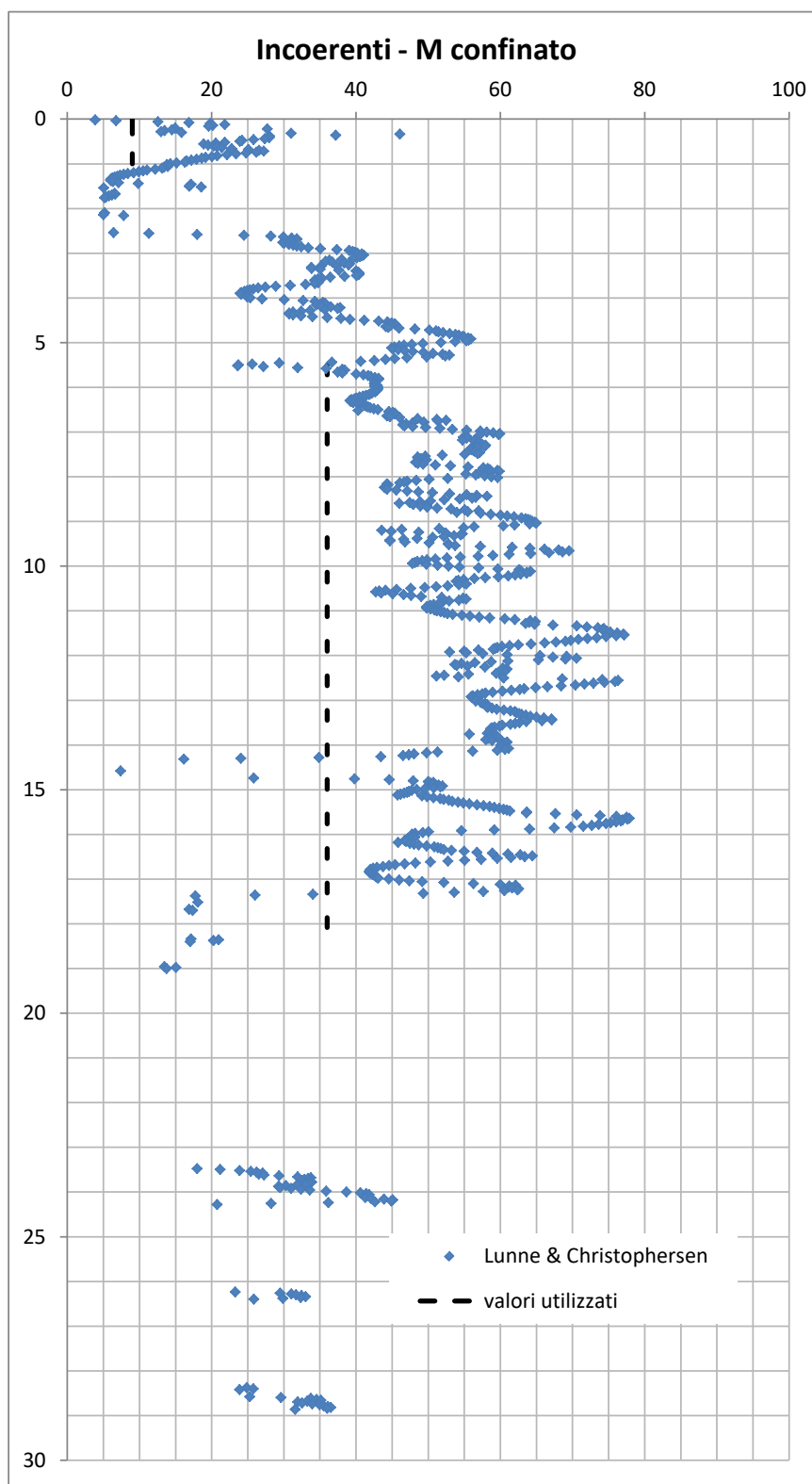
4.7.3.2 TERRENI INCOERENTI

Per i terreni di natura sabbiosa il modulo elastico confinato M è stato valutato con riferimento alla correlazione proposta da *Lunne & Christophersen* (1983) in funzione della resistenza alla punta q_c delle prove penetrometriche statiche:

$$M \text{ (MPa)} = 4 q_c \quad \text{per } q_c < 10 \text{ MPa};$$

$$M \text{ (MPa)} = 2 q_c + 20 \quad \text{per } 10 \text{ MPa} < q_c < 50 \text{ MPa}.$$

Si riportano nei grafici seguenti i risultati delle interpretazioni delle prove penetrometriche statiche.



**Figura 21 – CPTU_1(2017) –Modulo elastico confinato M per terreni incoerenti
 (Lunne & Christophersen 1983)**

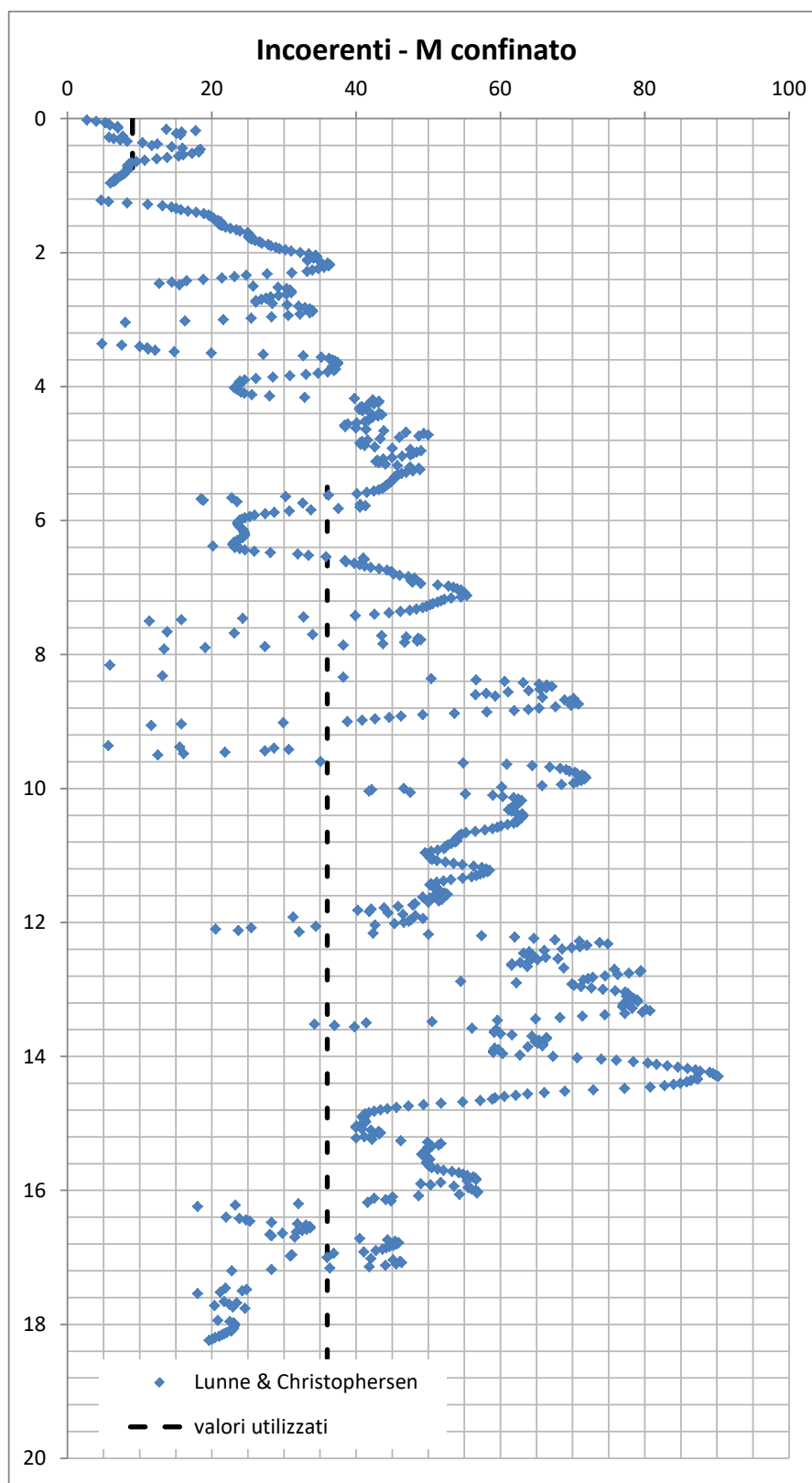


Figura 22 – CPTU_3 (2017)– Modulo elastico confinato M per terreni incoerenti (Lunne & Christophersen 1983)

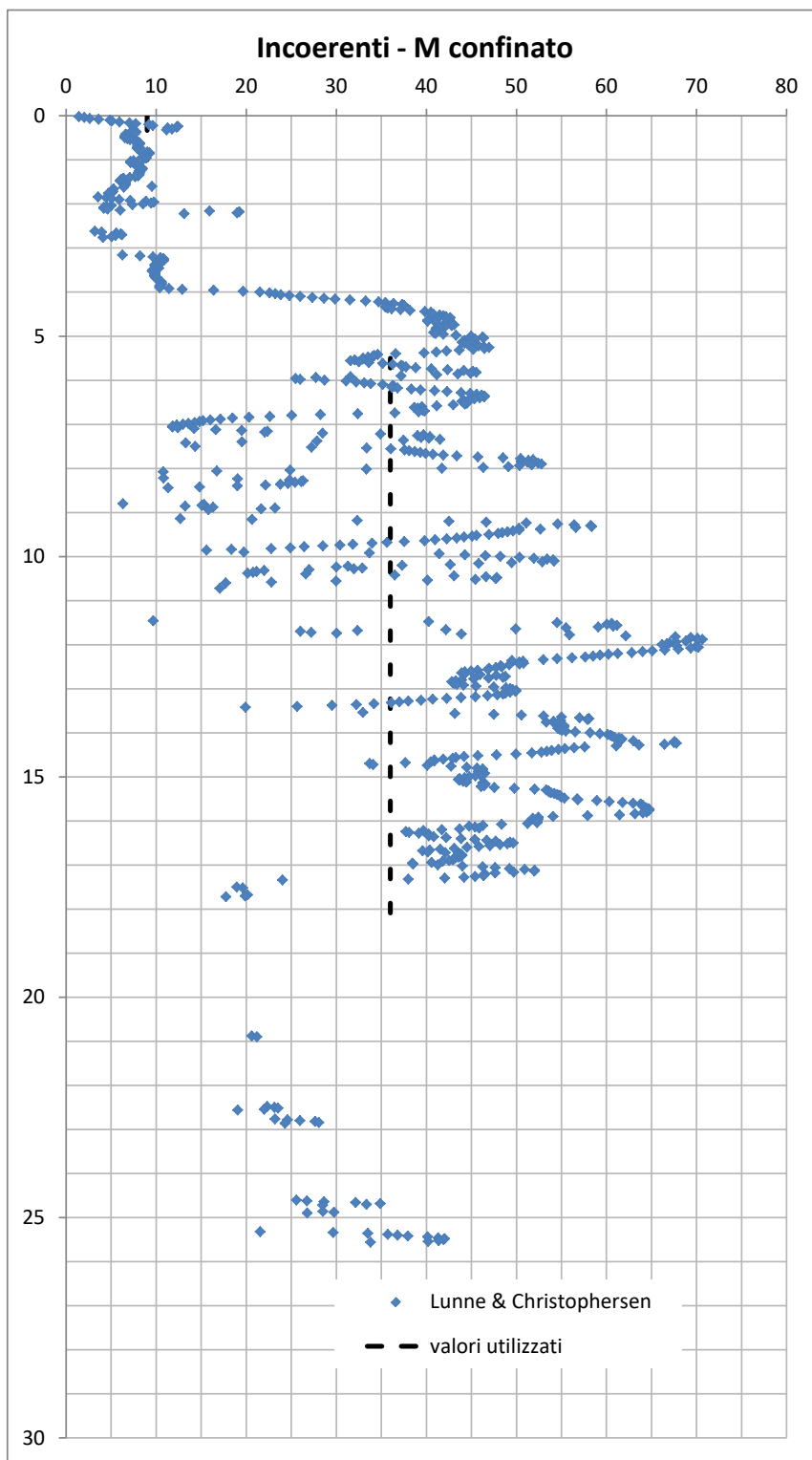


Figura 23 – SCPTU_1 (2017)– Modulo elastico confinato M per terreni incoerenti (Lunne & Christophersen 1983)

4.8 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE SPT

Nel corso dei sondaggi sono state eseguite, all'interno degli strati di natura prevalentemente granulare, prove penetrometriche dinamiche di tipo SPT i cui risultati sono riportati in seguito.

Sondaggio	Profondità (m)	N2	N3	Nspt standard
S1_1.09	4.80	11	18	29
	6.30	25	31	56
	9.30	17	17	34
	12.30	8	12	20
	15.30	12	15	27

Tabella IX – Valori N_{spt} S1-1.09

Sondaggio	Profondità (m)	N2	N3	Nspt standard
S2_1.09	3.80	3	7	10
	4.80	1	6	7
	7.80	3	5	8
	10.80	8	13	21
	13.80	8	13	21
	16.80	5	6	11

Tabella X – Valori N_{spt} S2-1.09

Sondaggio	Profondità (m)	N2	N3	Nspt standard
S_1	3.30	2	2	4
	4.80	2	4	6
	6.30	3	5	8
	9.30	23	21	44
	12.30	11	20	31
	15.30	13	14	27

Tabella XI – Valori N_{spt} S_1

In molte prove il contenuto fine è rilevante e pertanto in questo caso si ritiene opportuno apportare la riduzione ai valori NSPT per tenere conto dell'influenza delle sovra-pressure interstiziali in fase di battitura, con la formula di Terzaghi Peck (1948): $N' = 15 + 0.5 (N_{SPT} - 15)$.

4.8.1 Densità relativa

Per la valutazione del parametro di densità relativa del terreno è stata utilizzata la correlazione proposta da Kulhawy e Mayne (1990) a partire dalle indicazioni di Skempton, 1986):

$$(N_1)_{60} / D_r^2 \approx 60.$$

Il valore $(N_1)_{60}$ rappresenta il valore normalizzato di N_{spt} che tiene conto della pressione del terreno sovrastante e del rendimento del sistema d'infissione $ER_{i,M}$. ($\approx 55\div 65\%$ da Cestari "Prove in sito"), attraverso la seguente:

$$(N_1)_{60} = (ER_{i,M} \cdot N_{spt}) / (60 \cdot \sqrt{\sigma_{v0}'})$$

Per la valutazione della densità relativa è stata adottata anche la correlazione proposta da Bazaraa (1967). Le correlazioni proposte dall'autore tengono in dovuta considerazione aspetti caratteristici del deposito naturale, fattori di primaria importanza quali la cementazione, l'invecchiamento (aging), la storia dello stato tensionale ecc. Bazaraa è pervenuto alla seguente correlazione:

$$D_r^2 = \frac{N}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma_{v0}')} \quad \text{per } \sigma_{v0}' \leq 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_r^2 = \frac{N}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma_{v0}')} \quad \text{per } \sigma_{v0}' > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

Quindi si ottengono i seguenti valori di densità.

Sondaggio	Profondità (m)	Sabbie NC Skempton	Sabbie NC Bazaraa	Dr media
		Dr	Dr	
S1_1.09	4.80	76	63	70
	6.30	101	83	92
	9.30	73	63	68
	12.30	53	47	50
	15.30	59	53	56

Tabella XII – Dr S1-1.09



Sondaggio	Profondità (m)	Sabbie NC Skempton	Sabbie NC Bazaara	Dr media
		Dr	Dr	
S2_1.09	3.80	46	39	43
	4.80	37	31	34
	7.80	37	31	34
	10.80	55	48	52
	13.80	49	43	46
	16.80	37	33	35

Tabella XIII – Dr S2-1.09

Sondaggio	Profondità (m)	Sabbie NC Skempton	Sabbie NC Bazaara	Dr media
		Dr	Dr	
S_1	3.30	30	25	27
	4.80	34	28	31
	6.30	38	31	35
	9.30	68	58	63
	12.30	65	58	62
	15.30	51	46	49

Tabella XIV – Dr S_1

4.8.2 Parametri di resistenza nei terreni incoerenti

L'angolo di resistenza al taglio di picco è stato determinato, per confronto, anche tramite la correlazione proposta da Schmertmann (1978) (Figura 24).

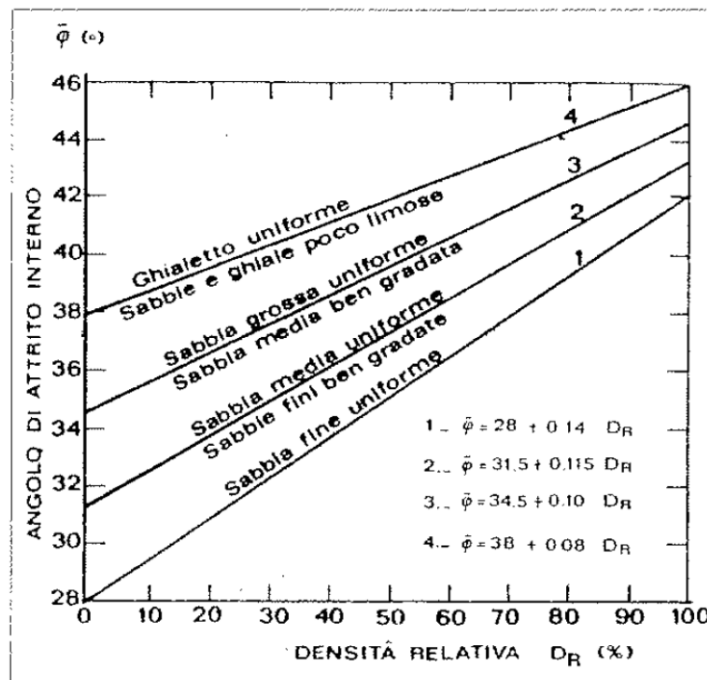


Figura 24 – Correlazione fra D_r e angolo di attrito di picco Schmertmann (1978)

Sondaggio	Profondità (m)	$\phi^{\circ}P$
S1_1.09	4.80	38
	6.30	41
	9.30	38
	12.30	35
	15.30	36

Tabella XV – Angolo S1-1.09

Sondaggio	Profondità (m)	$\phi^{\circ}P$
S2_1.09	3.80	34
	4.80	33
	7.80	35
	10.80	37
	13.80	37
	16.80	36

Tabella XVI – Angolo S2-1.09

Sondaggio	Profondità (m)	$\phi^{\circ}P$
S_1	3.30	32
	4.80	32
	6.30	33
	9.30	37
	12.30	37
	15.30	35

Tabella XVII – Angolo S_1

4.8.3 Parametri di deformabilità nei terreni incoerenti

Per la valutazione dei parametri di deformabilità degli strati a grana grossa a partire da indagini SPT, alcuni autori (Stroud, 1989) hanno redatto, in forma grafica, alcune correlazioni tra il comportamento deformativo di terre a grana grossa a partire da prove di carico in sito (su piastra) e da valori misurati su fondazioni reali (nastriiformi, a platea), in funzione della resistenza alla penetrabilità (N_{60} =numero di colpi corretto per riferirlo al rendimento del 60% del dispositivo d'infissione). L'abaco di Figura 25 correla il rapporto E'/N_{60} (modulo di deformazione E' e N_{spt} corretto) col livello di carico (ovvero alla profondità indagata), espressa dal rapporto q_{net}/q_{lim} (con q_{net} pressione applicata q_{lim} carico a rottura).

Per piccoli livelli di deformazione ($q_{net}/q_{lim} \rightarrow 0$) il rapporto E'/N_{60} è variabile da 2 (sabbie normalconsolidate) a valori superiori a 10 (sabbie e ghiaie sovraconsolidate). I valori di deformabilità sono in questo caso da intendersi come moduli iniziali.

Livelli di deformazione “operativi” che ammettano, cioè, un livello di carico limitato a valori tipicamente compresi tra il 20% ed il 30% del carico ultimo, si ottiene un rapporto E'/N_{60} variabile da 1 (sabbie normalconsolidate) a 1.5 (sabbie e ghiaie sovraconsolidate). La Figura 25 riassume i valori di modulo operativo in tal modo stimati.

Una stima alternativa del modulo di deformazione può essere condotta con riferimento a quanto proposto da Jamiolkowski (1988). Anche in questo caso, ci si

riconde a valori che ammettano un livello di deformazione “operativo” nella comune accezione del termine (al 25% del carico di rottura)

$$E'_{25} = (10.5 - 3.5 Dr) * N_{60} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (\text{per terre normalconsolidate})$$

$$E'_{25} = (52.5 - 3.5 Dr) * N_{60} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (\text{per terre sovraconsolidate})$$

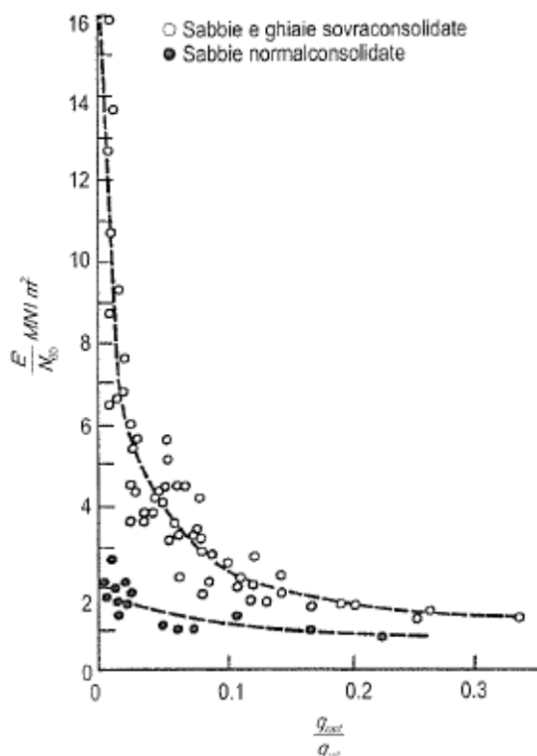


Figura 25 – Relazione tra deformabilità, resistenza N_{spt} e livello di carico (Stroud, 1989)

Nelle tabelle seguenti si raccolgono i limiti, inferiori e superiori dei valori di modulo di deformazione.

Sondaggio	Stroud		Jamiolkowski	
	E' (inf) (MPa)	E' (sup) (MPa)	E' (inf) (MPa)	E' (sup) (MPa)
S1_1.09	28	56	22	72
	54	108	38	93
	33	66	26	89
	19	39	17	66
	26	52	22	83

Tabella XVIII – Moduli di deformazione da prove SPT (S1-1.09)



Sondaggio	Stroud		Jamiolkowski	
	E' (inf) (MPa)	E' (sup) (MPa)	E' (inf) (MPa)	E' (sup) (MPa)
S2_1.09	10	19	9	35
	7	14	6	27
	8	15	7	31
	20	41	17	67
	17	35	15	62
	11	21	10	42

Tabella XIX – Moduli di deformazione da prove SPT (S2-1.09)

Sondaggio	Profondità (m)	Stroud		Jamiolkowski	
		E' (inf) (MPa)	E' (sup) (MPa)	E' (inf) (MPa)	E' (sup) (MPa)
S_1	3.30	4	8	4	16
	4.80	6	12	5	23
	6.30	8	15	7	30
	9.30	29	57	23	82
	12.30	30	60	25	89
	15.30	20	41	18	70

Tabella XX – Moduli di deformazione da prove SPT (S_1)

4.9 PROVA DILATOMETRICA (DMT)

Nel corso della campagna di indagine integrativa del 2006 è stata eseguita n.1 prova dilatometrica con dilatometro piatto Marchetti, spinta a 10 m di profondità dal piano campagna.

La suddetta prova è stata utilizzata per la definizione del modello geotecnico di progetto, in particolare si è fatto riferimento all'indice del materiale I_d definito come segue:

$$I_d = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$$

dove:

p_0 pressione alla quale la membrana inizia ad espandersi contro il terreno;

p_1 pressione necessaria per ottenere una dilatazione del centro della membrana contro il terreno di 1.1 mm.

Sulla base dell'indice I_d è possibile ottenere una classificazione del terreno secondo i valori di seguito riportati:

$I_d < 0.6$ Argilla (A)

$0.6 < I_d < 1.8$ Limo (L)

$I_d > 1.8$ Sabbia (S)

Si riportano in seguito i risultati della prova dilatometrica in termini di indice del materiale I_d .

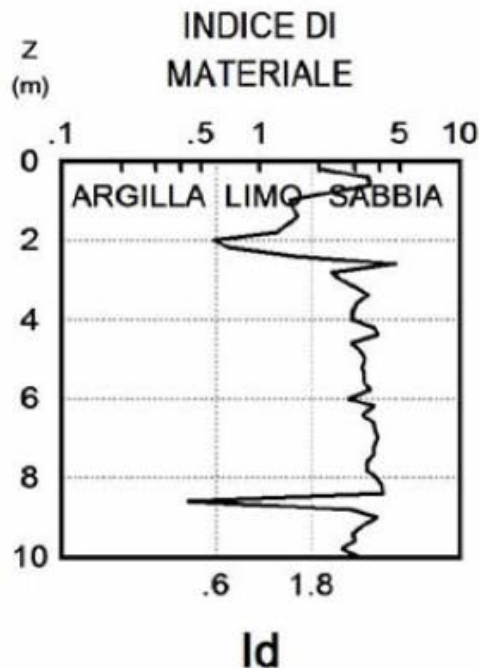


Figura 26 – DMT 1_1.09

4.10 SUSCETTIBILITÀ DEI TERRENI ALLA LIQUEFAZIONE

4.10.1 Introduzione al fenomeno

Il termine *liquefazione* comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che causano una riduzione della tensione efficace nel terreno e quindi una riduzione della resistenza al taglio:

$$\tau_f = (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \phi'$$

Se la pressione interstiziale u aumenta fino ad eguagliare la pressione totale σ , la pressione efficace si annulla e la resistenza al taglio si azzerava portando a fluidificazione il terreno.

La probabilità che un deposito incoerente raggiunga le condizioni di liquefazione



dipende da molteplici fattori tra i quali:

- proprietà geotecniche del terreno (stato di addensamento, composizione granulometrica);
- condizioni di drenaggio;
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata;
- genesi e storia geologica dei terreni;
- fattori ambientali.

Ad un minore grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) corrisponde un aumento della probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione. Anche la distribuzione, la forma delle particelle e il grado di uniformità influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per la modalità di dissipazione della pressione interstiziale in eccesso.

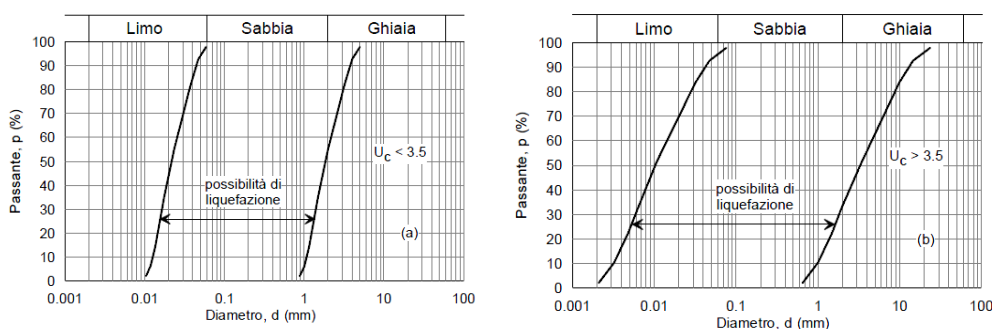
4.10.2 Esclusione della verifica a liquefazione

Secondo quanto riportato al paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC 2008 la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{cIN} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard

Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure seguenti nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



La magnitudo momento massima di Mestre è $M_w = 5.6$.

Quindi, essendo $M_w > 5$, non è possibile escludere la verifica alla liquefazione in base alla condizione 1) riportata al paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC 2008.

I valori di accelerazione massima a_{max} attesa al piano campagna è maggiore di 0.1g, 0.129 g: non è quindi possibile escludere la verifica alla liquefazione sulla base della condizione 2).

La quota della falda è stata rilevata molto alta nelle CPT, quindi non è possibile escludere la verifica alla liquefazione sulla base della condizione 3).

Non potendo garantire il soddisfacimento delle condizioni 4) e 5), non è possibile escludere a priori il verificarsi di fenomeni di liquefazione.

Sono state quindi condotte le verifiche a liquefazione sulla base dei risultati delle prove penetrometriche statiche condotte lungo la linea ferroviaria, per la definizione del potenziale di liquefazione del sito.

4.10.3 Verifica a liquefazione

Per valutare la possibilità del verificarsi di fenomeni di liquefazione si hanno a disposizione diverse metodologie che vanno da semplici metodi qualitativi e semi-empirici, metodi di analisi semplificata, metodi di analisi dinamica, fino alla modellistica fisica.

Verranno discussi in seguito i metodi di analisi semplificata, frequentemente adottati nelle applicazioni ingegneristiche.

4.10.4 Metodi semplificati

I metodi semplificati prevedono la determinazione del fattore di sicurezza alla liquefazione:

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR}$$

dove:

CSR (*Cyclic Stress Ratio*) sforzo di taglio indotto dal terremoto

CRR (*Cyclic Resistance Ratio*) resistenza al taglio ciclica del terreno

Per valori di FS_L inferiori a 1.25 si assume che il terreno sia suscettibile di liquefazione (si veda Eurocodice 8, parte 5).

4.10.4.1 DOMANDA DI RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE (CSR)

La domanda di resistenza alla liquefazione o rapporto di tensione ciclica (CSR) è espressa dalla seguente relazione (*Seed e Idriss, 1971*):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$



dove:

$$\tau_{media} = 0.65 \cdot \tau_{max} \quad \text{sforzo di taglio ciclico medio;}$$

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d \quad \text{sforzo di taglio ciclico massimo;}$$

a_{max} massima accelerazione orizzontale in sito;

σ_v, σ'_v sforzo verticale totale e efficace;

r_d fattore di riduzione delle tensioni dipendente dalla profondità.

Il fattore r_d può essere valutato con le seguenti espressioni.

Iwasaki et al. (1978)

$$r_d = 1 - 0.015 \cdot z \quad (z \text{ in m})$$

Seed e Idriss (1971)

$$r_d = 1 - 0.00765 \cdot z \quad \text{per } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad \text{per } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}$$

$$r_d = 0.774 - 0.008 \cdot z \quad \text{per } 23 \text{ m} < z \leq 30 \text{ m}$$

$$r_d = 0.5 \quad \text{per } z > 30 \text{ m}$$

Idriss e Boulanger (2004)

$$r_d = \exp \left[\left(-1.012 - 1.126 \cdot \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + M \right. \\ \left. \cdot \left(0.106 + 0.118 \cdot \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) \right]$$

dove M è la magnitudo momento dell'evento sismico atteso.

4.10.4.2 CAPACITA' DI RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE (CRR)

La capacità di resistenza alla liquefazione o rapporto di resistenza ciclica (CRR) riferita ad un terremoto di magnitudo momento M= 7.5 è stata valutata a partire dai risultati delle prove penetrometriche statiche CPTU.

In particolare è stato adottato il metodo di Robertson (2009), che include nella verifica la presenza di terreni con frazione fine e terreni coesivi tramite l'indice di comportamento del terreno I_c definito al precedente paragrafo 4.7.

Per I_c ≤ 2.7

$$CRR_{7.5} = 93 \cdot \left[\frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{se } 50 \leq Q_{tn,cs} \leq 160$$

$$CRR_{7.5} = 0.833 \cdot \left[\frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{se } Q_{tn,cs} < 50$$

dove:

$$Q_{tn,cs} = K_c \cdot Q_{tn}$$

$$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_{v0}) / p_{atm}] / (p_{atm} / \sigma'_{v0})^n \quad \text{resistenza alla punta normalizzata}$$

$$K_c = 1 \quad \text{se } I_c \leq 1.64$$

$$K_c = 5.581 I_c^3 - 0.403 I_c^4 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88 \quad \text{se } 1.64 < I_c \leq 2.5$$

$$K_c = 6 \cdot 10^{-7} (I_c)^{16.76} \quad \text{se } 2.5 < I_c < 2.7$$

Per $I_c \geq 2.7$

$$CRR_{7.5} = 0.053 \cdot Q_{tm} \cdot K_{\alpha}$$

dove K_{α} è un fattore correttivo di riduzione del rapporto di resistenza ciclica che tiene conto della pendenza del piano campagna.

4.10.4.3 FATTORE DI CORREZIONE DELLA MAGNITUDO (MSF)

Come detto, la capacità di resistenza alla liquefazione valutata con i metodi semplificati è riferita ad un terremoto di magnitudo momento $M = 7.5$. Per considerare nelle verifiche una magnitudo diversa è necessario introdurre un fattore di correzione MSF (*Magnitude Scaling Factor*), che moltiplica il rapporto di resistenza ciclica CRR ottenuto:

$$CRR_M = CRR_{7.5} \cdot MSF$$

Il fattore MSF viene calcolato con la seguente espressione proposta nell'ambito del Workshop NCEER 1996-1997 (Youd et al. 2001) e aggiornata da Robertson (2009):

$$MSF = \frac{174}{M^{2.56}}$$

4.10.4.4 VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DELLA LIQUEFAZIONE

E' possibile ottenere una stima degli effetti della liquefazione attraverso il metodo proposto da *Iwasaki et al* (1982), spesso utilizzato nella pratica tecnica, che introduce un indice del potenziale di liquefazione I_L , definito dalla seguente espressione:

$$IP_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

dove:

z_{crit} profondità oltre la quale si possono escludere fenomeni di liquefazione, pari a $15 \div 20$ m;

$F(z) = 0$ per $FS_L > 1$; $F(z) = 1 - FS_L$ per $FS_L < 1$;

$w(z) = 10 - 10 \cdot (z/z_{crit})$;

z profondità dal piano campagna in metri.

Sulla base del valore dell'indice IP_L calcolato è possibile stimare il rischio di liquefazione del deposito sulla base delle indicazioni riportate nella tabella seguente:

Indice del potenziale di liquefazione IP_L	Rischio liquefazione
$IP_L = 0$	Molto basso
$0 < IP_L \leq 5$	Basso
$5 < IP_L \leq 15$	Alto
$IP_L > 15$	Molto alto

Tabella XXI – Indice del potenziale di liquefazione

4.10.5 Risultati delle analisi

Si riportano in seguito, per ciascuna prova CPTU, i valori puntuali del fattore di sicurezza FS_L e l'indice del potenziale di liquefazione IP_L . Le analisi sono state condotte con il software CLiq 1.7 (Geologismiki).

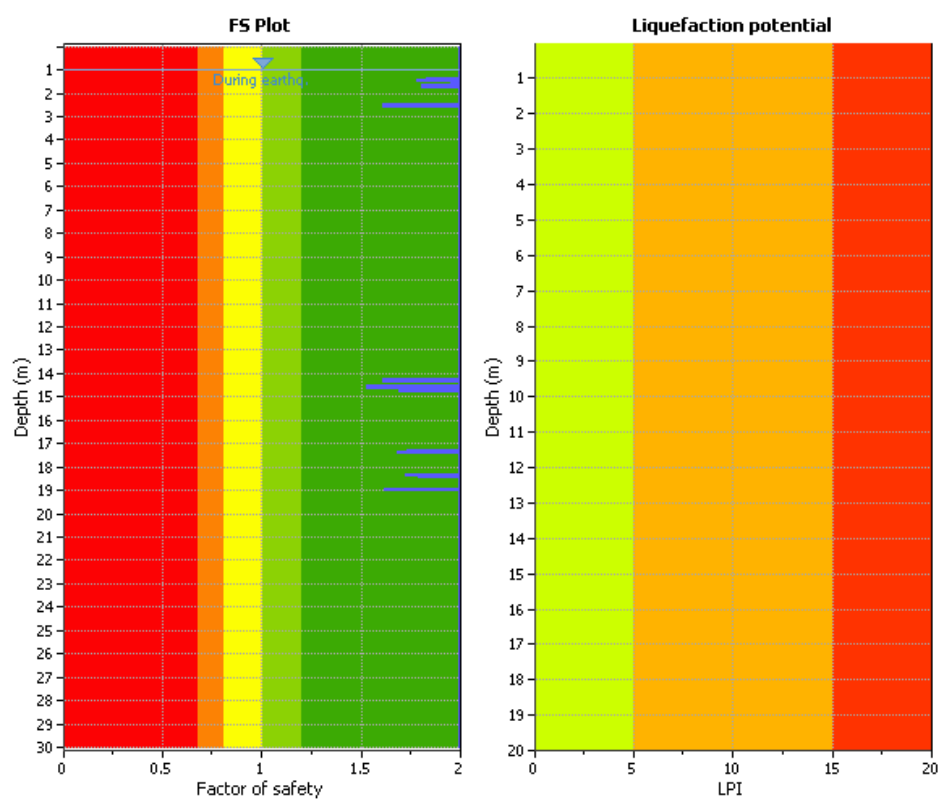
Prove (2017)	Profondità prova (m)
CPTU_1	30
CPTU_3	20
SCPTU_1	30

Tabella XXII – CPTU/SCPTU profondità

Magnitudo momento $M_w = 5.6$.

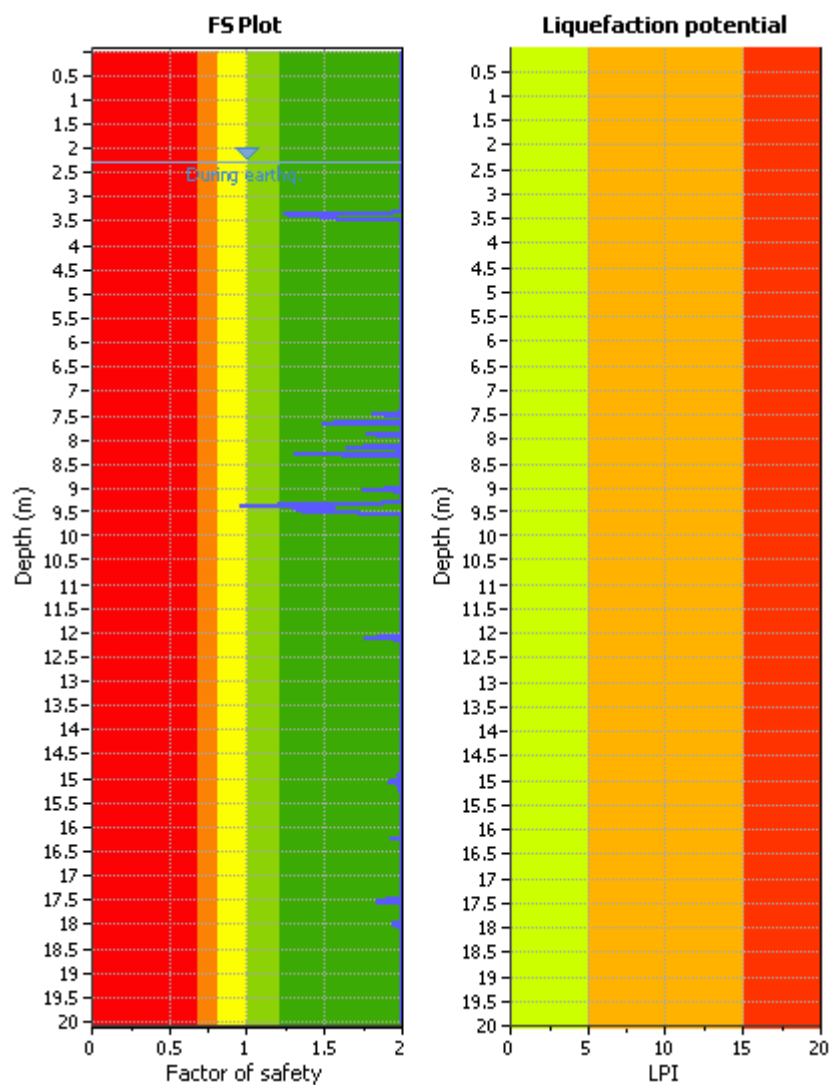
Per la valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione si è assunto $z_{crit} = 20$ m.

CPTU_1



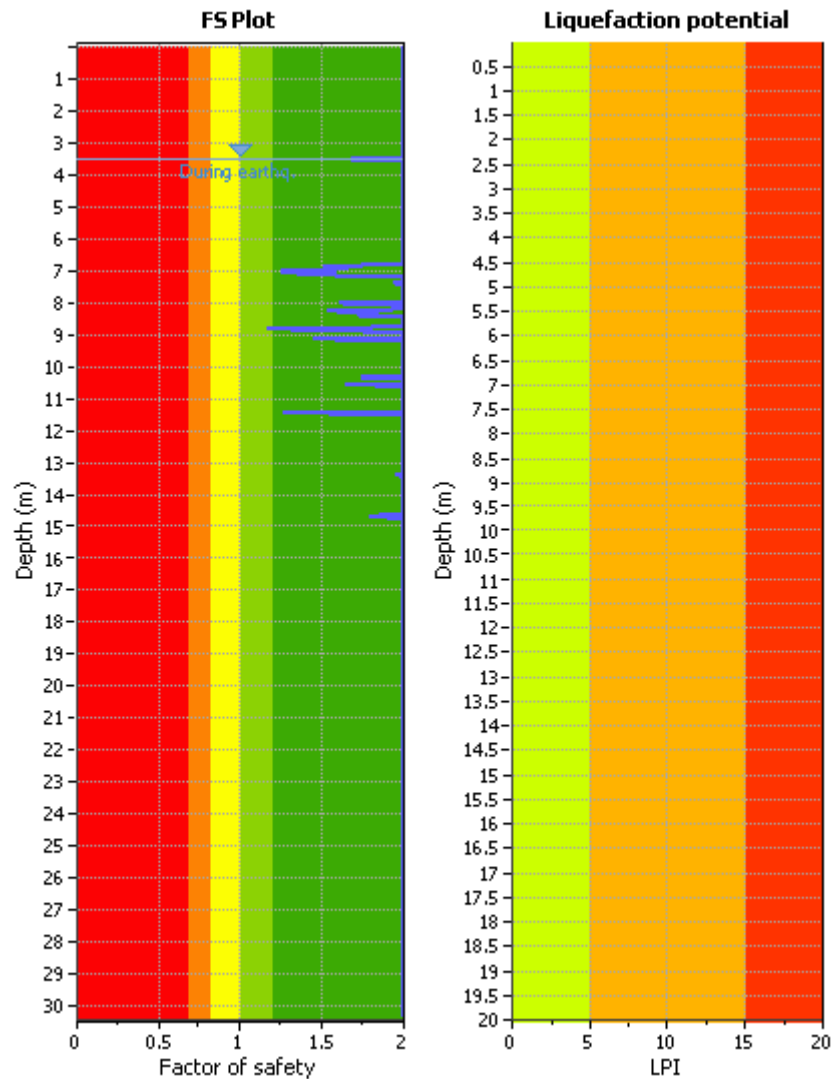
$$IP_L = 0.00$$

CPTU_3



$$IP_L = 0.00$$

SCPTU_1



$$IP_L = 0.00$$

Per le prove l'indice del potenziale di liquefazione IP_L è pari a 0.

Alla luce della analisi condotte, risulta che il rischio di liquefazione dei terreni è molto basso.



5 MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO

Nella Tabella XXIII viene riportato il quadro schematico delle caratteristiche fisico-meccaniche assegnate ad ognuno dei banchi identificati secondo le modalità precedentemente illustrate da utilizzarsi per le opere dell'intervento 1.09 ove sono presenti le principali strutture: il solettone di copertura del canale Dosa-Ruviego, le barriere fonoassorbenti e portali di segnaletica. La quota testa stratigrafia è +2.50 m s.l.m.

Legenda:

GG = Terreno a grana grossa

GF = Terreno a grana fine

ϕ' = angolo di resistenza al taglio

c' = coesione efficace

c_u = coesione non drenata

M = modulo elastico non confinato

E_{vc} = modulo elastico di compressione vergine

E_{ur} = modulo elastico di scarico-ricarico

γ_{sat} = peso di volume saturo

γ_d = peso di volume secco

γ = peso di volume immerso

OCR = grado di sovraconsolidazione



Tabella XXIII – Modello geotecnico

Numero	DESCRIZIONE BANCO	Z iniz. (m)	Z fin. (m)	Spess. banco (m)	Z med. (m)	γ' (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Tipo di terreno	ϕ (°)	Cu (kPa)	Evc (kPa)	Eur (kPa)	Permeabilità (m/s)	OCR
1	RIPORTO COSTITUITO DA LIMO DEBOMENTE SABBIOSO E ARGILLOSO	0.00	1.00	1.00	0.50	9.00	18.00	19.00	GG	28	-	7500	12000	1.00E-07	4
2	ARGILLA LIMOSA E LIMO ARGILLOSO E ALTERNANZE	1.00	5.50	4.50	3.25	9.00	18.00	19.00	GF	22	30	3600	10800	1.00E-08	1.5
3	SABBIA DA FINE A MEDIA LIMOSA	5.50	18.50	13.00	12.00	9.00	18.00	19.00	GG	36	-	30000	48000	5.00E-05	1
4	ARGILLA LIMOSA E LIMO ARGILLOSO	18.50	25.00	6.50	21.75	9.00	18.00	19.00	GF	22	35	4000	12000	1.00E-08	1