COMUNE DI MIRANDOLA

sede legale Comune
via Giolitti, 22
MIRANDOLA (MO)

dirigente
Arch.Adele Rampolla

tel. 0535 29722 fax. 0535 29711
e.mail: lavori pubblici@comune.mirandola.mo.it

4° SETTORE - LAVORI PUBBLICI

TITOLO PROGETTO

Ripristino strutturale e funzionale del ponte stradale sul canale Diversivo, tra via Mercadante e via Baccarella, località Zalotta

PROGETTISTI

Ing. LUCILLA DIONISI
Via S.Lorenzo, 14 - 40122 Bologna
Tel.051/223432 Fax.051/223432
e-mail: lucilladionisi@tiscali.it

Collaboratore
Ing. Emiliano Giorgino

Visto il R.U.P.
Ing. Gianluca Malagò

PROGETTO DEFINITIVO ESECUTIVO

Visto il Capo Servizio
Geom. Aurelio Borsari

Relazione geologica	ALL. E_1RE_1.4

data	note	SCALA
15.01.2017		-

archivio
C:\Users\Lucilla\Desktop\Comune Di Mirandola\4_Ponte Zalotta\DEFINITIVO ESECUTIVO\consegna\E_1RE 1_4 relazione geologica.pdf

xrif:

Questo documento è di proprietà del Comune di Mirandola e non può essere riprodotto, anche parzialmente, senza autorizzazione

RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE DEL PONTE STRADALE SUL CANALE DIVERSIVO VIA MERCADANTE/VIA BACCARELLA
LOCALITA' ZALOTTA
COMUNE DI MIRANDOLA

Committente: COMUNE DI MIRANDOLA (Mo)

Dr. Geol. Mariantonietta Sileo

24/11/2016

Malborghetto di Boara – Ferrara
Tel 0532/472702 - 0532/707028
Fax 0532/473579
Cell. 335/314457 – 335/6559327
e-mail: info@silgeo.it – www.silgeo.it

- **GEOLOGIA APPLICATA**
- **GEOTECNICA**
- **IDROGEOLOGIA**
- **GEOLOGIA AMBIENTALE**
- **PROVE PENETROMETRICHE**
- **SONDAGGI GEOGNOSTICI**
- **PROSPEZIONI GEOFISICHE**
- **ANALISI LABORATORIO TERRE**
- **INTERPRETAZIONI IMMAGINI TELERILEVATE**

Rif. 35/16

PREMESSA

Su incarico dell'Amministrazione Comunale, è stata eseguita una campagna prove finalizzata al ripristino strutturale e funzionale del ponte stradale sul Canale Diversivo – Località Zalotta - Comune di Mirandola. La presente relazione ha la funzione di individuare che nulla osti dal punto geologico, geotecnico e sismico alle opere in progetto. A tal fine, sono state eseguite le seguenti prove in campagna, in accordo coi Progettisti:

- n. 1 CPTU approfondita sino a – 20 metri dall'attuale piano di campagna
- n. 1 SCPTU spinta sino a – 30 metri dal p.c.
- N. 2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, spinti sino a – 15 metri dal p.c.

Nel Giugno 2014 e nel Luglio 2016 sono state eseguite campagne di prove dallo Studio di Geologia del Dr. Geol. Fabio Francesco Picinotti di Parma e sono state redatte altrettante relazioni. Le prove, messe a disposizione dal Consorzio di Bonifica Burana all'Amministrazione Comunale, sono state visionate dalla scrivente al fine di ottimizzare la conoscenza delle condizioni al contorno.

Le normative e deliberazioni di riferimento risultano le seguenti:

- *D.M. LL. PP. 11/3/88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce"*
- *D.M. 16/01/96 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"*
- *Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", n. 3274 del 20/3/03*
- *Delibera della giunta della Regione Emilia Romagna del 21 luglio 2003 con oggetto: Prime disposizioni di attuazione dell'ordinanza del PCM n. 3274/2003 recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", con particolare riferimento all'allegato A, "Classificazione sismica dei comuni dell'Emilia Romagna"*
- *Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3316 "Modifiche ed integrazioni all'ordinanza n. 3274 del 20/3/03"*
- *Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio Servizio Sismico Nazionale. Nota esplicativa dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/03. Data: 4 giugno 2003*
- *Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 3/5/05*
- *D.M. 14 gennaio 2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni*

INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'area oggetto del presente studio rientra nell'area di bassa pianura, caratterizzata dalla presenza di terreni alluvionali di eta' quaternaria.
La zona rientra nell'ampio bacino sedimentario padano, compreso nella parte orientale di esso, di cui costituisce il logico prolungamento.
Per quanto concerne la geologia dell'area, l'Oligocene ed il Miocene Inferiore sono caratterizzati dall'accentuarsi di un processo di emersione di vaste aree.
Durante tale periodo, il Paleoappennino è in fase di piena emersione, mentre le Alpi risultano quasi completamente emerse; un'ampia fossa, che tende a sprofondare tanto maggiormente quanto piu' si attiva il processo orogenetico delle due catene montuose, si imposta tra il sistema alpino e quello appenninico. In conseguenza dell'azione dei processi morfogenetici agenti sui sistemi montuosi, si ha un notevole apporto di materiale grossolano nella fossa, le cui granulometrie decrescono da NW verso SE, in ragione delle direzioni prevalenti dei sistemi paleofluviali.
Fasi di tettonica compressiva, unite a fenomeni di subsidenza differenziale, rendono la parte basale della fossa ondulata in una serie di dorsali e pieghe longitudinali.
La presenza di materiali marnoso-argillosi di età miocenica inferiore, sono da imputare ad una pausa dell'orogenesi; tale fase di stasi tettonica, significa anche una pausa dell'apporto clastico grossolano, con logica deposizione di materiali fini.
E' nel Miocene Medio che riprende la subsidenza ed il piegamento della fossa con locale emersione di alcune dorsali che costituiscono vere e proprie terre emerse nel mare miocenico.
Durante il Miocene Superiore si assiste ad una pausa della subsidenza ed all'instaurarsi di un ambiente di tipo lagunare ipersalino con sedimentazione di depositi evoporitici.
L'azione tettonica compressiva, si riattiva nel Miocene-Pliocene con ulteriori piegamenti.
Durante il Pliocene Inferiore, si assiste ad una ripresa dei fenomeni di subsidenza, seguiti da una nuova fase di emersioni e piegamenti; si ha quindi deposizione di sedimenti grossolani nelle depressioni e deposizione di sedimenti più fini sulle sommità emerse.
Durante il Pliocene Medio continua l'attività di subsidenza, ben evidente nelle zone di basso strutturale e meno intensa nelle dorsali. Tale fenomeno si attua per tutto il Quaternario basale, caratterizzato da un ambiente francamente marino.
Il Quaternario piu' recente vede prevalere la sedimentazione sulla subsidenza, con una progressiva regressione marina, mentre, contemporaneamente, i depositi alluvionali vanno a ricoprire i depositi marini più antichi.
Tale fenomeno, risulta ben visibile verso il limite orientale della Pianura a causa delle variazioni eustatiche del livello marino durante le glaciazioni.
Dal punto di vista geologico e geomorfologico la provincia di Modena può essere suddivisa in tre fasce ben distinte, coincidenti con differenti litologie:

1) fascia collinare e montana, corrispondente al margine settentrionale dell'Appennino, costituito da formazioni marine Plio-Pleistoceniche che si immergono sotto i depositi legati alla morfogenesi fluviale dei principali corsi d'acqua appenninici;
2) fascia dell'Alta Pianura, costituita da alluvioni terrazzate e conoidi di deiezione;
3) fascia della Bassa, costituita da sequenze limoso-argillose con sottili intercalazioni sabbiose.
La seconda zona così identificata, detta anche fascia delle conoidi di deiezione delle principali vie idrografiche, costituisce il raccordo tra le formazioni rocciose affioranti presso il margine appenninico e l'alta pianura emiliano-romagnola. Tali conoidi, si sviluppano dal margine collinare per una profondità di 10-15 Km, presentano la classica forma a ventaglio e sono costituite da sedimenti con granulometria che varia dalle sabbie ai ciottoli.
Tra una conoide e l'altra sono presenti sedimenti a granulometria fine, in prevalenza argillosi.
Proseguendo verso Nord, le ghiaie sono sostituite da sabbie, dapprima grossolane e con ciottoli, poi sempre più fini, con code limose, per passare poi alla terza fascia, quella di Bassa Pianura, caratterizzata da sequenze limoso-argillose con intercalazioni sabbiose.
La zona oggetto del presente studio si inserisce in quest'ultima fascia. Nel territorio su cui insiste il Comune di Mirandola gli agenti morfogenetici principali sono il fiume Secchia ed il fiume Po.
Il sottosuolo è costituito da sedimenti a granulometria variabile, dalle sabbie ai limi.
Di seguito viene riportata un'immagine telerilevata tratta da Google Earth con indicata l'area oggetto di studio.

INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

La situazione idrogeologia della Provincia di Modena, è conseguenza diretta della natura e del tipo di sedimenti caratterizzanti il sottosuolo.
Nella fascia collinare e montana, le falde acquifere sono di limitata importanza e principalmente subalvee.
Nella fascia dell'Alta Pianura si rinvengono invece falde sia freatiche che artesiane.
La disposizione dei materiali di conoide, unitamente alle intercalazioni lentiformi dei materiali più fini, permettono la formazione di falde artesiane a vari livelli (20-30m./ 50-60m./ 75-100m./ 150-170m./ 240-260m.).
L'insieme delle conoidi costituisce un unico sistema idrogeologico comunicante, dove l'alimentazione è determinata sia dall'infiltrazione delle acque di precipitazione che dalle dispersioni subalvee.
Le stesse falde delle conoidi, alimentano i corpi idrici contenuti nei depositi sabbiosi delle sequenze limoso-argillose, delle quali rappresentano la logica prosecuzione; risulta trascurabile l'alimentazione per infiltrazione diretta dalla

superficie essendo questa caratterizzata in prevalenza da terreni impermeabili o a bassissima permeabilità (limi ed argille).
Dal punto di vista idrodinamico, questo acquifero può essere considerato unico, e la sua base viene posta tra i 250 m. ed i 500 m. di profondità, coincidente con la presenza di acque salmastre e/o salate dei sedimenti marini.

E' stata misurato il livello statico della falda nei punti di prova durante la campagna (novembre 2016). Il livello statico misurato rispetto al piano campagna risulta:

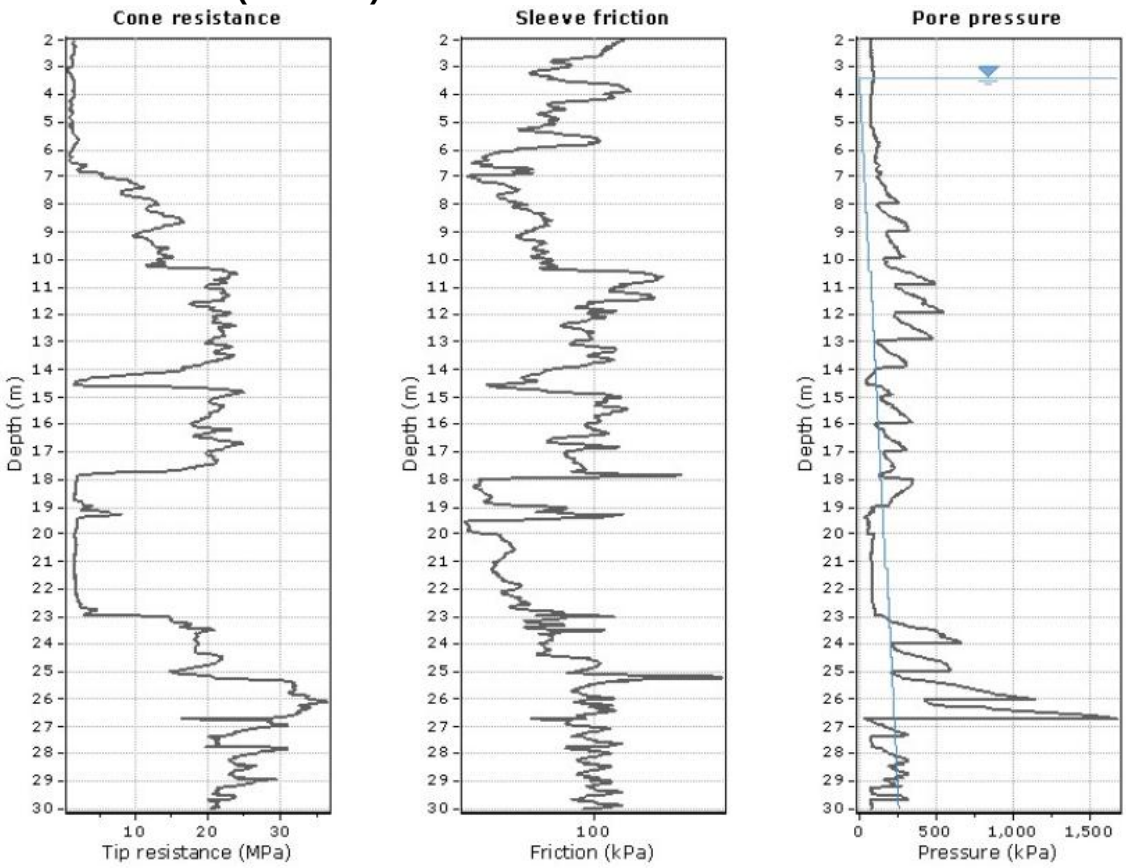
N. prova	SCPTU 1	CPTU2
Livello statico da p.c. in metri	-3.40	-4.10

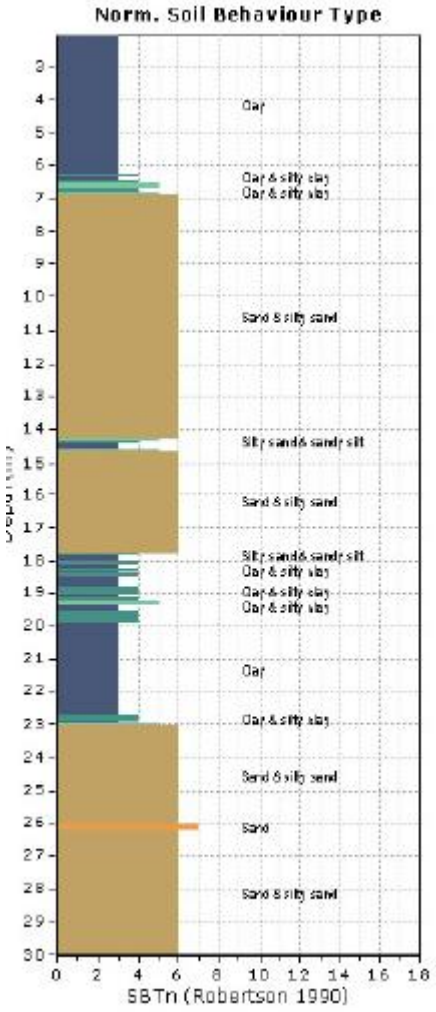
METODOLOGIA D'INDAGINE DELLE PROVE IN SITU (Prova CPTU e SCPTU)
La prova penetrometrica statica (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche strandardizzate, infissa nel terreno a velocità costante (V = 2 cm/sec). La punta elettrica (CPTU) permette di misurare e registrare e registrare i valori di resistenza alla punta, laterale e della pressione interstiziale praticamente in continuo.
La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta (martinetto idraulico) opportunamente ancorato al suolo, che agisce su una batteria doppia di aste (esterne cave e aste interne piene coassiali), alla cui estremità inferiore è collegata la punta.
La prova penetrometrica statica elettrica con piezocono sismico consiste nell'infissione nel terreno di un piezocono standard all'interno del quale sono inseriti tre geofoni o accelerometri per la misura della velocità di propagazione nel terreno delle onde sismiche di taglio S e di compressione P.
Le modalità esecutive della prova seguono le normative tecniche standard della classica prova con piezocono la cui infissione viene arrestata ad intervalli regolari di 1,00 metro per effettuare l'acquisizione dei dati sismici tramite sensori e sismografo: la prima acquisizione dati viene effettuata ad una profondità non inferiore a 3,00 metri dal piano campagna (inizio prova) a causa della breve distanza e quindi del brevissimo tempo d'arrivo da misurare. Una appropriata sorgente di segnale sismico, per il calcolo della Vs, deve preferenzialmente generare onde di taglio di larga ampiezza con poca o nessuna componente compressionale. Il sistema di energizzazione del terreno (sorgente delle onde di taglio) è per cui costituito da una pesante traversina in legno con imbullonate due piastre di ferro alle terminazioni della trave. Le piastre di ferro inbullonate alle terminazioni vengono colpite con una mazza da 7 kg di peso.

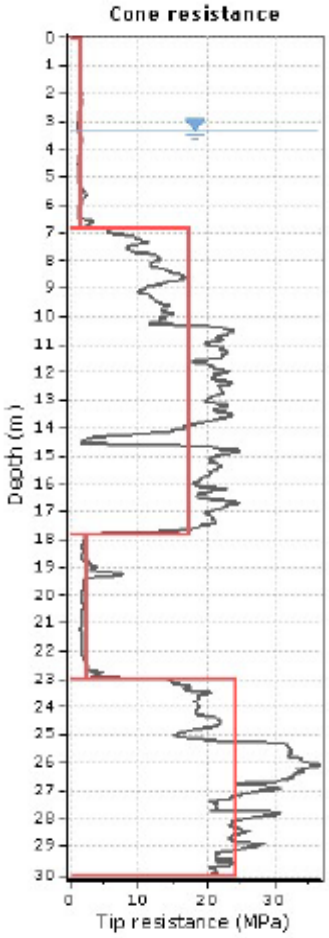
CARATTERISTICHE FISICO MECCANICHE DEI TERRENI

Il terreno presenta una buona omogeneità orizzontale ed è costituito essenzialmente da materiale limoso e limoso argilloso per i primi 7 circa dal p.c., passanti a sabbia e sabbia limosa sino a 18-20 metri. Oltre questa profondità si ha un solo dato (prova SCPTU spinta sino a 30 metri). Da 18/20 metri dal p.c. fino a 23 metri si riscontra uno strato argilloso e argilloso limoso, per poi ritrovare sabbie e sabbie limose, presumibilmente di origine glaciale, sino a fondo foro (30 metri)
In particolare, di seguito, viene riportata per l'indagine la descrizione delle caratteristiche litologiche ed il valore medio di alcuni parametri geotecnici, di validità orientativa, individuati attraverso correlazioni e bibliografia.

PROVA SCPTU (30 metri)







.:: Layer No: 1 ::.

Code: 1 **Start depth:** 0.00 (m), **End depth:** 6.80 (m)

Description: Clay

Basic results	**Estimation results**	
Total cone resistance: 1.47 ±0.42 MPa	Permeability: 3.98E-08 ±1.49E-07 m/s	Constrained Mod.: 19.23 ±5.95 MPa
Sleeve friction: 77.06 ±27.27 kPa	N60: 7.04 ±1.29 blows	Go: 49.48 ±7.19 MPa
SBT_n: 3	Es: 44.68 ±1.37 MPa	Su: 95.07 ±21.47 kPa
SBTn description: Clay	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 1.45 ±0.47
	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 6.69 ±2.19
	Unit weight: 18.03 ±0.52 kN/m³	

.:: Layer No: 2 ::.

Code: 2 **Start depth:** 6.80 (m), **End depth:** 17.80 (m)

Description: Sand & silty sand

Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 17.15 ±5.58 MPa	Permeability: 1.57E-04 ±1.15E-04 m/s	Constrained Mod.: 112.69 ±27.68 MPa
Sleeve friction: 82.33 ±28.05 kPa	N60: 35.29 ±9.54 blows	Go: 114.05 ±24.56 MPa
SBT_n: 6	Es: 91.85 ±18.98 MPa	Su: 0.00 ±0.00 kPa
SBTn description: Sand & silty sand	Dr (%): 63.68 ±9.14	Su ratio: 0.00 ±0.00
	φ (degrees): 41.16 ±1.55 °	O.C.R.: 0.00 ±0.00
	Unit weight: 19.04 ±0.60 kN/m³	

.:: Layer No: 3 ::.

Code: 3 **Start depth:** 17.80 (m), **End depth:** 23.00 (m)

Description: Clay

Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 2.29 ±1.28 MPa	Permeability: 6.04E-08 ±4.32E-07 m/s	Constrained Mod.: 18.20 ±20.06 MPa
Sleeve friction: 44.60 ±24.50 kPa	N60: 11.36 ±3.55 blows	Go: 71.64 ±16.87 MPa
SBT_n: 3	Es: 77.71 ±0.98 MPa	Su: 122.06 ±47.89 kPa
SBTn description: Clay	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 0.58 ±0.23
	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 2.68 ±1.07
	Unit weight: 17.50 ±0.65 kN/m³	

.:: Layer No: 4 ::.

Code: 4 **Start depth:** 23.00 (m), **End depth:** 30.00 (m)

Description: Sand & silty sand

Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 24.03 ±5.53 MPa	Permeability: 2.25E-04 ±2.51E-04 m/s	Constrained Mod.: 154.97 ±14.44 MPa
Sleeve friction: 93.20 ±17.51 kPa	N60: 48.90 ±7.02 blows	Go: 154.97 ±14.44 MPa
SBT_n: 6	Es: 123.65 ±11.52 MPa	Su: 0.00 ±0.00 kPa
SBTn description: Sand & silty sand	Dr (%): 61.31 ±8.59	Su ratio: 0.00 ±0.00
	φ (degrees): 40.82 ±1.30 °	O.C.R.: 0.00 ±0.00
	Unit weight: 19.39 ±0.26 kN/m³	

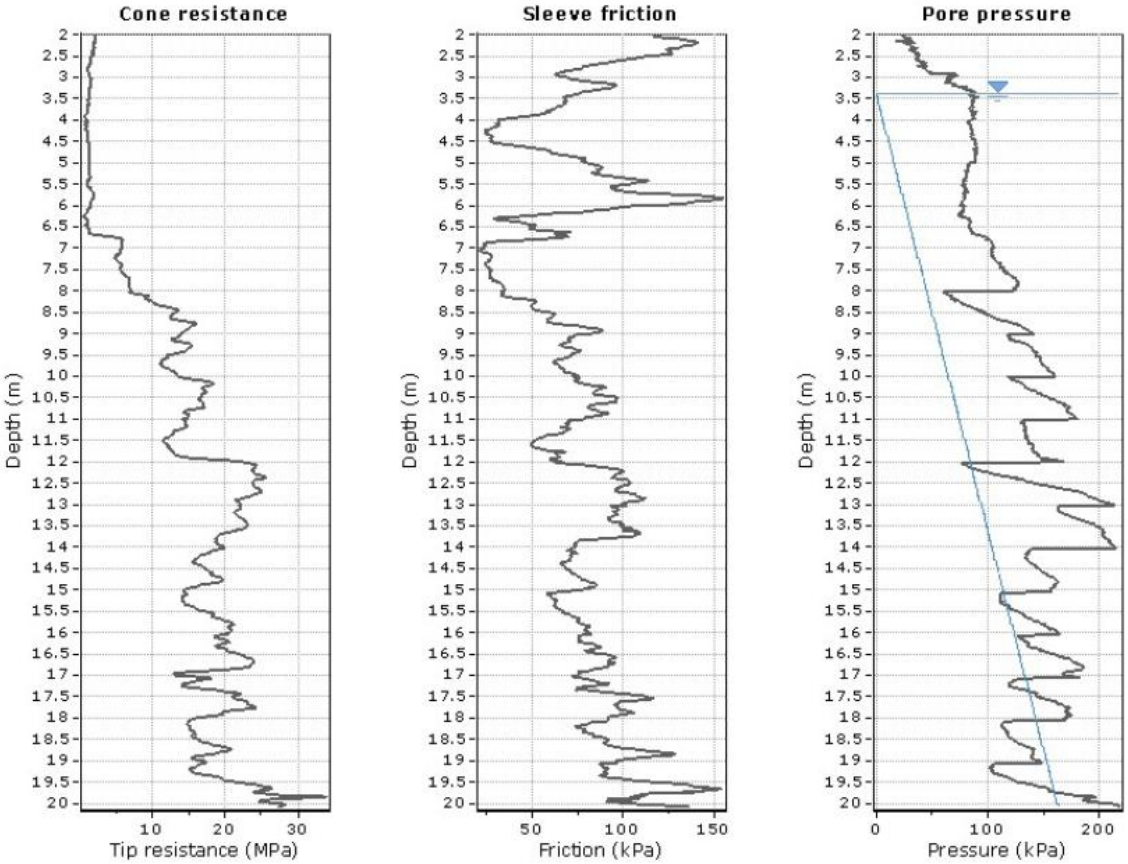
Summary table of mean values

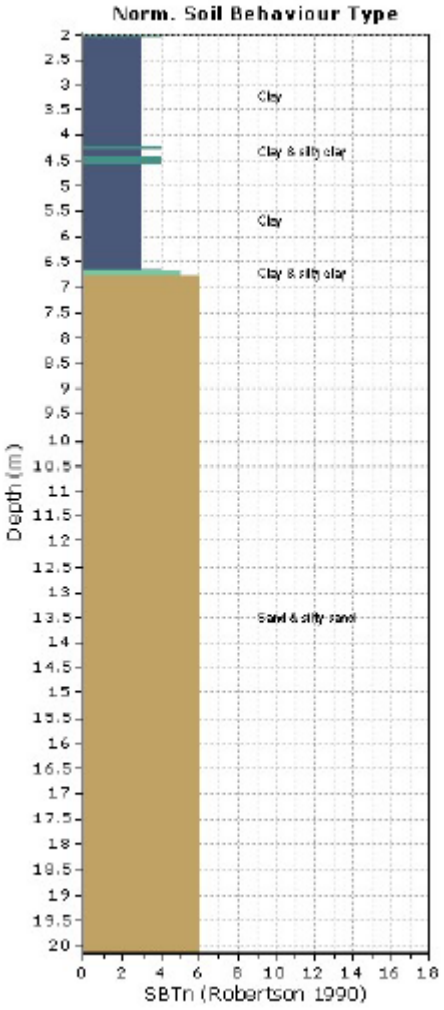
From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	$SPT_{N(60)}$ (blows/30cm)	E_s (MPa)	D_r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G_0 (MPa)	Undrained strength, S_u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m³)
0.00	6.80	3.98E-08	7.0	44.7	0.0	0.0	19.2	49.5	95.1	1.4	6.7	18.0
6.80		(±1.49E-07)	(±1.3)	(±1.4)	(±0.0)	(±0.0)	(±5.9)	(±7.2)	(±21.5)	(±0.5)	(±2.2)	(±0.5)
6.80	11.00	1.57E-04	35.3	91.8	63.7	41.2	112.7	114.1	0.0	0.0	0.0	19.0
17.80		(±1.15E-04)	(±9.5)	(±19.0)	(±9.1)	(±1.6)	(±27.7)	(±24.6)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.6)
17.80	5.20	6.04E-08	11.4	77.7	0.0	0.0	18.2	71.6	122.1	0.6	2.7	17.5
23.00		(±4.32E-07)	(±3.6)	(±1.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±20.1)	(±16.9)	(±47.9)	(±0.2)	(±1.1)	(±0.6)
23.00	7.00	2.25E-04	48.9	123.7	61.3	40.8	155.0	155.0	0.0	0.0	0.0	19.4
30.00		(±2.51E-04)	(±7.0)	(±11.5)	(±8.6)	(±1.3)	(±14.4)	(±14.4)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.3)

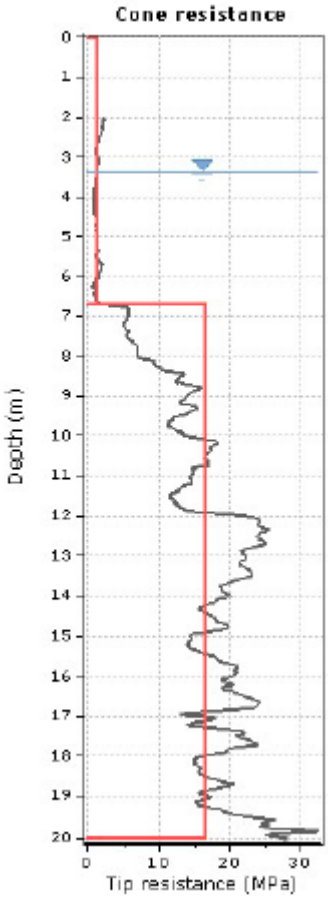
Depth values presented in this table are measured from free ground surface

Da –0.00 a –6.80 metri dal p.c.	
Litologia	Argilla limosa e limo argilloso
Natura del terreno	Coesiva
Peso di Volume Y kN/m3	18.03
Coesione non drenata Cu kPa	95.07
Modulo edometrico Mo MPa	19.23
Da –6.80 a –17.80 metri dal p.c.	
Litologia	Sabbia limosa
Natura del terreno	Granulare
Peso di Volume Y kN/m3	19.04
Densita' relativa Dr	63.37
Angolo d'attrito interno φ (°)	41
Da –17.80 a –23.00 metri dal p.c.	
Litologia	Argilla limosa e limo argilloso
Natura del terreno	Coesiva
Peso di Volume Y kN/m3	17.50
Coesione non drenata Cu kPa	122.1
Modulo edometrico Mo MPa	18.2
Da –23.00 a –30.00 metri dal p.c.	
Litologia	Sabbia limosa
Natura del terreno	Granulare
Peso di Volume Y kN/m3	19.39
Densita' relativa Dr	61.31
Angolo d'attrito interno φ (°)	40.8

PROVA CPTU (20 metri)







Tabular results

.:: Layer No: 1 ::.

Code: 1 **Start depth:** 0.00 (m), **End depth:** 6.70 (m)

Description: Clay

Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 1.38 ±0.35 MPa	Permeability: 1.41E-08 ±1.69E-08 m/s	Constrained Mod.: 17.77 ±5.57 MPa
Sleeve friction: 77.90 ±33.18 kPa	N60: 6.88 ±1.39 blows	Go: 48.99 ±9.92 MPa
SBT_n: 3	Es: 50.67 ±50.67 MPa	Su: 92.85 ±25.50 kPa
SBTn description: Clay	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 1.43 ±0.67
	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 6.63 ±3.08
	Unit weight: 17.99 ±0.62 kN/m³	

.:: Layer No: 2 ::.

Code: 2 **Start depth:** 6.70 (m), **End depth:** 20.00 (m)

Description: Sand & silty sand

Basic results	**Estimation results**	
Total cone resistance: 16.66 ±5.40 MPa	Permeability: 1.39E-04 ±1.25E-04 m/s	Constrained Mod.: 113.30 ±25.02 MPa
Sleeve friction: 77.30 ±23.84 kPa	N60: 34.77 ±9.23 blows	Go: 113.37 ±24.85 MPa
SBT_n: 6	Es: 90.52 ±19.78 MPa	Su: 0.00 ±0.00 kPa
SBTn description: Sand & silty sand	Dr (%): 60.61 ±9.27	Su ratio: 0.00 ±0.00
	φ (degrees): 40.68 ±1.56 °	O.C.R.: 0.00 ±0.00
	Unit weight: 18.97 ±0.58 kN/m³	

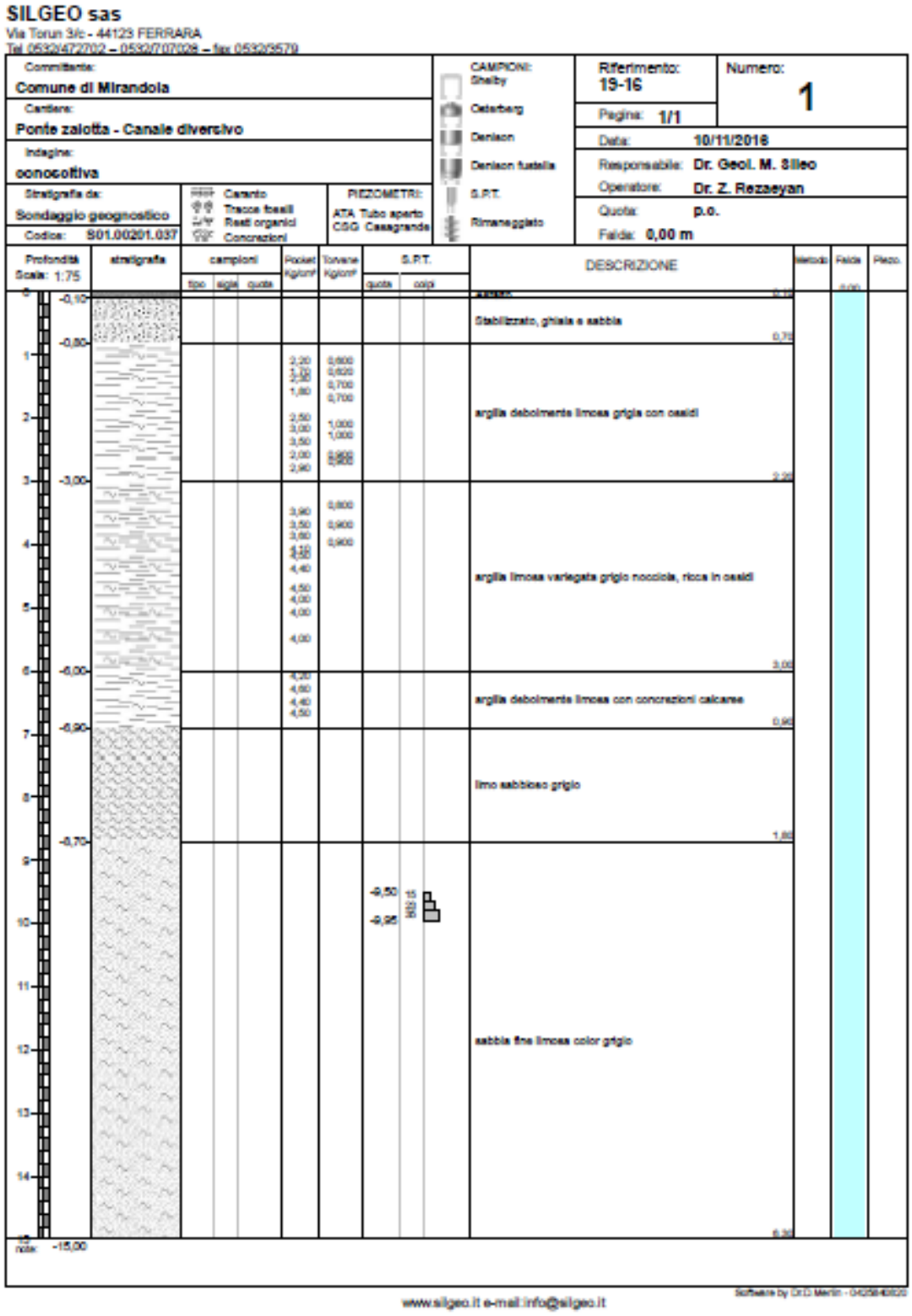
Summary table of mean values

From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT_{N60} (blows/30cm)	E_s (MPa)	D_r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G_0 (MPa)	Undrained strength, S_u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m³)
0.00	6.70	1.41E-08	6.9	50.7	0.0	0.0	17.8	49.0	92.9	1.4	6.6	18.0
6.70		(±1.69E-08)	(±1.4)	(±50.7)	(±0.0)	(±0.0)	(±5.6)	(±9.9)	(±25.5)	(±0.7)	(±3.1)	(±0.6)
6.70	13.30	1.39E-04	34.8	90.5	60.6	40.7	113.3	113.4	0.0	0.0	0.0	19.0
20.00		(±1.25E-04)	(±9.2)	(±19.8)	(±9.3)	(±1.6)	(±25.0)	(±24.9)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.6)

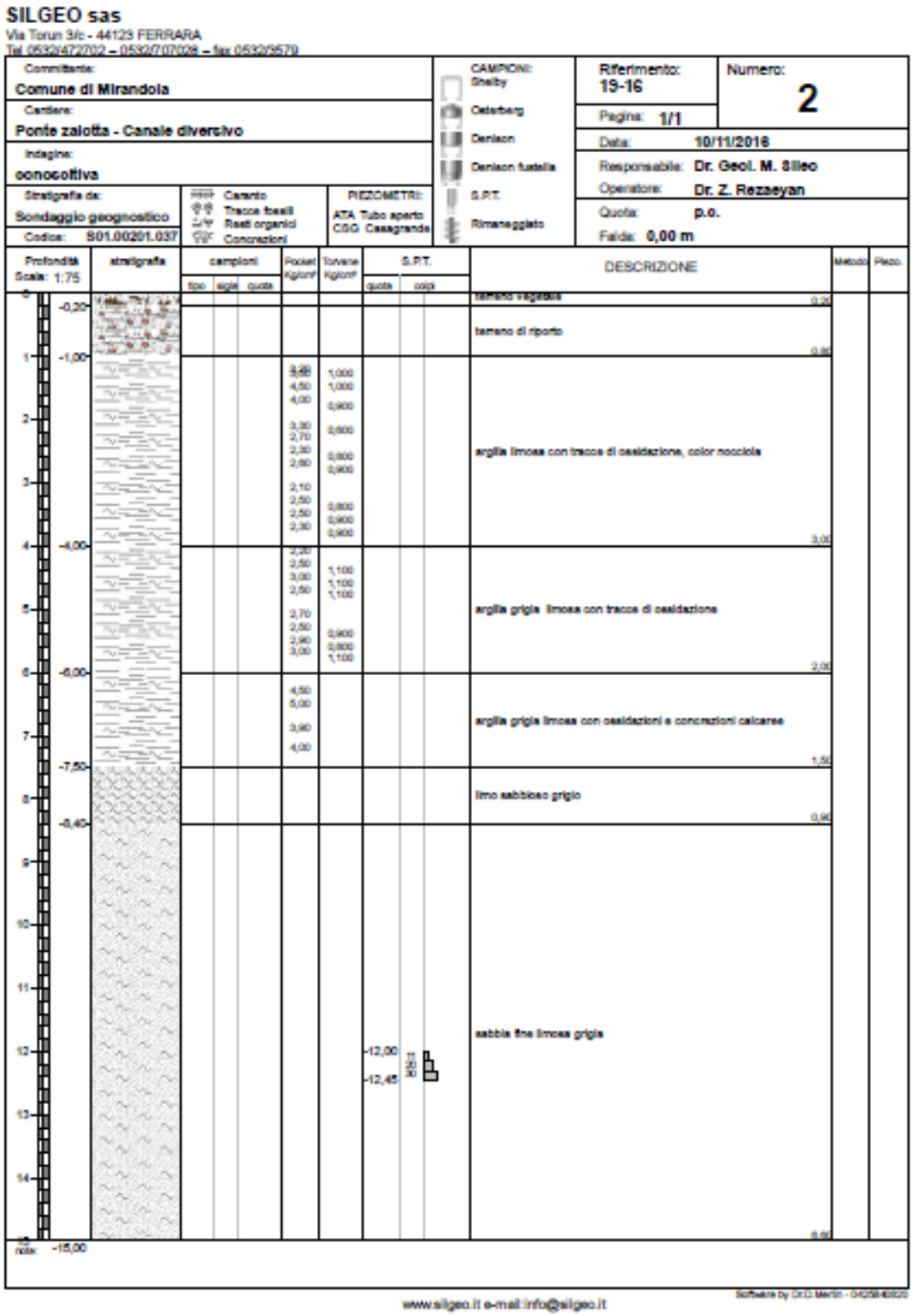
Depth values presented in this table are measured from free ground surface

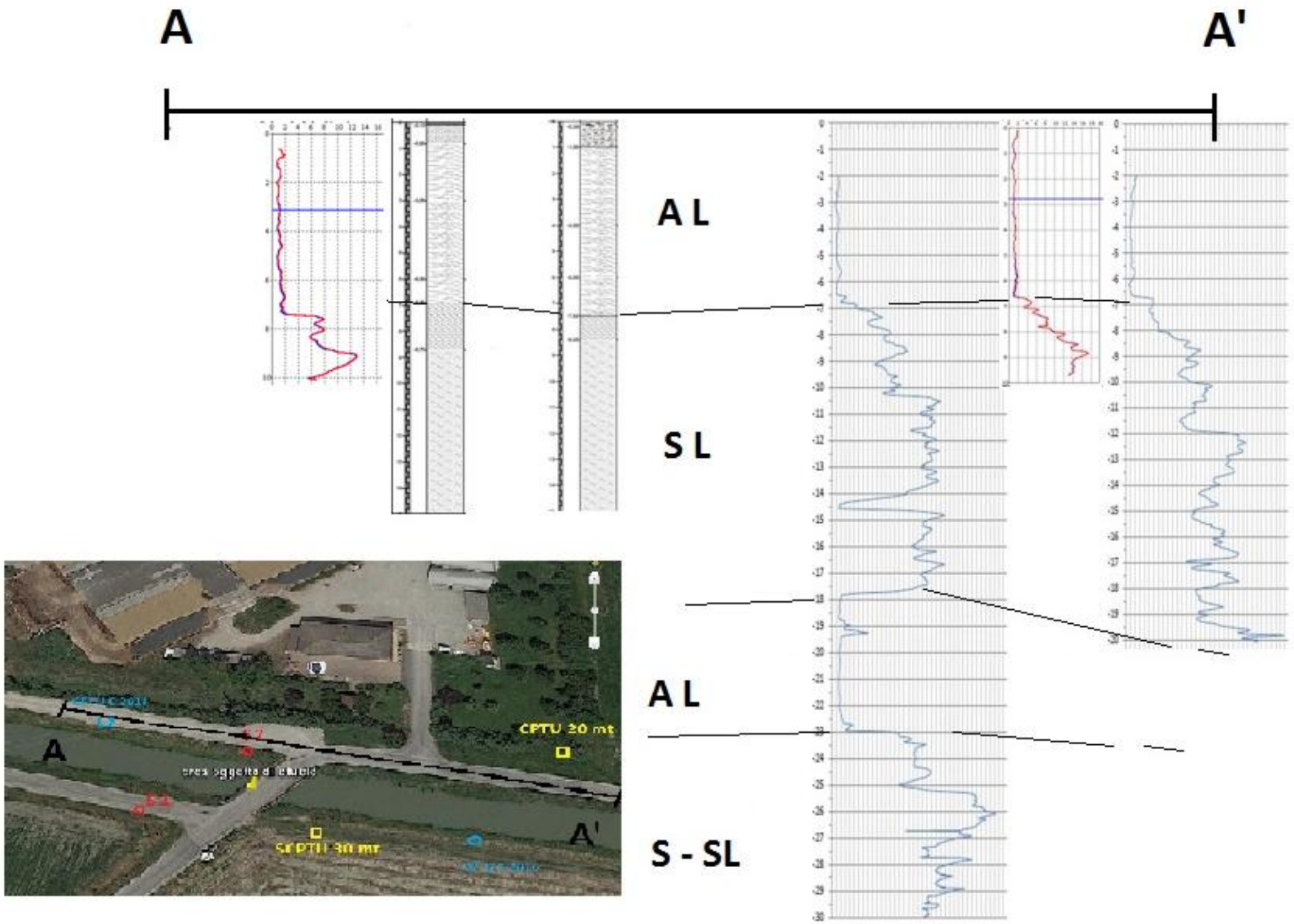
Da –0.00 a –6.70 metri dal p.c.	
Litologia	Argilla limosa e limo argilloso
Natura del terreno	Coesiva
Peso di Volume Y kN/m3	17.99
Coesione non drenata Cu kPa	92.85
Modulo edometrico Mo MPa	17.77
Da –6.70 a –20.00 metri dal p.c.	
Litologia	Sabbia limosa
Natura del terreno	Granulare
Peso di Volume Y kN/m3	18.97
Densita' relativa Dr	60.61
Angolo d'attrito interno φ (°)	40.68

SONDAGGIO GEOGNOSTICO 1 (15 metri dal p.c.)



SONDAGGIO GEOGNOSTICO 2 (15 metri dal p.c.)



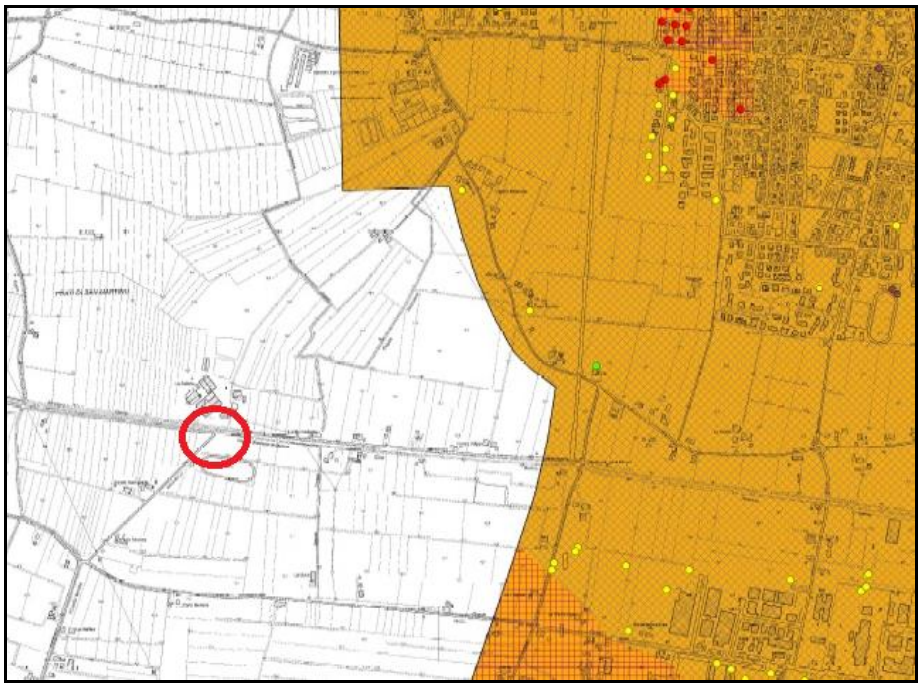

A
A'
A L
S L
A L
S - SL
A
A'
CPTU 20 mt

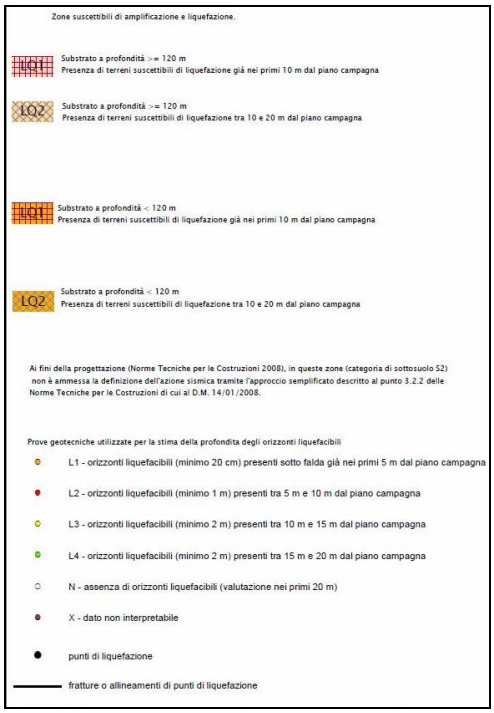
La sezione A-A' mette in relazione , oltre alle prove eseguite nel novembre 2106, ulteriori 2 prove eseguite dal Dr. Geol.Picinotti (CPTU 6 – 2014 spinta sino a 10 metri dal p.c. e CPT 1 – 2106 spinta sino a 10 metri dal p.c.)

Microzonazione sismica

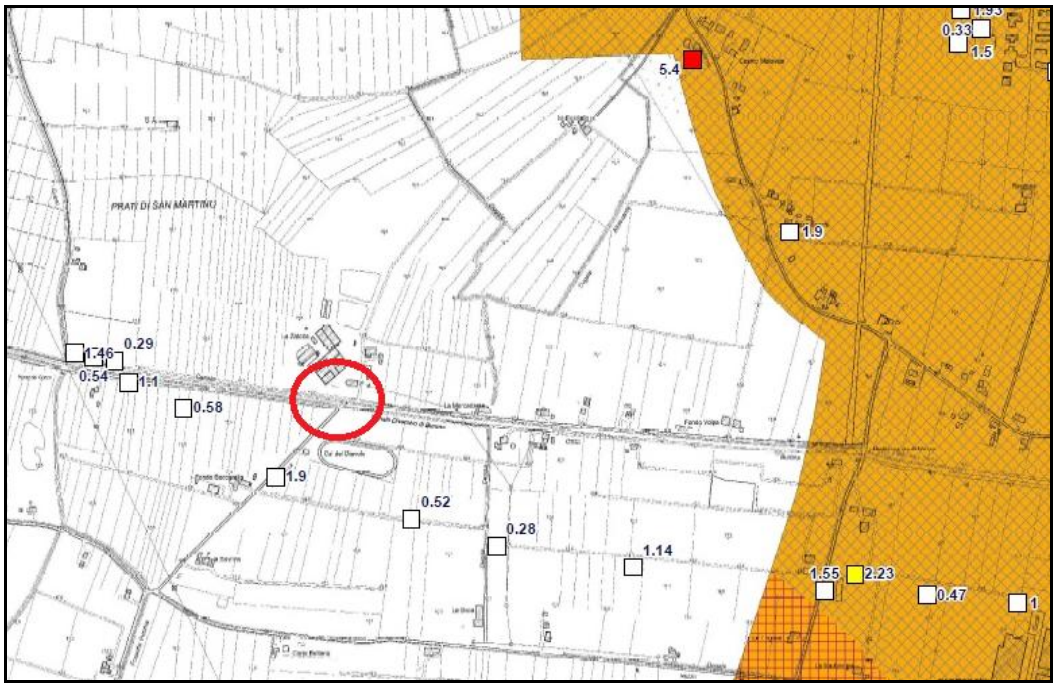
Il Comune di Mirandola è inserito nella cartografia relativa alla microzonazione sismica. Facendo riferimento alla cartografia pubblicata sul sito delle RER, ed in particolare alla Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica ed alla Carta dei fattori di amplificazione e del rischio liquefazione, si evidenzia che l'area in particolare non è stata ancora studiata nel dettaglio.

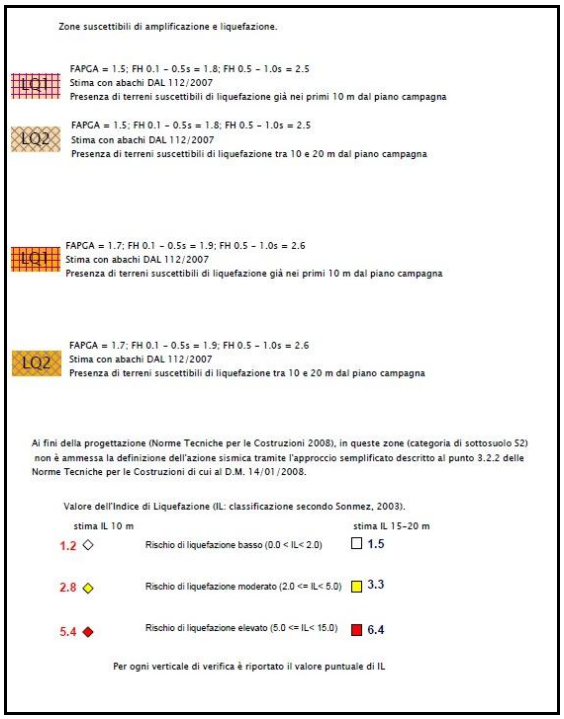
Stralcio della carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica





Stralcio della Carta dei fattori di amplificazione e del rischio liquefazione





VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Il sito presso il quale è ubicato un manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate (cfr. par 7.11.3.4.1 D.M. 14/1/08).
La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni campo libero) minori di 0.1 g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal p.c., per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ > 30, oppure qc1N > 180 dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc1N è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.

Secondo la definizione data nell'Eurocodice 8, *la liquefazione denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidezza causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.*

Nel contesto considerato, il problema principale che si pone in fase di progettazione è la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

In altre parole è necessario valutare il potenziale di liquefazione del terreno ove deve essere realizzata la costruzione. Le ricerche che hanno portato all'evoluzione delle conoscenze dei parametri più significativi ed alla formulazione di metodi empirici e di analisi dinamica, hanno preso avvio a partire dai terremoti di Niigata dell'Alaska (1964).

Sono emersi così i primi criteri empirici di previsione, basati sulle caratteristiche granulometriche e sullo stato di addensamento; a tali criteri hanno fatto seguito metodi più raffinati e complessi capaci di tenere conto di un numero di parametri sempre più elevato.

Il quadro dei metodi oggi disponibili è quanto mai vario e va da criteri basati su soli dati geologici qualitativi (età del deposito, origine, stratigrafia, profondità della falda, ecc.) a metodi di analisi dinamica molto sofisticati, basati sulla valutazione della pressione effettiva della risposta sismica locale e su prove di laboratorio molto sofisticate e complesse. Questi metodi si basano sul confronto fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto, ovvero fra gli strati tensionali che producono liquefazione o livelli di deformazione critici e quelli indotti dalle onde sismiche nella loro propagazione.

A tal fine richiedono la precisazione di parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, valutati questi ultimi o con prove dinamiche di laboratorio o con prove in situ.
La loro applicazione richiede quindi:
- *la valutazione della resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclici in condizioni non drenate, mediante correlazioni basate su prove in situ ed in laboratorio;*
- *calcolo delle sollecitazioni di taglio indotte.*

Essi sono basati su concetti di rapporto tensionale ciclico (CSR), che esprime il carico sismico, e di rapporto di resistenza ciclica (CRR), che esprime la capacità del terreno di resistere alla liquefazione.

Ove si usi il metodo delle correlazioni di campagna, un terreno deve essere considerato suscettibile alla liquefazione allorchè lo sforzo di taglio generato dal terremoto ad una data profondità, supera l' 80% dello sforzo critico che ha provocato la liquefazione alla medesima profondità durante terremoti passati; il livello di sforzo di taglio pari all' 80% implica un fattore di sicurezza pari a 1,25.
I terreni sono pertanto da considerarsi liquefacibili nel caso il rapporto tra CSR e CRR sia < 1,25.
Va comunque rimarcato che, facendo riferimento all' Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1 della Legge regionale 20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio" in merito a "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica" – Assemblea legislativa della Regione Emilia Romagna (2 maggio 2007 – prog. 112), il fattore di sicurezza F_L viene portato ad 1. Ossia se il fattore F_L >1, la liquefazione è da escludere, mentre se è minore di 1, è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione.

Metodo di Seed-Idriss
Tra i metodi semplificati il più noto è quello di Seed e Idriss (1982), basato su una procedura semi-empirica: esso è di facile applicazione e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici: granulometria, numero dei colpi della prova standard SPT, densità relativa, peso di volume.

Esso prevede un confronto tra le caratteristiche meccaniche dei terreni (valutata prevalentemente sui risultati di prove in sito, quali la prova penetrometrica dinamica SPT, la prova penetrometrica statica CPT, la misura della velocità delle onde di taglio Vs) con l'eventuale occorrenza nel medesimo sito del fenomeno della liquefazione, a seguito di una sollecitazione sismica (stimata attraverso la massima accelerazione attesa in superficie).Per la valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR il metodo prevede l'utilizzo di un abaco nel quale in ordinata è riportato il rapporto tensionale ciclico CSR (carico sismico) ed in ascissa la resistenza del terreno, stimata mediante una delle prove in sito, tipicamente la prova SPT.

Il rapporto tensionale ciclico è definito dalla relazione:

$$CSR = 0{,}65 \; \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

nella quale:
a max = accelerazione di picco al piano di campagna
g = accelerazione di gravità
σ v = tensione totale verticale nel sottosuolo
σ' v = tensione efficace verticale nel sottosuolo
rd = coefficiente riduttivo dell'azione sismica alla profondità di interesse per tenere in conto la deformabilità del sottosuolo.

Nell'ipotesi di propagazione verticale di onde sismiche di taglio la colonna di terreno di altezza *z* si muove rigidamente in direzione orizzontale. Poiché in realtà la colonna di terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido. Seed ed Idriss hanno fornito a tal proposito i valori del coefficiente "rd" in funzione della profondità, in forma grafica.

Le curve limite, per diversi valori della magnitudo M, separano i punti rappresentativi di eventi studiati per i quali si è osservato il fenomeno della liquefazione (sopra le curve limite) da quelli dove la liquefazione non è avvenuta (sotto le curve limite).
Le curve limite rappresentano allora il luogo dei minimi rapporti tensionali ciclici CSR necessari affinchè uno strato di terreno vada soggetto a liquefazione: esse rappresentano quindi il luogo dei valori corrispondenti alla resistenza ciclica CRR.

Benchè utili per valutazioni di massima, i metodi semplificati offrono indicazioni molto approssimate sulla resistenza dei terreni alla liquefazione. La scoperta dell'incidenza sulla resistenza alla liquefazione dei metodi di ricostituzione dei provini, della loro dimensione e di altri effetti secondari, sta portando però sempre più a privilegiare metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ. Tali metodi fanno riferimento agli stati limite ultimi prescindendo dalle deformazioni e sono impiegati generalmente per la progettazione di opere di media importanza.
Il loro impiego si giustifica quindi per la loro facilità di applicazione, ovvero negli ambiti nei quali non sia richiesta una previsione particolarmente accurata.

Metodo NCEER, Robertson & Wride (1998)

Il metodo NCEER, si basa sull'utilizzo dell'indice di comportamento per il tipo di suolo **Ic**, calcolato mediante la formula:

$$Ic = [(3{,}47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} Rf + 1{,}22)^2]^{0,5} \qquad \text{(eq.1)}$$

con:
qc: resistenza alla punta misurata in situ;
Pa: tensione di riferimento (100Kpa) nelle stesse unità di misura di σ'v0;
fs: attrito laterale del manicotto;
n: fattore dipendente dal tipo di suolo;
Q: resistenza di punta normalizzata;
R_f: rapporto d'attrito o di frizione o delle resistenze.

$$Q = \left(\frac{qc - \sigma v0}{Pa}\right) \cdot \left(\frac{Pa}{\sigma' v0}\right)^n \qquad \text{(eq.2)}$$

$$R_f = \left(\frac{fs}{qc - \sigma v0}\right) \cdot 100 \qquad \text{(eq.3)}$$

Inizialmente si assume n = 1, come per un suolo argilloso e si procede al calcolo nell'eq. 1. Se IC > 2,6 il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile. Se IC ≤ 2,6, vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e IC deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$Q=\frac{qc}{Pa}\left(\frac{Pa}{\sigma' v0}\right)^n$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume n = 0,5. Se è ancora IC ≤ 2,6, significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare. Se invece IC > 2,6, vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso. IC deve essere nuovamente ricalcolato nell'eq.1 ponendo n= 0,75. Calcolato IC, si procede con la **correzione della resistenza alla punta misurata** qc mediante la seguente espressione:

$$q_{c1N}=\frac{qc}{Pa}\left(\frac{Pa}{\sigma' v0}\right)^n$$

dove n è lo stesso del calcolo di IC.

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata mediante la seguente procedura: se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride classico:

$$(q_{c1N})_{cs} = Kc\ q_{c1N}$$

$$K_c = -0{,}403\ I_c^4 + 5{,}581\ I_c^3\ 21.63\ I\ 33{,}75\ Ic\ 17{,}88$$

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato:

$$\mathbf{(q_{c1N})_{CS} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}}$$

$$\mathbf{\Delta qc1N = \frac{Kc}{1-Kc}\ qc1N}$$

dove Kc dipende dal contenuto di fine, FC (%):

Kc = 0 per FC ≤ 5

Kc = 0,0267(FC – 5) per 5 < FC ≤ 35

Kc = 0,8 per FC > 35

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$\mathbf{FC\ (\%) = 1.75\ (I_c)^{3.25} - 3.7}$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (CRR7,5) si calcola con le espressioni seguenti:

- se (qc1N)cs < 50
  CRR=0.833[$(q_{c1N})_{cs}$/1000]+0.05
- se 50 ≤ (qc1N)cs < 160 CRR=93 [(qc1N)cs/1000]+0.08

Il rapporto di sforzo ciclico CSR si calcola con l'eq.1 e MSF come raccomandato dal NCEER (tab. 1): mentre il coefficiente rd è calcolato mediante la seguente procedura:

Magnitudo	NCEER (Seed et al. 1997)
5.5	2.21
6.0	1.77
6.5	1.44
7.0	1.19
7.5	1.00
8.0	0.84
8.5	0.73

Il coefficiente r_d è calcolato mediante la seguente procedura:

- se z < 9,15 m $r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z$
- se 9,15 ≤ z < 23 m $r_d = 1.174 - 0.00267 \cdot z$

dove z è la profondità in metri.

Si calcola il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (1.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono calcolati con il metodo di Iwasaki et. al. .
Il metodo di Iwasaki et al. (1978, 1984) è stato proposto basandosi sulla osservazione che la severità dei danni prodotti dalla liquefazione ai manufatti è legata al volume di terreno liquefatto all'interno del deposito. Il metodo si basa su due quantità: il fattore di resistenza (F_S) e l'indice di liquefazione (I_L). Quando $F_S \leq 1$ lo strato di terreno è liquefacibile; mentre IL, indicativo dell'estensione che il fenomeno della liquefazione può avere nel deposito, è ottenuto dalla espressione:
$I_L = \int_0^{20} F \cdot W(z) dz$

dove:

$F = 1 - FS$ per $FS \leq 1$

$F = 0$ per $FS > 1$

$W(z) = 10 - 0{,}5 \cdot z$

Per poter valutare la potenza degli effetti viene proposta la scala dalla tabella

seguente:

Valori di I_L	Rischio di liquefazione
$I_L < 0$	Molto basso
$0 < I_L \leq 5$	Basso
$5 < I_L \leq 15$	Alto
$15 < I_L$	Molto alto

Il **fattore correttivo r_d** viene calcolato mediante la seguente formula proposta dagli stessi autori:

$$r_d = 1 - 0.015 \cdot z$$

e MSF mediante la tab.2:

Magnitudo	Seed & Idriss (1982)
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19
7.0	1.08
7.5	1.00
8.0	0.94
8.5	0.89

Tab.2: Magnitudo Scaling Factor

Invece per la valutazione di CRR vengono suggerite le seguenti espressioni ricavate da numerose prove di resistenza ciclica non drenata:

- per terreni con 0,04 mm ≤ D50 ≤ 0,6: $CRR = 0.0882 \sqrt{\frac{Nm}{\sigma'v0+0.7}} + 0.225 \log_{10}(\frac{0.35}{D50})$
- per terreni con 0,6 mm ≤ D50 ≤ 1,5: $CRR = 0.0882 \sqrt{\frac{Nm}{\sigma'v0+0.7}} - 0.05$

dove D50 è il diametro dei granuli al 50% (in mm).

Poiché si evidenzia un fattore predisponente la liquefazione (sabbia in falda entro i primi 20 metri dal p.c.), si è proceduto dunque al calcolo dell'indice di liquefazione per ogni punto di indagine secondo il metodo di Robertson & Wride; il risultato è pari a:

SCPTU → **I_L = 0.40 con a max 0.24 (g)**
→ **I_L = 1.18 con a max 0.30 (g)**

CPTU → **I_L = 0.96 con a max 0.24 (g)**
→ **I_L = 2.40 con a max 0.30 (g)**

Facendo riferimento alle classi di pericolosità individuate da Sonmez nel 2003: (Sonmez, 2003):

$I_L = 0$	Non liquefacibile ($F_L \geq 1.2$)
$0 < I_L \leq 2$	Potenziale basso
$2 < I_L \leq 5$	Potenziale moderato
$5 < I_L \leq 15$	Potenziale alto
$15 < I_L$	Potenziale molto alto

Il terreno presenta un potenziale basso di liquefazione
Si ritiene per ora sufficiente un'analisi eseguita secondo il metodo semplificato.

VALUTAZIONI DELLA RISPOSTA SISMICA DEI TERRENI

PRINCIPI FONDAMENTALI

Nel 2003 , l'Ordinanza 3274 del 20/3/03 emanata dal Presidente del Consiglio di Ministri, ripresa e modificata dall'OPCM 3431 del 3/5/05, nell'Allegato 4 indica le Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni iniziando a delineare specifiche caratteristiche di approccio e di analisi alla sismicità del territorio nazionale.
*Ai fini dell'applicazione delle norme contenute nell' Ordinanza P.C.M. n.3274 del 20/03/2003 e successive modificazioni, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria **A** . I valori di a_g , espressi come valore dell'accelerazione di gravità g, da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono:*

Zona	Valore di a_g
1	*0,35 g*
2	*0,25 g*

3	*0,15 g*
4	*0,05 g*

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del ***suolo di fondazione :***

Categoria A: Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, caratterizzati da valori V_{S30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 metri
Categoria B: Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s ovvero resistenza penetrometrica Nspt > 50, o coesione non drenata c_u > 250 kPa
Categoria C: Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s (15< Nspt < 50, 70 < c_u < 250 kPa)
Categoria D: Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori V_{S30} < 180 m/s (Nspt < 15, c_u < 70 kPa)
Categoria E: Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V_{S30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 metri, giacenti su un substrato di materiale più rigido con V_{S30} > 800 m/s

In aggiunta a queste categorie, se ne definiscono altre due:
Categoria S1: Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 metri di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità (PI>40) e contenuto d'acqua, caratterizzati da valori di V_{S30} < 100 m/s (10 < c_u < 20 kPa)
Categoria S2: Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Il D.M. 14/01/08, individua l'obbligo dell'utilizzo di metodo di calcolo degli "stati limite" . Per "stato limite" si intende *la condizione, superata la quale, l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata*. In base a quanto riportato dalle norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/1/08, la definizione dei parametri sismici deve essere effettuata in funzione delle cordonate geografiche del sito e della classe d'uso della costruzione. Inoltre la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale dell'opera.

VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

CAPOVERSI E TABELLE DI CUI A "PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI" (da D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni")

Capoverso 2.4.1- Vita nominale: La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.
Tabella 2.4.I – *Vita nominale* V_N *per diversi tipi di opere*

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva[1]	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Capoverso 2.4.2 - Classi d'uso: In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001,

n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Capoverso 2.4.3- Periodo di riferimento per l’azione sismica: Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U \qquad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d’uso C_U è definito, al variare della classe d’uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – *Valori del coefficiente d’uso* C_U

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se VR ≤ 35 anni si pone comunque VR = 35 anni.

Per quanto riguarda l’opera in oggetto, in accordo con i Progettisti, si possono definire i seguenti parametri, ampiamente cautelativi:

VITA NOMINALE	V_N	**50 anni**
CLASSE D’USO		**III**
COEFFICIENTE D’USO	C_U	**1.5**
PERIODO DI RIFERIMENTO	V_R	**75 anni**

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Paragrafo 3.2.2 - Categorie di sottosuolo: Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l’effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. In assenza di tali analisi, per la definizione dell’azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull’individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m,* posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.IV):

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15°$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15°$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30°$

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

La Vs 30, valutata attraverso la prova SCPTU, indica un valore di **196.07 m/sec**

Profondità [m]	Velocità m/sec
-3,00	138,8
-4,00	153,36
-5,00	141,06
-6,00	145,15
-7,00	183,59
-8,00	223,07
-9,00	214,42
-10,00	213,98
-11,00	250,94
-12,00	226,45
-13,00	224,68
-14,00	226,78
-15,00	246,52
-16,00	229,01
-17,00	239,78
-18,00	209,44
-19,00	167,75
-20,00	147,57
-21,00	143,98
-22,00	144,97
-23,00	221,50
-24,00	215,03
-25,00	280,86
-26,00	259,31
-27,00	256,20
-28,00	215,75
-29,00	202,89
-30,00	207,86

Categoria C: Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s (15< Nspt < 50, 70 < c_u < 250 kPa)

Caratteristiche superficie topografica: inclinazione media inferiore a 15°
CATEGORIA T1

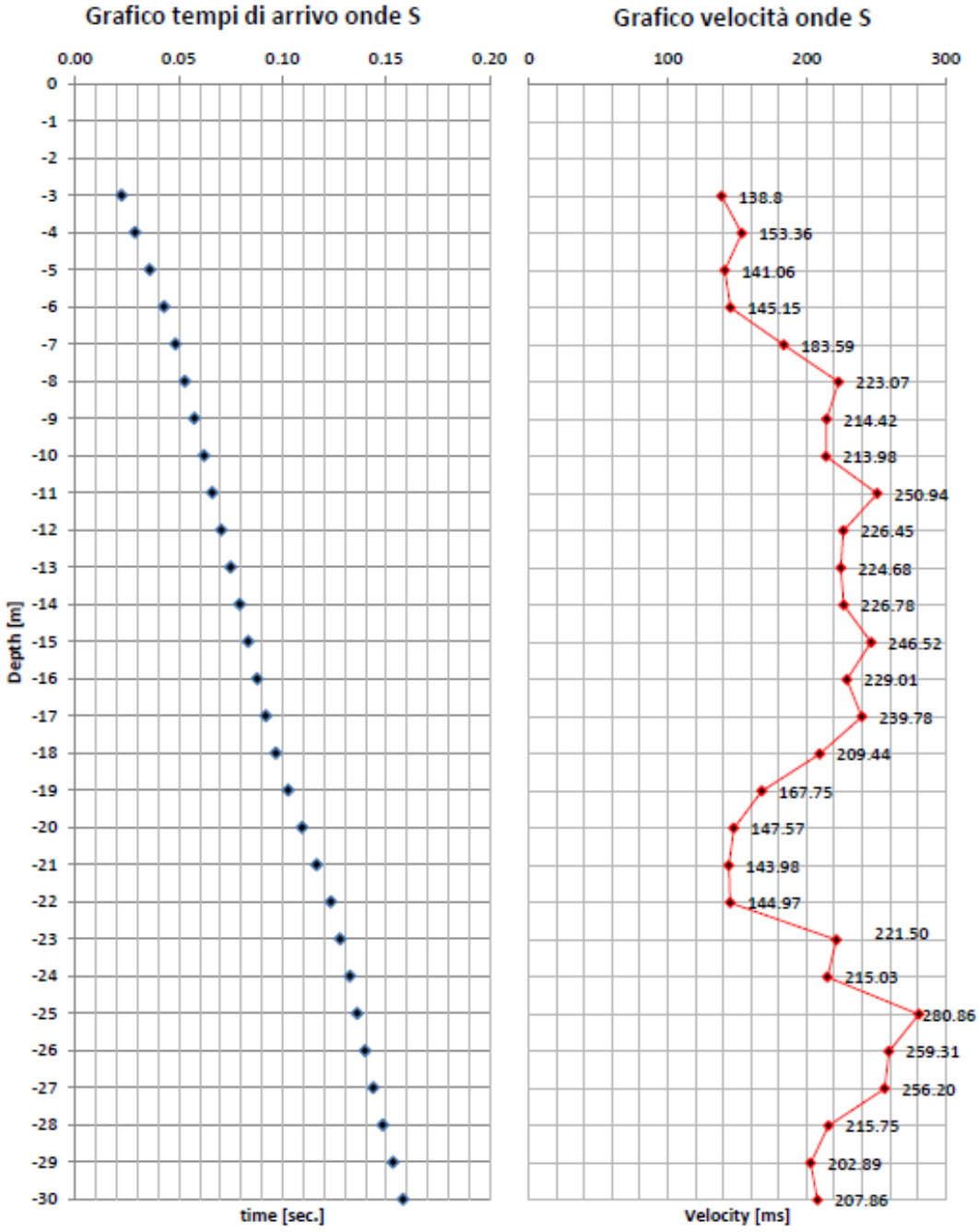
SILGEO S.a.s.
di Mariantonietta Sileo & C.
Via Torun, 3/C 44123 Ferrara
Tel: 0532/707028-472702
Cell.: 3353144457-3356559327
Fax: 0532/473579
P.IVA – C.F. 01350780388
C.C.I.A.A. n. Reg. Impr. Fe 88019/1996

PROVA PENETROMETRICA STATICA SISMICA S.C.P.T.U.

Punte elettrica con piezocono - acquisizione continua controllata in tempo reale

N° archivio:	2016	Data: 08/11/16		Tipo Punta:	50315
Committente:	Comune di Mirandola	Cantiere:	Ponte Zalotta	Profondità (m):	30
Comune:	Mirandola	Località:	Mirandola		
Q. inizio (m):	p.c.	Preforo (m):	3.00	Q. falda (m):	3.10

SCPTU-1



ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Come riportato al Capoverso 7.11.3 del DM 14/01/2008 :
"il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono."…… "L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale può essere valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo. Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie e da *una forma spettrale ancorata ad essa."*

Per la determinazione delle azioni sismiche, risulta necessario definire la pericolosità sismica specifica per il caso in esame; tale elemento viene determinato utilizzando i seguenti parametri caratteristici:

a_g = *accelerazione orizzontale massima al sito*
F_0 = *valore massimo del valore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale*
T_c^* = *periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale*

I parametri sono stati tutti calcolati, in funzione del periodo di ritorno T_R , mediante l'utilizzo del foglio di calcolo "*Spettri di risposta*" vers. 1.0.3 fornito dal C.S. LL.PP.
Coordinate sito: LAT: 44.873966 LONG: 11.034488

In particolare, i valori dei parametri a_g, F_0 e T_c^* (s)per i periodi di ritorno Tr associati a ciascuno stato limite sono riassunti nella seguente tabella:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,046	2,523	0,265
SLD	75	0,059	2,491	0,275
SLV	712	0,170	2,559	0,273
SLC	1462	0,228	2,494	0,282

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} può essere ricavato dalla relazione :

$$a_{max} = S \cdot a_g \quad \text{dove}$$

a_g = accelerazione massima su sito di riferimento rigido (categ. di sottosuolo A)
S = il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica S_S e dell'amplificazione topografica S_T di cui al Capoverso 3.2.3.2 (nello specifico: 1,5)

Tale parametro risulta utile al fine di caratterizzare i coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v, definiti dalle espressioni :

$K_h = ß_s \cdot a_{max} / g$
$K_v = \pm 0{,}5\ K_h$

dove:
$ß_s$ = coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito (ved. tab. 7.11.I)

Tabella 7.11.I – *Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.*

	Categoria di sottosuolo	
	A	**B, C, D, E**
	β_s	β_s
$0{,}2 < a_g(g) \leq 0{,}4$	0,30	0,28
$0{,}1 < a_g(g) \leq 0{,}2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0{,}1$	0,20	0,20

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g = accelerazione di gravità

Alla luce di quanto sopra indicato, si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei parametri K_h e K_v calcolati per i diversi stati limite definiti dalla normativa.

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1,5	1,5	1,438	1,359
Cc	1,628	1,608	1,612	1,595
St	1,0	1,0	1,0	1,0
ß$_s$	0,20	0,20	0,24	0,28
a_{max}	0,069	0,088	0.244	0.309
K_h	0,014	0,018	0,058	0,086
K_v	0,07	0,009	0,029	0,043

NOTE CONCLUSIVE

Alla luce di tutte le considerazioni precedenti si conclude quanto segue:

- Non sussistono elementi geologici, geomorfologici ed idrogeologici che possano pregiudicare l'attuazione del progetto.
- Il terreno presenta una buona omogeneità orizzontale ed è costituito essenzialmente da materiale limoso e limoso argilloso per i primi 7 circa dal p.c., passanti a sabbia e sabbia limosa sino a 18-20 metri. Oltre questa profondità si ha un solo dato (prova SCPTU spinta sino a 30 metri). Da 18/20 metri dal p.c. fino a 23 metri si riscontra uno strato argilloso e argilloso limoso, per poi ritrovare sabbie e sabbie limose, presumibilmente di origine glaciale, sino a fondo foro (30 metri)
- Il Comune di Mirandola risulta classificato come zona a rischio sismico di terza categoria
- Per quanto riguarda l'opera in oggetto, si possono definire i seguenti parametri:

VITA NOMINALE	V_N	**50 anni**
CLASSE D'USO		**III**
COEFFICIENTE D'USO	C_U	**1.5**
PERIODO DI RIFERIMENTO	V_R	**75 anni**

- La Vs 30, valutata attraverso la prova SCPTU, indica un valore di **196.07 m/sec**
- La categoria del suolo di fondazione e' riconducibile alla ***Categoria C:*** Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s (15< Nspt < 50, 70 < c_u < 250 kPa)

- Caratteristiche superficie topografica: inclinazione media inferiore a 15°
  CATEGORIA T1

Si specifica che per il calcolo del rischio di liquefazione si e' preso in considerazione l'ipotesi di terremoti di magnitudo media pari a 6.14

- Facendo riferimento al D.M. 11/01/08, la tabella seguente riassume i valori relativi ai coefficienti $ß_s$ = coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito, amax = accelerazione massima attesa al sito, Kh e Kv = coefficienti sismici orizzontale e verticale:

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1,5	1,5	1,438	1,359
Cc	1,628	1,608	1,612	1,595
St	1,0	1,0	1,0	1,0
$ß_s$	0,20	0,20	0,24	0,28
a_{max}	0,069	0,088	0.244	0.309
K_h	0,014	0,018	0,058	0,086
K_v	0,07	0,009	0,029	0,043

- Si è proceduto al calcolo dell'indice di liquefazione per ogni punto di indagine secondo il metodo di Robertson & Wride; il risultato è pari a:

  SCPTU → I_L = 0.40 con a max 0.24 (g)
  → I_L = 1.18 con a max 0.30 (g)

  CPTU → I_L = 0.96 con a max 0.24 (g)
  → I_L = 2.40 con a max 0.30 (g)

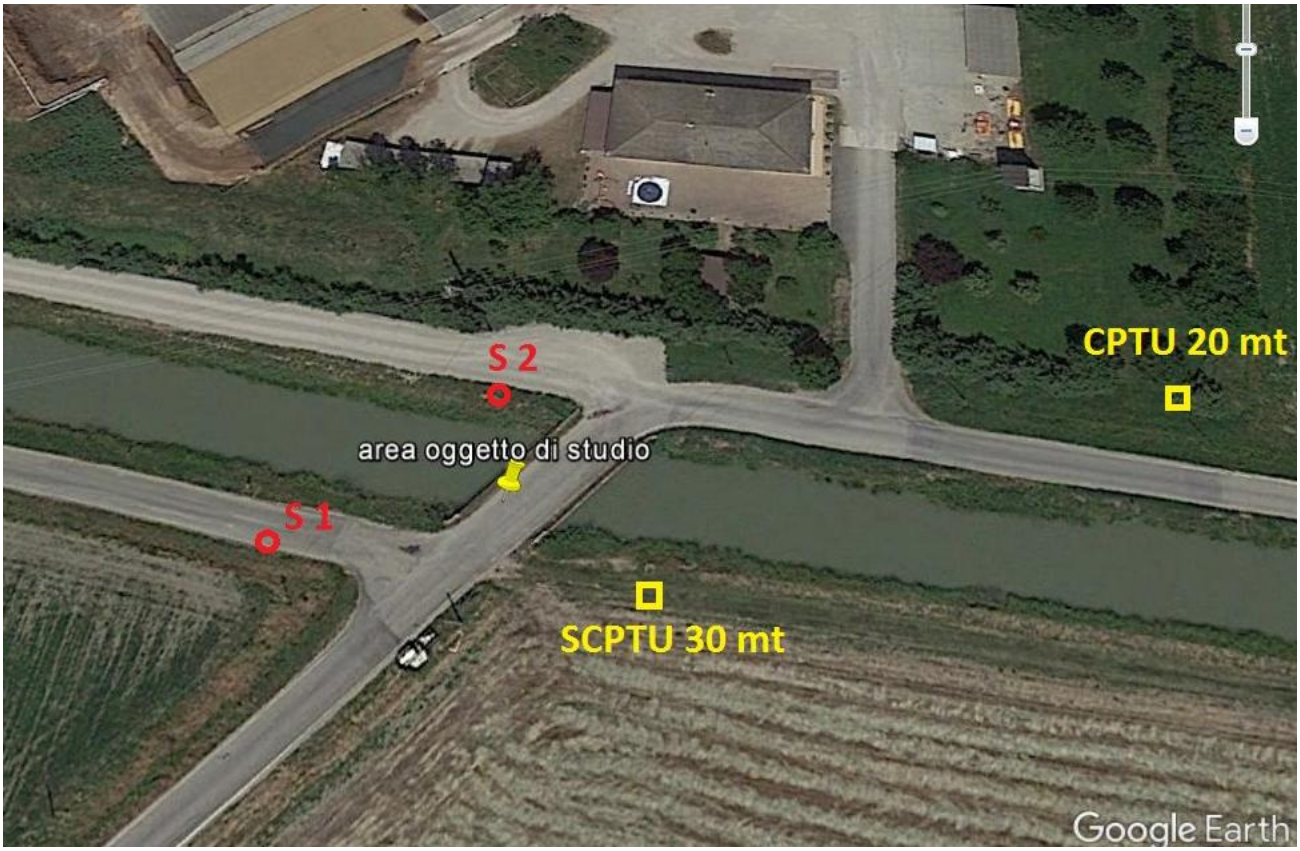
  Il terreno presenta un potenziale basso di liquefazione

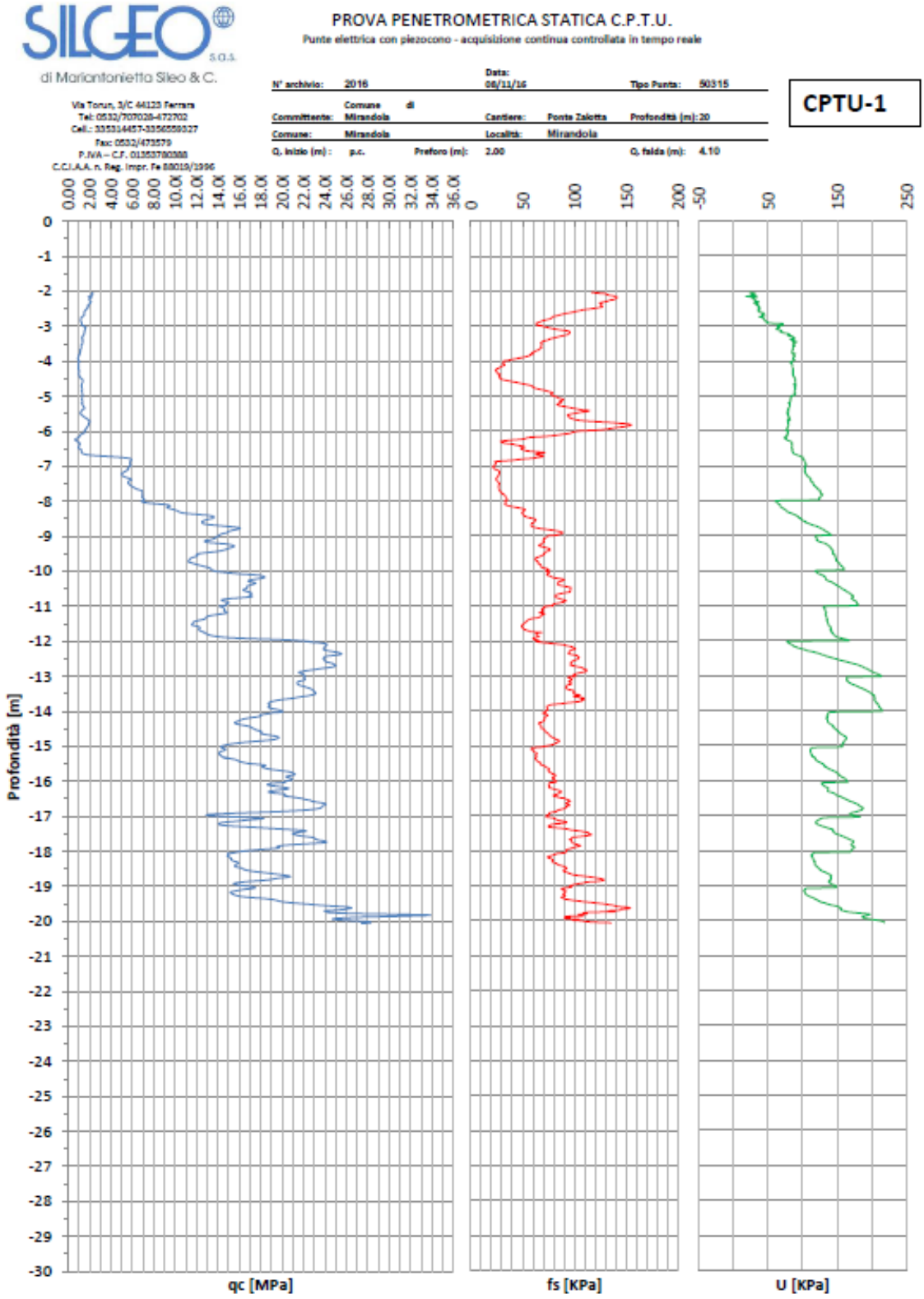
Ferrara, Novembre 2016

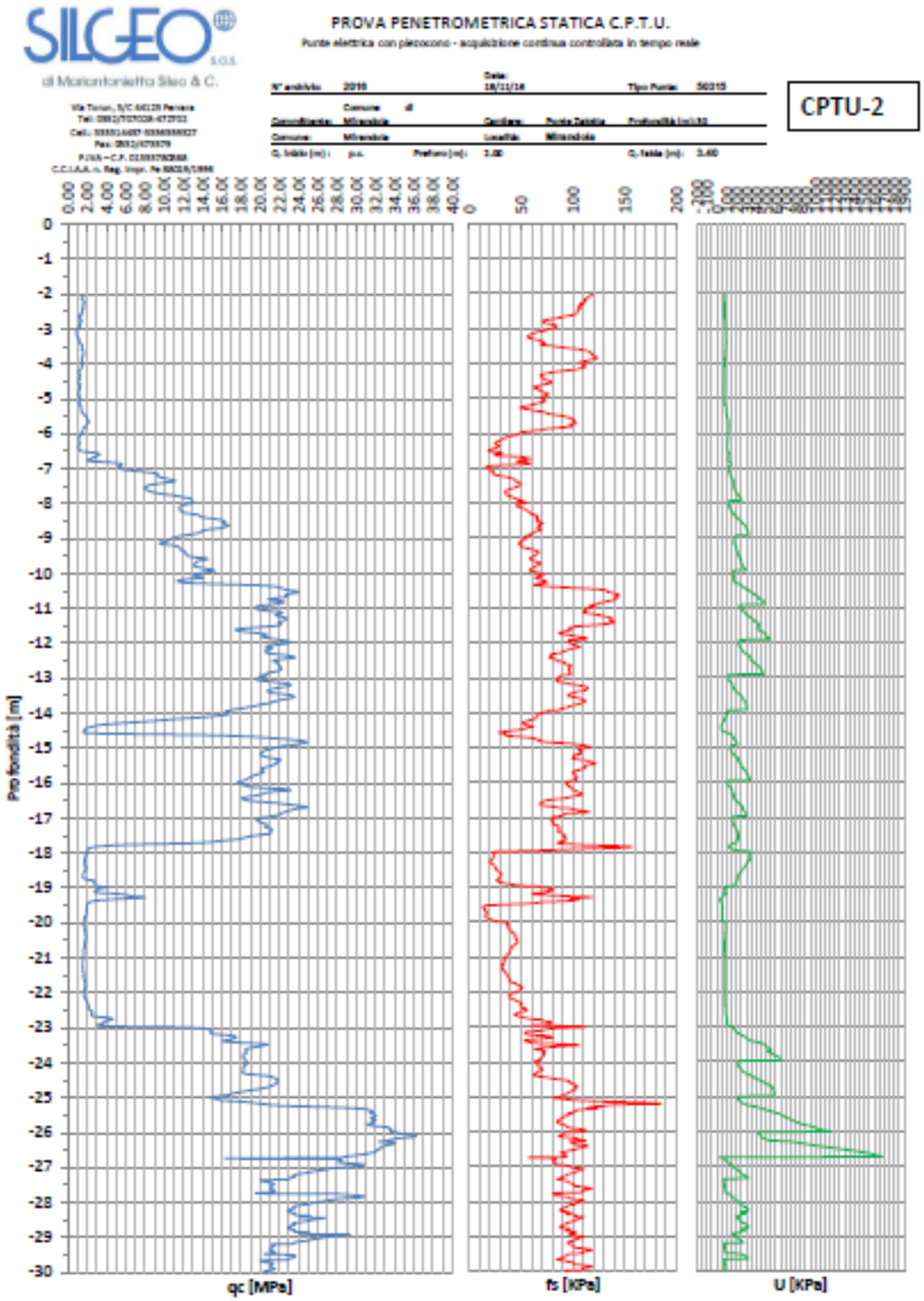
Dr. Geol. Mariantonietta Sileo

ALLEGATI:

1. Carta ubicazione prove
2. Tabulati prove CPTU
3. Stratigrafie sondaggi
4. Documentazione fotografica




SILGEO S.a.s.
di Mariantonietta Sileo & C.
Via Torun, 3/C 44123 Ferrara
Tel: 0532/707028-472702
Cell.: 3353314457-3356559327
Fax: 0532/473579
P.IVA – C.F. 01553780388
C.C.I.A.A. n. Reg. Impr. Fe 88019/1996
PROVA PENETROMETRICA STATICA C.P.T.U.
Punte elettrica con piezocono - acquisizione continua controllata in tempo reale
N° archivio: 2016
Data: 08/11/16
Tipo Punta: 50315
CPTU-1
Committente: Comune di Mirandola
Cantiere: Ponte Zalotta
Profondità (m): 20
Comune: Mirandola
Località: Mirandola
Q. inizio (m): p.c.
Preforo (m): 2.00
Q. falda (m): 4.10
Profondità [m]
qc [MPa]
fs [KPa]
U [KPa]


SILGEO
di Marcantonietta Silvo & C.
PROVA PENETROMETRICA STATICA C.P.T.U.
Punta elettrica con piezocono - acquisizione continua controllata in tempo reale
CPTU-2
Prof fondità [m]
qc [MPa]
fs [KPa]
U [KPa]

SILGEO sas
Via Torun 3/c - 44123 FERRARA
Tel 0532/472702 – 0532/707028 – fax 0532/3579

Committente: **Comune di Mirandola**	CAMPIONI: Shelby, Osterberg, Denison, Denison fustella, S.P.T., Rimaneggiato	Riferimento: **19-16**	Numero: **1**
Cantiere: **Ponte zalotta - Canale diversivo**		Pagina: **1/1**	
Indagine: **conoscitiva**		Data: **10/11/2016**	
Stratigrafia da: **Sondaggio geognostico**	Caranto, Tracce fossili, Resti organici, Concrezioni	Responsabile: **Dr. Geol. M. Silleo**	
Codice: **S01.00201.037**	PIEZOMETRI: ATA Tubo aperto, CSG Casagrande	Operatore: **Dr. Z. Rezaeyan**	
		Quota: **p.c.**	
		Falda: **0,00 m**	

Profondità Scala: 1:75 | stratigrafia | campioni (tipo, sigla, quota) | Pocket Kg/cm² | Torvane Kg/cm² | S.P.T. (quota, colpi) | DESCRIZIONE | Metodo | Falda | Piezo.

Profondità	Descrizione
0 – -0,10	[illegible]
-0,10 – -0,80	Stabilizzato, ghiaia e sabbia
-0,80 – -3,00	argilla debolmente limosa grigia con ossidi
-3,00 – -6,00	argilla limosa variegata grigio nocciola, ricca in ossidi
-6,00 – -6,90	argilla debolmente limosa con concrezioni calcaree
-6,90 – -8,70	limo sabbioso grigio
-8,70 – -15,00	sabbia fine limosa color grigio

Pocket Kg/cm²: 2,20; 1,70; 2,30; 1,80; 2,50; 3,00; 3,50; 2,00; 2,90; 3,90; 3,50; 3,60; 4,10; 4,50; 4,40; 4,50; 4,00; 4,00; 4,00; 4,20; 4,60; 4,40; 4,50

Torvane Kg/cm²: 0,600; 0,620; 0,700; 0,700; 1,000; 1,000; 0,900; 0,900; 0,800; 0,900; 0,900

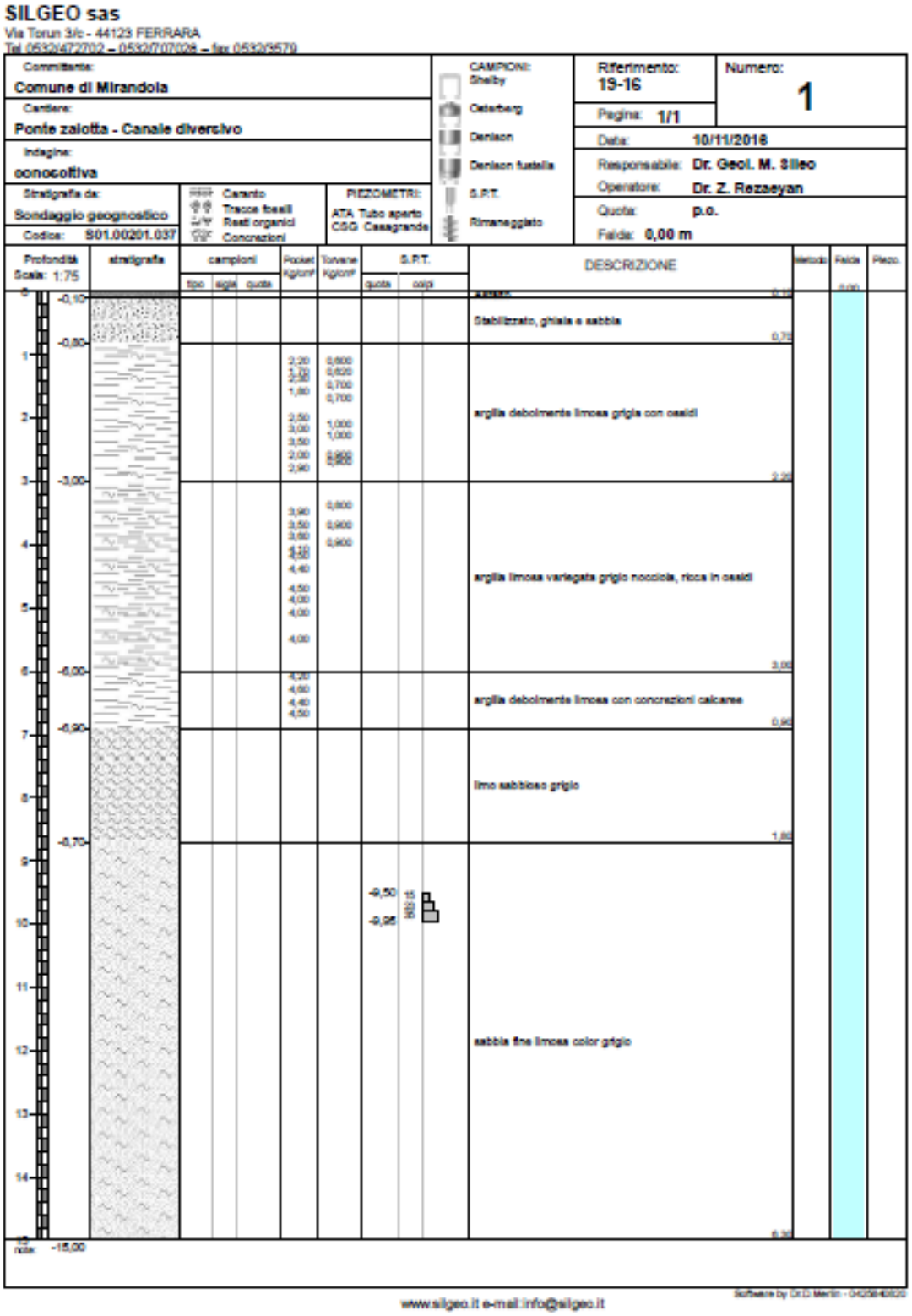
S.P.T.: -9,50 (15, 20, 30); -9,95

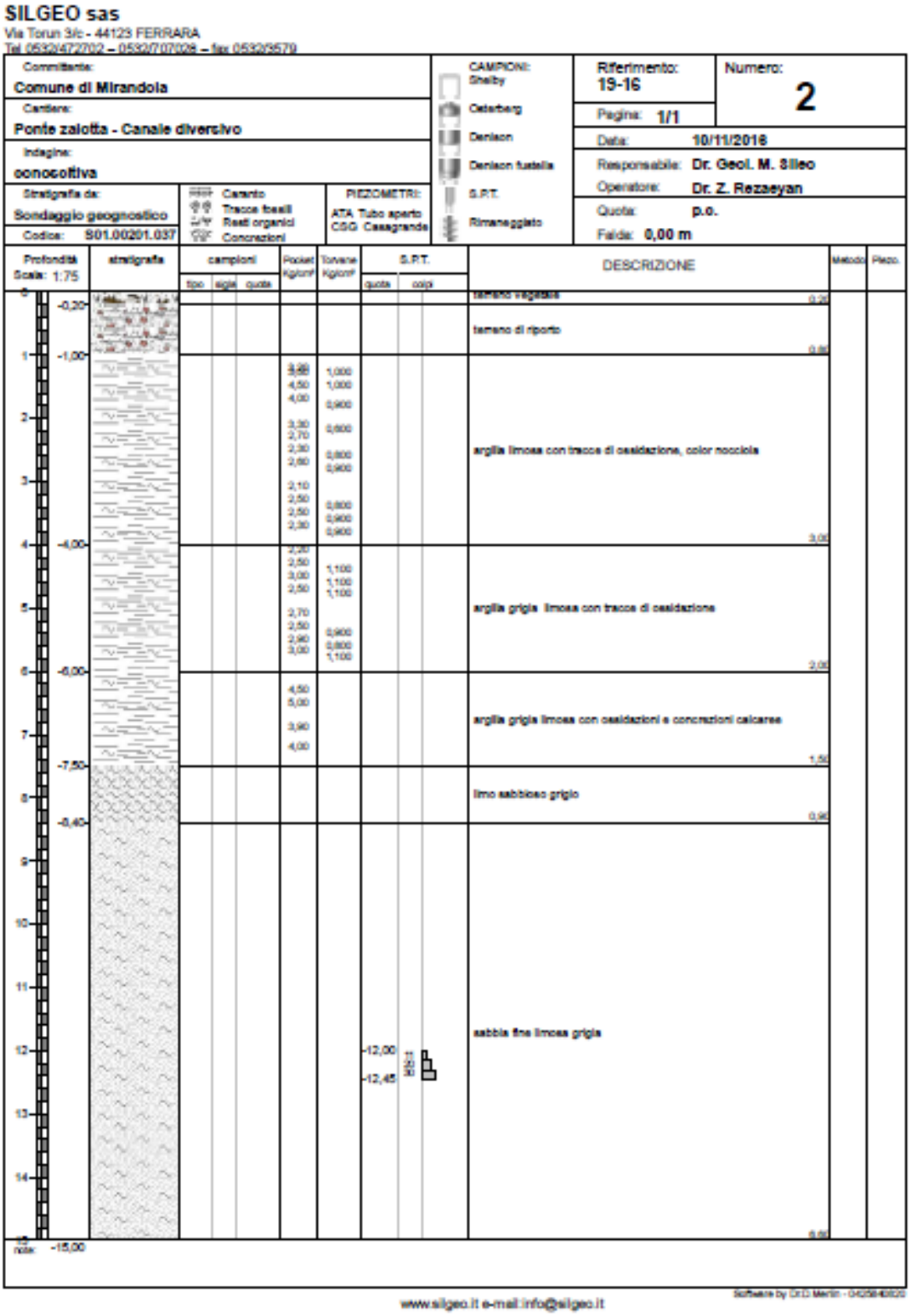
Metodo: | Falda: 0,00 | Piezo.: |

note: -15,00

Software by Dr.D.Merlin - 0425840820

www.silgeo.it e-mail:info@silgeo.it




SILGEO sas
Via Torun 3/c - 44123 FERRARA
Tel 0532/472702 – 0532/707028 – fax 0532/3579
Committente:
Comune di Mirandola
Cantiere:
Ponte zalotta - Canale diversivo
Indagine:
conoscitiva
Stratigrafia da:
Sondaggio geognostico
Codice: S01.00201.037
Caranto
Tracce fossili
Resti organici
Concrezioni
PIEZOMETRI:
ATA Tubo aperto
CSG Casagrande
CAMPIONI:
Shelby
Osterberg
Denison
Denison fustella
S.P.T.
Rimaneggiato
Riferimento:
19-16
Numero:
2
Pagina: 1/1
Data: 10/11/2018
Responsabile: Dr. Geol. M. Silleo
Operatore: Dr. Z. Rezaeyan
Quota: p.o.
Falda: 0,00 m
Profondità
Scala: 1:75
stratigrafia
campioni
tipo
sigla
quota
Pocket Kg/cm²
Torvane Kg/cm²
S.P.T.
quota
colpi
DESCRIZIONE
Metodo
Piezo.
-0,20
-1,00
-4,00
-6,00
-7,50
-8,40
-12,00
-12,45
-15,00
terreno vegetale
terreno di riporto
argilla limosa con tracce di ossidazione, color nocciola
argilla grigia limosa con tracce di ossidazione
argilla grigia limosa con ossidazioni e concrezioni calcaree
limo sabbioso grigio
sabbia fine limosa grigia
www.silgeo.it e-mail:info@silgeo.it

Ubicazione CPTU a 20 metri

Ubicazione SCPTU 30 metri

ubicazione SCPTU da altra angolazione

Particolare SCPTU energizzazione

Ubicazione sondaggio 1

Ubicazione sondaggio S1 da altra angolazione

Sondaggio S1 con maglio SPT

Sondaggio 1 da 0.00 a 5.00 metri

Sondaggio 1 da 5.00 a 10.00 metri

Sondaggio 1 da 10.00 a 15.00 metri

Sondaggio 1 SPT 1

Ubicazione sondaggio 2

Ubicazione sondaggio 2 da altra angolazione

Sondaggio 2 da 0.00 a 5.00 metri

Sondaggio 2 da 5.00 a 10.00 metri

Sondaggio 2 da 10.00 a 15.00 metri

Sondaggio 2 SPT 1