

# HUB PORTUALE ravenna



Autorità di Sistema Portuale  
del Mare Adriatico centro settentrionale



APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA,  
ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI,  
NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E  
RIUTILIZZO MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE  
AL P.R.P VIGENTE 2007 - I FASE - PORTO DI RAVENNA

## PROGETTO ESECUTIVO

**oggetto** STUDI PER LA CONOSCENZA DEL CONTESTO  
GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA, GEOTECNICA  
RELAZIONE GEOTECNICA DELLE BANCHINE

**file**  
1114-E-SIN-GTC-RT-01-1.doc

**codice**  
1114-E-SIN-GTC-RT-01-1

**scala**  
-

Revisione	data	causale	redatto	verificato	approvato
0	30/06/2021	Emissione per approvazione	P. Smorgon	P. Pampanin	L. de Angelis
1	06/12/2021	Revisione per riscontro validazione	P. Smorgon	P. Pampanin	L. de Angelis

responsabile delle Integrazioni Specialistiche: **Ing. Lucia de Angelis**

responsabile del Procedimento: **Ing. Matteo Graziani**

committente



Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centro Settentrionale  
Via Antico Squero, 31  
48122 Ravenna

contraente generale



Consorzio Stabile Grandi Lavori Srl  
Piazza del Popolo 18  
00187 Roma



DEME - Dredging International NV  
Haven 1025 - Scheldedijk 30  
2070 Zwijndrecht - Belgium

progettisti



Technital S.p.A.  
Via Carlo Cattaneo, 20  
37121 Verona

Direttore Tecnico  
Dott. Ing. Filippo Busola



F&M Ingegneria SpA  
Via Belvedere 8/10  
30035 Mirano (VE)

Direttore Tecnico  
Dott. Ing. Tommaso Tassi



SISPI srl  
Via Filangieri 11  
80121 Napoli

Direttore Tecnico  
Dott. Ing. Marco Di Stefano

## PROGETTO ESECUTIVO

### GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA, GEOTECNICA

#### Relazione geotecnica

---

PROGETTISTI

RTP: 

**F&M**  
ingegneria

**SISPI**  
engineering

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>OGGETTO E SCOPO .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>6</b>
<b>2.1</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>6</b>
<b>2.2.</b>	<b>ELABORATI PROGETTO DEFINITIVO .....</b>	<b>6</b>
<b>2.3.</b>	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>6</b>
<b>2.2</b>	<b>DOCUMENTI PROGETTO ESECUTIVO.....</b>	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI .....</b>	<b>9</b>
<b>3.1</b>	<b>PROPRIETÀ FISICHE.....</b>	<b>9</b>
3.1.1	IDENTIFICAZIONE DEI TERRENI.....	9
3.1.2	DENSITA' RELATIVA.....	10
<b>3.2</b>	<b>CARATTERISTICHE DI RESISTENZA A TAGLIO.....</b>	<b>11</b>
3.2.1	TERRENI COESIVI .....	11
3.2.1.1	RESISTENZA A TAGLIO IN CONDIZIONI NON DRENATE .....	11
3.2.1.2	RESISTENZA A TAGLIO IN CONDIZIONI DRENATE .....	12
3.2.2	TERRENI INCOERENTI.....	12
<b>3.3</b>	<b>CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITA' .....</b>	<b>12</b>
3.3.1	MODULI ALLE PICCOLE DEFORMAZIONI .....	12
3.3.2	MODULI OPERATIVI.....	13
<b>4</b>	<b>PROFILO STRATIGRAFICO .....</b>	<b>16</b>
<b>4.1</b>	<b>QUOTE DI FALDA .....</b>	<b>20</b>
<b>4.2</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>21</b>
4.2.1	UNITA' R.....	21
4.2.1.1	INDAGINI PE .....	21
4.2.2	DEPOSITO DI PALUDE (UNITA' P).....	23
4.2.2.1	INDAGINI PD .....	23
4.2.2.2	INDAGINI PE .....	24
4.2.3	DEPOSITO SABBIOSO (UNITA' S).....	27
4.2.3.1	INDAGINI PD .....	27
4.2.3.2	INDAGINI PE .....	29
4.2.4	DEPOSITO COESIVO (UNITA' M).....	33
4.2.4.1	INDAGINI PD .....	33
4.2.4.2	INDAGINI PE .....	36
4.2.5	DEPOSITO DI FASE TRASGRESSIVA (UNITA' T).....	39
4.2.5.1	INDAGINI PD .....	39

4.2.5.2	INDAGINI PE .....	39
4.2.6	DEPOSITI DI PIANA ALLUVIONALE (UNITA' A) .....	40
4.2.6.1	INDAGINI PD .....	40
4.2.6.2	INDAGINI PE .....	40
<b>4.3</b>	<b>INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE .....</b>	<b>43</b>
<b>4.4</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>44</b>
4.4.1	MODELLO GEOTECNICO IFA .....	44
4.4.2	MODELLO GEOTECNICO TRATTAROLI SUD 1 .....	45
4.4.3	MODELLO GEOTECNICO TRATTAROLI SUD 2 / TRATTAROLI NORD .....	45
4.4.4	MODELLO GEOTECNICO LLOYD .....	45
4.4.5	MODELLO GEOTECNICO ALMA - BUNGE SUD .....	46
4.4.6	MODELLO GEOTECNICO BUNGE NORD .....	46
4.4.7	MODELLO GEOTECNICO DOCKS .....	46
4.4.8	MODELLO GEOTECNICO FUTURO CTS.....	47
<b>4.5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE AI FINI SISMICI .....</b>	<b>48</b>
4.5.1	PARAMETRI DI RESISTENZA IN CONDIZIONI POST-SISMICHE .....	48
4.5.1.1	VALUTAZIONE DELLE SOVRAPRESSIONI INDOTTE DAL SISMA.....	48
4.5.1.2	DEGRADAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA .....	55
4.5.1.2.1	TERRENI INCOERENTI.....	55
4.5.1.2.2	TERRENI COESIVI .....	56
	<b>ALLEGATO 1: PROVA DILATOMETRICA (DMT).....</b>	<b>57</b>
	<b>ALLEGATO 2: MODELLI COSTITUTIVI.....</b>	<b>59</b>
	<b>HARDENING SOIL.....</b>	<b>59</b>
	PARAMETRI DI INPUT MODELLO COSTITUTIVO HARDENING SOIL .....	60
	COMPORAMENTO DEL TERRENO A BREVE E LUNGO TERMINE IN CONDIZIONI STATICHE .....	64
	COMPORAMENTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE.....	64
	COMPORAMENTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI POST-SISMICHE.....	64
	<b>ALLEGATO 3: ELABORAZIONE PROVE GEOGNOSTICHE.....</b>	<b>65</b>

## 1 OGGETTO E SCOPO

L’Affidamento a Contraente Generale, ai sensi dell’articolo 194 del D. Lgs., 18 aprile 2016, n.50 e ss.mm.ii. ha per oggetto l’esecuzione di tutte le opere e provviste occorrenti per eseguire e dare completamente ultimati i lavori di: approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo materiale estratto in attuazione al PRP vigente 2007.

Le opere oggetto di affidamento consistono nella realizzazione del nuovo Terminal Container e in un primo step di approfondimento dei fondali, oltre al conseguente adeguamento strutturale di parte delle banchine esistenti. Il presente progetto prevede un intervento di nuova realizzazione (banchine del nuovo Terminal Container, situato sulla destra presso la penisola Trattaroli), alcuni interventi di rinforzo e adeguamento strutturale (Banchine Bunge Nord e Sud, Al-ma, Lloyd, Trattaroli Nord e Sud, Ifa, Docks Piomboni lato Nord e adeguamento del primo tratto della banchina Futuro CTS). Sono previsti, inoltre, ingenti lavori di dragaggio e di movimento terra.



Figura 1-1: Foto area dell'area portuale di Ravenna estratta da Google Earth, 2020. Sono segnati i poligoni delle macro-aree di progetto.



## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare 02/01/2019 n.7 C.S.LL.PP. recante le istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- [3] EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical Design
- [4] EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
- [5] AGI (1997) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. Associazione Geotecnica Italiana
- [6] AGI (1994) Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio. Associazione Geotecnica Italiana
- [7] AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica - Linee guida. Associazione Geotecnica Italiana
- [8] ASG (2016) Linee guida per indagini geofisiche. Associazione Italiana di Geofisica

### 2.2. ELABORATI PROGETTO DEFINITIVO

- [9] “Relazione Geologica” - Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo del materiale estratto in attuazione al P.R.P vigente 2007, I Fase – Progetto Definitivo – Rev. 1 / 11/2019 – Cod.1114.GEO.A
- [10] “Relazione Geologica” – Allegati 1÷9 - Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo del materiale estratto in attuazione al P.R.P vigente 2007, I Fase – Progetto Definitivo – Rev. 1 / 11/2019 – Cod.1114.GEO.A
- [11] “Valutazione del Potenziale di Liquefazione” - Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo del materiale estratto in attuazione al P.R.P vigente 2007, I Fase – Progetto Definitivo – Rev. 1 / 11/2019 – Cod.1114.GEO.B
- [12] “Relazione generale di caratterizzazione geotecnica” - Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo del materiale estratto in attuazione al P.R.P vigente 2007, I Fase – Progetto Definitivo – Rev. 2 / 11/2019 – Cod.1114.GEO.C

### 2.3. BIBLIOGRAFIA

- [13] Bolton M., (1986) Geotechnique 36, No 1, 65-78
- [14] Colombo P, Colleselli F., (2004) Elementi di Geotecnica Terza edizione Ed. Zanichelli
- [15] Crespallani T, Facciorusso J., (2010) – “Dinamica dei Terreni - Per le applicazioni sismiche” Ed. Dario Flaccovio
- [16] De Alba P., Seed H. B., and Chan C. K., 1976. Sand liquefaction in large scale simple shear tests, J. Geotechnical Eng. Div., ASCE 102(GT9), 909–27.
- [17] Dobry R., 1989. Some basic aspects of soil liquefaction during earthquake. Annals of the New York Academy of Science 558, pp. 172-182.
- [18] Fardis M., Carvalho E., Elnashai A., Faccioli E., Pinto P., (2005) “Designers’ Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures” – Ed. Thomas Telford
- [19] Jamiolkowski M., Lo Presti, D.C.F. (2003). “Geotechnical characterization of Holocene and Pleistocene Messina sand and gravel deposits” Charact. and Engng Properties of Natural Soils, Singapore, The Netherlands 2:1087-1120
- [20] Jamiolkowski M., R.Lancellotta (1985). Design parameters for soft clays

- [21] Jamiolkowski M., Baldi G., Bellotti R., Ghionna V.N., Pasqualini E. (1985) "Penetration resistance and liquefaction of sands" Proc. 11th ICSMFE, S.Francisco, CA
- [22] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of 1st International Symposium on Penetration Testing ISOPT I, Orlando FLA
- [23] Lunne T., Christoffersen H.P., Tjelta T.I. (1985) "Engineering use of piezocone data in North Sea clays" Proc. XI ICSMFE, S.Francisco CA
- [24] Mayne P.W., Rix G.J. (1993) "Gmax – qc relationship for clays" Geotechnical Testing Journal GTJODJ vol. 16, n. 1
- [25] Mayne P.W., Peuchen.J (2018) "Evaluation of CPTU Nkt cone factor for undrained strength of clays" Delft University of Technology, Netherlands
- [26] Mayne P.W. (2006) "Undisturbed sand strength from seismic cone tests" The 2nd James K. Mitchell Lecture, Geomech. and Geoengng, 1(4):239-258
- [27] Marchetti S., Monaco P., Tonani G., Calabrese M. (2001) "TC16 (2001) – The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations" – ISSMGE Committee TC16
- [28] Ohara S., Matsuda H., 1988, Study on settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear, Soils and Foundations, 28(3), p.p. 103-113.
- [29] Robertson P.K. (2010) "Soil behaviour type from CPT: an update" Proceedings of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach CA
- [30] Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. (1999) "The hardening-soil model. Formulation and verification" - Be-yond 2000 in computational geotechnics: 281-296
- [31] Schnaid F., Lehane B.M., Fahey M. (2004) "In situ test characterisation of unusual geomaterials" Proc. 2nd Int. Conf. on Site Charact., Milpress, Porto 1:49-74
- [32] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proc. ESOPT-I
- [33] Terzaghi, K. e Peck, R.B. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, New York
- [34] Terzaghi (1955). "Evaluation of coefficients of subgrade reaction", Géotechnique, n. 4, pp. 297-326
- [35] Yasuhara K., Kazutoshi H., Hyde A. (1992) "Effects of cyclic loading on undrained strength and compressibility of clay", Soil and Foundations n.32, 100-116
- [36] Yasuhara K., Hyde A. (1997) "Method for estimating postcyclic undrained secant modulus of clays", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division of the ASCE n.123, 204-211
- [37] Yoshida Y., Motonori I. (1988) "Empirical formulae of SPT Blow-counts for gravely soils" Proc. ISOPT I, Orlando FLA

## 2.2 DOCUMENTI PROGETTO ESECUTIVO

- [38] "Relazione geologica", 1114-E-SIN-GEO-RT-01-01
- [39] "Relazione geotecnica - Casse di colmata e aree logistiche", 1114-E-SIN-GTC-RT-02-01
- [40] "Relazione sismica", 1114-E-SIN-GEF-RT-01-01
- [41] "Planimetria ubicazione indagini – banchine", 1114-E-SIN-GEO-PL-01-01
- [42] "Planimetria ubicazione indagini – Casse di colmata Nadeq, via Trieste e Centro Direzionale", 1114-E-SIN-GEO-PL-02-01
- [43] "Planimetria ubicazione indagini – Aree logistiche", 1114-E-SIN-GEO-PL-03-01
- [44] "Profili geologici longitudinali – banchine", 1114-E-SIN-GEO-SZ-01-01
- [45] "Sezioni geologiche trasversali – banchine", 1114-E-SIN-GEO-SZ-02-01
- [46] "Profili geologici - Casse di colmata Nadeq, via Trieste e Centro Direzionale" 1114-E-SIN-GEO-SZ-03-01
- [47] "Profilo geologico – Aree logistiche", 1114-E-SIN-GEO-SZ-04-01
- [48] "Profili geotecnici longitudinali – banchine", 1114-E-SIN-GTC-SZ-01-01
- [49] "Sezioni geotecniche trasversali – banchine", 1114-E-SIN-GTC-SZ-02-01

- [50] “Profili geotecnici - Casse di colmata Nadep, via Trieste e Centro Direzionale”, 1114-E-SIN-GTC-SZ-03-01
- [51] “Profilo geotecnico – Aree logistiche”, 1114-E-SIN-GTC-SZ-04-01
- [52] “Relazione indagini geognostiche “1114-E-SIN-GEO-RE-11-1
- [53] “Allegato 1 - Stratigrafie Sondaggi e prove in foro” 1114-E-SIN-GEO-AL-11-1
- [54] “Allegato 2 - Prove CPTU e SCPTU” 1114-E-SIN-GEO-AL-12-1
- [55] “Allegato 3 - Indagini geofisiche” 1114-E-SIN-GEO-AL-13-1
- [56] “Allegato 4 - Prove di laboratorio geotecnico” 1114-E-SIN-GEO-AL-14-0
- [57] “Relazione indagini geognostiche integrative - Trattaroli sud - e Allegati” 1114-E-SIN-GEO-RE-12-1
- [58] “Relazione indagini geognostiche integrative - Cassa di colmata - e Allegati” 1114-E-SIN-GEO-RE-13-1

### 3 CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI

Per l'identificazione e la caratterizzazione dei terreni dell'area portuale di Ravenna si è fatto ricorso alle indagini in sito, alle prove di laboratorio condotte sui campioni prelevati e alle prove geofisiche.

Tutti i risultati sono stati analizzati allo scopo di definire i modelli geotecnici di riferimento del sottosuolo per il dimensionamento geotecnico e strutturale delle opere in progetto.

Si riportano di seguito i criteri utilizzati per l'interpretazione delle indagini e le correlazioni adottate per interpretare i risultati delle prove in sito con riferimento alle prove penetrometriche statiche con piezocono (CTPU) ed alle prove dilatometriche (DMT).

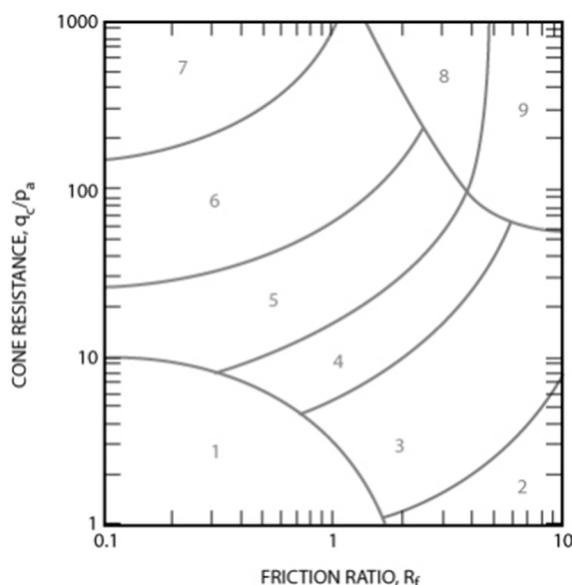
La prova penetrometrica statica di tipo elettrico prevede di far avanzare nel terreno verticalmente, a velocità costante ( $v \approx 2$  cm/s), una punta conica di dimensioni standard (diametro 35,7mm e angolo di apertura  $60^\circ$ ) misurando la pressione alla punta e lo sforzo tangenziale laterale in modo fra loro indipendente con trasduttori elettrici che inviano un segnale ad una centralina posta in superficie. La punta elettrica del penetrometro per prove CPTU è inoltre munita di un setto poroso cosicché è possibile misurare le pressioni interstiziali generate durante l'avanzamento. La prova consente inoltre la stima dei moduli elastici del terreno e della coesione non drenata nei terreni a grana fine. In modo indiretto, la prova consente anche il riconoscimento della stratigrafia del deposito con precisione centimetrica.

#### 3.1 PROPRIETÀ FISICHE

##### 3.1.1 IDENTIFICAZIONE DEI TERRENI

Con riferimento ai risultati delle prove penetrometriche statiche è possibile ricostruire il profilo stratigrafico dei terreni in funzione dell'indice di classificazione  $I_c$  adottando il diagramma di Robertson (2010) riportato in Figura 3-1.

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \log(Q))^2 + (\log(F) + 1,22)^2}$$



Zone	Soil Behavior Type
1	Sensitive, fine grained
2	Organic soils - clay
3	Clay - silty clay to clay
4	Silt mixtures - clayey silt to silty clay
5	Sand mixtures - silty sand to sandy silt
6	Sands - clean sand to silty sand
7	Gravelly sand to dense sand
8	Very stiff sand to clayey sand*
9	Very stiff fine grained*

\* Heavily overconsolidated or cemented

$P_a$  = atmospheric pressure = 100 kPa ~ 1 tsf

Figura 3-1: Diagramma classificazione Robertson (2010)

dove:

- $Q_{tn} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$  è la resistenza alla punta corretta adimensionalizzata;
- $q_t$  è la resistenza alla punta corretta ricavata dall'espressione:
- $q_t = q_c + u_2(1 - a)$

essendo

- $a = A_n/A_c$  è il rapporto tra la sezione della cella di carico  $A_n$  e la sezione (proiettata) del cono  $A_c$  funzione del penetrometro utilizzato e nel caso in oggetto pari a 0.58 - 0.80;
- $u_2$  è la pressione interstiziale a tergo del cono;
- $\sigma_{v0}$  è la pressione verticale totale geostatica alla profondità della punta;
- $\sigma'_{v0}$  è la pressione verticale efficace geostatica alla profondità della punta;
- $F = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100$

Con riferimento ai risultati delle prove dilatometriche è possibile individuare la natura dei terreni in funzione dell'indice del materiale  $I_D$  e del modulo dilatometrico  $E_D$  adottando il diagramma riportato in Figura 3-2.

$$I_D = \frac{(p_1 - p_0)}{(p_0 - u_0)} \quad \text{Indice del materiale}$$

$$E_D = 34,7 \cdot (p_1 - p_0) \quad \text{Indice di spinta orizzontale}$$

dove:

$p_0, p_1$  valori di pressione caratteristici della prova (vedi Allegato 1)

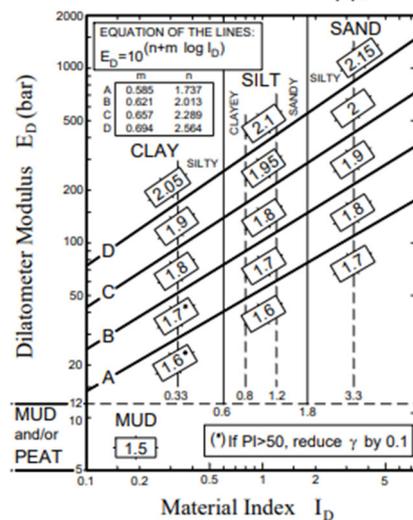


Figura 3-2: Diagramma per l'individuazione della natura dei terreni (Marchetti & Crapps 1981)

### 3.1.2 DENSITA' RELATIVA

I valori di densità relativa  $D_r$  dei terreni granulari sono stati valutati in funzione dei risultati delle prove penetrometriche statiche, mediante la correlazione proposta da Jamiolkowski et al. (2003) idonea per sabbie normalconsolidate:

$$D_r = \frac{1}{C_2} \ln \left( \frac{q_c/p_a}{C_0 \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{C_1}} \right)$$

dove:

- $q_c$  è la resistenza alla punta;

- $\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale efficace;
- $p_a$  è la pressione atmosferica pari a 101kPa;
- $C_0, C_1, C_2$  sono costanti del terreno che dipendono dalla composizione granulometria e che nel caso di terreni normalconsolidati valgono rispettivamente 17.68, 0.50 e 3.10.

## 3.2 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA A TAGLIO

### 3.2.1 TERRENI COESIVI

#### 3.2.1.1 RESISTENZA A TAGLIO IN CONDIZIONI NON DRENATE

Per i terreni coesivi si sono utilizzate diverse correlazioni basate sui risultati delle prove in sito o fornite dalla letteratura e di uso consolidato nella prassi.

La coesione non drenata  $c_u$  può essere stimata in base ai risultati delle prove penetrometriche secondo la relazione pro-posta da Mayne (2018):

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$$

dove:

- $q_t$  è la resistenza alla punta corretta del penetrometro statico
- $\sigma_{v0}$  è la tensione verticale
- $N_{kt}$  è il fattore di capacità portante

Il fattore  $N_{kt}$  presenta una alta variabilità funzione della storia geologica del deposito con valori compresi tra 11 e 20 per terreni normalconsolidati e fino a 25 per terreni sovraconsolidati. In conformità a quanto già fatto per il PD doc.rif.[12] tale parametro è stato calibrato in funzione dei valori di resistenza non drenata ricavati dalle prove di laboratorio (triassiali UU) eseguite sui campioni indisturbati.

Il fattore  $N_{kt}$  così valutato risulta compreso tra 17 e 23.

Alla luce di tali risultati la resistenza a taglio in condizioni non drenate è stata valutata adottando un fattore di capacità portante  $N_{kt} = 20$ .

L'interpretazione della coesione non drenata dedotta dalle prove CPTU è stata inoltre confrontata con la formulazione di Skempton valida per terreni argillosi normalconsolidati:

$$c_u = \sigma'_{v0} \times (0.11 + 0.0037 \times IP)$$

dove:

- $\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale efficace
- $IP$  è l'indice di plasticità che con riferimento alle prove di laboratorio è stato assunto mediamente pari a 20

Con riferimento ai risultati delle prove dilatometriche la coesione non drenata può essere definita con riferimento alla relazione proposta da Marchetti (1980) di seguito riportata:

$$c_u = 0.22\sigma'_{v0}(0.5K_D)^{1.25} \quad \text{se } I_D \leq 1.2$$

dove:

- $\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale efficace;
- $K_D$  è l'indice di spinta orizzontale (vedi Allegato 1).

### 3.2.1.2 RESISTENZA A TAGLIO IN CONDIZIONI DRENATE

La resistenza al taglio in condizioni drenate dei terreni coesivi è stata stimata in funzione dei risultati delle prove di taglio diretto, delle prove triassiali consolidate isotropicamente drenate (CID) e non drenate (CIU) condotte sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi.

### 3.2.2 TERRENI INCOERENTI

Per quanto concerne i terreni l'angolo di resistenza al taglio è stato valutato con i risultati delle prove CPTU con le relazioni proposte da Mayne (2006) idonee per la caratterizzazione di terreni di natura incoerente:

$$\phi' = 17.6 + 11 \log \left( \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sqrt{\sigma'_{v0} \times p_a}} \right)$$

Inoltre sono a disposizione i risultati delle prove di taglio diretto, delle prove triassiali consolidate isotropicamente drenate (CID) e non drenate (CIU) condotte sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi.

Con riferimento ai risultati delle prove dilatometriche la coesione non drenata può essere definita con riferimento alla relazione proposta da Marchetti (1997) di seguito riportata:

$$\phi' = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D$$

dove:

- $K_D$  è l'indice di spinta orizzontale (vedi Allegato 1)

## 3.3 CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITA'

### 3.3.1 MODULI ALLE PICCOLE DEFORMAZIONI

Il modulo di taglio alle piccole deformazioni per i terreni coesivi è stato stimato dai risultati delle prove penetrometriche statiche CPTU adottando la relazione proposta da Mayne e Rix (1993) espressa come:

$$G_0 = 406 q_c^{0.695} e_0^{-1.130}$$

dove:

- $G_0$  è il modulo elastico di taglio alle piccole deformazioni;
- $q_c$  è la resistenza alla punta;
- $e_0$  è l'indice dei vuoti iniziale nel caso in esame assunto pari a 0.8 sulla base delle prove di laboratorio condotte sui campioni di terreno prelevate nel corso dei sondaggi.

Per i terreni incoerenti, la stima del modulo di taglio alle piccole deformazioni è stata valutata adottando la relazione proposta da Schnaid (2004):

$$G_0 = 110^3 \sqrt[3]{q_c \sigma'_{v0} p_a}$$

dove:

- $p_a$  è la pressione atmosferica

Il modulo  $G_0$  è stato inoltre valutato in base alla velocità delle onde di taglio  $V_s$ :

$$G_0 = \frac{\gamma}{g} (V_s)^2$$

dove:

- $\gamma$  è il peso di volume del terreno

Il modulo  $G_0$  è stato inoltre valutato con riferimento ai risultati delle prove di colonna risonante RC.

Dal modulo di taglio è possibile ricavare il modulo elastico  $E_0$  alle piccole deformazioni definito come:

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

dove:

- $\nu$  è il coefficiente di Poisson assunto pari 0.25 per i terreni granulari e pari a 0.30 per i terreni coesivi

I valori di progetto sono stati definiti dando maggior peso alle misure in sito rispetto ai risultati delle prove di laboratori, meno conservativi.

### 3.3.2 MODULI OPERATIVI

La scelta dei moduli operativi per il dimensionamento delle opere deve tener conto del comportamento non lineare dei terreni al crescere delle deformazioni (vedi Figura 3-3).

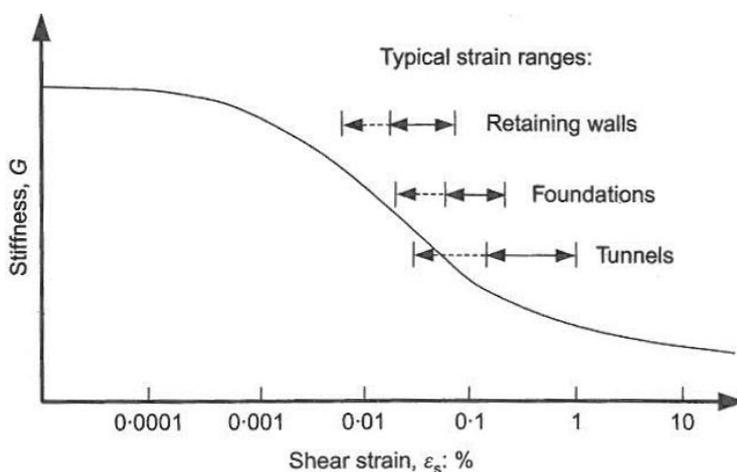


Figura 3-3: Variazione tipica del modulo di rigidezza in funzione della deformazione unitaria Mari (1993).

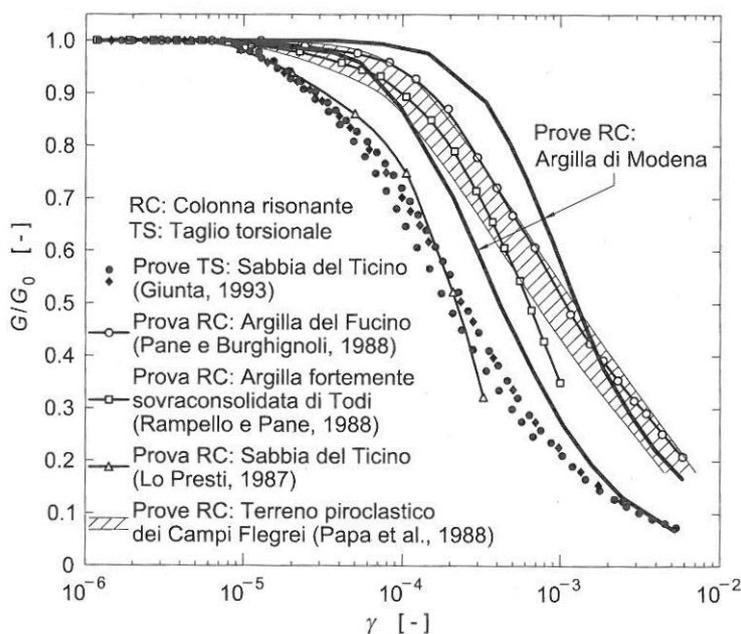


Figura 3-4: Dipendenza del modulo di taglio dal livello deformativo Lancellotta (2012)

Per il calcolo dei cedimenti dovuti a fondazioni di tipo diretto o ai sovraccarichi presenti sulle banchine si ritiene invece di far riferimento ad un modulo di deformabilità confinato  $M$  che tenga conto di deformazioni elevate.

Per i terreni coesivi il modulo  $M$  è stato valutato mediante la relazione proposta da Robertson (2009):

$$M = \alpha_M \times (q_t - \sigma_{v0})$$

dove:

- $\alpha_M = 14$  per  $Q_{tn} > 14$
- $\alpha_M = Q_{tn}$  per  $Q_{tn} \leq 14$

Per la valutazione del modulo confinato sono inoltre disponibili i risultati delle prove edometriche condotte sui campioni prelevati, che forniscono valori comparabili a quelli definiti con la relazione proposta da Robertson (2009).

Nel caso di terreni granulari il modulo  $M$  è stato determinato adottando la correlazione proposta da Lunne & Christophersen (1983) valida per sabbie normalconsolidate:

$$M = 4 \times q_c \quad \text{per valori di } q_c < 10 \text{ MPa}$$

$$M = 2 \times q_c + 20 \quad \text{per valori di } 10 \text{ MPa} < q_c < 50 \text{ MPa}$$

Per la valutazione del modulo  $M$  è stato dato un peso minore ai risultati delle prove dilatometriche che, anche per diretto confronto con i risultati delle prove edometriche, forniscono valori molto cautelativi.

Per il dimensionamento di opere di sostegno e opere di fondazione di tipo profondo è necessario far riferimento a deformazioni mobilitate molto minori dell'ordine dell' 0.1% e quindi a moduli operativi maggiori.

In via cautelativa il modulo elastico di Young operativo  $E_{op}$  per il dimensionamento delle opere di sostegno è stato valutato a partire dai corrispondenti moduli  $M$  a grandi deformazioni considerando un incremento delle rigidezza del doppio:

$$E_{op} = 2xM \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

Tale valutazione risulta del tutto conservativa anche confrontato i moduli E adottati con quelli determinati a partire dei moduli alle piccole deformazioni, in considerazione del fatto che per deformazioni mobilitate dello 0.1%, caratteristiche delle opere di sostegno, in base a dati di letteratura, si raccomanda di utilizzare moduli operativi  $E_{op}$  pari a  $1/5 E_o$ .

## 4 PROFILO STRATIGRAFICO

L'interpretazione delle indagini geognostiche disponibili condotte in sito e i risultati delle prove di laboratorio hanno consentito di definire l'andamento del profilo stratigrafico dei terreni nella zona trattata.

Sono state identificate otto aree caratterizzate da profili stratigrafici omogenei per le quali sono stati definiti i seguenti modelli geotecnici di riferimento :

- IFA
- TRATTAROLI SUD 1
- TRATTAROLI SUD 2 - TRATTAROLI NORD
- LLOYD
- ALMA - BUNGE SUD
- BUNGE NORD
- DOCKS PIOMBONI NORD
- FUTURO CTS

In Figura 4-1 si riporta la planimetria dell'area in oggetto con indicate le banchine di competenza di ciascuno dei n.8 modelli geotecnici definiti.

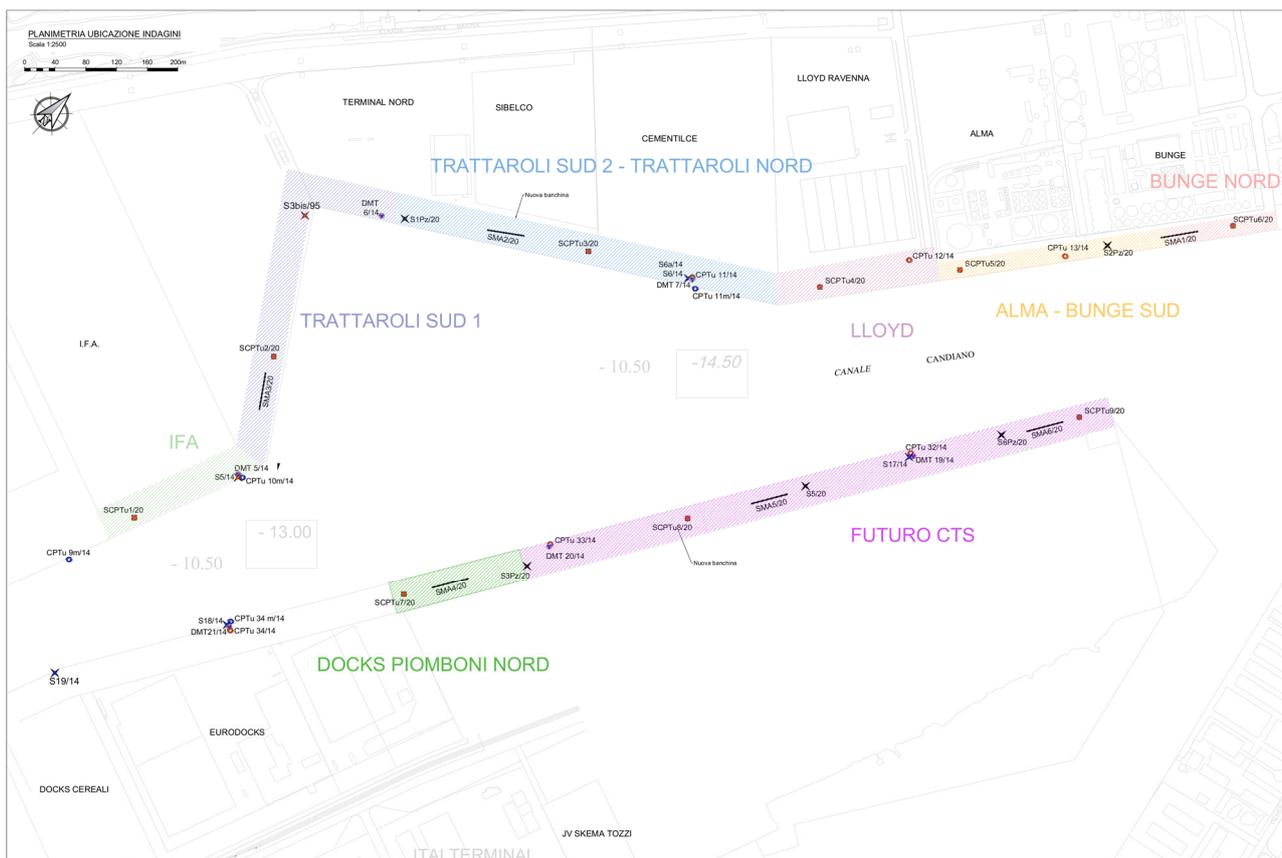


Figura 4-1: Planimetria aree di competenza dei n.8 modelli geotecnici adottati

Dall'esame dei profili rilevati emerge una litologia regolare dei terreni di fondazione distinta dal differente spessore della successione dei singoli strati di terreno. Si riporta di seguito la sequenza stratigrafica rilevata e già delineata nell'ambito del PD.

- Al di sotto dei terreni di riporto, presenti con spessore variabile sino ad una profondità di +1.0÷-3.0m s.l.m, e fino alla profondità di circa -8÷-13m s.l.m., si rileva la presenza delle sabbie fini di cordone litorale (unità S). Tali terreni sono costituiti in prevalenza da sabbie intercalate a livelli limosi di spessore decimetrico e presentano valori della resistenza alla punta  $q_c$  misurata nelle prove penetrometriche statiche compresa tra 2MPa e 8MPa.
- Anche se senza continuità su tutta l'area indagata, al di sotto dei terreni di riporto, è stata rilevata la presenza di terreni argillosi e torbosi costituenti i depositi palustri superficiali (unità P) di spessore variabile ad un massimo di 3m, caratterizzati da valori di resistenza alla punta  $q_c$  compresa tra 0.5MPa e 1.2MPa.
- A seguire e sino alla profondità di -25.0 ÷ -27.0m s.l.m. si incontrano i depositi di prodelta (unità M). La litologia è caratterizzata dalla presenza di limi argillosi, ma si riconosce anche la presenza di livelli sabbiosi più consistenti dalla quota di -16.0 ÷ -23.0m s.l.m. ( $q_c$  compresa tra 0.8MPa e 3.5MPa).
- Da -23.0÷-25.0m s.l.m. si rileva la presenza di un orizzonte granulare composto da sabbie e sabbie limose (unità T) di spessore metrico ( $q_c$  compresa tra 8MPa e 13MPa). Tale deposito è intercalato da livelli fini tanto da non venire sempre identificato nelle colonne stratigrafiche di sondaggio.
- A seguire e sino alle massime profondità indagate si incontrano i depositi di piana alluvionale (unità A) caratterizzati dalla presenza di argille consistenti di spessore metrico al di sotto delle quali sono presenti alternanze di sabbie, limi argillosi, argille limose e sabbie limose in strati sottili. I livelli più sabbiosi presentano valori di resistenza alla punta  $q_c$  prossimi a 10 MPa.

Si riassume di seguito le unità geotecniche definitive:

- unità R: terreni di riporto
- unità P: depositi di palude salmastra
- unità S: sabbie fini di cordone litorale
- unità M: depositi di prodelta
- unità T: strati sabbiosi trasgressivi
- unità A: depositi di piana alluvionale

Nelle seguenti tabelle si riporta la stratigrafia di riferimento per i modelli geotecnici individuati nelle otto aree omogenee. Le principali differenze riguardano essenzialmente la presenza dell'unità P e lo spessore dello strato S.

Tabella 4-1: Stratigrafia di riferimento modello geotecnico IFA

Terreno	$Z_{in}$ [m s.l.m.]	$Z_{fin}$ [m s.l.m.]	Spessore [m]
Unità R	2,0	-1,5	3,5
Unità S	-1,5	-12,5	11,0
Unità M1	-12,5	-19,0	6,5
Unità M2	-19,0	-25,0	6,0
Unità T	-25,0	-26,0	1,0
Unità A1	-26,0	-29,5	3,5
Unità A2	-29,5	-31,5	2,0
Unità A1	-31,5	-35,0	3,5

Tabella 4-2: Stratigrafia di riferimento modello geotecnico TRATTAROLI SUD 1

Terreno	Z <sub>in</sub> [m s.l.m.]	Z <sub>fin</sub> [m s.l.m.]	Spessore [m]
Unità R	2,0	-1,5	3,5
Unità S	-1,5	-12,5	11,0
Unità M1	-12,5	-19,0	6,5
Unità M2	-19,0	-25,0	6,0
Unità T	-25,0	-26,0	1,0
Unità A1	-26,0	-27,0	1,0
Unità A2	-27,0	-30,0	3,0
Unità A1	-30,0	-35,0	5,0

Tabella 4-3: Stratigrafia di riferimento modello geotecnico TRATTAROLI SUD 2 - TRATTAROLI NORD

Terreno	Z <sub>in</sub> [m s.l.m.]	Z <sub>fin</sub> [m s.l.m.]	Spessore [m]
Unità R	2,0	-1,5	3,5
Unità P	-1,5	-3,5	2,0
Unità S	-3,5	-9,0	5,5
Unità M1	-9,0	-19,0	10,0
Unità M2	-19,0	-25,0	6,0
Unità T	-25,0	-26,0	1,0
Unità A1	-26,0	-28,0	2,0
Unità A2	-28,0	-31,0	3,0
Unità A1	-31,0	-35,0	4,0

Tabella 4-4: Stratigrafia di riferimento modello geotecnico LLOYD

Terreno	Z <sub>in</sub> [m s.l.m.]	Z <sub>fin</sub> [m s.l.m.]	Spessore [m]
Unità R	2,0	-1,5	3,5
Unità P	-1,5	-3,5	2,0
Unità S	-3,5	-9,0	5,5
Unità M1	-9,0	-19,0	10,0
Unità M2	-19,0	-26,0	7,0
Unità T	-26,0	-27,0	1,0
Unità A1	-27,0	-30,5	3,5
Unità A2	-30,5	-32,0	1,5
Unità A1	-32,0	-35,0	3,0

Tabella 4-5: Stratigrafia di riferimento modello geotecnico ALMA - BUNGE SUD

Terreno	Z <sub>in</sub> [m s.l.m.]	Z <sub>fin</sub> [m s.l.m.]	Spessore [m]
Unità R	2,0	-1,5	3,5
Unità P	-1,5	-3,5	2,0
Unità S	-3,5	-9,0	5,5
Unità M1	-9,0	-19,0	10,0
Unità M2	-19,0	-25,5	6,5
Unità T	-25,5	-26,5	1,0
Unità A1	-26,5	-29,0	2,5
Unità A2	-29,0	-32,0	3,0

Unità A1	-32,0	-35,0	3,0
----------	-------	-------	-----

Tabella 4-6: Stratigrafia di riferimento modello geotecnico BUNGE NORD

Terreno	Z <sub>in</sub> [m s.l.m.]	Z <sub>fin</sub> [m s.l.m.]	Spessore [m]
Unità R	0,5	-1,5	2,0
Unità P	-1,5	-3,5	2,0
Unità S	-3,5	-9,0	5,5
Unità M1	-9,0	-19,0	10,0
Unità M2	-19,0	-25,0	6,0
Unità T	-25,0	-28,0	3,0
Unità A1	-28,0	-31,0	3,0
Unità A1	-31,0	-34,0	3,0
Unità A1	-34,0	-40,0	6,0

Tabella 4-7: Stratigrafia di riferimento modello geotecnico DOCKS PIOMBONI NORD

Terreno	Z <sub>in</sub> [m s.l.m.]	Z <sub>fin</sub> [m s.l.m.]	Spessore [m]
Unità R	2,0	-1,5	3,5
Unità P	-1,5	-3,5	2,0
Unità S	-3,5	-9,0	5,5
Unità M1	-9,0	-19,0	10,0
Unità M2	-19,0	-25,5	6,5
Unità T	-25,5	-26,5	1,0
Unità A1	-26,5	-29,0	2,5
Unità A1	-29,0	-32,0	3,0
Unità A1	-32,0	-38,0	6,0

Tabella 4-8: Stratigrafia di riferimento modello geotecnico FUTURO CTS

Terreno	Z <sub>in</sub> [m s.l.m.]	Z <sub>fin</sub> [m s.l.m.]	Spessore [m]
Unità R	2,0	-1,5	3,5
Unità P	-1,5	-3,5	2,0
Unità S	-3,5	-9,0	5,5
Unità M1	-9,0	-16,0	7,0
Unità M2	-16,0	-25,0	9,0
Unità T	-25,0	-26,0	1,0
Unità A1	-26,0	-29,0	3,0
Unità A2	-29,0	-32,0	3,0
Unità A1	-32,0	-38,0	6,0

## 4.1 QUOTE DI FALDA

Come riportato nella relazione geologica di cui al doc.rif.[9], nel territorio in oggetto è presente una falda superficiale freatica alimentata dall'infiltrazione diretta delle precipitazioni, dalla irrigazione e dalle perdite del reticolo idrografico.

Essa è principalmente contenuta nei terreni granulari, ossia sabbie e sabbie limose presenti fino a circa 15m di profondità e corrispondenti all'unità "S".

Il livello impermeabile dei limi ed argille del prodelta separa verso l'alto una falda libera all'interno delle sabbie e invece verso il basso un sistema di acquiferi multistrato con falde in pressione costituite da orizzonti permeabili sabbiosi (unità "T" e parte granulare delle unità "A") isolati da livelli argillosi (parte fine delle unità "A").

L'esame delle informazioni dirette desunte dalle letture piezometriche, eseguite nei piezometri installati, mette in evidenza un livello piezometrico medio alla quota del medio mare, in conformità a quanto previsto nel PD.

## 4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si riporta la caratterizzazione geotecnica dei depositi presenti nell'area in oggetto.

### 4.2.1 UNITA' R

I depositi antropici che si rinvengono nei primi metri di sondaggio non hanno per loro natura caratteristiche omogenee. Come si evince dalle colonne stratigrafiche questi terreni, con spessore massimo di 2 - 3m, sono costituiti sia da materiale litoide di natura calcarea sia da terreni a granulometria variabile con presenza di asfalti e laterizi.

Le prove penetrometriche molto spesso superano questo spessore mediante un pre-foro per cui si hanno limitate prove meccaniche specifiche per identificare le proprietà geotecniche dei materiali presenti.

#### 4.2.1.1 INDAGINI PE

Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche fisiche e di classificazione dei campioni prelevati nel corso dei sondaggi soggetti a prove di laboratorio appartenenti all'Unità R.

Tabella 4-9: Unità R - Caratteristiche fisiche e di classificazione da prove di laboratorio (Indagini PE)

Sondaggio	Campione	Ubicazione		Proprietà fisiche	
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>	W <sub>n</sub>	γ <sub>n</sub>
		[m]	[m]	[%]	[kN/m <sup>3</sup> ]
S1A/21	CI 1	3	3,5	54	17
S1B/21	CI 1	3	3,5	31	19

dove:

- W<sub>n</sub> = contenuto natura di acqua
- γ<sub>n</sub> = peso di volume del terreno

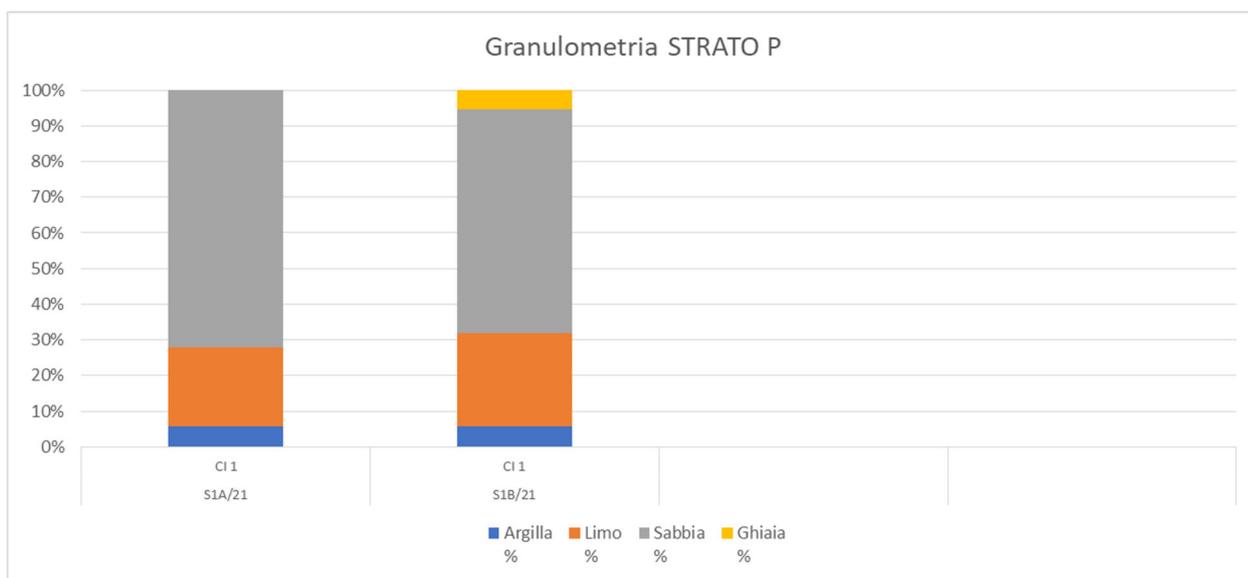


Figura 4-2: Unità R - Granulometria dei terreni (Indagini PE)

Sono a disposizione anche due prove triassiali.

Tabella 4-10: Unità R - Risultati prove di laboratorio (Indagini PE)

Sondaggio	Campione	Profondità da quota sondaggio		Prova triassiale C.I.D./C.I.U.	
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>	c'	φ'
		[m]	[m]	[kPa]	[°]
S1A/21	CI 1	3,0	3,5	3	25
S1B/21	CI 1	3,0	3,5	8	28

Le caratteristiche di resistenza e deformabilità valutate mediante correlazioni delle prove penetrometriche statiche (CPTU) e dilatometriche (DMT) sono riportate nell'allegato 3.

## 4.2.2 DEPOSITO DI PALUDE (UNITA' P)

I depositi di Palude sono materiali fini, di natura limoso-argillosa e limoso-sabbiosa, con resti vegetali appartenenti agli ambienti palustri della Pialassa, caratterizzati da uno spessore medio nell'area in oggetto sino a circa 3m.

La presenza di tali materiali non è sistematica come rilevato in corrispondenza delle banchine IFA e Trattaroli Sud in cui tali terreni non sono stati individuati.

Di seguito vengono riassunti i risultati delle indagini e prove a disposizione sia riferimento alle campagne di indagine condotte per il PD che con le indagini integrative condotte per il PE.

### 4.2.2.1 INDAGINI PD

Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche fisiche e di classificazione dei campioni prelevati nel corso dei sondaggi soggetti a prove di laboratorio appartenenti all'Unità P.

Tabella 4-11: Unità P - Caratteristiche fisiche e di classificazione da prove di laboratorio (Indagini PD)

Sondaggio	Campione	Profondità da quota sondaggio		Proprietà fisiche				
		Z <sub>in</sub> [m]	Z <sub>fin</sub> [m]	W <sub>n</sub> [%]	LL [%]	LP [%]	IP [%]	Y [kN/m <sup>3</sup> ]
S6/14	CR1	2,8	3,0	-	24,7	18,3	6,4	-
	CR2	4,0	5,0	-	44,8	20,4	24,4	-
	CR3	5,0	5,2	40,3	47,1	23	24,1	-
S17/14	CI A	4,0	4,6	23,8	-	-	-	19,9

dove:

- W<sub>n</sub> = contenuto natura di acqua
- LL = limite di liquidità
- LP = limite di plasticità
- IP = indice di plasticità

In Figura 4-3 si riportano le curve granulometriche indicanti la composizione granulometrica dei campioni di terreno.

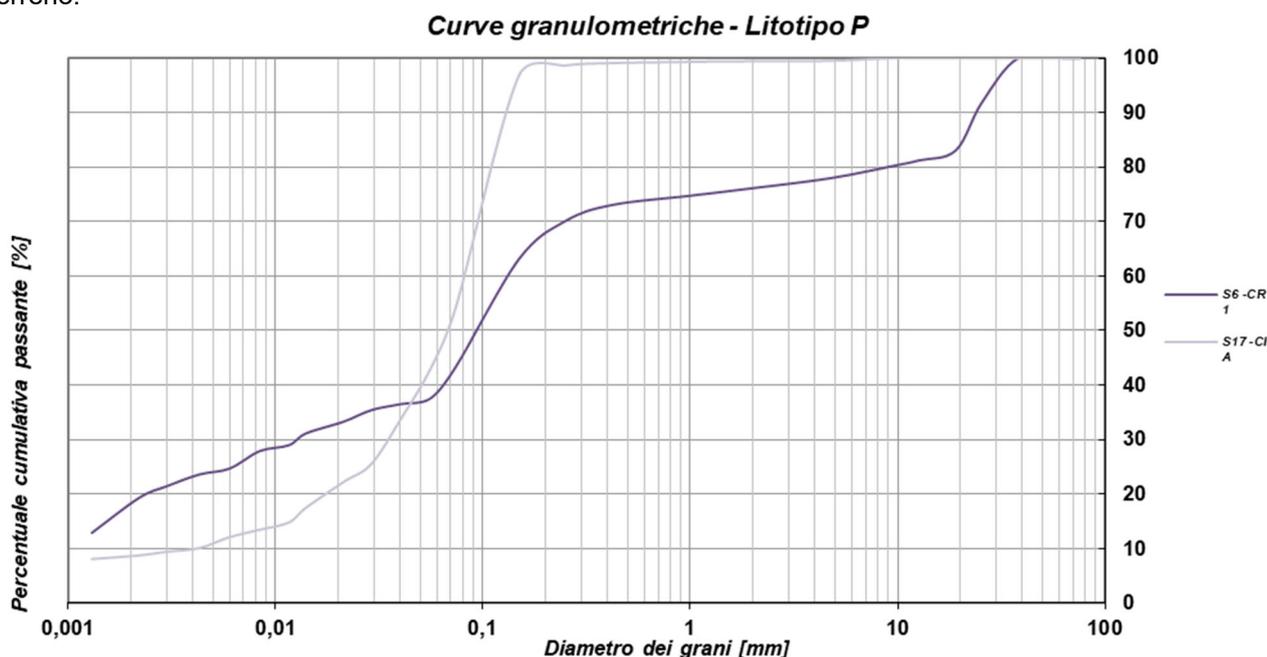


Figura 4-3: Unità P - Curve granulometriche (Indagini PD)

E' a disposizione anche una prova di taglio diretto.

Tabella 4-12: Unità P - Risultati prove di laboratorio (Indagini PD)

Sondaggio	Campione	Profondità da quota sondaggio		Prova di Taglio		Prova TXUU	Prova triassiale C.U.		Prova triassiale C.D.		Prova Edometrica	
		Z <sub>in</sub> [m]	Z <sub>fin</sub> [m]	c' [kPa]	φ' [°]	c <sub>u</sub> [kPa]	c' [kPa]	φ' [°]	c' [kPa]	φ' [°]	M [MPa]	e <sub>0</sub> [-]
S17/14	CI A	4,0	4,6	0	35-	-	-	-	-	-	-	-

#### 4.2.2.2 INDAGINI PE

Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche fisiche e di classificazione dei campioni prelevati nel corso dei sondaggi soggetti a prove di laboratorio appartenenti all'Unità P.

Tabella 4-13: Unità P - Caratteristiche fisiche e di classificazione da prove di laboratorio (Indagini PE)

Sondaggio	Campione	Profondità da quota sondaggio		Proprietà fisiche				
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>	W <sub>n</sub>	LL	LP	IP	γ <sub>n</sub>
		[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kN/m <sup>3</sup> ]
S2/20	CI 1	4,50	5,10	46	52	28	24	17,1
S2/20	CR 1	5,10	5,40	35	37	24	13	-
S3/20	CI 1	4,60	5,20	32	34	26	8	19
S3/20	CR 1	5,20	5,60	29	36	24	12	-
S6/20	CI 1	4,60	5,20	42	41	23	18	17,9
S6/20	CR 1	5,00	5,60	29	27	20	7	-

dove:

- W<sub>n</sub> = contenuto natura di acqua
- LL = limite di liquidità
- LP = limite di plasticità
- IP = indice di plasticità
- γ<sub>n</sub> = peso di volume del terreno

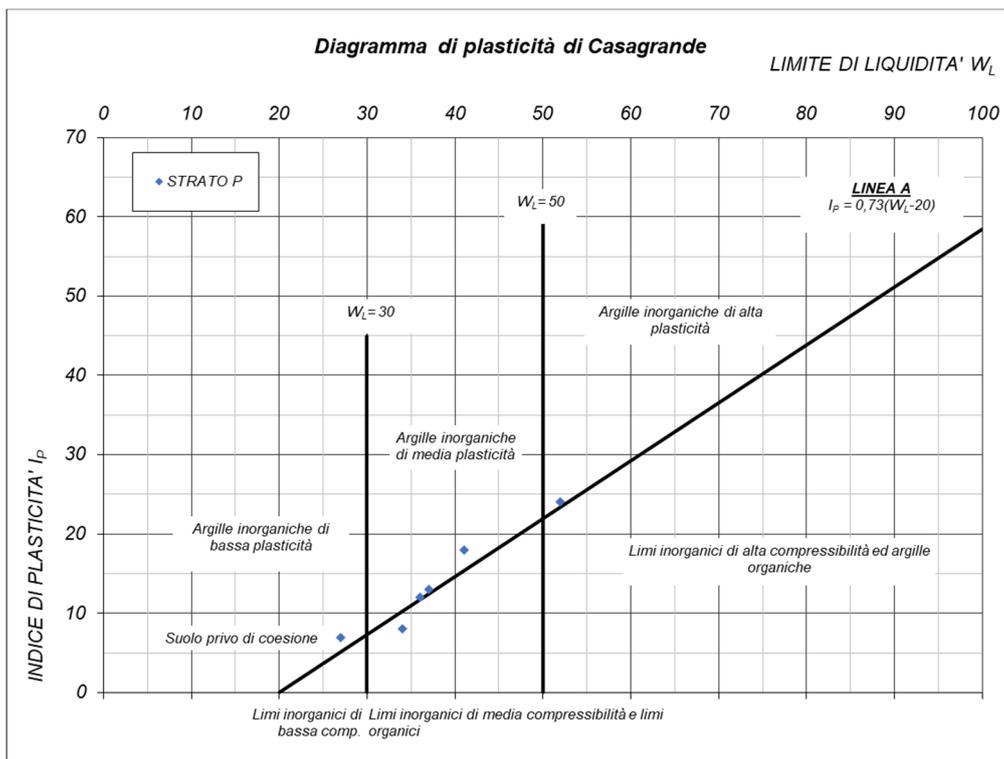


Figura 4-4: Unità P - Diagramma di plasticità di Casagrande (Indagini PE)

In Figura 4-5 si riportano le curve granulometriche indicanti la composizione granulometrica dei campioni di terreno.

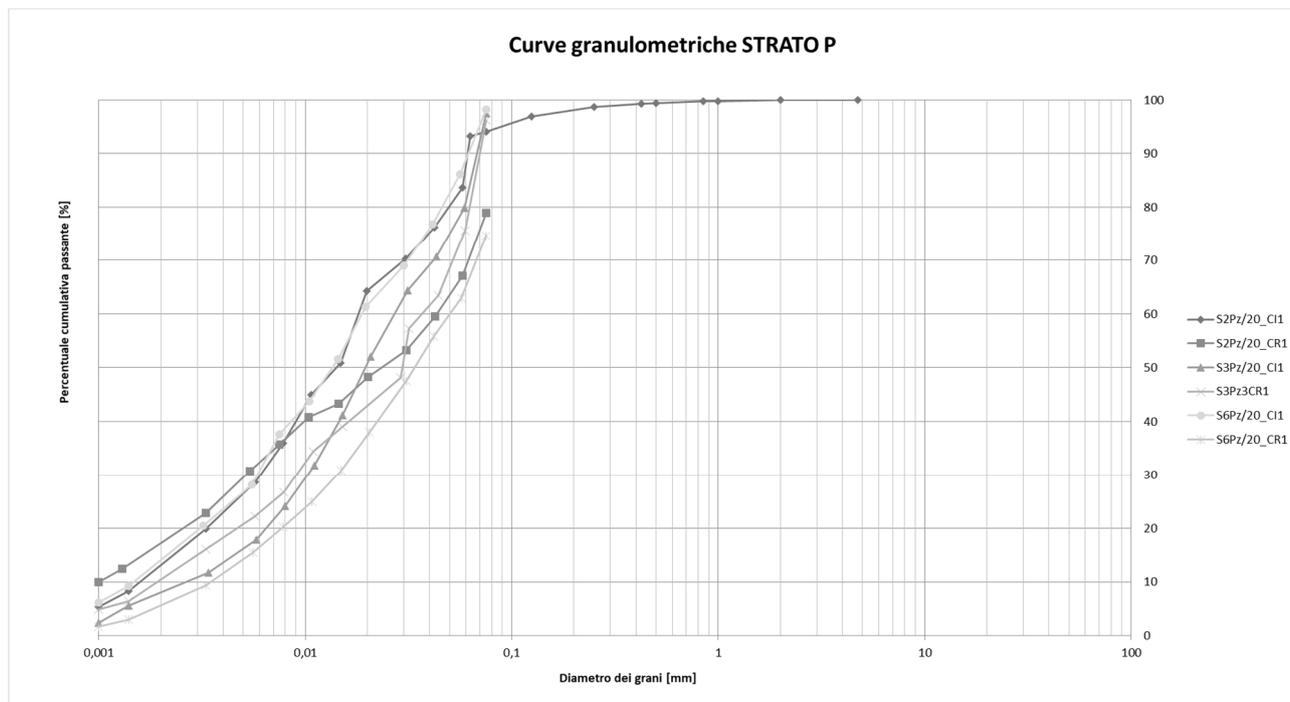


Figura 4-5: Unità P - Curve granulometriche (Indagini PE)

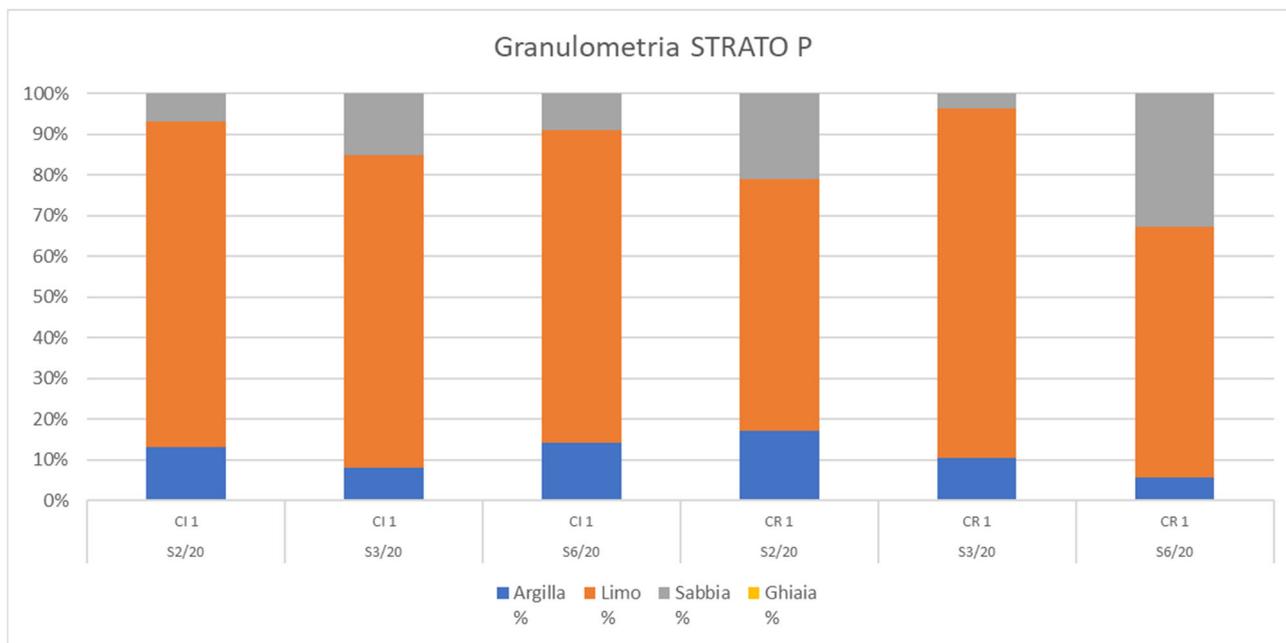


Figura 4-6: Unità P - Granulometria dei terreni (Indagini PE)

Sono a disposizione anche una prova di taglio diretto tre prove edometriche.

Tabella 4-14: Unità P - Risultati prove di laboratorio (Indagini PE)

Sondaggio	Campione	Profondità da quota sondaggio		Prova di Taglio		Prova triassiale C.U.		Prova Edometrica				
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>	c'	φ'	c'	φ'	M	e <sub>0</sub>	C <sub>c</sub>	C <sub>R</sub>	c <sub>v</sub>
		[m]	[m]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[m <sup>2</sup> /s]
S2/20	CI 1	4,5	5,1	-	-	-	-	3	1.28	0.35	0.04	2 E-8
S3/20	CI 1	4,6	5,2	-	-	-	-	5	0.86	0.25	0.03	2 E-6
S6/20	CI 1	4,6	5,2	9	31	-	-	6	1.15	0.25	0.04	1 E-6

Le prove Lefranc, eseguite all'interno dei fori dei sondaggi, hanno permesso di ricavare un valore del coefficiente di permeabilità k variabile da 5.5 E-07 a 2 E-08 m/s.

Le caratteristiche di resistenza e deformabilità valutate mediante correlazioni delle prove penetrometriche statiche (CPTU) e dilatometriche (DMT) sono riportate nell'allegato 3.

### 4.2.3 DEPOSITO SABBIOSO (UNITA' S)

I depositi di cordone litorale sono costituiti in prevalenza da sabbie intercalate a terreni limosi di spessore decimetrico, caratterizzati da uno spessore medio pari a 5 m, sino a spessori maggiori pari a 11 m come rilevato in corrispondenza delle banchine IFA e Trattaroli Sud.

Di seguito vengono riassunti i risultati delle indagini e prove a disposizione sia riferimento alle campagne di indagine condotte per il PD che con le indagini integrative condotte per il PE.

#### 4.2.3.1 INDAGINI PD

Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche fisiche e di classificazione dei campioni prelevati nel corso dei sondaggi e corrispondenti a terreni dell'unità S.

Tabella 4-15: Unità S - Caratteristiche fisiche e di classificazione da prove di laboratorio (Indagini PD)

Sondaggio	Campione	Profondità da quota sondaggio		Proprietà fisiche				
		Z <sub>in</sub> [m]	Z <sub>fin</sub> [m]	W <sub>n</sub> [%]	LL [%]	LP [%]	IP [%]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]
S6/14	CI A	9,4	10,0	30,2	-	-	-	18,9
	CR4	6,0	6,2	23,6	-	-	-	-
	CR5	7,0	8,0	-	-	-	-	-
	CR6	8,0	9,0	-	-	-	-	-
	CR7	10,0	10,2	25,5	-	-	-	-
S18/14	CI A	4,0	4,5	22	-	-	-	20,2
	CI B	8,0	8,5	31,2	-	-	-	18,7

In Figura 4-7 si riportano le curve granulometriche indicanti la composizione granulometrica dei campioni di terreno.

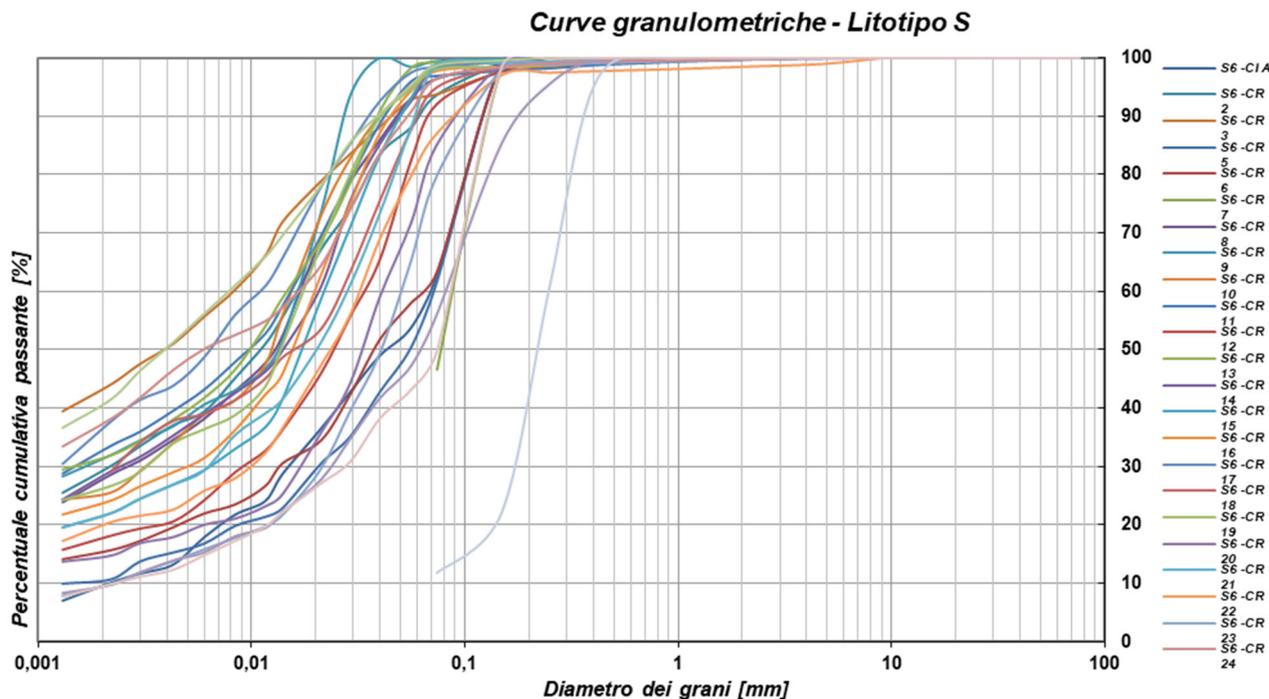


Figura 4-7: Unità S - Curve granulometriche (Indagini PD)



Di seguito si riportano i risultati delle prove di laboratorio (di resistenza al taglio e compressibilità) condotte sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi in corrispondenza dell'unità S.

Tabella 4-16: Unità S - Risultati prove di laboratorio (Indagini PD)

Sondaggio	Campione	Profondità da quota sondaggio		Prova di Taglio		Prova TXUU	Prova triassiale C.U.		Prova triassiale C.D.	
		Z <sub>in</sub> [m]	Z <sub>fin</sub> [m]	c' [kPa]	φ' [°]	c <sub>u</sub> [kPa]	c' [kPa]	φ' [°]	c' [kPa]	φ' [°]
S6/14	CI A	9,4	10,0	0	36,8	-	-	-	-	-
S18/14	CI A	4,0	4,5	0	35,8	-	-	-	-	-
	CI B	8,0	8,5	0,3	33,3	-	-	-	-	-

Su campioni indisturbati prelevati in corrispondenza di tale unità sono state condotte prove di colonna risonante (RC) che hanno permesso di definire il valore del modulo di taglio iniziale G<sub>0</sub> a piccoli livelli deformativi.

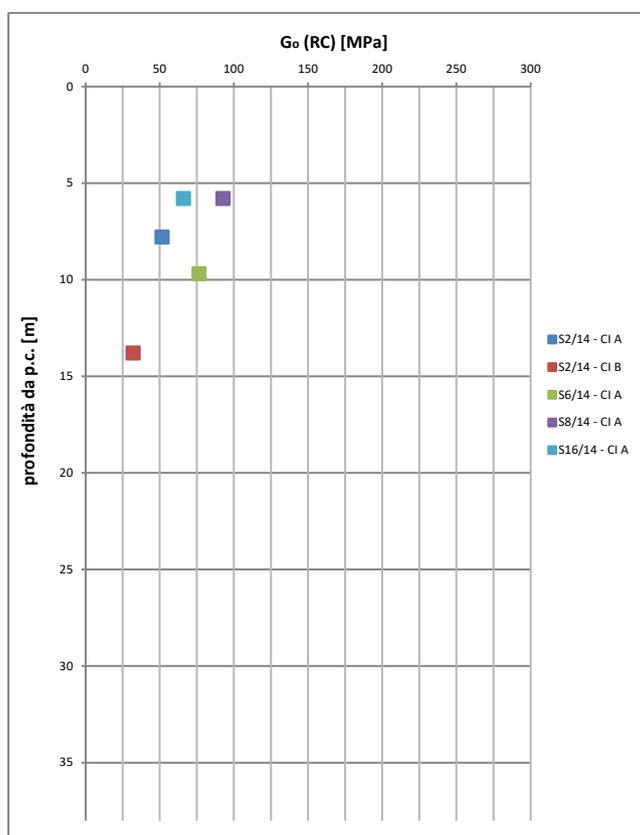


Figura 4-8: Unità S - Modulo di taglio iniziale G<sub>0</sub> da prove di colonna risonante (RC) (Indagini PD)

#### 4.2.3.2 INDAGINI PE

Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche fisiche e di classificazione dei campioni prelevati nel corso dei sondaggi soggetti a prove di laboratorio appartenenti all'Unità S.

Tabella 4-17: Unità S - Caratteristiche fisiche e di classificazione da prove di laboratorio (Indagini PE)

Sondaggio	Campione	Profondità da quota sondaggio		Proprietà fisiche				
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>	W <sub>n</sub>	LL	LP	IP	γ <sub>n</sub>
		[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kN/m <sup>3</sup> ]
S1/20	CI 1	4,5	5,0	23				19
S1/20	CI2	7,5	8,0	31				18
S1/20	CI 2 bis	8,0	8,6	28				18
S1/20	CR 1	5,0	5,3	37	34	21	13	
S1/20	CR 2	9,0	9,3	29				
S2/20	CI 2	6,0	6,5	34	39	30	9	18
S2/20	CI 3	7,5	8,1	35				19
S2/20	CR 2	9,0	9,3	28				
S3/20	CI 2	6,0	6,5	32	33	22	11	19
S3/20	CR 2	9,0	9,4	28	25	19	6	
S6/20	CI 2	6,0	6,6	25				19
S6/20	CR 2	9,0	9,4	26				
S1A/21	CI 2	6,0	6,5	31				20
S1A/21	CI 3	9,0	9,5	49	51	26	7	17
S1B/21	CI 2	6,0	6,5	40				18
S1B/21	CI 3	9,0	9,5	25				20

dove:

- W<sub>n</sub> = contenuto natura di acqua
- LL = limite di liquidità
- LP = limite di plasticità
- IP = indice di plasticità
- γ<sub>n</sub> = peso di volume del terreno

In Figura 4-9 si riportano le curve granulometriche indicanti la composizione granulometrica dei campioni di terreno.

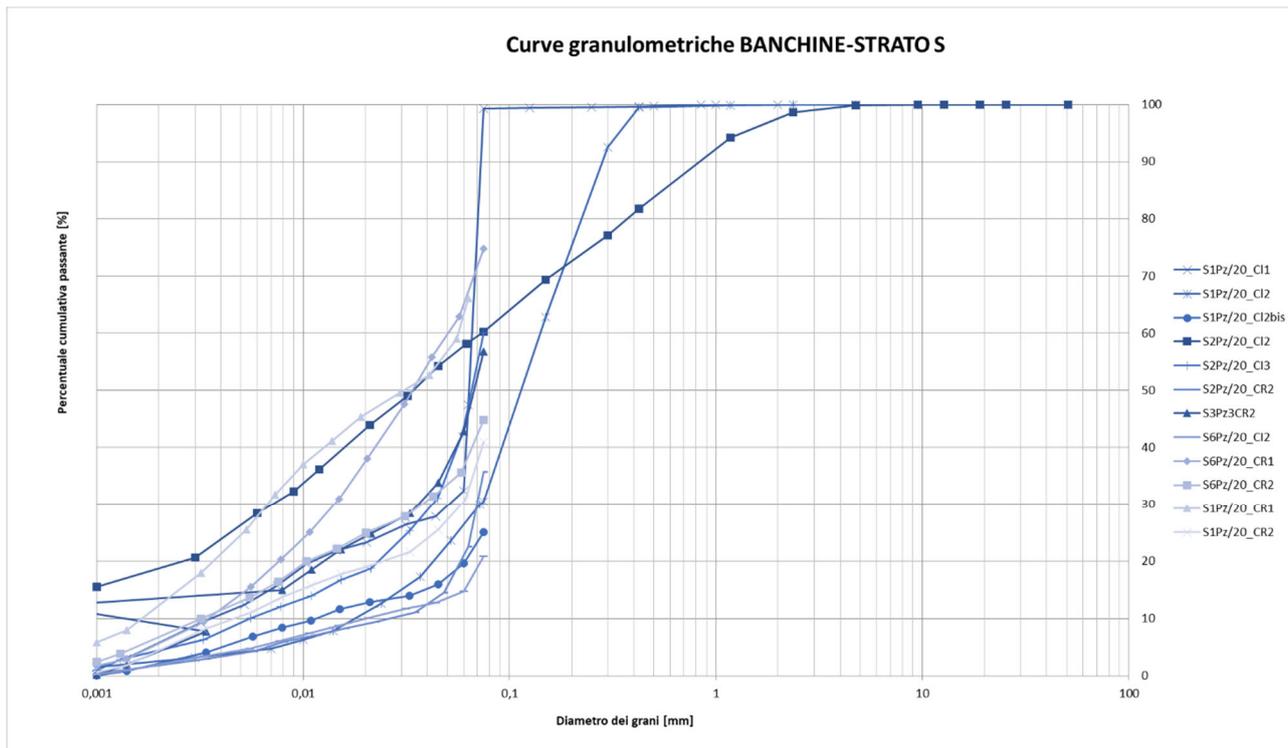


Figura 4-9: Unità S - Curve granulometriche (Indagini PE)

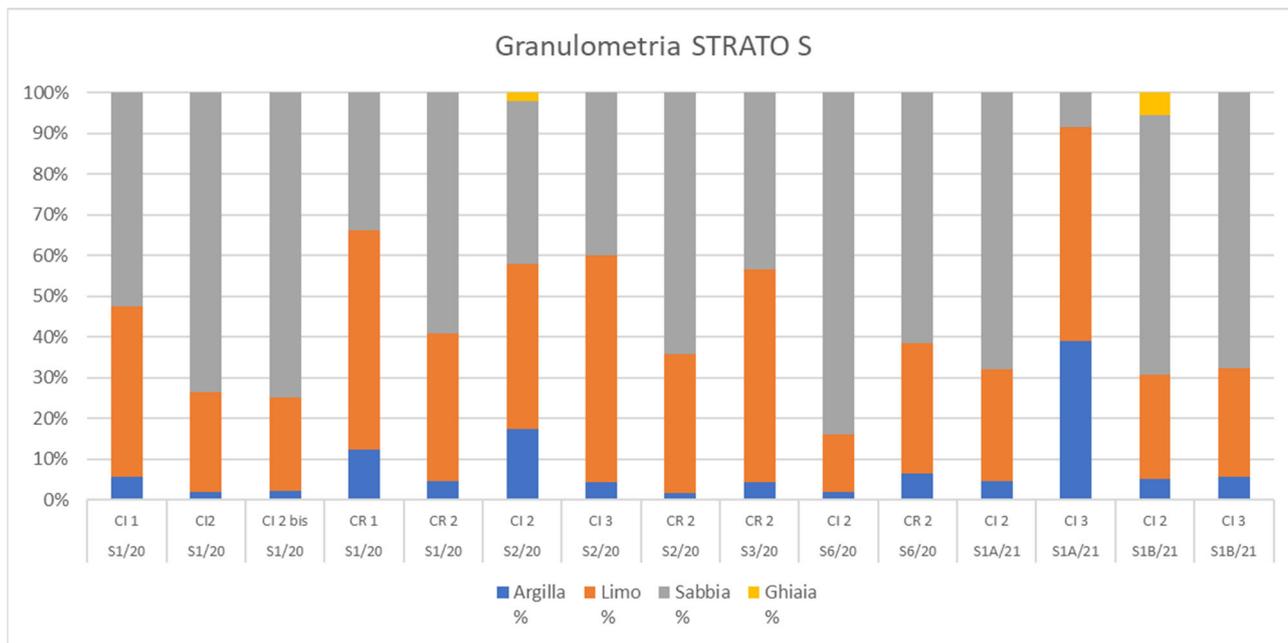


Figura 4-10: Unità S - Granulometria dei terreni (Indagini PE)

Sono a disposizione cinque prove di taglio triassiale consolidate non drenate.

Sondaggio	Campione	Profondità da quota sondaggio		Prova di Taglio		Prova triassiale C.U.	
		$Z_{in}$	$Z_{fin}$	$c'$	$\varphi'$	$c'$	$\varphi'$
		[m]	[m]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]
S3/20	CI 2	6,0	6,5	-	-	15	33
S1A/21	CI 2	6	6,5	-	-	5	26
S1A/21	CI 3	9	9,5	-	-	13	18
S1B/21	CI 2	6	6,5	-	-	6	29
S1B/21	CI 3	9	9,5	-	-	4	29

Tabella 4-18: Unità S - Risultati prove di laboratorio (Indagini PE)

Le prove Lefranc, eseguite all'interno dei fori dei sondaggi, hanno permesso di ricavare un valore del coefficiente di permeabilità  $k$  variabile da  $1.16 \text{ E-}06$  a  $6.48 \text{ E-}07 \text{ m/s}$ .

Le caratteristiche di resistenza e deformabilità valutate mediante correlazioni delle prove penetrometriche statiche (CPTU) e dilatometriche (DMT) sono riportate nell'allegato 3.

#### 4.2.4 DEPOSITO COESIVO (UNITA' M)

Come già detto, i depositi di prodelta sono caratterizzati dalla presenza di limi argillosi ma si riscontra la presenza di livelli sabbiosi all'aumentare della profondità. Allo scopo di definire le caratteristiche geotecniche con maggiore precisione è stata operata una suddivisione del deposito M in due strati (M1 e M2) che tiene conto della natura prettamente coesiva della prima e della presenza della percentuale incoerente la seconda.

Di seguito vengono riassunti i risultati delle indagini e prove a disposizione sia riferimento alle campagne di indagine condotte per il PD che con le indagini integrative condotte per il PE.

##### 4.2.4.1 INDAGINI PD

Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche fisiche e di classificazione dei campioni prelevati in corrispondenza dell'unità M.

Tabella 4-19: Unità M - Caratteristiche fisiche e di classificazione da prove di laboratorio (Indagini PD)

Sondaggio	Campione	Profondità da quota sondaggio		Proprietà fisiche				
		Z <sub>in</sub> [m]	Z <sub>fin</sub> [m]	W <sub>n</sub> [%]	LL [%]	LP [%]	IP [%]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]
S5/14	CI B	16,0	16,5	40,6	54,5	27,3	27,2	17,6
	CR 1	21,0	21,3	40,6	30,7	18,9	11,8	-
S6/14	CI B	13,0	13,5	36,8	44,2	23	21,2	17,9
	CI C	22,5	23,0	30,6	34	20,1	13,9	19,02
	CR8	11,3	11,5	25,9	46,7	21,5	25,2	-
	CR9	13,0	13,2	38	41,1	23	18,1	-
	CR10	14,0	14,2	37,4	46,5	25,9	20,6	-
	CR11	15,0	15,2	40,1	40,7	22,4	18,3	-
	CR12	16,0	16,2	27,6	23,4	19,8	3,6	-
	CR13	17,0	17,2	38,6	41,6	22,7	18,9	-
	CR14	18,0	18,2	36,4	38,3	19	19,3	-
	CR15	19,0	19,2	35,3	40,8	21,6	19,2	-
	CR16	20,0	20,2	38,2	46,2	22,7	23,5	-
	CR17	21,0	21,2	38,2	39,3	21,2	18,1	-
	CR18	23,0	23,2	32,1	32,5	18,5	14	-
	CR19	24,0	24,2	35	34,8	20,5	14,3	-
	CR20	25,0	26,0	-	28,8	20,2	8,6	-
CR21	26,0	26,2	28,5	28,8	20	8,8	-	
CR22	27,0	28,0	-	28,9	19,3	9,6	-	
CR23	28,0	28,2	-	-	-	-	-	
S7/14	CI B	11,4	12	36,6	42,6	26,2	16,4	18,2
S17/14	CI B	18,0	18,5	38	49,4	27,6	21,8	18,0
S18/14	CI C	17,0	17,6	31,9	-	-	-	18,2

In Figura 4-11 si riportano le curve granulometriche indicanti la composizione granulometrica dei campioni di terreno.

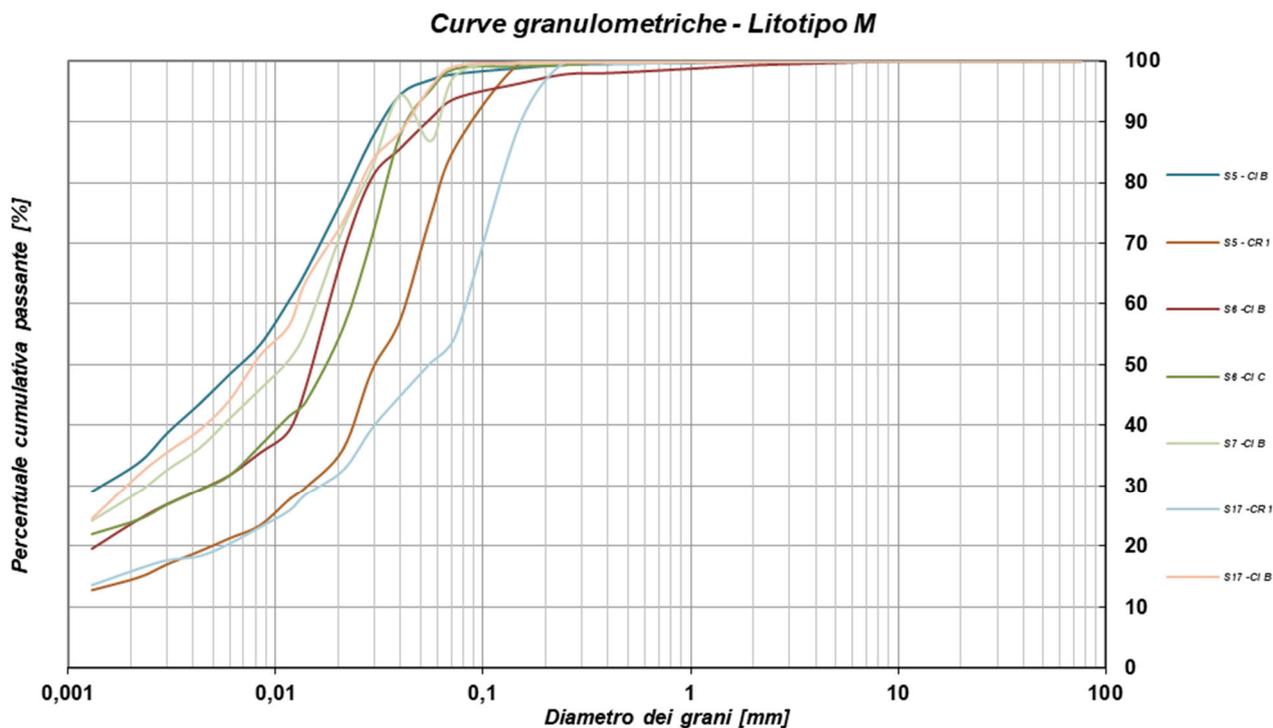


Figura 4-11: Unità M- Curve granulometriche (Indagini PD)

Di seguito si riportano i risultati delle prove di laboratorio (di resistenza al taglio e compressibilità) condotte sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi in corrispondenza del unità M.

Tabella 4-20: Unità M - Risultati prove di laboratorio (Indagini PD)

Sondaggio	Campione	Profondità da quota sondaggio		Prova di Taglio		Prova TXUU	Prova triassiale C.U.		Prova triassiale C.D.		Prova Edometrica			
		Z <sub>in</sub> [m]	Z <sub>fin</sub> [m]	c' [kPa]	φ' [°]	c <sub>u</sub> [kPa]	c' [kPa]	φ' [°]	c' [kPa]	φ' [°]	M [MPa]	e <sub>0</sub> [-]	C <sub>c</sub> [-]	C <sub>r</sub> [-]
S5/14	CI B	16,0	16,5	-	-	30,9	-	-	-	-	2,71	1,5	0,19	0,05
S6/14	CI B	13,0	13,5	-	-	-	-	-	5,2	30,2	8,05	0,838	0,08	0,02
	CI C	22,5	23,0	-	-	-	-	-	9	34,5	7,1	0,838	0,1	0,03
S7/14	CI B	11,4	12	-	-	-	-	-	3,2	31,2	-	-	-	-
S17/14	CI B	18,0	18,5	-	-	26,7	-	-	-	-	3,8	1,11	0,16	0,06
S18/14	CI C	17,0	17,6	-	-	-	-	-	-	-	5,3	0,915	0,12	0,04

In Figura 4-12 è riportato il coefficiente di consolidazione verticale  $c_v$ , determinato in base alle prove edometriche.

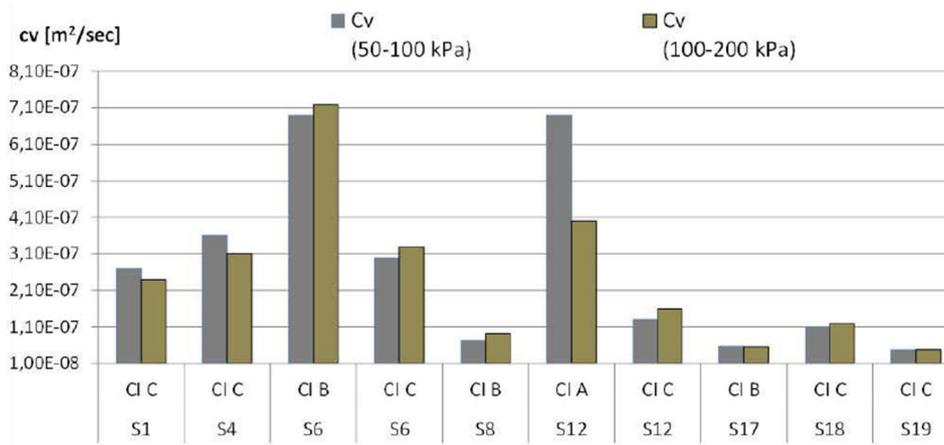


Figura 4-12: Unità M - Coefficiente di consolidazione verticale da prove edometriche (Indagini PD)

Nella seguente figura si riporta il valore del modulo di taglio iniziale  $G_0$  a piccoli livelli deformativi determinato con prove di colonna risonante (RC).

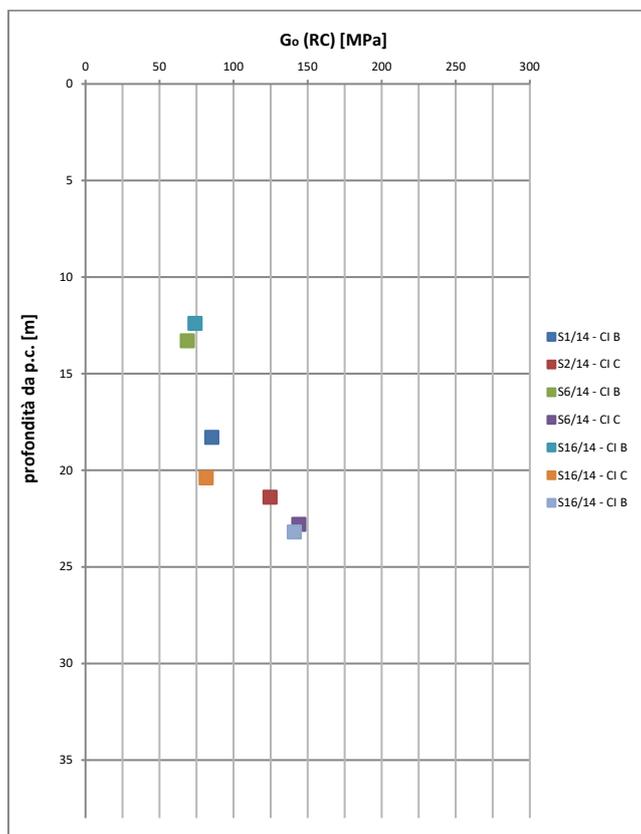


Figura 4-13: Unità M - Modulo di taglio iniziale  $G_0$  da prove di colonna risonante (RC) (Indagini PD)

#### 4.2.4.2 INDAGINI PE

Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche fisiche e di classificazione dei campioni prelevati nel corso dei sondaggi soggetti a prove di laboratorio appartenenti all'Unità M.

Tabella 4-21: Unità M - Caratteristiche fisiche e di classificazione da prove di laboratorio (Indagini PE)

Sondaggio	Campione	Profondità da quota sondaggio		Proprietà fisiche				
		Z <sub>n</sub>	Z <sub>fin</sub>	W <sub>n</sub>	LL	LP	IP	γ <sub>n</sub>
		[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kN/m <sup>3</sup> ]
S1/20	CI 3	10,50	11,00	42	55	28	27	18
S1/20	CI 4	18,00	18,60	36	36	24	12	18
S1/20	CI 5	25,50	26,00	31	31	24	7	19
S1/20	CR 3	13,00	13,30	41	48	27	21	
S1/20	CR 4	17,00	17,30	36	29	20	9	
S1/20	CR 5	21,00	21,30	37	47	29	18	
S1/20	CR 6	25,00	25,30	32	26	20	6	
S2/20	CI 4	13,50	14,10	30				19
S2/20	CI 5	19,50	20,10	28	33	23	11	19
S2/20	CR 3	13,00	13,30	36	42	26	16	
S2/20	CR 4	17,00	17,30	38	40	27	13	
S2/20	CR 5	21,00	21,30	39	41	26	15	
S3/20	CI 3	12,00	12,60	32	54	27	27	19
S3/20	CI 4	15,00	15,60	37				18
S3/20	CI 5	18,00	18,60	35				18
S3/20	CR 3	13,00	13,40	37	47	28	19	
S3/20	CR 4	17,00	17,40	32	33	25	8	
S3/20	CR 5	21,00	21,40	32	35	24	11	
S3/20	CR 6	25,00	25,40	28				
S3/20	CR 7	29,00	29,40	22				
S6/20	CI 3	12,00	12,60	35	50	33	17	18
S6/20	CI 4	15,00	15,60	36	41	22	19	18
S6/20	CI 5	18,00	18,60	36	46	26	20	19
S6/20	CR 3	13,00	13,40	31	38	25	13	
S6/20	CR 4	17,00	17,40	34	48	28	20	
S6/20	CR 5	21,00	21,40	31	40	23	17	
S6/20	CR 6	25,00	25,40	31	37	24	13	

dove:

- W<sub>n</sub> = contenuto natura di acqua
- LL = limite di liquidità
- LP = limite di plasticità
- IP = indice di plasticità
- γ<sub>n</sub> = peso di volume del terreno

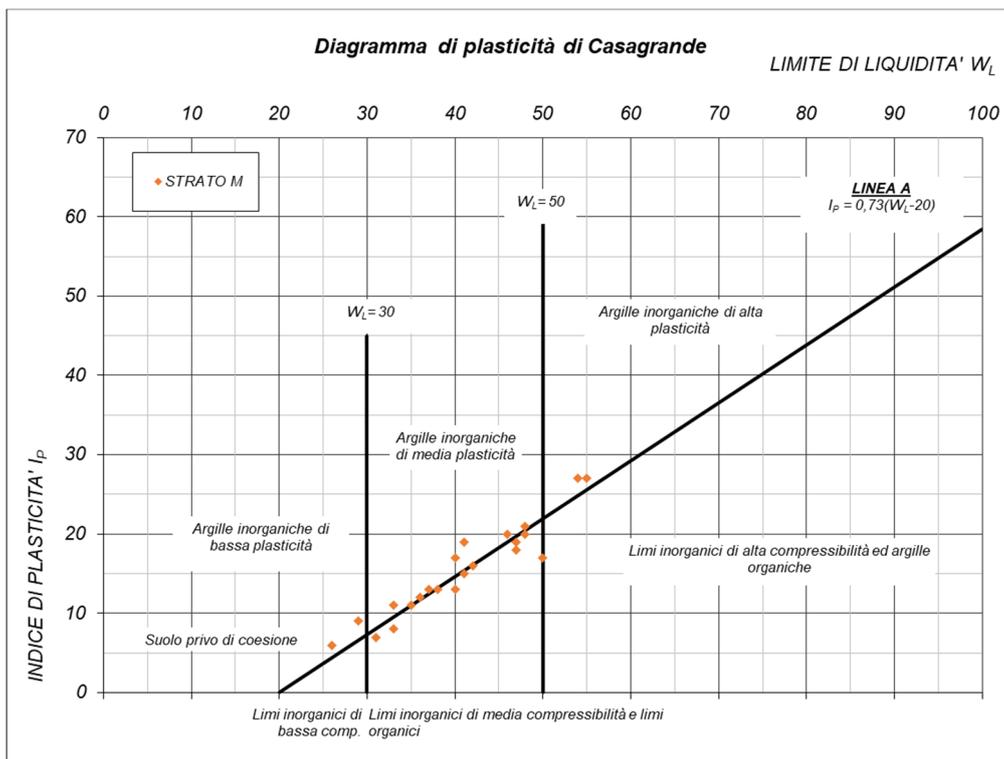


Figura 4-14: Unità M - Diagramma di plasticità di Casagrande (Indagini PE)

In Figura 4-15 si riportano le curve granulometriche indicanti la composizione granulometrica dei campioni di terreno.

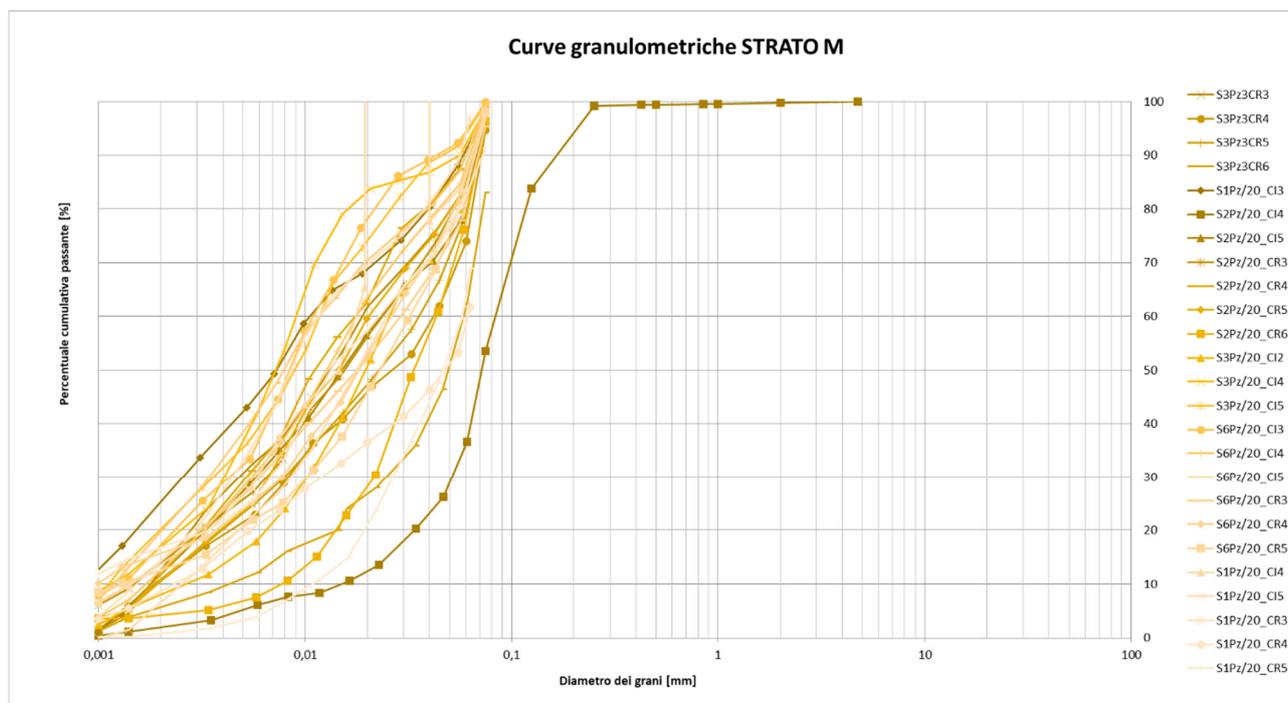


Figura 4-15: Unità M - Curve granulometriche (Indagini PE)

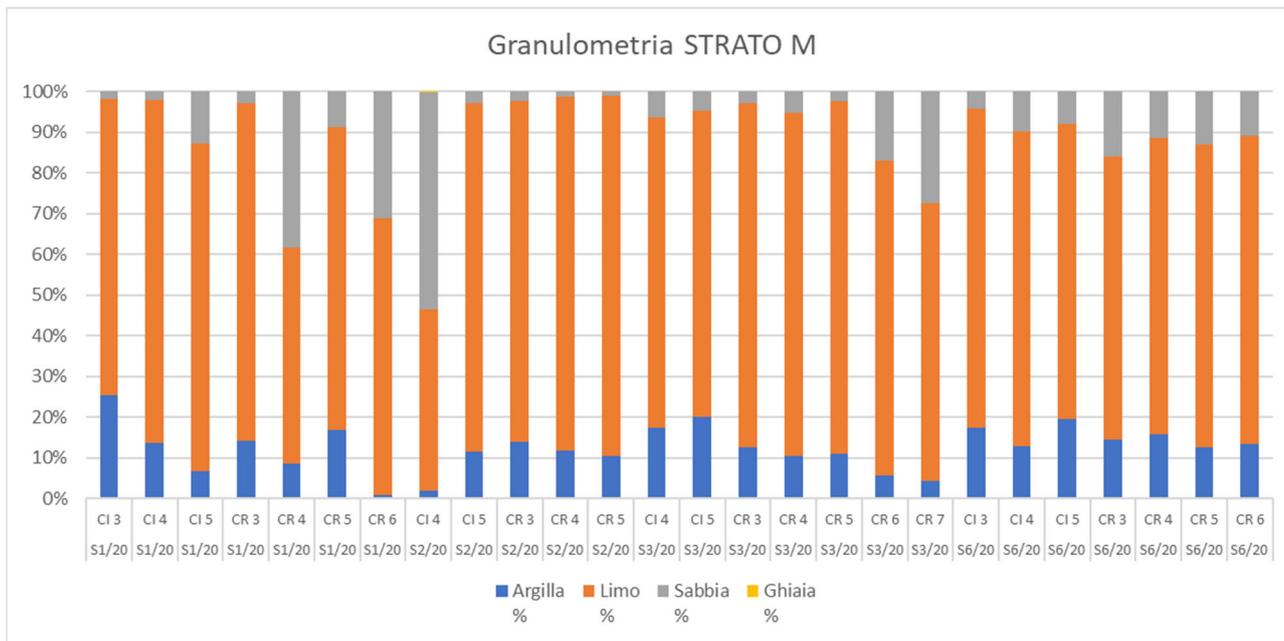


Figura 4-16: Unità M - Granulometria dei terreni (Indagini PE)

Sono a disposizione anche una prova triassiale consolidata non drenata e due prove edometriche.

Tabella 4-22: Unità M - Risultati prove di laboratorio (Indagini PE)

Sondaggio	Campione	Profondità da quota sondaggio		Prova di Taglio		Prova triassiale C.U.		Prova Edometrica				
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>	c'	φ'	c'	φ'	M	e <sub>0</sub>	C <sub>c</sub>	C <sub>R</sub>	c <sub>v</sub>
		[m]	[m]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[m <sup>2</sup> /s]
S1/20	CI 4	18,0	18,6	-	-	7	29	-	-	-	-	-
S2/20	CI 4	13,5	14,1	-	-	-	-	7	0.85	0.18	0.02	2 · 10 <sup>-6</sup>
S3/20	CI 4	15,0	15,6	-	-	-	-	5	1.13	0.28	0.05	6 · 10 <sup>-8</sup>

Le prove Lefranc, eseguite all'interno dei fori dei sondaggi, hanno permesso di ricavare un valore del coefficiente di permeabilità k variabile da 2.41 E-07 a 1.82 E-09 m/s.

Le caratteristiche di resistenza e deformabilità valutate mediante correlazioni delle prove penetrometriche statiche (CPTU) e dilatometriche (DMT) sono riportate nell'allegato 3.

#### 4.2.5 DEPOSITO DI FASE TRASGRESSIVA (UNITA' T)

I depositi che caratterizzano l'Unità T sono composti da sabbie e sabbie limose con livelli argilloso-limosi, caratterizzati da uno spessore medio nell'area in oggetto sino a circa 2.0 m.

Di seguito vengono riassunti i risultati delle indagini e prove a disposizione sia riferimento alle campagne di indagine condotte per il PD che con le indagini integrative condotte per il PE.

##### 4.2.5.1 INDAGINI PD

In Figura 4-17 si riportano le curve granulometriche indicanti la composizione granulometrica dei campioni di terreno prelevati in corrispondenza di tale unità..

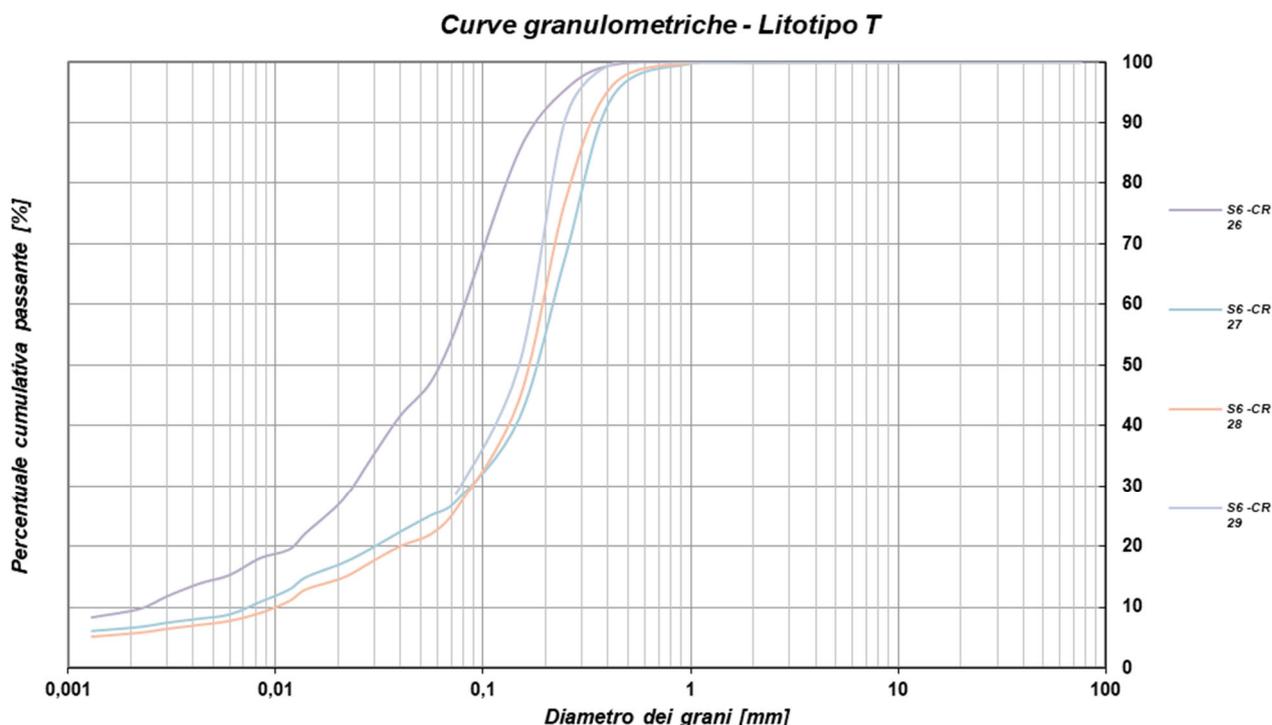


Figura 4-17: Unità T - Curve granulometriche (Indagini PD)

##### 4.2.5.2 INDAGINI PE

Non sono presenti prove di laboratorio in questa unità stratigrafica.

Le caratteristiche di resistenza e deformabilità valutate mediante correlazioni delle prove penetrometriche statiche (CPTU) e dilatometriche (DMT) sono riportate nell'allegato 3.

#### 4.2.6 DEPOSITI DI PIANA ALLUVIONALE (UNITA' A)

I depositi di piana alluvionale sono caratterizzati dalla presenza di argille consistenti di spessore metrico al di sotto delle quali sono presenti alternanze di sabbie, limi argillosi, argille limose e sabbie limose in strati sottili. Di seguito vengono riassunti i risultati delle indagini e prove a disposizione sia riferimento alle campagne di indagine condotte per il PD che con le indagini integrative condotte per il PE.

##### 4.2.6.1 INDAGINI PD

Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche fisiche e di classificazione dei campioni prelevati nel corso dei sondaggi soggetti a prove di laboratorio appartenenti all'Unità A.

Tabella 4-23: Unità P - Caratteristiche fisiche e di classificazione da prove di laboratorio (Indagini PD)

Sondaggio	Campione	Profondità da quota sondaggio		Proprietà fisiche			
		Z <sub>in</sub> [m]	Z <sub>fin</sub> [m]	W <sub>n</sub> [%]	LL [%]	LP [%]	IP [%]
S18/14	CR24	29,0	30,0	-	66,9	27,2	39,7
	CR25	30,0	30,2	35,1	47,5	20,9	26,6

##### 4.2.6.2 INDAGINI PE

Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche fisiche e di classificazione dei campioni prelevati nel corso dei sondaggi soggetti a prove di laboratorio appartenenti all'Unità A.

Tabella 4-24: Unità A - Caratteristiche fisiche e di classificazione da prove di laboratorio (Indagini PE)

Sondaggio	Campione	Profondità da quota sondaggio		Proprietà fisiche			
		Z <sub>in</sub>	Z <sub>fin</sub>	W <sub>n</sub>	LL	LP	IP
		[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]
S1/20	CR 7	29,00	29,30	26	34	23	11
S1/20	CR 8	33,00	33,30	27	40	24	16
S1/20	CR 9	37,00	37,30	31	40	24	16
S1/20	CR 10	41,00	41,30	27	32	23	9
S1/20	CR 11	45,00	45,30	28	39	24	15
S1/20	CR 12	49,00	49,30	29	61	26	35
S2/20	CR 6	25,00	25,30	29	28	23	5
S2/20	CR 7	29,00	29,30	20			
S2/20	CR 8	33,00	33,30	19			
S2/20	CR 9	37,00	37,30	26	35	23	12
S2/20	CR 10	41,00	41,30	20	0	0	0
S2/20	CR 11	45,00	45,30	25	48	25	23
S2/20	CR 12	49,00	49,30	25			
S3/20	CR 8	33,00	33,40	27	41	22	19
S3/20	CR 9	37,00	37,40	31	58	27	31
S3/20	CR 10	41,00	41,40	28	53	24	29
S3/20	CR 11	45,00	45,40	31	40	25	15
S3/20	CR 12	49,00	49,40	25			
S6/20	CR 7	29,00	29,40	37	44	27	17

S6/20	CR 8	33,00	33,40	30	37	22	15
S6/20	CR 9	37,00	37,50	24	41	26	16
S6/20	CR 10	41,00	41,40	20			
S6/20	CR 11	45,00	45,00	22			
S6/20	CR 12	49,00	49,40	25	31	21	10

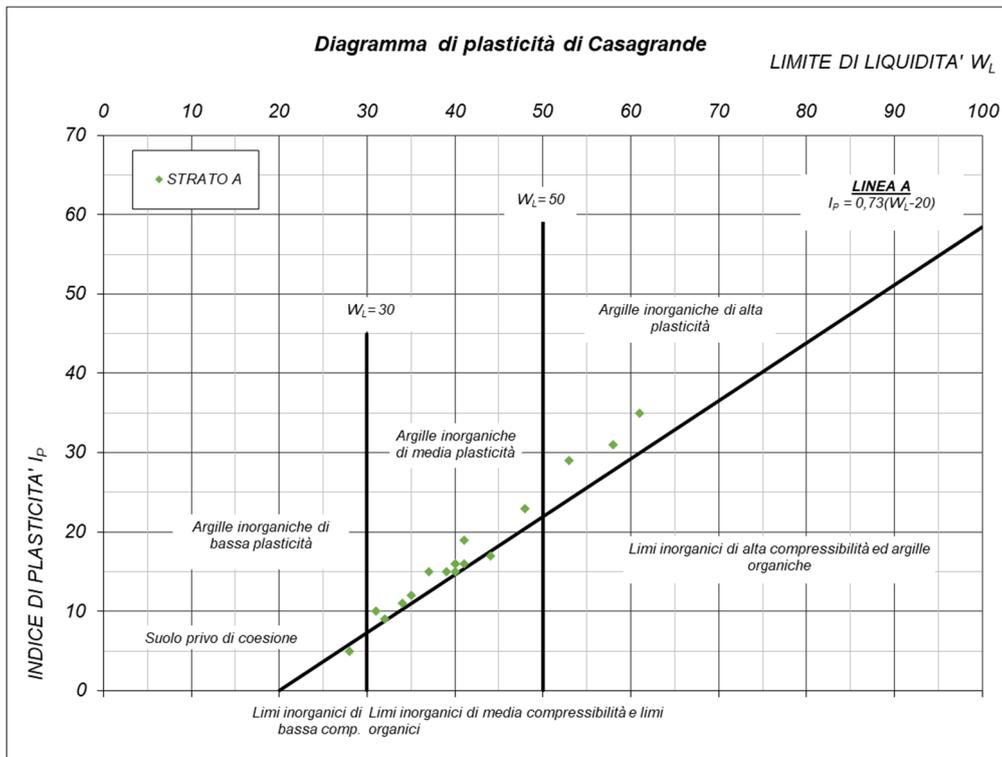


Figura 4-18: Unità A - Diagramma di plasticità di Casagrande (Indagini PE)

In Figura 4-19 si riportano le curve granulometriche indicanti la composizione granulometrica dei campioni di terreno.

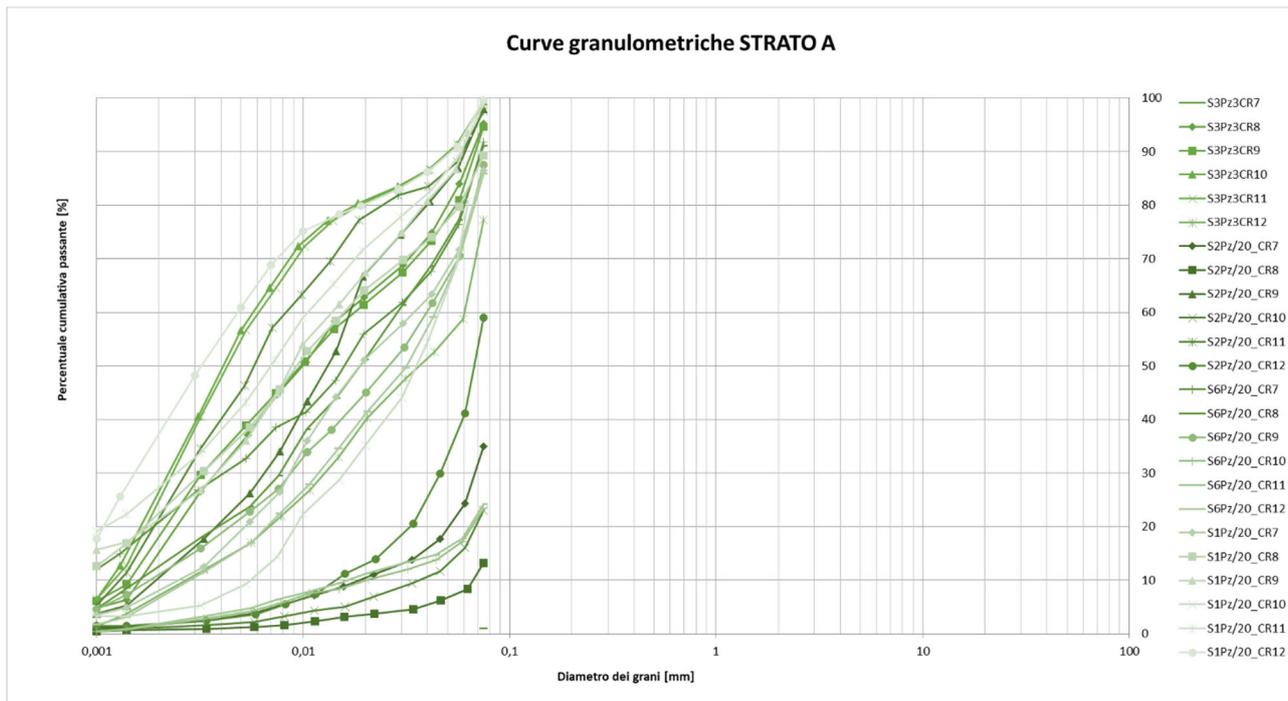


Figura 4-19: Unità A - Curve granulometriche (Indagini PE)

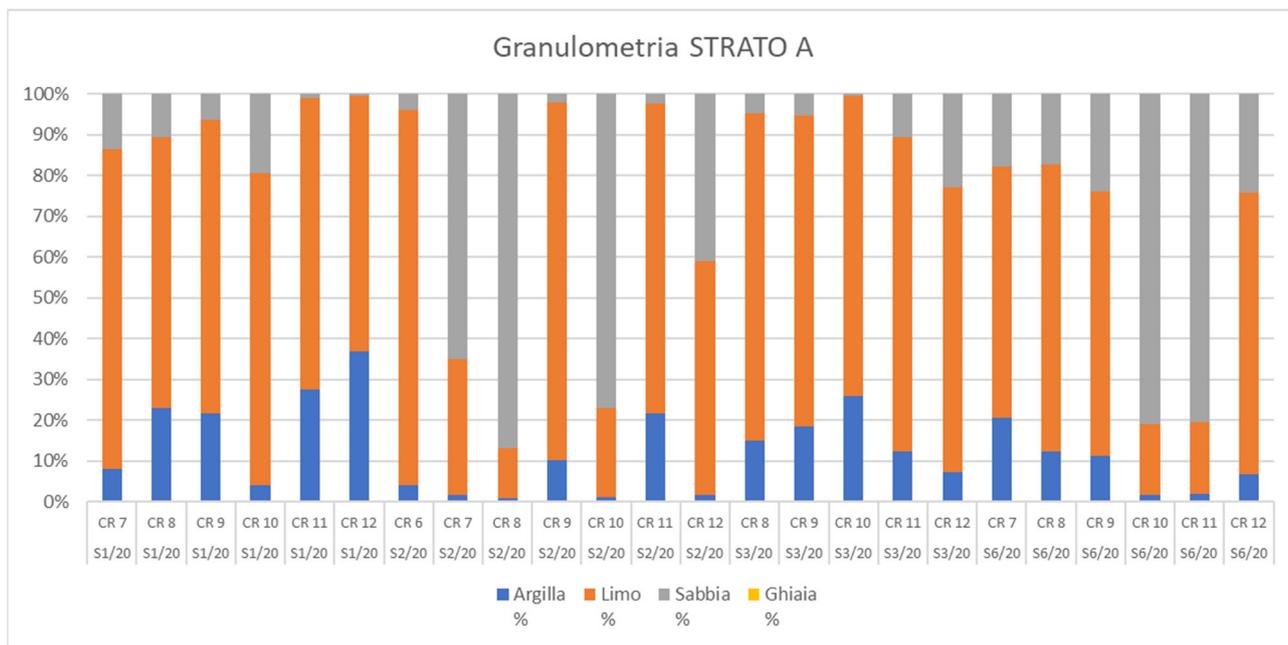


Figura 4-20: Unità A - Granulometria dei terreni (Indagini PE)

Le caratteristiche di resistenza e deformabilità valutate mediante correlazioni delle prove penetrometriche statiche (CPTU) e dilatometriche (DMT) sono riportate nell'allegato 3.

### 4.3 INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Il progetto prevede in corrispondenza della banchina lfa e delle banchine Futuro CTS interventi di miglioramento del terreno di fondazione e nello specifico dello strato S al fine di migliorarne le caratteristiche di resistenza e compressibilità e di ridurre il rischio di liquefazione. Gli interventi di consolidamento previste nel PD consistono in realizzazione, con la tecnica della vibrosostituzione, di colonne in ghiaia Ø600 disposte a maglia quadrata con lato 2,50m x 2,50m.

Per quanto riguarda il dettaglio degli interventi specifici e delle richieste prestazionali per l'intervento di consolidamento previste per ciascuna banchina, legati alle scelte tecnologie, costruttive e progettuali si rimanda ai documenti specifici nell'ambito del PE.

In via generale si è considerato, per gli aspetti geotecnici rilevanti, un effetto del miglioramento del terreno valutato con un incremento del 15÷20% della rigidezza dello stesso e in un incremento minimo di resistenza al taglio (pari a 2 gradi) legato al maggior grado di addensamento, tenendo conto di una media pesata tra le aree di terreno naturale e quelle di colonne in ghiaia. Si ritiene che tali valori rappresentino il limite inferiore di quanto sia possibile ottenere con vibrosostituzione, rimandando per maggior dettaglio alle specifiche per le singole banchine.

## 4.4 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Si riportano nelle seguenti tabelle i modelli geotecnici di riferimento per le aree omogenee individuate.

### 4.4.1 MODELLO GEOTECNICO IFA

Tabella 4-25: Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici caratteristici - Modello Geotecnico IFA

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$e_0$ [-]	$C_C$ [-]	$C_R$ [-]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$D_r$ [%]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	$r$ [-]	$M$ [MPa]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	32	-	-	140	38	25	2	15
S	Incoerente	-1,5	-12,5	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
Strattato*	Incoerente	-1,5	-12,5	20/10	0,25	-	-	-	-	-	60	36	-	-	170	60	30	2	18
M1	Coesivo	-12,5	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25	-26	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-26	-29,5	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A2	Incoerente	-29,5	-31,5	20/10	0,25	1	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	2	30
A1	Coesivo	-31,5	-35	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

\* caratteristiche dello stato S a seguito degli interventi di vibroflottazione-vibrosostituzione ove previsti.

dove:

- $\gamma/\gamma'$  peso di volume del terreno / peso di volume immerso del terreno
- $\nu$  coefficiente di Poisson
- OCR grado di sovraconsolidazione
- $e_0$  indice dei vuoti iniziale
- $C_C$  indice di compressione
- $C_R$  indice di ricomprensione
- $c_v$  coefficiente di consolidazione verticale
- $D_r$  densità relativa
- $\phi'_k$  valore caratteristico angolo di resistenza al taglio efficace
- $c'_k$  valore caratteristico coesione in condizioni drenate efficace
- $c_{u,k}$  valore caratteristico coesione in condizioni non drenate
- $V_s$  velocità di propagazione delle onde di taglio
- $G_0$  modulo di taglio alle piccole deformazioni
- $E_{op}$  modulo elastico di Young operativo assunto per il dimensionamento delle opere di sostegno e di fondazione profonda
- $r$  rapporto tra il modulo in condizioni di compressione vergine e in condizioni di ricomprensione
- $M$  modulo di deformabilità confinato per la stima dei cedimenti per fondazioni di tipo superficiale

#### 4.4.2 MODELLO GEOTECNICO TRATTAROLI SUD 1

Tabella 4-26: Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici caratteristici - Modello Geotecnico TRATTAROLI SUD 1

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	v [-]	OCR [-]	$e_0$ [-]	$C_c$ [-]	$C_R$ [-]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$D_R$ [%]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	r [-]	M [MPa]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	32	-	-	140	38	25	2	15
S	Incoerente	-1,5	-12,5	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
M1	Coesivo	-12,5	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25	-26	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-26	-27	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A2	Incoerente	-27	-30	20/10	0,25	1	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	2	30
A1	Coesivo	-30	-35	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

#### 4.4.3 MODELLO GEOTECNICO TRATTAROLI SUD 2 / TRATTAROLI NORD

Tabella 4-27: Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici caratteristici - Modello Geotecnico TRATTAROLI SUD 2 / TRATTAROLI NORD

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	v [-]	OCR [-]	$e_0$ [-]	$C_c$ [-]	$C_R$ [-]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$D_R$ [%]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	r [-]	M [MPa]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	32	-	-	140	38	25	2	15
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	0,30	1	1,00	0,25	0,04	1,0E-06	-	28	2,5	25	150	41	7	4	5
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25	-26	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-26	-28	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A2	Incoerente	-28	-31	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	2	30
A1	Coesivo	-31	-35	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

#### 4.4.4 MODELLO GEOTECNICO LLOYD

Tabella 4-28: Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici caratteristici - Modello Geotecnico LLOYD

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	v [-]	OCR [-]	$e_0$ [-]	$C_c$ [-]	$C_R$ [-]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$D_R$ [%]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	r [-]	M [MPa]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	32	-	-	140	38	25	2	15
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	0,30	1	1,00	0,25	0,04	1,0E-06	-	28	2,5	25	150	41	7	4	5
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-26	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-26	-27	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-27	-30,5	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A2	Incoerente	-30,5	-32	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	2	30
A1	Coesivo	-32	-35	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

#### 4.4.5 MODELLO GEOTECNICO ALMA - BUNGE SUD

Tabella 4-29: Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici caratteristici - Modello Geotecnico ALMA - BUNGE SUD

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	v [-]	OCR [-]	$e_0$ [-]	$C_c$ [-]	$C_R$ [-]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$D_R$ [%]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	r [-]	M [MPa]
R	Incoerente	2/0,5	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	32	-	-	140	38	25	2	15
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	0,30	1	1,00	0,25	0,04	1,0E-06	-	28	2,5	25	150	41	7	4	5
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25,5	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25,5	-26,5	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-26,5	-29	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A2	Incoerente	-29	-32	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	2	30
A1	Coesivo	-32	-35	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

#### 4.4.6 MODELLO GEOTECNICO BUNGE NORD

Tabella 4-30: Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici caratteristici - Modello Geotecnico BUNGE NORD

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	v [-]	OCR [-]	$e_0$ [-]	$C_c$ [-]	$C_R$ [-]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$D_R$ [%]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	r [-]	M [MPa]
R	Incoerente	0,5	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	32	-	-	140	38	25	2	15
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	0,30	1	1,00	0,25	0,04	1,0E-06	-	28	2,5	25	150	41	7	4	5
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25	-28	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-28	-31	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A1	Coesivo	-31	-34	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	70	260	131	19	4	12,5
A1	Coesivo	-34	-40	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

#### 4.4.7 MODELLO GEOTECNICO DOCKS

Tabella 4-31: Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici caratteristici - Modello Geotecnico DOCKS

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	v [-]	OCR [-]	$e_0$ [-]	$C_c$ [-]	$C_R$ [-]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$D_R$ [%]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	r [-]	M [MPa]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	30	-	-	140	38	13	2	8
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	0,30	1	1,00	0,25	0,04	1,0E-06	-	28	2,5	25	150	41	7	4	5
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
Strattato*	Incoerente	-1,5	-12,5	20/10	0,25	-	-	-	-	-	60	36	-	-	170	60	30	2	18
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25,5	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25,5	-26,5	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-26,5	-29	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A1	Coesivo	-29	-32	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	70	260	131	19	4	12,5
A1	Coesivo	-32	-38	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

\* caratteristiche dello stato S a seguito degli interventi di vibroflottazione ove previsti.

#### 4.4.8 MODELLO GEOTECNICO FUTURO CTS

Tabella 4-32: Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici caratteristici - Modello Geotecnico FUTURO CTS

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$e_0$ [-]	$C_c$ [-]	$C_R$ [-]	$C_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$D_R$ [%]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	$r$ [-]	$M$ [MPa]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	30	-	-	140	38	13	2	8
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	0,30	1	1,00	0,25	0,04	1,0E-06	-	28	2,5	25	150	41	7	4	5
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
Strattato*	Incoerente	-1,5	-12,5	20/10	0,25	-	-	-	-	-	60	36	-	-	170	60	30	2	18
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25	-26	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-26	-29	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A2	Incoerente	-29	-32	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	2	30
A1	Coesivo	-32	-38	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

\* caratteristiche dello stato S a seguito degli interventi di vibroflottazione-vibrosostituzione ove previsti.

## 4.5 CARATTERIZZAZIONE AI FINI SISMICI

### 4.5.1 PARAMETRI DI RESISTENZA IN CONDIZIONI POST-SISMICHE

Il comportamento dei terreni soggetti a deformazioni a taglio elevate può essere affetto da fenomeni di degradazione delle proprietà meccaniche di resistenza che si traducono in deformazioni irreversibili e, nel caso di terreni saturi, in accumulo di sovrappressioni  $\Delta u$ .

Nei terreni saturi, salvo che nel caso di quelli a permeabilità molto elevate, i parametri di resistenza si valutano in condizioni non drenate.

Per le verifiche di stabilità in condizioni post sismiche (art. 7.11.2. NTC 18) la resistenza al taglio  $\tau_f$ , con riferimento al criterio di Mohr-Coulomb, può essere espressa nella forma:

$$\tau_f = c' + (\sigma'_n - \Delta u) \tan \phi'$$

dove  $\sigma'_n$  rappresenta la tensione statica efficace normale al piano di sollecitazione agente in condizioni precedenti al moto sismico.

I fattori che governano  $\tau_f$  sono quindi:

- l'innescò e l'accumulo di  $\Delta u$ ;
- la degradazione delle caratteristiche di resistenza  $c'$  e  $\phi'$ .

In condizioni post-sismiche si deve far riferimento a condizioni drenate considerando l'eventuale degradazione delle caratteristiche di resistenza  $c'$  e  $\phi'$  e l'accumulo di  $\Delta u$  legato all'evento sismico.

Per i terreni a grana fine le analisi possono essere, in alternativa, condotte in termini di tensioni totali e la resistenza  $\tau_f$  assunta pari a:

$$\tau_f = c_{u,c}$$

dove  $c_{u,c}$  rappresenta la coesione non drenata tenendo conto degli effetti di degradazione ciclica.

In condizioni post-sismiche la variazione di resistenza  $c_{u,c}$  può essere valutata sulla base di prove di laboratorio o in base a relazioni presenti in letteratura.

#### 4.5.1.1 VALUTAZIONE DELLE SOVRAPRESSIONI INDOTTE DAL SISMA

La valutazione delle sovrappressioni  $\Delta u$  indotte dal sisma può essere condotta con idonei, ma spesso complessi, modelli costitutivi del terreno e analisi dinamiche al passo.

Di seguito viene presentata una metodologia semplificata. Le sovrappressioni  $\Delta u$  indotte dal sisma, nel caso di terreni granulari, possono essere valutate in base all'ampiezza delle deformazioni di taglio  $\gamma$  indotte dal sisma Dobry (1985).

La seguente figura riporta l'andamento di rapporto di sovrappressione interstiziale  $r_u = (\Delta u / \sigma'_v)$  per sabbie con diverso grado di addensamento riferito a 10 cicli di carico. Si hanno incrementi di pressioni interstiziali significative ( $r_u > 10\%$ ) per deformazioni  $\gamma > 5 \times 10^{-4}$  (0.05%).

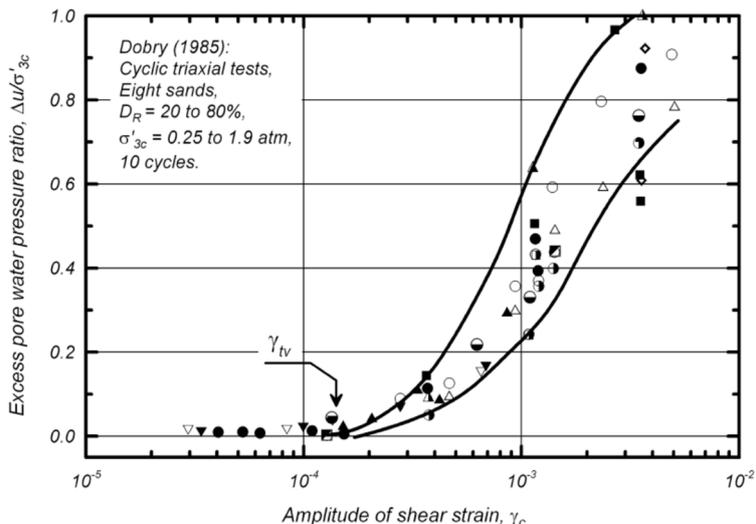


Figura 4-21: Andamento di  $r_u$  con l'ampiezza della deformazione di taglio Dobry (1989)

Tale valutazione però è sicuramente conservativa in quanto relativa a 10 cicli di carico mentre nel caso in esame con riferimento alla magnitudo del terremoto in cicli di carico equivalente sono pari a 4-5: per tenere conto di tale aspetto si può far riferimento sia a risultati delle analisi condotte da De Alba et al. (1975) valida con riferimento a terreni sabbiosi, che legano  $r_u$  al rapporto tra il N il numero di cicli equivalenti funzione della magnitudo attesa  $M_w$  e  $N_L$  il numero di cicli necessari a portare il terreno in condizioni di liquefazione, oltre che ai risultati delle prove triassiali cicliche condotte.

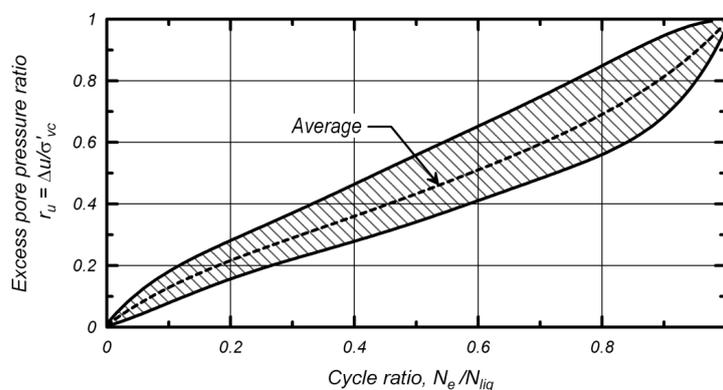


Figura 4-22: Andamento del rapporto  $\Delta u / \sigma'_{vc}$  ( $r_u$ ) in funzione di  $N/N_L$ . De Alba et. al. (1975).

Nel caso di terreni coesivi la soglia di deformazione per cui si hanno incrementi di pressioni interstiziali significative ( $r_u > 10\%$ ) è, con riferimento al numero di cicli di carico equivalenti e alle pressioni di confinamento, più alta [Facciorusso (2009) e Ohara e Matsuda (1988)] per  $\gamma > 2 \times 10^{-3}$  (0.2%).

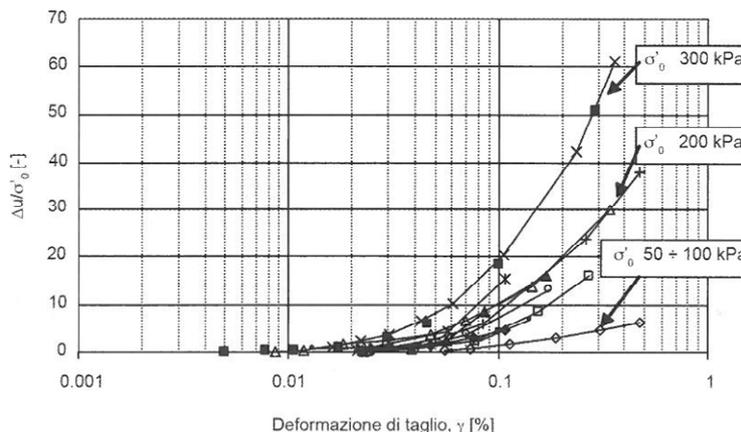


Figura 4-23: Andamento di  $r_u$  con l'ampiezza della deformazione di taglio osservato per le argille di Senigallia, Facciorusso (2009)

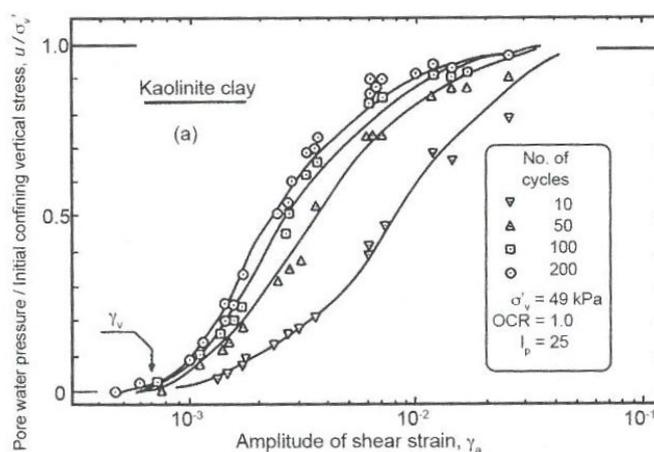


Figura 4-24: Andamento di  $r_u$  con l'ampiezza della deformazione di taglio per terreni coesivi, Ohara e Matsuda (1988)

Nelle seguenti figure si riporta l'andamento con la profondità delle deformazioni di taglio  $\gamma$  indotte dal sisma di progetto sia in condizioni SLD che SLV determinate in base alla seguente formulazione:

$$\gamma = \frac{\tau_c}{G_{mob}} = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma'_{vo}}{G_{mob}} (1 - 0,015z)$$

dove il modulo di taglio  $G_{mob}$  è stato valutato come il modulo medio effettivamente mobilizzato sulla base alle analisi RSL riportate nella relazione sismica del PE: con riferimento alle indagini a disposizione, sono state identificate due aree caratterizzate da profili geotecnici sismici omogenei identificati con MGS1 (comprendente le banchine IFA e Trattaroli Sud) e MGS2 (comprendente le rimanenti) e riportati nella seguente figura.

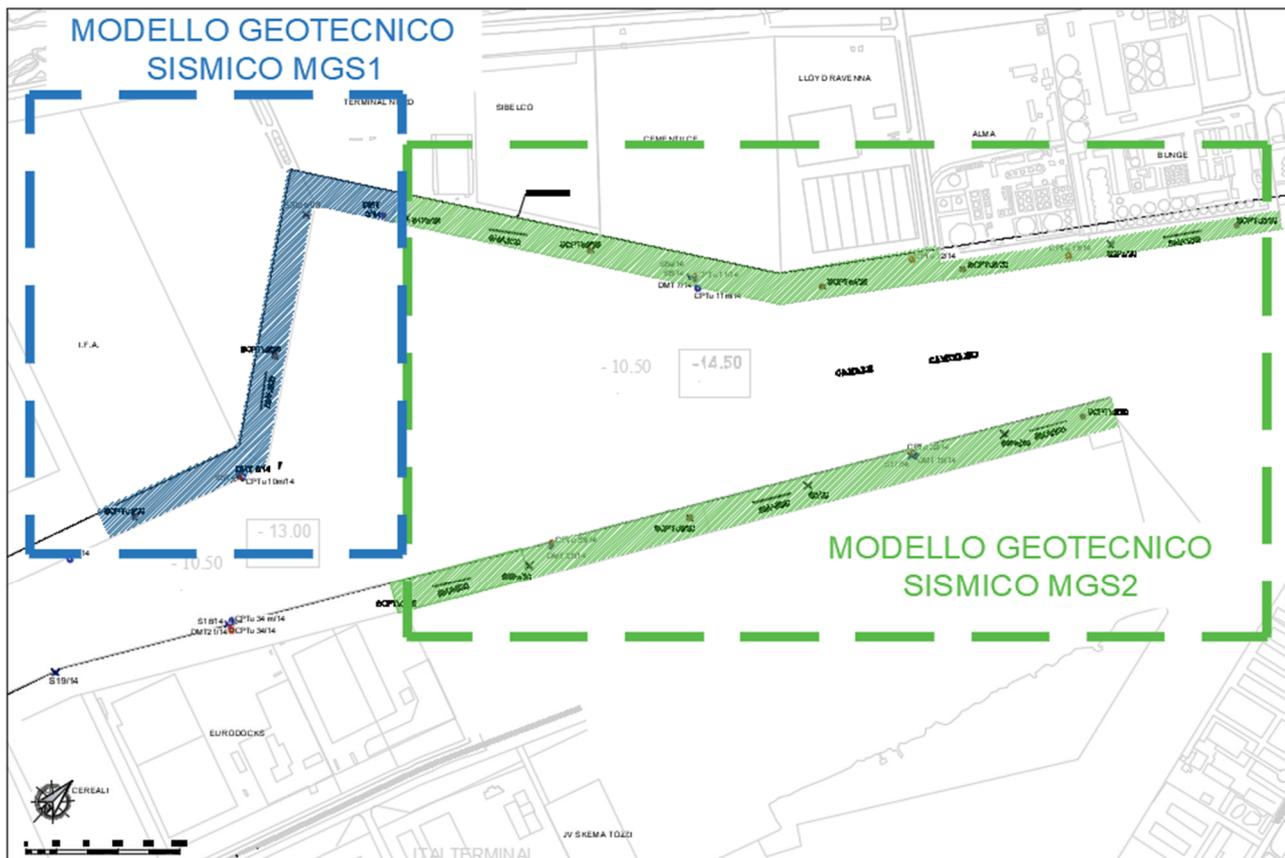


Figura 4-25: Planimetria aree di competenza dei n.2 modelli geotecnici sismici adottati

Tabella 4-33: Andamento di  $\gamma$  con la profondità per modello geotecnico MGS 1

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\sigma'_v$ [kPa]	z [m s.l.m.]	SLD a $\max/g = 0.10$		SLV a $\max/g = 0.20$	
						G [MPa]	$\gamma$ [%]	G [MPa]	$\gamma$ [%]
R	Incoerente	2,00	-1,50	25,75	0,25	28	0,008	21	0,020
S	Incoerente	-1,50	-12,50	106,50	-7,00	21	0,062	8	0,259
M1	Coesivo	-12,50	-19,00	189,13	-15,75	27	0,105	8	0,391
M2	Coesivo	-19,00	-25,00	242,25	-22,00	53	0,075	25	0,156
T	Incoerente	-25,00	-26,00	272,25	-25,50	59	0,081	25	0,160
A1	Coesivo	-26,00	-28,00	285,75	-27,00	72	0,071	42	0,098
A2	Incoerente	-28,00	-38,00	349,75	-33,00	98	0,067	53	0,079

Per quanto riguarda il MGS 1, in condizioni SLD le deformazioni di taglio  $\gamma$  risultano inferiori a 0.1 % sia per i terreni incoerenti che quelli coesivi, tali da non creare sovrappressioni significative.

In condizioni SLV le deformazioni di taglio  $\gamma$  risultano inferiori a 0.30-0.40 % per i terreni coesivi, tali quindi da non creare sovrappressioni significative.

Per quanto riguarda i terreni incoerenti, le deformazioni di taglio  $\gamma$  risultano significative, dell'ordine dello 0.26%, per l'unità S individuata dalle indagini fra -1.0 e -12.5 m l.m.m., per il quale implicano un incremento medio di pressioni neutre  $\Delta u$ , dovuto all'azione ciclica durante il sisma, pari a circa 35 kPa (valutato in base

all'abaco di Dobry in Figura 4-21). Il rapporto medio tra  $\Delta u$  e  $\sigma'_v$  è quindi dell'ordine di 0.35 quindi in base al grafico di Figura 4-22, considerando 5 cicli equivalenti al posto di 10 si può valutare anche una riduzione al 50 % delle  $\Delta u$  assumendo un valore di 17.5 kPa.

Tale riduzione è giustificata anche dai risultati delle prove triassiali cicliche, che indicano, perlomeno per valori di  $r_u$  limitate, un rapporto quasi lineare tra  $r_u$  e il n. di cicli.

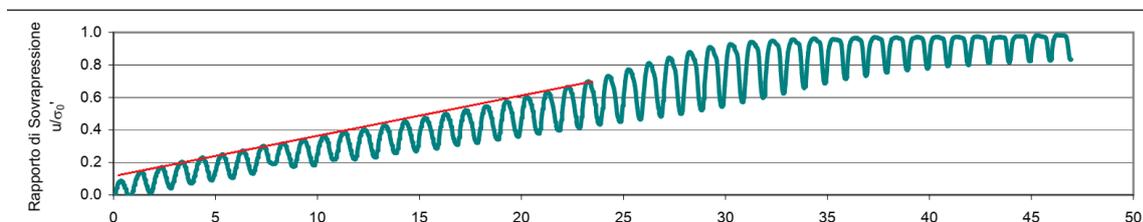


Figura 4-26: Andamento dell'incremento  $\Delta u$  durante la prova triassiale ciclica condotta sul campion C12 prelevato sul sondaggio S6Pz.

Si rilevano deformazioni significative anche nello strato T che però risulta poco influente ai fini del dimensionamento delle opere di sostegno.

MODELLO GEOTECNICO 1				
Unità [-]	Tipologia [-]	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\Delta u$ [kPa]
R	Incoerente	2	-1,5	$\approx 0$
S	Incoerente	-1,5	-12,5	medio $\approx 17,5$
M1	Coesivo	-12,5	-19	$\approx 0$
M2	Coesivo	-19	-25	$\approx 0$
T	Incoerente	-25	-26	$\approx 0$
A1	Coesivo	-26	-28	$\approx 0$
A2	Incoerente	-28	-38	$\approx 0$

Figura 4-27: Andamento dell'incremento  $\Delta u$  in condizioni SLV per il MGS 1

Tabella 4-34: Andamento di  $\gamma$  con la profondità per modello geotecnico MGS 2

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\sigma'_v$ [kPa]	z [m s.l.m.]	SLD $a_{max/g} = 0.10$		SLV $a_{max/g} = 0.20$	
						G [MPa]	$\gamma$ [%]	G [MPa]	$\gamma$ [%]
R	Incoerente	2,00	-1,50	25,75	0,25	28	0,008	26	0,016
P	Coesivo	-1,50	-3,50	59,50	-2,50	27	0,019	22	0,047
S	Incoerente	-3,50	-9,00	95,00	-6,25	21	0,042	12	0,144
M1	Coesivo	-9,00	-19,00	165,00	-14,00	27	0,055	22	0,136
M2	Coesivo	-19,00	-25,00	233,00	-22,00	50	0,038	19	0,194
T	Incoerente	-25,00	-26,00	263,50	-25,50	50	0,040	11	0,371
A1	Coesivo	-26,00	-30,00	286,50	-28,00	68	0,030	45	0,090
A2	Incoerente	-30,00	-38,00	340,50	-34,00	82	0,025	46	0,088

Per quanto riguarda il MGS 2, in condizioni SLD le deformazioni di taglio  $\gamma$  risultano inferiori a 0.04 % per i terreni incoerenti e a 0.05 % per quelli coesivi, tali da non creare sovrappressioni significative.

In condizioni SLV le deformazioni di taglio  $\gamma$  risultano inferiori a 0.2 % per i terreni coesivi, tali quindi da non creare sovrappressioni significative.

Per quanto riguarda i terreni incoerenti, le deformazioni di taglio  $\gamma$  risultano significative, dell'ordine dello 0.15%, per l'unità S individuata dalle indagini fra -3.5 e -9.0 m l.m.m., per il quale implicano un incremento medio di pressioni neutre  $\Delta u$ , dovuto all'azione ciclica durante il sisma, pari a circa 25 kPa (valutato in base all'abaco di Dobry in Figura 4-21). In questo caso il rapporto medio tra  $\Delta u$  e  $\sigma'_v$  è quindi dell'ordine di 0.25 quindi in base al grafico di Figura 4-22, considerando 5 cicli equivalenti al posto di 10 si può valutare anche una riduzione al 50 % delle  $\Delta u$  assumendo un valore di 12.5 kPa.

Si rilevano deformazioni significative anche nello strato T che però risulta poco influente ai fini del dimensionamento delle opere di sostegno.

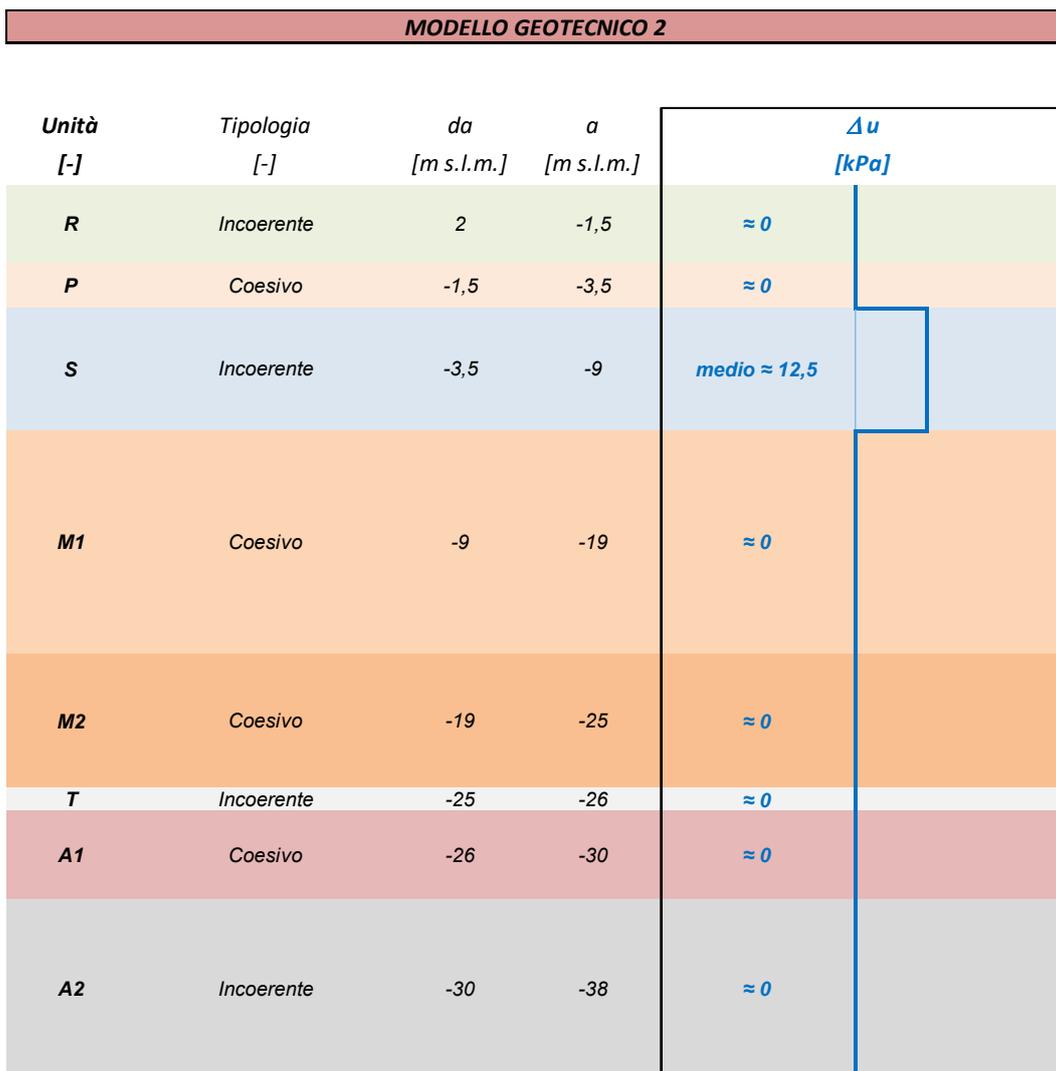


Figura 4-28: Andamento dell'incremento  $\Delta u$  in condizioni SLV per il MGS 2

Si ritenete che non si possano generare sovrappressioni laddove sono previsti gli interventi di vibroflottazione-vibrosostituzione del livello sabbioso S; tali interventi hanno infatti un duplice effetto:

- rendere più addensati e quindi più rigidi e meno deformabili tali livelli;
- creare delle vie di drenaggio che non permettono l'accumulo di  $\Delta u$ .

#### 4.5.1.2 DEGRADAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA

Al verificarsi di sollecitazioni di tipo ciclico quali quelle indotte da un sisma, le proprietà di resistenza al taglio dei terreni subiscono processi di degradazione più o meno consistenti.

##### 4.5.1.2.1 TERRENI INCOERENTI

La degradazione delle caratteristiche di resistenza dei terreni incoerenti saturi può avvenire nel caso di elevati stati deformativi indotti dalle sollecitazioni sismiche, a seguito di tali eventi si può far riferimento all'angolo di attrito a volume costante  $\phi'_{cv}$  in sostituzione dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  (indicato in Tabella 4-25, Tabella 4-26) rappresentativo di un angolo di picco  $\phi'_p$ .

L'angolo di attrito a volume costante  $\phi'_{cv}$  può essere stimato dalla relazione di Bolton (1986):

$$\phi'_p - \phi'_{cv} = m[D_R(10 - \ln(\sigma')) - 1]$$

dove:

- $\phi'_p$                     angolo di attrito di picco
- $D_R$                     densità relativa
- $\sigma'$                     tensione efficace media valutata in corrispondenza della  $Z_{media}$  dello strato di terreno
- $m$                         coefficiente pari a 3 in condizioni di deformazioni piane

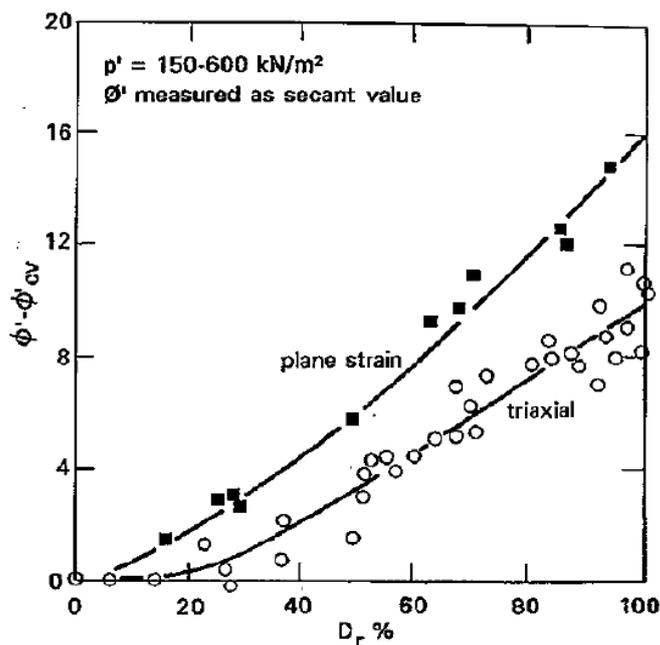


Figura 4-29: Rapporto  $\phi'_{cv} - \phi'_p$ , Bolton (1986)

Si riporta di seguito il calcolo dell'angolo di attrito a volume costante dell'unità S in quanto ritenuto più significativo ai fini dello scopo della presente relazione.

$$\phi'_{cv} = \phi'_p - m[D_R(10 - \ln(\sigma')) - 1] = 34^\circ - 3[40\%(10 - \ln(46.7kPa)) - 1] = 30^\circ$$

Nelle valutazioni e verifiche in condizioni post-sismiche si ritiene opportuno considerare per l'unità S un angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  ridotto pari a  $30^\circ$ .

#### 4.5.1.2.2 TERRENI COESIVI

Nel caso di terreni coesivi normaconsolidati saturi soggetti a sollecitazioni di tipo ciclico in condizioni non drenate la degradazione di  $c_{u,c}$  può essere stimata in accordo alla seguente relazione (Yasuhara K., Kazutoshi H., Hyde A, 1992):

$$\frac{c_{u,c}}{c_u} = \left( \frac{1}{1 - \Delta u / \sigma'_c} \right)^{l-1}$$

dove:

- $\sigma'_c$  tensione di confinamento
- $l$  costante sperimentale valutata come  $l = 0.939 - 0.002I_p$

con  $I_p$  pari all'indice di plasticità nel caso in oggetto pari a 20 come riportato al §3.2.1.1.

Considerando  $I_p$  la medio pari a 20 per i terreni in esame,  $l$  risulta pari a circa 0.9, e la degradazione della resistenza al taglio non eccede il 10% anche nel caso di rapporti di  $\Delta u / \sigma'_c$  elevati.

Nei casi analizzati i rapporti  $\Delta u / \sigma'_c$  sono molto bassi ed è pertanto trascurabile la degradazione delle caratteristiche di resistenza al taglio in condizioni non drenate per i terreni di natura coesiva.

## ALLEGATO 1: PROVA DILATOMETRICA (DMT)

La prova dilatometrica DMT, introdotta da Marchetti (1980), consiste nell'espansione in direzione orizzontale di una membrana metallica fissata su di un lato di una lama d'acciaio, avente il bordo inferiore affilato (dilatometro piatto). Il dilatometro piatto viene fatto avanzare nel terreno agendo su una batteria di aste. La membrana, raggiunta la posizione di prova viene fatta espandere immettendo gas nel circuito. Vengono quindi misurati i valori di pressione necessari per ottenere due predefiniti livelli di espansione:

A= pressione necessaria per controbilanciare gli sforzi litostatici determinando il distacco della membrana dal supporto (pressione di distacco o lift-off);

B= pressione necessaria per espandere di 1,1 mm il centro della membrana.

Dai valori di A e B si ottengono i valori di pressione caratteristici di prova:  $p_0$  e  $p_1$ .

La procedura tipica di elaborazione della prova dilatometrica prevede di determinare in primo luogo tre "parametri indice" di seguito riportati:

$$I_D = \frac{(p_1 - p_0)}{(p_0 - u_0)} \quad \text{Indice del materiale}$$
$$K_D = \frac{(p_0 - u_0)}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Indice di spinta orizzontale}$$
$$E_D = 34,7 \cdot (p_1 - p_0) \quad \text{Modulo Dilatometrico}$$

Definiti i parametri indice  $I_D$ ,  $K_D$ ,  $E_D$ , utilizzando le correlazioni riportate nella letteratura specializzata (Comitato Tecnico TC16 ISSMGE, 2001) e riassunte in Tabella 0-1, si possono ricavare i seguenti parametri:

$M$	modulo edometrico	(terreni a grana fine o incoerenti)
$c_u$	resistenza al taglio non drenata	(terreni a grana fine)
$K_0$	coefficiente di spinta a riposo	(terreni a grana fine)
$OCR$	grado di sovraconsolidazione	(terreni a grana fine)
$\phi'$	angolo di resistenza al taglio	(terreni incoerenti)

Il modulo edometrico ( $M$ ) e la resistenza non drenata ( $C_u$ ) sono ritenuti i parametri più affidabili che si possono stimare da questa prova, mentre il valore dell'angolo di attrito risulta più incerto.

SIMBOLO	DESCRIZIONE	FORMULE BASE DI ELABORAZIONE DMT	
$p_0$	Prima Lettura Corretta	$p_0 = 1.05 (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 (B - Z_M - \Delta B)$	$Z_M$ = Lettura al manometro quando "aperto" all'atm. Se $\Delta A$ , $\Delta B$ sono misurate con lo stesso manometro usato per le letture A, B correnti, porre $Z_M = 0$ ( $Z_M$ è compensata)
$p_1$	Seconda Lettura Corretta	$p_1 = B - Z_M - \Delta B$	
$I_D$	Indice di Materiale	$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$	$u_0$ = pressione neutra pre-inserimento
$K_D$	Indice di Spinta Orizzontale	$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0}$	$\sigma'_{v0}$ = tensione geostatica pre-inserimento
$E_D$	Modulo Dilatometrico	$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$	$E_D$ NON è un modulo di Young E. $E_D$ deve essere usato solo DOPO averlo combinato con $K_D$ (Storia Tensionale). Prima ricavare $M_{DMT} = R_M E_D$ , poi ad es. $E \approx 0.8 M_{DMT}$
$K_0$	Coeff. Spinta Orizz. in Sito	$K_{0,DMT} = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6$	per $I_D < 1.2$
OCR	Rapp. di Sovraconsolidazione	$OCR_{DMT} = (0.5 K_D)^{1.56}$	per $I_D < 1.2$
$c_u$	Res. al Taglio Non Drenata	$c_{u,DMT} = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_D)^{1.25}$	per $I_D < 1.2$
$\Phi'$	Angolo di Resistenza al Taglio	$\Phi'_{sale,DMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D$	per $I_D > 1.8$
$c_h$	Coeff. di Consolidazione	$c_{h,DMTA} \approx 7 \text{ cm}^2 / t_{flex}$	$t_{flex}$ da curva di decadimento A-log t da DMTA
$k_h$	Coeff. di Permeabilità	$k_h = c_h \gamma_w / M_h$ ( $M_h \approx K_0 M_{DMT}$ )	
$\gamma$	Peso di Volume	(vedi grafico in TC16 2001)	
$M$	Modulo Verticale Drenato Confinato	$M_{DMT} = R_M E_D$ se $I_D \leq 0.6$ $R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$ se $I_D \geq 3$ $R_M = 0.5 + 2 \log K_D$ se $0.6 < I_D < 3$ $R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) \log K_D$ con $R_{M,0} = 0.14 + 0.15 (I_D - 0.6)$ se $K_D > 10$ $R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D$ se $R_M < 0.85$ porre $R_M = 0.85$	
$u_0$	Pressione Neutra di Equilibrio	$u_0 = p_2 = C - Z_M + \Delta A$	In terreni drenanti

Tabella 0-1: Formule base per l'elaborazione delle prove DMT (TC16 2001)

## ALLEGATO 2: MODELLI COSTITUTIVI

Nel presente paragrafo vengono fornire alcune indicazioni con riferimento ai modelli costitutivi e ai parametri geotecnici che possono essere utilizzati sia per le verifiche in condizioni statiche che in condizioni simiche con particolar riferimento all'utilizzo di metodi semplificati o pseudo-statici.

### HARDENING SOIL

Al fine di modellare con accuratezza il comportamento del terreno durante le fasi di scavo e costruttive, si consiglia di utilizzare il modello costitutivo Hardening Soil Schanz (1999), un modello elastoplastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb ma con superfici di incrudimento che variano con l'evoluzione dello stato tensionale del terreno e che permettono di differenziare il comportamento deformativo del terreno a seconda che si trovi in condizioni di carico vergine o di ricompressione.

Per la caratterizzazione del terreno il modello richiede i seguenti parametri:

- l'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$ ;
- l'angolo di dilatanza  $\psi$  (in genere posto cautelativamente  $\psi = 0$ );
- la coesione efficace  $c'$ ;
- il peso di volume  $\gamma$  del terreno;
- il modulo di deformabilità  $E_{50,ref}$ , che è la rigidezza secante al 50% dello sforzo deviatorico di rottura ed in corrispondenza della pressione efficace di confinamento  $p_{ref}$ :  $E_{50,ref}$  controlla la deformabilità per incrementi "vergini" di sforzo deviatorico e varia in funzione dello stato tensionale  $\sigma'_3$  del terreno secondo la legge esponenziale:

$$E_{50(z)} = E_{50,ref} \left( \frac{c' \cos \varphi - \sigma'_3 \operatorname{sen} \varphi}{c' \cos \varphi - p_{ref} \operatorname{sen} \varphi} \right)^m ;$$

- il modulo di deformabilità  $E_{oed,ref}$  (da assumere, come consigliato da letteratura,  $E_{oed,ref} = 0.9 \div 1.1 E_{50,ref}$ ), che è il modulo confinato in corrispondenza della pressione efficace di confinamento  $p_{ref}$ ;  $E_{oed,ref}$  controlla la deformabilità per incrementi "vergini" di sforzo idrostatico e varia in funzione dello stato tensionale  $\sigma'_3$  del terreno secondo la legge esponenziale:

$$E_{oed(z)} = E_{oed,ref} \left( \frac{c' \cos \varphi - \sigma'_3 \operatorname{sen} \varphi}{c' \cos \varphi - p_{ref} \operatorname{sen} \varphi} \right)^m ;$$

- il modulo di deformabilità  $E_{ur,ref}$  (da assumere, come consigliato da letteratura,  $E_{ur,ref} = 2 E_{50,ref}$  per gli strati incoerenti e  $E_{ur,ref} = 4 E_{50,ref}$  per quelli coesivi), che è il modulo di scarico e ricarica in corrispondenza della pressione efficace di confinamento  $p_{ref}$ ;  $E_{ur,ref}$  controlla la deformabilità in stati tensionali di ricompressione e varia in funzione dello stato tensionale  $\sigma'_3$  del terreno secondo la legge esponenziale:

$$E_{ur(z)} = E_{ur,ref} \left( \frac{c' \cos \varphi - \sigma'_3 \operatorname{sen} \varphi}{c' \cos \varphi - p_{ref} \operatorname{sen} \varphi} \right)^m ;$$

Nelle leggi esponenziali di cui sopra,  $p_{ref}$  va assunta, per ogni strato, pari alla tensione efficace orizzontale media  $\sigma'_{3,media}$  dello strato stesso, mentre l'esponente  $m$ , sempre da letteratura, risulta indicativamente  $m = 0.5$  per gli strati incoerenti e  $m = 0.8$  per quelli coesivi.

Nel modello costitutivo, la relazione fra stress deviatorico  $q=|\sigma_1-\sigma_3|$  e deformazione  $\varepsilon_1$ , in condizione di carico vergine, è descritta tramite la seguente relazione iperbolica che interpola bene il tipico comportamento del terreno evidenziato da test triassiali:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a}$$

dove:

- $E_i$  è il modulo tangente iniziale assunto  $E_i = 2 \cdot E_{50}$ ;
- asintoto  $q_a = q_f / R_f$  (essendo tipicamente  $R_f = 0.9$ );
- failure-line  $q_f = (c \cdot \cot\varphi - \sigma'_3) \frac{2 \cdot \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}$  secondo il criterio di Mohr-Coulomb.

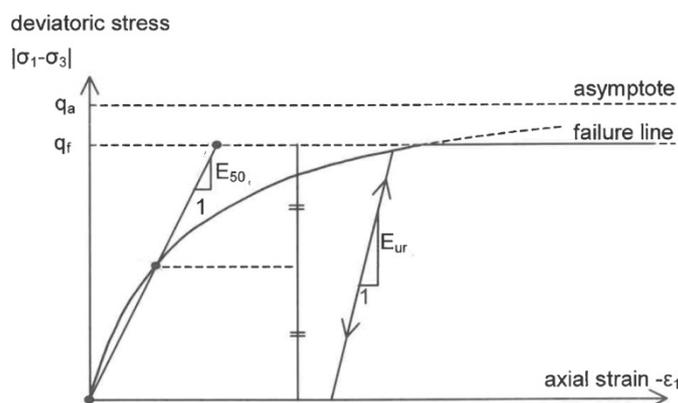


Figura 0-1: relazione iperbolica fra stress e strain in condizioni di carico vergine

## PARAMETRI DI INPUT MODELLO COSTITUTIVO HARDENING SOIL

Sulla base delle prove a disposizione e dell'inquadramento geotecnico presentato in precedenza, viene di seguito riportata una tabella con l'indicazione dei parametri di resistenza e deformabilità più idonei a rappresentare il comportamento elastoplastico del terreno, con riferimento al modello costitutivo Hardening Soil.

**Tabella 0-1: Parametri geotecnici di resistenza e deformabilità per modello costitutivo Hardening Soil – Modello Geotecnico IFA**

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	Y/Y'	$\varphi'_k$ [°]	$\psi_k$ [°]	c' <sub>k</sub> [kPa]	R <sub>f</sub> [-]	E <sub>50</sub> [MPa]	E <sub>oed</sub> [MPa]	E <sub>ur</sub> [MPa]	m [-]	p <sub>ref</sub> [kPa]	OCR [-]	v [-]
R	Incoerente	2,0	-1,5	19/9	32	0	-	0,9	25	25	50	0,5	15	-	0,25
S	Incoerente	-1,5	-12,5	20/10	34	0	-	0,9	25	25	50	0,5	47	-	0,25
S <sub>trattato</sub>	Incoerente	-1,5	-12,5	20/10	36	0	-	0,9	30	30	60	0,5	44	-	0,25
M1	Coesivo	-12,5	-19,0	18,5/8,5	29	0	5	0,9	9	9	36	0,8	97	1	0,30
M2	Coesivo	-19,0	-25,0	18,5/8,5	30	0	5	0,9	12	12	48	0,8	121	1	0,30
T	Incoerente	-25,0	-26,0	20/10	35	0	-	0,9	42	42	83	0,5	116	-	0,25
A1	Coesivo	-26,0	-29,5	19/9	29	0	5	0,9	15	15	59	0,8	151	1	0,30
A2	Incoerente	-29,5	-31,5	20/10	35	0	-	0,9	50	50	100	0,5	136	1	0,25
A1	Coesivo	-31,5	-35,0	19/9	29	0	5	0,9	22	22	89	0,8	178	1	0,30

\* caratteristiche dello stato S a seguito degli interventi di vibroflottazione ove previsti.

**Tabella 0-2: Parametri geotecnici di resistenza e deformabilità per modello costitutivo Hardening Soil – Modello Geotecnico TRATTAROLI SUD 1**

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	Y/Y'	$\varphi'_k$ [°]	$\psi_k$ [°]	c' <sub>k</sub> [kPa]	R <sub>f</sub> [-]	E <sub>50</sub> [MPa]	E <sub>oed</sub> [MPa]	E <sub>ur</sub> [MPa]	m [-]	p <sub>ref</sub> [kPa]	OCR [-]	v [-]
R	Incoerente	2,0	-1,5	19/9	32	0	-	0,9	25	25	50	0,5	15	-	0,25
S	Incoerente	-1,5	-12,5	20/10	34	0	-	0,9	25	25	50	0,5	47	-	0,25
M1	Coesivo	-12,5	-19,0	18,5/8,5	29	0	5	0,9	9	9	36	0,8	97	1	0,30
M2	Coesivo	-19,0	-25,0	18,5/8,5	30	0	5	0,9	12	12	48	0,8	121	1	0,30
T	Incoerente	-25,0	-26,0	20/10	35	0	-	0,9	42	42	83	0,5	116	-	0,25
A1	Coesivo	-26,0	-27,0	19/9	29	0	5	0,9	15	15	59	0,8	145	1	0,30
A2	Incoerente	-27,0	-30,0	20/10	35	0	-	0,9	50	50	100	0,5	129	1	0,25
A1	Coesivo	-30,0	-35,0	19/9	29	0	5	0,9	22	22	89	0,8	175	1	0,30

**Tabella 0-3: Parametri geotecnici di resistenza e deformabilità per modello costitutivo Hardening Soil – Modello Geotecnico TRATTAROLI SUD 2 / TRATTAROLI NORD**

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	Y/Y'	$\varphi'_k$ [°]	$\psi_k$ [°]	c' <sub>k</sub> [kPa]	R <sub>f</sub> [-]	E <sub>50</sub> [MPa]	E <sub>oed</sub> [MPa]	E <sub>ur</sub> [MPa]	m [-]	p <sub>ref</sub> [kPa]	OCR [-]	v [-]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	32	0	-	0,9	25	25	50	0,5	15	-	0,25
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	28	0	2,5	0,9	7	7	30	0,8	32	1	0,30
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	34	0	-	0,9	25	25	50	0,5	42	-	0,25
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	29	0	5	0,9	9	9	36	0,8	85	1	0,30
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	30	0	5	0,9	12	12	48	0,8	117	1	0,30
T	Incoerente	-25	-26	20/10	35	0	-	0,9	42	42	83	0,5	112	-	0,25
A1	Coesivo	-26	-28	19/9	29	0	5	0,9	15	15	59	0,8	143	1	0,30
A2	Incoerente	-28	-31	20/10	35	0	-	0,9	50	50	100	0,5	129	1	0,25
A1	Coesivo	-31	-35	19/9	29	0	5	0,9	22	22	89	0,8	162	1	0,30

**Tabella 0-4: Parametri geotecnici di resistenza e deformabilità per modello costitutivo Hardening Soil – Modello Geotecnico LLYOD**

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	Y/Y'	$\phi'_k$ [°]	$\psi_k$ [°]	c' <sub>k</sub> [kPa]	R <sub>f</sub> [-]	E <sub>50</sub> [MPa]	E <sub>oed</sub> [MPa]	E <sub>ur</sub> [MPa]	m [-]	p <sub>ref</sub> [kPa]	OCR [-]	v [-]
R	Incoerente	2,0	-1,5	19/9	32	0	-	0,9	25	25	50	0,5	15	-	0,25
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	28	0	2,5	0,9	7	7	30	0,8	32	1	0,30
S	Incoerente	-3,5	-9,0	20/10	34	0	-	0,9	25	25	50	0,5	42	-	0,25
M1	Coesivo	-9,0	-19,0	18,5/8,5	29	0	5	0,9	9	9	36	0,8	85	1	0,30
M2	Coesivo	-19,0	-26,0	18,5/8,5	30	0	5	0,9	12	12	48	0,8	119	1	0,30
T	Incoerente	-26,0	-27,0	20/10	35	0	-	0,9	42	42	83	0,5	116	-	0,25
A1	Coesivo	-27,0	-30,5	19/9	29	0	5	0,9	15	15	59	0,8	151	1	0,30
A2	Incoerente	-30,5	-32,0	20/10	35	0	-	0,9	50	50	100	0,5	135	1	0,25
A1	Coesivo	-32,0	-35,0	19/9	29	0	5	0,9	22	22	89	0,8	166	1	0,30

**Tabella 0-5: Parametri geotecnici di resistenza e deformabilità per modello costitutivo Hardening Soil – Modello Geotecnico LLYOD**

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	Y/Y'	$\phi'_k$ [°]	$\psi_k$ [°]	c' <sub>k</sub> [kPa]	R <sub>f</sub> [-]	E <sub>50</sub> [MPa]	E <sub>oed</sub> [MPa]	E <sub>ur</sub> [MPa]	m [-]	p <sub>ref</sub> [kPa]	OCR [-]	v [-]
R	Incoerente	2,0	-1,5	19/9	32	0	-	0,9	25	25	50	0,5	15	-	0,25
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	28	0	2,5	0,9	7	7	30	0,8	32	1	0,30
S	Incoerente	-3,5	-9,0	20/10	34	0	-	0,9	25	25	50	0,5	42	-	0,25
M1	Coesivo	-9,0	-19,0	18,5/8,5	29	0	5	0,9	9	9	36	0,8	85	1	0,30
M2	Coesivo	-19,0	-26,0	18,5/8,5	30	0	5	0,9	12	12	48	0,8	119	1	0,30
T	Incoerente	-26,0	-27,0	20/10	35	0	-	0,9	42	42	83	0,5	116	-	0,25
A1	Coesivo	-27,0	-30,5	19/9	29	0	5	0,9	15	15	59	0,8	151	1	0,30
A2	Incoerente	-30,5	-32,0	20/10	35	0	-	0,9	50	50	100	0,5	135	1	0,25
A1	Coesivo	-32,0	-35,0	19/9	29	0	5	0,9	22	22	89	0,8	174	1	0,30

**Tabella 0-6: Parametri geotecnici di resistenza e deformabilità per modello costitutivo Hardening Soil – Modello Geotecnico ALMA - BUNGE SUD**

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	Y/Y'	$\phi'_k$ [°]	$\psi_k$ [°]	c' <sub>k</sub> [kPa]	R <sub>f</sub> [-]	E <sub>50</sub> [MPa]	E <sub>oed</sub> [MPa]	E <sub>ur</sub> [MPa]	m [-]	p <sub>ref</sub> [kPa]	OCR [-]	v [-]
R	Incoerente	2,0	-1,5	19/9	32	0	-	0,9	25	25	50	0,5	15	-	0,25
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	28	0	2,5	0,9	7	7	30	0,8	32	1	0,30
S	Incoerente	-3,5	-9,0	20/10	34	0	-	0,9	25	25	50	0,5	42	-	0,25
M1	Coesivo	-9,0	-19,0	18,5/8,5	29	0	5	0,9	9	9	36	0,8	85	1	0,30
M2	Coesivo	-19,0	-25,5	18,5/8,5	30	0	5	0,9	12	12	48	0,8	118	1	0,30
T	Incoerente	-26,0	-26,5	20/10	35	0	-	0,9	42	42	83	0,5	114	-	0,25
A1	Coesivo	-27,0	-29,0	19/9	29	0	5	0,9	15	15	59	0,8	146	1	0,30
A2	Incoerente	-30,5	-32,0	20/10	35	0	-	0,9	50	50	100	0,5	132	1	0,25
A1	Coesivo	-32,0	-35,0	19/9	29	0	5	0,9	22	22	89	0,8	175	1	0,30

**Tabella 0-7: Parametri geotecnici di resistenza e deformabilità per modello costitutivo Hardening Soil – Modello Geotecnico BUNGE NORD**

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	Y/Y'	$\phi'_k$ [°]	$\psi_k$ [°]	c' <sub>k</sub> [kPa]	R <sub>f</sub> [-]	E <sub>50</sub> [MPa]	E <sub>oed</sub> [MPa]	E <sub>ur</sub> [MPa]	m [-]	p <sub>ref</sub> [kPa]	OCR [-]	v [-]
R	Incoerente	0,5	-1,5	19/9	32	0	-	0,9	25	25	50	0,5	15	-	0,25
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	28	0	2,5	0,9	7	7	30	0,8	32	1	0,30
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	34	0	-	0,9	25	25	50	0,5	42	-	0,25
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	29	0	5	0,9	9	9	36	0,8	85	1	0,30
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	30	0	5	0,9	12	12	48	0,8	117	1	0,30
T	Incoerente	-25	-28	20/10	35	0	-	0,9	42	42	83	0,5	117	-	0,25
A1	Coesivo	-28	-31	19/9	29	0	5	0,9	15	15	59	0,8	156	1	0,30
A1	Coesivo	-31	-34	19/9	29	0	5	0,9	19	19	76	0,8	169	1	0,30
A1	Coesivo	-34	-40	19/9	29	0	5	0,9	22	22	89	0,8	190	1	0,30

**Tabella 0-8: Parametri geotecnici di resistenza e deformabilità per modello costitutivo Hardening Soil – Modello Geotecnico DOCKS**

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	Y/Y'	$\phi'_k$ [°]	$\psi_k$ [°]	c' <sub>k</sub> [kPa]	R <sub>f</sub> [-]	E <sub>50</sub> [MPa]	E <sub>oed</sub> [MPa]	E <sub>ur</sub> [MPa]	m [-]	p <sub>ref</sub> [kPa]	OCR [-]	v [-]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	30	0	-	0,9	13	13	27	0,5	16	-	0,25
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	28	0	2,5	0,9	7	7	30	0,8	32	1	0,30
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	34	0	-	0,9	25	25	50	0,5	42	-	0,25
S <sub>trattato</sub>	Incoerente	-3,5	-9	20/10	36	0	-	0,9	30	30	60	0,5	39	-	0,25
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	29	0	5	0,9	9	9	36	0,8	85	1	0,30
M2	Coesivo	-19	-25,5	18,5/8,5	30	0	5	0,9	12	12	48	0,8	118	1	0,30
T	Incoerente	-25,5	-26,5	20/10	35	0	-	0,9	42	42	83	0,5	114	-	0,25
A1	Coesivo	-26,5	-29	19/9	29	0	5	0,9	15	15	59	0,8	146	1	0,30
A1	Coesivo	-29	-32	19/9	29	0	5	0,9	19	19	74	0,8	159	1	0,30
A1	Coesivo	-32	-38	19/9	29	0	5	0,9	22	22	89	0,8	180	1	0,30

\* caratteristiche dello stato S a seguito degli interventi di vibroflottazione ove previsti.

**Tabella 0-9: Parametri geotecnici di resistenza e deformabilità per modello costitutivo Hardening Soil – Modello Geotecnico FUTURO CTS**

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	Y/Y'	$\phi'_k$ [°]	$\psi_k$ [°]	c' <sub>k</sub> [kPa]	R <sub>f</sub> [-]	E <sub>50</sub> [MPa]	E <sub>oed</sub> [MPa]	E <sub>ur</sub> [MPa]	m [-]	p <sub>ref</sub> [kPa]	OCR [-]	v [-]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	30	0	-	0,9	13	13	27	0,5	16	-	0,25
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	28	0	2,5	0,9	7	7	30	0,8	32	1	0,30
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	34	0	-	0,9	25	25	50	0,5	42	-	0,25
S <sub>trattato</sub>	Incoerente	-3,5	-9	20/10	36	0	-	0,9	30	30	60	0,5	39	-	0,25
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	29	0	5	0,9	9	9	36	0,8	85	1	0,30
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	30	0	5	0,9	12	12	48	0,8	117	1	0,30
T	Incoerente	-25	-26	20/10	35	0	-	0,9	42	42	83	0,5	112	-	0,25
A1	Coesivo	-26	-29	19/9	29	0	5	0,9	15	15	59	0,8	145	1	0,30
A2	Incoerente	-29	-32	20/10	35	0	-	0,9	50	50	100	0,5	132	1	0,25
A1	Coesivo	-32	-38	19/9	29	0	5	0,9	22	22	89	0,8	182	1	0,30

\* caratteristiche dello stato S a seguito degli interventi di vibroflottazione ove previsti.

## COMPORAMENTO DEL TERRENO A BREVE E LUNGO TERMINE IN CONDIZIONI STATICHE

Per quanto riguarda il calcolo delle opere in condizioni statiche (fasi costruttive, condizioni di esercizio etc.), il comportamento a lungo termine deve essere simulato utilizzando per tutte le unità geotecniche, incoerenti e coesive, i rispettivi parametri di resistenza e deformabilità in condizioni drenate.

In condizioni statiche, comportamento a breve termine per le unità geotecniche incoerenti deve essere simulato utilizzando i parametri di resistenza e deformabilità in condizioni drenate, specificando, nel software di calcolo, che il comportamento di tali unità è di tipo drenato.

In condizioni statiche, il comportamento a breve termine per le unità geotecniche coesive deve essere preferibilmente simulato utilizzando ancora i parametri di resistenza e deformabilità in condizioni drenate ma specificando, nel software di calcolo, che il comportamento di tali unità è di tipo non drenato: il software di calcolo svolge quindi un calcolo di tipo “accoppiato”, e tiene opportunamente conto della variazione delle pressioni neutre dell’acqua in tali strati in relazione all’evoluzione dello stato tensionale e deformativo dello scheletro solido del terreno, cui l’acqua viene accoppiata con la sua rigidità.

## COMPORAMENTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE

Per quanto riguarda il calcolo delle opere in condizioni sismiche, qualora l’analisi che viene implementata sia di tipo pseudostatico, si consiglia quanto segue:

- modellare tutte le unità geotecniche, coesive ed incoerenti, utilizzando i parametri drenati di resistenza e deformabilità riportati nelle tabelle precedenti
- specificare, nel software, che tutte le unità geotecniche, coesive ed incoerenti, hanno comportamento non drenato (calcolo “accoppiato”).

## COMPORAMENTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI POST-SISMICHE

Per quanto riguarda l’eventuale verifica delle opere in condizioni post- sismiche, si consiglia quanto segue:

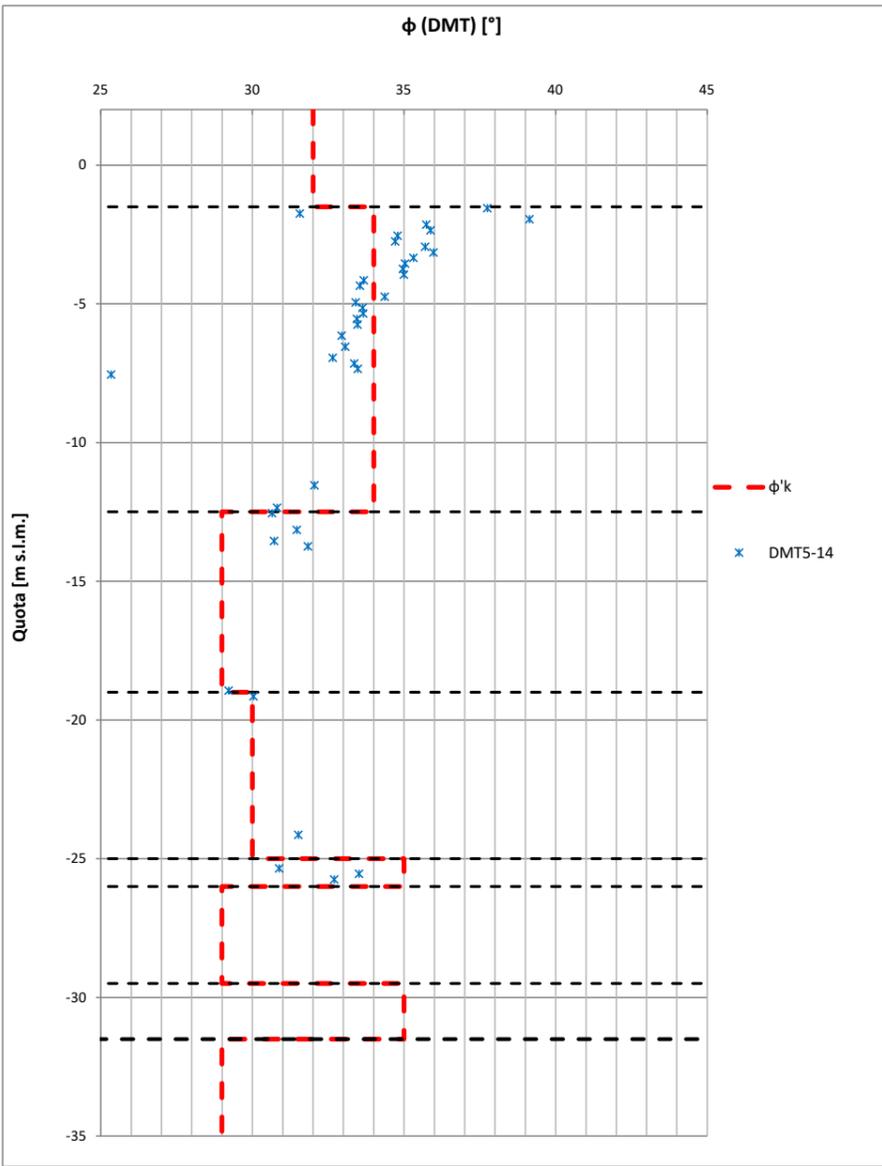
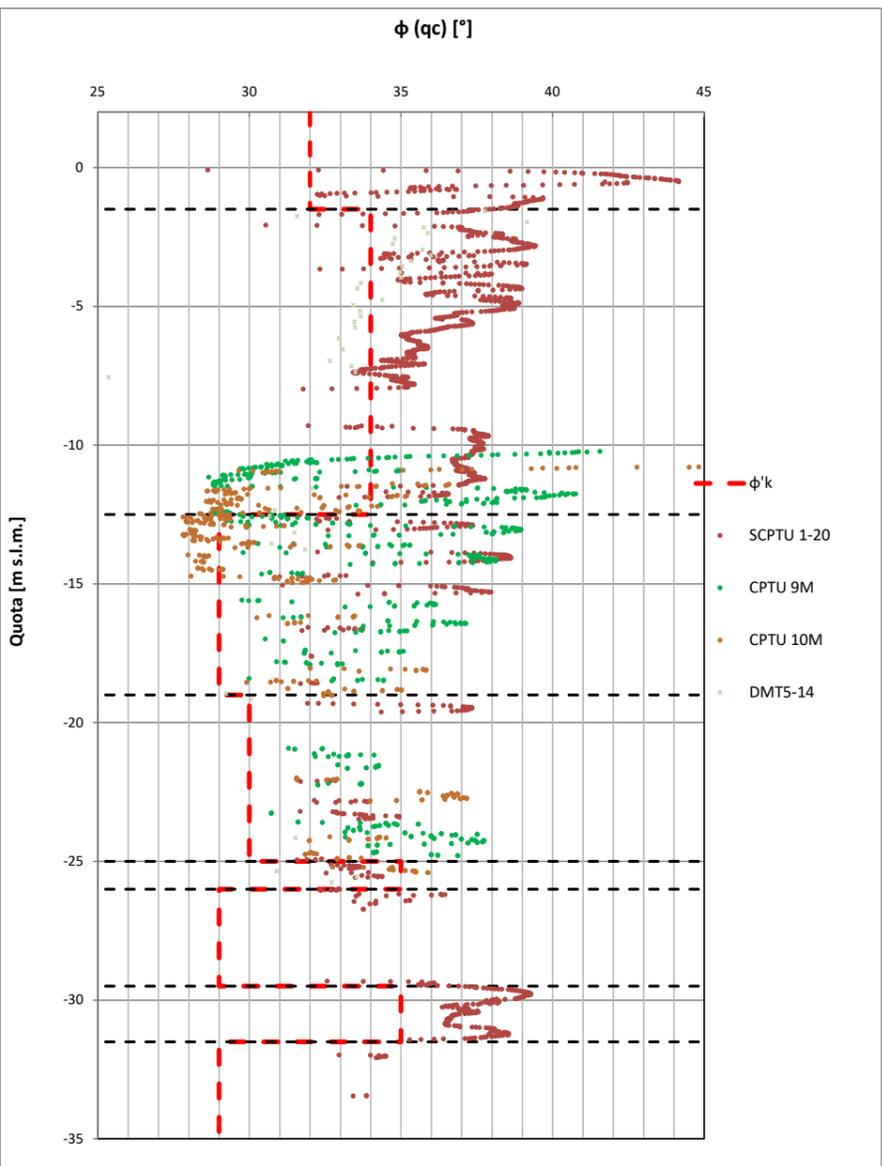
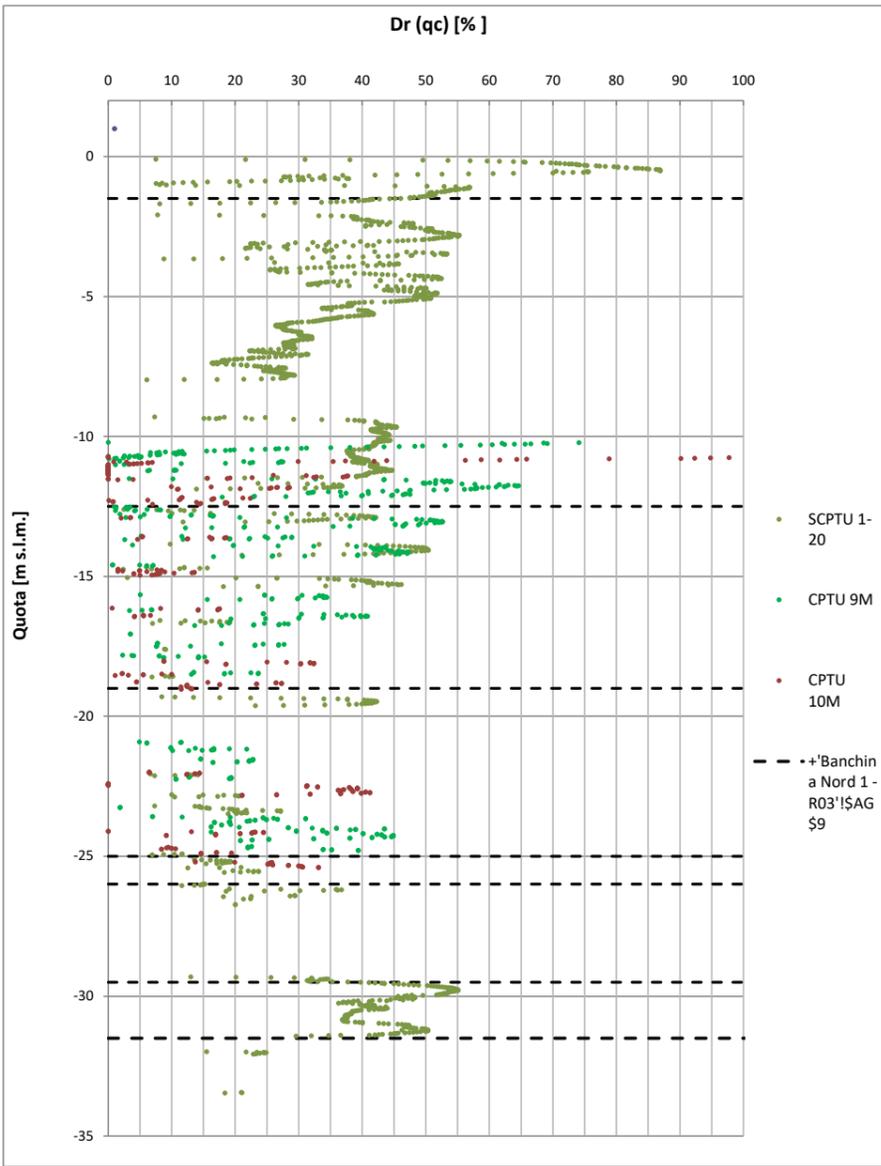
- modellare tutte le unità geotecniche, coesive ed incoerenti, utilizzando i parametri drenati di resistenza e deformabilità riportati al paragrafo 4.4, modificando il solo angolo di resistenza al taglio per l’unità S portandolo a 30°;
- specificare, nel software, che tutte le unità geotecniche, coesive ed incoerenti, hanno comportamento drenato;
- imporre manualmente, per la sola unità S l’incremento di pressioni neutre, rispetto alla condizione idrostatica, dovuto all’azione ciclica durante il sisma, valutata al paragrafo 4.5.1.1.

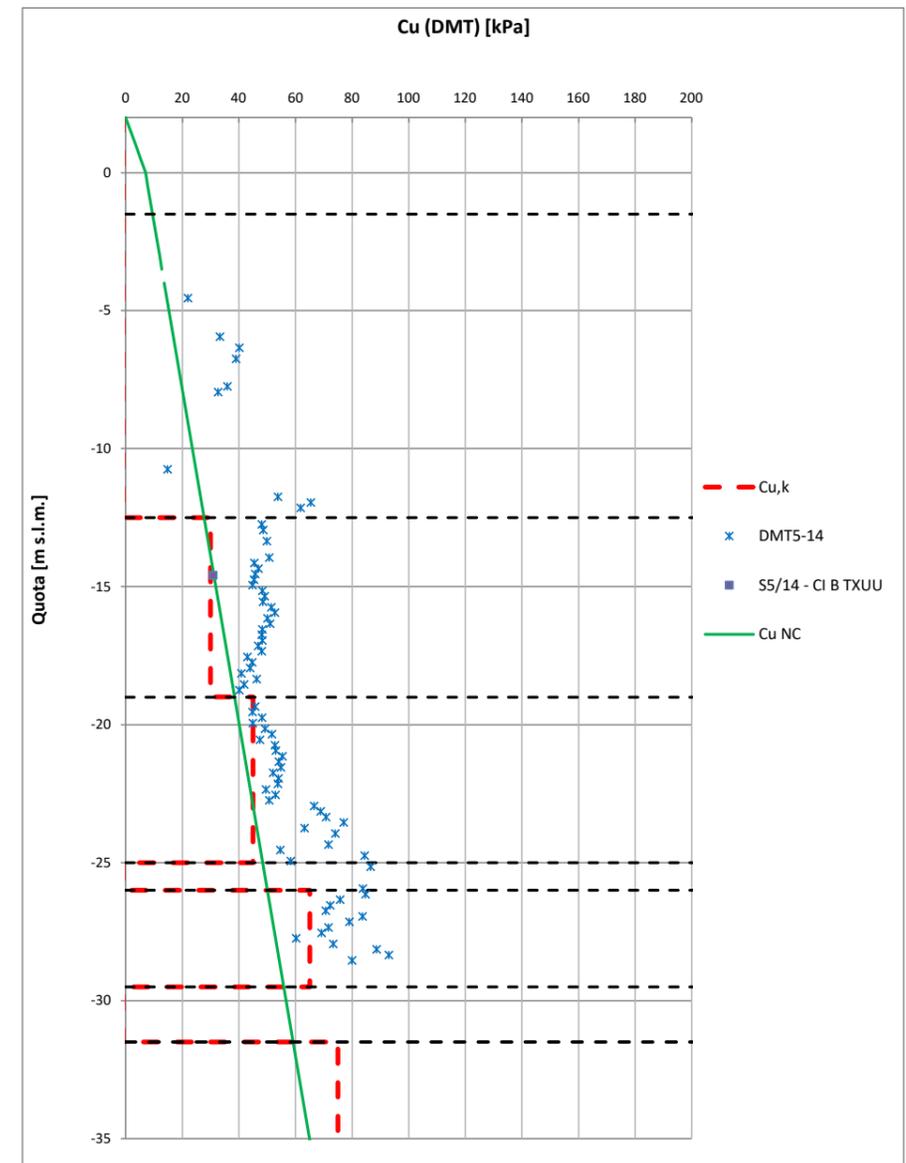
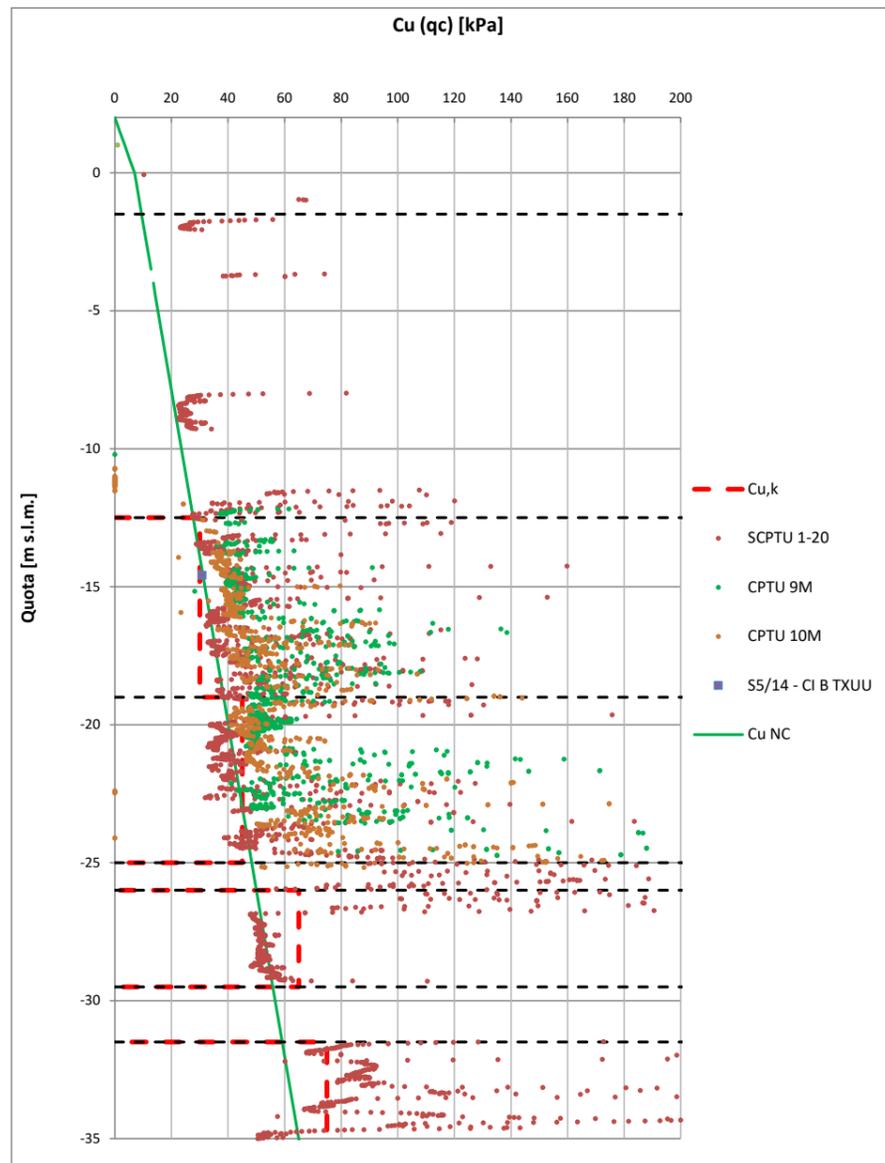
## ALLEGATO 3: ELABORAZIONE PROVE GEOGNOSTICHE

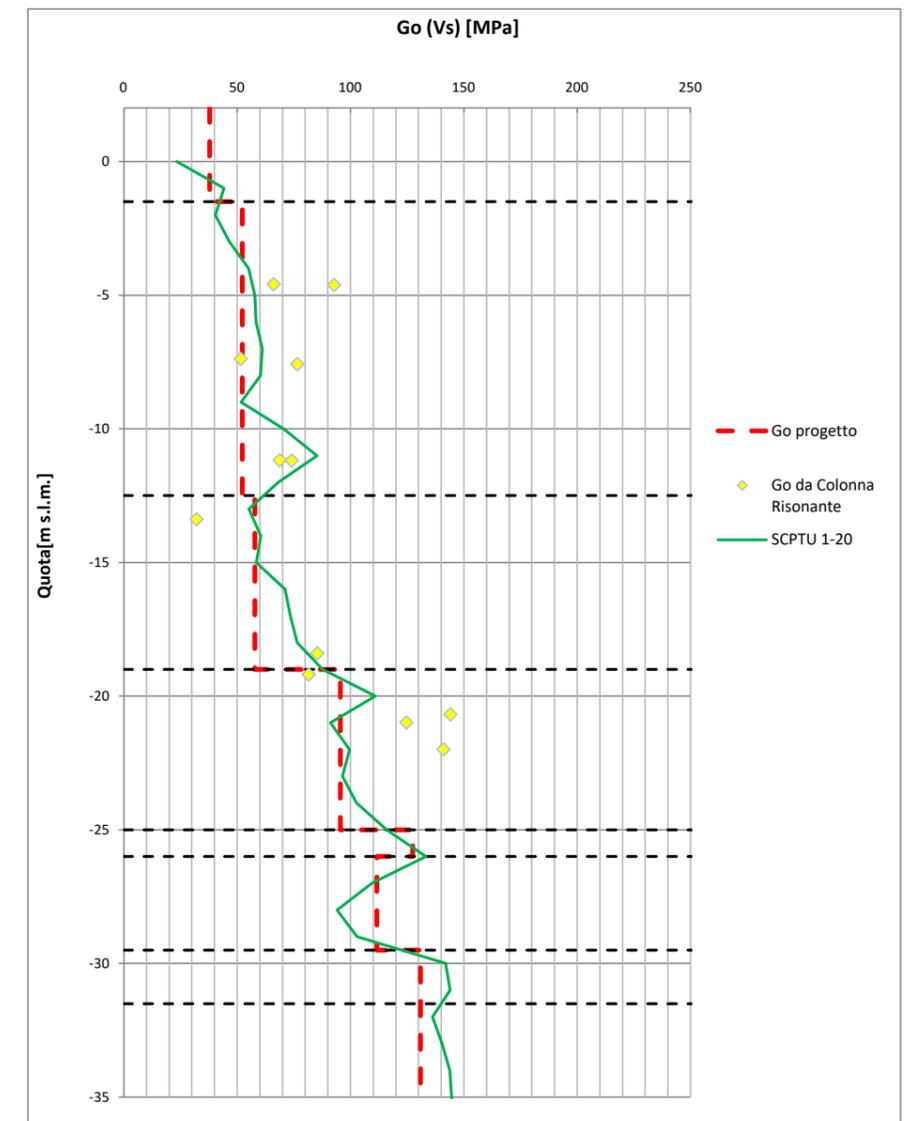
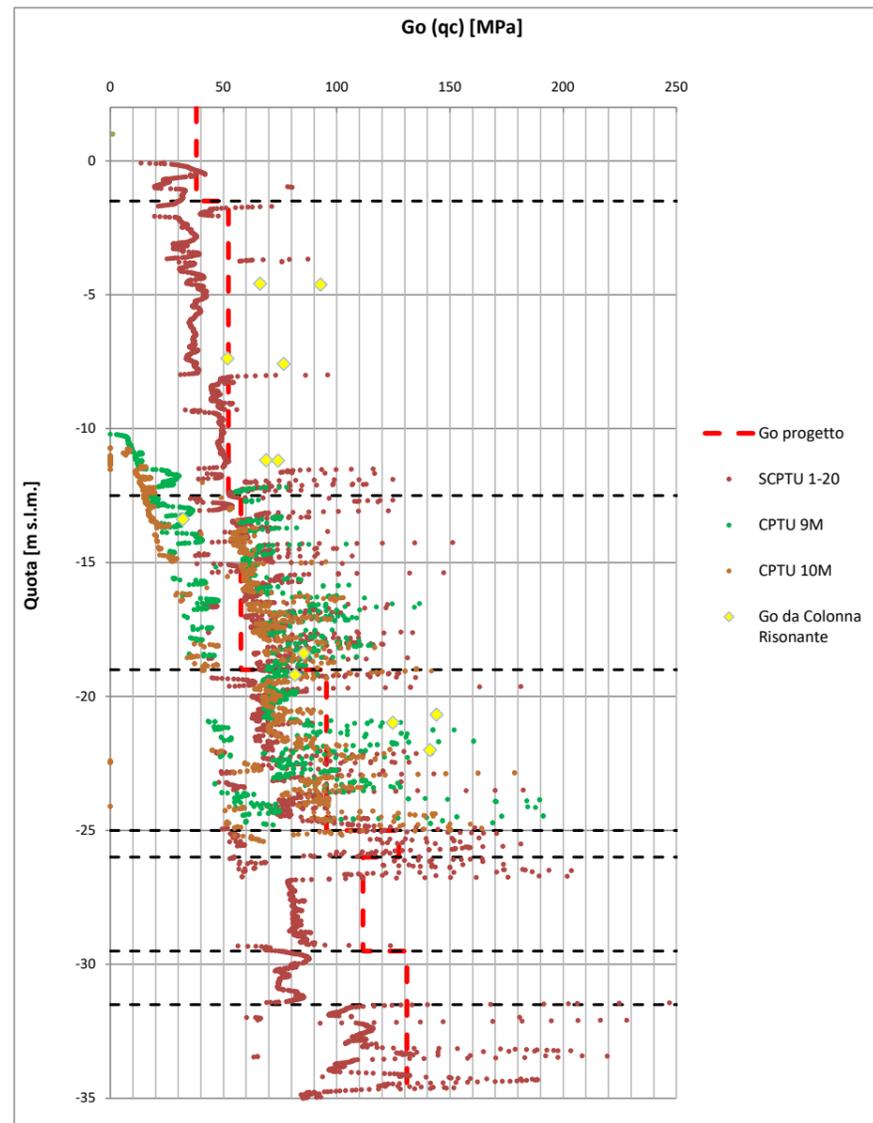
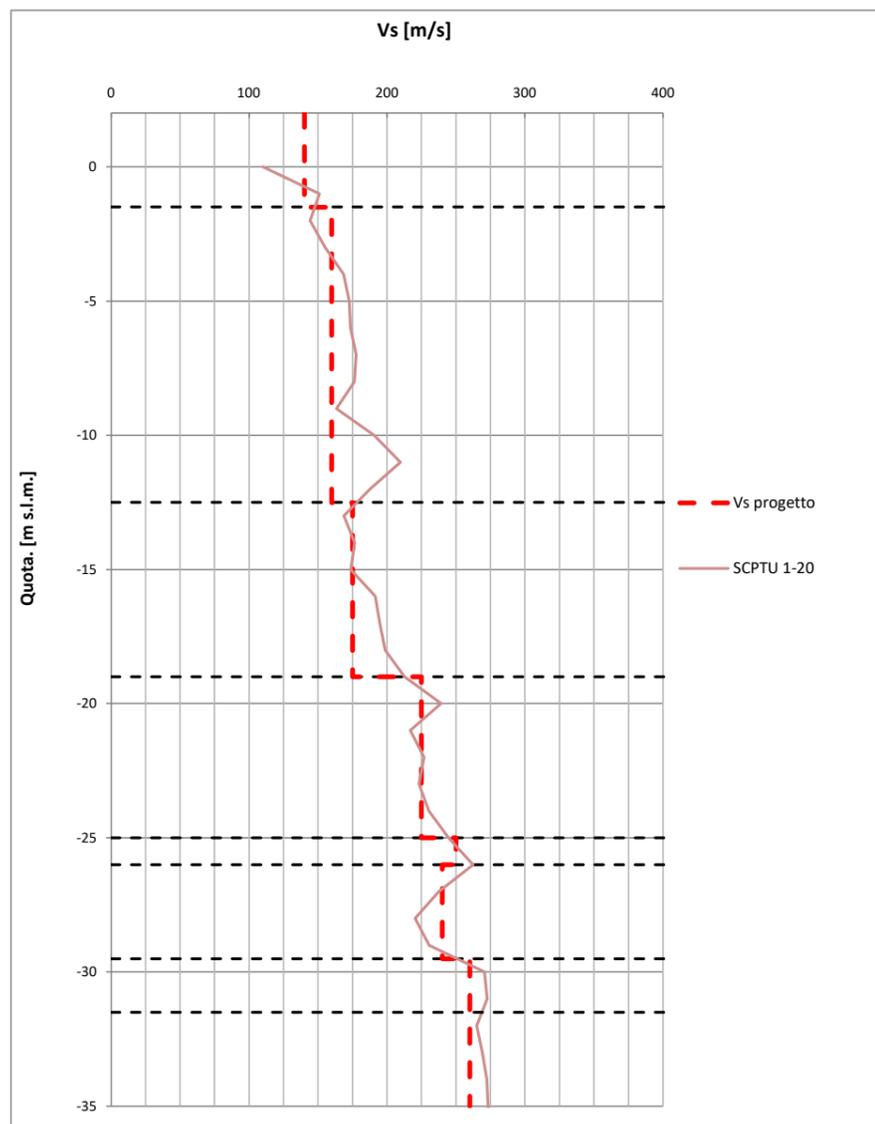
OPERA	Banchina IFA
INDAGINI PD	CPTU 9M±10M/14 - S5/14 - DMT 5/14
INDAGINI PE	SCPTU 1/20

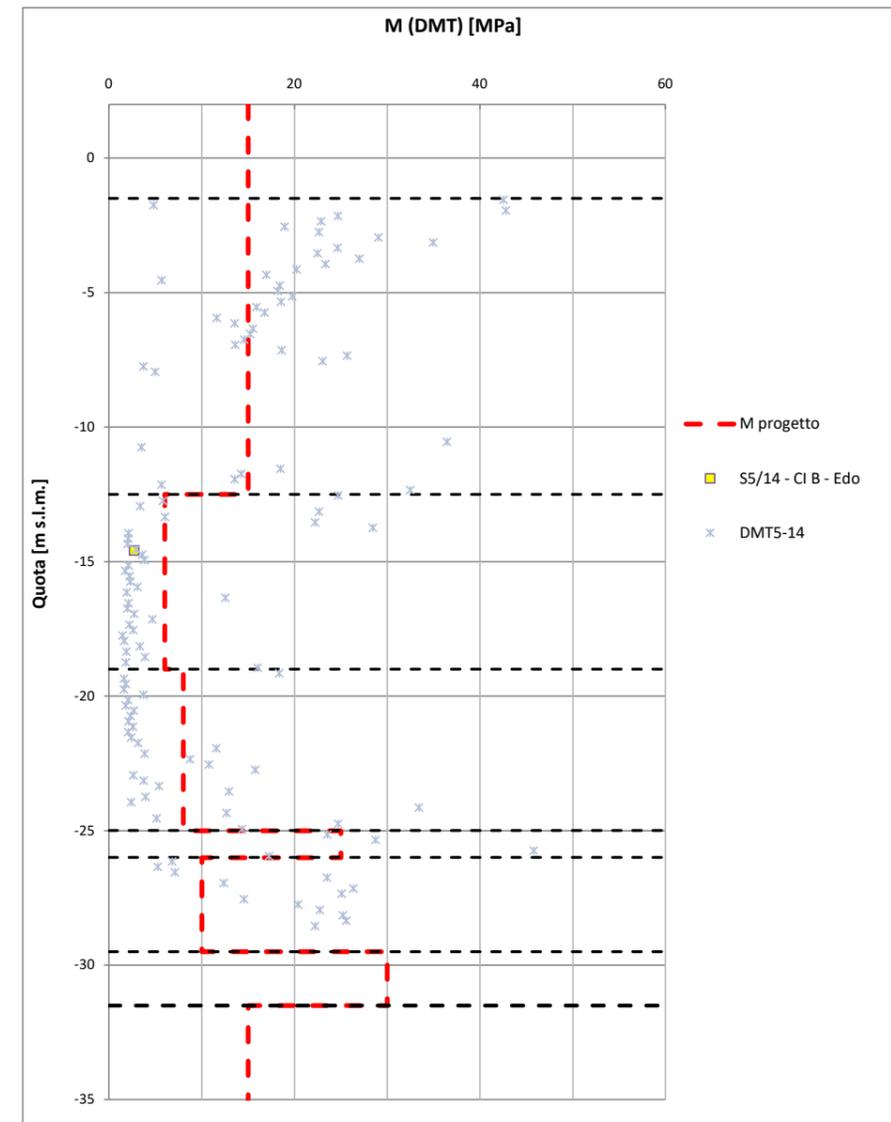
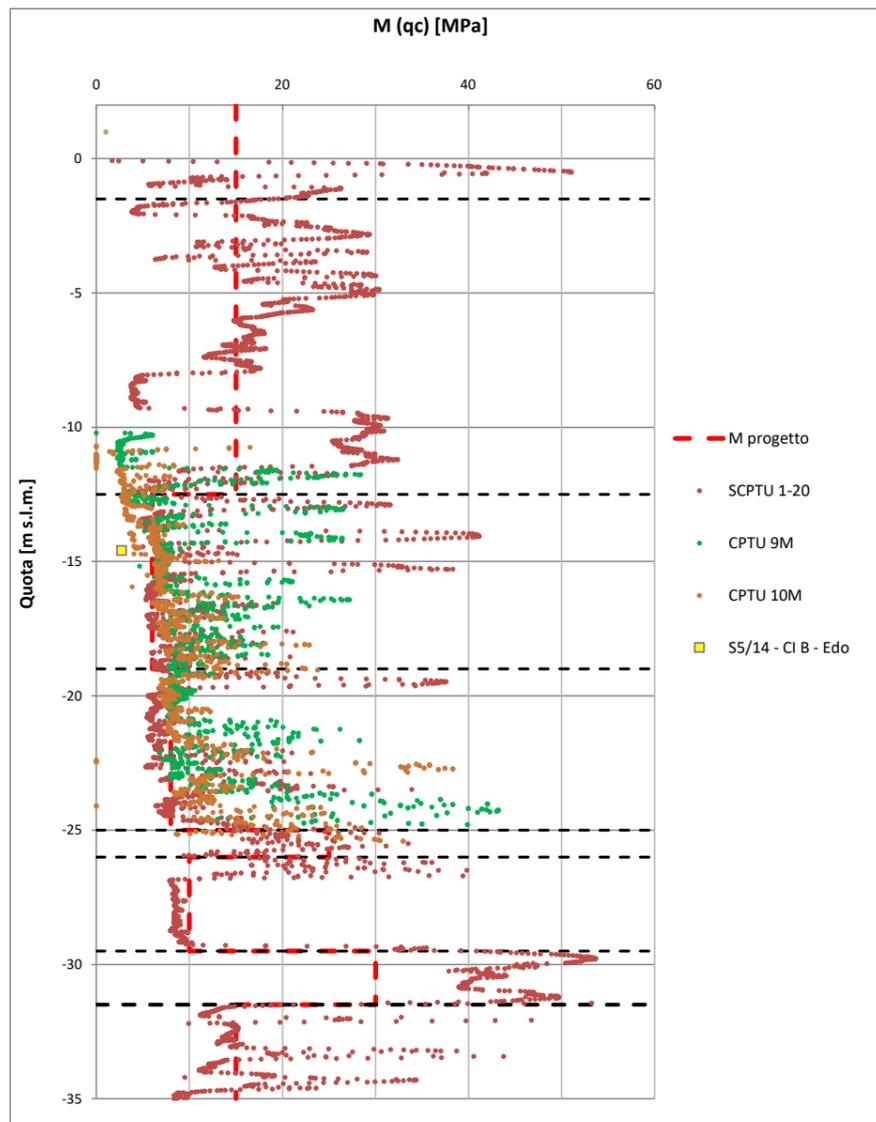
Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	v [-]	OCR [-]	$e_0$ [-]	$C_c$ [-]	$C_R$ [-]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$D_R$ [%]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{50}$ [MPa]	r [-]	M [MPa]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	32	-	-	140	38	25	2	15
S	Incoerente	-1,5	-12,5	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
M1	Coesivo	-12,5	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25	-26	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-26	-29,5	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A2	Incoerente	-29,5	-31,5	20/10	0,25	1	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	2	30
A1	Coesivo	-31,5	-35	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

AZIONE SISMICA DI PROGETTO		
SLD	$a_{max}$ [g]	0,1
SLV	$a_{max}$ [g]	0,2





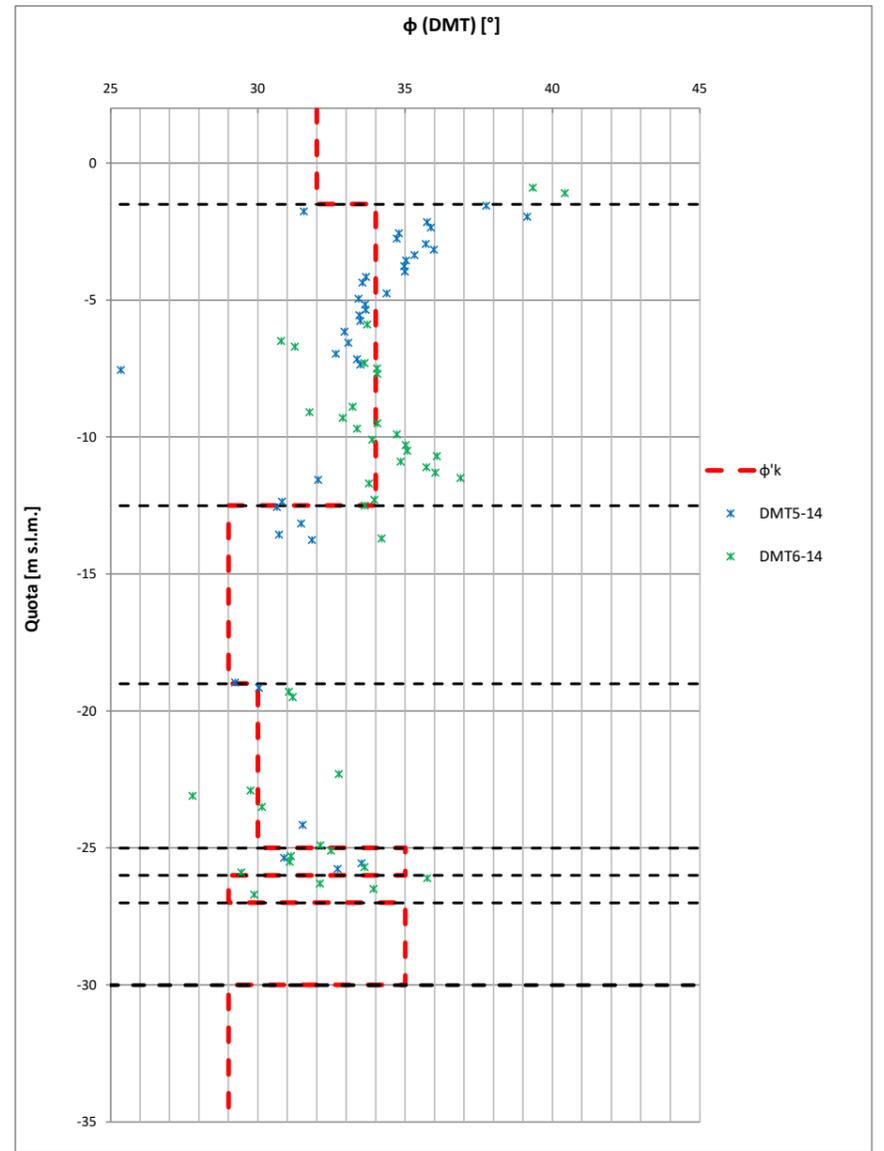
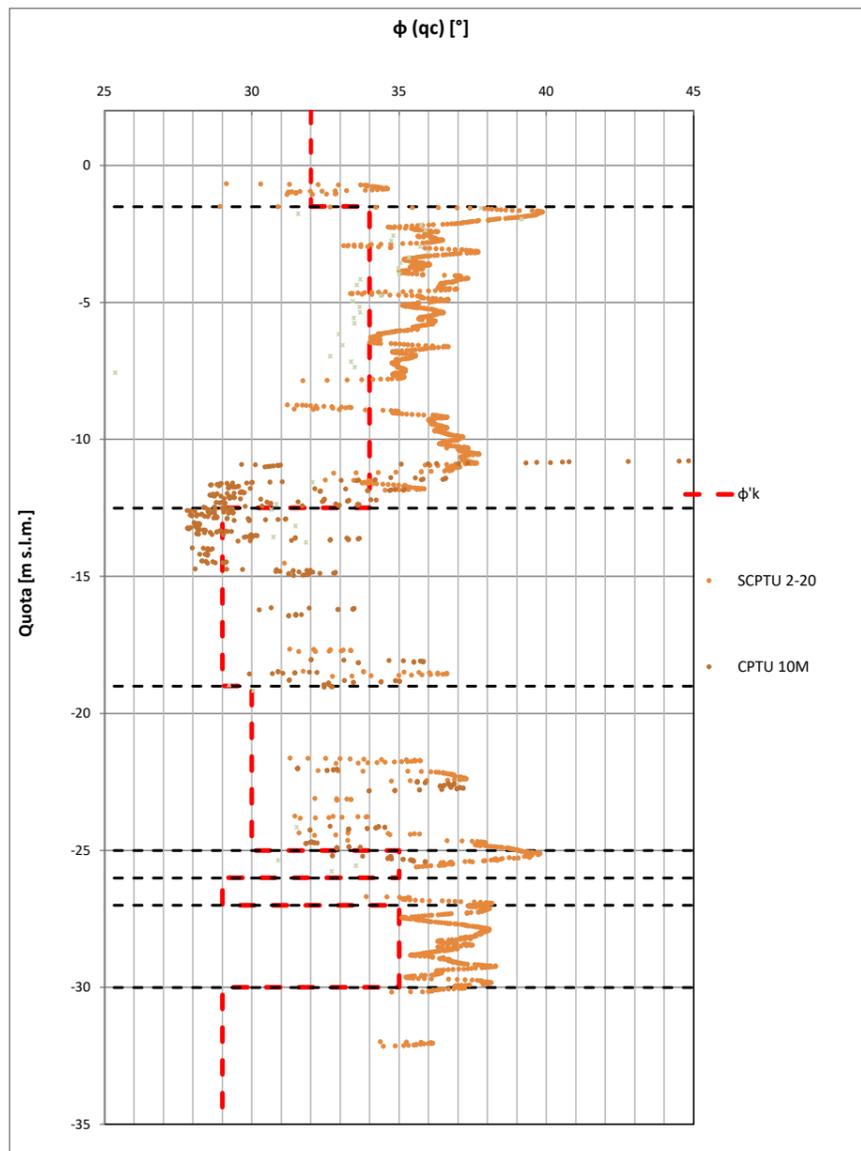
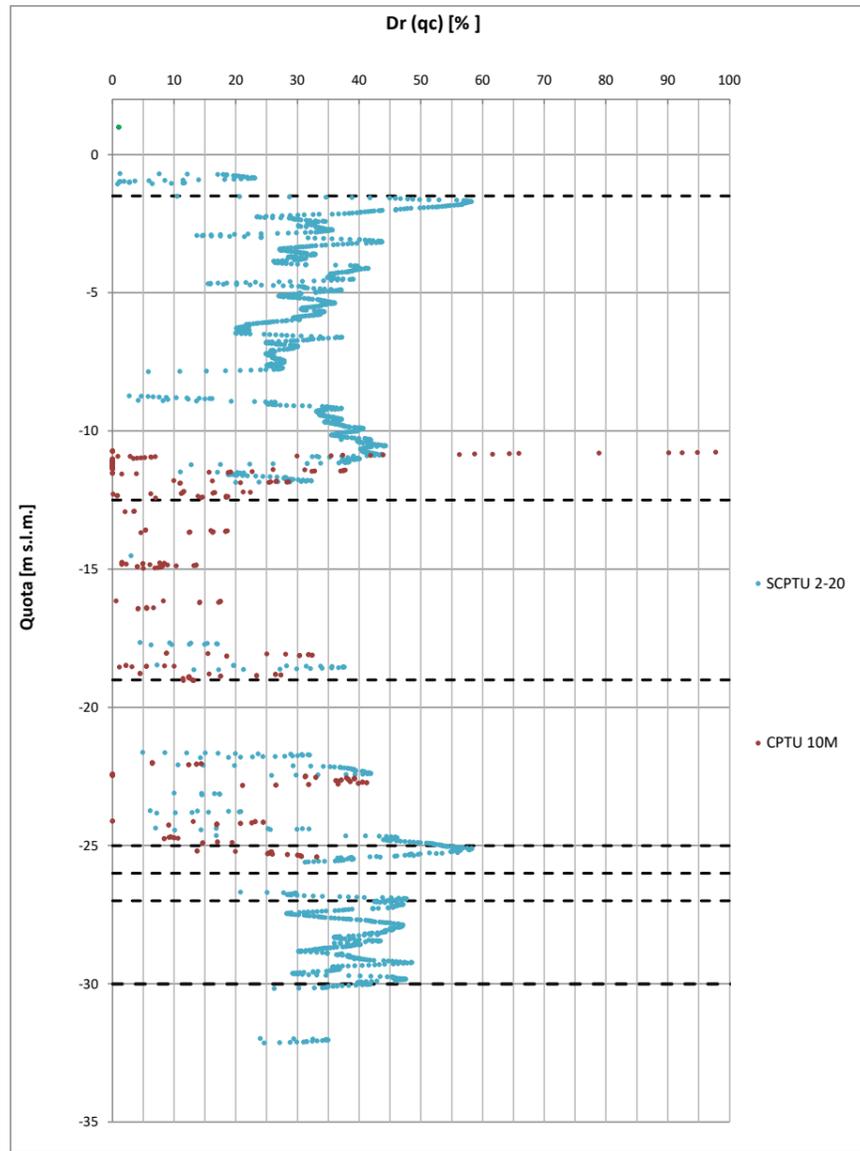




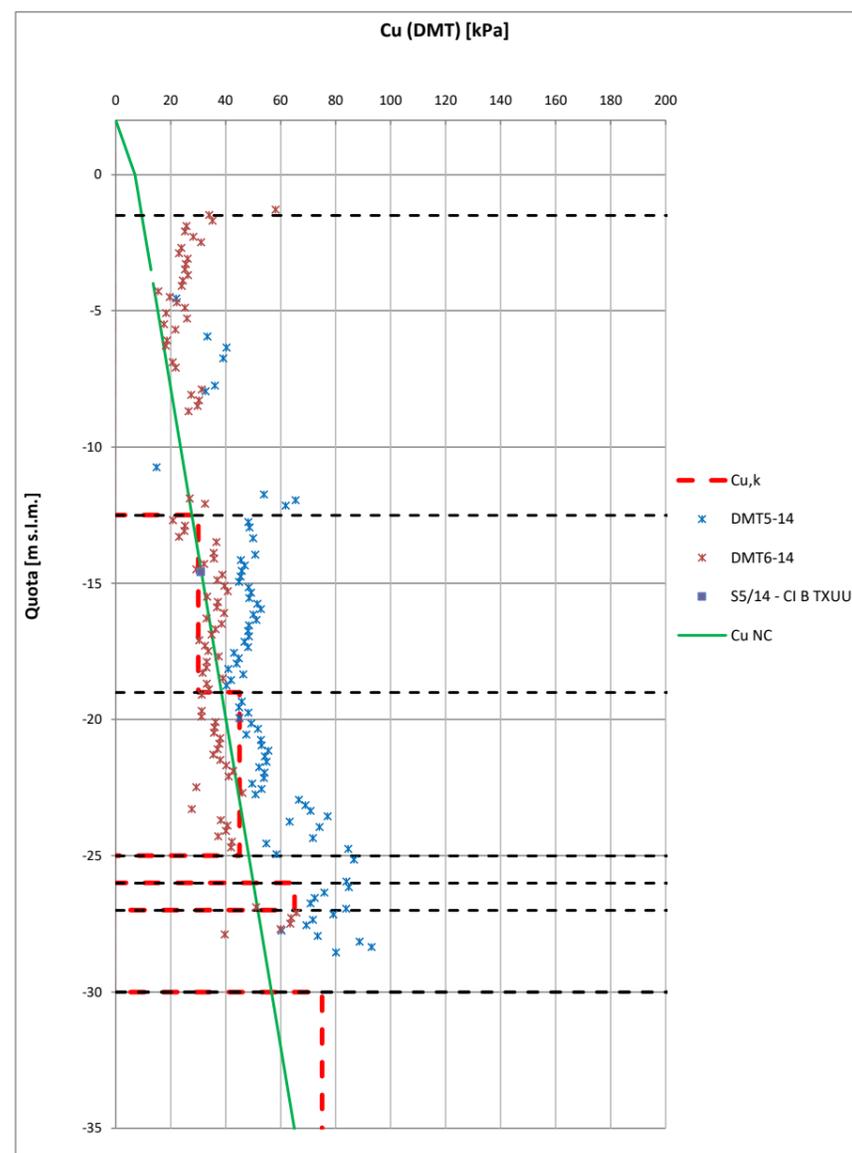
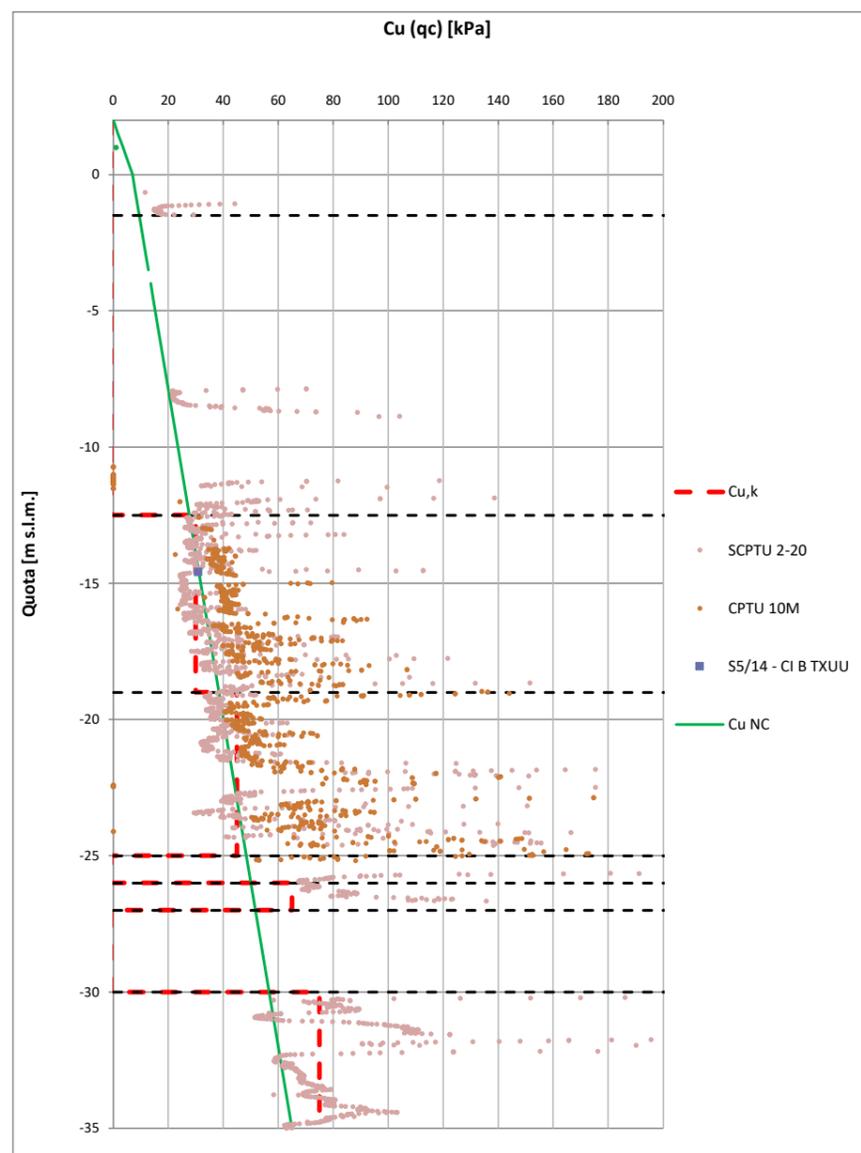
OPERA	Banchina Trattaroli Sud-1
INDAGINI PD	CPTU 9:10M/14 - S5/14 - DMT 5+6/14
INDAGINI PE	SCPTU 2/20

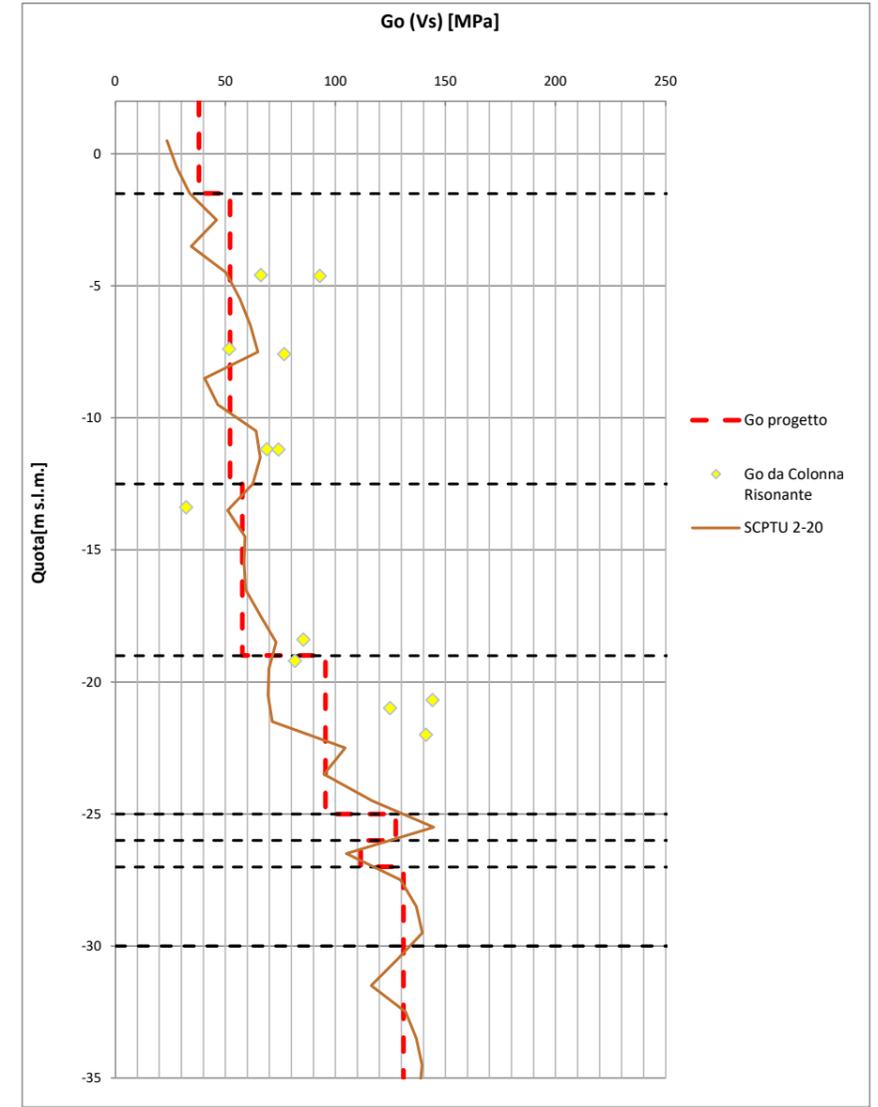
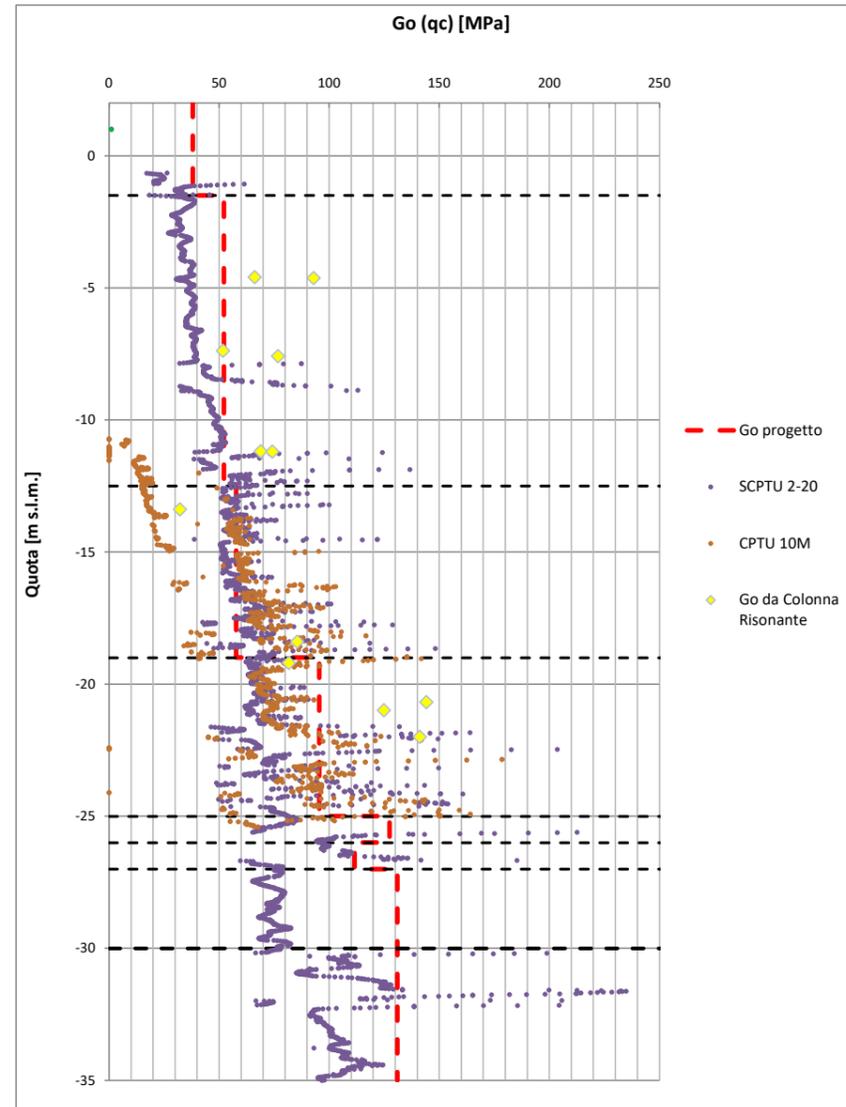
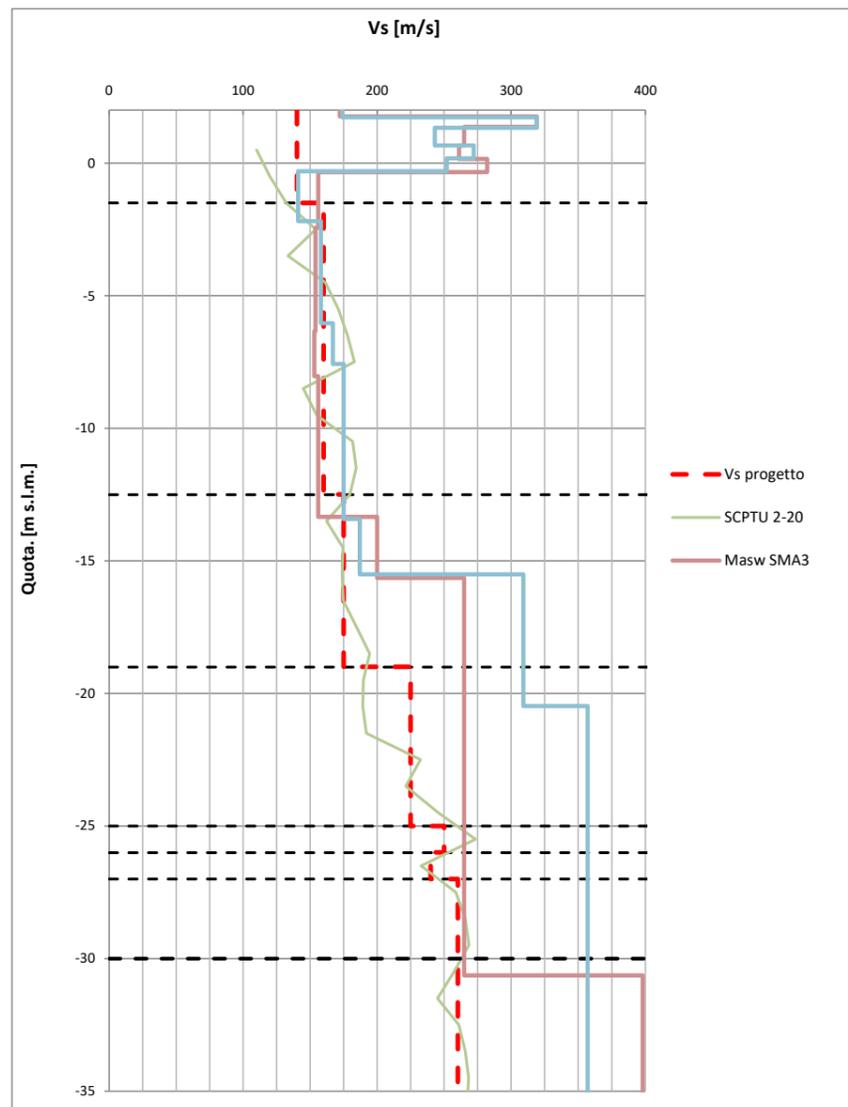
Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$e_0$ [-]	$C_c$ [-]	$C_R$ [-]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$D_R$ [%]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	$r$ [-]	$M$ [MPa]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	32	-	-	140	38	25	2	15
S	Incoerente	-1,5	-12,5	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
M1	Coesivo	-12,5	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25	-26	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-26	-27	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A2	Incoerente	-27	-30	20/10	0,25	1	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	2	30
A1	Coesivo	-30	-35	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

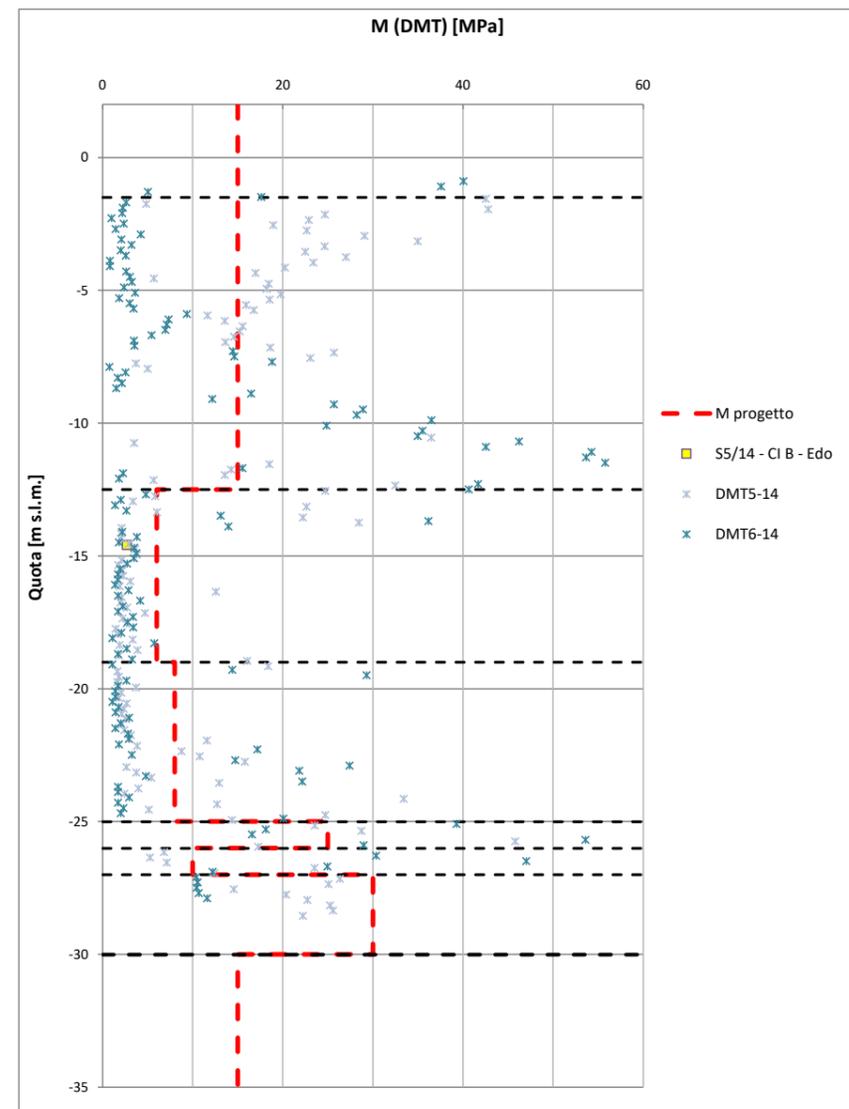
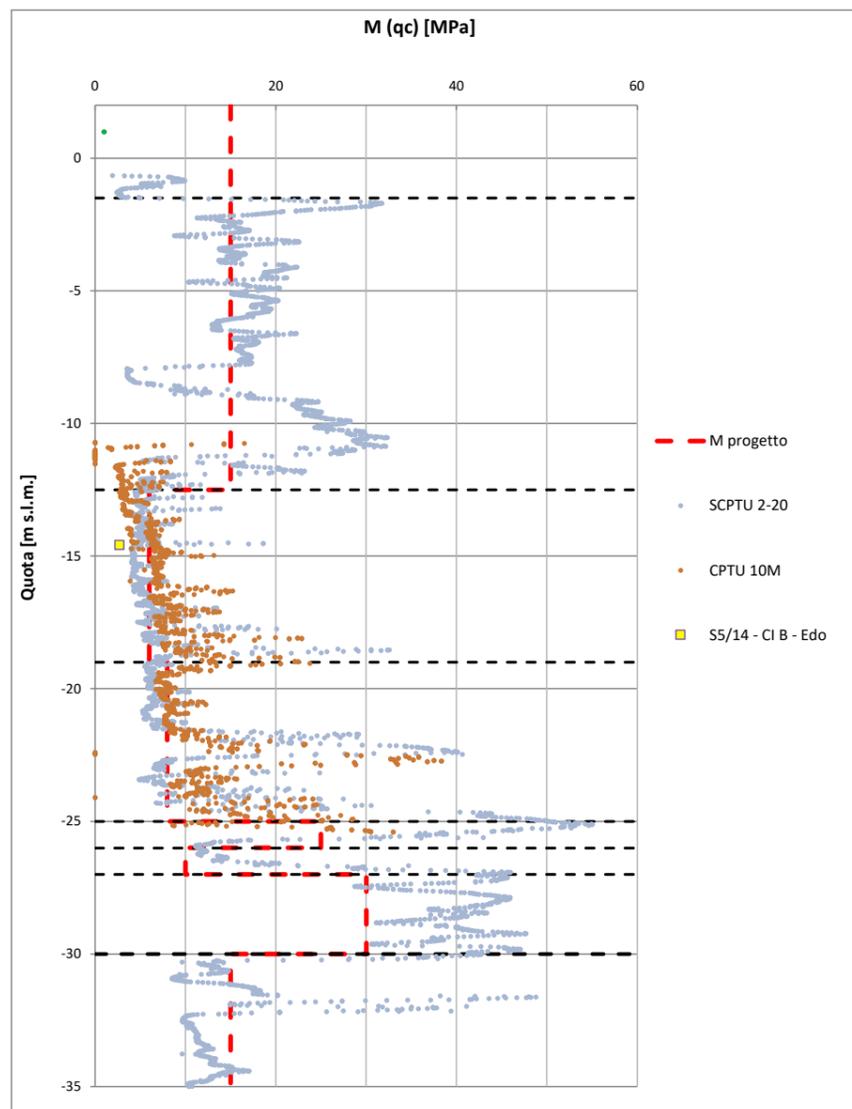
AZIONE SISMICA DI PROGETTO		
SLD	$a_{max}$ [g]	0,1
SLV	$a_{max}$ [g]	0,2



o



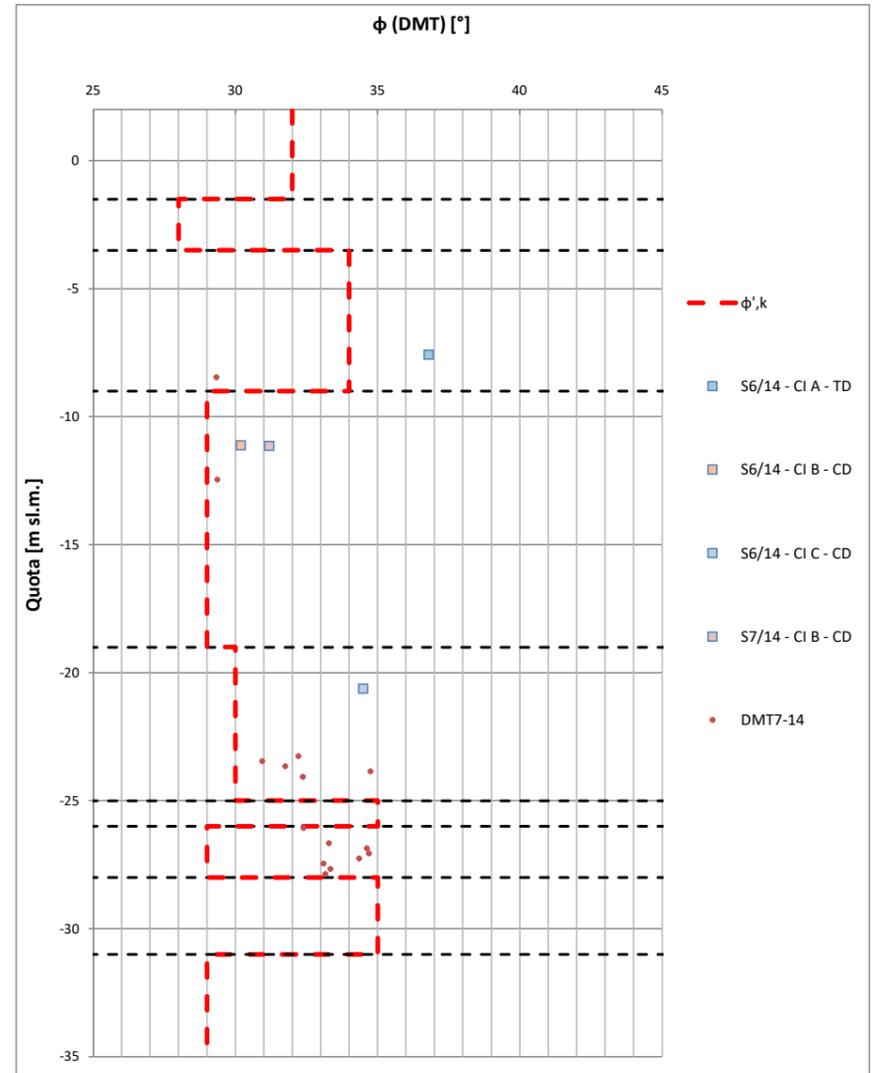
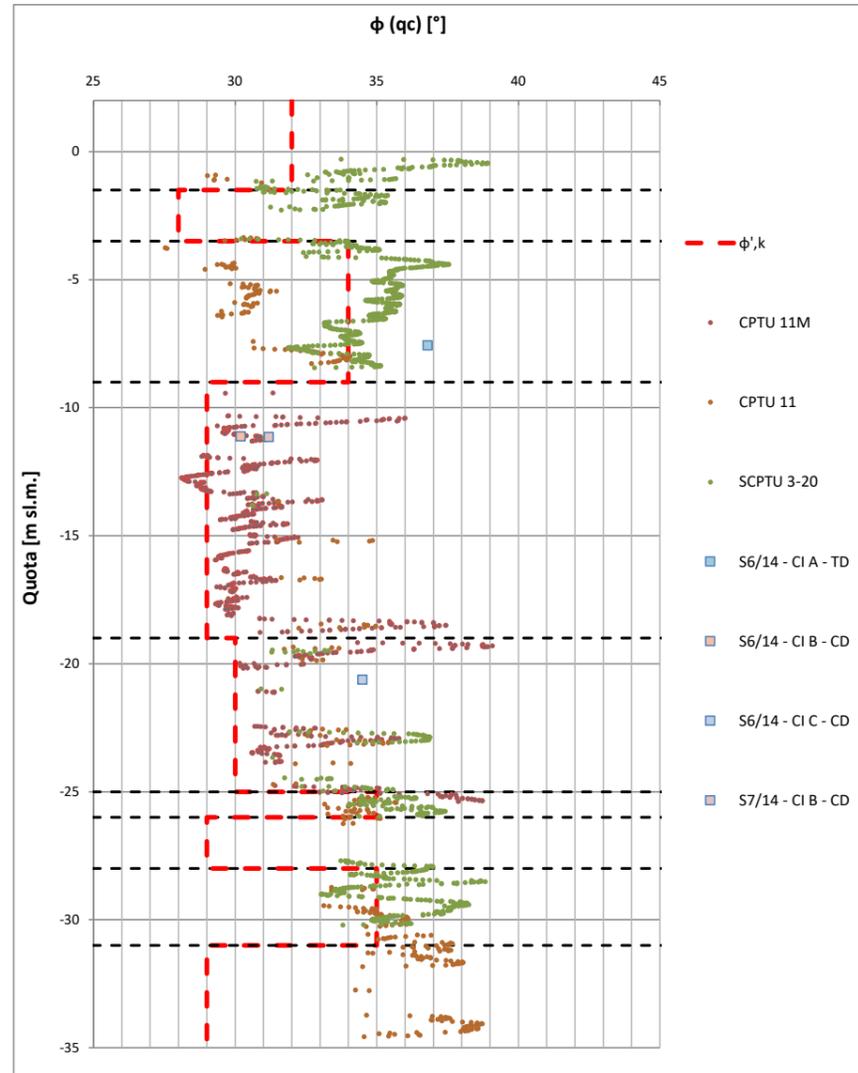
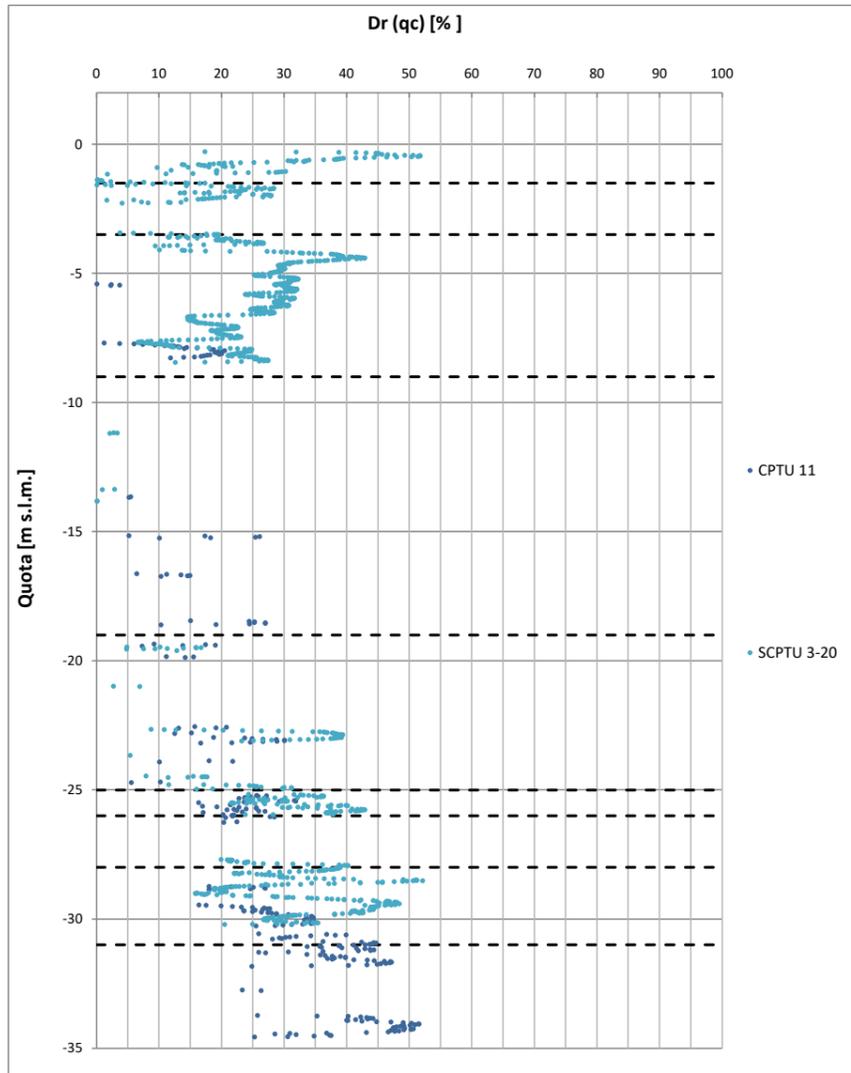


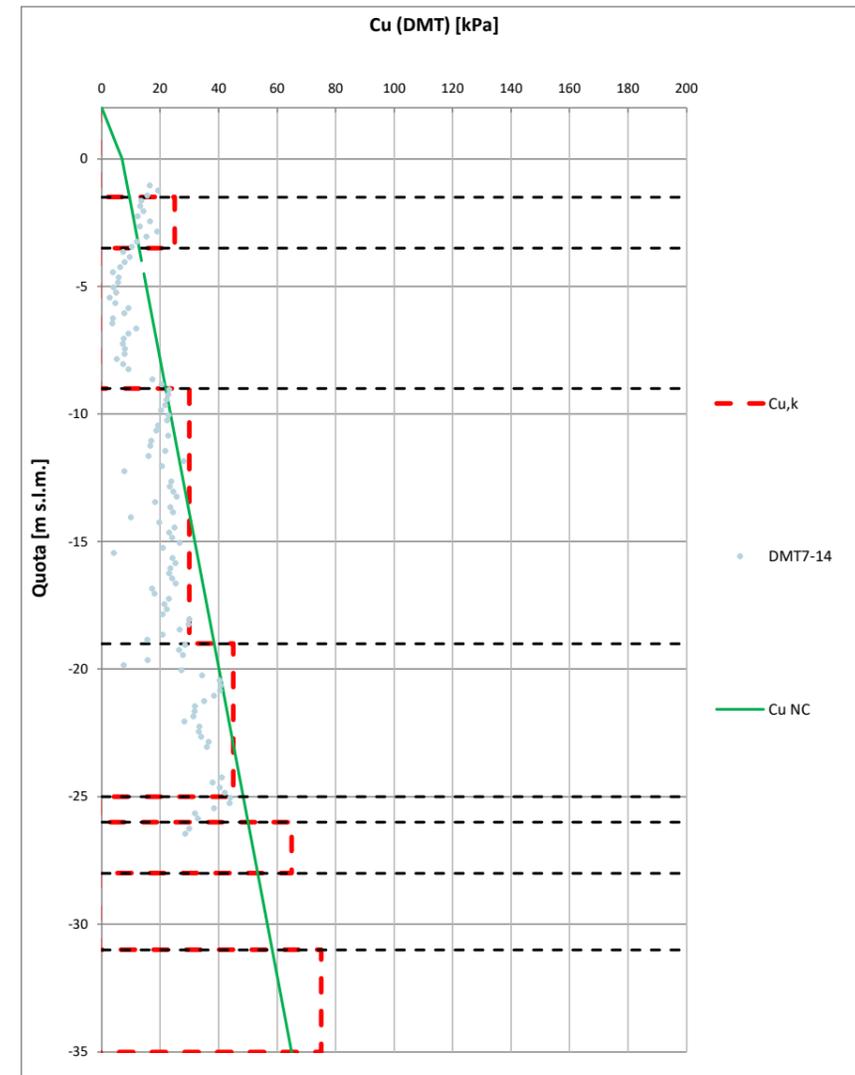
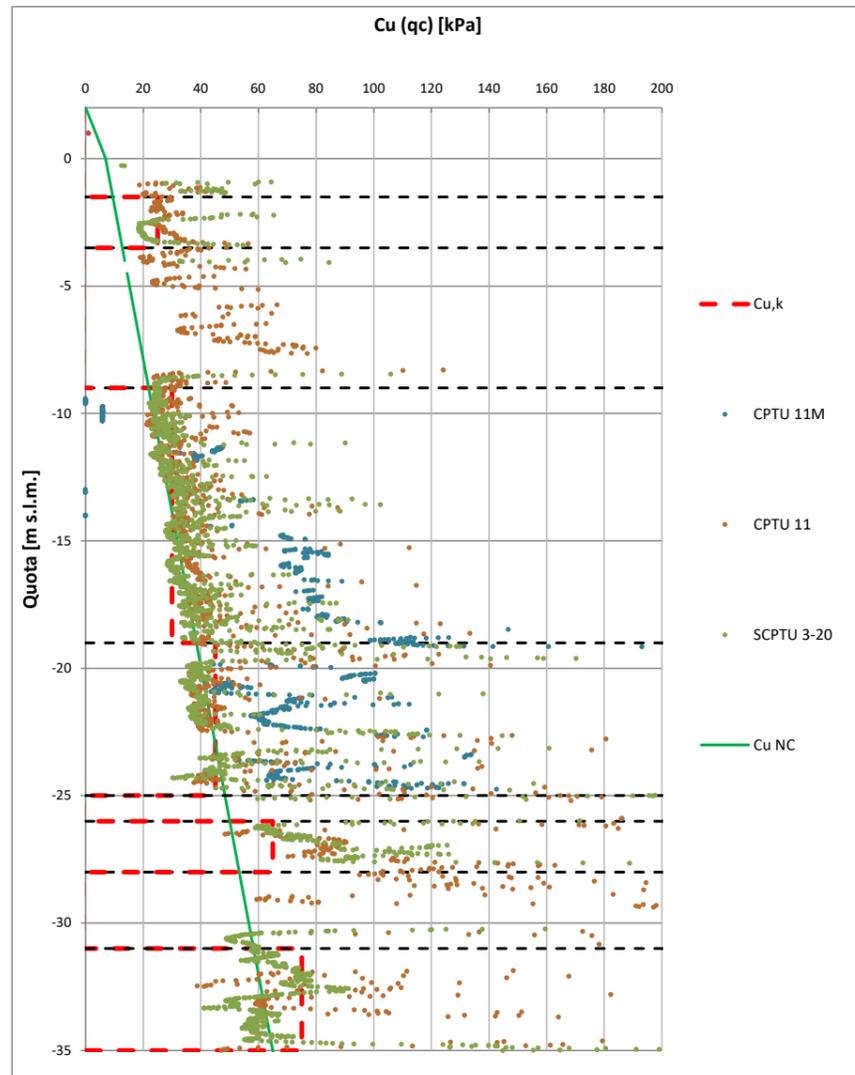


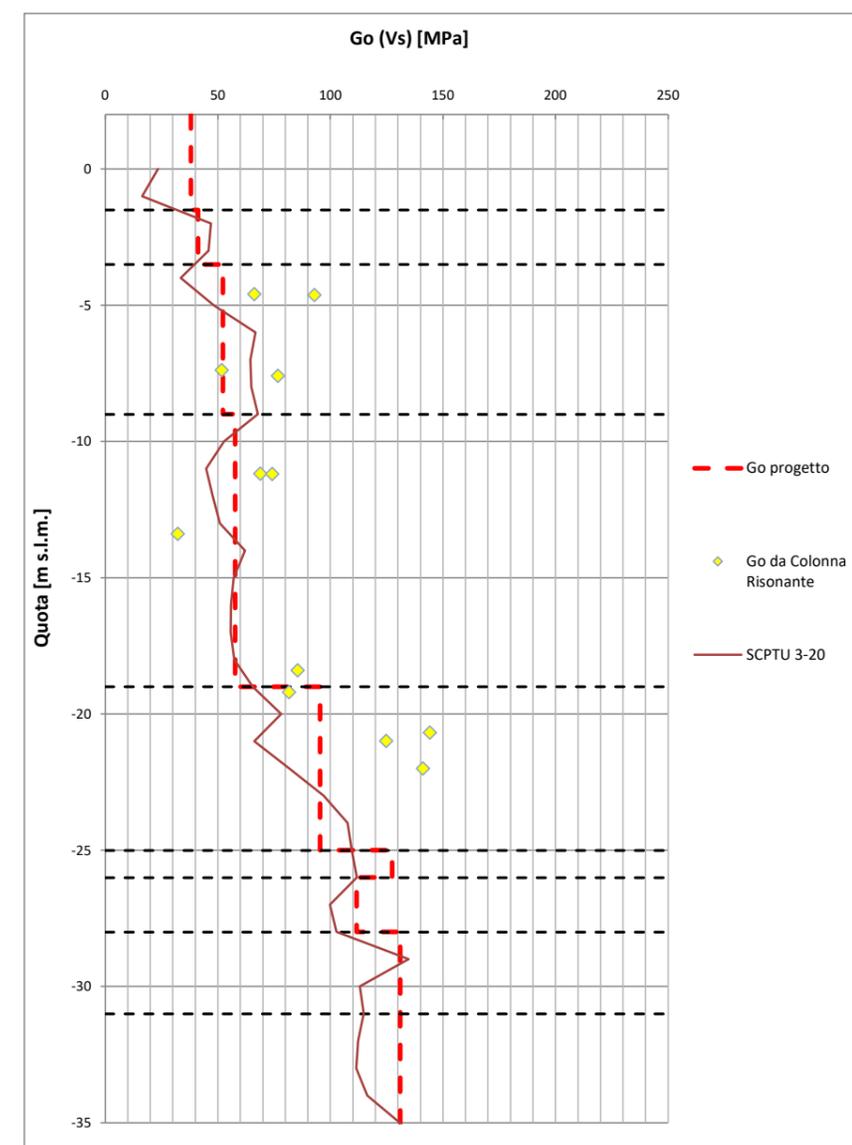
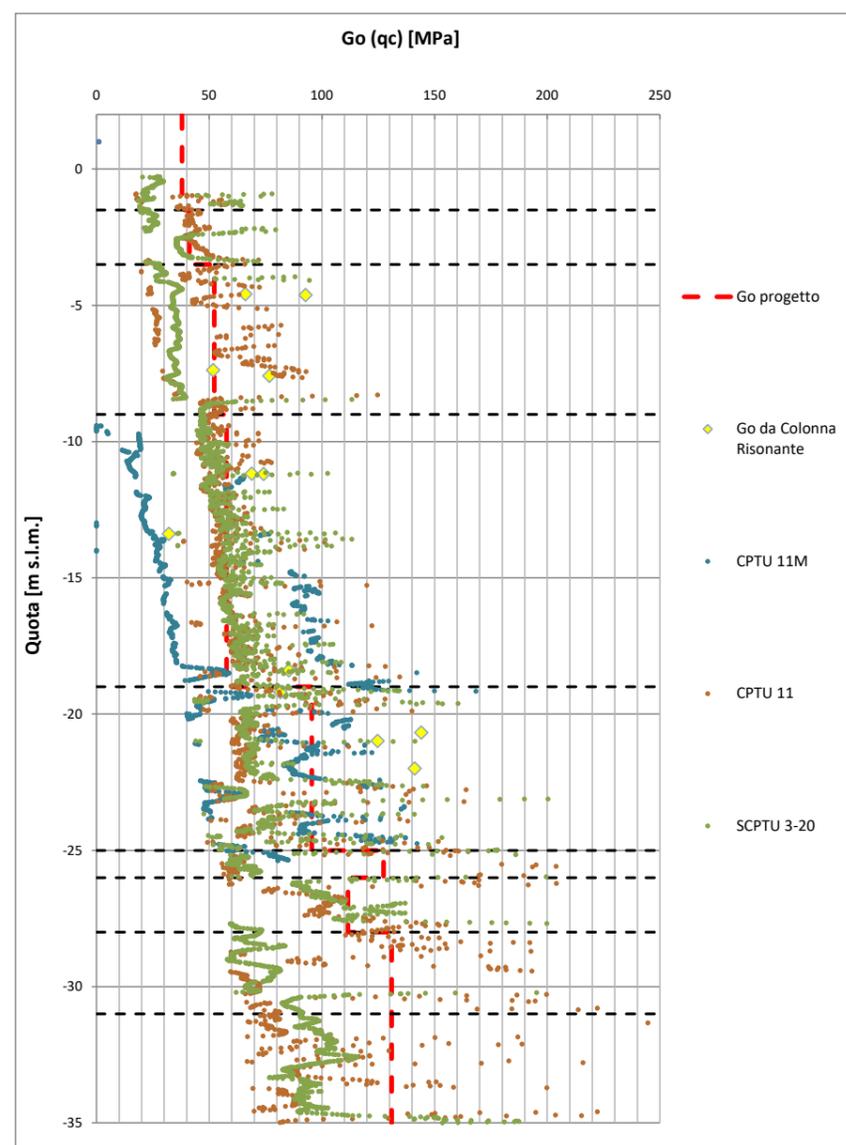
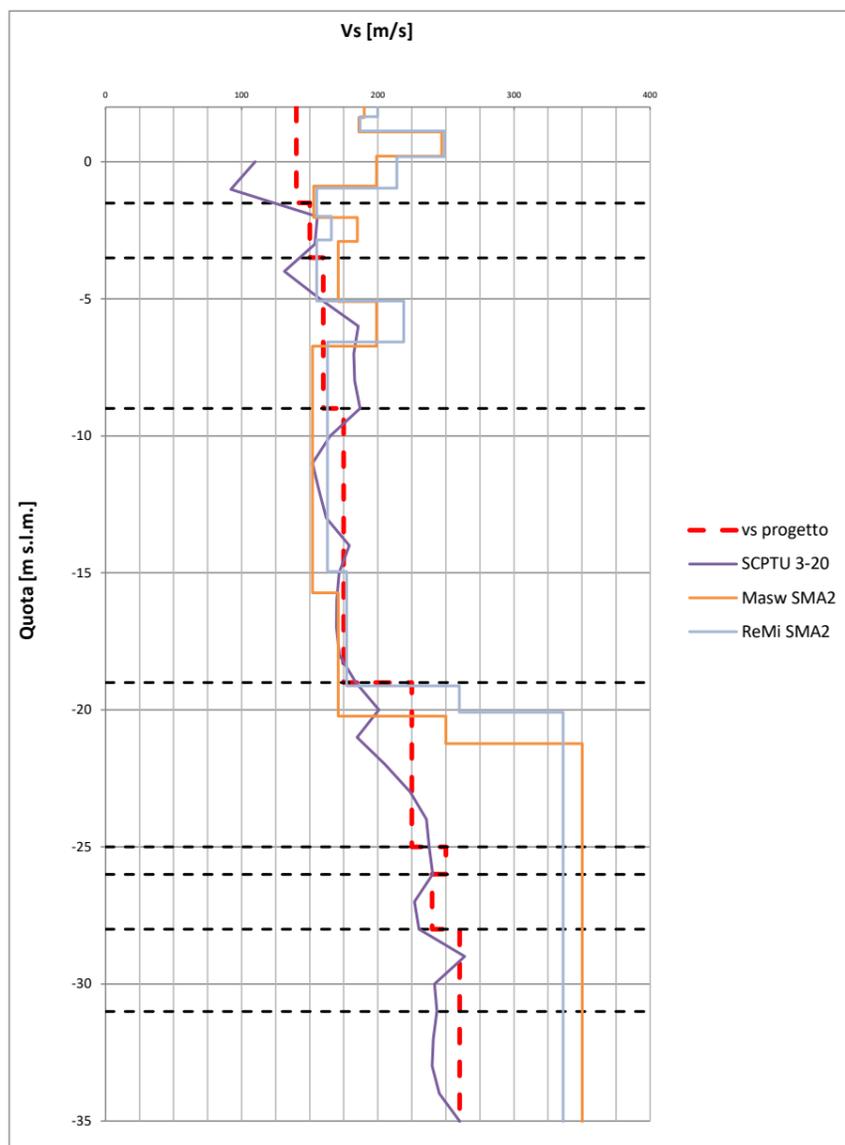
OPERA	Banchina Trattaroli Sud -2 Trattaroli Nord
INDAGINI PD	CPTU 11÷14 - CPTU 11M - S6+14 - DMT 7/14
INDAGINI PE	SCPTU 3/20

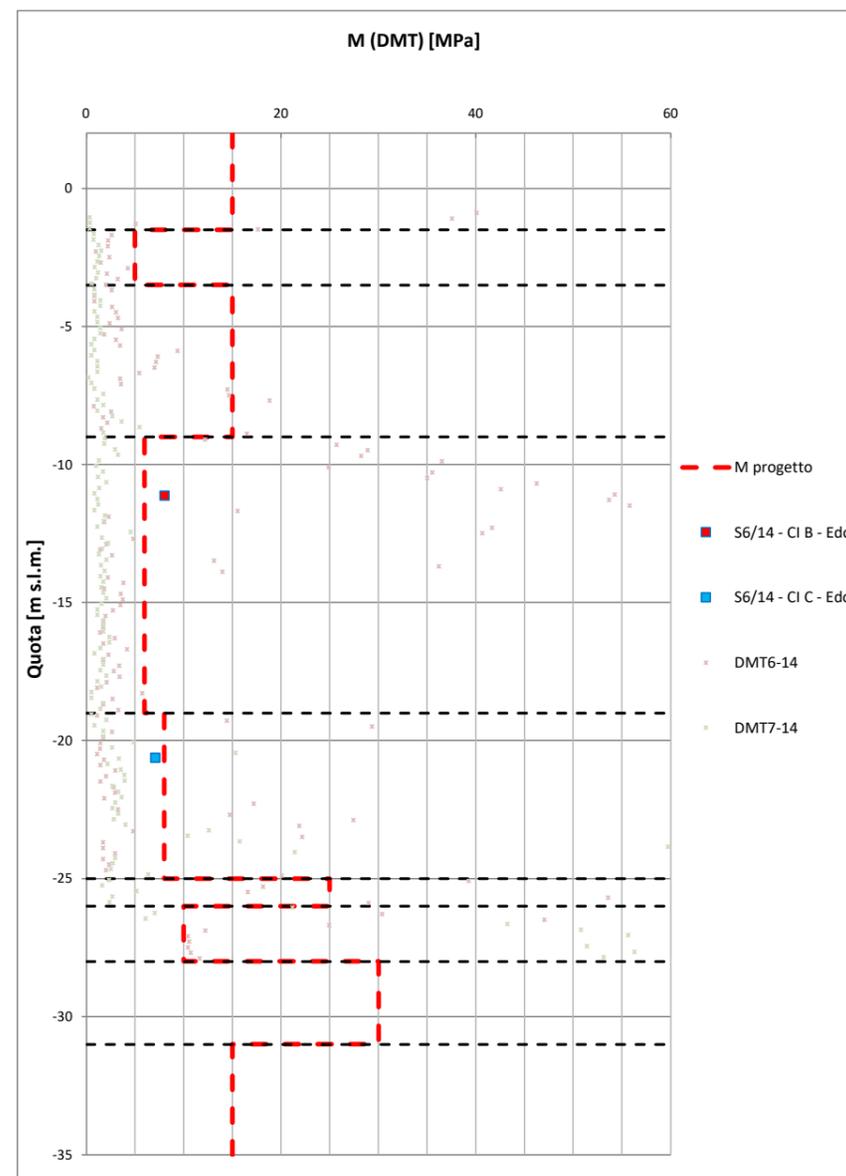
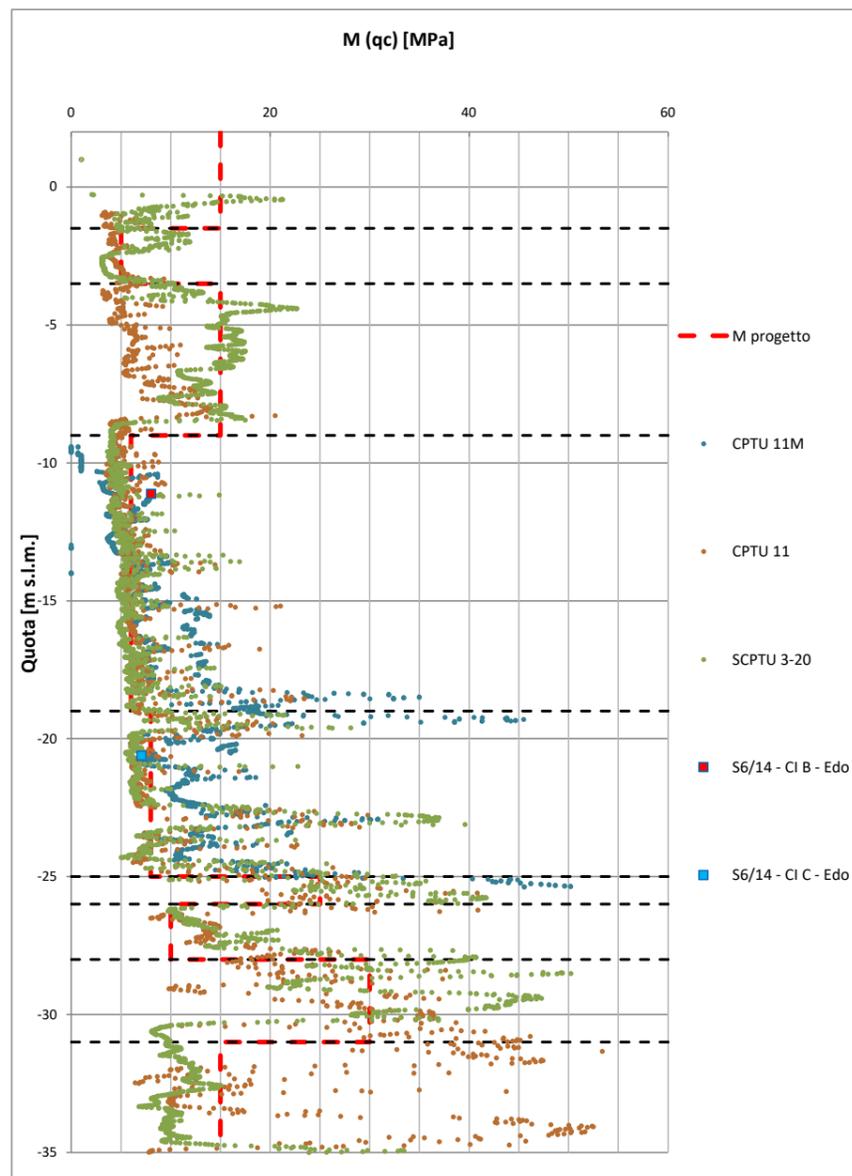
Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$e_0$ [-]	$C_c$ [-]	$C_R$ [-]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$D_R$ [%]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	$r$ [-]	$M$ [MPa]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	32	-	-	140	38	25	2	15
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	0,30	1	1,00	0,25	0,04	-	-	28	2,5	25	150	41	7	4	5
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25	-26	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-26	-28	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A2	Incoerente	-28	-31	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	2	30
A1	Coesivo	-31	-35	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

AZIONE SISMICA DI PROGETTO		
SLD	$a_{max}$ [g]	0,1
SLV	$a_{max}$ [g]	0,2





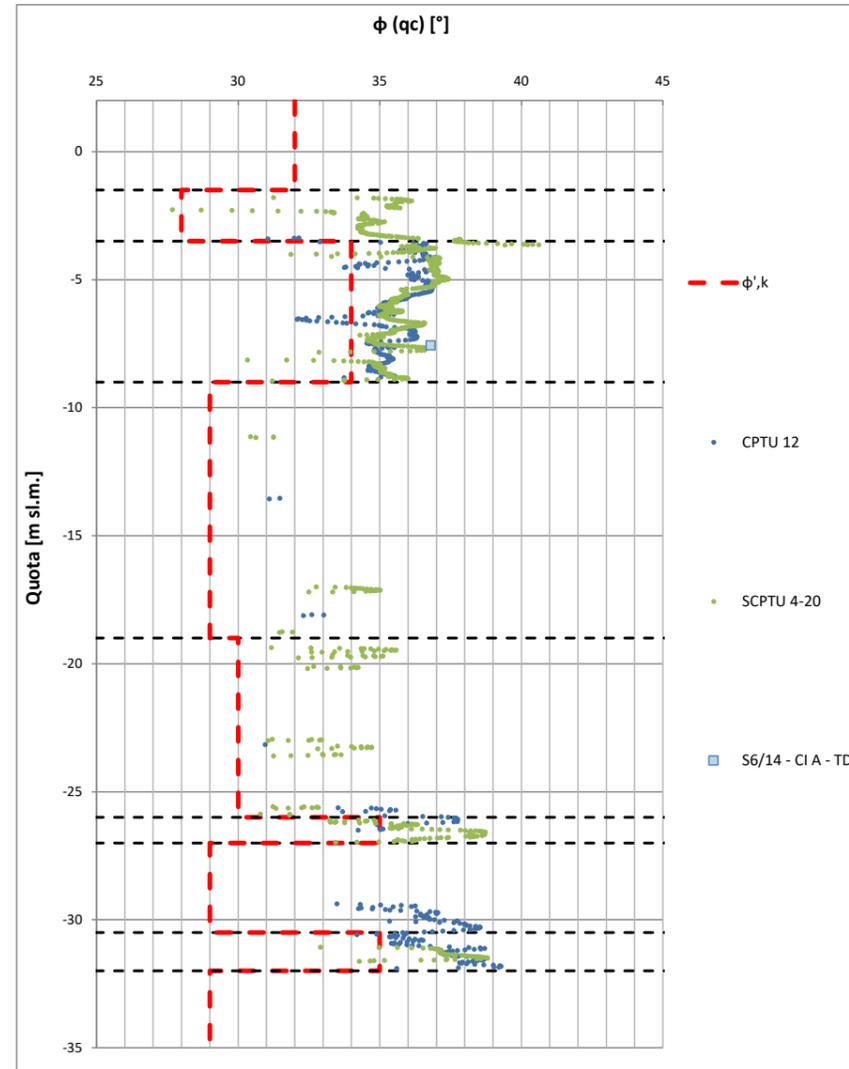
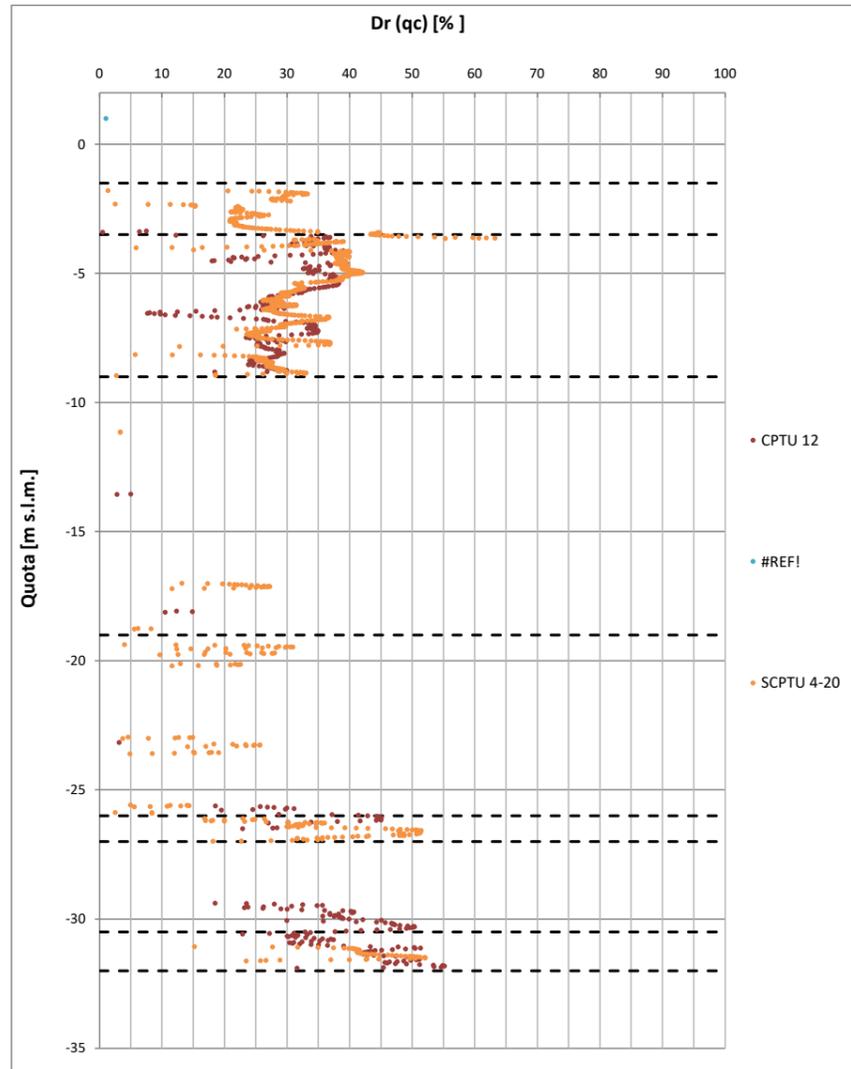


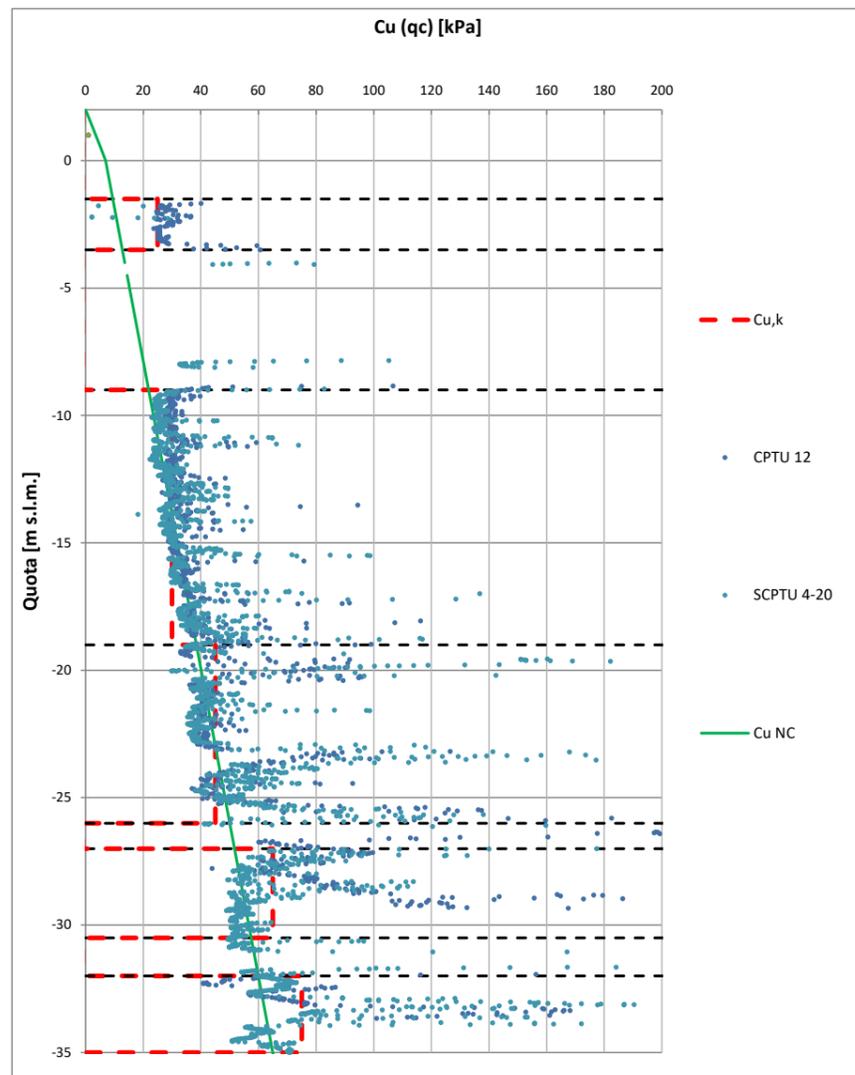


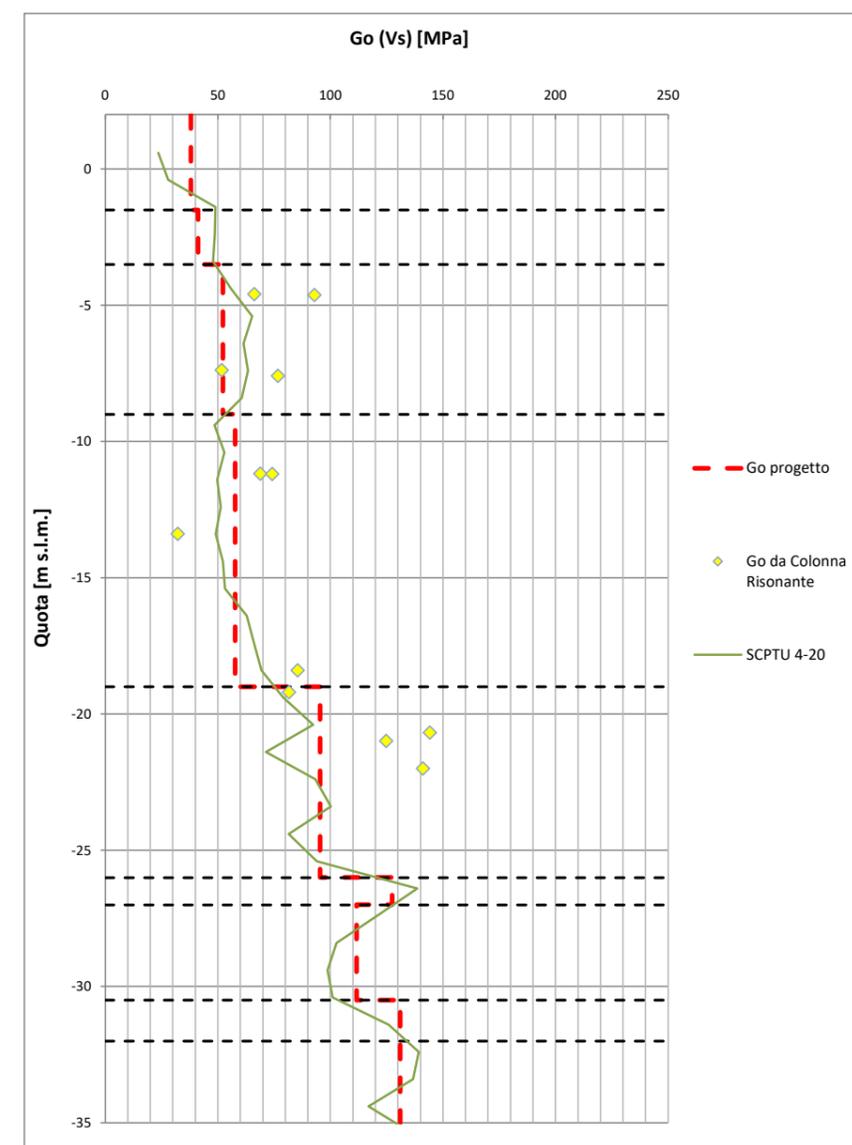
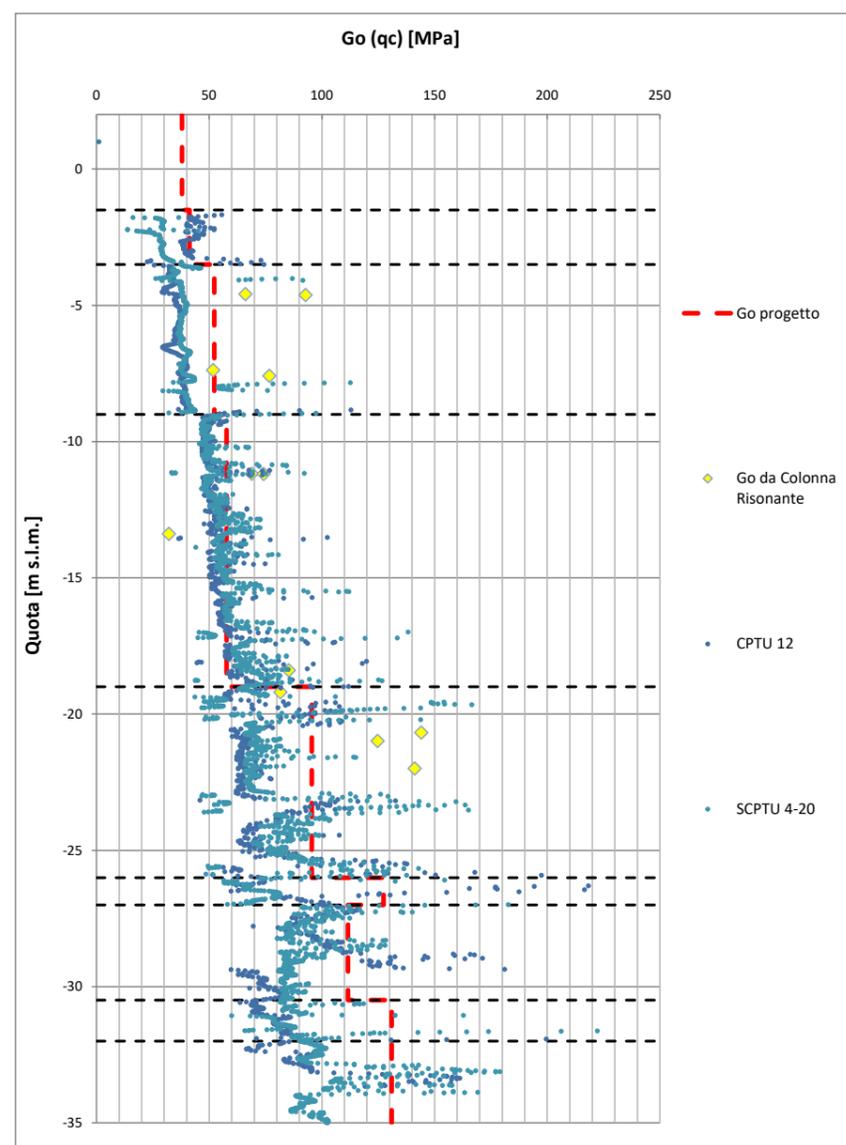
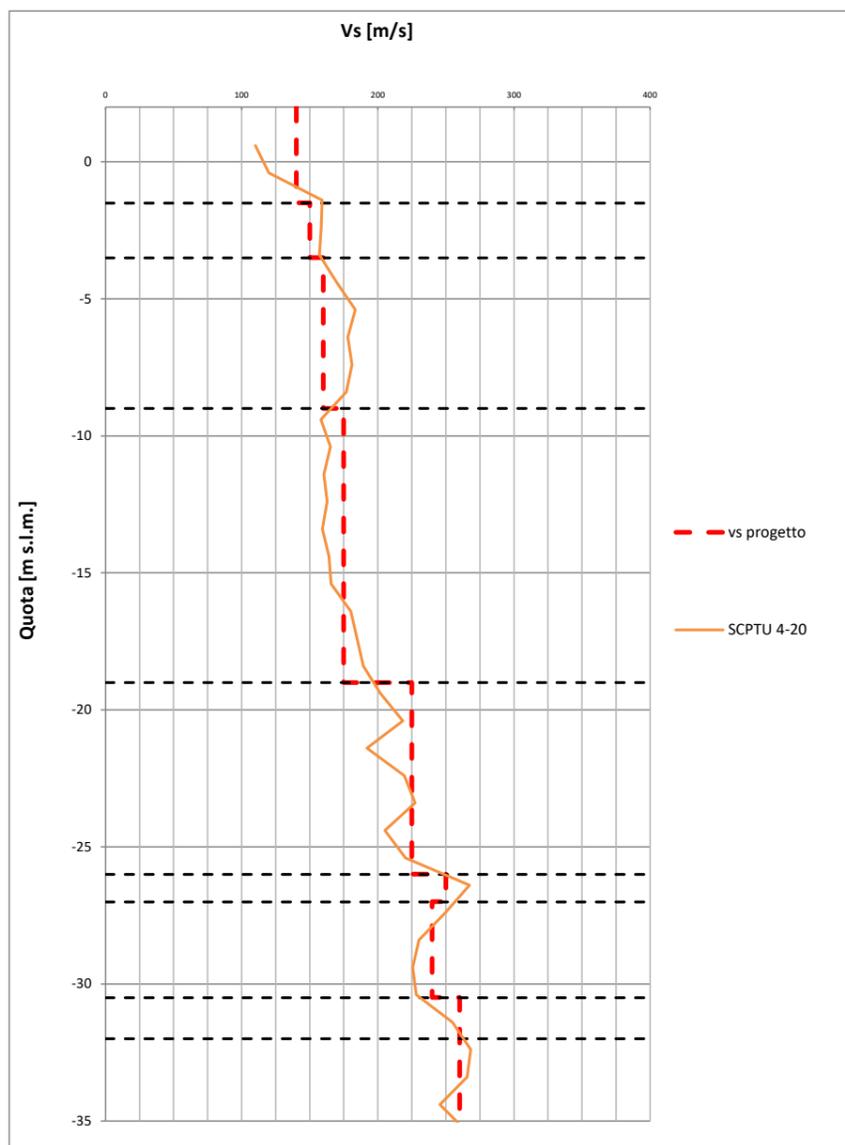
OPERA	Banchina Lloyd
INDAGINI PD	CPTU 12/14
INDAGINI PE	SCPTU 4/20

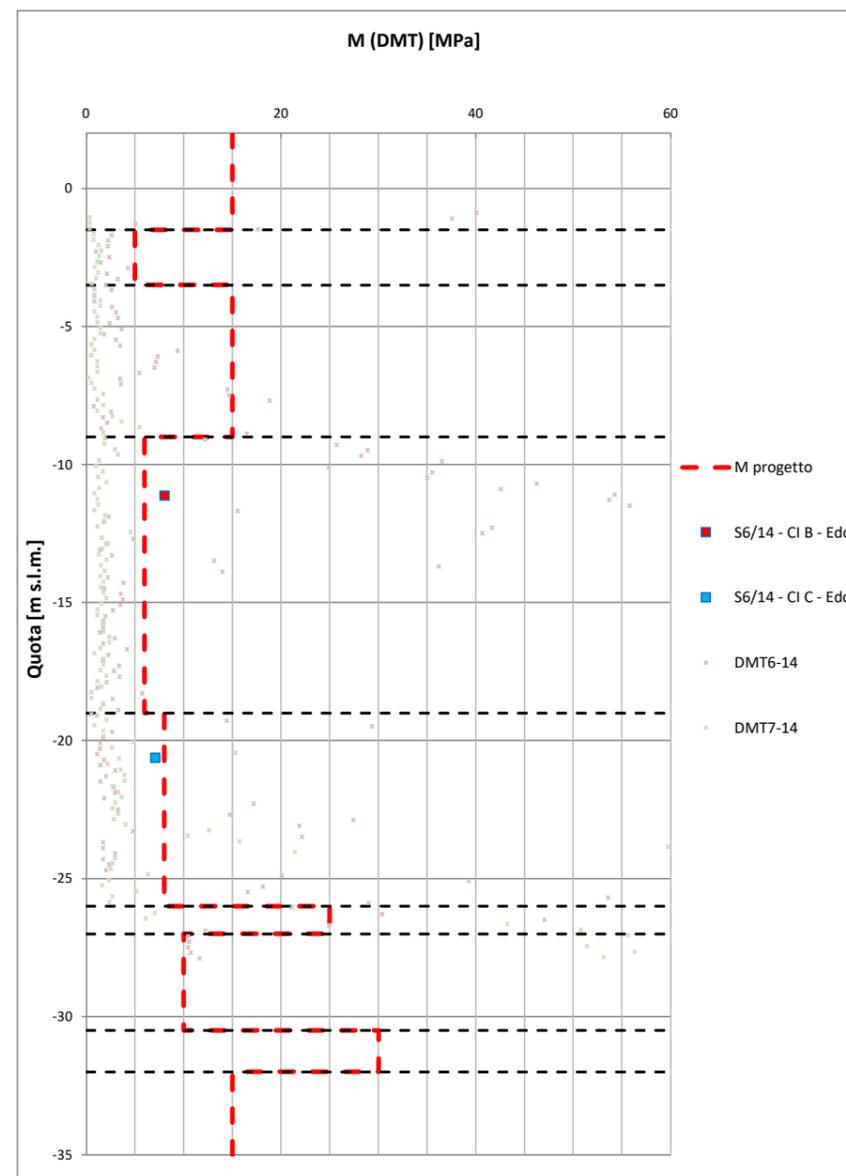
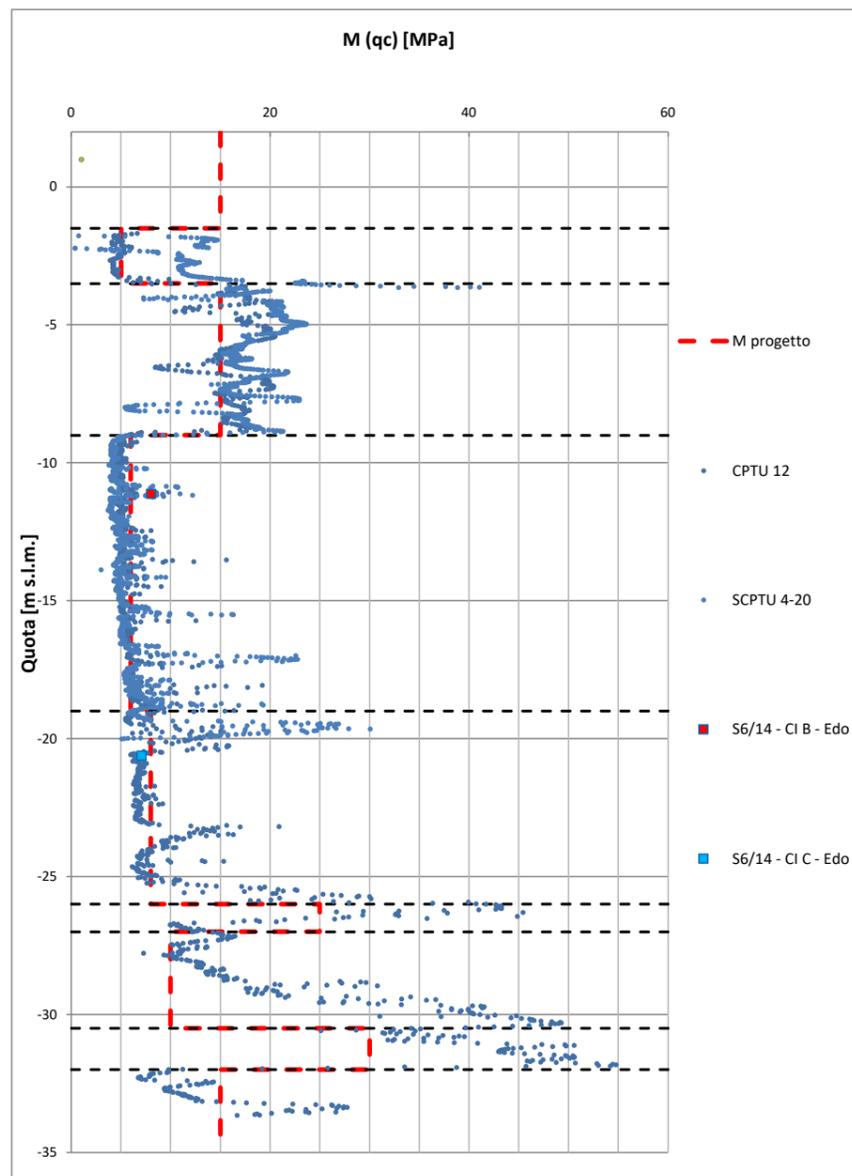
Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$e_0$ [-]	$C_c$ [-]	$C_R$ [-]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$D_R$ [%]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	$r$ [-]	$M$ [MPa]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	32	-	-	140	38	25	2	15
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	0,30	1	-	-	-	-	-	28	2,5	25	150	41	7	4	5
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-26	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-26	-27	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-27	-30,5	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A2	Incoerente	-30,5	-32	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	2	30
A1	Coesivo	-32	-35	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

AZIONE SISMICA DI PROGETTO		
SLD	$a_{max}$ [g]	0,1
SLV	$a_{max}$ [g]	0,2





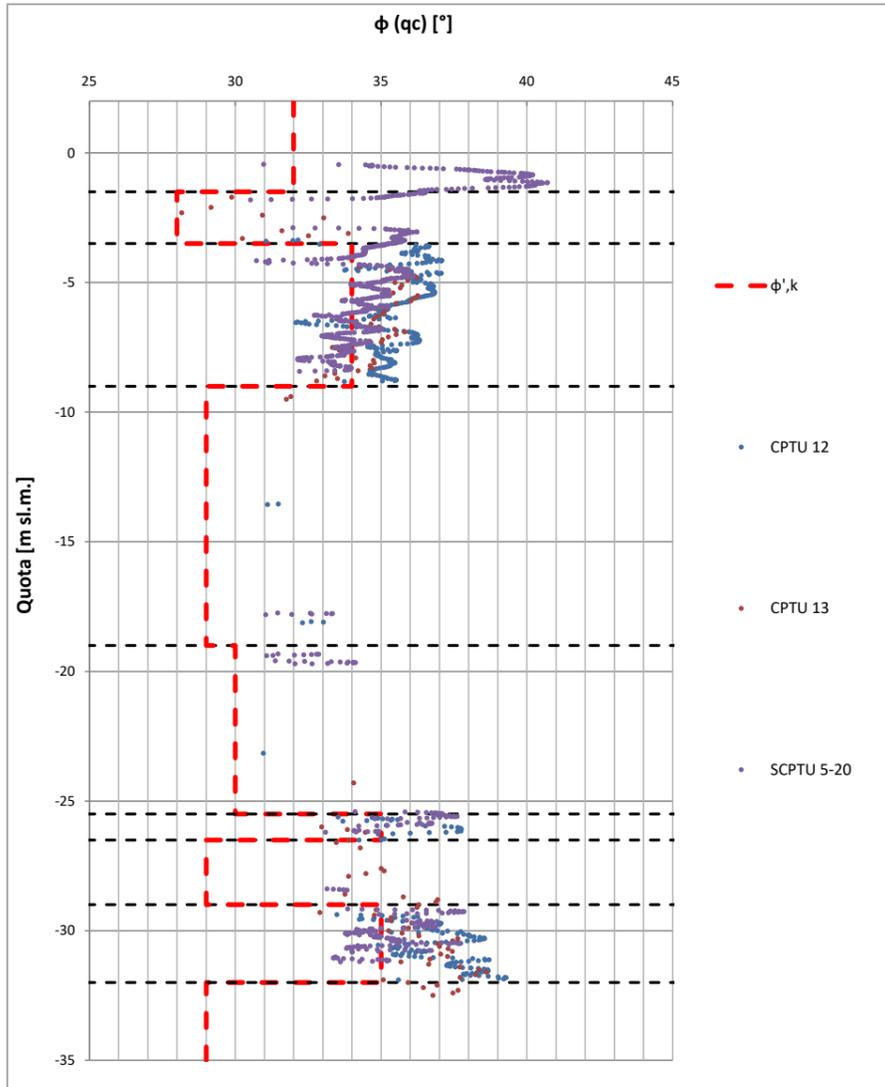
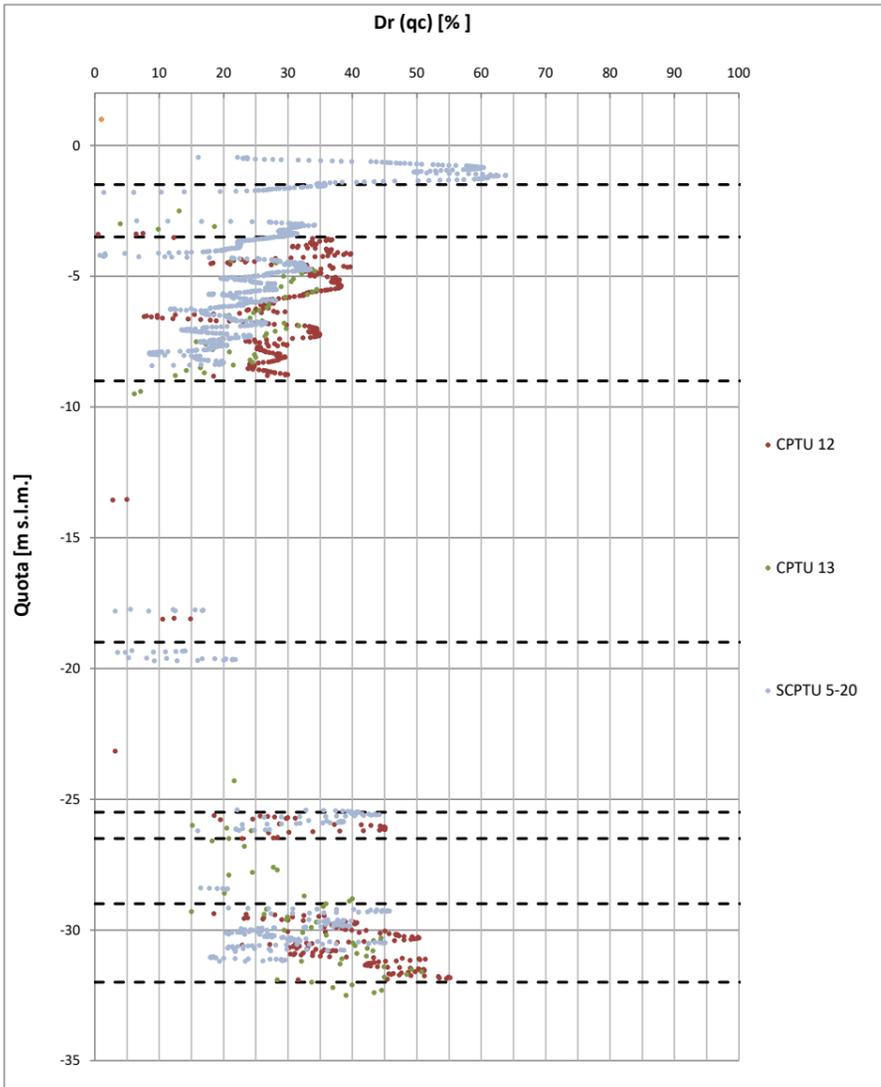


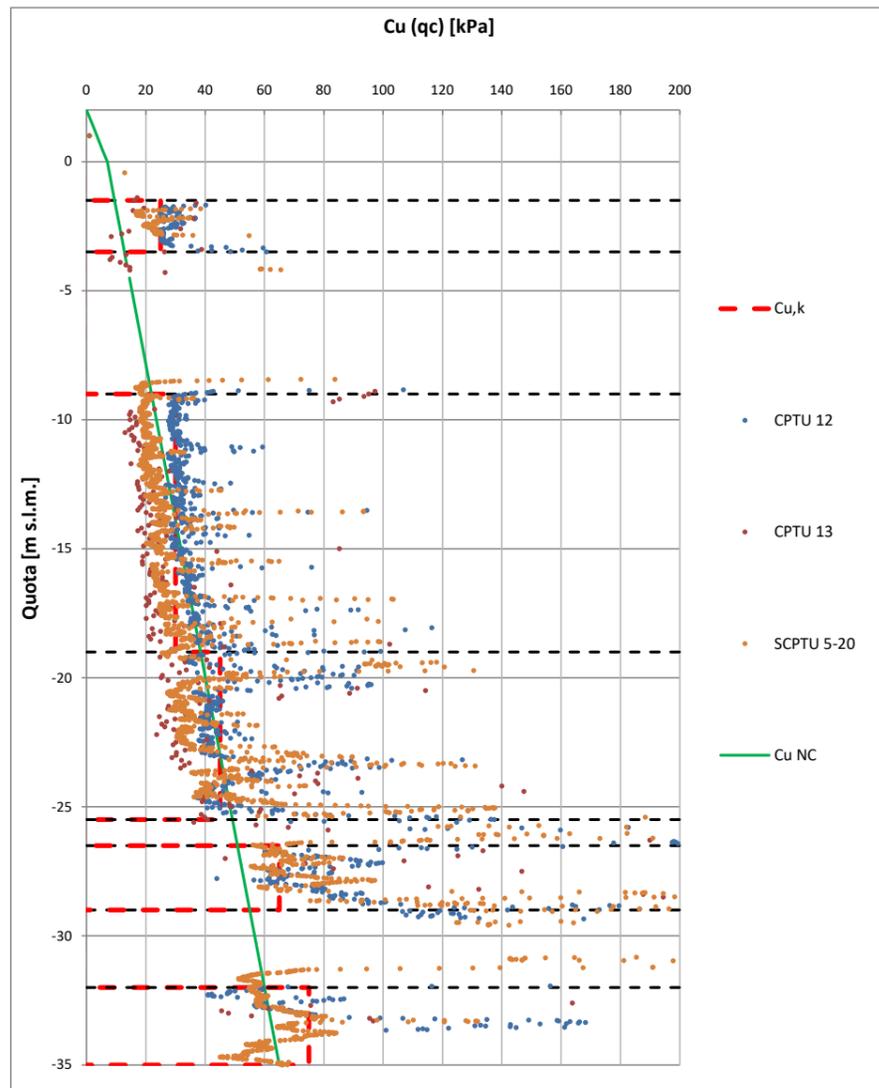


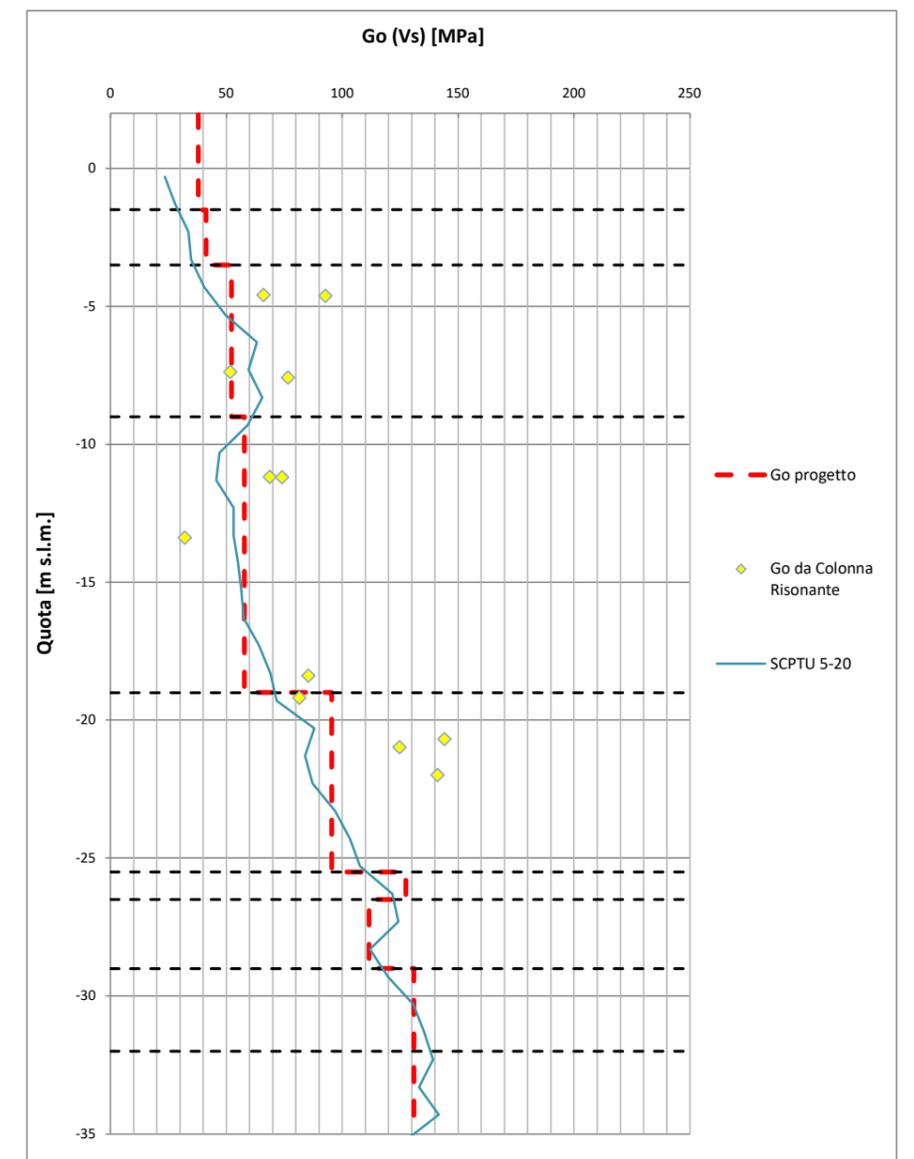
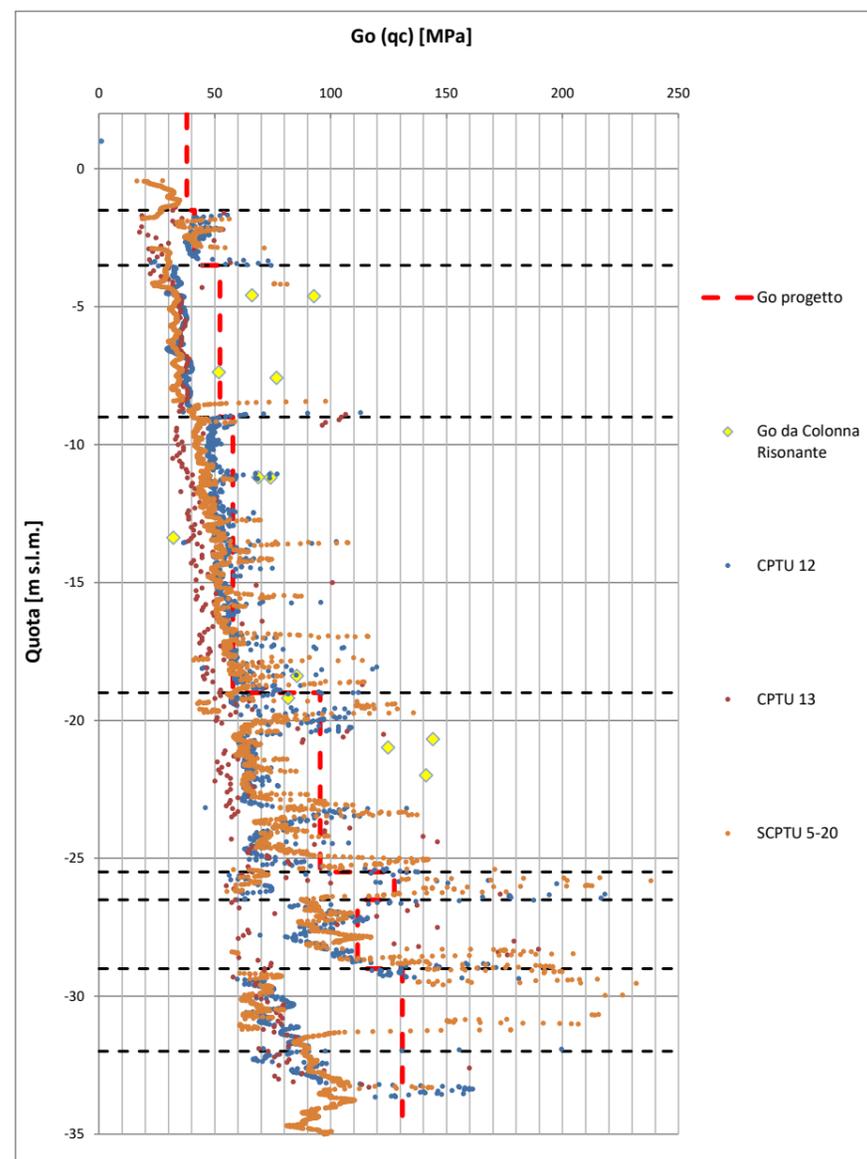
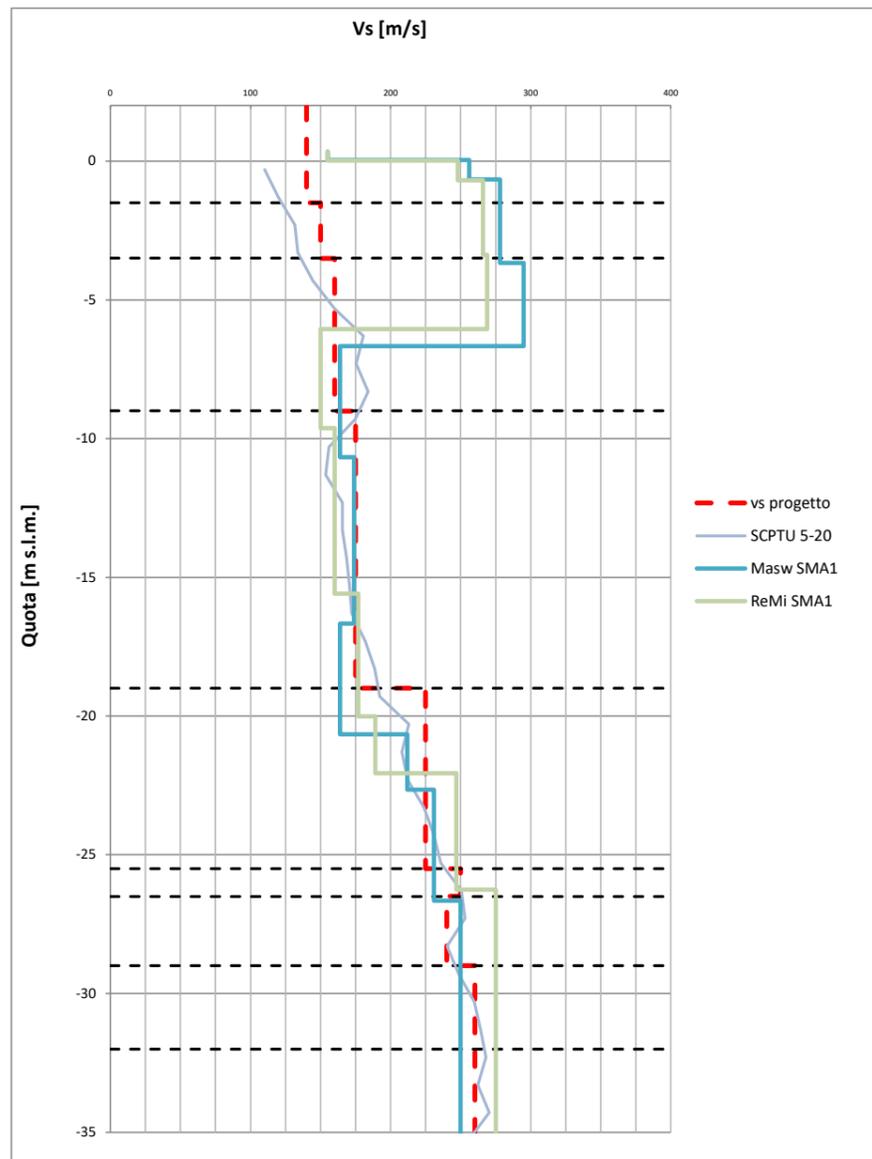
OPERA	Banchina Alma - Bunge Sud
INDAGINI PD	CPTU 12-13/14 -
INDAGINI PE	SCPTU 5/20 - S2Pz/20

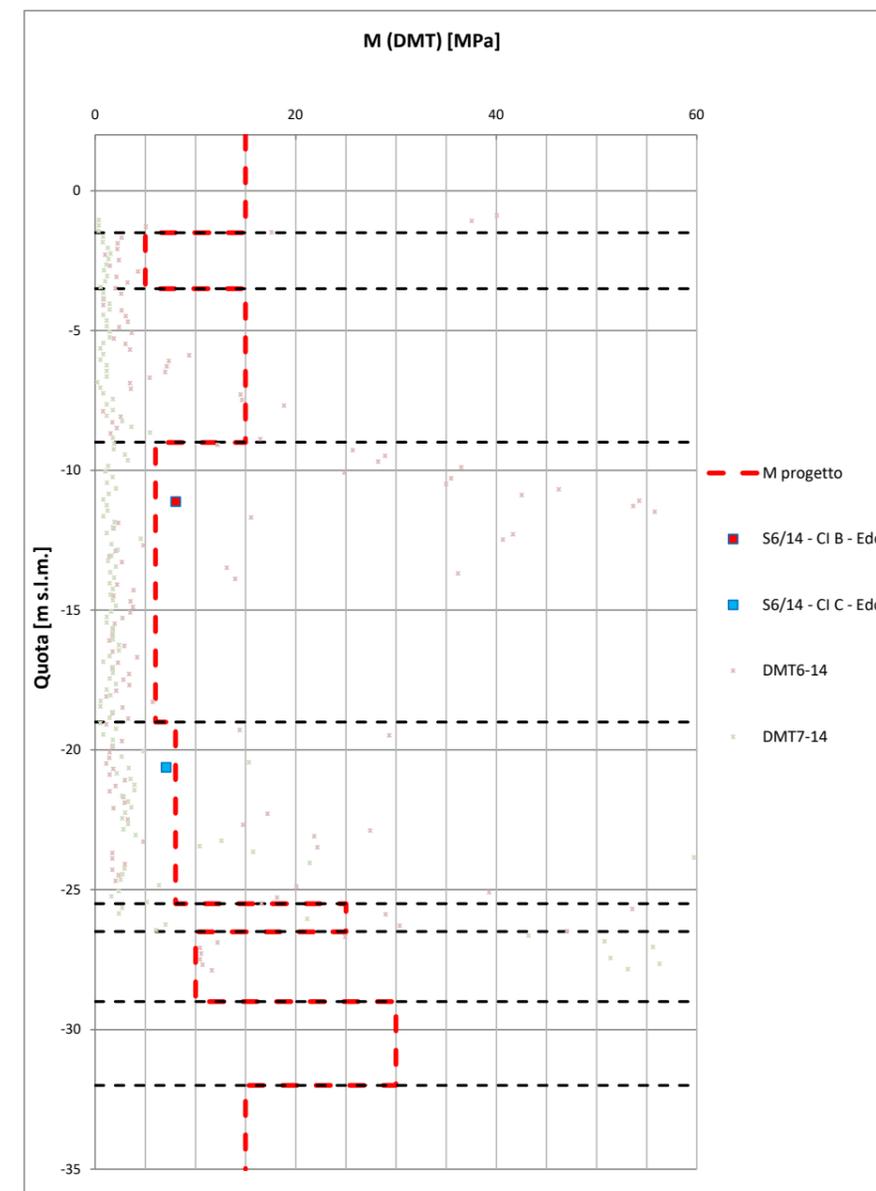
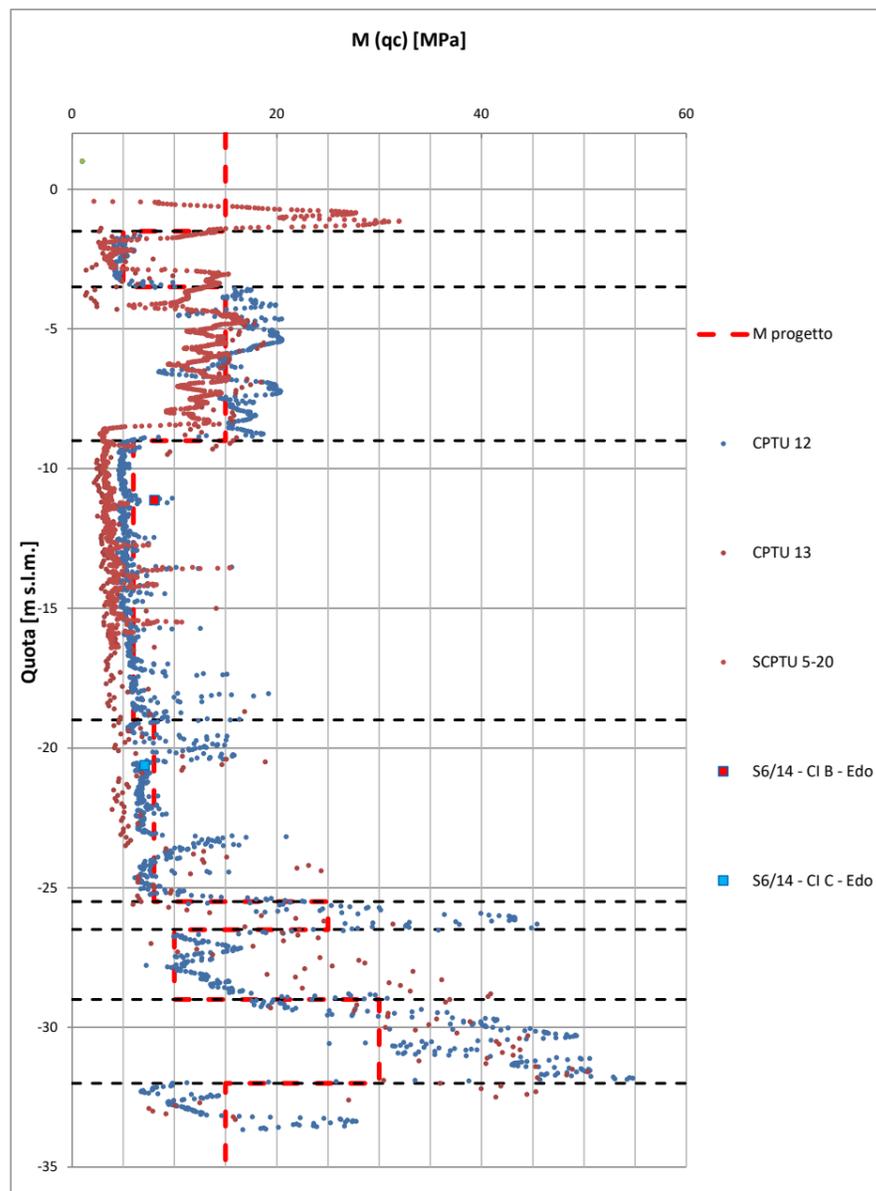
Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	v [-]	OCR [-]	e <sub>0</sub> [-]	C <sub>c</sub> [-]	C <sub>R</sub> [-]	c <sub>v</sub> [m <sup>2</sup> /s]	D <sub>R</sub> [%]	$\phi'_k$ [°]	c' <sub>k</sub> [kPa]	c <sub>u,k</sub> [kPa]	V <sub>s</sub> [m/s]	G <sub>0</sub> [MPa]	E <sub>50</sub> [MPa]	r [-]	M [MPa]
R	Incoerente	2/0,5	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	32	-	-	140	38	25	2	15
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	0,30	1	1,00	0,25	0,04	1,0E-06	-	28	2,5	25	150	41	7	4	5
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25,5	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25,5	-26,5	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-26,5	-29	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A2	Incoerente	-29	-32	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	2	30
A1	Coesivo	-32	-35	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

AZIONE SISMICA DI PROGETTO		
SLD	a <sub>max</sub> [g]	0,1
SLV	a <sub>max</sub> [g]	0,2





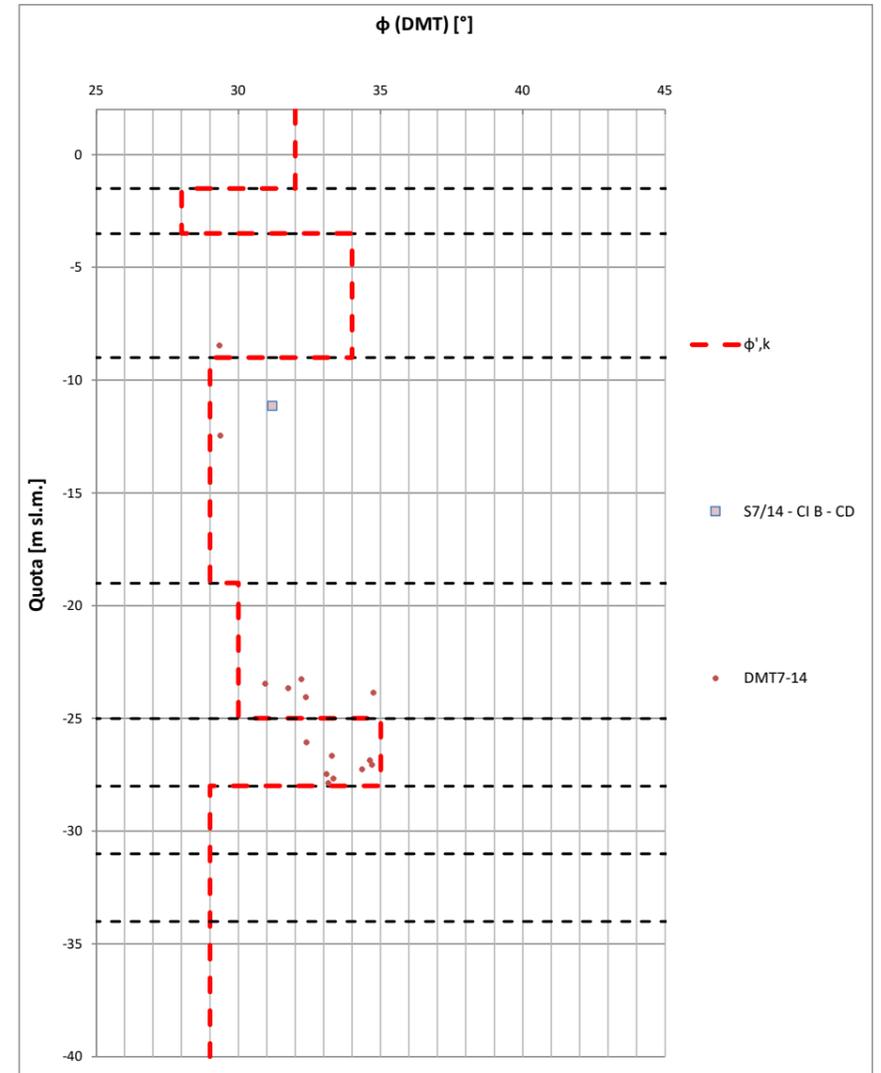
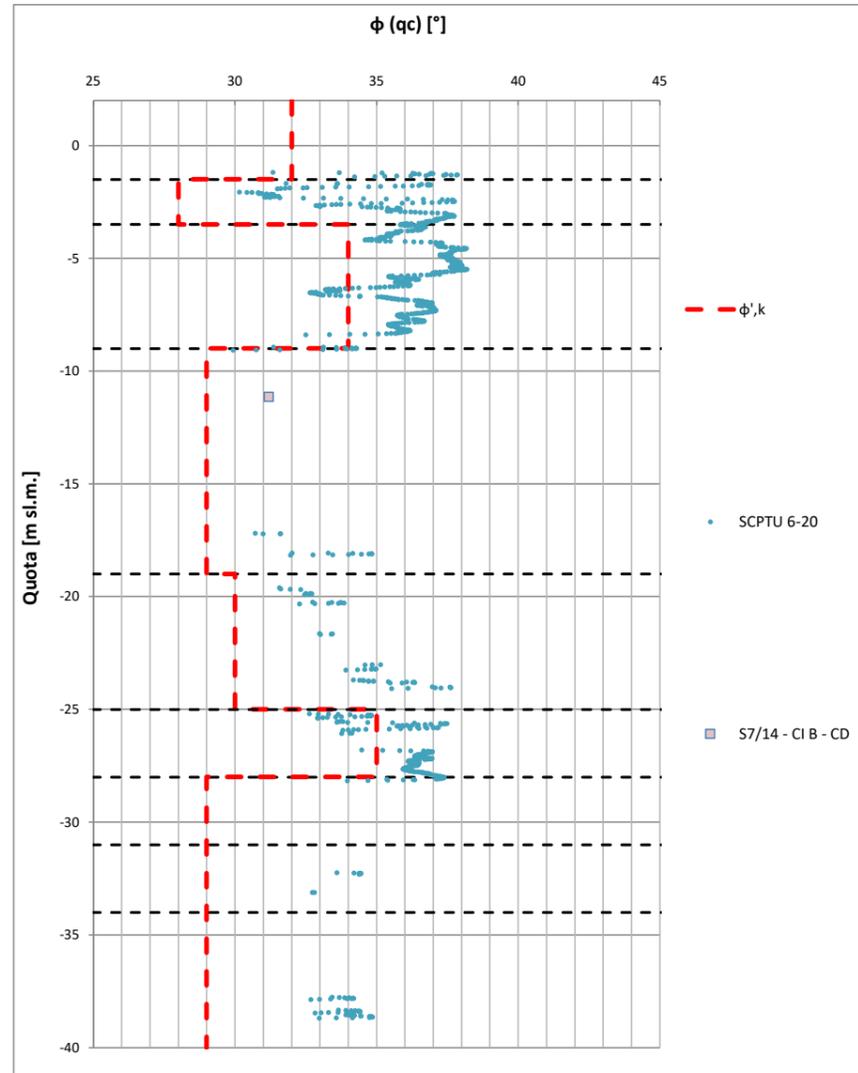
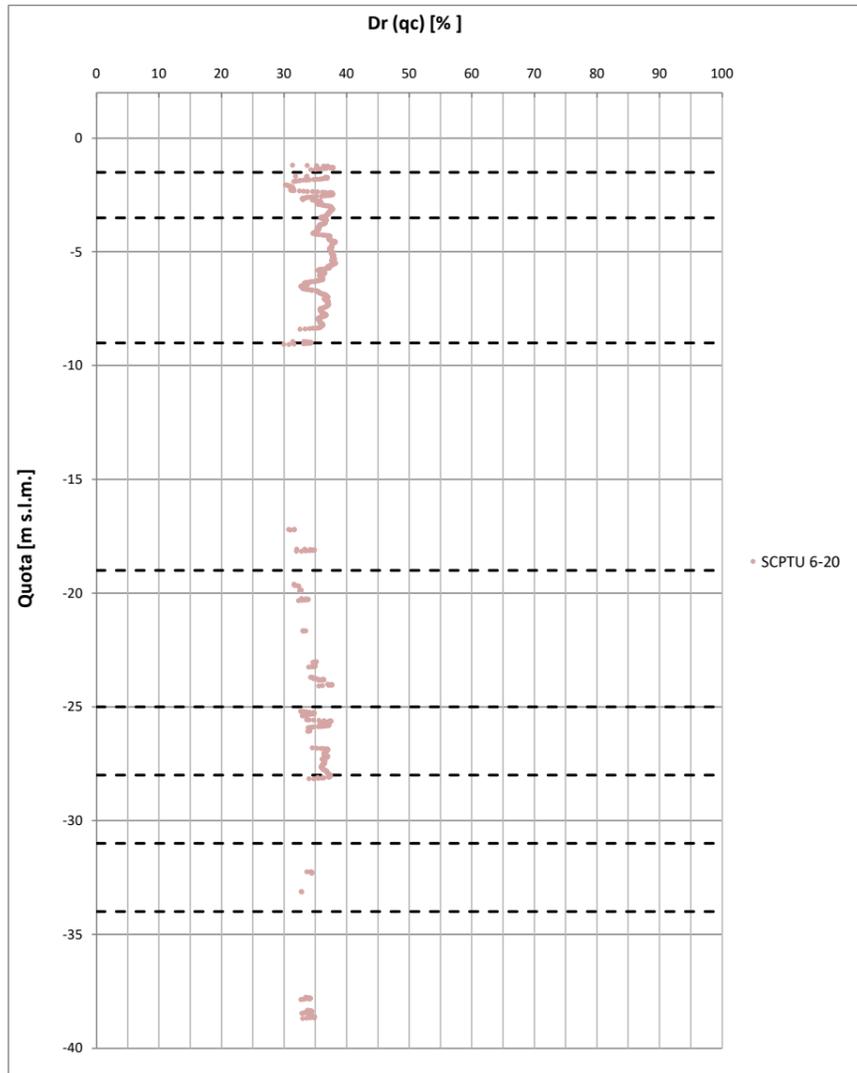


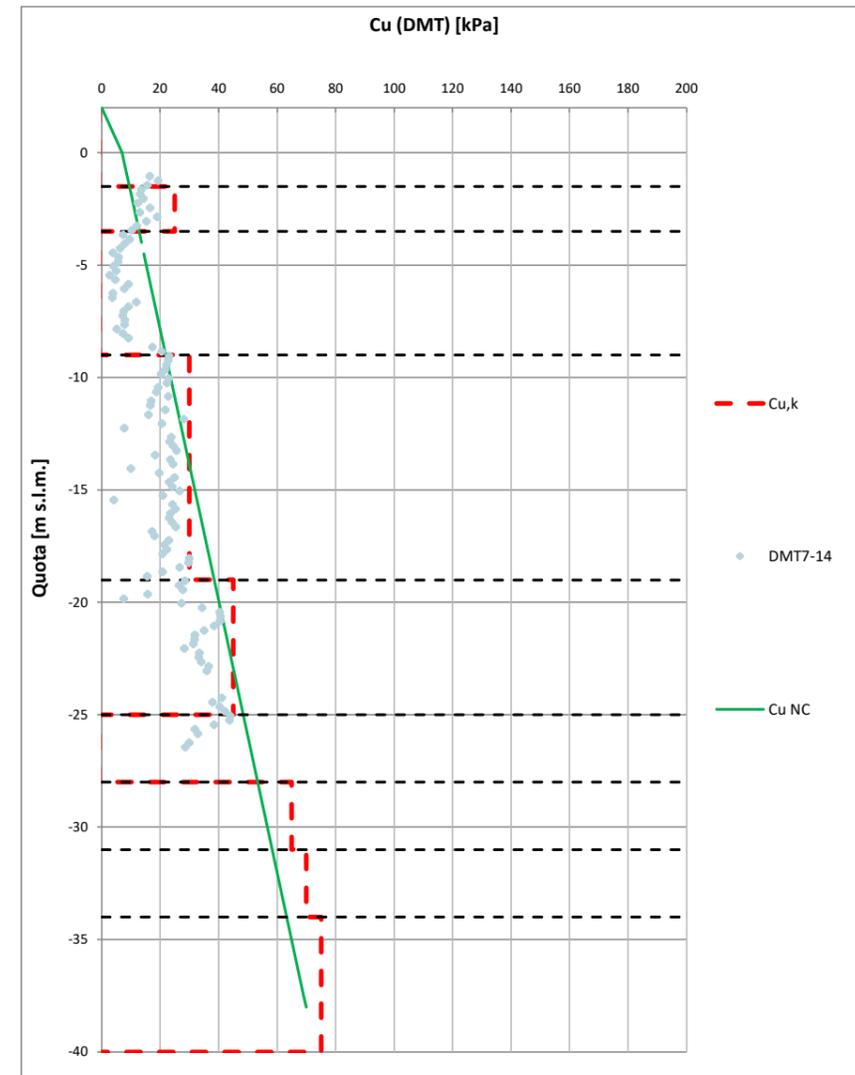
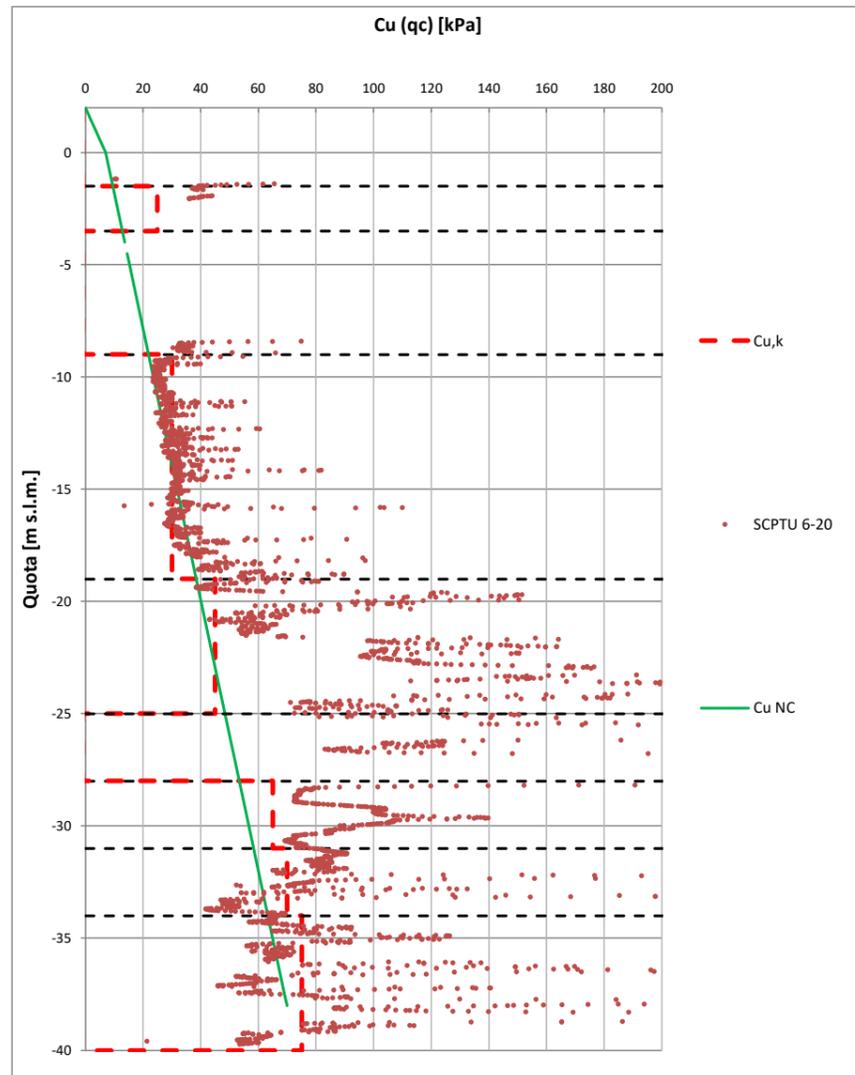


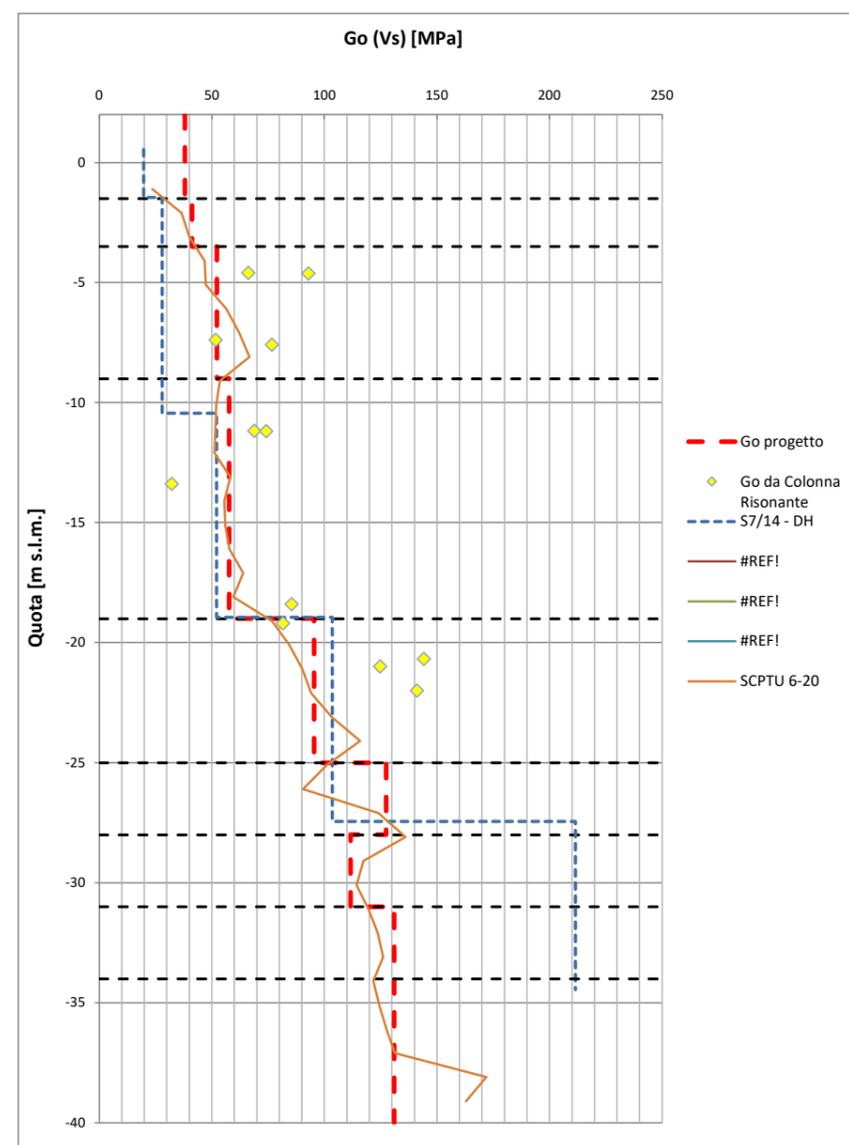
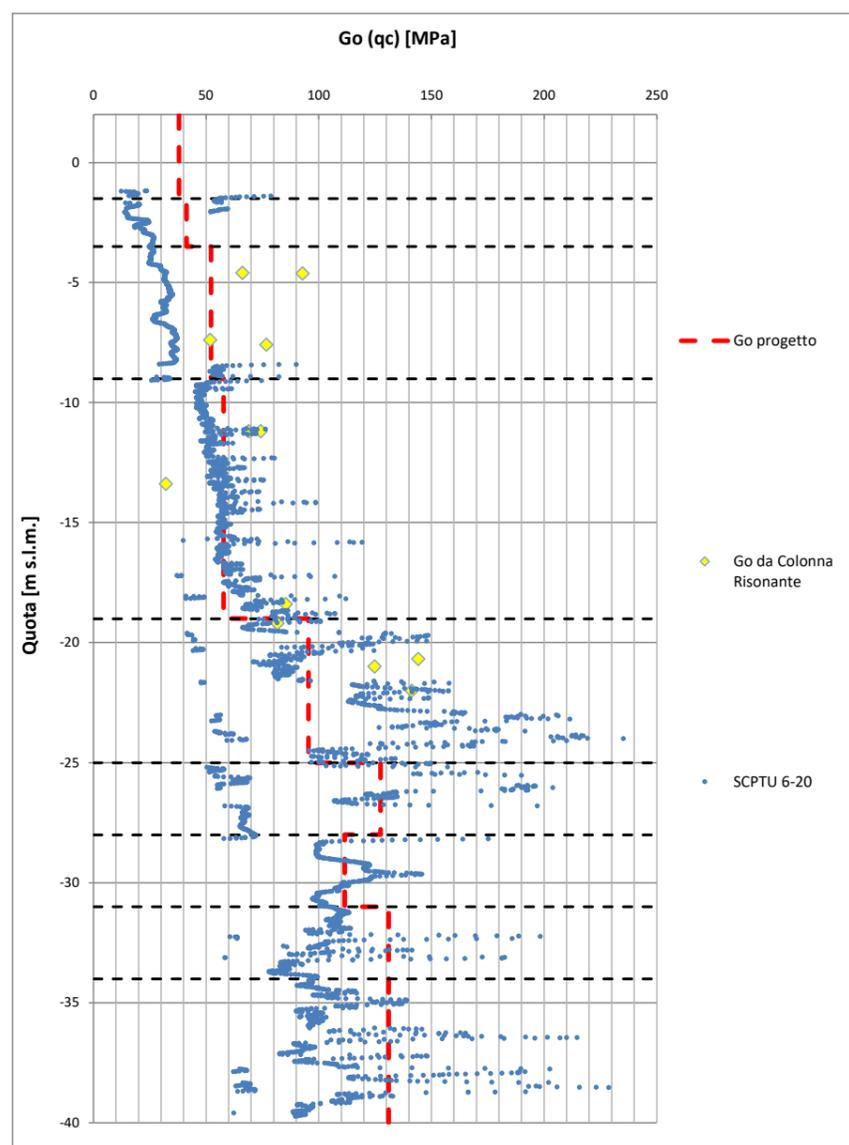
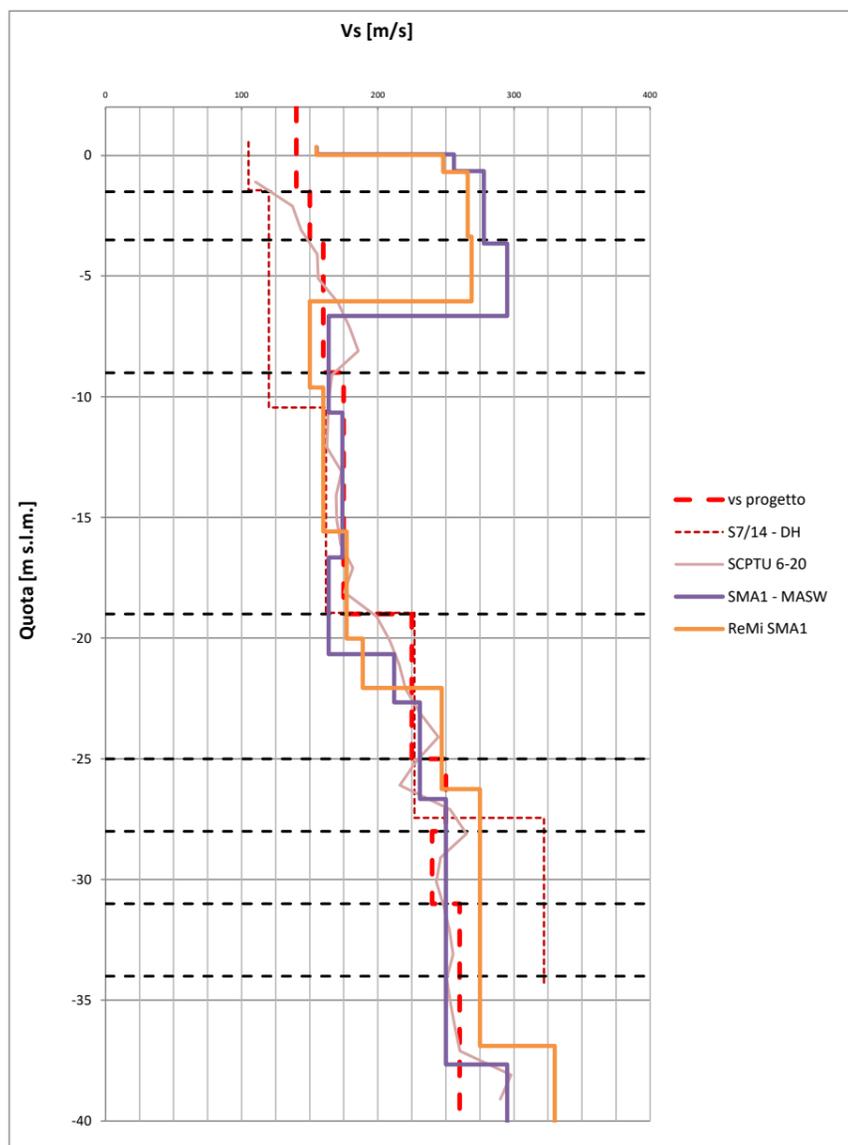
OPERA	Banchina - Bunge -Nord
INDAGINI PD	DMT 7/14 S7-14
INDAGINI PE	SCPTU 6/20

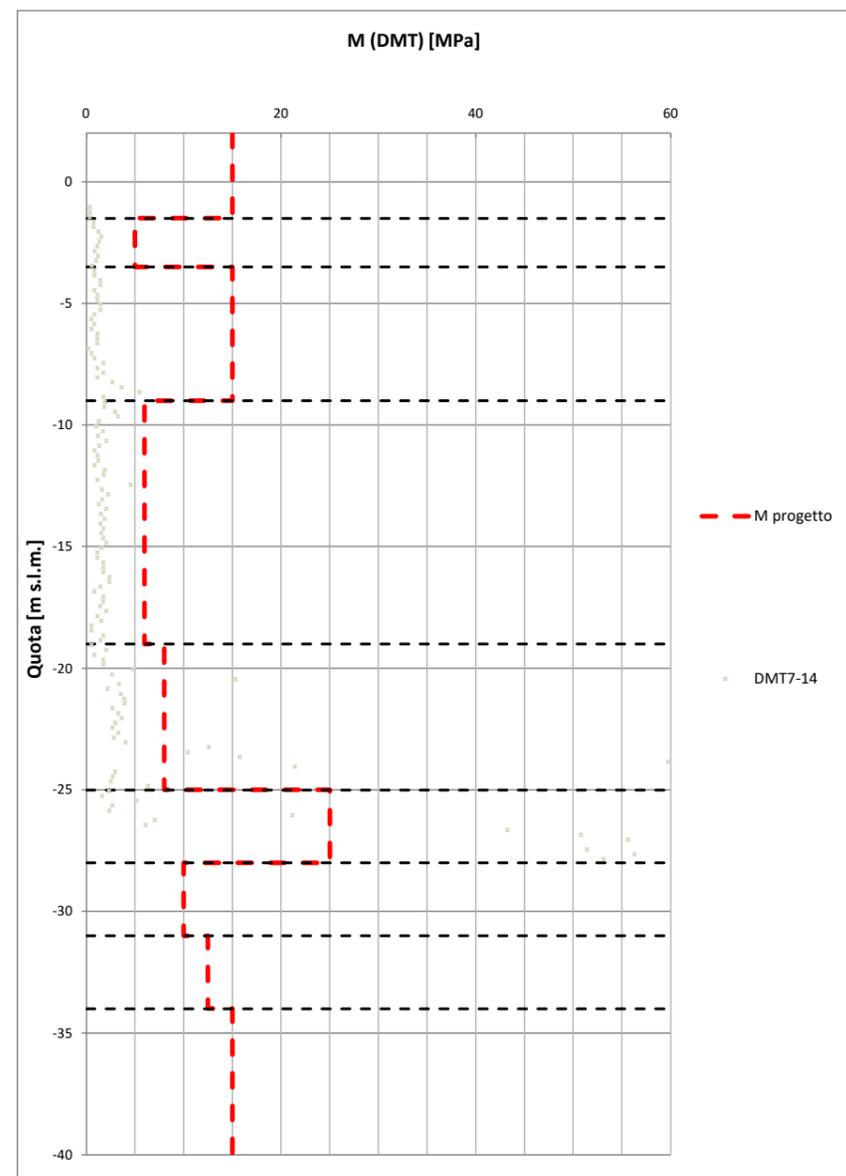
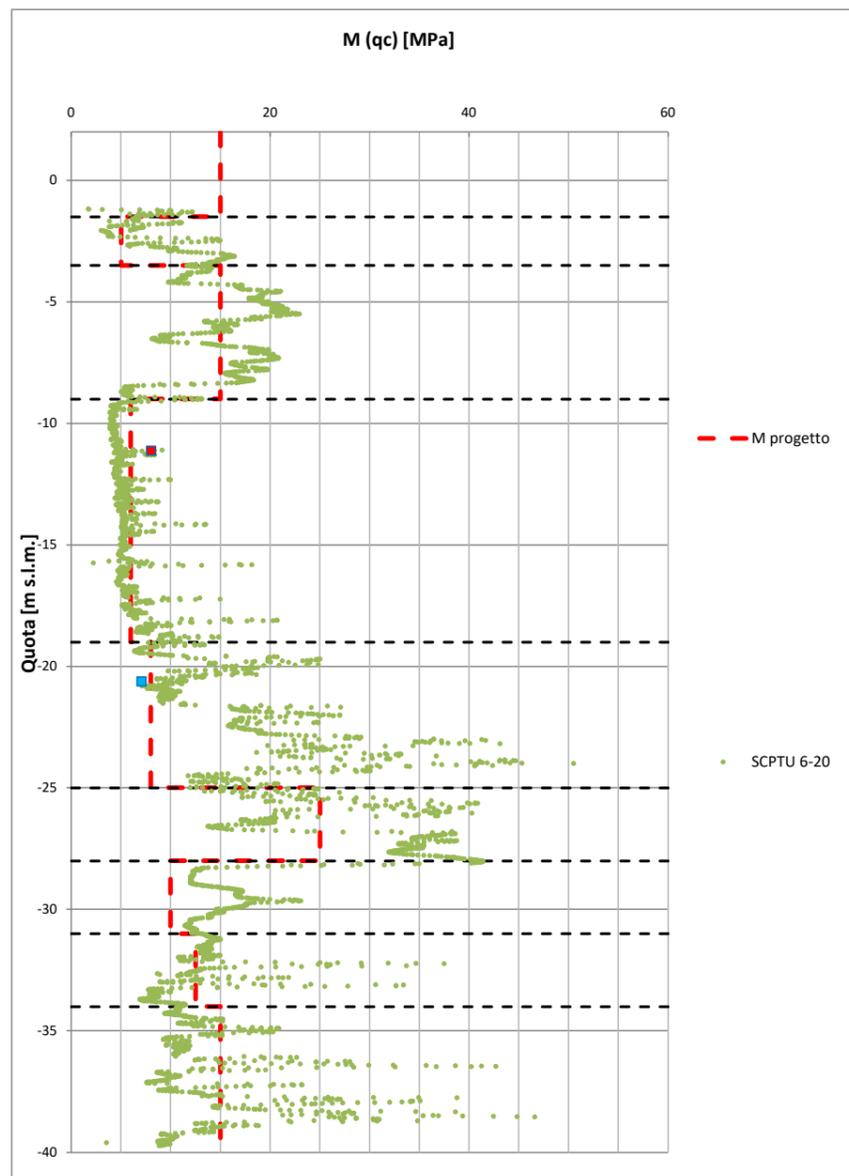
Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$e_0$ [-]	$C_c$ [-]	$C_R$ [-]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$D_R$ [%]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	$r$ [-]	$M$ [MPa]
R	Incoerente	0,5	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	32	-	-	140	38	25	2	15
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	0,30	1	1,00	0,25	0,04	-	-	28	2,5	25	150	41	7	4	5
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25	-28	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-28	-31	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A1	Coesivo	-31	-34	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	70	260	131	19	4	12,5
A1	Coesivo	-34	-40	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

AZIONE SISMICA DI PROGETTO		
SLD	$a_{max}$ [g]	0,1
SLV	$a_{max}$ [g]	0,2





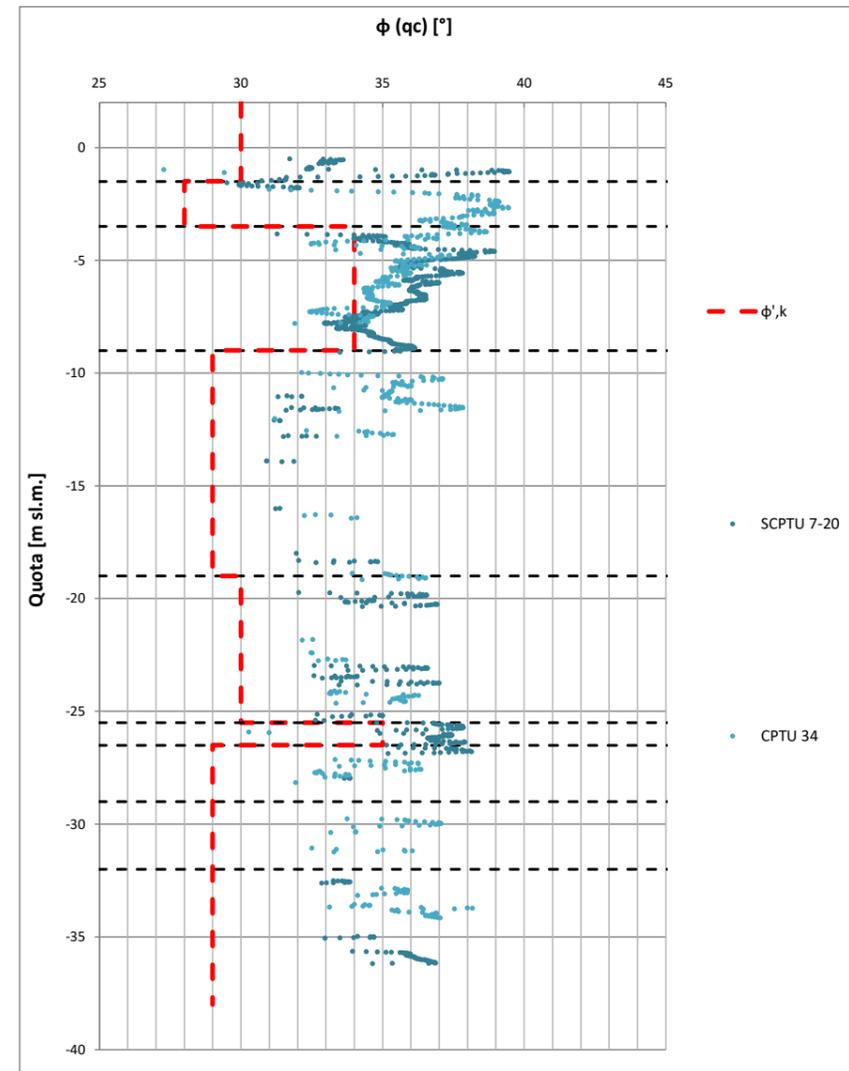
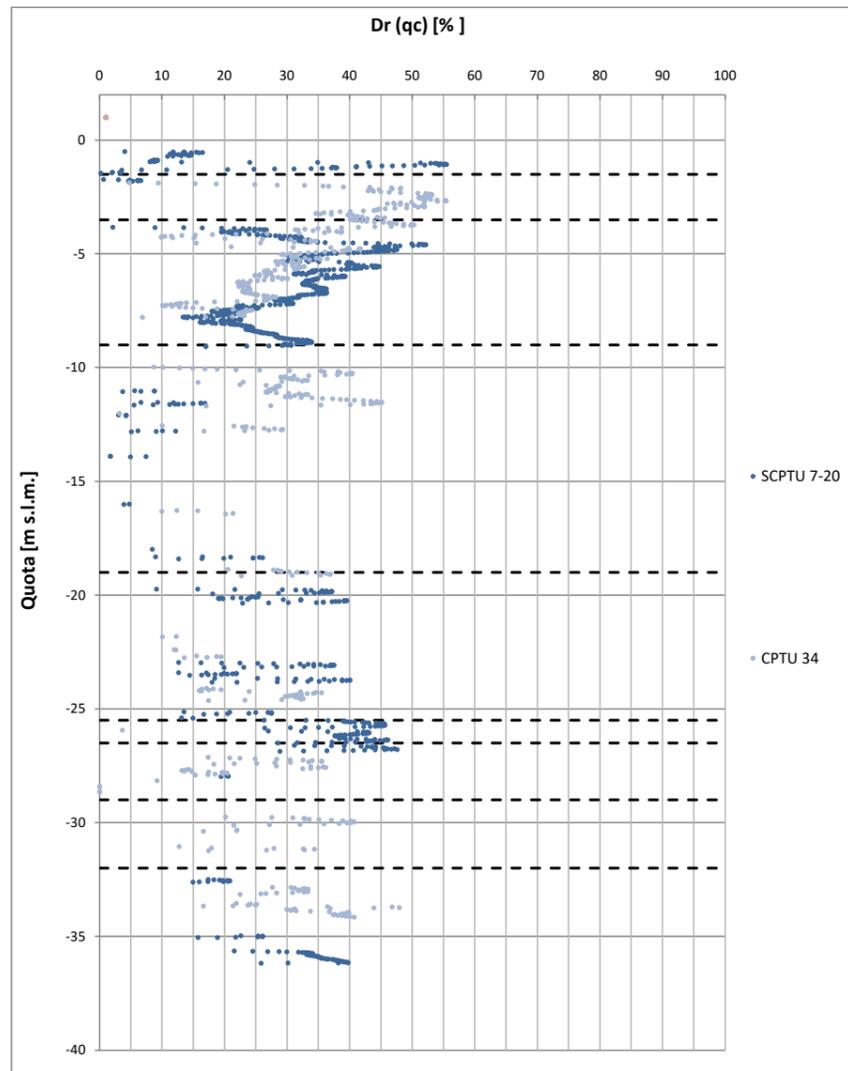


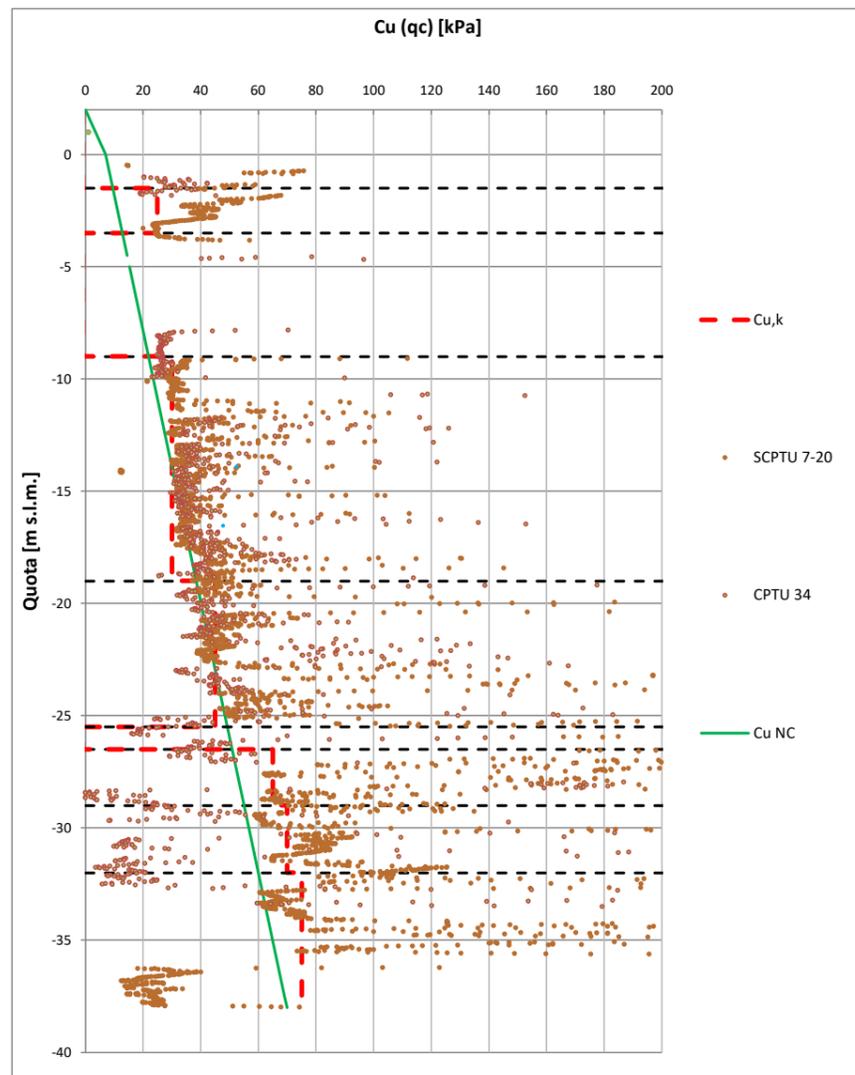


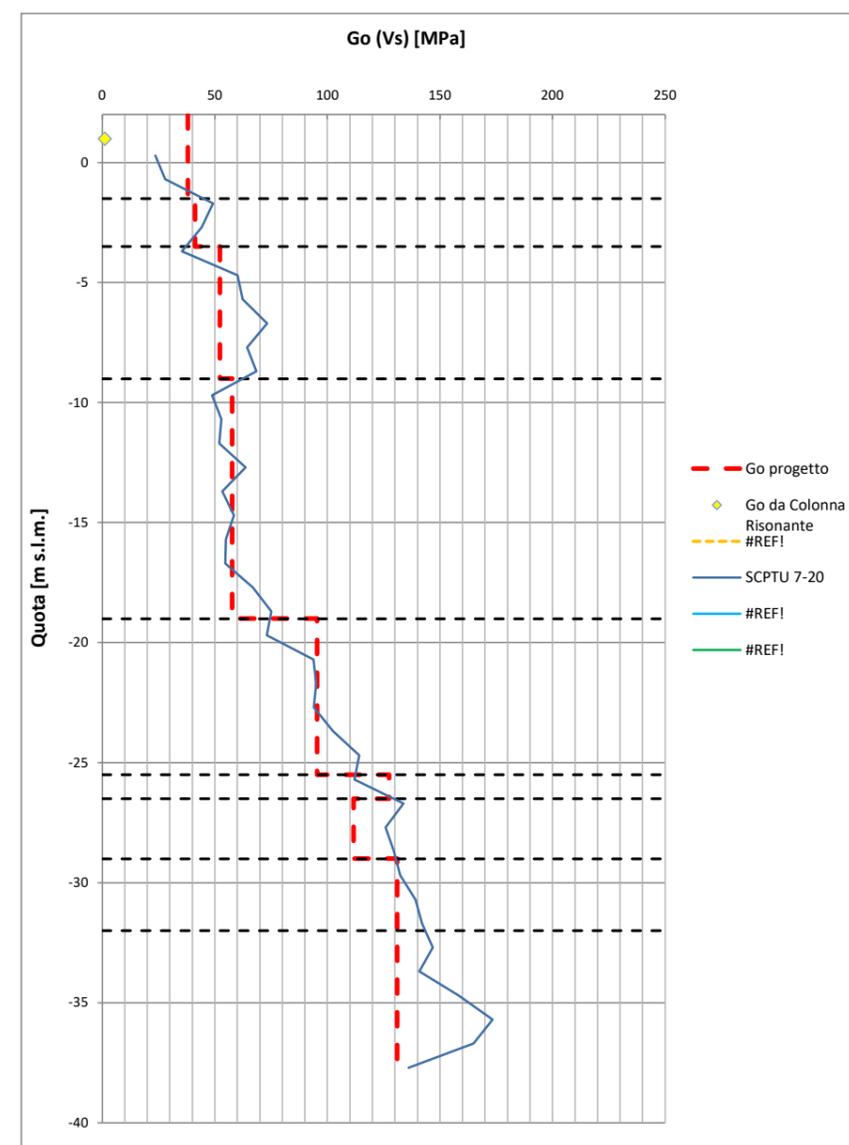
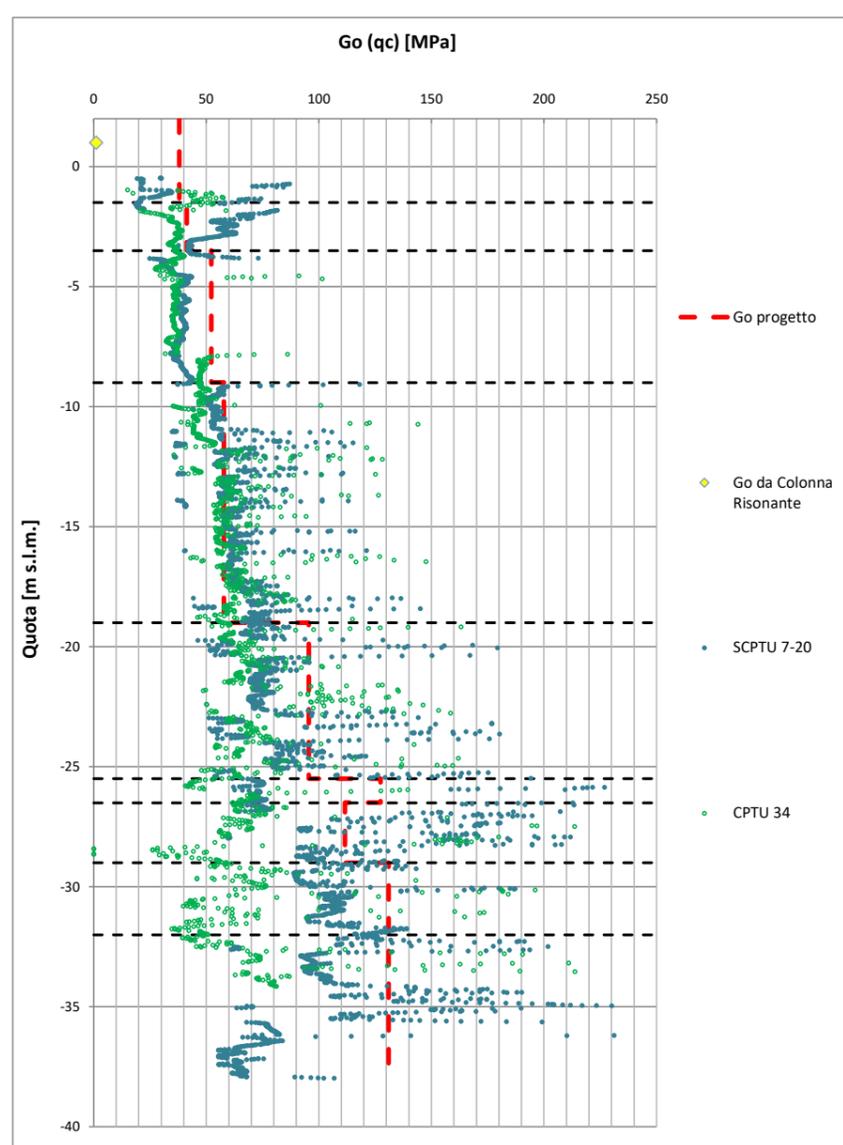
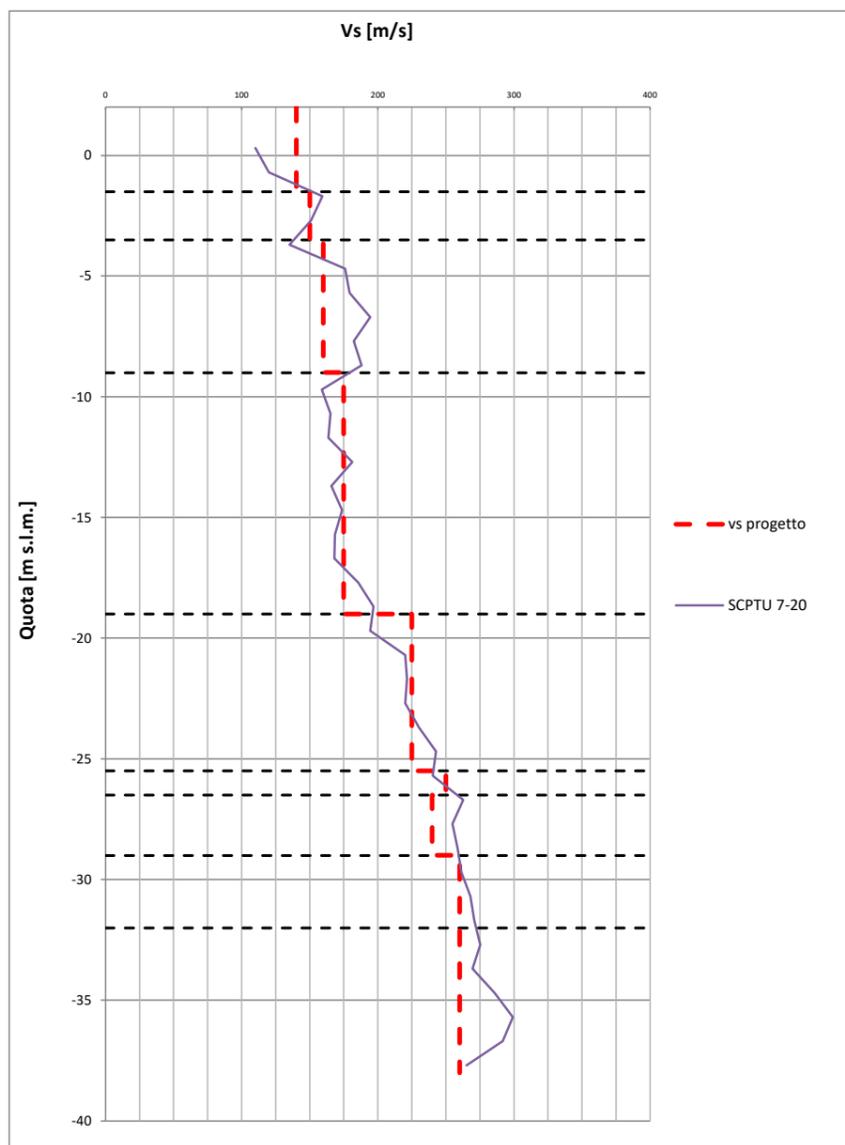
OPERA	Docks Piomboni Nord
INDAGINI PD	CPTU 34/14
INDAGINI PE	SCPTU 7/20 S3Pz/20

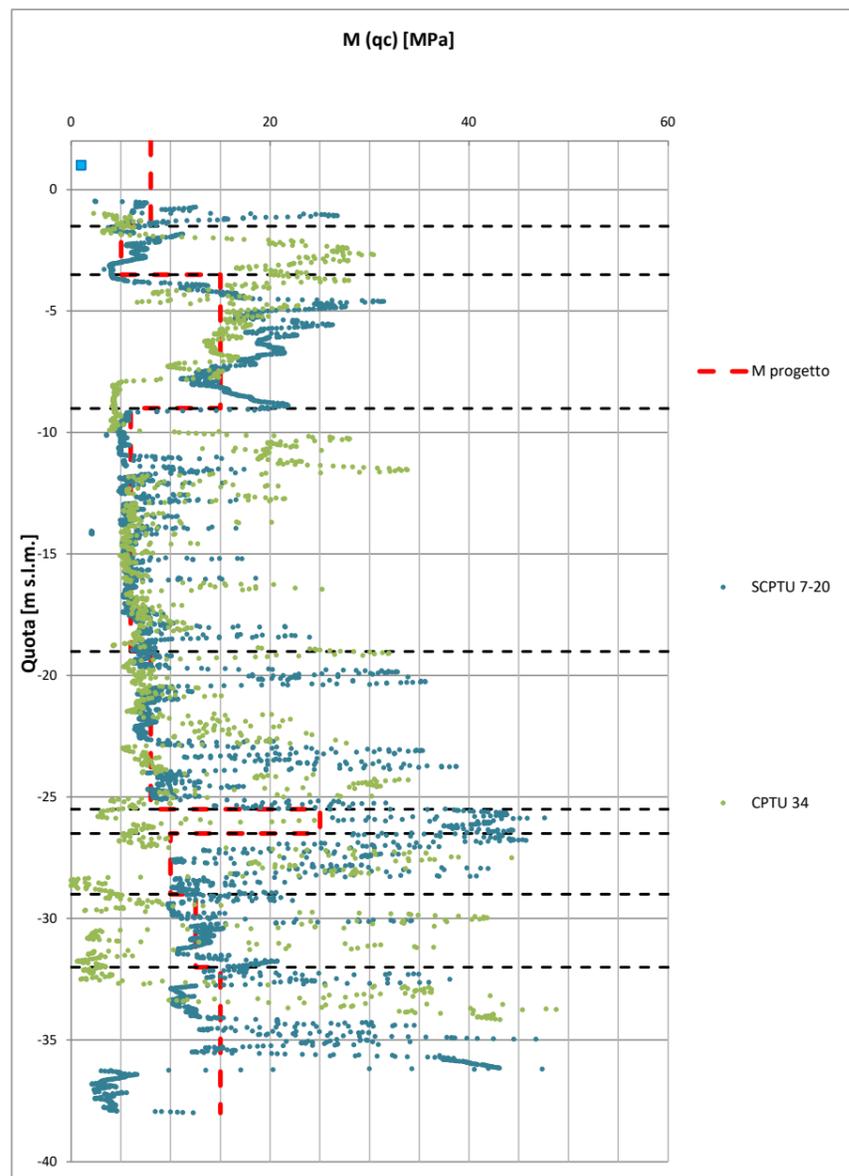
Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$e_0$ [-]	$C_c$ [-]	$C_R$ [-]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$D_R$ [%]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	$r$ [-]	$M$ [MPa]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	30	-	-	140	38	13	2	8
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	0,30	1	1,00	0,25	0,04	-	-	28	2,5	25	150	41	7	4	5
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25,5	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25,5	-26,5	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-26,5	-29	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A1	Coesivo	-29	-32	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	70	260	131	19	4	12,5
A1	Coesivo	-32	-38	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

AZIONE SISMICA DI PROGETTO		
SLD	$a_{max}$ [g]	0,1
SLV	$a_{max}$ [g]	0,2









OPERA	Futuro CTS
INDAGINI PD	CPTU 32+33/14 - S17/14 - DMT 19+20/14 -S17/14
INDAGINI PE	SCPTU 9/20 - S6Pz/20

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$e_0$ [-]	$C_c$ [-]	$C_R$ [-]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$D_R$ [%]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	$r$ [-]	$M$ [MPa]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	30	-	-	140	38	13	2	8
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	0,30	1	1,00	0,25	0,04	-	-	28	2,5	25	150	41	7	4	5
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25	-26	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-26	-29	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A2	Incoerente	-29	-32	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	2	30
A1	Coesivo	-32	-38	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

AZIONE SISMICA DI PROGETTO		
SLD	$a_{max}$ [g]	0,1
SLV	$a_{max}$ [g]	0,2

