



(pagina bianca)

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b>	<b>5</b>
2.1	POTENZIAMENTO DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA - PROGETTO ESECUTIVO. (MARZO 2004)	5
2.2	NORMATIVA TECNICA	6
2.3	BIBLIOGRAFIA	7
<b>3</b>	<b>INDAGINI GEOGNOSTICHE E DI LABORATORIO</b>	<b>10</b>
<b>4</b>	<b>SISMICITÀ</b>	<b>13</b>
4.1	PREMESSA	13
4.2	STRUTTURE SISMOGENETICHE	13
4.3	AZIONI SISMICHE DI PROGETTO DA NORMATIVA	16
4.3.1	<i>Vita utile dell'opera e periodo di riferimento</i>	16
4.3.2	<i>Stati limite ultimi di riferimento e periodo di ritorno dell'azione sismica</i>	16
4.3.3	<i>Determinazione della categoria di sottosuolo</i>	18
4.3.4	<i>Accelerazione massima attesa in sito</i>	22
<b>5</b>	<b>STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE</b>	<b>25</b>
5.1	DATI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	25
5.2	METODO DI CALCOLO	26
5.2.1	<i>Valutazione della sollecitazione ciclica CSR</i>	26
5.2.2	<i>Valutazione della resistenza ciclica CRR da CPT</i>	27
5.2.3	<i>Indice del potenziale di liquefazione</i>	31
5.3	RISULTATI DELL'ANALISI	33
<b>6</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO-GEOTECNICA</b>	<b>37</b>
6.1	CENNI GENERALI	37
6.2	LIVELLI DI FALDA	40
6.3	FORMAZIONE A – COLTRE PREVALENTEMENTE LIMO - ARGILLOSA	41

6.3.1	<i>Livelli coesivi</i>	41
6.3.1.1	Caratteristiche fisiche	41
6.3.1.2	Caratteristiche meccaniche	52
6.3.1.2.1	<i>Resistenza al taglio in condizioni drenate.</i>	52
6.3.1.2.2	<i>Resistenza al taglio in condizioni non drenate.</i>	56
6.3.1.2.3	<i>Deformabilità in condizioni drenate.</i>	71
6.3.1.2.4	<i>Deformabilità in condizioni non drenate.</i>	96
6.3.1.2.5	<i>Modulo di deformabilità del terreno in prova di carico su piastra.</i>	98
6.3.2	<i>Livelli granulari</i>	102
6.3.2.1	Resistenza al taglio	105
6.3.2.2	Modulo elastico.	114
6.4	FORMAZIONE B	118
6.4.1.1	Resistenza al taglio	118
6.4.1.2	Modulo elastico.	124
6.5	RILEVATI ESISTENTI.	126

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione contiene la caratterizzazione stratigrafica – geotecnica dei terreni interessati dalle opere relative al Potenziamento del Sistema Autostradale e Tangenziale di Bologna, nel tratto tra il km 8+600 ed il km 21+700, la definizione dei parametri sismici e la verifica nei confronti del fenomeno di liquefazione dei terreni.

Per quanto riguarda invece gli aspetti geotecnici delle opere d'arte, le analisi di stabilità globale e stima dei cedimenti, si farà riferimento alle specifiche relazioni di calcolo allegate al progetto.

L'area oggetto di studio, ricade nel territorio comunale di Bologna e nel comune di San Lazzaro di Savena.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 POTENZIAMENTO DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA - PROGETTO ESECUTIVO. (MARZO 2004)

- [PE\_1]. GLG001 *Relazione geologica.*
- [PE\_2]. GLG002 *Planimetria e profilo geologici - Tav. 1/4.*
- [PE\_3]. GLG003 *Planimetria e profilo geologici - Tav. 2/4.*
- [PE\_4]. GLG004 *Planimetria e profilo geologici - Tav. 3/4*
- [PE\_5]. GLG005 *Planimetria e profilo geologici - Tav. 4/4.*
- [PE\_6]. GLG006 *Indagini geognostiche in sito - Campagne 1984 -1986*
- [PE\_7]. GLG007 *Indagini geognostiche in sito - Campagne 1999 -2000*
- [PE\_8]. GLG008 *Prove geotecniche di laboratorio - Campagne 1984 -1986*
- [PE\_9]. GLG009 *Prove geotecniche di laboratorio - Campagne 2000*
- [PE\_10]. GTA *Relazione Geotecnica*
- [PE\_11]. GTA510 *Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km 8+400 a progr. Km 10+000*
- [PE\_12]. GTA511 *Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km10+000 a progr. Km 11+500*
- [PE\_13]. GTA512 *Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km 11+500 a progr. Km 13+000*
- [PE\_14]. GTA513 *Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km13+000 a progr. Km 14+500*
- [PE\_15]. GTA514 *Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km14+500 a progr. Km 16+000*
- [PE\_16]. GTA515 *Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km 16+000 a progr. Km 17+500*
- [PE\_17]. GTA516 *Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km 17+500 a progr. Km 19+000*
- [PE\_18]. GTA517 *Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km 19+000 a progr. Km 20+500*
- [PE\_19]. GTA518 *Planimetria con ubicazione indagini geognostiche da progr. Km 20+500 a progr. Km 22+300*

- [PE\_20]. GTA520 *Profilo geotecnico da progr. Km 8+400 a progr. Km 10+000*
- [PE\_21]. GTA521 *Profilo geotecnico da progr. Km10+000 a progr. Km 11+500*
- [PE\_22]. GTA522 *Profilo geotecnico da progr. Km 11+500 a progr. Km 13+000*
- [PE\_23]. GTA523 *Profilo geotecnico da progr. Km13+000 a progr. Km 14+500*
- [PE\_24]. GTA524 *Profilo geotecnico da progr. Km14+500 a progr. Km 16+000*
- [PE\_25]. GTA525 *Profilo geotecnico da progr. Km 16+000 a progr. Km 17+500*
- [PE\_26]. GTA526 *Profilo geotecnico da progr. Km 17+500 a progr. Km 19+000*
- [PE\_27]. GTA527 *Profilo geotecnico da progr. Km 19+000 a progr. Km 20+500*
- [PE\_28]. GTA528 *Profilo geotecnico da progr. Km 20+500 a progr. Km 22+300*

## 2.2 **NORMATIVA TECNICA**

- [NT\_1]. *Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario;*
- [NT\_2]. *Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*
- [NT\_3]. *Eurocodice 1 "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 1: Basi di calcolo", ottobre 1996*
- [NT\_4]. *Eurocodice 7 "Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali", aprile 1997*
- [NT\_5]. *Eurocodice 8 "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 1-1: Regole generali - azioni sismiche e requisiti generali per le strutture", ottobre 1997*
- [NT\_6]. *Eurocodice 8 "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici", febbraio 1998*

[NT\_7]. *Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia INGV - "Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica- Rapporto Conclusivo" (Aprile 2004)*

[NT\_8]. *Presidenza del Consiglio dei Ministri Dipartimento della Protezione Civile "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica – Parte I e II" (2008)*

### 2.3 BIBLIOGRAFIA

[B1]. *Baligh M.M. (1975) "Theory of deep site static cone penetration resistance" Research Report R-75-56, MIT, Cambridge.*

[B2]. *Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Robertson P.K. (1989)" Design parameters of cohesionless soils from in situ tests" Spec. Session of In Situ Testing of Soil Properties for Transportation Facilities, National Research Council, TRB, Washington.*

[B3]. *Bolton M.C. (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique, n° 1.*

[B4]. *Briaud, J.L. (1992):"The pressuremeter" - ed. A. A. Balkema – Rotterdam.*

[B5]. *D'Appolonia D.J., D'Appolonia E., Brisette R.F. (1968) "Settlement of spread footings on sands" Journal of Soil Mechanics and Foundations Engineering Division, ASCE, SM3.*

[B6]. *D'Appolonia D.J., D'Appolonia E., Brisette R.F. (1970) "Closure to Settlement of spread footings on sands" Journal of Soil Mechanics and Foundations Engineering Division, ASCE, SM4.*

[B7]. *Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. (1975) "Static penetration resistance of soil: I-Analysis" Proc. ASCE Spec. Conf. on In-Situ Meas. of Soil Parameters, Raleigh (USA).*

[B8]. *Jamiolkowski M., Ladd C.C., Germaine J.T., Lancellotta R. (1985) "New developments in field and laboratory testing of soils" Proc. XI ICSMFE, S. Francisco (USA).*

- [B9]. Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" *Proc. of the I International Symposium on Penetration Testing, Isopt 1, Orlando (USA)*.
- [B10]. Janbu N., Senneset K. (1975) "Effective stress interpretation of in-situ static penetration tests" *Eur. Symposium on Penetration Testing, Stockholm*.
- [B11]. Koutsoftas D.C., Ladd C.C. (1985) "Design strenght of an offshore clay". *JGED, ASCE, N.3, pp 337-355*.
- [B12]. Lancellotta R. (1983) "Analisi di affidabilità in Ingegneria Geotecnica" *Atti Istituto di Scienza delle Costruzioni, n°625, Politecnico di Torino*.
- [B13]. Lancellotta R. (1991) " *Geotecnica*" – Edizioni Zanichelli.
- [B14]. Lo Presti D. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" *Atti del XIV ciclo di conferenze di geotecnica di Torino*.
- [B15]. Lunne T., Christoffersen H.P. (1983) "Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands" *Proc. 15th annual OTC, Houston (USA)*.
- [B16]. Mitchell J.K., Gardner W.S. (1975) "In situ measurement of volume change characteristics. State of the Art Report, Proc. Conf. on In-Situ Meas. of Soil Prop., Raleigh (USA).
- [B17]. Olsen R.S., Farr J.V. (1986) "Site characterization using the cone penetration test" *Proc. Intern. Symposium In-Situ '86, Blacksburg (USA)*.
- [B18]. Robertson P.K., Campanella R.G., Wightman A. (1983) "SPT-CPT Correlations" *Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, Vol. 109*.
- [B19]. Robertson P.K., Campanella R.G. (1984) "Guidelines for use and interpretation of the electric cone penetration test" *Soil Mech. Series n° 69, Department of Civil Engineering, University of British Columbia*.

- [B20]. Robertson P.K. (1985) "In-situ testing and its application to foundation engineering" 1985 Canadian Geotechnical Colloquium, Canadian Geotechnical Journal Vol. 23, n° 4, 1986.
- [B21]. Searle I.W. (1979) "The interpretation of Begemann friction jacket cone results to give soil types and desing parameters" Proc. VII ECSMFE, Brighton (U.K.).
- [B22]. Skempton, A.W. (1951) "The bearing capacity of clays" Proc. Building Research Congress, Instn. Civ. Engrs – London, Vol. 1,180 -189.
- [B23]. Skempton, A.W. (1986) "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" Geotechnique 36, n° 2.
- [B24]. Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test-Its application and interpretation" Penetration Testing In the UK, Proc. of the Geotechnology Conference organized by ICE, Birmingham.
- [B25]. Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum densities of sands" Proc. Symposium Eval. Dens., ASTM STP 523.

### 3 INDAGINI GEOGNOSTICHE E DI LABORATORIO

Al fine di acquisire gli elementi necessari alla caratterizzazione geotecnica e stratigrafica dei terreni presenti nel tratto in oggetto, è stata condotta una campagna geognostiche in sito e laboratorio costituita da:

- n. 26 sondaggi geognostici verticali (sigla PBxx) di cui n. 23 eseguiti a carotaggio continuo e n. 3 eseguiti a distruzione di nucleo, spinti a profondità massima di 50m, con esecuzione di prove in foro tipo SPT, prove d'acqua Lefranc e prelievo di campioni indisturbati, rimaneggiati ed ambientali; i sondaggi sono stati completati mediante installazione di tubi piezometrici e/o celle casagrande e di tubi in PVC per Down Hole;
- n. 13 pozzetti esplorativi superficiali (PZ-PBxx) spinti a profondità massima di 4m da p.c., con esecuzione di prove di carico su piastra, prove di densità e prelievo di campioni rimaneggiati ed ambientali;
- n. 8 pozzetti ambientali (PZ-AMB-Mx) realizzati mediante escavatore e spinti a profondità massima di 3m da p.c., con prelievo di campioni ambientali;
- n. 10 pozzetti ambientali (PZ-AMBxx) realizzati mediante trivella elettromeccanica e spinti a profondità massima di 1,5m da p.c., con prelievo di campioni ambientali;
- n. 8 prospezioni sismiche di tipo Down Hole;
- prove geotecniche di laboratorio sui campioni prelevati dai sondaggi geognostici e dai pozzetti esplorativi, costituite da prove di caratterizzazione fisica (granulometrie e limiti), prove meccaniche (triassiali, edometri e tagli) e prove meccaniche dinamiche (colonna risonante, taglio torsionale ciclico e prova triassiale ciclica a sforzo controllato - prova a liquefazione);

L'ubicazione delle indagini eseguite lungo il tracciato è riportata in dettaglio nelle planimetrie con ubicazione delle indagini geognostiche allegate al progetto esecutivo.

All'interno dei fori di sondaggio e dei pozzetti esplorativi sono state eseguite prove meccaniche per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità dei terreni, in particolare:

- prove SPT;
- prove pressiometriche (tipo Ménard);
- prove di carico su piastra;
- prove di densità in situ.

Nel corso delle perforazioni sono stati prelevati campioni di terreno, indisturbati e rimaneggiati, sottoposti a prove geotecniche di laboratorio; in particolare le caratteristiche fisiche dei terreni sono state determinate mediante:

- analisi granulometriche;
- determinazione dei limiti di consistenza;
- determinazione del contenuto d'acqua naturale;
- determinazione del peso di volume.

Le caratteristiche meccaniche dei terreni sono state determinate mediante prove di laboratorio, ricorrendo a :

- prove triassiali non consolidate, non drenate;
- prove di taglio diretto e residuo, prove torsionali;
- prove di compressibilità edometrica;
- prove di costipamento A.A.S.H.T.O.;
- prove di penetrazione CBR su campioni compattati in laboratorio.

Parte delle prove di laboratorio sono, ad oggi, ancora in fase di esecuzione e non sono state considerate nella presente relazione.

I profili geotecnici allegati al progetto esecutivo riportano i risultati delle elaborazioni di tutte le prove geotecniche eseguite in situ ed in laboratorio ad oggi eseguiti; i certificati delle indagini in situ e delle analisi di laboratorio sono riportati negli specifici allegati di progetto.

L'area in esame, è stata anche oggetto di differenti campagne geognostiche e di laboratorio precedenti. La Tabella 1 seguente riporta, in sintesi, le principali indicazioni relative alle indagini eseguite nelle diverse campagne geognostiche. I risultati contenuti nel presente documento fa riferimento anche ai risultati delle precedenti campagne geognostiche.

Anno	Impresa	N° Sondaggi	Prof. sond. min ÷ max	N° CPT	Prof. CPT min ÷ max	N° Pozzetti	Prof. pozz. min ÷ max
1984	Tecnosoil	28	12.0 ÷ 50.0	25	4.0 ÷ 34.0	----	----
1986	Radaelli – Castellotti	6	30.0 ÷ 40.0	---	----	----	----
1999	Servizi Geotecnic i	4	25.0 ÷ 45.0	6	9.0 ÷ 28.5	9	4.0 ÷ 5.0
2000	Servizi Geotecnic i	6	10.0 ÷ 25.45	12	7.0 ÷ 40.0	16	1.5 ÷ 3.5

Tabella 1 – Sintesi indagini eseguite nelle diverse campagne geognostiche.

## 4 SISMICITÀ

### 4.1 PREMESSA

L'inquadramento sismico dell'area di interesse è stato redatto in accordo alle prescrizioni fornite dalle NTC2008 (rif. [NT\_1] e [NT\_2]). Nel seguito verrà descritto brevemente il quadro sismologico dell'area, definendo successivamente l'azione sismica di progetto. I comuni interessati dal presente progetto sono il comune di Bologna e San Lazzaro di Savena.

### 4.2 STRUTTURE SIMOGENETICHE

La pericolosità sismica è da intendersi come “grado di probabilità che si verifichi, in una determinata area ed in un determinato periodo di tempo, un evento sismico dannoso con l'insieme degli effetti geologici e geofisici ad esso connessi, senza alcun riguardo per le attività umane”. L'analisi del livello di pericolosità distingue quindi due fasi:

- la definizione della pericolosità sismica di base, in condizioni di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), in assenza di discontinuità stratigrafiche e/o morfologiche;
- l'analisi della pericolosità locale, ossia della modificazione locale dello scuotimento sismico prodotta dalle reali condizioni al contorno (caratteristiche del terreno, successione litostratigrafia, condizioni morfologiche, ecc.).

I dati di sismicità ottenuti dai database di riferimento sono stati gestiti in associazione agli elementi descritti attraverso la zonazione ZS9, allo scopo di predisporre gli elementi di ingresso per il calcolo della pericolosità sismica sull'intero territorio nazionale. L'area oggetto di studio è situata nella zona 913 - Appennino Emiliano Romagnolo (Figura 1 tratta da rif. [NT\_7]) la cui magnitudo di riferimento è indicata

nella Figura 2 in cui è riportata la tabella dei valori di magnitudo massime per le differenti zone sismo genetiche (rif. [NT\_8]).

Per il tratto di interesse la magnitudo è pari a 6.14.

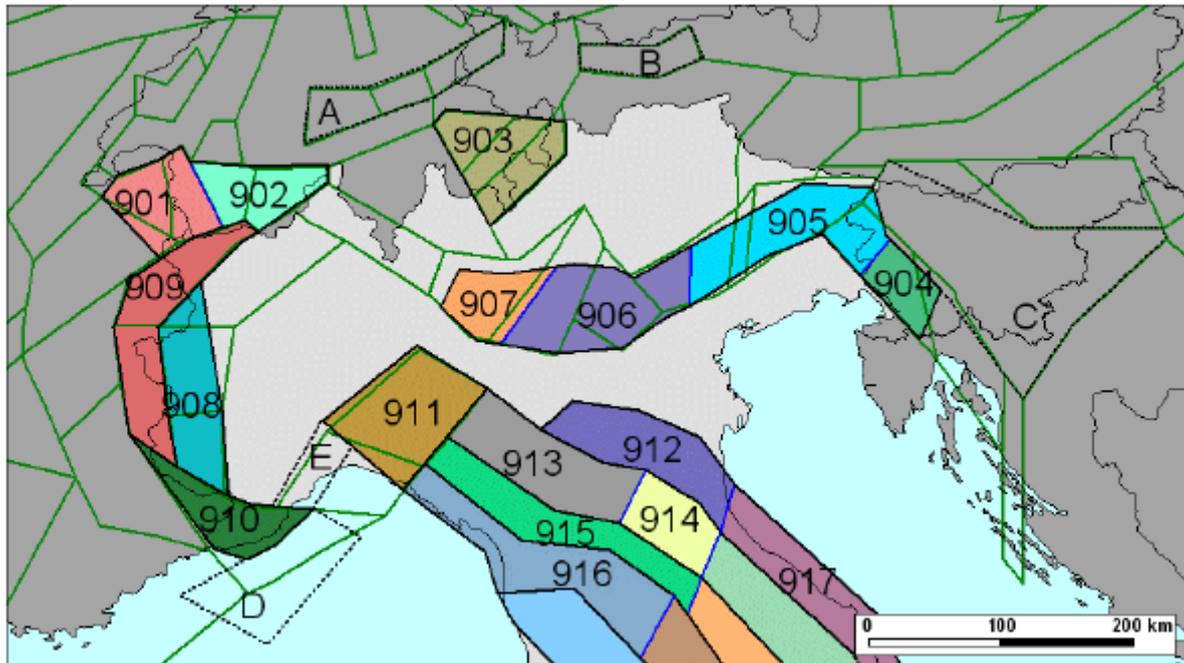


Figura 1 – Zonazione sismo genetica ZS9 per il Nord Italia (rif. [NT\_7]).

Tabella 2.8-1 – Valori di  $M_{wmax}$  per le zone sismo genetiche di ZS9 (estratto da Gruppo di lavoro, 2004)

Nome ZS	Numero ZS	$M_{wmax}$
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzzese, Appennino Umbro, Nizza Sanremo	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto Orientale, Garda-Veronese, Garfagnana- Mugello, Calabria Jonica	905, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Otranto	924, 925, 931	6.83
Appennino Abruzzese, Sannio - Irpinia-Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

Figura 2 – Magnitudo di riferimento massima per le zone sismo genetiche (rif. [NT\_8]).

### 4.3 AZIONI SISMICHE DI PROGETTO DA NORMATIVA

Per quanto concerne la definizione dell'azione sismica di progetto si è fatto riferimento al rif. [NT\_1] di cui è parte integrante la definizione dei valori di pericolosità sismica da adottare nelle verifiche. La strategia progettuale, d'intesa con la Committente è riportata nei paragrafi successivi.

#### 4.3.1 Vita utile dell'opera e periodo di riferimento

Vita Nominale pari a  $V_N = 50$  anni

Classe d'Uso IV  $\Rightarrow$  coefficiente d'uso  $\Rightarrow C_U = 2.0$ .

Vita utile di riferimento:  $V_R = (V_N) \cdot (C_U) = 100$  anni

#### 4.3.2 Stati limite ultimi di riferimento e periodo di ritorno dell'azione sismica

Gli stati limite da considerare e i tempi di ritorno da associare sono:

- Stato Limite Ultimo: SLC – Stato Limite di Collasso (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 5\%$  nel periodo  $V_R$ )  $\Rightarrow T_R = 1950$  anni;
- Stato Limite Ultimo: SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 10\%$  nel periodo  $V_R$ )  $\Rightarrow T_R = 949$  anni;
- Stato Limite Esercizio: SLD – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 63\%$  nel periodo  $V_R$ )  $\Rightarrow T_R = 101$  anni
- Stato Limite Esercizio: SLO – Stato Limite di Operatività (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 81\%$  nel periodo  $V_R$ )  $\Rightarrow T_R = 60$  anni

I valori dei parametri sismici di riferimento su suolo rigido orizzontale sono:

- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima su suolo rigido;
- $T_c^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori dei parametri precedentemente indicati sono stati valutati attraverso l'interpolazione dei valori relativi ai quattro nodi della griglia di riferimento nazionale posti nell'intorno di ciascun punto in esame. Il foglio elettronico "Spettri di risposta – V. 1.0.3" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici consente il calcolo automatico dei parametri sopra descritti.

Considerati gli stati limite di riferimento assunti corrispondenti tempi di ritorno indicati al paragrafo precedente, si ottengono i valori dei parametri spettrali riportati nelle Tabella 2 e Tabella 3 per i comuni considerati.

SLU	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$
SLO	0.072	2.481	0.275
SLD	0.088	2.473	0.285
SLV	0.212	2.436	0.315
SLC	0.263	2.451	0.321

Tabella 2 - Comune di Bologna - Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  al variare dello stato limite ultimo (SLU)

SLU	$a_g$	$F_o$	$T^*_c$
SLO	0.076	2.462	0.274
SLD	0.093	2.460	0.283
SLV	0.219	2.409	0.317
SLC	0.267	2.449	0.328

Tabella 3 - Comune di San Lazzaro di Savena - Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T^*_c$  al variare dello stato limite ultimo

#### 4.3.3 Determinazione della categoria di sottosuolo

Nel corso delle recente campagna di indagine geognostica sono state eseguite delle misure dirette in foro della velocità delle onde di taglio mediante prove down-holes (vedi Tabella 4). Nella Tabella 5, invece, sono riportati i valori di  $(V_{s,30})$  dedotti dall'interpretazione di prove penetrometriche statiche, eseguite durante le pregresse campagne di indagine, spinte a profondità maggiori o uguali a 30m ed le corrispondenti categorie di suolo.

Sigla	Profondità (m)	Quota (m.s.l.m.)	Progressiva (km)	$V_{s,30}$ (m/sec)	Tipo suolo
PB3	40	37.16	9+960	455	B
PB6	40	36.14	10+120	449	B
PB10	35	32.21	11+900	277	C
PB12	40	34.24	12+470	334	C
PB17	50	35.16	14+320	292	C
PB21	50	46.20	17+280	292	C
PB24	35	49.60	18+870	342	C
PB26	35	50.80	20+600	395	B

Tabella 4 – Indagini down-holes eseguite

Sigla	Profondità (m)	Quota (m.s.l.m.)	Progressiva (km)	$V_{s,30}$ (m/sec)	Tipo suolo
CPT43	30	37.50	14+160	338	C
CPTU105	40	35.90	14+200	186	C
CPTU106	40	36+50	14+520	171	D

Tabella 5 – Valori di ( $V_{s,30}$ ) dedotte dall'interpretazione di prove penetrometriche

Sulla base di quanto riportato nelle precedenti tabelle e dai rapporti stratigrafici delle unità geotecniche (vedi Tabella 11 al par. 6.1) è possibile distinguere le categorie di suolo in funzione delle progressive secondo quanto riportato nella Tabella 6.

da progressiva	a progressiva	Categoria di suolo
km 8+750 (inizio intervento)	11+000	B
11+000	12+300	B ⇒ C
12+300	14+500	C
14+500	15+500	D
15+500	18+500	C
18+500	21+600 (fine intervento)	B

Tabella 6 – Categorie di suolo in funzione delle progressive

Nel seguito le definizioni per le categorie riscontrate lungo il tracciato secondo le NTC2008:

Tipo B: - *“...depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità”* ( $360 < V_{s,30} < 800 \text{m/s}$ )

Tipo C – *“...depositi a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti”* ( $180 < V_{s,30} < 360 \text{m/s}$ )

Tipo D - "...depositi a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti" ( $V_{s,30} < 180\text{m/s}$ ).

#### 4.3.4 Accelerazione massima attesa in sito

L'accelerazione massima attesa al sito  $a_{max}$  è definita attraverso la seguente relazione:

$$a_{max} = (S_S) \cdot (S_T) \cdot (a_g)$$

in cui

$a_g$  = accelerazione massima su sito rigido in funzione del comune di interesse (vedi Tabella 2 e Tabella 3);

$S_S$  = coefficiente d'amplificazione stratigrafica in funzione delle categorie di suolo presenti lungo il tracciato (vedi Tabella 6) e quanto riportato nella Tabella 7;

$S_T$  = coefficiente d'amplificazione topografica secondo quanto riportato nelle Tabelle 3.2.IV e 3.2.VI - NTC 2008 e riportate per semplicità nella Tabella 8. Nel caso in esame pari a 1

Categoria di suolo	$S_s$	$C_c$
A	1	1
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot (a_g/g) \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot (a_g/g) \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot (a_g/g) \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot (a_g/g) \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Tabella 7 - Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 - Tabella 3.2.V

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	
Categoria	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_t$
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Tabella 8 - Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 - Tabelle 3.2.IV e 3.2.VI

## 5 STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

### 5.1 DATI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

Secondo le NTC2008, va valutata la stabilità del sito nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine l'insieme dei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, sabbiosi/ghiaiosi.

Sulla base della Classe d'Uso dell'opera, si sono scelti i seguenti parametri per le verifiche a liquefazione:

Zona sismogenetica di riferimento del modello ZS9:⇒ 913-Appennino Emiliano Romagnolo (vedi par. 4.2);

$M=6.14$  (cfr. Figura 2);

$a_g/g = 0.212$  (tempo di ritorno  $TR=949$  anni - SLV) per il comune di Bologna (vedi Tabella 2) su suolo rigido;

$a_g/g = 0.219$  (tempo di ritorno  $TR=949$  anni - SLV) per il comune di San Lazzaro di Savena (vedi Tabella 3) su suolo rigido

$S_s$  in funzione della categoria di suolo incontrata lungo il tracciato (vedi Tabella 6);

$S_T=1$  superficie pianeggiante.

Profondità della falda secondo quanto riscontrato dalle misure effettuate (vedi par. 6.2).

## 5.2 METODO DI CALCOLO

Le analisi sono state svolte attraverso l'impiego di metodi empirici che, tenendo conto della composizione granulometrica dei materiali attraversati dalla punta del penetrometro statico (CPT), consentono di valutare il coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione (FL) come rapporto tra la resistenza ciclica "Cyclic Resistance Ratio" (CRR) e la sollecitazione ciclica "Cyclic Stress Ratio" (CSR). Il metodo si considera applicabile fino a profondità pari a circa 20 m. Successivamente è stato stimato l'indice di potenziale di liquefazione (LPI).

### 5.2.1 Valutazione della sollecitazione ciclica CSR

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un terreno a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. Un metodo semplificato per la valutazione della sollecitazione ciclica CSR indotta dallo scuotimento sismico è quello di Seed ed Idriss (1971), secondo cui essa è approssimabile ad una sollecitazione uniforme composta da una serie avente un numero equivalente di cicli di carico uniformi, con un valore di accelerazione di ampiezza pari al 65% del valore di picco ( $a_{max}$ ), come:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d$$

in cui:

$a_{max}$  accelerazione di picco al sito;

$g$  accelerazione di gravità;

$\tau_c$  valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico;

$\sigma_{vo}$  tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali;

$\sigma'_{vo}$  tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci;

$r_d$  coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità dal piano campagna, calcolato come segue (Youd et al., 2001):

$$r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z \quad \text{per } z \leq 9.15 \text{ m}$$

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

### 5.2.2 Valutazione della resistenza ciclica CRR da CPT

La resistenza alla liquefazione di un terreno può essere vista come il valore di CSR per il quale avviene la liquefazione in un numero specificato di cicli di carico; a questo valore, per convenzione, ci si riferisce in termini di resistenza alla liquefazione (CRR).

Le procedure per la valutazione del CRR sulla base di prove in situ (nello specifico CPT) fanno riferimento ad un terremoto di magnitudo 7.5, pertanto la stima deve essere corretta per tener conto della magnitudo del terremoto atteso. Tale correzione viene introdotta applicando alla stima del CRR per magnitudo 7.5 ( $CRR_{7.5}$ ) un fattore di scala MSF ("Magnitude Scaling Factor") che viene differenziato a seconda della composizione granulometrica del deposito (vedi Figura 3).

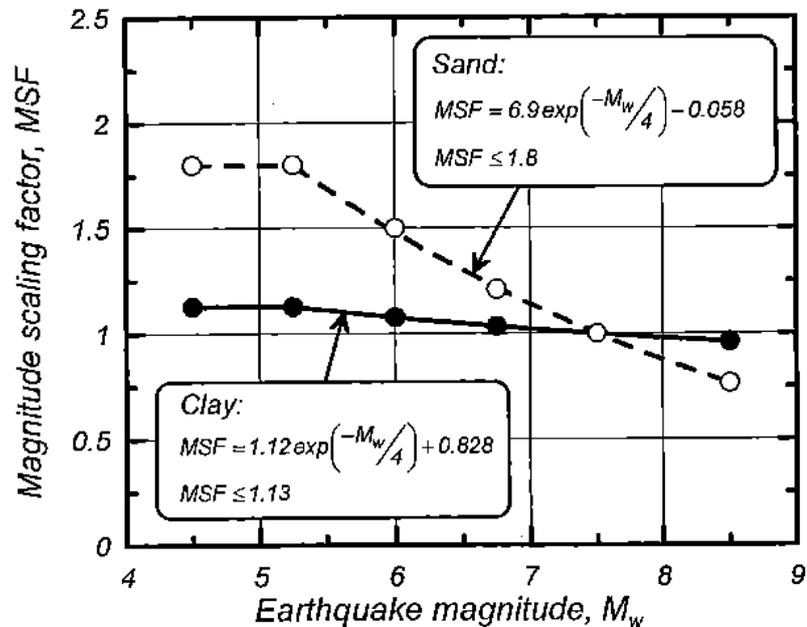


Figura 3: - Fattore di scala MSF (Boulanger e Idriss, 2007)

La relazione tra la resistenza ciclica CRR e la resistenza penetrometrica alla punta adottata per le analisi di liquefazione è mostrata, nel caso di sabbie pulite, in Figura 4 ed è esprimibile come segue (Robertson & Wride, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

per  $(q_{c1N})_{cs} < 50$ :

$$CRR_{7.5} = 0.833 \cdot \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

per  $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$ :

$$CRR_{7.5} = 93 \cdot \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08$$

Nel caso di materiali coesivi la resistenza ciclica CRR viene espressa in funzione del valore di  $(c_u)$  - Youd et al., 2001-:

$$CRR_{7.5} = 0.8 \cdot \frac{c_u}{\sigma_{v'}}$$

La resistenza alla punta è espressa in termini di valori normalizzati di  $q_{c1N}$ , rispetto alla pressione atmosferica  $P_a$ , come segue:

$$q_{c1N} = (q_c/P_a) \times (P_a/\sigma'_{v0})_n$$

dove  $(\sigma'_{v0})$  è lo sforzo verticale efficace alla profondità di prova, mentre  $n$  è un esponente funzione del tipo di terreno, variabile da  $n = 0.5$  (per materiali sabbiosi) a  $n = 1.0$  (per materiali argillosi).

La natura del terreno (sabbioso, argilloso o intermedio) e quindi il corrispondente valore di  $n$  sono determinati secondo una procedura iterativa, attraverso l'indice del tipo di materiale  $I_c$ , determinato come segue:

$$I_c = \left[ (3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5},$$

dove:

$$Q = \left( \frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a} \right) \cdot \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n,$$

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

La procedura iterativa prevede i seguenti passi: inizialmente  $n$  è posto pari a 1.0 e se risulta  $I_c > 2.6$ , il terreno è classificato come argilloso ed  $n$  è confermato pari a 1.0; nel caso risulti  $I_c < 2.6$ , il calcolo viene ripetuto ponendo  $n = 0.5$ . Se nella seconda iterazione risulta  $I_c < 2.6$ , il terreno è classificato come sabbioso e  $n$  è confermato pari a 0.5, altrimenti se  $I_c > 2.6$ , il terreno viene classificato come “intermedio” e  $n$  assume il valore di 0.75.

La resistenza penetrometrica alla punta normalizzata ( $q_{c1N}$ ) per sabbie limose viene corretta al valore equivalente per sabbie pulite ( $q_{c1N}$ )<sub>CS</sub> attraverso la seguente relazione:

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

dove  $K_c$ , il fattore correttivo per le caratteristiche dei grani è definito dalla seguente equazione (Robertson & Wride, 1998):

$$\text{per } I_c \leq 1.64 \quad K_c = 1.0;$$

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

Si noti che per  $I_c > 2.6$ , il materiale è tipicamente troppo argilloso o plastico per liquefare.

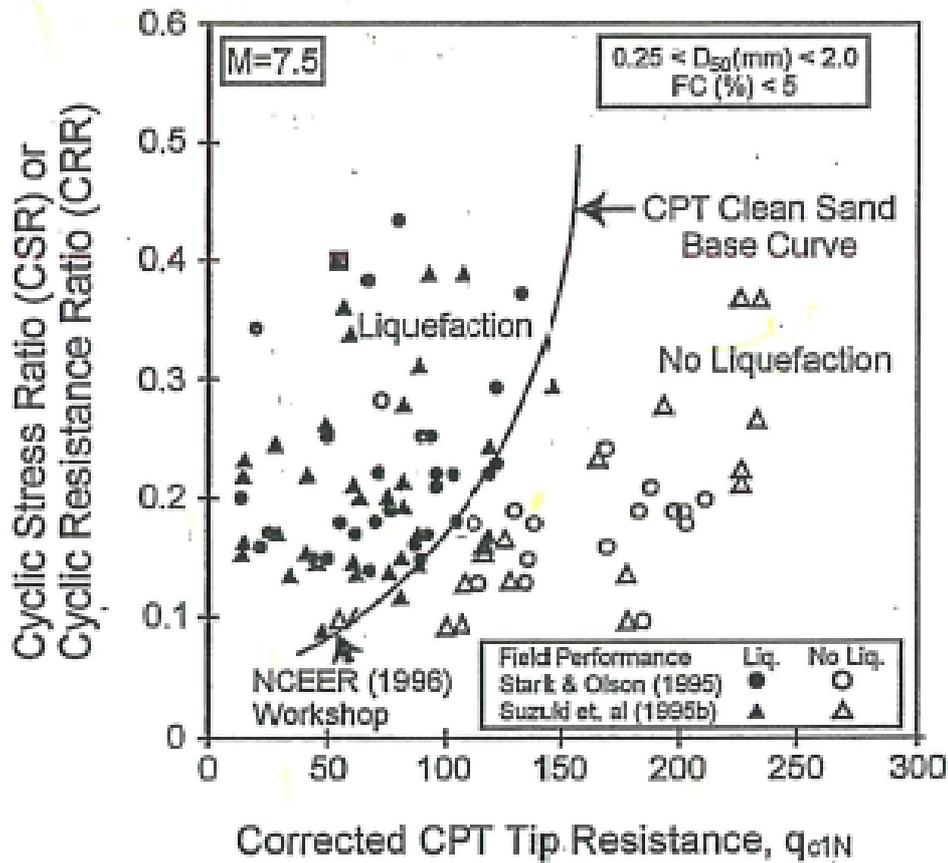


Figura 4: - Relazione tra il rapporto di sforzo ciclico e la resistenza alla punta penetrometrica  $q_{c1N}$  (valori per  $M = 7.5$ ) (Robertson & Wride, 1998).

### 5.2.3 Indice del potenziale di liquefazione

I risultati delle analisi per ciascuna CPT sono esprimibili in termini di indice del potenziale di liquefazione LPI. E' un indice globale della suscettibilità alla liquefazione per ciascun sondaggio (Iwasaki et al. (1982), determinabile come segue:

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \cdot W(z) dz$$

dove  $W(z)$  è una funzione pesata, linearmente decrescente con la superficie del terreno fino alla profondità di 20m; il peso maggiore è attribuito agli strati superficiali come segue:

$$W(z) = 10 - \frac{1}{2}z$$

La funzione  $F(z)$  riflette il potenziale di liquefazione ad ogni strato e dipende dal fattore di sicurezza alla liquefazione  $FL$ :

$$\text{Per } FL \geq 1 \quad F(z) = 0$$

$$\text{Per } FL < 1 \quad F(z) = 1 - FL$$

Sulla base degli studi di Iwasaki et al. (2003) e di Sonmez (2003), l'indice di potenziale di liquefazione LPI è correlato alla suscettibilità di liquefazione secondo le classi definite in Tabella 9.

Indice del potenziale di liquefazione LPI	Suscettibilità alla liquefazione
$0 \leq LPI \leq 1$	Nulla
$1 < LPI \leq 2$	Basso
$2 < LPI \leq 5$	Moderato
$5 < LPI \leq 15$	Alto
$LPI > 15$	Molto alto

Tabella 9 – Correlazione tra i valori dell'indice di potenziale di liquefazione e la suscettibilità alla liquefazione per il sito (Sonmez, 2003).

### 5.3 RISULTATI DELL'ANALISI

L'analisi è stata condotta sulla base delle prove CPT/CPTe effettuate in sito considerando:

- prove spinte a profondità superiori ai 10m;
- analisi di suscettibilità per profondità sino a 20m;
- ad ogni verticale è stata considerata la categoria di suolo in accordo a quanto riportato nella Tabella 6;
- ad ogni verticale è stata associato un livello di falda in accordo a quanto riportato nel par. 6.2;

Nella Tabella 12 è riportato l'elenco delle verticali considerate, la progressiva, la categoria di suolo, l'accelerazione massima di riferimento ( $a_{max}$ ), il valore di falda ed il valore LPI risultante dalle analisi di suscettibilità.

Le analisi effettuate e riassunte nella Tabella 12 evidenziano come, lungo il tracciato interessato dagli interventi, il potenziale di liquefazione (LPI) sia nullo o basso. Fanno eccezione le due verticali, CPT27 e CPT28, in cui il valore di (LPI) risulta essere da "moderato" e "alto". Le due verticali sono localizzate in corrispondenza della progressiva km 15+000. Nelle successive fasi progettuali verranno eseguite ulteriori verticali di indagine al fine di meglio caratterizzare il potenziale di liquefazione nell'area.

Nel tratto compreso tra le progressive km 18+420 e fine tratto non sono presenti prove penetrometriche statiche (CPTU) che hanno permesso di eseguire una valutazione puntuale. Si tenga presente, però, che:

- i livelli di falda sono intorno ai 10m di profondità,
- i valori di resistenza alla punta nelle prove penetrometriche dinamiche (SPT) eseguite in foro, nei materiali granulari presenti (unità B), sono superiori a 40colpi/piede (vedi Figura 58),
- il potenziale di liquefazione diminuisce al crescere della profondità

pertanto si può affermare di essere in corrispondenza di aree in cui il valori di (LPI) è nullo o basso. Anche in questo caso, nelle successive fasi progettuali si prevede di eseguire prove integrative al fine di meglio caratterizzare il potenziale di liquefazione nell'area.

Prova	Progr.	Cat. Suolo	$a_{max}$ (g)	falda (m)	LPI	suscettibilità
CPTE103	11+400	C	0.295	-10	<1	nullo
CPTE104	13+600	D	0.343	-5	<1	nullo
CPT43	14+160				1.19	basso
CPTE105	14+200				1.51	basso
CPTE106	14+520				1.47	basso
CPT33	14+620				1.04	basso
CPT32	14+680				<1	nullo
CPT30	14+640				1.34	basso
CPT29	14+840				1.65	basso
<b>CPT28</b>	<b>14+980</b>				<b>11.11</b>	<b>alto</b>
<b>CPT27</b>	<b>15+040</b>				<b>3.82</b>	<b>moderato</b>
CPTE108	17+800	C	0.295	-10	<1	nullo
CPT25	18+280				<1	nullo
CPT24	18+400				<1	nullo
CPT26	18+420				<1	nullo

Tabella 10 – Risultati delle analisi di suscettibilità eseguite



## 6 CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO-GEOTECNICA

### 6.1 CENNI GENERALI

La caratterizzazione dei terreni la definizione dei parametri caratteristici, è stata eseguita sulla base di quella già eseguita nell'ambito del progetto esecutivo del "Potenziamento del Sistema Autostradale e Tangenziale di Bologna" del marzo 2004 ed eseguita negli anni successivi. La campagna geognostica (sito e laboratorio) eseguita nel 2016, nell'ambito del presente progetto, è stata finalizzata:

- alla conferma dei parametri trovati nell'ambito della precedente campagna geognostica;
- ad una migliore definizione dei rapporti stratigrafici dei terreni in corrispondenza delle opere maggiori;
- alla definizione, mediante misure dirette delle velocità delle onde di taglio, la categoria di suolo ai fini della definizione dell'azione sismica.

In generale, la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dei terreni è stata condotta analizzando i risultati delle prove in sito e delle prove di laboratorio realizzate lungo il tracciato dell'autostrada in ampliamento; le sequenze stratigrafiche dei terreni, ricavate dalle elaborazione delle indagini geotecniche, sono riportate nei profili geotecnici di progetto, che sono parte integrante della presente relazione.

In dettaglio, per quanto riguarda le caratterizzazione stratigrafica dei terreni, i risultati delle indagini eseguite hanno condotto alla definizione di due formazioni distinte:

- la formazione superiore (formazione **A**), presente a partire da piano campagna in

spessori variabili da pochi metri sino a 40 m di profondità, costituita prevalentemente da argille e limi debolmente sabbiosi a consistenza da soffice a media; in alcuni tratti lungo il tracciato la percentuale di sabbia aumenta fino a diventare la componente prevalente.

- la formazione di base (formazione **B**), costituita da ghiaie e ghiaietto in matrice sabbiosa/limosa; il terreno costituente la formazione si presenta molto addensato e i valori di  $N_{SPT}$  risultano frequentemente “a rifiuto”.

In alcuni tratti, nella formazione superiore sono presenti intercalazioni di lenti di ghiaia molto addensata, che si presentano con spessori massimi dell'ordine di 6÷8 m.

Pur con qualche indeterminatezza, legata alla definizione dell'estensione trasversale e degli spessori delle lenti superficiali o profonde di ghiaia molto addensata, è possibile individuare, lungo il tracciato oggetto dell'ampliamento, dei tratti che risultano omogenei per sequenza stratigrafica; la Tabella 11 illustra sinteticamente le stratigrafie individuate e riportate nel dettaglio nei profili longitudinali allegati al progetto.

<i>Da progressiva</i>	<i>A progressiva</i>	<i>Note Stratigrafia</i>
km 8+900	km 10+200	Le ghiaie addensate della formazione <b>B</b> sono pressoché affioranti, è presente un riporto dello spessore di circa 2 ÷ 3 m da p.c..
km 10+200	km 11+000	Lo spessore della formazione <b>A</b> in questo tratto ha uno spessore medio di circa 4 metri a partire dal p.c.; al di sotto è presente la formazione B
km 11+000	km 12+300	Lo spessore della coltre superficiale <b>A</b> passa da circa 5 m ai 18 ÷ 20m dal piano campagna; al di sotto è presente la formazione B.
km 12+300	km 13+100	lo spessore della coltre superficiale <b>A</b> è dell'ordine di 18 ÷ 20m; tra le profondità di $\cong 10$ e $\cong 16$ m da p.c. è presente un livello di ghiaie molto addensate
km 13+100	km 14+160 (sondaggio S60)	lo spessore della formazione <b>A</b> varia da 15 a 20 m da p.c.; al di sotto la formazione B
km 14+160	km 14+700	lo spessore della coltre superficiale <b>A</b> è dell'ordine di 40 m da p.c.
km 14+700	km 15+570 (sondaggio S3B)	lo spessore della coltre superficiale <b>A</b> è presumibilmente superiore a 40 m da p.c.; tra le profondità di $\cong 10$ e $\cong 18$ m da p.c. è presente un livello di ghiaie molto addensate.
km 15+570	km 17+500	lo spessore della coltre superficiale <b>A</b> è presumibilmente superiore a 40 m da p.c
km 17+500	km 18+500	lo spessore della coltre superficiale tende a diminuire dai $\cong 40$ m da p.c. nel tratto iniziale sino ai $\cong 30$ m nel tratto finale.
km 18+500	km 19+300	lo spessore della coltre superficiale è dell'ordine di 25-30 m da p.c.; tra le profondità di $\cong 8$ e $\cong 16$ m da p.c. è presente un livello di ghiaie molto addensate.
km 19+300	km 20+000	lo spessore della formazione superficiale varia da 5 a 8 m da p.c.; al di sotto si estende uno strato di sabbie molto addensate con spessori di 20-25 m
km 20+000	km 22+300	lo spessore della formazione superficiale varia da 5 a 15 m da p.c.; al di sotto della formazione A si incontra uno strato di ghiaie dello spessore di $\cong 8-12$ m.

Tabella 11 – Stratigrafie di riferimento per tratti omogenei lungo il tracciato.

Dall'esame dei risultati delle indagini eseguite è risultata evidente l'utilità delle prove penetrometriche statiche ai fini della caratterizzazione delle coltri superficiali e delle verticali di indagine, caratterizzate sino a 30÷40 m di profondità da una fitta

alternanza dei livelli granulari e livelli coesivi, come ad esempio nel tratto compreso fra le progressive km 14+000 e km 18+500.

Nei paragrafi seguenti sono illustrate le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni che costituiscono le due unità geotecniche “A” e “B”.

## 6.2 LIVELLI DI FALDA

I livelli di falda riportati nei profili geotecnici sono relativi ai valori massimi rilevati nel periodo di osservazione a disposizione, ovvero tra luglio e ottobre 2016. Come risulta dal profilo stratigrafico-geotecnico i livelli di falda sono generalmente profondi, oltre 10 m da p.c., e solo tra la progr. km 13+500 e progr. km 15+500 la falda è prossima al piano campagna, a circa 5m da p.c..

### 6.3 FORMAZIONE A – COLTRE PREVALENTEMENTE LIMO - ARGILLOSA

#### 6.3.1 Livelli coesivi

##### 6.3.1.1 Caratteristiche fisiche

La quasi totalità dei campioni prelevati nella formazione A presenta un passante al vaglio n.200 ASTM >70% (Figura 5); il contenuto in argilla (Figura 6) rilevato nei primi 20 m a partire dal p.c. è variabile con la profondità tra il 15 e il 45%, con alcuni valori compresi tra il 45 ed il 60%; all'aumentare della profondità il contenuto di argilla è mediamente compreso tra il 15 ed il 30%.

Dal punto di vista della identificazione granulometrica, i terreni in oggetto possono essere classificati, secondo la classificazione AGI, come argille e limi da sabbiosi a debolmente sabbiosi.

I valori medi delle proprietà indice dei terreni che costituiscono la formazione A, determinate dall'analisi di un significativo numero di campioni, possono essere così riassunte (vedi Figura 7÷ Figura 11):

$$\gamma_n = \text{peso di volume naturale} = 19.0 \div 20.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_d = \text{peso di volume del secco} = 14.0 \div 16.0 \text{ kN/m}^3$$

$$w_n = \text{contenuto d'acqua naturale} = 25 \div 30 \%$$

$$LL = \text{limite liquido} = 40 \div 50 \% \text{ (i valori salgono al 60-70 \% tra i 12-25 m da p.c.)}$$

$$LP = \text{limite plastico} = 18 \div 20 \% \text{ (i valori salgono al 60-70 \% tra i 12-25 m da p.c.)}$$

$$IP = \text{indice plastico} = 15 \div 35 \% \text{ (i valori salgono al 40-55 \% tra i 12-25 m da p.c.)}$$

Secondo i criteri del sistema unificato di classificazione delle terre (USCS), i terreni in oggetto possono essere classificati prevalentemente come (CH), (CL); in accordo alla carta di plasticità di Casagrande (vedi Figura 12) essi possono essere definiti come “argille inorganiche di alta e media plasticità”.



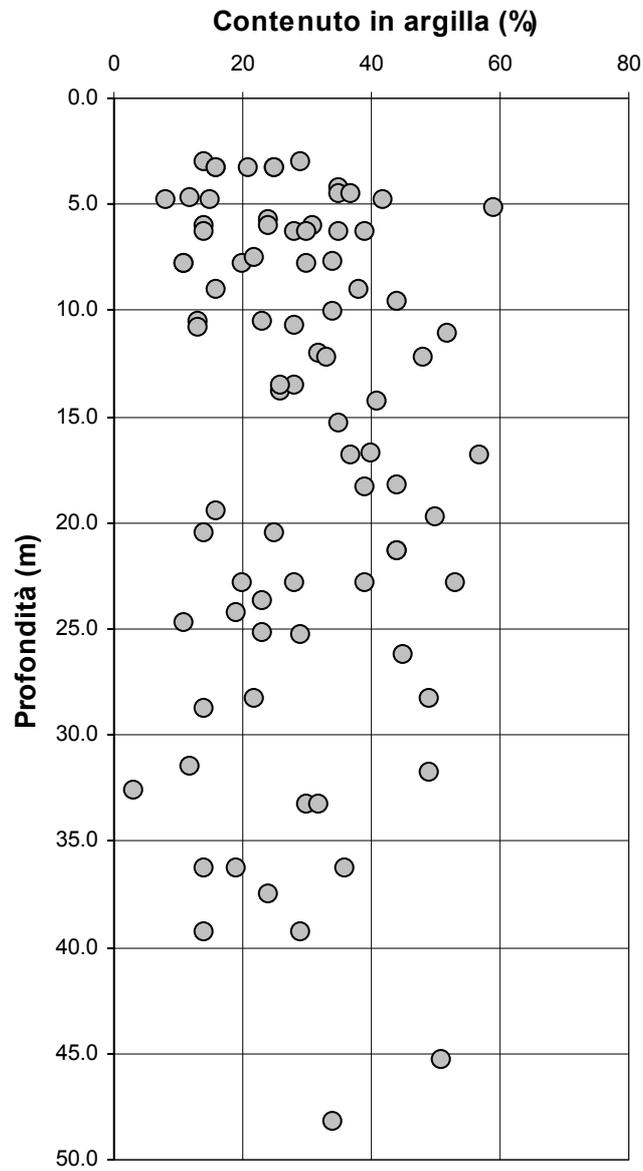


Figura 6 – Formazione A – Livelli Coesivi – Contenuto in argilla.

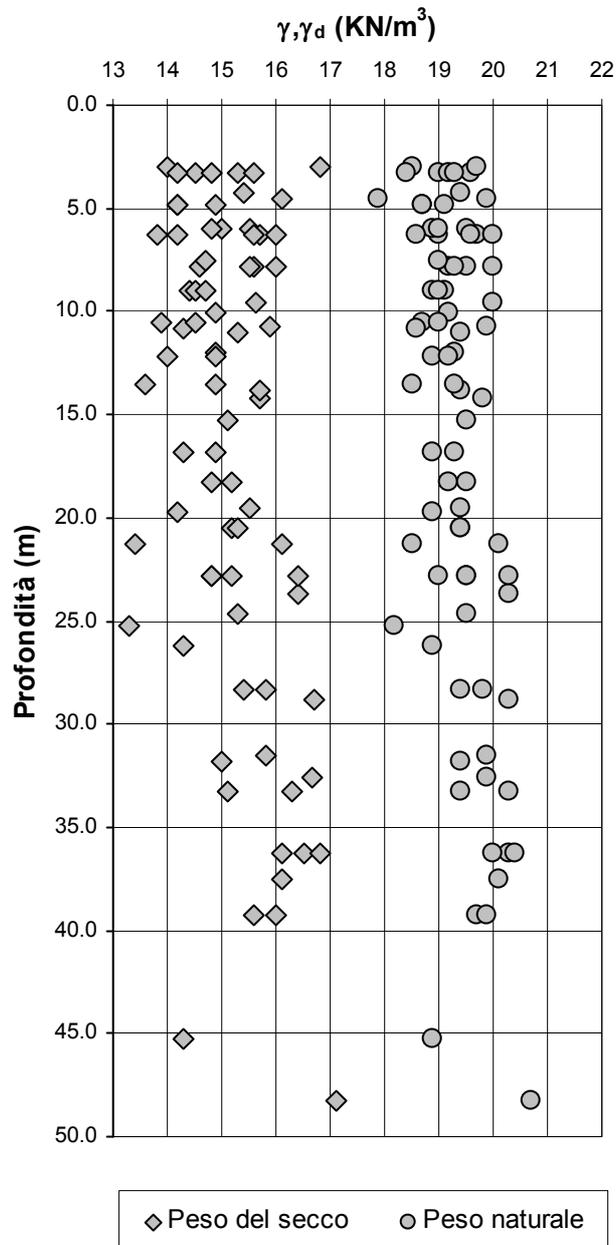


Figura 7 – Formazione A – Livelli Coesivi – Peso di volume del terreno naturale e peso del secco.

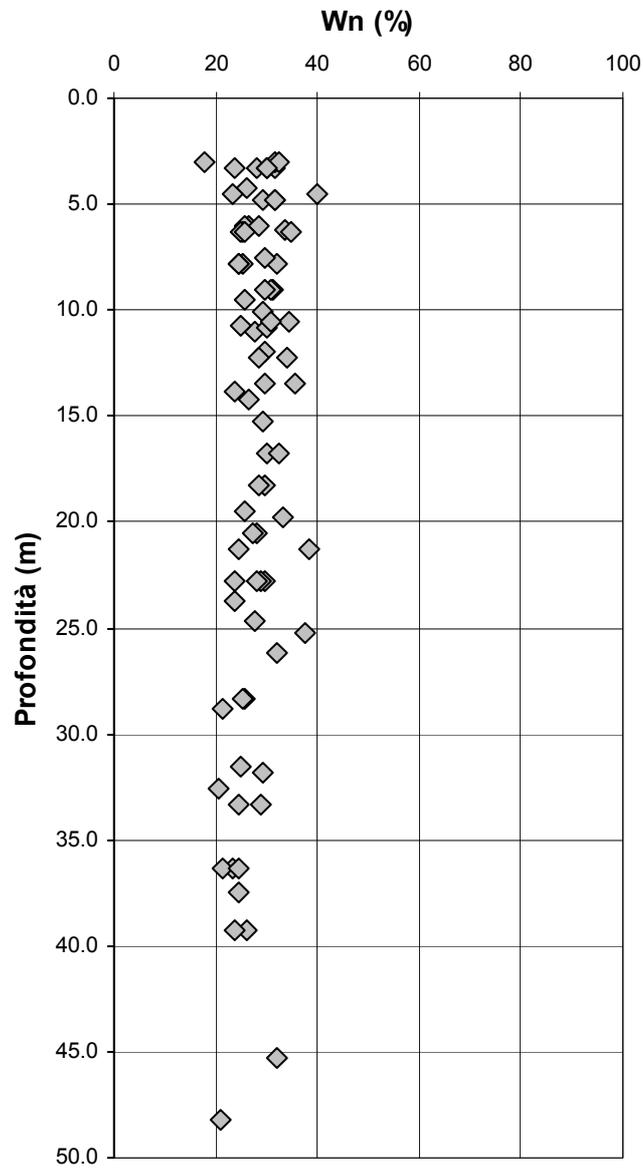


Figura 8 – Formazione A – Livelli Coesivi – Contenuto d'acqua naturale.

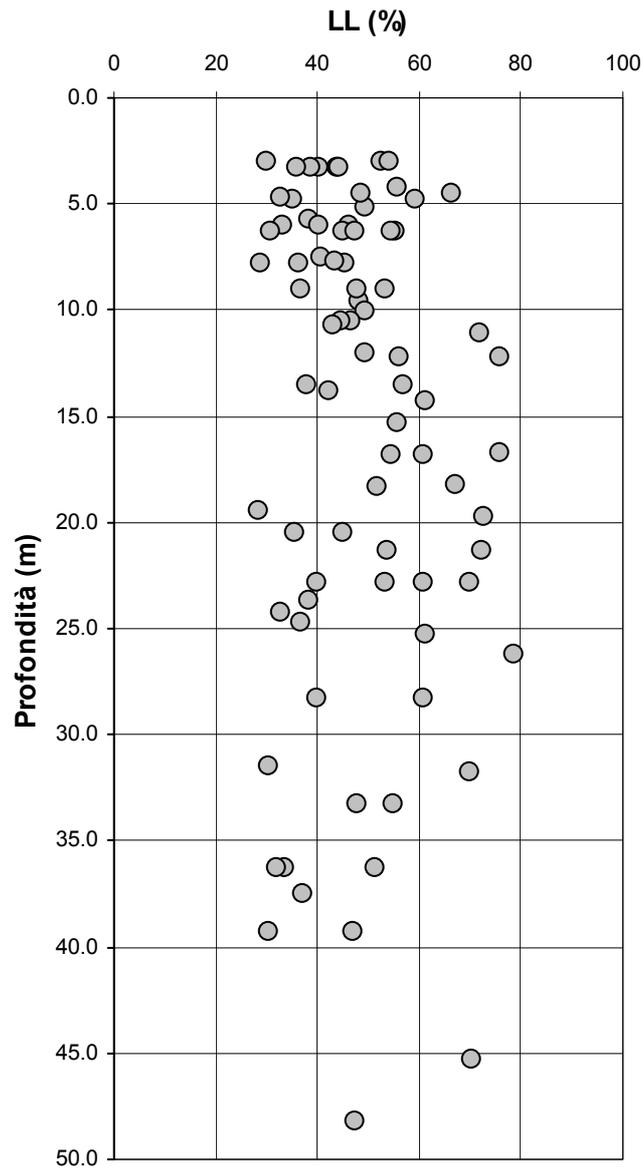


Figura 9 – Formazione A – Livelli Coesivi – Limite di liquidità.

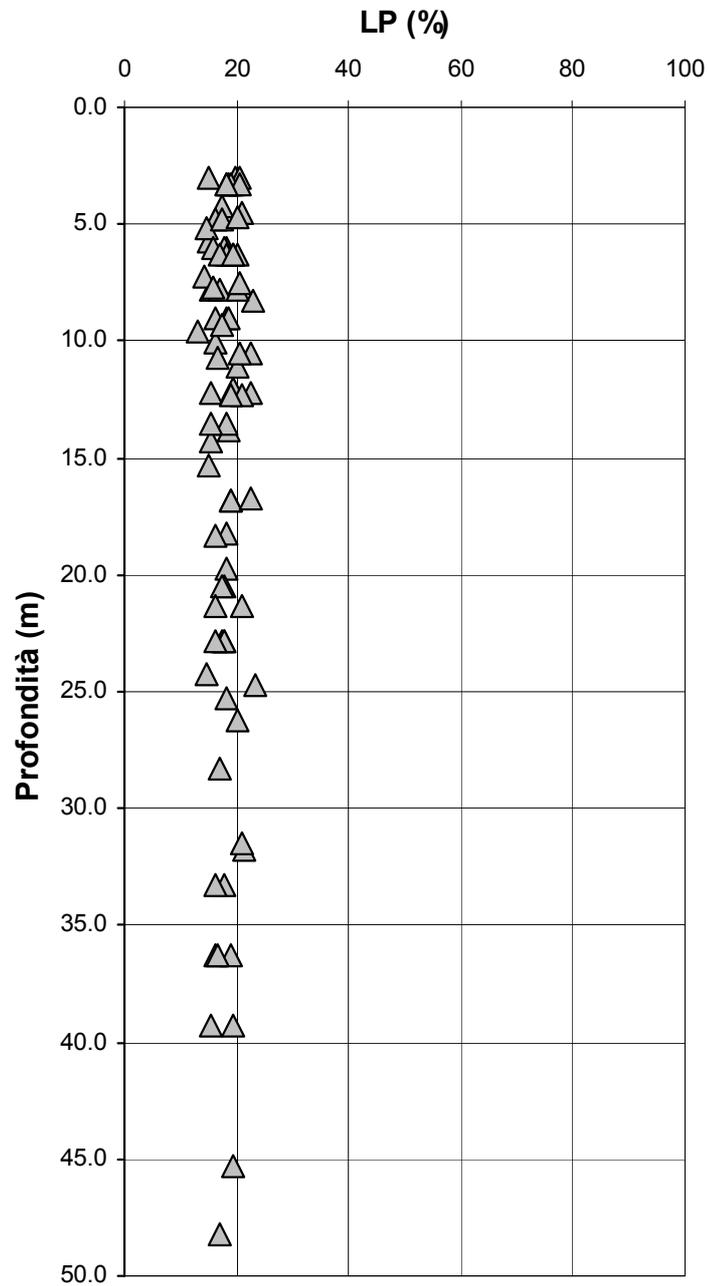


Figura 10 – Formazione A – Livelli Coesivi – Limite di plasticità.

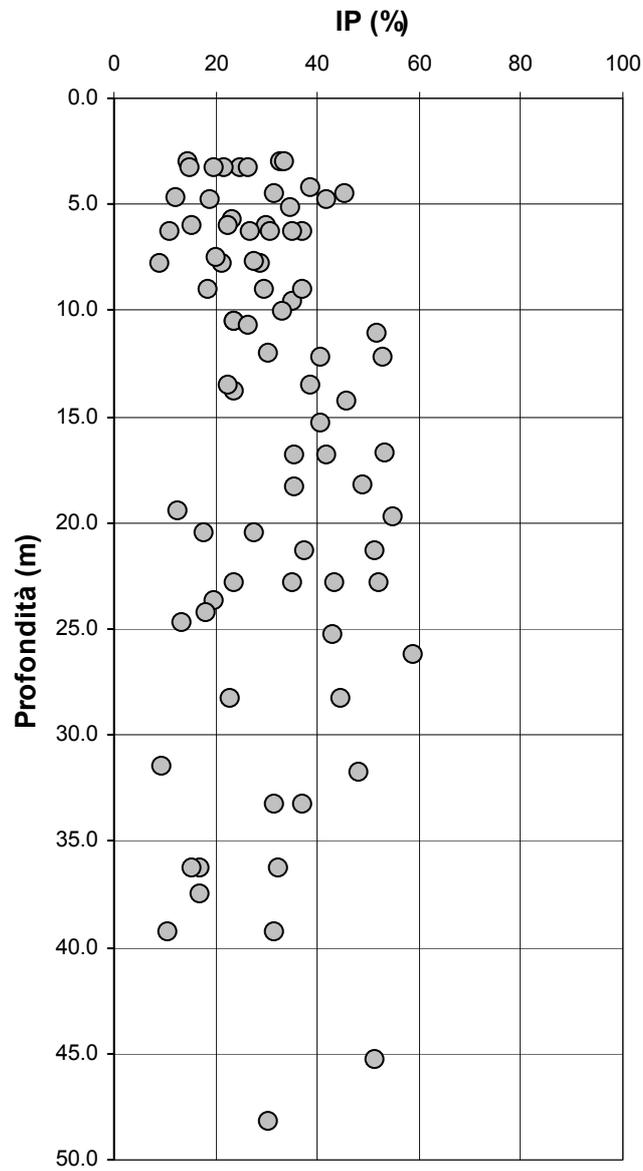
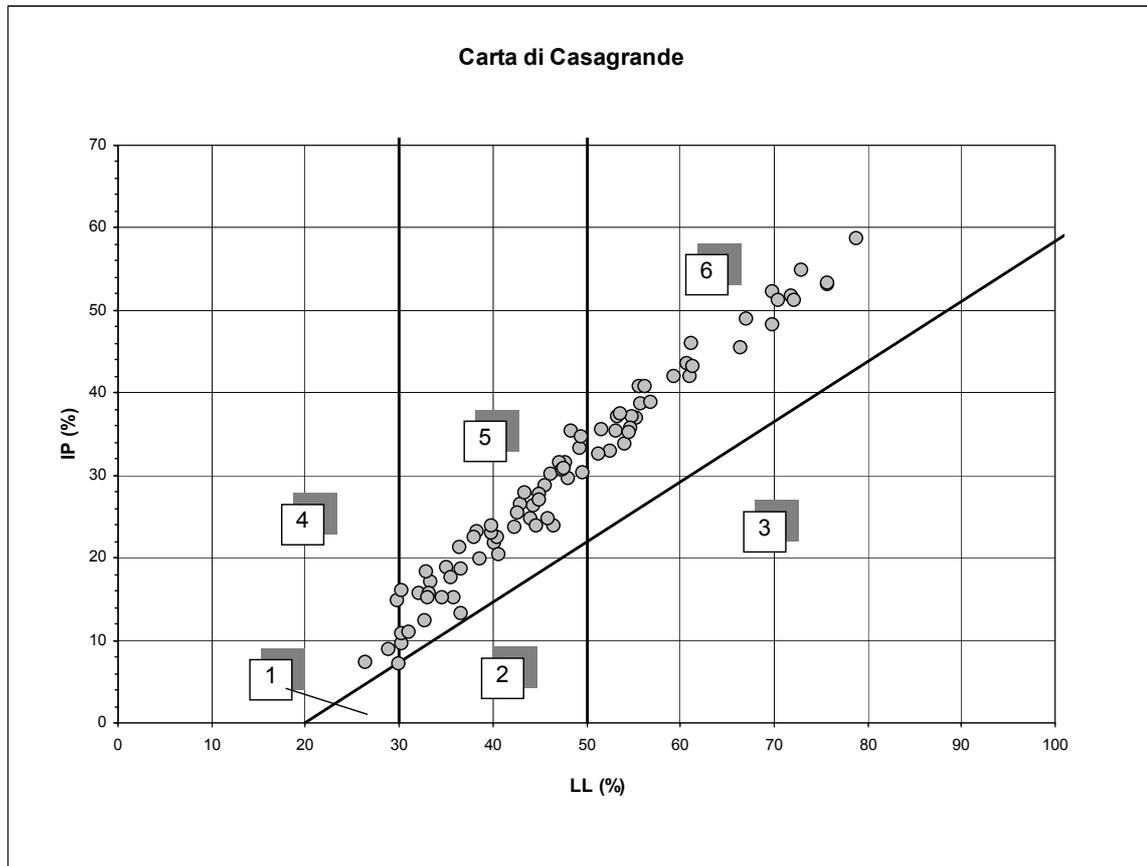


Figura 11 – Formazione A – Livelli Coesivi – Indice di plasticità.



### CARTA DI PLASTICITA' DI CASAGRANDE

#### Legenda

- 1 - Limi organici di bassa compressibilità**
- 2 - Limi inorganici di media compressibilità e limi organici**
- 3 - Limi inorganici di alta compressibilità e argille organiche**
- 4 - Argille inorganiche di bassa plasticità**
- 5 - Argille inorganiche di media plasticità**
- 6 - Argille inorganiche di alta plasticità**

Figura 12 – Formazione A – Livelli Coesivi – Carta di Casagrande.

### 6.3.1.2 Caratteristiche meccaniche

Le caratteristiche meccaniche dei terreni della formazione “A” sono state dedotte sulla base dei risultati delle prove in situ e delle analisi di laboratorio; i criteri adottati per l’interpretazione delle prove eseguite in situ (prove penetrometriche statiche CPT e prove SPT) sono riportati nel seguito.

A fronte della suddivisione in zone omogenee dal punto di vista della sequenza stratigrafica dei terreni, riportata nella Tabella 11, le caratteristiche meccaniche dei terreni a granulometria prevalentemente limo argillosa presenti lungo il tracciato risultano uniformi all’interno delle zone indicate nella tabella seguente:

Zona	
Da progr.	A progr.
10+200	14+160
14+160	14+700
14+700	17+680
17+680	18+900
18+900	22+300

Tabella 12 – Stratigrafie di riferimento per tratti omogenei lungo il tracciato.

#### 6.3.1.2.1 **Resistenza al taglio in condizioni drenate.**

Le prove di taglio diretto eseguite sui campioni indisturbati hanno consentito la valutazione dei valori di coesione e di angolo di attrito efficace sia in termini di valori di picco che residui.

I risultati delle prove eseguite, sintetizzate nella Figura 13 e riportate nel dettaglio negli elaborati relativi alla certificazione delle prove di laboratorio, forniscono valori dell’angolo d’attrito di picco compresi tra 26 e 35°.

Le prove di taglio residuo hanno indicato valori dell’angolo di attrito compresi tra 18°

e 23°; la Figura 14 mostra la posizione dei punti sperimentali, ottenuti per i terreni in oggetto dalle analisi di laboratorio, rispetto alle correlazioni esistenti in letteratura tra angolo d'attrito residuo, percentuale di argilla (CF) e indice di plasticità.

In definitiva, per la coltre superficiale prevalentemente limo – argillosa si potranno assumere cautelativamente i seguenti parametri di resistenza in condizioni drenate:

$$\phi' = \text{angolo di attrito in termini di sforzi efficaci} = 26 \div (28)^\circ$$

$$c' = 0 \text{ KPa, per valori di } c_u < 100 \text{ kPa}$$

$$= 5 \text{ KPa, per valori di } c_u \geq 100 \text{ kPa}$$

Tali valori possono essere attribuiti come caratteristici della coltre limo argillosa lungo tutto il tracciato.

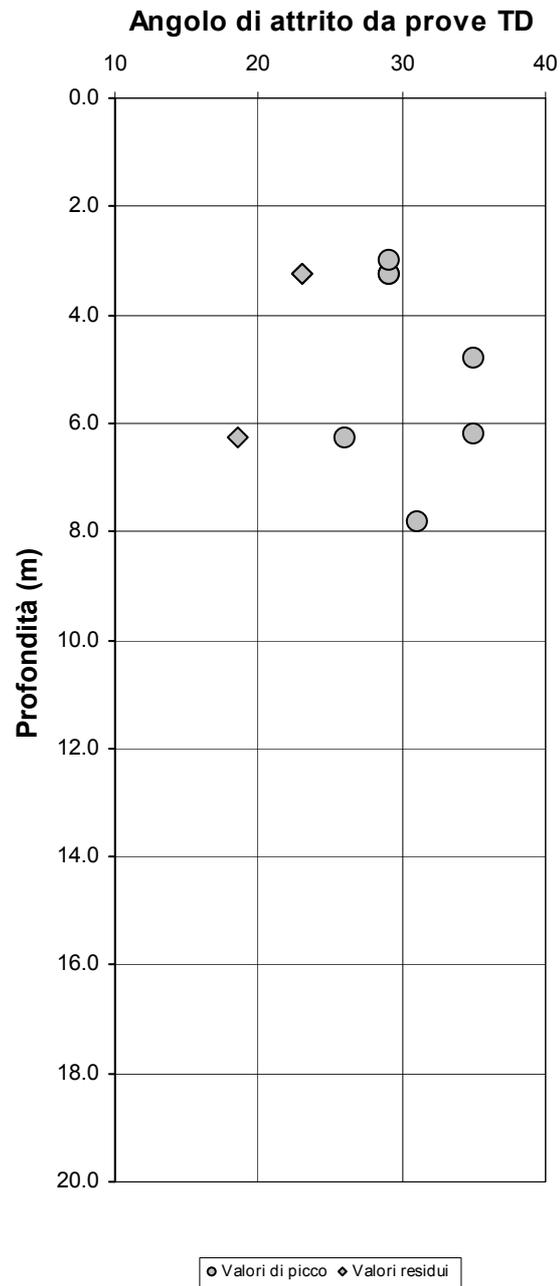


Figura 13 – Formazione A – Livelli Coesivi – Angolo di attrito di picco e residuo da prove di taglio diretto.

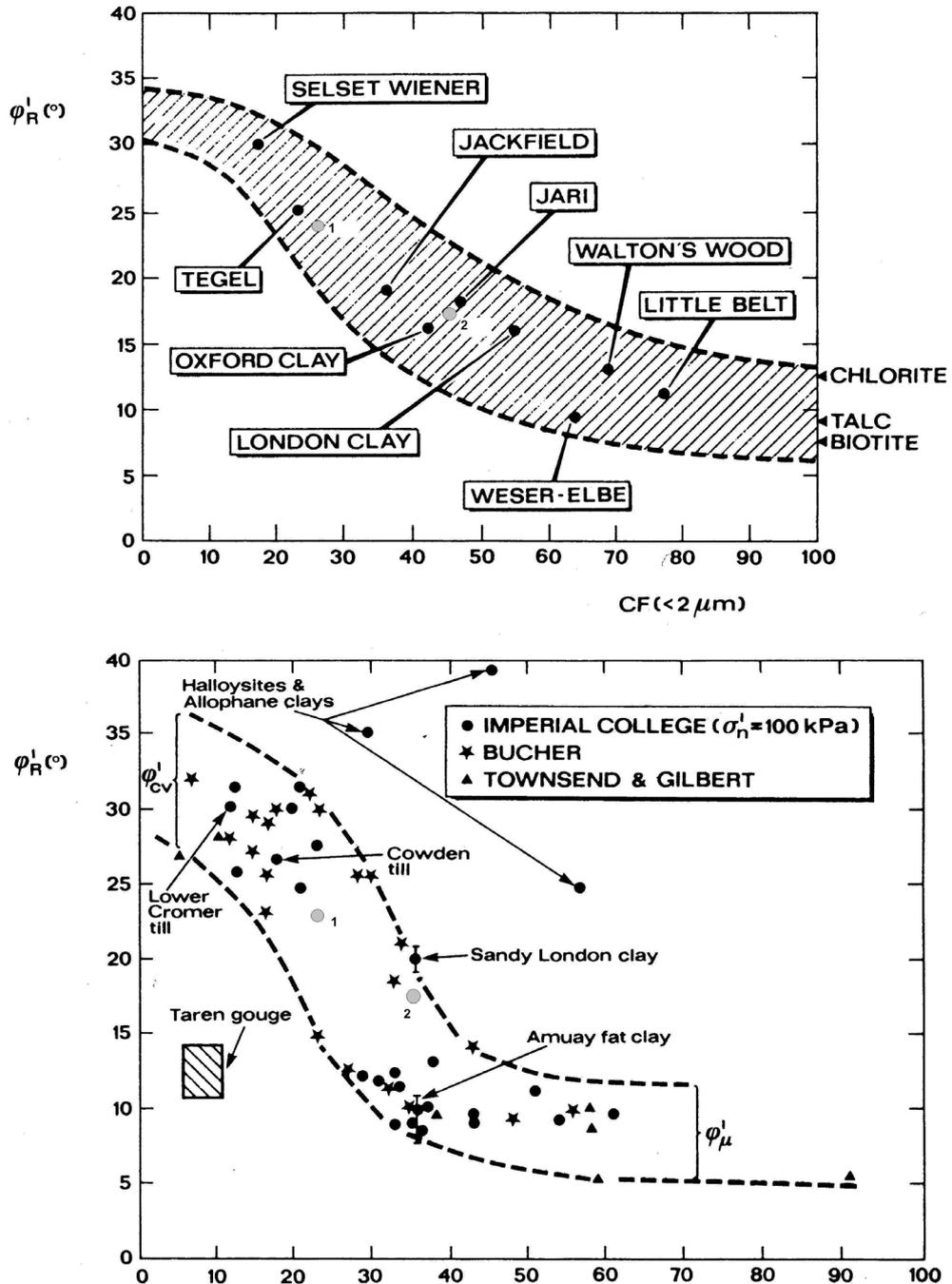


Figura 14 – Formazione A – Livelli Coesivi – Punti rappresentativi delle coppie di valori  $(CF, \phi_r)$  e  $(IP, \phi_r)$ , ottenuti da prove di laboratorio, con le correlazioni esistenti in letteratura (punti 1, 2).

### 6.3.1.2.2 Resistenza al taglio in condizioni non drenate.

La resistenza a taglio in condizioni non drenate può essere valutata dai risultati delle prove di laboratorio UU e dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPT.

Le numerose prove CPT effettuate lungo il tracciato in studio, nei terreni della formazione A, mostra, nella maggior parte delle prove eseguite, valori della resistenza alla punta  $q_c$  frequentemente più elevati (fino 4÷5 MPa) nei primi 2÷3 metri di profondità dal piano campagna, rispetto ai valori "tipici" rilevati per l'intero strato; i valori medi di resistenza alla punta per i terreni in oggetto oscillano, infatti, attorno a valori medi compresi tra 1.5 e 2.5 MPa.

Valori più elevati di  $q_c$  sono da attribuirsi ai livelli sabbiosi, frequenti all'interno della coltre limo argillosa; in questi casi i valori di  $q_c$  sono compresi mediamente tra 5÷10 MPa. Nella Figura 15 è riportato l'andamento "tipico" di una prova CPT.

Dal valore della resistenza alla punta  $q_c$  è possibile valutare il valore di  $c_u$  tramite la correlazione seguente:

$$C_u = \frac{q_c - \sigma'_{vo}}{N_k}$$

dove  $N_k$  è stato assunto pari a 15.

Nella Tabella 13 sono riportati i valori medi di resistenza alla punta  $q_c$  ricavati dalle prove CPT e i valori medi di coesione non drenata attribuiti ad ogni tratto omogeneo individuato nella Tabella 12.

All'interno delle zone omogenee, le variazioni dei valori di  $q_c$  e  $c_u$  sono da considerarsi variabili linearmente con la profondità.

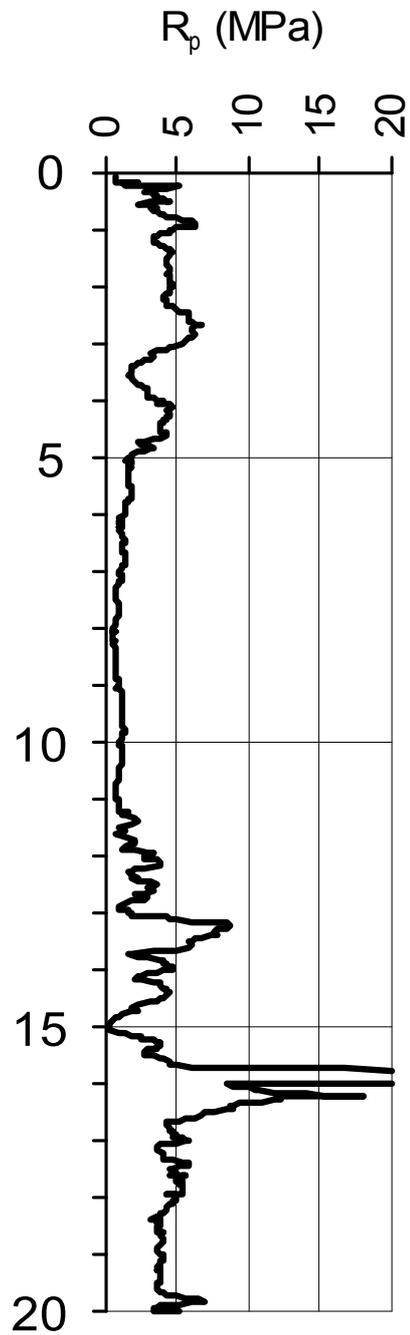


Figura 15 – Formazione A – Livelli Coesivi – Andamento “tipico “ di una prova CPT.

Zona		Profondità	$q_c$	$C_u$
Da progr.	A progr.	(m)	(MPa)	(KPa)
10+200	14+160	0	2.0	130
		15	1.0 ÷ 1.2	60 ÷ 70
Falda a -5m da p.c.		20	2.0	110
14+160	14+700	0	2.2	150
		15	1.2 ÷ 1.4	70 ÷ 80
		20	2.0	120
Falda a p.c.		40	2.5	140
14+700	17+680	0	1.5	100
		10	0.8 ÷ 0.9	40 ÷ 50
Falda a p.c.		15	1.0	70
17+680	18+900	0	2	130
		5	1.5	90
		15	1.4 ÷ 1.5	70 ÷ 80
Falda a -5m da p.c.		20	1.6 ÷ 1.7	90
18+900	22+300	0	3.5	230
		5	2.5	160
Falda a -5m da p.c.		10	2	130

Tabella 13 – Valori di coesione non drenata  $C_u$  ricavati da prove CPT, per zone omogenee lungo il tracciato.

Si evidenzia che i valori più elevati di resistenza alla punta, ottenuti nelle prove CPT nei primi 3 ÷ 5 metri di profondità, fornirebbero valori di resistenza al taglio in termini di coesione non drenata  $C_u$  variabili tra 100 e 230 KPa; nella caratterizzazione geotecnica contenuta nella presente relazione, a favore di sicurezza non vengono considerati tali elevati valori della coesione non drenata, in previsione del disturbo e del rimaneggiamento che verrà operato nella parte più superficiale del terreno durante le operazioni di scavo necessarie alla realizzazione dell'ampliamento.

Nella Figura 16 ÷ Figura 20 sono riportati gli andamenti delle prove CPT con la profondità per i vari tratti considerati.

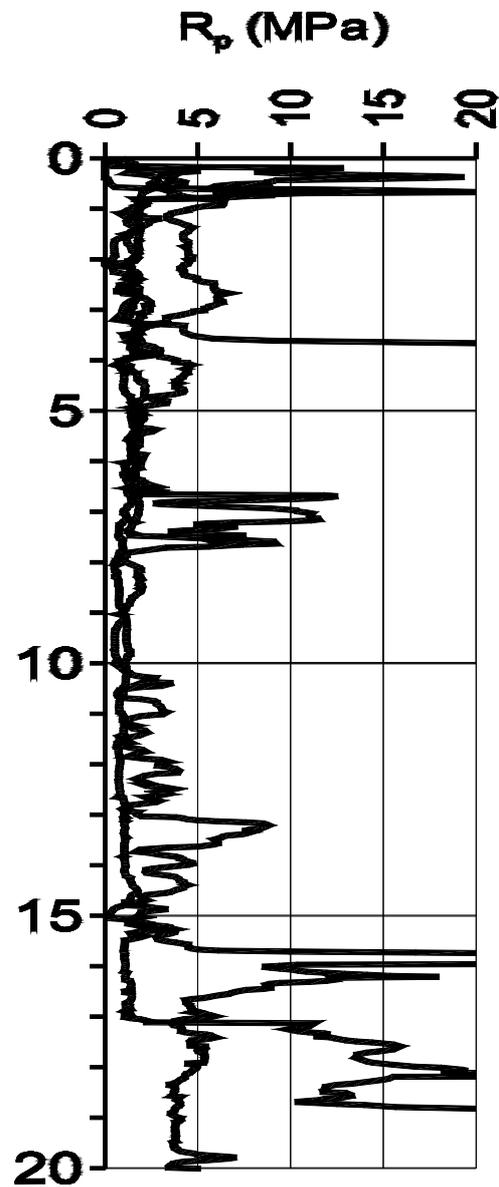


Figura 16 – Formazione A – Livelli Coesivi – Andamento delle prove CPT nel tratto da progr. 10+200 a progr. 14+160.

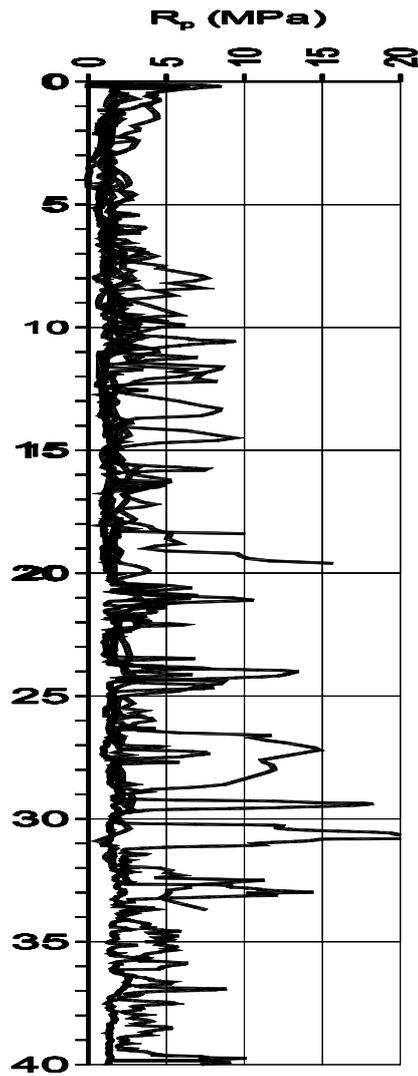


Figura 17 – Formazione A – Livelli Coesivi – Andamento delle prove CPT nel tratto da progr. 14+160 a progr. 14+700.

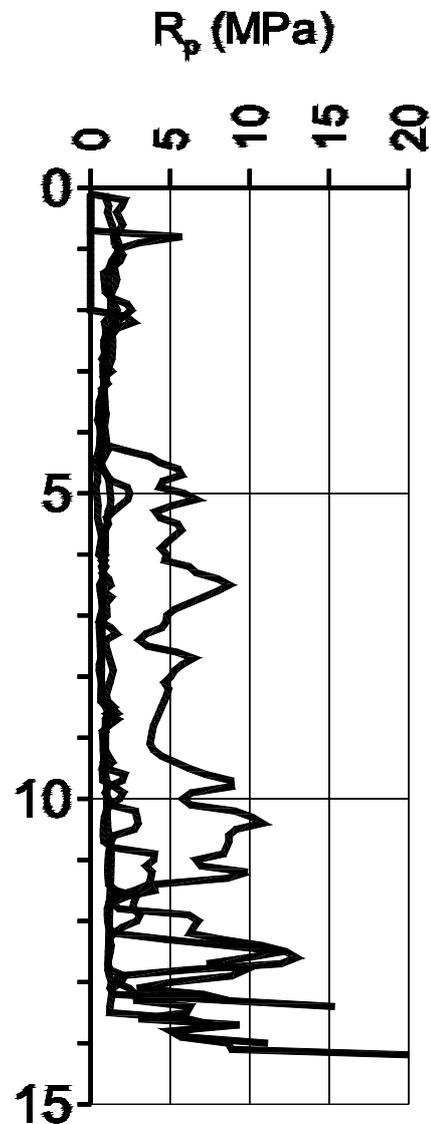


Figura 18 – Formazione A – Livelli Coesivi – Andamento delle prove CPT nel tratto da progr. 14+700 a progr. 15+000.

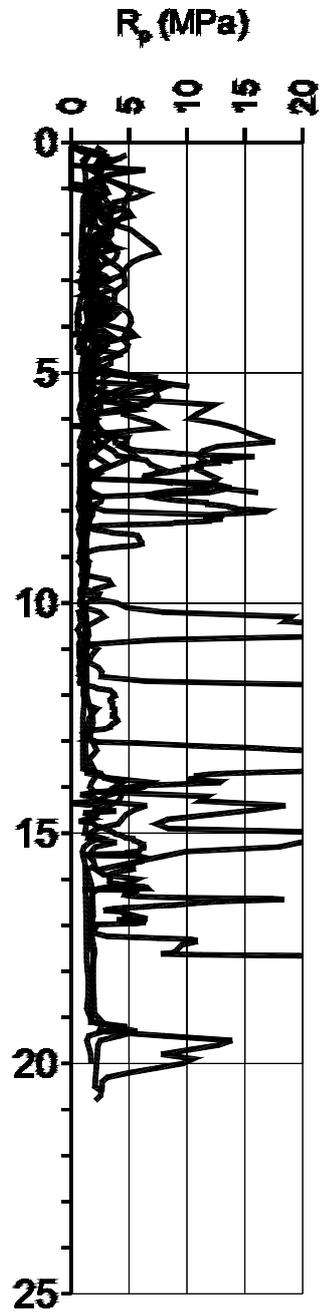


Figura 19 – Formazione A – Livelli Coesivi – Andamento delle prove CPT nel tratto da progr. 15+000 a progr. 19+300.

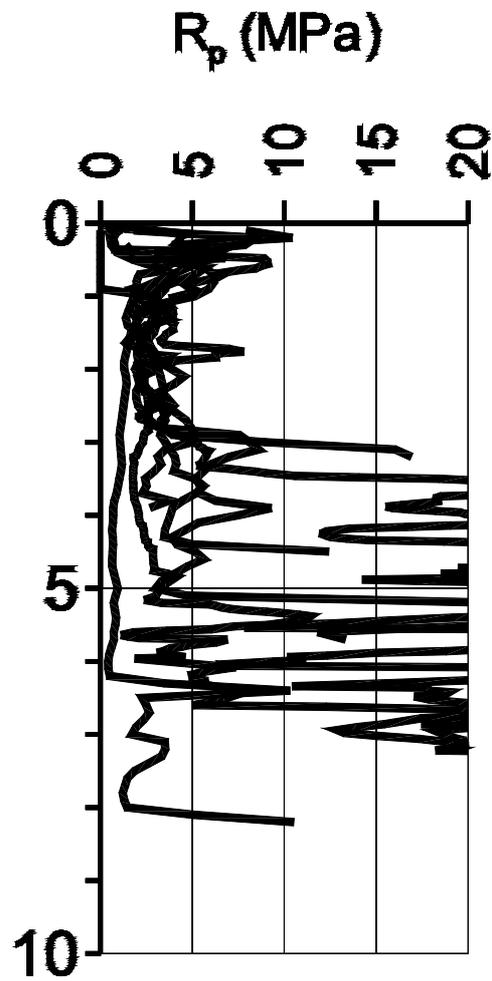


Figura 20 – Formazione A – Livelli Coesivi – Andamento delle prove CPT nel tratto da progr. 15+000 a progr. 19+300.

I valori di  $c_u$  valutati tramite prove di laboratorio del tipo a compressione triassiale non consolidata non drenata (UU) sono riportate, suddivise per i tratti considerati omogenei, dalla Figura 22 alla Figura 25; nelle stesse figure è riportato il confronto con i valori di  $c_u$  ricavati dall'elaborazione delle prove CPT e dalla correlazione

$$c_u = 0.22 \div 0.25 \sigma'_{vo} \quad (\text{Koutsoftas e Ladd, 1985})$$

tipicamente valida per terreni normalmente consolidati.

Dal confronto dei valori di coesione non drenata così ottenuti, si ricavano i valori di progetto riportati in Tabella 14:

Zona		Profondità	$C_u$
Da progr.	A progr.	(m)	(KPa)
10+200	14+160	0	50
		15	60
		20	80
14+160	14+700	0	70
		15	80
		20	90
		40	120
14+700	17+680	0	40
		10	45
		15	50
17+680	18+900	0	50
		15	60
		20	80
18+900	22+300	0	50
		5	70
		10	90

Tabella 14 – Valori caratteristici di coesione non drenata  $C_u$ .

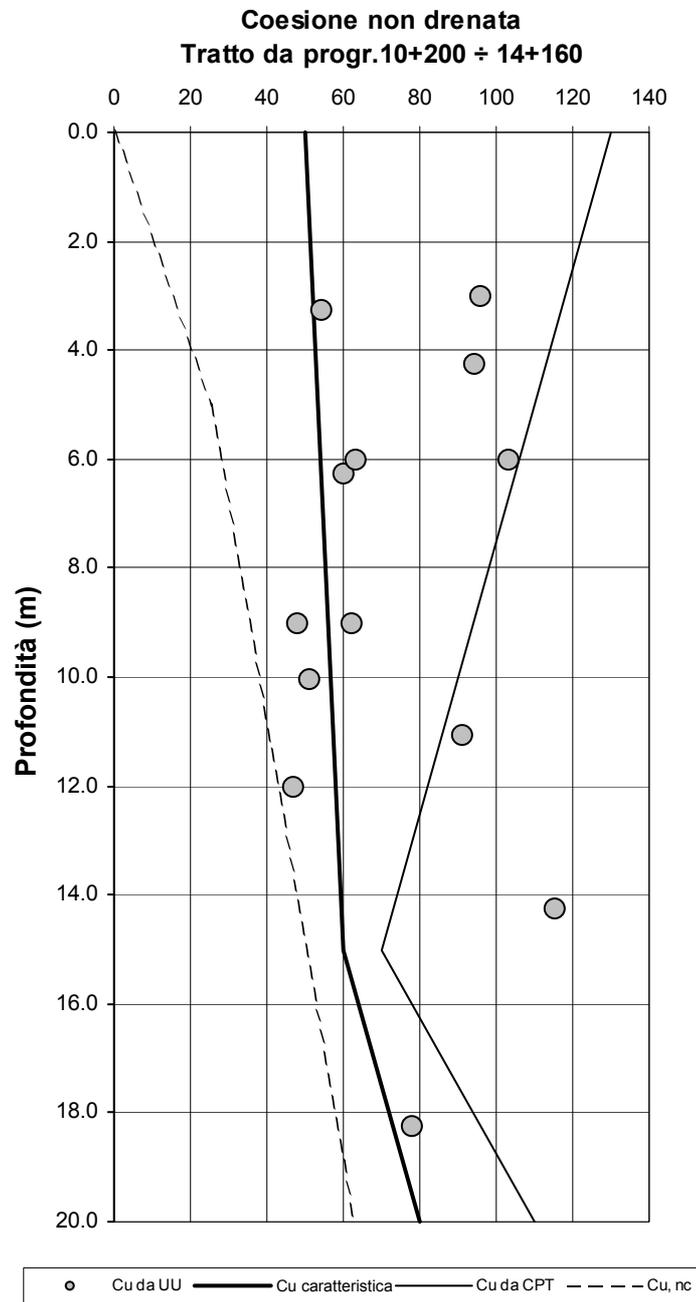


Figura 21 – Formazione A – Livelli Coesivi - Confronto tra i valori di  $c_u$  ricavati da prove di laboratorio UU e dall'elaborazione delle prove in situ CPT e indicazione dei valori di caratteristici.

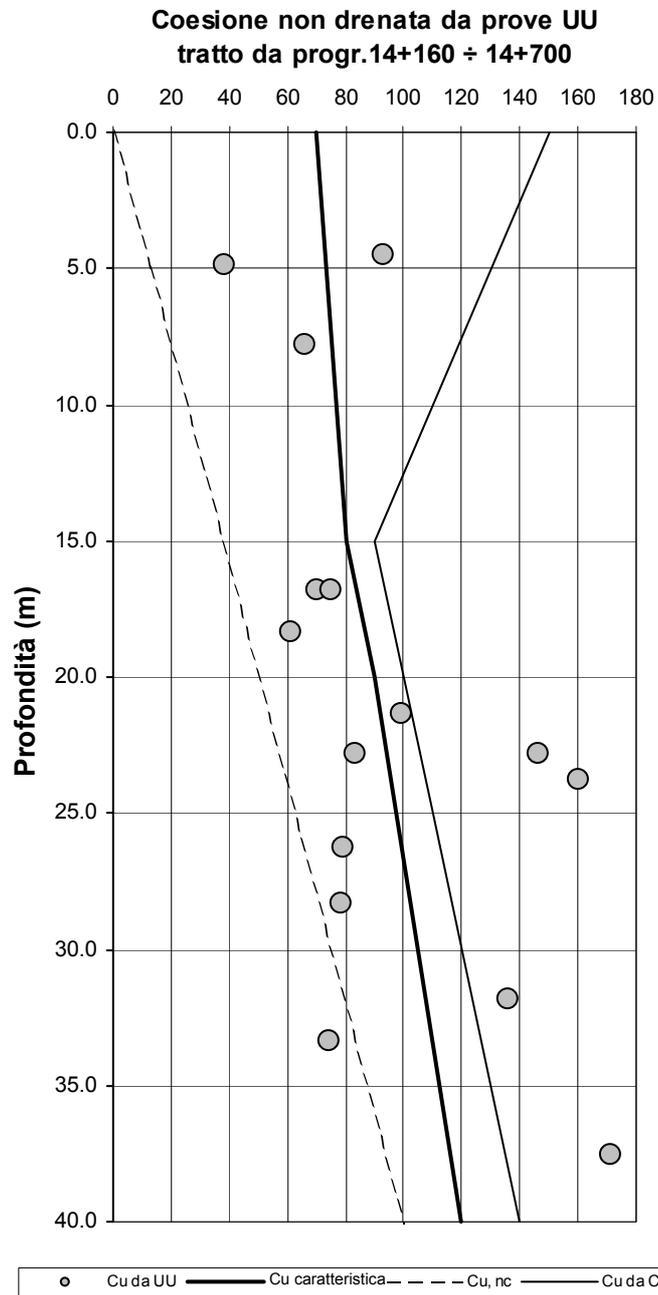


Figura 22 – Formazione A – Livelli Coesivi - Confronto tra i valori di  $c_u$  ricavati da prove di laboratorio UU e dall'elaborazione delle prove in situ CPT e indicazione dei valori di caratteristici.

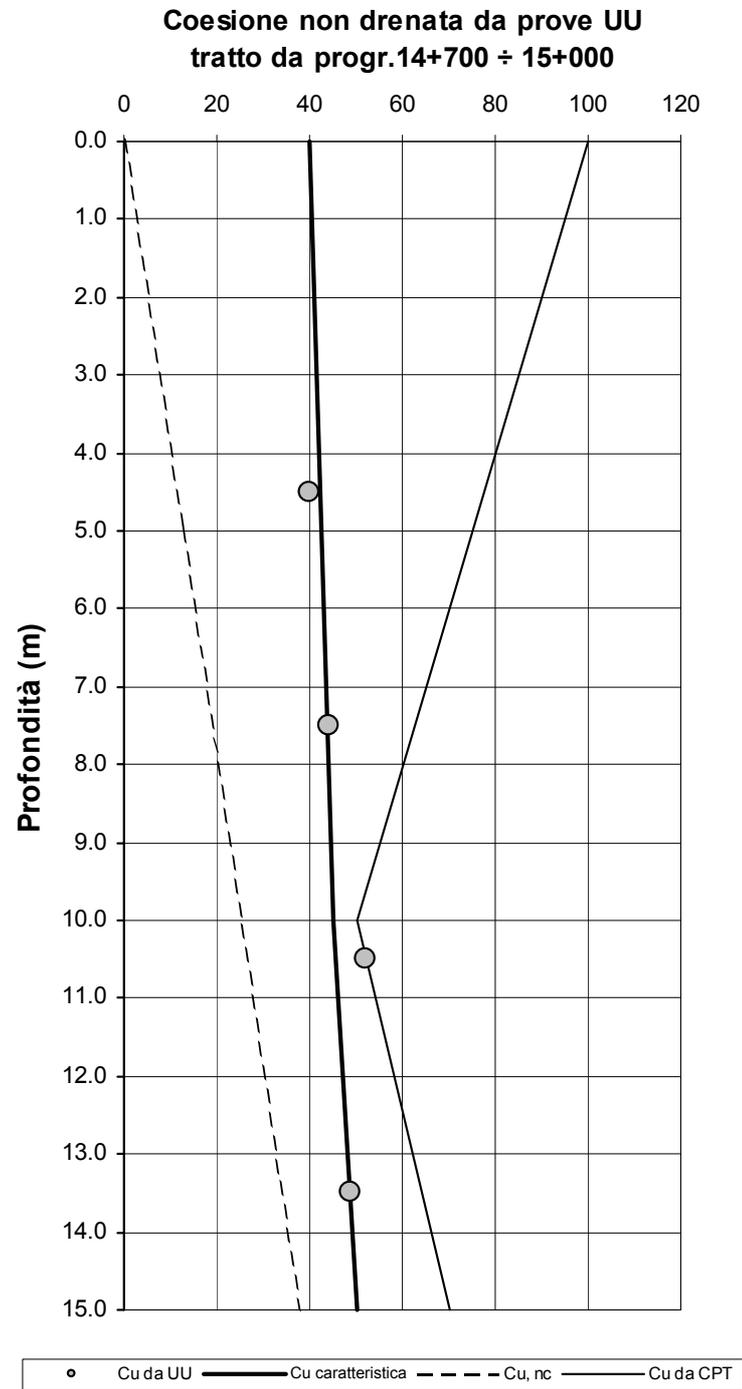


Figura 23 – Formazione A – Livelli Coesivi - Confronto tra i valori di Cu ricavati da prove di laboratorio UU e dall'elaborazione delle prove in situ CPT e indicazione dei valori di caratteristici..

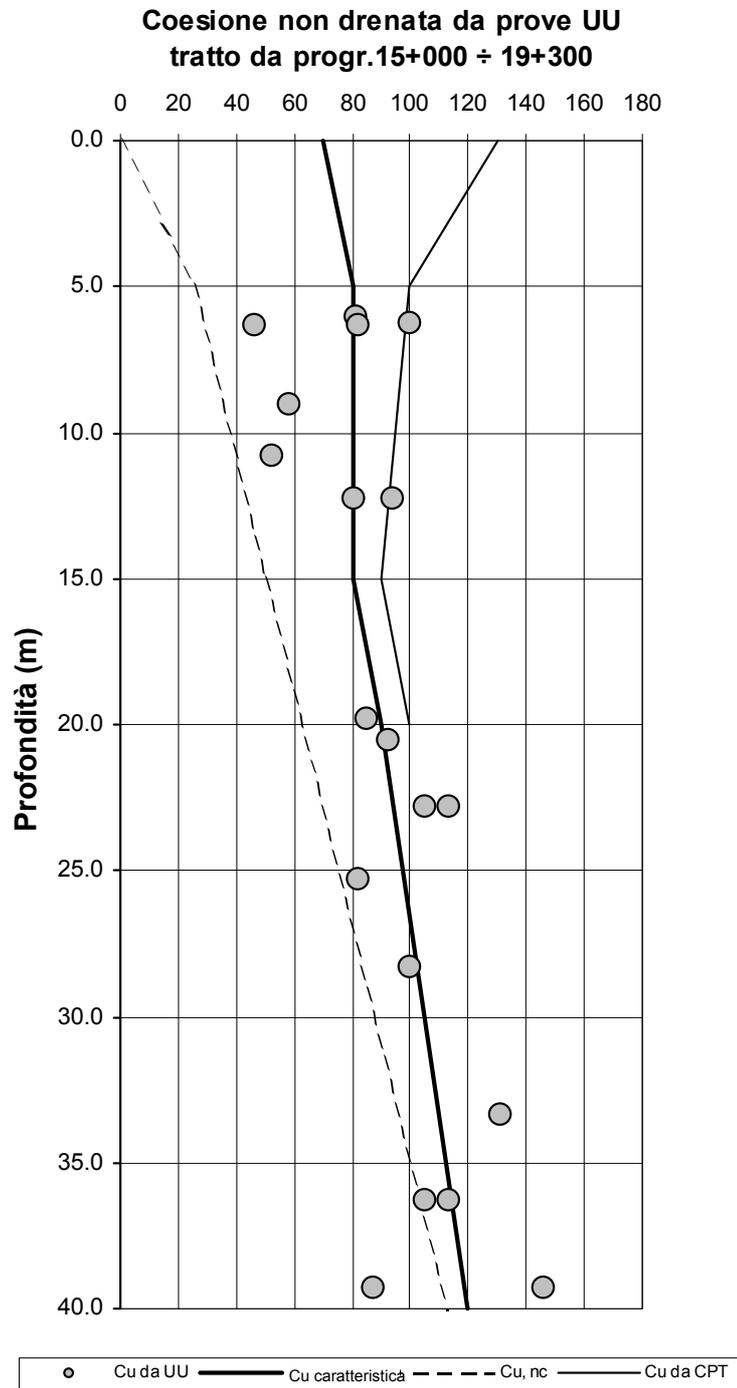


Figura 24 – Formazione A – Livelli Coesivi - Confronto tra i valori di Cu ricavati da prove di laboratorio UU e dall'elaborazione delle prove in situ CPT e indicazione dei valori caratteristici.

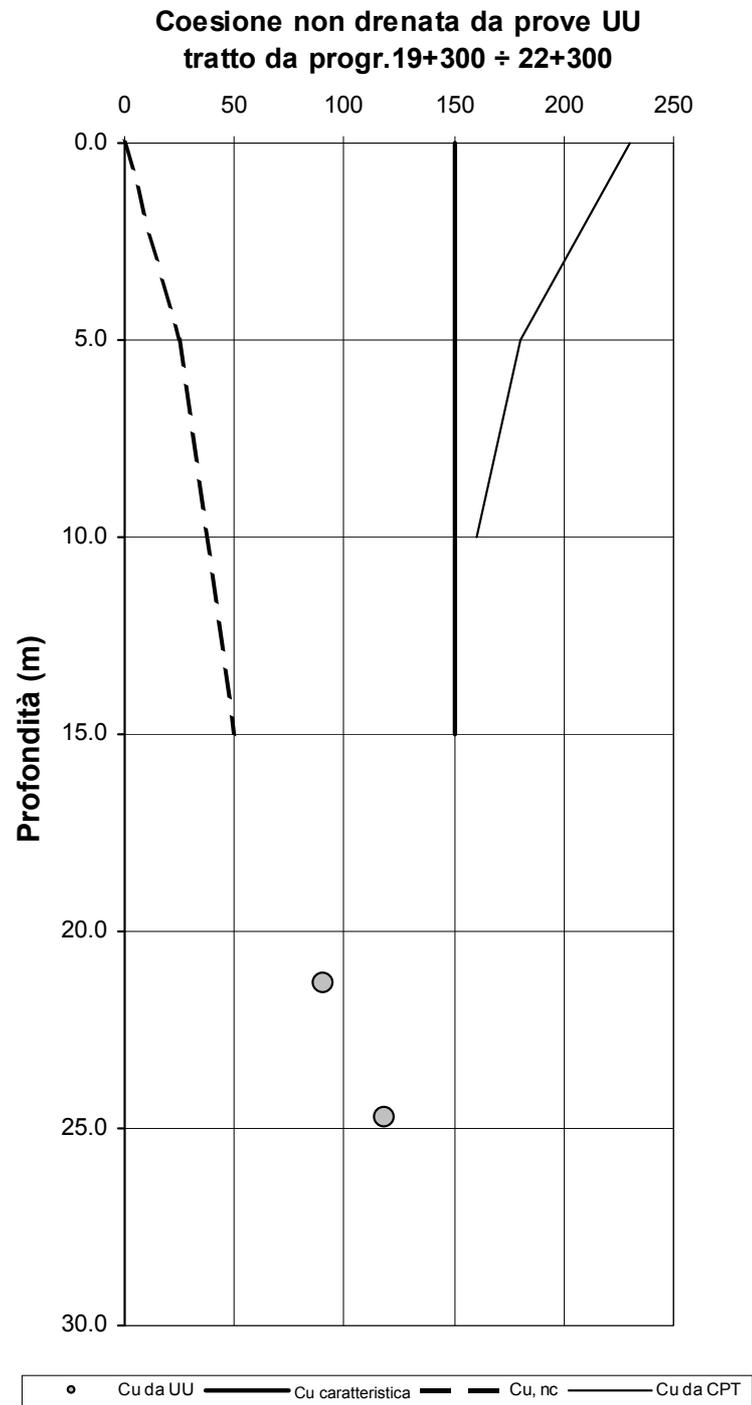


Figura 25 – Formazione A – Livelli Coesivi - Confronto tra i valori di Cu ricavati da prove di laboratorio UU e dall'elaborazione delle prove in situ CPT e indicazione dei valori caratteristici.

### 6.3.1.2.3 Deformabilità in condizioni drenate.

La determinazione delle caratteristiche di deformabilità dei terreni della formazione A, in condizioni drenate, possono essere valutate analizzando le prove di compressibilità edometrica eseguite in laboratorio.

Nella Figura 26 seguente è illustrata la definizione dei parametri ricavati dalle prove edometriche; in Figura 27 è riportato l'andamento dei rapporti RR e CR con la profondità per tutto il tratto in studio; in Figura 28 ÷ Figura 30 sono riportati, suddivisi per i tratti che presentano caratteristiche meccaniche omogenee lungo il tracciato, gli andamenti dei valori di RR e CR con la profondità.

#### DEFINIZIONI

Piano  $\varepsilon/\log\sigma'_v$  ( $\varepsilon=\Delta H/H_0$ ):

rapporto di ricomprensione:  $RR = \Delta\varepsilon / \Delta\log\sigma'_v$

rapporto di compressione:  $CR = \Delta\varepsilon / \Delta\log\sigma'_v$

Piano  $e/\log\sigma'_v$ :

indice di ricomprensione:  $cr = -\Delta e / \Delta\log\sigma'_v$

indice di compressione:  $cc = -\Delta e / \Delta\log\sigma'_v$

coefficiente di compressibilità:  $m_v = \Delta\varepsilon / \Delta\sigma'_v$

modulo di deformazione edometrica  $M = \Delta\sigma'_v / \Delta\varepsilon$

Figura 26 – Significato dei parametri geotecnici ricavati dalle prove di compressibilità edometrica.

L'analisi dei dati a disposizione porta all'individuazione dei seguenti valori medi dei rapporti di compressione e ricomprensione, che possono essere attribuiti come caratteristici della formazione A lungo il tracciato:

$$CR = 0.16 - 0.17$$

$$RR = 0.04 - 0.05$$

**Valori di CR e RR da prove edometriche**

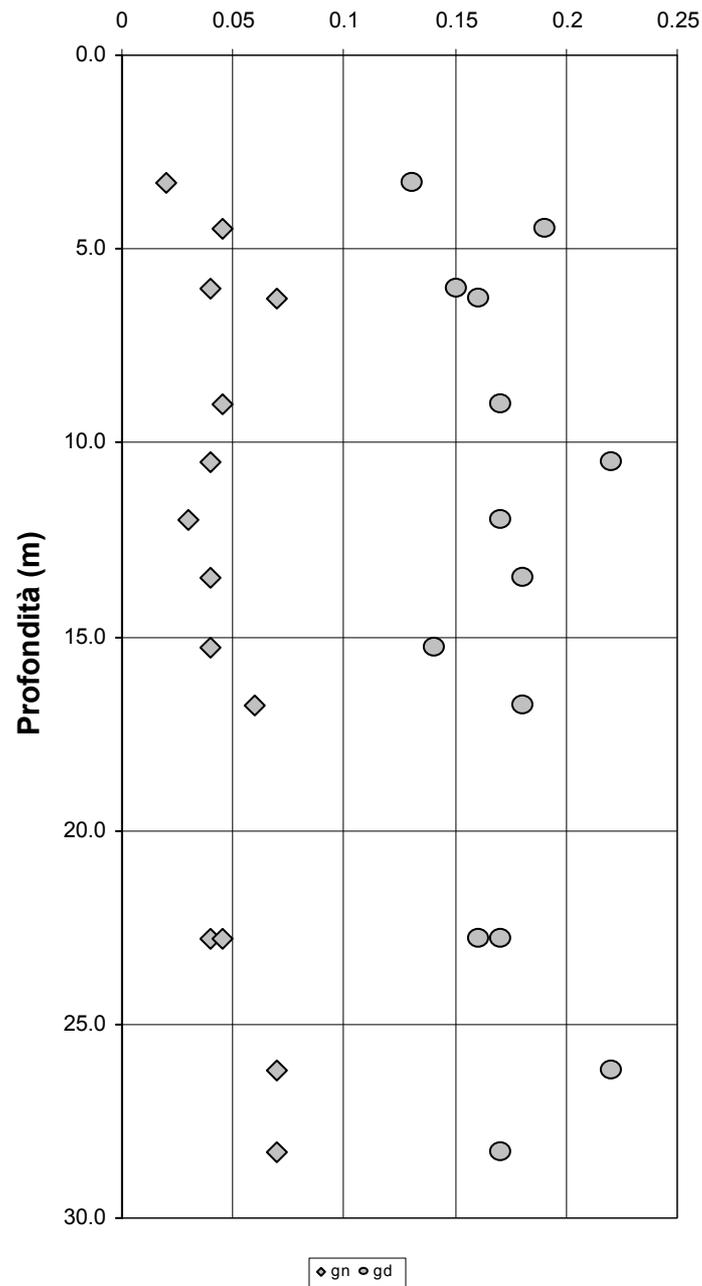


Figura 27 – Formazione A – Livelli Coesivi – Valori di CR e RR al variare della profondità.

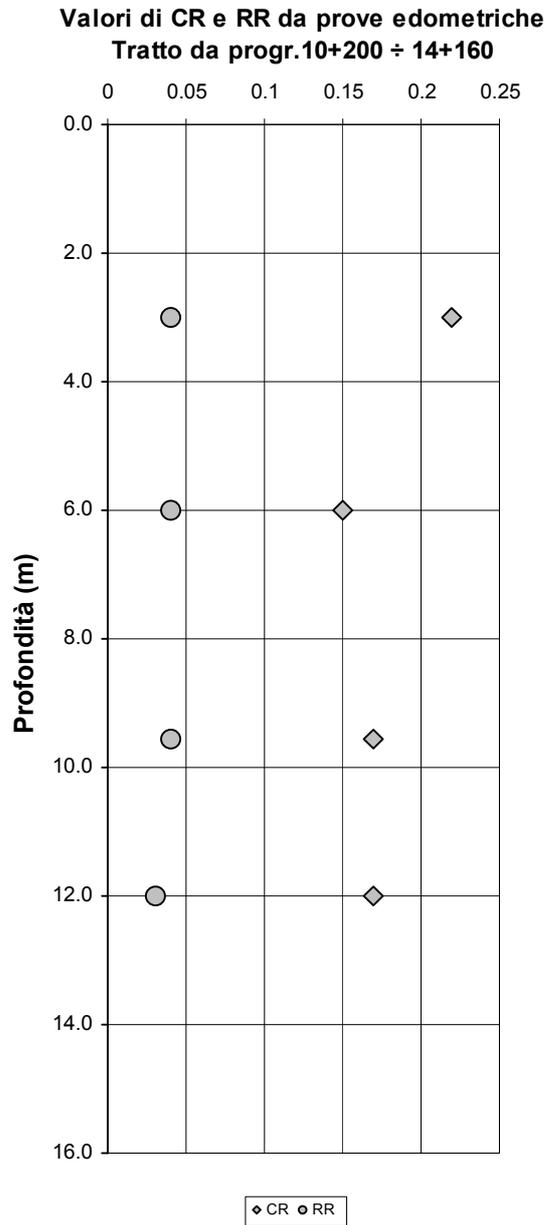


Figura 28 – Formazione A – Livelli Coesivi – Valori di CR e RR al variare della profondità tra le progressive km 10+200 e 14+160.

**Valori di CR e RR da prove edometriche**  
**Tratto da progr.14+160 ÷ 14+700**

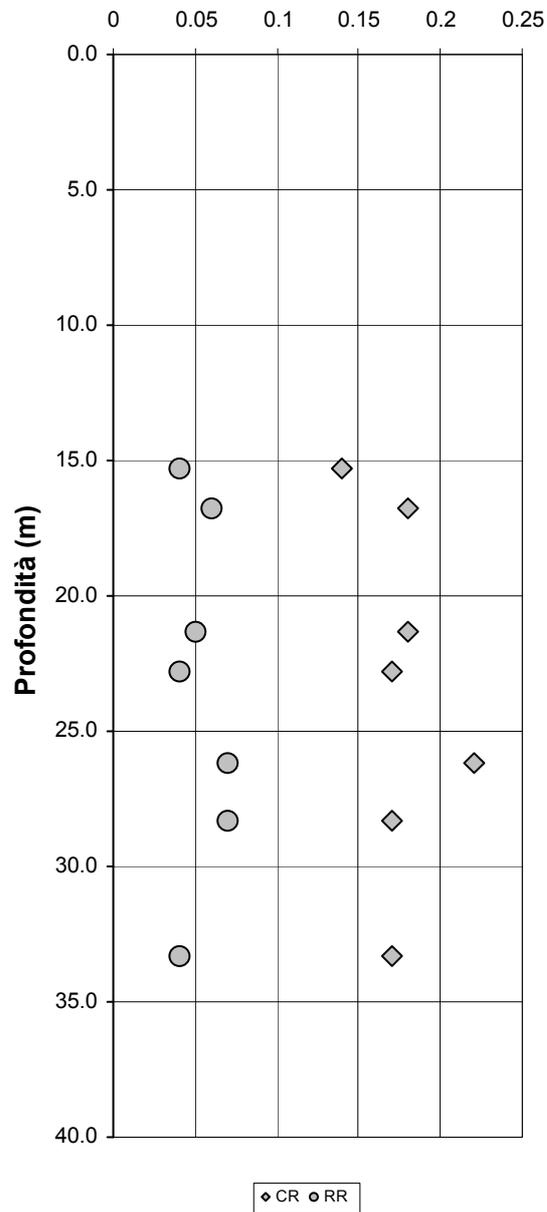


Figura 29 – Formazione A – Livelli Coesivi – Valori di CR e RR al variare della profondità tra le progressive km 14+160 e 14+700.

**Valori di CR e RR da prove edometriche  
Tratto da progr.14+700 ÷ 15+000**

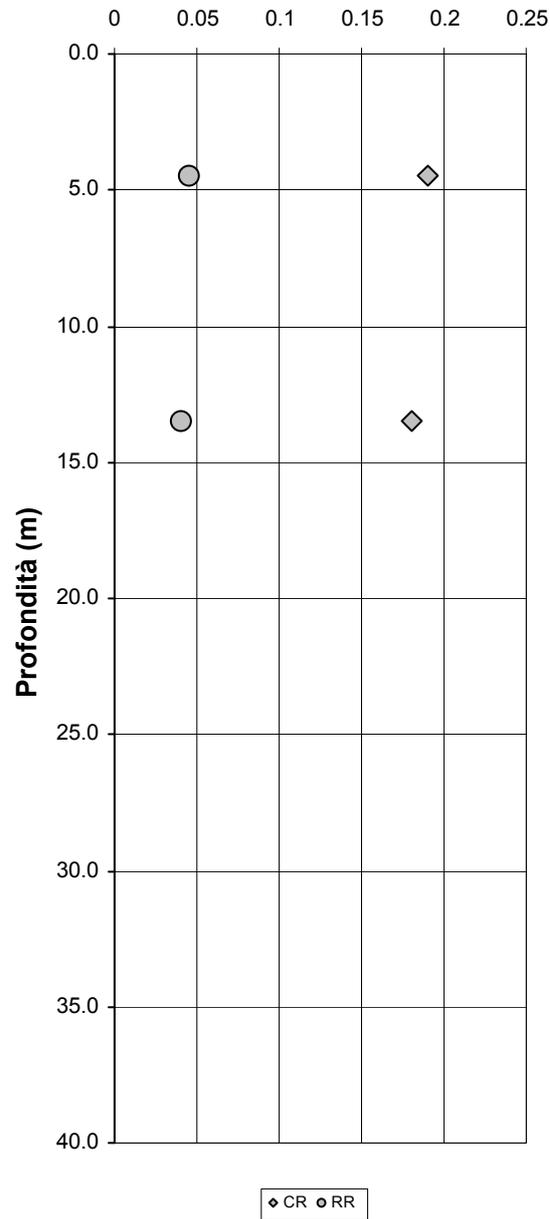


Figura 30 – Formazione A – Livelli Coesivi – Valori di CR e RR al variare della profondità tra le progressive km 14+700 e 15+000.

**Valori di CR e RR da prove edometriche**  
**Tratto da progr. 15+000 ÷ 19+300**

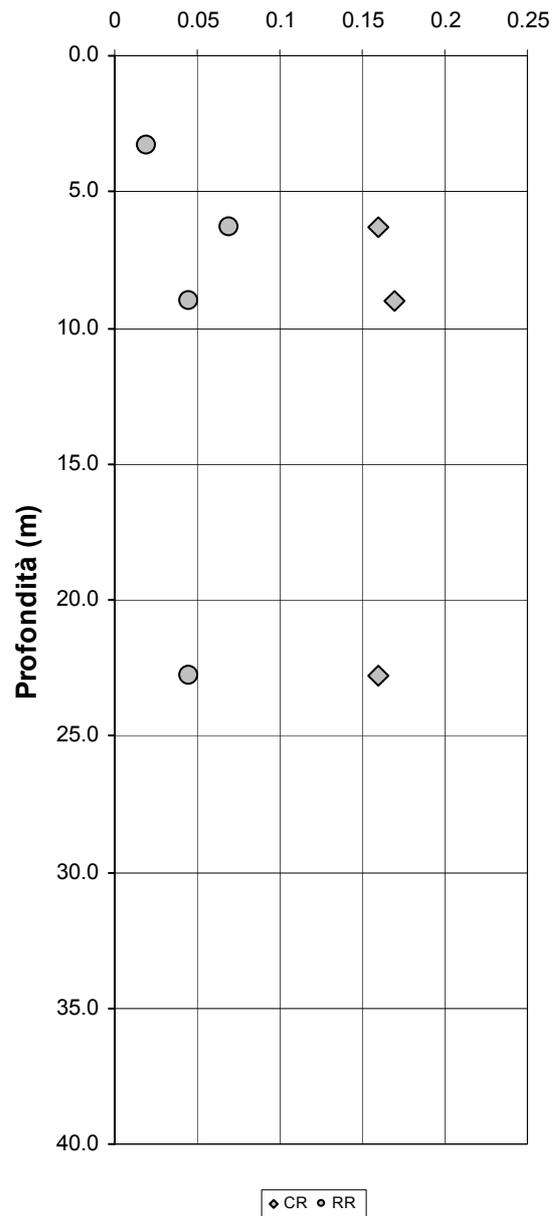


Figura 31 – Formazione A – Livelli Coesivi – Valori di CR e RR al variare della profondità tra le progressive km 15+000 e 19+300.

**Valori di CR e RR da prove edometriche  
Tratto da progr. 19+300 ÷ 22+300**

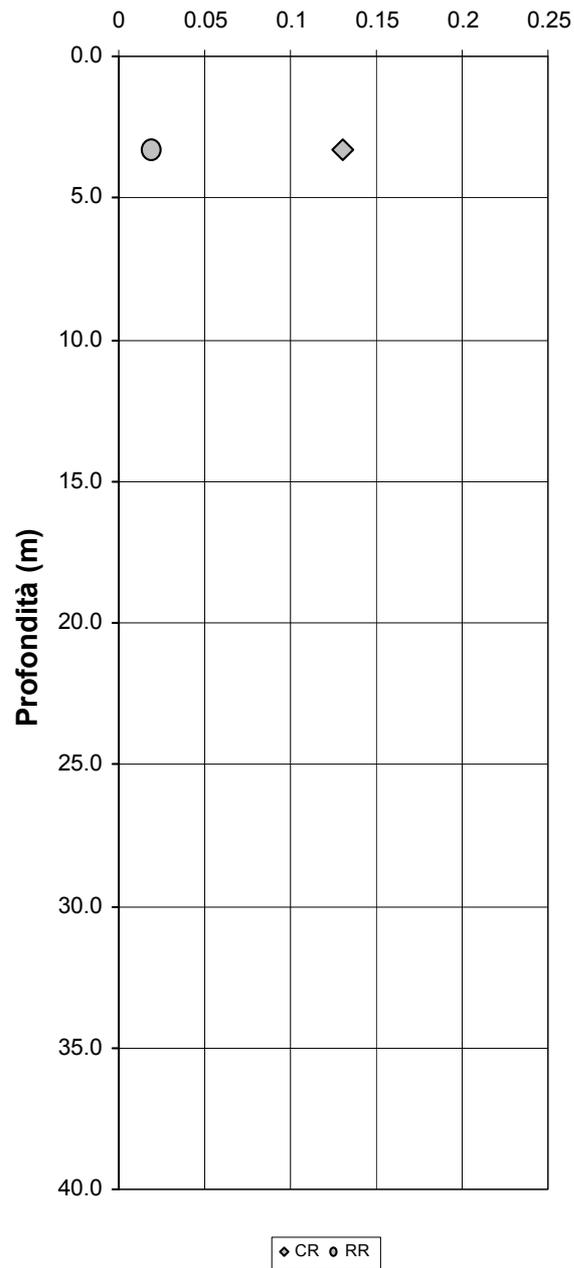


Figura 32 – Formazione A – Livelli Coesivi – Valori di CR e RR al variare della profondità tra le progressive km 19+300 e 22+300.

I valori dei coefficienti di consolidazione primaria  $c_v$  sono riportati nella Figura 33; ai fini delle analisi del decorso nel tempo dei cedimenti delle fondazioni dirette e dei rilevati si considererà un valore medio di riferimento pari a :

$$c_v = 3-4 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{sec.}$$

Dalle prove di carico edometriche è stato ricavato inoltre il coefficiente di consolidazione secondaria  $c_{\alpha\varepsilon}$ . Nella Figura 34 è riportata la sintesi, rispetto alla profondità, dei valori di  $c_{\alpha\varepsilon}$  a tensioni verticali pari a quelle presenti in sito; tali valori variano mediamente tra 0.1% e 0.2%, con rari valori più elevati ed inferiori a 0.5%.

Il valore della pressione massima di preconsolidazione è stata ricavata dalle curve di compressibilità edometrica tramite la costruzione di Casagrande; in Figura 35 è riportato l'andamento dei valori di  $\sigma_{v,max}$ . Si può notare che, al di sotto di una "crosta" superficiale dello spessore di  $\cong 2-3$  m, che risulta molto sovraconsolidata per essiccamento e per la quale si possono ipotizzare valori di  $\sigma_{v,max}$  superiori a 0.6 MPa, i valori di  $\sigma_{v,max}$  sono compresi tra i 200 ed i 600 KPa.

In questo caso si possono definire i valori di  $\sigma_{v,max}$  all'interno delle zone omogenee, come indicato in Tabella 15:

Zona		Profondità	$\sigma'_{v, MAX}$
Da progr.	A progr.	(m)	(MPa)
10+200	14+700	0 – 25	0.6 – 0.4
14+700	15+000	0 – 25	0.2 – 0.3
15+000	19+300	0 – 25	0.6 – 0.4
19+300	22+300	0 – 15	0.4 – 0.5

Tabella 15 – Valori di  $\sigma_{v,max}$  ricavati da prove edometriche, per zone omogenee lungo il tracciato.

Il grado di sovraconsolidazione OCR mostra valori elevati, compresi tra 10 ÷ 15, nei primi metri di profondità dal piano campagna; tali valori diminuiscono fino a circa 2÷3

a 30m di profondità, come mostrato in Figura 36.



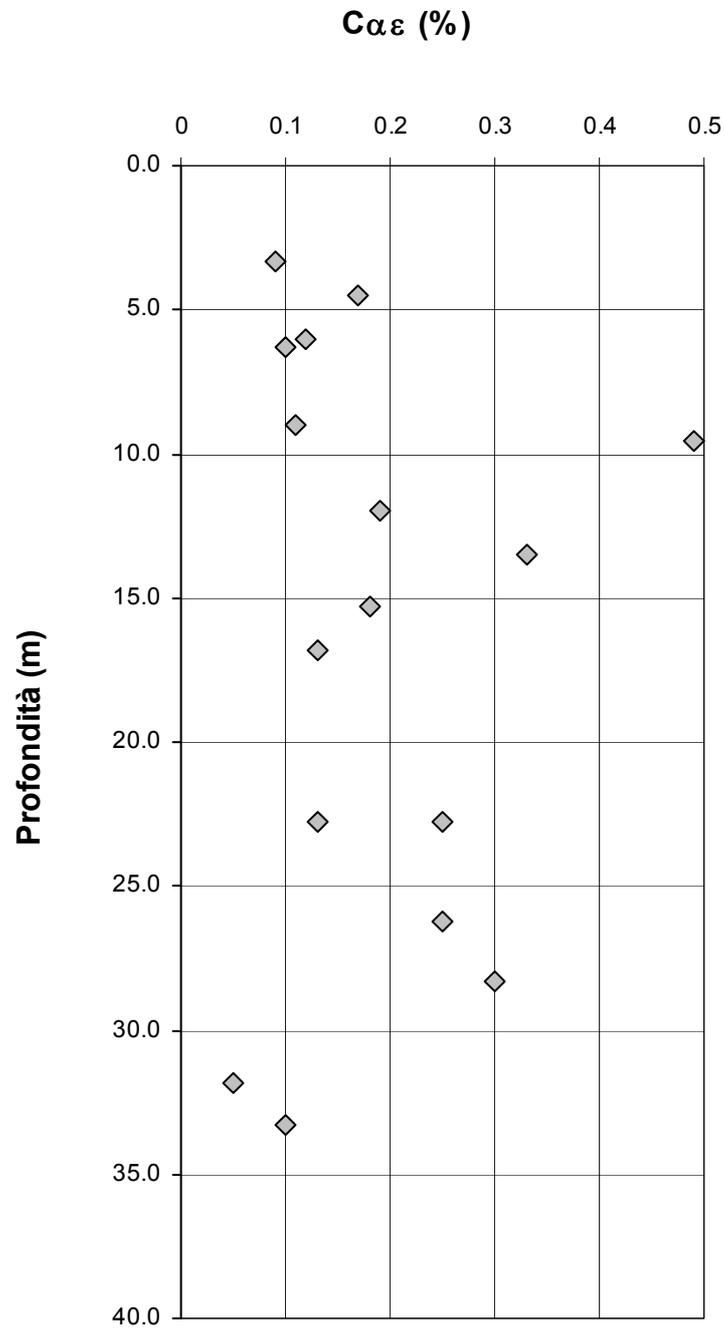


Figura 34 – Formazione A – Livelli Coesivi – Valori di  $C_{\alpha\varepsilon}$  al variare della profondità.

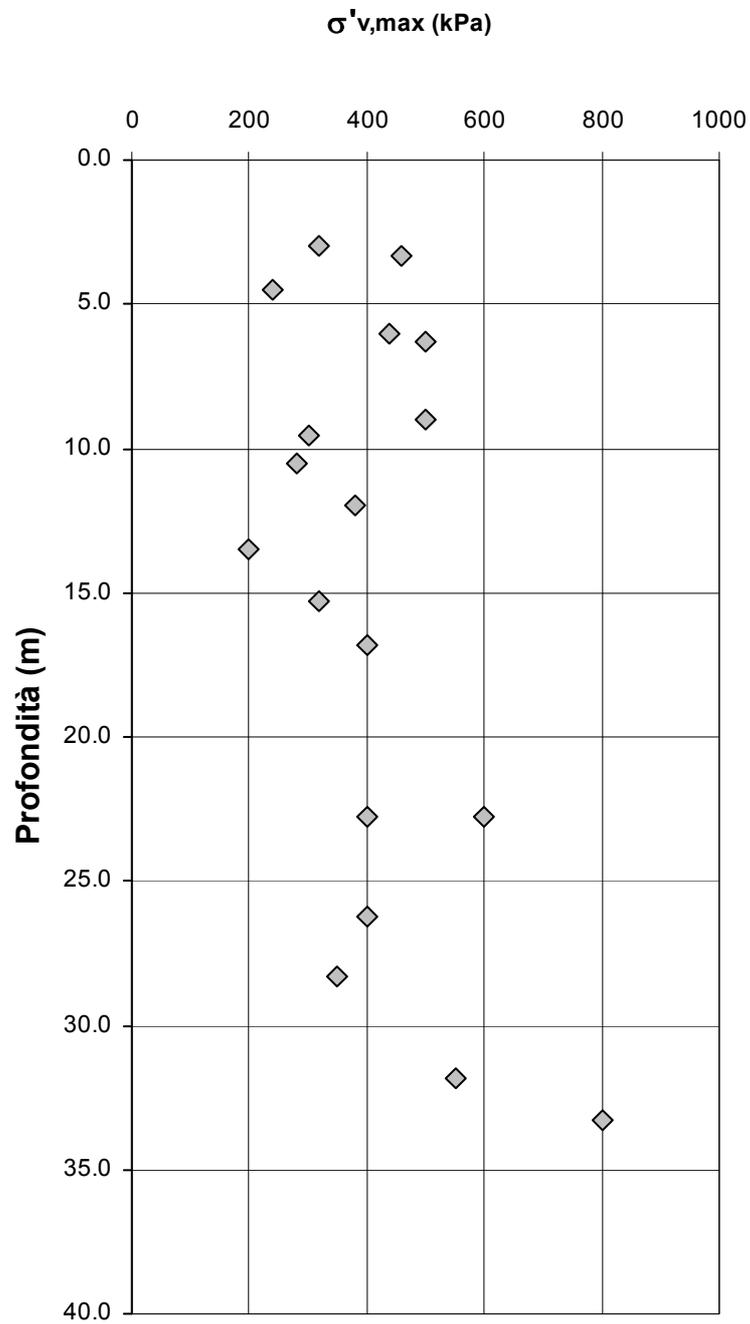


Figura 35 – Formazione A – Livelli Coesivi – Valori di  $\sigma'_{v, max}$  al variare della profondità.

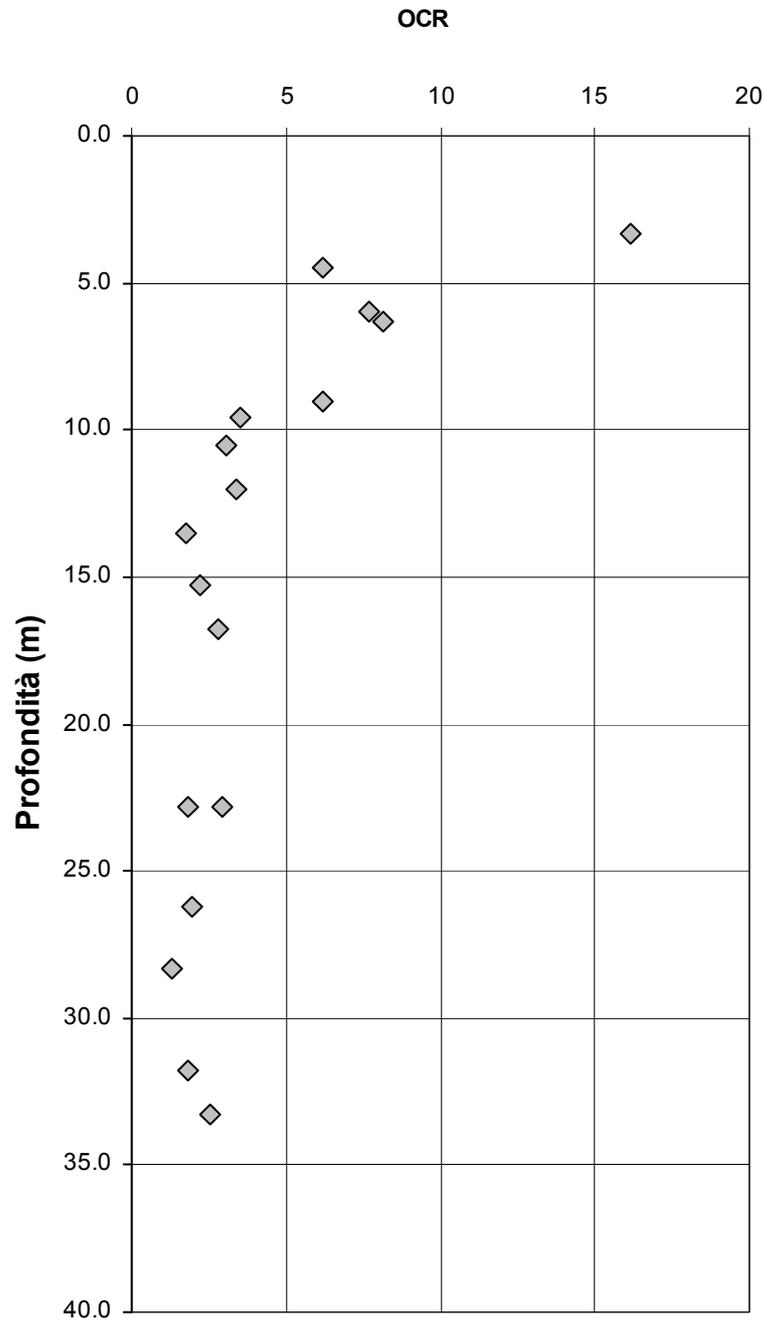


Figura 36 – Formazione A – Livelli Coesivi – Valori di OCR al variare della profondità.

Come evidenziato in Figura 37, il grado di sovraconsolidazione dedotto dalle prove edometriche come sopra descritto è compatibile con lo stato iniziale dei campioni testati, raffrontato alla curva di compressibilità intrinseca (Burland, 1990).

Il valore del coefficiente  $c_{\alpha\varepsilon}$  ad un particolare valore di tensione verticale applicata, ha una stretta dipendenza dalla storia tensionale del terreno, come riportato in letteratura. Le coppie di valori ( $c_{\alpha\varepsilon}$ ,  $\sigma'_v/\sigma'_{pre}$ ) ottenuti dall'elaborazione delle prove edometriche sono confrontate con i dati tipici relativi ad altre argille italiane, come evidenziato nella Figura 38. Generalmente, da tale confronto traspare, per i terreni in esame, una leggera tendenza a sovrastimare il grado di sovraconsolidazione nell'interpretazione convenzionale delle prove edometriche con il metodo di Casagrande.

Nella Figura 39 è riportato l'andamento del modulo edometrico con la profondità relativamente all'intero tracciato i valori sono stati ricavati con riferimento all'intervallo di carico di prova a cavallo del valore di tensione verticale efficace in situ del campione testato; da Figura 40 a Figura 44 sono riportati i valori dei moduli edometrici al variare della profondità, nei tratti considerati a comportamento omogeneo; tali valori sono confrontati con quelli ricavati dalle correlazioni esistenti in letteratura tra modulo edometrico, resistenza alla punta  $q_c$  in prove CPT, e coesione non drenata, per le quali si può stimare:

$$E_{ed} = \alpha q_c$$

con:

$$\alpha = 2 \div 6$$

per terreni limo – argillosi leggermente sovraconsolidati (Mitchell e Gardner, 1979)

e

$$E_{ed} = 100 C_u$$

(Skempton, 1951)

Nei fori di sondaggio eseguiti durante la campagna geotecnica realizzata da Servizi Geotecnici nell'anno 2000, sono state inoltre realizzate alcune prove pressiometriche; i risultati ottenuti sono riportati nella Tabella 16.

E' da segnalare che i sondaggi S103 e S104 sono stati realizzati a partire dal rilevato autostradale; per tali sondaggi è indicata l'altezza dei rilevati.

Progressiva	Sondaggio	Prof.	Altezza rilevato autostradale	Modulo pressiometrico
<i>km</i>	<i>N°</i>	(m)	(m)	(MPa)
12430	S102	4.5	-----	2.42
13400	S103	8	~ 4.30	3.47
13770	S104	11.2	~ 6.60	4.96

Tabella 16 – Valori del modulo pressiometrico.

In relazione a quanto sopra si evidenzia che i moduli pressiometrici ottenuti nei sondaggi S103 ed S104 sono riferiti alla coltre superficiale limo - argillosa al di sotto del rilevato autostradale.

Una stima del modulo edometrico può essere ottenuto a partire dal modulo pressiometrico  $E_p$  mediante l'equazione [Briaud, J.L. (1992)]:

$$E_{ed} = E_p / \alpha$$

dove è stato indicato con  $\alpha$  il coefficiente reologico, che può essere determinato in funzione del rapporto  $E_p$  e pressione limite  $P_{lim}$ , così come riportato nella seguente tabella:

Tipo di terreno	Limo		Sabbia		Sabbia e ghiaia	
	$E_i / P'_{lim}$	$\alpha$	$E_i / P'_{lim}$	$\alpha$	$E_i / P'_{lim}$	$\alpha$
<i>Sovraconsolidato</i>	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
<i>Normalconsolidato</i>	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
<i>Alterato o rimaneggiato</i>	---	1/2	---	1/3	---	1/4

Tabella 17 – Coefficienti per la correlazione tra modulo pressiometrico e modulo edometrico.

Per i terreni in oggetto il valore del coefficiente reologico  $\alpha$  si considera pari a 2/3; in Tabella 18 è riportato il valore del modulo edometrico ricavato dalla correlazione, che risulta in buon accordo con i valori ricavati dalle prove di laboratorio ( vedi Figura 39).

Progressiva	Sondaggio	Prof.	Altezza rilevato autostradale	Modulo pressiometrico	$E_{ed}$
<i>km</i>	<i>N°</i>	(m)	(m)	(MPa)	(MPa)
12430	S102	4.5	-----	2.42	3.7
13400	S103	8	~ 4.30	3.47	5.25
13770	S104	11.2	~ 6.60	4.96	7.5

Tabella 18 – Valori del modulo edometrico da correlazione con il modulo pressiometrico.

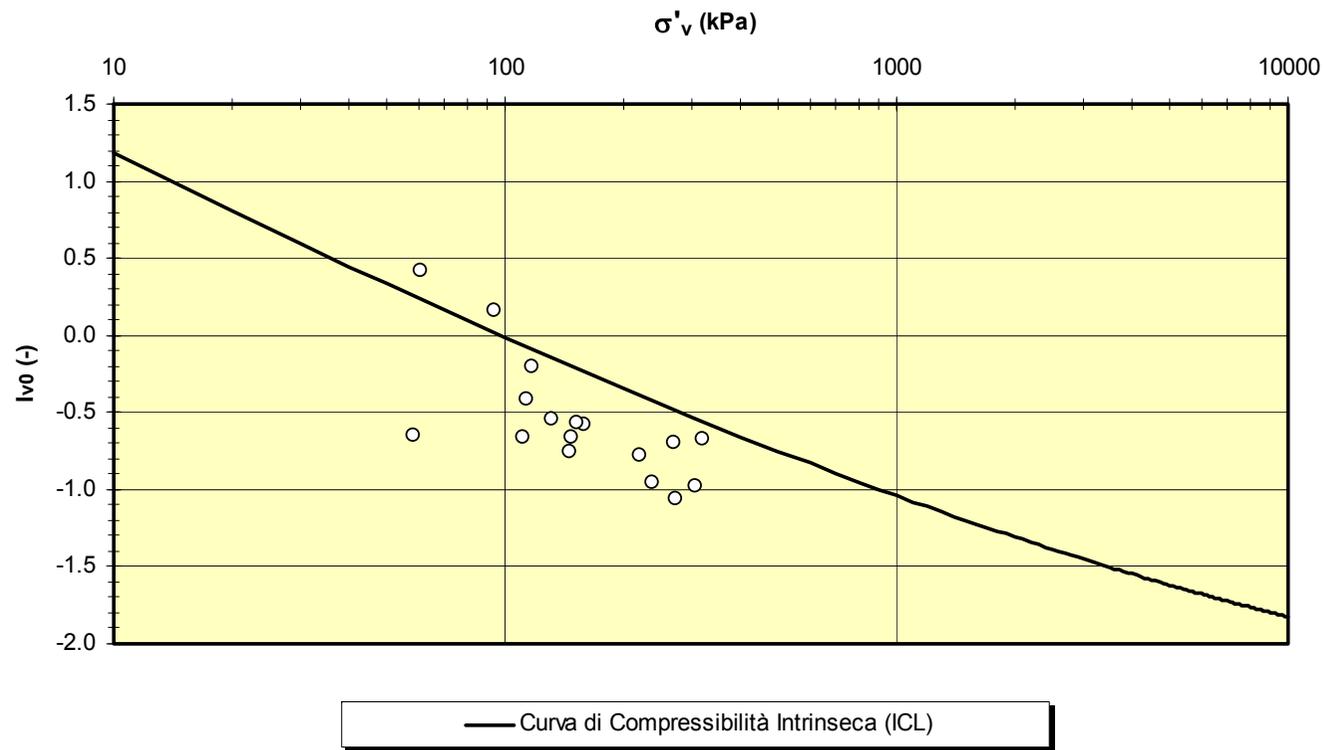


Figura 37 – Stato iniziale dei terreni raffrontato alla curva di compressibilità intrinseca (Burland, 1990)

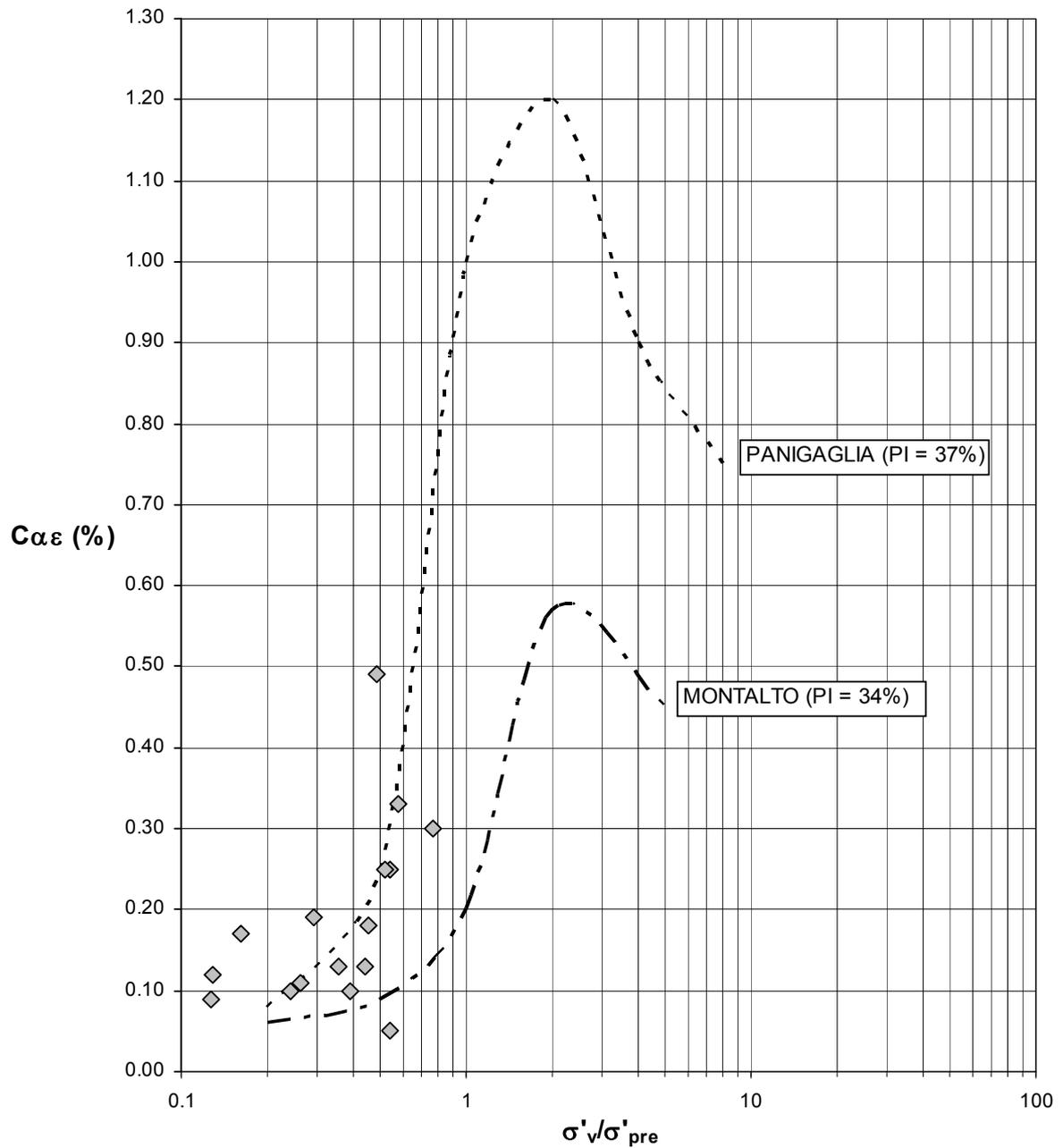


Figura 38 – Correlazione tra stato tensionale e coefficiente di consolidazione secondaria per i terreni coesivi della formazione A, confrontata con dati tipici di altre argille italiane (modificato da Lancellotta, 19).

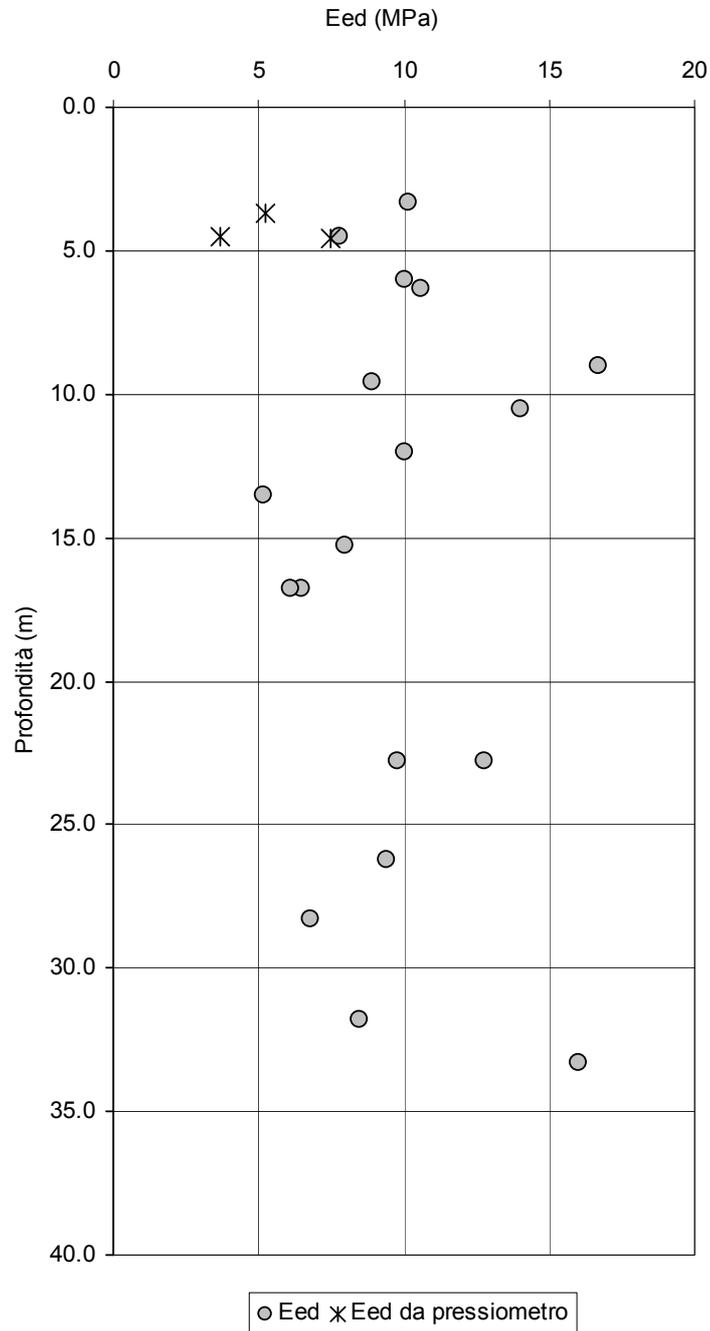


Figura 39 – Formazione A – Livelli Coesivi – Valori del modulo edometrico da prove edometriche e da prove pressiometriche.

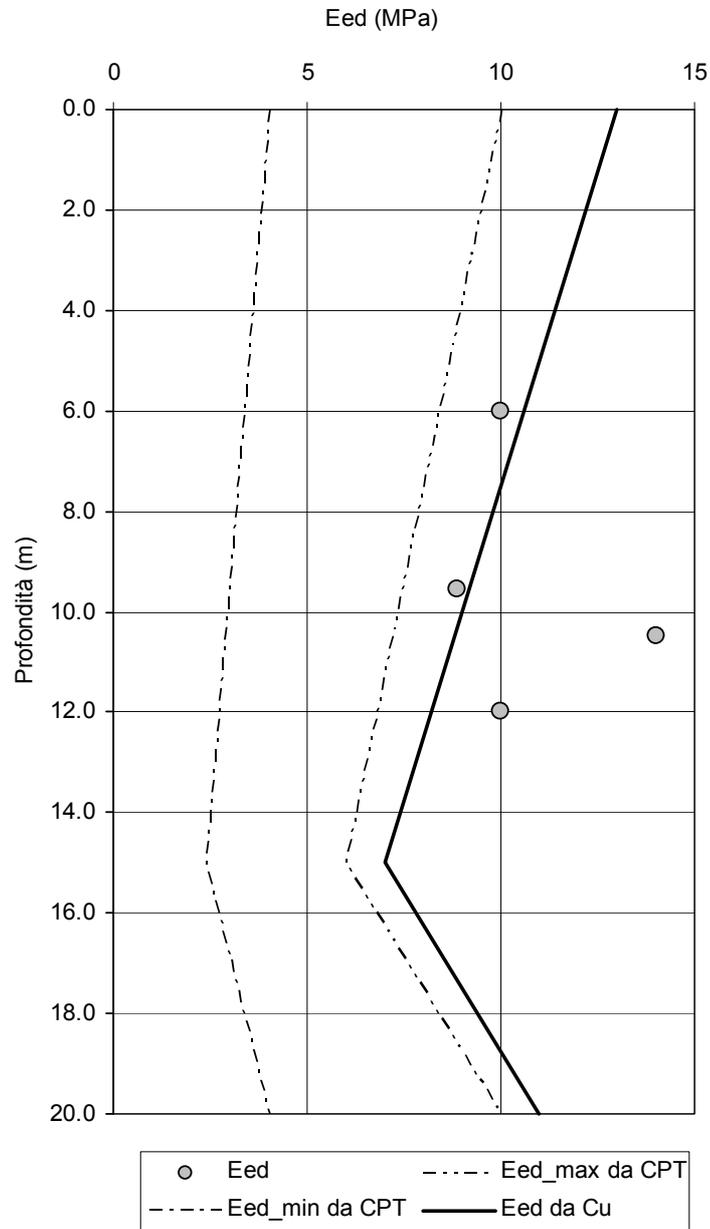


Figura 40 – Formazione A – Livelli Coesivi – Valori del modulo edometrico.

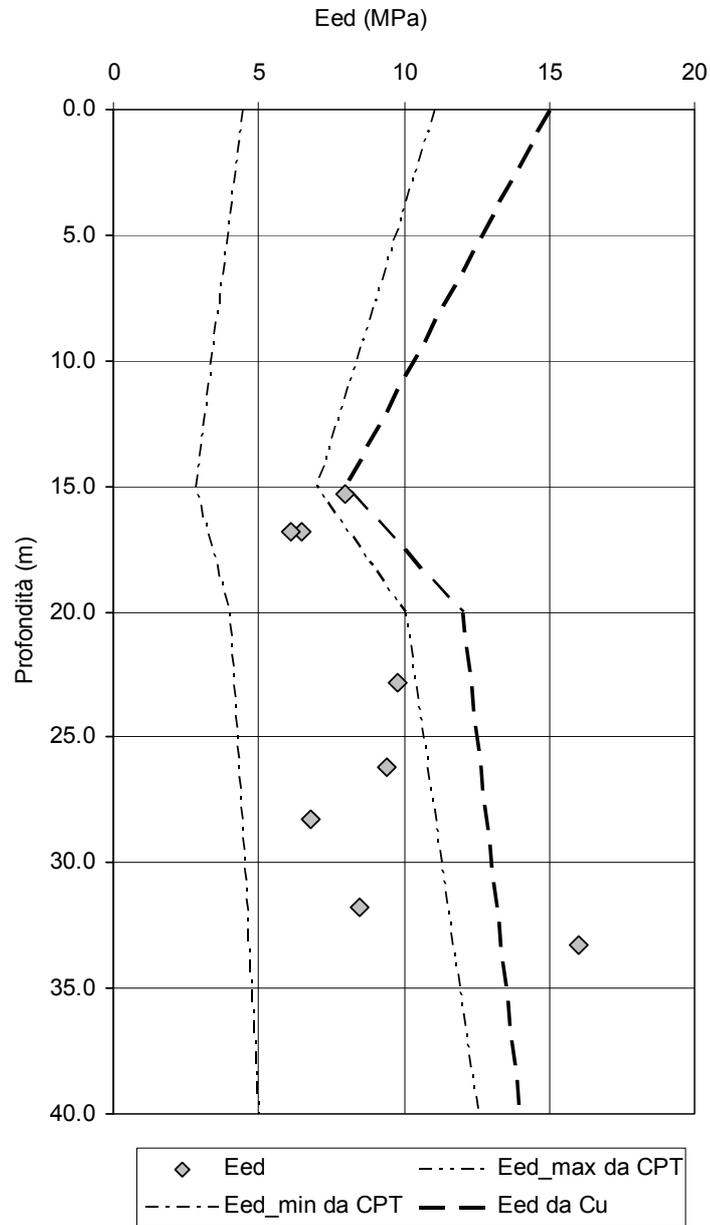


Figura 41 – Formazione A – Livelli Coesivi – Valori del modulo edometrico.

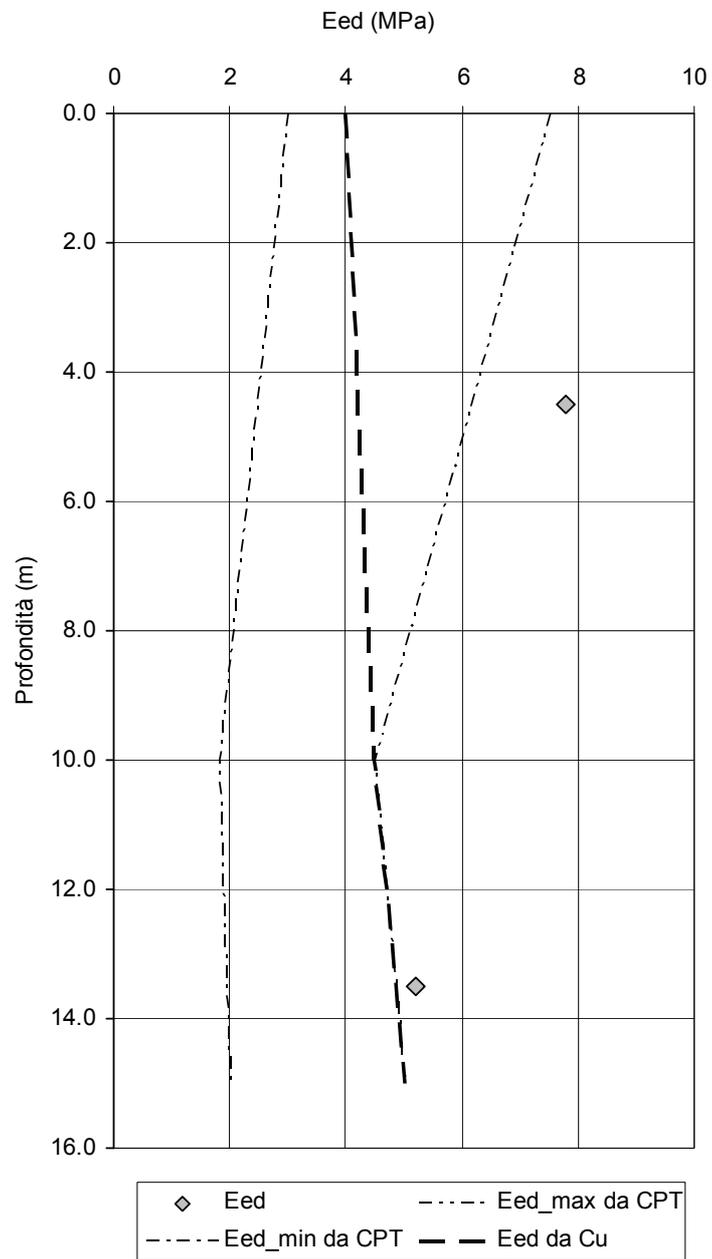


Figura 42 – Formazione A – Livelli Coesivi – Valori del modulo edometrico.

Tratto da progr. 15+000 a progr. 19+300

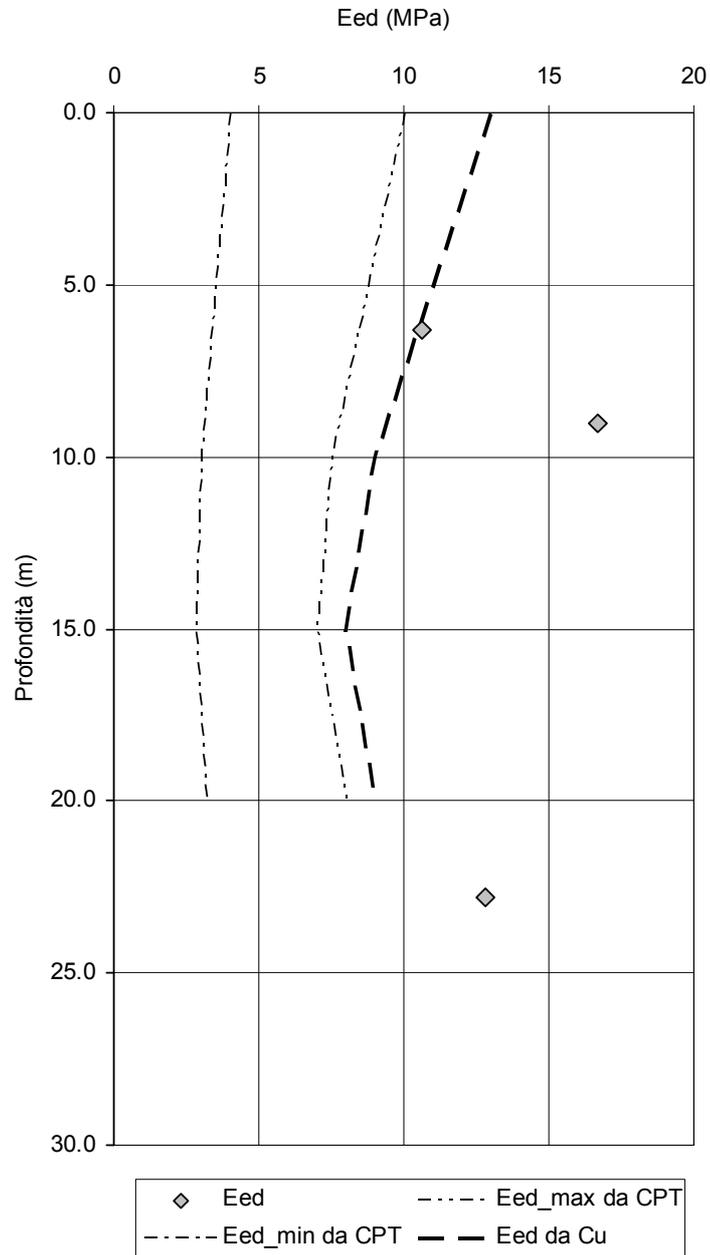


Figura 43 – Formazione A – Livelli Coesivi – Valori del modulo edometrico.

Tratto da progr. 19+300 a progr. 22+300

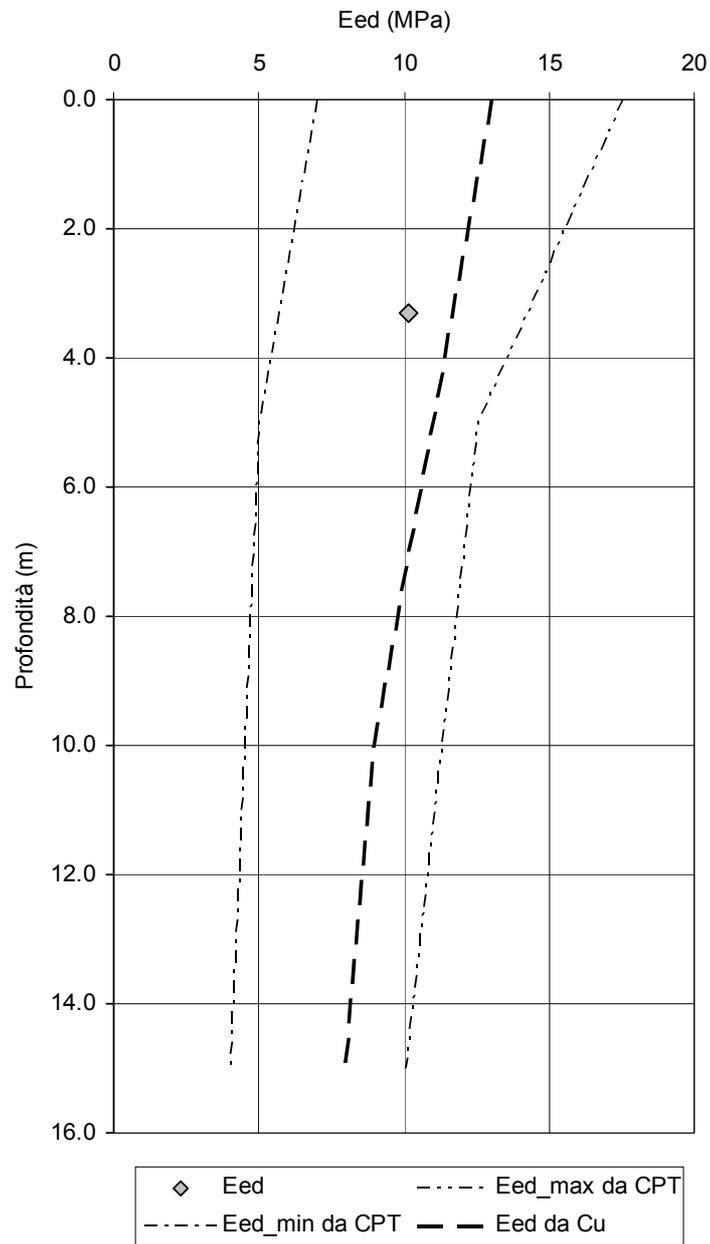


Figura 44 – Formazione A – Livelli Coesivi – Valori del modulo edometrico.

Dal confronto di valori ottenuti si ritiene di poter assegnare alla coltre limo argillosa i valori medi dei moduli edometrici indicati nella Tabella 19; nella stessa tabella è riportato anche il valore del modulo di elasticità di Young  $E'$  ricavato dalla correlazione:

$$E' = [(1+\nu)(1-2\nu) E_{ed}] / (1-\nu) \quad \text{dove:}$$

$\nu$  = coefficiente di Poisson = 0.25

$E_{ed}$  = modulo edometrico

Zona		Profondità	$E_{ed}$	$E'$
Da progr.	A progr.	(m)	(MPa)	(MPa)
10+200	14+160	0 – 15	7 – 8	5 – 6
14+160	14+700	0 - 15	10 – 12	7 – 8
14+700	15+000	0 – 15	5 – 6	4 – 5
15+000	19+300	0 – 15	10 – 12	7 – 8
19+300	22+300	0 – 10	12 – 15	8 – 10

Tabella 19 – Valori di  $E_{ed}$ ,  $E'$  per zone omogenee lungo il tracciato.

Per tutti i tratti sopra indicati, oltre i 15 m da p.c. i valori di  $E'_{ed}$  crescono linearmente da 10 MPa sino a 20 MPa in corrispondenza della profondità di 40 m da p.c.

**6.3.1.2.4 Deformabilità in condizioni non drenate.**

I valori della deformabilità in condizioni non drenate può essere stimata da correlazioni empiriche tra i valori di  $C_u$ , OCR e IP; noto infatti il valore del grado di preconsolidazione (OCR) e dell'indice di plasticità (IP) del terreno, la correlazione proposta da Duncan e Buchigani [1976] fornisce il rapporto fra il valore del modulo non drenato ( $E_u$ ) e la coesione non drenata ( $c_u$ ).

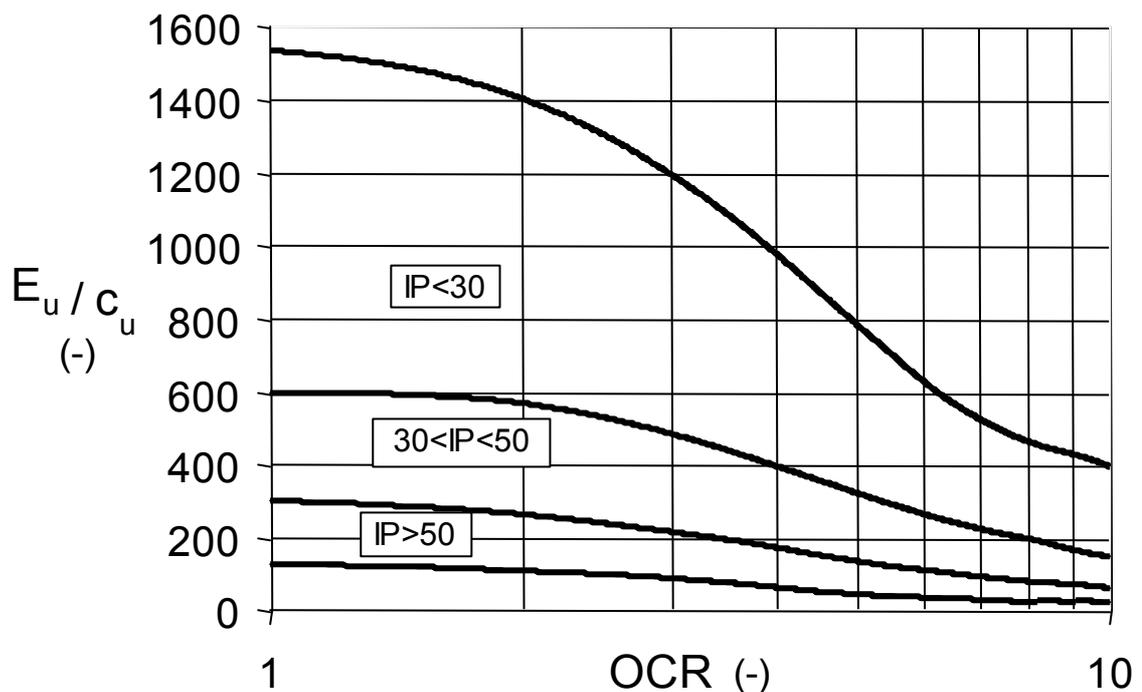


Figura 45 – Correlazione tra il rapporto  $E_u/C_u$  e OCR (Duncan e Buchigani [1976]).

Con riferimento ai valori di coesione non drenata e di OCR dei terreni della formazione tipo A, dalla correlazione si ottengono i valori del rapporto  $E_u / C_u$  variabili come in tabella Tabella 20.

Profondità	IP <sub>medio</sub>	OCR <sub>medio</sub>	E <sub>u</sub> /C <sub>u</sub>
(m)	(%)		
0 – 10	25	6	450
10 ÷ 15	30	3	350
15 – 25	45	2	410
25 – 40	30	2	410

 Tabella 20 – Valori di E<sub>u</sub> / C<sub>u</sub> per zone omogenee lungo il tracciato.

I valori delle grandezze riportate in tabella 7 permettono di valutare i moduli non drenati elencati in Tabella 21.

Zona		Profondità	C <sub>u</sub>	E <sub>u</sub>
Da progr.	A progr.	(m)	(KPa)	(MPa)
10+200	14+160	0 – 15	50 – 60	20 ÷ 25
14+160	14+700	0 – 18	70 – 80	25 ÷ 30
14+700	15+000	0 – 15	40 – 50	16 ÷ 20
15+000	19+300	0 – 15	70 – 80	25 ÷ 30
19+300	22+300	0 – 15	150 – 200	60 ÷ 80

 Tabella 21 – Valori di E<sub>u</sub> per zone omogenee lungo il tracciato.

Ad eccezione del tratto compreso tra le progressive km 19+300 e km 22+300, nelle rimanenti zone, al di sotto dei 15 metri di profondità, si può assegnare un valore del modulo E<sub>u</sub> crescente fino a valori pari a 50 MPa a 40m di profondità.

#### 6.3.1.2.5 Modulo di deformabilità del terreno in prova di carico su piastra.

Nel corso della campagna di indagine geognostica sono state eseguite prove di carico su piastra all'interno dei pozzetti esplorativi, al fine di determinare la deformabilità dei terreni nei primi metri di profondità dal piano campagna, in relazione alla necessità di realizzare tratti di ampliamento in rilevato.

Le norme tecniche di *Autostrade per l'Italia* richiedono che i valori del modulo di deformazione su piastra assumano i seguenti valori:

*60 MPa: nell'intervallo compreso tra 150÷250 KPa sul piano di posa della fondazione della pavimentazione autostradale in rilevato, in trincea e nel riempimento dell'arco rovescio in galleria;*

*20 MPa: nell'intervallo compreso tra 50÷150 KPa sul piano di posa del rilevato quando posto a 1,00 m da quello della fondazione della pavimentazione autostradale;*

*15 MPa: nell'intervallo compreso tra 50÷150 KPa sul piano di posa del rilevato quando posto a 2,00 m da quello della fondazione della pavimentazione autostradale.*

*Per altezze di rilevato superiori a 2 m potranno essere accettati valori inferiori a 15 MPa sempre che sia garantita la stabilità dell'opera e la compatibilità dei cedimenti sia totali che differenziali e del loro decorso nel tempo.*

Nella Figura 46 e nella Figura 47 sono riportati gli andamenti dei moduli di deformazione su piastra nei primi due metri di profondità dal piano campagna, negli intervalli di carico indicati dalla norma tecnica, lungo tutto lo sviluppo del tracciato.

Come si può osservare, nell'intervallo di carico compreso tra 150 e 250 KPa il valore del modulo di deformabilità su piastra è sempre minore di 60 MPa, cioè inferiore alla richiesta della norma tecnica nel caso in cui la fondazione della pavimentazione stradale sia in trincea o su rilevato di altezza inferiore al metro.

Nell'intervallo di carico tra 50 e 150 KPa i valori del modulo di deformabilità su piastra risultano mediamente superiori a 20 MPa, con solo due determinazioni inferiori a tale valore.

In base a ciò, nel caso di rilevati aventi altezze comprese tra 1 e 2 metri, il terreno naturale, previo scotico superficiale, soddisferebbe i requisiti di deformabilità richiesti dalla norma tecnica per il piano di posa del rilevato.

In realtà, le informazioni ricavate dalle stratigrafie dei sondaggi e dei pozzetti esplorativi evidenziano, lungo tutto il tracciato, la possibile presenza di materiale organico nei primi metri di profondità dal piano campagna; inoltre, le indagini di laboratorio hanno evidenziato l'elevata percentuale di materiale fine, l'alta plasticità e compressibilità dei terreni della formazione A.

In relazione a ciò, si ritiene necessario intervenire in ogni caso alla bonifica del piano di posa della fondazione della pavimentazione stradale in trincea e del piano di posa dei rilevati, per altezze di rilevato fino a 2 metri.

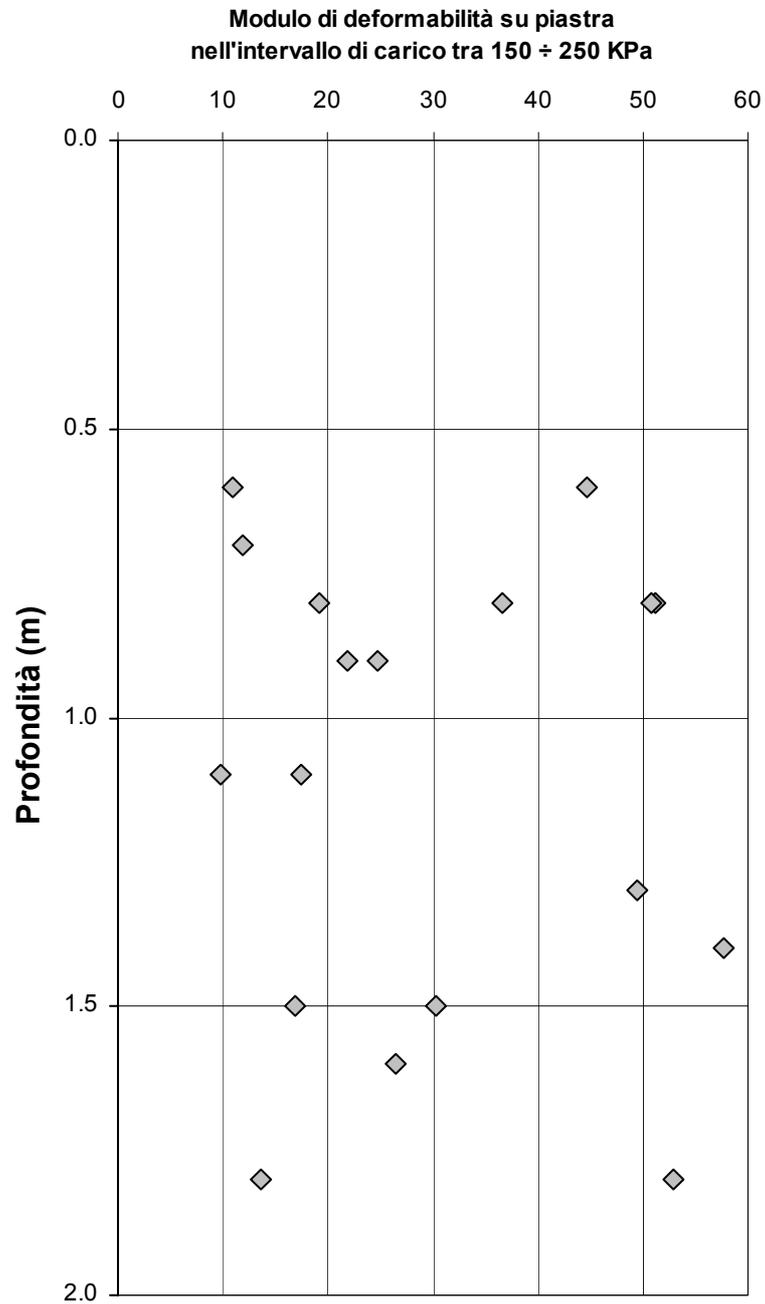


Figura 46 – Formazione A – Livelli coesivi - Valori del modulo di deformabilità su piastra nell'intervallo di carico tra 150 e 250 KPa.

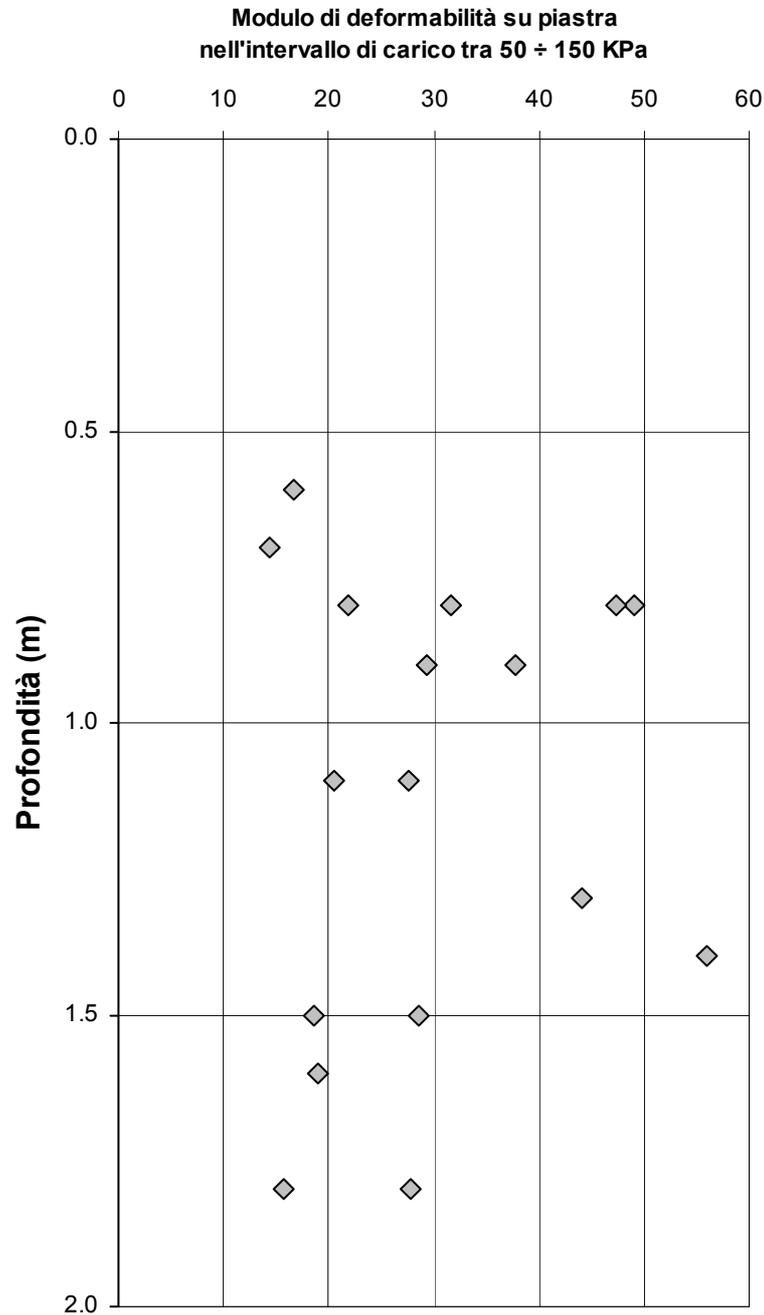


Figura 47 – Formazione A – Livelli coesivi - Valori del modulo di deformabilità su piastra nell'intervallo di carico tra 50 e 150 KPa.

### 6.3.2 Livelli granulari

I livelli non coesivi della formazione A sono costituiti da sabbie fini-medie, debolmente limose. Le difficoltà di campionamento, legate alla natura prevalentemente granulare di tali terreni non hanno consentito il prelievo di campioni indisturbati; le analisi eseguite sui campioni di terreno rimaneggiati hanno permesso di valutare le caratteristiche granulometriche medie di tali terreni. In Figura 48 è indicata la variazione del  $D_{50}$  con la profondità; si può notare che i valori di  $D_{50}$  sono mediamente compresi tra 0.1mm e 0.3mm, con alcuni valori superiori compresi tra 0.35mm e 0.55mm. I livelli granulari della formazione A presentano granulometria uniforme, come evidenziato dai valori del grado di uniformità U definito come:

$$U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

ed illustrato nella Figura 49 al variare della profondità; i valori di U sono compresi tra 2 e 7, con alcuni sporadici valori compresi tra 10 e 14.

Per la caratterizzazione fisica e meccanica si è fatto principalmente riferimento ai risultati delle prove penetrometriche e alle correlazioni esistenti nella letteratura tecnica, che legano i valori di densità relativa, dell'angolo d'attrito e del modulo di elasticità al numero di colpi/piede in prova SPT.

Nella Figura 50 è illustrato l'andamento del numero di colpi  $N_{SPT}$  in funzione della profondità per i livelli granulari della formazione A; si può assumere un valore medio di  $N_{SPT}$  pari a  $15 \div 20$ .

I dati ricavati dalle prove CPT, riportati dalla Figura 16 alla Figura 20, mostrano che i livelli sabbiosi possono essere caratterizzati da valori medi di resistenza alla punta dell'ordine di  $5 \div 6$  MPa.

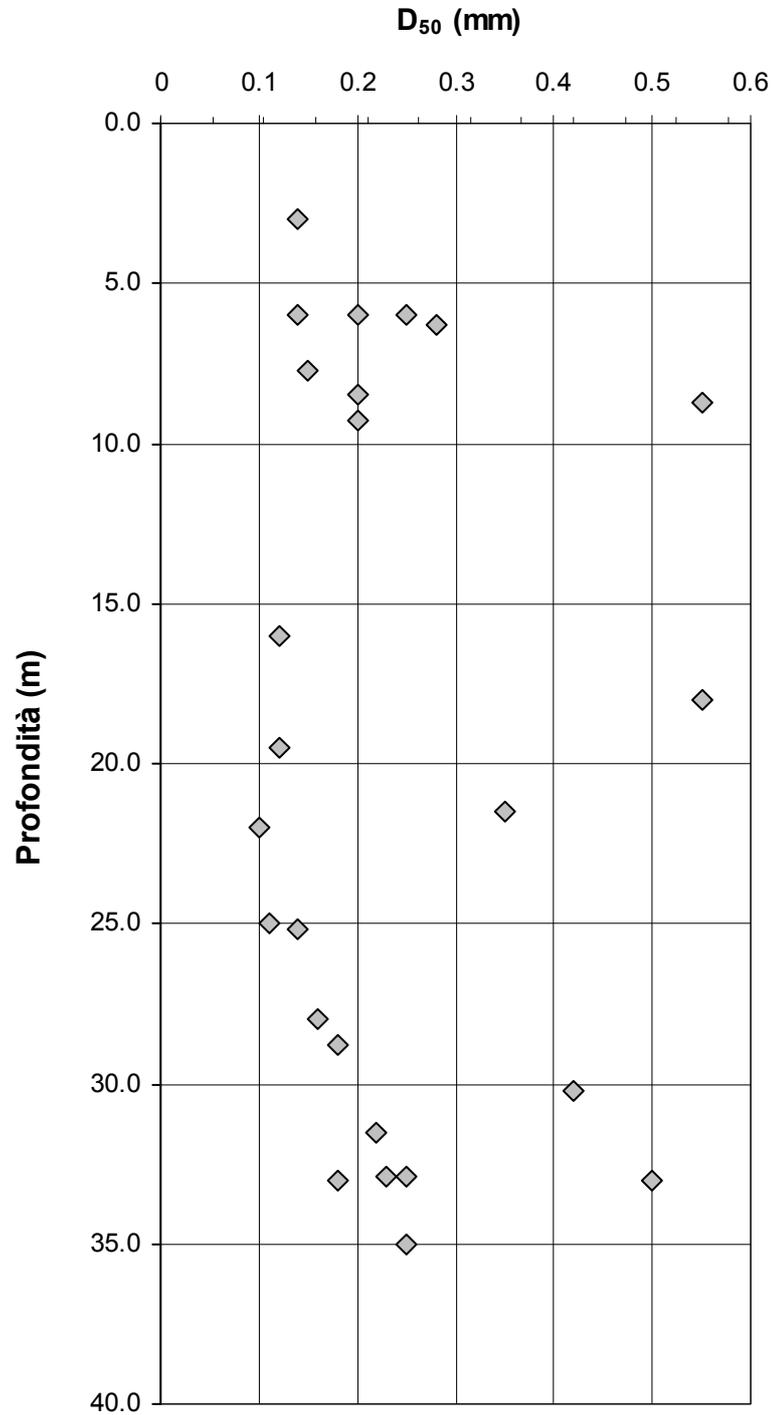


Figura 48 – Formazione A – Livelli granulari – Andamento del  $D_{50}$  con la profondità.

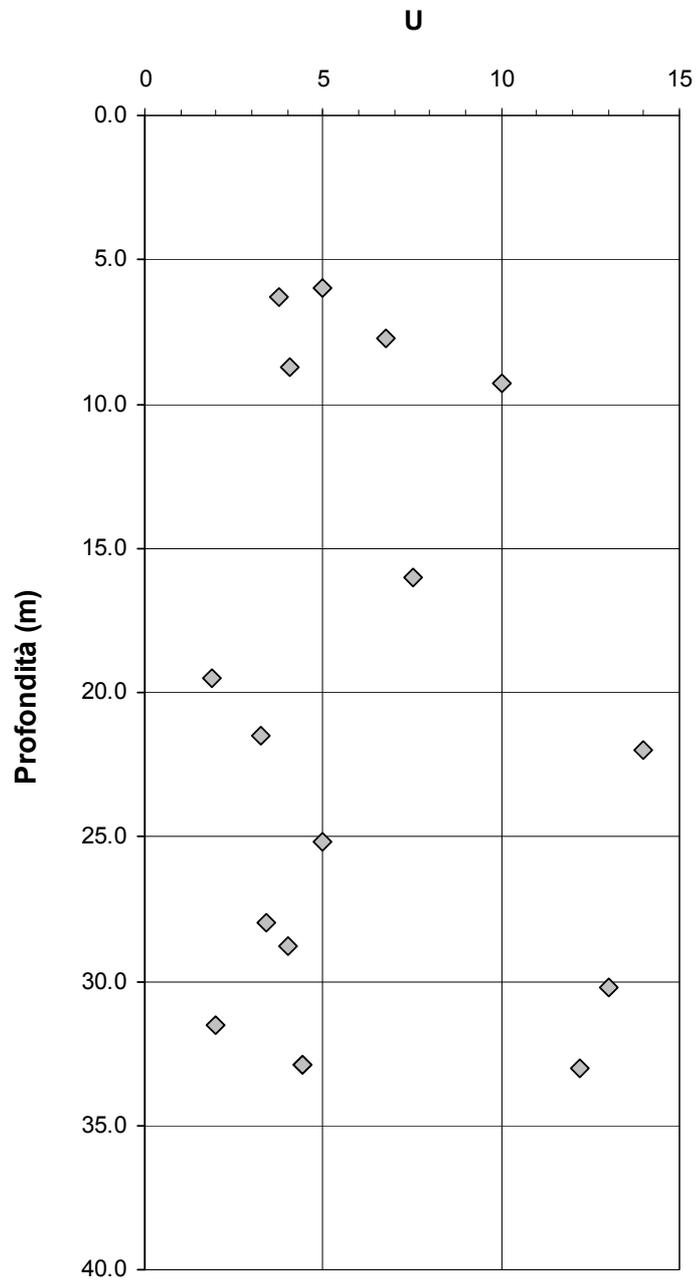


Figura 49 – Formazione A – Livelli granulari – Andamento del grado di uniformità U con la profondità.

### 6.3.2.1 Resistenza al taglio

Al fine di ricavare i valori degli angoli d'attrito delle diverse unità stratigrafiche, sono state utilizzate le correlazioni tra numero di colpi  $N_{SPT}$ , densità relativa e angolo d'attrito.

Sulla base dei risultati delle prove  $N_{SPT}$  effettuate, ai livelli granulari della formazione A possono essere assegnati valori medi di  $N_{SPT}$  compresi tra 15 ÷ 20 colpi/30cm.

Per quanto riguarda la stima dei valori di densità relativa in funzione dei valori di  $N_{SPT}$  e della pressione geostatica verticale  $\sigma'_{v0}$ , sono state considerate le correlazioni seguenti:

- correlazione di Gibbs-Holtz [1957] (vedi Figura 51)
- correlazione di Bazaara [1967] :

$$D_r = \sqrt{\frac{N'_{SPT}}{20 + 80 \cdot \sigma'_{v0}}} \quad \text{per } \sigma'_{v0} < 75 \text{ kPa}$$

$$D_r = \sqrt{\frac{N'_{SPT}}{65 + 20 \cdot \sigma'_{v0}}} \quad \text{per } \sigma'_{v0} > 75 \text{ kPa}$$

- correlazione di Marcuson-Bieganouski [1977] :

$$D_r = 12.2 + 0.75 (222 N_{SPT} + 1600 - 711 \text{ OCR} - 7.54 \sigma'_{v0} - 50 C^2)^{0.5}$$

I valori di  $N_{SPT}$  per terreni sotto falda sono stati corretti mediante l'espressione seguente (Terzaghi [1948]):

$$N'_{SPT}=15+0.5 (N_{SPT}-15)$$

Il livello di falda è stato considerato a 5 m da piano campagna.

Le correlazioni forniscono i valori medi di densità relativa pari al 30 ÷ 50% (vedi Figura 52).

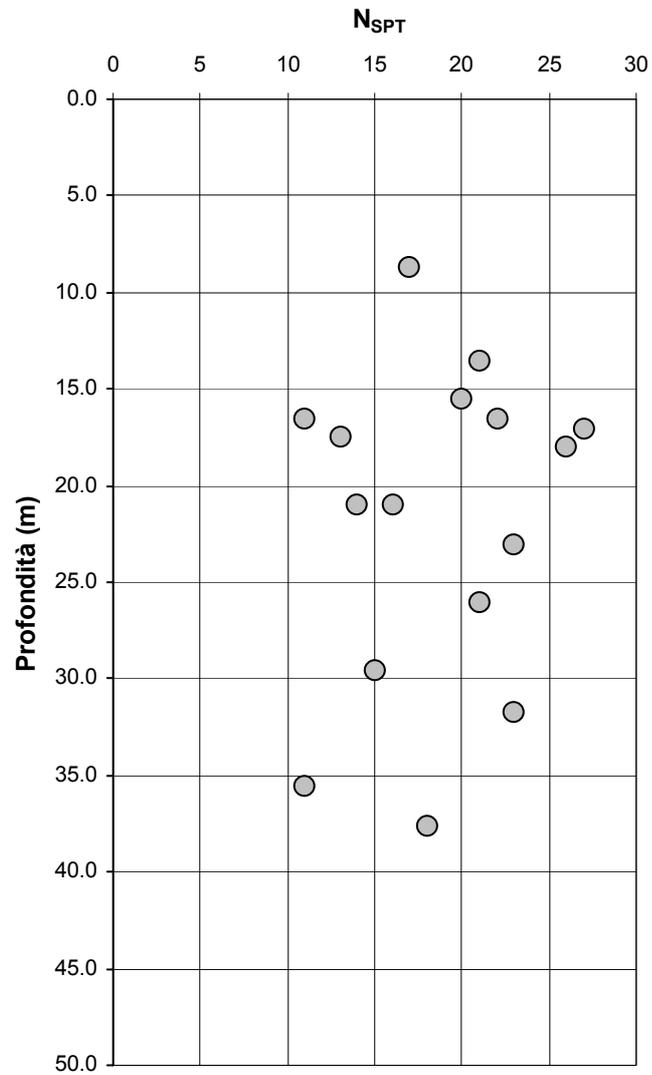


Figura 50 – Formazione A – Livelli granulari – Andamento dei valori di  $N_{SPT}$  con la profondità lungo il tracciato.

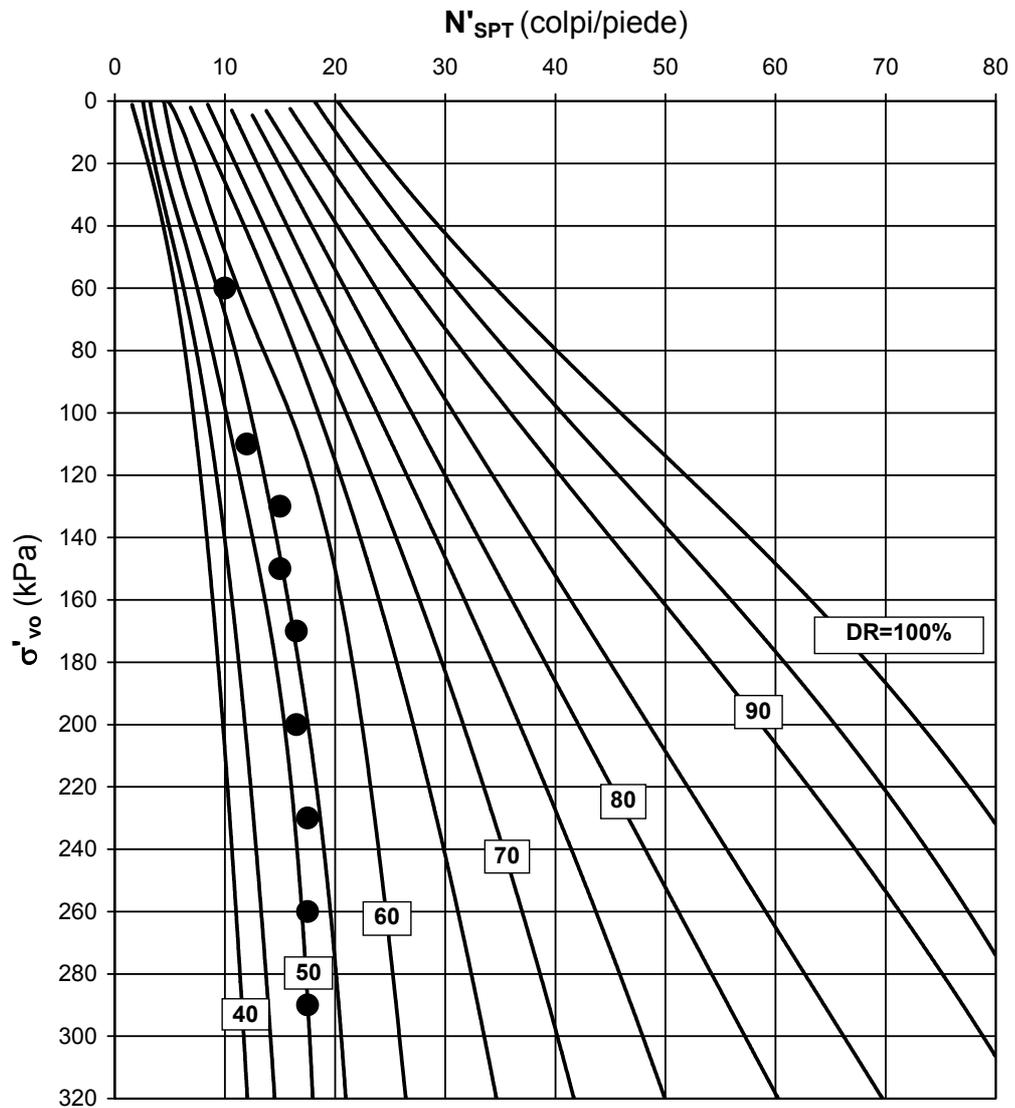


Figura 51 Correlazione  $N_{SPT} - D_r$  (Gibbs -Holtz):

$Z_w$ profondità della falda da p.c. (m)	5.00
--	------

profondità (m)	$N_{spt}$ (colpi/piede)	OCR	$C^*$	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	$N'_{spt}$ (colpi/piede)	Dr (1) (%)	Dr (2) (%)	Dr (3) (%)
3.00	10	10	6	60	10	57	-	38
6.00	12	6	6	110	12	53	-	37
8.00	15	4	6	130	15	56	-	41
10.00	15	2	6	150	15	55	30	40
12.00	18	2	6	170	17	55	33	41
15.00	18	2	6	200	17	53	30	40
18.00	20	2	6	230	18	53	29	40
21.00	20	2	6	260	18	52	25	39
24.00	20	1	6	290	18	50	33	38
30.00	25	1	6	350	20	--	35	38

\*C = coefficiente uniformità =  $D_{60}/D_{10}$

Dr (1) GIBBS-HOLTZ [1957]  
 Dr (2) MARCUSON - BIEGANOUSKI [1977]  
 Dr (3) BAZAARA [1967]

Figura 52 Confronto tra i valori di Dr ottenuti con le diverse correlazioni.

Una stima del valore di densità relativa dei terreni in studio è stata ottenuta, infine, dal valore medio della resistenza alla punta  $q_c$ , mediante la correlazione riportata nella Figura 53.

Anche in questo caso, in corrispondenza di valori medi del rapporto  $q_c/[\sigma'_{vo}]^{0.5}$  compresi tra 90 e 120, si ottiene una densità relativa media compresa tra 30 e 40 %, in sostanziale accordo con quanto ricavato dalle correlazioni tra densità relativa e  $N_{SPT}$ .

In base alle analisi dei dati finora illustrati si assume, per la frazione granulare dei terreni della formazione A, un valore di densità relativa pari a:

$D_r = 30 \div 40 \%$

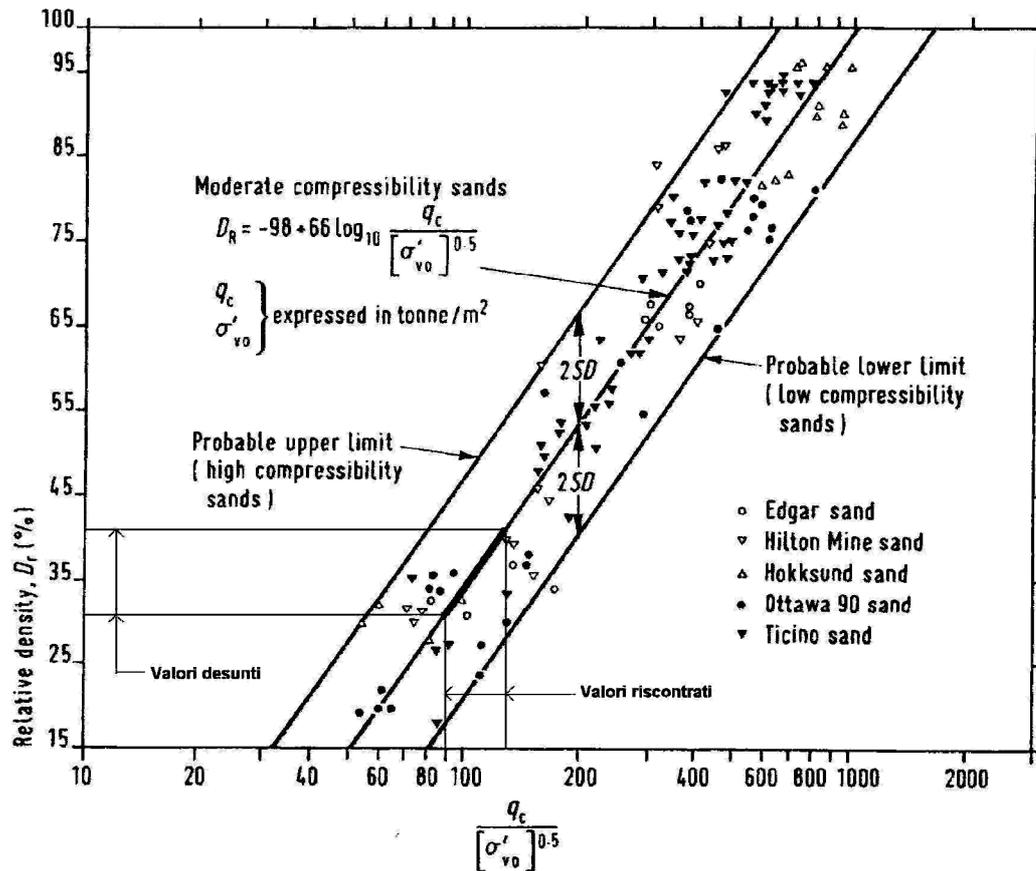


Figura 53. Correlazione tra i valori di densità relativa e resistenza alla punta  $q_c$  in prove CPT.

L'angolo d'attrito è stato valutato in funzione della densità relativa e della classificazione dei terreni secondo il sistema unificato di classificazione (USCS), facendo ricorso alla correlazione proposta da NAVFAC DM-7 [1971, in base a tale classificazione, come mostrato in Figura 54, si ottiene un valore di angolo di attrito pari a :

$$\phi' = 30 \div 31^\circ$$

La correlazione tra angolo di attrito e resistenza alla punta  $q_c$  in prova CPT e riportata nella Figura 55; per i valori tipici di resistenza alla punta dello strato A, pari a 5 ÷ 6 MPa, si stimano valori di angolo di attrito pari a circa:

$$\phi' = 32 \div 34^\circ$$

Si assume in definitiva un valore di progetto dell'angolo di attrito pari a:

$$\phi' = 30 \div 32^\circ$$

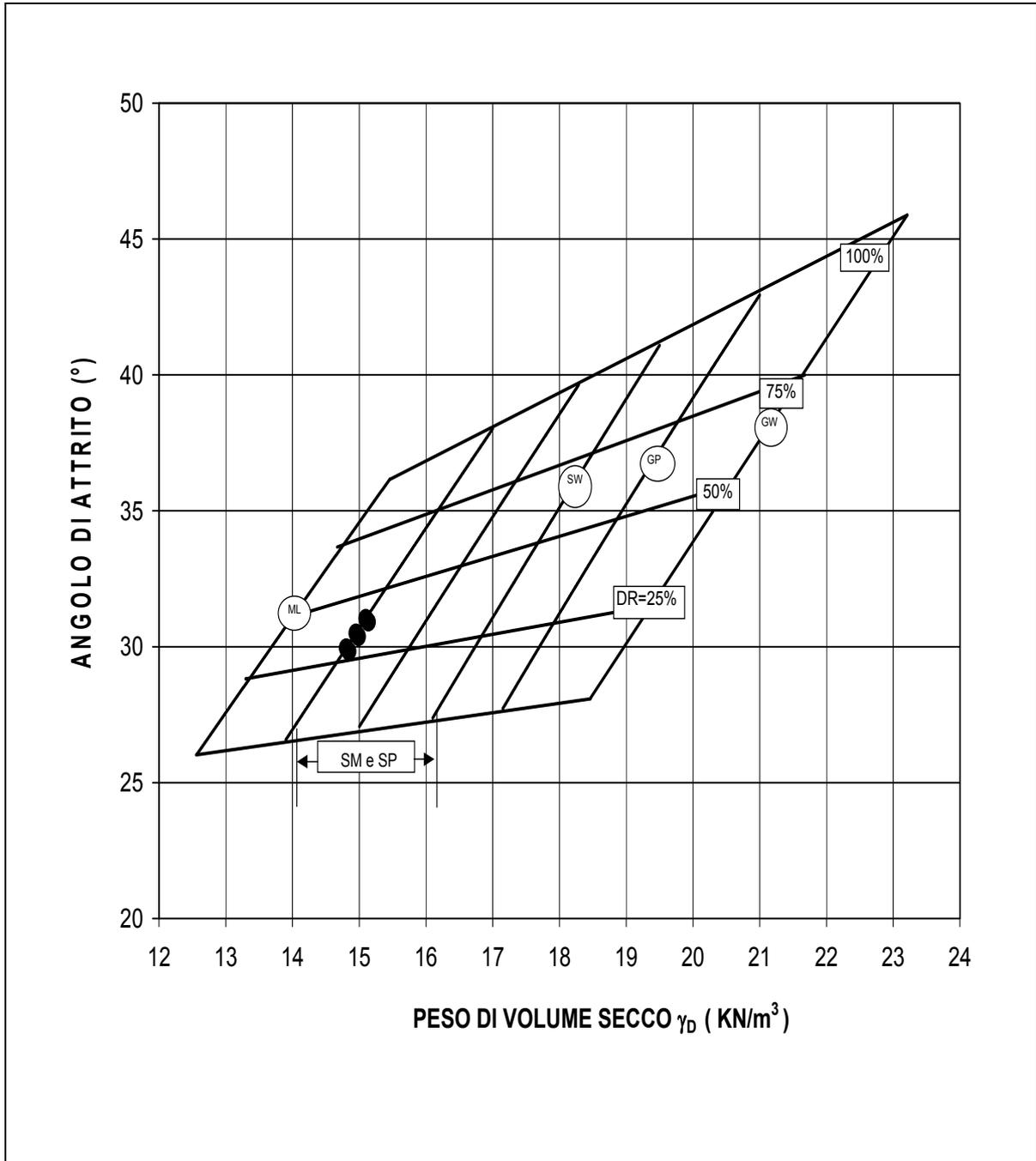


Figura 54. Abaco per la stima dei valori di angolo di attrito e peso di volume secco da NAVFAC DM-7 [1971];

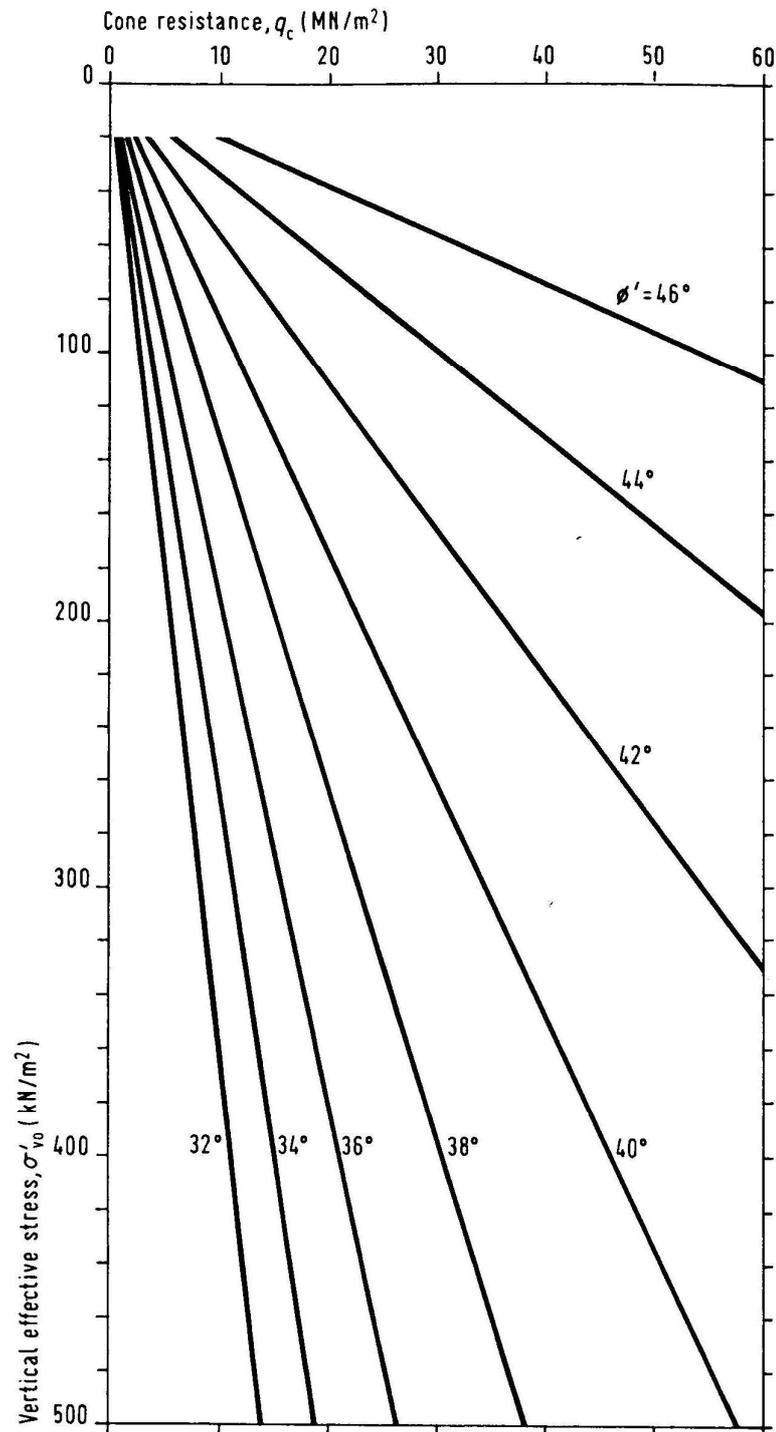


Figura 55. Correlazione tra i valori di angolo di attrito e resistenza alla punta  $q_c$  in prove CPT per terreni sabbiosi.

### 6.3.2.2 Modulo elastico.

I valori dei moduli elastici sono stati ottenuti sulla base delle correlazioni di Janbu [1967], che legano i valori del modulo alla densità relativa e alla pressione geostatica verticale efficace ( $\sigma'_{vo}$ ), mediante l'espressione seguente:

$$E = m (\sigma'_{vo} p'_a)^{0.5}$$

dove:

m        coefficiente funzione del tipo di terreno e del grado di addensamento

$p'_a$      pressione di riferimento (=100 kPa)

Il valore di m può essere espresso in funzione del tipo di terreno e della densità relativa ( $D_r$ ) attraverso le espressioni seguenti:

$$m = 70 * e^{0.02 D_r} \quad \text{limi}$$

$$m = 110 * e^{0.02 D_r} \quad \text{sabbie}$$

$$m = 170 * e^{0.02 D_r} \quad \text{ghiaie.}$$

Nella Figura 56 sono riportati i valori di  $E'$  ottenuti applicando l'espressione di Janbu; questi variano con la profondità passando da circa 20 MPa nei primi metri di profondità, fino a circa 45 MPa a profondità di 30m da piano campagna.

Il modulo di Young operativo può essere stimato, sulla base dei valori di resistenza alla punta  $q_c$  in prova CPT, a partire dalla correlazione di Robertson e Campanella (1983) riportata Figura 57; per i valori caratteristici delle resistenze  $q_c$  dei terreni in studio si ottengono valori del modulo di Young  $E'$  compresi tra 15 e 20 MPa.

## MODULO TANGENTE - JANBU [1967]

$Z_w$  profondità della falda da p.c. (m) 5.00

profondità (m)	$N_{spt}$ (colpi/piede)	OCR	$C^*$	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	$N'_{spt}$ (colpi/piede)	$Dr_{media}$ (%)	$E_{LIMI}$ (MPa)	$E_{SABBIE}$ (MPa)	$E_{GHIAIE}$ (MPa)
3.00	10	10	6	60	10	48	14	<b>22</b>	34
6.00	12	6	6	110	12	45	18	<b>28</b>	44
8.00	15	4	6	130	15	49	21	<b>33</b>	51
10.00	15	2	6	150	15	41	20	<b>31</b>	48
12.00	18	2	6	170	17	43	22	<b>34</b>	52
15.00	18	2	6	200	17	41	22	<b>35</b>	54
18.00	20	2	6	230	18	41	24	<b>38</b>	58
21.00	20	2	6	260	18	39	24	<b>38</b>	59
24.00	20	1	6	290	18	40	27	<b>42</b>	65
30.00	25	1	6	350	20	37	27	<b>43</b>	66

OCR = grado di sovraconsolidazione

\* $C$  = coefficiente uniformità =  $D_{60}/D_{10}$

Figura 56. Valori del modulo di elasticità del terreno ricavati tramite la correlazione di Janbu [1967];

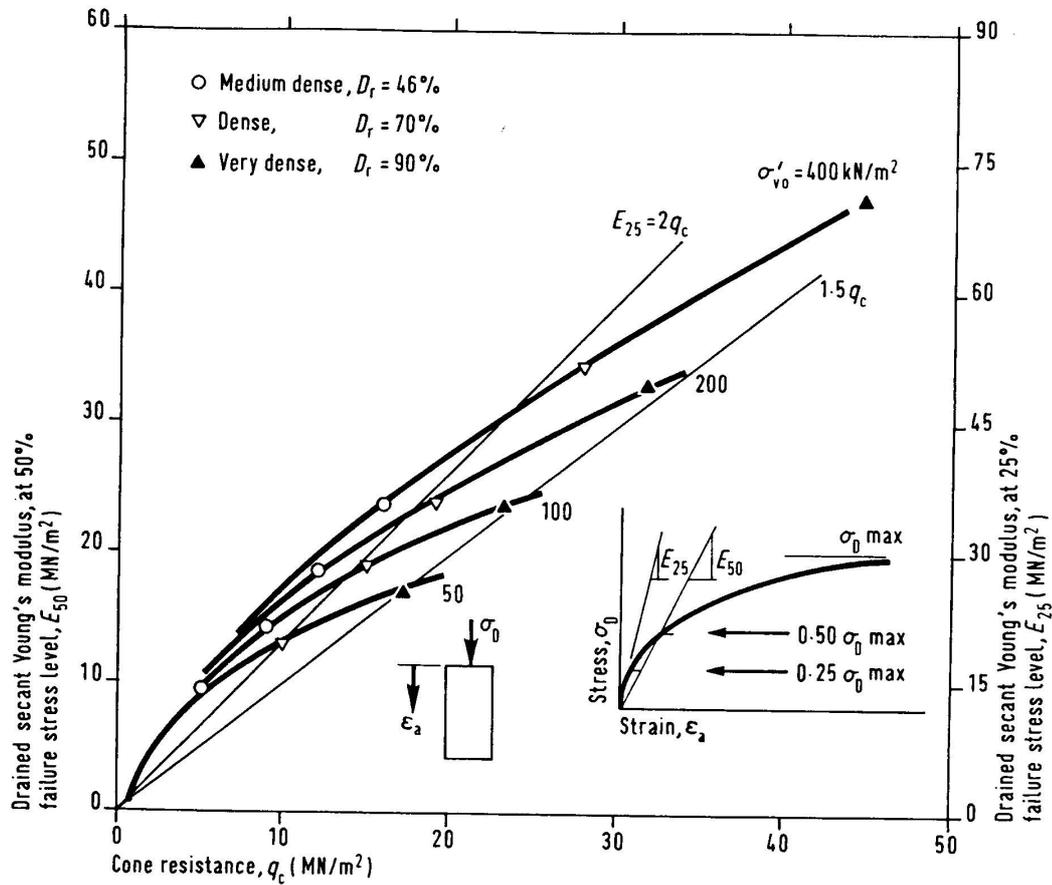


Figura 57. Valori del modulo di elasticità del terreno ricavati tramite la correlazione con la resistenza alla punta  $q_c$  in prova CPT.

In relazione ai risultati ottenuti si ritiene di assegnare ai terreni in studio un valore del modulo elastico pari a:

$$E' = 15 - 25 \text{ MPa}$$

Nella tabella seguente sono sintetizzate le caratteristiche meccaniche ricavate per i livelli granulari della formazione tipo A:

Formazione	N <sub>SPT</sub> (colpi/piede)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	D <sub>r</sub> (%)	$\phi$ (°)	E' (MPa)
A <sub>gran</sub>	10 ÷ 15	19	30 – 40	30 – 32	15 -25

Tabella 22 – Caratteristiche fisiche e meccaniche della formazione A – Livelli granulari.

## 6.4 FORMAZIONE B

La formazione B è costituita da ghiaie e ghiaietto in matrice sabbiosa/limosa; come per i livelli granulari della formazione A, anche per la formazione B le difficoltà di campionamento non hanno consentito il prelievo di campioni indisturbati; per la caratterizzazione fisica e meccanica si è fatto principalmente riferimento alle correlazioni utilizzate in precedenza tra i valori di densità relativa, dell'angolo d'attrito e del modulo di elasticità con i risultati delle prove penetrometriche e dinamiche SPT.

Le prove penetrometriche statiche realizzate nella formazione B hanno fornito valori di  $N_{SPT}$  compresi tra 40 e "a rifiuto" (vedi Figura 58), mentre le prove CPT non sono riuscite a penetrare lo strato di ghiaia, fornendo valori di resistenza alla punta "fuori scala".

Nelle successive elaborazioni la falda è stata considerata prudenzialmente a -5m da p.c.

### 6.4.1.1 Resistenza al taglio

Per quanto riguarda la stima dei valori di densità relativa in funzione dei valori di  $N_{SPT}$  e della pressione geostatica verticale  $\sigma'_{v0}$ , sono state considerate le correlazioni di Gibbs-Holtz [1957], di Bazaara [1967], e di Marcuson-Bieganouski [1977] già descritte nel paragrafo 6.3.1.2.1, eccetto che, trattandosi di ghiaie, non si applica la correzione ai valori di  $N_{SPT}$  proposta da Terzaghi e Peck.

I valori che si ricavano dalle correlazioni sono riportate in Figura 59 e Figura 60; i valori di densità relativa sono compresi tra 60 e 90%;

L'angolo d'attrito è stato valutato in funzione della densità relativa e della classificazione dei terreni secondo il sistema unificato di classificazione (USCS), facendo ricorso alla correlazione proposta da NAVFAC DM-7 [1971]; in base a tale

classificazione, come mostrato in Figura 61, si ottiene un valore di angolo di attrito pari a :

$$\phi' = 38 \div 40^\circ$$

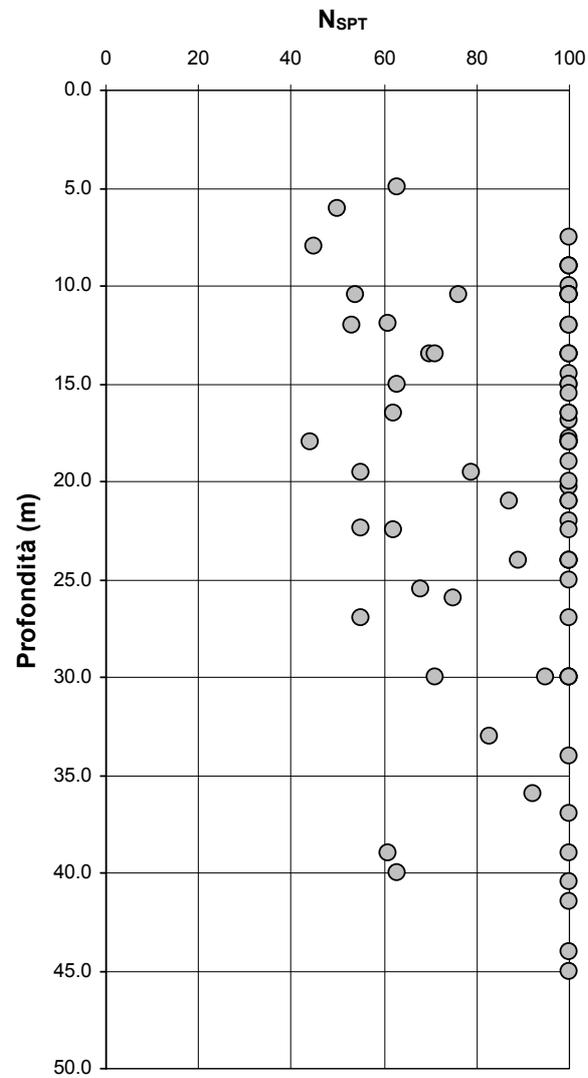


Figura 58 – Formazione B - Andamento dei valori di  $N_{SPT}$  con la profondità lungo il tracciato.

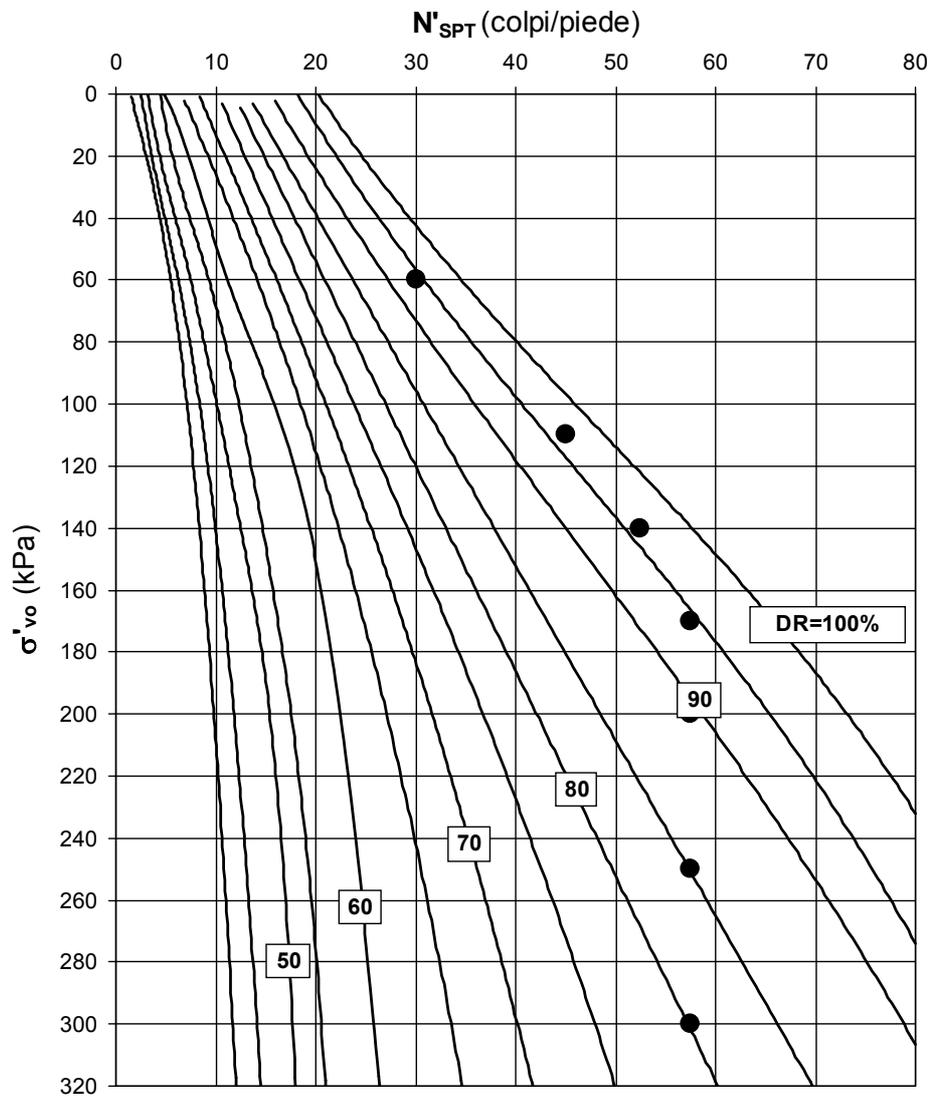


Figura 59 – Formazione B - Correlazione  $N_{SPT}$  –  $D_r$  (Gibbs –Holtz):.

$Z_w$ profondità della falda da p.c. (m)				5.00	
profondità (m)	$N_{spt}$ (colpi/piede)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	Dr (1) (%)	Dr (2) (%)	Dr (3) (%)
3.00	30	60	94	67	66
6.00	75	110	97	80	72
9.00	90	140	96	86	75
12.00	100	170	94	89	76
15.00	100	200	90	88	74
20.00	100	250	85	87	71
25.00	100	300	80	86	68
30.00	100	350	--	84	65
40.00	100	450	--	81	61
45.00	100	500	--	80	59

Figura 60 – Confronto tra i valori di Dr ottenuti con le diverse correlazioni.

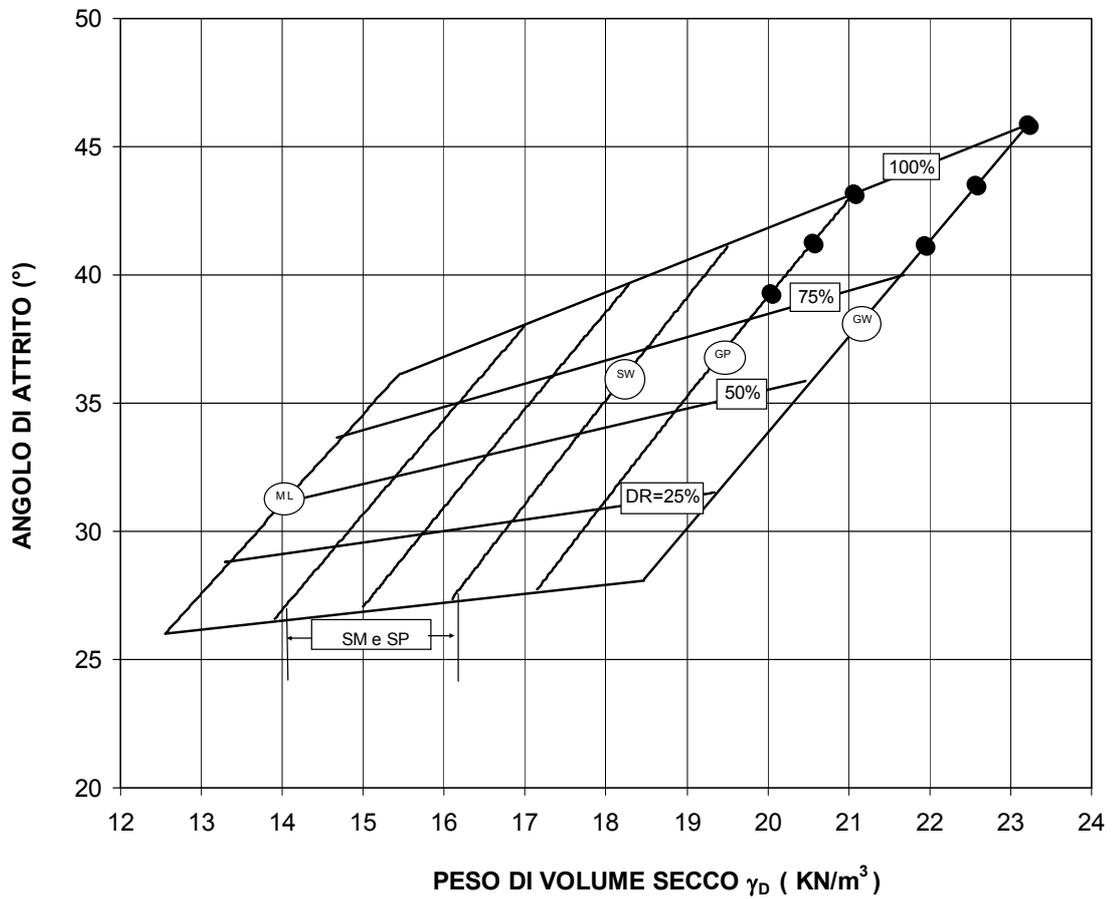


Figura 61. Abaco per la stima dei valori di angolo di attrito e peso di volume secco da NAVFAC DM-7 [1971];

#### 6.4.1.2 Modulo elastico.

I valori dei moduli elastici sono stati ottenuti sulla base della correlazione di Janbu [1967] già illustrata nel paragrafo 6.3.1.2.3.

I valori ottenuti applicando tale correlazione ai terreni della formazione B, forniscono i valori del modulo elastico riportati nella Figura 62.

MODULO TANGENTE - JANBU [1967]			
$z_w$ profondità della falda da p.c. (m)			5.00
profondità (m)	$N_{spt}$ (colpi/piede)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	$E_{GHIAIE}$ (MPa)
3.00	30	60	60
6.00	75	110	94
9.00	90	140	112
12.00	100	170	125
15.00	100	200	129
20.00	100	250	136
25.00	100	300	140
30.00	100	350	142
40.00	100	450	149
45.00	100	500	152

Figura 62. Valori del modulo di elasticità del terreno ricavati tramite la correlazione di Janbu [1967].

In sintesi, la formazione B può essere caratterizzata come indicato nella Tabella 23.

Formazione	N <sub>SPT</sub> (colpi/piede)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	D <sub>r</sub> (%)	$\phi$ (°)	E' (MPa)
B	“a rifiuto”	19	90 – 100%	38 – 40	$\geq 50$

Tabella 23 – Caratteristiche fisiche e meccaniche della formazione B.

## 6.5 RILEVATI ESISTENTI.

Nell'ambito della campagna geognostica del 2000 (realizzata dall'impresa Servizi Geotecnici di Roma) sono stati eseguiti alcuni sondaggi dalla quota del piano autostradale, al fine di valutare le caratteristiche geotecniche dei terreni che compongono i rilevati esistenti.

Lo scopo di tale indagine era quella di valutare la possibilità di riutilizzare, per la costruzione dei nuovi rilevati autostradali, il terreno proveniente dallo scavo dei rilevati esistenti. Sfortunatamente è stato possibile realizzare solo un esiguo numero di sondaggi in rapporto all'estensione del tratto in studio, principalmente a causa delle difficoltà legate alla esecuzione dei sondaggi geognostici in soggezione di traffico. Nella Tabella 24 seguente sono riportate le descrizioni litostratigrafiche desunte dalle stratigrafie di sondaggio:

Progressiva	Sondaggio	Prof.	H rilevato	Da	A	Descrizione litostratigrafica
km	N°	(m)	(m)	(m)	(m)	
13400	S103	8	~ 5.40	0.00	0.30	Conglomerato bituminoso
				0.30	3.60	Ghiaia e sabbia – Ghiaia evoluta $\phi_{max}$ 8cm
				3.60	3.80	Limo argilloso
				3.80	5.40	Sabbia debolmente limosa
13770	S104	11.2	~ 8.70	0.00	0.18	Conglomerato bituminoso
				0.18	2.50	Ghiaia in abbondante matrice sabbiosa
				2.50	3.05	Sabbia – livelli di sabbia limosa
				3.05	3.50	Ghiaia in matrice limo sabbiosa - Ghiaia evoluta
				3.50	8.40	Sabbia di colore avana
18640	S105	5.8	~ 8.10	0.00	0.24	Conglomerato bituminoso
				0.24	1.40	Ghiaia e sabbia – Ghiaia evoluta $\phi_{max}$ 7cm
				1.40	3.70	Sabbia limosa – tracce resti vegetali
				3.70	4.00	Limo argilloso
				4.00	8.10	Sabbia debolmente limosa

Tabella 24 – Descrizione litostratigrafica dei terreni dei rilevati esistenti.

Sono state eseguite prove di caratterizzazione geotecnica in laboratorio su un unico campione prelevato nel rilevato autostradale dal sondaggio S105; tale campione è stato individuato nella stratigrafia di sondaggio come “Sabbia debolmente limosa”, mentre dalle prove di laboratorio risulta essere classificabile come limo argilloso con sabbia (cfr. Tabella 25)

In relazione alla scarsità dei dati a disposizione per caratterizzare i terreni dei rilevati esistenti, e alla incongruenza citata sopra tra descrizione di campagna e

classificazione di laboratorio, tale confronto è stato esteso agli altri campioni prelevati in strati di analoga descrizione.

I risultati del confronto sono riportati in Tabella 25:

Sondaggio	Prof. campione	Limiti di Atterberg			Composizione granulometrica				Classifica CNR UNI 10006
		LL (%)	LP (%)	IP (%)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	
N°	(m)								-----
S 105	7.25	30.3	14.2	16.1	1.0	35.0	40.5	23.5	A - 6
S 102	8.50	N.D.	NP	NP	12.0	57.0	15.0	16.0	A 2 - 4
S 107	9.75	35	18.5	16.5	3.0	55.0	25.0	17.0	A - 6

Tabella 25 – Classificazione geotecnica dei terreni individuati come Sabbie debolmente limose.

In base alla caratterizzazione fornita dalla norma Uni 10006, il campione estratto dal sondaggio S105, prelevato nel rilevato, appartiene al gruppo A-6; le uniche due determinazioni di confronto classificano i terreni nei gruppi A2 - 4 e A6.

Nel foro di sondaggio S 105 è stata eseguita una prova pressiometrica all'interno del rilevato, dalla quale si ricavano valori molto bassi dei moduli di rigidezza, riportati nella Tabella 26:

Progressiva	Sondaggio	Prof.	Altezza rilevato autostradale	Modulo pressiometrico	E <sub>ed</sub>
km	N°	(m)	(m)	(MPa)	(MPa)
18640	S105	5.8	~ 8.10	1.24	1.85

Tabella 26 – Risultato della prova pressiometrica eseguita nel rilevato autostradale.

Infine, nei fori di sondaggio sono state eseguite prove SPT, che hanno fornito mediamente valori di  $N_{SPT} \geq 20$  (vedi Figura 63).

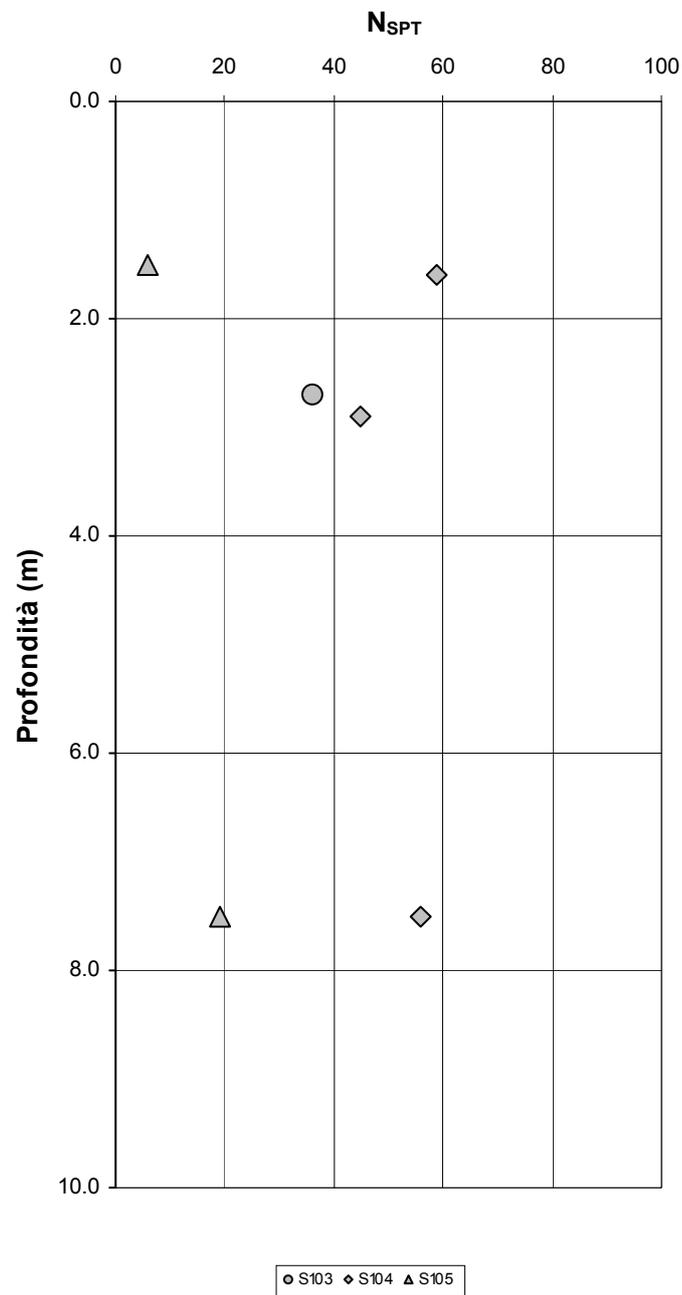


Figura 63 – Rilevati – Andamento dei valori di  $N_{SPT}$  con la profondità.

Considerato che, in base a quanto previsto nelle Norme Tecniche di Appalto e nei calcoli di stabilità, per la realizzazione dei nuovi rilevati autostradali potranno essere riutilizzati tal quali solo i livelli più francamente ghiaiosi e sabbiosi che costituiscono i rilevati esistenti, mentre non potranno essere riutilizzati i livelli che contengono elevate percentuali di materiale fino (passante al setaccio ASTM 200 >35%), si ritiene che sia necessario eseguire gli scavi in modo selettivo, per poter effettivamente riutilizzare i materiali idonei, presenti in banchi distinti. In base a ciò si può stimare una percentuale di riutilizzo del materiale estratto pari a circa il 30 ÷ 40%. Il restante materiale, escluso il terreno vegetale proveniente dallo scavo di “scotico”, potrà essere eventualmente riutilizzato, per la costruzione dei nuovi rilevati, previo trattamento a calce. L’entità del trattamento a calce e le fasi di lavorazione dei terreni trattati dovranno essere stabilite mediante campo prova. Il terreno trattato a calce non potrà in ogni caso essere utilizzato per la costruzione dell’ammasso strutturale dei rilevati in terra rinforzata.

Al fine di programmare le lavorazioni in modo efficace e garantire i requisiti richiesti per i terreni da rilevato è necessaria l’applicazione scrupolosa di quanto previsto dalle Norme Tecniche di appalto. In particolare, si segnala la seguente indicazione estratta dalle Norme Tecniche di appalto (art. 3 Parte Seconda-Rilevati), dove si richiede che:

*“Prima di impiegare i materiali provenienti sia dalle cave di prestito, sia dagli scavi in roccia (sciolta e lapidea), sia dal riciclo di materiali da costruzione, verrà eseguita dall’Appaltatore una campagna di indagine corredata da prove di laboratorio atta a fornire alla Direzione Lavori un’esauriente documentazione in merito alla natura, ai requisiti geometrici (dimensioni delle particelle, composizione granulometrica), ai requisiti fisici, ai requisiti chimici dei materiali, al fine di ottenere l’idoneità all’utilizzo, secondo quanto indicato dal Capitolato Speciale e/o nel Progetto esecutivo, anche in termini di resistenza alla frammentazione,*

*durabilità ed aggressività, nonché in termini di problematiche ambientali (ecocompatibilità) ai sensi della legislazione vigente in materia.” (art. 3.2.1. Provenienza dei materiali)*