

SS.4 - Variante dell'abitato di Monterotondo Scalo - 2° Stralcio

PROGETTO DEFINITIVO

COD. RM190

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

David Carlaccini
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A1245

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL R.U.P.:

Dott. Ing.
Achille Devitofranceschi

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott. Ing. N. Granieri
Dott. Arch. N. Kamenicky
Dott. Ing. V. Truffini
Dott. Arch. A. Bracchini
Dott. Ing. F. Durastanti
Dott. Ing. E. Bartolucci
Dott. Geol. G. Cerquiglini
Geom. S. Scopetta
Dott. Ing. L. Sbrenna
Dott. Ing. M. Briganti Botta
Dott. Ing. E. Sellari
Dott. Ing. L. Dinelli
Dott. Ing. L. Nani
Dott. Ing. F. Pambianco
Dott. Agr. F. Berti Nulli

Dott. Ing. D. Carlaccini
Dott. Ing. S. Sacconi
Dott. Ing. F. Aloe
Dott. Ing. V. De Gori
Dott. Ing. C. Consorti
Geom. M. Manzo

Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Ing. F. Macchioni
Geom. C. Vischini
Dott. Ing. V. Pionno
Dott. Ing. G. Pulli
Geom. C. Sugaroni



GEOTECNICA

Relazione geotecnica di caratterizzazione

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO: DPRM0190 LIV. PROG.: D N. PROG.: 20	T00-GE00-GET-RE01-A CODICE ELAB.: T00GE00GETRE01	A	-
A	Emissione	17/01/2021	S.Sacconi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO
		VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	INDAGINI ESEGUITE.....	4
3.1	SONDAGGI.....	4
3.2	PROVE SPT.....	5
3.3	PROVE CPTU.....	5
3.4	PROVE LEFRANC	6
3.5	PROVE PRESSIOMETRICHE.....	6
3.6	PROVE DI CARICO SU PIASTRA	7
3.7	PROVE GEOFISICHE.....	7
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	9
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
5.1	INTERPRETAZIONE DELLE PROVE	10
5.1.1	Prove SPT.....	10
5.1.2	Prove CPT	11
5.1.3	Prove di dissipazione	11
5.1.4	Prove Lefranc	12
5.1.5	Prove pressiometriche.....	12
5.1.6	Prove geofisiche.....	12
5.1.7	Prove di carico su piastra.....	13
5.2	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	13
5.3	UNITÀ GEOTECNICA A.....	14
5.4	UNITÀ GEOTECNICA S-GH.....	24
5.5	UNITÀ GEOTECNICA AC.....	24
6	MODELLO GEOTECNICO	27
7	REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI	28
8	CARATTERISTICHE DEI PIANI DI POSA DEI RILEVATI	29
9	VALUTAZIONI SUL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI	30
9.1	VERIFICA CRITERI DI ESCLUSIONE.....	30
9.2	METODI DI VERIFICA E RISULTATI	30
9.2.1	Verifica del tracciato.....	32

1 PREMESSA

In riferimento alla progettazione definitiva di “S.S.4 Salaria – Variante di Monterotondo Scalo – 2° stralcio”, riguardo gli interventi previsti dalla viabilità variante all'abitato di Monterotondo scalo, tra il comune di Roma e Monterotondo, il presente documento riporta gli esiti degli studi geotecnici relativi ai terreni presenti nell'area in oggetto.

L'intervento si sviluppa nei pressi della S.S.4 “Salaria” nel territorio di Monterotondo Scalo (RM) e prevede la realizzazione di un tratto di strada in rilevato che avrà anche funzione di argine delle piene occasionali del fiume Tevere, trovandosi il rilevato in zona di esondazione del fiume (asse 1, tratto tra le rotatorie A e B). L'intervento si completa con un tratto di strada in viadotto (asse 2, tratto tra le rotatorie B e C) e con due ulteriori tratti di ricongiungimento alla viabilità esistente (asse 3 e rami Nord e Sud della rotatoria D; la funzione di argine è estesa anche al ramo 3 e parzialmente al ramo Sud della rotatoria D. La figura seguente riporta una planimetria dell'area di intervento con il tracciato di progetto.

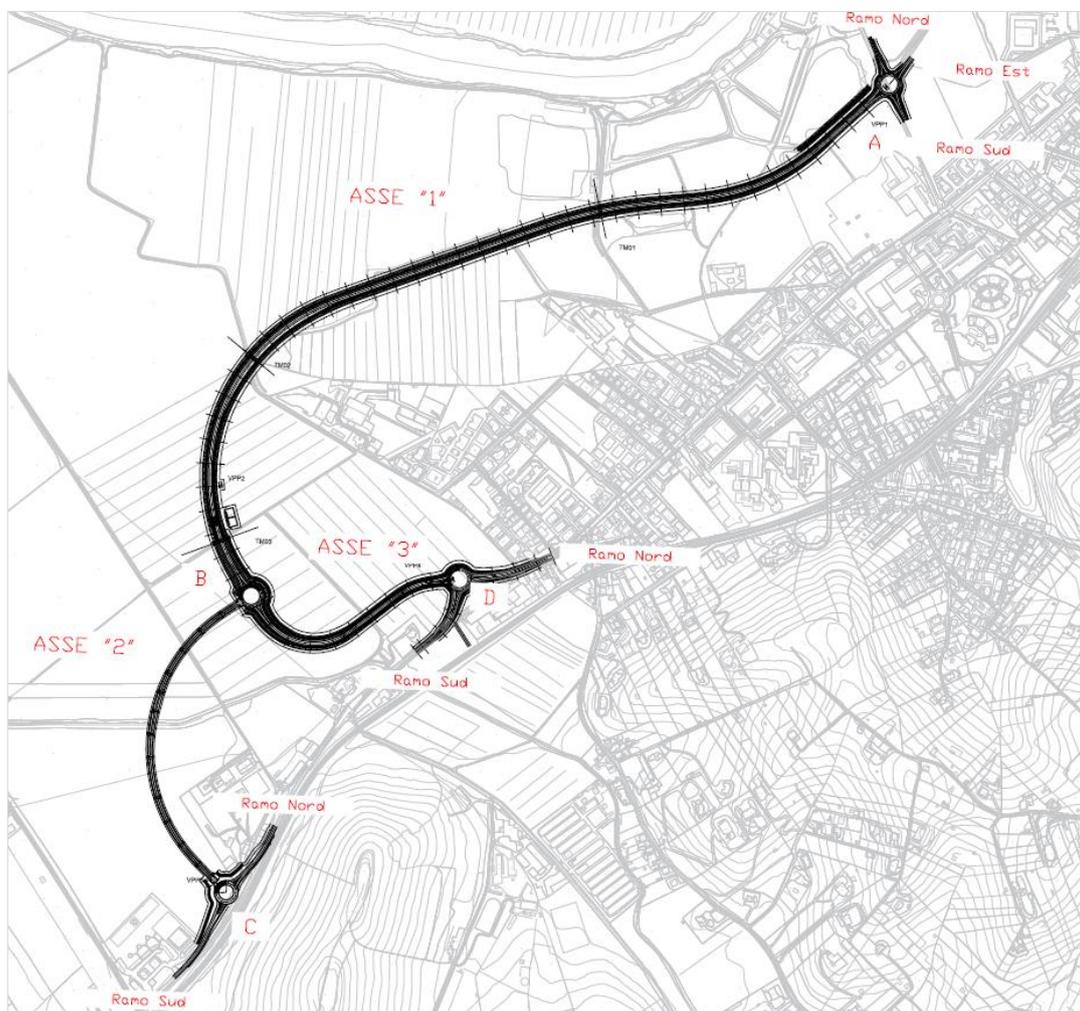


Figura 1. Planimetria dell'area di intervento e del tracciato di progetto.

Nel prosieguo della relazione si fornisce una descrizione delle campagne di indagine condotte per la redazione del progetto definitivo; vengono illustrate le interpretazioni delle misure in sito e in laboratorio per la determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni, per completare il tutto con la definizione del modello geotecnico di sottosuolo di riferimento.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Nel progetto è stato fatto riferimento alle seguenti Normative ed Istruzioni:

- D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (pubblicato sulla G.U. n. 42 – Suppl. Ordinario n. 8 – del 20 febbraio 2018).
- Circolare 21/01/2019 “Istruzione C.S.LL.PP. per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- Decreto Ministero Lavori Pubblici 11/03/1988 – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.”
- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 30483 del 24/09/1988 – D.M. 11.3.88. “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.”

3 INDAGINI ESEGUITE

Nella zona in oggetto è stata condotta una campagna di indagini geognostiche, espletate nei mesi di giugno e luglio 2020, finalizzata alla determinazione delle caratteristiche geotecniche e alla identificazione stratigrafica. Si riporta di seguito una sintesi della tipologia e del numero di indagini eseguite, riportate nel documento “*Documentazione indagini geognostiche*” - T00GE00GEORE02:

- n.5 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo;
- n.20 prove penetrometriche *SPT*;
- n.3 prove di permeabilità *Lefranc*;
- n.4 prove pressiometriche *Menard*;
- n.19 prelievi di campioni, di cui n.10 indisturbati e n.9 rimaneggiati sottoposti a prove di laboratorio (cfr. “*Documentazione prove di laboratorio geotecnico*” - T00GE00GEORE03);
- n.7 pozzetti esplorativi fino a profondità dal pc di 2.1 m;
- n.6 prove penetrometriche statiche *CPTU*;
- n.7 prove di carico su piastra in corrispondenza dei pozzetti esplorativi;
- n.2 prospezioni simiche *MASW*;
- n.1 prove *down-hole*;

L'ubicazione delle suddette campagne di indagini è illustrata nell'elaborato “*Planimetria ubicazione indagini*” (cfr. T00GE00GEOPU01).

3.1 SONDAGGI

La campagna di indagine eseguita lungo il tratto è rappresentata da 5 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo per la definizione della sequenza stratigrafica, 3 dei quali sono stati strumentati con piezometro a tubo aperto da 3” e 1 condizionato con tubo in *PVC* per l'esecuzione di prove *Down-Hole*. Nei sondaggi sono state eseguite prove *SPT*; inoltre, sulle carote estratte sono state eseguite misure speditive della resistenza alla penetrazione con penetrometro tascabile *pocket – penetrometer*. Sono stati, poi, prelevati n.19 campioni sui quali sono state condotte prove di laboratorio.

Di seguito la tabella riepilogativa dei sondaggi realizzati con indicazione della profondità di investigazione raggiunta, $L_{sondaggio}$, delle prove in sito eseguite, del numero di campioni prelevati, delle eventuali strumentazioni installate nel foro stesso.

Tabella 1: Campagna indagine 2020 - Scheda sintetica dei sondaggi.

Denominazione	$L_{sondaggio}$ (m)	<i>SPT</i> (n°)	<i>Pressiometriche</i> (n°)	<i>Lefranc</i> (n°)	<i>Campioni indisturbati</i> (n°)	<i>Attrezzato con</i>
S01-PZ	30	3	2	-	2	Piezometro tubo aperto
S02-PZ	30	5	-	1	2	Piezometro tubo aperto
S03-DH	35	5	-	2	3	Tubo PVC (prova DH)
S04-PZ	30	3	1	-	2	Piezometro tubo aperto
S05-DH	35	4	1	-	1	-

Sono stati realizzati, inoltre, 7 pozzetti esplorativi fino alla profondità massima di 2.1 m da p.c. all'interno dei quali sono state condotte 7 prove di carico su piastra con due cicli di carico - scarico a una profondità di 0.3 m da p.c.

3.2 PROVE SPT

Durante la campagna d'indagine sono state eseguite complessivamente n.20 prove *SPT* con punta aperta, di cui si riporta l'ubicazione nella Tabella 2.

In Tabella 2 si riporta, inoltre, il numero di colpi registrati durante la prova per tre tratti consecutivi di 15 cm ciascuno e la resistenza alla penetrazione *Nspt* calcolata sommando il numero dei colpi negli ultimi due tratti.

Tabella 2. Scheda sintetica prova SPT.

N	Sondaggio ID	Profondità			colpi			
		da (m dal pc)	a (m dal pc)	media (m dal pc)	N1	N2	N3	Nspt
1	S01-PZ	2.5	2.95	2.725	5	7	7	14
2		6	6.45	6.225	3	6	7	13
3		9.4	9.85	9.625	5	7	8	15
4	S02-PZ	1.5	1.95	1.725	4	7	8	15
5		3	3.45	3.225	7	8	7	15
6		5	5.45	5.225	6	7	9	16
7		6.6	7.05	6.825	4	5	7	12
8		10	10.45	10.225	3	4	4	8
9	S03-DH	1.5	1.95	1.725	7	8	10	18
10		3	3.45	3.225	8	10	11	21
11		4.5	4.95	4.725	6	8	8	16
12		6.5	6.95	6.725	8	9	11	20
13		9	9.45	9.225	4	6	6	12
14	S04-PZ	3.5	3.95	3.725	3	5	4	9
15		5	5.45	5.225	3	4	5	9
16		6.5	6.95	6.725	3	3	5	8
17	S05-DH	1.5	1.95	1.725	5	6	7	13
18		3	3.45	3.225	4	6	7	13
19		4.3	4.75	4.525	7	7	6	13
20		6.1	6.55	6.325	3	2	4	6

3.3 PROVE CPTU

Lungo lo sviluppo dell'opera sono state eseguite n.6 prove penetrometriche statiche con piezocono la cui elaborazione permette sia di effettuare una classificazione dei terreni in sito, sia la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni a grana fine.

Si riporta una tabella di sintesi delle prove effettuate con indicazione della profondità di indagine. La prova *CPTU01bis* è stata ripetuta due volte a causa della presenza di un orizzonte altamente resistente che ha causato l'interruzione della prova a circa 3.3-3.5 m dal pc.

Relazione geotecnica di caratterizzazione

Tabella 3: Scheda sintetica delle prove CPTU.

N.	Denominazione	Profondità investigata (m)	Profondità prova di dissipazione (m)
1	CPTU01bis1	3.5	-
2	CPTU01bis	3.3	-
3	CPTU03	15.0	-
4	CPTU04	20.0	20.02
5	CPTU05	20.0	18.88
6	CPTU06	18.0	-

Durante le prove CPT, in particolare nelle verticali di prova *CPTU04* e *CPTU05* sono state effettuate due prove di dissipazione, di cui si riporta la procedura di interpretazione al §5.1.3.

3.4 PROVE LEFRANC

Durante l'esecuzione dei carotaggi sono state effettuate n.3 prove *Lefranc* a carico idraulico variabile. Tali prove sono state eseguite all'interno dei fori di sondaggio realizzando una sezione filtrante di altezza pari a 0.5 m e diametro 127 mm. Nella tabella che segue sono riportati in maniera riassuntiva le caratteristiche dell'indagine:

Tabella 4. Scheda di riepilogo prove Lefranc.

N.	Denominazione	Profondità investigata (m)
1	S02-PZ	11-11.5
2	S03-DH	8-8.5
6	S03-DH	18.5-19

3.5 PROVE PRESSIOMETRICHE

Sono state eseguite n.4 prove pressiometriche mediante una sonda del tipo *Menard*, con le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza: sonda 600 mm, cella di guardia 120 mm, cella centrale 210 mm;
- Diametro esterno: sonda 30 mm, cella di guardia 58 mm, cella centrale 58 mm.

Di seguito è riportata la tabella riepilogativa delle prove eseguite e la corrispondente profondità di prova:

Tabella 5. Scheda di riepilogo delle prove pressiometriche.

N.	ID sondaggio	Sigla Prova	Profondità (m dal pc)
1	S01-PZ	MPM1	11.60-12.70
2	S01-PZ	MPM2	22.00-23.00
3	S04-PZ	MPM1	14.50-15.50
4	S05-DH	MPM1	18.40-19.90

3.6 PROVE DI CARICO SU PIASTRA

Durante la campagna d'indagine attuale, sono state eseguite n.7 prove di carico su piastra, realizzate all'interno dei pozzetti esplorativi ad una profondità di 0.3 m dal p.c.

Si riporta in Tabella 6 la localizzazione di tali prove:

Tabella 6: Scheda di riepilogo prove su piastra.

N.	ID Pozzetto	ID prova su piastra
1	Pz02	PS039/20
2	Pz03	PS040/20
3	Pz04	PS041/20
4	Pz05	PS042/20
5	Pz06	PS043/20
6	Pz07	PS044/20
7	Pz08	PS045/20

3.7 PROVE GEOFISICHE

Nell'ambito delle indagini di classificazione e caratterizzazione sono state svolte, nel mese di luglio 2020, le seguenti prove geofisiche:

- n.1 prospezione sismica a rifrazione con interpretazione tomografica;
- n.1 indagine sismica in foro *down-hole*;
- n.2 prospezioni sismiche *MASW*.

- Prova a rifrazione tomografica

In Figura 2 è rappresentato il profilo della velocità delle onde di taglio tra le basi di misura considerate, poste a distanza di 115 m circa l'una dall'altra. Il test dimostra che i terreni in esame hanno velocità delle onde di taglio, V_s , comprese tra 150 ÷ 360 m /s.

Relazione geotecnica di caratterizzazione

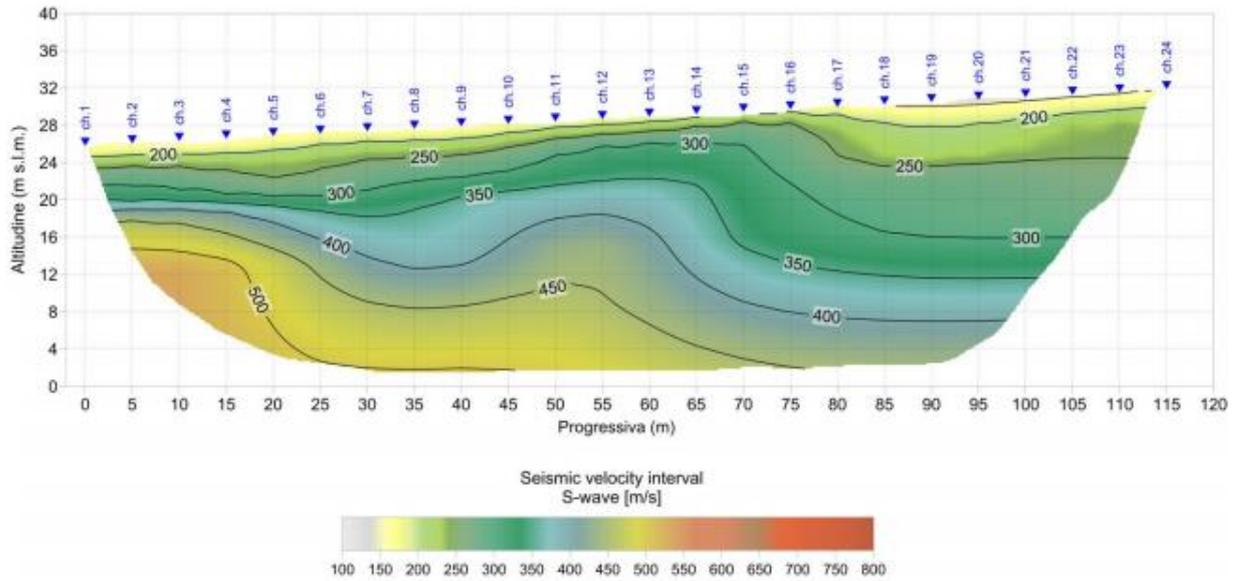


Figura 2. Pseudosezione sismica tomografica in onde S. Profilo RIFR_1.

- Prova *Down-Hole*
Come già accennato, è stata eseguita n.1 prova *Down-Hole*, la cui ubicazione è riportata nella tavola grafica T00GE00GEOPU01. La prova è stata eseguita fino a 35 m di profondità dal p.c.; il sistema di rilevamento è composto da due triplette di geofoni distanziate di 1 m. I risultati della prova sono riportati nella “*Documentazione indagini geofisiche*” (cfr. T00GE00GEORE02) fornita dal committente. L’interpretazione di tale prova è riportata nel § 5.1.6.
- Prove MASW
Sono state effettuate n.2 indagini MASW, i cui profili di velocità sono desunti dalla relazione “*Documentazione indagini geofisiche*” (cfr. T00GE00GEORE02) fornito dal committente. L’interpretazione di tale prova è riportata nel § 5.1.6.

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il progetto, dal punto di vista morfologico, è ubicato all'interno della pianura alluvionale del fiume Tevere, un'area pianeggiante che si estende da NE verso SW, confinata lateralmente da rilievi collinari a morfologia arrotondata e quote piuttosto modeste.

I terreni che si rinvencono in affioramento sono conducibili alle alluvioni recenti ed attuali del fiume Tevere, coperti da un orizzonte di terreno vegetale o da riporti antropici di modesto spessore. Al di sotto dei depositi alluvionali si rinvencono le Argille Plioceniche (argille limose) che rappresentano il substrato di base.

Dalla carta geologica di progetto (T00GE00GEOCG03) emerge che gli assi stradali in progetto sono interessati dai depositi alluvionali recenti ed attuali mentre per la rotatoria di raccordo con la viabilità esistente dell'asse 2 si rileva la presenza della formazione geologica di Monte Vaticano (indicati con la sigla "U.M.V").

Le **alluvioni recenti ed attuali** sono costituite da alternanze di strati argillosi, limo sabbiosi, e sabbio limosi; sporadicamente sono state rinvenuti tratti con resti di materiale organico. Sulla base delle analisi dei dati disponibili è stato possibile riconoscere ed individuare all'interno di tali depositi diverse litologie che caratterizzano la formazione e che presentano caratteristiche granulometriche e di permeabilità diverse tra loro in accordo con il sistema deposizionale del territorio. In particolare sono stati distinti le seguenti *facies*:

- Depositi alluvionali limo-argillosi a granulometria fine;
- Sabbie e ghiaie.

La **formazione di Monte Vaticano - U.M.V. - (Pliocene sup.)** è costituita da argilla e argilla limosa grigio azzurra, da consistente a molto consistente, con intercalazioni di sabbia fine che passa verso l'alto a limo sabbioso.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la definizione delle caratteristiche fisico-meccaniche delle unità geotecniche interessate dalla realizzazione dell'opera sono stati interpretati e utilizzati i dati della campagna di indagine eseguita specificamente per la presente progettazione definitiva (cfr. §3, campagna di indagine Giugno 2020 e Luglio 2020).

Per l'individuazione del comportamento meccanico dei litotipi a grana fina interessati dalla realizzazione dell'opera sono disponibili i risultati delle prove *in situ* (prove penetrometriche statiche *CPTU*, prove sismiche, prove pressiometriche) unitamente alle informazioni ottenute dalla sperimentazione in laboratorio effettuate nel corso delle campagne di indagini eseguite. In particolare, per la determinazione delle caratteristiche di compressibilità sono state eseguite prove edometriche (*EDO*) in laboratorio su campioni indisturbati. Per la determinazione dei parametri di resistenza sono state eseguite prove di taglio diretto (*TD*). Inoltre, indicazioni sulla resistenza non drenata sono state desunte dall'interpretazione dei risultati di prove in laboratorio in cella triassiale (*UU*), da prove eseguite in sito con il penetrometro tascabile sulle carote estratte e da prove penetrometriche statiche *CPT*.

Per la caratterizzazione dei litotipi a grana grossa, non sono disponibili prove dirette che ne descrivono il comportamento geomeccanico; sono disponibili invece prove *in situ* di tipo *SPT* (prove penetrometriche dinamiche) realizzate in corrispondenza della frazione più sabbiosa dei depositi alluvionali a comportamento a grana fine.

5.1 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE

5.1.1 Prove SPT

Dalle prove penetrometriche dinamiche *SPT* sono stati stimati i parametri di resistenza e deformabilità dei litotipi a grana grossa (o comunque delle eventuali componenti a grana grossa dei litotipi presenti). In particolare, il numero di colpi *NSPT* è stato impiegato per l'individuazione dell'angolo d'attrito mediante la correlazione di *Schmertmann* (1978) e per la stima delle caratteristiche di rigidezza, facendo riferimento alla correlazione di natura empirica $E' = s_1 NSPT + s_2$ proposta da *Denver* (1982), riportata graficamente nella Figura 3. In dettaglio, vista la tipologia di terreni presenti, a vantaggio di sicurezza per la correlazione di *Schmertmann* è stato impiegato il caso di sabbia fine uniforme, che stima l'angolo di resistenza al taglio pari a:

$$\varphi = 28 + 0.14 D_R$$

$$\text{in cui } D_R = \left(\frac{N_1}{60}\right)^{0.5}$$

$$\text{definito } N_1 \text{ dalla relazione di } Skempton \text{ per sabbie fini } N_1 = N_{SPT} \cdot CN \text{ e } CN = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}}$$

Per la stima del modulo di *Young*, sono stati impiegati i coefficienti s_1 e s_2 relativi alla curva che si riferisce alla sabbia satura.

Relazione geotecnica di caratterizzazione

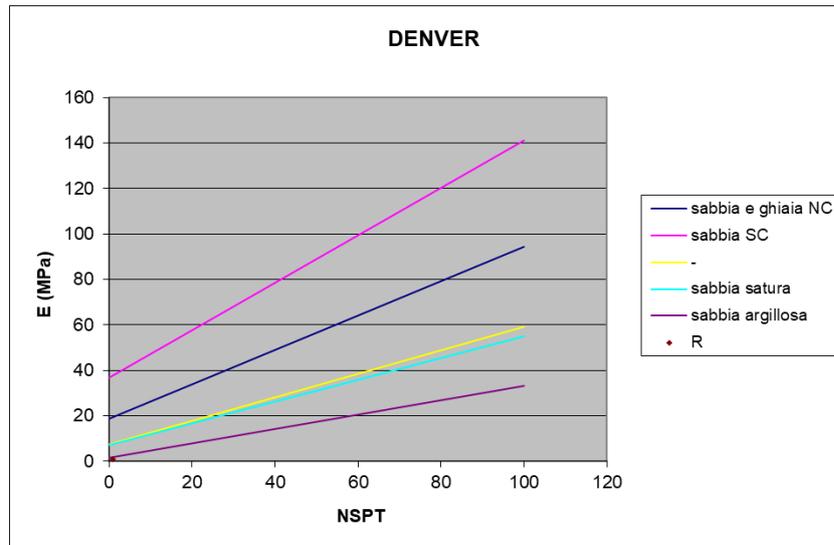


Figura 3. Stima del modulo di Young mediante la correlazione di Denver.

5.1.2 Prove CPT

La prova consiste nella misura della resistenza alla penetrazione q_c di una punta conica di dimensioni *standard* per mezzo della quale è possibile stimare le caratteristiche meccaniche di resistenza e deformabilità dei terreni coesivi.

In dettaglio, la resistenza non drenata, c_u , è stata stimata mediante la seguente correlazione empirica (AGI, 1977) a partire dalla resistenza alla punta q_c :

$$c_u = \frac{q_c}{20}$$

5.1.3 Prove di dissipazione

La prova di dissipazione, eseguita mediante la sospensione dell'avanzamento di una prova penetrometrica statica tipo CPTU, permette di valutare il coefficiente di consolidazione orizzontale c_h . Per l'interpretazione delle prove è stata utilizzata la rappresentazione di *Teh* e *Houlsby* (1991). La curva teorica di dissipazione è basata su un fattore tempo T^* definito come:

$$T^* = \frac{c_h \cdot t}{r^2}$$

dove c_h è il coefficiente di consolidazione orizzontale del terreno, t è il tempo effettivo, r è il raggio della sezione del piezocono.

Il metodo prevede la sovrapposizione della curva di dissipazione effettiva derivata dalle misure di dissipazione in sito e della curva teorica di *Teh* e *Houlsby* procedendo in maniera iterativa variando il tempo t_{50} al 50% della consolidazione.

$$c_h = \frac{T^* \cdot r^2}{t_{50}}$$

Di seguito viene calcolato il coefficiente di permeabilità orizzontale con la relazione:

$$K_h = \frac{c_h \cdot \gamma_w}{M}$$

dove γ_w è il peso di volume dell'acqua e M è il modulo edometrico.

5.1.4 Prove Lefranc

La prova, che permette di calcolare la permeabilità del mezzo, consiste nel riempire il foro d'acqua per un'altezza nota e nel misurare la velocità di abbassamento del livello. La permeabilità viene calcolata dall'espressione:

$$K = \frac{A_p}{C \cdot T}$$

in cui A_p è l'area della sezione filtrante, C è il coefficiente di forma della sezione filtrante, T è il fattore tempo espresso come:

$$T = \frac{(t_2 - t_1)}{\log\left(\frac{H_1}{H_2}\right)}$$

essendo H_1 ed H_2 i battenti d'acqua al tempo t_1 e t_2 . Per il coefficiente di forma si assume $C=L$ (L =lunghezza tratto di prova).

5.1.5 Prove pressiometriche

La prova permette di determinare le caratteristiche di rigidezza dei litotipi presenti a partire dal grafico pressione-volume corretti ottenuti dalle misurazioni.

Il modulo pressiometrico di *Menard* è stato stimato nel tratto pseudoelastico del ciclo di primo carico come:

$$E_p = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot V_m \cdot \frac{\Delta p}{\Delta v}$$

Dove

V_m = volume medio della cella nel tratto pseudo-elastico, espresso come $V_m = V_i + \frac{V_2 + V_1}{2}$;

v_2 e v_1 il volume in corrispondenza dei valori p_2 e p_1 di pressione del tratto pseudoleastico individuato;

Δp = variazione di pressione nel tratto pseudo-elastico, pari a $(p_2 - p_1)$;

Δv = variazione di volume nel tratto pseudo-elastico, pari a $(v_2 - v_1)$;

V_i = volume iniziale della cella a riposo.

Il modulo di Young, E' , viene poi valutato a partire dal modulo pressiometrico applicando a quest'ultimo il coefficiente reologico, α .

5.1.6 Prove geofisiche

Dalle prove sismiche è stato determinato il modulo di rigidezza al taglio a piccole deformazioni G_0 , a partire dalla velocità delle onde di taglio stimate dalla prova, mediante la relazione:

$$G_0 = \rho v_s^2$$

dove:

- v_s è la velocità delle onde di taglio;
- ρ è la densità del terreno.

A partire dal valore del modulo di rigidezza a taglio è stato poi valutato il valore del modulo di elasticità a piccole deformazioni, E_0 , secondo la teoria dell'elasticità:

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

dove:

- ν è il coefficiente di Poisson;

Il modulo di Young, E' , infine è stato ottenuto moltiplicando il modulo di rigidezza a piccole deformazioni (E_0) per un fattore pari a 0.1.

5.1.7 Prove di carico su piastra

Le prove di carico su piastra hanno permesso di determinare il modulo di deformazione M_d del terreno superficiale, con prova su piastra circolare di diametro $d=30$ cm e spessore $s=2$ cm. Per ogni prova è stato eseguito un doppio ciclo di carico al fine di determinare il modulo di deformazione M_d dal primo ciclo e il modulo M'_d con il secondo ciclo, mediante il quale è stato poi determinato il grado di compattazione dal rapporto M_d/M'_d nell'intervallo di carico considerato. Un rapporto prossimo all'unità indica un buon addensamento. Il modulo di deformazione è stato determinato dall'espressione:

$$M_d = \frac{\Delta p}{\Delta \delta} * d$$

Dove:

Δp è l'incremento di pressione indotto dalla piastra;

$\Delta \delta$ è l'incremento di cedimento della superficie caricata corrispondente all'intervallo Δp ;

d è il diametro della piastra.

5.2 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Come si può dedurre dall'inquadramento geologico, l'area oggetto dell'intervento è interessata dalla presenza dei sedimenti alluvionali del fiume Tevere. Dall'interpretazione delle indagini a disposizione, si è potuto constatare che i sedimenti alluvionali si presentano in due *facies* distinte: una con comportamento prevalente coesivo, costituito da materiale variabile da argille limose a limi argillosi, contenenti livelli sporadici di sabbie di spessore modesto, la seconda costituita da materiale a comportamento granulare, costituiti essenzialmente da sabbie e ghiaie. Dall'andamento del profilo di resistenza di penetrazione alla punta delle prove CPTU eseguite si riconosce, da piano campagna fino alla massima profondità investigata dalle stesse, la presenza di un terreno costituito prevalentemente da argille limose e limi sabbiosi, che globalmente ha comportamento a grana fine; si nota la presenza di livelletti di materiale con comportamento a grana grossa (resistenza alla punta alta e con andamento piuttosto "frastagliato" e spigoloso, cfr. Figura 4) che, in virtù della modestia dello spessore, possono considerarsi non influenti sul comportamento meccanico globale del deposito in esame. Le prove CPTU non sono arrivate ad interessare l'eventuale *facies* sabbiosa-ghiaiosa del deposito alluvionale (o probabilmente è stata intercettata nella prova CPTU6 a 18 m dove si è raggiunto il rifiuto strumentale), che però è stata rinvenuta in alcune perforazioni dei sondaggi.

I depositi alluvionali sono ricoperti a luoghi da materiale di riporto, a luoghi da terreno vegetale, in entrambi i casi con spessore modesto.

In sintesi, sono state individuate le seguenti unità geotecniche (litotipo):

- Alluvioni, **A**. Si tratta della *facies* a comportamento essenzialmente coesivo dei depositi alluvionali, presente da piano campagna fino ad una profondità variabile da zona a zona. L'esame delle prove

CPT, delle prove con penetrometro tascabile e delle prove di laboratorio mostra per tale litotipo A uno stato di sovraconsolidazione nei primi 15 m circa da piano campagna (valore medio cautelativo dello spessore, come si vedrà nei paragrafi a seguire), con valori di OCR anche piuttosto alti nei primissimi metri; il profilo della resistenza alla punta e i valori di c_u con la profondità nel litotipo A, poi, tendono ad avvicinarsi gradualmente a quello tipico di uno stato di leggera sovraconsolidazione-normal consolidazione. Pertanto, l'unità A è stata suddivisa in 2 sottounità al variare della profondità: **Aoc** per lo strato più superficiale, **Anc** per quello più profondo;

- Alluvioni, **S-Gh**. Si tratta della *facies* essenzialmente a grana grossa dei depositi alluvionali, non sempre presente nelle perforazioni eseguite; laddove riscontrata è presente al letto dei depositi alluvionali;
- Formazione di base, **Ac**. Si tratta di argille consistenti relativamente profonde che sono state incontrate in alcuni sondaggi.

5.3 UNITÀ GEOTECNICA A

Come detto precedentemente, il litotipo A presenta un comportamento essenzialmente a grana fine; infatti, l'andamento della curva resistenza alla punta, q_c , misurata durante l'esecuzione delle prove CPTU riportata nella Figura 4, mostra il tipico andamento di un terreno a grana fine, con sporadici intervalli di materiale a grana grossa per spessori decimetrici.

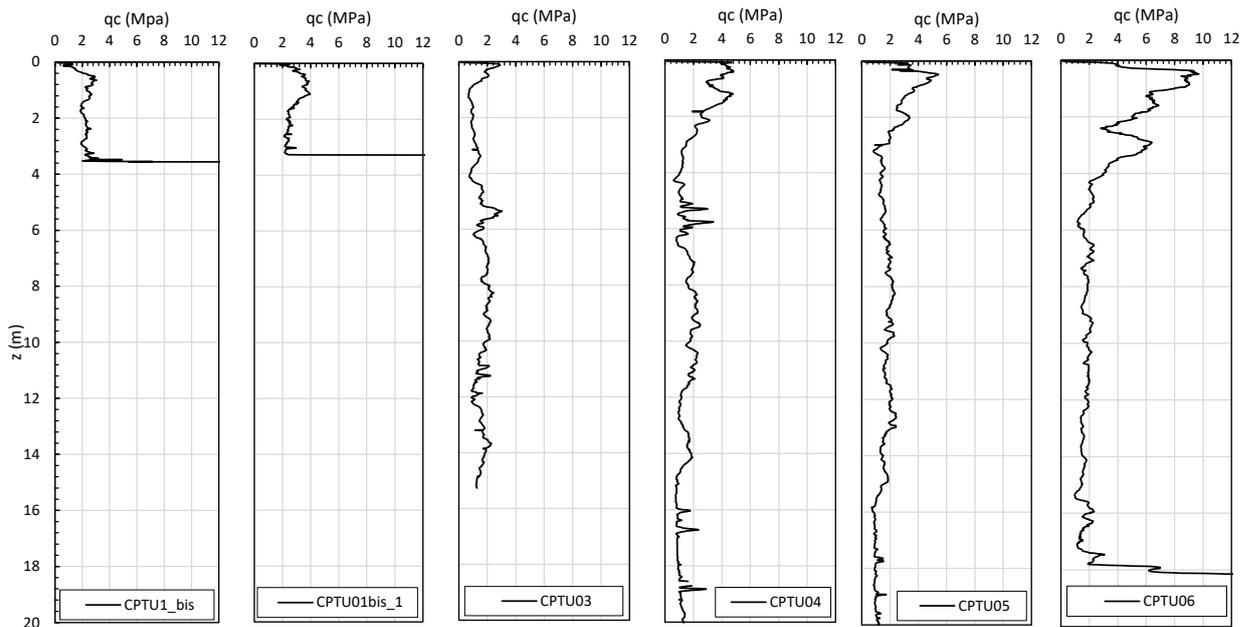


Figura 4. Andamenti della resistenza alla punta q_c nei sondaggi di prova.

Per l'individuazione del comportamento meccanico dell'unità geotecnica A sono stati elaborati i risultati delle analisi e delle prove di laboratorio effettuate nella recente campagna di indagine (2020). In Tabella 7 sono riepilogati i campioni estratti in questo litotipo e le principali caratteristiche fisiche e proprietà indice ottenute dalle prove di laboratorio eseguite.

Relazione geotecnica di caratterizzazione

Tabella 7: Unità geotecnica A, riepilogo campioni sottoposti a prove di laboratorio e principali caratteristiche fisiche.

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	e (-)	w (%)	w _l (%)	w _p (%)	I _p (%)	I _c (%)
S01_PZ	1	4.50	19.52	0.63	22.65	37.1	20.44	16.66	0.87
		5.00							
S02_PZ	1	4.50	18.79	0.69	25.39	59.5	33.37	26.13	1.31
		5.00							
S03_DH	1	6.00	18.55	0.74	25.06	62.25	33.26	28.99	1.28
		6.50							
S03_DH	2	14.00	18.29	0.78	29.02	81	36.51	44.49	1.17
		14.50							
S03_DH*	3	26.00	17.28	1.05	39.32	44.4	24.8	19.6	0.26
		26.50							
S04_PZ	1	9.1	19.04	0.65	23.39	52	30.98	21.01	1.36
		9.6							
S04_PZ	2	23.00	18.62	0.695	25.77	40.4	29.28	11.22	1.30
		23.50							
S05_DH	1	10.5	18.62	0.71	26.11	47.8	23.68	24.12	0.90
		10.9							

* Questo campione è risultato con un elevato grado di disturbo (8%).

La Figura 5 riporta le principali caratteristiche fisiche del litotipo in questione stimate dalle prove di laboratorio. Come si può notare, si tratta essenzialmente di limo argilloso con un indice di plasticità variabile tra 10 e 30 e indice di consistenza compreso tra 0.8 e 1.3 circa; il limite liquido ha valori compresi tra 40% e 60% circa. Non si nota una sostanziale differenza tra il litotipo Aoc (primi 15 m circa da p.c.) e il sottostante litotipo Anc, fatta eccezione per il campione a quota 26 m circa, che però è risultato disturbato (grado di disturbo 8%).

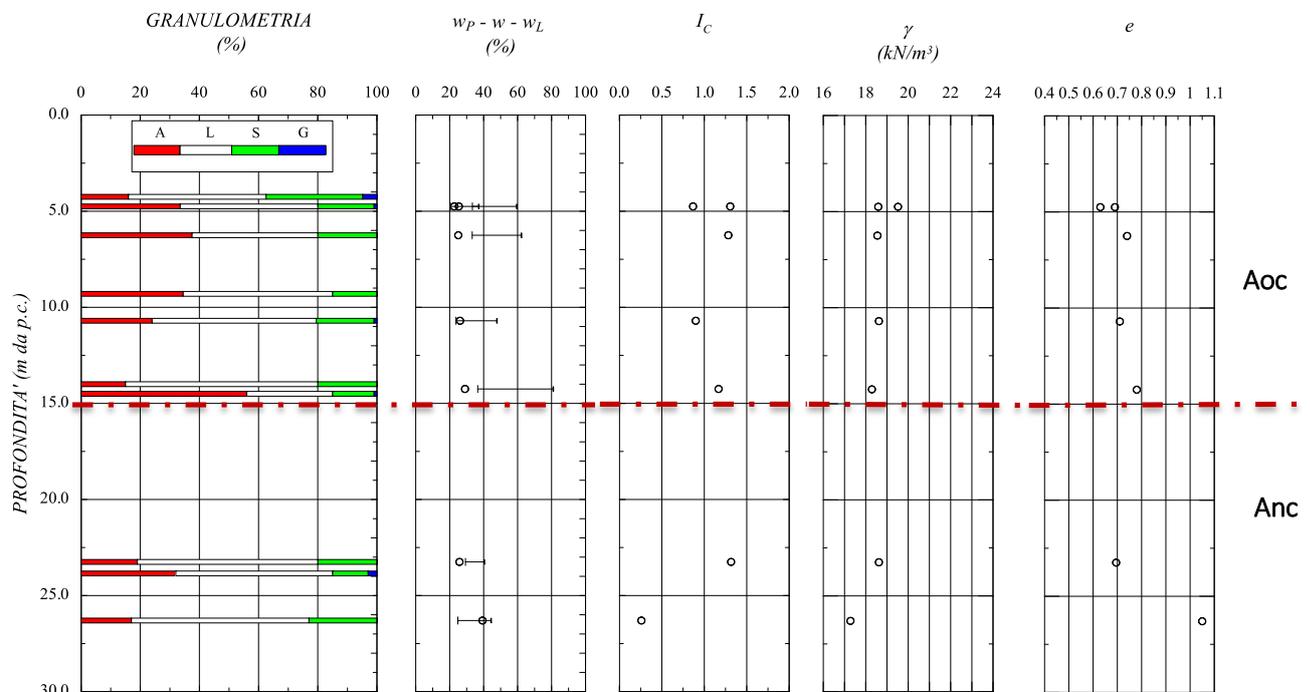


Figura 5: Unità geotecnica A, caratteristiche fisiche.

Relazione geotecnica di caratterizzazione

Riportando i valori relativi ai campioni prelevati dai sondaggi sulla carta di plasticità di Casagrande è possibile classificare la frazione fine limo-argillosa come “inorganica di media/alta plasticità” (Figura 6).

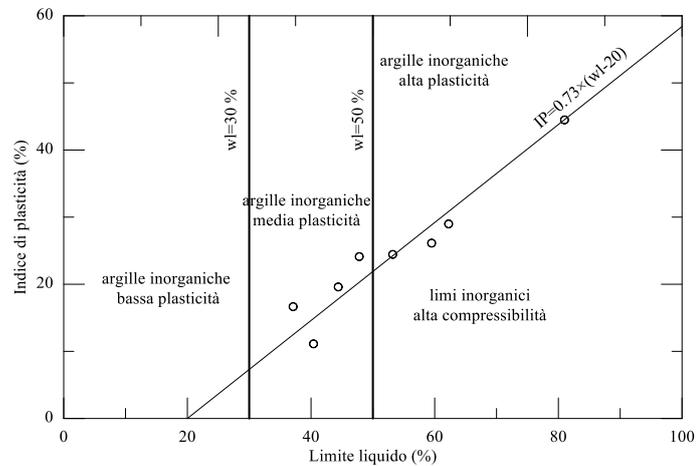


Figura 6: Unità geotecnica A, carta di plasticità di Casagrande.

Per la valutazione delle caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci si è fatto riferimento alle prove di laboratorio di taglio diretto (TD), mentre per la valutazione della resistenza non drenata si è fatto riferimento alle prove triassiali non consolidate non drenate (UU), i cui risultati sono riepilogati in Tabella 8.

Tabella 8: Unità geotecnica A, riepilogo risultati prove di laboratorio.

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c. (m)	TD			UU
			φ'_p (°)	c'_p (kPa)	φ'_r (°)	c_u (kPa)
S01_PZ	1	4.50	32	15.5	26	40
		5.00				
S02_PZ	1	4.50	25.2	32	18.5	-
		5.00				
S03_DH	1	6.00	-	-	-	129.6
		6.50				
S03_DH	2	14.00	23.8	33	21.5	57.4
		14.50				
S03_DH	3	26.00	-	-	-	32
		26.50				
S04_PZ	1	9.0	31.5	26.7	29.5	164.1
		9.6				
S04_PZ	2	23.00	-	-	-	42
		23.50				
S05_DH	1	10.4	-	-	-	44.6
		11				

Sulla base delle prove di taglio si può concludere che l'angolo d'attrito, φ' , risulta compreso tra 24 e 32°, mentre per la coesione efficace, c' , si considera un valore compreso tra 15 e 33 kPa; interpretando i valori

a fine prova di taglio, si ottiene un valore dell'angolo d'attrito a deformazioni medio-alte, ϕ'_r , è compreso tra 18 e 30° circa.

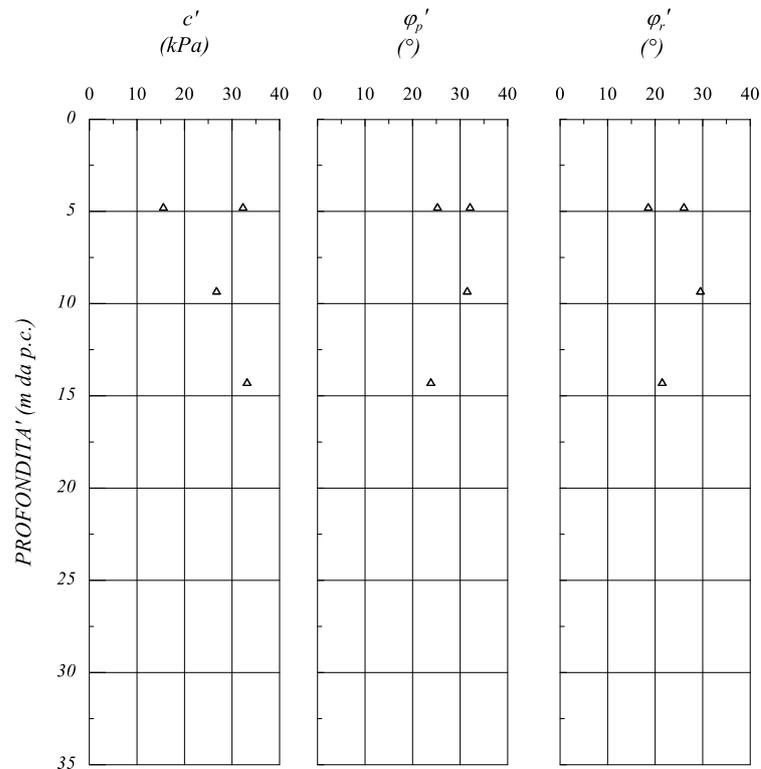


Figura 7: Unità geotecnica A, caratteristiche di resistenza da prove di laboratorio di taglio diretto.

Come si può notare, non sono state eseguite prove su campioni al di sotto dei 15 m da p.c. (litotipo Anc); trattandosi comunque di un terreno che tende alla normal consolidazione, per questo litotipo si è considerata coesione nulla e angolo d'attrito pari a quello assunto per il litotipo Aoc.

Nella figura seguente, invece, sono riportati i valori della resistenza a taglio non drenata, c_u , ricavati dalla resistenza alla penetrazione ottenuta con il *pocket penetrometer*, dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche *CPT* e dalle prove triassiali consolidate non drenate (*UU*).

Relazione geotecnica di caratterizzazione

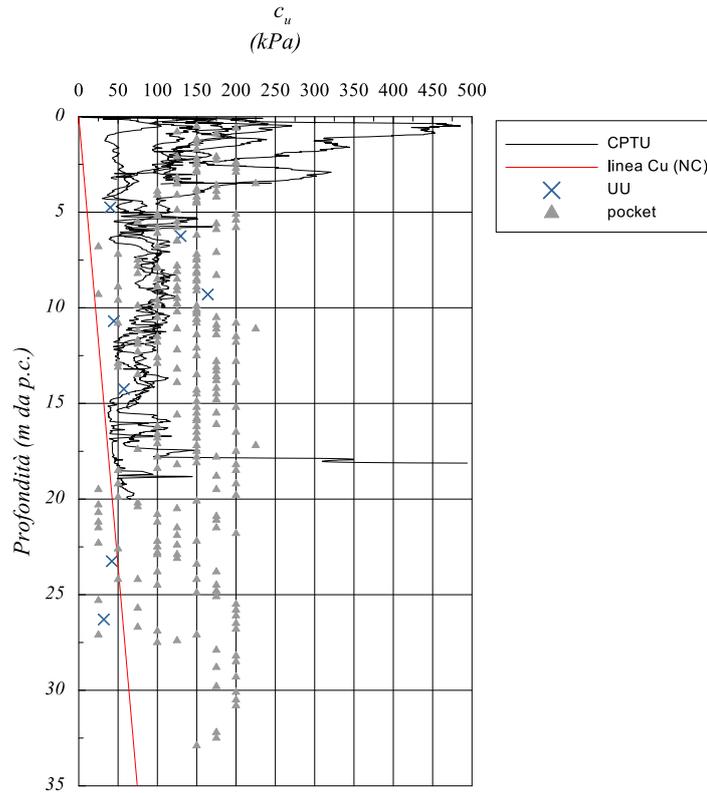


Figura 8: Unità geotecnica A, coesione non drenata c_u .

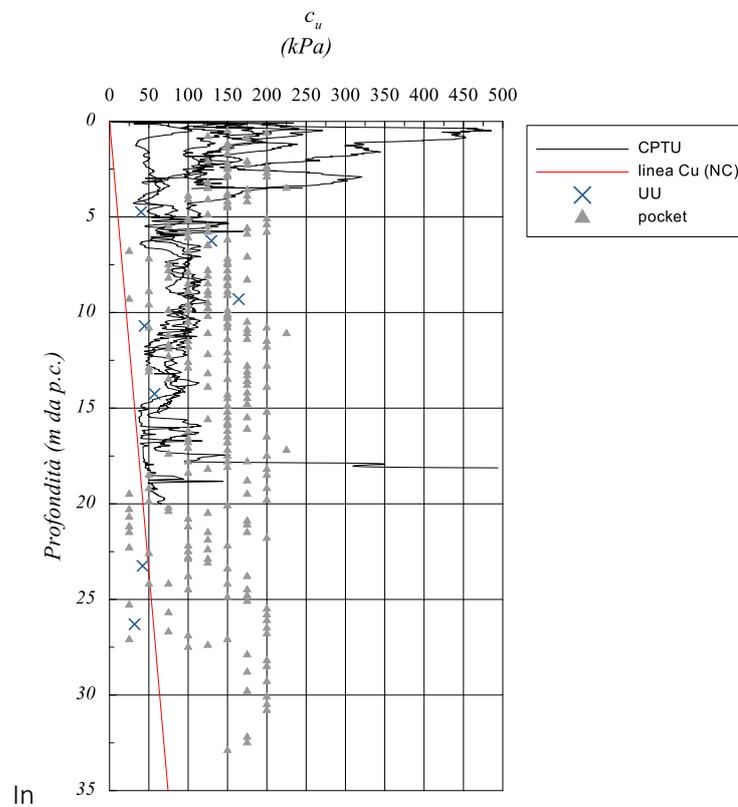
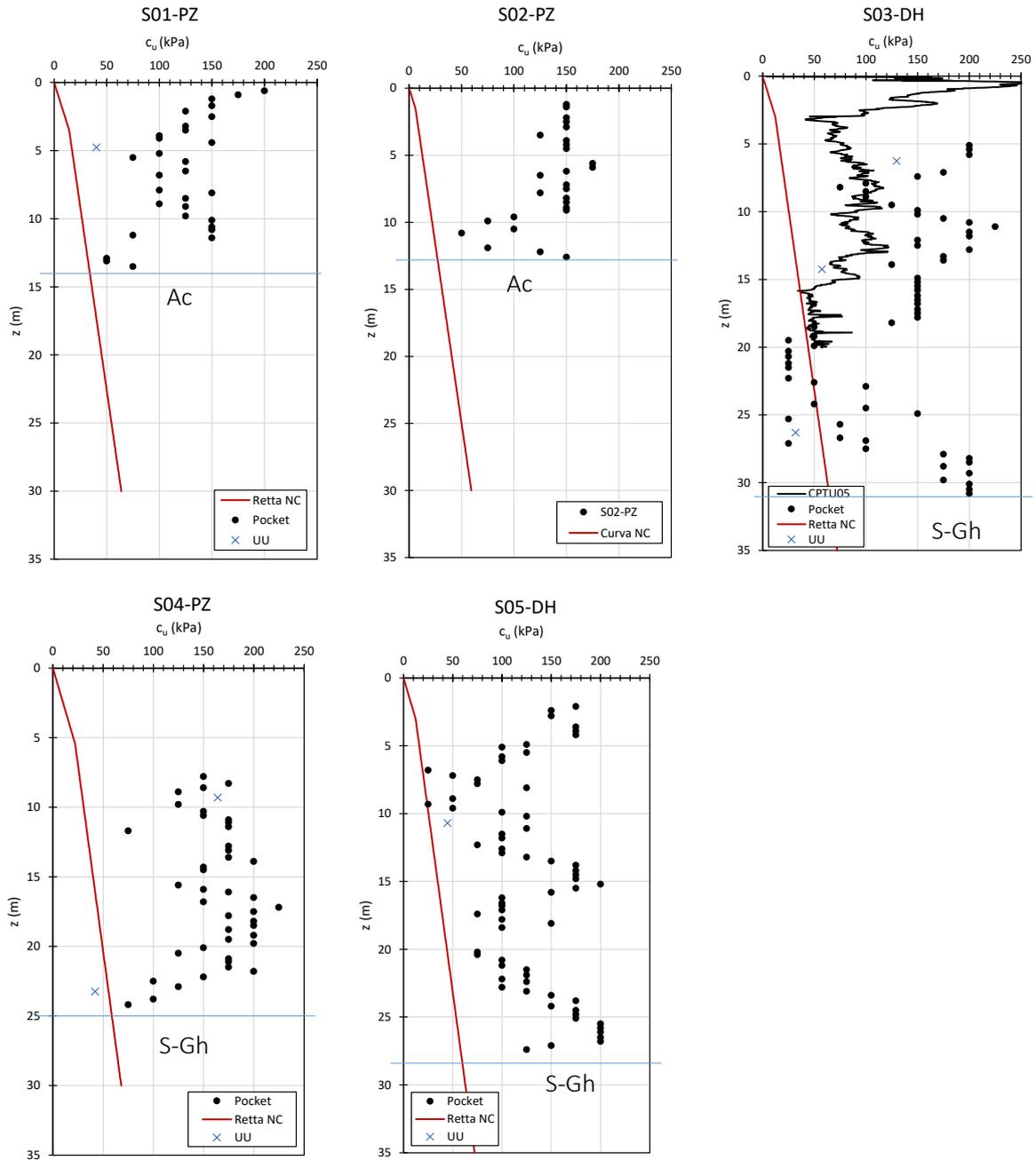


Figura 8, inoltre, l'andamento della resistenza non drenata è posto a confronto con l'andamento della retta di equazione $c_u = 0.22 \sigma_v$, che rappresenta una stima attendibile del valore della resistenza non drenata di un materiale coesivo normalmente consolidato.

Per meglio capire la distribuzione del valore rilevato della coesione non drenata con la profondità dalle prove con penetrometro tascabile, dalle prove di laboratorio UU e dalle prove CPTU, si riportano a seguire i grafici distinti per ogni sondaggio/prova CPTU (cfr.

Figura 9); nelle stesse figure si è anche indicato l'eventuale contatto stratigrafico con un diverso litotipo sottostante.



Relazione geotecnica di caratterizzazione

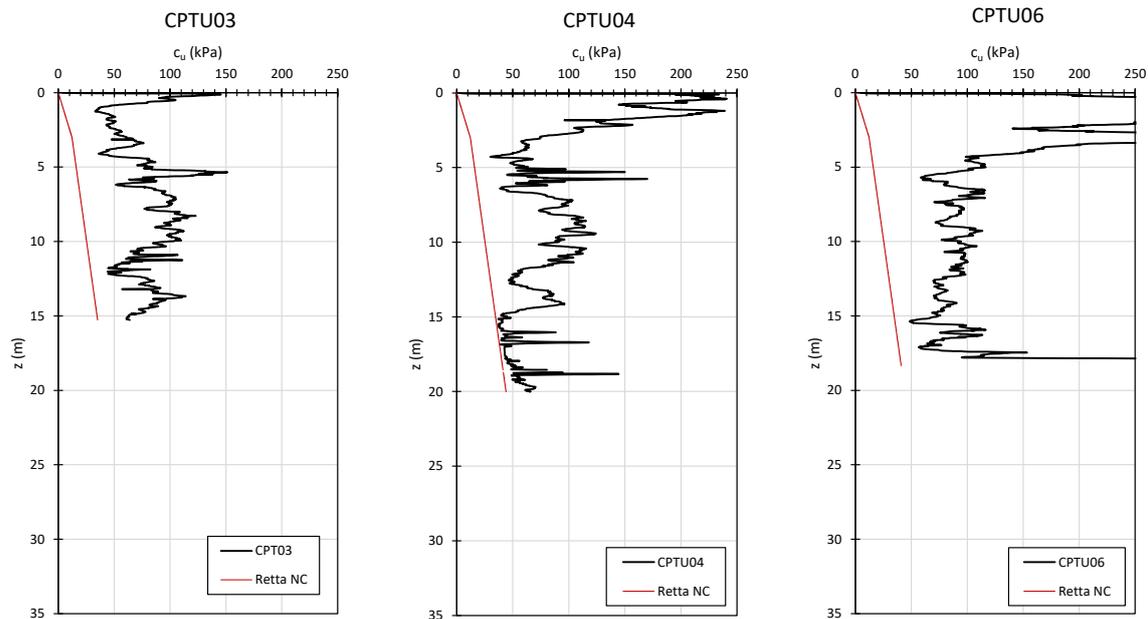


Figura 9: Unità geotecnica A, coesione non drenata c_u ottenuta in ciascun sondaggio dalle prove con penetrometro tascabile e in ciascuna verticale CPTU.

Come si può notare, la tendenza ad uno stato di normal-consolidazione/leggera sovraconsolidazione dai 15-16 m da piano campagna è evidente dall'andamento della resistenza alla punta delle prove CPTU04 e CPTU05 e dai valori misurati con penetrometro tascabile sulle carote del sondaggio S03-DH (planimetricamente ubicato vicino alla prova CPTU5). I risultati ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni estratti nel sondaggio S03-DH sono sostanzialmente in linea con le altre misure della coesione non drenata.

Nei sondaggi S01-PZ e S02-PZ i depositi alluvionali non sono presenti oltre i 13-14 m da piano campagna e non si arriva alle profondità in cui tendono verso lo stato di normal-consolidazione (da 14-14 m in poi sono presenti le Ac di base); nel sondaggio S04-PZ si vede una diminuzione della coesione non drenata misurata con il penetrometro tascabile a partire da circa 20 m da p.c., non arrivando esattamente sulla retta NC, ma una prova di laboratorio eseguita sul campione estratto a 23 m da p.c. indica uno stato di normal-consolidazione. Nel sondaggio S05-DH nei primi 16 m circa da p.c. si nota un valore della coesione non drenata non minore di 75-80 kPa, fatta eccezione per alcuni punti con maggiore componente sabbiosa, dove sono stati misurati valori dei *pocket* minori. Da 16 m in poi si assiste ad una diminuzione della coesione non drenata misurata con il penetrometro tascabile, per poi aumentare nuovamente intorno a 24 m.

Coerentemente con l'andamento della coesione non drenata con la profondità, si nota un profilo del grado di sovraconsolidazione, OCR , che da valori molto alti in superficie, tende poi gradualmente a diminuire con la profondità, arrivando a valori prossimi a 1 intorno a 15-16 m da piano campagna. L' OCR è stato determinato con la seguente relazione (Koutsoftas e Ladd, 1985):

$$c_u / \sigma'_{v0} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

e dalle prove edometriche; in Figura 10 tali valori sono posti a confronto. Come si può osservare, il materiale presenta valori elevati di sovra-consolidazione superficialmente; escludendo i primissimi metri da piano campagna, il grado di sovraconsolidazione può essere considerato mediamente pari a 5 nel litotipo Aoc e di poco superiore all'unità o molto prossimo a 1 nel litotipo Anc.

Per la valutazione delle caratteristiche di deformabilità in laboratorio si è fatto riferimento alle prove edometriche, i cui risultati sono riepilogati in Tabella 9.

Tabella 9: Unità geotecnica A, riepilogo risultati prove edometriche.

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c. (m)	c_c	c_s	OCR	E_{edo} (MPa)
S01_PZ	1	4.50 - 5.00	0.22	0.03	5.1	6.6
S02_PZ	1	4.50 - 5.00	0.27	0.07	5.08	3.9
S03_DH	1	6.00 - 6.50	0.28	0.08	6.02	4.2
S03_DH	2	14.00 - 14.50	0.27	0.07	1.19	8.3
S04_PZ	2	23.00 - 23.50	0.18	0.027	1.32	32.9
S05_DH	1	10.5 - 10.9	0.18	0.03	1.24	16.4

In Figura 10 si riportano inoltre a confronto i valori del coefficiente c_c stimati da correlazioni empiriche a partire dal limite liquido w_l . Sulla base delle prove appena descritte si può concludere che il coefficiente di compressione c_c varia da 0.2 a 0.4. Il coefficiente di rigonfiamento c_s risulta compreso tra 0.04 e 0.08.

A completamento dei parametri di deformabilità, si riportano i valori dei coefficienti di consolidazione e di permeabilità ottenuti dalle prove in sito di *Lefranc* e di dissipazione.

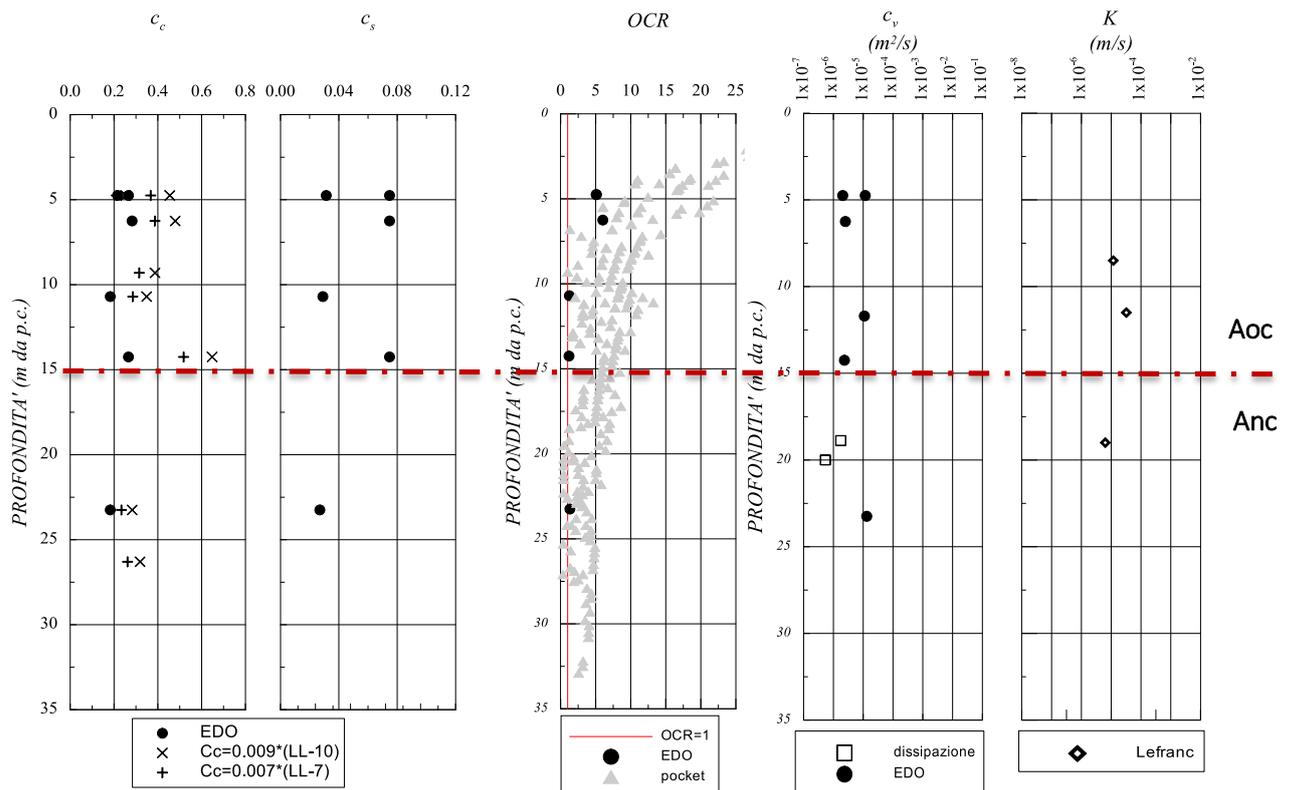


Figura 10: Unità geotecnica A, caratteristiche di deformabilità: a) b) coefficienti di compressibilità; c) OCR, d) coefficiente di consolidazione, e) coefficiente di permeabilità.

La stima del modulo di rigidezza è stata effettuata sulla base di diverse prove disponibili; si riportano in Figura 11, il valore del modulo stimato dalle prove pressiometriche, dalle prove edometriche (ricavato mediante la relazione $E' = E_{edo} \cdot \frac{(1-\nu-2\nu^2)}{(1-\nu)}$) e dalle indagini sismiche.

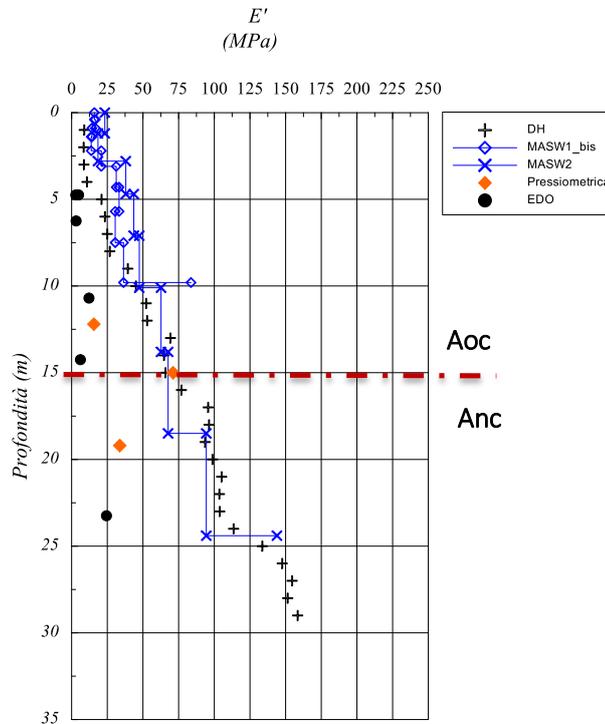


Figura 11: Unità geotecnica A, modulo di Young E' .

Come si può notare, il modulo di Young, E' , risulta variabile con la profondità. Per i primi 5 m a partire dal piano campagna, tenendo conto dell'elevato stato di sovraconsolidazione riscontrato (anche legato ai cicli naturali di oscillazione della falda), si ritiene ragionevole adottare un valore del modulo di Young costante e pari a 10 MPa, valore minimo tra quelli misurati con le prove sismiche; questo strato viene denominato per comodità Aoc1. Si è scelto di procedere in questo modo in quanto, visto il basso stato tensionale, l'applicazione della classica teoria dell'elasticità porterebbe a valori del modulo irragionevolmente bassi, non congruenti con lo stato di consistenza del materiale. Dai 5 m di profondità in poi, quando lo stato tensionale comincia a diventare medio, per la stima dei cedimenti dovuti alla costruzione dei rilevati di progetto, si è adottata la teoria dell'elasticità, adottando nello specifico il coefficiente c_s fintanto che il carico applicato non è tale da far arrivare alla tensione di preconsolidazione, il coefficiente c_c per la rimanente aliquota del carico; tali valori risultano in buon accordo con quelli stimati dalle prove pressiometriche. Questo strato per semplicità viene denominato Aoc2.

Per lo strato Anc si è ancora adottata la teoria dell'elasticità, anche in questo caso adottando c_c o c_s in funzione dell'entità del carico a fronte dello stato di leggera sovraconsolidazione presente.

L'UgA, come evidenziato precedentemente, presenta percentuali variabili di materiale a grana grossa; si tratta per lo più di modesti strati di sabbia limosa intercalati in maniera casuale lungo la profondità che di fatto poco influenzano il comportamento meccanico del litotipo in questione. Per questa porzione che presenta una maggiore componente a grana grossa rispetto alla norma, si hanno a disposizione delle prove *SPT*, di cui si riporta in Figura 13 l'interpretazione; nell'interpretazione sono stati scartati i campioni che

presentano una percentuale di fino rilevante, riconosciuto mediante un'analisi visiva delle cassette catalogatrici e dalle indagini granulometriche (Figura 12).

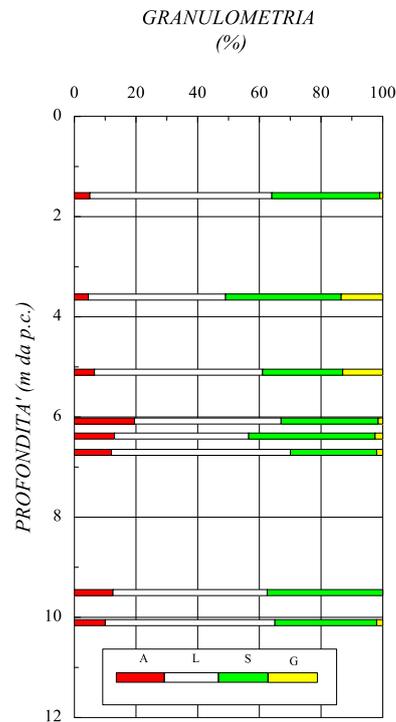


Figura 12. Composizione granulometrica della frazione di materiale con maggiore componente grossa presente nell'unità geotecnica A.

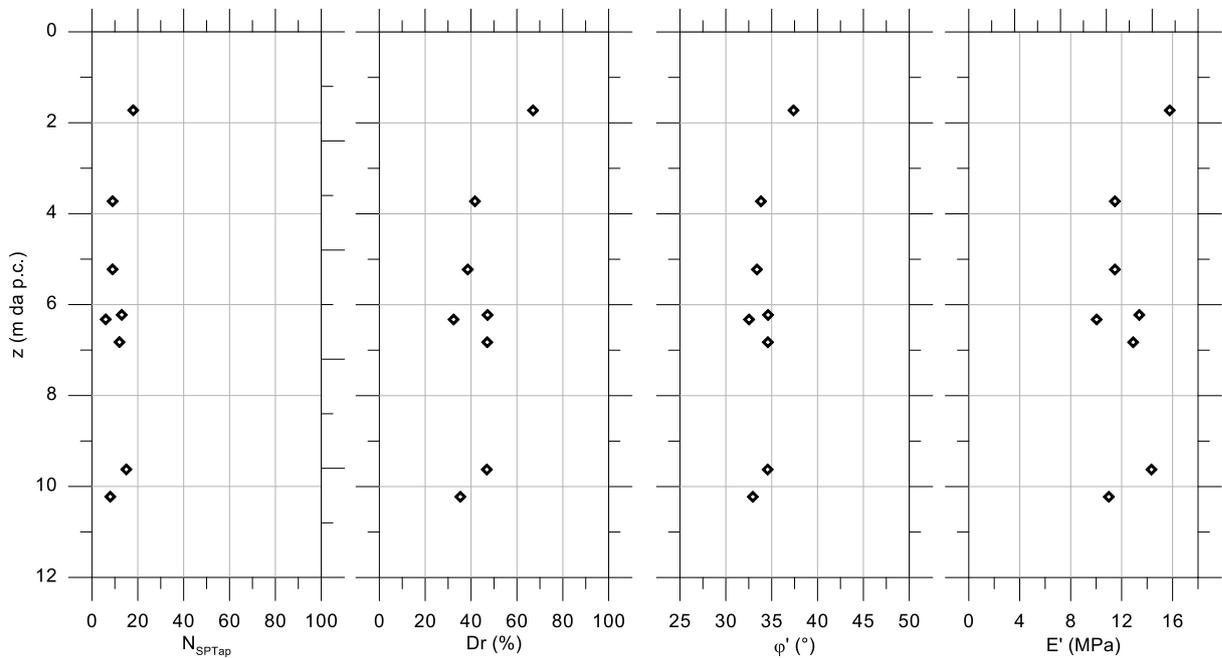


Figura 13. Risultati prove SPT – materiale granulare presente nell'unità geotecnica A.

5.4 UNITÀ GEOTECNICA S-Gh

Questa unità geotecnica rappresenta la *facies* a grana grossa dei depositi alluvionali, rinvenuta nei sondaggi S03-DH, S04-PZ, S05-DH. In nessuna di queste verticali di esplorazione sono state eseguite prove in sito su questo specifico litotipo. Informazioni circa il modulo di rigidezza, E' , possono essere desunte dalla prova *down-hole* eseguita nell'S03-DH, che mostra un modulo di 200 MPa circa.

Tenendo conto della tipologia di materiale presente, (sabbia e ghiaia con modeste percentuali di fini), si può assumere un valore di resistenza a taglio di $\phi' = 35-38^\circ$ ed un modulo di rigidezza cautelativamente pari a $E' = 50$ MPa.

5.5 UNITÀ GEOTECNICA Ac

L'unità geotecnica *Ac* che rappresenta il sottosuolo rigido, costituito da argilla consistente, è riscontrabile in corrispondenza dei sondaggi *S01_PZ*, *S02_PZ* e *S05_DH*. Tale unità si presenta a profondità superiore di 15 m (nei sondaggi eseguiti) e presenta valori di rigidezza più grandi rispetto ai depositi sovrastanti. In tale zona è stata eseguita una prova pressiometrica, una prova sismica a rifrazione (*RIFR_1*) e una prova *MASW* (*MASW_1bis*), da cui è stato determinato un valore medio di rigidezza $E' = 80$ MPa (Figura 15). Per quanto riguarda la resistenza non drenata si assume un valore pari a $c_u = 200$ kPa, derivato dall'incrocio dei valori ottenuti dai *pocket* tascabili e dalle prove triassiali eseguite sui campioni prelevati in tale unità.

In Tabella 10 sono riepilogati i campioni estratti e le principali caratteristiche fisiche e proprietà indice ottenute dalle prove di laboratorio eseguite.

Tabella 10. Unità geotecnica *Ac*, riepilogo campioni sottoposti a prove di laboratorio e principali caratteristiche fisiche.

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	e (-)	w (%)	w_l (%)	w_p (%)	I_p (%)	I_c (%)
S01_PZ	2	14.00	19.27	0.69	25.58	36.6	21.49	15.11	0.73
		14.50							
S02_PZ	2	23.6	18.51	0.70	27.84	54	28.66	25.34	1.03
		24.1							

In Tabella 11 sono riepilogati i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite; in particolare, per la valutazione delle caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci si è fatto riferimento alle prove di laboratorio di taglio diretto (TD), mentre per la valutazione della resistenza non drenata si è fatto riferimento alle prove triassiali non consolidate non drenate (UU) e ai valori desunti dall'interpretazione dei *pocket* tascabili.

Tabella 11. Unità geotecnica *Ac*, riepilogo risultati prove di laboratorio.

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c. (m)	TD		UU
			ϕ'_p (°)	c'_p (kPa)	c_u (kPa)
S01_PZ	2	14.00	30.40	23.6	37
		14.50			
S02_PZ	2	23.6	26.8	35	96.9
		24.1			

Relazione geotecnica di caratterizzazione

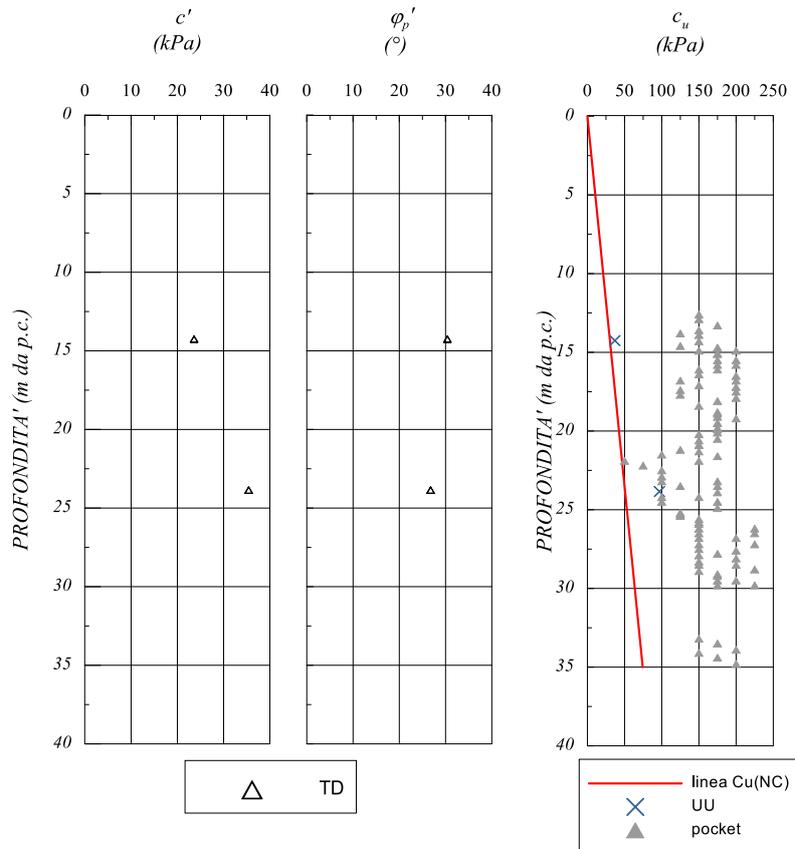


Figura 14. Unità geotecnica Ac, caratteristiche di resistenza.

Si riporta nei grafici di seguito l'andamento del modulo di *Young* con la profondità, desunto dalle prove a disposizione:

Relazione geotecnica di caratterizzazione

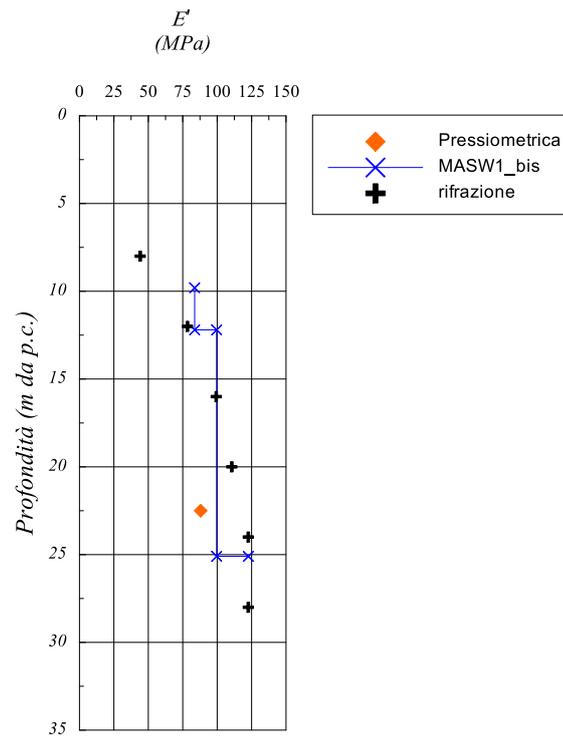


Figura 15: Unità geotecnica Ac, modulo di Young E' .

6 MODELLO GEOTECNICO

Sulla base di quanto esposto nei §5.3, §5.4, §5.5 per le unità geotecniche A (distinta a sua volta in sottunità), S-Gh, e Ac si possono assumere i parametri riepilogati nella tabella seguente.

Tabella 12: Sintesi modello geotecnico.

Unità geotecnica	γ (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' ($^\circ$)	c_u (kPa)	c_c (-)	c_s (-)	OCR (-)	c_v (m^2/s)	E' (MPa)
Aoc1	19	15÷25	26÷32	75÷150	-	-	7÷20	5×10^{-6}	10
Aoc2	19	15÷25	26÷32	50÷150	0.2÷0.4	0.04-0.08	5÷7	5×10^{-6}	-
Anc	19	0	28	$(0.22 \div 0.23) \sigma'_v$	0.2÷0.3	0.04	1.0÷1.3	1×10^{-6}	-
S-Gh	18.5	-	35	-	-	-	-	-	50
Ac	19.5	30	26	150	-	-	4	-	80

7 REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI

In tre verticali di esplorazione dell'area in studio sono state installate delle strumentazioni piezometriche costituite da tubi da diametro di 3" (piezometri a tubo aperto). In Tabella 13 sono riepilogate le letture eseguite e la profondità di installazione della strumentazione.

Il livello piezometrico misurato si attesta, mediamente, ad una profondità compresa tra 1.5 e 5 m da p.c. Nel "Profilo geologico" (T00-GE00-GEO-FG-01) è riportato il livello piezometrico riscontrato nei piezometri.

Tabella 13. Letture livelli piezometrici.

N.	Denominazione	Profondità di perforazione (m dal pc)	Profondità di installazione (m dal pc)	Falda (m dal pc)
1	S01-PZ	30	10	2.56
2	S02-PZ	30	12	1.49
3	S04-PZ	30	10	5.43

8 CARATTERISTICHE DEI PIANI DI POSA DEI RILEVATI

Nel corso della campagna d'indagine sono stati realizzati 7 pozzetti esplorativi fino ad una profondità di 2 m circa da piano campagna. La Tabella 14 riepiloga lo spessore di materiale vegetale rilevato in ciascun pozzetto.

Tabella 14. Tabella riepilogativa delle prove di carico su piastra.

N.	ID Pozzetto	Spessore materiale vegetale (m)
1	Pz02	0.6
2	Pz03	0.5
3	Pz04	0.7
4	Pz05	0.5
5	Pz06	0.6
6	Pz07	0.6
7	Pz08	0.8*

* 0.3 m di materiale vegetale + 0.5 m di materiale di riporto eterogeneo

Nei pozzetti sono state eseguite prove di carico su piastra alla profondità di 0.3 m da piano campagna, al fine di determinare le caratteristiche di deformabilità dei terreni nei primi metri di profondità. In Tabella 15 sono elencati i pozzetti esplorativi nei quali sono state effettuate le prove di carico ed i valori dei moduli di deformabilità M_d e M_d' valutati rispettivamente nel I e nel II ciclo di carico, nell'intervallo di carico 50 ÷ 150 kPa.

Tabella 15. Tabella riepilogativa delle prove di carico su piastra.

N.	ID Pozzetto	ID prova su piastra	M_d (intervallo 50-150 kPa) MPa	M_d' (intervallo 50-150 kPa) MPa	Rapporto $Md1/Md2$
1	Pz02	PS039/20	6.27	52.94	0.12
2	Pz03	PS040/20	6.25	60.00	0.10
3	Pz04	PS041/20	5.31	56.25	0.09
4	Pz05	PS042/20	4.70	33.96	0.14
5	Pz06	PS043/20	4.74	38.30	0.12
6	Pz07	PS044/20	4.28	47.37	0.09
7	Pz08	PS045/20	4.88	45.00	0.11

I moduli di deformazione al primo ciclo di carico e nell'intervallo di carico compreso tra 50-150 kN/m² risultano essere inferiori a 15 MPa richiesti dal Capitolato Speciale per i piani di posa dei rilevati di altezza superiore a 2 m (d'altra parte, come da stratigrafia dei pozzetti, le prove sono state tutte eseguite interessando ancora il terreno vegetale). Anche i rapporti M_d/M_d' ottenuti sulla base dei cedimenti ricavati dal secondo ciclo di carico sono molto inferiori all'unità, a testimonianza di un grado di costipamento del terreno scarso.

Sulla base della stratigrafia rilevata nei pozzetti e dei risultati delle prove di carico su piastra, su tutti i tratti in rilevato oltre lo scotico di 20 cm verrà effettuata un'ulteriore bonifica di 60 cm, arrivando ad uno spessore totale di scotico+bonifica pari a 80 cm. Nel primo tratto dell'asse 1, tra progr. 0+00 e prg.0+220 circa, che si sviluppa all'interno dell'area attualmente occupata da un "laghetto", lo spessore totale di scotico+ bonifica è stato definito pari a 100 cm.

9 VALUTAZIONI SUL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Nell'area oggetto degli interventi i terreni di fondazione sono costituiti principalmente da limi argillosi con modesti strati di sabbia limosa.

I fenomeni di liquefazione, che interessano prevalentemente depositi sabbiosi saturi, dipendono dalle proprietà meccaniche dei terreni, dalla combinazione del loro stato tensionale efficace e dell'indice dei vuoti, dall'intensità e dalla durata (n° di cicli) dell'azione sismica.

9.1 VERIFICA CRITERI DI ESCLUSIONE

Le Norme Tecniche per le Costruzioni *NTC2018* permettono di omettere la verifica a liquefazione qualora si manifesti una delle seguenti condizioni:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, con piano campagna orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ e $q_{C1N} > 180$ essendo q_{C1N} la resistenza determinata da prove penetrometriche statiche *CPT* normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica del terreno oggetto di verifica esterna al fuso granulometrico individuato dalle norme.

Le Linee Guida A.G.I. del 2005, "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica", in aggiunta alle citate condizioni, indicano che le verifiche a liquefazione possono essere omesse anche nel caso si manifestino le seguenti circostanze:

- Accelerazioni massime al piano campagna in condizioni di *free-field* minori di 0.15g e terreni con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:

- Frazione di fine, *FC*, superiore al 20%, con indice di plasticità $IP > 10$;
- $FC \geq 35\%$, e resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 20$;
- $FC \leq 5\%$ e resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 25$;

(*FC* è la frazione fina definita come il passante al setaccio 0.0074 mm).

La maggior parte delle curve granulometriche ottenute in laboratorio da campioni prelevati dai sondaggi geognostici, rappresentano limi argillosi, e pertanto, la verifica a liquefazione potrebbe essere omessa; tuttavia si riscontra la presenza di materiale più granulare dagli andamenti della resistenza alla punta delle prove penetrometriche statiche continue (cfr. §3.3). Si è quindi deciso di non escludere a priori la possibilità di liquefazione e di eseguire ulteriori valutazioni in merito.

9.2 METODI DI VERIFICA E RISULTATI

La verifica a liquefazione del deposito è effettuata in condizioni *free-field*. La sicurezza nei confronti della liquefazione, ad una generica profondità, è valutata in termini di coefficiente di sicurezza, *FL*:

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

con:

CSR = sforzo di taglio indotto dal sisma (normalizzato rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, σ'_{vo});

CRR = resistenza al taglio ciclica del terreno ovvero stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione o al manifestarsi di grandi deformazioni plastiche (normalizzato rispetto a σ'_{v0}).

Il termine CSR è stimato a partire dal valore dell'accelerazione massima attesa in superficie a_{max} , per lo specifico stato limite considerato. Il termine CRR è generalmente stimato a partire dai risultati di prove in sito di tipo SPT , CPT o da misure di velocità di propagazione delle onde di taglio. Oltre alla verifica puntuale, corrispondente alla valutazione dei valori di F_L a differenti profondità, è possibile introdurre un indice degli effetti della liquefazione, detto indice del potenziale di liquefazione, I_L , definito mediante la seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20\text{ m}} F(z) \cdot W(z) \cdot dz, \text{ in cui}$$

z = la profondità dal piano campagna;

$$W(z) = 10 - 0.50 \cdot z;$$

$$F = 1 - F_L \quad \text{se } F_L \leq 1.0;$$

$$F = 0 \quad \text{se } F_L > 1.0.$$

In base al valore di I_L è possibile considerare (*Iwasaki et al.*, 1982):

$I_L \leq 5$: potenziale di rottura basso;

$5 < I_L \leq 15$: potenziale di rottura elevato;

$I_L > 15$: potenziale di rottura estremamente elevato.

Valutazione dello sforzo di taglio indotto dal sisma normalizzato (CSR)

Il termine CSR , ad una specifica profondità, può essere determinato attraverso la seguente espressione (*Seed e Idriss*, 1971):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

dove a_{max} è l'accelerazione di picco al piano campagna (determinabile attraverso le prescrizioni delle *NTC2018*); r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo, e può essere stimato mediante la seguente espressione (*Liao e Whitmann*, 1986):

$$r_d = 1.000 - 0.0775 \cdot z \quad \text{per } z \leq 9.15 \text{ m}$$

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

essendo z la profondità dal piano campagna espressa in metri.

Valutazione del rapporto di resistenza ciclica (CRR) dai risultati delle prove CPT

La resistenza alla punta in una prova penetrometrica continua, q_c , è ricondotta ad un valore normalizzato, q_{c1N} , attraverso le seguenti espressioni (*Yould e Idriss*, 1997):

$$q_{c1N} = C_Q \cdot \frac{q_c}{p_a}$$

Il coefficiente C_Q (fattore correttivo per tener conto dell'influenza della pressione verticale efficace) può essere ricavato per via iterativa della seguente espressione.

$$C_Q = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^n$$

Il valore di n dipende dalla natura dei terreni e può essere ottenuto in maniera iterativa in funzione dell'indice di comportamento del terreno, I_c ; quest'ultimo è una funzione della resistenza alla punta, q_c , e della resistenza laterale del manicotto, f_s , misurate nelle prove *CPT*.

$$I_c = [(3.47 - \log(Q))^2 + (1.22 + \log(F))^2]^n$$

Con

$$n = 0.5$$

$$Q = (q_c - \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0}$$

$$F = f_s / (q_c - \sigma_{v0})$$

Se l'indice I_c risulta maggiore di 2.60, allora il materiale è classificabile come materiale di tipo argilloso e non risulta necessaria la verifica a liquefazione (*Robertson & Wride, 1998*).

Qualora I_c risulti invece minore di 2.60, il terreno è probabilmente di tipo a grana grossa e la verifica prosegue secondo la seguente procedura iterativa (*Yould e Idriss, 1997*): ponendo il valore di n pari a 0.5, si ricalcola l'indice di comportamento secondo la seguente relazione:

$$I_c = [(3.47 - \log(q_{c1N}))^2 + (1.22 + \log F)^2]^n$$

Qualora dopo il ricalcolo I_c risulti maggiore di 2.60, n viene ulteriormente modificato, assegnandogli un valore pari a 0.75, e si ricalcola il valore di I_c con la precedente equazione.

A partire dal valore di I_c si determina il coefficiente K_c :

$$\text{se } I_c \leq 1.64 \Rightarrow K_c = 1.0$$

$$\text{se } I_c \geq 1.64 \Rightarrow K_c = -0.403 \cdot (I_c)^4 + 5.581 \cdot (I_c)^3 - 21.63 \cdot (I_c)^2 + 33.75 \cdot (I_c) - 17.88.$$

Tale coefficiente, K_c , è necessario per ricondurre il valore della resistenza penetrometrica normalizzata ad un valore equivalente per sabbie pulite:

$$(q_{c1N})_{CS} = q_{c1N} \cdot K_c$$

Dal valore di q_{c1NCS} è possibile ricavare il valore della resistenza alla liquefazione per eventi sismici di magnitudo 7.5 mediante la seguente espressione valida per le sabbie pulite (*Yould e Idriss, 1997*):

$$\text{se } 50 < (q_{c1N})_{CS} < 160 \Rightarrow (CRR)_{M=7.5} = 93 \left(\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right)^3 + 0.08$$

$$\text{se } (q_{c1N})_{CS} < 50 \Rightarrow (CRR)_{M=7.5} = 0.833 \frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} + 0.05$$

Poiché entrambe le procedure descritte per il calcolo di *CRR* (da prove *SPT* e *CPT*) sono state elaborate sulla base di osservazioni sul comportamento dei depositi durante eventi sismici con magnitudo di momento pari a 7.5, per eventi di magnitudo diversa è necessario ricondurre il carico sismico (*CSR*) a quello equivalente di un terremoto di magnitudo 7.5, mediante la seguente relazione:

$$(CSR)_{M=7.5} = \frac{CSR}{MSF}$$

in cui *MSF* è un fattore di scala per la magnitudo che può essere ricavato come segue:

$$MSF = 6.9 \cdot \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.05815 \leq 1.8 \quad (\text{Idriss e Boulanger, 2004})$$

M rappresenta la magnitudo di riferimento per il sito in esame.

9.2.1 Verifica del tracciato

Ai fini della verifica a liquefazione per l'intervento in oggetto sono disponibili i risultati delle prove penetrometriche statiche (§3.3); grazie a queste prove, continue con la profondità, è possibile investigare

il deposito in esame nella sua globalità. Le figure Figura 16 - Figura 19 riportano gli andamenti con la profondità di q_c e f_s , rilevati durante l'esecuzione delle prove; nelle stesse figure è anche riportato l'andamento con la profondità dell'indice di comportamento, I_c e l'eventuale fattore di sicurezza a liquefazione, F_L .

Come è possibile osservare, il coefficiente di comportamento, I_c , ottenuto dall'interpretazione dalle prove assume valori lungo la verticale che solo in pochissimi casi risulta minore di 2.6 (valore per il quale va eseguita la verifica a liquefazione, *Robertson & Wride, 1998*); inoltre, tale valore minore di 2.6 è presente per spessori superficiali modesti. Nel dettaglio, nella prova CPT03, escludendo i primi 0.5 – 0.8 m di terreno da piano campagna, che verranno rimossi nell'ambito delle operazioni di scotico e bonifica dei rilevati stradali, l'indice di comportamento nei primi 15 m da piano campagna non indica la presenza di materiali potenzialmente liquefacibili. Le prove CPTU04, CPTU05, CPTU06, invece, presentano spessori di terreno potenzialmente liquefacibili ($I_c < 2.6$) nei primi 2-4 m da p.c., pertanto, per tali spessori, è stata condotta la verifica di sicurezza come riportato nel §9.2. Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

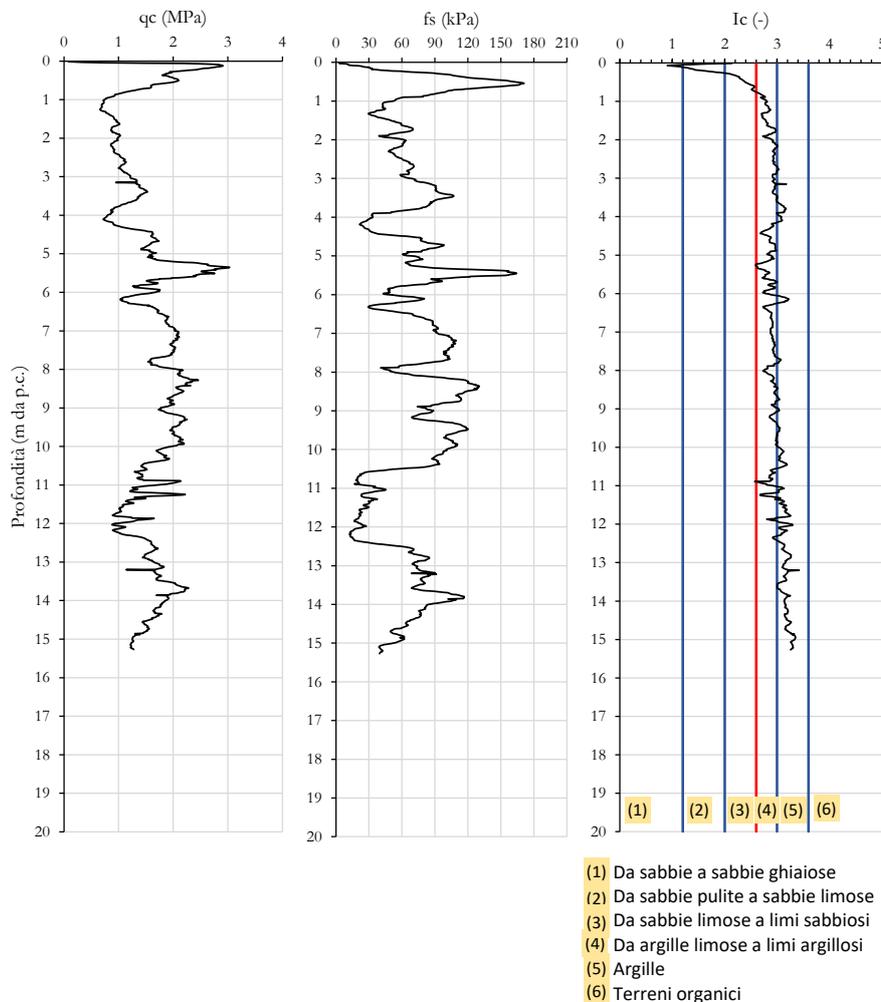


Figura 16 _ Prova CPT03: Andamenti con la profondità della resistenza alla punta, della resistenza laterale del manicotto e del correlato indice di comportamento.

Relazione geotecnica di caratterizzazione

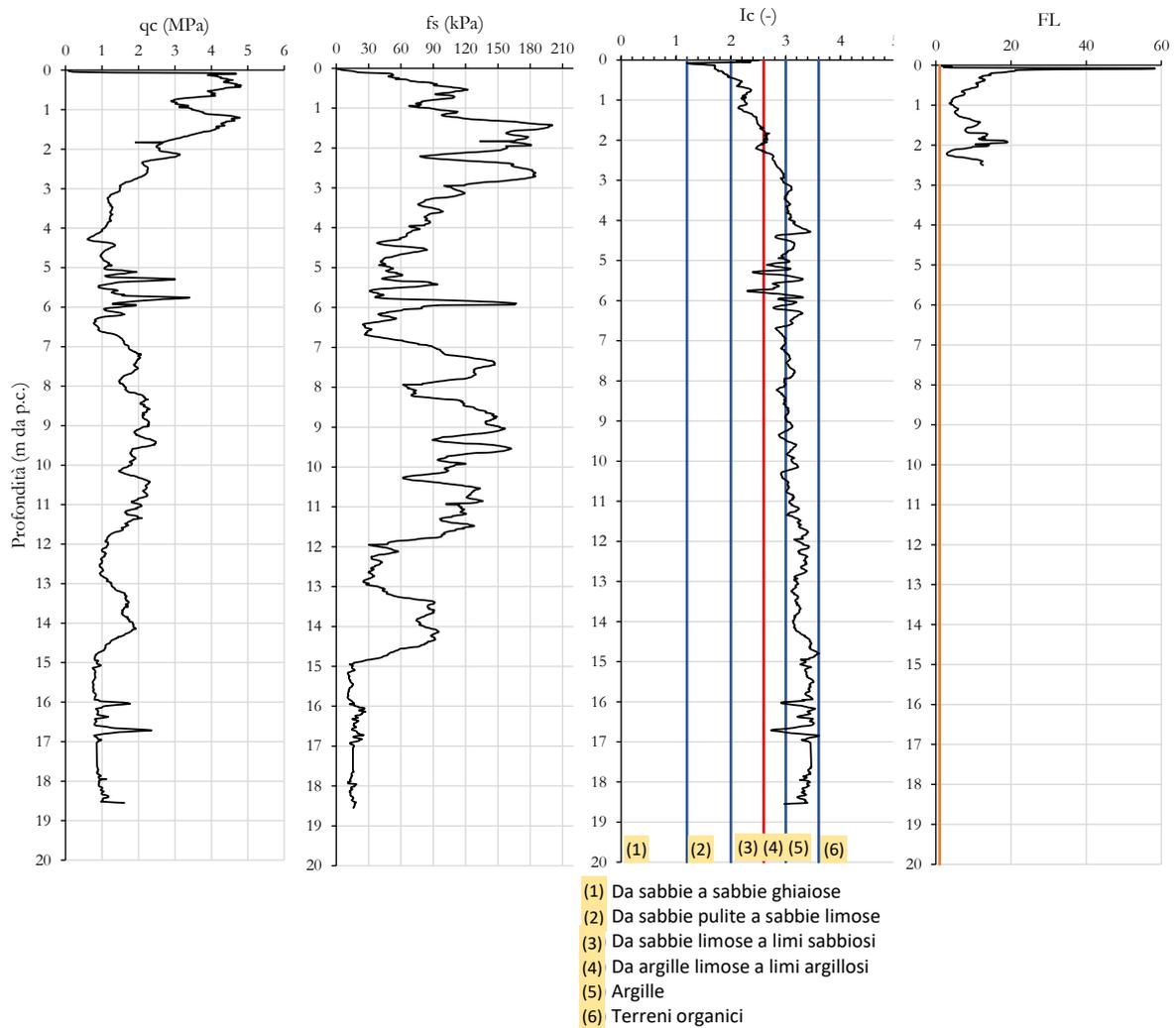


Figura 17 _ Prova CPT03: Andamenti con la profondità della resistenza alla punta, della resistenza laterale del manicotto e del correlato indice di comportamento.

Relazione geotecnica di caratterizzazione

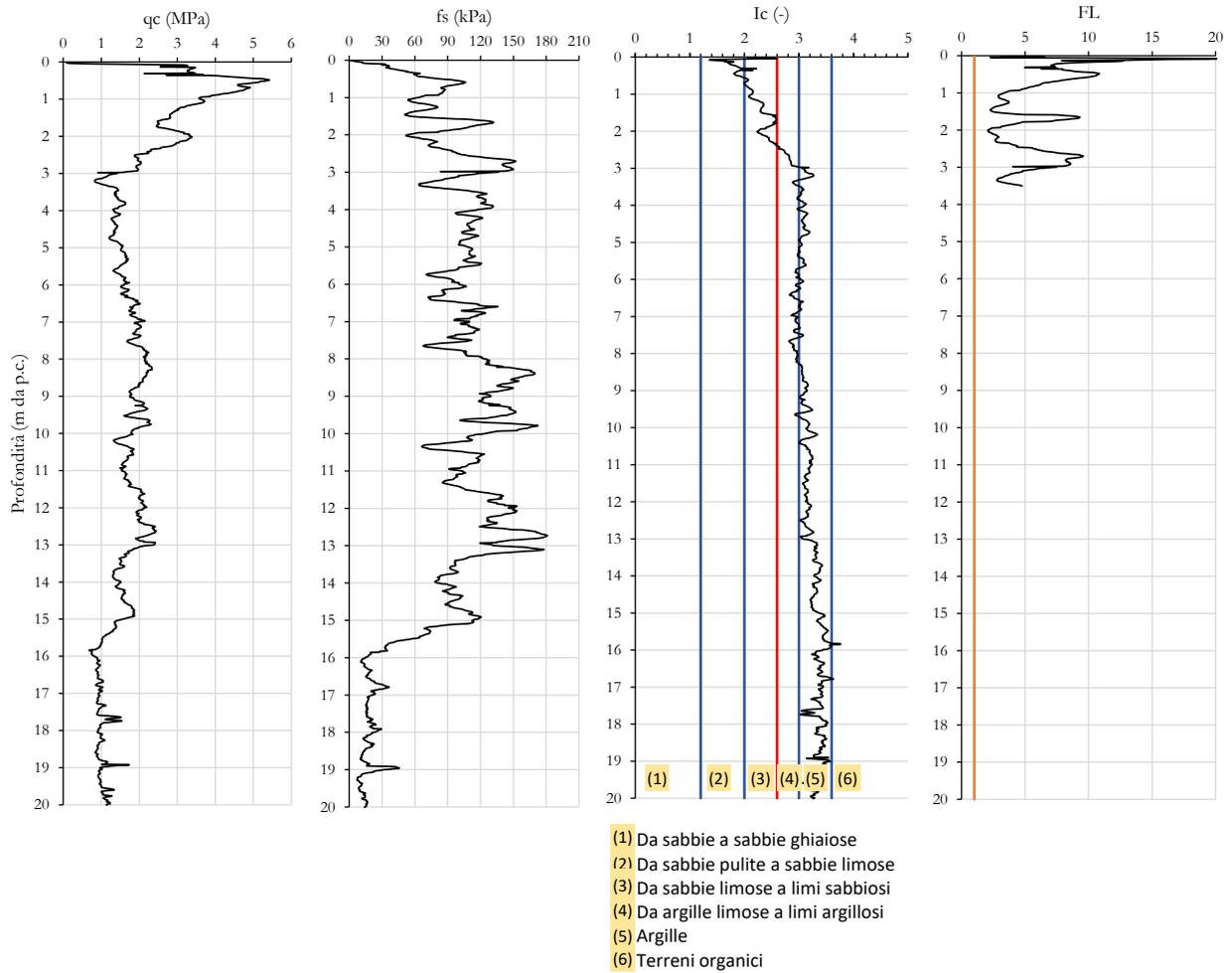


Figura 18 _ Prova CPT05: Andamenti con la profondità della resistenza alla punta, della resistenza laterale del manicotto e del correlato indice di comportamento.

Relazione geotecnica di caratterizzazione

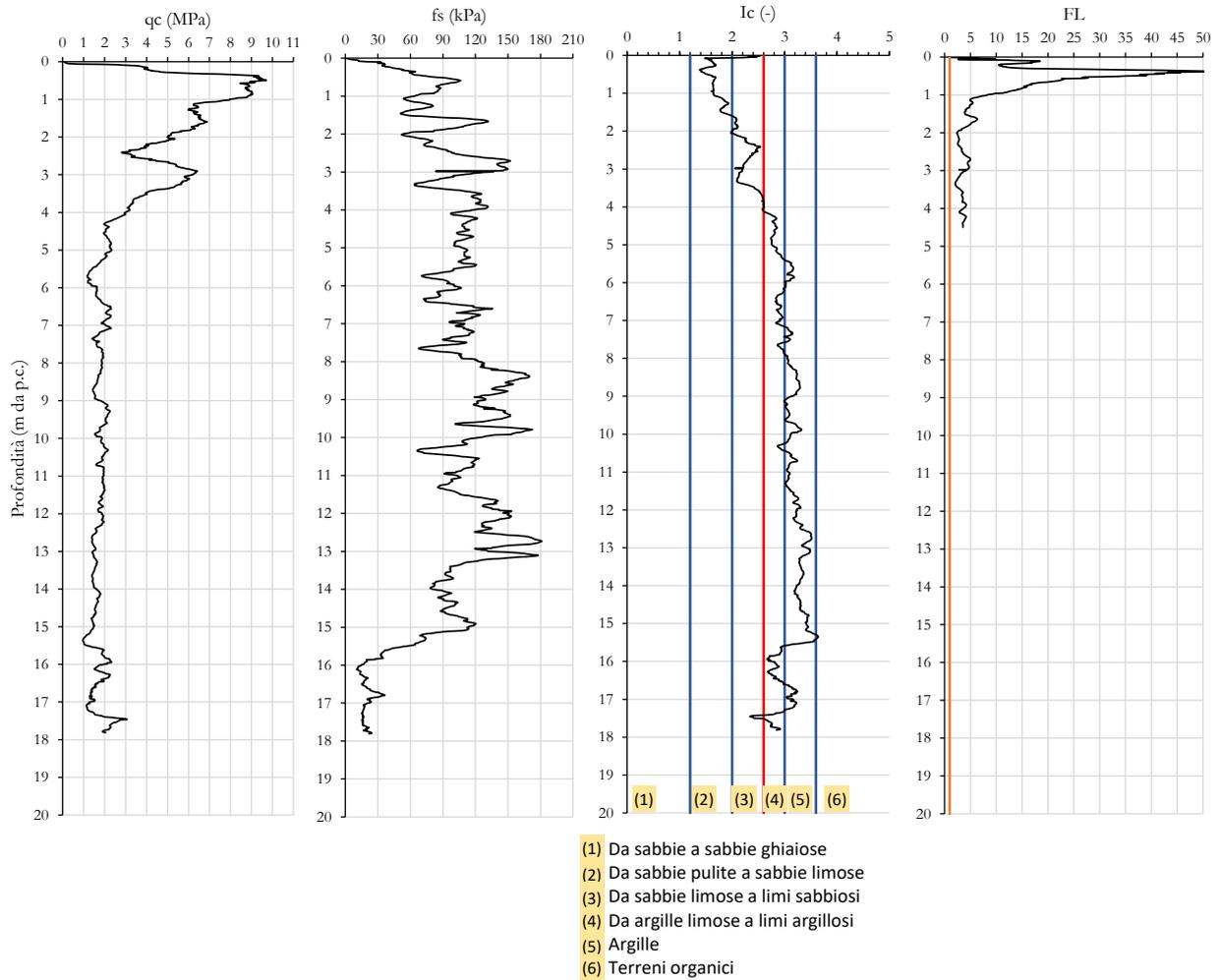


Figura 19 _ Prova CPT06: Andamenti con la profondità della resistenza alla punta, della resistenza laterale del manicotto e del correlato indice di comportamento.