Finanziato dall'Unione europea
NextGenerationEU

Provincia di Ravenna

Settore Edilizia Scolastica e Patrimonio

Servizio Programmazione e Progettazione

LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'ISTITUTO "A.ORIANI" DI VIA A. MANZONI, 6 - FAENZA (RA) – 1° STRALCIO – FINANZIATO CON FONDI NEXT GENERATION EU PNRR – MISSIONE 4 – COMPONENTE 1 – INVESTIMENTO 3.3 PIANO DI MESSA IN SICUREZZA E RIQUALIFICAZIONE DELL'EDILIZIA SCOLASTICA. CUP J21B2000105001 - CUI L00356680397202100026

VARIANTE MIGLIORATIVA

Presidente: Michele de Pascale	Consigliere delegato Pubblica Istruzione - Edilizia Scolastica - Patrimonio: Maria Luisa Martinez
Dirigente responsabile del Settore: Ing. Marco Conti	Responsabile del Servizio: Arch.Giovanna Garzanti

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Ing. Paolo Nobile

ARCO LAVORI
Via Argirocastro, 15 - 48122 RA
Tel. 0544 453853
Fax 0544 450337
arcolavori@arcolavori.com

LCFE | LABORATORIO CITTÀ DI FERRARA ENGINEERING
Laboratorio Città di Ferrara Engineering Srl
Via Bologna, 166/A - 44122 Ferrara (FE)
email: info@lcfe.it - Tel. 0532 209093
P.Iva/ C.F.: 01663340386

Marco Peroni Ingegneria
via Sant'Antonino 1, 48018 Faenza (RA)
tel. 0546/31433 – peroni@marcoperoni.it
p.i. 02043760392

TITOLO ELABORATO: RELAZIONE GEOLOGICA

Codice elaborato:	Revisione:	Data:	Scala:	Nome file di archiviazione:
STR 06.1	01	08/2024		6.1 Relazione Geologica

PROFESSIONISTA RESPONSABILE:
Arch. Daniele Spoletini
Ing. Marco Peroni
Ing. Giovanni Bertoli

FIRMATO DIGITALMENTE
Timbro e firma del Professionista

Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:
00					25/09/2024
01					
02					
03					

COMUNE DI FAENZA
(PROVINCIA DI RAVENNA)

PROGETTO

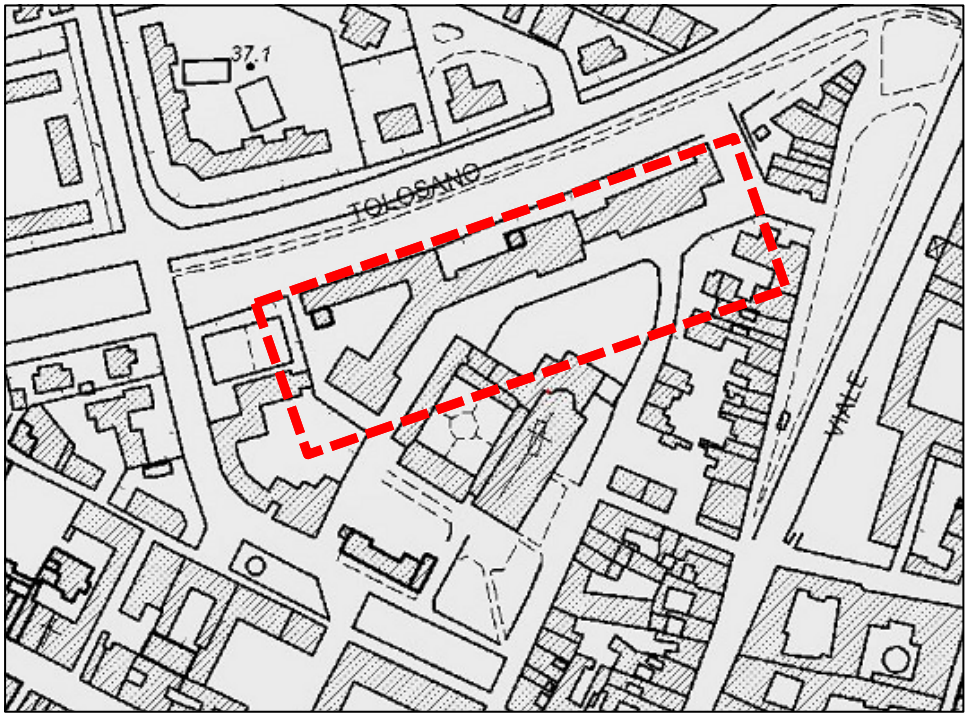
VERIFICA SISMICA E PROGETTAZIONE DEFINITIVA DELLE OPERE DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'ISTITUTO TECNICO COMMERCIALE E PER GEOMETRI "A. ORIANI DI FAENZA" IN VIA MANZONI N° 6

OGGETTO

Relazione : geologica, sulla caratterizzazione geotecnica dei terreni e modellazione sismica del sito
(NTC 6.2.1 – 6.2.2 – 3.2)

DATA
14/09/2021

IL TECNICO
Dott. Geol. Rodolfo Baroncioni
Iscritto all'Albo dell'Ordine dei Geologi dell'Emilia Romagna Sez. A n° 275



Dott. Geologo. Rodolfo Baroncioni
Albo Ordine dei Geologi dell'Emilia Romagna Sez. A n° 275
Via Cupa n° 4 48015 Castiglione di Cervia (Ra) Tel. 0544.951493 – 335.7075837

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	SOFTWARE UTILIZZATI	3
4	RIFERIMENTI ALTIMETRICI	4
5	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	4
6	ASPETTI GEO-MORFOLOGICI GENERALI	4
7	GEO-MORFOLOGIA LOCALE	5
8	INDAGINI IN SITO	7
9	CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA 9.1 modellazione geologica superficiale 9.2 modellazione geotecnica superficiale	9
10	MODELLAZIONE GEOFISICA	21
11	ESITO MODELLAZIONE GEOFISICA	25
12	ASPETTI IDROLOGI ED IDROGRAFICI	25
13	VULNERABILITA' IDROGEOLOGICA DEL SITO	26
14	VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' GEOLOGICA DEL SITO	26
15	ANALISI DELLA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE 15.1 coefficienti sismici di base metodo demplificato 15.2 da microzonazione sismica III livello comune di Faenza 15.3 pericolosità sismica di riferimento	26
16	LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI 16.1 quota falda di verifica 16.2 scelta dell'accelerazione al suolo 16.3 scelta magnitudo 16.4 approccio deterministico 16.5 approccio probabilistico 16.6 cedimenti post - sismici	30
17	CONSIDERAZIONI SULLA LIQUEFAZIONE	36
18	ORIENTAMENTI GEOTECNICI	38
19	CONSIDERAZIONI FINALI	39

APPENDICE 1	Prove penetrometriche statiche "CPTE"	41
APPENDICE 2	Rapporto fotografico	51

1.PREMESSA

La presente relazione è redatta con lo scopo di evidenziare le caratteristiche geologiche, morfologiche, stratigrafiche, geotecniche ed idrogeologiche di un sito in cui insiste un edificio scolastico in merito al suo previsto adeguamento sismico.

Per il raggiungimento degli obbiettivi sono state eseguite, tre prove penetrometriche statiche con punta elettrica, e tre di tipo geofisico di cui: una MASW e due HVSR (microtremori), Inoltre sono state acquisite informazioni utili allo scopo nell'archivio cartografico della regione dell'Emilia Romagna e in quello del comune di Faenza.

2. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO

2.1. normativa

- D.M. 17 GENNAIO 2018 aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- D.M. 14 GENNAIO 2008 **"**Nuove norme tecniche per le costruzioni"
- CIRCOLARE N° 617 del 02/02/2009 **"**Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni
- L.R. Emilia Romagna 20 marzo 2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio" "Indirizzi per gli studi di microzonazione territoriale ed urbanistica"
- Delibera Giunta Regionale Emilia Romagna n° 630 del 29 aprile 2019 "Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale ed urbanistica (artt. 22 e 49. L.R. 24/2017)
- Delibera Giunta Regionale Emilia Romagna n° 476 del 2021 aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale ed urbanistica (art. 22 e 49 L.R. n° 24/2017) di cui alla deliberazione della Giunta Regionale 29/aprile n° 630 – modifica allegato 4.

2.2 documentazione tecnica

- Raccomandazioni AGI giugno 1977 "Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche"
- AGI, marzo 2005 "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica, Linee Guida"

Gruppo di Studio Protezione Civile "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica (ICMS

- Gruppo di Studio Protezione Civile "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica (ICMS)"

3. SOFTWARE

Per l'elaborazione di quanto presente in questa relazione, oltre ad alcuni fogli di calcolo predisposti dallo scrivente, sono stati usati i programmi seguenti:

Oggetto	Programma	Ditta
Parametri sismici	Geostru PS	Geostru
Liquefazione	Liquiter	Geostru
Prova penetrometrica	Static Probing	Geostru

4. RIFERIMENTI ALTIMETRICI

Come quota base (0,00) di riferimento è stata assunta quella del rilievo presente nelle tavole della provincia, per cui:

CPTE1 = + 0.41 cm
CPTE2 = - 0.21 cm
CPTE3 = - 0.21 cm

5. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area in oggetto è posta nell'estremità nord ovest del centro storico di Faenza. I riferimenti cartografici sono:

- CTR 239110 Faenza

Fig. 5.1 Estratto CTR Regione Emilia – Romagna

6. ASPETTI GEO – MORFOLOGICI GENERALI

Il territorio del comune di Faenza appartiene al bordo del settore Emiliano del bacino sedimentario padano, costituito da una successione ciclica di depositi marini, deltizi,

alluvionali, lagunari e palustri che poggiano su un substrato con una complessa configurazione a pieghe. Queste hanno una disposizione assiale parallela alle principali linee strutturali appenniniche, ovvero NW – SE ed hanno condizionato la successiva disposizione verticale delle coltre sedimentaria che presenta spessori notevoli e variabili dai circa 1500 m ai 2000 m. In conseguenza della molteplicità degli ambienti deposizionali i sedimenti presentano una elevata variabilità litologica degli strati, con presenza di limi, argille, sabbie, ghiaie e miscele tra di esse.

Nello stralcio riportato in fig. 6.1 sono evidenziati gli aspetti morfologici e strutturali che caratterizzano il territorio in cui è inserita l'area in oggetto. Si nota l'indicazione di alcuni sovrascorrimenti profondi dedotti, e la presenza dell' isobata della base del pliocene, corrispondente a -4000 m .

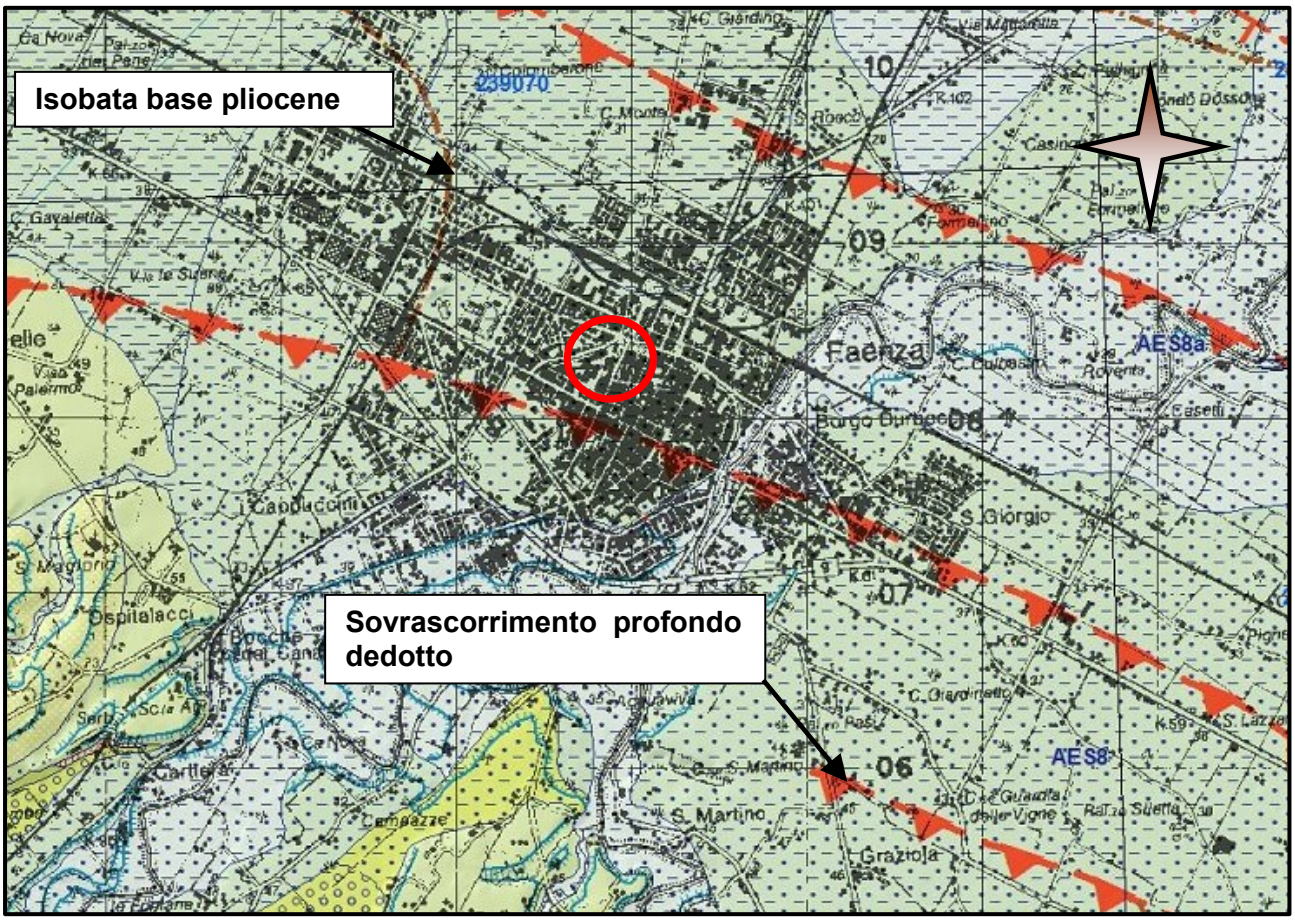


Fig 6.1 Stralcio carta geologica – geomorfologica cartografia da archivio cartografico regione E.R.

7 GEO - MORFOLOGICA LOCALE

Il lotto in oggetto è parte integrante di una porzione di territorio con andamento sub pianeggiante che si articola al una quota di circa 38/39 m s.l.m . La monotonia locale è interrotta dal rilievo delle antiche mura che si elevano, rispetto alle aree circostanti, di circa 2,00 m.

L'assetto geologico è caratterizzato da un deposito di piana alluvionale appartenente al Sintema Emiliano Romagnolo superiore – subsintema di Ravenna che è indicato con la sigla AES8. Questi costituisce l'elemento sommitale dell'Alloformazione Emiliano –

Romagnola Superiore (AES) ed è composto da sabbie, argille e limi di ambiente alluvionale organizzati in corpi lenticolari, nastriformi, tubolari e cuneiformi di spessore plurimetrico. La tessitura è sabbiosa.

Fig. 7.1 Stralcio carta geologica da archivio cartografico regione E.R.

AES8 – SUBSINTEMA DI RAVENNA: Ghiaie da molto grossolane a fini con matrice sabbiosa, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi, limi e limi sabbiosi, rispettivamente depositi di conoide ghiaiosa, intravallivi terrazzati e di interconoide. L'unità comprende più ordini di terrazzo nelle zone intravallive. Argille, limi ed alternanze limoso-sabbiose di tracimazione fluviale (piana inondabile, argine, e tracimazioni indifferenziate). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico. A tetto suoli, variabili da non calcarei a calcarei, a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente meno di 150 cm, e a luoghi parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'alterazione da 0,5 ad 1,5 m, contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. I suoli calcarei appartengono all'unita' AES8a. nel sottosuolo della pianura: depositi argillosi e limosi grigi e grigio scuri, arricchiti in sostanza organica, di piana inondabile non drenata, palude e laguna passanti, verso l'alto, a limi-sabbiosi, limi ed argille bruni e giallastri di piana alluvion Il contatto di base è discontinuo, spesso erosivo e discordante, sugli altri subsintemi e sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è circa 20m.
Pleistocene sup. Olocene

8. INDAGINI IN SITO

Allo scopo di verificare la tipologia dei terreni indagati sono state eseguite tre prove penetrometriche statiche con punta elettrica, una MASW e due HVSR, ubicate come da figura 8.1.

8.1 Prova penetrometrica statica con punta elettrica (CPTE)

La prova statica consiste nell'infissione nel terreno di una per la misura della resistenza alla punta ,dell'attrito laterale e della pressione interstiziale, con un passo di 1 cm.

L'infissione è ottenuta forzando la punta nel terreno con avanzamento controllato (2 cm/sec).

I risultati delle prove sono mostrati nell'appendice 1 " Prove Penetrometriche Statiche *grafici*". Nei diagrammi in ascissa sono riportati i valori della resistenza alla punta (qc) in Mpa, i valori della resistenza laterale (fs) in Kpa mentre in ordinata la profondità (in m) rispetto al p.c.

8.2 Prova sismica MASW

E' una tecnica di registrazione simultanea di più ricevitori (geofoni) di una vibrazione prodotta da una sorgente sismica impulsiva, posta a ben definite distanze dal primo ricevitore estremo.

La disposizione utilizzata ha richiesto l'uso di 20 geofoni disposti ad intervallo regolare di 2,00 m. con collocazione del punto d'immissione dell'impulso, variabile secondo multipli dello stesso.

8.3 Prova sismica HVSR

La sismica passiva si basa sulla misura dei microtremori che sono sempre presenti sulla superficie terrestre e sono generati da fenomeni naturali (vento, onde marine) e artificiali (attività antropiche).

Lo strumento utilizzato per tali misurazioni è il SISMOGRAFO SLO7 C3", si tratta di un sismografo di dimensioni molto contenute che contiene tre sensori elettrodinamici ortogonali (velocimetri), un ampio intervallo frequenziale (0,1 – 300 Hz) e il sistema GPS integrato.

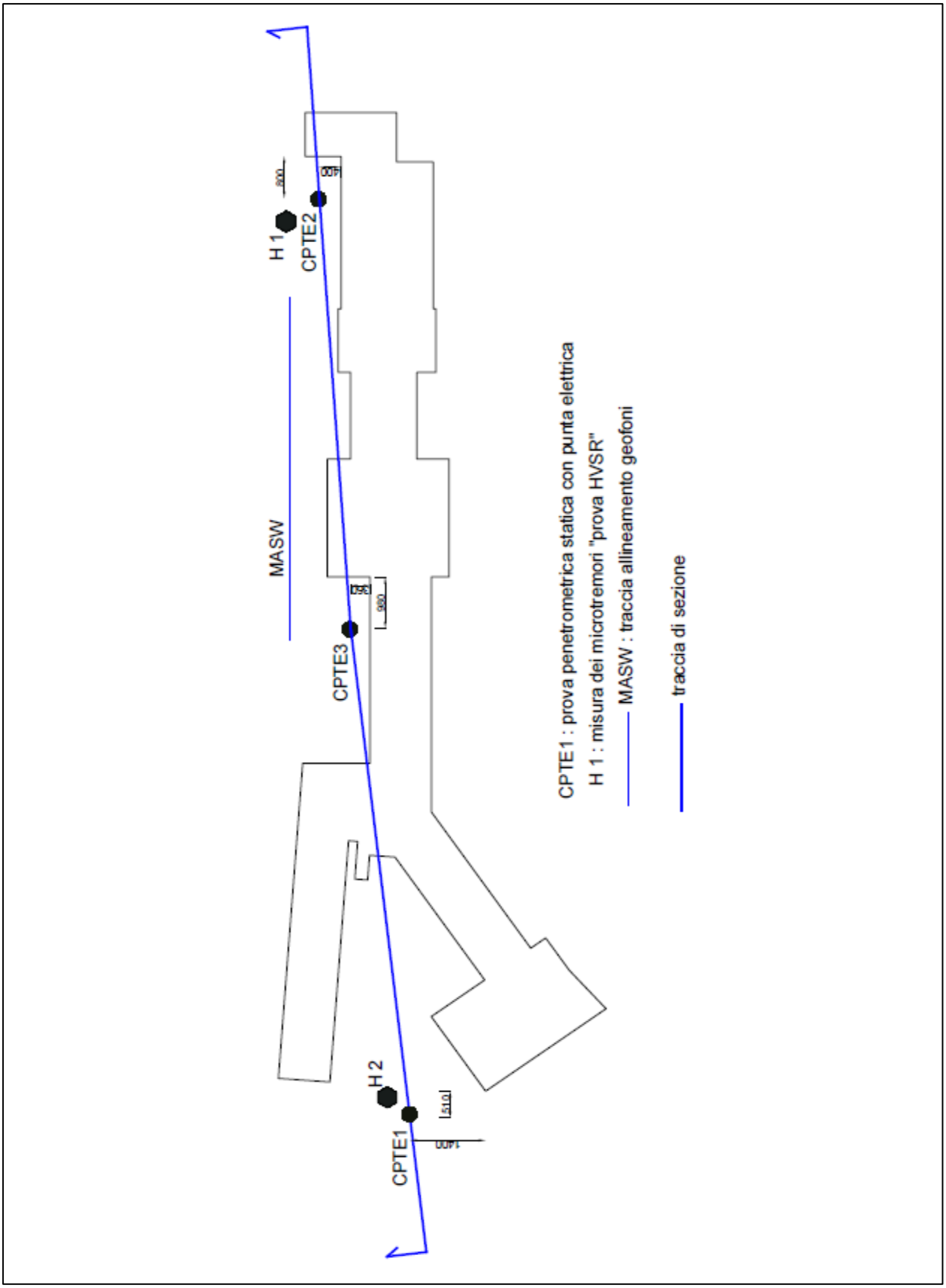


Fig. 8.1 Ubicazione indagini

9 CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

9.1 modellazione geologica superficiale

Con gli esiti della prova penetrometrica statica con punta elettrica è possibile stimare la granulometria dei terreni attraversati mediante l'identificazione dell'indice di comportamento (Ic) in riferimento alle indicazioni di Robertson. Di seguito si riporta il grafico con il numero identificativo in relazione alla profondità e con i limiti di stima della composizione litologica

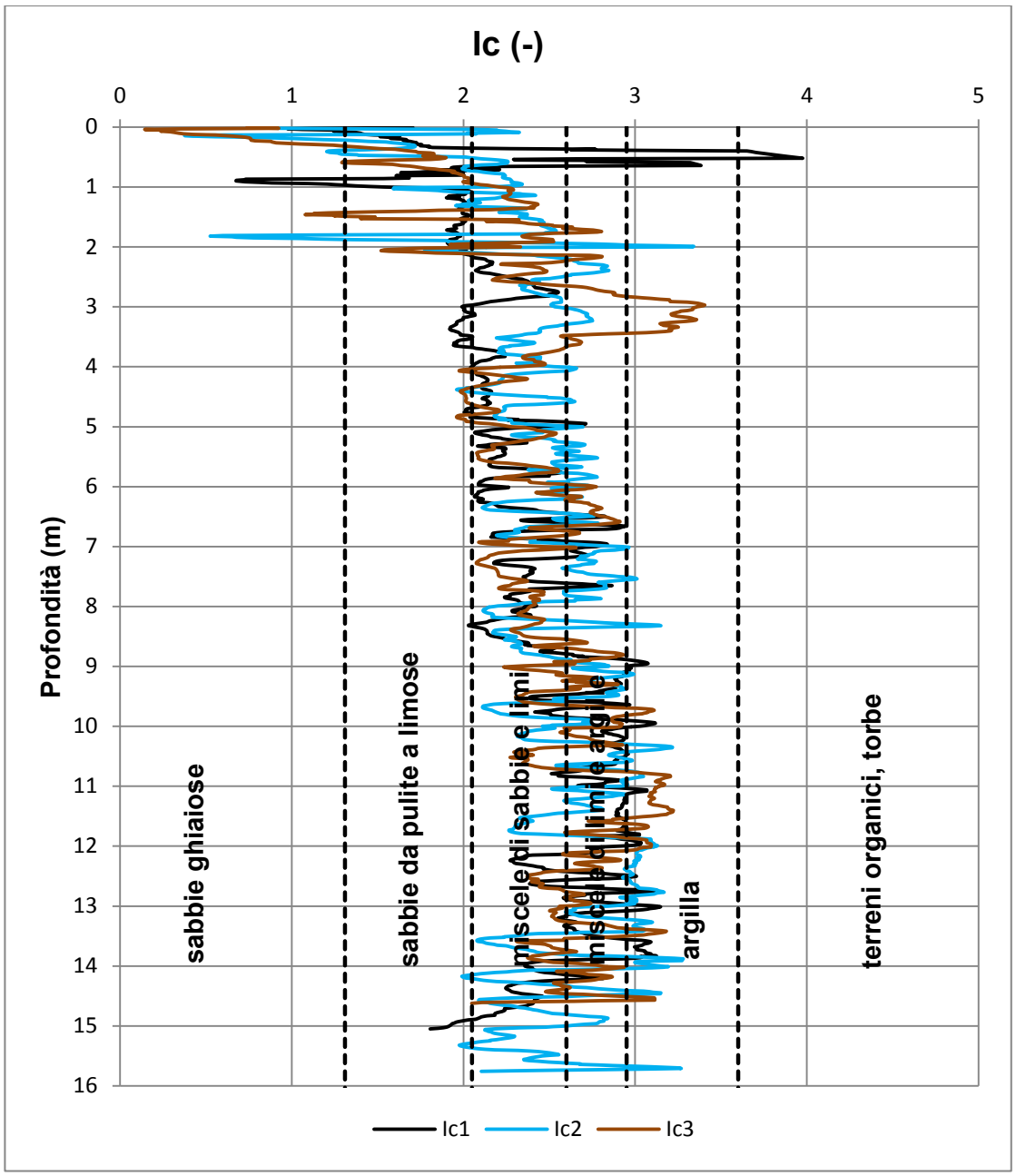


Fig.9.1

In merito al grafico di Fig 9.1 si riporta la tabella di riconoscimento come proposta da Robertson.

Ic	terreno
<1.31	Sabbia ghiaiosa e sabbia addensate
1.31 ÷ 2.05	Sabbia da pulita a limosa
2.05 ÷ 2.60	Sabbia limosa e/o limo sabbioso
2.60 ÷ 2.95	Limo argilloso e/o argilla limosa
2.95 ÷ 3.60	Argilla
>3.60	Suolo organico, torba

Tab.1

Un'ulteriore informazione sulla granulometria dei terreni è possibile mediante il grafico proposto sempre da Robertson per le prove tipo CPTE, che mette in relazione la resistenza statica alla punta ed il rapporto in percentuale (Fr%) tra le due resistenze misurate (di punta e laterale). Il grafico è suddiviso in settori con la corrispondenza seguente:

settore	classificazione
1	terreno sensitivo a grana fine
2	torba
3	argilla
4	argilla limosa, argilla
5	argilla limosa, limo argilloso
6	limo sabbioso. limo argilloso
7	limo sabbioso, sabbia limosa
8	sabbia, sabbia limosa
9	sabbia
10	sabbia, sabbia ghiaiosa
11	terreno a grana fine molto compatto
12	sabbia, sabbia argillosa

Tab.2

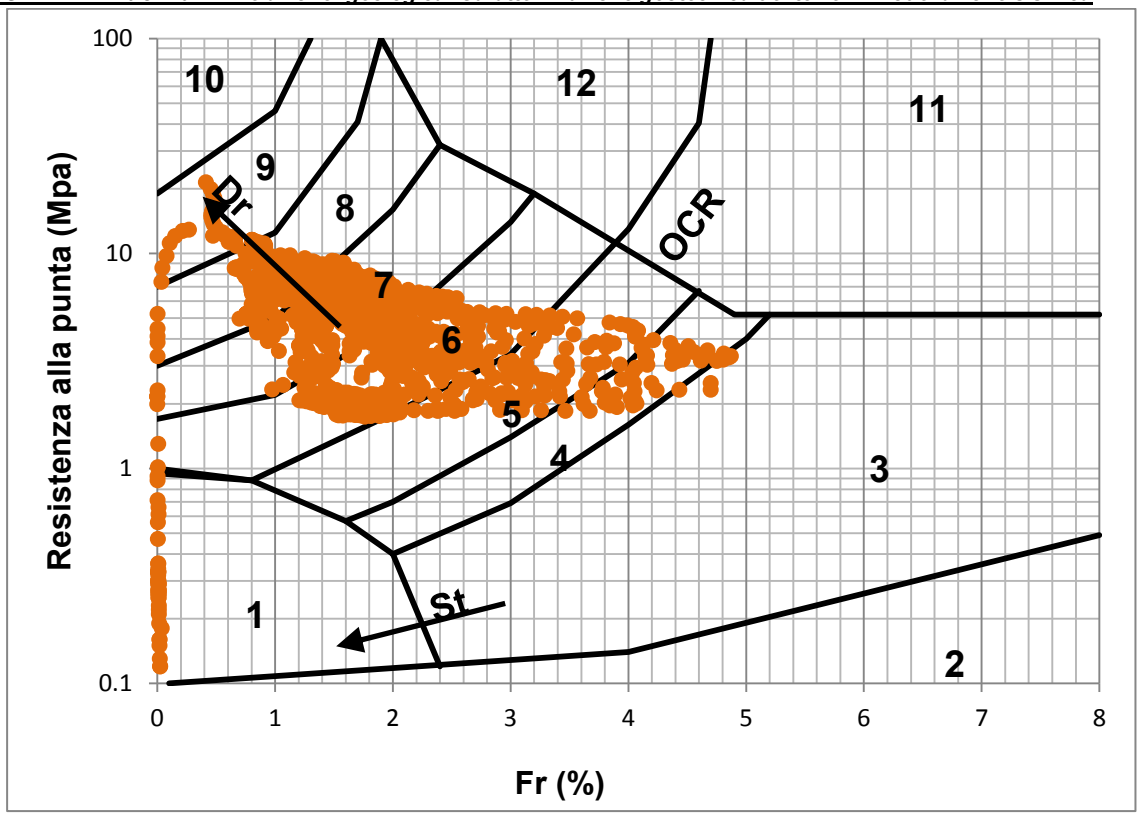


Fig.9.2 Prova CPTE1

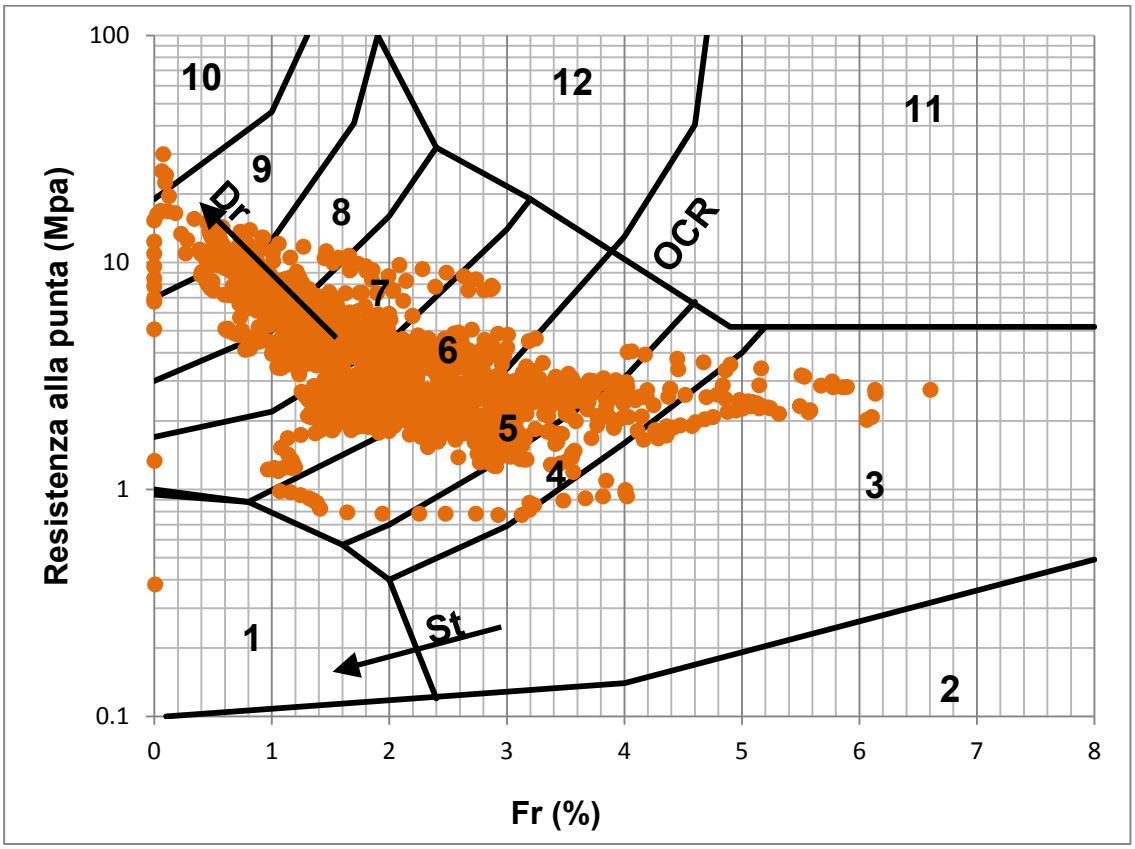


Fig.9.3 Prova CPTE2

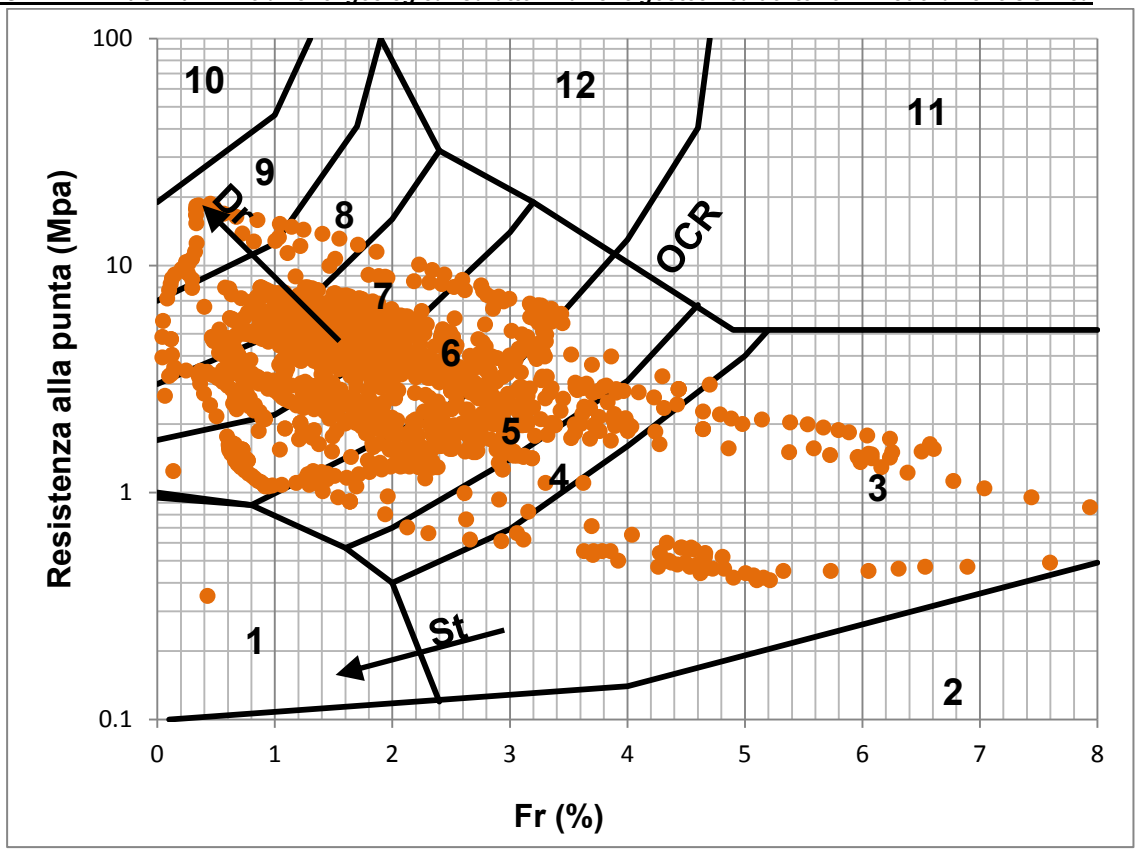


Fig.9.4 Prova CPTE3

Si noti come nei grafici di Fig. 9.2,9.3 e 9.4 le nuvole di punti siano, in maggioranza concentrate nei settori 6 e 7 con code nei settori 8 e 5.

In definitiva la disposizione stratigrafica superficiale è cosi riassumibile:

- Da piano campagna sino alla profondità di circa 8,50 m : strato superficiale di riporto e/o rimaneggiato dello spessore di circa 1.00/2.00 m passante a limo più o meno sabbioso talora argilloso
- Dalla profondità di circa 8.50 m sino alla profondità di 14.60/15.70 m limo più o meno argilloso talora sabbioso con locali livelli argilloso limosi.
- Dalla profondità di 14.60/15.70 m per uno spessore non identificato presumibilmente di 5.0/10.0 m sabbia molto addensata e/o ghiaia

.

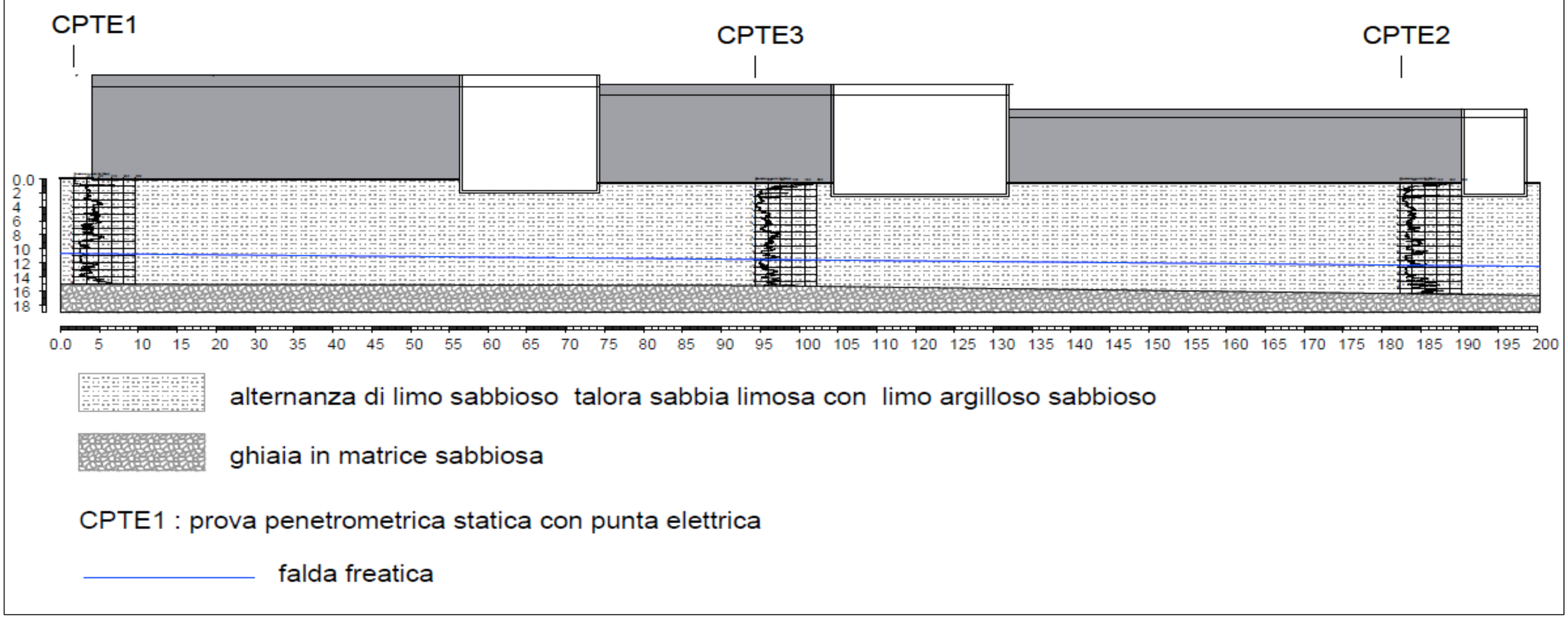


Fig.9.5 SEZIONE GEOLOGICA

9.2 modellazione geotecnica superficiale

Il grafico sottostante (Fig. 9.6) mostra la comparazione dei segnali della resistenza statica (qc) di tutte le prove. Si notano sostanziali differenze, in special modo tra la prova CPTE1 e le altre e tali da affermare che, dal punto di vista della resistenza statica alla punta, i terreni sono caratterizzati da una scarsa omogeneità deposizionale.

La prova CPTE1 mostra una disposizione del segnale nella quale è possibile identificare alcuni livelli stratigrafici ben contraddistinti, mentre le altre (CPTE2 e CPTE3) mostrano una fitta alternanza tra livelli in cui prevale la frazione sabbioso più o meno limosa ed altri a maggior presenza di argilla (limo più o meno argilloso). In quest'ultimo caso non è possibile una suddivisione stratigrafica di dettaglio, ma solo per unità di ampio spessore. Nello specifico nella prova CPTE1 sono individuabili quattro unità stratigrafiche, mentre nelle altre due (CPTE2 e CPTE3) solo tre, tra cui la superficiale costituita da materiale di riporto di varia natura e di spessore di circa 2,00 m, l'intermedia in cui si alternano livelli limosi talora sabbiosi talora argillosi, e l'unità di fondo costituita in prevalenza da sabbia limosa passante a ghiaia.

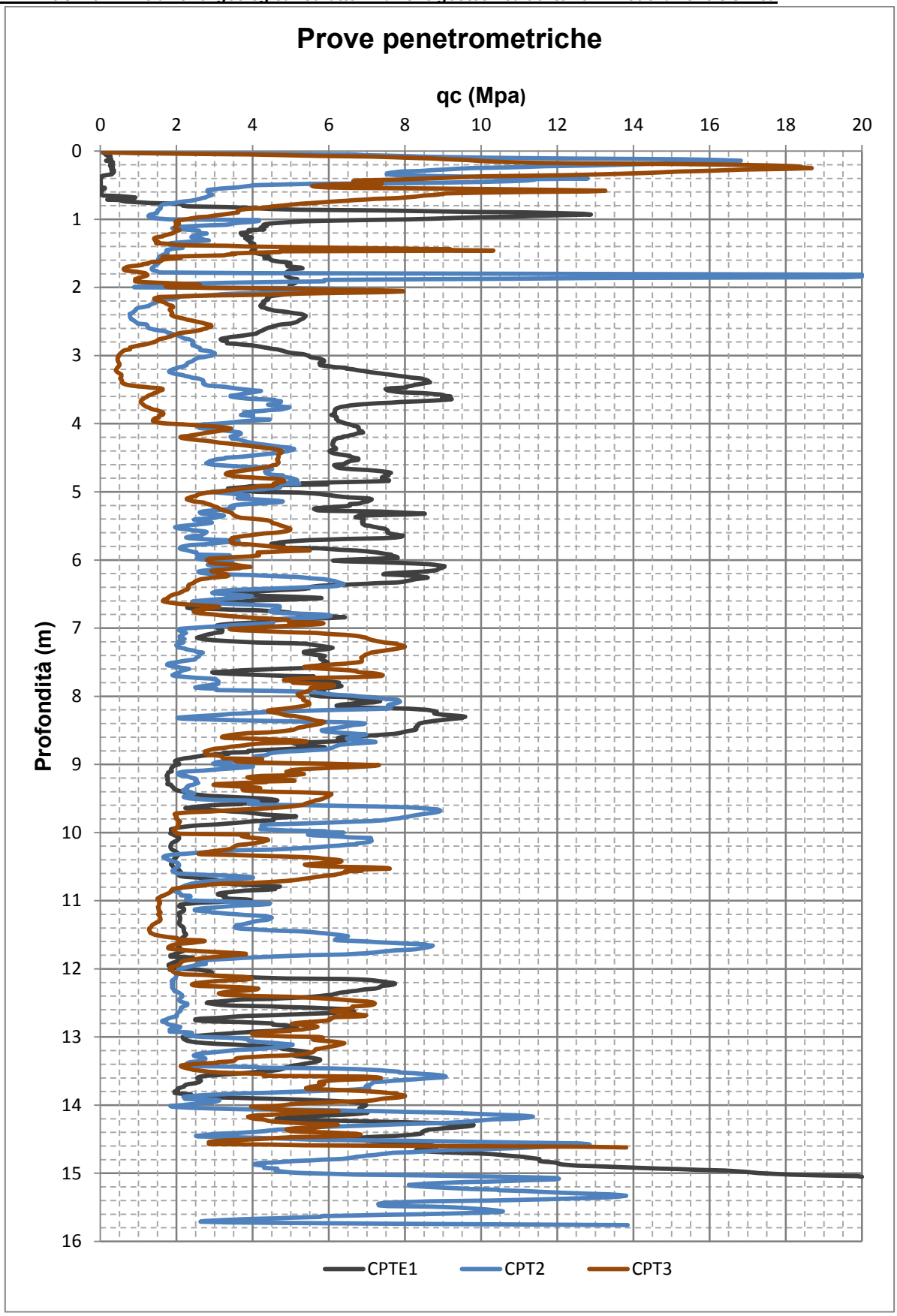

Prove penetrometriche
qc (Mpa)
0
2
4
6
8
10
12
14
16
18
20
Profondità (m)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
CPTE1
CPT2
CPT3

Fig.9.6

- **UNITA' A1** da piano campagna sino alla profondità di 2.85 m, limo sabbioso argilloso medio addensato, al tetto rimaneggiato. La resistenza statica media alla punta è pari a 4.48Mpa.
- **UNITA' B1** dalla profondità di 2.85 m sino alla profondità 8.79 m, limo sabbioso e/o sabbia limosa medio addensati con livelli di limo argilloso.. La resistenza statica media alla punta è pari a 6.26 Mpa.
- **UNITA' C1** dalla profondità di 8.79 m sino alla profondità di 12.13 m, limo più o meno argilloso talora sabbioso da medio compatto tendente a compatto. La resistenza statica media alla punta è pari a 2.49 Mpa.
- **UNITA' D1** dalla profondità di 12.13 m sino alla profondità di 15.05 sabbia limosa medio addensata passante a ghiaia. La resistenza statica media alla punta è pari a 6.34 Mpa.

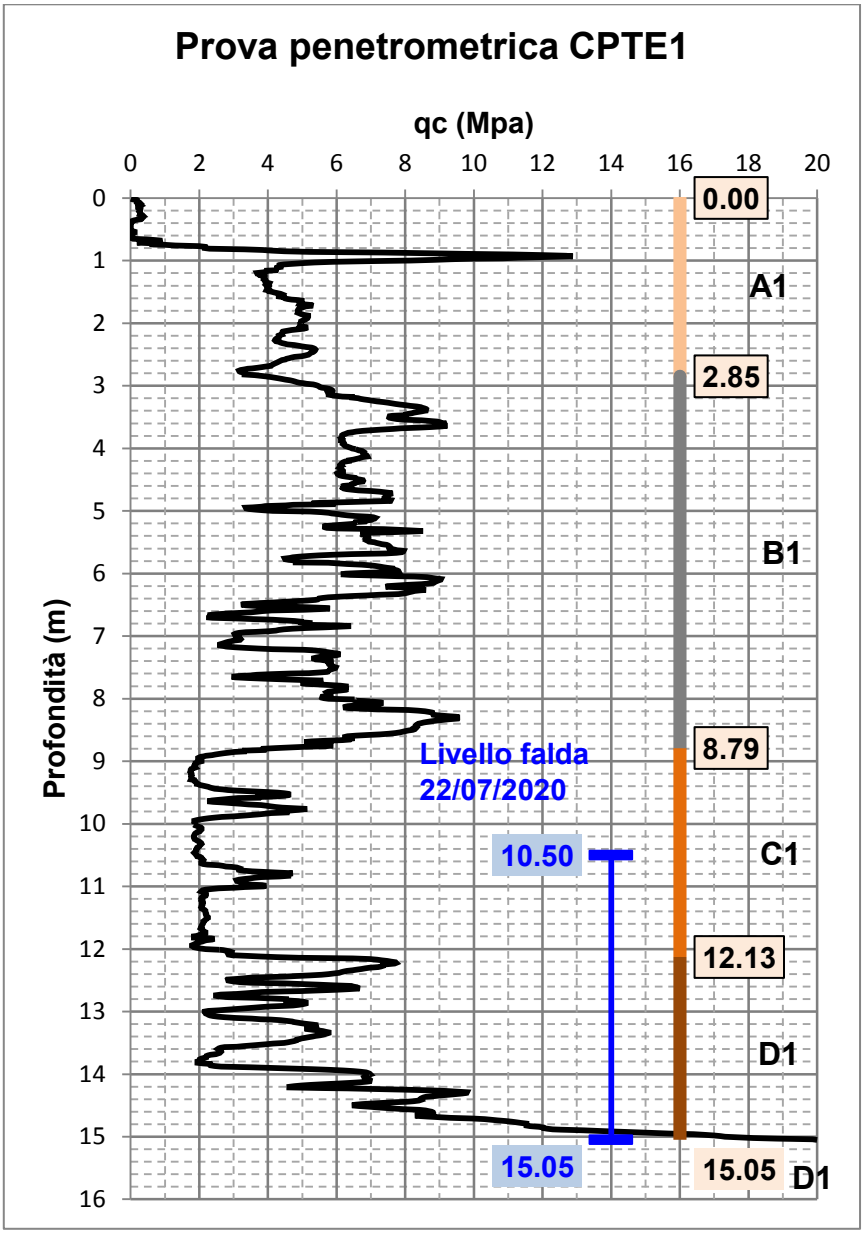


Fig.9.7

- **UNITA' A2** da piano campagna sino alla profondità di 2.13 m, riporto grossolano in matrice sabbioso limosa medio addensata. La resistenza statica media alla punta è pari a 4.23 Mpa.
- **UNITA' B2** dalla profondità di 2.13 m sino alla profondità 13.45 m, alternanza di limi argillosi e limi sabbiosi. La resistenza statica media alla punta è pari a 3.54 Mpa.
- **UNITA' C2** dalla profondità di 13.45 m sino alla profondità di 15.76 m, sabbia limosa con livelli di limo argilloso passante a ghiaia. La resistenza statica media alla punta è pari a 7.35 Mpa.

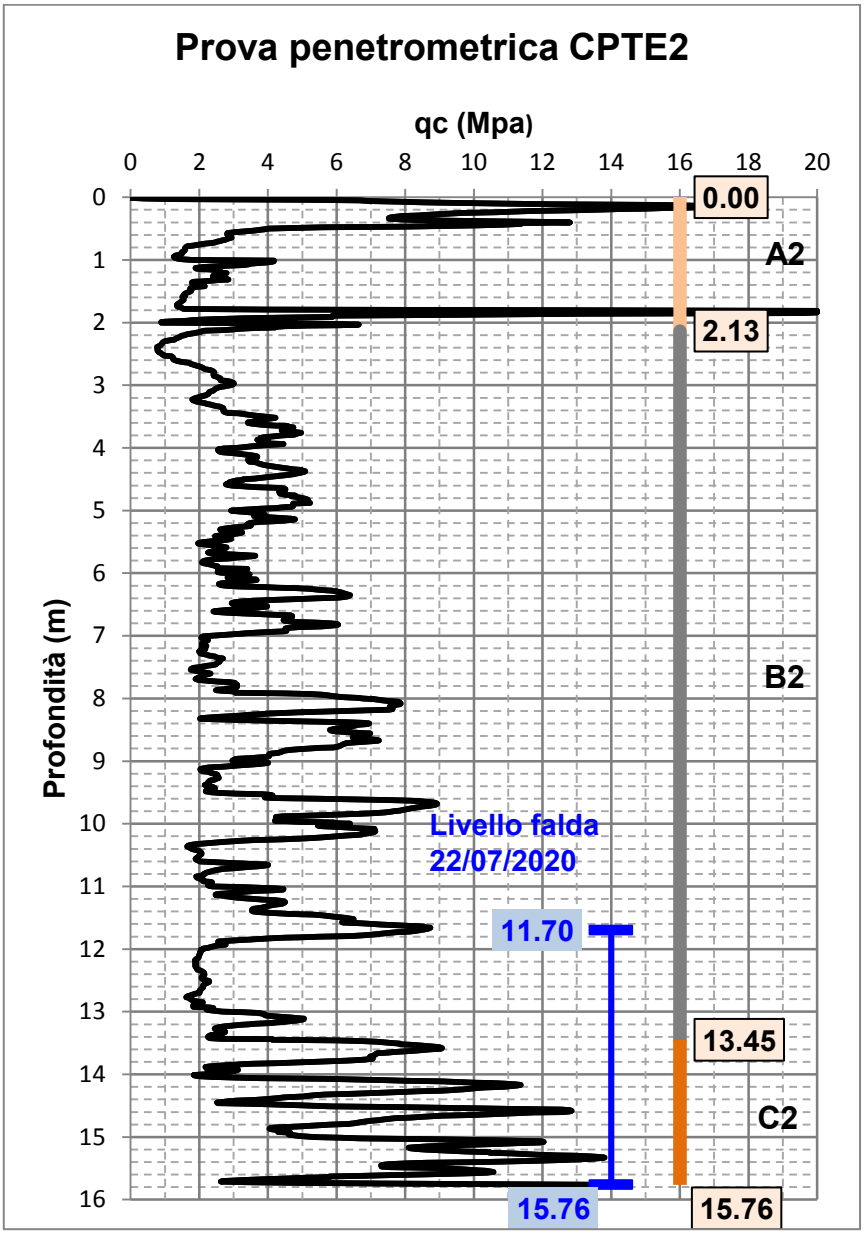


Fig.9.8

- **UNITA' A3** da piano campagna sino alla profondità di 2.12 m, riporto grossolano in matrice sabbioso limosa medio addensata. La resistenza statica media alla punta è pari a 4.92 Mpa.
- **UNITA' B3** dalla profondità di 2.12 m sino alla profondità 12.40 m, alternanza di limi argillosi e limi sabbiosi talora sabbie limose. La resistenza statica media alla punta è pari a 3.42 Mpa.
- **UNITA' C3** dalla profondità di 12.40 m sino alla profondità di 14.62 m, sabbia limosa con livelli di limo argilloso passante a ghiaia. La resistenza statica media alla punta è pari a 5.43 Mpa.

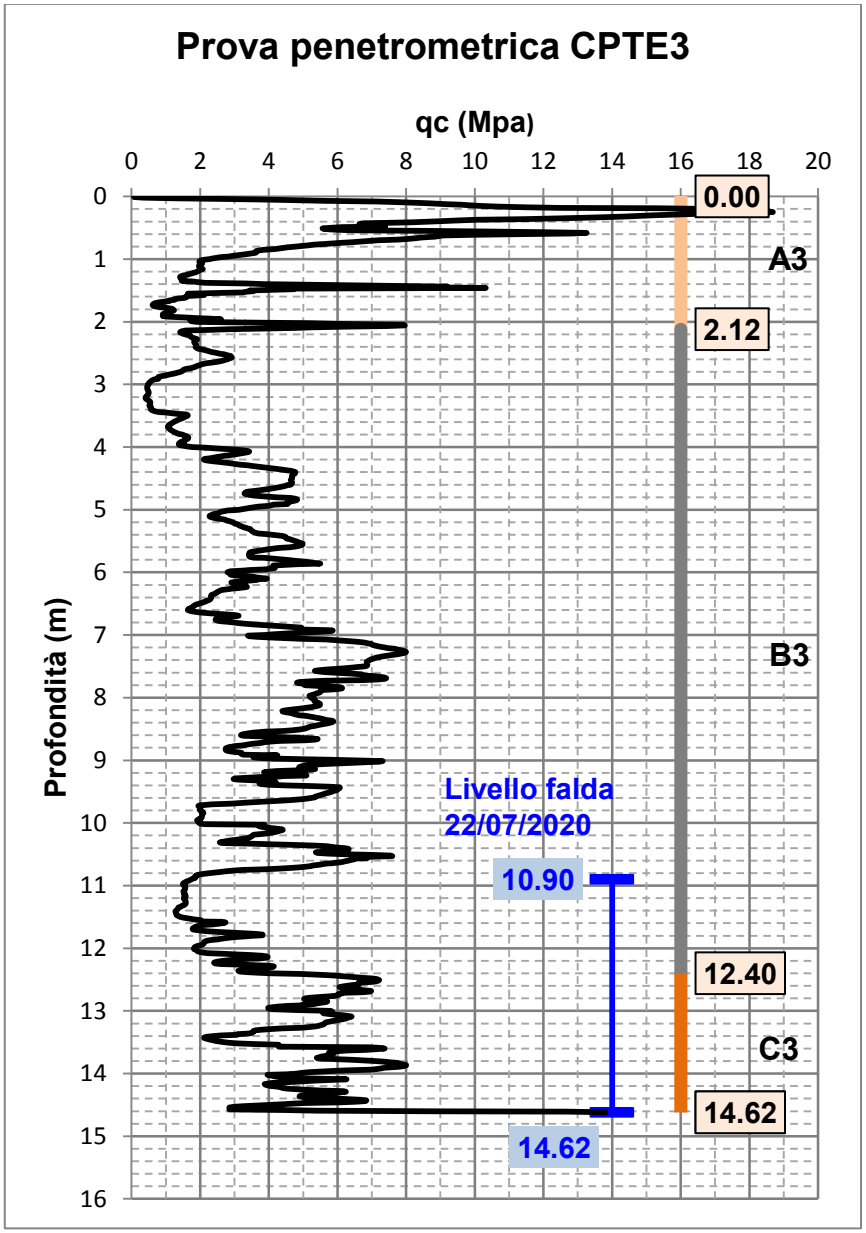


Fig.9.9

Per quanto concerne il comportamento geotecnico dei terreni, si assume la predisposizione seguente:

PROVA CPTE1

UNITA' A ,B e D terreni a comportamento prevalentemente incoerente
UNITA' C terreni a comportamento misto coesivo - incoerente

PROVE CPTE 2 e 3

UNITA' A ,e C terreni a comportamento prevalentemente incoerente
UNITA' B terreni a comportamento misto coesivo - incoerente

In relazione alla successione stratigrafica sopra descritta e da quanto emerso dalle prove penetrometriche, si è provveduto alla determinazione dei principali parametri geotecnici dei terreni.

Il procedimento è stato indirizzato all' identificazione per livelli di 1 cm (passo di misura della prova penetrometrica) dei singoli parametri (angolo d'attrito interno, coesione, modulo edometrico, modulo di deformazione Young, peso di volume, ecc)

Le correlazioni usate per la determinazione dei parametri geotecnici sono:

γ = peso di volume (Robertson e Cabal)
Cu = coesione non drenata (Laad e DeGroot)
E_{ed} = modulo edometrico (Robertson)
φ'= angolo d'attrito efficace coesivi (Herminier)
Ey = modulo di Young (Robertson)
Φ'_p= angolo d'attrito incoerenti (Kulhawy e Mayne)
c' = coesione efficace coesivi (Mesri)

In seguito è stata valutata la media del valore di ciascun parametro.

CPTE1

Unità	Prof. tetto	Prof. Base	resistenza statica	resistenza laterale	Densità relativa	angolo d'attrito efficace	Coesione efficace	coesione non drenata	modulo edometrico	modulo Young	peso di volume
	Ht	Hb	qc	fs	Dr	φ'	c'	cu	Eed	Ey	γ
	(m)	(m)	(Mpa)	(Kpa)	(%)	(*)	(Kpa)	(Kpa)	(Mpa)	(Mpa)	(KN/ m^3)
A1	0.00	2.85	4.48	104	57	33.2	-	-	57.14	45.59	19.0
B1	2.85	8.79	6.26	103	52	37.6	-	-	94.20	75.16	19.0
C1	8.79	12.13	2.49	46	-	24.2	15.9	153.0	19.42	57.39	18.6
D1	12.13	15.05	6.34	78	43	40.8	-	-	135.33	107.10	18.9

Tab.3

CPTE2

Unità	Prof. tetto	Prof. Base	resistenza statica	resistenza laterale	Densità relativa	angolo d'attrito efficace	Coesione efficace	coesione non drenata	modulo edometrico	modulo Young	peso di volume
	Ht	Hb	qc	fs	Dr	φ'	c'	cu	Eed	Ey	γ
	(m)	(m)	(Mpa)	(Kpa)	(%)	(*)	(Kpa)	(Kpa)	(Mpa)	(Mpa)	(KN/ m^3)
A2	0.00	2.13	4.23	82	56	30.0	-	-	37.67	30.05	18.8
B2	2.13	13.45	3.54	65	-	24.5	17.3	165.9	19.84	59.50	18.8
C2	13.45	15.76	7.35	88	48	41.2	-	-	136.45	108.87	18.9

Tab.4

CPTE3

Unità	Prof. tetto	Prof. Base	resistenza statica	resistenza laterale	Densità relativa	angolo d'attrito efficace	Coesione efficace	coesione non drenata	modulo edometrico	modulo Young	peso di volume
	Ht	Hb	qc	fs	Dr	φ'	c'	cu	Eed	Ey	γ
	(m)	(m)	(Mpa)	(Kpa)	(%)	(*)	(Kpa)	(Kpa)	(Mpa)	(Mpa)	(KN/ m^3)
A3	0.00	2.12	4.92	85	61	30.3	-	-	40.76	32.51	18.7
B3	2.12	12.40	3.42	69	-	23.7	15.2	144.0	16.65	53.88	18.7
C3	12.40	14.62	5.43	98	40	39.4	-	-	127.78	101.96	19.0

Tab.5

La determinazione dei parametri geotecnici ***caratteristici*** è stata ottenuta mediante elaborazione statistica, che ha preso in considerazione i criteri seguenti:

I. Dimensioni del campione (numero di valori di ciascun parametro per unità)
II. Presenza o meno di compensazione delle resistenze nel terreno.
III. Tipo di distribuzione del parametro analizzato (lognormale per la coesione e normale per gli altri)

Per quanto concerne le dimensioni del campione, si è assunto come discriminante il numero 30. Per tanto per n<30 è stata utilizzata la distribuzione di Student, mentre per n>30 quella normale.

RESISTENZA STATICA ALLA PUNTA E LATERALE CARATTERISTICI

CPTE1

Unità	Prof. tetto	Prof. Base	resistenza statica caratteristica prossima al minimo	resistenza statica caratteristica prossima alla media	resistenza laterale caratteristica prossima al minimo	resistenza laterale caratteristica prossima alla media
	Ht	**Hb**	**qc_k**	**qc_{kk}**	**fs_k**	**fs_{kk}**
	(m)	(m)	(Mpa)	(Mpa)	(Kpa)	(Kpa)
A1	0.00	2.85	3.51	4.41	49	100
B1	2.85	8.79	3.64	6.16	62	101
C1	8.79	12.13	1.15	2.42	16	43
D1	12.13	15.05	2.24	5.99	43	76

Tab.6

CPTE2

Unità	Prof. tetto	Prof. Base	resistenza statica caratteristica prossima al minimo	resistenza statica caratteristica prossima alla media	resistenza laterale caratteristica prossima al minimo	resistenza laterale caratteristica prossima alla media
	Ht	**Hb**	**qc_k**	**qc_{kk}**	**fs_k**	**fs_{kk}**
	(m)	(m)	(Mpa)	(Mpa)	(Kpa)	(Kpa)
A2	0.00	2.13	0.88	3.69	24	75
B2	2.13	13.45	0.68	3.46	25	63
C2	13.45	15.76	2.25	7.02	32	84

Tab.7

CPTE3

Unità	Prof. tetto	Prof. Base	resistenza statica caratteristica prossima al minimo	resistenza statica caratteristica prossima alla media	resistenza laterale caratteristica prossima al minimo	resistenza laterale caratteristica prossima alla media
	Ht	**Hb**	**qc_k**	**qc_{kk}**	**fs_k**	**fs_{kk}**
	(m)	(m)	(Mpa)	(Mpa)	(Kpa)	(Kpa)
A3	0.00	2.12	0.78	4.39	11	77
B3	2.12	12.40	0.48	3.32	3	64
C3	12.40	14.62	2.82	5.25	62	96

Tab.8

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

CPTE1

Unità	Ht	Hb	φ'k	φ'kk	c'_k	c'_{kk}	cu_k	cu_{kk}	Eed_k	Eed_{kk}	Ey_k	Ey_{kk}	γ_{kk}
	(m)	(m)	(*)	(*)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(KN/m^3)
A1	0.00	2.85	31.6	33.1	-	-	-	-	37.63	55.71	30.03	44.45	18.9
B1	2.85	8.79	35.6	37.5	-	-	-	-	71.19	93.21	56.80	74.37	18.9
C1	8.79	12.13	22.5	24.1	11.0	15.2	105.3	146.3	10.41	18.90	42.53	56.54	18.5
D1	12.13	15.05	37.8	40.6	-	-	-	-	101.74	132.70	81.18	105.87	18.8

Tab.9

CPTE2

Unità	Ht	Hb	φ'k	φ'kk	c'_k	c'_{kk}	cu_k	cu_{kk}	Eed_k	Eed_{kk}	Ey_k	Ey_{kk}	γ_{kk}
	(m)	(m)	(*)	(*)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(KN/m^3)
A2	0.00	2.13	24.0	29.7	-	-	-	-	17.97	36.22	14.34	28.90	18.7
B2	2.13	13.45	22.1	24.4	9.8	16.1	93.8	154.7	8.79	19.38	34.84	58.47	18.7
C2	13.45	15.76	39.3	41.1	-	-	-	-	103.86	133.84	82.87	106.79	18.8

Tab.10

CPTE3

Unità	Ht	Hb	φ'k	φ'kk	c'_k	c'_{kk}	cu_k	cu_{kk}	Eed_k	Eed_{kk}	Ey_k	Ey_{kk}	γ_{kk}
	(m)	(m)	(*)	(*)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(KN/m^3)
A3	0.00	2.12	25.5	30.4	-	-	-	-	14.15	38.78	11.29	30.94	18.6
B3	2.12	12.40	19.9	23.6	4.9	12.5	44.0	116.9	2.02	15.97	22.70	52.42	18.6
C3	12.40	14.62	38.1	39.3	-	-	-	-	108.64	126.06	86.68	100.58	18.9

Tab.11

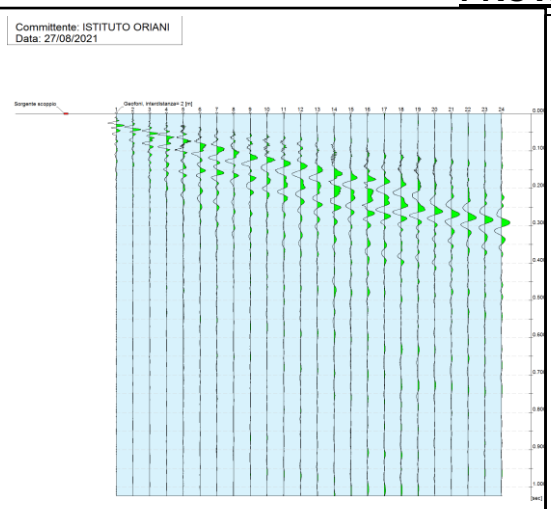
Nota bene:

- *Con il pedice k sono indicati i valori caratteristici prossimi al minimo, ossia nella condizione di assenza di compensazione delle resistenze, relative a opere che coinvolgono modesti volumi di terreno. Es. plinti e travi non collegati, scorrimento muro, base palo ecc.*
- *Con il pedice kk sono indicati i valori caratteristici prossimi alla media, ossia nella condizione di compensazione delle resistenze, relative ad opere che coinvolgono elevati volumi di terreno. Es. fondazioni superficiali a reticolo, laterale pali, pendii ecc*

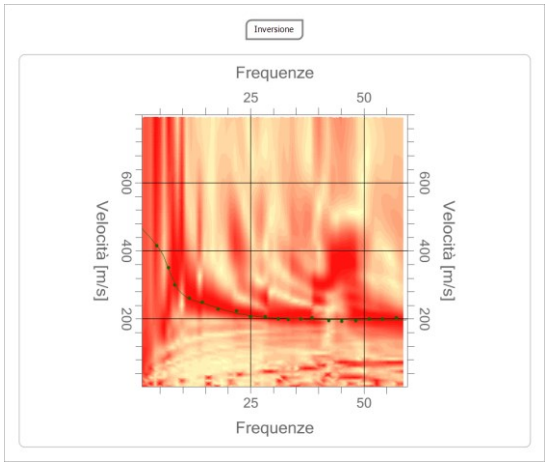
10. MODELLAZIONE GEOFISICA

Nel lotto in indagine sono state eseguite tre indagini geofisiche, di cui una tipo MASW con la quale si identifica la velocità di propagazione delle onde di taglio (VS), e due tipo HVSR utili alla determinazione delle frequenze di sito.

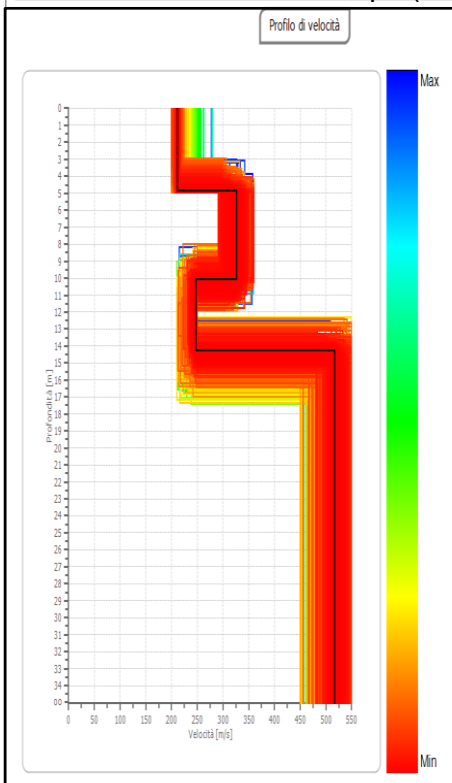
PROVA MASW



Sismogramma registrato durante le acquisizioni . In ascissa il numero di canali, in ordinata il tempo (ms)



Spettro di velocità - frequenze



Modello di sottosuolo (1D) descritto in termine di Vs e profondità dei sismostrati in nero la Vs media

Tabella di sintesi

n° strato	Profondità letto (m)	spessore (m)	Vs (m/s)
1	4.9	4.9	212
2	10.1	5.2	326
3	14.3	4.2	247
4	35	20.7	516

Fig.10.1

PROVA HVSR1

Dati riepilogativi:

Numero tracce: 3
Durata registrazione: 1200 s
Frequenza di campionamento: 200.00 Hz
Numero campioni: 240000
Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

Numero totale finestre selezionate: 66
Numero finestre incluse nel calcolo:49
Dimensione temporale finestre: 20.000 s
Tipo di lisciamento: Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamento: 10.00 %

Grafici degli spettri

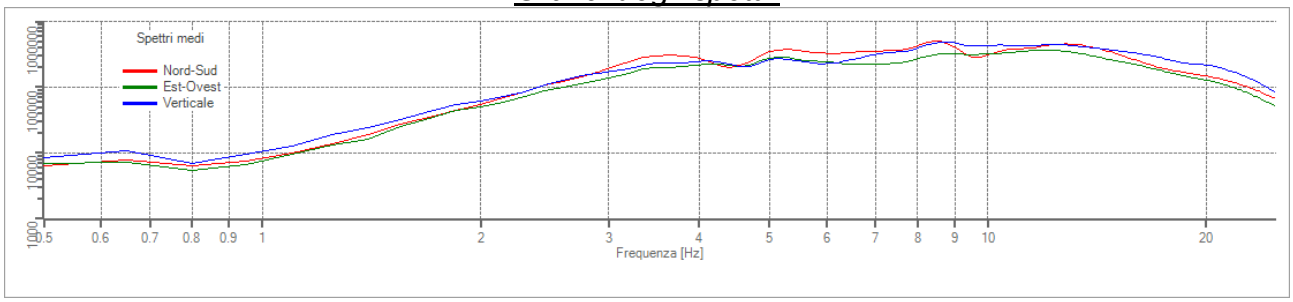
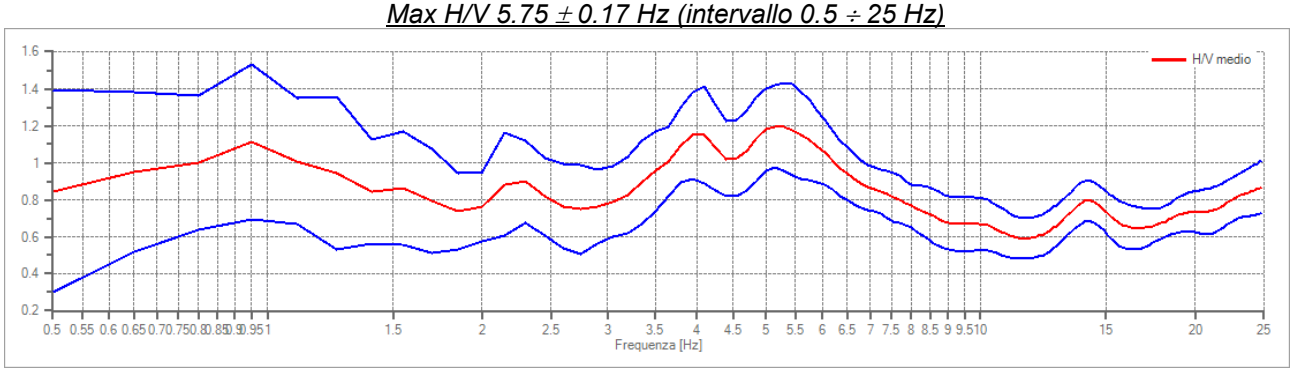


Grafico rapporto spettrale orizzontale su verticale e suo intervallo di fiducia

Max H/V 5.75 ± 0.17 Hz (intervallo 0.5 ÷ 25 Hz)



Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

Criteri per una curva H/V affidabile (tutti e 3 dovrebbero essere soddisfatti)	**Esito**
$f_0 > 10/l_w$	OK
$n_g(f_o) > 200$	OK
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5H$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5H$	OK
Criteri per un picco H/V chiaro (almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti	
Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ I $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	NO
Esiste f^+ in $[f_0/4, f_0]$ I $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	OK
$A_0 > 2$	NO
$f_{picco}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	OK
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	OK
$\sigma A(f_0) < \theta(f_0)$	OK

PROVA HVSR 2

Dati riepilogativi:

Numero tracce: 3
Durata registrazione: 1200 s
Frequenza di campionamento: 200.00 Hz
Numero campioni: 240000
Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

Numero totale finestre selezionate: 66
Numero finestre incluse nel calcolo: 43
Dimensione temporale finestre: 20.000 s
Tipo di lisciamento: Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamento: 10.00 %

Grafici degli spettri

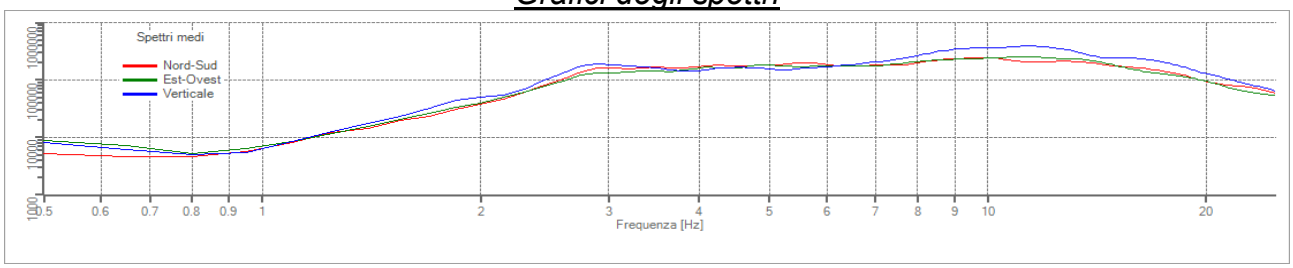
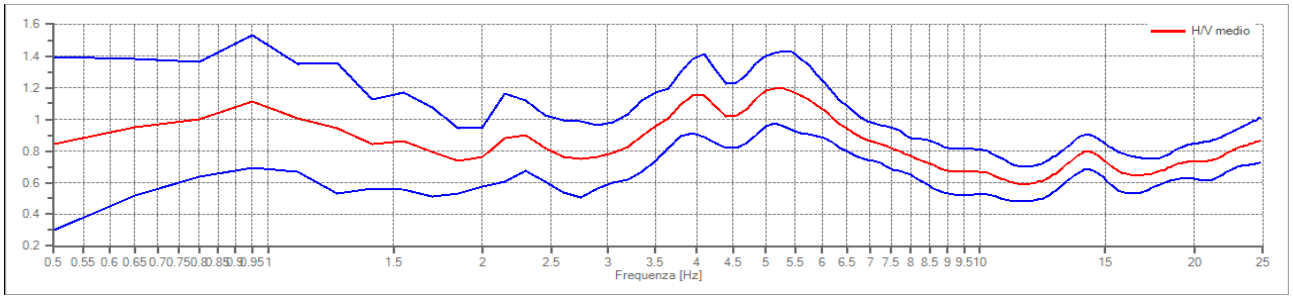


Grafico rapporto spettrale orizzontale su verticale e suo intervallo di fiducia

Max H/V 5.15 ± 0.18 Hz (intervallo 0.5 ÷ 25.0 Hz)



Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

Criteri per una curva H/V affidabile (tutti e 3 dovrebbero essere soddisfatti)	**Esito**
$f_0 > 10/l_w$	OK
$n_q (f_0) > 200$	OK
$\sigma_A (f) < 2$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5H$ $\sigma_A (f) < 3$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5H$	OK
Criteri per un picco H/V chiaro (almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti	
Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ I $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	NO
Esiste f^+ in $[f_0/4, f_0]$ I $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	OK
$A_0 > 2$	NO
$f_{picco}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	NO
$\sigma A(f_0) < \theta(f_0)$	OK

11. ESITO MODELLAZIONE GEOFISICA

11.1 Categoria di Suolo

Il processo d'inversione ha un andamento come mostrato in fig. 10.1, dal quale si ricava come media equivalente:

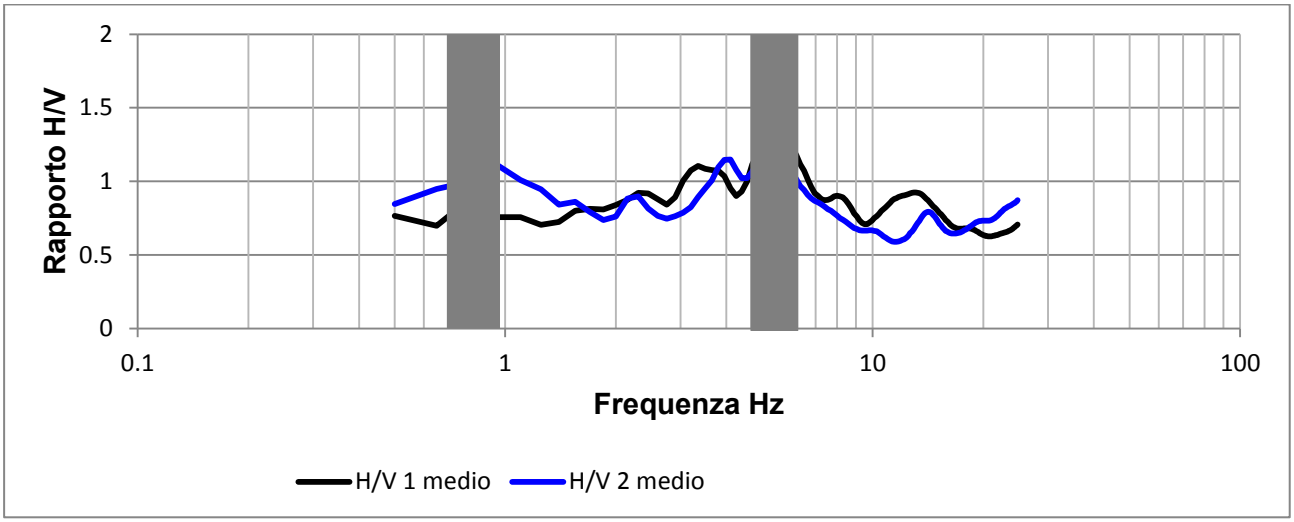
- Profondità da piano campagna 0,00 m $Vs_{(30)}$ = 347 m/sec
- Profondità da piano campagna -1.00 m $Vs_{(30)}$ = 358 m/sec
- Profondità da piano campagna -2.00 m $Vs_{(30)}$ = 371 m/sec
- Profondità da piano campagna -3.00 m $Vs_{(30)}$ = 384 m/sec

In base alla classificazione proposta nelle NTC 2018, che indica la classe di suolo in funzione della velocità equivalente nei trenta metri sottostanti la base della fondazione, nel caso in esame

- Con fondazioni impostate entro 1,0 m di profondità categoria di suolo C
- Con fondazioni impostate oltre 1,0 m di profondità categoria di suolo B

11.2 Frequenza di sito

Il grafici dei rapporti spettrali mostrano una sostanziale similitudine con un picco massimo pari a 5.15/5.75 Hz impotabile al contrasto sismico indotto dallo strato ghiaioso, ed un picco minore 0.80/0.95 Hz riferibile all'impedenza sismica del substrato a profondità di 100/120 m.



.

12. ASPETTI IDROGEOLOGICI ED IDROGRAFICI

I terreni del lotto sono ascrivibili ad un deposito limoso più o meno sabbioso per uno spessore di circa 8,50 m. Si tratta di un materiale caratterizzato da una medio permeabilità che si traduce in una capacità di drenaggio anch'essa media.

. Il reticolo idrografico principale è caratterizzato dalla presenza del fiume Lamone a circa 1,0 Km ad est e che in questo tratto è dotato di un arginatura che si eleva dal piano campagna. Oltre a questi non vi è altro da menzionare in quanto quello originariamente presente è stato sostituito dal sistema fognario urbano.

13. VULNERABILITA' IDROGEOLOGICA DEL SITO

13.1 - Acque superficiali.

Il lotto è inserito in un ampia zona urbanizzata in cui i vari manufatti (edifici, manti stradali, ecc.) hanno ridotto in modo considerevole la superficie permeabile. Per tanto la quasi totalità delle acque meteoriche è smaltita dal reticolo fognante urbano.

.

13.2 - Acque sotterranee.

Al momento dell' esecuzione delle prove è stato possibile individuare la circolazione idrica solo nella solo nelle prove CPTE2 e CPTE3 e si è constatato un livello statico della falda alla profondità di 10,5/11,7 m da piano calpestio di esecuzione delle prove.

14. VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' GEOLOGICA DEL SITO

Modellazione geomorfologica dell'area

L'assetto è costituito da un lotto inserito in un'ambiente sostanzialmente ad andamento pianeggiante.

Stabilità della coltre superficiale

La conformazione topografica sub pianeggiante esclude tendenze evolutive verso quadri di dissesto o di instabilità gravitativa.

15. ANALISI DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

15.1 Coefficienti sismici metodo semplificato

I parametri generali del lotto e dell'opera sono:

Latitudine WGS 84: 44.290045 – ED50 44.290999
Longitudine WGS 84 : 11.878743 – ED50 11.879720
Tipo opere: affollamento significativo
Classe d'uso: Classe III
Vita nominale: 50.0 [anni]

In base alle coordinate del sito è possibile determinare i parametri sismici base di riferimento:

stato limite	Tr	ag/g	Fo	Tc*
	(anni)	(-)	(-)	(sec)
SLO	45	0.081	2.395	0.269
SLD	75	0.102	2.392	0.277
SLV	712	0.233	2.481	0.309
SLC	1462	0.288	2.540	0.320

Tab.12

Le fondazioni sono impostate ad una quota di 2,50 ÷ 3.00 m da piano esecuzione MASW per cui i terreni del lotto in indagine appartengono al un suolo di categoria "B"

(vedi par. 11.1) Questa distinzione permette di determinare l'equazione per la definizione del coefficiente stratigrafico (Ss) che è:

$$1{,}00 \leq 1{,}40 - 0{,}40 \cdot Fo \cdot ag/g \leq 1{,}20$$

Dove:
Fo = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima
ag = accelerazione orizzontale di base
g = accelerazione di gravità (9,81 m/sec^2)

Stato limite	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss classe d'uso II	1.200	1.200	1.169	1.108

Tab.13

L'accelerazione massima attesa in superficie a ciascun limite è definita dalla relazione seguente:

$$Amax = ag \cdot S_T \cdot S_S$$

Il lotto in oggetto insiste su un area pianeggiante, per cui la categoria topografica è la T1 alla quale è assimilato un coefficiente topografico (ST) pari a 1,00.

Coefficienti sismici orizzontali e verticali per fondazioni e stabilità pendii

stato limite	amax/g	beta	Kh	Kv
	(-)	(-)	(-)	(-)
SLO	0.097	0.20	0.019	0.010
SLD	0.122	0.24	0.029	0.015
SLV	0.272	0.28	0.076	0.038
SLC	0.319	0.28	0.084	0.045

Tab. 14

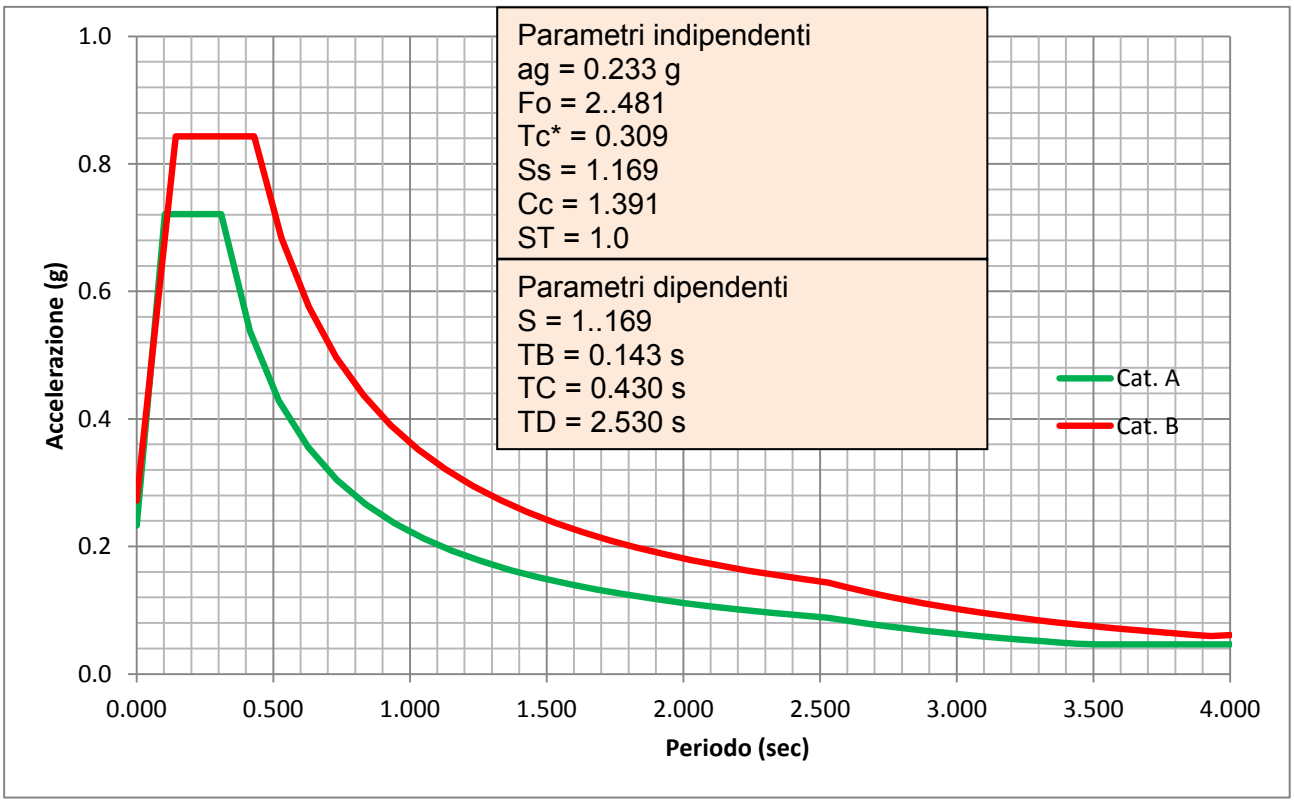


Fig. 15.1 spettro di risposta come da procedura semplificata NTC 2018

15.2 Da microzonazione sismica III livello del comune di Faenza

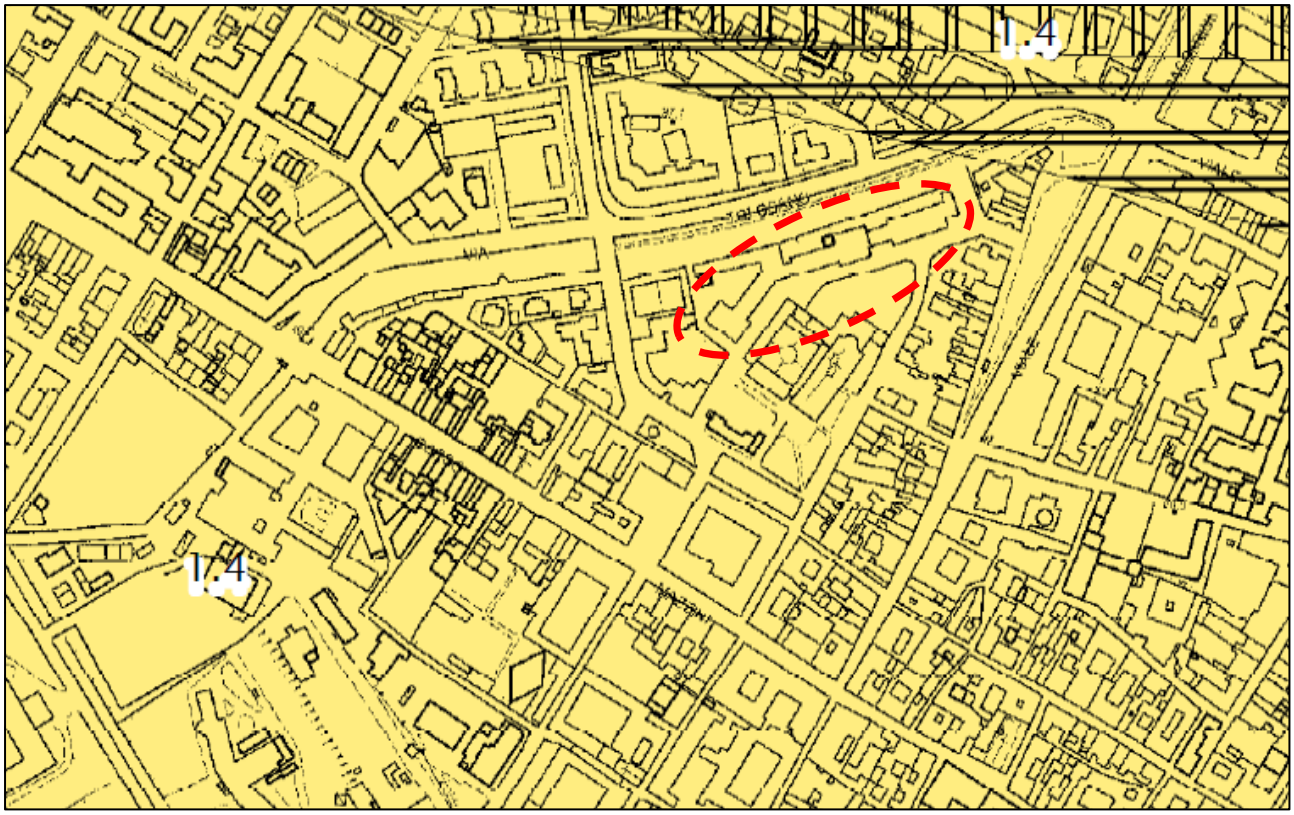


Fig. 15.2 Estratto dalla Carta di Microzonazione Sismica di Livello 3 Tav. 6d2

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

- Fa (PGA) = 1.1 – 1.2
- Fa (PGA) = 1.3 – 1.4
- Fa (PGA) = 1.5 – 1.6
- Fa (PGA) = 1.7 – 1.8
- Fa (PGA) = 1.9 – 2.0
- Fa (PGA) = 2.1 – 2.2
- Fa (PGA) = 2.3 – 2.4
- Fa (PGA) ≥ 2.5

Zone di attenzione per instabilità

ZS_LQ - Zona di suscettibilità per liquefazioni (0 < IL <= 2)

ZS_LQ - Zona di suscettibilità per liquefazioni (2 < IL <= 5)

ZS_LQ - Zona di suscettibilità per liquefazioni (IL >= 5)

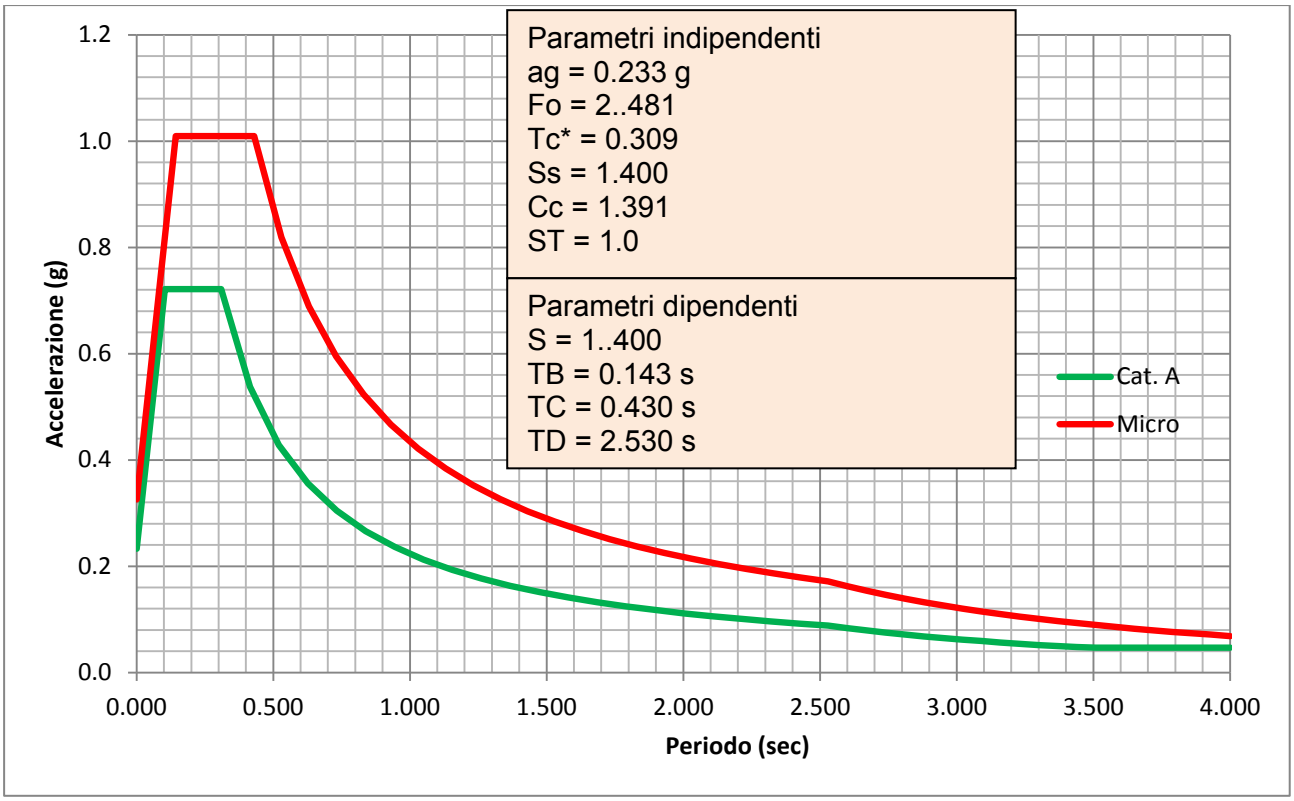


Fig. 15.3 spettro di risposta come da microzonazione sismica

15.3 Pericolosità sismica di riferimento

La sismica di base è desumibile dalla macrozonazione sismogenetica del territorio (2015), prodotta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Attualmente, essa rappresenta il più recente ed aggiornato riferimento per gli studi di pericolosità sismica del territorio italiano. La fig.15.4 mostra come l'area oggetto della presente sia interna alla zona sismogenetica: ITCS001 Castel San Pietro Terme – Meldola alla quale è associata una probabilità di magnitudo (Mw) pari a 5,8, ma vista la vicinanza con la zona sismogenetica ITC011 Ascensione – Armaia a cui è accomunata una probabilità di magnitudo pari a 6,0, si ritiene che quest'ultima eventualità debba essere presa in considerazione per il sito in oggetto.

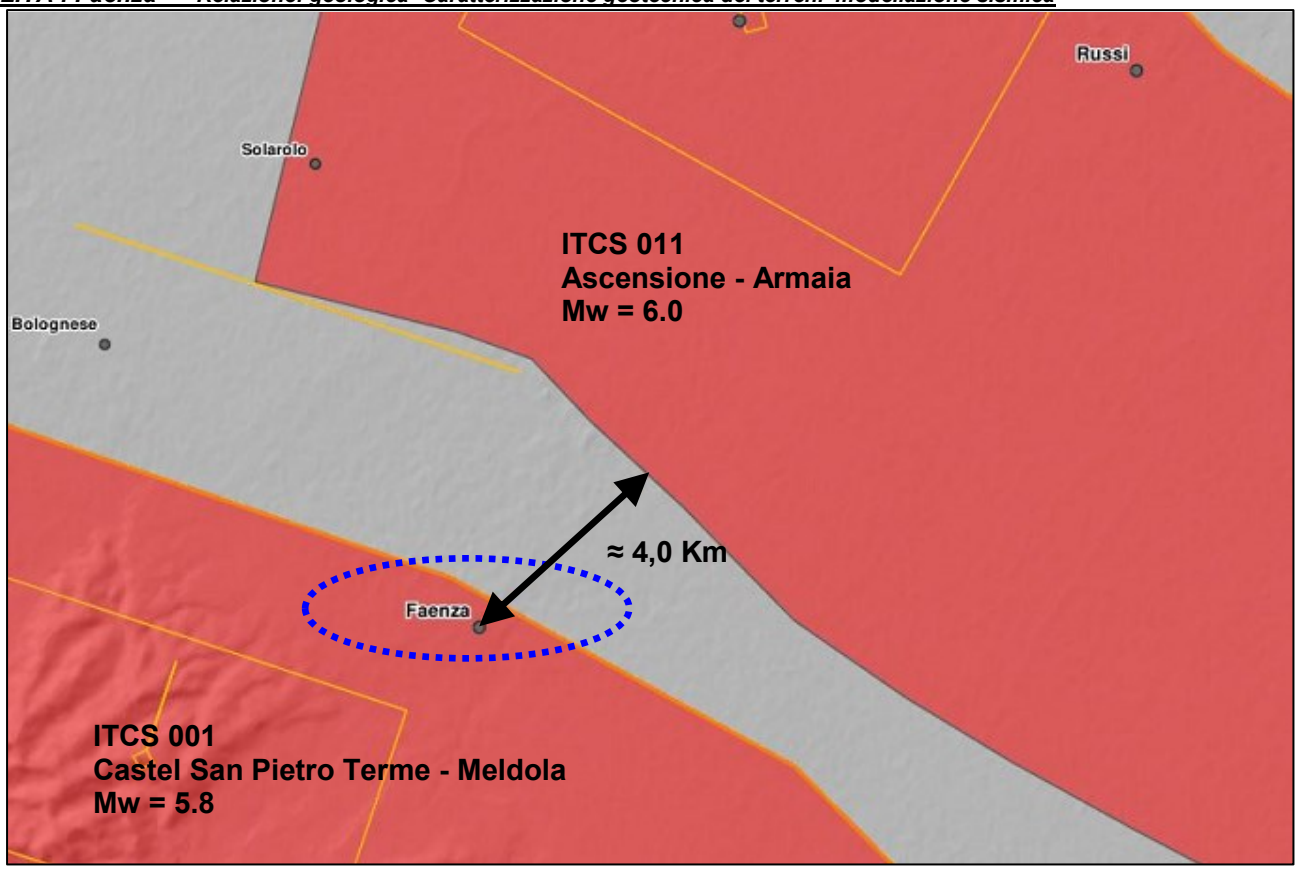


Fig. 15.4 estratto dal data base DISS 3.2 del INGV

16. LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI

La liquefazione è quel processo che in caso di sisma può interessare un deposito sabbioso saturo, in pratica l'aumento delle pressioni interstiziali, prodotto da un evento ciclico (sisma) riduce la resistenza di taglio causando la perdita di stabilità della massa di terreno. Di conseguenza s'instaurano delle deformazioni permanenti con assestamenti più o meno corposi in funzione della nuova resistenza di taglio. La suscettibilità alla liquefazione dei terreni di un sito è vincolata all'accadimento di alcuni fattori quali:

- Accelerazione massima attesa al piano campagna in assenza di manufatti > 0.1 g
- Profondità media stagionale della falda inferiore a 15.0 m da piano campagna.
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata N1(60) < 30 oppure q_{c1N} < 180 Kpa
- Distribuzione granulometrica interna alle zone indicate dalla [Fig. 7.11.1(a) o 7.11.1(b) NTC 2018].

La successione stratigrafica locale, come definita dalle prove penetrometriche è caratterizzata da una successione di limi sabbiosi e/o sabbie limose con limi argillosi La circolazione idrica è caratterizzata da una falda attestata alla profondità di 10.50 ÷ 11.70 m circa da p.c. Per tanto, si procede alla valutazione del potenziale di liquefazione mediante la procedura semplificata secondo i metodi deterministico, con il quale si definisce un coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione (FSL) e probabilistico.

16.1. Quota falda di verifica

La circolazione idrica rilevata al momento delle indagini era attesta alla profondità di 10.50 ÷ 11.70 m. Queste quote non si ritengono di massimo ravvenamento, in quanto identificate in periodo siccitoso, per cui è altamente probabile un innalzamento della falda anche consistente. Per la verifica alla liquefazione si considera uno stazionamento della falda idrica alla profondità di 8,00 m da p.c.

16.2. Scelta dell'accelerazione al suolo

Si assume l'accelerazione riferita allo stato limite SLV come indicato dalla microzonazione sismica, ovvero: agmax = 0.326.

16.3. Scelta magnitudo

Il lotto in indagine è interno ad una zona sismogenetica caratterizzata dalla probabilità di eventi sismici con magnitudo 5,8. Ma a breve distanza è presente un'altra zona (vedi Fig. 15.4) contraddistinta da una probabilità di scuotimenti sismici di magnitudo pari a 6. Per tanto adottando quanto suggerito dal *gruppo di lavoro "indirizzi e criteri generali per la microzonazione sismica*", per la successiva verifica alla liquefazione si ritiene opportuno utilizzare il valore di magnitudo Mw = 6.0

16.4. Approccio deterministico

Il potenziale di liquefazione, di ogni strato in cui è suddiviso il sottosuolo, viene stimato mediante la definizione della capacità di resistenza (CRR) del terreno e della tensione indotta dal terremoto (CSR). Il metodo utilizzato è quello di Robertson (2009), il quale individua la CRR dalla prove penetrometriche statiche.

Costituisce il fattore di sicurezza alla liquefazione (FSL) il rapporto tra la CRR e la CSR, al quale si applicano due fattori correttivi: di scala per la magnitudo (MSF) ed uno per tener conto delle pressioni litostatiche ($K\sigma$), per tanto:

$$FSL = (CRR_{7.5}/CSR) \bullet (MSF \bullet K\sigma)$$

La CSR è legata alla sismicità della zona in esame attraverso l'accelerazione massima attesa, mentre la $CRR_{7.5}$ si determina attraverso i risultati della prova penetrometrica statica. L'analisi è articolata con calcolo riferito alla resistenza statica alla punta (qc) e con la correzione che tiene conto della quantità della frazione fine. Il fattore di scala magnitudo (MSF) è stato determinato secondo le raccomandazioni dell'autore stesso (Robertson), il quale suggerisce l'espressione consigliata dalle NCEER.

Di seguito si propone un grafico in cui sono è riportato il coefficiente di sicurezza con indicati (linee tratteggiate) i limiti corrispondenti a FSL = 1 e FSL = 1,25.

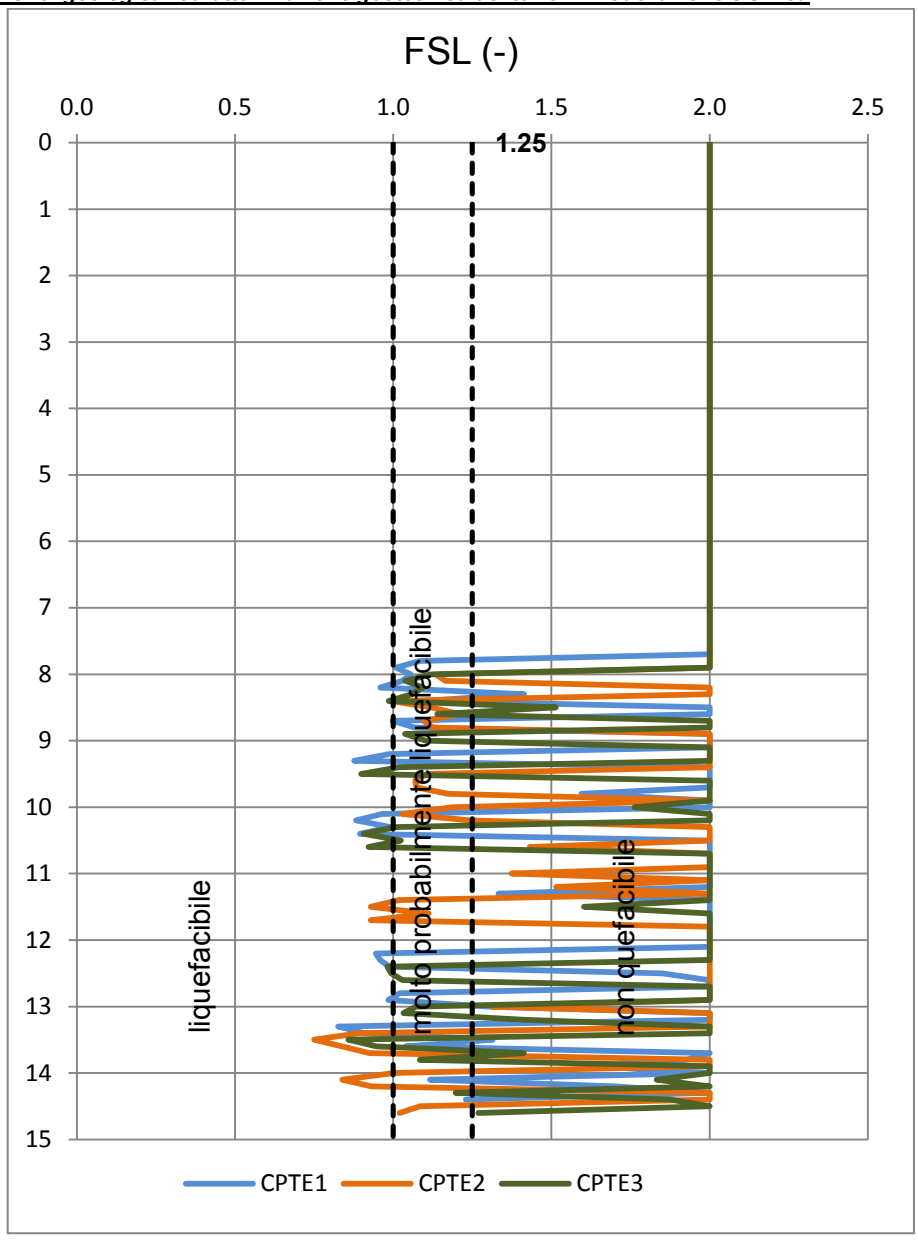


Fig. 16.1 coefficienti liquefazione

Una misura integrale degli effetti della liquefazione per ogni singola verticale è possibile facendo riferimento agli studi di Iwasaki et al, il quale ha introdotto l'indice del potenziale di liquefazione (LPI) definito dall'equazione seguente:

$$LPI(z) = F(z) \times W(z) \times dz \quad \text{ovvero} \quad LPI = \sum LPI(z) \quad (1)$$

Dove :

F(z) = fattore funzione di FSL riferito ad un FSL < 1,4 Sonmez (2003)
W(z) = 10 – 0,5 x z
z = profondità dal piano campagna
dz = spessore dello strato considerato

Il valore dell'indice del potenziale di liquefazione è associato ad una classe di pericolosità come da tabella sottostante:

Indice del potenziale di liquefazione LPI	Pericolosità di liquefazione
LPI = 0	nulla
0 < LPI < 2	bassa
2 <LPI < 5	moderata
5 < LPI < 15	alta
LPI> 15	molto alta

Tab.15

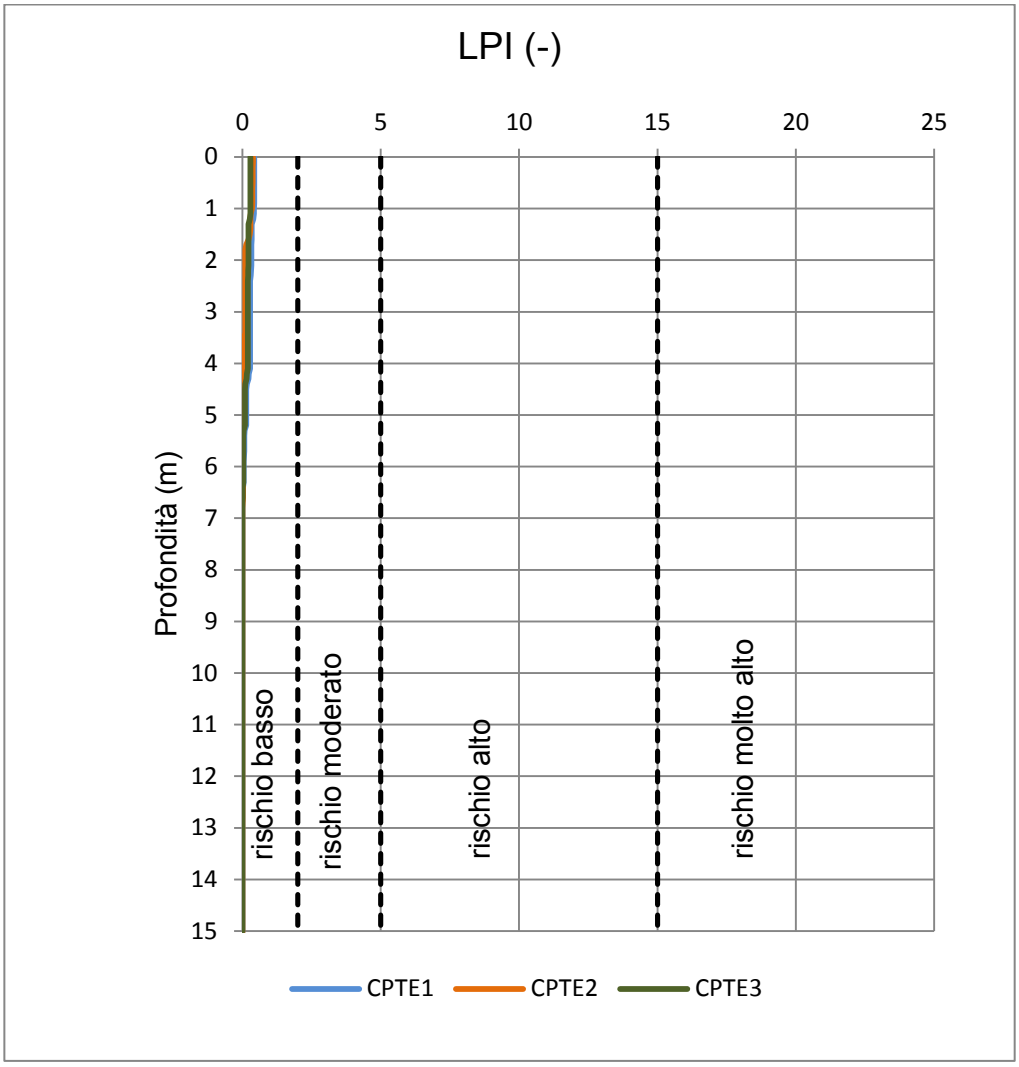


Fig. 16.2

Nel caso in esame gli esiti sono:

Prova	Indice del potenziale di liquefazione LPI	Pericolosità di liquefazione
CPTE1	0.42	Bassa
CPTE2	0.38	Bassa
CPTE3	0.28	Bassa

Tab.16

16.5. Approccio probabilistico

Questa procedura prevede la definizione dell'indice di probabilità di liquefazione (LPbI) quale misura globale e cumulativa della probabilità di inizio di liquefazione corrispondente alla totalità della verticale esaminata. L'espressione a cui si fa riferimento è la seguente:

$$LPbI = \sum P_L(z) \cdot W(z) \cdot d(z) \quad (2)$$

Dove:

$P_L(z)$ = fattore indicante la probabilità d'inizio liquefazione (Juang et al 2002)

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

dz = spessore dello strato considerato

La relazione (2) è simile alla (1) con la differenza che, l'indice che si ottiene rappresenta la probabilità di liquefazione mediata e pesata sull'intera verticale. Il valore dell'indice è quindi associato ad una classe di probabilità, come da tabella seguente:

Classi di probabilità di liquefazione secondo CHEN e Juang (2000)

Probabilità di liquefazione LPbI	**classe di probabilità**
LPbI > 85	liquefazione quasi certa
65 ≤ LPbI < 85	liquefazione molto probabile
35 ≤ LPbI < 65	liquefazione e non liquefazione ugualmente probabili
15 ≤ LPbI < 35	liquefazione improbabile
LPbi < 15	non liquefazione quasi certa

Tab.17

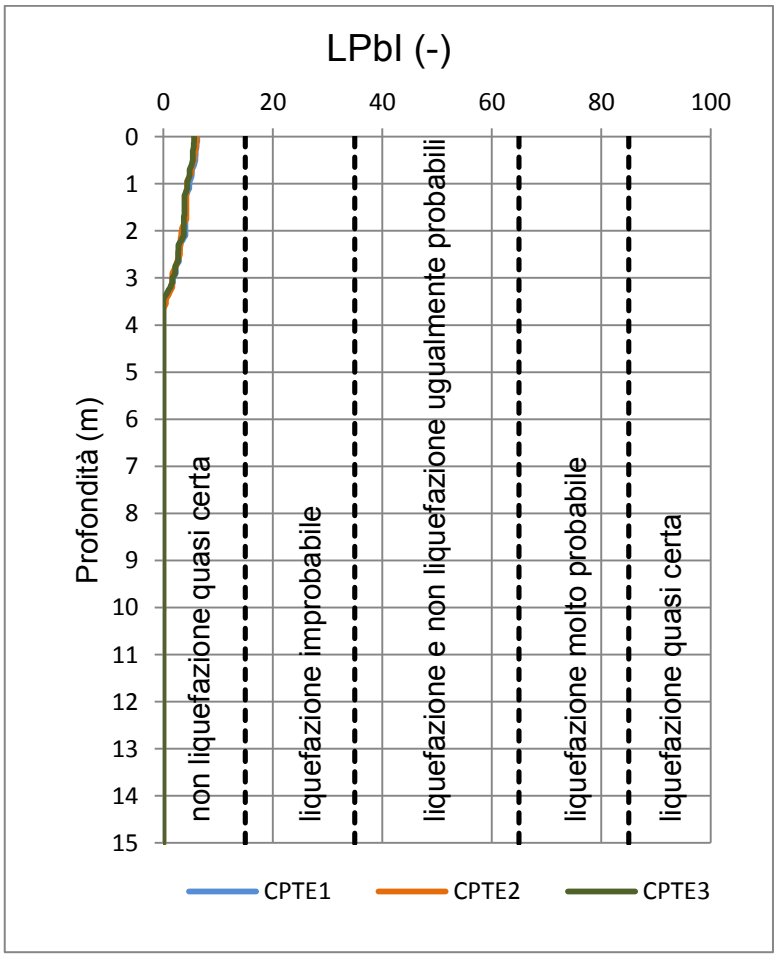


Fig. 16.3

Nel caso in esame gli esiti sono:

Prova	Indice di probabilità di liquefazione LPbI	Probabilità di liquefazione
CPTE1	6.2	Non liquefazione quasi certa
CPTE2	6.1	Non liquefazione quasi certa
CPTE3	5.6	Non liquefazione quasi certa

Tab.18

16.6 Cedimenti Post-sismici

La stima dei cedimenti post-sismici si basa sulla valutazione della deformazione volumetrica [ε_v (%)] indotta a seguito dell'addensamento nei terreni granulari ed alla riconsolidazione per dissipazione delle pressioni interstiziali nei terreni fini. Di seguito si procede a questa verifica facendo riferimento ai suggerimenti di Yoshimine et al (2006) il quale propone l'identificazione della deformazione volumetrica (ε_v) in funzione della deformazione massima di taglio indotta dal sisma (γ_{max}), a sua volta funzione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione (FSL) e di un fattore (fa) in relazione alla densità relativa del terreno.

Il cedimento di ogni singolo livello è definito dall'espressione seguente

$$s = \varepsilon_v \bullet dz \quad (3)$$

dove:

ε_v = deformazione volumetrica post-sismica
dz = spessore dello strato considerato

Per la stima del cedimento verticale dovuto alla liquefazione si utilizza l'indice del cedimento di liquefazione (LSI) ottenuto integrando, entro la profondità critica, la (3) ossia:

$$LSI = \sum \varepsilon_v \bullet dz$$

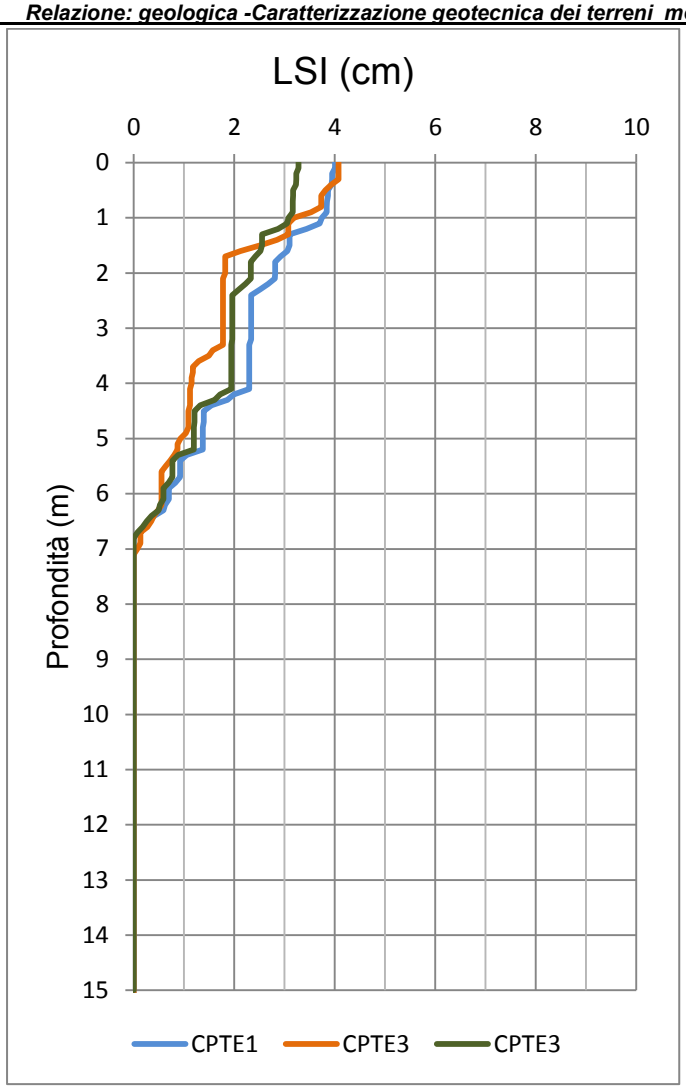


Fig. 16.4

Nel caso in esame gli esiti sono:

Prova	cedimento LSI
CPTE1	4.0
CPTE2	4.2
CPTE3	3.3

Tab.19

17. CONSIDERAZIONI SULLA LIQUEFAZIONE

La valutazione della predisposizione alla liquefazione dei terreni di un sito deve prendere in considerazione sia le informazioni di carattere puntuale, come l'identificazione del coefficiente alla liquefazione (FSL) e sia quelle inerenti tutta la colonna stratigrafica tramite i coefficienti LPI e LPbI.

E' noto che non è sempre verificato che un coefficiente alla liquefazione (FSL) minore di uno sia, in assoluto, indice di liquefazione, in quanto il suo accadimento è legato ad un insieme di fattori a volte non concomitanti tra loro.

Il coefficiente alla liquefazione (FSL) è rapportato al suo effettivo o meno avverarsi secondo lo schema seguente:

- FSL <= 1 liquefacibile
- 1 < FSL <= 1,25 probabilmente liquefacibile
- FSL > 1,25 non liquefacibile

Dall'analisi del grafico di Fig. 16.1 sono possibili le considerazioni seguenti:

- Sino alla profondità di 7.8 m i terreni non sono liquefacibili
- Dalla profondità di 7.8 sino alla profondità di circa 15,0 m si nota un'alternanza tra livelli liquefacibili, probabilmente liquefacibili e non liquefacibili.

La misura integrale sull'intera verticale del parametro LPI mostra valori tali da indurre una classificazione di pericolosità bassa, mentre quella del parametro LPbI identifica un valore a cui è associata una condizione da non liquefazione quasi certa.

Una valutazione del livello di danno in relazione all'entità del cedimento è stata proposta da Ishihara e Yoshimine (1992) secondo lo schema seguente

Cedimento (cm)	Livello di danno
LSI < 10	Basso
10 < LSI < 30	Medio
LSI > 30	Alto

Tab. 20

Nel caso in esame l'esito è il seguente:

prova n°	LSI (cm)	Livello di danno
CPTE1	4.0	Basso
CPTE2	4.2	Basso
CPTE3	3.3	Basso

Tab. 21

Un ulteriore indicatore per la stima degli effetti in conseguenza dell'innesco di liquefazione è il coefficiente LSN (liquefaction severity number – H. Cowan e tonkin & taylor limited 2012/2013) definito dalla relazione seguente:

$$LSN = 1000^* \sum \varepsilon_v \bullet dz / z$$

dove:

ε_v = deformazione volumetrica post-sismica definita con il metodo di Zhang et al.
dz = spessore dello strato considerato
z = profondità dello strato

Il valore di LNS è associato agli effetti dominanti come da tabella seguente:

LNS	Effetti dominanti
0 - 10	pochi o nessun effetto di liquefazione
10 - 20	lievi effetti di liquefazione, alcuni vulcanelli di sabbia
20 - 30	effetti moderati di liquefazione, con vulcanelli di sabbia ed alcuni danni strutturali
30 - 40	da moderata a marcata liquefazione con possibilità di danni strutturali
40 - 50	liquefazione molto accentuata, con ondulazione e danni alla superficie del suolo, gravi danni alle strutture per cedimenti totali e differenziali
>50	Liquefazione conclamata con evidenti effetti in superficie, gravi danni alle strutture ed ai sotto servizi per cedimenti totali e differenziali

Nel caso in esame:

prova n°	LSN	Effetti dominanti
CPTE1	4.53	pochi o nessun effetto di liquefazione
CPTE2	4.14	pochi o nessun effetto di liquefazione
CPTE3	3.40	pochi o nessun effetto di liquefazione

Tab. 22

In definitiva le analisi effettuate sull'intera verticale delle tre prove penetrometriche con l'identificazione dell 'indice del potenziale di liquefazione (LPI), della probabilità di liquefazione (LPbI), dell'indice di severità alla liquefazione (LSN) e della stima dei cedimenti (LSI), forniscono l'indicazione di rischio molto basso/basso di effetti indotti al suolo.

18. ORIENTAMENTI GEOTECNICI

Fermo restando che, in sede progettuale, per gli apparati fondali dovranno essere effettuate tutte le verifiche utili a soddisfare la condizione $Rd \geq Ed$, dove Rd è il valore di progetto del sistema geotecnico, mentre Ed il valore di progetto dell'insieme delle azioni alla base della fondazione, al fine di una prima valutazione della capacità portante, da considerarsi di massima, si procede di seguito alla valutazione del carico limite ultimo (qult) mediante la metodologia che prende in riferimento gli esisti della prova penetrometrica statica. . Per fondazioni interagenti con terreni incoerenti e/o a comportamento misto l'espressione è la seguente:

$$Qult = 2800 – 0.52(300 – 0.01 \bullet qcm)^{1.5}$$

Dove:
qcm = resistenza statica caratteristica prossima alla media, in Kpa, nello strato immediatamente sotto le fondazioni per uno spessore pari a 1.5 * B (Schmertmann) dove B = larghezza della fondazione

Gli elaborati progettuali evidenziano come le fondazioni del complesso scolastico siano state costruite con larghezza variabile e compresa nell'intervallo 100 ÷ 180 cm ed impostate ad una profondità mediamente pari a 250 cm da piano campagna. Per tanto si procede alla stima adottando le condizioni seguenti:

- larghezza (B) = 100 cm e 180 cm
- Intradosso (D) = 250 cm

Esito:

Prova penetrometrica	Intradosso fondazione	Larghezza fondazione	Resistenza statica caratteristica	Carico limite ultimo
	D	L	qcm	Qult
	(cm)	(cm)	(Mpa)	(Kpa)
CPTE1	250	100	4.07 – 5.33	628 - 785
CPTE2	250	100	1.35 – 2.48	279 - 425
CPTE3	250	100	0.26 – 1.16	133 - 253

Tab. 23

Prova penetrometrica	Intradosso fondazione	Larghezza fondazione	Resistenza statica caratteristica	Carico limite ultimo
	D	L	qcm	Qult
	(cm)	(cm)	(Mpa)	(Kpa)
CPTE1	250	180	3.66 – 5.78	577 - 840
CPTE2	250	180	1.91 – 2.85	352 - 473
CPTE3	250	180	0.48 – 1.64	157 - 317

Tab. 24

Nota: nelle tab. 23 e 24 sono riportati due valori della resistenza statica caratteristica e del carico limite ultimo, che si riferiscono rispettivamente: al caratteristico prossimo al minimo e prossimo alla media.

La verifica del carico limite ultimo mostra una marcata variabilità dei risultati tra le varie prove con valori medio – medio alti in tutte le prove nel caso di fondazioni compensate (valore caratteristico prossimo alla media), mentre per fondazioni non compensate (valore caratteristico prossimo al minimo) in asse con la prova CPT3 emergono risultati medio scarsi.

19. CONSIDERAZIONI FINALI

Nei paragrafi precedenti sono state indicate le indagini geognostiche e geofisiche eseguite nel lotto, e sono state messe in evidenza le caratteristiche geologiche, morfologiche, idrogeologiche e sismiche del sito in oggetto.

In ultima analisi si riassumono di seguito i risultati dello studio, descritti nei rispettivi capitoli, ai quali si rimanda per un maggior dettaglio.

- **CONTESTO GEOLOGICO** I terreni del lotto sono stati indagati con tre prove penetrometriche statiche con punta elettrica. Tramite il loro esito si è appurata una situazione stratigrafica caratterizzata da un deposito alluvionale costituito da una successione di limi talora sabbiosi e/o argillosi passanti a ghiaie

- **CONTESTO GEOTECNICO** l'esito delle prove penetrometriche ha permesso di suddividere la successione stratigrafica superficiale locale in unità, per le quali sono stati stimati i principali parametri geotecnici caratteristici.
- **CONTESTO IDROGEOLOGICO** il deposito è sede di una falda freatica stabile attestata alla profondità di 10.50 m. ÷ 11.70 m. La presenza in superficie di terreni a matrice prevalentemente limoso sabbiosa comporta una buona filtrazione verticale delle acque, ma va considerato che l'istituto è inserito nel contesto urbano, in cui marcata è l'impermeabilizzazione e dove è presente un reticolo fognate in cui viene incanalata la maggioranza delle acque di precipitazione.
- **PERICOLOSITA' SISMICA** con l' indagine geofisica di superficie tipo MASW è la propagazione delle onde di taglio (Vs). Il risultato di questa analisi ha permesso di assimilare il suolo alla categoria "B". Il metodo semplificato (NTC 2018) ha evidenziato un coefficiente stratigrafico (Ss) pari a 1.169, mentre dagli elaborati della microzonazione sismica del comune di Faenza emerge un coefficiente amplificativo ($Fa = PGA/PGA_o$) pari a 1,40. Si ritiene più appropriato quest'ultimo. Con la misura dei microtremori si è appurata le frequenza di vibrazione dei terreni con l'evidenziazione di due situazioni: una pari a 5,15/5,75 Hz e l'altra pari a 0,80/0,95 Hz.
- **LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI :** in relazione alle verifiche analitiche ed a quanto esposto nel paragrafo 16 e 17 si può affermare che in caso di sisma, con conseguente processo di liquefazione, i danni attesi sono da considerarsi di molto scarsa/scarsa entità
- **ORIENTAMENTI GEOTECNICI** In linea generale si tratta di terreni con buone caratteristiche geomeccaniche, le quali gli conferiscono quegli aspetti da renderli idonei ad essere sede di fondazioni di manufatti in genere. Va comunque considerata la più o meno compensazione delle resistenze in quanto, nel caso della prova CPTE3 l'esito in funzione del valore caratteristico prossimo al minimo mostra valori medio scarsi.

Dott. Geologo Rodolfo Baroncioni
Albo Ordine dei Geologi dell'Emilia Romagna Sez. A n° 275

APPENDICE 1

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPTE

GRAFICI

Intergeo srl	INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici Strada Acquasalata, 9 47899 Serravalle - RSM Codice Operatore Economico - SM21197 Tel. 333 2208376 www.intergeosm.com - mail: info@intergeosm.com
Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 22/07/2021	
Site: Faenza Via Manzoni 6 - Test: CPTE 1	

Company information

Name: Intergeo srl

Address: Strada Acquasalata, 9

Zip code:

City: Serravalle

P.IVA: C.O.E: SM 21197

E-Mail: info@intergeosm.com

Phone number:

Fax number:

Site information

Name: Faenza Via Manzoni 6

Date: 22/07/2021

Commissioner: Baroncioni Rodolfo

Locality:

Test information

Name: CPTE 1

Location: CPTE 1

Date: 22/07/2021

Prehole mode:

Prehole depth [cm]: 0

Hydrostatic line [cm]: 9999

Ground level [cm]: 0

Latitude: 44.289822

Longitude: 11.877806

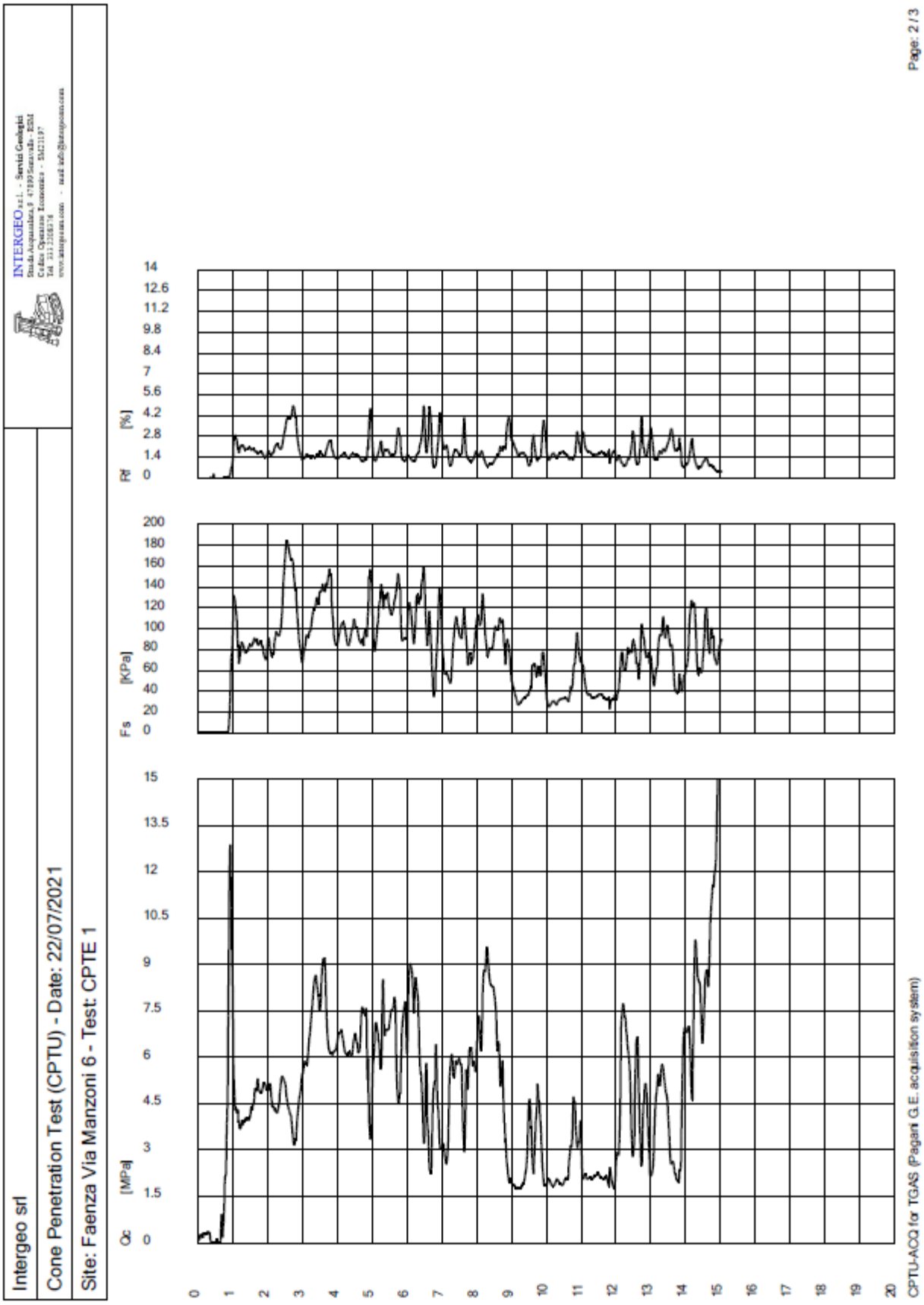
Operator:

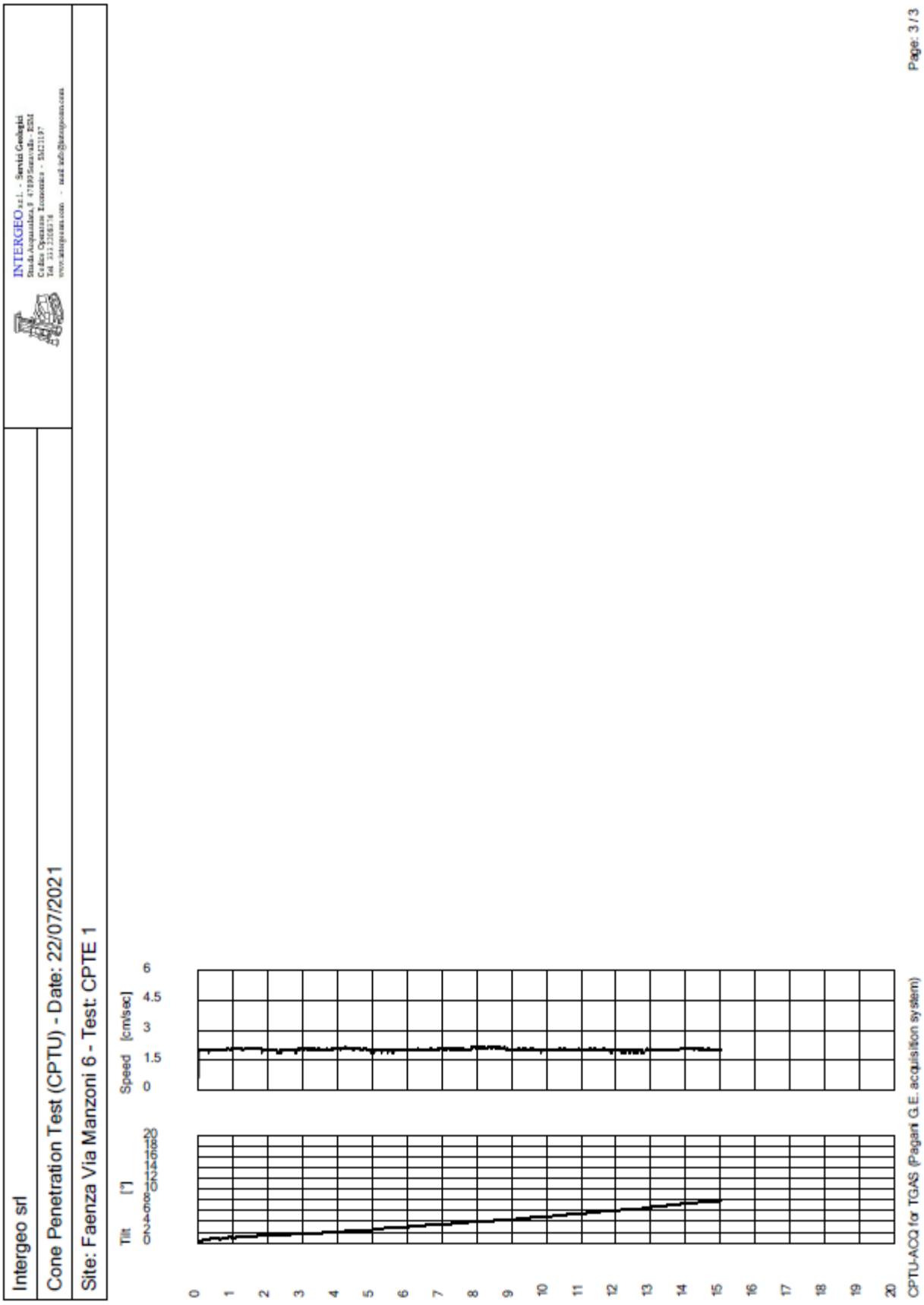
Comments:

Probe code: KS728

CPTU-ACQ for TGAS (Pagani G.E. acquisition system)

Page: 1 / 3


Intergeo srl
Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 22/07/2021
Site: Faenza Via Manzoni 6 - Test: CPTE 1
Page: 2 / 3
Qc [MPa]
Fs [KPa]
Rf [%]
CPTU-ACQ for TGAS (Pagani G.E. acquisition system)


Intergeo srl
Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 22/07/2021
Site: Faenza Via Manzoni 6 - Test: CPTE 1
INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Page: 3 / 3
Speed [cm/sec]
6
4.5
3
1.5
0
Tilt [°]
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20
CPTU-ACQ for TGAS (Pagani G.E. acquisition system)

Intergeo srl	INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 22/07/2021	
Site: Faenza Via Manzoni 6 - Test: CPTE 2	

Company information

Name: Intergeo srl

Address: Strada Acquasalata, 9

Zip code:

City: Serravalle

P.IVA: C.O.E: SM 21197

E-Mail: info@intergeosm.com

Phone number:

Fax number:

Site information

Name: Faenza Via Manzoni 6

Date: 22/07/2021

Commissioner: Baroncioni Rodolfo

Locality:

Test information

Name: CPTE 2

Location: CPTE 2

Date: 22/07/2021

Prehole mode:

Prehole depth [cm]: 0

Hydrostatic line [cm]: 1090

Ground level [cm]: 0

Latitude: 44.290515

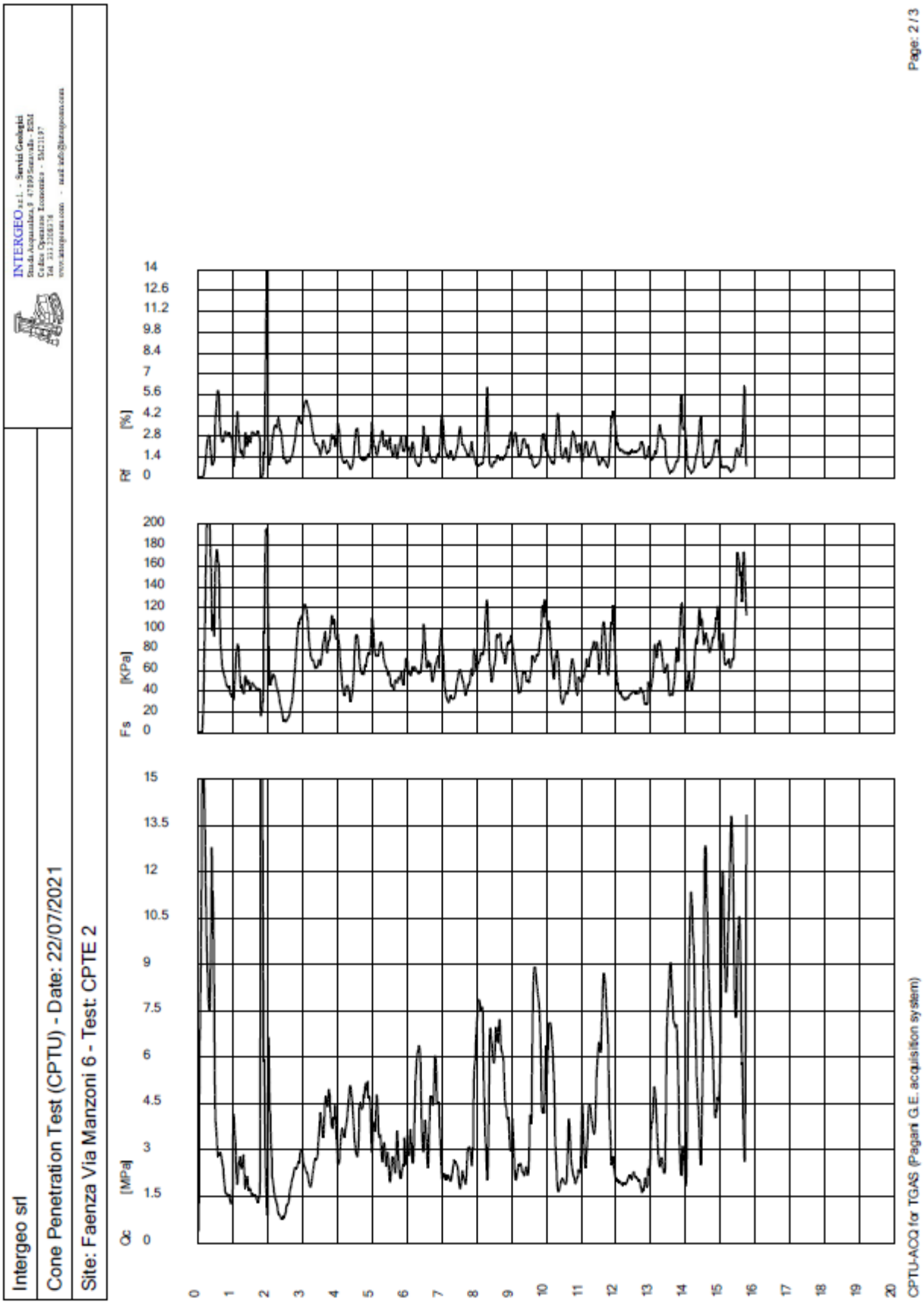
Longitude: 11.879772

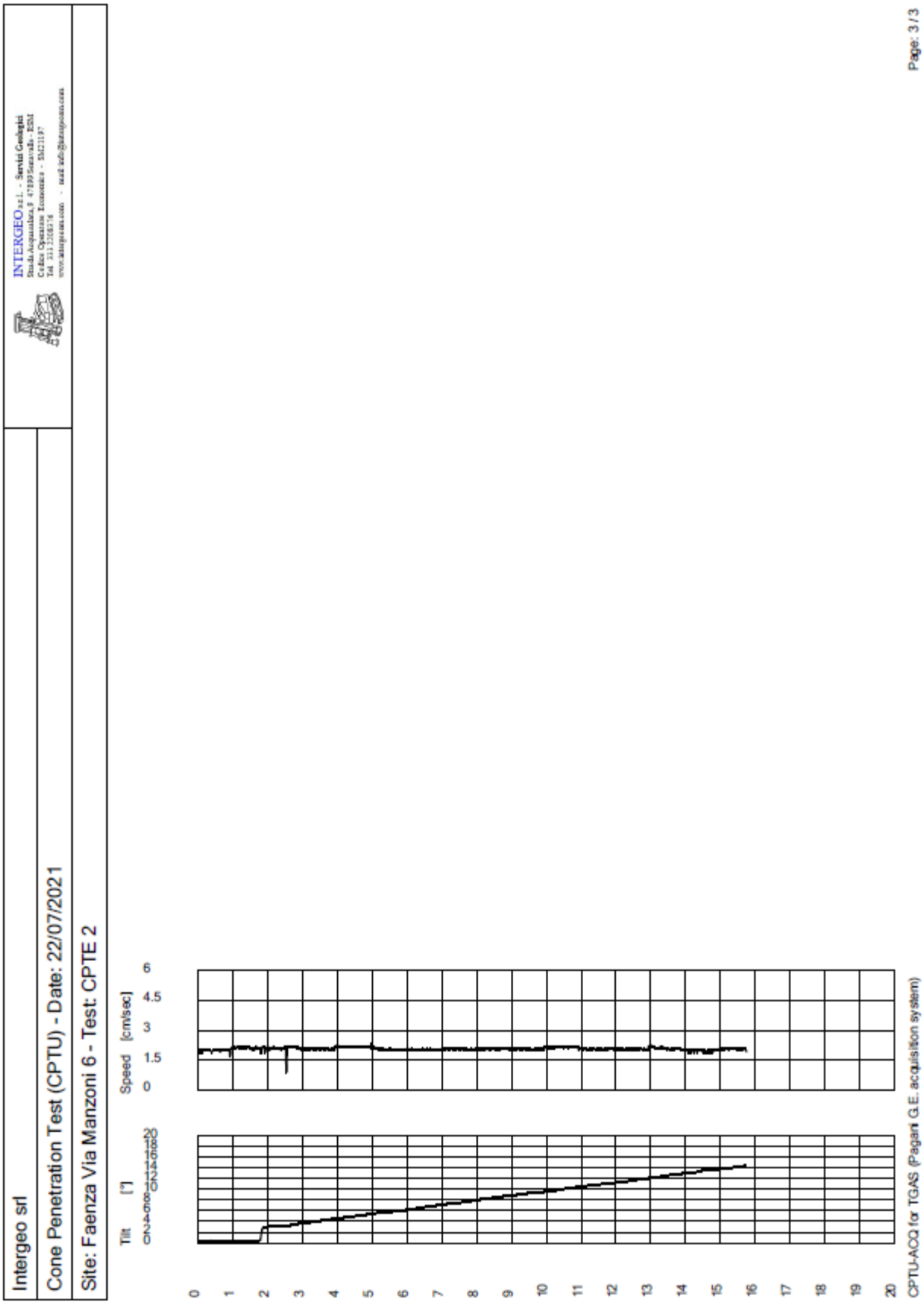
Operator:

Comments:

Probe code: KS728

CPTU-ACQ for TGAS (Pagani G.E. acquisition system) Page: 1 / 3


INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Intergeo srl
Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 22/07/2021
Site: Faenza Via Manzoni 6 - Test: CPTE 2
Page: 2 / 3
Rf [%]
Fs [KPa]
Qc [MPa]
CPTU-ACQ for TGAS (Pagani G.E. acquisition system)


Intergeo srl
Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 22/07/2021
Site: Faenza Via Manzoni 6 - Test: CPTE 2
INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Page: 3 / 3
Speed [cm/sec]
6
4.5
3
1.5
0
Tilt [°]
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20
CPTU-ACQ for TGAS (Pagani G.E. acquisition system)

Intergeo srl	INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici Strada Acquasalata, 9 47899 Serravalle - RSM Codice Operatore Economico - SM21197 Tel. 333 2208376 www.intergeosm.com - mail: info@intergeosm.com
Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 22/07/2021	
Site: Faenza Via Manzoni 6 - Test: CPTE 3	

Company information

Name: Intergeo srl

Address: Strada Acquasalata, 9

Zip code:

City: Serravalle

P.IVA: C.O.E: SM 21197

E-Mail: info@intergeosm.com

Phone number:

Fax number:

Site information

Name: Faenza Via Manzoni 6

Date: 22/07/2021

Commissioner: Baroncioni Rodolfo

Locality:

Test information

Name: CPTE 3

Location: CPTE 3

Date: 22/07/2021

Prehole mode:

Prehole depth [cm]: 0

Hydrostatic line [cm]: 1170

Ground level [cm]: 0

Latitude: 44.290209

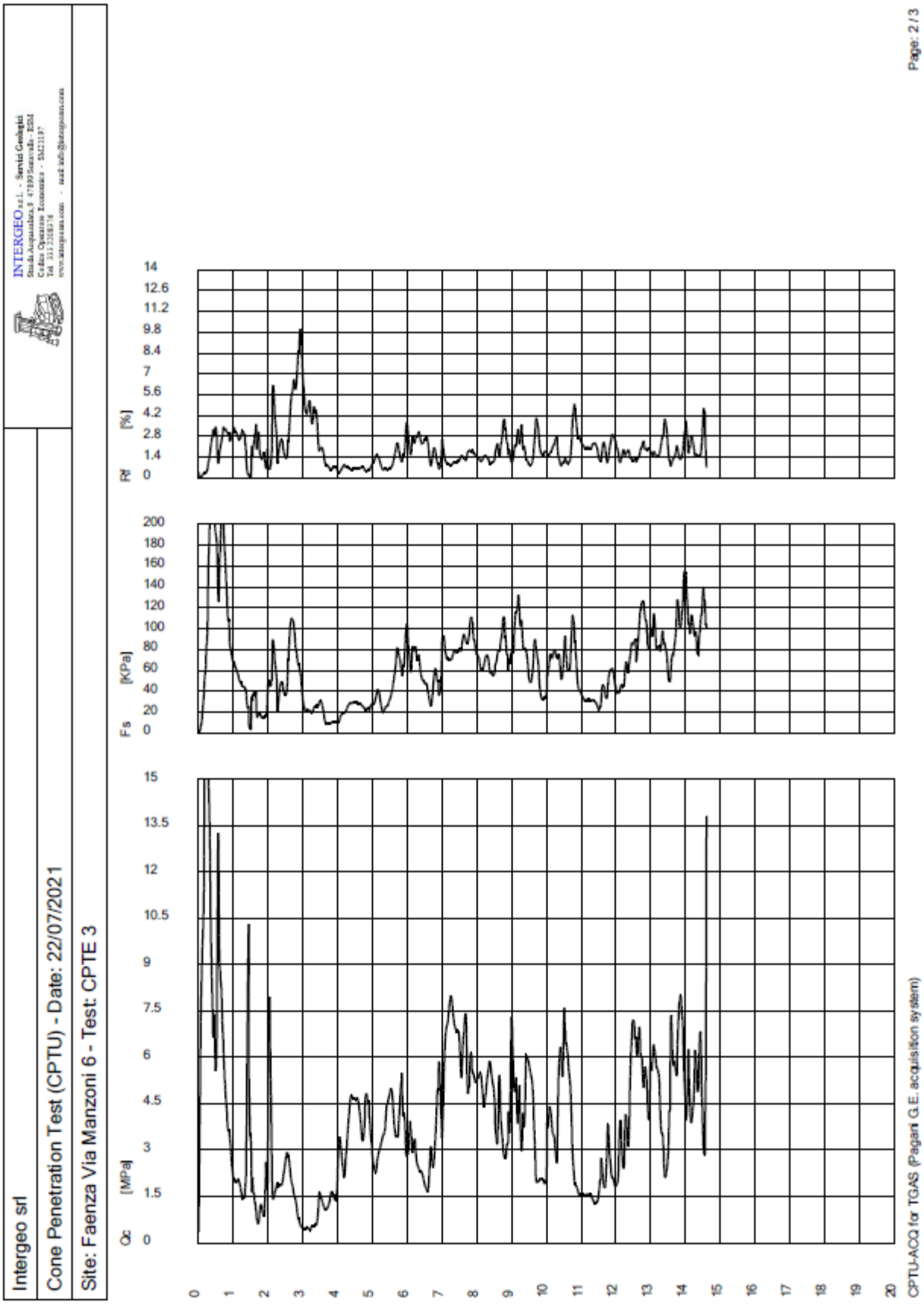
Longitude: 11.878842

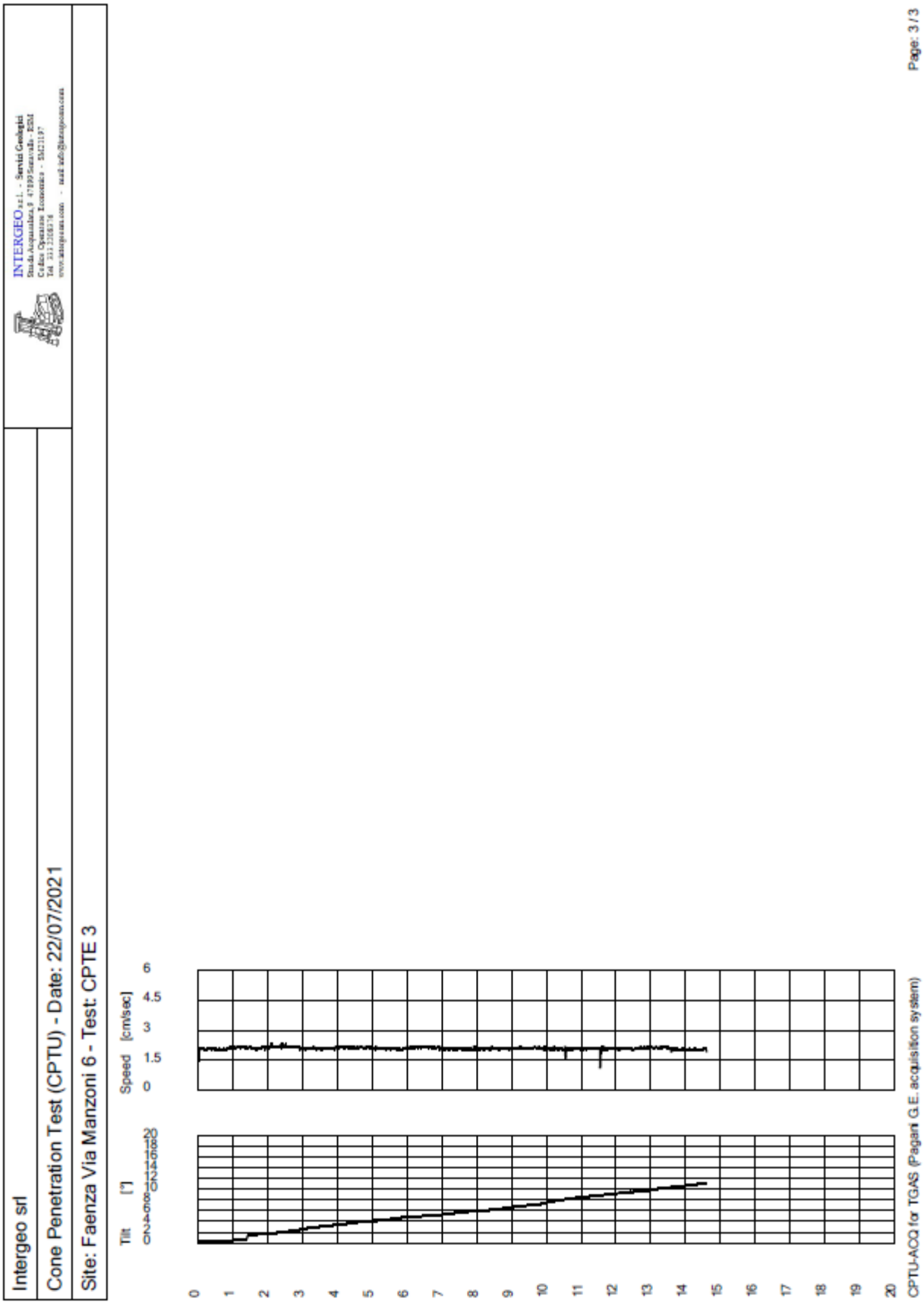
Operator:

Comments:

Probe code: KS728

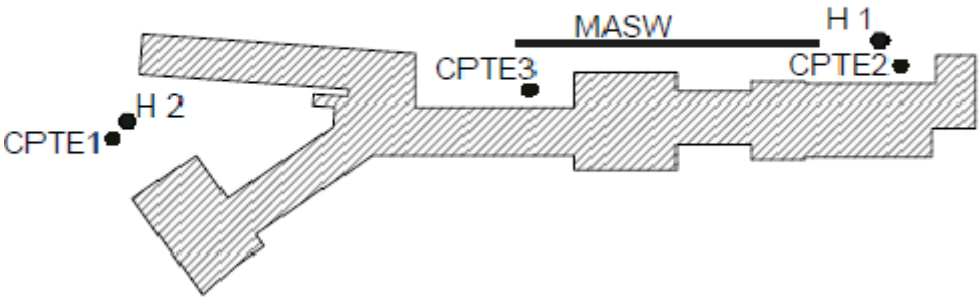
Dott. Geologo. Rodolfo Baroncioni
Albo Ordine dei Geologi dell'Emilia Romagna Sez. A n° 275
Via Cupa n° 4 48015 Castiglione di Cervia (Ra) Tel. 0544.951493 – 335.7075837


INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Intergeo srl
Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 22/07/2021
Site: Faenza Via Manzoni 6 - Test: CPTE 3
Page: 2 / 3
Rf [%]
Fs [KPa]
Qc [MPa]
CPTU-ACQ for TGAS (Pagani G.E. acquisition system)


Intergeo srl
Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 22/07/2021
Site: Faenza Via Manzoni 6 - Test: CPTE 3
INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
Page: 3 / 3
Speed [cm/sec]
6
4.5
3
1.5
0
Tilt [°]
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20
CPTU-ACQ for TGAS (Pagani G.E. acquisition system)

APPENDICE 2

RAPPORTO FOTOGRAFICO



CPTE1

CPTE2

CPTE3

Prova H2

Prova H1