

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA FOLIGNO-TERONTOLA

INTERVENTI DI SEMPLIFICAZIONE E VELOCIZZAZIONE SUL PRG DELLA STAZIONE DI ASSISI

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

IR0B 01 D 10 GE GE0006 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	L.Dinelli 	Luglio 2020	G.Scasserra 	Luglio 2020	T.Paoletti 	Luglio 2020	L.Berardi Luglio 2020

File : IR0B01D10GEGE0006001A.docx

n. Elab.:

Indice

1	PREMESSA	4
2	STRUTTURA DEL DOCUMENTO	6
3	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
3.1	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	7
3.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	8
3.3	BIBLIOGRAFIA	8
4	CAMPAGNA D'INDAGINE	11
5	PROFILO FREATICO	13
6	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	14
6.1	MATERIALI A GRANA FINE	14
6.1.1	CLASSIFICAZIONE	14
6.1.2	RESISTENZA AL TAGLIO IN CONDIZIONI NON DRENATE	14
6.1.3	PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO IN TERMINI DI SFORZI EFFICACI	15
6.1.4	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ	15
6.1.5	COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ E DI CONSOLIDAZIONE PRIMARIA	17
6.2	MATERIALI A GRANA GROSSA	17
6.2.1	DENSITÀ RELATIVA	18
6.2.2	ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO	19
6.2.3	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ	20
6.2.4	COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ	22
7	QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO GEOTECNICO	23
7.1	MODELLO GEOLOGICO LOCALE	23
7.1.1	DEPOSTI ALLUVIONALI	23
7.1.2	RIPORTI ANTROPICI	24
7.2	DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	24
8	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ STRATIGRAFICHE GEOTECNICHE	26
8.1	RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO E DELLE INDAGINI IN SITO	26
8.1.1	CARATTERISTICHE FISICHE E PARAMETRI DI STATO	26
8.1.2	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA – ALS E AL	32
8.1.3	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA – Gs	39
8.1.4	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ	40
8.2	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA DI PROGETTO	45
9	ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE	46

9.1	PREMESSA.....	46
9.2	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	47
9.3	STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO	49
9.4	ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO	51
9.5	RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	51
10	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	54
10.1	GENERALITÀ	54
10.2	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE	55

1 PREMESSA

Nell'ambito del progetto "Potenziamento della linea Foligno–Terontola", rientrano gli interventi di semplificazione e velocizzazione ed upgrade tecnologico presso la stazione di Assisi. Le attività prevedono la velocizzazione degli itinerari in deviata, l'adeguamento a STI dei marciapiedi di stazione e dei relativi sottopassi pedonali e l'upgrading tecnologico dell'impianto esistente ACEI in un più moderno apparato ACC.

Il Programma di Esercizio fornito come input di base dalla Committenza prevede interventi di semplificazione e velocizzazione dell'impianto. In particolare sono previste le seguenti lavorazioni:

- Sostituzione delle comunicazioni esistenti a 30 km/h con comunicazioni a 60 km/h
- Realizzazione di tronchini di indipendenza per i binari di precedenza
- Adeguamento a STI dei marciapiedi di stazione
- Costruzione nuovo sottopasso pedonale

Per la stazione di Assisi è inoltre previsto, come detto in precedenza, l'upgrade tecnologico dell'attuale apparato (con ACC telecomandabile) e conseguente riconfigurazione del Posto Centrale.

L'inizio dell'intervento è previsto alla progressiva Km 14+800 circa e termina alla progressiva Km 16+450 circa.

E' prevista la modifica dell'attuale PRG di stazione allo schematico comunicato dal Cliente, la realizzazione di un nuovo sottopasso e dei collegamenti perdonali (rampe scale ed ascensori), innalzamento dei due marciapiedi esistenti ad H=55cm. Inoltre, verrà prevista la realizzazione di un nuovo sottopasso pedonale in aggiunta a quello esistente.

Entrambi i marciapiedi verranno dotati di due nuove pensiline ferroviarie in continuità a quelle esistenti a copertura del nuovo sottopasso.

A tal proposito, si evidenzia che per quanto riguarda il marciapiede ad isola, per il soddisfacimento del Programma di Esercizio anzidetto, si viene a determinare un ampliamento di circa 2m della banchina lato III binario. Per quanto riguarda la pensilina attuale prevista sul marciapiede del II e III binario si è deciso, d'intesa con la DTP RFI, di non intervenire sull'ampliamento della pensilina esistente su detta banchina, in virtù del vincolo presente da parte della sovrintendenza BBCC sul fabbricato viaggiatori.

Verrà previsto un nuovo Fabbricato Tecnologico per ospitare la cabina ACC, i locali tecnologici e la Cabina MT/BT, quest'ultima necessaria per una migliore gestione dei carichi elettrici presenti in stazione.

Saranno previsti inoltre, dal punto di vista impiantistico:

- illuminazione punte scambi;
- impianti RED;
- illuminazione scale, sottopasso, banchine;
- impianti IaP e DS.

2 STRUTTURA DEL DOCUMENTO

La presente relazione si articola come segue:

- il capitolo 3 elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento;
- il capitolo 4 riporta una sintesi delle indagini geotecniche di sito e di laboratorio disponibili ai fini della presente caratterizzazione;
- il capitolo 5 riporta una sintesi del profilo freatico;
- il capitolo 6 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche;
- il capitolo 7 riporta il quadro di riferimento geologico e definisce le unità geotecniche incontrate lungo la tratta in esame;
- il capitolo 8 riporta la caratterizzazione geotecnica dei terreni quale risulta dall'interpretazione delle indagini;
- il capitolo 9 definisce l'accelerazione sismica di riferimento per il progetto;
- il capitolo 10 riporta la valutazione della stabilità del sito nei confronti della liquefazione.

3 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- 1) ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sui PRG delle stazioni di Assisi ed Ellera – Indagini geognostiche e prove in situ (doc. IR0B 01 D69 SG GE0005 001);
- 2) ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sui PRG delle stazioni di Assisi ed Ellera – Prove geotecniche di laboratorio (doc. IR0B 01 D 69 PR GE0005 001);
- 3) ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sui PRG delle stazioni di Assisi ed Ellera – Relazione geologica, geomorfologia, idrogeologica (doc. IR0B 01 D RG GE0001 001);
- 4) ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sui PRG delle stazioni di Assisi ed Ellera – Carta geologica con elementi di geomorfologia e profilo geologico Ellera (doc. IR0B 01 D 69 L5 GE0001 002)
- 5) ITALFERR – Progetto Definitivo – Potenziamento della linea Foligno – Terontola: interventi di semplificazione e velocizzazione sui PRG delle stazioni di Assisi ed Ellera – Profilo geotecnico Assisi (IR0B.0.1.D.10.F7.GE.00.0.6.001.A)

3.2 **NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

- 6) Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- 7) Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- 8) RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018- “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;
- 9) RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – “Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra”;
- 10) RFI DTC SI SP IFS 001 C del 21.12.2018- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi”– RFI.
- 11) UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- 12) UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- 13) AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- 14) AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

3.3 **BIBLIOGRAFIA**

- 15) Bolton (1986) “The strength and dilatancy of sands” Geotechnique 36 , n° 1.
- 16) Brown E.T., Hoek E. (1988) “Discussion on paper n° 20431 by R. Ucae entitled “Determination of shear failure envelope in rock masses” Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 114, n° 3.
- 17) Clayton C.R.I. (1995) “The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use” CIRIA Report n° 143, 1995.
- 18) Hoek E., Brown E.T. (1988) “The Hoek-Brown failure criterion – A 1988 update” Proc. of 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada.
- 19) Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1997) “Support of underground excavations in hard rock” Rotterdam, A.A. Balkema.

- 20) Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum B. (2002) "Hoek-Brown failure criterion- 2002 edition" Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting in Toronto, July.
- 21) Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- 22) Koutsoftas D.C. and Ladd C.C. (1985) Design strength of an offshore clay. JGED, ASCE, 3,337–355.
- 23) Kulhawy F.H. and Mayne P.W. (1990) Manual on estimating soil properties for foundation design. Electric Power Research Institute, EL-6800, Research Project 1493–6.
- 24) Lancellotta, R (2009). Geotechnical Engineering – Second Edition. Taylor & Francis.
- 25) Lunne, T., Christoffersen, H.P. (1983). Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands. Proceedings, 15th Annual OTC, OTC 4464: 181-188.
- 26) Lunne, T., Christophersen, H.P., Tjelta, T.I., 1985. Engineering use of piezocone data in North Sea clays. Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 2. Balkema Pub, Rotterdam, pp. 907–912.
- 27) Lunne, T., Berre, T., and Strandvik, S. (1997). "Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay." Recent developments in soil and pavement mechanics, Rio de Janeiro, Brazil, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 81–102.
- 28) Marinos, P., Hoek, E., 2000. GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation, GEOENG 2000, Melbourne, Australia.
- 29) Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- 30) Robertson, P.K. (1990). *Soil Classification using the CPT*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, 151-158.
- 31) Robertson, P.K., and Cabal (Robertson), K.L., (2010). Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. Gregg Drilling & Testing, Inc.
- 32) 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° 3.

- 33) H. B. Seed, and I. M. Idriss, "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis," Report EERC 70-10, University of California, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, 1970.
- 34) Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- 35) Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- 36) Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.
- 37) Vucetic M., Dobry R. (1991). Effects of the soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotech. Eng. Div. ASCE. Vol. 117.

4 CAMPAGNA D'INDAGINE

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili geotecnici sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche e di laboratorio condotte nell'area durante la Campagna di indagine ITAFERR eseguita a maggio 2020 nell'ambito della presente fase progettuale (Progetto Definitivo).

In particolare, sono stati eseguiti sondaggi e prove di laboratorio, come di seguito specificato:

Indagini in sito

- n. 3 sondaggi a carotaggio continuo (S1-S3-S4) spinti sino a profondità variabile tra 20 e 40 m con:
 - installazione nei 3 i sondaggi di piezometro a tubo aperto;
 - esecuzione di 20 prove penetrometriche in foro tipo SPT distribuite in tutti i sondaggi;
 - esecuzione di prove di permeabilità tipo Lefranc;
 - prelievo di campioni indisturbati durante le perforazioni;
 - prelievo di campioni rimaneggiati durante le perforazioni;
 - esecuzione di prove Pocket Penetrometer sul materiale in cassetta.
- n. 3+3 prove geofisiche di tipo MASW e HVSR.
- n. 6 prove penetrometriche DPSH

Prove di laboratorio sui campioni prelevati

- descrizione e prove di classificazione;
- prove di taglio diretto (TD);
- prove edometriche.

Per il dettaglio delle prove si rimanda ai doc. rif. 1) e 2).

In Tabella 4-1 si riporta una sintesi delle indagini eseguite ed in Figura 4-1 si riporta l'ubicazione indagini.

Tabella 4-1: Indagini a supporto del Progetto Definitivo

Sigla	Est	Nord	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m)	Strumentazione	SPT	Campioni indisturbati	Campioni rimanecciati	Prove Lefranc
S1	12°34'53.682"	43°05'42.489"	220	20.0	piezometro T.A. Ø3" a 20 m finestrato tra 12 - 20 m	5	1	5	2
S3	12°35'09.397"	43°03'30.668"	220	30.0	piezometro T.A. Ø3" a 30 m finestrato tra 21-27 m	7	2	7	2
S4	12°35'19.950"	43°03'31.190"	220	40.0	piezometro T.A. Ø3" a 40 m finestrato tra 3-24 m	8	3	7	2

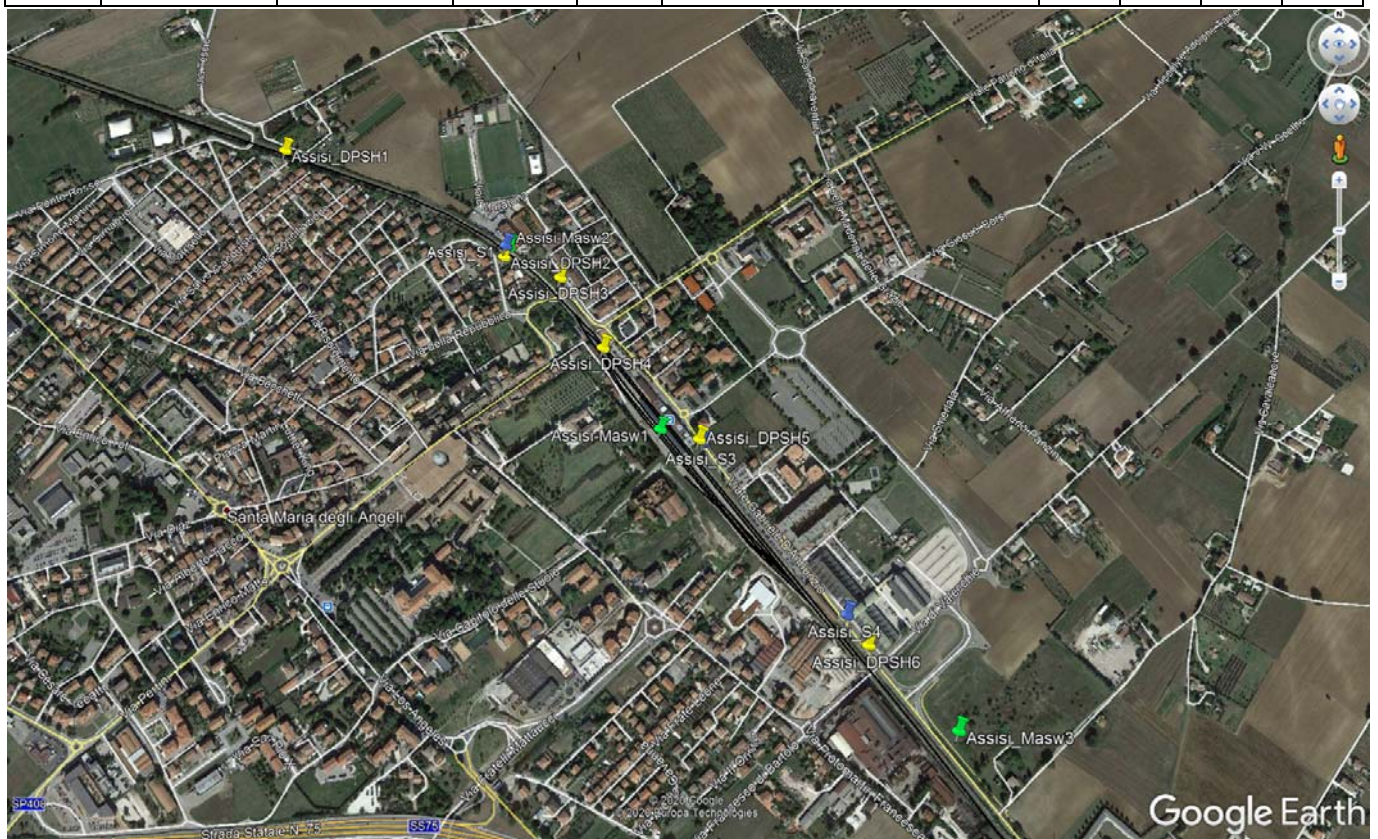


Figura 4-1: Ubicazione indagini di fase PD - Google Earth

5 PROFILO FREATICO

Il modello idrogeologico dell'area è riportato in un capitolo dedicato nella Relazione geologica (doc. rif. 3)). In particolare, il citato documento indica che nell'area di Assisi è ipotizzabile la presenza di una falda freatica posta a quote comprese tra 200 e 210 m s.l.m., probabilmente sostenuta dai termini prevalentemente pelitici dei depositi alluvionali recenti.

Nel caso del tracciato in esame si tratta, quindi, di una profondità della falda dal piano campagna variabile tra 8.0 e 20.0 m.

6 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 MATERIALI A GRANA FINE

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio, sia all'interpretazione delle prove in sito; tali prove sono state programmate ed effettuate allo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

- lo stato iniziale;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- i coefficienti di permeabilità.

6.1.1 CLASSIFICAZIONE

La classificazione dei terreni a grana fine è stata effettuata in modo convenzionale facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- Distribuzione granulometrica;
- Peso dell'unità di volume;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- contenuti d'acqua naturale;
- indici di plasticità e di consistenza.

6.1.2 RESISTENZA AL TAGLIO IN CONDIZIONI NON DRENATE

La resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si farà riferimento a correlazioni empiriche per l'interpretazione delle prove SPT che forniscono valori di c_u corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a percorsi di carico caratteristici di prove triassiali di compressione e carico.

La coesione non drenata è stata inoltre valutata a partire dalla resistenza all'infissione del pocket penetrometer.

6.1.2.1 VALUTAZIONE DI c_u DA PROVE SPT

La resistenza al taglio non drenata associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, può essere stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$c_u \cong (4.5 \div 5.5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

6.1.3 PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO IN TERMINI DI SFORZI EFFICACI

I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove di taglio diretto (TD) disponibili.

6.1.4 CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

6.1.4.1 MODULI ELASTICI INIZIALI

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \times (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \times 2 \times (1 + \nu')$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3 ;

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0.25;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s.

I valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s sono stati ricavati dalle prove MASW disponibili e, dove possibile, confrontati con le correlazioni con N_{SPT} come descritto nel paragrafo successivo.

6.1.4.2 MODULI ELASTICI INIZIALI DA PROVE SPT

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) (vedi anche Baldi et al. 1989); in base a tale correlazione vale quanto segue:

$$V_s = 54.33 \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0.173} \cdot (z/0.303)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \text{ (m/sec)}$$

essendo:

- z = profondità dal p.c. in metri
- f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi Tabella 6-1), nel caso in esame assunto pari a 1.0.
- f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi Tabella 6-2), nel caso in esame assunto pari a 1.00.

**Tabella 6-1: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
 (funzione dell'epoca geologica del deposito)**

f_A	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

**Tabella 6-2: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G
 (funzione della composizione granulometrica del deposito)**

f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini	Argille
	1.45	1.15	1.14	1.09	1.07	1.00

Dai valori della velocità delle onde di taglio V_s si ottiene il modulo di taglio iniziale G_0 secondo quanto segue:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

essendo:

ρ = densità del materiale

6.1.4.3 MODULI ELASTICI “OPERATIVI” IN CONDIZIONI DRENATE

Nei metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici i moduli di Young “operativi” E_{op} sono convenzionalmente assunti pari a:

- $1/5 \cdot E_0$ o $(400 \div 500) \cdot c_u$ nel caso di problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non);
- $1/10 \cdot E_0$ o $(150 \div 200) \cdot c_u$ o quanto desumibile dai risultati delle prove edometriche nel caso di problemi di “primo carico” (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati).

6.1.5 COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ E DI CONSOLIDAZIONE PRIMARIA

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà riferimento ai risultati delle prove di permeabilità tipo *Lefranc* in foro, se disponibili, ed a valori di bibliografia.

6.2 MATERIALI A GRANA GROSSA

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all’interpretazione delle prove in situ (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati.

Si rileva che le correlazioni empiriche riportate nei paragrafi seguenti sono rigorosamente applicabili ove è ragionevole ritenere che le prove interpretate siano avvenute in condizioni drenate, ovvero nei seguenti casi:

- Terreni sopra falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\approx 50\%$.
- Terreni sotto falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\approx 35\%$.

L’interpretazione delle prove in situ è finalizzata a determinare principalmente le seguenti caratteristiche:

- stato iniziale del deposito;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

6.2.1 DENSITÀ RELATIVA

6.2.1.1 DENSITÀ RELATIVA DALLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE IN SABBIA, SPT

In accordo a quanto indicato da Skempton (1986) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

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

essendo:

A, B	=	costanti empiriche indicate in Tabella 6-3
σ_{vo}' (kg/cm ²)	=	pressione verticale efficace esistente in sito alla quota di esecuzione della prova SPT
N_{SPT}	=	numero di colpi per 30 cm di infissione
$(K_o)_{nc}$	=	$1 - \sin \phi'$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)
$(k_o)_{sc}$	=	$(K_o)_{nc} \cdot (GSC)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovra consolidati (-)
GSC	=	grado di sovra consolidazione (-)
D_r	=	densità relativa (-)

Tabella 6-3: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27.5	27.5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43.3	21.7
Sabbie sovra consolidate	27.5÷43.3	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$

In questa sede, ove non specificato espressamente, si sono assunti i valori di A e B corrispondenti alle sabbie fini normalmente consolidate.

Sono stati inoltre scartati i valori (troppo bassi o troppo alti) che si scostano decisamente dalla linea di tendenza caratteristica.

6.2.2 ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ' può essere determinato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

$$\varphi' = \varphi_{cv}' + m \cdot DI$$

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

essendo:

φ' = angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni $\sigma_{ff}' = 272$ kPa (°)

Q = coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, assunto pari a 10

$p_f' = 1,4 \cdot \sigma_{ff}'$ (vedi Jamiokowski et al. 1988) (kPa)

σ_{ff}' = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi Tabella 6-4)

φ_{cv}' = angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico (°)

D_r = densità relativa (-)

I valori di D_r utilizzati per definire l'angolo di resistenza al taglio, sono quelli determinati dalle prove SPT.

Tabella 6-4: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

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

I valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv}' sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella Tabella 6-5 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

Tabella 6-5: Valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv}' per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

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

Nel caso in esame sono stati assunti $m=3$ e $\varphi_{cv}'=30^\circ$.

6.2.3 CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

6.2.3.1 MODULI ELASTICI INIZIALI

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \times (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \times 2 \times (1 + \nu')$$

essendo:

- γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3
- ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0.25
- V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec .

I valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s sono stati ricavati dalle prove MASW disponibili e, dove possibile, confrontati con le correlazioni con NSPT come descritto nel paragrafo successivo.

6.2.3.2 MODULI ELASTICI INIZIALI DA PROVE SPT

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) (vedi anche Baldi et al. 1989); in base a tale correlazione vale quanto segue:

$$V_s = 54.33 \cdot (N_{\text{SPT}})_{60\%}^{0.173} \cdot (z/0.303)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

- z = profondità dal p.c. in metri
- f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi Tabella 6-6), nel caso in esame assunto pari a 1.0.
- f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi Tabella 6-7), nel caso in esame assunto pari a 1.07.

**Tabella 6-6: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
 (funzione dell'epoca geologica del deposito)**

f_A	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

**Tabella 6-7: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G
 (funzione della composizione granulometrica del deposito)**

f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini	Argille
	1.45	1.15	1.14	1.09	1.07	1.00

Dai valori della velocità delle onde di taglio V_s si ottiene il modulo di taglio iniziale G_0 secondo quanto segue:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

essendo:

ρ = densità del materiale

6.2.3.3 MODULI ELASTICI "OPERATIVI"

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; i moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti p' sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, per la stima dei moduli "operativi" da associare allo specifico problema al contorno verranno fatte le seguenti assunzioni "convenzionali":

- nell'analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa $1/5 \cdot E_0$, ciò in considerazione del fatto che:
 - gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l'opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a $0.01 \cdot B$, essendo B la dimensione minore della fondazione).
 - da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a $2.5 \div 3$;
- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$ o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche riportate successivamente; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

6.2.4 COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio o in alternativa da dati bibliografici riportati in Tabella 6-8.

Tabella 6-8: Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

k (m/sec)	Grado di permeabilità	Tipo di terreno
$k > 1 \cdot 10^{-3}$	Alta	Ghiaie
$1 \cdot 10^{-3} > k > 1 \cdot 10^{-5}$	Media	Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose
$1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-7}$	Bassa	Sabbie fini
$1 \cdot 10^{-7} > k > 1 \cdot 10^{-9}$	Molto bassa	Limi e sabbie argillose
$1 \cdot 10^{-9} > k$	Bassissima (impermeabile)	Argille

7 QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO GEOTECNICO

7.1 MODELLO GEOLOGICO LOCALE

Le opere in progetto intercettano unicamente i terreni dei Depositi alluvionali recenti, rappresentati dalle tre litofacies in eteropia tra loro. In corrispondenza della linea ferroviaria, tali depositi sono sempre ricoperti da riporti antropici.

7.1.1 DEPOSTI ALLUVIONALI

Si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine, piana inondabile e conoide alluvionale, costituiti da tre differenti litofacies a composizione ghiaioso-sabbiosa, sabbioso-limosa e limoso-argillosa. Poggiano in contatto stratigrafico discordante unità non affioranti nell'area. Questi terreni presentano uno spessore massimo di circa 70 m. Dal punto di vista cronostratigrafico, tali depositi sono interamente riferibili all'Olocene.

La litofacies prevalentemente ghiaioso-sabbiosa è formata da ghiaie poligeniche ed eterometriche (bb1), da sub-arrotondate ad arrotondate, in matrice sabbioso-limosa e argilloso-sabbiosa di colore grigio e giallastro, da scarsa ad abbondante; a luoghi si rinvengono passaggi di sabbie e sabbie limose grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con abbondanti resti vegetali e diffuse ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.

La facies sabbioso-limosa è costituita da sabbie limose e limi sabbiosi di colore marrone e giallastro (bb2), a struttura indistinta o debolmente laminata, con abbondanti resti vegetali e frequenti ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ad arrotondate; spesso si rinvengono lenti e/o livelli di ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-arrotondate ad arrotondate, in matrice sabbioso-limosa e limoso-sabbiosa di colore marrone e giallastro, da scarsa ad abbondante.

Infine, la litofacies limoso-argillosa è formata da argille limose e limi argilloso-sabbiosi di colore marrone e grigio-verdastro (bb3), a struttura indistinta o debolmente laminata, con abbondanti resti vegetali e rare

ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; a luoghi si rinvengono passaggi di sabbie e sabbie limose di colore marrone e giallastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con abbondanti resti vegetali e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.

7.1.2 RIPORTI ANTROPICI





I terreni in esame si rinvengono in corrispondenza della linea ferroviaria esistente al di sopra di tutti i termini litologici più antichi. Si tratta di depositi continentali di genesi antropica, costituiti da una singola litofacies a composizione ghiaioso-sabbiosa. Poggiano in contatto stratigrafico discordante sui Depositi alluvionali recenti. Questi depositi presentano uno spessore massimo di circa 3-4 m e sono interamente ascrivibili al periodo Attuale.

Sotto il profilo litologico, questi terreni sono formati prevalentemente da ghiaie poligeniche ed eterometriche, da angolose a sub-arrotondate (h), con locali frammenti di laterizi, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio e nocciola, da scarsa ad abbondante; a luoghi si rinvengono passaggi di sabbie e sabbie limose grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con abbondanti resti vegetali e diffuse ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.

7.2 DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

A partire dal modello geologico locale riportato nel paragrafo precedente, sulla base delle descrizioni stratigrafiche riportate nei certificati dei sondaggi e sulla base dei risultati delle prove granulometriche eseguite sui campioni di materiale raccolti sono state identificate le unità geotecniche di seguito descritte nella successione stratigrafica incontrata. In Tabella 7-1 si riporta la denominazione delle unità geotecniche individuate insieme alla rispettiva unità geologica di appartenenza.

Tabella 7-1: Corrispondenza tra unità geotecniche e geologiche (da legenda profilo geotecnico)

UNITA' GEOTECNICA	DESCRIZIONE MATERIALE	UNITA' GEOLOGICA
 R  Als  Gs  Al	Materiale di riporto /rilevato esistente da argille limose a sabbia limosa da sabbia limosa a ghiaia sabbiosa da argille limose a sabbia limosa	h bb2 +bb3 bb1 bb2+bb3

Dal punto di vista geotecnico le unità geotecniche individuate sono le seguenti:

R: materiale di riporto/rilevato ferroviario esistente

Als: Spessore variabile tra 6.0 e 12.0 m ca.; composizione variabile da argilla limosa a sabbia limosa. Per tale strato, si dispone di 8 prove NSPT, di 7 campioni rimaneggiati e di 2 campioni indisturbati sottoposti a prove di laboratorio. L'unità rappresenta la porzione più superficiale delle litofacies bb2 e bb3.

Gs: composizione variabile da sabbia limosa a ghiaia sabbiosa; rappresenta la litofacies geologica bb1.

Al: argilla limosa a profondità superiori di 15 m; rappresenta la litofacies geologica bb3.

8 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ STRATIGRAFICHE GEOTECNICHE

Per la caratterizzazione geotecnica delle unità individuate sono stati applicati i metodi precedentemente descritti, differenziando i comportamenti attesi in grana grossa e grana fine in base alle descrizioni stratigrafiche ed ai risultati delle prove granulometriche e fisiche delle prove di laboratorio.

Nel caso di terreni a grana grossa i parametri di resistenza sono stati valutati essenzialmente a partire dai risultati delle prove penetrometriche standard (SPT) e delle DPSH, mentre per quelli a grana fina si è fatto ricorso alle prove di laboratorio (prove di taglio diretto). Per entrambi i casi, invece, i valori dei moduli di rigidezza operativi sono stati estratti a partire dalle valutazioni dei moduli G_0 e E_0 correlati alle V_s .

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle prove di laboratorio e in sito, interpretati sulla base di quanto discusso nel capitolo 6 a seconda della natura dei terreni incontrati.

8.1 RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO E DELLE INDAGINI IN SITO

Nel seguito sono presentati i risultati delle prove condotte in laboratorio e dei dati ottenuti dalle indagini in sito, riportandone la loro interpretazione. I risultati sono presentati tenendo in conto della suddivisione dei campioni nelle unità geotecniche sopra descritte.

8.1.1 CARATTERISTICHE FISICHE E PARAMETRI DI STATO

Nelle figure seguenti sono riportati gli andamenti delle percentuali di Ghiaia, Sabbia e Limo + Argilla ottenute dalle varie prove granulometriche eseguite suddivisi per le varie unità geotecniche.

Per completezza di informazioni viene riportato l'indice di plasticità, e le grandezze ad esso correlate, anche per i campioni prelevati all'interno dell'unità geotecnica G_s . Si precisa però che tale unità è caratterizzata da un comportamento puramente attritivo come mostra l'elevata percentuale di ghiaia

(50% circa) + sabbia (25% circa) riscontrata nella quasi totalità dei campioni analizzati. I citati grafici mostrano, di contro, caratteristiche granulometriche per le unità Als e Al più riconducibili a comportamento di terreno a grana fina, con percentuali di limo+argilla mediamente pari al 60-75%.

Dalla Figura 8-2 si nota che i campioni S1-CR2 e S4-CR1, appartenenti all'unità Als, presentano una percentuale di materiale fine inferiore al 30% a differenza degli altri campioni dove tale percentuale risulta superiore al 65%. Tali campioni sono da considerarsi non rappresentativi dell'intera unità, e nei grafici successivi (es: Figura 8-6) sono rappresentati utilizzando un simbolo differente (quadrato vuoto).

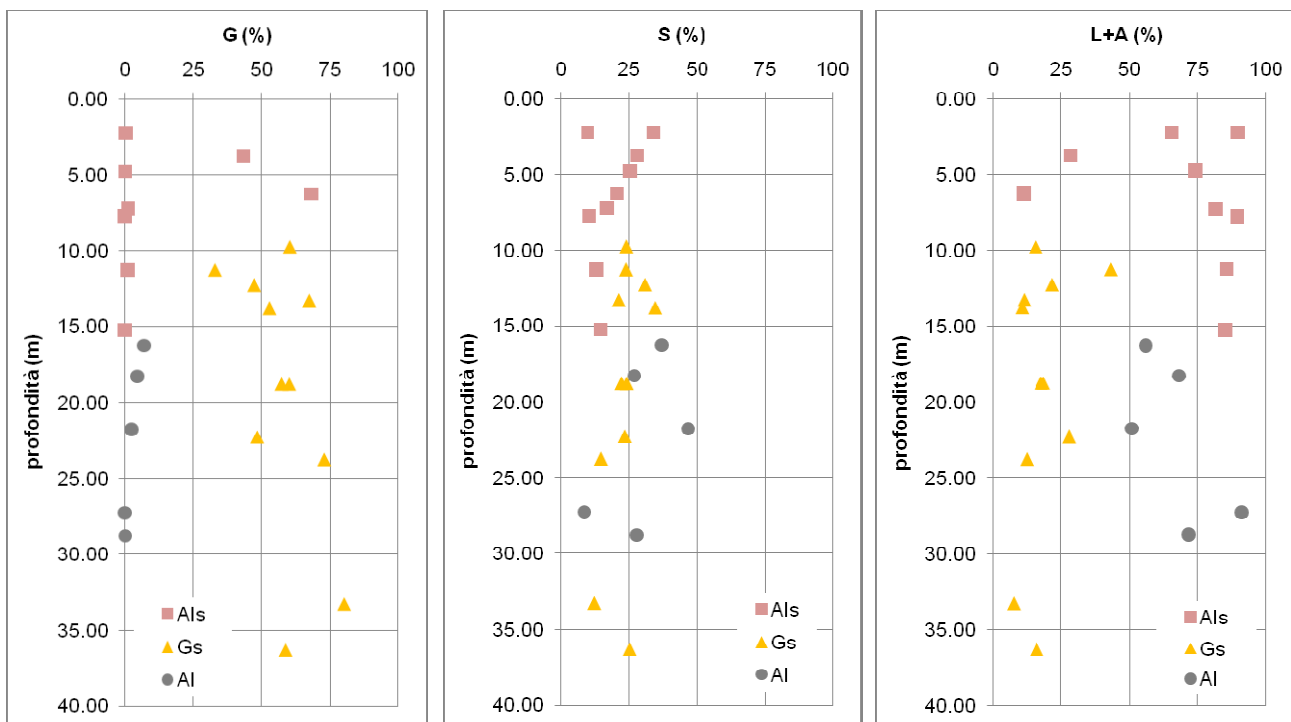


Figura 8-1: distribuzione granulometrica: presenza in termini percentuali di Ghiaia, Sabbia e Limo + Argilla

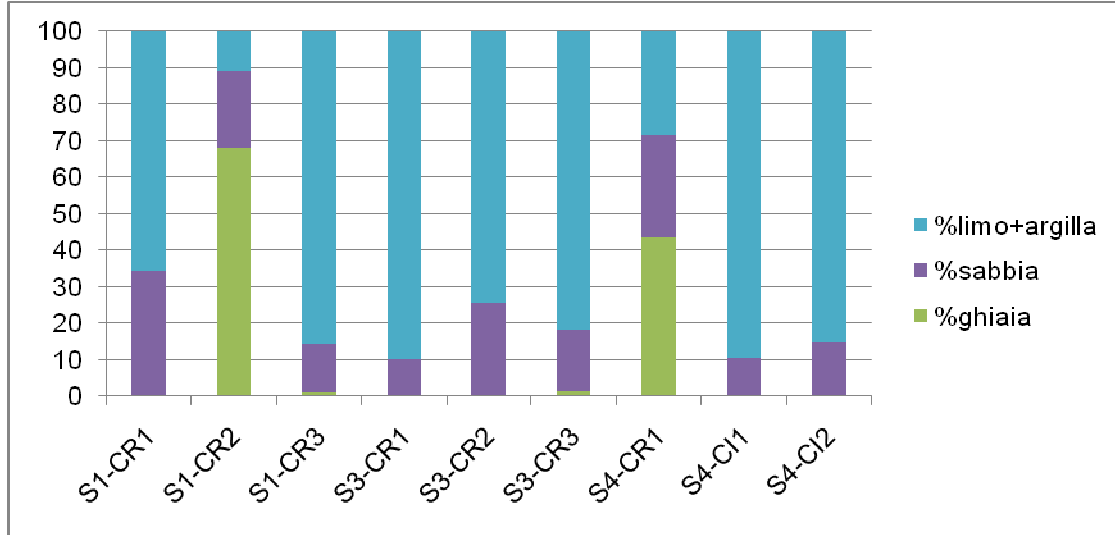


Figura 8-2: Als - distribuzione granulometrica: presenza in termini percentuali di Ghiaia, Sabbia e Limo + Argilla

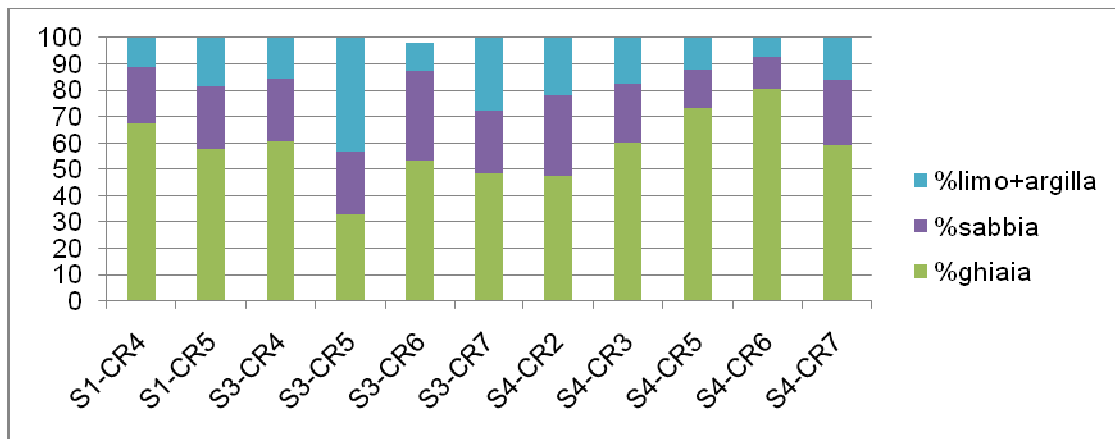


Figura 8-3: Gs - distribuzione granulometrica: presenza in termini percentuali di Ghiaia, Sabbia e Limo + Argilla

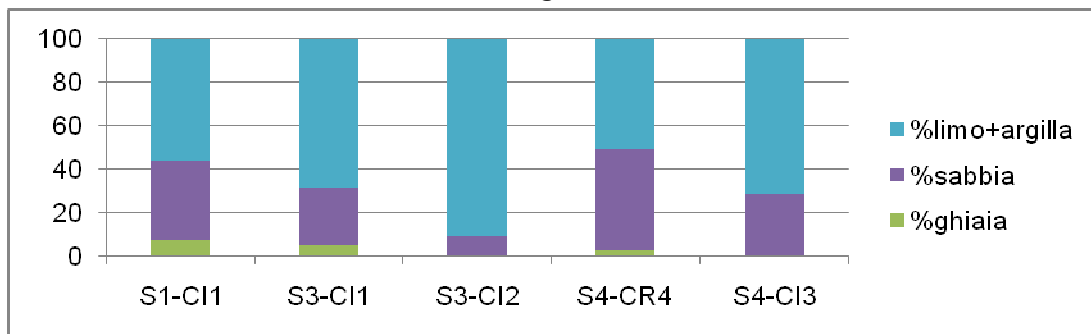


Figura 8-4: AI- distribuzione granulometrica: presenza in termini percentuali di Ghiaia, Sabbia e Limo + Argilla

Con riferimento alle successive figure (Figura 8-5 e Figura 8-6), i pesi dell'unità di volume delle unità Als e Al risultano compresi tra 19.5 e 20.5 kN/m³, mediamente riconducibili ad un unico valore caratteristico di 20 kN/m³. L'indice di plasticità è per entrambe compreso tra 15% e 20%, mentre in termini Ic l'unità Al più profonda risulta più consistente rispetto alla Als, con valori del citato indice più prossimo all'unità rispetto al circa 0.8 dell'altro litotipo. Dalle carte di plasticità e attività (Figura 8-7 e Figura 8-8) le unità a grana fina risultano di media plasticità e inattivi.

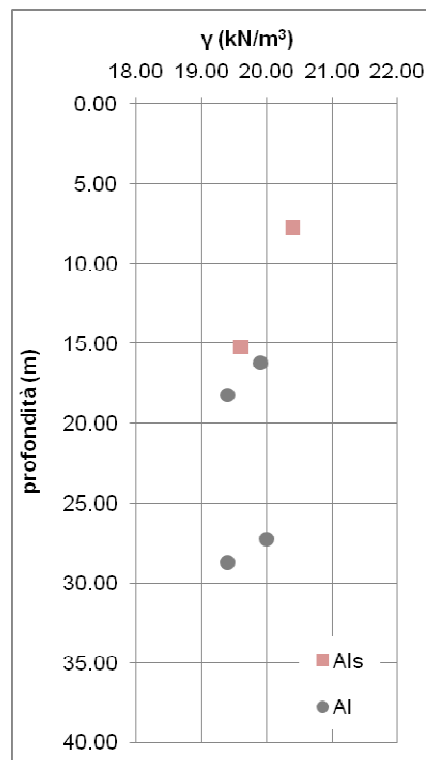


Figura 8-5: andamento con la profondità del peso dell'unità di volume

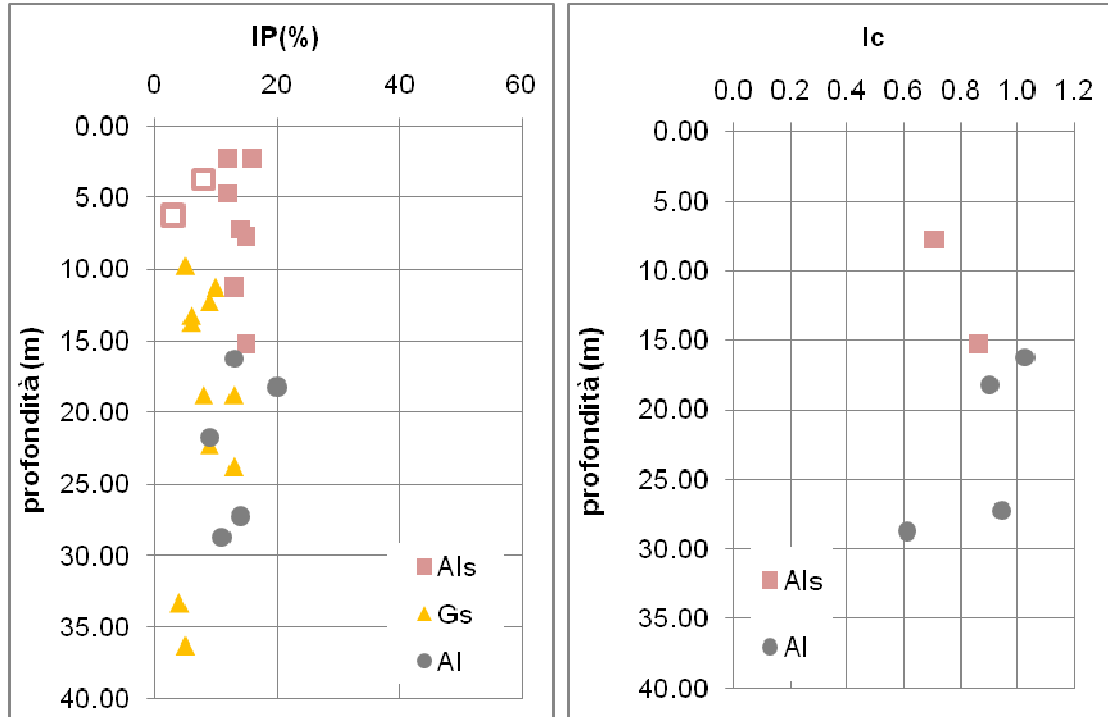


Figura 8-6: andamento con la profondità dell'Indice di Plasticità e dell'Indice di Consistenza

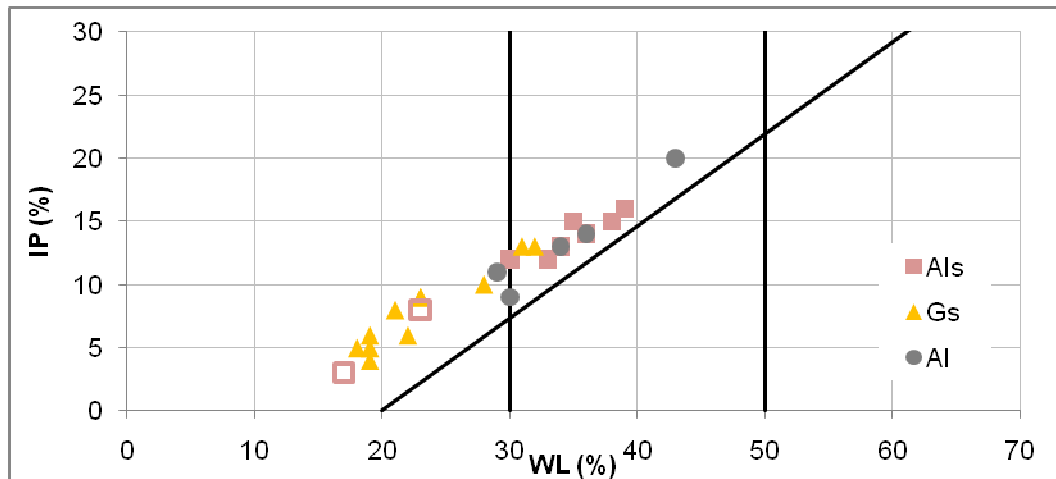


Figura 8-7: carta di plasticità

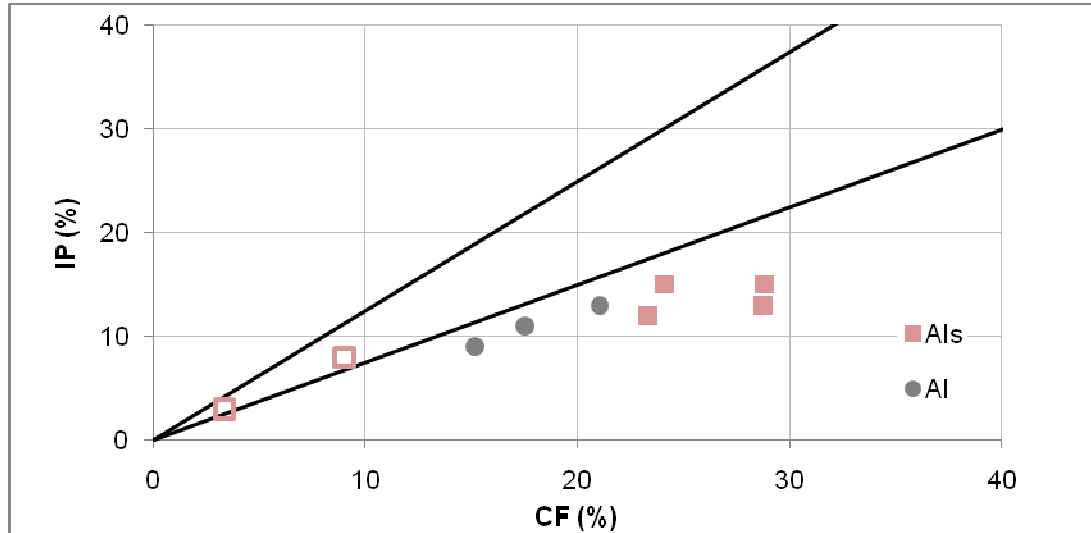


Figura 8-8: attività

Per l'unità Gs, per quanto già detto in merito al comportamento a grana grossa associabile alla stessa, il parametro di stato più rappresentativo è la densità relativa di cui alla Figura 8-9, per il quale si può assumere un valore medio rappresentativo del 75%.

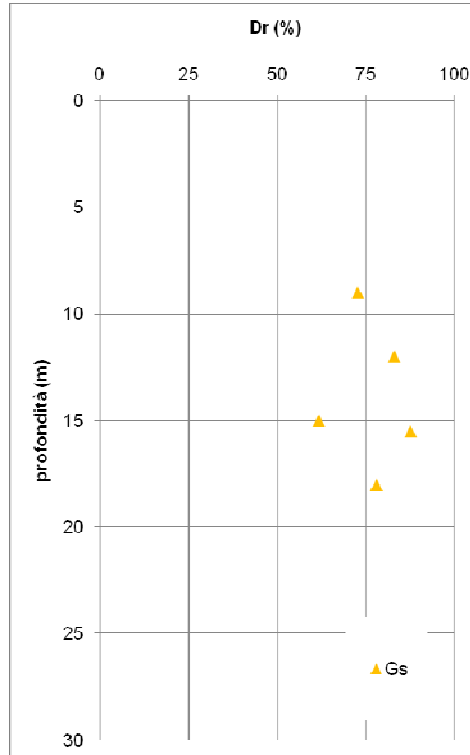


Figura 8-9: Gs - densità relativa da correlazioni con N_{SPT}

8.1.2 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA – ALS E AL

8.1.2.1 COESIONE NON DRENATA

In Figura 8-10 si riportano gli andamenti della coesione non drenata c_u con la profondità, ottenuti correlazioni con N_{SPT} .

Per l'unità geotecnica Als sono stati considerati inoltre i risultati ottenuti nelle prove DSPH (Figura 8-11) convertendo il numero di colpi alla punta ottenuto in un valore di N_{SPT} equivalente tramite la relazione:

$$N_{SPT} = 2 \cdot N_{DPSH}$$

I valori di N_{DPSH} maggiori di 50 non sono stati presi in considerazione.

Si riportano inoltre i valori di resistenza non drenata da *Pocket Penetrometer* (Figura 8-12).

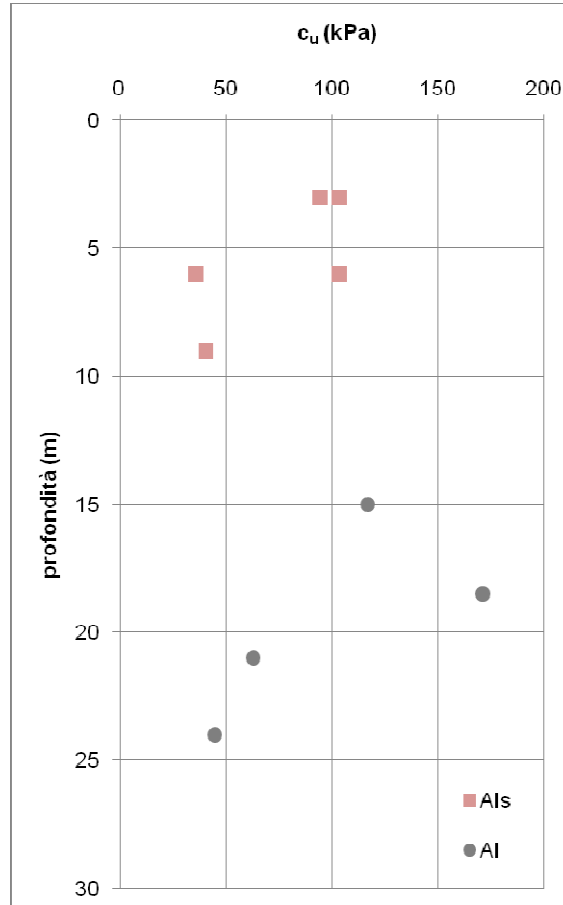


Figura 8-10: Als e AI – coesione non drenata da correlazioni con N_{SPT}

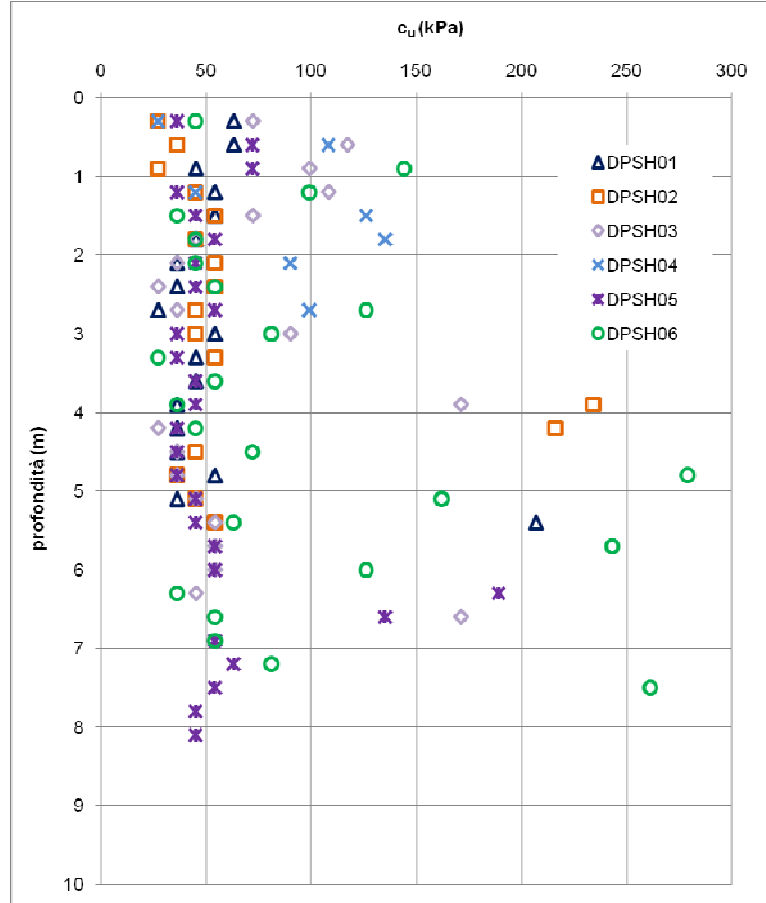


Figura 8-11: Als – coesione non drenata da N_{DPSH}

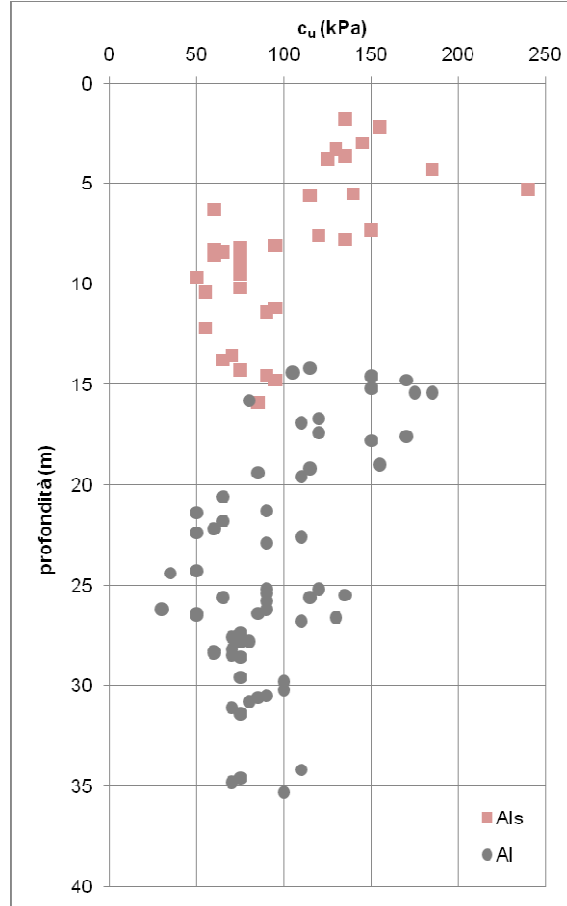


Figura 8-12: Als e Al – valori di resistenza non drenata da Pocket Penetrometer

8.1.2.2 PARAMETRI DI RESISTENZA DRENATI

In questo paragrafo vengono riassunti i risultati derivanti dalle prove di taglio diretto. I dati sono stati cumulati in modo da ottenere una regressione su più prove, considerando separatamente le unità Als e Al. Non è stata considerata la prova di taglio eseguita sul campione 3 prelevato all'interno del sondaggio S4 in quanto apparentemente poco rappresentativa dell'unità Al a cui corrisponde ($c'=1.2$ kPa; $\phi'=31.6^\circ$).

Unità geotecnica	Sondaggio	Campione	Profondità (m)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Als	S4	CI1	7.50-8.00	2.2	27.5
Als	S4	CI2	15.00-15.50	2.9	25.9
Al	S1	CI1	16.00-16.50	1.8	29.7
Al	S3	CI1	18.00-18.50	2.9	26.1
Al	S3	CI2	27.00-27.50	3.9	25.9
Al	S4	CI3	28.50-29.00	1.2	31.6

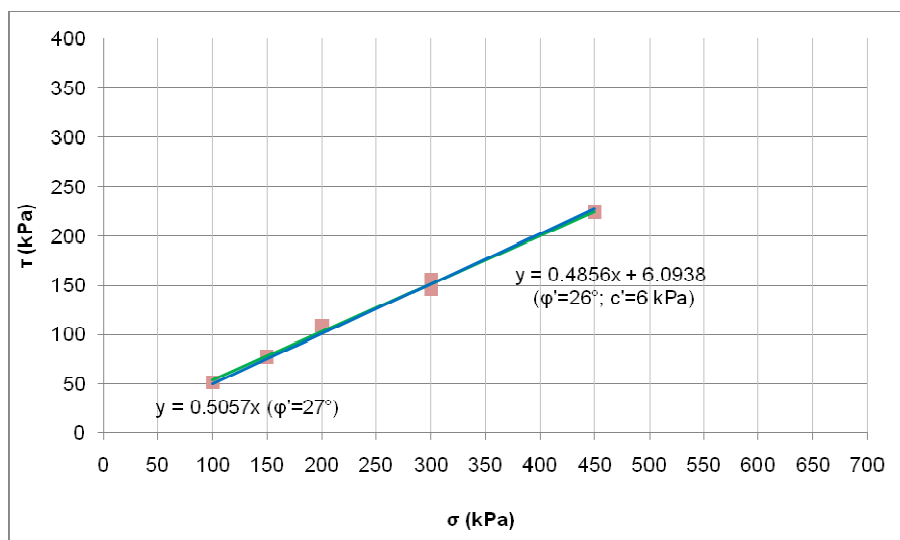


Figura 8-13: Unità Als - interpretazione delle prove di taglio diretto

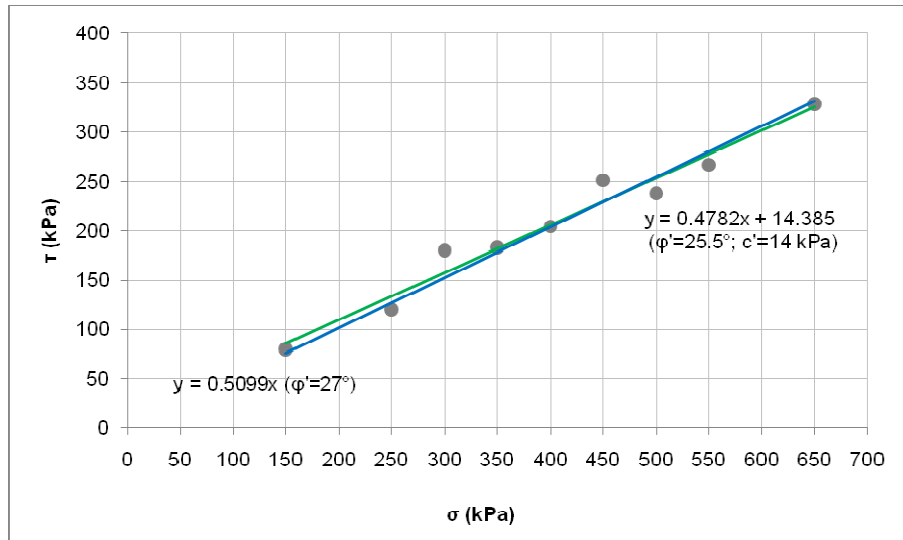


Figura 8-14: Unità AI - interpretazione delle prove di taglio diretto

A mero titolo di confronto, per l'unità Als, considerandone la natura di terreni "intermedi" con comportamento che si colloca in una zona di transizione tra terreni a grana fina e a grana grossa, sono stati valutati i valori di angolo di attrito anche con criteri riconducibili alle sabbie fini attraverso le correlazioni con SPT (Figura 8-15). La maggior parte dei dati fornisce $\phi' = 32-33^\circ$.

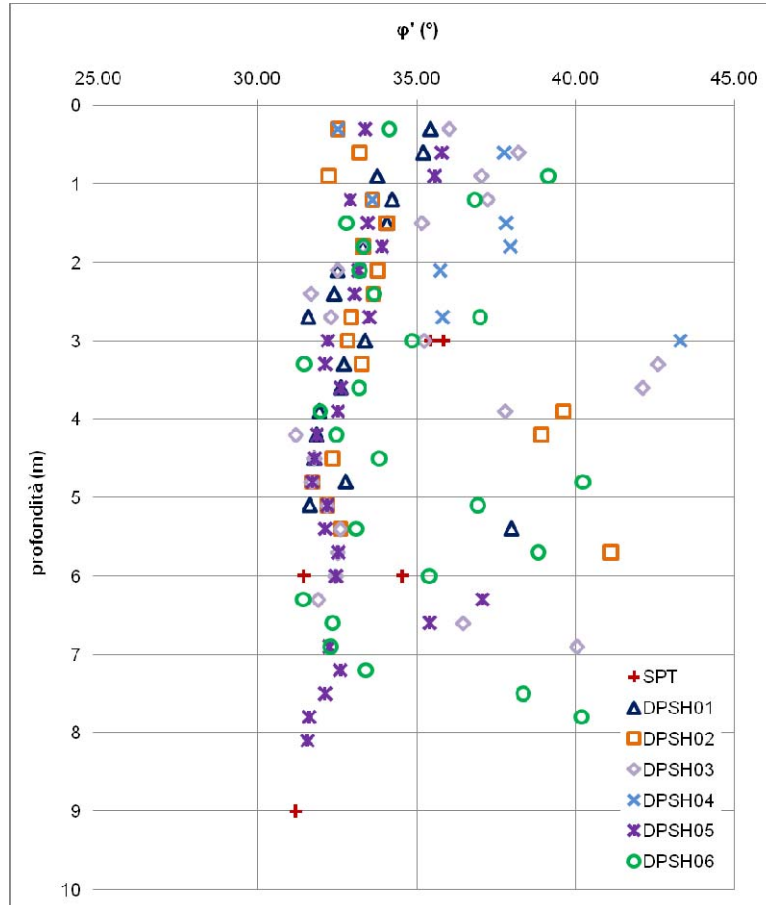


Figura 8-15: Als - valori dell'angolo di attrito da correlazione con N_{SPT} (Bolton, 1965)

8.1.3 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA – GS

La caratterizzazione dell'unità geotecnica Gs è stata effettuata sulla base delle correlazioni con N_{SPT} .

L'andamento dell'angolo di attrito con la profondità di Figura 8-16 fornisce una variabilità di 34-38°.

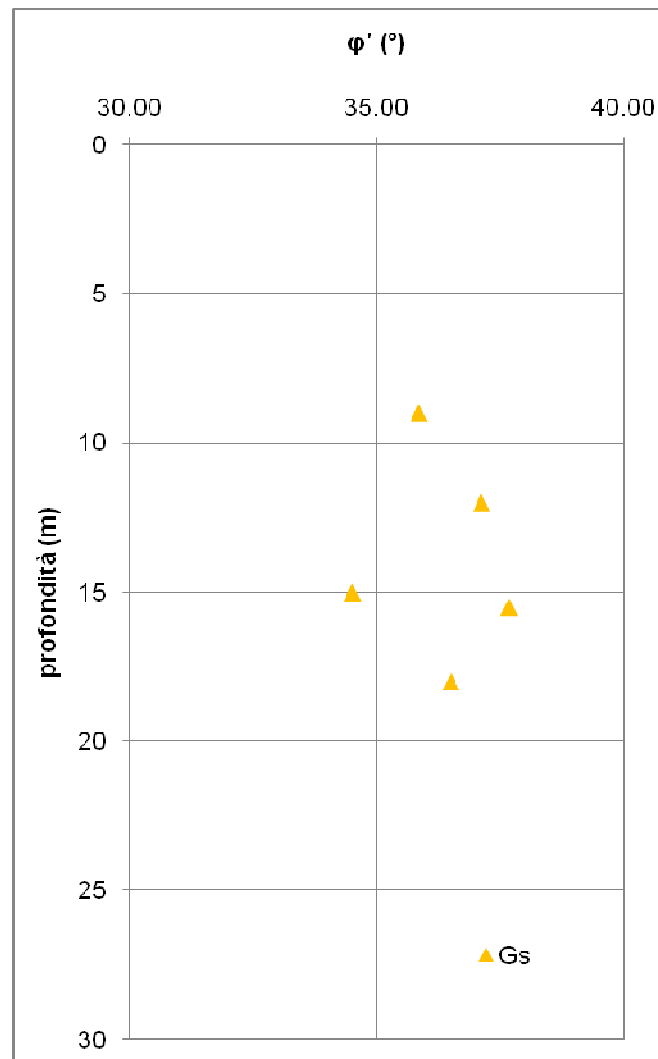


Figura 8-16: Gs - valori dell'angolo di attrito da correlazione con N_{SPT} (Bolton, 1965)

8.1.4 CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

Per tutte le unità considerate, i valori dei moduli operativi sono stati estratti a partire dai dati di G_0 ottenuti dai valori di V_s . Questi ultimi sono stati ottenuti dalle prove Masw e dalle correlazioni con N_{SPT} proposta da Ohta & Goto (1978).

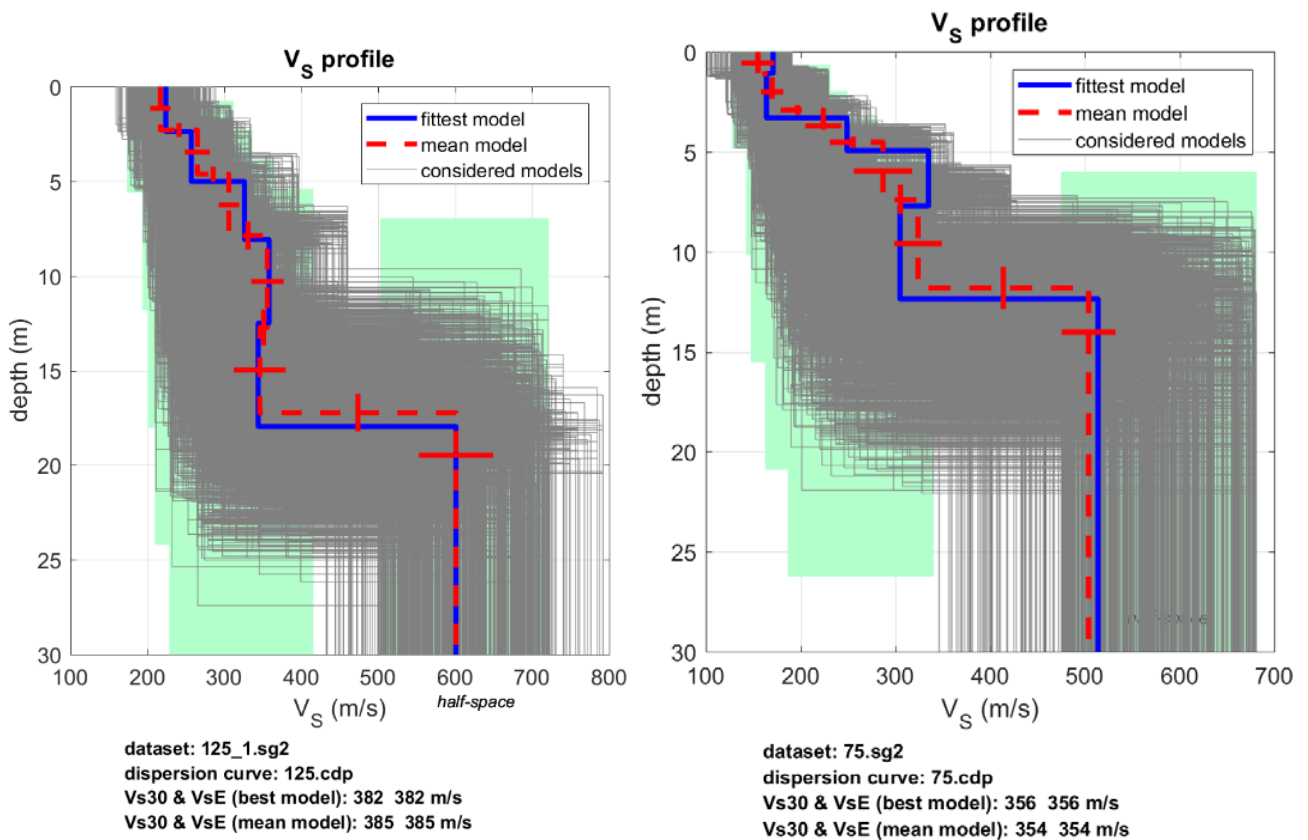


Figura 8-17: Vs da Masw. 1(sx) e Masw 3(dx)

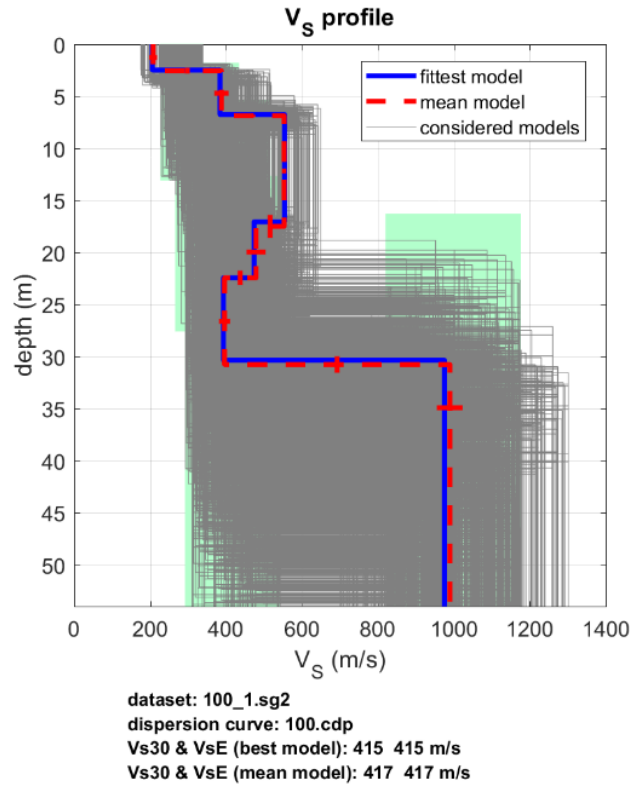


Figura 8-18: Vs da Masw 2

In Figura 8-19 sono riportati i profili di Vs distinti per metodologia, affiancati dai relativi profili di G_0 e E_0

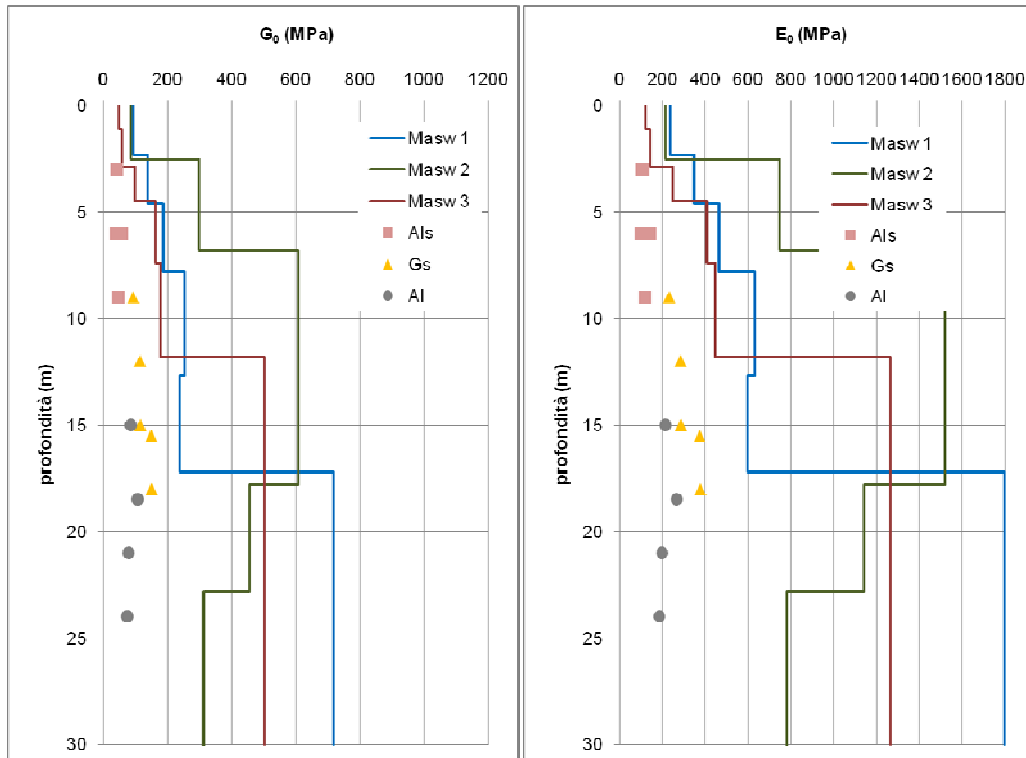
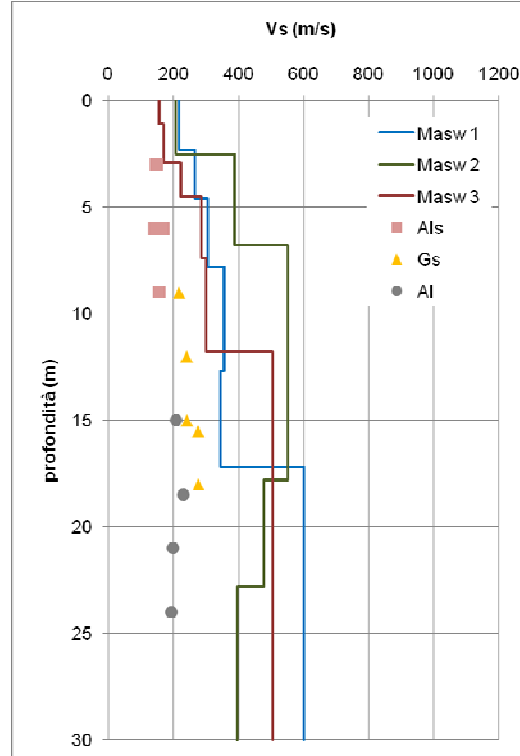


Figura 8-19: Vs, G₀ e E₀

Il profilo del modulo operativo ricavato come $E_0/10$ è invece riportato in Figura 8-21, dalla quale si evince una generica sovrastima nel caso delle MASW rispetto alle correlazioni con N_{SPT} . Per l'intervallo di caratterizzazione da assumere in questa sede si è quindi deciso, con approccio cautelativo, di considerare i valori di E derivanti dalle correlazioni con N_{SPT} .



Figura 8-20:Als – valori di E da N_{DPSH}

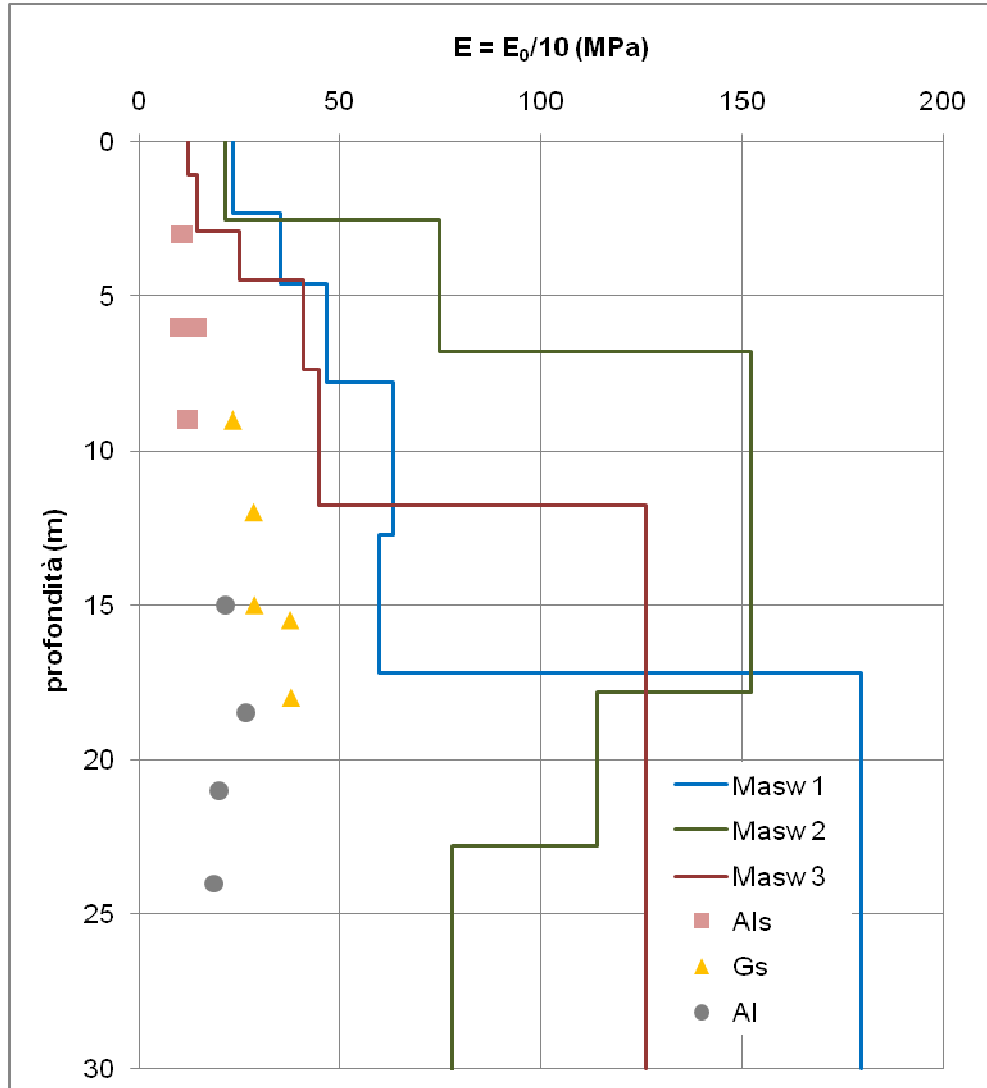


Figura 8-21: valori di $E=1/10 E_0$

8.2 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA DI PROGETTO

Dall'analisi delle prove ad oggi disponibili, condotte sia in sito che in laboratorio, e presentate ai paragrafi precedenti, sono stati determinati i parametri geotecnici associati alle diverse unità stratigrafiche, come riportato nella successiva Tabella 8-1.

L'andamento della falda assunto nei calcoli, riportato in profilo, è quello ricostruito sulla base di quanto già discusso nel capitolo 5 e corrispondente ad una profondità del piano campagna di circa 10 m

Tabella 8-1: parametri geotecnici caratteristici associati alle unità stratigrafiche

Unità	γ	ϕ'	c'	c_u	E_{op}	k
	kN/m^3	(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(m/s)
Als	19.5	25÷28	0 ÷ 5	25 ÷ 75	10 ÷ 15	1E-05 ÷ 1E-06
Gs	20.0	31÷35	0	-	25 ÷ 40	1E-03 ÷ 1E-04
AI	19.5	25÷28	5 ÷ 10	50 ÷ 100	20 ÷ 30	1E-07 ÷ 1E-08

9 ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

9.1 PREMESSA

L'azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di esercizio – SLE e Ultimi - SLU) è qui definita in accordo alle Norme Tecniche 2018 (NTC2018), a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell'azione sismica include le ordinate dello spettro di risposta elastico di accelerazione $S_e(T)$ corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per la vita utile della struttura.

In sintesi, la forma degli spettri di risposta di progetto è definita dai seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima stabilito il periodo di riferimento per l'azione sismica, in base alla classificazione delle opere in progetto. Successivamente, verranno definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, arrivando a definire i periodi di ritorno corrispondenti dell'azione sismica da considerare, determinata a sua volta per condizioni di suolo rigido ed a livello del piano campagna in corrispondenza di alcuni punti di interesse.

L'inquadramento sismo-tettonico, sismologico dell'area sono oggetto della relazione geologica a cui qui si fa diretto riferimento. Sempre oggetto della relazione geologica è la definizione della categoria di suolo e topografica di riferimento e della magnitudo sempre di riferimento per la verifica a liquefazione.

9.2 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

La Vita Nominale V_N di un'opera, intesa come il periodo temporale entro cui l'opera stessa può essere usata per lo scopo al quale è destinata purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così definita dalle NTC2018:

- $V_N \leq 10$ anni, per opere provvisorie e opere provvisionali;
- $V_N \geq 50$ anni, per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;
- $V_N \geq 100$ anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

Nel caso in esame ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale $V_N = 50$ anni.

Le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita sulla base dell'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. In particolare, le classi d'uso sono così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d'uso $C_U=0.7$.
- Classe II: ... omissis ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... omissis Per le quali $C_U = 1.0$.
- Classe III: ... omissis ... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso IV, e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza ... omissis ... Per le quali $C_U = 1.5$.
- Classe IV: ... omissis ... Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico ... omissis ... Per le quali $C_U = 2$.

Nel caso in esame si assume:

GEOTECNICA - Relazione geotecnica generale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0B	01	D10	GE GE0006 001	A	48 di 58

Classe d'uso II ($C_U = 1.0$)

Classe d'uso IV ($C_U = 2.0$) per fabbricato tecnologico

Pertanto, nel caso in esame, l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento V_R pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.0 = 50 \text{ anni}$$

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2.0 = 100 \text{ anni per fabbricato tecnologico}$$

9.3 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

L'azione sismica di progetto deve essere determinata in funzione degli Stati Limite di verifica ed alle corrispondenti probabilità P_{VR} di realizzarsi nel periodo di riferimento V_R sopra definito.

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nelle NTC2018 al par.

3.2.1 sono:

Stato Limite Ultimo (SLU):

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, SLV, definito come lo stato limite in corrispondenza del quale la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- Stato Limite di Prevenzione del Collasso, SLC, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

Stato limite di Esercizio (SLE):

- Stato Limite di immediata Operatività SLO per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico.
- Stato Limite di Danno SLD definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Il tempo di ritorno T_R dell'azione sismica di verifica è legato al periodo di riferimento V_R ed alla probabilità di superamento P_{VR} dalla relazione:

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

I valori di periodo di ritorno dell'azione sismica, per i diversi Stati Limite e classi d'uso delle strutture sono riportati in Tabella 9-1.

Tabella 9-1: Periodi di ritorno per l'azione sismica di progetto, in funzione delle opere considerate, per i diversi stati limite $V_R = 50$ anni.

STATO LIMITE	T_R , anni
SLO	30
SLD	50
SLV	475
SLC	975

Tabella 9-2: Periodi di ritorno per l'azione sismica di progetto, in funzione delle opere considerate, per i diversi stati limite $V_R = 100$ anni..

STATO LIMITE	T_R , anni
SLO	60
SLD	101
SLV	949
SLC	1950

9.4 ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO

In allegato alle NTC2008, i valori a_g , F_0 e T_c^* sono forniti per ognuno dei 10751 nodi di un reticolo di riferimento che copre il territorio nazionale. I valori corrispondenti a punti intermedi ai nodi di griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti. Per definire i valori della pericolosità sismica di base, è stata selezionata l'opzione di scelta "per comune" sul foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3 distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009), nel quale è stato indicato il Comune di Assisi. I valori del parametro a_g calcolati per diversi tempi di ritorno sono riportati nella Tabella 9-3.

Tabella 9-3: Valori di a_g , F_0 e T_c^* , per il comune di Assisi (Spettri-NTC ver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)).

T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^*
30	0.072	2.402	0.271
50	0.094	2.335	0.277
72	0.111	2.335	0.281
101	0.128	2.333	0.285
140	0.146	2.345	0.289
201	0.168	2.362	0.293
475	0.230	2.402	0.310
975	0.292	2.420	0.321
2475	0.390	2.410	0.335

9.5 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Per i fini del presente studio, gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica sono stati valutati sulla base delle indicazioni delle NTC2018, le quali definiscono un fattore di sito S di amplificazione sismica come funzione sia della categoria di sottosuolo (S_S), sia dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente S_T):

$$S = S_S \cdot S_T$$

In particolare, il sottosuolo viene categorizzato a fini sismici in base alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$ (in m/s) definita come:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i = spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{S,i}$ = valore di velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N = numero di strati.
- H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

I risultati delle indagini geofisiche effettuate (N. 3 profili MASW) hanno individuato una classe di sottosuolo tipo B, nel caso della MASW1 e MASW2, e classe C nel caso della MASW3 come riassunto nella Tabella 9-4 estratta dalla relazione geologica (doc. rif. 3)). A scopo cautelativo si farà qui riferimento alla classe di sottosuolo C.

Tabella 9-4: Categoria di sottosuolo da valori di V_{s30} (m/s).

ID PROVA	V_{s30} (m/s)	Categoria di suolo
MASW1	$V_{s30} = 385$	B
MASW2	$V_{s30} = 417$	B
MASW3	$V_{s30} = 354$	C

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geologica (doc. rif. 3)), il tracciato corre all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$, v. Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta pari a:

$$S_T = 1$$

Il fattore di sito S e l'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ ottenuti per i diversi periodi di ritorno e tipologia di opere sono riportati in Tabella 9-5 e Tabella 9-6.

Tabella 9-5: Valori di a_g e dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento ($V_R = 50$ anni).

SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
SLO	30	0.072	1.500	0.108
SLD	50	0.095	1.500	0.142
SLV	475	0.229	1.369	0.314
SLC	975	0.292	1.275	0.373

Tabella 9-6: Valori di a_g e dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento ($V_R = 100$ anni).

SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
SLO	60	0.102	1.500	0.154
SLD	101	0.128	1.500	0.192
SLV	949	0.290	1.279	0.371
SLC	1950	0.362	1.175	0.426

10 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

10.1 GENERALITÀ

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che:

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

Si ricorda come, a causa della breve durata del moto sismico, il terreno reagisca in condizioni sostanzialmente non drenate. In tali condizioni, il comportamento non lineare dei materiali sabbiosi e sabbioso/limosi saturi, sottoposti a carichi ciclici indotti dal terremoto, porta alla generazione di sovrappressioni interstiziali con diminuzione anche significativa di resistenza e rigidità apparente. Alla successiva dissipazione di tali sovrappressioni, corrisponde una riduzione di volume con la generazione di deformazioni permanenti in grado di causare, nello specifico, problematiche di esercizio post-sisma, stabilità dei rilevati, delle opere di sostegno e di attraversamento.

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli del moto sismico del suolo, dalla densità relativa D_r e dalla granulometria del terreno. Un terreno a grana grossa, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità

relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere del numero di cicli, ossia del valore di magnitudo sismica di riferimento.

Il problema principale che si pone in fase di progettazione è valutare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione quando il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sottofalda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa.

10.2 CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr. a_{max}) minori di 0.1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in Figura 10-1 (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$) e Figura 10-2 (coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

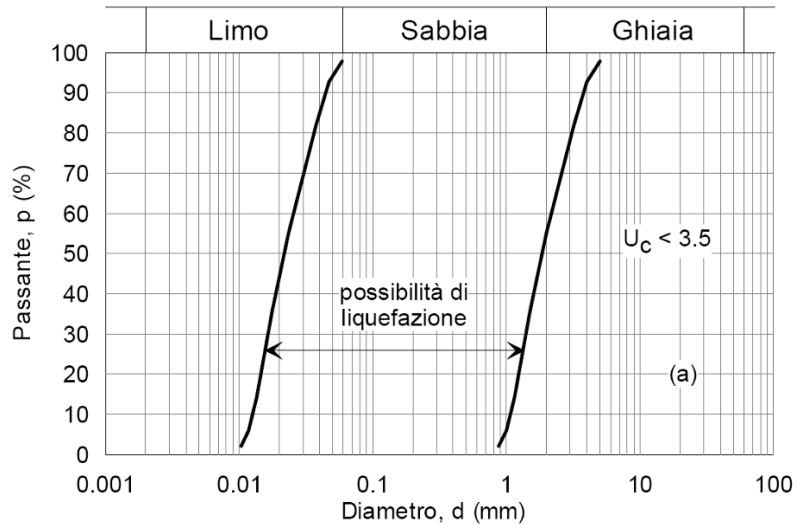


Figura 10-1: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c < 3.5$)

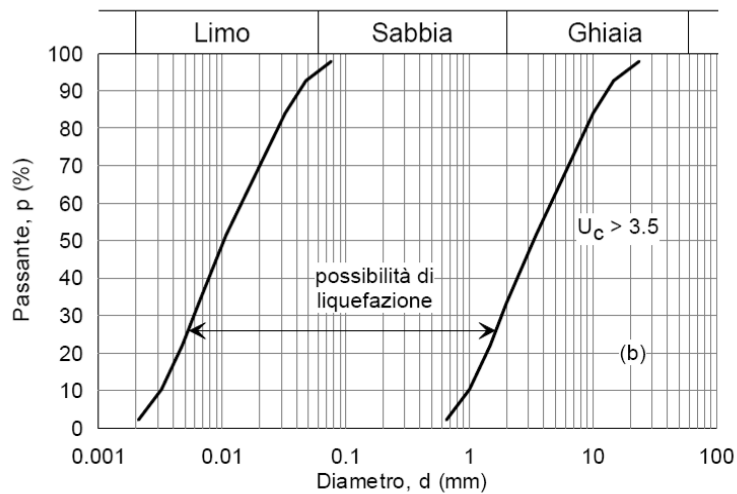


Figura 10-2: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c > 3.5$).

Per quanto riguarda il caso in esame, i valori di $N1(60)$ soni riportati nella Figura 10-3 seguente, differenziati per le varie unità. Per ciascuna profondità investigata e con confronto diretto con il valore $N1(60)=30$ indicato nei criteri di esclusione; in figura è anche riportato il livello massimo della falda indicato nella relazione geologica.

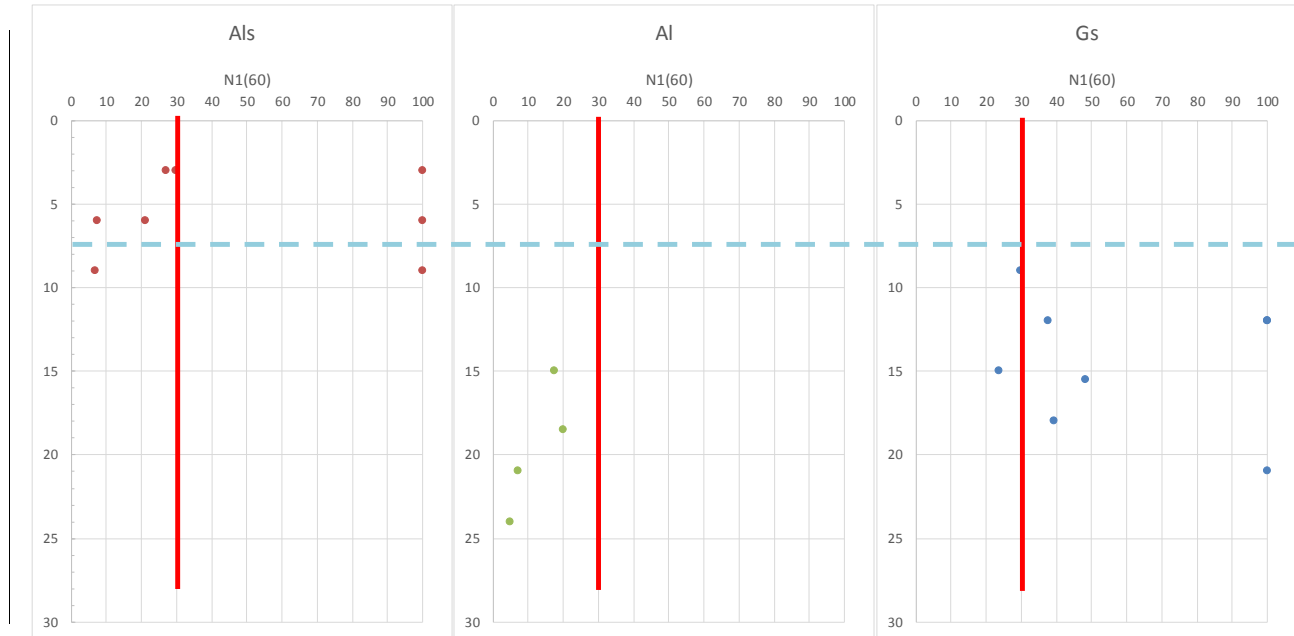


Figura 10-3: valori di N1(60) diagrammati rispetto alla profondità

In prima analisi, è possibile osservare che l'unità Gs, che costituisce quella granulometricamente più vulnerabile a possibili fenomeni di liquefazione, presenta valori di N1(60) generalmente superiori a 30 (a meno di un solo isolato valore), il che essenzialmente soddisfa il criterio di esclusione.

Anche l'unità Al argilloso-limosa può essere esclusa dalla potenziale liquefazione, sia per caratteristiche granulometriche (con elevate percentuali di limo+argilla), sia perché si tratta di una unità relativamente profonda riscontrata a partire da 15 m i cui effetti in superficie sarebbero molto limitati, se non trascurabili.

Per quanto riguarda l'unità superficiale Als, invece, la stessa sarebbe generalmente escludibile tenendo conto dell'altezza di falda assunta, ma anche volendo cautelativamente considerare grandi oscillazioni della falda e, quindi, concomitanza tra falda superficiale ed eventi sismici di entità importante, il criterio di

esclusione per tale unità risulta soddisfatto dal confronto con le curve granulometriche ad essa riferibili ed i fusi di normativa (vedi Figura 10-4).

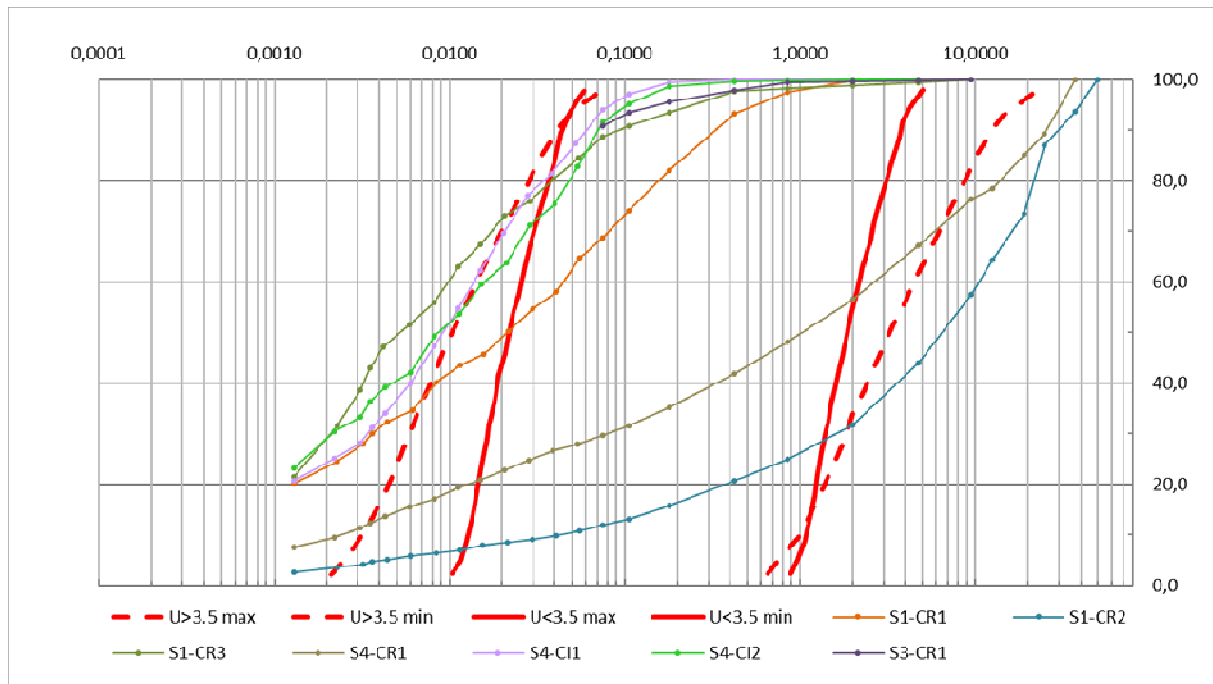


Figura 10-4: fusi granulometrici