

IMPIANTO FOTOVOLTAICO EG LAGO SRL E OPERE CONNESSE

POTENZA IMPIANTO 10,30 MWp - COMUNE DI ARGENTA (FE)

Proponente

EG LAGO S.R.L.

VIA DEI PELLEGRINI 22 · 20122 MILANO (MI) · P.IVA: 12084550966 · PEC: eglago@pec.it

Progettazione



TECNOSTUDIO S.R.L. Arch. Diego Zanaica

Via Aquileia, 56 - 35035 Mestrino (PD)

tel.: +39 0499000684 · email: info@tecnostudio-pd.it

PEC: tecnostudio@legalmail.com



QUATTROE S.R.L. Ing. Luigi De Santi

Via Primo Maggio, 12A - 35035 Mestrino (PD)

cell.: 340 3309775 email: info@quattroe.eu

Coordinamento progettuale



SOLAR IT S.R.L.

VIA ILARIA ALPI, 4 · 46100 MANTOVA (MN) · P.IVA: 02627240209 · email: solarit@lamiapec.it

Titolo Elaborato

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA-SISMICA (COMPRENSIVA DI ATTIVITA' DI CAMPO)

LIVELLO PROGETTAZIONE	CODICE ELABORATO	FILENAME	RIFERIMENTO	DATA	SCALA
DEFINITIVO	REL06	-	-	30/11/23	

Revisioni

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO
0	30/11/23		FB - GB - SC	EF	DZ



COMUNE DI ARGENTA (FE)
REGIONE EMILIA ROMAGNA






RELAZIONE GEOLOGICO GEOTECNICA e SISMICA per la costruzione di impianto fotovoltaico

IMPIANTO VIA ALBERONE – Argenta – EG-LAGO

COMMITTENTE

TECNOSTUDIO SRL

Data	Redatto	Controllato	Approvato
10.10.2023	Dott.ssa F.Frabetti	Dott.ssa F.Frabetti	Dott.ssa F.Frabetti
			



INDICE

1	PREMESSA	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO	6
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	10
4	MICROZONAZIONE SISMICA	14
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO	16
5.1	PROVA PENETROMETRICA SCPTU	18
5.2	PROVA PENETROMETRICA CPTU-1	20
5.3	PROVA PENETROMETRICA CPTU-2	24
5.4	PROVA PENETROMETRICA CPTU-3	28
6	CALCOLO VS30	31
6.1	MISURA HV SR	32
7	VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE	38
8	VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA DEI TERRENI	46
8.1	PRINCIPI FONDAMENTALI	46
8.2	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	47
8.3	ANALISI DELLA RISPOSTA LOCALE.....	50
9	NOTE CONCLUSIVE.....	53
10	ALLEGATI:.....	55
11	ALLEGATO 1 – CARTA UBICAZIONE PROVE	56
12	ALLEGATO 2 – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	57
13	ALLEGATO 3 – DOCUMENTAZIONE PROVA SCPTU	64
14	ALLEGATO 4 – DOCUMENTAZIONE PROVE CPTU	67
15	ALLEGATO 5 – DOCUMENTAZIONE PROVA HVSR	71
16	ALLEGATO 6 – STRATIGRAFIA SONDAGGIO	75



1 PREMESSA

Su incarico dello studio di Architettura e Ingegneria Tecnostudio di Padova è stata eseguita una campagna di indagini in situ finalizzate ad identificare che nulla osti dal punto di vista geologico e sismico al progetto di costruzione di un impianto fotovoltaico in Comune di Argenta, in corrispondenza di Via Alberone

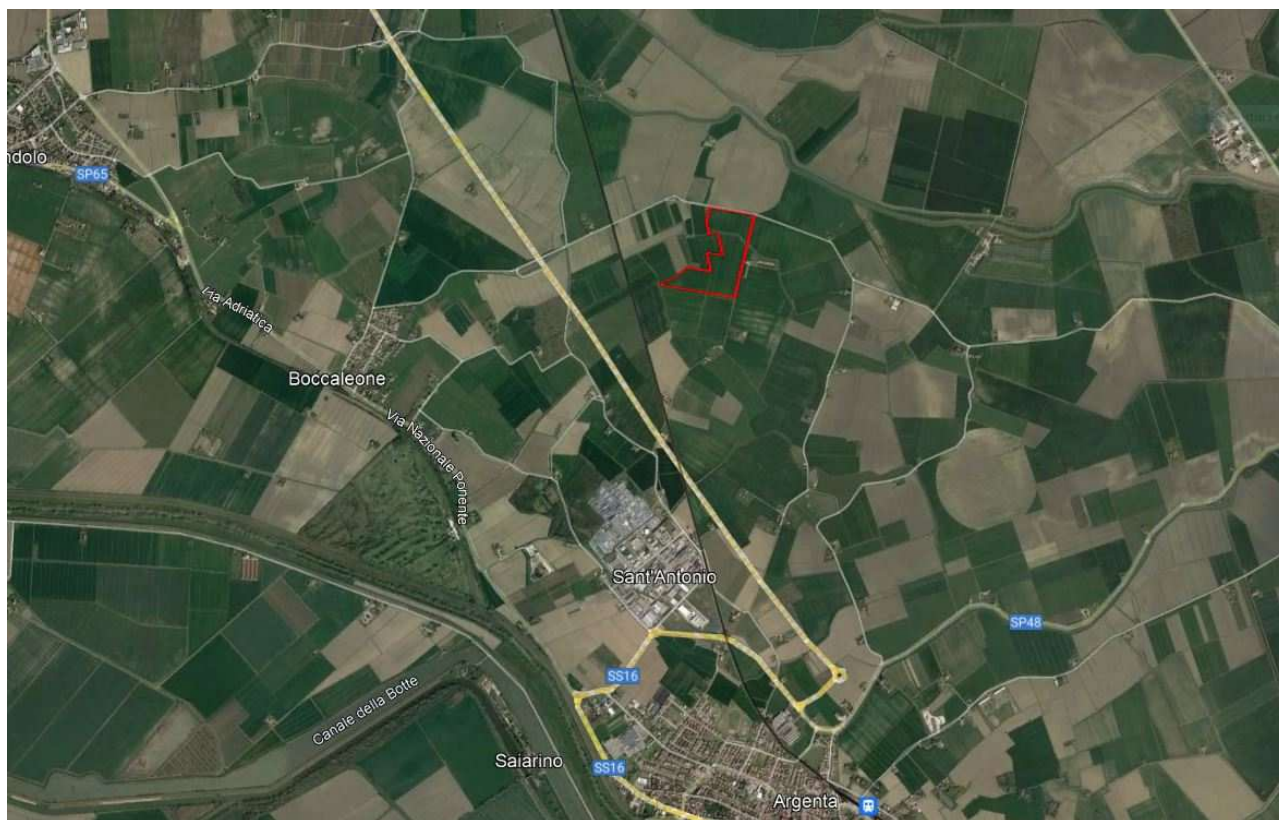


Figura 1. Area di studio.

A tal fine, in accordo con i Progettisti, sono state rispettivamente eseguite le seguenti prove:

- n.1 prova SCPTU spinta sino a – 30 metri dal p.c.
- n.3 prove CPTU spinte sino a – 20 metri dal p.c.
- n.1 sondaggio spinto sino a – 5 metri dal p.c.
- n.1 prova HVSr



Figura 2. Carta Ubicazione Prove.

La normativa di riferimento risulta la seguente:

- *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. 17 gennaio 2018 – Adeguamento alle Norme Tecniche per le Costruzioni.*

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO

La morfologia territoriale dell'area oggetto di studio, è il risultato di una evoluzione geomorfologica Olocenica della pianura ferrarese.

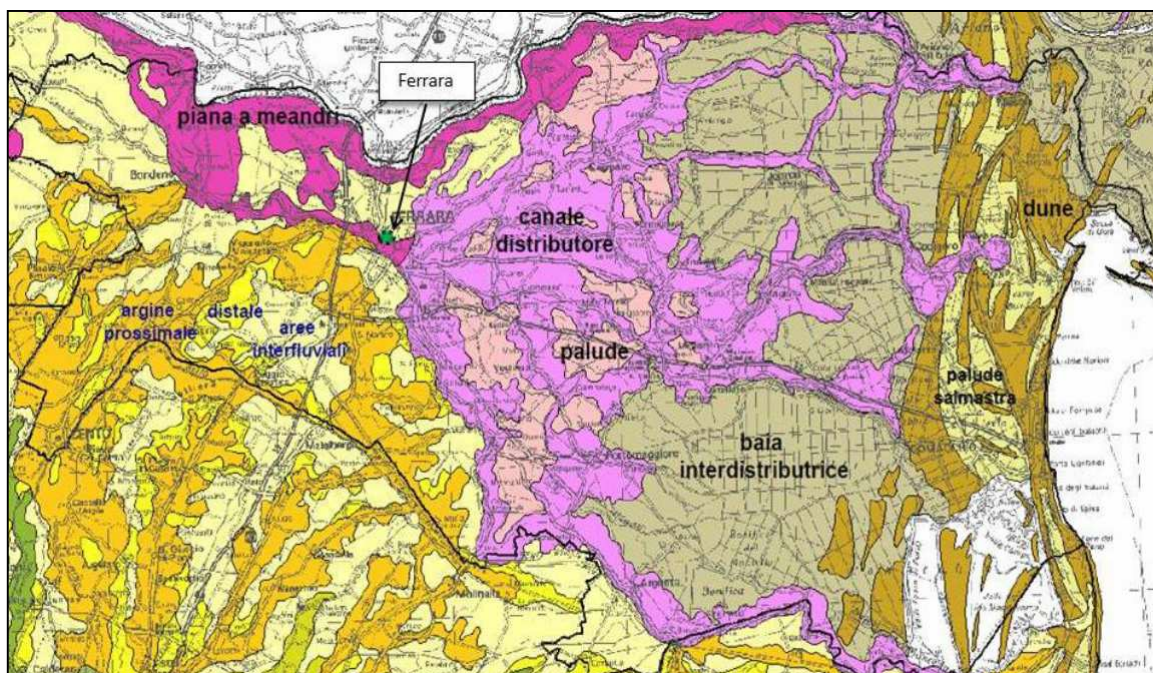


Figura 3. Stralcio della Cartografia Geologica e Pedologica del Servizio Geologico Regionale scala 1:50.000.

Dalla carta geologica-geomorfologica della provincia di Ferrara, si possono distinguere forme, quali "dossi" allungati e in leggero rilievo, corrispondenti agli argini o paleoalvei dei fiumi, e vaste "bassure" argillose e paludose corrispondenti alle aree di decantazione delle piene tracimate dagli argini.

La genesi di queste forme planiziali è legata alla modalità secondo le quali avvengono le tracimazioni di piena. Quando queste traboccano dal letto ordinario, generalmente attraverso canali di rottura, si espandono ai lati di esso, perdendo in velocità e perciò abbandonano via via il loro carico: i detriti più grossolani si arrestano ai lati del letto, o in forma di ventaglio di esondazione presso i canali, ove è maggiore l'energia di corrente; quelli più fini invece arrivano in sospensione anche nelle bassure più distanti (Panizza, 1995).

Pertanto in tutto il territorio provinciale ferrarese è possibile distinguere tre principali forme dominanti di superficie corrispondenti a:

- paleo-canali (microrilievi allungati oggi rimasti come paleo-alvei, dossi e non);
- canali di rotta associati e dei catini interfluviali (ove si decantano le argille e limi delle piene tracimate dagli alvei);
- ventagli d'esondazione (con diminuzione della granulometria del sedimento verso la base).

La genesi della pianura avviene quindi sia orizzontalmente, con il giustapporsi di diversi successivi corpi d'alveo, che verticalmente con il sovrapporsi di successivi cicli di riempimento dei bacini di esondazione. Parallelamente il fondo del letto si sopraeleva per il progressivo deposito di detriti alluvionali, cosicché il fiume si può trovare a scorrere su di un "alveo pensile", elevato sulla pianura circostante, anche in conseguenza alle arginature artificiali, costruite dall'uomo di pari passo con il naturale innalzamento del fondo dei fiumi, al fine di porsi al riparo dalle esondazioni.

La genesi di queste forme degradanti verso l'esterno dei corsi d'acqua è strettamente legata alla modalità secondo le quali avvengono le tracimazioni di piena.

Quando queste traboccano dal letto ordinario, generalmente attraverso canali di rotta, si espandono ai lati di esso, perdono in velocità e via via il loro carico: i detriti più grossolani si arrestano al lato del letto, o in forma di ventaglio di esondazione ove maggiore è l'energia della corrente; quelli più fini arrivano in sospensione anche nelle bassure più distanti (Panizza, 2007)

Al fine di inquadrare l'area oggetto di studio, si è fatto riferimento alla cartografia tematica del PSC associato dei comuni di Argenta, Migliarino, Ostellato, Portomaggiore e Voghiera.

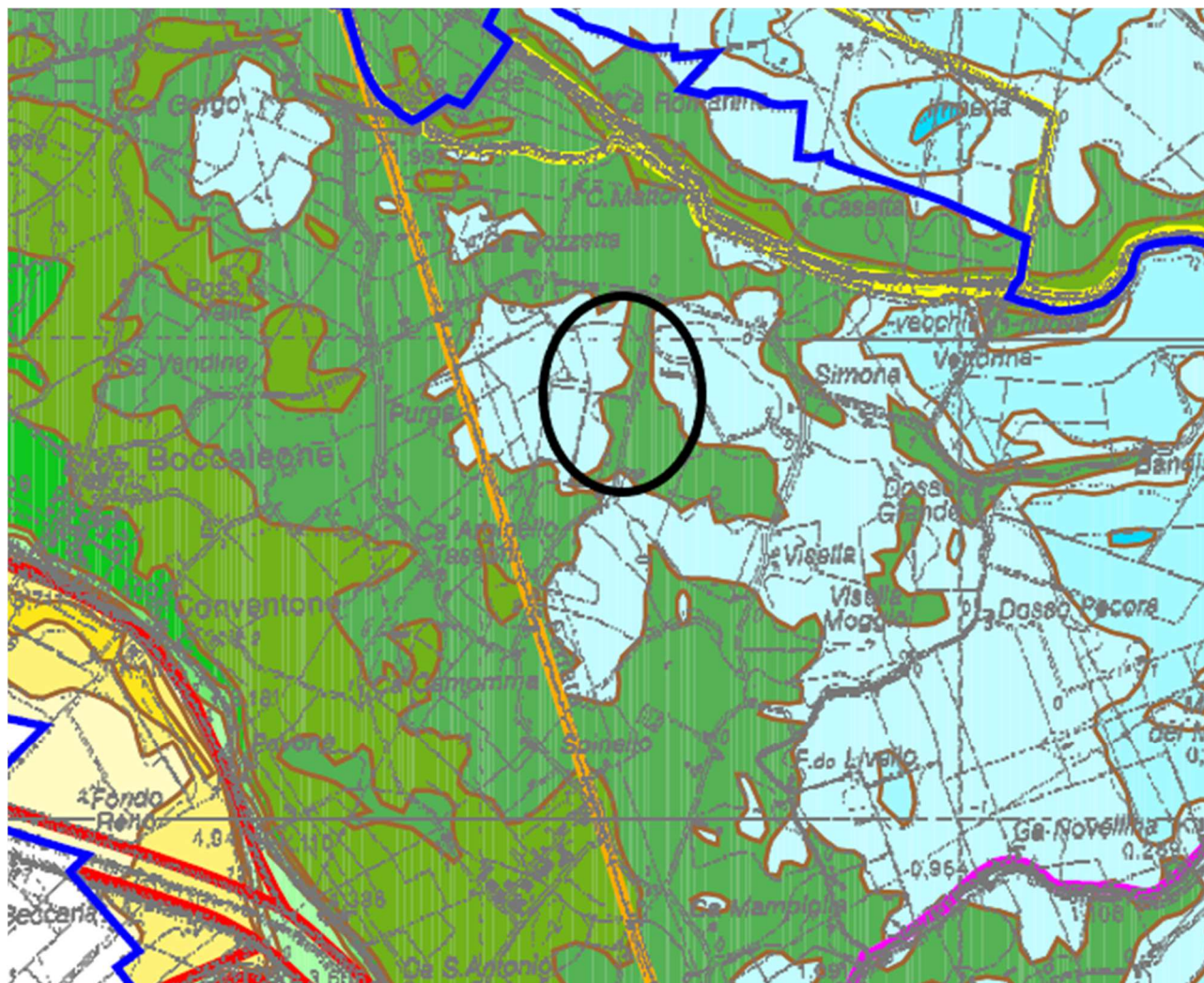


Figura 4. Carta Microrilievo tratta da PSC associato dei comuni di Argenta, Migliarino, Ostellato, Portomaggiore e Voghiera, con indicazione dell'area di studio.

Dall'analisi del microrilievo dell'area di indagine si può dire che essa ricade in una zona topograficamente depressa con quote mediamente comprese tra - 1 e +1 metri sul livello medio mare.

Dal punto di vista litologico, l'area d'indagine è inserita in una porzione di terreno superficialmente dominata da depositi a tessitura prevalentemente Argilla Limoso Sabbiosa (ALS).

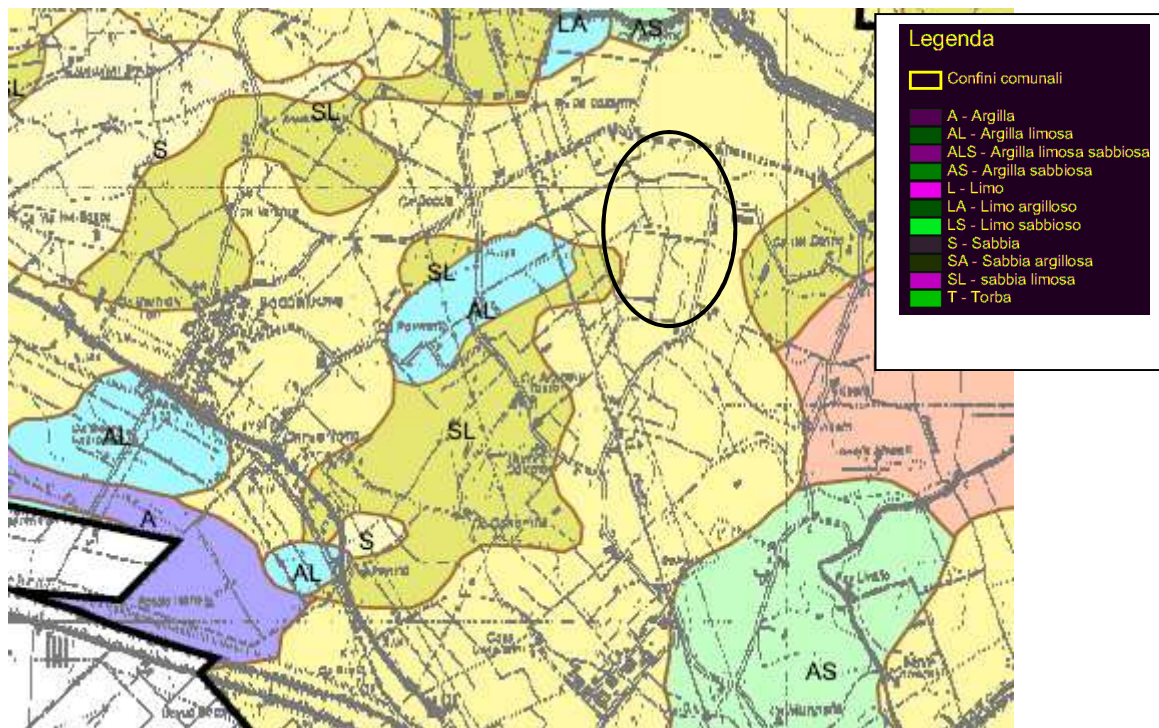


Figura 5. Carta della Litologia di superficie, tratta da PSC associato dei comuni di Argenta, Migliarino, Ostellato, Portomaggiore e Voghiera, con indicazione dell'area di studio.

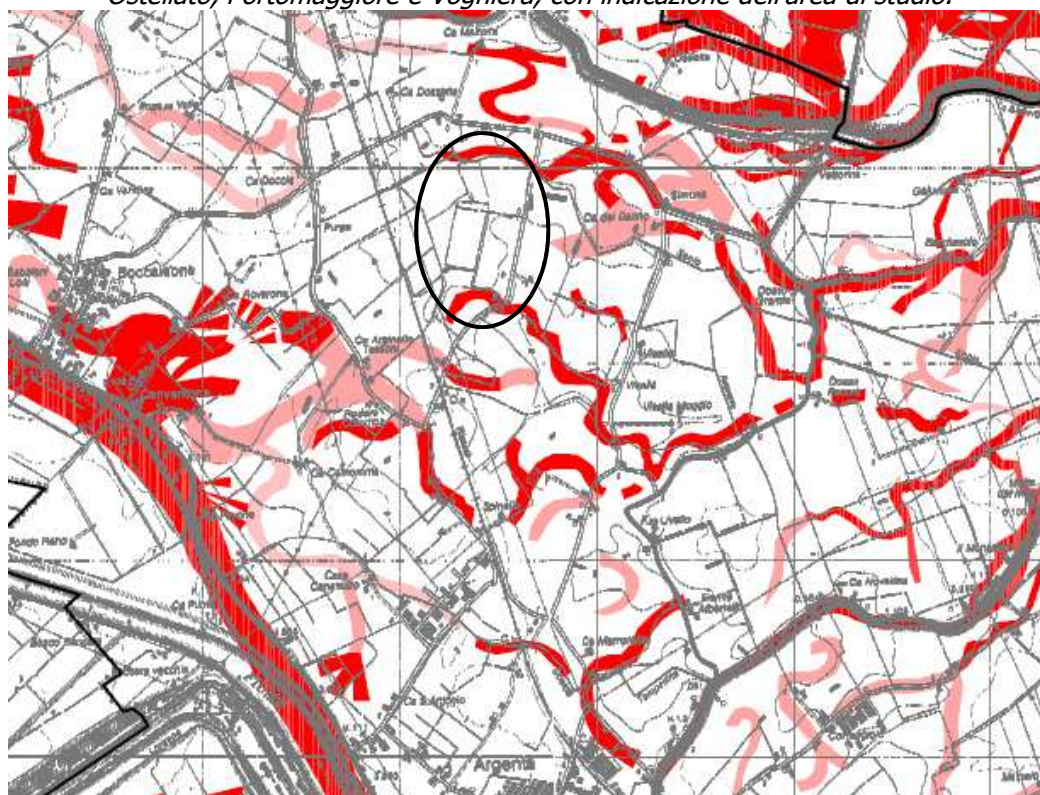


Figura 6. Carta geomorfologica tratta da PSC associato dei comuni di Argenta, Migliarino, Ostellato, Portomaggiore e Voghiera, con indicazione dell'area di studio.

Come si può vedere dalla carta geomorfologica inserita all'interno del PSC l'area di studio è situata in un contesto intervalveo; tale situazione giustifica anche la dominanza di depositi di sedimenti fini.

3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

La ricostruzione delle geometrie delle diverse unità e dei corpi litologici nelle porzioni più profonde delle successioni stratigrafiche, risulta di estrema importanza in quanto permette di delineare l'acquifero cartografandolo sia in affioramento che nel sottosuolo.

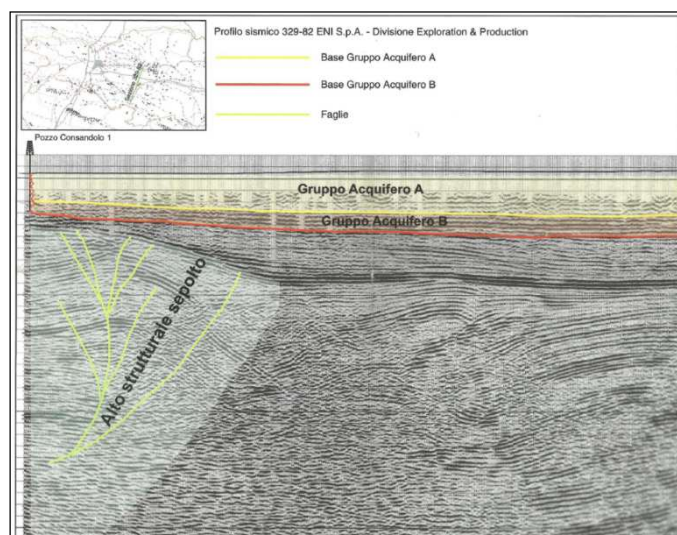


Figura 7. Esempio di profilo sismico utilizzato per lo studio geologico del sottosuolo (ENI S.p.A. Divisione Exploration&Production).

Nel settore emiliano orientale questi corpi sedimentari fanno parte di successioni che vanno dal Pleistocene medio-superiore all'Olocene. Pertanto dal punto di vista degli ambienti deposizionali, si passa da uno stadio di sedimentazione marina a uno stadio deposizionale marino-marginale e continentale.

Questa successione coincide con il Gruppo Acquifero A delle Riserve Idriche Sotterranee della Regione Emilia Romagna (RIS) (Regione Emilia-Romagna & ENI-AGIP, 1998). Nello specifico, l'acquifero che interessa l'area oggetto di studio ricade nel Gruppo Acquifero di tipo A, e nel più superficiale acquifero di tipo Freatico A0 essenzialmente caratterizzati da depositi fluvio-deltizi di origine padana.

N. pag.: 11/76



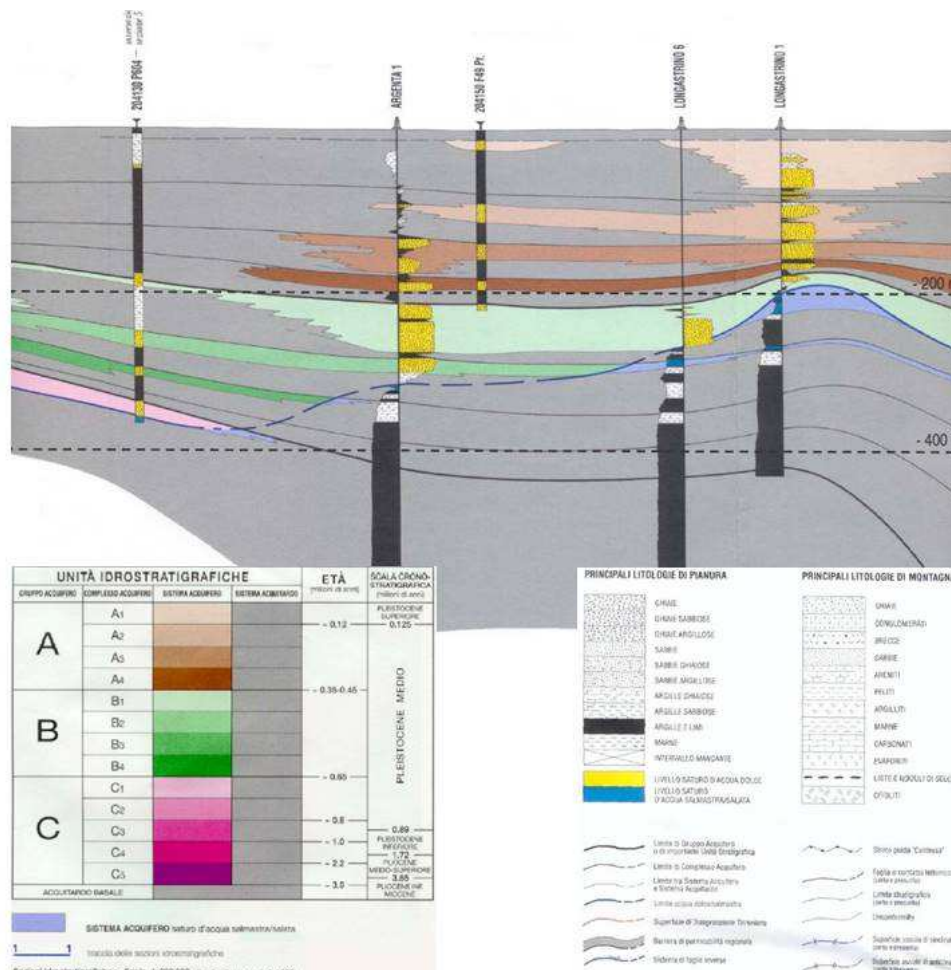


Figura 9. Sezione idro-stratigrafica con direzione WNW-ESE passante per il comune di Argenta; tratta da PSC associato dei comuni di Argenta, Migliarino, Ostellato, Portomaggiore e Voghiera, con indicazione dell'area di studio.

L'assetto idrogeologico dell'area oggetto di studio è stato definito, a livello generale, mediante consultazione della cartografia disponibile. In particolare è stata presa visione del PSC associato dei comuni di Argenta, Migliarino, Ostellato, Portomaggiore e Voghiera, e nello specifico la carta delle isobate.

Dall'analisi della cartografia della figura 10, il livello della superficie freatica è posto tra - 1.5 e - 2.5 metri dal piano campagna, nell'anno 2005.

In genere, i paleoalvei (con corpi sedimentari perlopiù limoso-sabbiosi) corrispondono a zone di distribuzione e di alimentazione della falda freatica, mentre i catini interfluviali (con corpi sedimentari argillosi) corrispondono a zone depresse di drenaggio e richiamo delle acque.

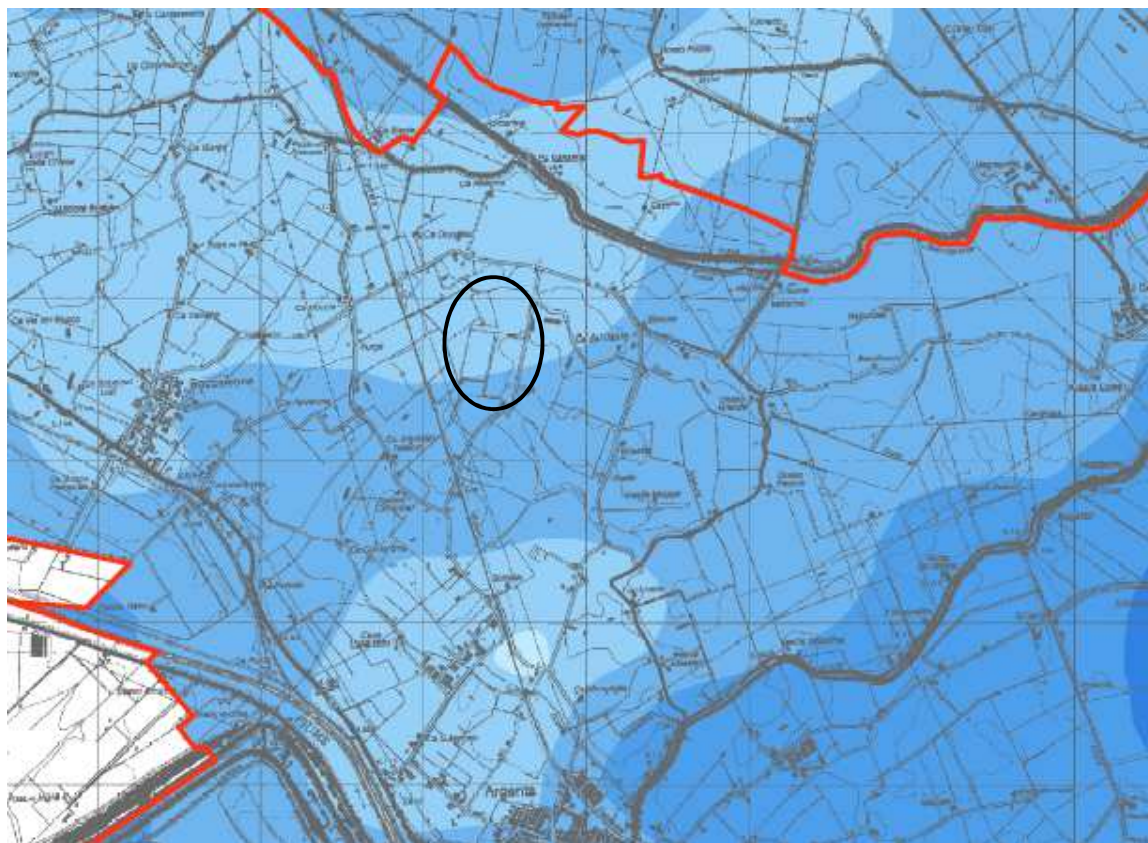


Figura 10. Carta delle isobate della profondità della superficie freatica in metri dal piano campagna tratta da PSC associato dei comuni di Argenta, Migliarino, Ostellato, Portomaggiore e Voghiera, con indicazione dell'area di studio.

Durante le indagini è stato possibile rilevare il livello statico della falda; i dati sono stati indicati nella tabella seguente

PROVA	LIVELLO DI FALDA
SCPTU	-2.80 m da p.c.
CPTU 1	-2.40 m da p.c.
CPTU 2	-1.95 m da p.c.
CPTU 3	-1.60 m da p.c.
SONDAGGIO	-1.40 m da p.c.

4 MICROZONAZIONE SISMICA

L'area della provincia di Ferrara è un bacino sedimentario caratterizzato dalla presenza di strati di terreno molto deformabili (depositi fluvio-deltizi) sovrastanti un substrato di più elevata rigidezza: in queste condizioni il moto sismico risultante in superficie può differire notevolmente dal moto in ingresso al basamento, a causa dell'azione filtrante esercitata dai depositi di terreni sciolti, con possibilità di esaltazione dell'ampiezza e della durata del moto sismico. Non esistono dunque zone stabili e tutta l'area è potenzialmente suscettibile di effetti stratigrafici di amplificazione delle sollecitazioni e del moto sismico.

In corrispondenza dei paleoalvei principali, dei paleoalvei secondari e dei ventagli e depositi di rotta e tracimazione, sono presenti corpi di materiale limoso-sabbioso sottofalda, da profondità variabili a seconda dell'epoca di origine (più o meno recente) del ramo fluviale e dell'eventuale epoca di estinzione. Questi corpi sabbiosi risultano potenzialmente liquefacibili e addensabili in caso di sisma, anche se l'occorrenza di tali fenomeni è fortemente condizionata dall'entità dello scuotimento sismico. Nelle zone di transizione le lenti sabbiose sono potenzialmente liquefacibili e addensabili. Tutte le zone di paleoalveo e di transizione sono quindi considerate potenzialmente instabili.






Purtroppo nell'area oggetto di studio non sono disponibili dati della Vs30, però si può vedere che all'interno del vicino centro abitato di Boccaleone è stato misurato un valore di Vs30 pari a 176 m/s (come da elaborati grafici della microzonazione sismica di III livello).






Figura 11. Carta Vs30 tratta da microzonazione sismica di III livello del Comune di Argenta.

Legenda



Zone di attenzione per instabilità



-  **ZA₁(L)** - Zone di Attenzione per Liquefazioni - Zona 1
Terreni di copertura costituiti prevalentemente da depositi sabbiosi con alternanza limo-sabbiosi per i primi 20-25 metri, caratterizzati da un generale aumento della granulometria e dell'addensamento al di sotto dei 10 metri, seguiti da depositi in prevalenza limo-argillosi a consistenza media.
-  **ZA₂(L)** - Zone di Attenzione per Liquefazioni - Zona 2
Terreni di copertura costituiti da un primo intervallo di 0-5 metri di depositi in prevalenza limo-argillosi a consistenza media, a cui seguono spessori di almeno 7 metri di argilla e limi a consistenza da media a bassa, con rare intercalazioni limo-sabbiose di spessore decimetrico. Oltre i 10 metri sono presenti livelli almeno metri di limi sabbiosi e sabbie ad addensamento da medio ad elevato, intervallati da spessori variabili e in genere in aumento con la profondità, di limi argillosi e argille a consistenza media.
-  **ZA₃(L)** - Zone di Attenzione per Liquefazioni - Zona 3
Terreni di copertura costituiti da un primo intervallo di 0-5 metri di depositi in prevalenza limo-sabbiosi, a cui seguono spessori di almeno 7 metri di argilla e limi a consistenza da media a bassa, con rare intercalazioni limo-sabbiose di spessore decimetrico. Oltre i 10 metri sono presenti livelli almeno metri di limi sabbiosi e sabbie ad addensamento da medio ad elevato, intervallati da spessori variabili e in genere in aumento con la profondità, di limi argillosi e argille a consistenza media.
-  **ZA₄(L)** - Zone di Attenzione per Liquefazioni - Zona 4
Terreni di copertura costituiti da un primo intervallo di almeno 10 metri di depositi in prevalenza limo-argillosi a consistenza da media a bassa seguiti da livelli almeno metri di limi sabbiosi e sabbie ad addensamento da medio ad elevato, intervallati da spessori variabili e in genere in aumento con la profondità, di limi argillosi e argille a consistenza media.
-  **ZA₅(L)** - Zone di Attenzione per Liquefazioni - Zona 5
Terreni di copertura costituiti da un primo intervallo di almeno 7 metri di depositi argillosi a consistenza bassa con offset livelli torbosi, seguiti da livelli almeno metri di limi sabbiosi e sabbie ad addensamento da medio ad elevato, intervallati da spessori variabili e in genere in aumento con la profondità, di limi argillosi e argille a consistenza media.

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

-  **Zona 4** - Terreni di copertura costituiti da un primo intervallo di almeno 10 metri di depositi in prevalenza limo-argillosi a consistenza da media a bassa seguiti da livelli almeno metri di limi sabbiosi e sabbie ad addensamento da medio ad elevato, intervallati da spessori variabili e in genere in aumento con la profondità, di limi argillosi e argille a consistenza media.
-  **Zona 5** - Terreni di copertura costituiti da un primo intervallo di almeno 7 metri di depositi argillosi a consistenza bassa con offset livelli torbosi, seguiti da livelli almeno metri di limi sabbiosi e sabbie ad addensamento da medio ad elevato, intervallati da spessori variabili e in genere in aumento con la profondità, di limi argillosi e argille a consistenza media.
-  **Zona 6** - Terreni di copertura costituiti da almeno 20 metri di depositi in prevalenza limo-argillosi a consistenza da media a bassa, con rare intercalazioni limo-sabbiose ad addensamento da basso a medio di spessore decimetrico, la cui frequenza aumenta in genere con la profondità.

Punti di misura di rumore ambientale

-  Misure di microtremore a stazione singola con valore della frequenza di risonanza fondamentale F_0 . Ampiezza massima ≤ 1 .
-  Misure di microtremore a stazione singola con valore della frequenza di risonanza fondamentale F_0 . Ampiezza massima ≤ 1 .

-  Aree oggetto di microzonazione sismica
-  Limiti amministrativi

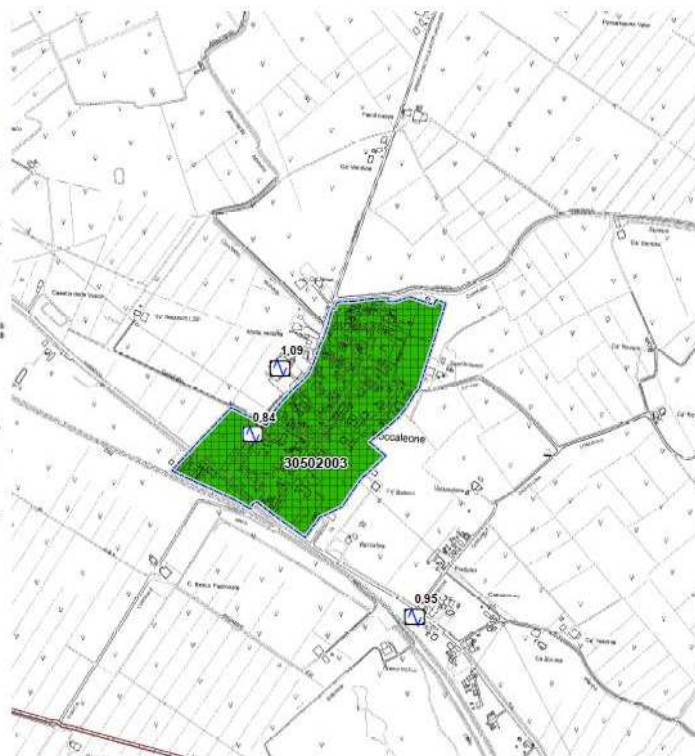


Figura 12. Carta delle zone suscettibili di amplificazioni locali ed instabilità tratta da microzonazione sismica di III livello del Comune di Argenta per la frazione di Boccaleone.

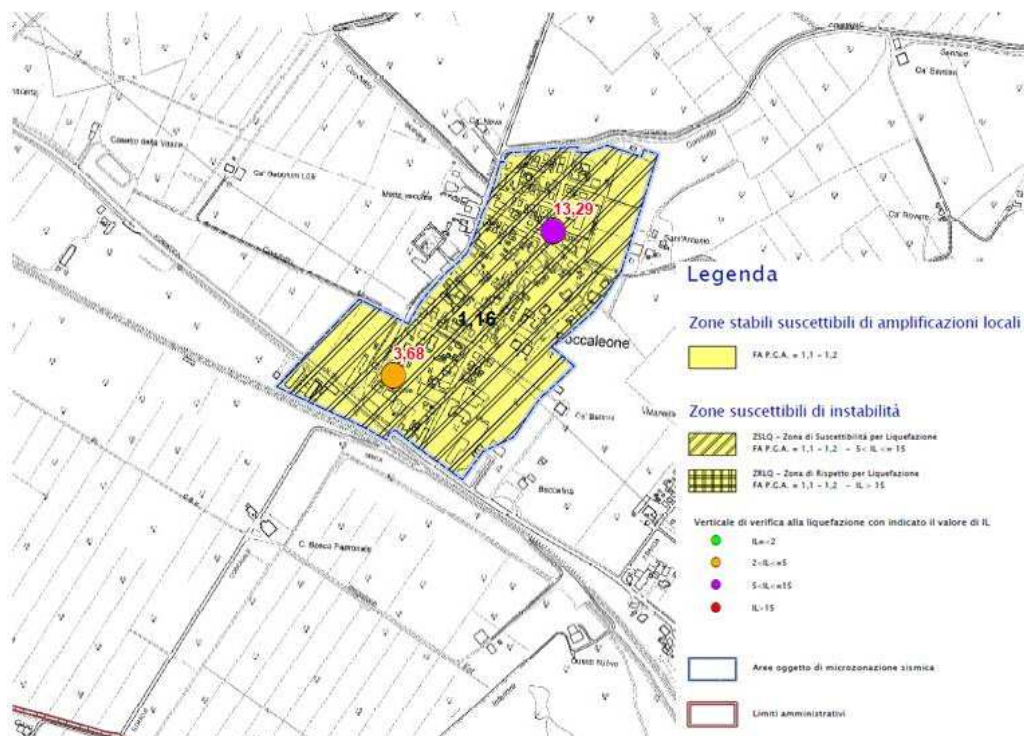


Figura 13. Carta delle PGA tratta da microzonazione sismica di III livello del Comune di Argenta per la frazione di Boccaleone.

Dall'osservazione degli elaborati grafici inseriti all'interno dello Studio di Microzonazione sismica del Comune di Argenta si vede come l'area di studio non sia stata indagata durante la realizzazione di tale lavoro, pertanto le zone per le quali è stata individuata suscettibilità ad amplificazione ed instabilità, più prossime all'area di nostro interesse sono quelle corrispondenti alla frazione di Boccaleone.

In base a tali risultati della microzonazione sismica di III livello del Comune di Argenta, le aree instabili sono state suddivise in quattro classi:

- aree caratterizzate da $IL \leq 2$
- aree caratterizzate da $2 < IL \leq 5$
- aree caratterizzate da $2 < IL \leq 5$
- aree caratterizzate da $IL > 15$

Come anticipato, l'area oggetto di studio non ricade all'interno delle aree soggette allo studio di microzonazione sismica in quanto si tratta di terreni agricoli, perciò sono disponibili solo i dati raccolti durante questa campagna di indagini

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

Le indagini geotecniche eseguite in situ sono:

- 1 prova SCPTU spinta sino a – 30 metri dal p.c.
- 3 prove CPTU spinta sino a – 20 metri dal p.c.
- 1 sondaggio geognostico a 5 metri

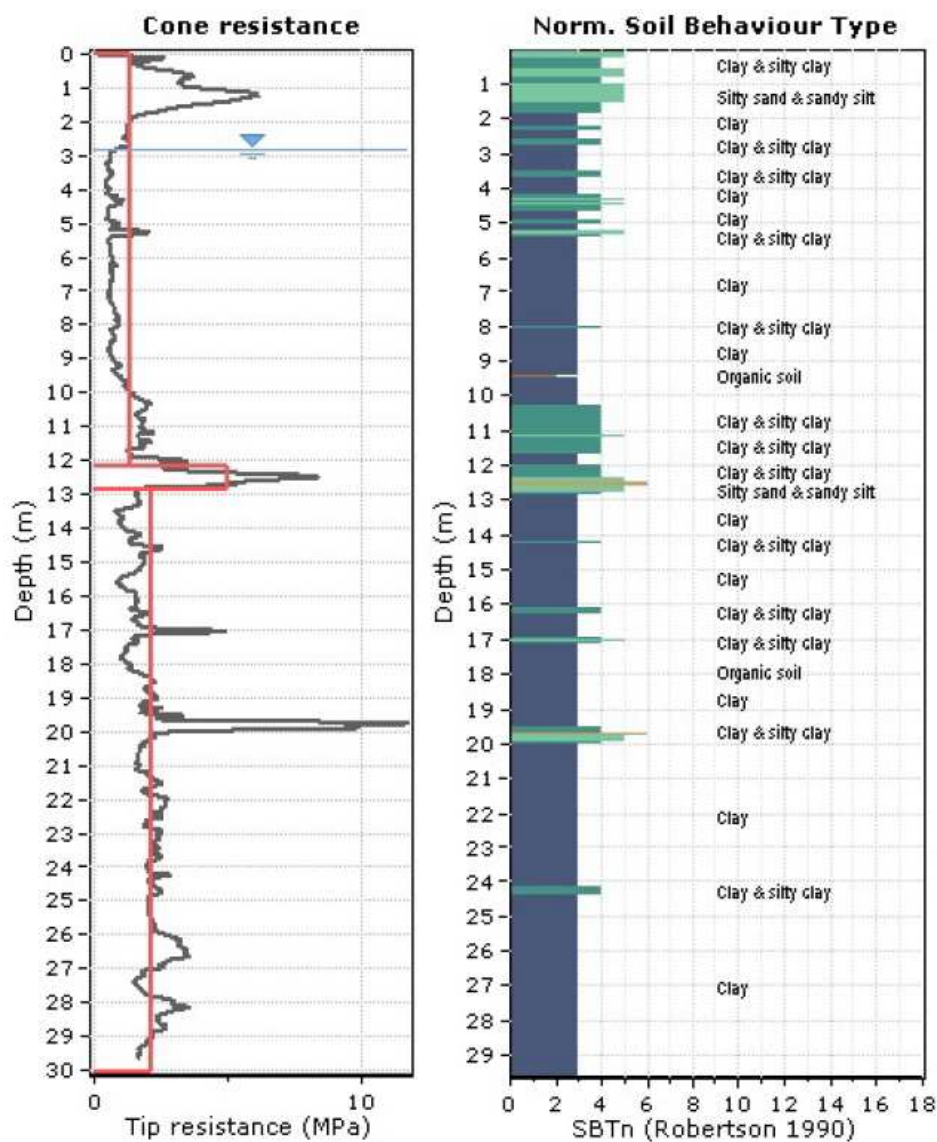
In corrispondenza del sondaggio S1 che ha raggiunto la profondità di 5 metri dal piano campagna si osserva una porzione superficiale di terreno agrario limoso argilloso, seguito da argille limose grigio scure (fino a -0.70 metri dal piano campagna). Tra -0.70 e -1.20 metri dal piano campagna è presente un livello leggermente più granulare di limo debolmente sabbioso, al di sotto del quale, fino a -5.00 metri di profondità, la successione risulta dominata da argille, a composizione più o meno limosa, di colore grigio/grigio-nocciola mentre tra -3.80 e -4.30 metri è presente un livello di argilla organica torbosa grigio scura e torba nera.

Dall'analisi dei dati raccolti attraverso le prove penetrometriche risulta che i terreni sono costituiti essenzialmente da alternanze di materiali fini (argille e limi) e granulari (sabbie), i primi

caratterizzano sempre la parte più alta della successione, ed in alcuni casi formano il “crostone superficiale” che si incontra in prossimità della superficie e si estende fino ad un paio di metri di profondità, al massimo. Tale intervallo è caratterizzato da materiali fini che si presentano estremamente asciutti e compatti, fornendo così elevati valori di resistenza alla punta (vedi SCPTU, CPTU 2 e CPTU 3).

Dal piano campagna fino a circa 10/12 metri di profondità la successione risulta dominata da depositi di materiale fine, quali argille e limi. Mentre a 10/12 metri di profondità si registra la presenza di un intervallo con spessore di circa un paio di metri di materiale prevalentemente sabbioso. In corrispondenza delle prove SCPTU e CPTU 3 i depositi compresi tra la base dell’intervallo sabbioso (12/13 metri di profondità circa) ed il fondo foro sono essenzialmente fini, costituiti da argille, argille limose e limi argillosi. In corrispondenza della prova CPTU 1 la successione risulta costituita da due intervalli sabbiosi di spessore metrico, infatti vi è un secondo livello compreso tra 15 e 16 metri dal piano campagna; tale livello è presente anche all’interno della prova CPTU 2 (alla medesima profondità), che non presenta però il livello sabbioso più superficiale. In entrambi i casi la serie è chiusa da argille limose e limi argillosi che si estendono fino a fondo foro.

5.1 PROVA PENETROMETRICA SCPTU



Livello da p.c. a – 12.10 metri dal p.c.

.: Layer No: 1 .:		
Code: 1	Start depth: 0.00 (m), End depth: 12.10 (m)	
Description: Clay & silty clay		
Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 1.36 ±1.11 MPa	Permeability: 1.60E-07 ±5.20E-07 m/s	Constrained Mod.: 16.55 ±20.67 MPa
Sleeve friction: 40.43 ±34.34 kPa	N ₆₀ : 5.98 ±3.28 blows	Go: 37.38 ±15.46 MPa
Ic: 2.91 ±0.31	Es: 0.00 ±0.00 MPa	Su: 71.31 ±47.30 kPa
SBT _n : 4	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 1.01 ±0.85
SBTn description: Clay & silty clay	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 4.66 ±3.91
	Unit weight: 16.93 ±1.08 kN/m³	

Livello da – 12.10 a – 12.80 metri dal p.c.

.: Layer No: 2 .:		
Code: 2	Start depth: 12.10 (m), End depth: 12.80 (m)	
Description: Silty sand & sandy silt		
Basic results		Estimation results
Total cone resistance: 4.96 ±2.06 MPa	Permeability: 1.83E-06 ±2.27E-06 m/s	Constrained Mod.: 80.67 ±47.19 MPa
Sleeve friction: 74.76 ±16.81 kPa	N ₆₀ : 16.31 ±4.19 blows	Go: 79.99 ±10.30 MPa
Ic: 2.38 ±0.28	Es: 67.73 ±7.14 MPa	Su: 0.00 ±0.00 kPa
SBT _n : 5	Dr (%): 39.02 ±4.86	Su ratio: 0.00 ±0.00
SBTn description: Silty sand & sandy silt	φ (degrees): 35.80 ±0.69 °	O.C.R.: 0.00 ±0.00
	Unit weight: 18.50 ±0.32 kN/m³	

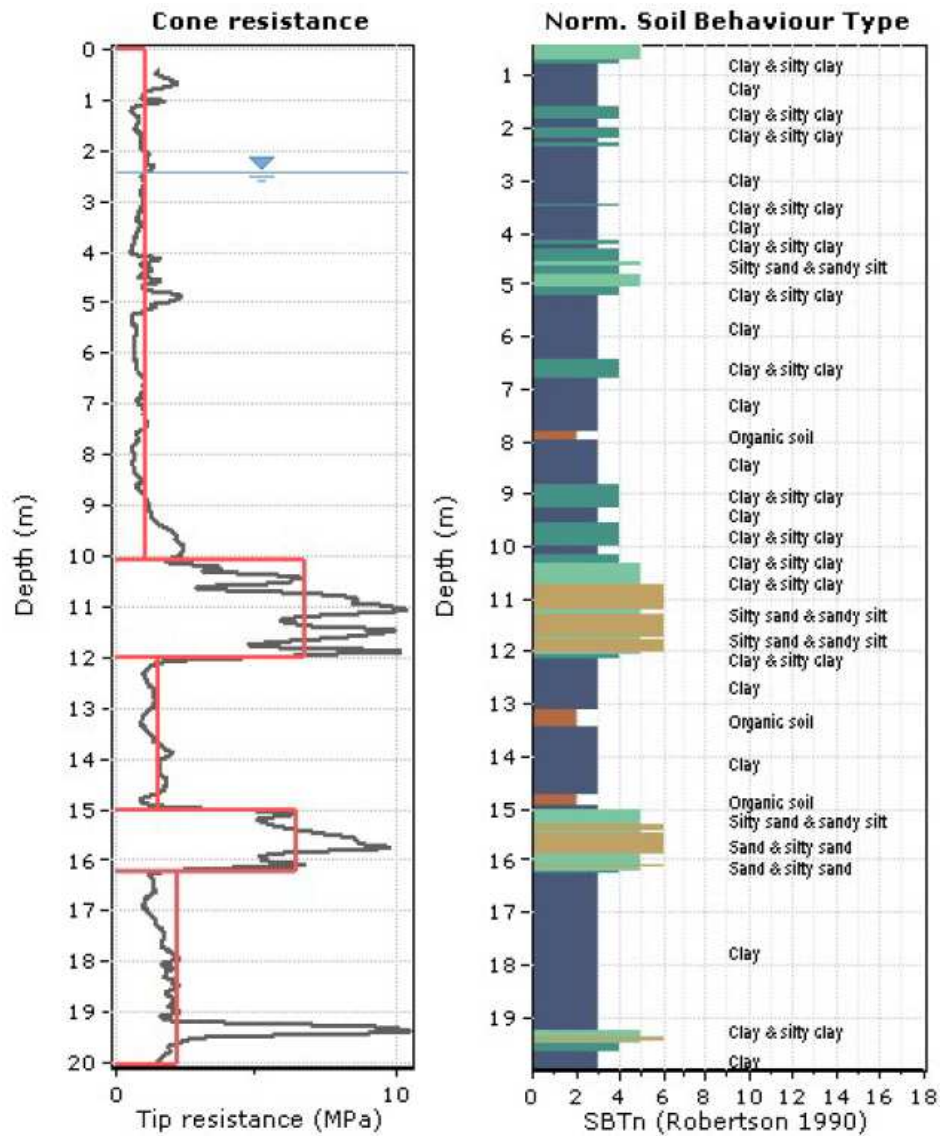
Livello da – 12.80 a – 30.00 metri dal p.c.

::: Layer No: 3 :::		
Code: 3	Start depth: 12.80 (m), End depth: 30.00 (m)	
Description: Clay		
Basic results		Estimation results
Total cone resistance: 2.15 ±1.15 MPa	Permeability: 7.44E-08 ±5.46E-07 m/s	Constrained Mod.: 18.12 ±23.09 MPa
Sleeve friction: 75.22 ±34.18 kPa	N ₆₀ : 11.61 ±3.53 blows	Go: 78.92 ±20.78 MPa
Ic: 3.13 ±0.21	Es: 0.00 ±0.00 MPa	Su: 117.01 ±38.45 kPa
SBT _n : 3	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 0.63 ±0.19
SBTn description: Clay	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 2.91 ±0.88
	Unit weight: 18.09 ±0.67 kN/m³	

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/m ³)
0.00	12.10	1.60E-07 (±5.20E-07)	6.0 (±3.3)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	16.5 (±20.7)	37.4 (±15.5)	71.3 (±47.3)	1.0 (±0.8)	4.7 (±3.9)	16.9 (±1.1)
12.10	0.70	1.83E-06 (±2.27E-06)	16.3 (±4.2)	67.7 (±7.1)	39.0 (±4.9)	35.8 (±0.7)	80.7 (±47.2)	80.0 (±10.3)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	18.5 (±0.3)
12.80	17.20	7.44E-08 (±5.46E-07)	11.6 (±3.5)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	18.1 (±23.1)	78.9 (±20.8)	117.0 (±38.4)	0.6 (±0.2)	2.9 (±0.9)	18.1 (±0.7)

Tab. 1 sintesi dei principali parametri geotecnici strato per strato.

5.2 PROVA PENETROMETRICA CPTU-1



Livello da p.c. a – 10.10 metri dal p.c.

.: Layer No: 1 .:		
Code: 1	Start depth: 0.00 (m), End depth: 10.10 (m)	
Description: Clay		
Basic results		Estimation results
Total cone resistance: 1.07 ±0.45 MPa	Permeability: 6.11E-08 ±2.42E-07 m/s	Constrained Mod.: 12.48 ±7.26 MPa
Sleeve friction: 36.61 ±20.63 kPa	N ₆₀ : 5.06 ±1.55 blows	Go: 33.83 ±8.83 MPa
Ic: 2.93 ±0.24	Es: 0.00 ±0.00 MPa	Su: 66.05 ±28.22 kPa
SBT _n : 3	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 1.03 ±0.40
SBTn description: Clay	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 4.75 ±1.85
	Unit weight: 16.97 ±0.65 kN/m³	

Livello da – 10.10 a – 12.00 metri dal p.c.

.: Layer No: 2 .:		
Code: 2	Start depth: 10.10 (m), End depth: 12.00 (m)	
Description: Silty sand & sandy silt		
Basic results		Estimation results
Total cone resistance: 6.67 ±2.30 MPa	Permeability: 1.66E-05 ±2.09E-05 m/s	Constrained Mod.: 103.79 ±35.80 MPa
Sleeve friction: 57.58 ±27.03 kPa	N ₆₀ : 17.86 ±3.93 blows	Go: 74.47 ±10.84 MPa
Ic: 2.07 ±0.32	Es: 59.88 ±8.93 MPa	Su: 0.00 ±0.00 kPa
SBT _n : 5	Dr (%): 43.89 ±5.85	Su ratio: 0.00 ±0.00
SBTn description: Silty sand & sandy silt	φ (degrees): 35.84 ±1.05 °	O.C.R.: 0.00 ±0.00
	Unit weight: 18.22 ±0.52 kN/m³	

Livello da – 12.00 a – 15.00 metri dal p.c.

.: Layer No: 3 .:		
Code: 3	Start depth: 12.00 (m), End depth: 15.00 (m)	
Description: Clay		
Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 1.46 ±0.60 MPa	Permeability: 1.06E-07 ±8.78E-07 m/s	Constrained Mod.: 12.97 ±11.65 MPa
Sleeve friction: 76.45 ±31.07 kPa	N ₆₀ : 8.33 ±1.66 blows	Go: 60.87 ±11.21 MPa
Ic: 3.21 ±0.27	Es: 0.00 ±0.00 MPa	Su: 82.88 ±26.16 kPa
SBT _n : 3	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 0.67 ±0.20
SBTn description: Clay	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 3.10 ±0.90
	Unit weight: 18.00 ±0.52 kN/m³	

Livello da – 15.00 a – 16.20 metri dal p.c.

:: Layer No: 4 ::		
Code: 4	Start depth: 15.00 (m), End depth: 16.20 (m)	
Description: Silty sand & sandy silt		
Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 6.36 ±1.66 MPa	Permeability: 9.47E-06 ±1.38E-05 m/s	Constrained Mod.: 98.04 ±28.95 MPa
Sleeve friction: 54.09 ±34.26 kPa	N ₆₀ : 18.30 ±2.70 blows	Go: 80.07 ±13.37 MPa
Ic: 2.14 ±0.26	Es: 63.95 ±10.07 MPa	Su: 0.00 ±0.00 kPa
SBT _n : 5	Dr (%): 37.31 ±4.76	Su ratio: 0.00 ±0.00
SBTn description: Silty sand & sandy silt	φ (degrees): 34.70 ±1.12 °	O.C.R.: 0.00 ±0.00
	Unit weight: 18.09 ±0.62 kN/m³	

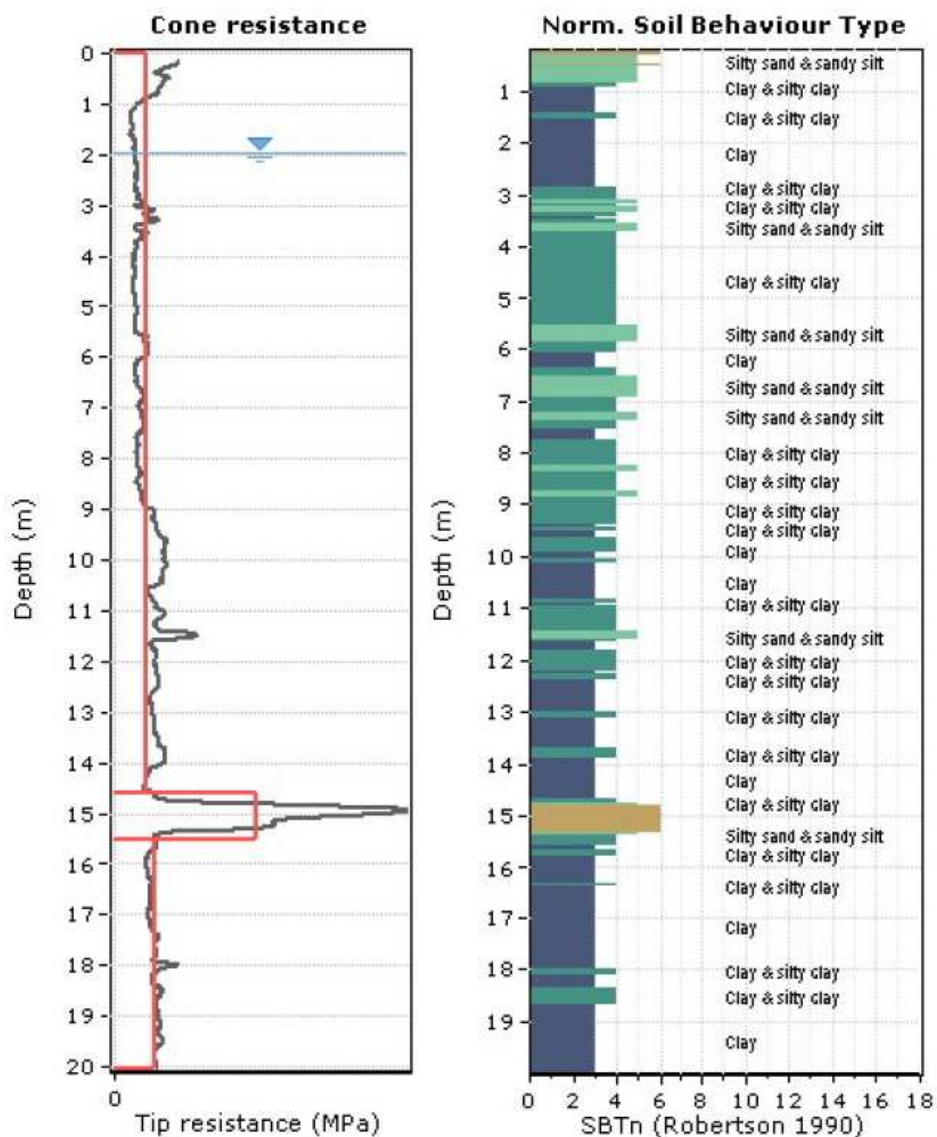
Livello da – 16.20 a – 20.00 metri dal p.c.

.: Layer No: 5 .:		
Code: 5	Start depth: 16.20 (m), End depth: 20.00 (m)	
Description: Clay		
Basic results		Estimation results
Total cone resistance: 2.18 ±1.77 MPa	Permeability: 2.77E-07 ±1.29E-06 m/s	Constrained Mod.: 22.22 ±35.91 MPa
Sleeve friction: 63.95 ±21.43 kPa	N ₆₀ : 10.68 ±4.14 blows	Go: 69.64 ±14.92 MPa
Ic: 3.08 ±0.29	Es: 0.00 ±0.00 MPa	Su: 102.61 ±31.56 kPa
SBT _n : 3	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 0.64 ±0.18
SBTn description: Clay	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 2.95 ±0.83
	Unit weight: 17.95 ±0.50 kN/m³	

From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT ₆₀ (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r (%)	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G _o (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m ³)
0.00	10.10	6.11E-08 (±2.42E-07)	5.1 (±1.6)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	12.5 (±7.3)	33.8 (±8.8)	66.1 (±28.2)	1.0 (±0.4)	4.8 (±1.9)	17.0 (±0.6)
10.10	1.90	1.66E-05 (±2.09E-05)	17.9 (±3.9)	59.9 (±8.9)	43.9 (±5.9)	35.8 (±1.0)	103.8 (±35.8)	74.5 (±10.8)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	18.2 (±0.5)
12.00	3.00	1.06E-07 (±8.78E-07)	8.3 (±1.7)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	13.0 (±11.7)	60.9 (±11.2)	82.9 (±26.2)	0.7 (±0.2)	3.1 (±0.9)	18.0 (±0.5)
15.00	1.20	9.47E-06 (±1.38E-05)	18.3 (±2.7)	64.0 (±10.1)	37.3 (±4.8)	34.7 (±1.1)	98.0 (±28.9)	80.1 (±13.4)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	18.1 (±0.6)
16.20	3.80	2.77E-07 (±1.29E-06)	10.7 (±4.1)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	22.2 (±35.9)	69.6 (±14.9)	102.6 (±31.6)	0.6 (±0.2)	2.9 (±0.8)	17.9 (±0.5)

Tab. 1 sintesi dei principali parametri geotecnici strato per strato.

5.3 PROVA PENETROMETRICA CPTU-2



Livello da p.c. a – 14.60 metri dal p.c.

::: Layer No: 1 :::		
Code: 1	Start depth: 0.00 (m), End depth: 14.60 (m)	
Description: Clay & silty clay		
Basic results		Estimation results
Total cone resistance: 2.07 ±0.74 MPa	Permeability: 3.78E-07 ±3.38E-06 m/s	Constrained Mod.: 27.79 ±12.00 MPa
Sleeve friction: 66.82 ±42.30 kPa	N ₆₀ : 8.75 ±3.09 blows	Go: 53.66 ±20.70 MPa
Ic: 2.70 ±0.22	Es: 0.00 ±0.00 MPa	Su: 132.92 ±44.64 kPa
SBT _n : 4	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 1.63 ±0.37
SBTn description: Clay & silty clay	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 7.51 ±1.72
	Unit weight: 17.80 ±0.92 kN/m ³	

Livello da – 14.60 a – 15.50 metri dal p.c.

:: Layer No: 2 ::		
Code: 2	Start depth: 14.60 (m), End depth: 15.50 (m)	
Description: Silty sand & sandy silt		
Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 8.91 ±5.59 MPa	Permeability: 1.65E-05 ±2.05E-05 m/s	Constrained Mod.: 125.73 ±75.09 MPa
Sleeve friction: 82.61 ±36.52 kPa	N ₆₀ : 23.57 ±10.69 blows	Go: 97.27 ±27.29 MPa
Ic: 2.17 ±0.42	Es: 88.10 ±18.53 MPa	Su: 0.00 ±0.00 kPa
SBT _n : 5	Dr (%): 50.81 ±10.58	Su ratio: 0.00 ±0.00
SBTn description: Silty sand & sandy silt	φ (degrees): 37.23 ±1.92 °	O.C.R.: 0.00 ±0.00
	Unit weight: 18.70 ±0.76 kN/m³	

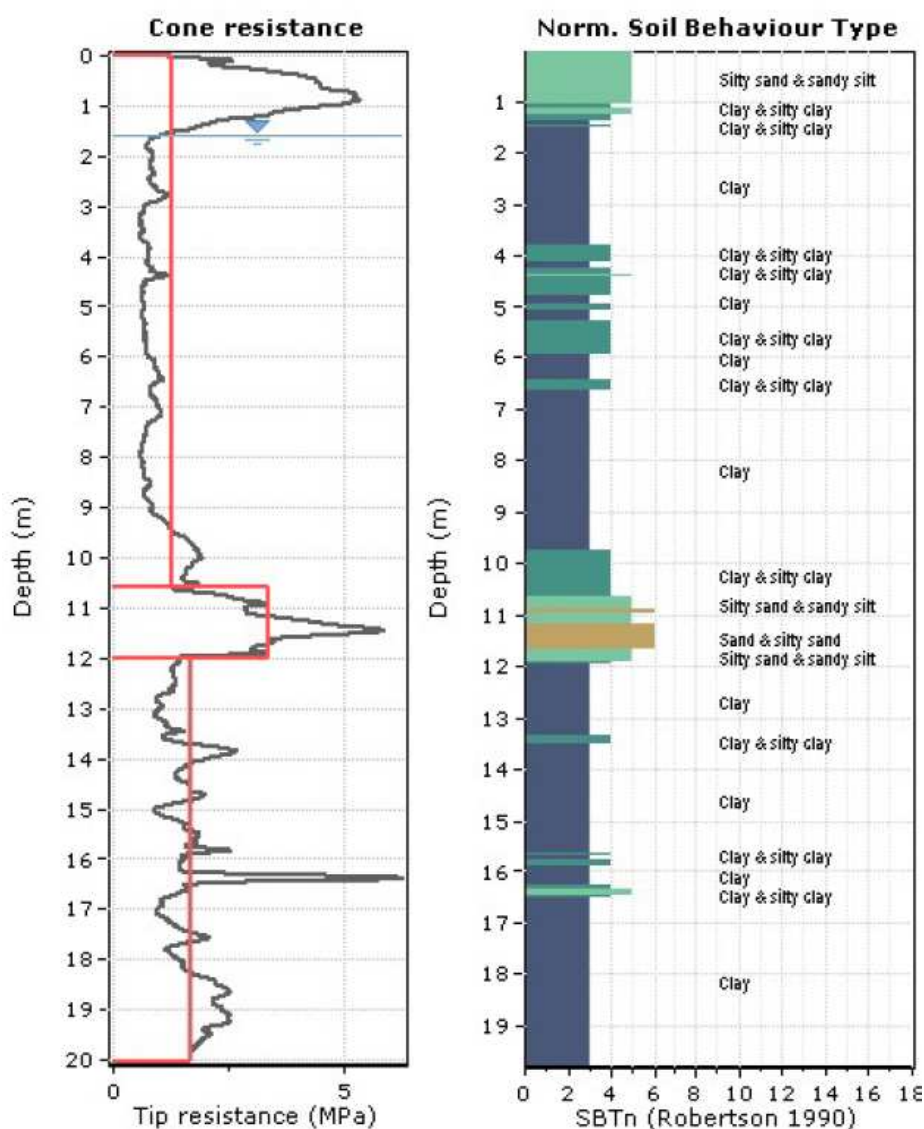
Livello da – 15.50 a – 20.00 metri dal p.c.

.: Layer No: 3 .:		
Code: 3	Start depth: 15.50 (m), End depth: 20.00 (m)	
Description: Clay		
Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 2.55 ±0.32 MPa	Permeability: 1.49E-08 ±1.75E-08 m/s	Constrained Mod.: 29.77 ±5.42 MPa
Sleeve friction: 86.45 ±25.35 kPa	N ₆₀ : 12.67 ±1.35 blows	Go: 83.49 ±11.00 MPa
Ic: 2.94 ±0.12	Es: 0.00 ±0.00 MPa	Su: 159.35 ±21.80 kPa
SBT _n : 3	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 0.98 ±0.12
SBTn description: Clay	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 4.55 ±0.54
	Unit weight: 18.42 ±0.39 kN/m³	

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/m ³)
0.00	14.60	3.78E-07 (±3.38E-06)	8.8 (±3.1)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	27.8 (±12.0)	53.7 (±20.7)	132.9 (±44.6)	1.6 (±0.4)	7.5 (±1.7)	17.8 (±0.9)
14.60	0.90	1.65E-05 (±2.05E-05)	23.6 (±10.7)	88.1 (±18.5)	50.8 (±10.6)	37.2 (±1.9)	125.7 (±75.1)	97.3 (±27.3)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	18.7 (±0.8)
15.50	4.50	1.49E-08 (±1.75E-08)	12.7 (±1.3)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	29.8 (±5.4)	83.5 (±11.0)	159.4 (±21.8)	1.0 (±0.1)	4.5 (±0.5)	18.4 (±0.4)

Tab. 1 sintesi dei principali parametri geotecnici strato per strato.

5.4 PROVA PENETROMETRICA CPTU-3



Livello da p.c. a – 10.60 metri dal p.c.

.: Layer No: 1 .:		
Code: 1	Start depth: 0.00 (m), End depth: 10.60 (m)	
Description: Clay & silty clay		
Basic results		Estimation results
Total cone resistance: 1.28 ±1.08 MPa	Permeability: 1.24E-07 ±3.26E-07 m/s	Constrained Mod.: 15.66 ±17.37 MPa
Sleeve friction: 39.11 ±35.96 kPa	N ₆₀ : 5.46 ±3.20 blows	Go: 33.93 ±14.96 MPa
Ic: 2.87 ±0.25	Es: 0.00 ±0.00 MPa	Su: 61.46 ±33.97 kPa
SBT _n : 4	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 1.00 ±0.61
SBTn description: Clay & silty clay	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 4.60 ±2.84
Unit weight: 16.86 ±1.05 kN/m³		

Livello da – 10.60 a – 12.00 metri dal p.c

:: Layer No: 2 ::		
Code: 2	Start depth: 10.60 (m), End depth: 12.00 (m)	
Description: Silty sand & sandy silt		
Basic results		Estimation results
Total cone resistance: 3.33 ±1.16 MPa	Permeability: 5.06E-06 ±5.25E-06 m/s	Constrained Mod.: 55.08 ±20.46 MPa
Sleeve friction: 18.31 ±18.29 kPa	N ₆₀ : 9.76 ±2.31 blows	Go: 43.24 ±9.52 MPa
Ic: 2.19 ±0.29	Es: 33.72 ±6.59 MPa	Su: 0.00 ±0.00 kPa
SBT _n : 5	Dr (%): 31.14 ±4.68	Su ratio: 0.00 ±0.00
SBTn description: Silty sand & sandy silt	φ (degrees): 32.61 ±0.86 °	O.C.R.: 0.00 ±0.00
	Unit weight: 16.40 ±0.87 kN/m³	

Livello da – 12.00 a – 20.00 metri dal p.c.

.: Layer No: 3 .:		
Code: 3	Start depth: 12.00 (m), End depth: 20.00 (m)	
Description: Clay		
Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 1.67 ±0.68 MPa	Permeability: 2.34E-08 ±1.58E-07 m/s	Constrained Mod.: 15.42 ±12.01 MPa
Sleeve friction: 71.81 ±36.61 kPa	N ₆₀ : 9.09 ±2.53 blows	Go: 62.98 ±17.53 MPa
Ic: 3.12 ±0.18	Es: 0.00 ±0.00 MPa	Su: 95.48 ±32.82 kPa
SBT _n : 3	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 0.73 ±0.23
SBTn description: Clay	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 3.39 ±1.08
	Unit weight: 17.91 ±0.73 kN/m³	

From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT ₇₅₀ (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/m ³)
0.00 10.60	10.60	1.24E-07 (±3.26E-07)	5.5 (±3.2)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	15.7 (±17.4)	33.9 (±15.0)	61.5 (±34.0)	1.0 (±0.6)	4.6 (±2.8)	16.9 (±1.1)
10.60 12.00	1.40	5.06E-06 (±5.25E-06)	9.8 (±2.3)	33.7 (±6.6)	31.1 (±4.7)	32.6 (±0.9)	55.1 (±20.5)	43.2 (±9.5)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	16.4 (±0.9)
12.00 20.00	8.00	2.34E-08 (±1.58E-07)	9.1 (±2.5)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	15.4 (±12.0)	63.0 (±17.5)	95.5 (±32.8)	0.7 (±0.2)	3.4 (±1.1)	17.9 (±0.7)

Tab. 3 sintesi dei principali parametri geotecnici strato per strato.

6 CALCOLO Vs30

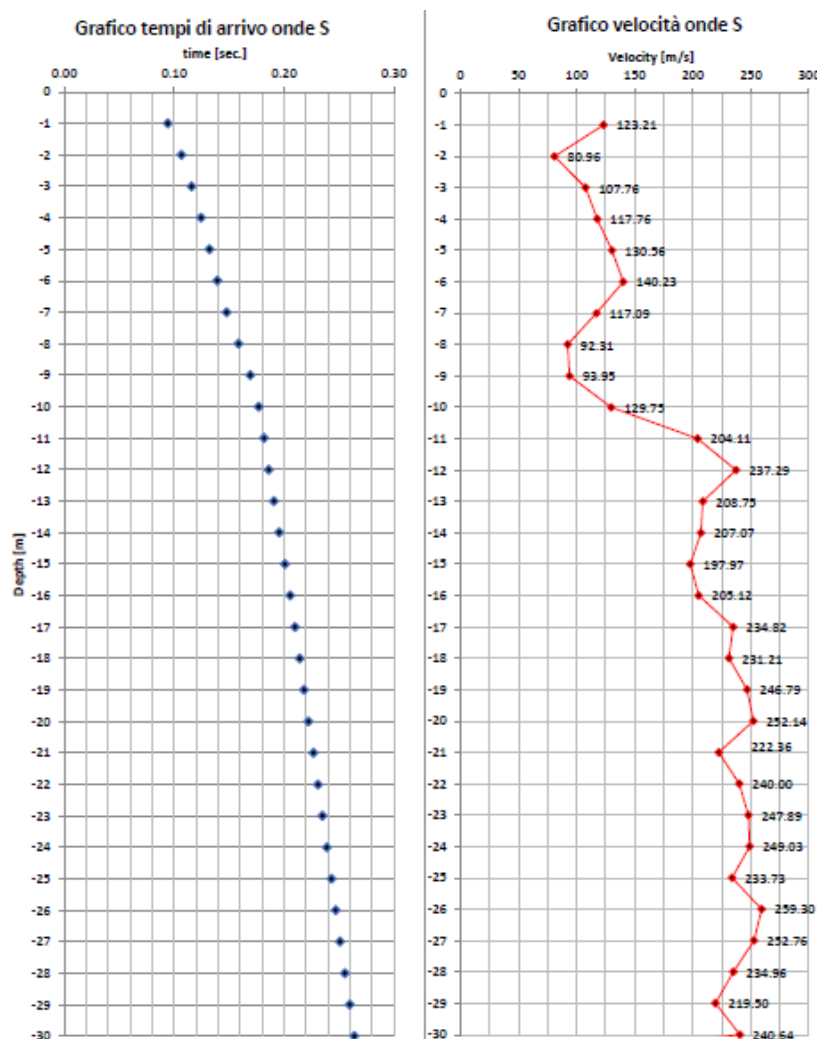
Per la valutazione della Vs30 con metodo diretto, si è utilizzato il piezocono sismico.

Il valore di Vs30 viene calcolato con la seguente formulazione:

$$Vs30 = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{Vs_i}}$$

La Vs 30 è risultata pari a 171.73 m/sec, rientrando nei terreni di:

Categoria D: "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o 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 m/s e 180 m/s."



6.1 MISURA HV SR

Il presente capitolo illustra la metodologia di acquisizione, la strumentazione utilizzata, le tecniche e le modalità di inversione/interpretazione, evidenziando i risultati ottenuti con la campagna di prospezione geofisica a supporto della caratterizzazione sismica del sottosuolo.

L'indagine geofisica proposta si avvale della metodologia basata sull'acquisizione ed analisi dei microtremori, con processo di inversione e interpretazione secondo la metodologia di analisi del rapporto spettrale H/V o di Nakamura.

La tecnica di sismica passiva a stazione singola denominata HVSR (Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio), e comunemente nota con il termine H/V (rapporto tra le componenti spettrali orizzontali H e verticale V) fu applicata e resa popolare da Nakamura (1989). La sismica passiva è una tecnica di indagine geofisica non invasiva che consiste nell'acquisizione del rumore sismico ambientale. È definita passiva in quanto la sorgente non viene attivata artificialmente, ma utilizza il rumore ambientale, onnipresente ed ubiquitario, legato a fattori naturali e antropici, caratterizzato da un'ampia banda di frequenza.

Il vantaggio di questa tecnica risiede nel fatto che la sorgente utilizzata presenta una lunghezza d'onda e una profondità di propagazione di gran lunga maggiore di quella delle onde elastiche generate artificialmente.

Di contro, tale tecnica presenta una minor risoluzione spaziale e spesso risulta di difficile interpretazione.

La struttura del campo d'onda del rumore sismico ambientale è chiaramente condizionata dalla tipologia di sorgente interessata (sia essa naturale, come le onde marine, o antropica, come il traffico veicolare) e dalle proprietà meccaniche dei depositi di terreno.

Infatti, la sorgente del rumore genera un treno d'onde che viene percepito nel punto di misura con caratteristiche dipendenti dalla consistenza delle sollecitazioni nelle componenti orizzontali e verticali e dai fenomeni di riflessione o rifrazione che avvengono nel percorso dalla sorgente al sito.

Le sorgenti del rumore ambientale si possono classificare in due categorie principali: antropiche e naturali, le quali sono caratterizzate da differenti range di frequenza.

Alle basse frequenze ($f < 1$ Hz), l'origine del rumore ambientale è essenzialmente naturale, con particolare riferimento al microsisma marino, la cui massima energia è compresa nella banda 0.05-0.5 Hz.

Alle alte frequenze ($f > 1$ Hz), l'origine del rumore sismico è legata prevalentemente alle attività svolte dall'uomo (traffico, macchinari, ecc.).

Tali sorgenti sono percepibili perlopiù sulla superficie della terra e immediatamente al disotto di essa, e spesso mostrano una forte variazione temporale tra le ore diurne e notturne.

Il limite di 1 Hz, sopra considerato, è chiaramente indicativo in quanto dipende dalle condizioni dell'ambiente circostante che può variare, ad esempio, fra una città e l'altra.

Le sorgenti energetiche a bassa frequenza sono spesso distanti, essendo situate in zone marine, e la loro energia si propaga sotto forma di onde superficiali.

Queste onde sono caratterizzate da una notevole lunghezza d'onda, la quale permette una consistente penetrazione del segnale in profondità.

Il metodo presuppone che, calcolando il rapporto spettrale H/V, da registrazioni di microtremori indotti sia da fenomeni naturali, sia da fenomeni antropici, si possano determinare le frequenze alle quali il moto del terreno viene amplificato, per risonanza dovuta ad effetti topografici e/o stratigrafici, durante un sisma.

Questa metodologia di indagine è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque.

Le basi teoriche della tecnica HVSr si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremori.

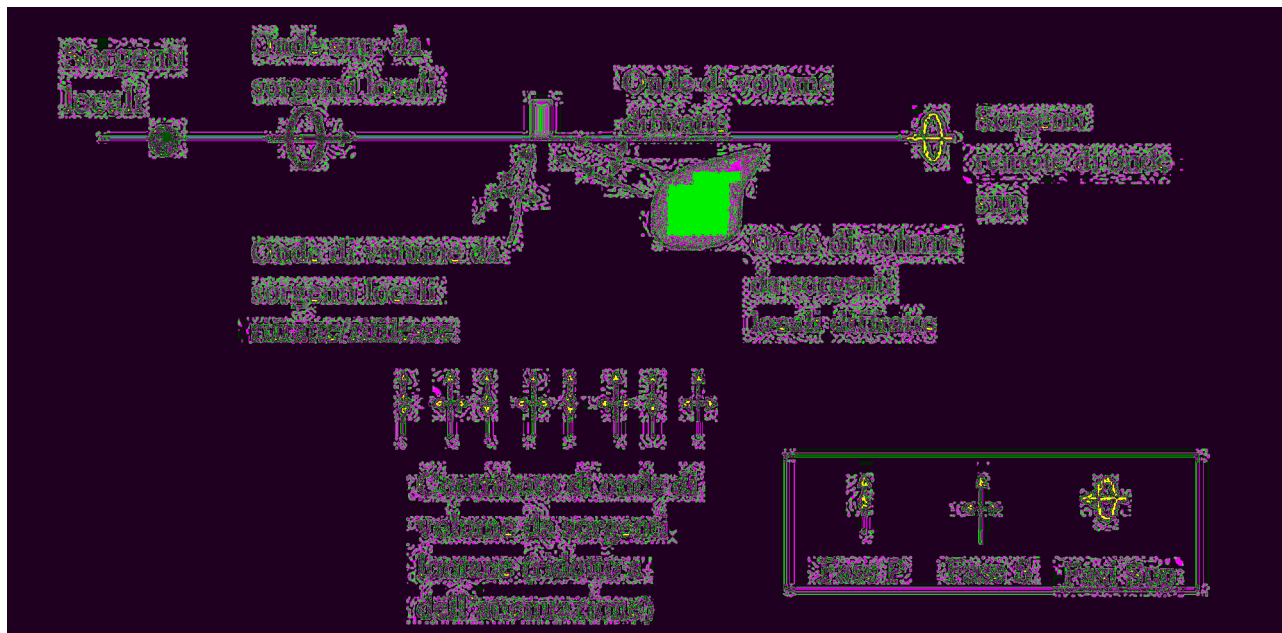
La forma di un'onda registrata in un sito oggetto di indagine è funzione di:

1. dalla forma dell'onda prodotta dall'insieme delle sorgenti s dei microtremori;
2. dal percorso dell'onda dalle sorgenti s fino alla posizione x del sito oggetto di indagine e funzione dei processi di attenuazione, riflessione, rifrazione e canalizzazione di guida d'onda;
3. dalla modalità di acquisizione dello strumento in funzione dei parametri e delle caratteristiche strumentali.

Nel tragitto dalla sorgente s al sito x le onde elastiche (sia di origine sismica che dovute al microtremore) subiscono riflessioni, rifrazioni, canalizzazioni per fenomeni di guida d'onda ed attenuazioni che dipendono dalla natura del sottosuolo attraversato.

Questo significa che se da un lato l'informazione relativa alla sorgente viene persa e non sono più applicabili le tecniche della sismica classica, è presente comunque una parte di informazioni correlata al contenuto frequenziale del segnale che può essere estratta e che permette di ottenere

informazioni relative al percorso del segnale ed in particolare relative alla struttura locale vicino al sensore.



Modalità di generazione e propagazione microtremore

Le conoscenze e le informazioni che si possono ottenere dall'analisi ed interpretazione di una registrazione di questo tipo sono:

- ove esistente, la frequenza caratteristica di risonanza del sito che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale ai fini dell'individuazione di adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi;
- ove determinabile, la frequenza fondamentale di risonanza di un edificio, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso, a seguito di analisi correlate sarà possibile confrontare le frequenze di sito e dell'edificio, e valutare se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la velocità media delle onde di taglio V_s calcolata tramite uno specifico software di calcolo, per cui è possibile determinare la V_{s30} e la relativa categoria del suolo di fondazione come richiesto dalle N.T.C. 2018;

- la stratigrafia del sottosuolo con un ampio range di profondità di indagine, e secondo il principio che in termini di stratigrafia del sottosuolo, uno strato è inteso come unità distinta, in termini di contrasto d'impedenza sismica.

Per le acquisizioni di sismica passiva HVSR le registrazioni sono state effettuate con il tromografo digitale TROMINO® ZERO 3G (della MoHo srl).

Tale apparecchio portatile tutto-in-uno di dimensioni 10x7x14 cm, e 1 kg di peso, dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati N-S, E-W e Up-Down, alimentato da 2 batterie AA da 1.5 V, fornito di GPS interno e senza cavi esterni, consente l'acquisizione e la registrazione del "rumore sismico ambientale" (microtremore), ossia vibrazioni nel terreno generate da sorgenti non controllate che provocano piccolissimi spostamenti e che sono rilevabili in qualsiasi punto della superficie terrestre: l'intervallo di frequenze che si può acquisire è molto ampio $<0.5 \text{ Hz} \div >10 \text{ Hz}$. L'elaborazione dei dati è stata effettuata tramite il software "Grilla", fornito a supporto dello strumento utilizzato: esso permette di definire gli spettri delle singole componenti (N-S, E-W e UP-DOWN), di effettuare le analisi H/V e di valutare la VS30.

Per considerare la misura ottenuta come una stima dell'ellitticità delle onde di Rayleigh è necessario che:

1. i rapporti H/V ottenuti sperimentalmente siano "stabili" ovvero frutto di un campionamento statistico adeguato;
2. gli effetti di sorgente siano stati effettivamente mediati ovvero non ci siano state sorgenti "dominanti";
3. la misura non contenga errori sistematici (per es. dovuti ad un cattivo accoppiamento dello strumento con il terreno).

Nel sito oggetto di studio sono state effettuate n°1 acquisizioni su terreno naturale: la registrazione del rumore sismico ambientale ha avuto una durata di 20' alla frequenza di campionamento di 128 Hz ritenuta la più indicata per la tipologia di indagine.

Le condizioni meteo erano buone, ma con presenza di vento.

Dalle registrazioni del rumore sismico ambientale in campo libero è stata ricavata la curva H/V, secondo la procedura descritta in Castellaro et al. (2005), con parametri:

- larghezza delle finestre d'analisi 20 s;
- liscio secondo finestra triangolare con ampiezza pari al 10% della frequenza centrale;

- rimozione dei transienti (legati a disturbi antropici riferibili a sorgenti esterne vicine al sito di misura) sulla serie temporale degli H/V.

Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell'onda di Rayleigh ed i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, è stato poi ricavato il valore di frequenza caratteristica del sito.

In allegato tutti i tabulati della prova eseguita.

La frequenza caratteristica di risonanza del sito, rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale, in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni per non realizzare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno, al fine di evitare effetti di "doppia risonanza", estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi.

L'amplificazione sismica è la prima causa dei danni agli edifici durante un terremoto, molto più della grandezza stessa del terremoto.

Se la frequenza di risonanza del suolo e quella dell'edificio, che si trova su di esso, sono uguali, viene indotta un'oscillazione risonante accoppiata, detta amplificazione sismica, che accresce enormemente le sollecitazioni sull'edificio.

- Frequenza di oscillazione del terreno < F_n frequenza naturale di oscillazione della struttura
→ i danni sono "limitati"
- Frequenza di oscillazione del terreno = F_n frequenza naturale di oscillazione della struttura
→ i danni sono "illimitati".

Dal punto di vista empirico, è noto che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere pertanto calcolata, in prima approssimazione, secondo la formula (cfr. Es. Pratt):

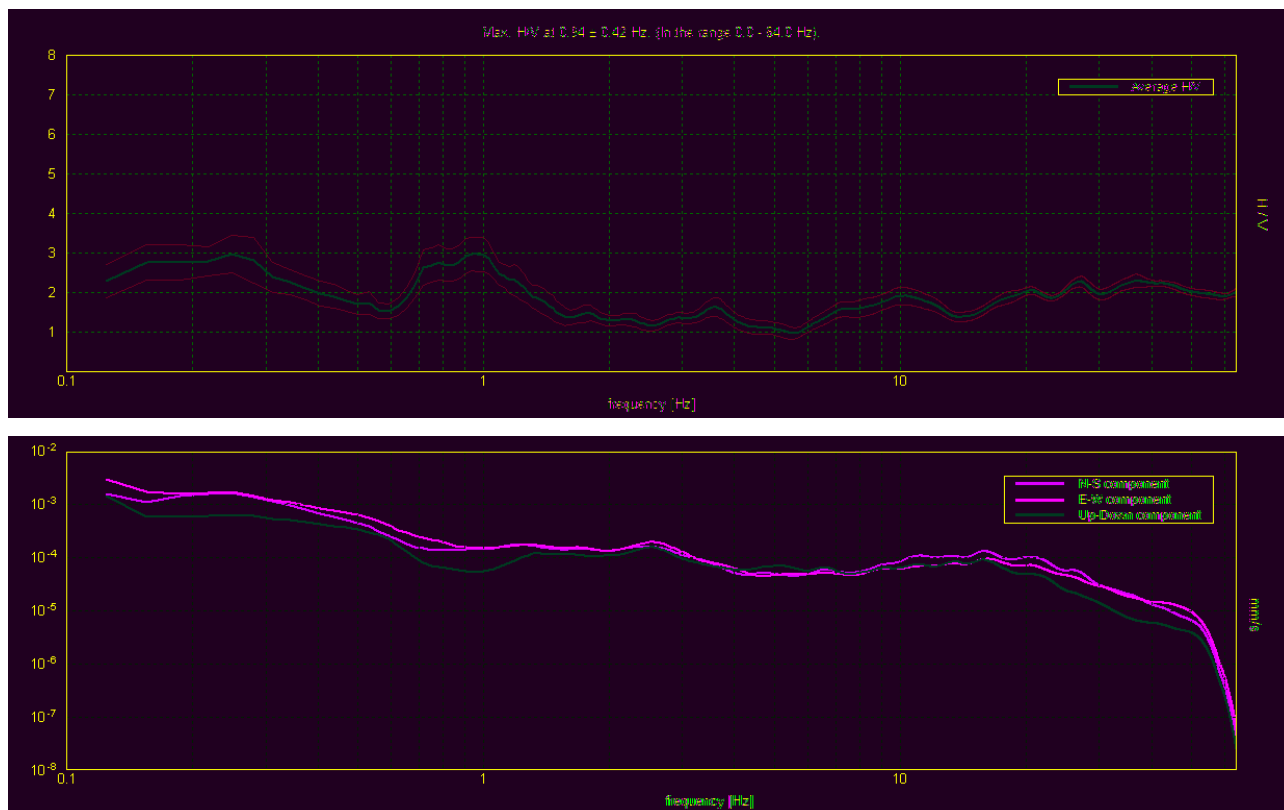
$$\text{freq. Naturale edificio} \approx 10/12 \text{ Hz} / \text{numero piani}$$

Il grafico del rapporto spettrale orizzontale su verticale [H/V], di seguito riportato, è un grafico frequenza-ampiezza con il quale è possibile visualizzare eventuali picchi identificativi di fenomeni di risonanza.

Dalla registrazione a staziona singola del rumore sismico ambientale in campo libero è stata ricavata la curva H/V, secondo procedura descritta in SESAME (2003; 2005).

Relativamente alla prova svolta la **frequenza di risonanza di sito** [f] è risultata pari a:

Max H/V a 0.94 Hz \pm 0.42 Hz



7 VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Il sito presso il quale sarà 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. 14/1/18). 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 $(N1)_{60} > 30$, oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} 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 rigidità 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 devono essere realizzate le costruzioni. 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 geologici qualitativi, che comprendono età del deposito, origine, stratigrafia, profondità della falda, a metodi di analisi dinamica molto sofisticati, basati sulla valutazione della pressione effettiva della risposta sismica locale (RSL) 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. Nel caso in cui, si usi il metodo delle correlazioni di campagna, un terreno deve essere considerato suscettibile alla liquefazione allorché 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 FL viene portato ad 1. Ossia se il fattore FL > 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 (N_{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 V_s) 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 (CSR) è definito dalla relazione (eq.1):

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 * \left(\frac{a_{max}}{g} \right) * \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) * r_d$$

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
- r_d = 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). Queste rappresentano allora il luogo dei minimi rapporti tensionali ciclici CSR necessari affinché uno strato di terreno vada soggetto a liquefazione: esse rappresentano quindi il luogo dei valori corrispondenti alla resistenza ciclica CRR. Benché 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 **I_c**, calcolato mediante la formula:

$$I_c = \left[(3,47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} Rf + 1,22)^2 \right]^{0.5}$$

con:

qc: resistenza alla punta misurata in situ;

Pa: tensione di riferimento (100Kpa) nelle stesse unità di misura di $\sigma'v_0$;

fs: attrito laterale del manicotto;

n: fattore dipendente dal tipo di suolo;

Q: resistenza di punta normalizzata;

Rf: rapporto d'attrito o di frizione o delle resistenze.

$$Q = \left(\frac{qc - \sigma'v_0}{Pa} \right) * \left(\frac{Pa}{\sigma'v_0} \right)^n$$

$$Rf = \left(\frac{fs}{qc - \sigma'v_0} \right) * 100$$

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 $IC \leq 2,6$, 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 $IC \leq 2,6$, 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:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c * q_{c1N}$$

$$K_c = -0,403 * I_c^4 + 5,581 * I_c^3 + 21,63 * I_c + 17,88$$

Se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato:

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

$$\Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} * q_{c1N}$$

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

$$K_c = 0 \text{ per } FC \leq 5$$

$$K_c = 0,0267(FC - 5) \text{ per } 5 < FC \leq 35$$

$$K_c = 0,8 \text{ per } FC > 35$$

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

$$FC(\%) = 1,75(I_c)^{3,25} - 3,7$$

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

$$\begin{aligned} \text{se } (qc1N)_{cs} < 50 & \quad CRR = 0.833[(qc1N)_{cs}/1000] + 0.05 \\ \text{se } 50 \leq (qc1N)_{cs} < 160 & \quad CRR = 93 [(qc1N)_{cs}/1000] + 0.08 \end{aligned}$$

Il rapporto di sforzo ciclico CSR si calcola con l'eq.1 e MSF come raccomandato dal NCEER (tab. 3): mentre il coefficiente r_d 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

Tab. 3: Magnitudo Scaling Factor secondo metodo NCEER 1997

Il coefficiente r_d è calcolato mediante la seguente procedura:

- se $z < 9,15$ m $r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z$
- se $9,15 \leq z < 23$ 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 (FS) e l'indice di liquefazione (IL). Quando $FS \leq 1$ lo strato di terreno è liquefacibile; mentre IL, indicativo dell'estensione che il fenomeno della liquefazione può avere nel deposito, è ottenuto dalla espressione:

$$I_L = \int_0^{20} F(z) * W(z) dz$$

dove:

$$F = 1 - FS \quad \text{per } FS \leq 1$$

$$F = 0 \quad \text{per } FS > 1$$

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

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

Tab.4: valutazione del rischio di liquefazione

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.5:

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.5: Magnitudo Scaling Factor secondo metodo Seed & Idriss

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

- per terreni con $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$:
$$\text{CRR} = 0.0882 \sqrt{\frac{Nm}{\sigma' v_{0+0.7}}} + 0.225 \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right)$$
- per terreni con $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5$:
$$\text{CRR} = 0.0882 \sqrt{\frac{Nm}{\sigma' v_{0+0.7}}} - 0.05$$

dove D_{50} 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 secondo il metodo di Robertson & Wride.

Si precisa che il calcolo è stato effettuato con la magnitudo pari a 6.14. E' stato considerato un fattore discriminante pari ad 1. I risultati risultano i seguenti:

Doc.: 01
Rev.: 00
Data: 10/11/2023
N. pag.: 45/76

L'indice di liquefazione, calcolato col metodo di Robertson & Wride è risultato pari a:

Metodo Robertson & Wride → **IL = 0.65**

Facendo riferimento alle classi di pericolosità definite da 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

avendo un indice di liquefazione di 0.65 il potenziale risulta basso.

8 VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA DEI TERRENI

8.1 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 (tab. 3.2.II NTC 2018):

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

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>

Il D.M. 17/01/18, 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. 17/1/18, la definizione dei parametri sismici deve essere effettuata in funzione delle coordinate 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.

8.2 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.

	Tipi di costruzione	Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Figura 5. Tabella 2.4.I /NTC 2018 – Valori minimi della vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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 :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

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

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

Per quanto riguarda l'opera in oggetto, in accordo con il Progettista si possono definire i seguenti parametri:

VITA NOMINALE	V_N	50 anni
CLASSE D'USO		I
COEFFICIENTE D'USO	C_U	0.7
PERIODO DI RIFERIMENTO	V_R	50 anni

CATEGORIE DEL SOTTOSUOLO

Paragrafo 3.2.2 - Categorie del 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).

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
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.
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.
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.
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.
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.

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.III):

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

Le supposte 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 è risultata pari a 171.73 m/sec. Il terreno investigato risulta essere un terreno D

Categoria D

"Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o 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 m/s e 180 m/s."

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

8.3 ANALISI DELLA RISPOSTA LOCALE

Come riportato al Capoverso 7.11.3 del DM 17/01/2018:

"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.

LATITUDINE: 44,649750 LONGITUDINE: 11,832694

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

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.044	2.491	0.261
SLD	35	0.047	2.486	0.265
SLV	332	0.135	2.584	0.273
SLC	682	0.181	2.556	0.277

L'accelerazione massima attesa al sito a_{MAX} può essere ricavata dalla relazione :

$$a_{MAX} = S \cdot a_g$$

Dove:

a_g = accelerazione massima su sito di riferimento rigido (categ. di sottosuolo A)

S = il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica SS e dell'amplificazione topografica ST di cui al Capoverso 3.2.3.2

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

$$K_h = \frac{\beta_s \cdot a_{max}}{g}$$

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

Dove: β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito (ved. Tab. 7.11.I)

	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

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

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
S_s	1.800	1.800	1.800	1.707
C_c	2.449	2.430	2.393	2.373
S_t	1.000	1.000	1.000	1.000
β_s	0.20	0.20	0.24	0.24
a_{max}	0.079	0.085	0.243	0.309
K_h	0.016	0.017	0.058	0.074
K_v	0.008	0.008	0.029	0.037

9 NOTE CONCLUSIVE

- Le indagini geotecniche eseguite in situ sono:
 - n. 1 prova SCPTU spinta sino a – 30 metri dal p.c.
 - n. 3 prove CPTU spinte sino a – 20 metri dal p.c.
 - n. 1 sondaggio spinto sino a – 5 metri dal p.c.
 - n. 1 prova HVSR
- I terreni sono costituiti essenzialmente da alternanze di **materiali fini** (argille e limi) e granulari (sabbie), i primi caratterizzano sempre la parte più alta della successione, ed in alcuni casi formano il “crostone superficiale” che si incontra in prossimità della superficie e si estende fino ad un paio di metri di profondità, al massimo. Tale intervallo è caratterizzato da materiali fini che si presentano estremamente asciutti e compatti, fornendo così elevati valori di resistenza alla punta (vedi SCPTU, CPTU 2 e CPTU 3). Dal piano campagna fino a circa 10/12 metri di profondità la successione risulta dominata da depositi di materiale fine, quali argille e limi. Mentre a 10/12 metri di profondità si registra la presenza di un intervallo con spessore di circa un paio di metri di materiale prevalentemente sabbioso. In corrispondenza delle prove SCPTU e CPTU 3 i depositi compresi tra la base dell’intervallo sabbioso (12/13 metri di profondità circa) ed il fondo foro sono essenzialmente fini, caratterizzati da argille, argille limose e limi argillosi. In corrispondenza della prova CPTU 1 la successione risulta costituita da due intervalli sabbiosi di spessore metrico, infatti vi è un secondo livello compreso tra 15 e 16 metri dal piano campagna; tale livello è presente anche all’interno della prova CPTU 2 (alla medesima profondità), che non presenta però il livello sabbioso più superficiale. In entrambi i casi la serie è chiusa da argille limose e limi argillosi che si estendono fino a fondo foro.
- Durante le indagini è stato possibile rilevare il livello statico della falda; i dati sono stati indicati nella tabella seguente

PROVA	LIVELLO DI FALDA
SCPTU	-2.80 m da p.c.
CPTU 1	-2.40 m da p.c.
CPTU 2	-1.95 m da p.c.
CPTU 3	-1.60 m da p.c.
SONDAGGIO	-1.40 m da p.c.

- Per quanto riguarda l'opera in oggetto, si possono definire i seguenti parametri:

VITA NOMINALE	V_N	50 anni
CLASSE D'USO		I
COEFFICIENTE D'USO	C_U	0.7
PERIODO DI RIFERIMENTO	V_R	50 anni

Vs 30 m/sec
171,73
CATEGORIA D

Categoria D

"Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o 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 m/s e 180 m/s."

- Caratteristiche superficie topografica: inclinazione media inferiore a 15° CATEGORIA T1
- Si specifica che per il calcolo del rischio di liquefazione si è preso in considerazione l'ipotesi di terremoti di magnitudo media pari a 6.14

Facendo riferimento al D.M. 17/01/18, la tabella seguente riassume i valori relativi ai coefficienti β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito, a_{max} = accelerazione massima attesa al sito, K_h e K_v = coefficienti sismici orizzontale e verticale:

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
S_s	1.800	1.800	1.800	1.707
C_c	2.449	2.430	2.393	2.373
S_t	1.000	1.000	1.000	1.000
β_s	0.20	0.20	0.24	0.24
a_{max}	0.079	0.085	0.243	0.309
K_h	0.016	0.017	0.058	0.074
K_v	0.008	0.008	0.029	0.037

- L'indice di liquefazione, calcolato col metodo di Robertson & Wride è risultato pari a:

Metodo Robertson & Wride → **IL = 0.65**

Facendo riferimento alle classi di pericolosità definite da 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

avendo un indice di liquefazione di 0.65, il potenziale risulta basso.

10 ALLEGATI:

1. Carta ubicazione prove
2. Documentazione fotografica
3. Documentazione prova SCPTU
4. Documentazione prove CPTU
5. Documentazione prova HVSR
6. Stratigrafia sondaggio

11 ALLEGATO 1 – CARTA UBICAZIONE PROVE



12 ALLEGATO 2 – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1: ubicazione prova SCPTU



Foto 2: ubicazione prova SCPTU (altra angolazione)



Foto 3: ubicazione prova CPTU 1



Foto 4: ubicazione prova CPTU 1 (altra angolazione)



Foto 5: ubicazione prova CPTU 2



Foto 6: ubicazione prova CPTU 2 (altra angolazione)



Foto 7: ubicazione prova CPTU 3



Foto 8: ubicazione prova CPTU 3 (altra angolazione)



Foto 9: ubicazione sondaggio



Foto 10: ubicazione sondaggio (altra angolazione)

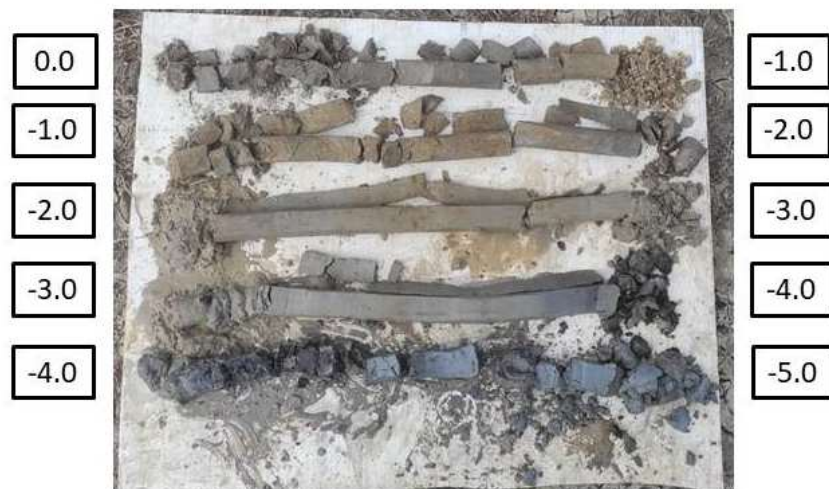


Foto 11: stratigrafia sondaggio



Foto 12: ubicazione prova HVSR



Foto 13: ubicazione prova HVSR (altra angolazion

Doc.: 01
Rev.: 00
Data: 10/10/2023
N. pag.: 64/76



Ambiente
Sicurezza
Ingegneria
Acustica
Qualità
Agroalimentare
Formazione

13 ALLEGATO 3 – DOCUMENTAZIONE PROVA SCPTU



Committente: Tecnostudio

Località: Argenta (Fe)

Cantiere: Via Alberone

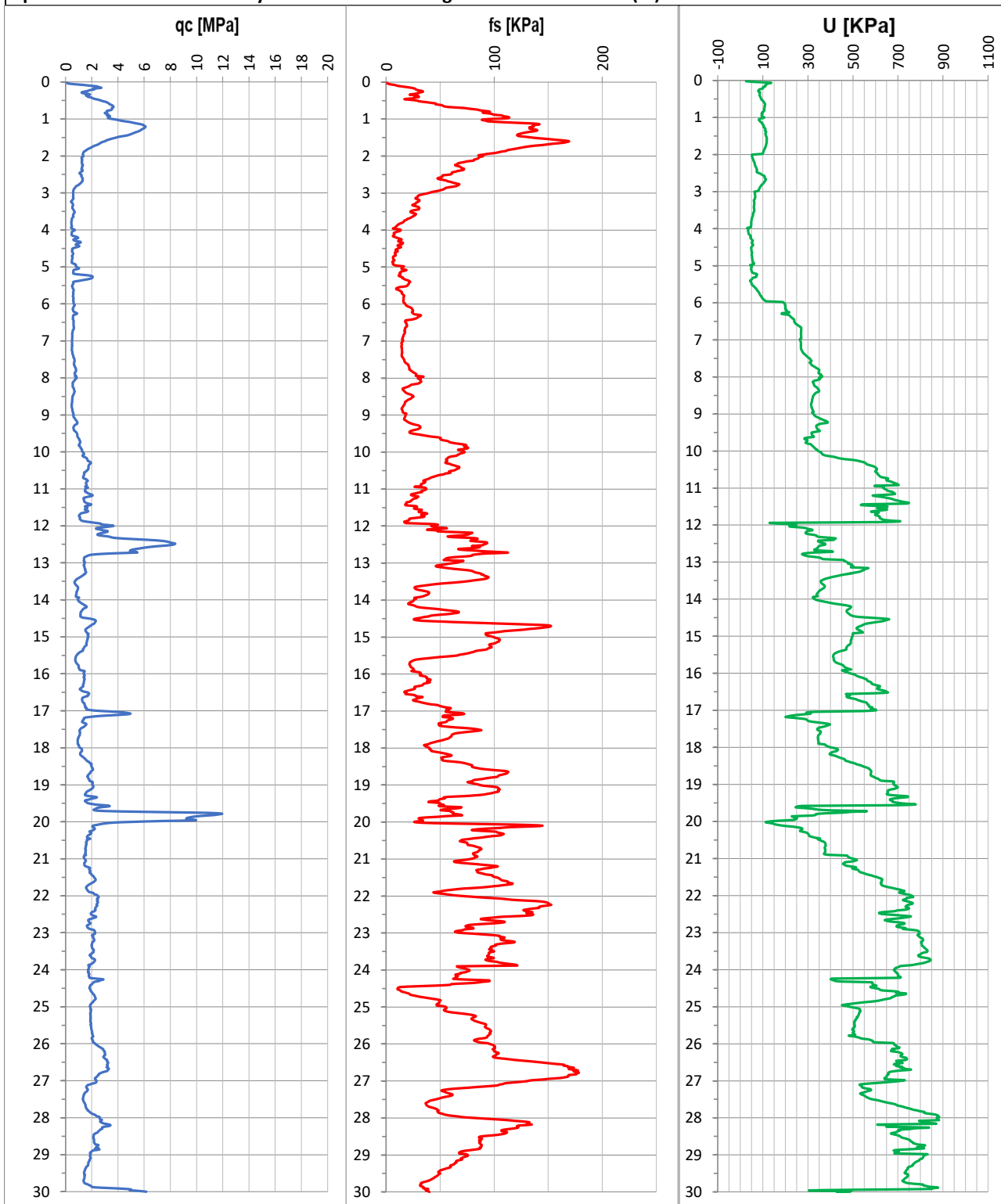
Operatore: Dr. Geol. Z. Rezaeyan - Dr. Geol. L. Melega

Data: 26/09/2023

Prova n° : SCPTU

Prof falda (m): - 2.80

Preforo (m): -



Committente: Tecnostudio

Località: Argenta (Fe)

Cantiere: Via Alberone

Operatore: Dr. Geol. Z. Rezaeyan - Dr. Geol. L. Melega

Data: 26/09/2023

Prova n° : SCPTU

Prof falda (m): - 2.80

Preforo (m): -

Grafico tempi di arrivo onde S

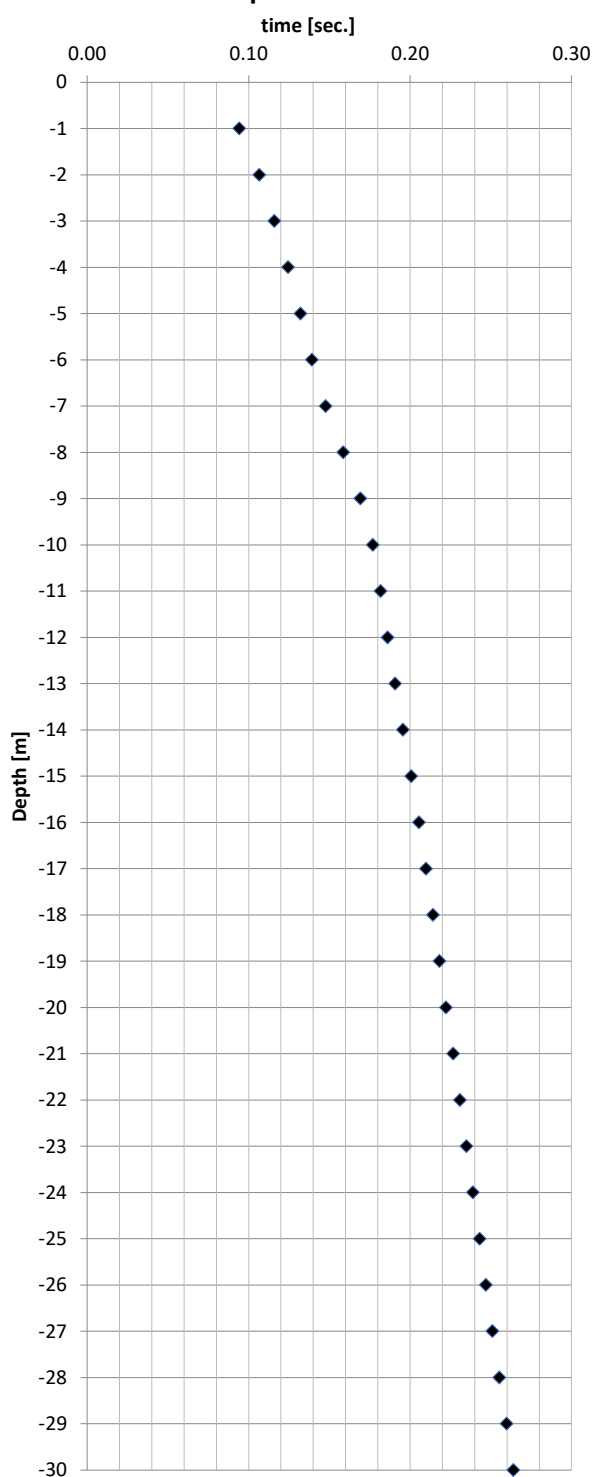
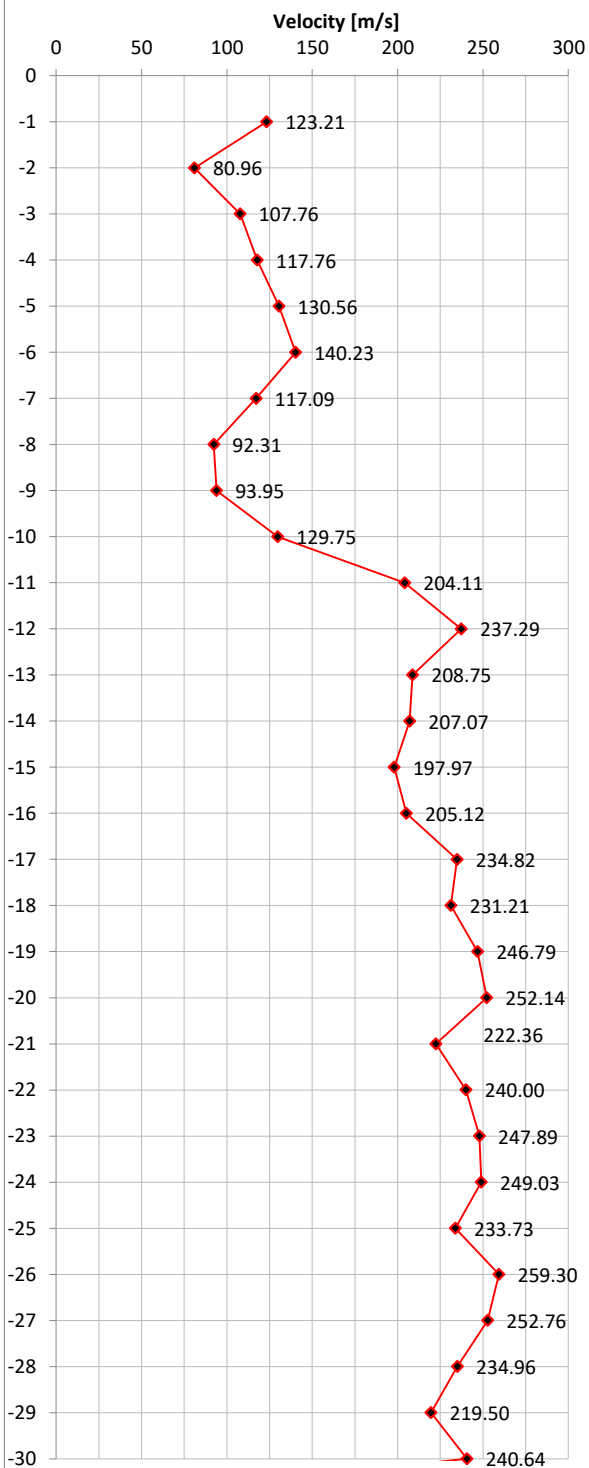


Grafico velocità onde S



Doc.: 01
Rev.: 00
Data: 10/10/2023
N. pag.: 67/76



Ambiente
Sicurezza
Ingegneria
Acustica
Qualità
Agroalimentare
Formazione

14 ALLEGATO 4 – DOCUMENTAZIONE PROVE CPTU



Committente: Tecnostudio

Località: Argenta (Fe)

Cantiere: Via Alberone

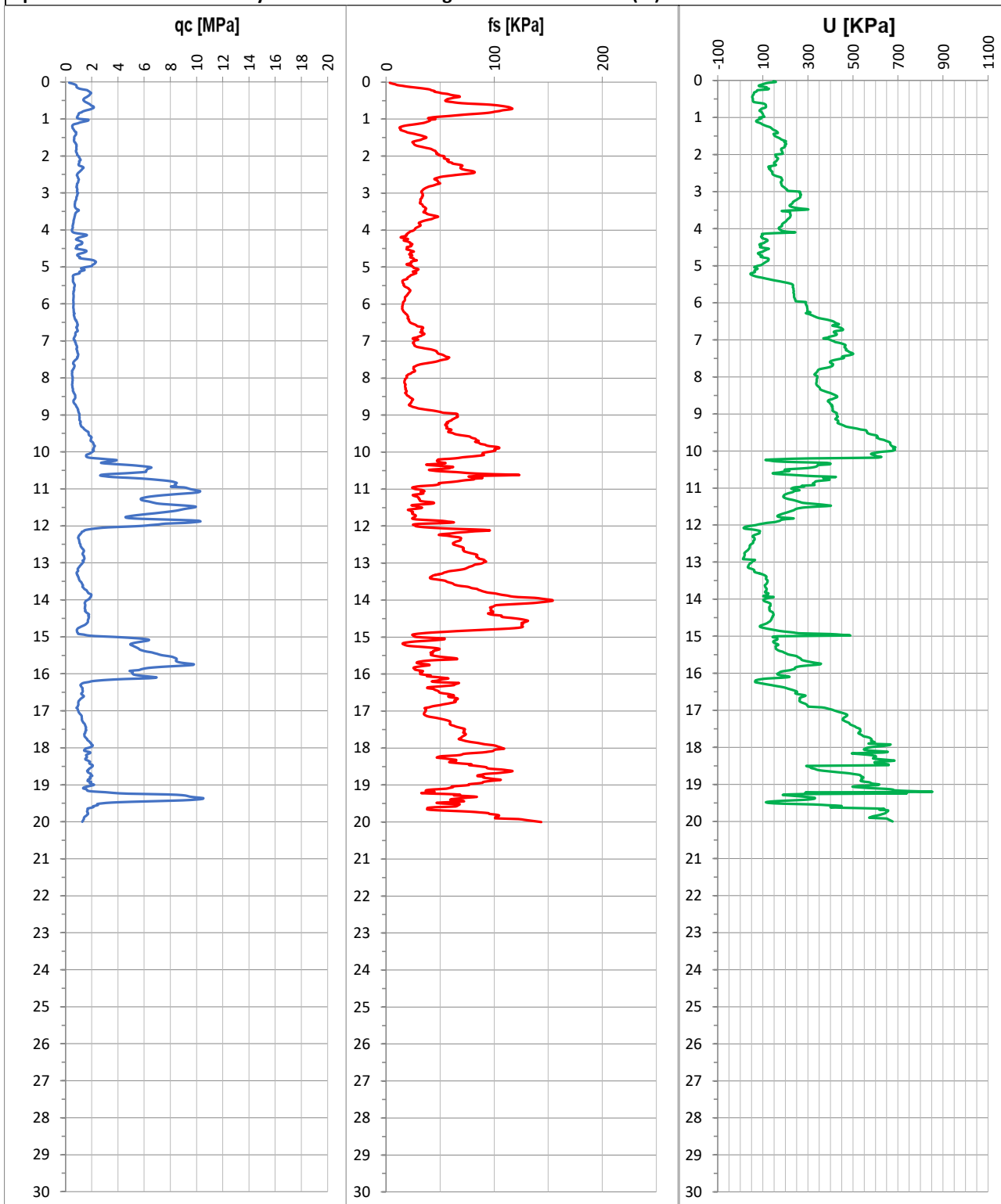
Operatore: Dr. Geol. Z. Rezaeyan - Dr. Geol. L. Melega

Data: 26/09/2023

Prova n° : CPTU 1

Prof falda (m): - 2.40

Preforo (m): -



Committente: Tecnostudio

Località: Argenta (Fe)

Cantiere: Via Alberone

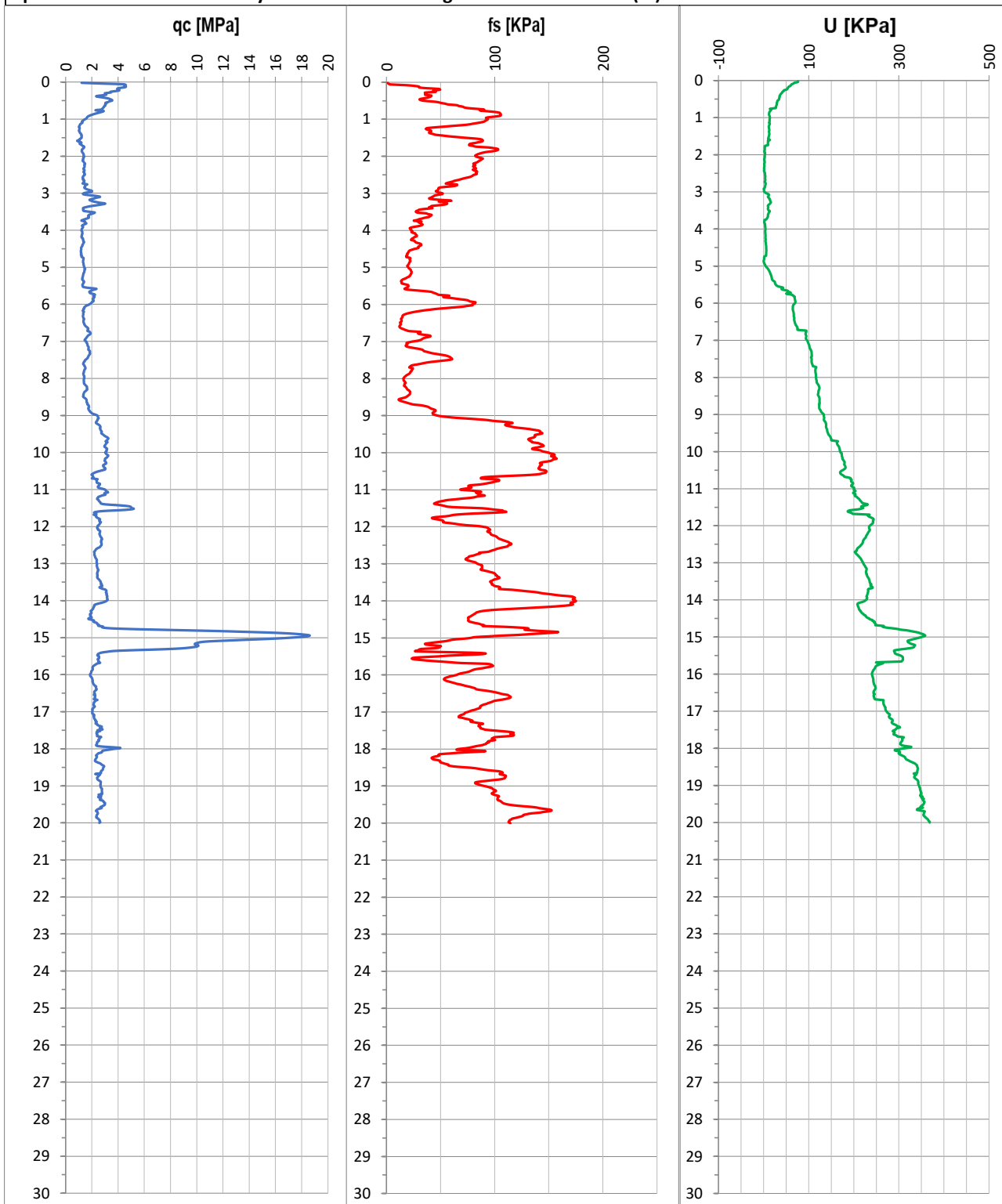
Operatore: Dr. Geol. Z. Rezaeyan - Dr. Geol. L. Melega

Data: 27/09/2023

Prova n° : CPTU 2

Prof falda (m): - 1.95

Preforo (m): -



Committente: Tecnostudio

Località: Argenta (Fe)

Cantiere: Via Alberone

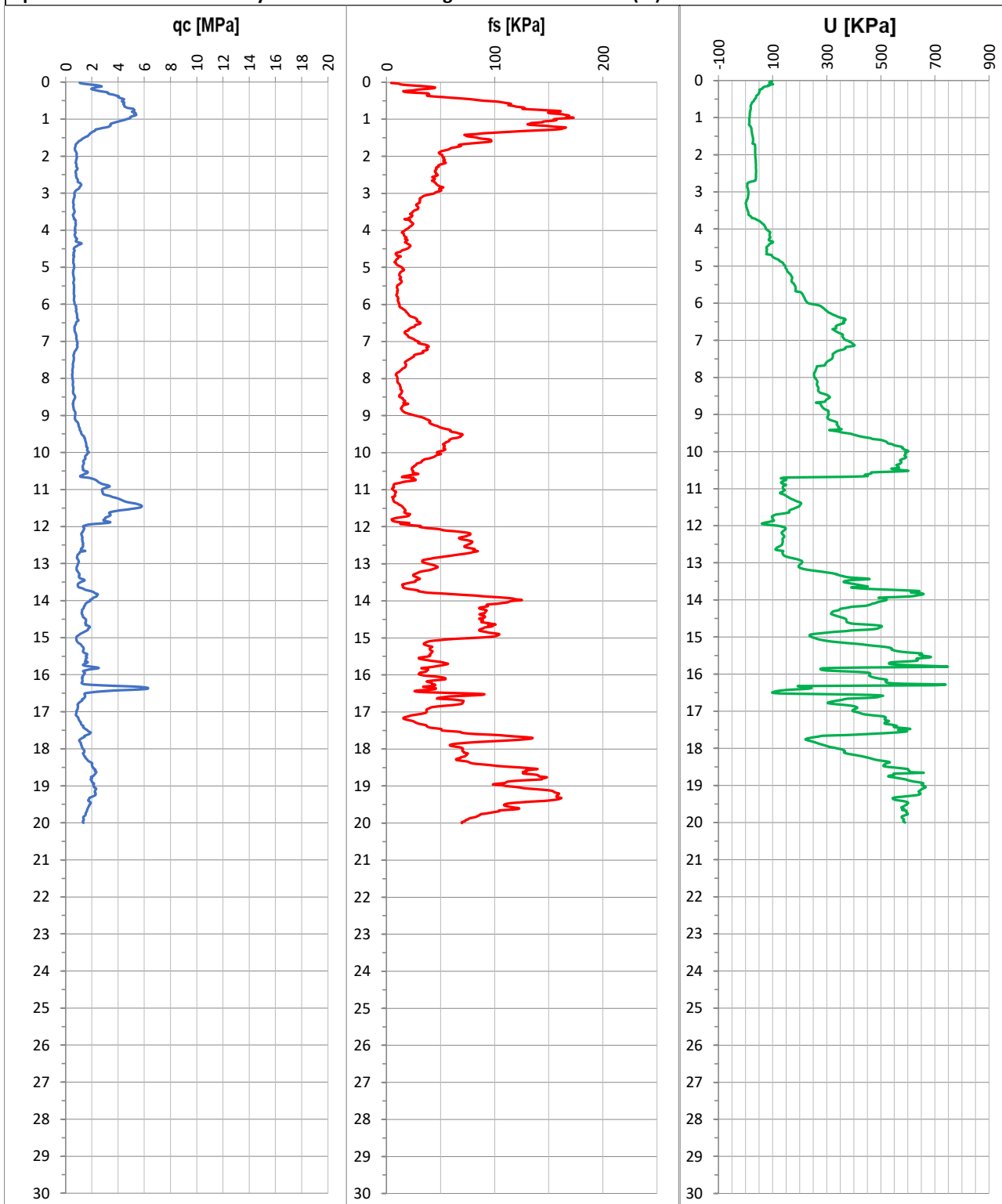
Operatore: Dr. Geol. Z. Rezaeyan - Dr. Geol. L. Melega

Data: 26/09/2023

Prova n° : CPTU 3

Prof falda (m): - 1.60

Preforo (m): -



Doc.: 01
Rev.: 00
Data: 10/10/2023
N. pag.: 71/76



Ambiente
Sicurezza
Ingegneria
Acustica
Qualità
Agroalimentare
Formazione

15 ALLEGATO 5 – DOCUMENTAZIONE PROVA HVSR

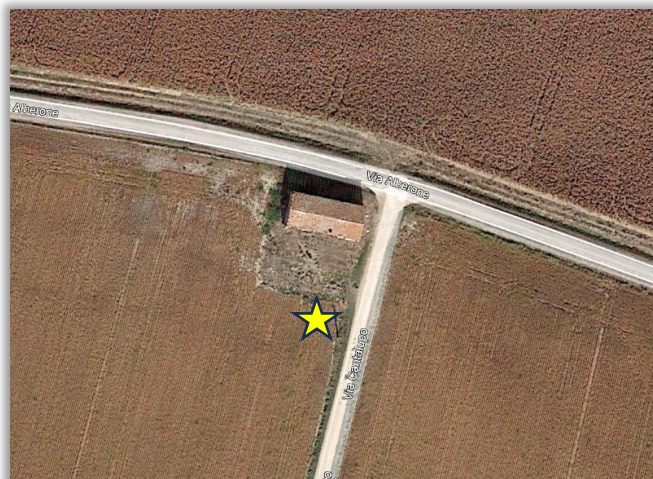


PROVA SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA HVSR – TR1

COMMITTENTE	TECNOSTUDIO Via Aquileia, 56 - Mestrino (PD)	Rif.
UBICAZIONE SITO	Via Cantalupo - Comune di Argenta (FE)	

Operatore	Geol. Daria Bottoni – St. Tec. Geol. Ass.to Bottoni e Merlin
Strumento	TROMINO® ZERO 3G - TZ3-0048/02-17
Data acquisizione	23/09/2023
Inizio registrazione	23/09/2023 10:19:39
Fine registrazione	23/09/2023 10:39:39
Durata registrazione	20 minuti
Freq. campionamento	128 Hz
Lunghezza finestre	20s
Numero di finestre analizzate	58 %
Tipo di lisciamento	Triangular window
Lisciamento	10%
Orientamento strumentazione	0° N
Terreno di misura	Suolo Naturale

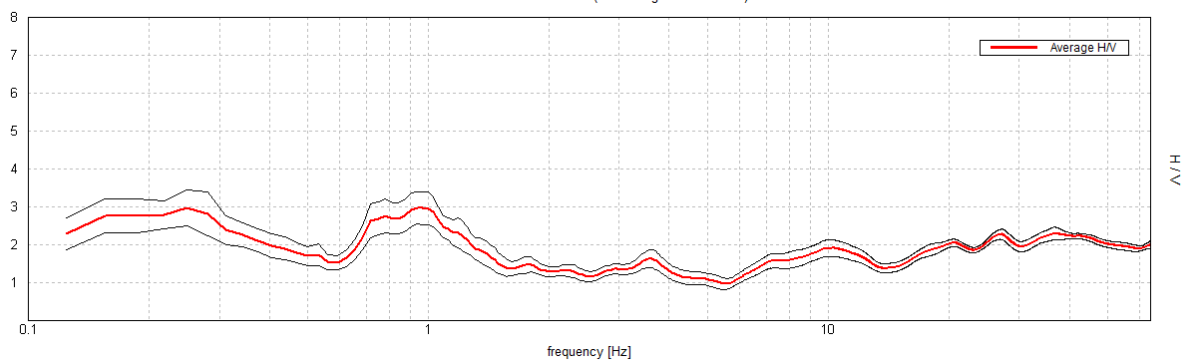
Frequenza del picco H/V max (f_0)	0,94 ± 0,42 Hz
Ampiezza Media alla frequenza f_0	2,98



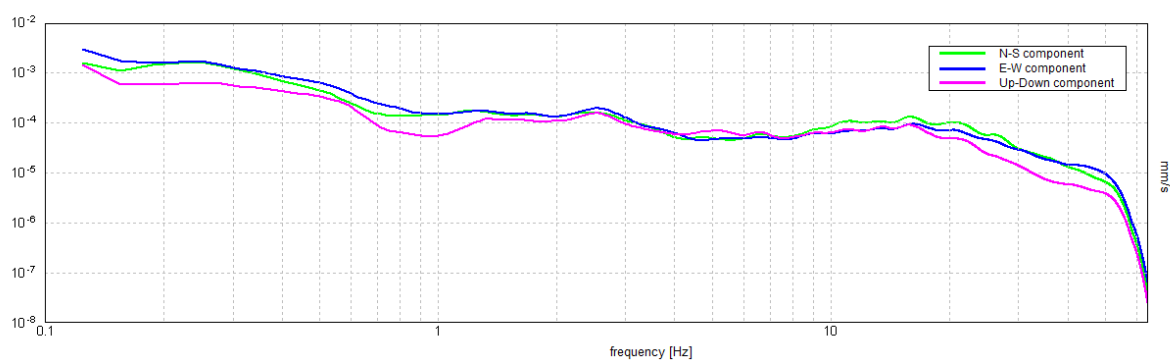
Osservazioni:	
----------------------	--

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

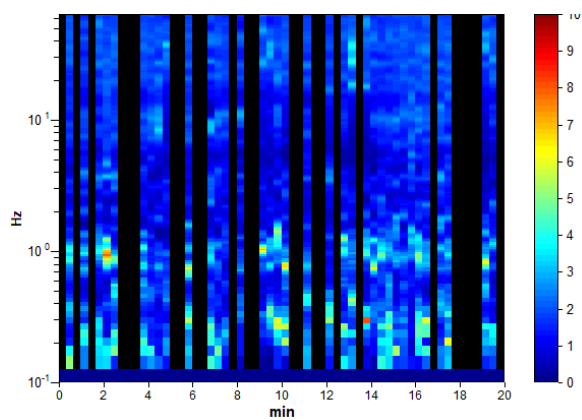
Max. H/V at 0.94 ± 0.42 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



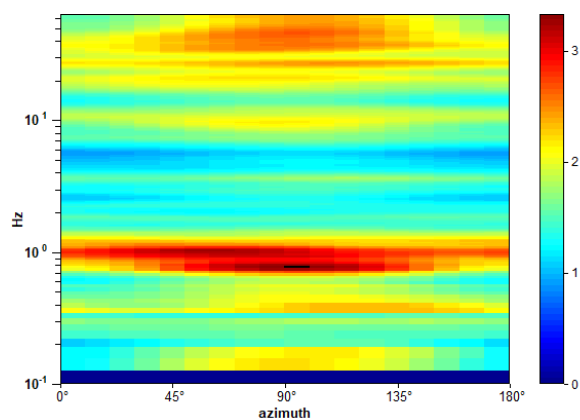
SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



SERIE TEMPORALE H/V



DIREZIONALITA' H/V



PROGETTO SESAME
CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA SIGNIFICATIVITÀ STATISTICA DEI PICCHI H/V

Picco H/V a 0.94 ± 0.42 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz)

La prima parte di questi criteri, individuata la frequenza del picco di risonanza, verifica se la registrazione è stata effettuata per un periodo statisticamente significativo e se l'analisi è stata condotta secondo i principi della statistica.

Criteri per una curva H/V affidabile

$f_0 > 10 / L_w$	$0.94 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$656.3 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 46	OK	

La seconda parte di questi criteri analizza la geometria del picco e dice se il picco ha una forma ben definita.

Questa parte del test SESAME va interpretata con cognizione di causa, perché solo un contatto netto tra litotipi diversi dal punto di vista meccanico genera picchi netti: in questo caso eventuali non superamenti dei criteri SESAME non significano che non ci siano risonanze importanti, ma solo che non ci sono picchi singoli ben definiti.

Criteri per un picco H/V chiaro

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.531 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.98 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.44966 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.42155 < 0.14063$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.4224 < 2.0$	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$

Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	$0.2 - 0.5$	$0.5 - 1.0$	$1.0 - 2.0$	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Doc.: 01
Rev.: 00
Data: 10/10/2023
N. pag.: 75/76



Ambiente
Sicurezza
Ingegneria
Acustica
Qualità
Agroalimentare
Formazione

16 ALLEGATO 6 – STRATIGRAFIA SONDAGGIO



SILGEO sas

Via Torun 3/c - 44123 FERRARA

Tel 0532/472702 – 0532/707028 – fax 0532/3579

Committente: Tecnostudio				CAMPIONI: Shelby				Riferimento: 15-23		Numero: S1	
Cantiere: Argenta Via Alberone				Osterberg				Pagina: 1/1			
Indagine: Fotovoltaico				Denison				Data: 26/09/2023			
				Denison fustella				Responsabile:			
				S.P.T.				Operatore:			
Stratigrafia da: Sondaggio geognostico		Caranto Tracce fossili Resti organici Concrezioni		PIEZOMETRI: ATA Tubo aperto CSG Casagrande		Rimaneggiato		Quota: p.c.			
Codice: S01.00201.037								Falda: -1,40 m			

Profondità Scala: 1:25	stratigrafia	campioni			Pocket Kg/cm²	Torvane Kg/cm²	S.P.T.		DESCRIZIONE	Metodo	Piezo.
		tipo	sigla	quota			quota	colpi			
0									Terreno agrario limoso argilloso grigio scuro marrone		
0,20										0,20	
									argilla limosa grigio scuro con striature rossastre		
0,70										0,50	
									limo debolmente argilloso e debolmente sabbioso grigio beige		
1										0,50	
1,20											
									argilla debolmente limosa grigio nocciola con striature rossastre e concrezioni carbonatiche bianche		
2											
2,80										1,60	
3									argilla debolmente limosa grigio con striature rossastre		
3,80										1,00	
4									argilla organica grigio nerastra e torba nera		
4,30										0,50	
									argilla debolmente limosa grigio		
5										0,70	
note:	5,00										