

REGIONE EMILIA ROMAGNA

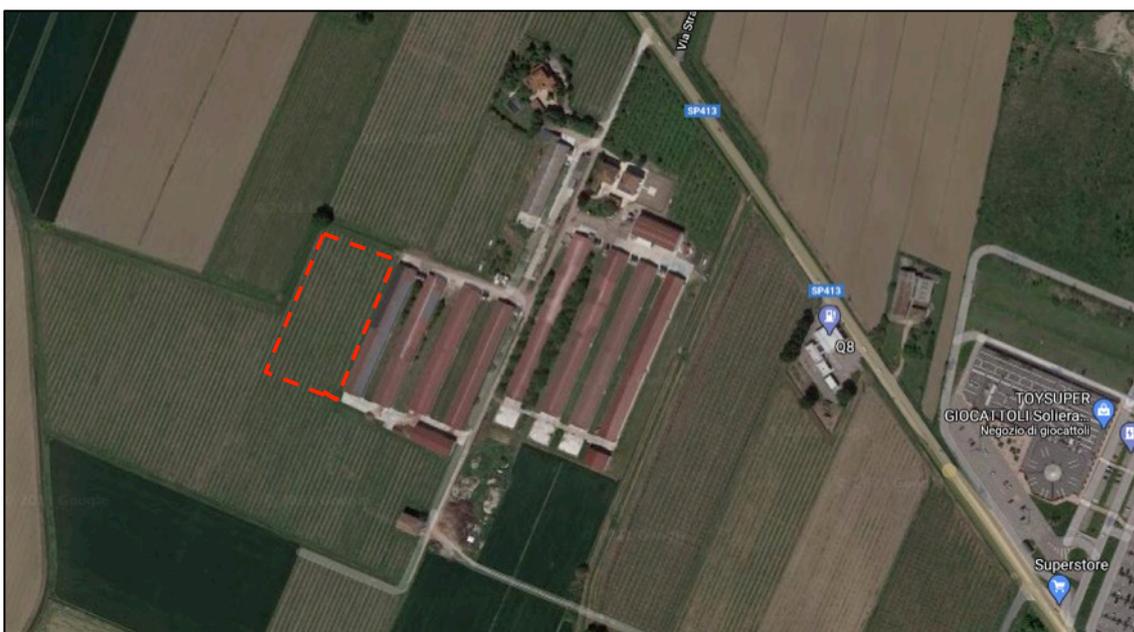
COMUNE DI SOLIERA

PROVINCIA DI MODENA

RELAZIONE GEOLOGICA inerente le indagini eseguite per la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1 DM 17/01/2018) - (D.G.R. 1300/2016)

ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI BASE 1° e 2° livello di approfondimento ; Verifica rischio liquefazione ; Approfondimenti di 3° livello per la stima di eventuali cedimenti post-sismici (DM 17/01/2018 NTC - D.A.L. n°112/2007 - D.G.R. n°2193/2015 e n°630/2019)

RELAZIONE GEOTECNICA basata sulle indagini geognostiche effettuate, al fine della caratterizzazione geotecnica e modellazione del volume significativo di terreno del sito (6.2.2 DM 17/01/2018); Verifica dello Stato Limite Ultimo e di Esercizio (6.4.2.1 e 6.4.2.2 del DM 17/01/2018 - Circolare n°7 del 21/01/2019)



COMMITTENTE: **Azienda Agricola Lovato Guido**

UBICAZIONE SITO: **Via Modena Carpi 361, Soliera (MO)**

PROGETTO: **Costruzione di capannoni adibiti ad allevamento avicolo**

DATA: **08 Marzo 2021**

IL TECNICO:

Dott. Geol. Alessandro Boni



INDICE

PREMESSA.....	Pag. 02
<u>RELAZIONE GEOLOGICA.....</u>	Pag. 03
1 - INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.....	Pag. 03
2 - MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO.....	Pag. 04
2.1 Geologia e geomorfologia del territorio.....	Pag. 04
2.2 Inquadramento idrogeologico ed idrografico.....	Pag. 07
2.3 Soggiacenza della falda freatica.....	Pag. 08
2.4 Prove penetrometriche statiche.....	Pag. 09
2.5 Caratterizzazione litostratigrafica.....	Pag. 33
<u>ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI BASE.....</u>	Pag. 38
3 - PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL SITO DI COSTRUZIONE.....	Pag. 38
3.1 Categoria sismica dei suoli di fondazione.....	Pag. 41
3.2 Caratterizzazione e classificazione sismica del terreno.....	Pag. 42
3.3 Valutazione della liquefacibilità dei terreni.....	Pag. 45
3.4 Stima dei cedimenti post sismici.....	Pag. 53
<u>RELAZIONE GEOTECNICA.....</u>	Pag. 54
4 - INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	Pag. 54
4.1 Metodologia d'esecuzione ed interpretazione delle CPT.....	Pag. 55
4.2 Elaborazione dati prove penetrometriche statiche.....	Pag. 56
5 - TIPOOGIA FONDALE E DIMENSIONAMENTO IPOTIZZATO.....	Pag. 59
6 - VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI (SLU-SLE) IN BASE AL D.M. DEL 17/01/2018: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI.....	Pag. 60
6.1 Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU).....	Pag. 61
6.2 Valore caratteristico della resistenza (Rk).....	Pag. 62
6.3 Stato limite ultimo (SLU) ed approcci progettuali.....	Pag. 62
6.4 Combinazioni e verifiche agli stati limite ultimi (SLU).....	Pag. 64
6.5 Calcolo del carico limite ultimo $q_{d(SLU)}$	Pag. 64
6.6 Stima dei cedimenti, ovvero lo stato limite di esercizio (SLE).....	Pag. 65
6.7 Modulo di reazione o coefficiente di sottofondo.....	Pag. 68
7 - CONCLUSIONI.....	Pag. 69

PREMESSA

A seguito dell'incarico ricevuto dall'Azienda Agricola Lovato Guido è stato condotto uno studio geologico, geotecnico e sismico relativo un'area situata all'interno dei confini comunali di Soliera (MO) lungo Via Modena Carpi 361.

Gli interventi in progetto prevedono la costruzione di due nuovi capannoni, con telaio in acciaio, da adibire ad allevamento avicolo; le dimensioni in pianta sono circa 110 x 16 m.

L'obiettivo di tale studio è quello di caratterizzare l'area sotto il profilo geologico, geotecnico e sismico al fine di fornire gli elementi di conoscenza necessari alla formulazione delle successive scelte progettuali relative gli interventi in progetto.

Le scelte progettuali devono quindi tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito ed essere basati su una preventiva modellazione geotecnica dei terreni, ottenuti attraverso specifici studi, rilievi, indagini e prove.

Per la caratterizzazione del sito e per la definizione del modello geologico, sono state prese in considerazione e rielaborate, una serie di indagini geognostiche eseguite dal Sottoscritto all'interno della medesima area. A tal proposito furono effettuate:

- In data 13/05/2009 n°3 prove penetrometriche statiche (CPT1-CPT2-CPT3) eseguite con punta meccanica, spinte rispettivamente sino alla profondità di -15, -10 e -15 m da p.c.
- In data 30/09/2014 n°1 prova penetrometrica statica (SCPTU1) eseguite con punta elettrica e cono sismico, spinta sino alla profondità di -30 m da p.c.
- In data 27/03/2015 n°2 prove penetrometriche statiche (CPTU2-CPTU3) eseguite con punta elettrica, spinte sino alla profondità di -20 m da p.c.
- Per la caratterizzazione sismica dei suoli si è presa in considerazione la prospezione sismica, tipo "down-hole", eseguita durante la prova penetrometrica con cono sismico (SCPTU1) di cui sopra;

Il presente studio viene quindi articolato nelle seguenti fasi:

Relazione geologica:

- Inquadramento geografico;
- Modellazione geologica del sito.

Risposta sismica di sito:

- Classificare il sottosuolo di fondazione dal punto di vista sismico;
- Verifica rischio liquefazione (D.G.R. n°630/2019);
- Stima dei cedimenti post-sismici.

Relazione geotecnica:

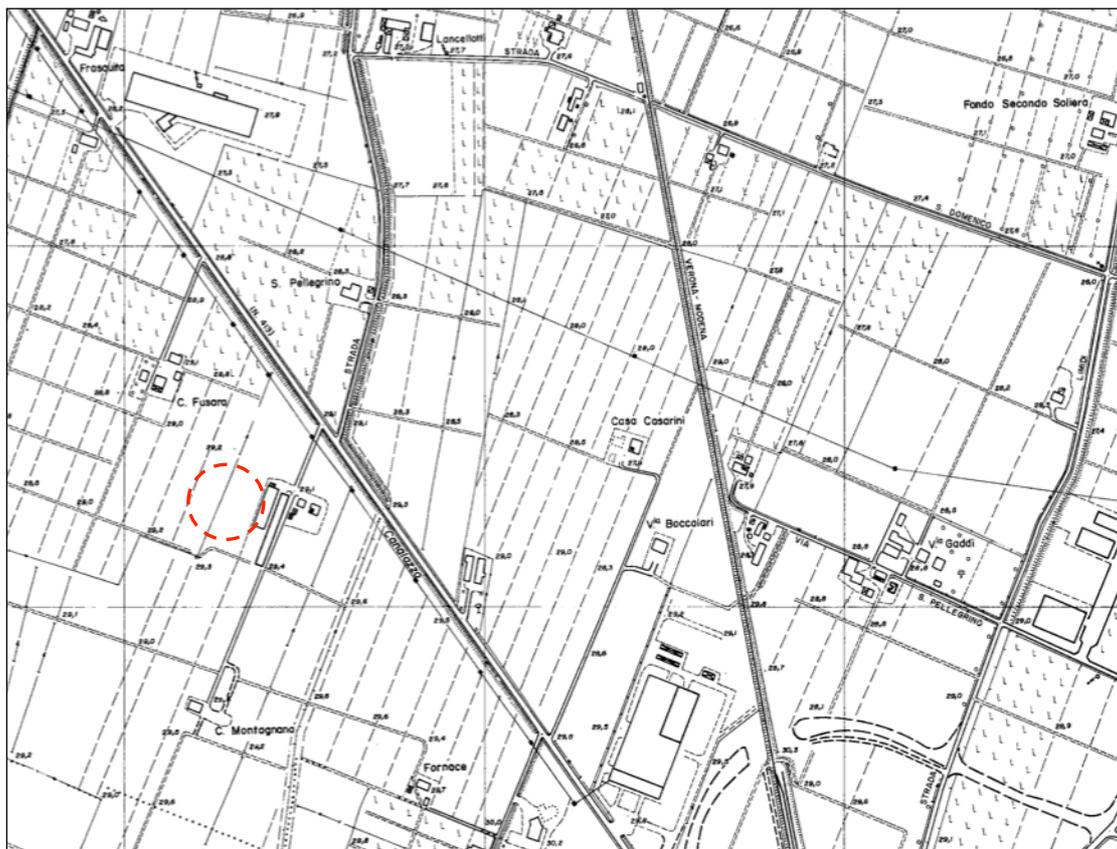
- Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica;
- Scelta della tipologia fondale e suo dimensionamento;
- Verifiche della sicurezza e delle prestazioni in relazione al D.M. del 17/01/2018: (SLU, SLE, cedimenti).

RELAZIONE GEOLOGICA:

1 - INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area oggetto di studio si colloca all'interno dei confini Comunali di Soliera (MO) lungo Via Modena Carpi 361. Dal punto di vista cartografico, l'area esaminata ricade nelle seguenti basi topografiche:

- C.T.R. 1:5.000 : 201071
- sezione 1:10.000 : 201070

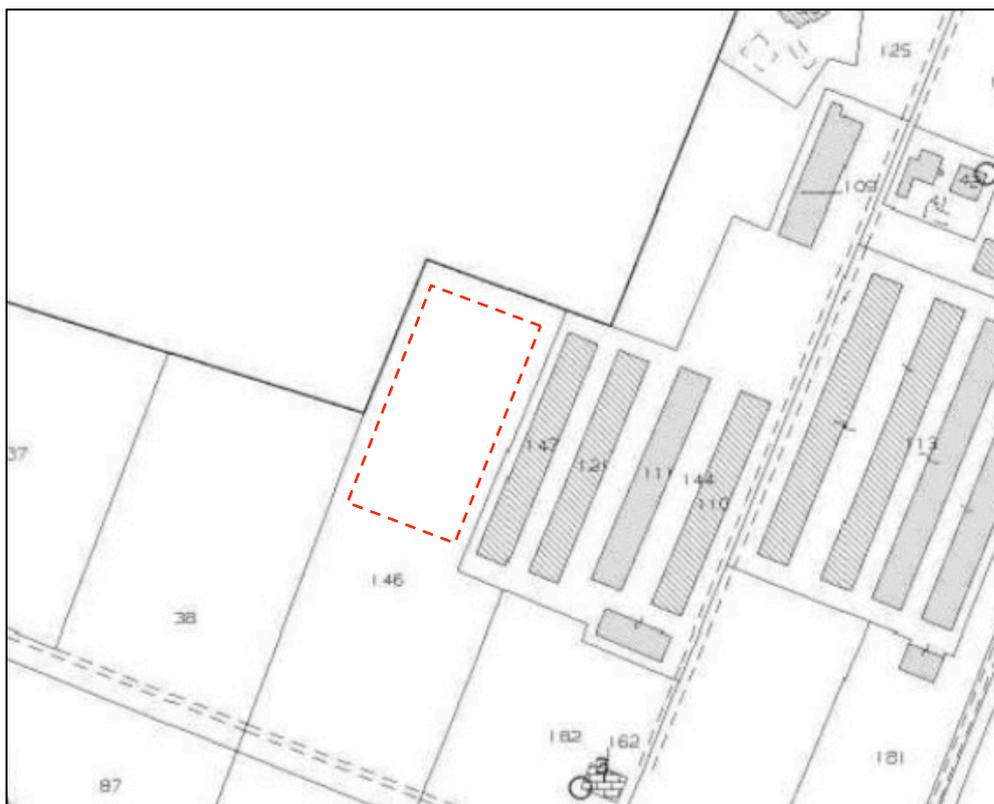


TAV. 1 – INQUADRAMENTO GEOGRAFICO C.T.R.

Legenda:

 area oggetto di studio

L'altimetria dell'area è di circa 29,00 metri s.l.m. ed è inserita in un comparto caratterizzato da un assetto topografico pianeggiante mediamente antropizzato. Dal punto di vista catastale l'area oggetto d'intervento è individuata al foglio 40 particelle 109 e 146.



TAV. 2 – INQUADRAMENTO CATASTALE

Legenda:

 area oggetto di studio

2 - MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Il modello geologico del sito deve essere orientato alla ricostruzione dei caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, sismici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio circostante l'area oggetto di studio.

Per quanto riguarda gli inquadramenti di carattere geologico, idrogeologico e geomorfologico, non essendo intervenute modificazioni sostanziali nella tipologia di utilizzo del territorio comunale, sono stati recepiti quelli dello studio geologico a corredo del P.S.C.; ad esso si rimanda per una disamina di dettaglio.

2.1 - Geologia e geomorfologia del territorio

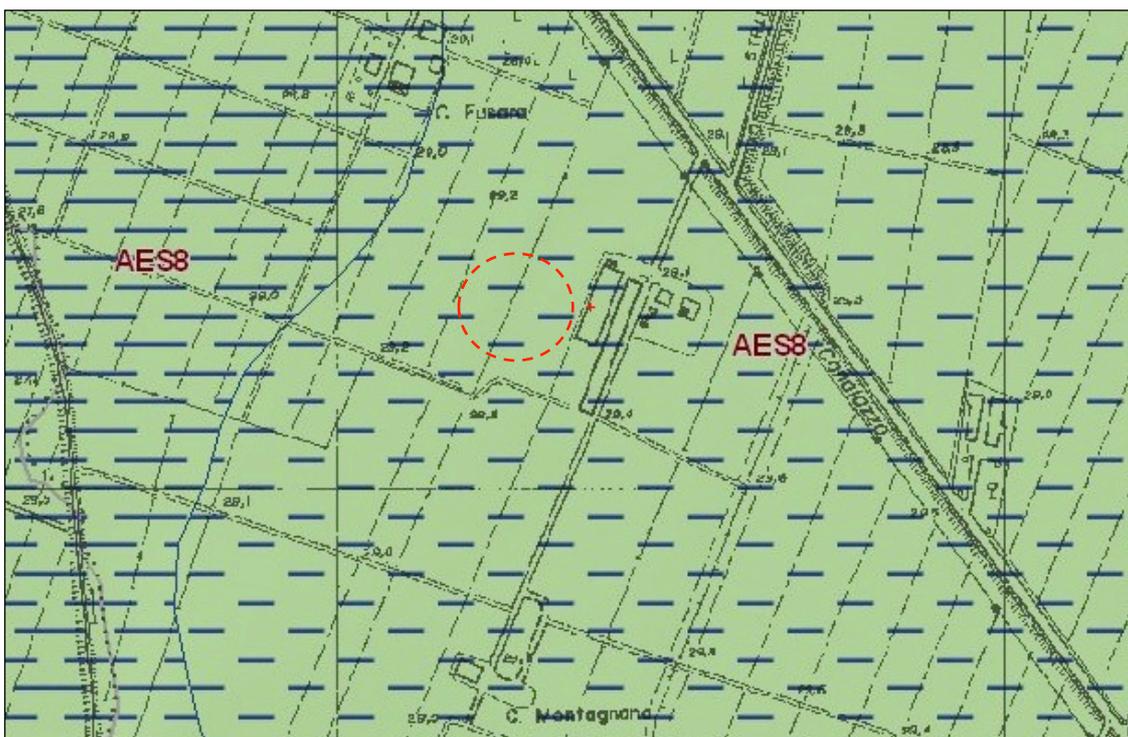
L'area in esame ricade entro il bacino subsidente padano che è costituito da una depressione a carattere marcatamente compressivo colmata da una successione regressiva plio-quadernaria che culmina al tetto con depositi continentali (Olocenici) di origine alluvionale.

Il quadro generale dell'intera regione entro la quale ricade l'area in oggetto può essere descritto riportando uno schema, ampiamente riconosciuto, che suddivide a seconda della posizione geomorfologica l'intera pianura in tre settori:

- alta pianura: con il cui nome si intende la fascia pedecollinare delle conoidi. Essa è caratterizzata da depositi prevalentemente sabbioso-ghiaiosi;

- media pianura: con il cui nome si intende la fascia compresa tra le conoidi e la Via Emilia. Essa é caratterizzata da depositi prevalentemente limoso-sabbiosi;
- bassa pianura: che comprende la zona che va dalla Via Emilia al Fiume Po. Essa é caratterizzata da depositi prevalentemente argilloso-limosi.

L'area d'indagine è posta in quella zona definita in bibliografia come bassa pianura modenese nella quale i depositi alluvionali sono strettamente legati alle fasi deposizionali sia dei torrenti appenninici (Secchia) sia del Fiume Po. La cartografia geologica e dei suoli, tratta dal Servizio Sismico e Geologico della Regione Emilia Romagna, riporta per la zona in studio l'affioramento della formazione geologica: AES8 "Subsistema di Ravenna" caratterizzato da ghiaie e ghiaie sabbiose, passanti a sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzi alluvionali. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. A tetto suoli a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente fino a 150 cm e parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. Contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. Potenza fino a oltre 25 m. Olocene (età radiometrica della base: 11.000 - 8.000 anni). Nell'area in esame affiora la litofacies limosa, come di seguito riportato.



TAV. 3 – INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Legenda:

 area oggetto di studio

CODICE	SIGLA	LEGENDA	AMBIENTI	TESSITURA	UBICAZIONE
	AES8	Subsistema di Ravenna	Piana alluvionale	Limi	Pianura
	AES8	Subsistema di Ravenna	Piana alluvionale	Argille	Pianura

L'azione congiunta di fattori morfoclimatici e morfotettonici hanno dato luogo ad una struttura litomorfologica varia e complessa. I terreni Olocenici, di origine alluvionale, poggiano sul sottostante Pleistocene continentale e/o marino, strutturalmente caratterizzato da elementi sufficientemente definiti. In termini generali ed in modo schematico possiamo individuare 3 zone e cioè:

- a) "Zona delle pieghe Pedeappenniniche", dal margine collinare alla Via Emilia, costituita da una successione di sinclinali ed anticlinali, con asse a vergenza Appenninica spesso fagliate e sovrascorse sul fianco nord.
- b) "Zona della Sinclinale di Bologna-Bomporto-Reggio Emilia, dove i depositi Quaternari raggiungono il loro massimo spessore per tutta la Pianura Padana.
- c) "Zona della Dorsale Ferrarese", alto strutturale costituito da una serie di pieghe associate a faglie dove, in talune culminazioni, lo spessore del Quaternario si riduce a poche decine di metri.

Le conoscenze sull'assetto geologico-strutturale del Bacino Padano derivano dalle prospezioni geofisiche e perforazioni eseguite da AGIP e SPI. Tali ricerche indicano la sostanziale presenza di due complessi sedimentari poggianti su substrato Mesozoico: il primo, inferiore, caratterizzato da formazioni Pliocenico-Pleistoceniche, essenzialmente costituite da sedimenti in facies marina, il secondo, superiore, da formazioni Oloceniche costituite da depositi clastici in facies continentale, di origine glaciale e fluviale, dovuti all'attività dei fiumi alpini e appenninici.

L'assetto geostrutturale del sottosuolo è caratterizzato da un susseguirsi di sovrasconimenti, più o meno sviluppati, talora complicati da faglie, interessanti principalmente le serie deposizionali marine mesozoiche. I depositi alluvionali che formano i primi 150÷250 m di sottosuolo sono costituiti da ripetitive sequenze di livelli sostanzialmente argillosi limosi ai quali si intercalano strati sabbiosi di modesto spessore, contraddistinti da una spiccata lenticolarità ed una sensibile discontinuità laterale.

La geologia del settore di territorio studiato è quindi caratterizzata dalla presenza di sequenze deposizionali di tipo alluvionale a tessitura estremamente variabile, che vanno dalle argille, ai limi fino alle sabbie più o meno addensate. In particolare si tratta di depositi distribuiti secondo alternanze di litotipi a diversa granulometria, organizzati in strati a geometria variabile, spesso lenticolare, e quindi arealmente discontinui, in cui i rapporti tra le diverse litologie sono da ricondurre all'evolversi di un ambiente caratterizzato da energie di trasporto e da modalità deposizionali variabili nel tempo.

L'attuale assetto geomorfologico del territorio Comunale di Soliera e la zona d'indagine conseguono quindi delle passate vicende fluviali dei principali corsi d'acqua; tali corsi e l'azione dell'uomo: bonifiche, canalizzazioni, ecc..., hanno sensibilmente modificato l'assetto morfologico del territorio. Gli agenti descritti hanno portato alla formazione di una topografia pianeggiante blandamente ondulata, con quote medie nell'ordine dei 29 metri s.l.m. e pendenze dello 0,5-1%. Dal punto di vista geomorfologico il comparto in oggetto, considerata la

collocazione e l'assetto del piano campagna, non presenta alcun processo morfologico destabilizzante in atto e/o in potenziale evoluzione; l'area si presenta perciò stabile.

2.2 - Inquadramento idrogeologico ed idrografico

Dal Punto di vista idrogeologico il territorio in esame ricade entro il sistema acquifero della Pianura Padana. Tale sistema acquifero risulta caratterizzato dall'alternanza di orizzonti permeabili e orizzonti impermeabili. Il livello impermeabile è legato alla presenza di sedimenti marini e continentali.

Il limite tra le facies di origine marina e quelle continentali rappresenta un punto fermo nello studio dell'idrogeologia di Pianura. Infatti il tetto del sedimentario marino è costituito essenzialmente da depositi argillosi. Le acque dolci di provenienza atmosferica, che percolano in vario modo entro il sottosuolo alluvionale, trovano nel top del marino un livello impermeabile, per cui esse si fermano, nella maggior parte dei casi, nei livelli rappresentati dalle facies continentali. Bisogna tuttavia considerare che queste zone sono state in passato soggette a opere di bonifica agraria che hanno spesso depresso e modificato l'assetto del territorio, modificando così la quota naturale delle falde freatiche.

La falda superficiale che caratterizza i luoghi d'indagine, risulta essere prossima al piano campagna, è di tipo freatico ed è legata alle oscillazioni stagionali del sistema idrografico superficiale presente in zona. I livelli di tale falda sono assai variabili sia stagionalmente sia localmente, tendendo ad abbassarsi (aumento della soggiacenza) nei periodi siccitosi e/o estivi e ad innalzarsi nelle stagioni piovose.

Dal punto di vista locale il sottosuolo è contraddistinto da orizzonti idrogeologici non omogenei caratterizzati da sequenze di litotipi con grado di permeabilità variabile, sia in senso laterale che verticale, che esprimono (in superficie) una media prevalenza nelle frazioni argillo-limose. D'altra parte i complessi prevalentemente argillosi sono insieme sostanzialmente impermeabili che possono includere locali livelli permeabili (sabbie) di modesto spessore. L'acquifero in esame è ascrivibile all'Unità Idrogeologica della Media Pianura Padana Appenninica che, nel complesso, presenta una produttività idrica soddisfacente. L'analisi sull'assetto idrogeologico della falda freatica evidenzia quindi una sostanziale conservatività delle principali strutture idrogeologiche sotterranee. Il complesso idrogeologico riferibile soprattutto a terreni Quaternari, è confinato alla base dal Pliocene e terreni Pre-Pleistocenici impermeabili. La litologia è molto variabile ma complessivamente limo-argillosa e/o argillosa (in superficie) con intercalazioni sabbiose più in profondità, ne consegue quindi una permeabilità bassa ed una scarsa vulnerabilità del sottostante acquifero da eventuali agenti inquinanti.

Essenzialmente sono quindi distinguibili due zone di dominio deposizionale e cioè: la media pianura, unità idrogeologica dei corsi Appenninici e la bassa pianura, unità idrogeologica del Po; il dominio dei corsi d'acqua appenninici si caratterizza per la prevalenza di limi argillosi ed argille con intercalazioni di livelli e lenti sabbiose discontinue poco spesse; il dominio del Po, invece, è caratterizzato da potenti livelli sabbiosi intercalati ad argille e limi argillosi.

Complessivamente quindi, il sottosuolo dell'area in esame è caratterizzato dalla presenza di due falde: una falda superficiale impostata nei livelli granulometricamente più

grossolani ed alimentata direttamente per infiltrazione superficiale, ed un'altra, differenziabile a sua volta in, falda intermedia e falda profonda. Quest'ultima è impostata nei livelli sabbiosi profondi, alimentata direttamente dai corsi d'acqua principali e collegata alle circolazioni idriche sotterranee a scala regionale.

La rete idrica superficiale è costituita da una serie di cavi e canali appartenenti al bacino idrografico del Fiume Secchia, rientrante a sua volta in quello del Fiume Po.

I deflussi idrici delle acque che non si infiltrano nel sottosuolo vengono raccolte tramite un sistema di scoli e fossi minori che offeriscono ai cavi e canali principali realizzati sia per scopi irrigui sia per bonificare il territorio. L'area in esame, in virtù dei frequenti scoli di acque superficiali che allontanano facilmente le acque legate ad eventi meteorici si presenta quindi ben drenata, sono pertanto da escludersi, per la porzione di territorio interessata dagli interventi in progetto, eventuali esondazioni. Di fatto dal punto di vista idraulico l'area in esame è esterna alle aree con criticità idraulica. Più che da veri e propri fenomeni di esondazione per tracimazione di cavi o canali, l'area in studio potrebbe eventualmente essere interessata da locali allagamenti per difficoltà di scolo e per ristagno delle acque in occasione di eventi climatici di pioggia critica. Dal punto di vista del drenaggio superficiale le pendenze del terreno, mediamente comprese tra 0,5 e 1% evidenziano un drenaggio di tipo lento; ne consegue quindi che le opere di sistemazione esterna, dovranno prevedere opportune linee di scolo e smaltimento delle acque meteoriche che suppliscano a tale situazione, in funzione anche ad un eventuale incremento delle superfici impermeabilizzate.

2.3 - Soggiacenza della falda freatica

A verifica delle condizioni strutturali della falda freatica, al termine delle prove penetrometriche effettuate è stato misurato all'interno di ogni foro d'indagine il livello della falda freatica, il cui valore rispetto al piano d'esecuzione della prova è da riferirsi alla data in cui sono stati eseguiti i lavori; i valori rilevati sono rispettivamente:

- Perforo CPT1 : -0,60 m da piano prova (13/05/2009)
- Perforo CPT2 : -0,45 m da piano prova (13/05/2009)
- Perforo CPT3 : -0,65 m da piano prova (13/05/2009)
- Perforo SCPTU1 : -0,80 m da piano prova (30/09/2014)
- Perforo CPTU2 : -0,65 m da piano prova (27/03/2015)
- Perforo CPTU3 : -0,50 m da piano prova (27/03/2015)

È opportuno segnalare come tali valori risultino fortemente influenzati, sia dalle variazioni meteoriche che dal litotipo riscontrato, nonché da fenomeni di evapotraspirazione e di differente quota topografica; tali fattori possono determinare in determinati periodi dell'anno, possibili venute d'acqua in fase di scavo per la realizzazione delle strutture fondali, in particolar modo nel caso di piani interrati e/o fondazioni con un piano di posa profondo.

Nelle stagioni secca e nelle annate meno piovose possono infatti registrarsi abbassamenti dell'ordine di qualche metro; al contrario nelle annate e nei mesi più piovosi

possono registrarsi valori prossimi al piano campagna, la cui presenza dovrà essere eventualmente valutata in fase esecutiva.

2.4 - Prove penetrometrie statiche

Per la caratterizzazione litologica dei terreni di fondazione del lotto in esame, sono stati presi in considerazione e rielaborati i dati restituiti dalle prove penetrometriche statiche eseguite dal sottoscritto in data 17/05/2013 per la costruzione del capannone prefabbricato in c.a.; tali indagini risultano ubicate come di seguito riportato.



TAV. 4 – UBICAZIONE INDAGINI

Legenda:



Area oggetto di studio e/o d'intervento

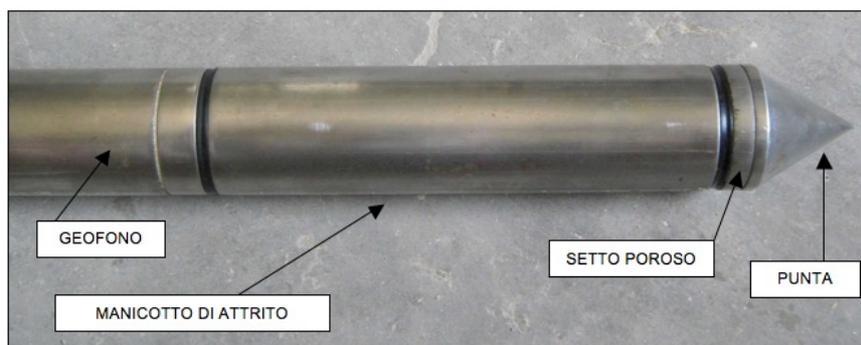


Ubicazione indicativa prove penetrometriche effettuate all'interno della medesima area d'interesse

Le prove penetrometriche di tipo meccanico (CPT) sono state realizzate mediante l'utilizzo di un penetrometro statico con spinta massima nominale di 20 ton. , munito di speciale punta Begemann, con le seguenti caratteristiche: Ø punta 35,70 mm, angolo di apertura 60°, area base 10 cm²; manicotto laterale di frizione tipo Begemann con Ø di 36 mm, lunghezza 13,30 mm, area laterale 150,42 cm².

Per le prove penetrometriche statiche eseguite con punta elettrica (CPTU) e cono sismico (SCPTU) è stato invece utilizzato un penetrometro GeoMill anch'esso con spinta massima di 20 ton, montato su autocarro Mercedes Unimog 4X4.

La prova SCPTU (S = Seismic; CPT = Cone Penetration Test; U = con misura della pressione neutra U) consiste, come per le prove CPTU standard, nell'infissione nel terreno del piezocono per la misura, ogni 2 cm, dei classici parametri qc (resistenza di punta), fs (resistenza laterale) ed U (pressione neutra). Ad ogni metro di profondità (od eventualmente a profondità prestabilite a seconda delle necessità progettuali) viene sospesa l'infissione del piezocono ed a piano campagna, tramite adeguato sistema di energizzazione, vengono generate delle vibrazioni artificiali nel terreno. Tramite i sensori sismici (geofoni) presenti all'interno del piezocono ed adeguato acquisitore sismico è possibile quindi rilevare e registrare tali segnali sismici e di conseguenza determinare i tempi necessari alle onde sismiche per percorrere il tratto da piano campagna fino alla profondità a cui si trova il piezocono (tempi di arrivo). Grazie alla presenza di tre geofoni o accelerometri disposti all'intero del piezocono lungo le tre direzioni X, Y e Z ed al tipo di sistema di energizzazione utilizzato è possibile discriminare nei sismogrammi i segnali generati dalle onde di taglio S e dalle onde di compressione P (solo in terreni privi di falda freatica). Ottenuti i tempi di arrivo è possibile quindi calcolare la velocità di propagazione delle onde S e P. La prova penetrometrica statica SCPTU consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta elettrica dotata di piezocono, di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($V = 2 \text{ cm/s} \pm 0.5 \text{ cm/s}$). La punta sismica è una punta penetrometrica elettrica dotata, oltre che dei geofoni succitati, di un trasduttore di pressione per la misura della pressione interstiziale dei pori, cioè il carico idraulico istantaneo presente nell'intorno della punta. La pressione dell'acqua interstiziale del terreno viene trasmessa al trasduttore attraverso un filtro, che è posto tra la base dell'estremità conica della punta ed il manicotto di attrito. La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta, che agisce su una batteria di aste (aste cave con il cavo di trasmissione dati all'interno), alla cui estremità inferiore è collegata la punta con piezocono.



Lo sforzo necessario per l'infissione viene determinato a mezzo di un opportuno sistema di misura estensimetrico collegato alla punta ed al manicotto dell'attrito laterale, e da un trasduttore di pressione che registra le pressioni dell'acqua di falda durante l'infissione della punta, attraverso un setto poroso opportunamente saturato e disareato. I dati delle resistenze alla punta, al manicotto laterale, della pressione dei pori e dell'inclinazione della punta vengono

registrate su supporti magnetici ed e successivamente elaborati. Le dimensioni della punta/manicotto sono standardizzate, e precisamente:

- diametro di base del cono $f = 35.7 \text{ mm}$
- area della punta conica $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo apertura del cono $B = 60^\circ$
- superficie laterale manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$

Nei diagrammi e tabelle allegati alle pagine successive sono riportati i seguenti valori di resistenza (rilevati dalle letture di campagna, durante l'infissione dello strumento):

- $q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} =$ resistenza alla punta (conica);
- $f_s \text{ (kg/cm}^2\text{)} =$ resistenza laterale (manicotto);
- $U \text{ (kg/cm}^2\text{)} =$ pressione dei pori (setto poroso);
- $f_s/q_c \text{ (}\% \text{)} =$ rapporto attrito laterale / resistenza alla punta;
- $\Delta U/q_c =$ variazione pressione dei pori in funzione della resistenza alla punta.

Oltre all'elaborazione dei valori di resistenza del sottosuolo, vengono fornite anche utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati (stratigrafia), in base al rapporto q_c/f_s fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro, ovvero in base ai valori di q_c e del rapporto $FR = (f_s/q_c) \%$. Con riferimento ai dati acquisiti durante le campagne geognostiche si riportano di seguito le risultanze dei test penetrometrici effettuati.

PROVA CPT1
 eseguita in data 13/05/2009
 (lettura dati ogni 20 cm)

LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

Committente		SIG. LOVATO GUIDO		U.M.: kg/cm ²		Data esec. 13/05/2009									
Cantiere		Costruzione capannoni in ferro		Pagina 1											
Località		Via Carpi-Modena, Soliera (MO)		Elaborato		Falda -0,60 m									
H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf	H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf
m	-	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%	m	-	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%
0,20	13,0	17,0		13,0	0,27	48	2,1								
0,40	15,0	20,0		15,0	0,33	45	2,2								
0,60	23,0	29,0		23,0	0,40	58	1,7								
0,80	21,0	38,0		21,0	1,13	19	5,4								
1,00	23,0	44,0		23,0	1,40	16	6,1								
1,20	18,0	34,0		18,0	1,07	17	5,9								
1,40	16,0	29,0		16,0	0,87	18	5,4								
1,60	17,0	25,0		17,0	0,53	32	3,1								
1,80	19,0	26,0		19,0	0,47	40	2,5								
2,00	18,0	26,0		18,0	0,53	34	2,9								
2,20	20,0	28,0		20,0	0,53	38	2,7								
2,40	20,0	32,0		20,0	0,80	25	4,0								
2,60	18,0	29,0		18,0	0,73	25	4,1								
2,80	16,0	26,0		16,0	0,67	24	4,2								
3,00	15,0	24,0		15,0	0,60	25	4,0								
3,20	14,0	20,0		14,0	0,40	35	2,9								
3,40	18,0	27,0		18,0	0,60	30	3,3								
3,60	15,0	24,0		15,0	0,60	25	4,0								
3,80	18,0	27,0		18,0	0,60	30	3,3								
4,00	18,0	27,0		18,0	0,60	30	3,3								
4,20	17,0	27,0		17,0	0,67	25	3,9								
4,40	15,0	24,0		15,0	0,60	25	4,0								
4,60	18,0	28,0		18,0	0,67	27	3,7								
4,80	17,0	28,0		17,0	0,73	23	4,3								
5,00	17,0	29,0		17,0	0,80	21	4,7								
5,20	18,0	29,0		18,0	0,73	25	4,1								
5,40	20,0	32,0		20,0	0,80	25	4,0								
5,60	16,0	30,0		16,0	0,93	17	5,8								
5,80	13,0	24,0		13,0	0,73	18	5,6								
6,00	13,0	23,0		13,0	0,67	19	5,2								
6,20	15,0	24,0		15,0	0,60	25	4,0								
6,40	18,0	27,0		18,0	0,60	30	3,3								
6,60	16,0	28,0		16,0	0,80	20	5,0								
6,80	12,0	22,0		12,0	0,67	18	5,6								
7,00	20,0	32,0		20,0	0,80	25	4,0								
7,20	35,0	50,0		35,0	1,00	35	2,9								
7,40	17,0	28,0		17,0	0,73	23	4,3								
7,60	18,0	27,0		18,0	0,60	30	3,3								
7,80	21,0	32,0		21,0	0,73	29	3,5								
8,00	23,0	35,0		23,0	0,80	29	3,5								
8,20	21,0	37,0		21,0	1,07	20	5,1								
8,40	23,0	41,0		23,0	1,20	19	5,2								
8,60	21,0	33,0		21,0	0,80	26	3,8								
8,80	24,0	34,0		24,0	0,67	36	2,8								
9,00	22,0	37,0		22,0	1,00	22	4,5								
9,20	27,0	44,0		27,0	1,13	24	4,2								
9,40	22,0	29,0		22,0	0,47	47	2,1								
9,60	21,0	34,0		21,0	0,87	24	4,1								
9,80	21,0	38,0		21,0	1,13	19	5,4								
10,00	19,0	27,0		19,0	0,53	36	2,8								
10,20	21,0	24,0		21,0	0,20	105	1,0								
10,40	23,0	37,0		23,0	0,93	25	4,0								
10,60	18,0	29,0		18,0	0,73	25	4,1								
10,80	19,0	31,0		19,0	0,80	24	4,2								
11,00	20,0	34,0		20,0	0,93	22	4,7								
11,20	21,0	33,0		21,0	0,80	26	3,8								
11,40	21,0	29,0		21,0	0,53	40	2,5								
11,60	22,0	34,0		22,0	0,80	28	3,6								
11,80	27,0	41,0		27,0	0,93	29	3,4								
12,00	26,0	45,0		26,0	1,27	20	4,9								
12,20	20,0	34,0		20,0	0,93	22	4,7								
12,40	22,0	37,0		22,0	1,00	22	4,5								
12,60	23,0	36,0		23,0	0,87	26	3,8								
12,80	19,0	27,0		19,0	0,53	36	2,8								
13,00	19,0	28,0		19,0	0,60	32	3,2								
13,20	20,0	33,0		20,0	0,87	23	4,4								
13,40	21,0	34,0		21,0	0,87	24	4,1								
13,60	27,0	41,0		27,0	0,93	29	3,4								
13,80	28,0	44,0		28,0	1,07	26	3,8								
14,00	25,0	42,0		25,0	1,13	22	4,5								
14,20	21,0	34,0		21,0	0,87	24	4,1								
14,40	18,0	29,0		18,0	0,73	25	4,1								
14,60	19,0	35,0		19,0	1,07	18	5,6								
14,80	23,0	41,0		23,0	1,20	19	5,2								
15,00	22,0	34,0		22,0	0,80	28	3,6								

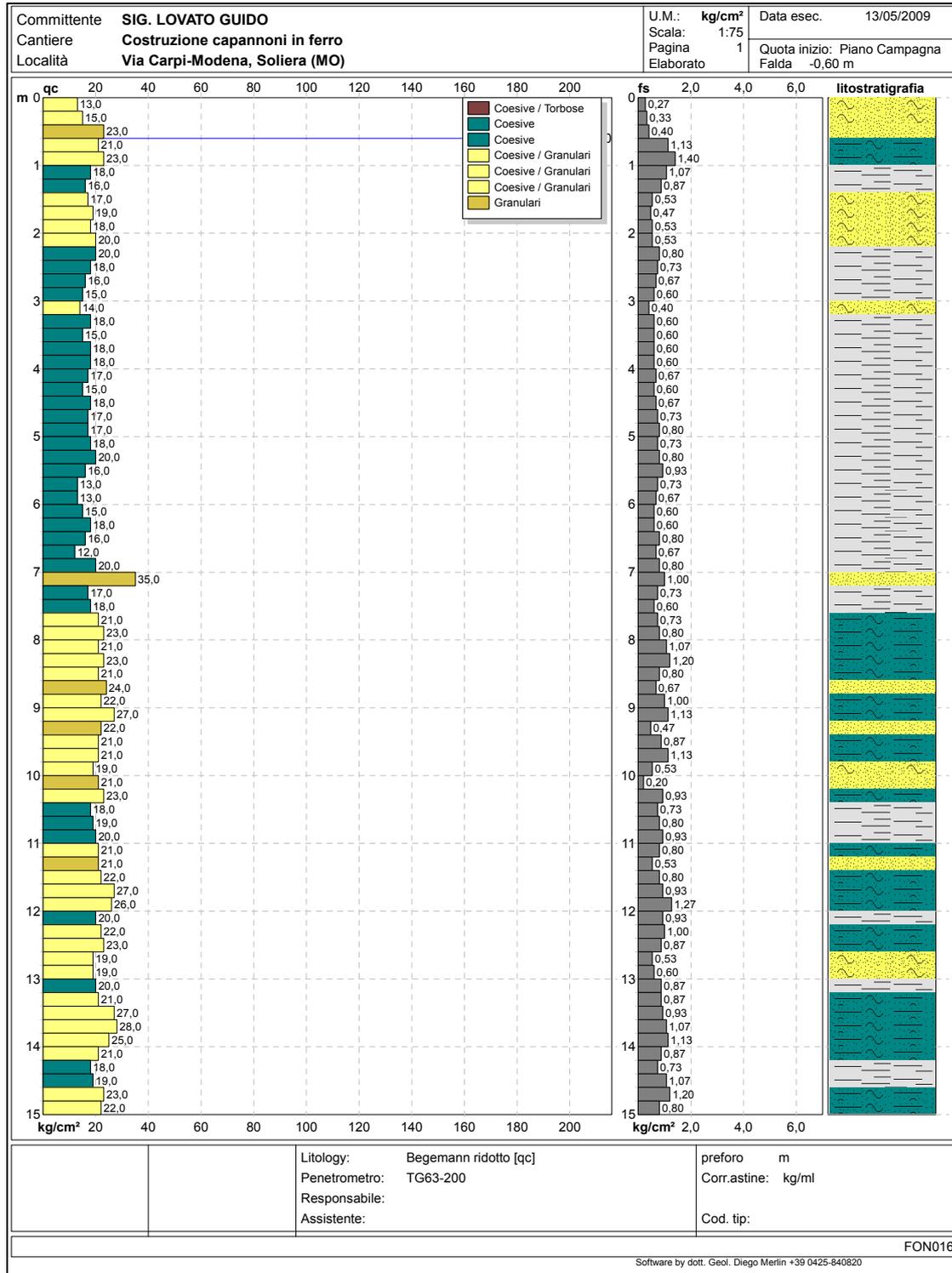
H = profondità
 L1 = prima lettura (punta)
 L2 = seconda lettura (punta + laterale)
 Lt = terza lettura (totale)
 CT = 10,00 costante di trasformazione

qc = resistenza punta
 fs = resistenza laterale
 alla stessa quota di qc
 F = rapporto Begemann (qc / fs)
 Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)*100

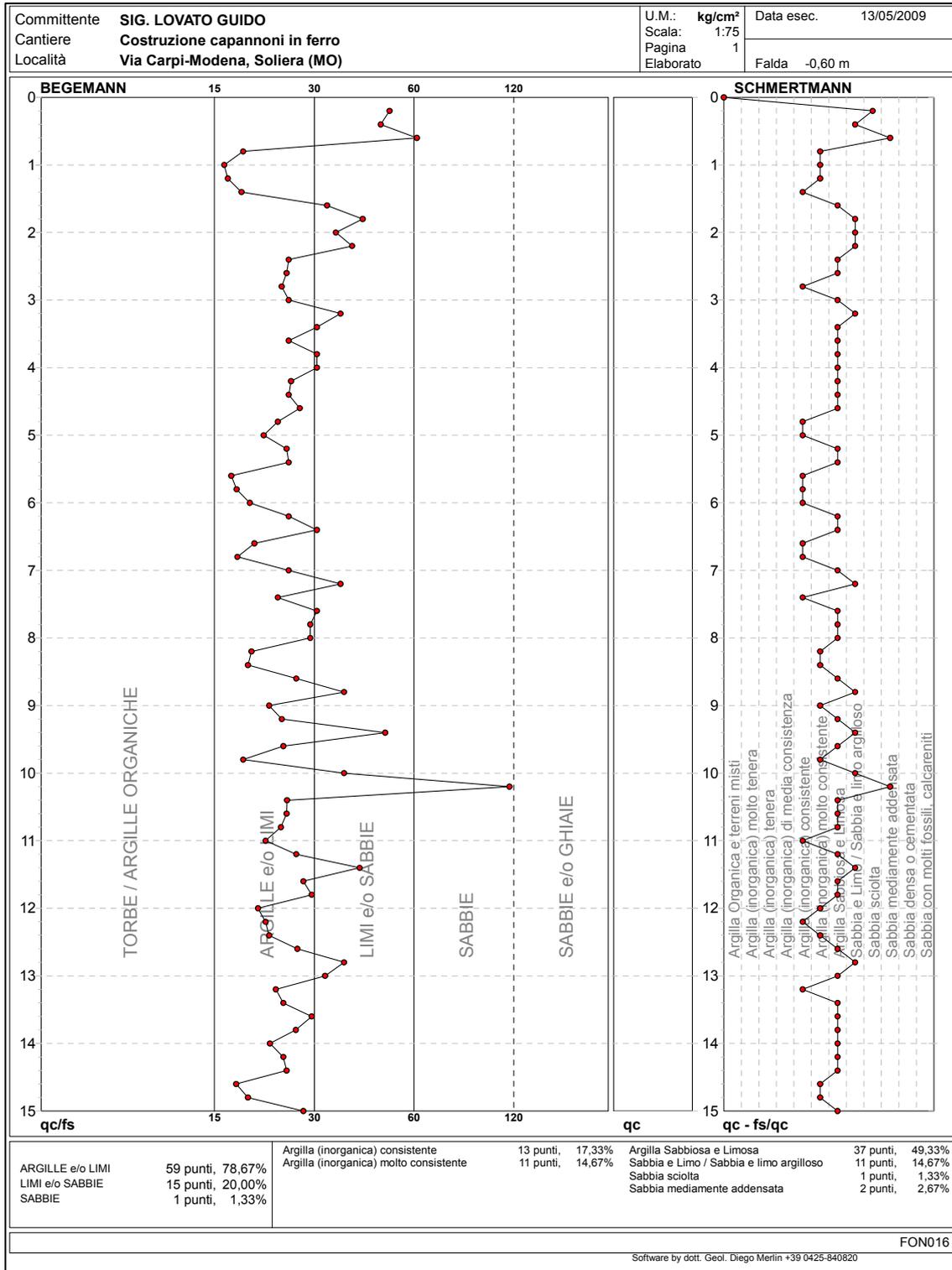
FON016

Software by dott. Geol. Diego Merlin +39 0425-840820

DIAGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA



DIAGRAMMI LITOLOGIA



PROVA CPT2
 eseguita in data 13/05/2009
 (lettura dati ogni 20 cm)

LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

Committente SIG. LOVATO GUIDO		U.M.: kg/cm²		Data esec. 13/05/2009	
Cantiere Costruzione capannoni in ferro		Pagina 1			
Località Via Carpi-Modena, Soliera (MO)		Elaborato		Falda -0,45 m	

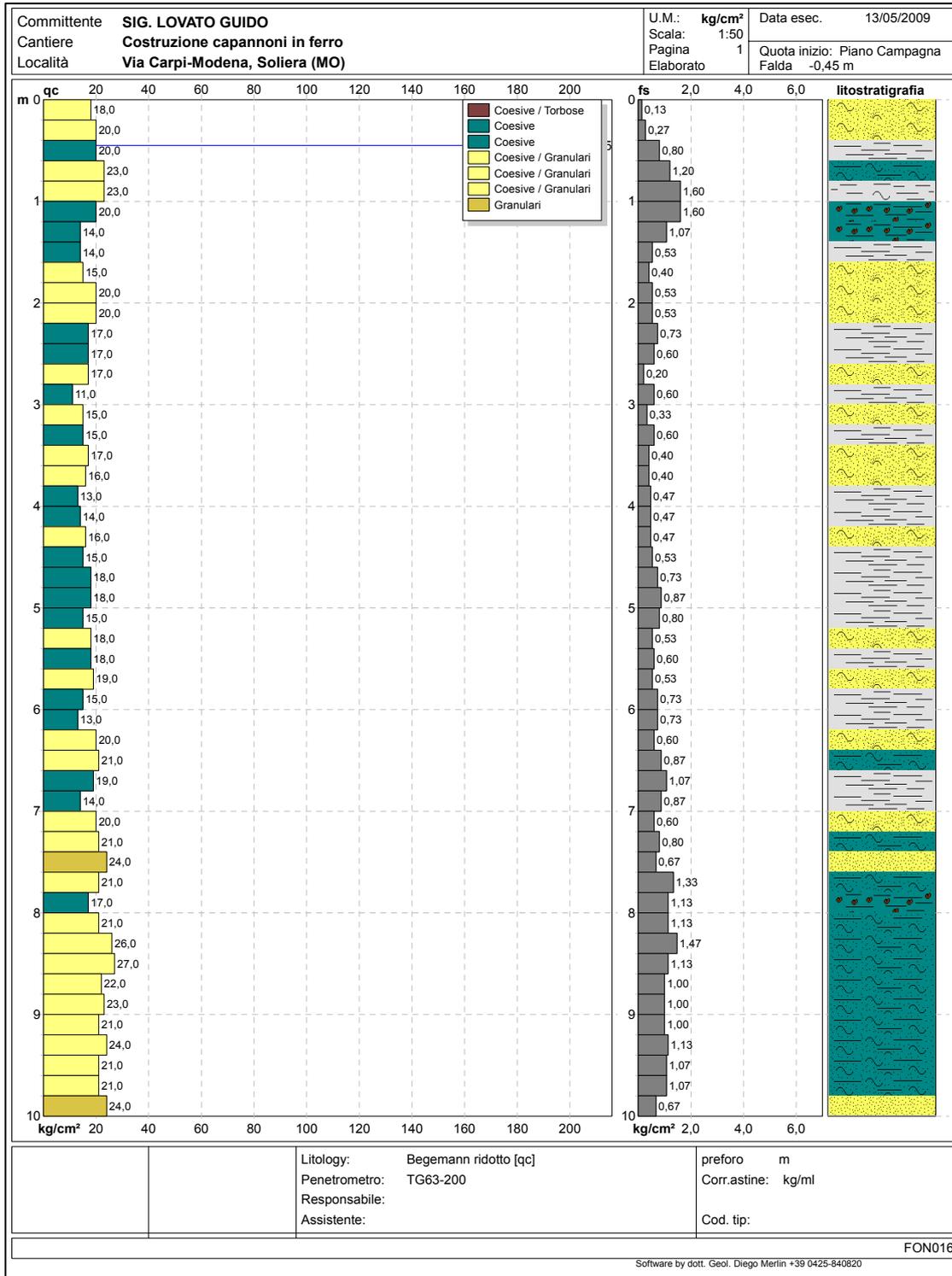
H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf	H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf
m	-	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%	m	-	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%
0,20	18,0	20,0		18,0	0,13	138	0,7								
0,40	20,0	24,0		20,0	0,27	74	1,4								
0,60	20,0	32,0		20,0	0,80	25	4,0								
0,80	23,0	41,0		23,0	1,20	19	5,2								
1,00	23,0	47,0		23,0	1,60	14	7,0								
1,20	20,0	44,0		20,0	1,60	13	8,0								
1,40	14,0	30,0		14,0	1,07	13	7,6								
1,60	14,0	22,0		14,0	0,53	26	3,8								
1,80	15,0	21,0		15,0	0,40	38	2,7								
2,00	20,0	28,0		20,0	0,53	38	2,7								
2,20	20,0	28,0		20,0	0,53	38	2,7								
2,40	17,0	28,0		17,0	0,73	23	4,3								
2,60	17,0	26,0		17,0	0,60	28	3,5								
2,80	17,0	20,0		17,0	0,20	85	1,2								
3,00	11,0	20,0		11,0	0,60	18	5,5								
3,20	15,0	20,0		15,0	0,33	45	2,2								
3,40	15,0	24,0		15,0	0,60	25	4,0								
3,60	17,0	23,0		17,0	0,40	43	2,4								
3,80	16,0	22,0		16,0	0,40	40	2,5								
4,00	13,0	20,0		13,0	0,47	28	3,6								
4,20	14,0	21,0		14,0	0,47	30	3,4								
4,40	16,0	23,0		16,0	0,47	34	2,9								
4,60	15,0	23,0		15,0	0,53	28	3,5								
4,80	18,0	29,0		18,0	0,73	25	4,1								
5,00	18,0	31,0		18,0	0,87	21	4,8								
5,20	15,0	27,0		15,0	0,80	19	5,3								
5,40	18,0	26,0		18,0	0,53	34	2,9								
5,60	18,0	27,0		18,0	0,60	30	3,3								
5,80	19,0	27,0		19,0	0,53	36	2,8								
6,00	15,0	26,0		15,0	0,73	21	4,9								
6,20	13,0	24,0		13,0	0,73	18	5,6								
6,40	20,0	29,0		20,0	0,60	33	3,0								
6,60	21,0	34,0		21,0	0,87	24	4,1								
6,80	19,0	35,0		19,0	1,07	18	5,6								
7,00	14,0	27,0		14,0	0,87	16	6,2								
7,20	20,0	29,0		20,0	0,60	33	3,0								
7,40	21,0	33,0		21,0	0,80	26	3,8								
7,60	24,0	34,0		24,0	0,67	36	2,8								
7,80	21,0	41,0		21,0	1,33	16	6,3								
8,00	17,0	34,0		17,0	1,13	15	6,6								
8,20	21,0	38,0		21,0	1,13	19	5,4								
8,40	26,0	48,0		26,0	1,47	18	5,7								
8,60	27,0	44,0		27,0	1,13	24	4,2								
8,80	22,0	37,0		22,0	1,00	22	4,5								
9,00	23,0	38,0		23,0	1,00	23	4,3								
9,20	21,0	36,0		21,0	1,00	21	4,8								
9,40	24,0	41,0		24,0	1,13	21	4,7								
9,60	21,0	37,0		21,0	1,07	20	5,1								
9,80	21,0	37,0		21,0	1,07	20	5,1								
10,00	24,0	34,0		24,0	0,67	36	2,8								

H = profondità	qc = resistenza punta
L1 = prima lettura (punta)	fs = resistenza laterale
L2 = seconda lettura (punta + laterale)	alla stessa quota di qc
Lt = terza lettura (totale)	F = rapporto Begemann (qc / fs)
CT =10,00 costante di trasformazione	Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)*100

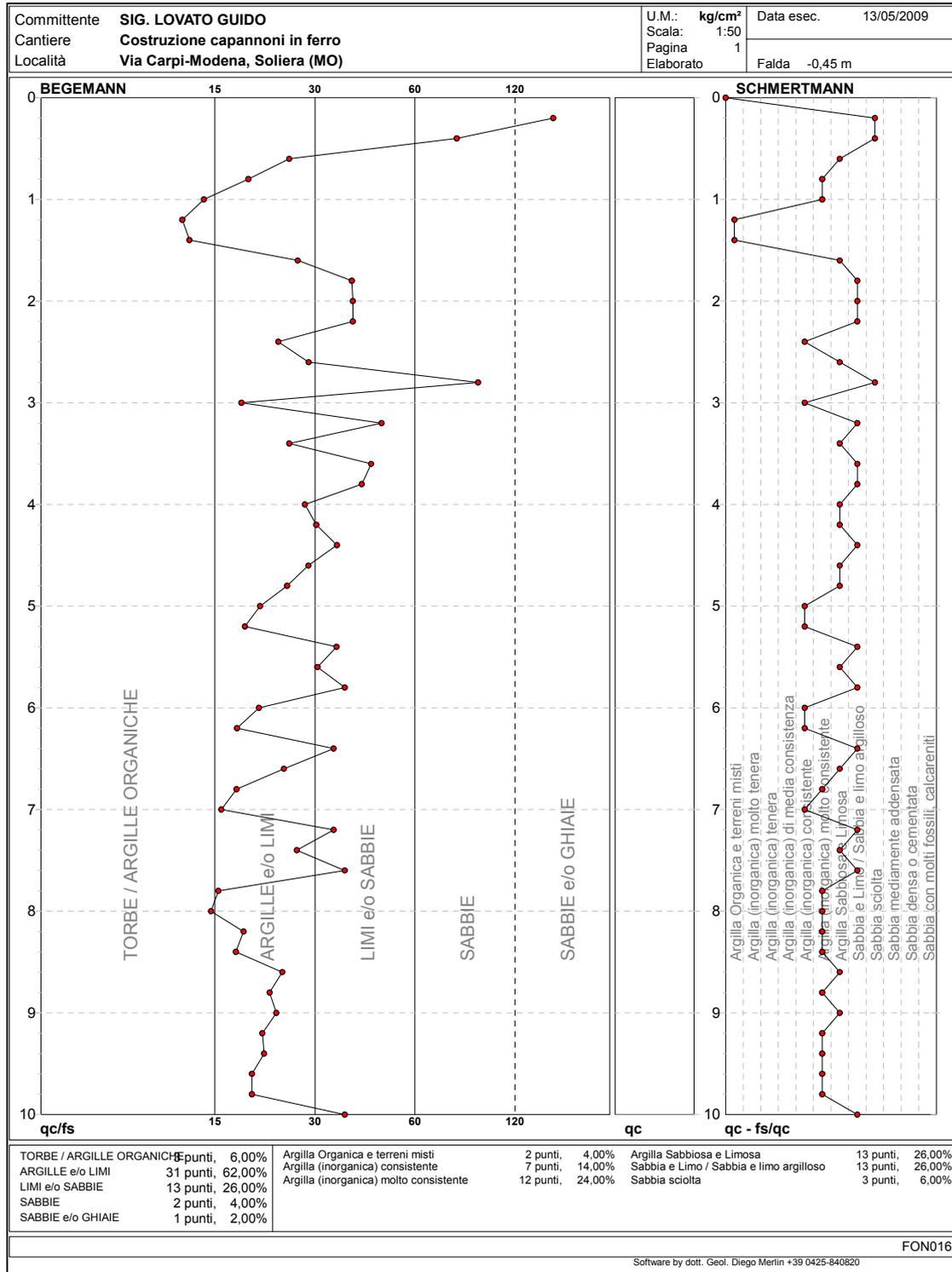
FON016

Software by dott. Geol. Diego Merlini +39 0425-840820

DIAGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA



DIAGRAMMI LITOLOGIA



PROVA CPT3
 eseguita in data 13/05/2009
 (lettura dati ogni 20 cm)

LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

Committente		SIG. LOVATO GAETANO		U.M.:	kg/cm ²	Data esec.	13/05/2009								
Cantiere		Costruzione capannone in ferro		Pagina	1										
Località		Via Carpi-Modena, Soliera (MO)		Elaborato	Falda	-0,65 m									
H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf	H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf
m	-	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%	m	-	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%
0,20	12,0	14,0		12,0	0,13	92	1,1								
0,40	14,0	17,0		14,0	0,20	70	1,4								
0,60	17,0	26,0		17,0	0,60	28	3,5								
0,80	14,0	29,0		14,0	1,00	14	7,1								
1,00	12,0	26,0		12,0	0,93	13	7,8								
1,20	10,0	20,0		10,0	0,67	15	6,7								
1,40	12,0	21,0		12,0	0,60	20	5,0								
1,60	18,0	31,0		18,0	0,87	21	4,8								
1,80	15,0	30,0		15,0	1,00	15	6,7								
2,00	20,0	35,0		20,0	1,00	20	5,0								
2,20	18,0	32,0		18,0	0,93	19	5,2								
2,40	22,0	35,0		22,0	0,87	25	4,0								
2,60	17,0	32,0		17,0	1,00	17	5,9								
2,80	18,0	35,0		18,0	1,13	16	6,3								
3,00	13,0	29,0		13,0	1,07	12	8,2								
3,20	16,0	32,0		16,0	1,07	15	6,7								
3,40	12,0	26,0		12,0	0,93	13	7,8								
3,60	14,0	26,0		14,0	0,80	18	5,7								
3,80	18,0	29,0		18,0	0,73	25	4,1								
4,00	18,0	30,0		18,0	0,80	23	4,4								
4,20	15,0	26,0		15,0	0,73	21	4,9								
4,40	15,0	26,0		15,0	0,73	21	4,9								
4,60	20,0	30,0		20,0	0,67	30	3,4								
4,80	18,0	35,0		18,0	1,13	16	6,3								
5,00	17,0	32,0		17,0	1,00	17	5,9								
5,20	20,0	35,0		20,0	1,00	20	5,0								
5,40	15,0	29,0		15,0	0,93	16	6,2								
5,60	15,0	26,0		15,0	0,73	21	4,9								
5,80	15,0	27,0		15,0	0,80	19	5,3								
6,00	13,0	21,0		13,0	0,53	25	4,1								
6,20	12,0	20,0		12,0	0,53	23	4,4								
6,40	15,0	22,0		15,0	0,47	32	3,1								
6,60	17,0	26,0		17,0	0,60	28	3,5								
6,80	15,0	23,0		15,0	0,53	28	3,5								
7,00	18,0	33,0		18,0	1,00	18	5,6								
7,20	22,0	29,0		22,0	0,47	47	2,1								
7,40	21,0	37,0		21,0	1,07	20	5,1								
7,60	21,0	37,0		21,0	1,07	20	5,1								
7,80	20,0	35,0		20,0	1,00	20	5,0								
8,00	22,0	37,0		22,0	1,00	22	4,5								
8,20	27,0	44,0		27,0	1,13	24	4,2								
8,40	29,0	54,0		29,0	1,67	17	5,8								
8,60	24,0	34,0		24,0	0,67	36	2,8								
8,80	23,0	37,0		23,0	0,93	25	4,0								
9,00	21,0	32,0		21,0	0,73	29	3,5								
9,20	19,0	28,0		19,0	0,60	32	3,2								
9,40	22,0	35,0		22,0	0,87	25	4,0								
9,60	21,0	34,0		21,0	0,87	24	4,1								
9,80	23,0	37,0		23,0	0,93	25	4,0								
10,00	24,0	41,0		24,0	1,13	21	4,7								
10,20	24,0	39,0		24,0	1,00	24	4,2								
10,40	27,0	41,0		27,0	0,93	29	3,4								
10,60	21,0	33,0		21,0	0,80	26	3,8								
10,80	21,0	34,0		21,0	0,87	24	4,1								
11,00	21,0	38,0		21,0	1,13	19	5,4								
11,20	27,0	48,0		27,0	1,40	19	5,2								
11,40	26,0	44,0		26,0	1,20	22	4,6								
11,60	28,0	48,0		28,0	1,33	21	4,8								
11,80	28,0	40,0		28,0	0,80	35	2,9								
12,00	27,0	39,0		27,0	0,80	34	3,0								
12,20	24,0	37,0		24,0	0,87	28	3,6								
12,40	24,0	38,0		24,0	0,93	26	3,9								
12,60	19,0	31,0		19,0	0,80	24	4,2								
12,80	20,0	34,0		20,0	0,93	22	4,7								
13,00	21,0	33,0		21,0	0,80	26	3,8								
13,20	22,0	34,0		22,0	0,80	28	3,6								
13,40	27,0	45,0		27,0	1,20	23	4,4								
13,60	26,0	42,0		26,0	1,07	24	4,1								
13,80	28,0	51,0		28,0	1,53	18	5,5								
14,00	29,0	52,0		29,0	1,53	19	5,3								
14,20	27,0	47,0		27,0	1,33	20	4,9								
14,40	27,0	42,0		27,0	1,00	27	3,7								
14,60	23,0	38,0		23,0	1,00	23	4,3								
14,80	26,0	42,0		26,0	1,07	24	4,1								
15,00	25,0	40,0		25,0	1,00	25	4,0								

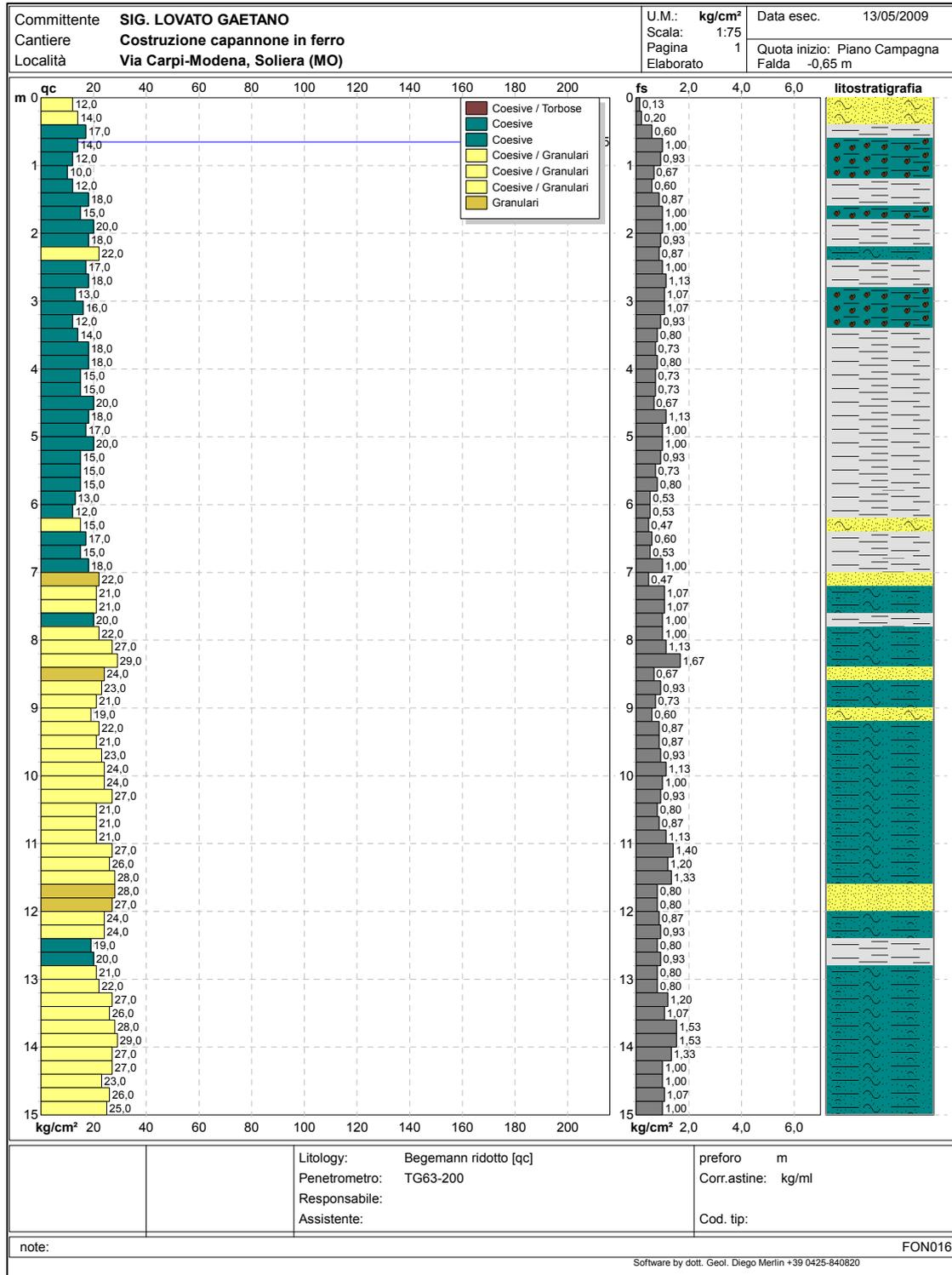
H = profondità	qc = resistenza punta
L1 = prima lettura (punta)	fs = resistenza laterale
L2 = seconda lettura (punta + laterale)	alla stessa quota di qc
Lt = terza lettura (totale)	F = rapporto Begemann (qc / fs)
CT = 10,00 costante di trasformazione	Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)*100

nota:

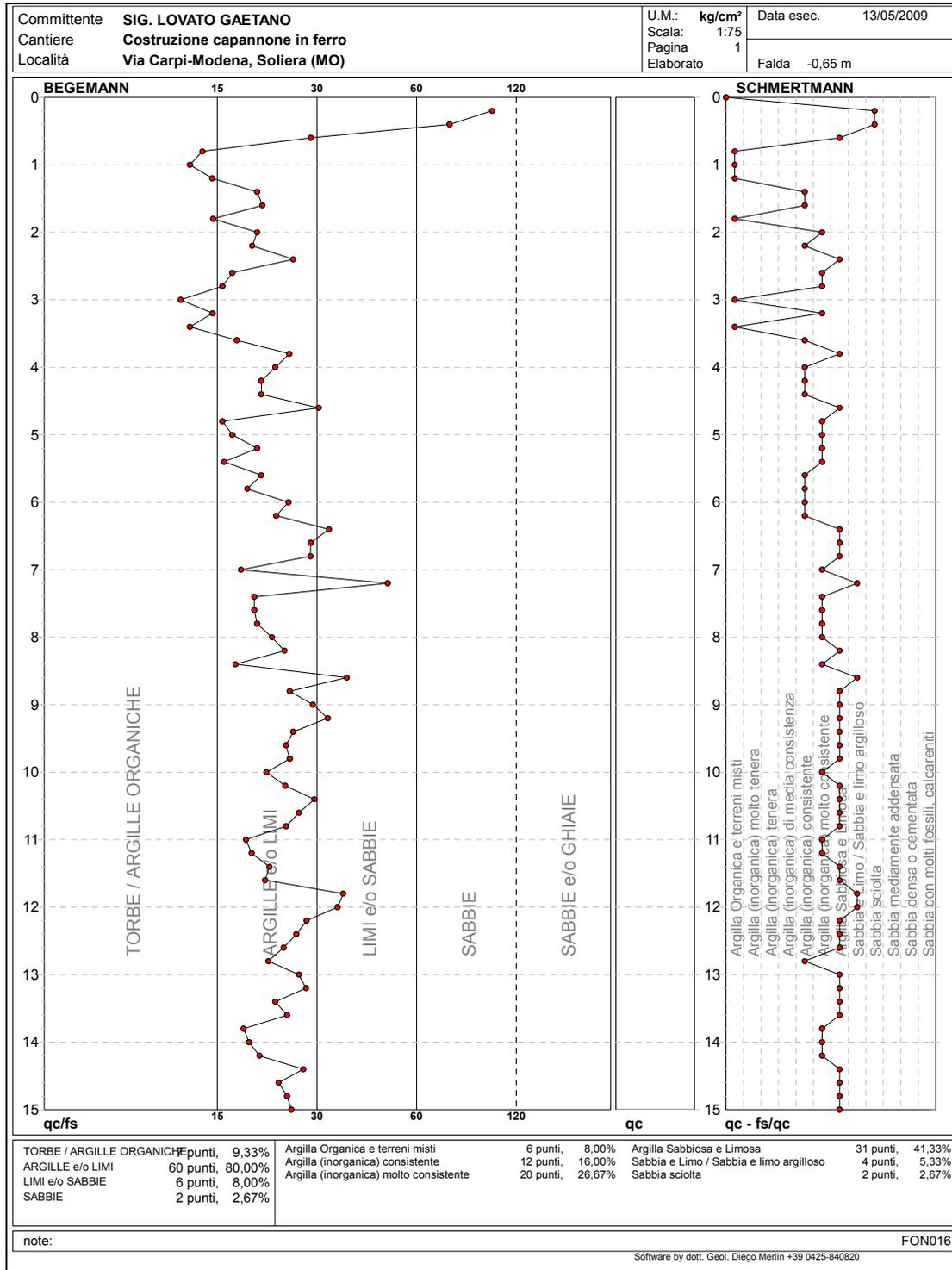
FON016

Software by dott. Geol. Diego Merlin +39 0425-840820

DIAGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA



DIAGRAMMI LITOLOGIA



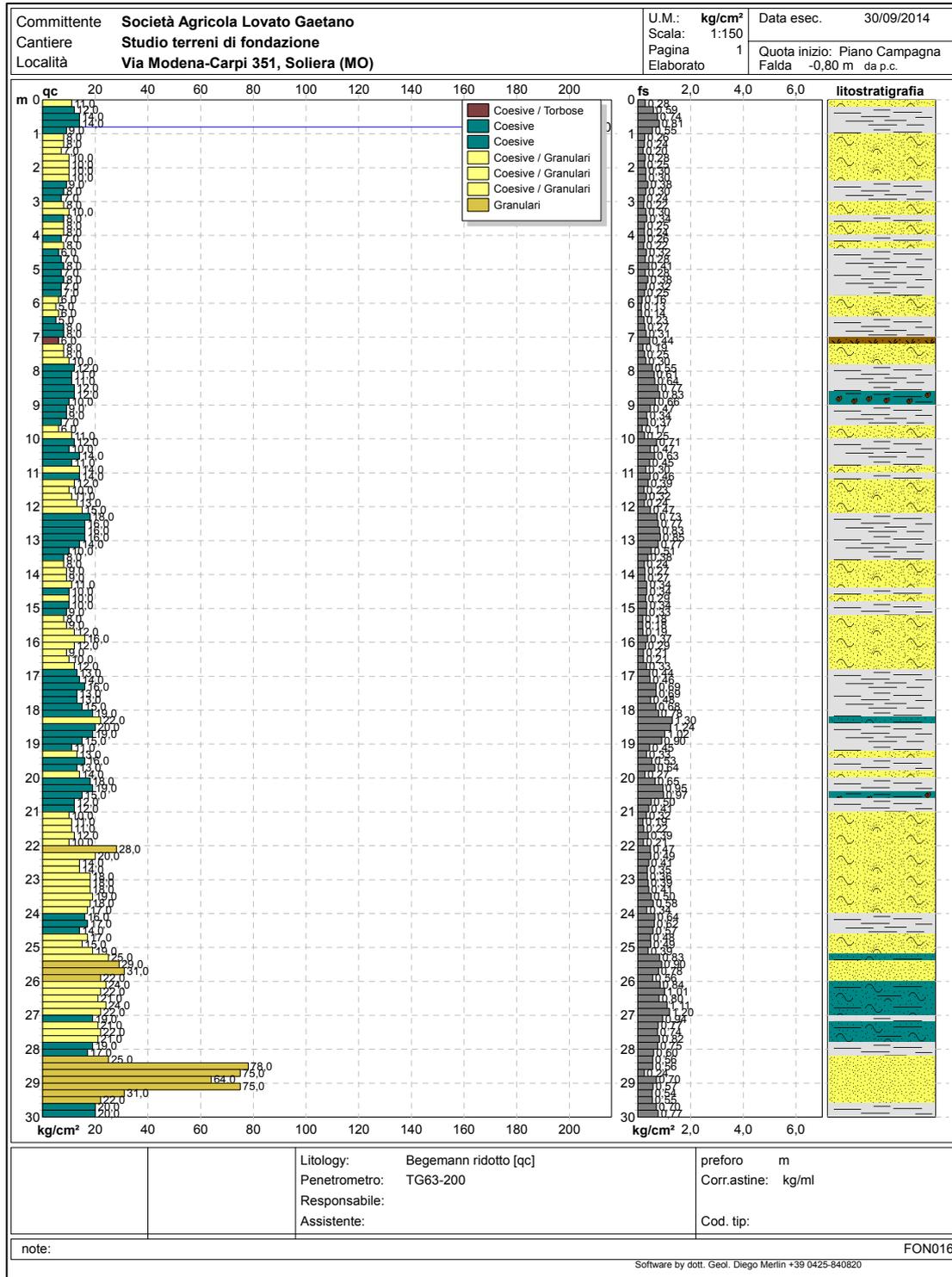
PROVA SCPTU1
 eseguita in data 30/09/2014
 (lettura dati ogni 20 cm)

LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

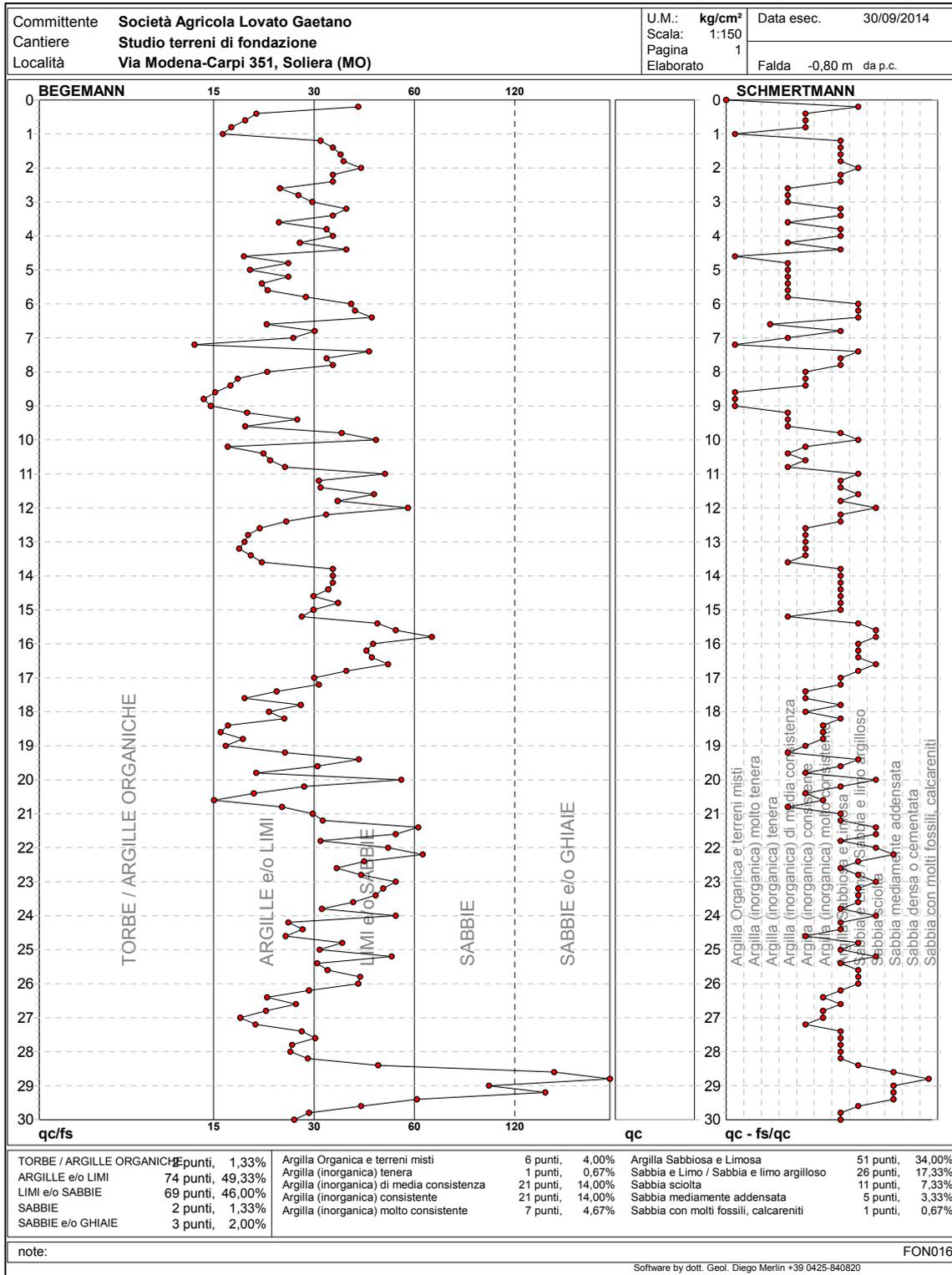
Committente		Società Agricola Lovato Gaetano		U.M.: kg/cm ²		Data esec. 30/09/2014									
Cantiere		Studio terreni di fondazione		Pagina 1											
Località		Via Modena-Carpi 351, Soliera (MO)		Elaborato		Falda -0,80 m da p.c.									
H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf	H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf
m	-	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%	m	-	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%
0,20	11,0	16,0		11,0	0,28	39	2,5	15,20	9,0	14,0		9,0	0,33	27	3,7
0,40	12,0	21,0		12,0	0,59	20	4,9	15,40	8,0	11,0		8,0	0,18	44	2,3
0,60	14,0	26,0		14,0	0,74	19	5,3	15,60	9,0	11,0		9,0	0,18	50	2,0
0,80	14,0	26,0		14,0	0,81	17	5,8	15,80	12,0	15,0		12,0	0,19	63	1,6
1,00	9,0	17,0		9,0	0,55	16	6,1	16,00	16,0	21,0		16,0	0,37	43	2,3
1,20	8,0	12,0		8,0	0,26	31	3,3	16,20	12,0	16,0		12,0	0,29	41	2,4
1,40	8,0	12,0		8,0	0,24	33	3,0	16,40	9,0	12,0		9,0	0,21	43	2,3
1,60	7,0	10,0		7,0	0,20	35	2,9	16,60	10,0	13,0		10,0	0,21	48	2,1
1,80	10,0	14,0		10,0	0,28	36	2,8	16,80	12,0	17,0		12,0	0,33	36	2,8
2,00	10,0	13,0		10,0	0,25	40	2,5	17,00	13,0	20,0		13,0	0,44	30	3,4
2,20	10,0	14,0		10,0	0,30	33	3,0	17,20	14,0	21,0		14,0	0,46	30	3,3
2,40	10,0	14,0		10,0	0,30	33	3,0	17,40	16,0	27,0		16,0	0,69	23	4,3
2,60	9,0	14,0		9,0	0,38	24	4,2	17,60	13,0	23,0		13,0	0,69	19	5,3
2,80	8,0	13,0		8,0	0,30	27	3,8	17,80	13,0	20,0		13,0	0,48	27	3,7
3,00	7,0	11,0		7,0	0,24	29	3,4	18,00	15,0	25,0		15,0	0,68	22	4,5
3,20	8,0	11,0		8,0	0,22	36	2,8	18,20	19,0	31,0		19,0	0,78	24	4,1
3,40	10,0	14,0		10,0	0,30	33	3,0	18,40	22,0	42,0		22,0	1,30	17	5,9
3,60	8,0	13,0		8,0	0,34	24	4,3	18,60	20,0	38,0		20,0	1,24	16	6,2
3,80	8,0	12,0		8,0	0,25	32	3,1	18,80	19,0	34,0		19,0	1,02	19	5,4
4,00	8,0	12,0		8,0	0,24	33	3,0	19,00	15,0	28,0		15,0	0,90	17	6,0
4,20	7,0	11,0		7,0	0,26	27	3,7	19,20	11,0	18,0		11,0	0,45	24	4,1
4,40	8,0	11,0		8,0	0,22	36	2,8	19,40	13,0	18,0		13,0	0,33	39	2,5
4,60	6,0	11,0		6,0	0,32	19	5,3	19,60	16,0	24,0		16,0	0,53	30	3,3
4,80	7,0	11,0		7,0	0,28	25	4,0	19,80	13,0	23,0		13,0	0,64	20	4,9
5,00	8,0	14,0		8,0	0,41	20	5,1	20,00	14,0	18,0		14,0	0,27	52	1,9
5,20	7,0	11,0		7,0	0,28	25	4,0	20,20	18,0	27,0		18,0	0,65	28	3,6
5,40	8,0	13,0		8,0	0,38	21	4,8	20,40	19,0	33,0		19,0	0,95	20	5,0
5,60	7,0	12,0		7,0	0,32	22	4,6	20,60	15,0	30,0		15,0	0,97	15	6,5
5,80	7,0	11,0		7,0	0,25	28	3,6	20,80	12,0	20,0		12,0	0,50	24	4,2
6,00	6,0	8,0		6,0	0,16	38	2,7	21,00	12,0	19,0		12,0	0,41	29	3,4
6,20	5,0	7,0		5,0	0,13	38	2,6	21,20	10,0	15,0		10,0	0,32	31	3,2
6,40	6,0	8,0		6,0	0,14	43	2,3	21,40	11,0	13,0		11,0	0,19	58	1,7
6,60	5,0	9,0		5,0	0,23	22	4,6	21,60	11,0	15,0		11,0	0,22	50	2,0
6,80	8,0	12,0		8,0	0,27	30	3,4	21,80	12,0	18,0		12,0	0,39	31	3,3
7,00	8,0	13,0		8,0	0,31	26	3,9	22,00	10,0	13,0		10,0	0,21	48	2,1
7,20	6,0	12,0		6,0	0,44	14	7,3	22,20	28,0	35,0		28,0	0,47	60	1,7
7,40	8,0	10,0		8,0	0,19	42	2,4	22,40	20,0	28,0		20,0	0,49	41	2,5
7,60	8,0	12,0		8,0	0,25	32	3,1	22,60	14,0	20,0		14,0	0,41	34	2,9
7,80	10,0	14,0		10,0	0,30	33	3,0	22,80	14,0	19,0		14,0	0,35	40	2,5
8,00	12,0	20,0		12,0	0,55	22	4,6	23,00	18,0	23,0		18,0	0,36	50	2,0
8,20	11,0	21,0		11,0	0,61	18	5,5	23,20	18,0	24,0		18,0	0,39	46	2,2
8,40	11,0	21,0		11,0	0,64	17	5,8	23,40	18,0	24,0		18,0	0,41	44	2,3
8,60	12,0	24,0		12,0	0,77	16	6,4	23,60	19,0	27,0		19,0	0,50	38	2,6
8,80	12,0	24,0		12,0	0,83	14	6,9	23,80	18,0	27,0		18,0	0,58	31	3,2
9,00	10,0	20,0		10,0	0,66	15	6,6	24,00	17,0	22,0		17,0	0,34	50	2,0
9,20	9,0	16,0		9,0	0,47	19	5,2	24,20	16,0	25,0		16,0	0,64	25	4,0
9,40	9,0	14,0		9,0	0,34	26	3,8	24,40	17,0	27,0		17,0	0,62	27	3,6
9,60	7,0	12,0		7,0	0,37	19	5,3	24,60	14,0	23,0		14,0	0,57	25	4,1
9,80	6,0	9,0		6,0	0,17	35	2,8	24,80	17,0	24,0		17,0	0,48	35	2,8
10,00	11,0	14,0		11,0	0,25	44	2,3	25,00	15,0	22,0		15,0	0,49	31	3,3
10,20	12,0	23,0		12,0	0,71	17	5,9	25,20	19,0	24,0		19,0	0,39	49	2,1
10,40	10,0	17,0		10,0	0,47	21	4,7	25,40	25,0	38,0		25,0	0,83	30	3,3
10,60	14,0	23,0		14,0	0,63	22	4,5	25,60	29,0	42,0		29,0	0,90	32	3,1
10,80	11,0	18,0		11,0	0,45	24	4,1	25,80	31,0	43,0		31,0	0,78	40	2,5
11,00	14,0	19,0		14,0	0,30	47	2,1	26,00	22,0	30,0		22,0	0,56	39	2,5
11,20	14,0	21,0		14,0	0,46	30	3,3	26,20	24,0	37,0		24,0	0,84	29	3,5
11,40	12,0	18,0		12,0	0,39	31	3,3	26,40	22,0	37,0		22,0	1,01	22	4,6
11,60	10,0	13,0		10,0	0,23	43	2,3	26,60	21,0	33,0		21,0	0,80	26	3,8
11,80	11,0	16,0		11,0	0,32	34	2,9	26,80	24,0	40,0		24,0	1,11	22	4,6
12,00	13,0	16,0		13,0	0,24	54	1,8	27,00	22,0	40,0		22,0	1,20	18	5,5
12,20	15,0	22,0		15,0	0,47	32	3,1	27,20	19,0	33,0		19,0	0,94	20	4,9
12,40	18,0	29,0		18,0	0,73	25	4,1	27,40	21,0	32,0		21,0	0,77	27	3,7
12,60	16,0	28,0		16,0	0,77	21	4,8	27,60	22,0	33,0		22,0	0,74	30	3,4
12,80	16,0	29,0		16,0	0,83	19	5,2	27,80	21,0	33,0		21,0	0,82	26	3,9
13,00	16,0	29,0		16,0	0,85	19	5,3	28,00	19,0	30,0		19,0	0,75	25	3,9
13,20	14,0	25,0		14,0	0,77	18	5,5	28,20	17,0	26,0		17,0	0,60	28	3,5
13,40	10,0	18,0		10,0	0,51	20	5,1	28,40	25,0	33,0		25,0	0,56	45	2,2
13,60	8,0	13,0		8,0	0,38	21	4,8	28,60	78,0	87,0		78,0	0,56	139	0,7
13,80	8,0	12,0		8,0	0,24	33	3,0	28,80	75,0	78,0		75,0	0,24	313	0,3
14,00	9,0	13,0		9,0	0,27	33	3,0	29,00	64,0	75,0		64,0	0,70	91	1,1
14,20	9,0	13,0		9,0	0,27	33	3,0	29,20	75,0	84,0		75,0	0,57	132	0,8
14,40	11,0	16,0		11,0	0,34	32	3,1	29,40	31,0	40,0		31,0	0,54	57	1,7
14,60	10,0	15,0		10,0	0,34	29	3,4	29,60	22,0	30,0		22,0	0,55	40	2,5
14,80	10,0	14,0		10,0	0,29	34	2,9	29,80	20,0	31,0		20,0	0,70	29	3,5
15,00	10,0	15,0		10,0	0,34	29	3,4	30,00	20,0	31,0		20,0	0,77	26	3,9

H = profondità
 L1 = prima lettura (punta)
 L2 = seconda lettura (punta + laterale

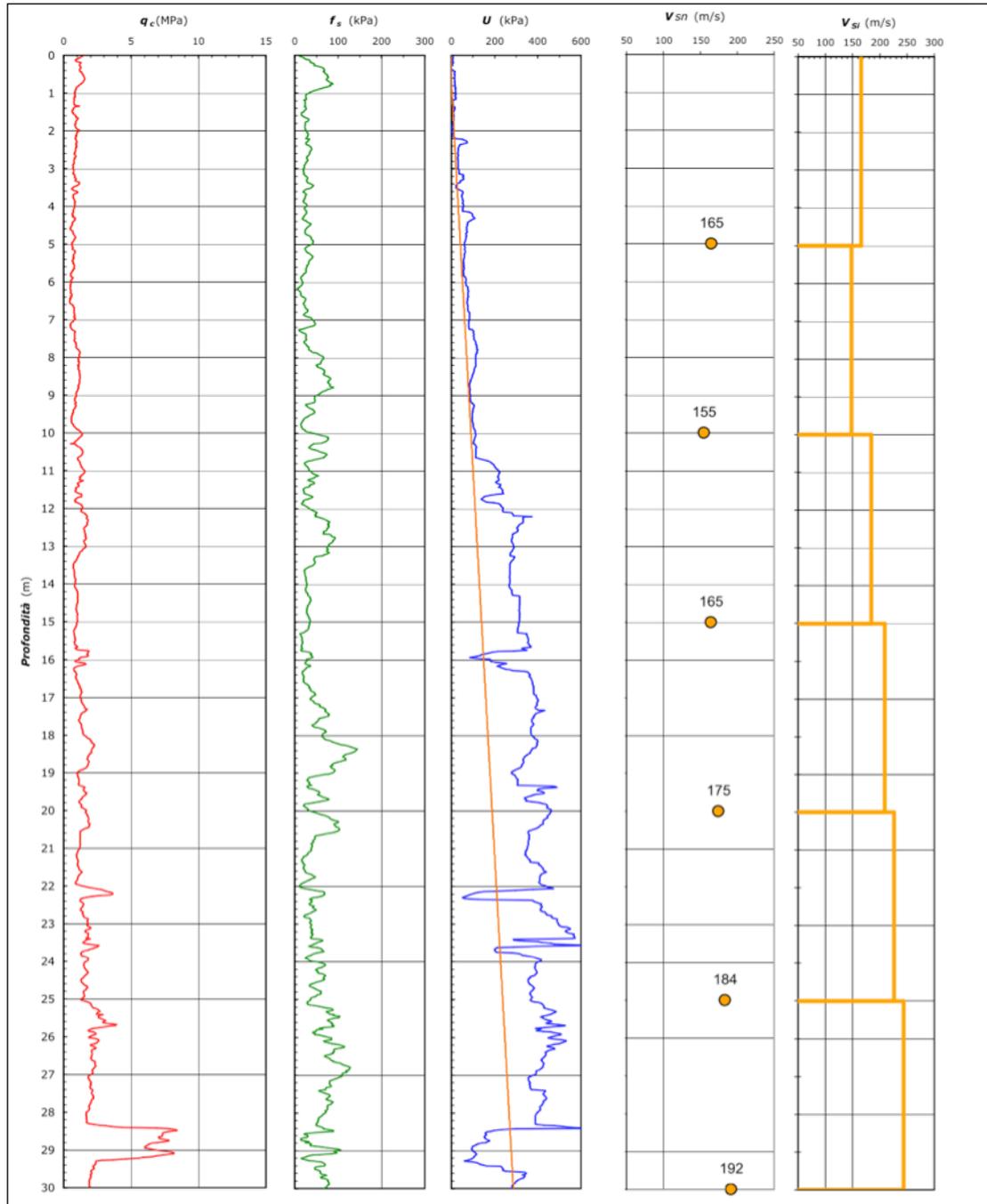
DIAGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA



DIAGRAMMI LITOLOGIA



DIAGRAMMI SCPTU1



PROVA CPTU2
 eseguita in data 27/03/2015
 (lettura dati ogni 20 cm)

LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

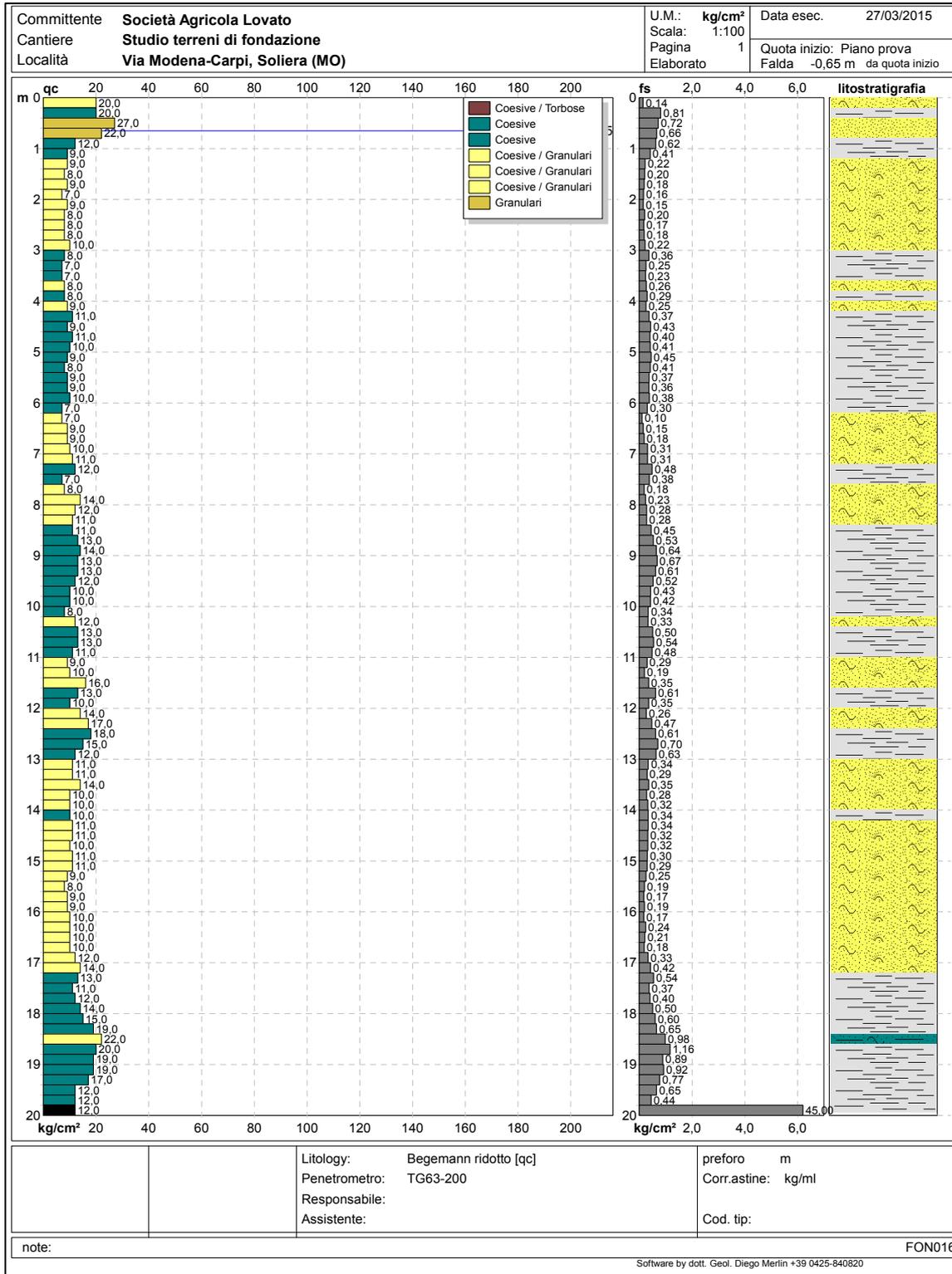
Committente		Società Agricola Lovato		U.M.:	kg/cm ²	Data exec.	27/03/2015								
Cantiere		Studio terreni di fondazione		Pagina	1										
Località		Via Modena-Carpi, Soliera (MO)		Elaborato		Falda	-0,65 m da quota inizio								
H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf	H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf
m	-	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%	m	-	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%
0,20	20,0	22,0		20,0	0,14	143	0,7	15,20	11,0	15,0		11,0	0,29	38	2,6
0,40	20,0	32,0		20,0	0,81	25	4,1	15,40	9,0	13,0		9,0	0,25	36	2,8
0,60	27,0	38,0		27,0	0,72	38	2,7	15,60	8,0	11,0		8,0	0,19	42	2,4
0,80	22,0	32,0		22,0	0,66	33	3,0	15,80	9,0	11,0		9,0	0,17	53	1,9
1,00	12,0	21,0		12,0	0,62	19	5,2	16,00	9,0	12,0		9,0	0,19	47	2,1
1,20	9,0	15,0		9,0	0,41	22	4,6	16,20	10,0	13,0		10,0	0,17	59	1,7
1,40	9,0	12,0		9,0	0,22	41	2,4	16,40	10,0	14,0		10,0	0,24	42	2,4
1,60	8,0	11,0		8,0	0,20	40	2,5	16,60	10,0	13,0		10,0	0,21	48	2,1
1,80	9,0	12,0		9,0	0,18	50	2,0	16,80	10,0	13,0		10,0	0,18	56	1,8
2,00	7,0	10,0		7,0	0,16	44	2,3	17,00	12,0	17,0		12,0	0,33	36	2,8
2,20	9,0	11,0		9,0	0,15	60	1,7	17,20	14,0	20,0		14,0	0,42	33	3,0
2,40	8,0	11,0		8,0	0,20	40	2,5	17,40	13,0	21,0		13,0	0,54	24	4,2
2,60	8,0	10,0		8,0	0,17	47	2,1	17,60	11,0	17,0		11,0	0,37	30	3,4
2,80	8,0	11,0		8,0	0,18	44	2,3	17,80	12,0	18,0		12,0	0,40	30	3,3
3,00	10,0	13,0		10,0	0,22	45	2,2	18,00	14,0	21,0		14,0	0,50	28	3,6
3,20	8,0	13,0		8,0	0,36	22	4,5	18,20	15,0	24,0		15,0	0,60	25	4,0
3,40	7,0	10,0		7,0	0,25	28	3,6	18,40	19,0	29,0		19,0	0,65	29	3,4
3,60	7,0	10,0		7,0	0,23	30	3,3	18,60	22,0	37,0		22,0	0,98	22	4,5
3,80	8,0	12,0		8,0	0,26	31	3,3	18,80	20,0	37,0		20,0	1,16	17	5,8
4,00	8,0	12,0		8,0	0,29	28	3,6	19,00	19,0	33,0		19,0	0,89	21	4,7
4,20	9,0	12,0		9,0	0,25	36	2,8	19,20	19,0	33,0		19,0	0,92	21	4,8
4,40	11,0	16,0		11,0	0,37	30	3,4	19,40	17,0	29,0		17,0	0,77	22	4,5
4,60	9,0	15,0		9,0	0,43	21	4,8	19,60	12,0	22,0		12,0	0,65	18	5,4
4,80	11,0	17,0		11,0	0,40	28	3,6	19,80	12,0	18,0		12,0	0,44	27	3,7
5,00	10,0	16,0		10,0	0,41	24	4,1	20,00	12,0	687,0		12,0	45,00	0	375,0
5,20	9,0	16,0		9,0	0,45	20	5,0								
5,40	8,0	15,0		8,0	0,41	20	5,1								
5,60	9,0	15,0		9,0	0,37	24	4,1								
5,80	9,0	15,0		9,0	0,36	25	4,0								
6,00	10,0	15,0		10,0	0,38	26	3,8								
6,20	7,0	11,0		7,0	0,30	23	4,3								
6,40	7,0	9,0		7,0	0,10	70	1,4								
6,60	9,0	12,0		9,0	0,15	60	1,7								
6,80	9,0	12,0		9,0	0,18	50	2,0								
7,00	10,0	15,0		10,0	0,31	32	3,1								
7,20	11,0	16,0		11,0	0,31	35	2,8								
7,40	12,0	19,0		12,0	0,48	25	4,0								
7,60	7,0	13,0		7,0	0,38	18	5,4								
7,80	8,0	11,0		8,0	0,18	44	2,3								
8,00	14,0	17,0		14,0	0,23	61	1,6								
8,20	12,0	16,0		12,0	0,28	43	2,3								
8,40	11,0	16,0		11,0	0,28	39	2,5								
8,60	11,0	18,0		11,0	0,45	24	4,1								
8,80	13,0	21,0		13,0	0,53	25	4,1								
9,00	14,0	24,0		14,0	0,64	22	4,6								
9,20	13,0	23,0		13,0	0,67	19	5,2								
9,40	13,0	22,0		13,0	0,61	21	4,7								
9,60	12,0	19,0		12,0	0,52	23	4,3								
9,80	10,0	16,0		10,0	0,43	23	4,3								
10,00	10,0	16,0		10,0	0,42	24	4,2								
10,20	8,0	13,0		8,0	0,34	24	4,3								
10,40	12,0	17,0		12,0	0,33	36	2,8								
10,60	13,0	21,0		13,0	0,50	26	3,8								
10,80	13,0	21,0		13,0	0,54	24	4,2								
11,00	11,0	18,0		11,0	0,48	23	4,4								
11,20	9,0	14,0		9,0	0,29	31	3,2								
11,40	10,0	13,0		10,0	0,19	53	1,9								
11,60	16,0	22,0		16,0	0,35	46	2,2								
11,80	13,0	22,0		13,0	0,61	21	4,7								
12,00	10,0	15,0		10,0	0,35	29	3,5								
12,20	14,0	18,0		14,0	0,26	54	1,9								
12,40	17,0	24,0		17,0	0,47	36	2,8								
12,60	18,0	27,0		18,0	0,61	30	3,4								
12,80	15,0	26,0		15,0	0,70	21	4,7								
13,00	12,0	21,0		12,0	0,63	19	5,3								
13,20	11,0	16,0		11,0	0,34	32	3,1								
13,40	11,0	16,0		11,0	0,29	38	2,6								
13,60	14,0	19,0		14,0	0,35	40	2,5								
13,80	10,0	14,0		10,0	0,28	36	2,8								
14,00	10,0	14,0		10,0	0,32	31	3,2								
14,20	10,0	16,0		10,0	0,34	29	3,4								
14,40	11,0	16,0		11,0	0,34	32	3,1								
14,60	11,0	16,0		11,0	0,32	34	2,9								
14,80	10,0	15,0		10,0	0,32	31	3,2								
15,00	11,0	15,0		11,0	0,30	37	2,7								

H = profondità	qc = resistenza punta
L1 = prima lettura (punta)	fs = resistenza laterale
L2 = seconda lettura (punta + laterale)	alla stessa quota di qc
Lt = terza lettura (totale)	F = rapporto Begemann (qc / fs)
CT = 10,00 costante di trasformazione	Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)*100

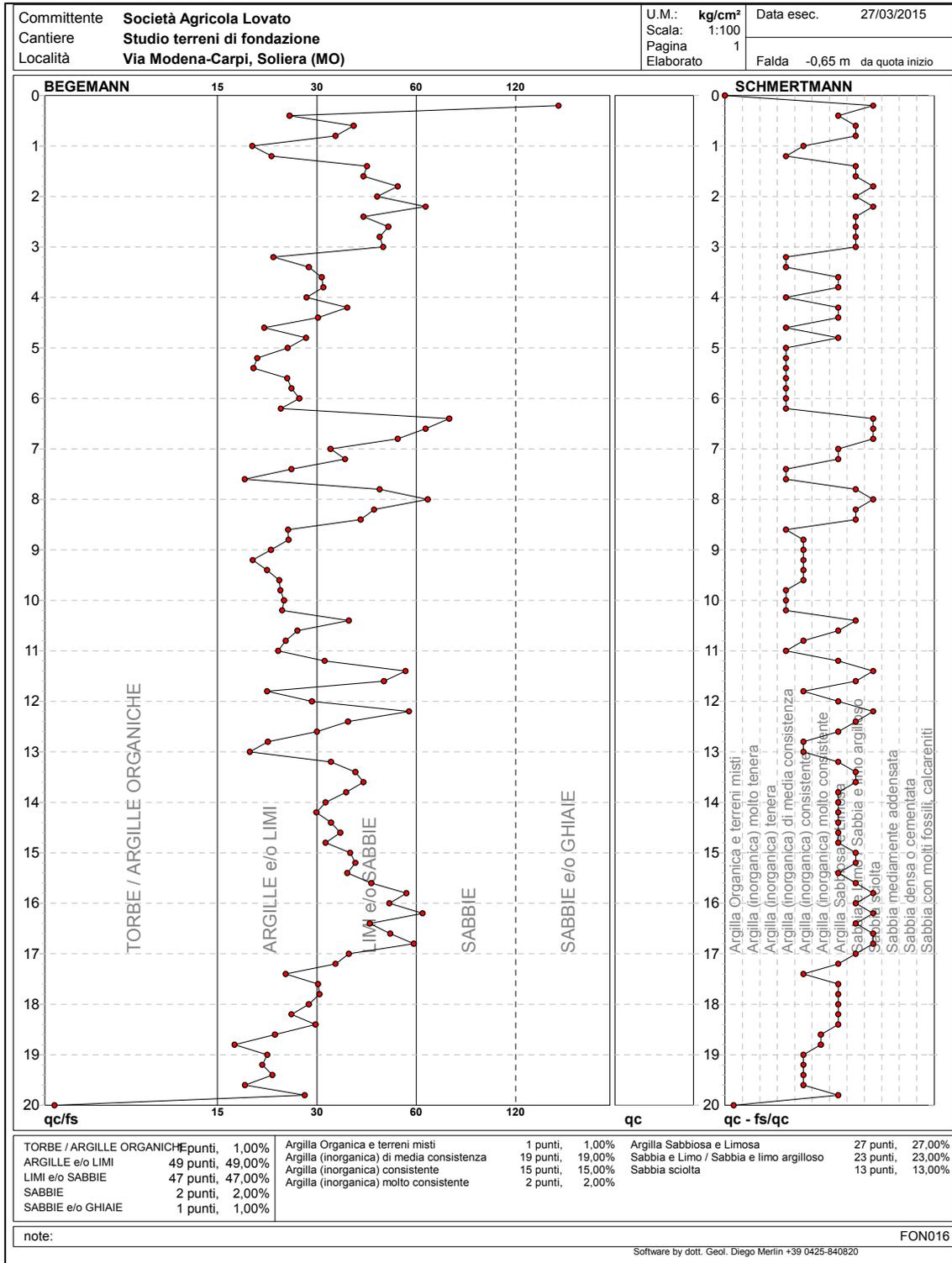
nota: FON016

Software by dott. Geol. Diego Merini +39 0425-840820

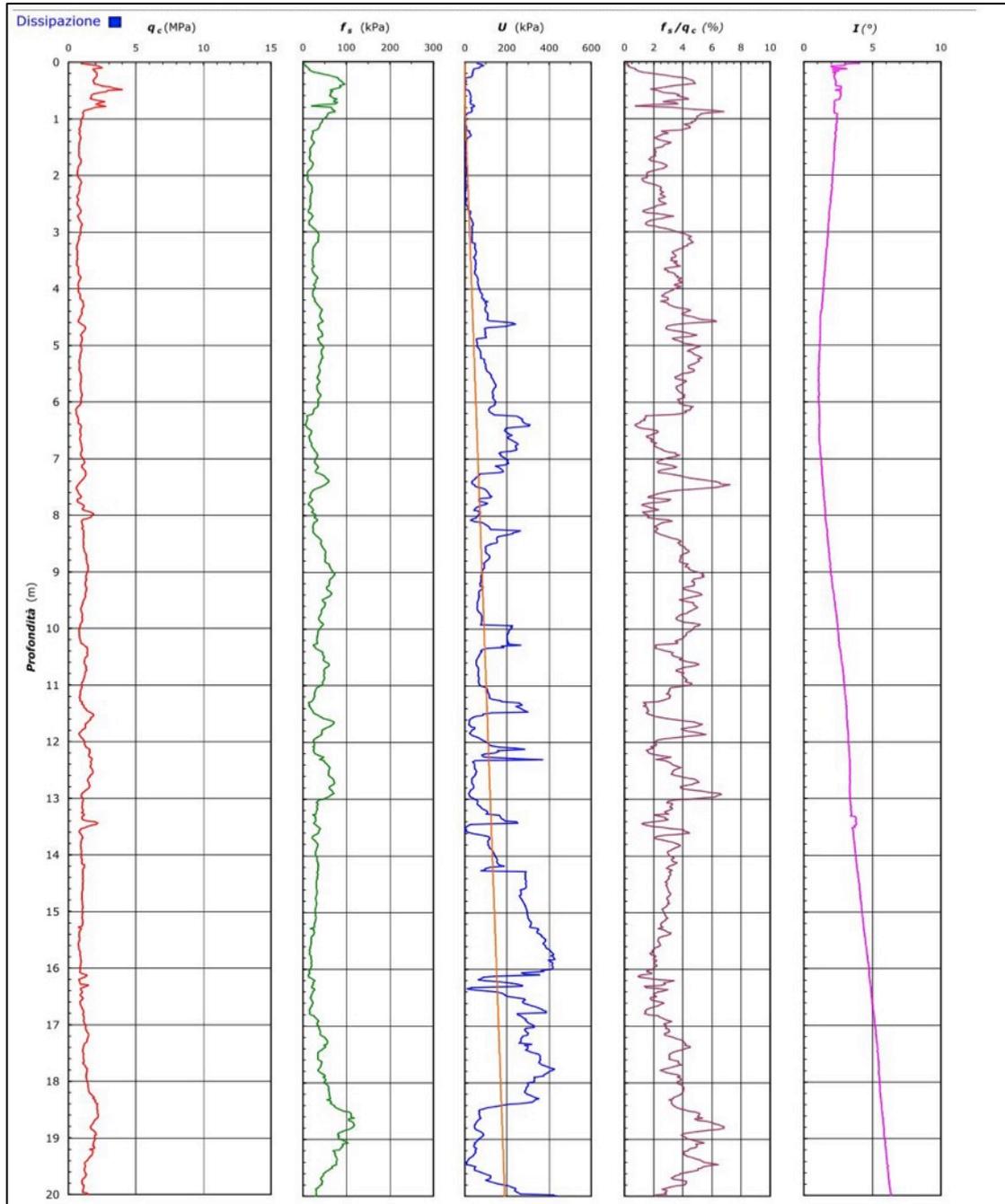
DIAGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA



DIAGRAMMI LITOLOGIA



DIAGRAMMI CPTU2



PROVA CPTU3
 eseguita in data 27/03/2015
 (lettura dati ogni 20 cm)

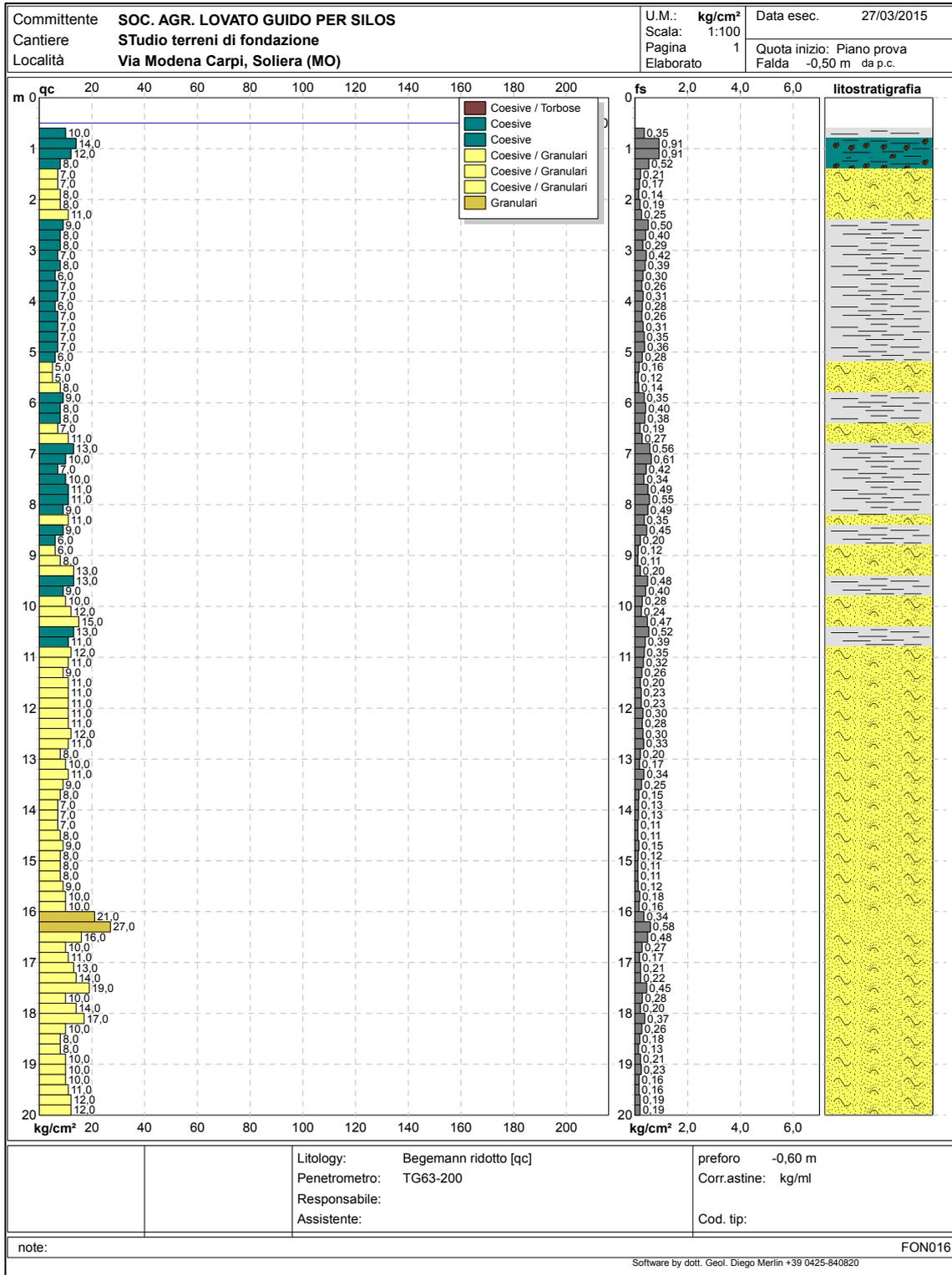
LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

Committente		SOC. AGR. LOVATO GUIDO PER SILOS				U.M.:		kg/cm ²		Data esec.		27/03/2015			
Cantiere		STudio terreni di fondazione				Pagina		1		Falda		-0,50 m da p.c.			
Località		Via Modena Carpi, Soliera (MO)				Elaborato									
H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf	H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf
m	-	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%	m	-	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%
0,20	-	-	-	-	-	-	-	15,20	8,0	10,0	-	8,0	0,11	73	1,4
0,40	-	-	-	-	-	-	-	15,40	8,0	10,0	-	8,0	0,11	73	1,4
0,60	-	-	-	-	-	-	-	15,60	9,0	10,0	-	9,0	0,12	75	1,3
0,80	10,0	15,0	-	10,0	0,35	29	3,5	15,80	10,0	13,0	-	10,0	0,18	56	1,8
1,00	14,0	28,0	-	14,0	0,91	15	6,5	16,00	10,0	12,0	-	10,0	0,16	63	1,6
1,20	12,0	28,0	-	12,0	0,91	13	7,5	16,20	21,0	26,0	-	21,0	0,34	62	1,6
1,40	8,0	15,0	-	8,0	0,52	15	6,5	16,40	27,0	35,0	-	27,0	0,58	47	2,1
1,60	7,0	10,0	-	7,0	0,21	33	3,0	16,60	16,0	24,0	-	16,0	0,48	33	3,0
1,80	7,0	9,0	-	7,0	0,17	41	2,4	16,80	10,0	15,0	-	10,0	0,27	37	2,7
2,00	8,0	10,0	-	8,0	0,14	57	1,8	17,00	11,0	14,0	-	11,0	0,17	65	1,5
2,20	8,0	10,0	-	8,0	0,19	42	2,4	17,20	13,0	16,0	-	13,0	0,21	62	1,6
2,40	11,0	15,0	-	11,0	0,25	44	2,3	17,40	14,0	17,0	-	14,0	0,22	64	1,6
2,60	9,0	17,0	-	9,0	0,50	18	5,8	17,60	19,0	26,0	-	19,0	0,45	42	2,4
2,80	8,0	14,0	-	8,0	0,40	20	5,0	17,80	10,0	14,0	-	10,0	0,28	36	2,8
3,00	8,0	13,0	-	8,0	0,29	28	3,6	18,00	14,0	17,0	-	14,0	0,20	70	1,4
3,20	7,0	13,0	-	7,0	0,42	17	6,0	18,20	17,0	22,0	-	17,0	0,37	46	2,2
3,40	8,0	14,0	-	8,0	0,39	21	4,9	18,40	10,0	14,0	-	10,0	0,26	38	2,6
3,60	6,0	11,0	-	6,0	0,30	20	5,0	18,60	8,0	11,0	-	8,0	0,18	44	2,3
3,80	7,0	11,0	-	7,0	0,26	27	3,7	18,80	8,0	10,0	-	8,0	0,13	62	1,6
4,00	7,0	12,0	-	7,0	0,31	23	4,4	19,00	10,0	13,0	-	10,0	0,21	48	2,1
4,20	6,0	11,0	-	6,0	0,28	21	4,7	19,20	10,0	14,0	-	10,0	0,23	43	2,3
4,40	7,0	11,0	-	7,0	0,26	27	3,7	19,40	10,0	12,0	-	10,0	0,16	63	1,6
4,60	7,0	12,0	-	7,0	0,31	23	4,4	19,60	11,0	14,0	-	11,0	0,16	69	1,5
4,80	7,0	13,0	-	7,0	0,35	20	5,0	19,80	12,0	15,0	-	12,0	0,19	63	1,6
5,00	7,0	12,0	-	7,0	0,36	19	5,1	20,00	12,0	15,0	-	12,0	0,19	63	1,6
5,20	6,0	10,0	-	6,0	0,28	21	4,7								
5,40	5,0	7,0	-	5,0	0,16	31	3,2								
5,60	5,0	7,0	-	5,0	0,12	42	2,4								
5,80	8,0	10,0	-	8,0	0,14	57	1,8								
6,00	9,0	14,0	-	9,0	0,35	26	3,9								
6,20	8,0	14,0	-	8,0	0,40	20	5,0								
6,40	8,0	14,0	-	8,0	0,38	21	4,8								
6,60	7,0	10,0	-	7,0	0,19	37	2,7								
6,80	11,0	15,0	-	11,0	0,27	41	2,5								
7,00	13,0	22,0	-	13,0	0,56	23	4,3								
7,20	10,0	19,0	-	10,0	0,61	16	6,1								
7,40	7,0	14,0	-	7,0	0,42	17	6,0								
7,60	10,0	15,0	-	10,0	0,34	29	3,4								
7,80	11,0	19,0	-	11,0	0,49	22	4,5								
8,00	11,0	19,0	-	11,0	0,55	20	5,0								
8,20	9,0	17,0	-	9,0	0,49	18	5,4								
8,40	11,0	16,0	-	11,0	0,35	31	3,2								
8,60	9,0	15,0	-	9,0	0,45	20	5,0								
8,80	6,0	9,0	-	6,0	0,20	30	3,3								
9,00	6,0	8,0	-	6,0	0,12	50	2,0								
9,20	8,0	9,0	-	8,0	0,11	73	1,4								
9,40	13,0	16,0	-	13,0	0,20	65	1,5								
9,60	13,0	20,0	-	13,0	0,48	27	3,7								
9,80	9,0	15,0	-	9,0	0,40	23	4,4								
10,00	10,0	14,0	-	10,0	0,28	36	2,8								
10,20	12,0	16,0	-	12,0	0,24	50	2,0								
10,40	15,0	22,0	-	15,0	0,47	32	3,1								
10,60	13,0	21,0	-	13,0	0,52	25	4,0								
10,80	11,0	17,0	-	11,0	0,39	28	3,5								
11,00	12,0	17,0	-	12,0	0,35	34	2,9								
11,20	11,0	16,0	-	11,0	0,32	34	2,9								
11,40	9,0	13,0	-	9,0	0,26	35	2,9								
11,60	11,0	14,0	-	11,0	0,20	55	1,8								
11,80	11,0	14,0	-	11,0	0,23	48	2,1								
12,00	11,0	15,0	-	11,0	0,23	48	2,1								
12,20	11,0	16,0	-	11,0	0,30	37	2,7								
12,40	11,0	16,0	-	11,0	0,28	39	2,5								
12,60	12,0	16,0	-	12,0	0,30	40	2,5								
12,80	11,0	16,0	-	11,0	0,33	33	3,0								
13,00	8,0	11,0	-	8,0	0,20	40	2,5								
13,20	10,0	12,0	-	10,0	0,17	59	1,7								
13,40	11,0	16,0	-	11,0	0,34	32	3,1								
13,60	9,0	12,0	-	9,0	0,25	36	2,8								
13,80	8,0	10,0	-	8,0	0,15	53	1,9								
14,00	7,0	9,0	-	7,0	0,13	54	1,9								
14,20	7,0	9,0	-	7,0	0,13	54	1,9								
14,40	7,0	9,0	-	7,0	0,11	64	1,6								
14,60	8,0	9,0	-	8,0	0,11	73	1,4								
14,80	9,0	11,0	-	9,0	0,15	60	1,7								
15,00	8,0	10,0	-	8,0	0,12	67	1,5								

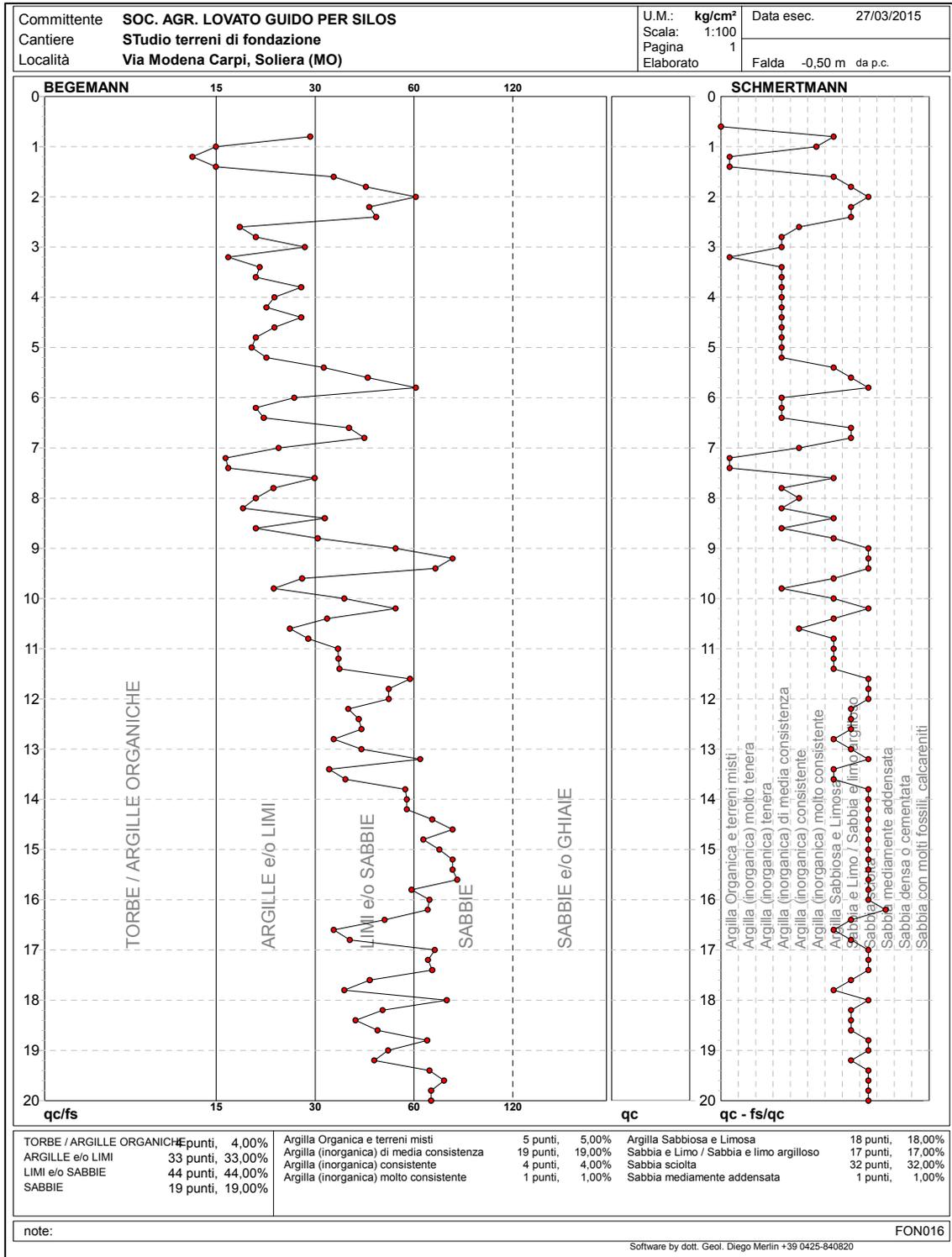
H = profondità	qc = resistenza punta
L1 = prima lettura (punta)	fs = resistenza laterale
L2 = seconda lettura (punta + laterale)	alla stessa quota di qc
Lt = terza lettura (totale)	F = rapporto Begemann (qc / fs)
CT = 10,00 costante di trasformazione	Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)*100

nota: FON016
 Software by dott. Geol. Diego Merlin +39 0425-840820

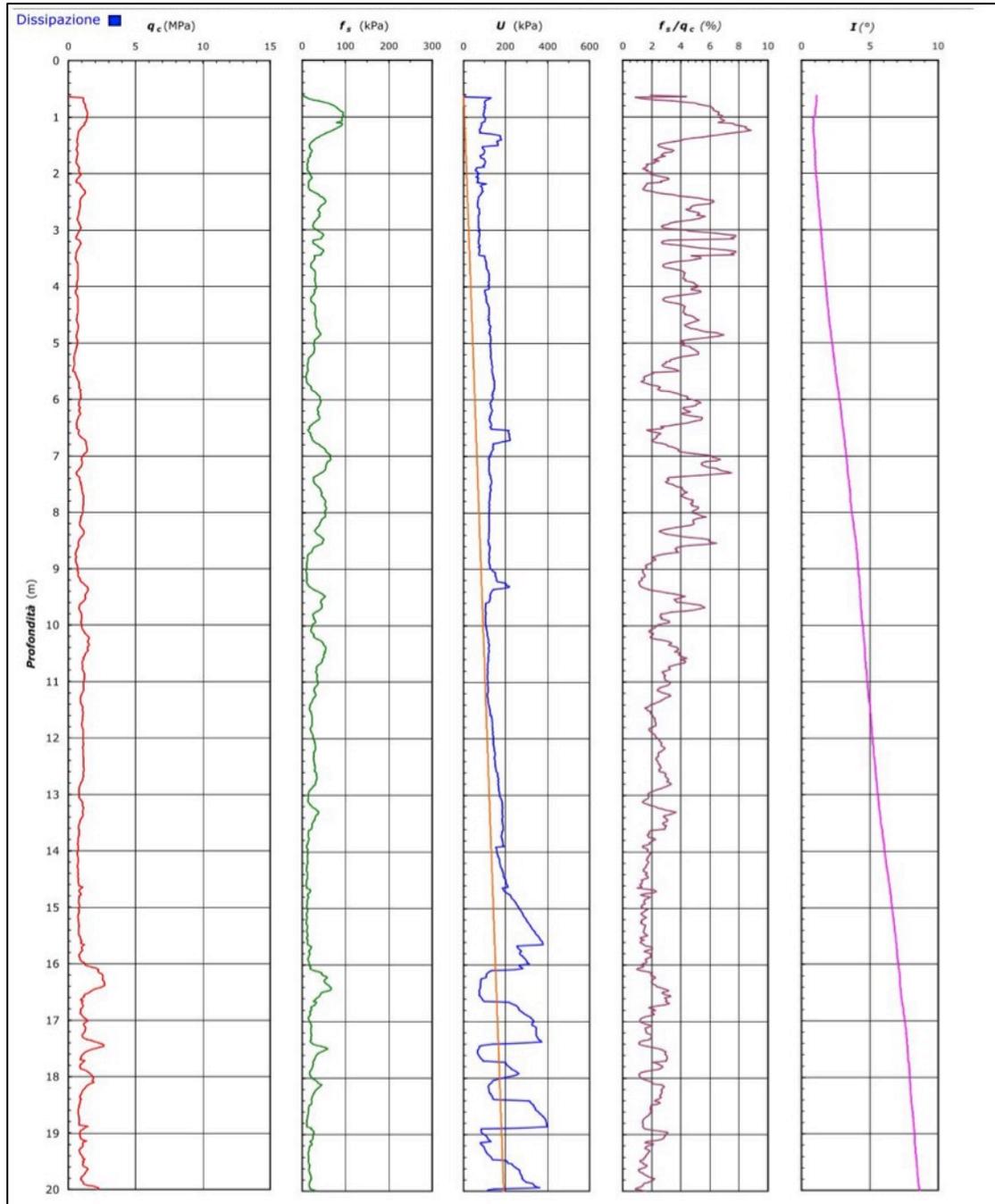
DIAGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA



DIAGRAMMI LITOLOGIA



DIAGRAMMI CPTU1



2.5 - Caratterizzazione litostratigrafica

Per la caratterizzazione litologica dei terreni di fondazione dell'area in esame, sono stati presi in esame i dati restituiti dalle prove penetrometriche di cui sopra, in particolare quelli derivanti dalla prova penetrometrica SCPTU1 spinta sino alla profondità di -30 m da p.c.

L'elaborazione dei valori di resistenza all'infissione, caratteristici dei vari livelli del substrato, forniscono utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni investigati, sulla base del rapporto R_p/R_l , fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale (Rapporto Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977), ovvero sulla base dei valori di R_p e del rapporto $FR = R_l/R_p \%$ (esperienze di Schmertmann 1978).

Sotto il profilo litostratigrafico, l'area investigata è caratterizzata da depositi alluvionali quaternari, appartenenti alle classi granulometriche che vanno dalle argille ai limi, talvolta con subordinata presenza di sabbia fine; in particolare si tratta di terreni eterogenei variamente combinati tra loro, costituiti, lungo tutta la verticale investigata (30 m), da un unico banco caratterizzato da argille, limi argillosi ed argille limose più o meno consistenti, talvolta con subordinata presenza di sabbia.

Sulla scorta dei dati restituiti dalle indagini di cui sopra è stato possibile ricostruire la seguente successione stratigrafica di riferimento.

PROVA SCPTU1
eseguita in data 30/09/2014
(lettura dati ogni 20 cm)

STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

Prof. (m)		Prof. media	Pot. strato	Litologia	q _c media	γ'	σ' _{vo}	C _u media	φ' (1)	φ (2)
da	a	(m)	(m)		(kg/cm ²)	(t/m ³)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(gradi)	(gradi)
0.00	-	0.02	0.02	sabbie limose	13.73195	1.3-1.8	0.00	-	>45	55
0.02	-	0.08	0.05	limi e limi sabbiosi	11.8	1.3-1.8	0.01	0.8	>45	45
0.08	-	0.12	0.10	limi argillosi e argille limose	9.0	1.3-1.8	0.02	0.6	-	-
0.12	-	0.14	0.13	argille	8.7	0.7-1.3	0.02	0.6	-	-
0.14	-	0.28	0.21	limi argillosi e argille limose	11.6	1.3-1.8	0.05	0.8	-	-
0.28	-	0.72	0.50	argille	13.6	0.7-1.3	0.11	0.9	-	-
0.72	-	0.88	0.80	torbe	10.8	0.4-0.8	0.14	0.7	-	-
0.88	-	1.00	0.94	argille	8.4	0.4-0.8	0.14	0.6	-	-
1.00	-	1.32	1.16	limi argillosi e argille limose	7.7	0.8-1.1	0.19	0.5	-	-
1.32	-	1.34	1.33	limi e limi sabbiosi	11.4	0.8-1.1	0.18	0.7	32	29
1.34	-	1.38	1.36	limi argillosi e argille limose	8.3	0.8-1.1	0.18	0.5	-	-
1.38	-	1.42	1.40	argille	7.0	0.4-0.8	0.19	0.5	-	-
1.42	-	1.44	1.43	limi argillosi e argille limose	7.0	0.8-1.1	0.19	0.5	-	-
1.44	-	1.46	1.45	argille	6.1	0.4-0.8	0.19	0.4	-	-
1.46	-	1.54	1.50	limi argillosi e argille limose	6.5	0.8-1.1	0.20	0.4	-	-
1.54	-	1.62	1.58	limi e limi sabbiosi	8.6	0.8-1.1	0.21	0.6	<32	27
1.62	-	1.94	1.78	limi argillosi e argille limose	9.0	0.8-1.1	0.26	0.6	-	-
1.94	-	2.00	1.97	limi e limi sabbiosi	11.0	0.8-1.1	0.25	0.7	<32	27
2.00	-	2.40	2.20	limi argillosi e argille limose	9.3	0.8-1.1	0.31	0.6	-	-
2.40	-	2.62	2.51	argille	8.4	0.4-0.8	0.32	0.5	-	-
2.62	-	2.74	2.68	limi argillosi e argille limose	8.4	0.8-1.1	0.33	0.5	-	-
2.74	-	2.80	2.77	argille	7.4	0.4-0.8	0.33	0.5	-	-
2.80	-	3.42	3.11	limi argillosi e argille limose	8.1	0.8-1.1	0.43	0.5	-	-
3.42	-	3.56	3.49	argille	7.5	0.4-0.8	0.42	0.5	-	-
3.56	-	3.58	3.57	limi argillosi e argille limose	7.8	0.8-1.1	0.41	0.5	-	-
3.58	-	3.62	3.60	limi e limi sabbiosi	9.8	0.8-1.1	0.42	0.6	<32	23
3.62	-	3.68	3.65	limi argillosi e argille limose	8.5	0.8-1.1	0.43	0.5	-	-
3.68	-	3.70	3.69	argille	6.7	0.4-0.8	0.43	0.4	-	-
3.70	-	4.08	3.89	limi argillosi e argille limose	7.6	0.8-1.1	0.49	0.5	-	-
4.08	-	4.22	4.15	argille	6.7	0.4-0.8	0.49	0.4	-	-
4.22	-	4.32	4.27	limi argillosi e argille limose	7.4	0.8-1.1	0.49	0.4	-	-
4.32	-	4.34	4.33	limi e limi sabbiosi	8.4	0.8-1.1	0.49	0.5	<32	21
4.34	-	4.38	4.36	limi argillosi e argille limose	7.9	0.8-1.1	0.50	0.5	-	-
4.38	-	4.44	4.41	argille	6.6	0.4-0.8	0.50	0.4	-	-
4.44	-	4.46	4.45	torbe	6.0	0.4-0.8	0.50	0.3	-	-
4.46	-	4.66	4.56	argille	5.6	0.4-0.8	0.53	0.3	-	-
4.66	-	4.72	4.69	limi argillosi e argille limose	6.8	0.8-1.1	0.53	0.4	-	-
4.72	-	4.92	4.82	argille	7.9	0.4-0.8	0.55	0.5	-	-
4.92	-	4.98	4.95	torbe	6.2	0.4-0.8	0.55	0.3	-	-
4.98	-	5.14	5.06	argille	6.3	0.4-0.8	0.57	0.4	-	-
5.14	-	5.22	5.18	limi argillosi e argille limose	8.1	0.8-1.1	0.57	0.5	-	-
5.22	-	5.32	5.27	argille	7.4	0.4-0.8	0.58	0.4	-	-
5.32	-	5.34	5.33	torbe	6.8	0.4-0.8	0.58	0.4	-	-
5.34	-	5.56	5.45	argille	7.0	0.4-0.8	0.61	0.4	-	-
5.56	-	5.68	5.62	limi argillosi e argille limose	7.6	0.8-1.1	0.62	0.4	-	-
5.68	-	5.82	5.75	argille	5.7	0.4-0.8	0.63	0.3	-	-
5.82	-	5.98	5.90	limi argillosi e argille limose	5.8	0.8-1.1	0.65	0.3	-	-
5.98	-	6.00	5.99	argille	5.0	0.4-0.8	0.64	0.3	-	-
6.00	-	6.02	6.01	limi argillosi e argille limose	5.6	0.8-1.1	0.65	0.3	-	-
6.02	-	6.08	6.05	argille	5.0	0.4-0.8	0.65	0.3	-	-
6.08	-	6.14	6.11	limi argillosi e argille limose	4.9	0.8-1.1	0.66	0.3	-	-
6.14	-	6.22	6.18	limi e limi sabbiosi	5.0	0.8-1.1	0.67	0.3	<32	16
6.22	-	6.38	6.30	limi argillosi e argille limose	5.5	0.8-1.1	0.69	0.3	-	-
6.38	-	6.58	6.48	argille	4.8	0.4-0.8	0.71	0.2	-	-
6.58	-	6.70	6.64	limi argillosi e argille limose	7.0	0.8-1.1	0.72	0.4	-	-

S140309_SCPTU 1.xls - Interpretazioni - pag 1 di 4



elletipi s.r.l.
 Sede operativa ed amm.va: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA
 tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it
 P.IVA e Codice Fiscale n. 00174600387
Laboratorio aut. dal Ministero Infrastruttura e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
 INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
 UNI EN ISO 9001/2000
 UNI EN ISO 14001

COMMITTENTE Studio di Geologia e Geotecnica - Dott. Geol. Alessandro Boni - Via Giulio Romano 54, Ostiglia (MN)
CANTIERE Via Modena - Carpi 351 - Soliera (MO)

CPT N° SCPTU 1 PROF. FALDA (m da p.c.) 0.80 TIPO PUNTA piezocono G1 - CPL2IN
 DATA 30/09/14 PREFORO (m da p.c.) 0.00 Lat. 44.727863°
 COMMESSA 13030/14 Long. 10.897300°

Prof. (m) da	Prof. (m) a	Prof. media (m)	Pot. strato (m)	Litologia	q _s media (kg/cm ²)	γ' (t/m ³)	σ' _{vo} (kg/cm ²)	C _u media (kg/cm ²)	Φ' (1) (gradi)	Φ (2) (gradi)
6.70	- 6.78	6.74	0.08	argille	7.5	0.4-0.8	0.72	0.4	-	-
6.78	- 6.92	6.85	0.14	limi argillosi e argille limose	7.8	0.8-1.1	0.74	0.4	-	-
6.92	- 7.02	6.97	0.10	argille	7.9	0.4-0.8	0.75	0.4	-	-
7.02	- 7.18	7.10	0.16	torbe	5.5	0.4-0.8	0.76	0.3	-	-
7.18	- 7.22	7.20	0.04	argille	5.3	0.4-0.8	0.76	0.3	-	-
7.22	- 7.24	7.23	0.02	limi argillosi e argille limose	5.8	0.8-1.1	0.76	0.3	-	-
7.24	- 7.32	7.28	0.08	limi e limi sabbiosi	7.4	0.8-1.1	0.77	0.4	<32	17
7.32	- 7.86	7.59	0.54	limi argillosi e argille limose	8.9	0.8-1.1	0.86	0.5	-	-
7.86	- 8.00	7.93	0.14	argille	11.4	0.4-0.8	0.85	0.7	-	-
8.00	- 8.04	8.02	0.04	torbe	10.6	0.4-0.8	0.85	0.6	-	-
8.04	- 8.28	8.16	0.24	argille	10.9	0.4-0.8	0.88	0.6	-	-
8.28	- 8.32	8.30	0.04	torbe	10.6	0.4-0.8	0.87	0.6	-	-
8.32	- 8.34	8.33	0.02	argille	11.5	0.4-0.8	0.87	0.7	-	-
8.34	- 8.36	8.35	0.02	torbe	11.1	0.4-0.8	0.87	0.6	-	-
8.36	- 8.46	8.41	0.10	argille	11.6	0.4-0.8	0.89	0.7	-	-
8.46	- 8.96	8.71	0.50	torbe	10.9	0.4-0.8	0.95	0.6	-	-
8.96	- 9.22	9.09	0.26	argille	8.6	0.4-0.8	0.96	0.5	-	-
9.22	- 9.30	9.26	0.08	limi argillosi e argille limose	8.7	0.8-1.1	0.96	0.5	-	-
9.30	- 9.38	9.34	0.08	argille	7.9	0.4-0.8	0.96	0.4	-	-
9.38	- 9.50	9.44	0.12	torbe	6.8	0.4-0.8	0.97	0.3	-	-
9.50	- 9.64	9.57	0.14	argille	5.8	0.4-0.8	0.99	0.3	-	-
9.64	- 9.82	9.73	0.18	limi argillosi e argille limose	6.3	0.8-1.1	1.01	0.3	-	-
9.82	- 9.96	9.89	0.14	limi e limi sabbiosi	10.0	0.8-1.1	1.02	0.5	<32	17
9.96	- 10.04	10.00	0.08	limi argillosi e argille limose	13.3	0.8-1.1	1.03	0.8	-	-
10.04	- 10.08	10.06	0.04	argille	13.1	0.4-0.8	1.03	0.7	-	-
10.08	- 10.28	10.18	0.20	torbe	9.5	0.4-0.8	1.05	0.5	-	-
10.28	- 10.32	10.30	0.04	argille	8.7	0.4-0.8	1.05	0.4	-	-
10.32	- 10.48	10.40	0.16	limi argillosi e argille limose	12.3	0.8-1.1	1.07	0.7	-	-
10.48	- 10.62	10.55	0.14	argille	13.2	0.4-0.8	1.08	0.7	-	-
10.62	- 10.66	10.64	0.04	torbe	10.5	0.4-0.8	1.08	0.6	-	-
10.66	- 10.70	10.68	0.04	argille	10.2	0.4-0.8	1.08	0.5	-	-
10.70	- 10.74	10.72	0.04	limi argillosi e argille limose	10.8	0.8-1.1	1.09	0.6	-	-
10.74	- 11.06	10.90	0.32	limi e limi sabbiosi	13.5	0.8-1.1	1.14	0.8	<32	18
11.06	- 11.24	11.15	0.18	limi argillosi e argille limose	12.5	0.8-1.1	1.15	0.7	-	-
11.24	- 11.26	11.25	0.02	limi e limi sabbiosi	14.2	0.8-1.1	1.15	0.8	<32	18
11.26	- 11.30	11.28	0.04	limi argillosi e argille limose	12.3	0.8-1.1	1.15	0.7	-	-
11.30	- 11.34	11.32	0.04	argille	10.2	0.4-0.8	1.16	0.5	-	-
11.34	- 11.48	11.41	0.14	limi argillosi e argille limose	9.9	0.8-1.1	1.18	0.5	-	-
11.48	- 11.50	11.49	0.02	limi e limi sabbiosi	9.1	0.8-1.1	1.17	0.5	<32	16
11.50	- 11.56	11.53	0.06	limi argillosi e argille limose	8.5	0.8-1.1	1.18	0.4	-	-
11.56	- 11.64	11.60	0.08	limi e limi sabbiosi	11.9	0.8-1.1	1.19	0.6	<32	17
11.64	- 11.82	11.73	0.18	limi argillosi e argille limose	9.9	0.8-1.1	1.22	0.5	-	-
11.82	- 12.00	11.91	0.18	limi e limi sabbiosi	12.6	0.8-1.1	1.24	0.7	<32	17
12.00	- 12.14	12.07	0.14	limi argillosi e argille limose	13.7	0.8-1.1	1.25	0.8	-	-
12.14	- 12.16	12.15	0.02	limi e limi sabbiosi	16.2	0.8-1.1	1.25	0.9	<32	19
12.16	- 12.18	12.17	0.02	limi argillosi e argille limose	16.5	0.8-1.1	1.25	0.9	-	-
12.18	- 12.20	12.19	0.02	limi e limi sabbiosi	17.2	0.8-1.1	1.25	1.0	<32	19
12.20	- 12.40	12.30	0.20	limi argillosi e argille limose	17.2	0.8-1.1	1.28	1.0	-	-
12.40	- 12.58	12.49	0.18	argille	15.8	0.4-0.8	1.30	0.9	-	-
12.58	- 12.66	12.62	0.08	limi argillosi e argille limose	15.4	0.8-1.1	1.30	0.9	-	-
12.66	- 13.00	12.83	0.34	argille	15.7	0.4-0.8	1.34	0.9	-	-
13.00	- 13.02	13.01	0.02	limi argillosi e argille limose	16.4	0.8-1.1	1.33	0.9	-	-
13.02	- 13.12	13.07	0.10	argille	14.3	0.4-0.8	1.34	0.8	-	-
13.12	- 13.20	13.16	0.08	torbe	11.7	0.4-0.8	1.34	0.6	-	-
13.20	- 13.42	13.31	0.22	argille	9.7	0.4-0.8	1.37	0.5	-	-

S140309_SCPTU 1.xls - Interpretazioni - pag 2 di 4



elletipi s.r.l.
 Sede operativa ed amm.va: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA
 tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it
 P.IVA e Codice Fiscale n. 00174600387
Laboratorio aut. dal Ministero Infrastruttura e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
 INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
 UNI EN ISO 9001/2000
 UNI EN ISO 14001

COMMITTENTE Studio di Geologia e Geotecnica - Dott. Geol. Alessandro Boni - Via Giulio Romano 54, Ostiglia (MN)
CANTIERE Via Modena - Carpi 351 - Soliera (MO)

CPT N° SCPTU 1 PROF. FALDA (m da p.c.) 0.80 TIPO PUNTA piezocono G1 - CPL2IN
 DATA 30/09/14 PREFORO (m da p.c.) 0.00 Lat. 44.727863°
 COMMESSA 13030/14 Long. 10.897300°

Prof. (m) da	Prof. media a	Pot. strato (m)	Litologia	q _s media (kg/cm ²)	γ' (t/m ³)	σ' _{vo} (kg/cm ²)	C _u media (kg/cm ²)	Φ' (1) (gradi)	Φ (2) (gradi)
13.42 - 13.48	13.45	0.06	torbe	7.2	0.4-0.8	1.37	0.3	-	-
13.48 - 13.58	13.53	0.10	argille	7.2	0.4-0.8	1.38	0.3	-	-
13.58 - 15.16	14.37	1.58	limi argillosi e argille limose	9.2	0.8-1.1	1.63	0.4	-	-
15.16 - 15.18	15.17	0.02	argille	8.1	0.4-0.8	1.55	0.3	-	-
15.18 - 15.20	15.19	0.02	limi argillosi e argille limose	8.0	0.8-1.1	1.55	0.3	-	-
15.20 - 15.22	15.21	0.02	argille	7.4	0.4-0.8	1.56	0.3	-	-
15.22 - 15.28	15.25	0.06	limi argillosi e argille limose	7.3	0.8-1.1	1.56	0.3	-	-
15.28 - 15.42	15.35	0.14	limi e limi sabbiosi	7.9	0.8-1.1	1.58	0.3	<32	13
15.42 - 15.44	15.43	0.02	limi argillosi e argille limose	8.0	0.8-1.1	1.58	0.3	-	-
15.44 - 15.52	15.48	0.08	limi e limi sabbiosi	8.5	0.8-1.1	1.59	0.4	<32	14
15.52 - 15.56	15.54	0.04	limi argillosi e argille limose	7.8	0.8-1.1	1.59	0.3	-	-
15.56 - 15.68	15.62	0.12	limi e limi sabbiosi	8.9	0.8-1.1	1.61	0.4	<32	14
15.68 - 15.70	15.69	0.02	limi argillosi e argille limose	8.2	0.8-1.1	1.61	0.3	-	-
15.70 - 15.74	15.72	0.04	limi e limi sabbiosi	9.5	0.8-1.1	1.61	0.4	<32	14
15.74 - 15.76	15.75	0.02	sabbie limose	17.1	0.8-1.1	1.62	-	<32	18
15.76 - 15.92	15.84	0.16	limi e limi sabbiosi	17.6	0.8-1.1	1.64	1.0	<32	18
15.92 - 15.96	15.94	0.04	limi argillosi e argille limose	12.3	0.8-1.1	1.64	0.6	-	-
15.96 - 16.00	15.98	0.04	limi e limi sabbiosi	11.3	0.8-1.1	1.64	0.5	<32	15
16.00 - 16.06	16.03	0.06	limi argillosi e argille limose	8.9	0.8-1.1	1.65	0.4	-	-
16.06 - 16.14	16.10	0.08	limi e limi sabbiosi	14.4	0.8-1.1	1.66	0.8	<32	16
16.14 - 16.30	16.22	0.16	limi argillosi e argille limose	8.5	0.8-1.1	1.68	0.4	-	-
16.30 - 16.42	16.36	0.12	limi e limi sabbiosi	9.0	0.8-1.1	1.69	0.4	<32	14
16.42 - 16.50	16.46	0.08	limi argillosi e argille limose	8.7	0.8-1.1	1.70	0.4	-	-
16.50 - 16.60	16.55	0.10	limi e limi sabbiosi	9.8	0.8-1.1	1.71	0.4	<32	14
16.60 - 17.36	16.98	0.76	limi argillosi e argille limose	13.1	0.8-1.1	1.83	0.6	-	-
17.36 - 17.42	17.39	0.06	argille	14.3	0.4-0.8	1.80	0.7	-	-
17.42 - 17.48	17.45	0.06	torbe	12.7	0.4-0.8	1.81	0.6	-	-
17.48 - 17.66	17.57	0.18	argille	11.7	0.4-0.8	1.83	0.5	-	-
17.66 - 17.80	17.73	0.14	limi argillosi e argille limose	12.8	0.8-1.1	1.84	0.6	-	-
17.80 - 17.98	17.89	0.18	argille	13.9	0.4-0.8	1.86	0.7	-	-
17.98 - 18.20	18.09	0.22	limi argillosi e argille limose	18.2	0.8-1.1	1.88	1.0	-	-
18.20 - 18.30	18.25	0.10	argille	21.8	0.4-0.8	1.89	1.2	-	-
18.30 - 18.66	18.48	0.36	torbe	19.2	0.4-0.8	1.93	1.0	-	-
18.66 - 18.90	18.78	0.24	argille	17.4	0.4-0.8	1.94	0.9	-	-
18.90 - 19.04	18.97	0.14	torbe	11.0	0.4-0.8	1.95	0.5	-	-
19.04 - 19.08	19.06	0.04	argille	10.3	0.4-0.8	1.95	0.4	-	-
19.08 - 19.34	19.21	0.26	limi argillosi e argille limose	10.9	0.8-1.1	1.99	0.5	-	-
19.34 - 19.42	19.38	0.08	limi e limi sabbiosi	14.7	0.8-1.1	1.99	0.7	<32	16
19.42 - 19.62	19.52	0.20	limi argillosi e argille limose	15.5	0.8-1.1	2.02	0.8	-	-
19.62 - 19.76	19.69	0.14	argille	12.7	0.4-0.8	2.02	0.6	-	-
19.76 - 19.80	19.78	0.04	limi argillosi e argille limose	11.4	0.8-1.1	2.02	0.5	-	-
19.80 - 20.04	19.92	0.24	limi e limi sabbiosi	14.2	0.8-1.1	2.06	0.7	<32	15
20.04 - 20.22	20.13	0.18	limi argillosi e argille limose	17.4	0.8-1.1	2.08	0.9	-	-
20.22 - 20.46	20.34	0.24	argille	18.3	0.4-0.8	2.10	0.9	-	-
20.46 - 20.60	20.53	0.14	torbe	13.3	0.4-0.8	2.11	0.6	-	-
20.60 - 20.64	20.62	0.04	argille	12.0	0.4-0.8	2.11	0.5	-	-
20.64 - 21.20	20.92	0.56	limi argillosi e argille limose	11.3	0.8-1.1	2.19	0.5	-	-
21.20 - 21.64	21.42	0.44	limi e limi sabbiosi	10.7	0.8-1.1	2.24	0.4	<32	13
21.64 - 21.72	21.68	0.08	limi argillosi e argille limose	11.9	0.8-1.1	2.23	0.5	-	-
21.72 - 21.78	21.75	0.06	argille	10.6	0.4-0.8	2.23	0.4	-	-
21.78 - 21.90	21.84	0.12	limi argillosi e argille limose	9.6	0.8-1.1	2.25	0.4	-	-
21.90 - 21.98	21.94	0.08	limi e limi sabbiosi	9.6	0.8-1.1	2.26	0.4	<32	13
21.98 - 22.08	22.03	0.10	sabbie limose	18.5	0.8-1.1	2.27	-	<32	16
22.08 - 22.18	22.13	0.10	limi e limi sabbiosi	30.9	0.8-1.1	2.28	1.8	<32	19
22.18 - 22.22	22.20	0.04	sabbie limose	35.7	0.8-1.1	2.28	-	<32	20

S140309_SCPTU 1.xls - Interpretazioni - pag 3 di 4



elletipi s.r.l.
 Sede operativa ed amm.va: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA
 tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it
 P.IVA e Codice Fiscale n. 00174600387
 Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
 INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
 UNI EN ISO 9001/2000
 UNI EN ISO 14001

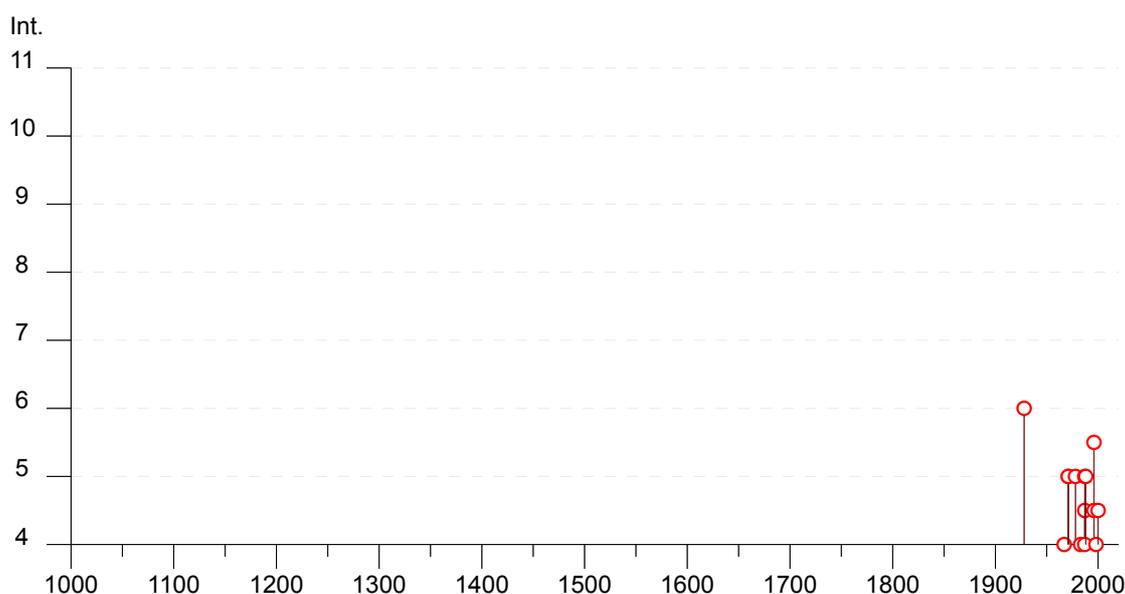
COMMITTENTE	Studio di Geologia e Geotecnica - Dott. Geol. Alessandro Boni - Via Giulio Romano 54, Ostiglia (MN)				
CANTIERE	Via Modena - Carpi 351 - Soliera (MO)				
CPT N°	SCPTU 1	PROF. FALDA (m da p.c.)	0.80	TIPO PUNTA	piezocono G1 - CPL2IN
DATA	30/09/14	PREFORO (m da p.c.)	0.00	Lat.	44.727863°
COMMESSA	13030/14			Long.	10.897300°

Prof. (m) da	Prof. media a	Pot. strato (m)	Litologia	q _c media (kg/cm ²)	γ' (t/m ³)	σ' _{vo} (kg/cm ²)	C _u media (kg/cm ²)	φ' (1) (gradi)	φ (2) (gradi)
22.22 - 22.32	22.27	0.10	limi e limi sabbiosi	22.4	0.8-1.1	2.29	1.2	<32	17
22.32 - 22.42	22.37	0.10	limi argillosi e argille limose	12.3	0.8-1.1	2.31	0.5	-	-
22.42 - 22.50	22.46	0.08	limi e limi sabbiosi	14.2	0.8-1.1	2.31	0.7	<32	15
22.50 - 22.68	22.59	0.18	limi argillosi e argille limose	13.2	0.8-1.1	2.34	0.6	-	-
22.68 - 23.40	23.04	0.72	limi e limi sabbiosi	16.9	0.8-1.1	2.45	0.8	<32	15
23.40 - 23.52	23.46	0.12	limi argillosi e argille limose	15.5	0.8-1.1	2.43	0.7	-	-
23.52 - 23.56	23.54	0.04	limi e limi sabbiosi	20.1	0.8-1.1	2.43	1.0	<32	16
23.56 - 23.60	23.58	0.04	sabbie limose	25.5	0.8-1.1	2.44	-	<32	18
23.60 - 23.66	23.63	0.06	limi e limi sabbiosi	22.8	0.8-1.1	2.44	1.2	<32	17
23.66 - 23.82	23.74	0.16	limi argillosi e argille limose	14.6	0.8-1.1	2.47	0.7	-	-
23.82 - 23.98	23.90	0.16	limi e limi sabbiosi	16.3	0.8-1.1	2.48	0.8	<32	15
23.98 - 24.04	24.01	0.06	limi argillosi e argille limose	15.7	0.8-1.1	2.49	0.7	-	-
24.04 - 24.10	24.07	0.06	argille	14.8	0.4-0.8	2.49	0.7	-	-
24.10 - 24.36	24.23	0.26	limi argillosi e argille limose	16.3	0.8-1.1	2.53	0.8	-	-
24.36 - 24.52	24.44	0.16	argille	13.8	0.4-0.8	2.54	0.6	-	-
24.52 - 24.58	24.55	0.06	limi argillosi e argille limose	13.4	0.8-1.1	2.54	0.6	-	-
24.58 - 24.72	24.65	0.14	limi e limi sabbiosi	16.2	0.8-1.1	2.56	0.8	<32	15
24.72 - 24.92	24.82	0.20	limi argillosi e argille limose	15.1	0.8-1.1	2.58	0.7	-	-
24.92 - 24.98	24.95	0.06	limi e limi sabbiosi	14.5	0.8-1.1	2.58	0.6	<32	14
24.98 - 25.02	25.00	0.04	limi argillosi e argille limose	13.0	0.8-1.1	2.59	0.5	-	-
25.02 - 25.18	25.10	0.16	limi e limi sabbiosi	18.2	0.8-1.1	2.61	0.9	<32	15
25.18 - 25.28	25.23	0.10	limi argillosi e argille limose	22.3	0.8-1.1	2.62	1.2	-	-
25.28 - 25.38	25.33	0.10	limi e limi sabbiosi	25.5	0.8-1.1	2.63	1.4	<32	17
25.38 - 25.40	25.39	0.02	limi argillosi e argille limose	23.9	0.8-1.1	2.63	1.3	-	-
25.40 - 25.42	25.41	0.02	limi e limi sabbiosi	28.6	0.8-1.1	2.63	1.6	<32	18
25.42 - 25.50	25.46	0.08	limi argillosi e argille limose	25.7	0.8-1.1	2.64	1.4	-	-
25.50 - 25.96	25.73	0.46	limi e limi sabbiosi	26.7	0.8-1.1	2.71	1.4	<32	17
25.96 - 26.06	26.01	0.10	limi argillosi e argille limose	20.3	0.8-1.1	2.71	1.0	-	-
26.06 - 26.14	26.10	0.08	limi e limi sabbiosi	25.4	0.8-1.1	2.71	1.3	<32	17
26.14 - 26.18	26.16	0.04	limi argillosi e argille limose	23.5	0.8-1.1	2.72	1.2	-	-
26.18 - 26.26	26.22	0.08	argille	20.5	0.4-0.8	2.73	1.0	-	-
26.26 - 26.72	26.49	0.46	limi argillosi e argille limose	21.3	0.8-1.1	2.80	1.1	-	-
26.72 - 27.12	26.92	0.40	argille	20.6	0.4-0.8	2.83	1.0	-	-
27.12 - 27.38	27.25	0.26	limi argillosi e argille limose	19.5	0.8-1.1	2.85	0.9	-	-
27.38 - 27.44	27.41	0.06	limi e limi sabbiosi	21.0	0.8-1.1	2.84	1.0	<32	16
27.44 - 28.28	27.86	0.84	limi argillosi e argille limose	18.7	0.8-1.1	2.98	0.9	-	-
28.28 - 28.36	28.32	0.08	limi e limi sabbiosi	24.3	0.8-1.1	2.95	1.2	<32	16
28.36 - 28.40	28.38	0.04	sabbie limose	38.8	0.8-1.1	2.95	-	<32	19
28.40 - 28.88	28.64	0.48	sabbie	71.7	0.8-1.1	3.03	-	<32	22
28.88 - 29.04	28.96	0.16	sabbie limose	64.3	0.8-1.1	3.03	-	<32	22
29.04 - 29.24	29.14	0.20	sabbie	67.7	0.8-1.1	3.05	-	<32	22
29.24 - 29.28	29.26	0.04	sabbie limose	31.9	0.8-1.1	3.05	-	<32	18
29.28 - 29.62	29.45	0.34	limi e limi sabbiosi	21.8	0.8-1.1	3.10	1.1	<32	15
29.62 - 29.68	29.65	0.06	limi argillosi e argille limose	19.6	0.8-1.1	3.10	0.9	-	-
29.68 - 29.70	29.69	0.02	limi e limi sabbiosi	20.0	0.8-1.1	3.10	0.9	<32	15
29.70 - 30.26	29.98	0.56	limi argillosi e argille limose	18.5	0.8-1.1	3.19	0.8	-	-
30.26 - 30.30	30.28	0.04	limi e limi sabbiosi	17.0	0.8-1.1	3.16	0.7	<32	14

ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI BASE:

3 - PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL SITO DI COSTRUZIONE

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di interesse. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A) con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . Per ogni Comune d’Italia a_g (intesa come accelerazione di picco orizzontale del suolo, con probabilità di superamento del 10% in 50 anni) è definita mediante l’OPCM n.3274/2003 e successive modifiche, che stabilisce i “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”. Secondo tale classificazione il Comune di Soliera (MO) e la zona d’indagine ricadono in zona 3, indicativa di media-bassa pericolosità sismica. In riferimento alle “Norme Tecniche” contenute nell’OPCM 3274/2003, il valore massimo di a_g/g (accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico) corrispondente alla classe 3 è pari a 0,15. Con l’introduzione del D.M. del 14.01.2008 “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” (oggi sostituite dalle nuove NTC 2018), per la valutazione della pericolosità sismica di base, è stato redatto un documento in cui sono riportati, a seconda delle coordinate geografiche (latitudine e longitudine), i valori di accelerazione massima orizzontale al suolo e gli spettri rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per un generico sito del territorio Nazionale. Nella tabella sottostante sono riportati i terremoti più intensi verificatisi nei pressi del sito oggetto di studio:



Soliera

PlaceID IT_39155
 Coordinate (lat, lon) 44.736, 10.922
 Comune (ISTAT 2015) Soliera
 Provincia Modena
 Regione Emilia-Romagna
 Numero di eventi riportati 24

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
NF	1902	12	04	16	35	0	Lunigiana	36	5	4.35
6	1928	06	13	08			Carpi	35	6	4.67
3	1932	07	13	03	42		Reggiano	8	4-5	3.86
4	1967	04	03	16	36	1	Reggiano	45	5	4.44
5	1971	07	15	01	33	2	Parmense	228	8	5.51
5	1971	09	11	23	18	1	Pianura emiliana	15	5	4.19
5	1978	12	25	22	53	4	Bassa modenese	28	5	4.39
4	1983	11	09	16	29	5	Parmense	850	6-7	5.04
NF	1986	12	06	17	07	1	Ferrarese	604	6	4.43
4-5	1987	04	24	02	30	2	Reggiano	54	6	4.64
5	1987	05	02	20	43	5	Reggiano	802	6	4.71
4	1987	05	08	11	10	2	Bassa modenese	24	6	4.44
5	1988	03	15	12	03	1	Reggiano	160	6	4.57
NF	1992	04	17	11	59	0	Appennino bolognese	56	4-5	4.11
5-6	1996	10	15	09	55	5	Pianura emiliana	135	7	5.38
4-5	1996	10	26	04	56	5	Pianura emiliana	63	5-6	3.94
3	1996	10	26	06	50	2	Pianura emiliana	35	5-6	3.63
3	1996	11	25	19	47	5	Pianura emiliana	65	5-6	4.29
3	1996	12	16	09	09	5	Pianura emiliana	115	5-6	4.06
3	1997	05	12	22	13	5	Pianura emiliana	56	4-5	3.68
4	1998	02	21	02	21	1	Pianura emiliana	104	5	3.93
4-5	2000	06	18	07	42	0	Pianura emiliana	304	5-6	4.40
NF	2002	06	18	22	23	3	Frignano	186	4	4.30
NF	2002	06	19	22	11	1	Frignano	52	3	4.03

Gli epicentri sismici verificatisi nel territorio in esame hanno origine, nella maggior parte dei casi, nei primi 15÷25 km del sottosuolo ed evidenziano la prevalenza di un'attività sismogenetica di tipo superficiale o crostale. La zonazione sismica del territorio nazionale, che identifica le zone sorgente a caratteristiche sismiche omogenee, elaborata dal Gruppo di Lavoro (2004), attribuisce l'ambito territoriale in oggetto all'interno della zona sismogenetica ZS912: "Dorsale Ferrarese" a cui corrisponde una magnitudo massima di 6,14.

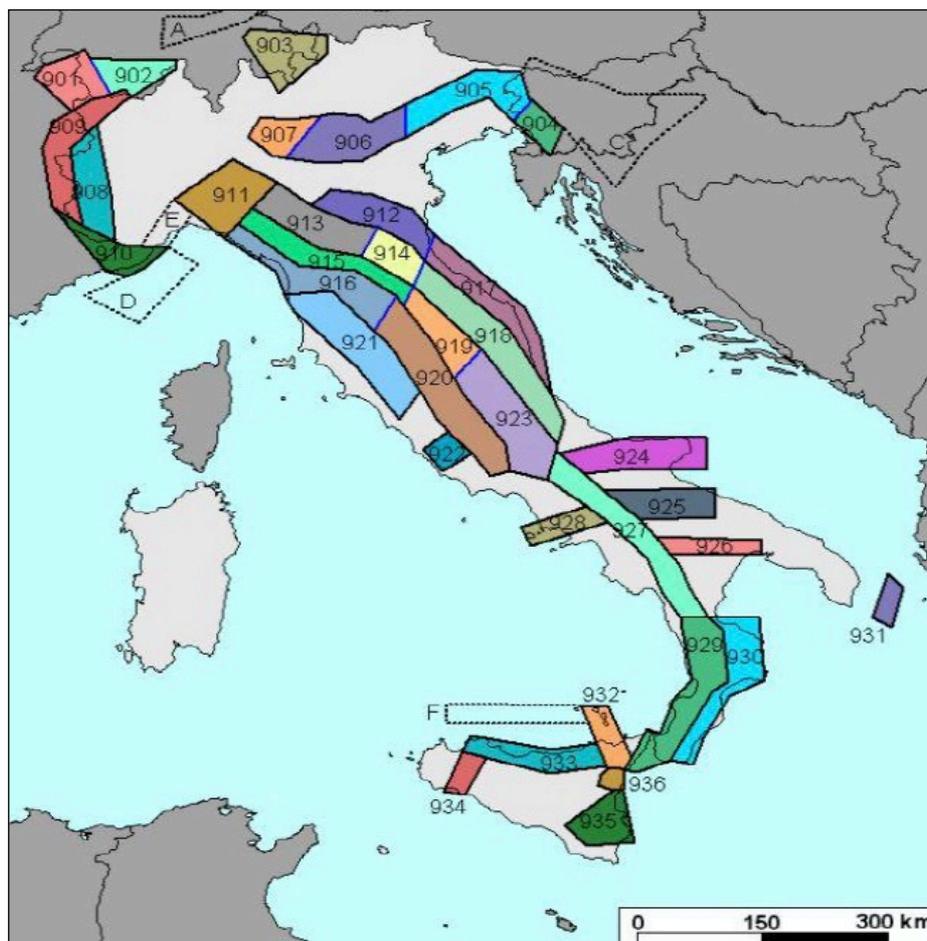


Figura 1 – Magnitudo di Riferimento: Gruppo di Lavoro (2004), Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003.

Rapporto conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, appendice 2

I sovrascorrimenti delle falde profonde appenniniche sono ancora attivi, e sono la zona di origine dei terremoti, i cui ipocentri sono collocati tra i 5 e gli 8 km di profondità, con meccanismo di fagliazione prevalentemente compressivo.

La sismicità dell'Emilia Romagna può essere definita media relativamente alla sismicità nazionale, poiché i terremoti storici hanno avuto magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6 della scala Richter e intensità del IX-X grado della scala MCS.

I maggiori terremoti (Magnitudo > 5,5) si sono verificati nel settore sud-orientale, in particolare nell'Appennino Romagnolo e lungo la costa riminese. Altri settori interessati da sismicità frequente ma generalmente di minore energia (Magnitudo < 5,5) sono il margine appenninico-padano tra la Val d'Arda e Bologna, l'arco della dorsale ferrarese e il crinale appenninico. I maggiori terremoti occorsi in epoca storica nel reggiano sono stati il terremoto dell'Appennino Modenese del 1501 e con una intensità di 8.5 gradi della scala Mercalli, stimata di magnitudo 5,85 della scala Richter; ed il terremoto di Ferrara del 1346 e con una intensità di 7.5 gradi della scala Mercalli, stimata di magnitudo 5,81 della scala Richter.

Tali eventi storici sono quindi più o meno congruenti con i recenti sismi del 20 e 29 maggio 2012, che confermano l'intensità sismica dell'areale emiliano romagnolo.

3.1 - Categoria sismica dei suoli di fondazione

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274, il Testo Unico sulle norme tecniche per le costruzioni in zona sismica e l'Ordinanza del P.C.M. n.3431 prescrivono che deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale. In mancanza di tali studi si può utilizzare una classificazione che riguardi i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed il substrato rigido di riferimento (bedrock) o comunque un substrato commisurato all'estensione ed all'importanza dell'opera da realizzarsi (-30 m. da piano posa fondazioni).

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche per terreni a grana fine. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

- h_i spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{s,i}$ 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 V_s non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali.

In particolare, fatta salva la necessità di estendere le indagini geotecniche nel volume significativo di terreno interagente con l'opera, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente V_{s30} , definita mediante l'equazione di cui sopra.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite nella tabella sottostante (Tab.3.2. II NTC 2018):

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle nuove NTC 2018. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

3.2 - Caratterizzazione e classificazione sismica del terreno

La diversa entità dei danni prodotti dal terremoto nello stesso ambito territoriale dimostra che le azioni sismiche possono assumere, anche a distanze di poche decine di metri, caratteristiche differenti in funzione delle diverse condizioni geologiche che definiscono un determinato ambito territoriale (morfologia superficiale, morfologia del substrato roccioso, presenza e profondità della falda, costituzione e proprietà del sottosuolo, presenza di faglie, ecc...). La microzonazione sismica si propone quindi di studiare e valutare quantitativamente l'influenza che le condizioni geologiche locali hanno sui movimenti del suolo durante un evento sismico. Il risultato di uno studio di questo tipo si traduce in una carta di dettaglio (carta della microzonazione sismica) che pone limitazioni di natura urbanistica e fornisce prescrizioni di progetto per le costruzioni che, in alcuni casi, possono anche risultare più gravose di quelle contemplate dalle normative vigenti. L'elemento base della microzonazione sismica è la valutazione della "risposta sismica locale (RSL).

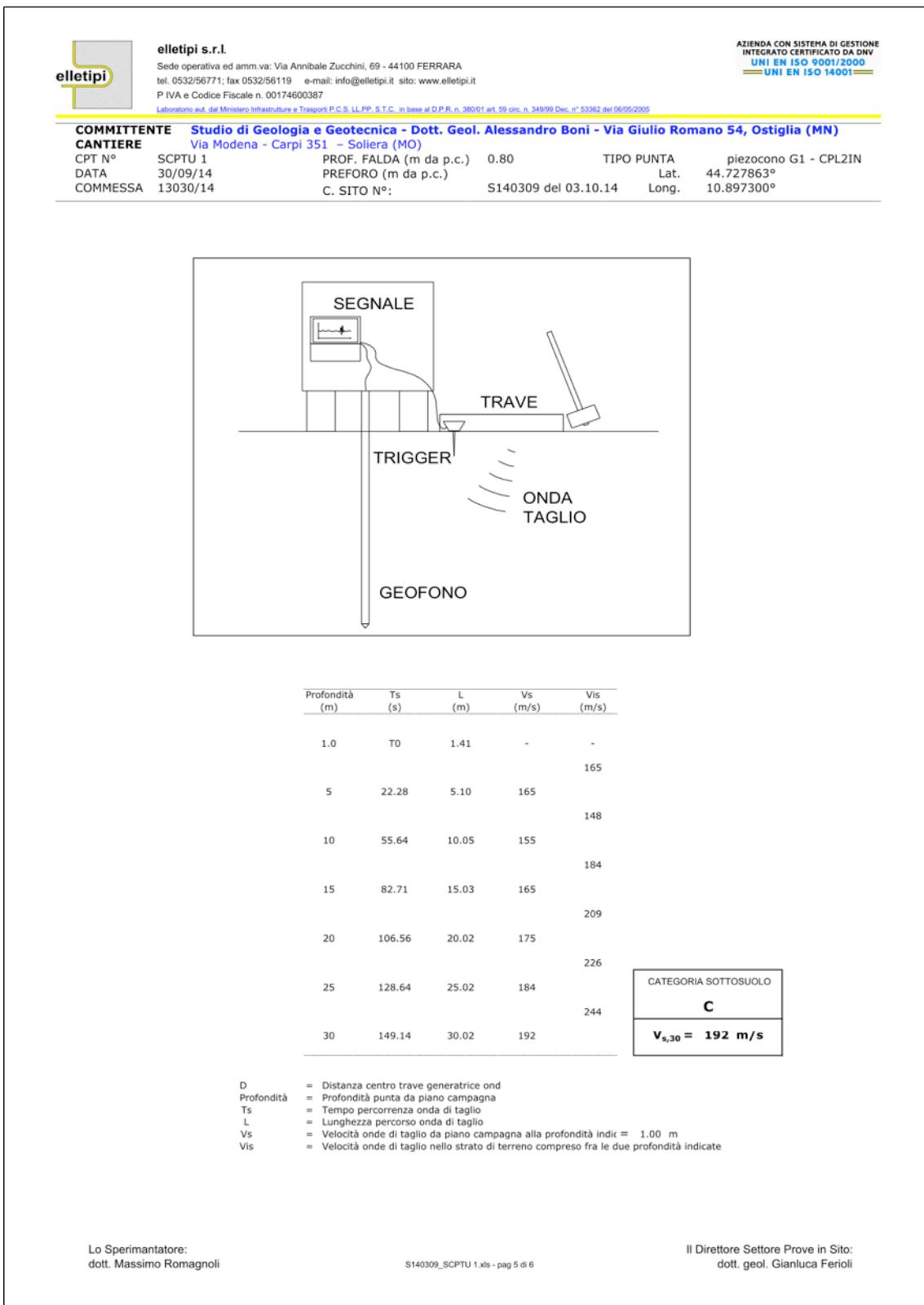
Con tale termine s'intende l'insieme delle modifiche in intensità, ampiezza e frequenza che un moto sismico relativo ad una formazione rocciosa di base (bedrock), posta ad una certa profondità nel sottosuolo, subisce attraverso gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie. In questa logica le indagini geognostiche assumono grande rilevanza per la caratterizzazione dei terreni dal punto di vista fisico (strato di compattezza ed addensamento) e dal punto di vista meccanico rispetto alle sollecitazioni indotte. In seguito all'entrata in vigore della Delibera Regionale n°112 del 02.05.2007 (*"Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio"*, in merito a *"Indirizzi per gli studi di micro zonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica"*) e della D.G.R. (Deliberazione della Giunta Regionale) n°2193 del dicembre 2015 e successivamente della D.G.R. n°630 dell'Aprile 2019 vengono introdotte alcune tabelle e formule per la valutazione dei fattori di amplificazione sismica per le analisi del secondo livello di approfondimento e per la valutazione degli effetti topografici.

Per calcolare i fattori di amplificazione (F.A.) richiesti dall'analisi semplificata richiesta e ritenuta sufficiente per gli ambiti suscettibili di urbanizzazione e per gli interventi sul territorio urbanizzato, nelle aree pianeggianti e sub-pianeggianti devono essere realizzate indagini geotecniche che permettano la definizione dello spessore del deposito di copertura e della profondità del "bedrock" e della velocità equivalente delle onde di taglio per lo spessore considerato (V_{SH} e V_{S30}) del deposito di copertura secondo le formule già riportate e descritte al paragrafo precedente, mentre per quanto riguarda i fattori di amplificazione inerenti l'accelerazione massima orizzontale (PGA) e l'intensità spettrale si rimanda alla visione delle tabelle di riferimento contenute nella Delibera della Giunta Regionale n°630 del 29/04/2019.

In riferimento a quanto sopra, la classificazione delle categorie dei suoli di fondazione, come da *Allegato 2 (cfr. Ord. Pres. Consiglio dei Ministri 3274 del 20/03/2003)*, deve essere associata alla successione stratigrafica riscontrata fino alla profondità di 30 m dal piano di posa delle fondazioni.

Per la caratterizzazione sismica dei suoli di fondazione dell'area oggetto di studio si fa riferimento alle indagini geognostiche compiute dallo scrivente in data 30/09/2014, in particolare si è fatto uso della prova penetrometrica statica eseguita con punta elettrica e sismocono (SCPTU1) spinta sino alla profondità massima di -30 m da p.c. Le indagini con cono sismico o sismocono vengono realizzate grazie a una punta metallica opportunamente attrezzata con una terna geofonica. Tali prove vengono svolte successivamente alle prove penetrometriche statiche, allo scopo di determinare, oltre ai valori di V_s , anche le caratteristiche meccaniche del sito. Il cono sismico utilizza lo stesso principio della prova down-hole; vengono misurati i tempi diretti di percorrenza delle onde sismiche che si propagano dal piano campagna alla terna geofonica all'interno della punta sismica posta a profondità diverse. La prova è affidabile e veloce, permettendo analogamente alla prova down-hole di avere un profilo molto dettagliato della velocità delle onde sismiche senza dover ricorrere all'esecuzione di sondaggi. I risultati di questo tipo di indagini vengono riportati alla pagina successiva.

INDAGINE SISMICA EFFETTUATA SULLA PROVA SCPTU1



Dal punto di vista sismico, in base ai dati emersi nel corso della campagna geognostica, si può considerare il profilo stratigrafico del sottosuolo di fondazione dell'area investigata appartenente alla **categoria C** ($V_{s30\ SCPTU1} = 192\ m/s$), ossia: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del

substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”.

Di seguito vengono fornite tabelle recanti la classificazione del sito; tale condizione corrisponde allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV secondo le nuove NTC 2018).

CLASSIFICAZIONE DEL SITO NTC 2018

Località: Via Modena Carpi 361, Soliera (MO);

Coordinate ED50: Latitudine: 44,729198 Longitudine: 10,895514

Vita nominale della costruzione (V_N): 50 anni

Classe d'uso della costruzione: II

Coefficiente d'uso della costruzione (C_U): 1

Stato limite considerato: (SLV)

$a_g = 0,158 g$

Categorie di suolo di fondazione

		S_s	C_c	$S=S_s \times S_T$
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.	1,000	1,000	1,000
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.	1,200	1,427	1,200
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.	1,457	1,612	1,457
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.	1,794	2,394	1,794
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.	1,555	1,934	1,555

Categorie Topografiche

		S_T	
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,00	
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,20	Valore alla sommità del pendio
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,20	Valore della cresta del rilievo
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,40	Valore della cresta del rilievo

Le sovraespresse categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

3.3 - Valutazione della liquefacibilità dei terreni

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio, con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi.

I fenomeni di liquefazione interessano i depositi sabbiosi saturi e dipendono da:

- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata;
- genesi e storia geologica dei terreni;
- fattori ambientali.

Un terreno incoerente saturo, in assenza di sollecitazioni sismiche è soggetto soltanto

alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti (in campo libero e con superficie piana). Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno è soggetto ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza. Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Di conseguenza, maggiore è la durata di un terremoto (maggior numero di cicli), più alta è la possibilità che si arrivi alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'ampiezza della vibrazione e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione. Il terreno può essere però soggetto a sforzi di taglio statici dovuti alla presenza di strutture in superficie o alla sua particolare posizione (per esempio al di sotto di un versante). In questo caso l'instaurarsi del fenomeno della liquefazione dipende, oltre che dalle caratteristiche del sisma, anche dal rapporto che si stabilisce tra le tensioni di taglio indotte da quest'ultimo e quelle statiche preesistenti al terremoto.

La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso. Tanto minore è il grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione. Anche la distribuzione, la forma delle particelle e il grado di uniformità influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per il modo di dissiparsi della pressione interstiziale in eccesso.

Per quanto riguarda la storia delle sollecitazioni sismiche, si può affermare che precedenti deformazioni moderate influiscano positivamente sulla resistenza del deposito, mentre una storia caratterizzata da alti livelli di deformazione (deposito già soggetto a liquefazione) ha effetti negativi sul potenziale di riliquefazione. I depositi sabbiosi con più alto potenziale di liquefazione sono i più recenti. A parità di composizione e di altre condizioni lo stesso deposito, se più antico, avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti con il tempo. Inoltre, la struttura di un deposito antico sarà resa più stabile e omogenea per gli effetti delle vibrazioni indotte da precedenti terremoti di piccola entità.

La stima del potenziale di liquefazione è stata eseguita con metodi semplificati applicati ai dati delle prove penetrometriche effettuate nel 2014 (SCPTU1) e 2015 (CPTU2-CPTU3); in particolare si è utilizzato il metodo di Robertson & Wride (1998) appositamente calibrato per prove penetrometriche statiche eseguite con punta elettrica, e consigliate negli atti di indirizzo per la micro zonazione sismica dell'Emilia Romagna (D.G.R. n°630/2019).

Per il calcolo dell'MSF (pari a 1,4286) si è invece utilizzata la correlazione proposta da Idriss e Boulanger (2008). Il metodo suddetto richiede che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione dell'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie e della

magnitudo di riferimento. L'accelerazione utilizzata per il calcolo del Cyclic Stress Ratio (CSR) è quella ricavata dalla mappa di pericolosità sismica dell'INGV per lo SLV. Per la valutazione del coefficiente di amplificazione litologico, nelle aree in cui è ritenuto sufficiente l'analisi semplificata di II livello, come nel nostro caso specifico si utilizzano gli abachi, le formule e le procedure indicate nell'allegato A2 della D.G.R. n°630 del 29/04/2019. Si è proceduto, pertanto, alla verifica del fattore di amplificazione secondo l'approccio della D.G.R. di cui sopra, attraverso la comparazione degli abachi contenuti nella predetta Delibera, considerando i risultati ottenuti dalle indagini geognostiche effettuate in sito e prese come riferimento (indagine sismica tipo "down-hole", eseguita durante la prova penetrometrica con cono sismico SCPTU).

L'area oggetto di studio, sulla scorta delle informazioni geologiche disponibili, precedentemente illustrate, risulta classificabile secondo la tipologia PIANURA 2, così caratterizzato: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c. Si illustra successivamente la tabella di riferimento per la stima del fattore di amplificazione del moto sismico e delle relative intensità spettrali:

V_{S30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
PGA	1,7	1,7	1,7	1,6	1,5	1,5

Fattore di Amplificazione **PGA**

V_{S30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SA1	1,8	1,8	1,8	1,7	1,6	1,5
SA2	2,7	2,7	2,4	2,1	1,9	1,8
SA3	3,3	3,2	2,8	2,5	2,3	2,1
SA4	3,3	3,1	2,7	2,4	2,1	1,9

Fattori di Amplificazione **SA1** ($0,1s \leq T \leq 0,5s$), **SA2** ($0,4s \leq T \leq 0,8s$), **SA3** ($0,7s \leq T \leq 1,1s$),
SA4 ($0,5s \leq T \leq 1,5s$)

V_{S30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SI1	2,0	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6
SI2	3,1	3,0	2,7	2,4	2,1	2,0
SI3	3,6	3,3	2,9	2,5	2,2	2,0

Fattori di Amplificazione **SI1** ($0,1s \leq T \leq 0,5s$), **SI2** ($0,5s \leq T \leq 1,0s$), **SI3** ($0,5s \leq T \leq 1,5s$)

Considerando i risultati delle indagini geofisiche eseguite ($V_{S30\ SCPTU1} = 192$ m/s – categoria C), si ricava un Fattore di Amplificazione $PGA = 1,7$.

Adottando quindi un fattore di amplificazione della PGA pari a 1.7 e un valore di PGA di base pari a 0,158 g (Tr 475 anni SLV), si ottiene un valore di PGA in superficie pari a:

$$A_{max} = 0,268 \text{ g (Approccio D.G.R. n°630/2019 II livello di approfondimento)}$$

La magnitudo del sisma di progetto, elaborata da I.N.G.V. (2003), attribuisce l'ambito territoriale in oggetto vicino alla zona sismogenetica ZS912 a cui corrisponde una magnitudo massima di 6,14.

La valutazione del fenomeno della liquefazione viene svolta attraverso il calcolo del fattore di sicurezza di ciascun livello che compone il sottosuolo analizzato nei confronti del fenomeno stesso. Il fattore di sicurezza è derivato secondo la seguente formulazione:

$$F_L(z) = \frac{CRR_{M=7.5; \sigma'_{v0}=1atm}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

Dove:

CRR è rappresentato dal rapporto di resistenza ciclica

MSF rappresenta il fattore di scala della magnitudo che è funzione della magnitudo stessa, della PGA e del valore di CRR

K_σ è il fattore di correzione che tiene conto della pressione efficace alla profondità a cui la resistenza viene valutata

CSR è il rapporto di tensione ciclica, ovvero la tensione di taglio indotta dall'azione sismica, normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace. Tale parametro è derivabile secondo la seguente formulazione:

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

i termini che compongono la seguente relazione sono rappresentati da $a_{max/g}$ che descrive il valore dell'accelerazione orizzontale a $T = 0.00$ s, il rapporto della tensione litostatica totale ed efficace, e il coefficiente riduttivo r_d . Quest'ultimo, in accordo con la predetta normativa è stato stimato secondo la seguente formulazione:

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

dove M rappresenta il valore di magnitudo di riferimento per il sito in analisi. Il valore CRR è stato ricavato attraverso la metodologia di calcolo proposta da Boulanger & Idriss 2014. Per le specifiche della procedura di calcolo adottata si fa riferimento al paragrafo A2.2 dell'allegato 3 della D.G.R. n°630 del 2019 della Regione Emilia Romagna.

Le verifiche sono state svolte quindi considerando una magnitudo di riferimento $M = 6,14$, una accelerazione massima al suolo $A_{max} = 0,268$ g (calcolata secondo l'Approccio DGR 630/2019) e con soggiacenza della falda freatica variabile, a seconda della prova penetrometrica presa come riferimento, tra -0,50 e -0,80 m da p.c. A seguito dell'identificazione del fattore di sicurezza F_L è stato determinato l'indice potenziale di liquefazione (IP_L) attraverso il quale è possibile definire l'esposizione del sito al rischio di liquefazione. Il potenziale di liquefazione IP_L è stato determinato secondo la seguente formulazione:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz \quad \text{in cui} \quad w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}}\right)$$

Dove $F(z)$ viene determinato secondo le formulazioni proposte da Somnez (2003).

$$\begin{array}{ll}
 F(z) = 0 & \text{per } F_L \geq 1.2 \\
 F(z) = 2 \cdot 10^6 \cdot \exp(-18.427 \cdot F_L) & \text{per } 1.2 > F_L \geq 0.95 \\
 F(z) = 1 - F_L & \text{per } F_L \leq 0.95
 \end{array}$$

In base al valore di IP_L ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione. In considerazione delle linee guida emesse dalla Regione Emilia Romagna, a seguito degli eventi sismici di maggio e giugno 2012, si considera la classificazione di rischio definita da Somnez (2003):

Tabella 1 - Correlazione tra l'indice del potenziale di liquefazione (IP_L Iwasaki et. al. 1978) e quello (IP_L), di Somnez H. 2003

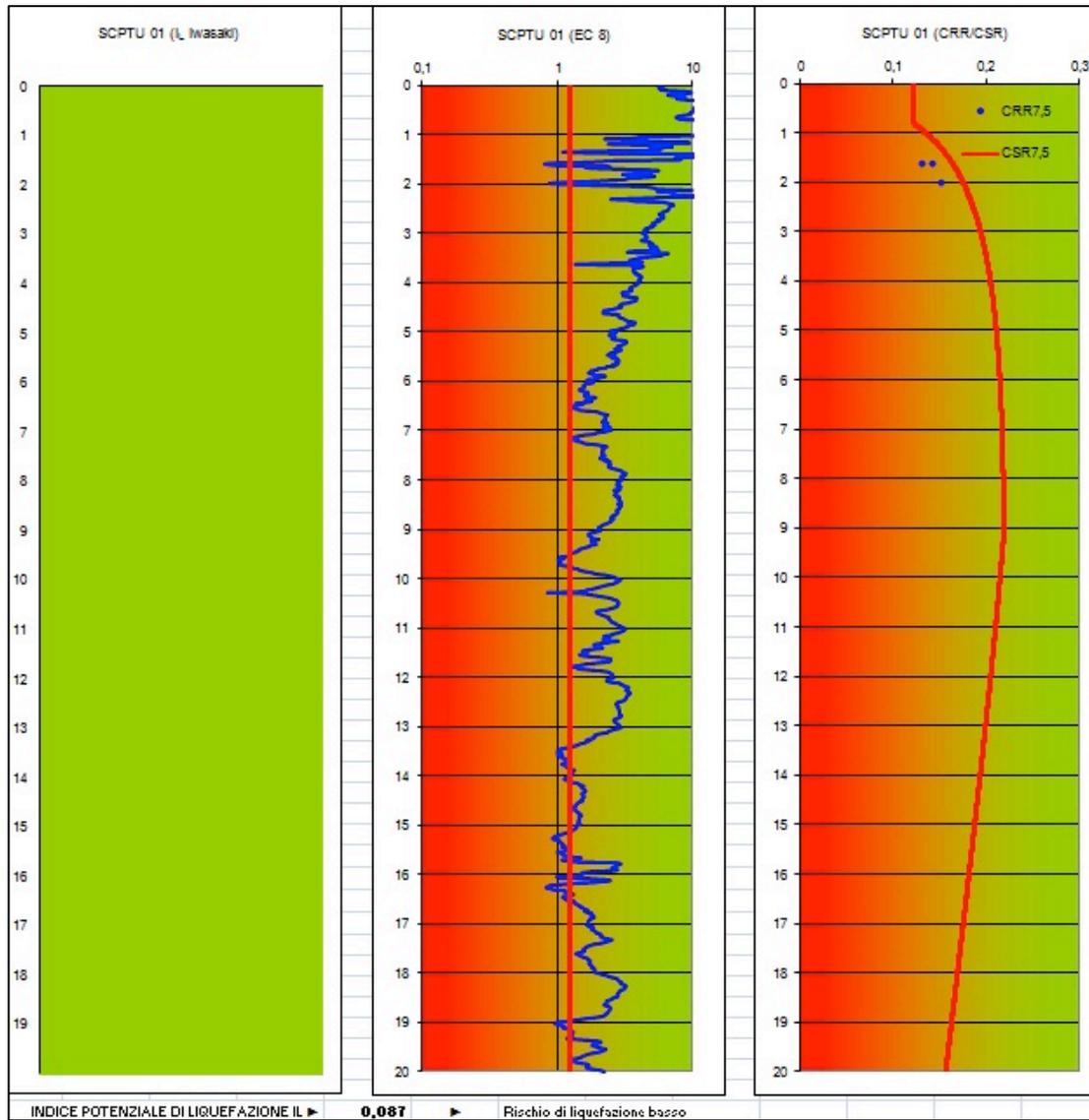
Valore IP_L (Iwasaki et. al. 1978)	Potenziale di liquefazione	Valore IP_L (Somnez H. 2003)
$IP_L = 0$	Molto basso / Nullo	$IP_L = 0$
$0 < IP_L \leq 5$	Basso	Basso
		Moderato
$5 < IP_L \leq 15$	Alto	$5 \leq IP_L < 15$
$IP_L > 15$	Molto alto	$IP_L \geq 15$

L'indice del potenziale di liquefazione IP_L del terreno (Iwasaki et. al. 1978), come da allegato alle pagine successive, dagli atti di indirizzo della regione Emilia Romagna, è risultato, per le tre verticali prese come riferimento pari a:

- SCPTU1: $IP_L = 0,087$ (a cui corrisponde un rischio basso)
- CPTU2: $IP_L = 1,312$ (a cui corrisponde un rischio basso)
- CPTU3: $IP_L = 1,197$ (a cui corrisponde un rischio basso)

Nei grafici sotto riportati, gli orizzonti in cui FL (fattore di sicurezza alla liquefazione) è inferiore all'unità sono contraddistinti dal colore rosso, e come si può notare nei primi elaborati grafici (colonna di sinistra), ne sono presenti alcuni (ad eccezione della prova SCPTU1) e comunque di spessore molto contenuto. Il secondo grafico, che mostra l'andamento del fattore di sicurezza confrontato con la soglia di attenzione di 1.25, indicata dall'Eurocodice 8, mostra la presenza di orizzonti con possibilità di liquefazione. Il grafico più a destra mostra invece la posizione relativa della resistenza alla liquefazione dei livelli sabbiosi CRR, rispetto alla sollecitazione sismica di progetto CSR, dei soli livelli sabbiosi il cui fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione è inferiore a 1. Si riportano di seguito le risultanze delle analisi effettuate sulle verticali SCPTU1, CPTU2 e CPTU3.

VALUTAZIONE DELLA LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI EFFETTUATA SULLA PROVA SCPTU1

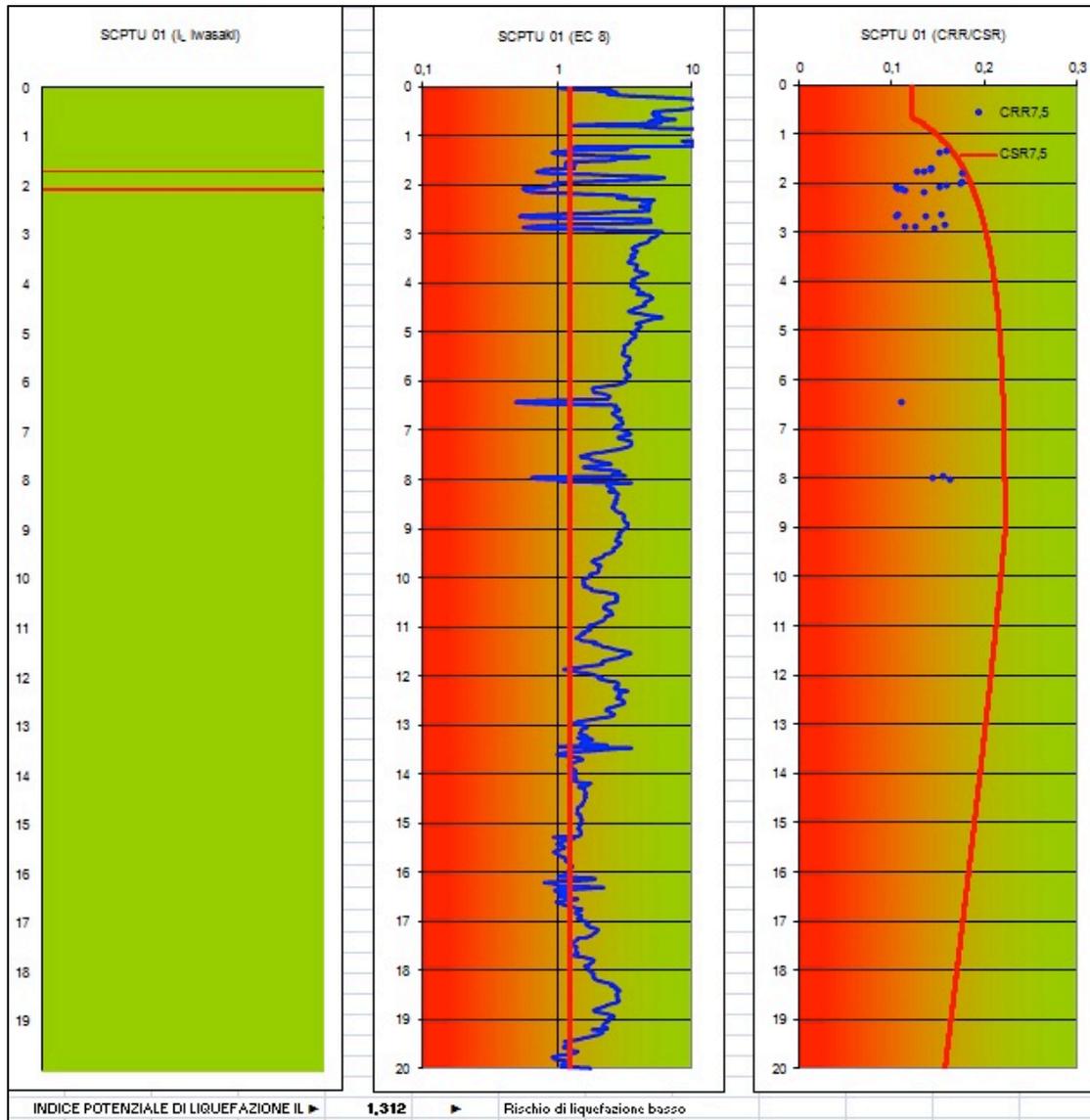


INDICE POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE: $I_{P_L} = 0,087$ (rischio di liquefazione basso)

Profondità Falda: -0,80 m da p.c.

$A_{gmax} = 0,268$ (Approccio D.G.R. n°630/2019)

VALUTAZIONE DELLA LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI EFFETTUATA SULLA PROVA CPTU2

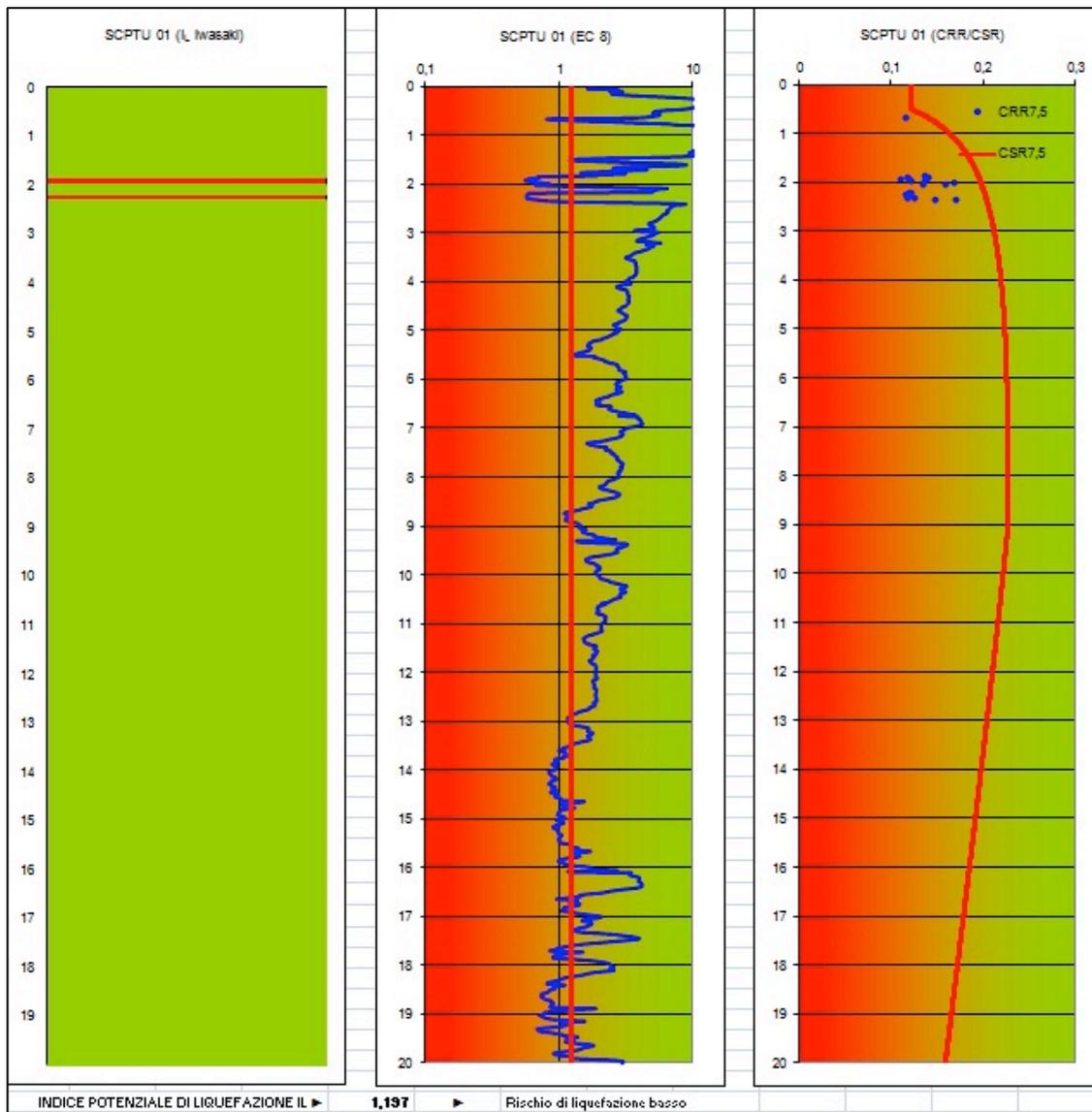


INDICE POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE: $IP_L = 1,312$ (rischio di liquefazione basso)

Profondità Falda: -0,65 m da p.c.

Agmax = 0,268 (Approccio D.G.R. n°630/2019)

VALUTAZIONE DELLA LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI EFFETTUATA SULLA PROVA CPTU3



INDICE POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE: $IP_L = 1,197$ (rischio di liquefazione basso)

Profondità Falda: -0,50 m da p.c.

Agmax = 0,268 (Approccio D.G.R. n°630/2019)

Da segnalare come l'effetto di liquefazione nei sedimenti granulari è funzione della magnitudo del sisma ed anche della distanza dall'epicentro del terremoto; quest'ultima costituisce infatti un importante parametro di stima della liquefacibilità (P. Galli, 2000). Ciò detto, per eventi di magnitudo inferiore a 6.0 la distanza dalla zona epicentrale per produrre liquefazione deve essere molto modesta, dell'ordine della decina di chilometri. I sismi attesi nell'area modenese, con magnitudo massima di 5.5 hanno per lo più epicentro nell'Appennino, nel Ferrarese, o nella Pianura tra Reggio e Modena, come ad esempio i recenti eventi sismici che hanno interessato la bassa pianura padana. Per l'elaborazione dei dati suddetti è stato impiegato un software di calcolo che permette di verificare la liquefazione dei terreni, basandosi sulla teoria di Robertson e Wride (1998). In assenza di prove geotecniche di laboratorio le suddette indicazioni hanno validità orientativa.

3.4 - Stima dei cedimenti post-sismici

La stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica è affetta da notevoli incertezze. I valori che si ottengono applicando le procedure nel seguito descritte devono intendersi solo orientativi. Per cedimento si intende l'abbassamento del piano campagna, ovvero l'integrale della deformazione del terreno in direzione verticale, o anche la sommatoria dei prodotti della deformazione verticale media per lo spessore di ciascuno degli strati deformati. In condizioni edometriche, ovvero in presenza di strati di terreno orizzontali ed omogenei, e con tensione costante in direzione orizzontale, le deformazioni laterali sono nulle e pertanto la deformazione verticale coincide con la deformazione volumetrica. Per semplicità e con approssimazione accettabile, salvo casi di morfologia con forti pendenze e stratigrafie molto variabili in direzione orizzontale, per la stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica si può fare riferimento alle condizioni edometriche. Il cedimento permanente indotto dall'azione sismica in corrispondenza di una verticale di esplorazione si ottiene dalla somma dei contributi al cedimento stimati per i diversi strati del sottosuolo, fino alla profondità alla quale tali contributi non sono più significativi. Il cedimento permanente post-sismico può dunque essere stimato con l'equazione:

$$s = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} \cdot \Delta z_i$$

in cui ε_{vi} è la deformazione volumetrica (e verticale) dello strato i-esimo e Δz_i il suo spessore.

I cedimenti permanenti indotti dall'azione sismica possono essere dovuti alle deformazioni volumetriche (e quindi verticali) di:

- B1. terreni granulari saturi,
- B2. terreni granulari insaturi,
- B3. terreni coesivi soffici.

I cedimenti conseguenti a liquefazione di terreni granulari saturi hanno luogo immediatamente dopo il terremoto o comunque in un tempo non superiore a un giorno, i cedimenti per densificazione di terreni granulari insaturi avvengono durante lo scuotimento sismico, mentre i cedimenti per consolidazione di terreni coesivi soffici possono richiedere tempi anche molto lunghi in funzione delle condizioni stratigrafiche e geotecniche. I risultati devono essere riportati in una carta di microzonazione dei cedimenti indotti dall'azione sismica ove, oltre alla perimetrazione delle zone dell'area in studio, devono essere localizzate le verticali esplorate ed a ciascuna di esse deve essere associato. Di seguito vengono riportati i valori del cedimento totale stimato per le penetrometrie SCPTU1-CPTU2-CPTU3, utilizzando i metodi contenuti al paragrafo B dell'Allegato 3 della D.G.R. n°630 del 29/04/2019. Nei calcoli sono stati assunti valori prudenziali ricavati dalla letteratura geotecnica. Per il calcolo dei cedimenti non sono stati considerati i primi 60 cm circa di terreno, in quanto interessati dallo scavo di fondazione. Di seguito i risultato ottenuti:

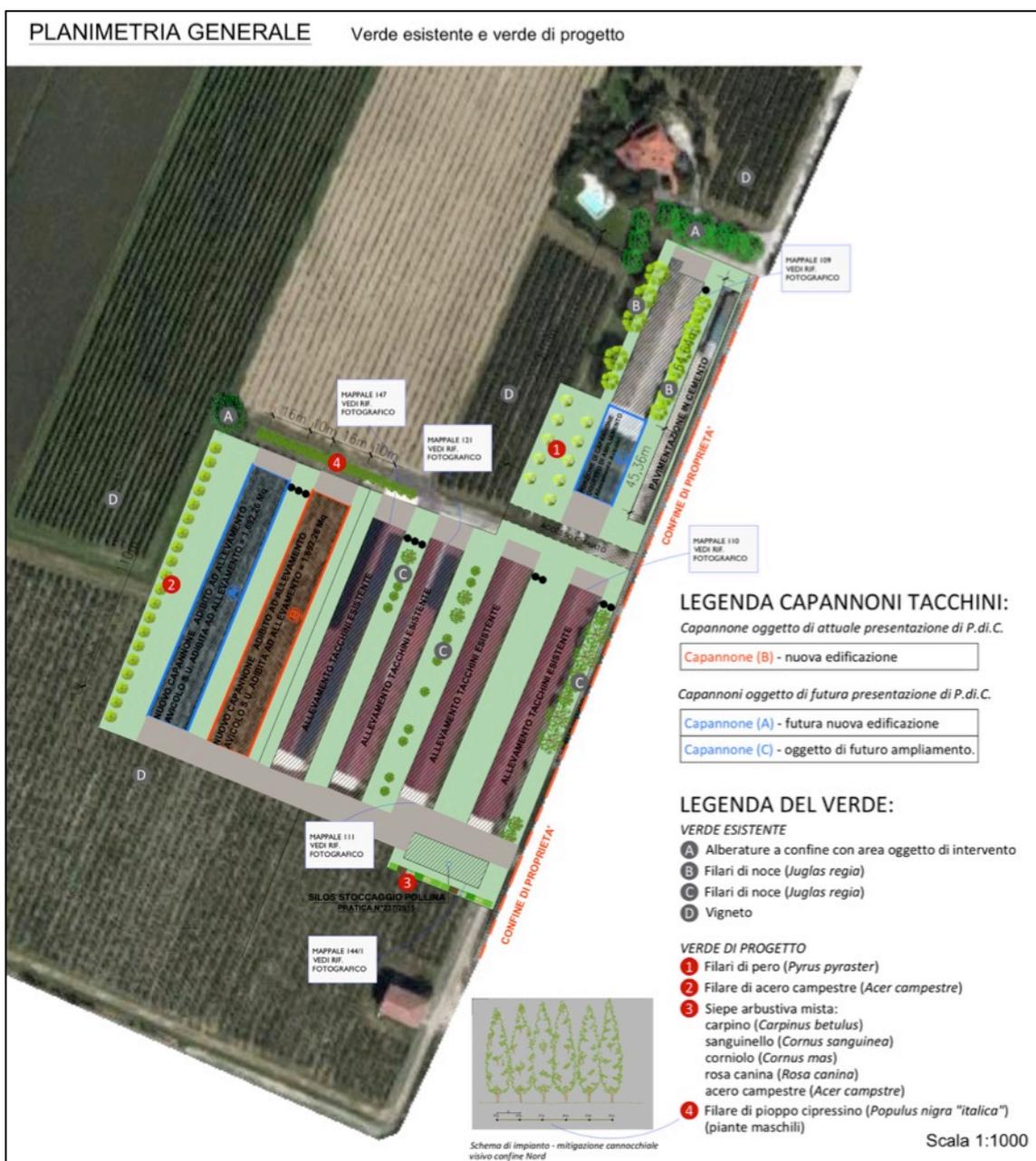
PROVE	H spessore strato (m)	ΔH cedimento (m)
SCPTU1	14,68	0,117
CPTU2	14,88	0,100
CPTU3	17,58	0,161

RELAZIONE GEOTECNICA:

4 - INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica consiste nell'individuazione, in funzione del tipo di opera e/o intervento, delle caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno, necessarie alla definizione del modello geotecnico, alla valutazione della sicurezza, della funzionalità in relazione alle prestazioni attese, curabilità e robustezza delle opere.

Gli interventi in progetto prevedono la costruzione di due nuovi capannoni, con telaio in acciaio, da adibire ad allevamento avicolo; le dimensioni in pianta sono circa 110 x 16 m.



Per la caratterizzazione e modellazione geotecnica dei terreni di fondazione oggetto di studio, sono state prese in considerazione le indagini geognostiche eseguite dal sottoscritto in data 13/05/2009; in particolare sono state prese in considerazione le prove penetrometriche denominate CPT1 e CPT2 in quanto più vicine ai fabbricati in progetto.



TAV. 5 – UBICAZIONE INDAGINI PRESE COME RIFERIMENTO PER LA MODELLAZIONE GEOTECNICA

Legenda:

-  Ubicazione indicativa capannoni in progetto
-  Ubicazione indicativa prove penetrometriche effettuate all'interno della medesima area d'interesse

4.1 - Metodologia d'esecuzione ed interpretazione delle CPT

Scopo delle prove penetrometriche è quello di fornire i valori di resistenza degli strati di terreno attraversati dalla batteria di perforazione.

Le prove penetrometriche statiche CPT (cone penetration test) consistono essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione offerta da una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante; la punta è conica di tipo telescopico (punta Begemann), dotata di un manicotto esterno scorrevole, e permette di valutare, ogni 20 cm di infissione, i seguenti parametri:

- la resistenza di punta R_p (Kg/cm^2), riferita ai valori della resistenza offerta dal terreno all'avanzamento della punta;
- la resistenza di attrito locale laterale R_l (Kg/cm^2), riferita ai valori della resistenza di attrito misurati dal manicotto che segue immediatamente la punta.

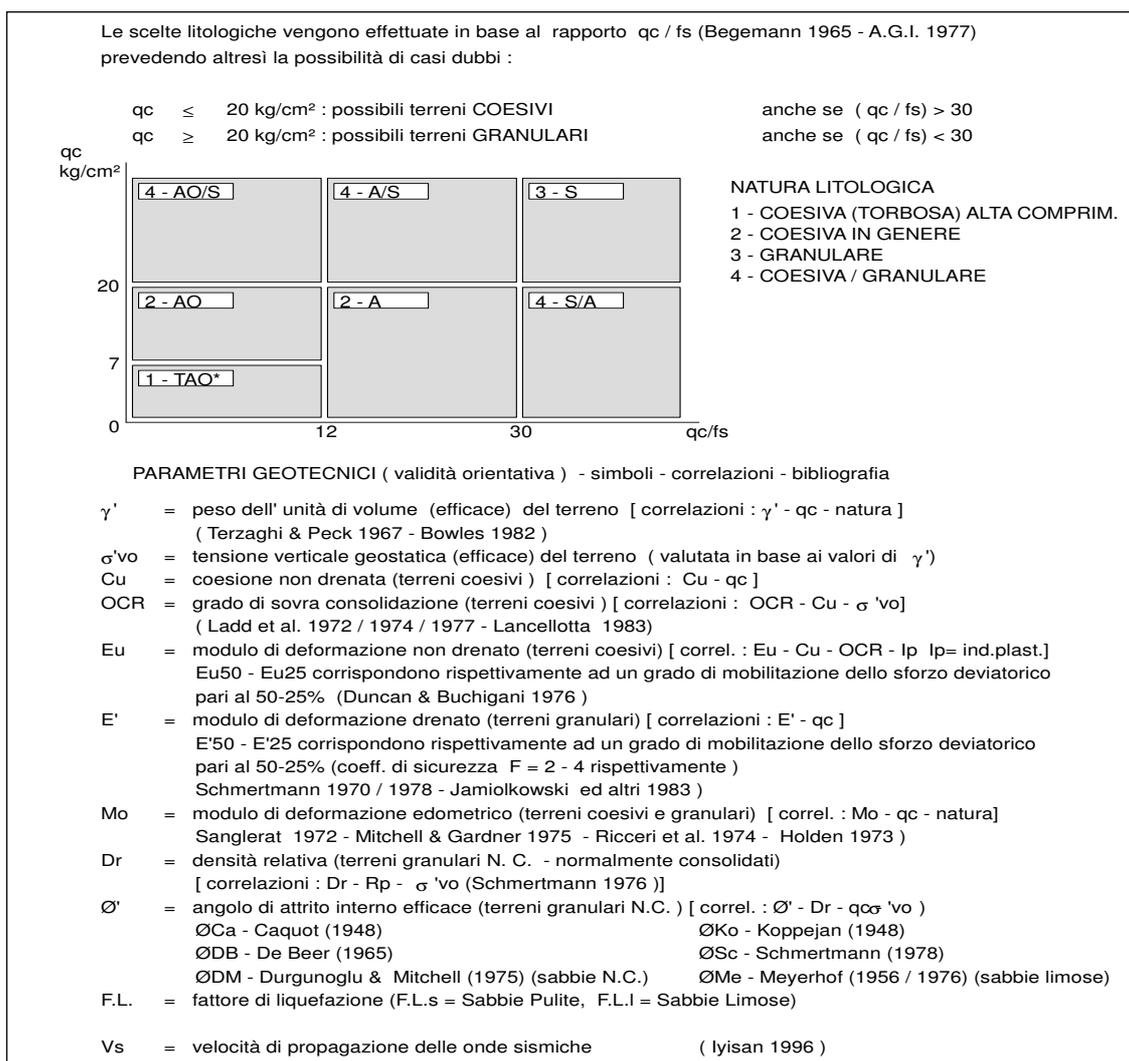
La caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, determinata con prove penetrometriche statiche, è stata definita mediante l'utilizzo di un penetrometro da 200 kN di spinta massima, dotato di punta meccanica avente le seguenti caratteristiche:

- diametro di base del cono $f = 35.7 \text{ mm}$
- area della punta conica $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo apertura del cono $B = 60^\circ$
- superficie laterale manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$

4.2 - Elaborazione dati prove penetrometriche statiche

L'elaborazione dei valori di resistenza all'infissione, caratteristici dei vari livelli del substrato, forniscono utili informazioni relativi i principali parametri geotecnici stimati: coesione non drenata C_u , angolo di attrito interno efficace ϕ , densità relativa D_r , peso di volume γ' , ecc).

Le elaborazioni sopra citate fanno riferimento ad esperienze e ricerche condotte in vari Paesi da diversi Autori, nonché a conoscenze personali da parte di chi scrive. In assenza di prove geotecniche di laboratorio su campioni indisturbati le suddette correlazioni hanno validità orientativa. Con riferimento ai dati acquisiti durante la campagna geognostica del 19/05/2009 si riportano di seguito, le risultanze (ogni 20 cm.) dei principali parametri geotecnici riscontrati.



PROVA CPT1

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA	CPT	1
	Riferimento	13.05.09 (I)
PARAMETRI GEOTECNICI		

Committente	SIG. LOVATO GUIDO	U.M.:	kg/cm²	Data eseg.	13/05/2009
Cantiere	Costruzione capannoni in ferro	Pagina	1	Falda	-0,60 m
Località	Via Carpi-Modena, Soliera (MO)	Elaborato			

H m	qc U.M.	qc/fs	zone	γ' t/m³	c'vo U.M.	Vs m/s	NATURA COESIVA				NATURA GRANULARE												
							Cu U.M.	OCR %	Eu50 U.M.	Eu25 U.M.	Mo U.M.	Dr %	Sc (°)	Ca (°)	Ko (°)	DB (°)	DM (°)	Me (°)	E'50 U.M.	E'25 U.M.	Mo U.M.	FL1	FL2
0.20	13.0	48.1	4	1.85	0.04	145	0.60	99.9	102.8	154.2	46.5	82	41	39	36	34	42	26	21.7	32.5	39.0	--	--
0.40	15.0	45.5	4	1.85	0.07	154	0.67	98.0	113.3	170.0	49.5	70	40	36	33	31	40	27	25.0	37.5	45.0	--	--
0.60	23.0	57.5	3	0.86	0.09	180	--	--	--	--	--	80	41	37	35	32	41	28	38.3	57.5	69.0	--	--
0.80	21.0	18.6	4	0.93	0.11	174	0.82	77.9	140.0	210.0	63.0	72	40	36	33	31	40	27	35.0	52.5	63.0	--	--
1.00	23.0	16.4	4	0.94	0.13	180	0.87	68.4	147.5	221.3	69.0	72	40	36	33	31	40	28	38.3	57.5	69.0	--	--
1.20	18.0	16.8	4	0.98	0.15	164	0.75	47.7	127.5	191.3	56.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.40	16.0	18.4	2	0.96	0.17	157	0.70	37.3	118.3	177.4	51.8	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.60	17.0	32.1	4	0.91	0.19	161	0.72	34.4	123.0	184.5	54.1	52	38	32	29	27	36	27	28.3	42.5	51.0	--	--
1.80	19.0	40.4	4	0.92	0.20	168	0.78	33.4	131.8	197.8	58.1	54	38	32	29	27	37	27	31.7	47.5	57.0	--	--
2.00	18.0	34.0	4	0.91	0.22	164	0.75	28.7	127.5	191.3	56.2	50	37	32	29	27	36	27	30.0	45.0	54.0	--	--
2.20	20.0	37.7	4	0.93	0.24	171	0.80	28.2	136.0	204.0	60.0	51	37	32	29	27	36	27	33.3	50.0	60.0	--	--
2.40	20.0	25.0	4	0.93	0.26	171	0.80	25.7	136.0	204.0	60.0	50	37	31	28	27	36	27	33.3	50.0	60.0	--	--
2.60	18.0	24.7	2	0.98	0.28	164	0.75	21.6	127.5	191.3	56.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
2.80	16.0	23.9	2	0.96	0.30	157	0.70	18.1	118.3	177.4	51.8	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
3.00	15.0	25.0	2	0.95	0.32	154	0.67	15.9	113.3	170.0	49.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
3.20	14.0	35.0	4	0.89	0.33	150	0.64	14.0	108.2	162.3	48.2	31	35	28	26	24	32	26	23.3	35.0	42.0	--	--
3.40	15.0	25.0	4	0.95	0.45	154	0.67	10.4	113.3	170.0	49.5	38	36	29	26	25	33	27	30.0	45.0	54.0	--	--
3.60	15.0	25.0	2	0.95	0.37	154	0.67	13.0	113.3	170.0	49.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
3.80	18.0	30.0	4	0.91	0.39	164	0.75	14.2	127.5	191.3	56.2	36	36	29	26	24	33	27	30.0	45.0	54.0	--	--
4.00	18.0	30.0	4	0.91	0.41	164	0.75	13.4	127.5	191.3	56.2	35	35	29	25	24	32	27	30.0	45.0	54.0	--	--
4.20	17.0	25.4	4	0.97	0.43	161	0.72	12.1	123.0	184.5	54.1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
4.40	15.0	25.0	2	0.95	0.45	154	0.67	10.4	113.3	170.0	49.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
4.60	18.0	26.9	2	0.98	0.47	164	0.75	11.4	127.5	191.3	56.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
4.80	17.0	23.3	2	0.97	0.49	161	0.72	10.3	123.0	184.5	54.1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
5.00	17.0	21.3	2	0.97	0.51	161	0.72	9.8	123.0	185.0	54.1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
5.20	18.0	24.7	2	0.98	0.52	164	0.75	9.8	127.9	191.9	56.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
5.40	20.0	25.0	4	0.93	0.54	171	0.80	10.2	136.0	204.0	60.0	32	35	28	25	23	31	27	33.3	50.0	60.0	--	--
5.60	16.0	17.2	2	0.96	0.56	157	0.70	8.2	134.4	201.5	51.8	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
5.80	13.0	17.8	2	0.93	0.58	145	0.60	6.6	149.0	223.5	46.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
6.00	13.0	19.4	2	0.93	0.60	145	0.60	6.3	155.9	233.9	46.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
6.20	15.0	25.0	2	0.95	0.62	154	0.67	6.9	166.2	234.2	49.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
6.40	18.0	30.0	4	0.91	0.64	164	0.75	7.7	154.7	232.0	56.2	24	34	26	23	22	30	27	30.0	45.0	54.0	--	--
6.60	16.0	20.0	2	0.96	0.66	157	0.70	6.8	166.9	250.3	51.8	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
6.80	12.0	17.9	2	0.92	0.67	141	0.57	5.1	185.6	278.4	44.6	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
7.00	20.0	25.0	4	0.93	0.69	171	0.80	7.5	169.6	254.5	60.0	26	34	26	23	22	30	27	33.3	50.0	60.0	--	--
7.20	35.0	35.0	3	0.89	0.71	211	--	--	--	--	--	44	37	29	26	24	33	29	58.3	87.5	105.0	0.67	1.04
7.40	17.0	23.3	2	0.97	0.73	161	0.72	6.2	191.2	286.9	54.1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
7.60	18.0	30.0	2	0.91	0.75	164	0.75	6.3	195.1	292.7	56.2	20	34	26	22	21	29	27	29.0	45.0	54.0	--	--
7.80	21.0	28.8	4	0.93	0.77	174	0.82	6.9	193.9	290.9	63.0	25	34	26	23	22	30	27	35.0	52.5	63.0	--	--
8.00	23.0	28.8	4	0.94	0.79	180	0.87	7.1	196.1	294.1	69.0	27	35	27	23	22	30	28	38.3	57.5	69.0	--	--
8.20	21.0	19.6	4	0.93	0.80	174	0.82	6.5	207.8	311.6	63.0	24	34	26	23	21	29	27	35.0	52.5	63.0	--	--
8.40	23.0	19.2	4	0.94	0.82	180	0.87	6.7	209.8	314.7	69.0	26	34	26	23	22	30	28	38.3	57.5	69.0	--	--
8.60	21.0	26.3	4	0.93	0.84	174	0.82	6.1	221.6	332.3	63.0	23	34	26	23	21	29	27	35.0	52.5	63.0	--	--
8.80	24.0	35.8	3	0.86	0.86	183	--	--	--	--	--	27	34	26	23	22	30	28	40.0	60.0	72.0	0.56	0.85
9.00	22.0	22.0	4	0.93	0.88	177	0.85	6.0	232.3	348.5	66.0	23	34	26	23	21	29	28	36.7	55.0	66.0	--	--
9.20	27.0	23.9	4	0.95	0.90	192	0.95	6.7	228.3	342.5	81.0	30	35	27	24	22	30	28	45.0	67.5	81.0	--	--
9.40	22.0	46.8	3	0.86	0.91	177	--	--	--	--	--	22	34	26	22	21	29	28	36.7	55.0	66.0	0.54	0.82
9.60	21.0	24.1	4	0.93	0.93	174	0.82	5.4	254.0	380.9	63.0	20	34	25	22	21	29	27	35.0	52.5	63.0	--	--
9.80	21.0	18.6	4	0.93	0.95	174	0.82	5.2	260.3	390.5	63.0	20	34	25	22	21	29	27	35.0	52.5	63.0	--	--
10.00	19.0	35.8	4	0.92	0.97	168	0.78	4.8	269.2	403.9	58.1	16	33	25	21	20	28	27	31.7	47.5	57.0	--	--
10.20	21.0	105.0	3	0.85	0.99	174	--	--	--	--	--	19	33	25	22	20	28	27	35.0	52.5	63.0	0.52	0.79
10.40	23.0	24.7	4	0.94	1.01	180	0.87	5.2	275.4	413.0	69.0	21	34	25	22	21	29	28	38.3	57.5	69.0	--	--
10.60	18.0	24.7	2	0.98	1.02	164	0.75	4.2	286.2	429.4	56.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
10.80	19.0	23.8	4	0.99	1.04	168	0.78	4.3	291.7	437.6	58.1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
11.00	20.0	21.5	4	0.93	1.06	171	0.80	4.4	296.8	445.1	60.0	15	33	24	21	20	28	27	33.3	50.0	60.0	--	--
11.20	21.0	26.3	4	0.93	1.08	174	0.82	4.5	301.8	452.7	63.0	16	33	25	21	20	28	27	35.0	52.5	63.0	--	--
11.40	21.0	39.6	3	0.85	1.10	174	--	--	--	--	--	16	33	24	21	20	28	27	35.0	52.5	63.0	0.51	0.77
11.60	22.0	27.5	4	0.93	1.12	177	0.85	4.4	311.9	467.8	66.0	17	33	25	21	20	28	28	36.7	55.0	66.0	--	--
11.80	27.0	29.0	4	0.95	1.14	192	0.95	5.0	313.6	470.5	81.0	24	34	26	22	21	29	28	45.0	67.5	81.0	--	--
12.00	26.0	20.5	4	0.95	1.16	189	0.93	4.8	320.7	481.1	78.0	22	34	25	22	21	29	28	43.3	65.0	78.0	--	--
12.20	20.0	21.5	4	0.93	1.17	171	0.80	3.9	329.5	494.3	60.0	13	33	24	21	19	27	27	33.3	50.0	60.0	--	--

PROVA CPT2

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA												CPT		2									
PARAMETRI GEOTECNICI												Riferimento		13.05.09 (I)									
Committente SIG. LOVATO GUIDO												U.M.: kg/cm²		Data esec. 13/05/2009									
Cantiere Costruzione capannoni in ferro												Pagina 1											
Località Via Carpi-Modena, Soliera (MO)												Elaborato		Falda -0,45 m									
												NATURA COESIVA				NATURA GRANULARE							
H	qc	qc/fs	zone	γ'	σ'vo	Vs	Cu	OCR	Eu50	Eu25	Mo	Dr	Sc	Ca	Ko	DB	DM	Me	E'50	E'25	Mo	FL1	FL2
m	U.M.			t/m²	U.M.	m/s	U.M.	%	U.M.	U.M.	U.M.	%	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	U.M.	U.M.	U.M.		
0,20	18,0	138,5	4	1,85	0,04	164	0,75	99,9	127,5	191,3	56,2	93	42	40	38	35	44	27	30,0	45,0	54,0	--	--
0,40	20,0	74,1	4	1,85	0,07	171	0,80	99,9	136,0	204,0	60,0	80	41	38	35	33	41	27	33,3	50,0	60,0	--	--
0,60	23,0	25,0	4	0,93	0,09	171	0,80	93,1	136,0	204,0	60,0	75	40	36	34	31	40	27	33,3	50,0	60,0	--	--
0,80	23,0	19,2	4	0,94	0,11	180	0,87	81,9	147,5	221,3	69,0	75	40	36	34	31	40	28	38,3	57,5	69,0	--	--
1,00	23,0	14,4	4	0,94	0,13	180	0,87	67,4	147,5	221,3	69,0	71	40	35	33	31	40	28	38,3	57,5	69,0	--	--
1,20	20,0	12,5	4	0,93	0,15	171	0,80	51,6	136,0	204,0	60,0	63	39	34	31	29	38	27	33,3	50,0	60,0	--	--
1,40	14,0	13,1	2	0,94	0,17	150	0,64	33,4	108,2	162,3	48,2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1,60	14,0	26,4	2	0,94	0,19	150	0,64	29,2	108,2	162,3	48,2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1,80	15,0	37,5	4	0,89	0,20	154	0,67	27,6	113,3	170,0	49,5	46	37	31	28	26	35	27	25,0	37,5	45,0	--	--
2,00	20,0	37,7	4	0,93	0,22	171	0,80	31,1	136,0	204,0	60,0	53	38	32	29	27	36	27	33,3	50,0	60,0	--	--
2,20	20,0	37,7	4	0,93	0,24	171	0,80	28,1	136,0	204,0	60,0	51	37	32	29	27	36	27	33,3	50,0	60,0	--	--
2,40	17,0	23,3	2	0,97	0,26	161	0,72	22,5	123,0	184,5	54,1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
2,60	17,0	28,3	2	0,97	0,28	161	0,72	20,6	123,0	184,5	54,1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
2,80	17,0	85,0	4	0,91	0,30	161	0,72	19,0	123,0	184,5	54,1	41	36	30	27	25	34	27	28,3	42,5	51,0	--	--
3,00	11,0	18,3	2	0,91	0,32	137	0,54	12,2	91,2	136,8	42,5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
3,20	15,0	45,5	4	0,89	0,33	154	0,67	14,9	113,3	170,0	49,5	34	35	29	26	24	33	27	25,0	37,5	45,0	--	--
3,40	15,0	25,0	2	0,95	0,35	154	0,67	13,9	113,3	170,0	49,5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
3,60	17,0	42,5	4	0,91	0,37	161	0,72	14,5	123,0	184,5	54,1	35	35	29	26	24	33	27	28,3	42,5	51,0	--	--
3,80	16,0	40,0	4	0,90	0,39	157	0,70	13,0	118,3	177,4	51,8	32	35	28	25	24	32	27	26,7	40,0	48,0	--	--
4,00	13,0	27,7	2	0,93	0,41	145	0,60	10,3	102,8	154,2	46,5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
4,20	14,0	29,8	2	0,94	0,43	150	0,64	10,4	108,2	162,3	48,2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
4,40	16,0	34,0	4	0,90	0,44	157	0,70	11,0	118,3	177,4	51,8	29	35	28	24	23	31	27	26,7	40,0	48,0	--	--
4,60	15,0	28,3	2	0,95	0,46	154	0,67	9,9	113,5	170,3	49,5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
4,80	18,0	24,7	2	0,98	0,48	164	0,75	10,9	127,5	191,3	56,2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
5,00	18,0	20,7	2	0,98	0,50	164	0,75	10,4	127,5	191,3	56,2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
5,20	15,0	18,8	2	0,95	0,52	154	0,67	8,5	123,7	185,6	49,5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
5,40	18,0	34,0	4	0,91	0,54	164	0,75	9,5	129,5	194,2	56,2	28	35	27	24	23	31	27	30,0	45,0	54,0	--	--
5,60	18,0	30,0	4	0,91	0,56	164	0,75	9,1	132,5	198,8	56,2	27	35	27	24	22	31	27	30,0	45,0	54,0	--	--
5,80	19,0	35,8	4	0,92	0,58	168	0,78	9,1	136,9	205,4	58,1	28	35	27	24	23	31	27	31,7	47,5	57,0	--	--
6,00	15,0	20,5	2	0,95	0,60	154	0,67	7,2	147,7	221,6	49,5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
6,20	13,0	17,8	2	0,93	0,61	145	0,60	6,2	161,2	241,9	46,5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
6,40	20,0	33,3	4	0,93	0,63	171	0,80	8,4	150,3	225,5	60,0	28	35	27	24	22	31	27	33,3	50,0	60,0	--	--
6,60	21,0	24,1	4	0,93	0,65	174	0,82	8,4	154,8	232,1	63,0	29	35	27	24	22	31	27	35,0	52,5	63,0	--	--
6,80	19,0	17,8	2	0,99	0,67	168	0,78	7,5	164,1	246,2	58,1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
7,00	14,0	16,1	2	0,94	0,69	150	0,64	5,7	185,5	278,3	48,2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
7,20	20,0	33,3	4	0,93	0,71	171	0,80	7,3	175,0	262,5	60,0	25	34	26	23	22	30	27	33,3	50,0	60,0	--	--
7,40	21,0	26,3	4	0,93	0,73	174	0,82	7,3	179,3	269,0	63,0	26	34	26	23	22	30	27	35,0	52,5	63,0	--	--
7,60	24,0	35,8	3	0,86	0,74	183	--	--	--	--	--	30	35	27	24	22	31	28	40,0	60,0	72,0	0,58	0,87
7,80	21,0	15,8	4	0,93	0,76	174	0,82	6,9	192,3	288,5	63,0	25	34	26	23	22	30	27	35,0	52,5	63,0	--	--
8,00	17,0	15,0	2	0,97	0,78	161	0,72	5,7	210,1	315,2	54,1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
8,20	21,0	18,6	4	0,93	0,80	174	0,82	6,5	206,4	309,6	63,0	24	34	26	23	21	30	27	35,0	52,5	63,0	--	--
8,40	26,0	17,7	4	0,95	0,82	189	0,93	7,3	202,2	303,4	78,0	31	35	27	24	22	31	28	43,3	65,0	78,0	--	--
8,60	27,0	23,9	4	0,95	0,84	192	0,95	7,3	207,2	310,8	81,0	31	35	27	24	22	31	28	45,0	67,5	81,0	--	--
8,80	22,0	22,0	4	0,93	0,86	177	0,85	6,2	224,9	337,4	66,0	24	34	26	23	21	29	28	36,7	55,0	66,0	--	--
9,00	23,0	23,0	4	0,94	0,88	190	0,87	6,2	229,5	344,2	69,0	25	34	26	23	21	30	28	38,3	57,5	69,0	--	--
9,20	21,0	21,0	4	0,93	0,89	174	0,82	5,7	240,8	361,2	63,0	21	34	25	22	21	29	27	35,0	52,5	63,0	--	--
9,40	24,0	21,2	4	0,94	0,91	183	0,89	6,1	241,0	361,5	72,0	25	34	26	23	21	30	28	40,0	60,0	72,0	--	--
9,60	21,0	19,6	4	0,93	0,93	174	0,82	5,4	253,9	380,8	63,0	20	34	25	22	21	29	27	35,0	52,5	63,0	--	--
9,80	21,0	19,6	4	0,93	0,95	174	0,82	5,2	260,3	390,4	63,0	20	34	25	22	21	29	27	35,0	52,5	63,0	--	--
10,00	24,0	35,8	3	0,86	0,97	183	--	--	--	--	--	24	34	26	22	21	29	28	40,0	60,0	72,0	0,54	0,82

FON016

Software by dott. Geol. Diego Merlin +39 0425-840820

Da un'analisi d'insieme delle sequenze lito-meccaniche, è stato possibile individuare, per le due prove penetrometriche di cui sopra, n°3 unità geotecniche significative, come di seguito riportato:

Prova CPT1

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA			
		Riferimento	13.05.09 (I)
SEZIONE GEOTECNICA			
Committente	SIG. LOVATO GUIDO	U.M.:	kg/cm²
Cantiere	Costruzione capannoni in ferro		
Località	Via Carpi-Modena, Soliera (MO)		
Param. 13.05.09 (I) [1]			
		NATURA COESIVA	
		NATURA GRANULARE	
H.m da	qc U.M.	qc/fs t/m ²	γ' U.M.
a			σ'vo U.M.
			Vs m/s
0,00	0,40	14,0	46,7
0,40	6,60	17,4	24,7
6,60	15,00	21,7	25,6
			0,9
			0,37
			1,05
			162
			0,73
			20,8
			131,4
			197,1
			55
			48
			37
			31
			28
			25
			22
			21
			28
			28
			0,84
			0,56
			37,5
			56,2
			67,4

Prova CPT2

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA			
		Riferimento	13.05.09 (I)
SEZIONE GEOTECNICA			
Committente	SIG. LOVATO GUIDO	U.M.:	kg/cm²
Cantiere	Costruzione capannoni in ferro		
Località	Via Carpi-Modena, Soliera (MO)		
Param. 13.05.09 (I) [2]			
		NATURA COESIVA	
		NATURA GRANULARE	
H.m da	qc U.M.	qc/fs t/m ²	γ' U.M.
a			σ'vo U.M.
			Vs m/s
0,00	1,20	20,7	22,1
1,20	7,00	16,3	26,6
7,00	10,00	22,2	21,9
			0,9
			0,43
			0,84
			173
			0,81
			82,3
			138,4
			207,6
			62
			76
			40
			37
			34
			32
			41
			27
			0,84
			0,56
			34,4
			51,7
			62,0
			0,70
			14,6
			128,1
			192,1
			53
			35
			36
			29
			26
			24
			33
			27
			0,84
			0,56
			29,7
			44,6
			53,5
			0,84
			0,56
			37,6
			56,4
			67,7

I valori soprariportati sono valori medi. Di seguito si riportano le unità di misura dei principali parametri geotecnici stimati

- qc (kg/cm²)
- qc/fs (kg/cm²)
- Y' (Ton/m³)
- Cu (kg/cm²)
- Mo (kg/cm²)

5 - TIPOLOGIA FONDALE E DIMENSIONAMENTO IPOTIZZATO

In funzione del carattere puntuale delle prove eseguite, in rapporto all'ampiezza dell'intervento in progetto e della possibile variabilità laterale e verticale dei parametri geotecnici riscontrabili nel sottosuolo dell'area in esame, il valore del carico limite ultimo è da ritenersi indicativo. In relazione a ciò, tale valore dovrà essere verificato in funzione dei cedimenti del terreno di fondazione, che dovranno essere tollerati dalle strutture in elevazione (carico limite di esercizio).

Nella presente relazione si è optato quindi per una definizione del comportamento di massima dei terreni investigati; in quest'ottica sono state fatte delle assunzioni indicative sia per quanto riguarda la profondità del piano di posa sia per quanto riguarda le dimensioni delle

strutture fondali, in quanto al momento della stesura della presente relazione non è conosciuto l'esatto carico d'esercizio trasmesso dalle strutture in elevazione.

Dal progetto di massima ed in considerazione della litostratigrafia emersa dalle indagini effettuate, si è ipotizzato per le strutture in progetto un sistema fondale nastriforme del tipo a trave rovescia.

Di seguito si riportano le dimensioni e la profondità di posa ipotizzata ai fini di una più corretta valutazione della portanza e dei cedimenti.

Caratteristiche del sistema fondale ipotizzato (trave rovescia):

- Larghezza trave variabile a seconda dei carichi applicati (B) = 0,80÷1,00÷1,20 m
- Profondità di posa (D) ≥ -0,60 m da p.c.

Nel suddetto caso il piano di posa della fondazione è stato considerato orizzontale ed i carichi statici, centrati e verticali.

Per la realizzazione di nuove strutture fondali sarebbe opportuno, in via cautelativa, adottare i seguenti accorgimenti tecnici:

- il piano di posa della fondazione deve essere situato sempre al di sotto della coltre di terreno vegetale e/o di riporto, nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua;
- allontanare eventuali ristagni idrici dagli sbancamenti di fondazione al momento della posa in opera dei manufatti ed evitare permanenze d'acqua all'interno degli scavi per periodi di tempo lunghi;
- operare in modo che il tempo intercorso tra l'apertura degli sbancamenti di fondazione e la costruzione delle fondazioni sia breve per limitare al massimo il rilassamento del fondo dello scavo e le infiltrazioni d'acqua all'interno dello stesso;
- regolarizzare e proteggere i piani di posa delle opere fondali con getto di conglomerato magro.
- Qualora durante le operazioni di scavo emergessero situazioni non previste in questo lavoro o qualsiasi altra situazione che potrebbe influenzare la portanza dei terreni di fondazione, si prega di avvisare lo scrivente, il quale, previo sopralluogo, definirà eventuali modifiche ed interventi da eseguire.

6 - VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI (SLU-SLE) IN BASE AL D.M. DEL 17/01/2018 : TESTO UNICO - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) vanno effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure, illustrati nei paragrafi successivi. I calcoli, nel caso in esame, sono stati condotti applicando i criteri della progettazione geotecnica secondo quanto contenuto nel nuovo Testo Unico: D.M. del 17 Gennaio 2018 (Norme Tecniche per le costruzioni).

6.1 - Verifiche nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU)

La verifica nei confronti degli Stati Limiti Ultimi (SLU) richiede che l'effetto delle azioni di progetto (o i loro effetti) non superi la resistenza di progetto. Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

Dove:

$E_{inst,d}$ = è il valore di progetto dell'azione instabilizzante

$E_{stb,d}$ = è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_F riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I. Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

Nella verifica della suddetta condizione, si richiama quanto specificato nel T.U. ovvero che il Progettista e/o il Committente possono utilizzare modelli di calcolo diversi da quelli indicati nel seguito, purché vengano rispettati i livelli di sicurezza e di prestazioni attese nel capitolo 6 del nuovo T.U. Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

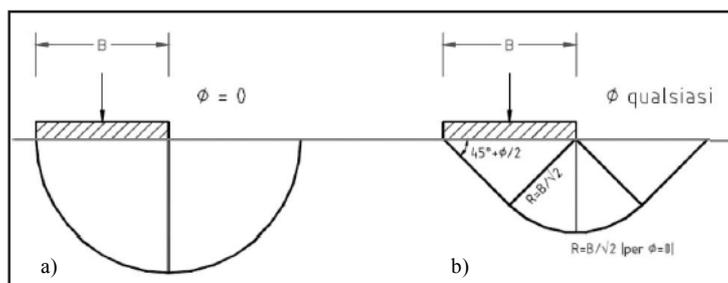
Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

6.2 - Valore caratteristico della resistenza (Rk)

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro (sia esso il valore della c_u , come nel nostro caso, ϕ o qualunque altro parametro) nello stato limite considerato.

Nel nostro caso abbiamo a disposizione n°2 prove da cui ricavare il “valore caratteristico della resistenza” (R_k) della coesione non drenata c_u .

In questo paragrafo si vuole suggerire un modo per trattare statisticamente i dati penetrometrici a disposizione. Per quali dati trattare è necessario esaminare preliminarmente i possibili meccanismi di rottura delle fondazioni superficiali.



Possibili meccanismi di collasso plastico per fondazioni superficiali

Le geometrie di collasso plastico possibili in condizioni non drenate sono quelle rappresentate nella figura soprastante (caso a).

Nota la geometria e la profondità della fondazione, si può ricavare facilmente lo spessore del terreno potenzialmente interessato dalla rottura. In condizioni non drenate, lo spessore R è compreso tra $B/\sqrt{2}$ e B .

Il valore caratteristico della resistenza del terreno, in questo caso della c_u , viene ricavato analizzando statisticamente i dati penetrometrici che stanno tra la base della fondazione e la base del cerchio o del ventaglio di rottura.

Così facendo, si ottiene un valore caratteristico della coesione non drenata:

$$c_{u,k} \approx 0,50 \text{ kg/cm}^2$$

6.3 - Stato limite ultimo (SLU) ed approcci progettuali

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3. Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Fatte salve tutte le prescrizioni fornite nei capitoli successivi delle presenti norme, la Tab. 2.6.I riporta i valori dei coefficienti parziali γ_F da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti γ_F riportati nella colonna EQU della Tabella 2.6.I. Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgono azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I. Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgono azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nell'Approccio 1, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (γ_R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti. Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale (γ_R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:
 γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;
 γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;
 γ_{Q1} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la

seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnica. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

6.4 - Combinazioni e verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnica (GEO)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
 - stabilità globale
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I per le azioni, 6.2.II per i parametri geotecnici, nella tabella 6.4.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- Combinazione unica: (A1+M1+R3)

Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Nel nostro caso specifico, dove vi è una forte interazione tra terreno e struttura, per le quali il terreno stesso è generatore delle azioni, si è tenuto conto del solo Approccio 2.

6.5 - Calcolo del carico limite ultimo $q_{d(SLU)}$

Per la determinazione dei valori teorici del carico limite ultimo $q_{d(SLU)}$ è stata utilizzata la relazione proposta da Terzaghi, nel caso di terreni coesivi non drenati:

$$q_{d(SLU)} = 5,70 \cdot c_u + \gamma \cdot D$$

Dove:

$q_{d(SLU)}$ = carico limite ultimo;

$c_{u,k}$ = valore caratteristico della coesione non drenata: 0,50 kg/cm²;

γ = peso dell'unità di volume del terreno: 1,85 ton/m³;

5,70 = coefficiente capacità portante;

D = piano d'imposta fondazione ipotizzato per la trave rovescia $\geq -0,60$ m da p.c.

Per cui, assumendo quali parametri geotecnici quelli ricavati dalle terebrazioni precedenti, si è potuto ricavare il seguente valore teorico del carico limite ultimo $q_{d(SLU)}$:

Approccio Progettuale		Y_M	Y_R	$C_{u,k}$ (Kg/cm ²)	N_c	$Q_d(SLU)$ (Kg/cm ²)
A2	A1M1R3	1,00	2,30	0,50	5,70	1,28*

*valore già diviso per Y_R

I suddetti calcoli sono stati eseguiti considerando una fondazione superficiale nastriforme del tipo a trave rovescia, di larghezza (B) variabile a seconda dei carichi applicati, posta ad una profondità (D) $\geq 0,60$ m da p.c.

6.6 - Stima dei cedimenti, ovvero lo stato limite di esercizio (SLE)

Le opere interagenti con i terreni devono essere verificate nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE). Il progetto deve quindi indicare l'entità degli spostamenti e delle distorsioni, compatibili con la funzionalità delle strutture in elevato, e deve essere sviluppato in modo che gli spostamenti attesi e le distorsioni risultino inferiori a quelle compatibili. Prendendo spunto da studi di vari autori si riportano di seguito alcune tabelle di riferimento (MacDonald e Skempton 1955 - Sowers 1962 - Wilun e Starzewski 1975) in cui vengono indicati i cedimenti assoluti e differenziali ammissibili per vari tipi di struttura.

Criterio	Fondazioni isolate		Fondazioni a platea
Distorsione angolare (fessure)		0,1	
Massimo cedimento differenziale			
Argille		45 (35)	
Sabbie		30 (25)	
Massimo cedimento			
Argille	75 (60)		75-125 (35-100)
Sabbie	50 (35)		50-75 (35-60)

fra parentesi i valori massimi raccomandabili

Tipi di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile
	Collegamento a reti di servizi	15 ÷ 30 cm
	Accesso	30 ÷ 60 cm
Cedimento	Probabilità di cedimento differenziale	
	- murature portanti	2,5 ÷ 5 cm
	- strutture intelaiate	5 ÷ 10 cm
	- ciminiere, silos	7,5 ÷ 30 cm
	Stabilità al ribaltamento	Dipende dall'altezza e dal peso
		0,04 H
	Rotazione di ciminiere, torri	0,003 L
Rotazione rigida (tilt)	Operatività di macchine	0,0002 L
	- macchine utensili	
	- turbogeneratori	
	Binari di carro ponte	0,003 L
	Drenaggio di superfici pavimentate	0,01 ÷ 0,02 L
	Murature portanti multipiano	0,0005 ÷ 0,001 L

	Murature portanti ad un piano	0,001 ÷ 0,02 L
	Lesione di intonaci	0,001 L
Cedimenti differenziali	Telai in c.a.	0,0025 ÷ 0,004 L
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003 L
	Telaio in acciaio	0,002 L
	Strutture semplici in acciaio	0,005 L

L = distanza tra due pilastri adiacenti

Tabella cedimenti ammissibili totali e differenziali - Wilun e Starzewski 1975			
Classe edificio e struttura	Tipo di edificio e struttura	Cedimento massimo ammissibile (mm.)	Deformazione angolare massima ammissibile calcolata per tre punti allineati e connessi della fondazione di una struttura ($\alpha_{amm.}$)
1	Strutture massicce di notevole rigidità rispetto agli assi orizzontali, con fondazioni massicce in cls non armato o fondazioni cellulari o graticci rigidi in cls armato	150 ÷ 200	Le differenze massime tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbero causare inclinazioni della fondazione maggiori di 1/100 ÷ 1/200 del rapporto tra la dimensione minore in pianta della fondazione e l'altezza della struttura
2	Strutture isostatiche con giunti e cerniere e strutture in legno	100 ÷ 150	1/100 ÷ 1/200
3	Strutture iperstatiche in acciaio e strutture portanti in laterizio con cordoli in c.a. ad ogni piano, con fondazioni continue in c.a. e con pareti trasversali di almeno 25 cm. di spessore con interassi minori di 6 m. e strutture a telaio in cls armato con le colonne ad interassi minori di 6 m., con fondazioni continue o a platea	80 ÷ 100	1/200 ÷ 1/300
4	Strutture della classe 3 ma che non soddisfano una delle condizioni imposte e strutture in c.a. con fondazioni a plinti	60 ÷ 80	1/300 ÷ 1/500
5	Strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi	50 ÷ 60	1/500 ÷ 1/700

I valori minimi si riferiscono ad edifici pubblici, abitazioni o edifici con parti strutturali o finiture sensibili a cedimenti differenziali; i valori maggiori si riferiscono ad edifici alti di considerevole rigidità rispetto gli assi orizzontali o a strutture che possono accettare eventuali movimenti. I casi speciali (gru a portale, autoclavi ad alte pressioni, serbatoi, silo soggetti a carichi differenziali) il massimo cedimento ammissibile o i cedimenti differenziali od entrambe dovrebbero essere assunti in base a specifiche fornite dagli ingegneri utenti dell'impianto o dai produttori.

Considerando questi valori come riferimento per la "stabilità" delle strutture, occorrerà calcolare il carico limite di esercizio del terreno, alla profondità del piano di posa ipotizzato (-0,60 m da p.c.), per la quale i cedimenti rientrino nell'ordine dei valori riportati in tabella. Tale carico sarà la massima pressione (consigliata) che la fondazione potrà scaricare al suolo, alla profondità del piano di posa considerato. Si deduce quindi che i valori del carico limite ultimo, determinati nel paragrafo precedente sono da considerarsi come valori indicativi delle caratteristiche dei terreni investigati. In relazione a ciò, il valore del carico limite di esercizio $q_{d(SLE)}$, dovrà essere verificato in funzione dei cedimenti del terreno di fondazione che dovranno essere tollerati dalle strutture in elevazione. Poiché per gli SLE il T.U. non obbliga a ricavare un valore caratteristico unico del parametro di riferimento, per il calcolo dei cedimenti può essere

adottato il classico metodo di Boussinesq per strati, sino alla profondità dove l'incremento di pressione verticale diventa trascurabile. Il calcolo di previsione dei cedimenti può essere quindi eseguito puntualmente su ogni singola prova, considerando le proprietà geomeccaniche riscontrate. Il calcolo di tali cedimenti (esteso all'intera profondità H_c del banco comprimibile) viene condotto per strati successivi (spessore $h = 20$ cm.), valutando per ciascuno strato la tensione verticale σ_v (al centro della superficie di carico), nonché il relativo valore del modulo edometrico M_o , in base all'espressione:

$$\text{cedimento } S = n \sum (h \sigma_v / M_o)$$

dove $n =$ eventuale coefficiente di riduzione ($n \leq 1$) che tiene conto della rigidità strutturale. I calcoli sono stati condotti ipotizzando un sistema fondale nastriforme del tipo a trave rovescia, dalle dimensioni variabili (in funzione dei carichi ipotizzati), posto ad una profondità (D) $\geq 0,60$ m da p.c. Come accennato in precedenza nella valutazione dei calcoli si è fatto ricorso alla teoria dell'elasticità (Boussinesq), ciò è lecito quando, come nel nostro caso, le pressioni applicate al terreno sono inferiori alla pressione critica ed escludono quindi la presenza di fenomeni di plasticizzazione locale. Di seguito vengono riportati le risultanze dei calcoli geotecnici ottenuti dalle singole prove penetrometriche prese come riferimento (CPT1-CPT2), evidenziando i valori teorici del carico limite di esercizio $q_{d(SLE)}$ ipotizzato ed i relativi cedimenti.

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA		CPT		1	
		Riferimento	13.05.09 (I)		
Committente	SIG. LOVATO GUIDO	U.M.:	kg/cm²	Data esec.	13/05/2009
Cantiere	Costruzione capannoni in ferro	Pagina	1		
Località	Via Carpi-Modena, Soliera (MO)	Elaborato		Falda	-0,60 m
[1] Fondazione tipo: TRAVE					
- Larghezza: (B)	0,80 m	- Banco compress.: (Hc)	3,80 m	- Carico Lit.: (σ_v)	0,09 kg/cm ²
- Lunghezza: (L)	continua	- Rigidezza fondazione: (n)	75,00%	- Tot. q. amm.:	1,09 kg/cm ²
- Piano Posa: (D)	-0,60 m	- Coeff. sicurezza: (Gs)	3,00	- q. amm.: (Δ)	1,00 kg/cm²
				- Cedimento: (s)	1,75 cm
				- Portata: (Q)	8,00 t/ml
[2] Fondazione tipo: TRAVE					
- Larghezza: (B)	1,00 m	- Banco compress.: (Hc)	4,60 m	- Carico Lit.: (σ_v)	0,09 kg/cm ²
- Lunghezza: (L)	continua	- Rigidezza fondazione: (n)	75,00%	- Tot. q. amm.:	1,09 kg/cm ²
- Piano Posa: (D)	-0,60 m	- Coeff. sicurezza: (Gs)	3,00	- q. amm.: (Δ)	1,00 kg/cm²
				- Cedimento: (s)	2,20 cm
				- Portata: (Q)	10,00 t/ml
[3] Fondazione tipo: TRAVE					
- Larghezza: (B)	1,20 m	- Banco compress.: (Hc)	5,40 m	- Carico Lit.: (σ_v)	0,09 kg/cm ²
- Lunghezza: (L)	continua	- Rigidezza fondazione: (n)	75,00%	- Tot. q. amm.:	1,09 kg/cm ²
- Piano Posa: (D)	-0,60 m	- Coeff. sicurezza: (Gs)	3,00	- q. amm.: (Δ)	1,00 kg/cm²
				- Cedimento: (s)	2,66 cm
				- Portata: (Q)	12,00 t/ml

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA VERIFICA CAPACITA' PORTANTE E CEDIMENTI		CPT		2	
		Riferimento	13.05.09 (I)		
Committente	SIG. LOVATO GUIDO	U.M.:	kg/cm²	Data esec.	13/05/2009
Cantiere	Costruzione capannoni in ferro	Pagina	1	Falda	-0,45 m
Località	Via Carpi-Modena, Soliera (MO)	Elaborato			
[1] Fondazione tipo: TRAVE					
- Larghezza: (B)	0,80 m	- Banco compress.: (Hc)	3,80 m	- Carico Lit.: (qvo)	0,09 kg/cm ²
- Lunghezza: (L)	continua	- Rigidezza fondazione: (n)	75,00%	- Tot. q.amm.:	1,09 kg/cm ²
- Piano Posa: (D)	-0,60 m	- Coeff. sicurezza: (Gs)	3,00	- q.amm.:	Δ 1,00 kg/cm ²
				- Cedimento: (s)	1,78 cm
				- Portata: (Q)	8,00 t/ml
[2] Fondazione tipo: TRAVE					
- Larghezza: (B)	1,00 m	- Banco compress.: (Hc)	4,60 m	- Carico Lit.: (qvo)	0,09 kg/cm ²
- Lunghezza: (L)	continua	- Rigidezza fondazione: (n)	75,00%	- Tot. q.amm.:	1,09 kg/cm ²
- Piano Posa: (D)	-0,60 m	- Coeff. sicurezza: (Gs)	3,00	- q.amm.:	Δ 1,00 kg/cm ²
				- Cedimento: (s)	2,28 cm
				- Portata: (Q)	10,00 t/ml
[3] Fondazione tipo: TRAVE					
- Larghezza: (B)	1,20 m	- Banco compress.: (Hc)	5,40 m	- Carico Lit.: (qvo)	0,09 kg/cm ²
- Lunghezza: (L)	continua	- Rigidezza fondazione: (n)	75,00%	- Tot. q.amm.:	1,09 kg/cm ²
- Piano Posa: (D)	-0,60 m	- Coeff. sicurezza: (Gs)	3,00	- q.amm.:	Δ 1,00 kg/cm ²
				- Cedimento: (s)	2,75 cm
				- Portata: (Q)	12,00 t/ml
CORRELAZIONI ADOTTATE:					
Modulo edometrico	Natura TORBOSA	$\alpha =$	1,50	N.B.:	
	Natura COESIVA	$\alpha =$	5,00 4,00 3,30 3,00	Tot. q.amm. = Carico Lit. + Δ q.amm	
	Natura GRANULARE	$\alpha =$	3,00	Portata (Q) = B x L x Δ q.amm	
R.amm = qc/K = resistenza ammiss. schiacciamento [K=12(<qc=10) - K=18(>qc=30)]				Portata trave (Q) per metro lineare	
					FON016
<small>Software by dott. Geol. Diego Merlin +39 0425-840820</small>					

Nella scelta del $q_{d(SLE)}$ andranno quindi presi in considerazione i cedimenti totali e differenziali che potrebbero pregiudicare la statica delle strutture in progetto. Cedimenti assoluti di queste entità, in terreni soggetti a carichi equivalenti a quelli ipotizzati e per aree di impronta delle fondazioni analoghe a quelle considerate, sono usuali per litotipi con proprietà geomeccaniche simili a quelle riscontrate nel sottosuolo dell'area studiata. Qualora tali cedimenti risultassero troppo elevati per il tipo di strutture in elevato si dovrà necessariamente ridurre il valore del carico limite suddetto. Sarà compito pertanto del Tecnico Progettista, una volta eseguita l'accurata determinazione dei carichi effettivamente imposti ai terreni di fondazione, definire con esattezza, il tipo ed il dimensionamento definitivo delle opere fondali, nonché il relativo carico massimo che le strutture in elevazione potranno scaricare sul terreno.

Per l'elaborazione dei dati geotecnici è stato impiegato un software di calcolo che permette di determinare la distribuzione tensionale secondo la teoria proposta da Boussinesq e conseguentemente elabora il calcolo dei cedimenti con il metodo " α , Q_c " ed il metodo Edometrico. In assenza di prove geotecniche di laboratorio le suddette indicazioni hanno validità orientativa.

6.7 - Modulo di reazione o coefficiente di sottofondo, di elasticità ed edometrico

Nell'analisi strutturale dei componenti di una fondazione si fa largo uso del modulo di reazione (o coefficiente di sottofondo), che lega concettualmente la pressione sul terreno ai cedimenti. Tale coefficiente si calcola attraverso i dati ottenuti da una prova di carico su piastra come: $k_s = q/\delta$. Poiché nel corso di tale studio non è stato eseguito nessun tipo di prova di carico su piastra per la determinazione del parametro k_s torna comodo disporre di altre formule approssimate che si rilevano soddisfacenti purché i cedimenti calcolati siano valori ragionevolmente accettabili. Si è già avuto occasione di osservare in passato (da diversi autori) che la pressione sul terreno e i momenti flettenti calcolati sono poco sensibili al valore di k_s

usato. Ciò deriva dal fatto che la rigidità degli elementi strutturali è in genere pari come minimo a 10 volte la rigidità del terreno misurata da k_s .

Tenuto conto di questo, alcuni autori propongono di calcolare approssimativamente k_s sulla base della capacità portante calcolata, con la formula seguente (Bowles 1974):

$$k_s = 40 \cdot (FS) \cdot q_{amm.}$$

dove:

k_s = coefficiente di sottofondazione espresso in kN/m^3 (valori indicativi in letteratura ipotizzano, per tipi di terreno come quelli riscontrati nell'area di studio, valori di k_s compresi tra $1,20 \div 2,40 \text{ kg/cm}^3$)

$q_{amm.}$ = carico ammissibile stimato, espresso in kPa, considerando $q_{amm.} = Q_{lim.}/FS$, dove la resistenza ultima del terreno corrisponde a un cedimento $\Delta H = 2,54 \text{ cm}$. (1 pollice) e che k_s è $q_{ult.}/\Delta H$

40 = coefficiente (uguale a 40 per $\Delta H = 2,54 \text{ cm}$). Per $\Delta H = 0,64 \div 1,27 \div 1,91 \text{ ecc... cm}$. ($\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \div \frac{3}{4}$ pollici), il coefficiente 40 va trasformato in $160 \div 80 \div 53,30 \text{ ecc...}$ Il valore 40 è ragionevolmente a favore di sicurezza, ma è sempre possibile utilizzare cedimenti ammissibili minori.

(FS) = fattore di sicurezza: 2,3

Ipotizzando quindi un carico ammissibile: $q_{amm.} = 1,00 \text{ Kg/cm}^2 \approx 98 \text{ kPa}$ si ottiene un coefficiente di sottofondo:

$$k_s = 9.016 \text{ kN/m}^3 \approx 0,92 \text{ Kg/cm}^3$$

In assenza di prove di carico su piastra le suddette indicazioni hanno validità orientativa. Si riportano di seguito alcuni valori indicativi del coefficiente di sottofondo ricavato dalla bibliografia.

Tabella 2 - Valori indicativi del modulo di reazione K_s

Terreno		kN/m^3
Sabbia sciolta		4800 – 16000
Sabbia mediamente compatta		9600 – 80000
Sabbia compatta		64000 – 128000
Sabbia argillosa mediamente compatta		32000 – 80000
Sabbia limosa mediamente compatta		24000 – 48000
Terreno Argilloso:	$q_u \leq 200 \text{ kPa}$	12000 – 24000
	$200 < q_u \leq 400 \text{ kPa}$	24000 – 48000
	$q_u > 400 \text{ kPa}$	> 48000

I valori riportati si devono intendere come indicativi e servono per confronto con valori ricavati in base a formule approssimative

7 - CONCLUSIONI

Gli interventi in progetto prevedono la costruzione di due nuovi capannoni (da 110 x 16 m cadauno), con telaio in acciaio, da adibire ad allevamento avicolo, da realizzarsi in Comune di Soliera lungo Via Modena Carpi 361.

Per la caratterizzazione del sito e per la definizione del modello geologico, sono state prese in considerazione e rielaborate, una serie di indagini geognostiche eseguite dal Sottoscritto all'interno della medesima area per la costruzione di altre strutture. A tal proposito furono state effettuate:

- In data 13/05/2009 n°3 prove penetrometriche statiche (CPT1-CPT2-CPT3) eseguite con punta meccanica e spinte rispettivamente sino alla profondità di -15, -10 e -15 m da p.c.

- In data 30/09/2014 n°1 prova penetrometrica statica (SCPTU1) eseguite con punta elettrica e cono sismico, spinta sino alla profondità di -30 m da p.c.
- In data 27/03/2015 n°2 prove penetrometriche statiche (CPTU2-CPTU3) eseguite con punta elettrica, spinte sino alla profondità di -20 m da p.c.
- Per la caratterizzazione sismica dei suoli si è presa in considerazione la prospezione sismica, tipo “down-hole”, eseguita durante la prova penetrometrica con cono sismico (SCPTU1) di cui sopra;
L'analisi delle caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche hanno quindi permesso di trarre le seguenti conclusioni:
 - La cartografia geologica e dei suoli, tratta dal Servizio Sismico e Geologico della Regione Emilia Romagna, riporta per la zona in studio l'affioramento della formazione geologica: AES8 “Subsistema di Ravenna” caratterizzato da ghiaie e ghiaie sabbiose, passanti a sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzi alluvionali. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. A tetto suoli a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente fino a 150 cm e parziale decarbonatazione. Potenza fino a oltre 25 m. In particolare nell'area in esame affiora la litofacies limosa. Nella fattispecie sotto il profilo litostratigrafico, l'area investigata è caratterizzata da depositi alluvionali quaternari, appartenenti alle classi granulometriche che vanno dalle argille ai limi, talvolta con subordinata presenza di sabbia fine; in particolare si tratta di terreni eterogenei variamente combinati tra loro, costituiti, lungo tutta la verticale investigata (30 m), da un unico banco caratterizzato da argille, limi argillosi ed argille limose più o meno consistenti, talvolta con subordinata presenza di sabbia. Nei diagrammi d'interpretazione litologica riportati da pagina 34 a pagina 37 vengono restituite nel dettaglio le successioni stratigrafiche dedotte dai dati strumentali di campagna.
 - Le misurazioni del livello piezometrico effettuate all'interno dei fori d'indagine (al momento delle campagne geognostiche), hanno evidenziato la presenza di acqua ad una profondità compresa tra -0,50 e -0,80 m da p.c. È opportuno segnalare come tali valori risultino fortemente influenzati, sia dalle variazioni meteoriche che dal litotipo riscontrato, nonché da fenomeni di evapotraspirazione e di differente quota topografica. Nelle stagioni secca e nelle annate meno piovose possono infatti registrarsi abbassamenti dell'ordine di qualche metro; al contrario nelle annate e nei mesi più piovosi possono registrarsi valori prossimi al p.c. la cui presenza dovrà essere comunque opportunamente valutata in fase esecutiva.
 - Dal punto di vista sismico, in base ai dati emersi nel corso degli studi geofisici effettuati si può considerare il profilo stratigrafico del sottosuolo di fondazione dell'area investigata appartenente alla classe C, ossia: *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del*

substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s". La verifica della suscettibilità alla liquefazione dei terreni, effettuata secondo i metodi di "Robertson & Wride (1998)" e Idriss e Bolulanger (2014), ai sensi del D.G.R. n°630 del 29/04/2019 ha fornito valori con un indice ed un rischio di liquefazione basso ($0,087 \leq IP_L \leq 1,312$). Il calcolo dei cedimenti effettuati in corrispondenza delle 3 verticali di prova prese come riferimento, stima un cedimento totale post-sismico pari a circa 11,7 cm per la prova SCPTU1, 10,0 cm per la CPTU2 e 16,1 cm per la CPTU3.

- Per la caratterizzazione e determinazione delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni di fondazione sono stati presi in esame e rielaborati i dati restituiti dalle indagini geognostiche compiute dal sottoscritto in data 13/05/2009 per la costruzione di altri fabbricati all'interno della medesima area; in particolare sono state prese in considerazione le prove penetrometriche denominate CPT1 e CPT2 in quanto più vicine ai fabbricati in progetto. Tali prove risultano ubicate come riportato in Tavola 5 a pagina 55. Per le verifiche statiche del complesso terreno-fondazione sono state prese in considerazione ipotesi di strutture fondali nastriformi del tipo a trave rovescia. I calcoli, nel caso in esame, sono stati condotti secondo quanto contenuto nel nuovo Testo Unico: D.M. del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni". Per cui, in relazione alle caratteristiche delle strutture in elevazione, ed assumendo quali parametri geotecnici quelli ricavati dai tabulati delle prove penetrometriche di cui sopra (CPT1-CPT2), si è potuto ricavare il seguente valore teorico del carico limite ultimo $q_{d(SLU)}$:

Approccio Progettuale		γ_M	γ_R	$c_{u,k}$ (Kg/cm ²)	Nc	$q_{d(SLU)}$ (Kg/cm ²)
A2	A1M1R3	1,00	2,30	0,50	5,70	1,28*

*valore già diviso per γ_R

I suddetti calcoli sono stati eseguiti considerando una fondazione superficiale nastriforme del tipo a trave rovescia, di larghezza (B) variabile a seconda dei carichi applicati, posta ad una profondità (D) $\geq 0,60$ m da p.c. In relazione a ciò, il valore del carico limite ultimo $q_{d(SLU)}$ dovrà essere verificato in funzione dei cedimenti dei terreni di sottofondazione che dovranno essere tollerati dalle strutture in elevazione (carico limite di esercizio). Le opere interagenti con i terreni dovranno quindi essere verificate nei confronti degli stati limite di esercizio $q_{d(SLE)}$. Ogni singolo progetto dovrà quindi indicare l'entità degli spostamenti e delle distorsioni, compatibili con la funzionalità delle strutture in elevato, e deve essere sviluppato in modo che gli spostamenti attesi e le distorsioni risultino inferiori a quelle compatibili. Di seguito vengono riportati le risultanze dei calcoli geotecnici ottenuti dalle singole prove penetrometriche prese come riferimento (CPT1-CPT2), evidenziando i valori teorici del carico limite di esercizio $q_{d(SLE)}$ ipotizzato ed i relativi cedimenti.

FONDAZIONE NASTRIFORME DEL TIPO A TRAVE ROVESCIA

Prova	Dimensione fondazione (B) m.	Profondità di posa (D) m.	$q_{d(SLE)}$ kg/cm ²	Cedimento cm.
CPT1	0,80	≥ 0,60*	1,00	1,75
	1,00			2,20
	1,20			2,66
CPT2	0,80			1,78
	1,00			2,28
	1,20			2,75

*da p.c.

I calcoli dei cedimenti sono stati condotti ipotizzando le impronte fondali suddette ed un incremento netto sul piano di posa (escluso quindi il carico litostatico) pari a 1,00 Kg/cm². Nella scelta del $q_{d(SLE)}$ andranno quindi presi in considerazione i cedimenti totali e differenziali che potrebbero pregiudicare la statica dei fabbricati in elevazione. Cedimenti assoluti di queste entità, in terreni soggetti a carichi equivalenti a quelli ipotizzati e per aree di impronta delle fondazioni analoghe a quelle considerate, sono usuali per litotipi con proprietà geomeccaniche simili a quelle riscontrate nel sottosuolo dell'area studiata. Qualora tali cedimenti risultassero troppo elevati per il tipo di strutture in elevazione si dovrà necessariamente ridurre il valore del carico limite suddetto. Sarà compito pertanto del Tecnico Progettista, una volta eseguita l'accurata determinazione dei carichi effettivamente imposti ai terreni di fondazione, definire con esattezza, il tipo ed il dimensionamento definitivo delle opere fondali, nonché il relativo carico massimo che le strutture in elevazione potranno scaricare sul terreno.

- Dato il carattere puntuale delle indagini eseguite, qualora durante le fasi di scavo dovessero emergere situazioni non previste in questo lavoro o qualsiasi altra situazione che potrebbe influenzare la portanza dei terreni di fondazione, si prega di avvisare lo scrivente, il quale, previo sopralluogo, definirà eventuali modifiche ed interventi da eseguire. Si ricorda infine, qualora i dati costruttivi qui ipotizzati, dovessero variare significativamente, sarà opportuno effettuare ulteriori verifiche sulla stabilità dei terreni in funzione delle nuove condizioni di carico assunte.

Il Geologo



Ostiglia, 08 Marzo 2021

Dr. Alessandro Boni