



Studio geologico ed ambientale del territorio

GEOLOGO DOTT. DAVIDE BERNARDINELLO - Via Caselle Rasa, 31 - 45026 Lendinara (RO) - neogeo99@geologi.it  
C.F. BRNDVD66C14E522J - P.I. 01394330292 tel./fax (+39) 0 425 66474 cell. (+39) 348 2515107

## COMUNE DI FERRARA

Alpa Lavori s.r.l.  
di Grimaldi Tiziano A.U.  
Corso Porta Reno, 103/2  
44100 Ferrara

# RELAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA CON CARATTERIZZAZIONE SISMICA

(ai sensi della normativa vigente D.M. 17/01/2018 – DGR n.2193/2015)

“Proposta di intervento per la formazione del POC” (rif. scheda POC 4 ANS-02)

Piano Urbanistico Attuativo per la realizzazione di un complesso residenziale a Ferrara  
tra Via Generale Ugo Malagù e Via Mario Dotti

Rif. Prot. Geo\_1901  
Revisione R00  
Data 6 febbraio 2019  
File Geo\_1901.pdf.p7m  
Copia n. \_\_\_\_\_  
Pagina 1 di 69



dott. Davide Bernardinello

### Indagini Geologiche, Geotecniche, Idrogeologiche, Geomeccaniche, Geomorfologiche ed Ambientali

Gestione di sistemi informativi territoriali, cartografia digitale, analisi ed interpretazione aerofotogrammetrica,  
prove geognostiche in situ, analisi di laboratorio su terre e rocce,  
rilievi geomeccanici di fronti di cava e versanti frangosi.

*Pagina lasciata appositamente bianca*

**Indice**

Premessa .....	4
Normativa di riferimento .....	5
Inquadramento del territorio .....	7
Modello Geologico, Geomorfologico e Strutturale.....	11
Modello Idrogeologico .....	18
Analisi della Pericolosità Sismica .....	20
Descrizione dell'indagine .....	24
Caratterizzazione litostratigrafica .....	26
Analisi dei dati acquisiti .....	29
Caratteristiche geotecniche dei terreni.....	34
Caratterizzazione sismica .....	37
Verifica della resistenza alla liquefazione delle sabbie (DGR 2193/2015) .....	43
Calcolo dei sedimenti post sismici (DGR 2193/2015) .....	46
Calcolo dei sedimenti nei terreni incoerenti saturi e insaturi.....	47
Calcolo dei sedimenti post sismici nei terreni coesivi .....	50
Valutazioni conclusive .....	52
ALLEGATI: certificati delle prove geognostiche.....	55

## PREMESSA

Su richiesta di Tiziano Grimaldi, amministratore unico della ditta ALPA Lavori s.r.l. di Ferrara, è stata redatta la presente relazione geologica e geotecnica dell'area sita tra via Generale Ugo Malagù e Via Mario Dotti di Ferrara, per l'analisi geologica e sismica dell'area su cui è in progetto un Piano Urbanistico Attuativo (PUA) per la realizzazione di un complesso residenziale (rif. scheda POC 4 ANS-02).

La ricostruzione del modello geologico del sottosuolo dell'area, considerando le frequenti variazioni litologiche che caratterizzano le aree di piana alluvionale, ha richiesto un'indagine geognostica in situ. Pertanto, oltre all'analisi della cartografia tematica e dei dati esistenti messi a disposizione dall'Ente Locale e Regionale, sono state utilizzati i dati acquisiti con due prove in situ effettuate il 16 luglio 2012 mediante penetrometro statico da 200 kN di spinta, munito di punta elettrica con piezocono, geofono sismico e inclinometro per il controllo della verticalità ("Seismic Piezocone Penetration Test", SCPTU), commissionate allo scrivente per la formazione del POC. Attualmente le prove sono presenti nell'archivio pubblico regionale al seguente link [http://mappegis.regione.emilia-romagna.it/gstatico/documenti/prove\\_geognostiche/185/185160B021.pdf](http://mappegis.regione.emilia-romagna.it/gstatico/documenti/prove_geognostiche/185/185160B021.pdf)

In questo documento vengono determinati i sedimenti attesi ai sensi della D.G.R. n. 2193/2015 "Approvazione aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico denominato: *Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica, di cui alla Del. dell'Ass. Legisl. 2 maggio 2007, n.112*" che di fatto aggiorna il precedente atto di indirizzo del 2007.

Dalla valutazioni riportate nella scheda POC 4 ANS-02, l'area non sembra essere soggetta al pericolo della liquefazione cosismica, ma è suscettibile di locali fenomeni di amplificazione. In queste zone sono ritenuti sufficienti approfondimenti di secondo livello.

Le proprietà geotecniche dei terreni coesivi prossimi alla superficie sono relativamente scadenti; la frazione torbosa ed organica aumenta spostandosi verso est.

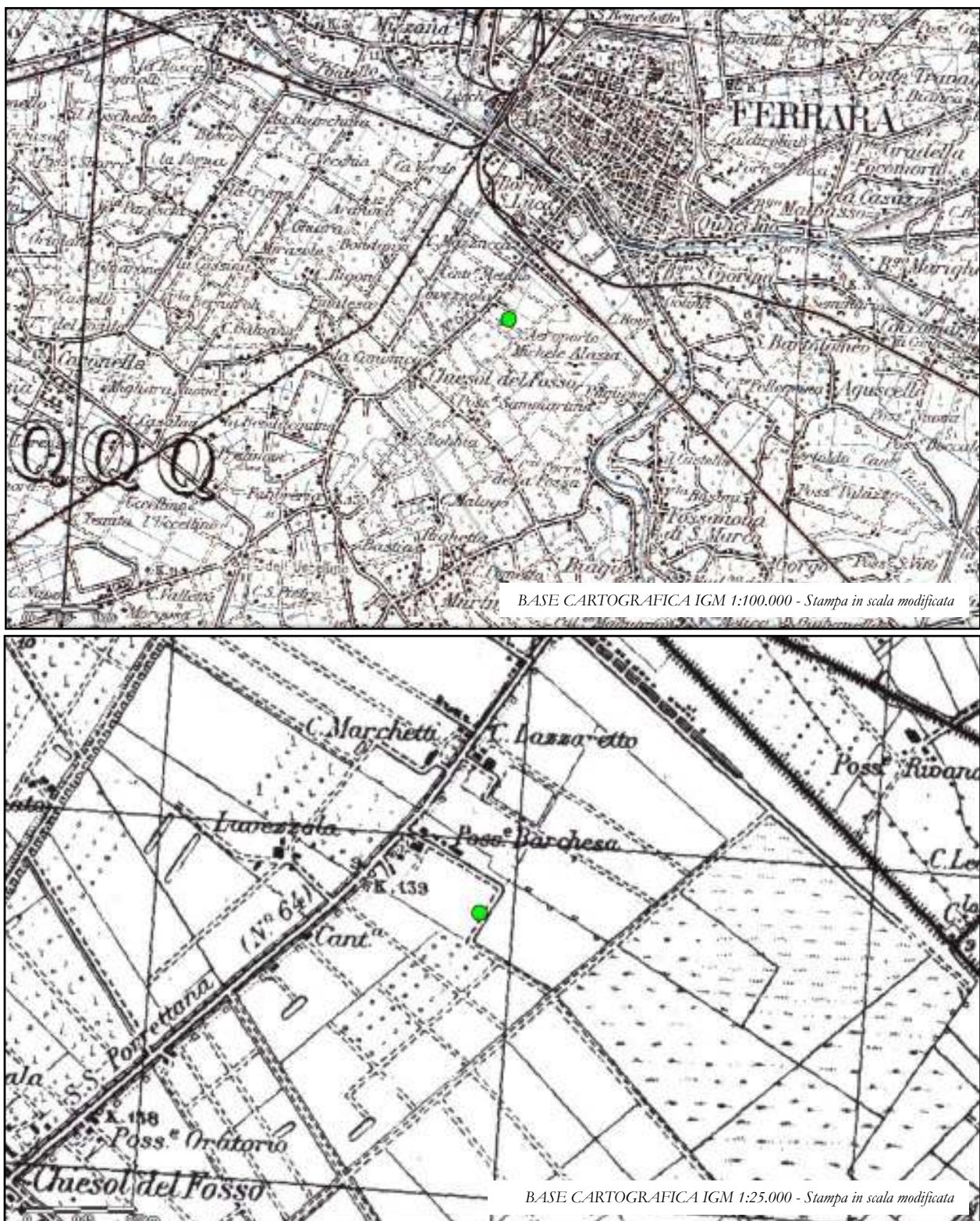
L'analisi ha consentito la definizione del modello geologico, geotecnico e sismico del sottosuolo dell'area in esame.

## NORMATIVA DI RIFERIMENTO

1. A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana) “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche” (giugno 1977).
2. A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana) “Raccomandazioni sui pali di fondazione” (dicembre 1984)”.
3. C.N.R. UNI Ente Nazionale Italiano di Unificazione. Eurocode EC-7: “Geotechnics, design” (dicembre 1987).
4. D.M. 11 marzo 1988 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
5. Circ. Min. LL. PP. 24 settembre 1988, n. 30483 – “Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
6. L. 2 febbraio 1974, n. 64 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
7. C.N.R. UNI Ente Nazionale Italiano di Unificazione. Eurocode EC-8: “Design provisions for earthquake resistance of structures” – ottobre 1994.
8. D.M. 16 gennaio 1996 – “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”.
9. D. Lgs. 31 marzo 1998 n.112: “Conferimento di funzioni e compiti amministrativi dello Stato alle Regioni ed agli Enti locali, in attuazione del capo I Legge 15 marzo 1997 n. 59”.
10. L.R. n. 20/2000 “Disciplina generale sulla tutela e uso del territorio”.
11. O.P.C.M. 20 marzo 2003, n.3274 – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e successive modifiche: O.P.C.M. 2 ottobre 2003, n.3316.
12. O.P.C.M. 3 maggio 2005 n.3431 – “Modifica e integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20/03/03”.
13. A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana) “Aspetti geotecnici nella progettazione in zona sismica (Edizione Provvisoria, marzo 2005)”.
14. O.P.C.M. 28 aprile 2006 n.3519 – “Criteri generali da utilizzare per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”.
15. Delibera Assemblea Legislativa (D.A.L.) n. 112/2007 “Indirizzi per gli studi di micro zonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica”.
16. L.R. n. 19/2008 “Norme per la riduzione del rischio sismico”.
17. D.M. 14 gennaio 2008 - “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
18. Circolare 2 febbraio 2009, n° 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - “Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche”.
19. Dip. Prot. Civ. e Conf. Reg. e Pr. Aut. 13.11.2008 “Indirizzi e criteri per la micro zonazione sismica” (ICMS, 2008).

20. Decreto Giunta Regionale Emilia Romagna (D.G.R.) n. 1373/2011 “*Individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi....*”.
21. D.G.R. n. 2193/2015 “*Approvazione aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico denominato: Indirizzi per gli studi di micro zonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica, di cui alla D.A.L. 2 maggio 2007, n.112.*”.
22. D.M. 17 gennaio 2018 - “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” in vigore dal 22 marzo 2018.

## INQUADRAMENTO DEL TERRITORIO



● Area in esame  
Coordinate (WGS84) 44.814001° N, 11.602983° E - (ED50) 44.814930°N ; 11.603974°E

Figura 1 – Corografie IGM per l'inquadramento geografico dell'area in esame



Figura 2 – Carta topografica con ubicazione dell'area in esame (scala 1:10.000)



Figura 3 – Mappa topografica con ubicazione dell'area in esame

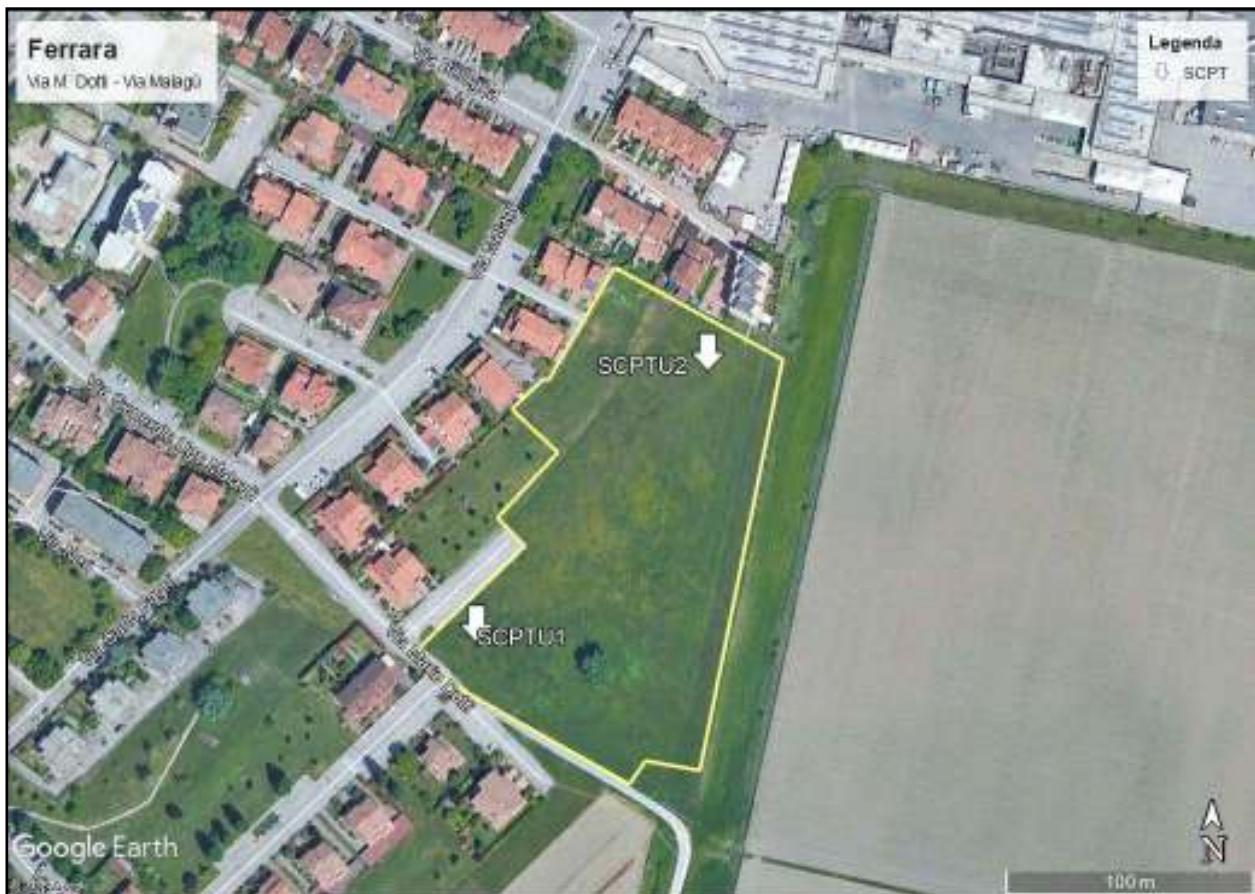


Figura 4 – Ortofoto dell'area in esame con l'ubicazione delle prove penetrometriche statiche effettuate il 16 luglio 2012

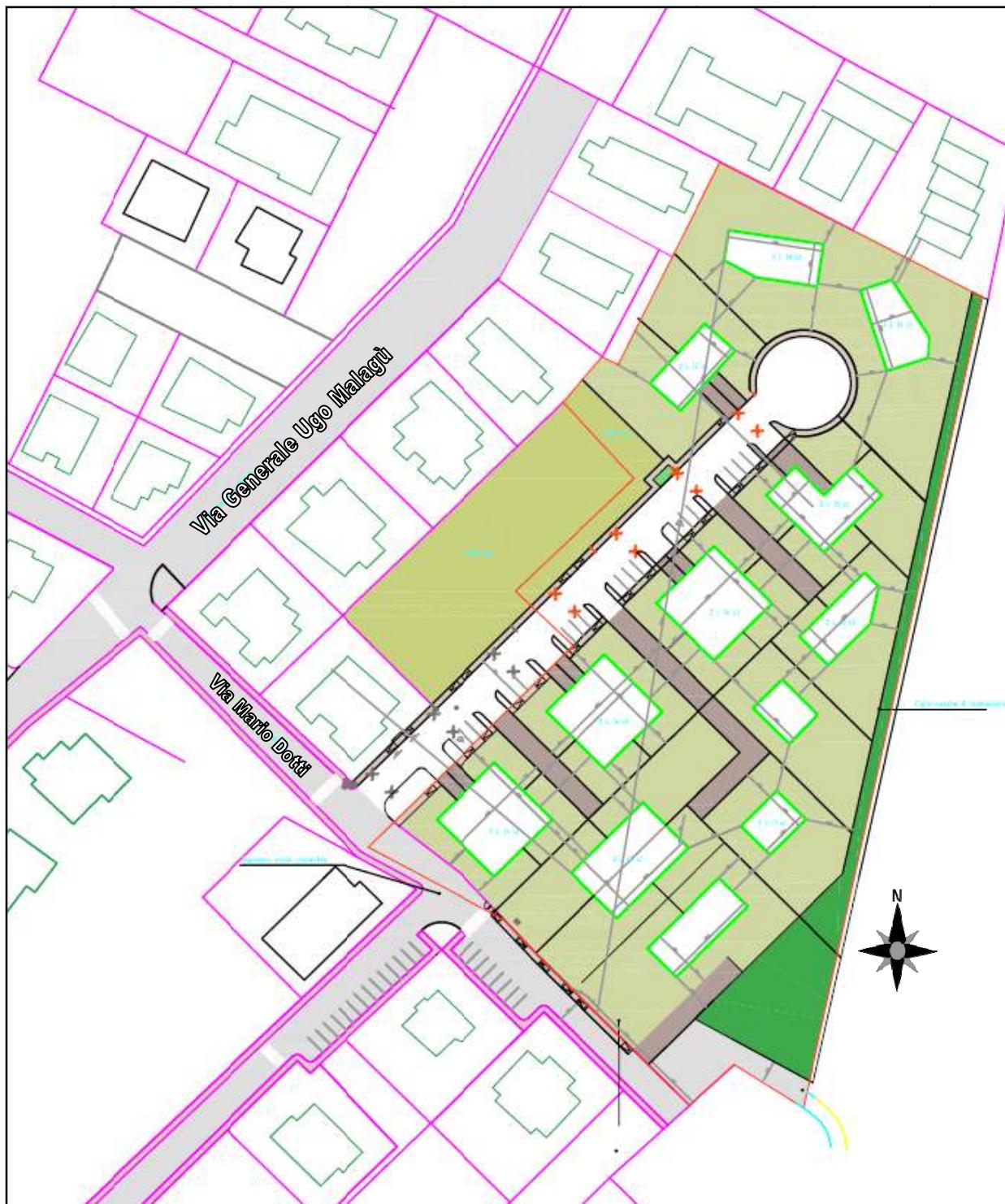


Figura 5 – Planimetria dello stato di progetto

## MODELLO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E STRUTTURALE

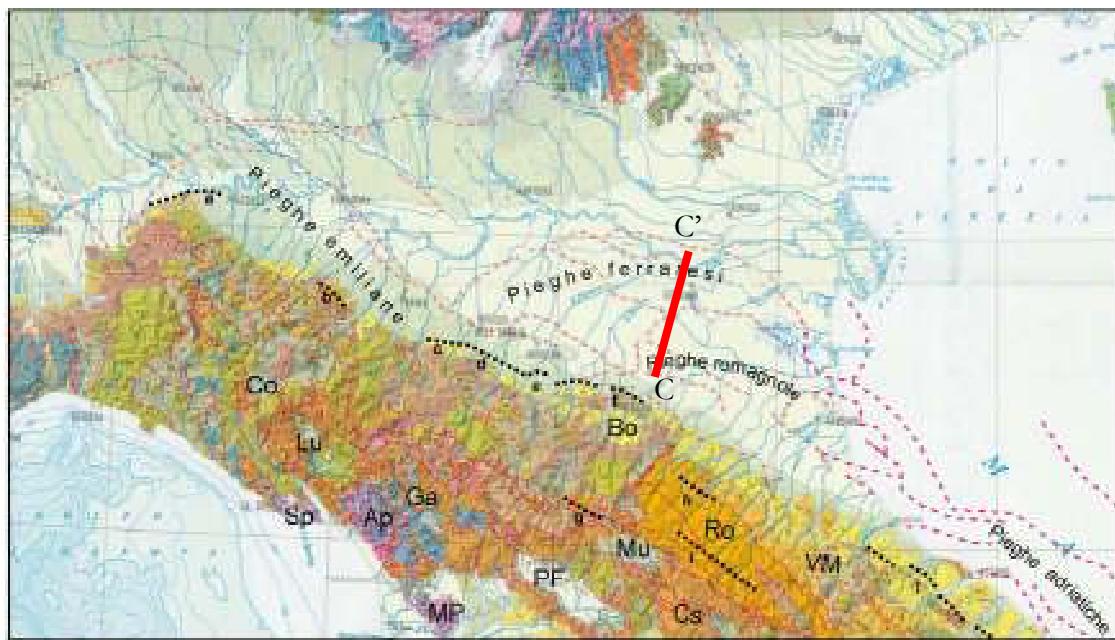


Figura 6 – Quadro geologico, geomorfologico e strutturale del settore della catena appenninica presente nel substrato dell'area in esame (pieghe ferraresi) – ubicazione della sezione C-C'.

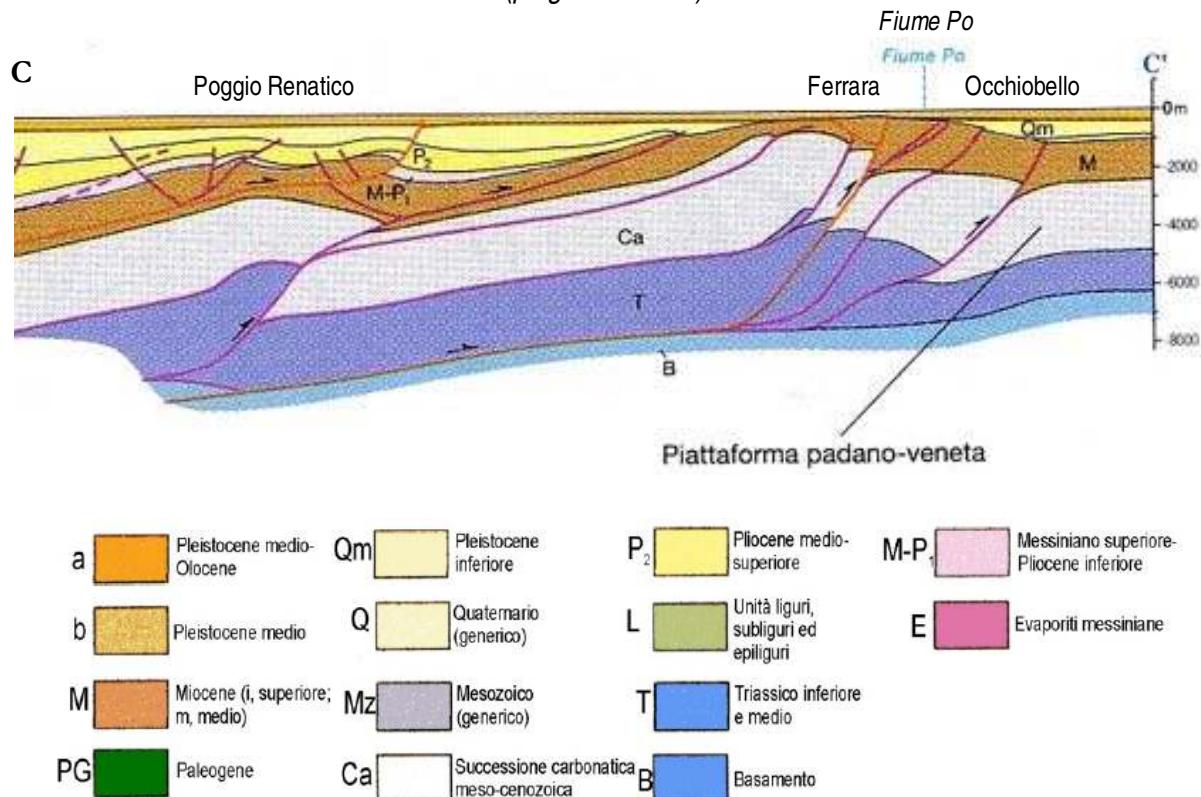
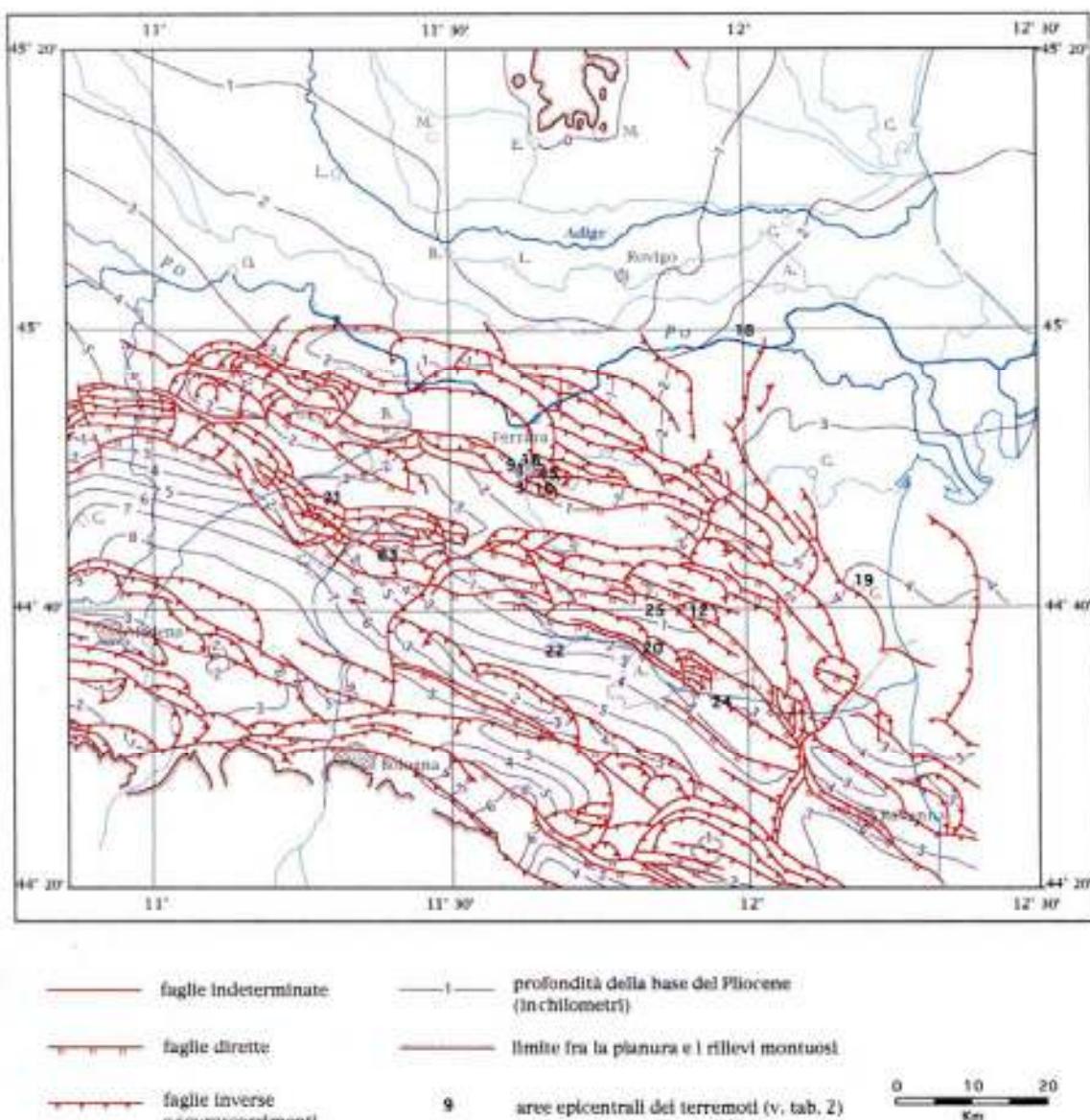


Figura 7 – Sezione stratigrafica C-C' del substrato presente nel territorio ferrarese

Dal punto di vista strutturale, il substrato profondo del territorio è caratterizzato dalle pieghe ferraresi, individuate nel settore settentrionale della catena appenninica. Si tratta di un complesso sistema di falde tettoniche, pieghe e sovrascorimenti (*thrust and fold belt*), sepolte sotto le potenti coperture sedimentarie quaternarie della Pianura Padana, costituita dal riempimento sedimentario dell'avanfossa dell'attuale orogene appenninico.



*Figura 8 – Carta strutturale della Pianura Padana orientale, con le pieghe dell'Appennino sepolto (CNR, 1992) e zone epicentrali dei terremoti che hanno colpito il territorio ferrarese*

Dall'analisi degli ipocentri con le strutture dell'Appennino sepolto si nota che la maggior parte dei sismi sono attribuibili a movimenti che interessano il fianco sud della Dorsale Ferrarese, ossia la struttura più settentrionale del complesso delle Pieghi Ferraresi.

Lo spartiacque tra Mar Tirreno e Mar Adriatico è l'elemento morfologico che permette di distinguere il versante emiliano-romagnolo (esterno) dal versante toscano-umbro (interno).

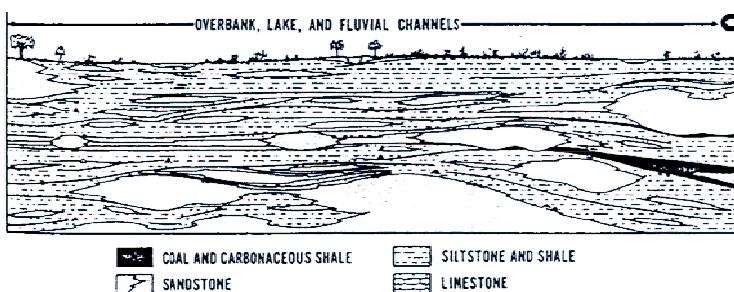
Pertanto il territorio dell'Emilia-Romagna è costituito dal versante padano dell'Appennino settentrionale e dalla Pianura Padana, a sud del Po; il limite regionale infatti coincide per lunghi tratti con lo spartiacque appenninico verso sud e con il corso del Po verso nord. Pur essendo due ambienti geomorfologici ben distinguibili, l'Appennino e la Pianura Padana sono strettamente correlati.

Il vero fronte appenninico, circa all'altezza del Po, sovrascorre verso nord sulla piattaforma padano-veneta. Si può così schematizzare che l'evoluzione del territorio dell'Emilia-Romagna coincide con l'evoluzione del settore esterno della catena nord-appenninica. A partire dall'Oligocene superiore inizia la formazione della catena dell'Appennino settentrionale a spese della crosta dell'Adria e della sua copertura sedimentaria, attraverso un processo di deformazione continentale polifasica.

L'area che costituisce il raccordo fra la parte esterna della catena strutturata nel Miocene superiore - Pliocene inferiore e il settore padano-adriatico presenta deformazioni sepolte prevalentemente del Pliocene superiore e quaternarie, parte delle quali tuttora attive.

Dal punto di vista geomorfologico il territorio in esame si colloca entro un'area alluvionale caratterizzata dalla presenza di alcuni paleoalvei tra cui si evidenzia quello del Po di Ferrara e del Po di Volano, certamente già attivi all'età del Bronzo, da cui si dirama verso Sud Est il ramo del Po di Primaro, la cui età di formazione non è ancora stata definita con precisione. La conformazione morfologica risulta determinata essenzialmente da una dinamica di tipo fluviale che ha generato, nel corso del tempo e mediante il susseguirsi di eventi, il deposito e l'accumulo dei sedimenti alluvionali. Le sequenze stratigrafiche così formatesi sono caratterizzate dalla presenza di sabbie, limi ed argille in diversa percentuale in funzione dell'energia idrodinamica e dei meccanismi di trasporto che li ha coinvolti. Le forme ondulate tipiche del territorio rispecchiano i processi sedimentologici legati al divagare naturale delle acque fluviali. Quando le acque sono tracimate dall'alveo, in occasioni delle piene, le particelle più grossolane come le sabbie, si sono depositate in prossimità delle zone di rotta, mentre quelle più fini quali i limi e le argille, mantenute in sospensione, sono state trasportate e deposte assai più lontano ed in tempi più lunghi. Il maggiore tasso di sedimentazione e la bassa compressibilità dei depositi sabbiosi compensa la naturale subsidenza del terreno, mentre la presenza di sedimenti fini molto più compressibili e la sottoalimentazione che caratterizza le aree interfluviali dà origine a zone morfologicamente depresse. Queste "catini" sono stati sede di ristagni d'acqua dove l'accumulo

di detrito vegetale, in ambiente poco ossigenato, ha formato depositi di torba. Per questo i fiumi oggi vengono ad essere delimitati da argini naturali sabbiosi che, come gli stessi alvei, risultano più elevati del territorio circostante; con il passare del tempo la subsidenza per il costipamento dei sedimenti continua e il dislivello con le piane alluvionali circostanti tende ad accentuarsi. Considerando i complicati meccanismi di sedimentazione e di formazione dei depositi alluvionali ed i molteplici fattori di controllo occasionali che possono subentrare (variazioni del corso fluviale, tracimazioni, presenza di canali laterali con funzione variabile di tributari o distributori, ecc.), è frequente rilevare una variabilità litologica laterale. Inoltre oggi la lettura del territorio non può prescindere dall'analisi dalle azioni antropiche che hanno corretto fortemente l'assetto idraulico con la costruzione di numerosi rilevati arginali, imponenti opere di canalizzazione e deviazione dei corsi d'acqua.



*Figura 9 – Schema di una sequenza deposizionale di una piana alluvionale*

In sintesi l'area è caratterizzata da sedimenti di depressione interalvea e palude alimentati dal Reno e dal Savena tra il XVII e il XVIII secolo. Si tratta di un suolo costituito da terre prevalentemente fini e coesive, quali argille limose, argille e limi argillosi che si sono depositate con basse energie idrodinamiche. Normalmente in questi sedimenti alluvionali è frequente la presenza di livelli organici e torbe depositatesi in ambiente palustre interrotti da intercalazioni di livelli limoso sabbiosi meno estesi arealmente, relativi a episodi di tracimazione delle acque dagli alvei. Verso nord est si osserva la presenza del paleoalveo dossivo alto del Po di Volano.

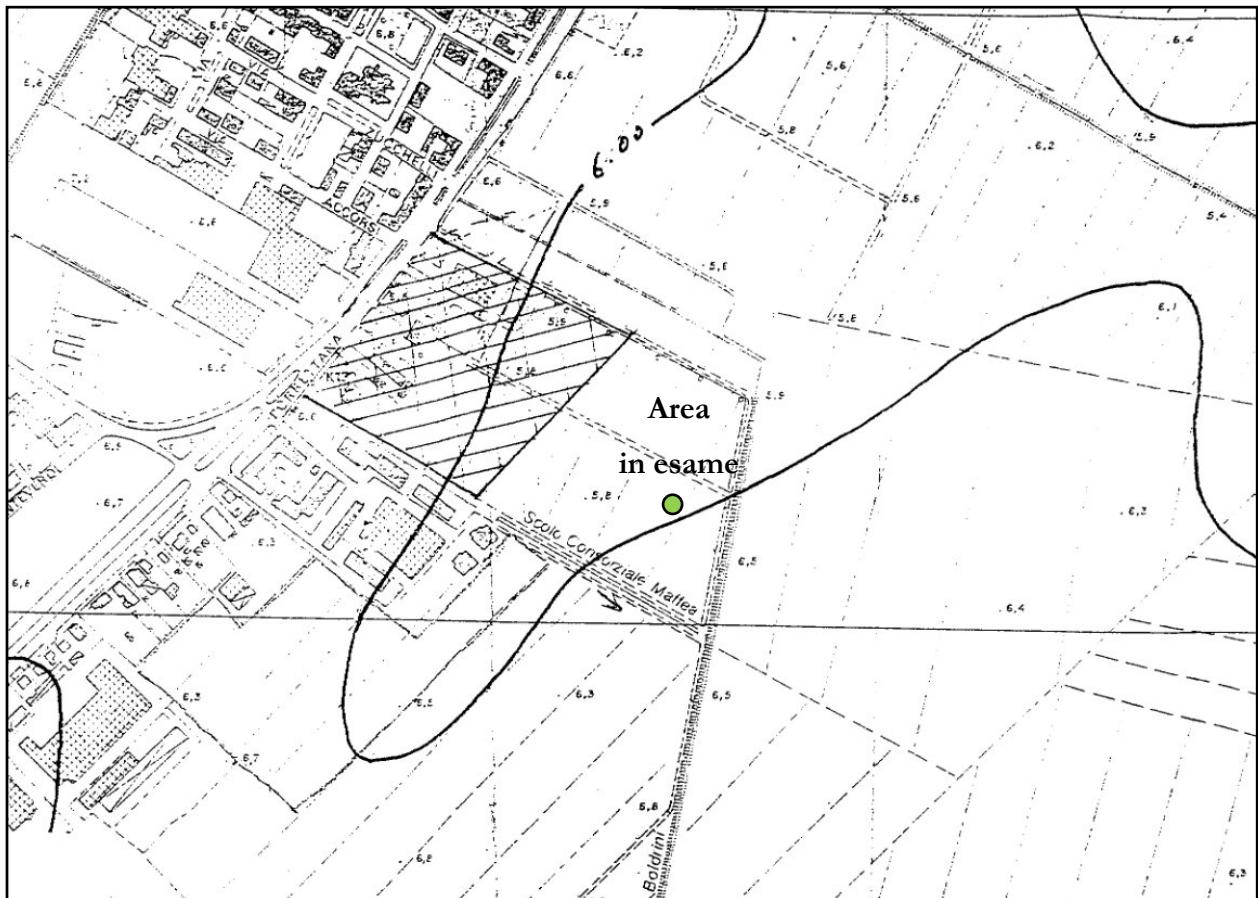


Figura 10 – Microrilievo estratto dalla Carta Tecnica Regionale

Dall'analisi delle quote riportate nella C.T.R. la superficie topografica risulta abbastanza regolare con una quota indicata in prossimità dell'area di +5,8 metri sul livello medio del mare (s.l.m.m.). Dalla cartografia regionale (ved. pag. 27) si rileva che i punti del p.c. investigati sono stati quotati a +6,9 m e +7,2 m slmm.

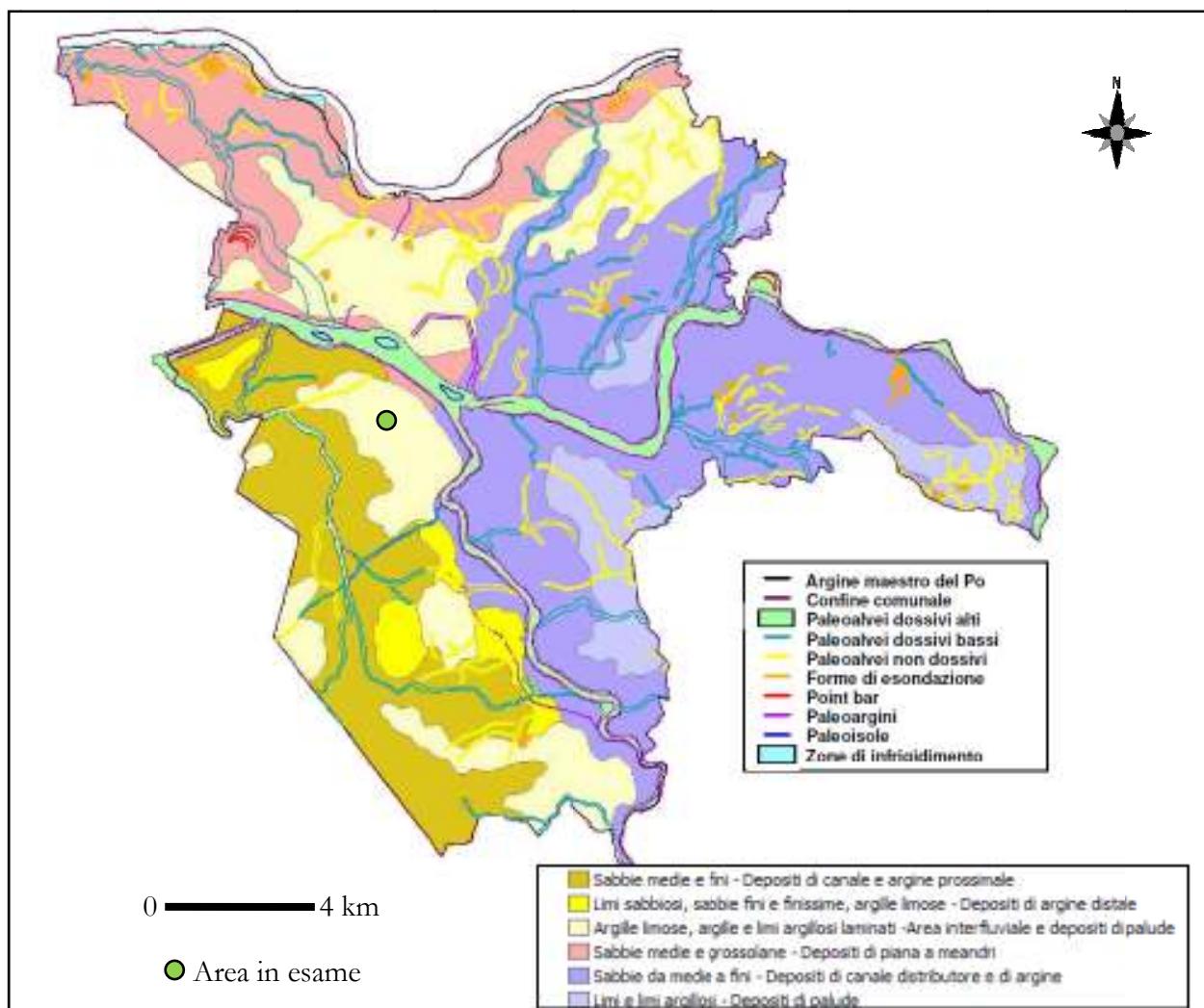


Figura 11 - Carta geologica e geomorfologica (estratto dallo Studio di Microzonazione sismica di Terzo Livello del Comune di Ferrara) – stampa in scala modificata ~ 1:200.000

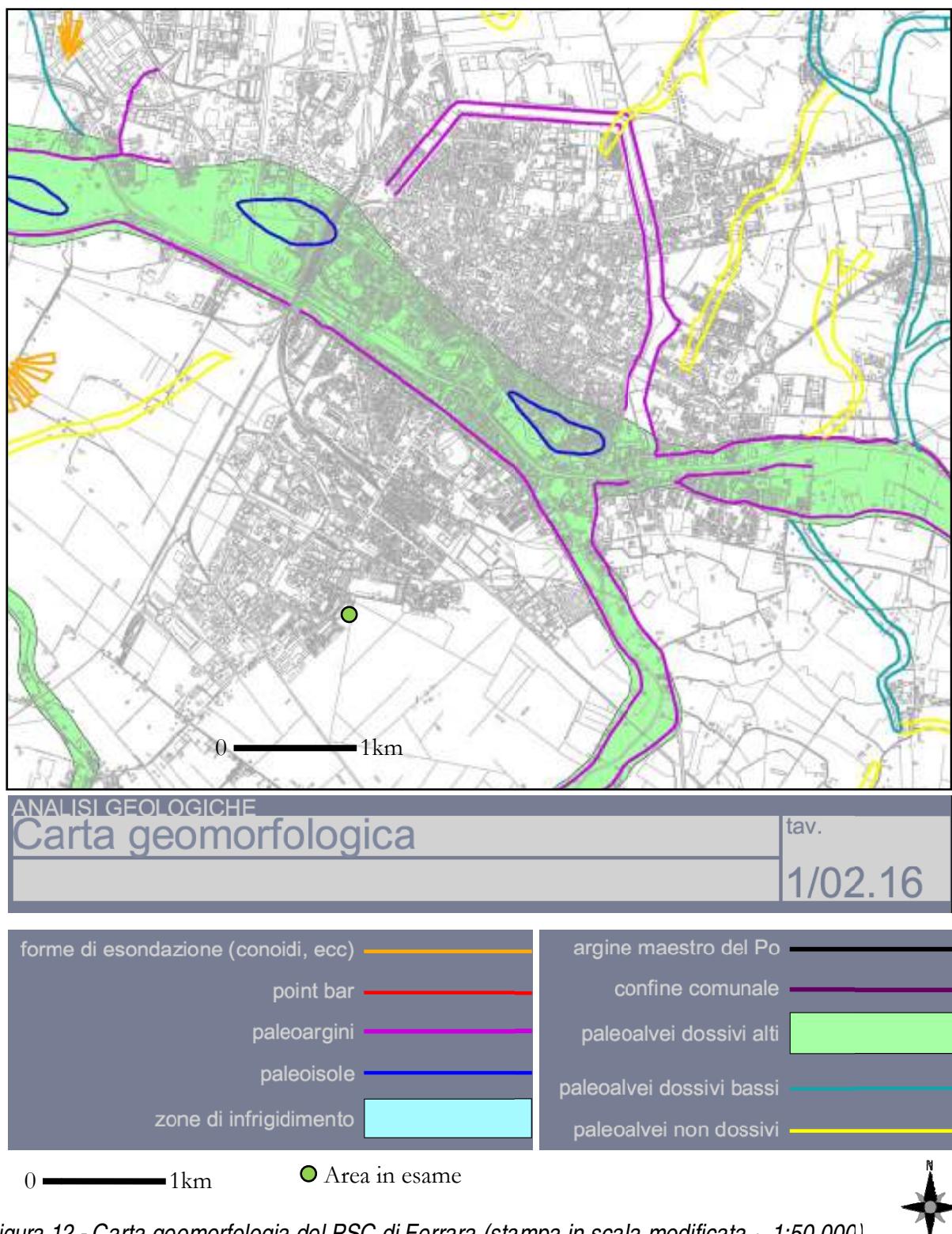
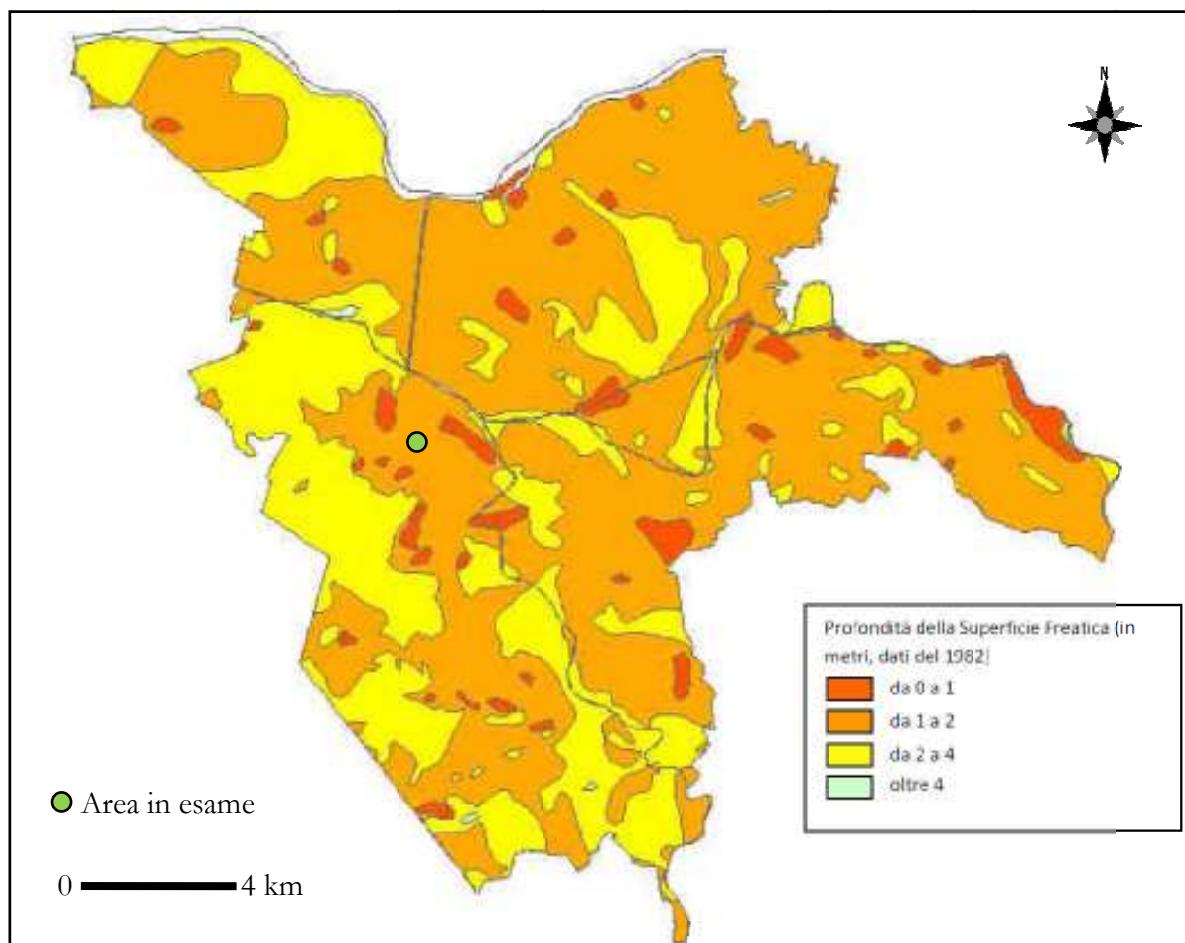


Figura 12 - Carta geomorfologia del PSC di Ferrara (stampa in scala modificata ~ 1:50.000)

## MODELLO IDROGEOLOGICO



*Figura 13 - Carta comunale del tetto della falda freatica (Amministrazione provinciale, 1982) - stampa in scala modificata ~ 1:200.000*

Dal punto di vista idrogeologico, dall'analisi delle varie cartografie esistenti, si evince che la profondità della falda freatica varia tra 1 e 2 m di profondità dal p.c.. Nel foro delle prove effettuate dallo scrivente il 16 luglio 2012 è stata rilevata direttamente a 3,4 m. La prima falda si muove entro gli strati più superficiali di terre più granulari e permeabili (intercalazioni di sabbie e limi presenti a 4-5 m e a 9-10 m) e localmente può essere definita semi confinata. Dal punto di vista idrostratigrafico il suolo è costituito prevalentemente da terreni fini e poco permeabili (argille e limi in percentuale variabile) fino a 21 m. E' noto che la profondità della falda freatica è influenzata dalle condizioni meteoriche, dalle variazioni stagionali e dall'apporto/drenaggio laterale di acque sotterranee provenienti dai canali attigui. Altri acquiferi sono stati individuati tra 21 e 26 m e tra 28 e 32 m. La direzione di deflusso della falda freatica si desume analizzando le curve isofreatiche,

orientativamente va da nord ovest verso sud est, considerando che comunque la direzione di deflusso è variabile nel corso dell'anno.

L'area è potenzialmente soggetta ad allagamenti e ristagno di acque meteoriche per cui si dovranno prevedere adeguati sistemi di drenaggio e contenimento.



Isofreatiche febbraio 2003



Isofreatiche luglio 2003

*Figura 14 – Estratti dalle carte della morfologia della superficie freatica (quadro conoscitivo PSC)*

## ANALISI DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA

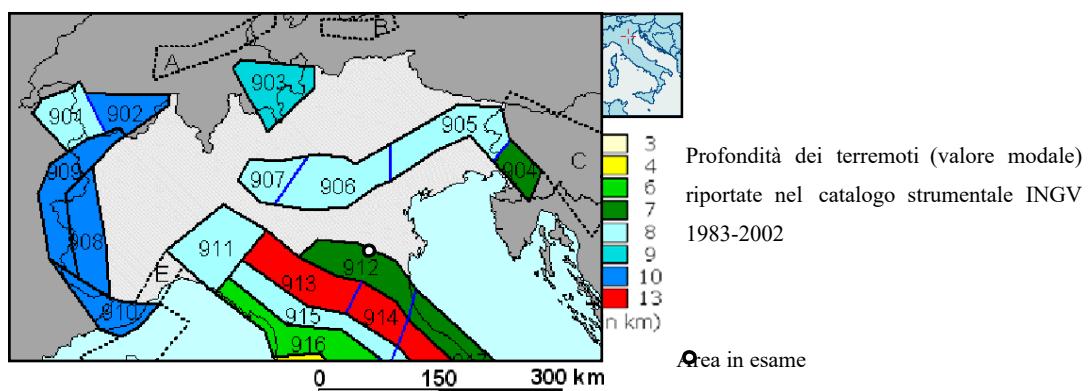


Figura 9 - Zonazione sismogenetica ZS9 per il Nord Italia

(App. 2 Rapporto Conclusivo Gruppo di Lavoro I.N.G.V. per la redazione della mappa di pericolosità sismica - Ordinanza P.C.M. n.3274/20/03/03)

L'Emilia Romagna, in relazione alla situazione nazionale, è interessata da una sismicità "media" che caratterizza soprattutto la Romagna dove, storicamente, sono avvenuti i terremoti più forti. Pertanto questa Regione si può definire sismicamente attiva, sia perché sede di diverse zone sismogenetiche (abbr. ZS) capaci di forti terremoti, sia perché risente della sismicità delle regioni vicine. La valutazione della pericolosità sismica per la Regione Emilia Romagna non può esimere dalla complessa geologia regionale.

Considerando la zonazione sismogenetica ZS9 (dal rapporto conclusivo del 27/07/07 di INGV), il sito in esame può risentire dello scuotimento proveniente dalla zona sorgente definita ZS 912. La ZS 912 (che comprende la parte settentrionale della Regione Emilia Romagna) è indotta da movimenti di fagliazione inversa dovuti a *thrust* compressivi localizzati sul fronte compressivo sepolto più avanzato dall'appennino settentrionale, a ridosso del fiume Po. Dagli archivi si evidenzia l'elevata frequenza di terremoti con una profondità efficace degli ipocentri di 7 km con una magnitudo-durata  $M_d = 4,6$  e una magnitudo momento massima

$M_w = 6,14$ .

Si riporta di seguito l'esito dell'interrogazione compiuta nel catalogo parametrico dei terremoti italiani (Gruppo di lavoro CPTI (2004); Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, INGV, Bologna; <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI04/>) con riferimento ai terremoti avvenuti nel passato entro 10 km di raggio dal sito in esame (si evidenzia il sisma con epicentro a Ferrara del 1570 con magnitudo momento  $Maw = 5,48$  e quello del 1234 con  $Maw = 5,17$ ).

Area circolare con centro C (44.828, 11.611) e raggio 10 km

N	Tr	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Se	AE	Rt	Np	Imx	Io	TI	Lat	Lon	TL	Maw	Dav	Tw	Mas	Das	TS	Msp	Dsp	ZS9	TZ	Ncft	Nnt	Ncpt
51	DI	1234	3	20				FERRARA	DOM	5	70	70		44.836	11.618	A	5.17	0.30	4.80	0.45	4.99	0.42	912	G	860	51			
66	DI	1285	12	13				FERRARA	DOM	2	70	65		44.836	11.618	A	5.03	0.33	4.60	0.49	4.80	0.45	912	G	861	66			
131	DI	1410	5	9	22	30		FERRARA	DOM	3	65	65		44.836	11.618	A	5.03	0.33	4.60	0.49	4.80	0.45	912	G	863	131			
139	CP	1425	8	10	19			FERRARA SUD	POS85		60			44.833	11.667		4.83	0.26	4.30	0.39	4.53	0.36	912	G	864	139			
178	DI	1483	3	3	22			FERRARA	DOM	1	55	55		44.836	11.618	A	4.63	0.13	4.00	0.20	4.25	0.19	912	G	865	178			
207	CP	1508	10	18	15			FERRARA SUD	POS85		60			44.833	11.667		4.83	0.26	4.30	0.39	4.53	0.36	912	G	866	207			
262	DI	1570	11	17	19	10		Ferrara	CFTI	60	80	75		44.82	11.63	A	5.48	0.11	5.27	0.17	5.43	0.16	912	G	231	868	262		
416	DI	1695	2	28				FERRARA	DOM	1	55	55		44.836	11.618	A	4.63	0.13	4.00	0.20	4.25	0.19	912	G	871	416			
521	DI	1743	5	29				FERRARA	DOM	1	65	65		44.836	11.618	A	5.03	0.33	4.60	0.49	4.80	0.45	912	G	872	521			
654	DI	1787	7	16	10			Ferrara	CFTI	3	65	55	N	44.83	11.62	A	4.63	0.13	4.00	0.20	4.25	0.19	912	G	339	873	654		
1729	DI	1922	5	24	21	17		CENTO	DOM	6	45	35		44.862	11.517	A	4.50	0.14	3.81	0.21	4.07	0.19	912	G	883	1729			

Numero di record estratti: 11

Legenda) N=numero d'ordine del terremoto nell'archivio; Tr=tipo di record; Anno Me Gi Or Mi Se = tempo di origine; AE=denominazione dell'area; Rt=codice dell'elaborato di riferimento; Np=numero di punti di intensità; Imx=intensità massima; Io=intensità epicentrale; TI=modifiche nelle valutazioni dell'intensità; Lat Long=coordinate dell'epicentro; TL=codice di localizzazione; Maw= la magnitudo momento con errore associato Dw e tipologia di stima Tw; Mas=magnitudo calcolata sulle onde superficiali con errore associato Ds e tipologia di stima Ts; Msp=magnitudo da utilizzare congiuntamente alla relazione di attenuazione di Sabetta e Pugliese (1996), con errore associato Dsp; ZS9=zona sorgente; Ncft, Nnt, Ncpt=codici di aggancio

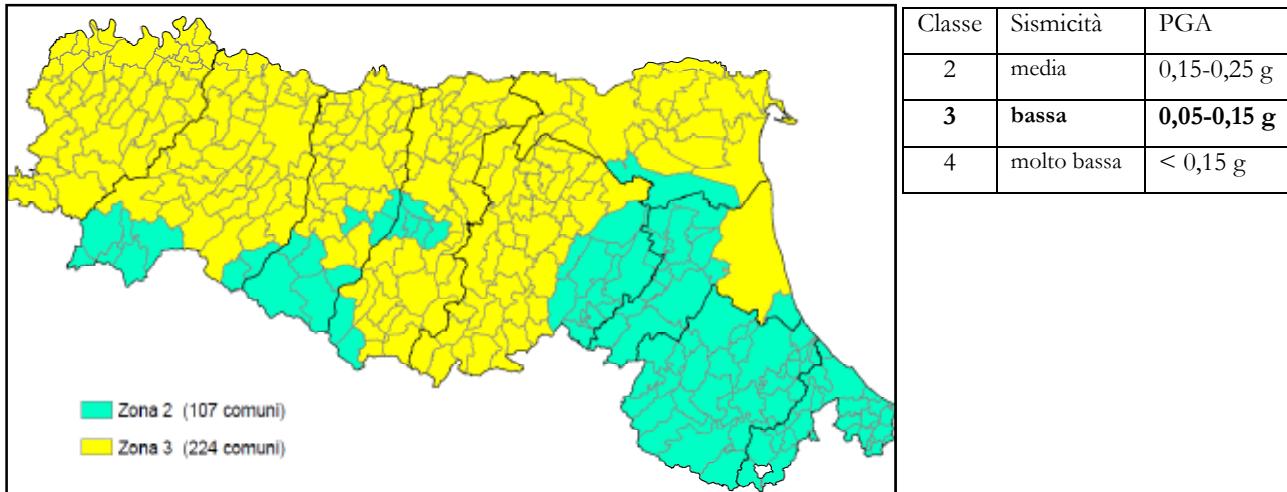


Figura 15 - Classificazione sismica del territorio dell'Emilia-Romagna DGR n.1164 del 23.07.2018

La classificazione delle zone sismiche fornisce una rappresentazione coerente della situazione di pericolosità reale del territorio. In base all'ultimo aggiornamento della classificazione sismica del DGR n. 1164/2018, si nota che anche i Comuni di Berra, Mesola e Goro, che erano di classe 4, sono stati inseriti nella classe 3 per cui tutti i Comuni della Provincia di Ferrara sono di classe 3, tranne Argenta che rimane di classe 2.

Nell'ultimo millennio in Emilia-Romagna sono stati registrati 382 eventi sismici (al di sopra della soglia del danno come scossa principale) su un totale di circa 2500 catalogati in Italia.

Dallo studio di macrozonazione sismica di 3° livello (POC 2013) si evince che l'area in esame si trova una zona stabile, suscettibile ad amplificazioni locali, con indice del potenziale di liquefazione IL (Iwasaki et al. 1982) basso (IL < 2), caratterizzata da sedimenti ridotti.

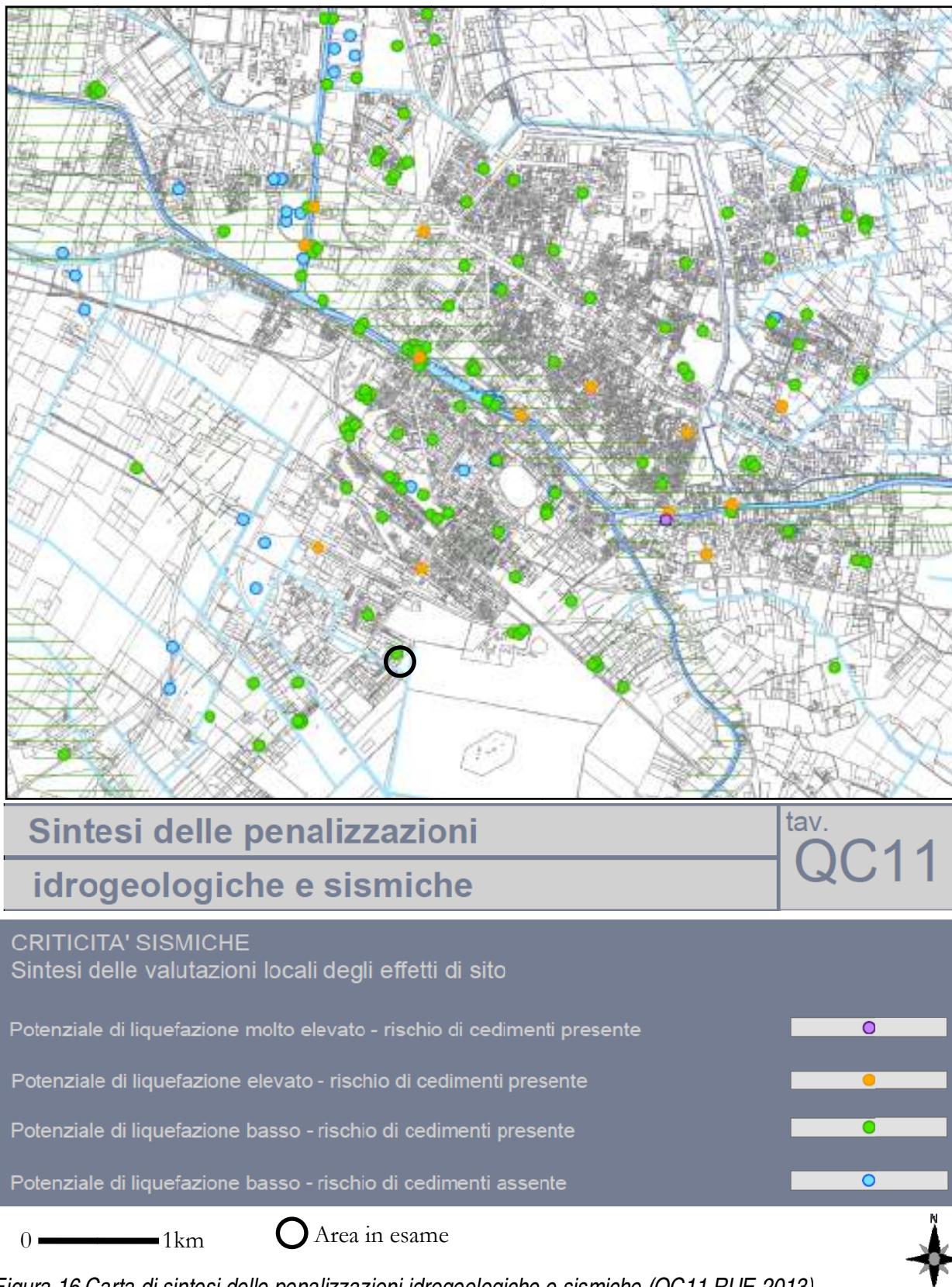
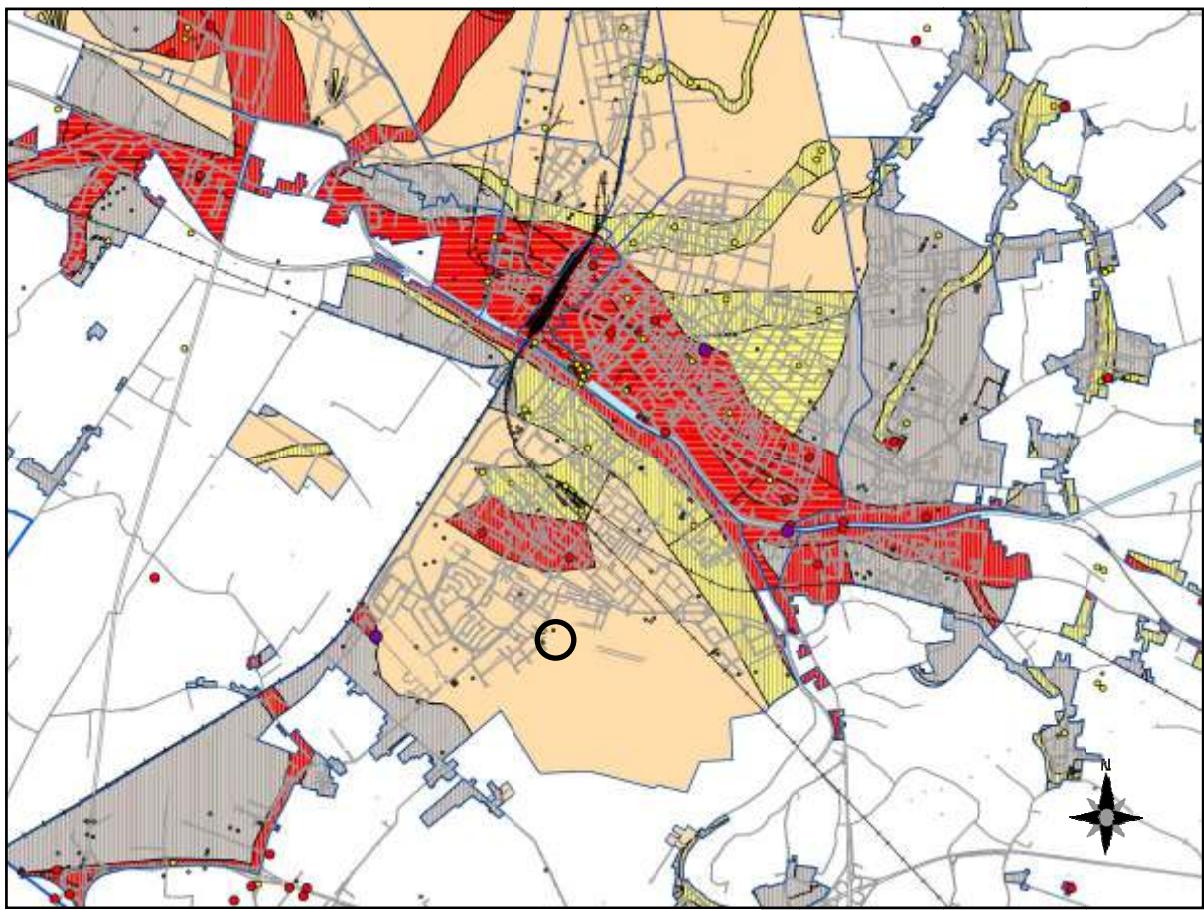


Figura 16 Carta di sintesi delle penalizzazioni idrogeologiche e sismiche (QC11 RUE 2013)



### Legenda

0 ————— 2km

○ Area in esame

Indice puntuale del potenziale di liquefazione IL da CPT

- Basso ( $IL < 2$ )
- Moderato ( $2 < IL < 5$ )
- Elevato ( $5 < IL < 15$ )
- Molto elevato ( $IL > 15$ )

#### Zone instabili suscettibili di liquefazione: Fa

	Liquefazioni Fa P.G.A. = 1.5 - 1.6 Fa Intensità Spettrale - $0.1 s < T_0 < 0.5 s = 1.8$ Fa Intensità Spettrale - $0.5 s < T_0 < 1.0 s = 2.3$
--	---

	Liquefazioni Fa P.G.A. = 1.5 - 1.6 Fa Intensità Spettrale - $0.1 s < T_0 < 0.5 s = 1.8$ Fa Intensità Spettrale - $0.5 s < T_0 < 1.0 s = 2.5$
--	---

#### Zone instabili suscettibili di liquefazione: IL

	Rischio di liquefazione basso ( $IL < 2$ )
	Rischio di liquefazione moderato ( $2 < IL < 5$ )
	Rischio di liquefazione elevato e localmente molto elevato ( $IL > 5$ )

#### Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

	Fa P.G.A. = 1.5 - 1.6 Fa Intensità Spettrale - $0.1 s < T_0 < 0.5 s = 1.8$ Fa Intensità Spettrale - $0.5 s < T_0 < 1.0 s = 2.5$
--	---

— Confine Comunale

— Perimetri territorio urbanizzato e urbanizzabile

Figura 17 – Estratto QC1.1.10 Carta di microzonazione sismica 3° Livello (POC Ferrara 2013)

Sintesi della microzonazione sismica	F.A. Intensità Spettrale $0,1s < T_0 < 0,5s = 1,8$
F.A. P.G.A. = 1,5	F.A. Intensità Spettrale $0,5s < T_0 < 1,0s = 2,5$
	Zona Stabile, suscettibile di amplificazioni locali

## DESCRIZIONE DELL'INDAGINE

L'indagine geognostica è stata realizzata attraverso due prove penetrometriche statiche *SCPTU01-SCPTU02* effettuate utilizzando una punta strumentata con piezocono e geofono sismico oltre al sensore inclinometrico per il controllo della verticalità della punta durante l'avanzamento, spinta fino alla profondità massima di 32,00 m.

E' stato utilizzato un penetrometro statico tipo *Gouda* da 200 *kN* con sistema di spinta idraulico montato su un autocarro pesante 4x4 Unimog Mercedes. Il piazzamento del penetrometro è stato effettuato con l'ancoraggio di coclee a rotazione in modo da garantire la verticalità iniziale della punta. La prova consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa ad una velocità costante di  $2 \pm 0,5$  *cm/sec*, indipendentemente dalla resistenza offerta dal terreno. La punta di tipo elettrico è interamente solidale con il movimento delle aste cave. La punta ha un angolo di apertura di 60° ed un diametro di base  $\phi_{bc}$  di 35,7 *mm*. Il manicotto di frizione, posto sopra alla punta, ha una superficie di circa 150 *cm<sup>2</sup>* e un diametro di base  $\phi_{ma} = \phi_{bc} + 0,35$  *mm*. Sopra alla punta, alla distanza di circa un metro, è stato posizionato un anello allargatore per diminuire l'attrito laterale delle aste. La misura delle resistenze all'avanzamento della punta e del manicotto avviene tramite celle di carico estensimetriche inserite nella punta elettrica.

Contestualmente viene rilevata anche la pressione neutra e la sovrapressione interstiziale indotta ( $u_2 = u + \Delta u$ ) attraverso un filtro poroso posto appena sopra alla base del cono e misurato con un trasduttore di pressione. Il filtro è mantenuto disareato con grasso al litio. Inoltre sopra alla punta è inserito un sensore sismico costituito da tre accelerometri disposti su tre assi ortogonali per il rilievo diretto delle velocità delle onde di taglio sismiche con modalità "down hole". Gli impulsi sismici polarizzati orizzontalmente sono generati da una sorgente posta in superficie, costituita da una trave di legno con piastre in acciaio azionata con massa battente, mantenuta saldamente in posto dal peso dello stesso autocarro.

I dati di resistenza alla punta, di resistenza al manicotto e la pressione interstiziale sono stati acquisiti ogni 2 cm di avanzamento, monitorati in continuo con l'ausilio di un personal computer portatile e registrati su supporto informatico; le prove sismiche sono state invece effettuate ogni metro di avanzamento.

L'elaborazione dei test sismici ha integrato l'indagine geotecnica consentendo di misurare direttamente la velocità delle onde di taglio nei primi 30 m dal piano di posa delle fondazioni per

stabilire la classe di suolo e definire l'amplificazione sismica del sito.

L'interpretazione dei dati registrati, elaborati mediante procedure automatiche integrate in un foglio di calcolo, hanno permesso di predisporre informazioni utili al riconoscimento della natura litologica del terreno oltre ad una stima orientativa dei parametri geotecnici delle terre mediante correlazioni empiriche note dalla letteratura (Robertson P.K. e Kabal K.L., 2009; Robertson P.K., Campanella R.G. e Wightman A., 1983; Schmertmann, 1978; Raccomandazioni A.G.I., 1977; Begemann, 1965;...).

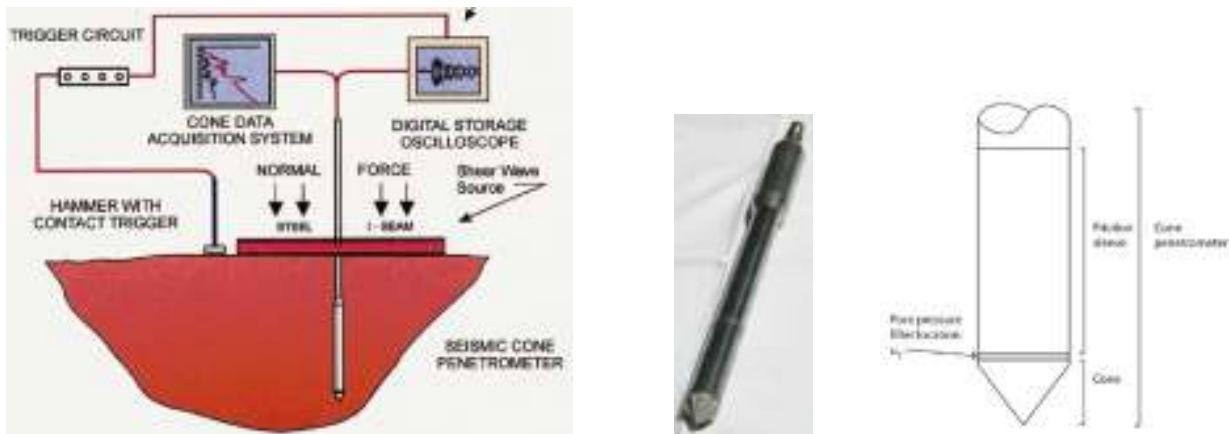


Figura 18 - Schema della prova SCPTU (seismic cone penetrometer test)

## CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA

Per la redazione della presente relazione è stata effettuata una ricerca delle indagini esistenti nel database regionale (Cartografia Geologica della Regione Emilia Romagna - Livelli cartografici interrogati: CTR 5000, prove geognostiche, geologia 1:10000) allo scopo di definire la continuità del modello geologico locale ad una scala inferiore.

Dall'inquadramento geologico si desume che il sottosuolo risulta formato prevalentemente da terre fini coesive (argille e limi) con alcuni tratti ricchi di contenuto organico e torbe e possibili strati "lentiformi" di terre incoerenti con grani più grossolani (sabbie e limi) riconducibili a depositi di eventi di tracimazione dagli alvei. In profondità, oltre 21 m dal p.c., i terreni risultano invece prevalentemente formati da sabbie, normalmente addensate, con percentuali variabili di limo.

Dalle indagini effettuate in situ emerge che il suolo è costituito, partendo dalla superficie, da circa due metri di terre incoerenti costituite da sabbia limosa a limo sabbioso con resti vegetali. Oltre la frazione fine aumenta, le terre diventano più coesive e si passa a limo argilloso fino ad argilla debolmente limosa. Vi sono tratti con sostanze organiche decomposte di colore bruno marrone e grigio scuro, piccoli elementi carboniosi sparsi, resti conchigliari e laminazioni di ossidazione giallo ocra. Nella zona più a sud ovest (SCPTU01) lo strato di argilla è interrotto da intercalazioni di sabbia e limo tra 9 e 10 m e sottili laminazioni di limo tra 12 e 13 m, tra 16 e 17 m e intorno a 21 m, non rilevate nella parte più a nord est (SCPTU02) in cui sono frequenti livelli ricchi di contenuto organico. Oltre la profondità di 21 m si rileva un banco di sabbia e limo con spessore di 4-5 m, con grani ben addensati e valori di resistenza alla punta nettamente più elevati.

Sotto al banco di sabbia, da circa 26,5-28,5 m, tornano i terreni argillosi che continuano verso il basso con frequenti intercalazioni di limo e sabbia in SCPTU01, mentre in SCPTU02 si rileva uno strato di limo sabbioso/sabbia limosa fino alla massima profondità investigata di 32 m.

In sintesi il modello geologico del sottosuolo appare caratterizzato prevalentemente da terre fini coesive, quali argille e limi, talora interrotte da tratti con frequenti strati sottili sabbiosi. Si osserva che è sempre frequente la presenza di una percentuale elevata di argilla nelle intercalazioni di terreni limosi e sabbiosi. Le argille rilevate hanno normalmente un elevato contenuto di sostanze organiche che le rende molto compressibili. Si evidenzia che gli strati sabbiosi si trovano confinati entro terre fini, praticamente impermeabili.

Le prove effettuate per quest'area il 16 luglio 2012 sono state inserite nel database regionale, al seguente link [http://mappegis.regione.emilia-romagna.it/gstatico/documenti/prove\\_geognostiche/185/185160B021.pdf](http://mappegis.regione.emilia-romagna.it/gstatico/documenti/prove_geognostiche/185/185160B021.pdf)

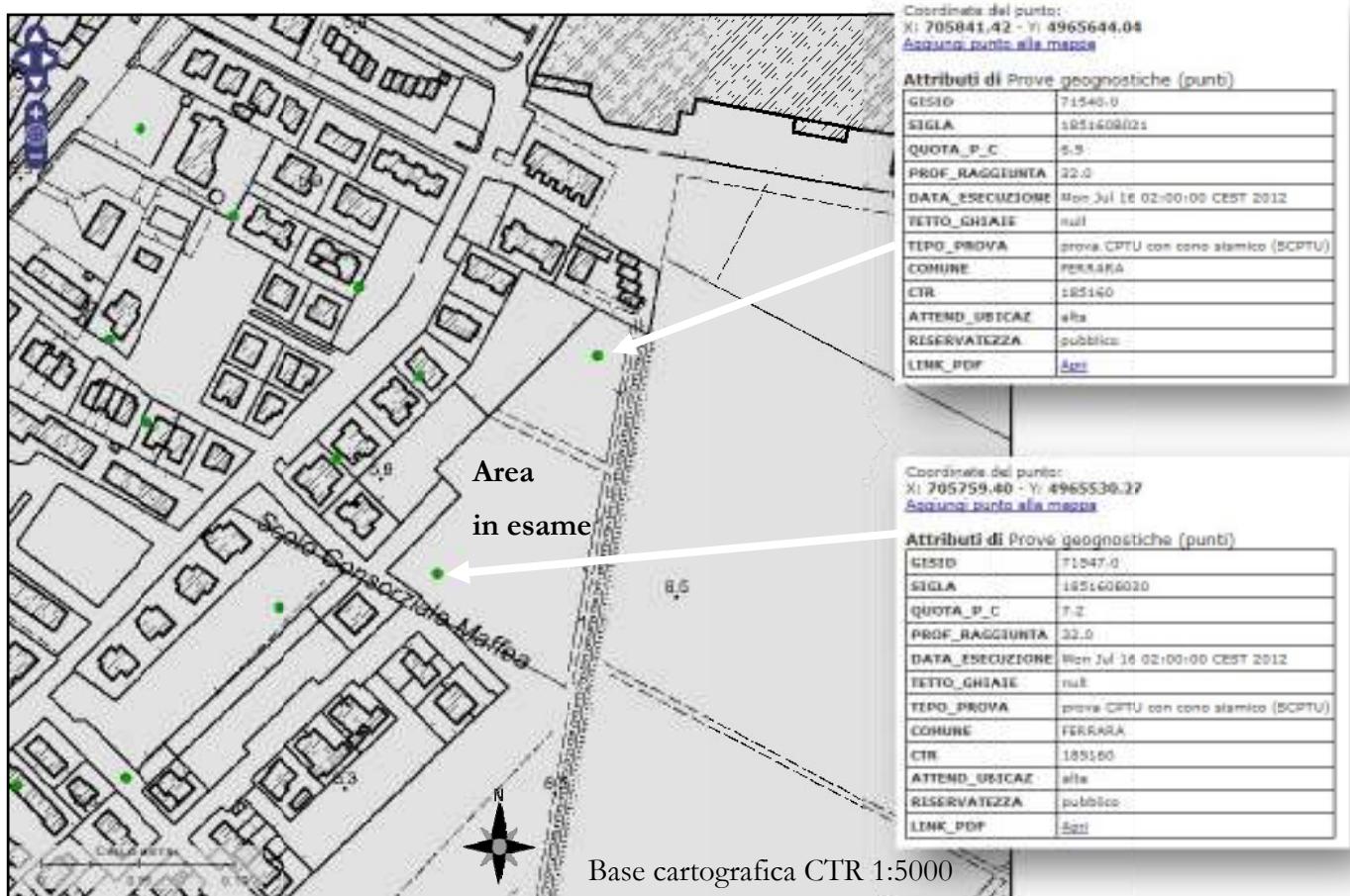


Figura 19 – Ubicazione delle indagini geognostiche presenti nel database regionale (scala ~ 1:4.000)

Si rileva che i punti del p.c. investigati sono stati quotati a +6,9 e +7,2 m slmm

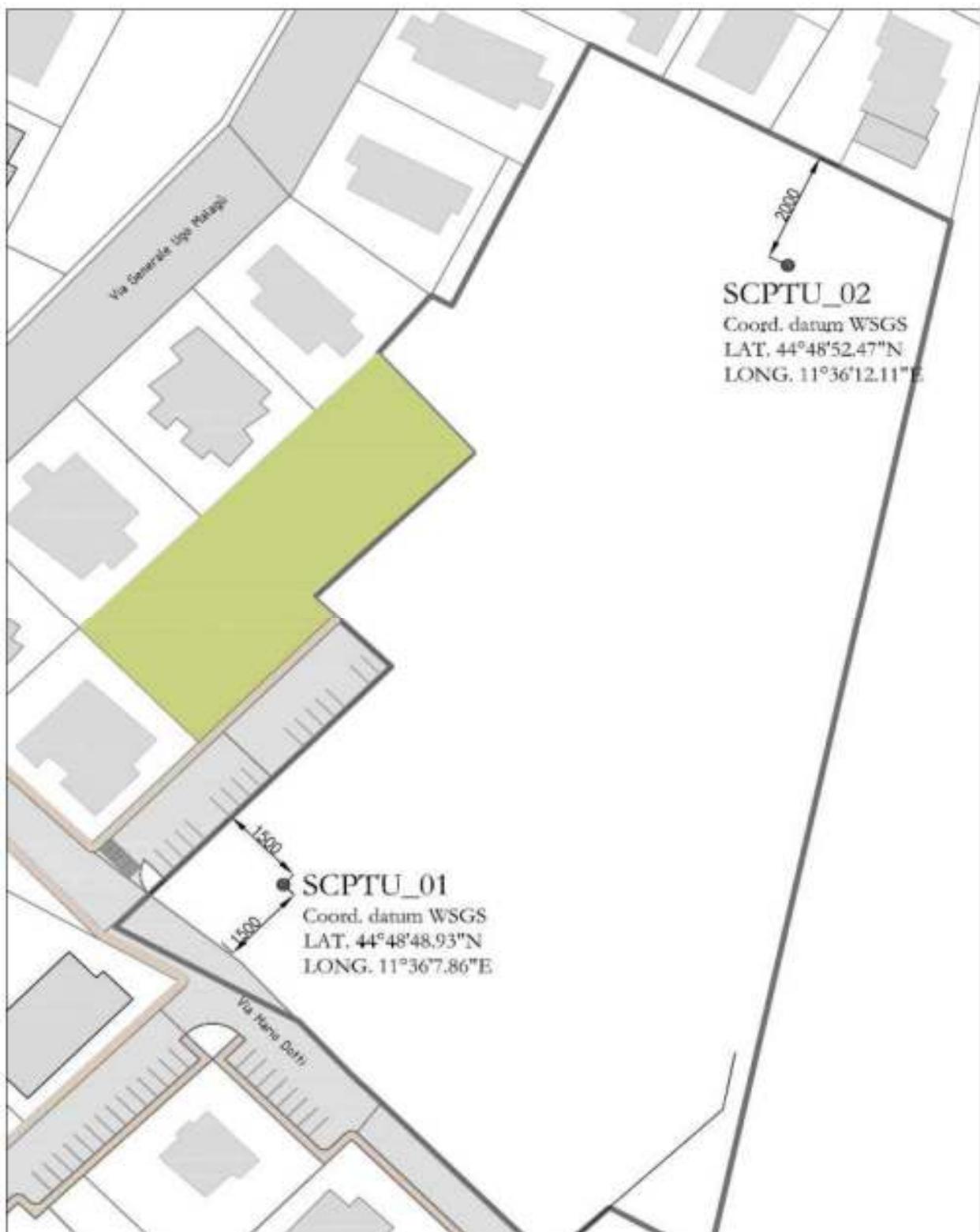
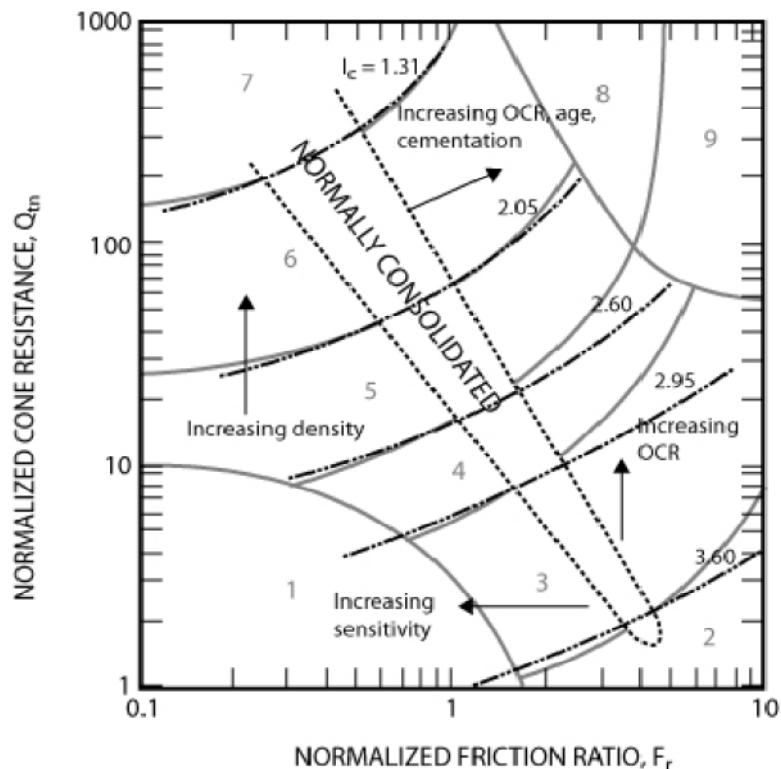


Figura 20 - Planimetria dello stato di fatto con ubicazione precisa delle prove penetrometriche SCPTU

## Analisi dei dati acquisiti



Zone	Soil Behavior Type	$I_c$
1	Sensitive, fine grained	N/A
2	Organic soils – clay	> 3.6
3	Clays – silty clay to clay	2.95 – 3.6
4	Silt mixtures – clayey silt to silty clay	2.60 – 2.95
5	Sand mixtures – silty sand to sandy silt	2.05 – 2.6
6	Sands – clean sand to silty sand	1.31 – 2.05
7	Gravelly sand to dense sand	< 1.31
8	Very stiff sand to clayey sand*	N/A
9	Very stiff, fine grained*	N/A

\* Heavily overconsolidated or cemented

$$I_c = ((3.47 - \log Q_n)^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^{0.5}$$

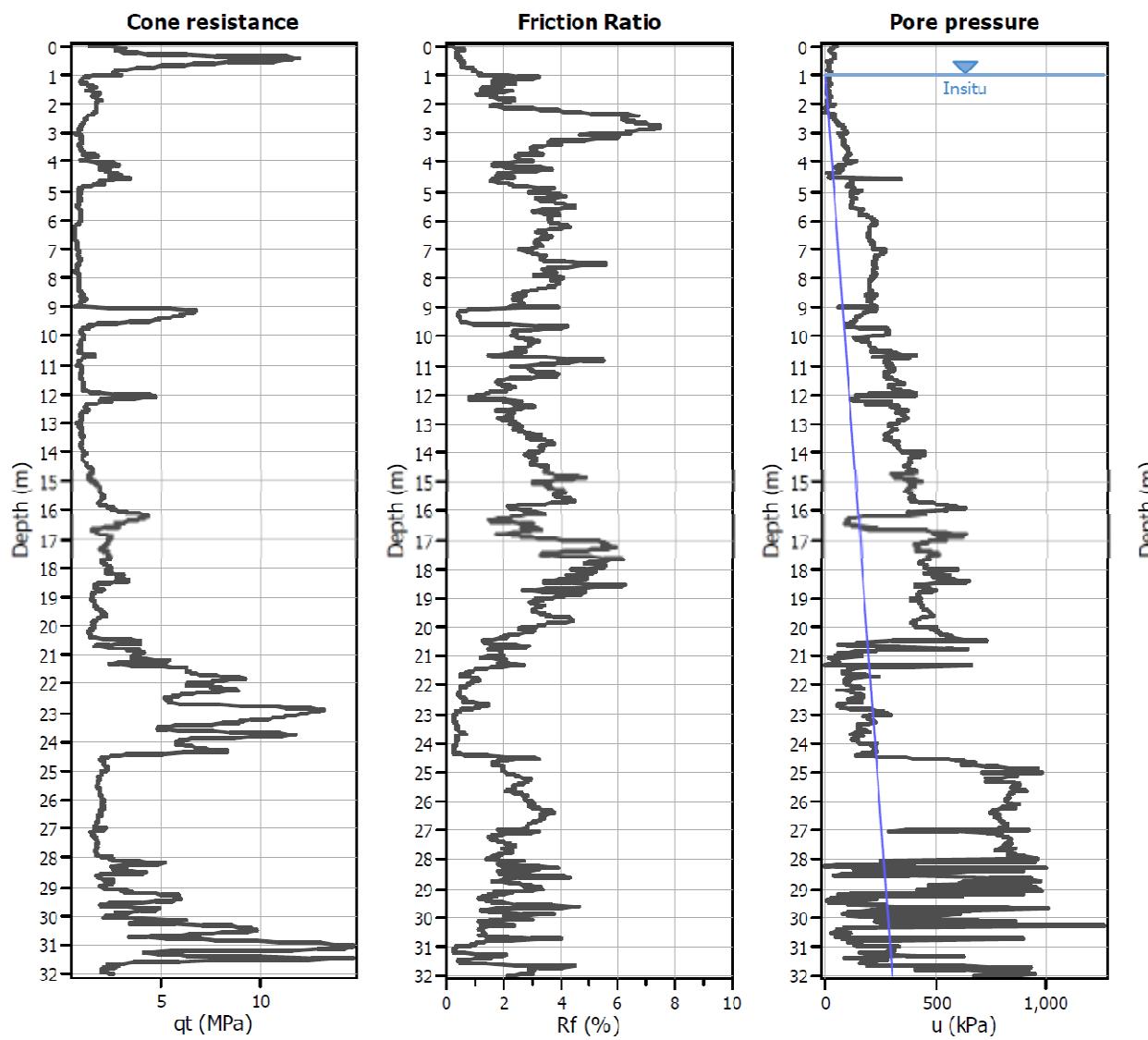
where:

$Q_n$  = normalized cone penetration resistance (dimensionless)

$$= (q_n - \sigma_{vo})/\sigma_{vo}$$

$F_r$  = normalized friction ratio, in %

$$= (f_r/(q_n - \sigma_{vo})) \times 100\%$$



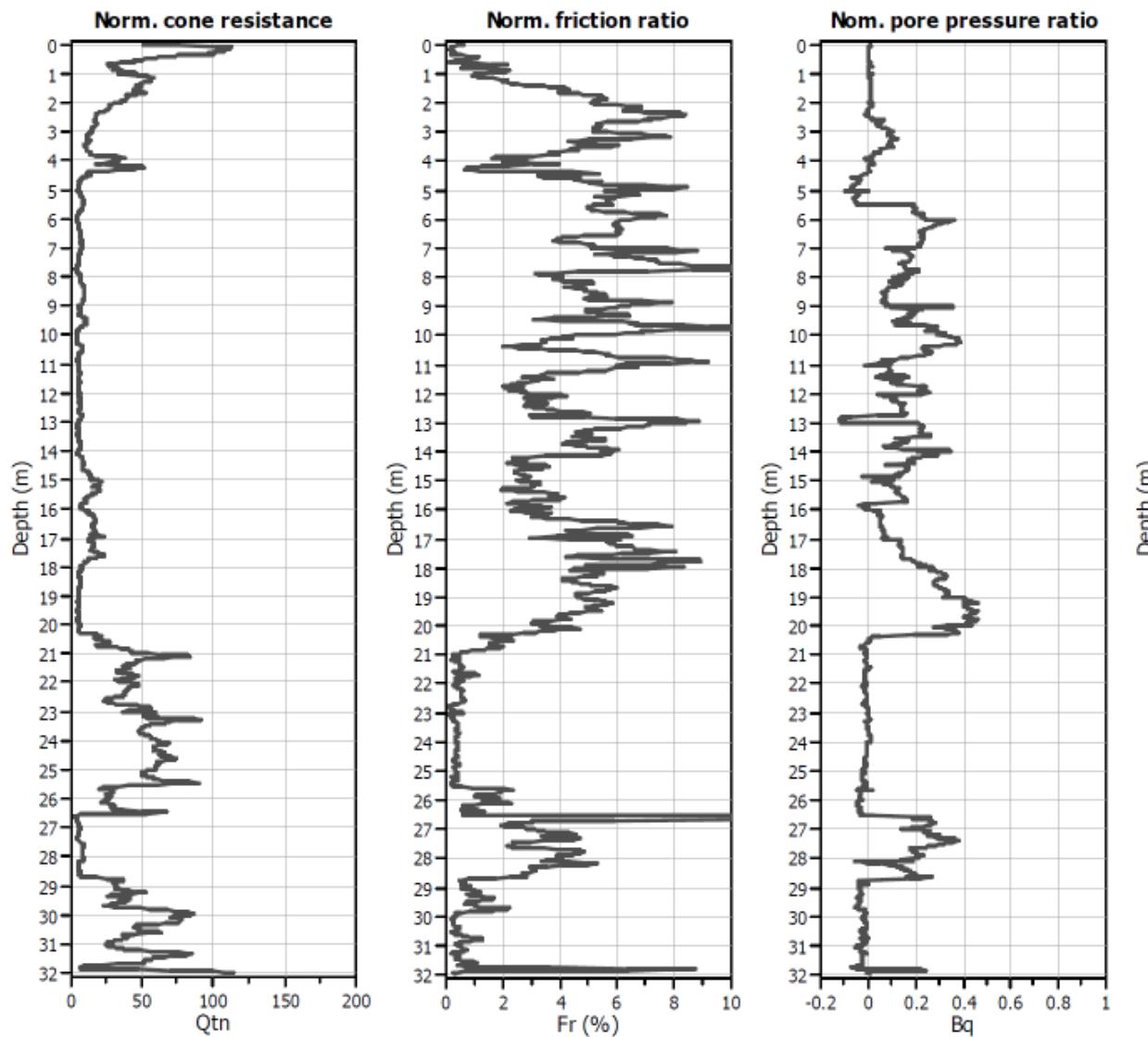
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)
Finite correction method:	R&T (2014)
Points to test:	Based on Ic value
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14
Peak ground acceleration:	0.24
Depth to water table (in situ):	1.00 m

Depth to GWT (erthq.):	2.00 m
Average results interval:	3
Ic cut-off value:	2.60
Unit weight calculation:	Based on SBT
Use fill:	No
Fill height:	N/A

Fill weight:	N/A
Transition detect. applied:	Yes
K <sub>o</sub> applied:	Yes
Clay like behavior applied:	Sands or
Limit depth applied:	Yes
Limit depth:	20.00 m

Figura 21 – SCPTU01: diagrammi della resistenze alla penetrazione del cono e della pressione neutra

**Input parameters and analysis data**

Analysis method: B&I (2014)  
 Fines correction method: B&I (2014)  
 Points to test: Based on Ic value  
 Earthquake magnitude  $M_w$ : 6.14  
 Peak ground acceleration: 0.24  
 Depth to water table (insitu): 1.00 m

Depth to GWT (erthq.): 2.00 m  
 Average results interval: 3  
 Ic cut-off value: 2.60  
 Unit weight calculation: Based on SBT  
 Use fill: No  
 Fill height: N/A

Fill weight: N/A  
 Transition detect. applied: Yes  
 $K_o$  applied: Yes  
 Clay like behavior applied: Sand & C  
 Limit depth applied: Yes  
 Limit depth: 20.00 m

*Figura 22 – SCPTU02: diagrammi della resistenze alla penetrazione del cono e della pressione neutra*

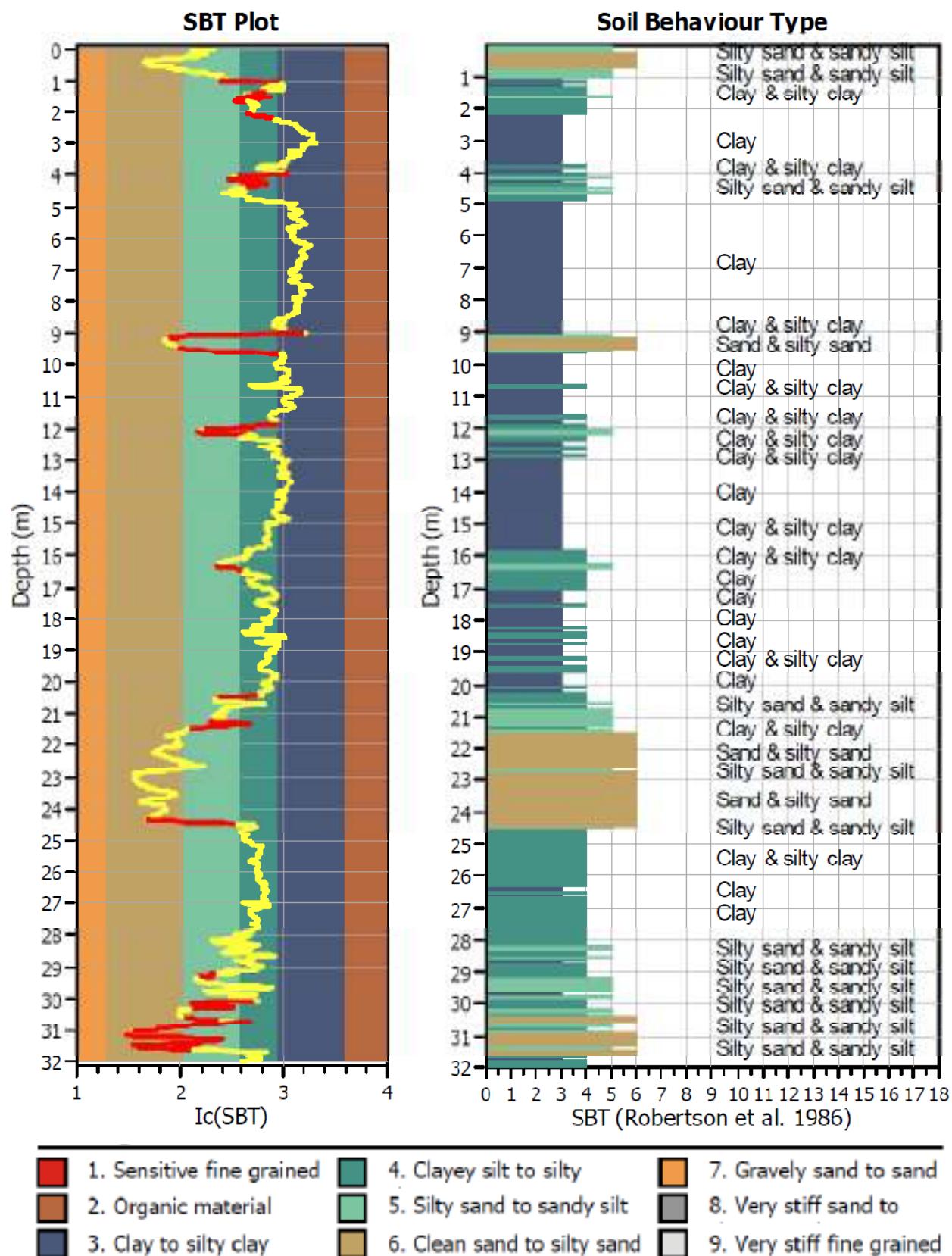


Figura 23 – SCPTU01: profilo litostatografico

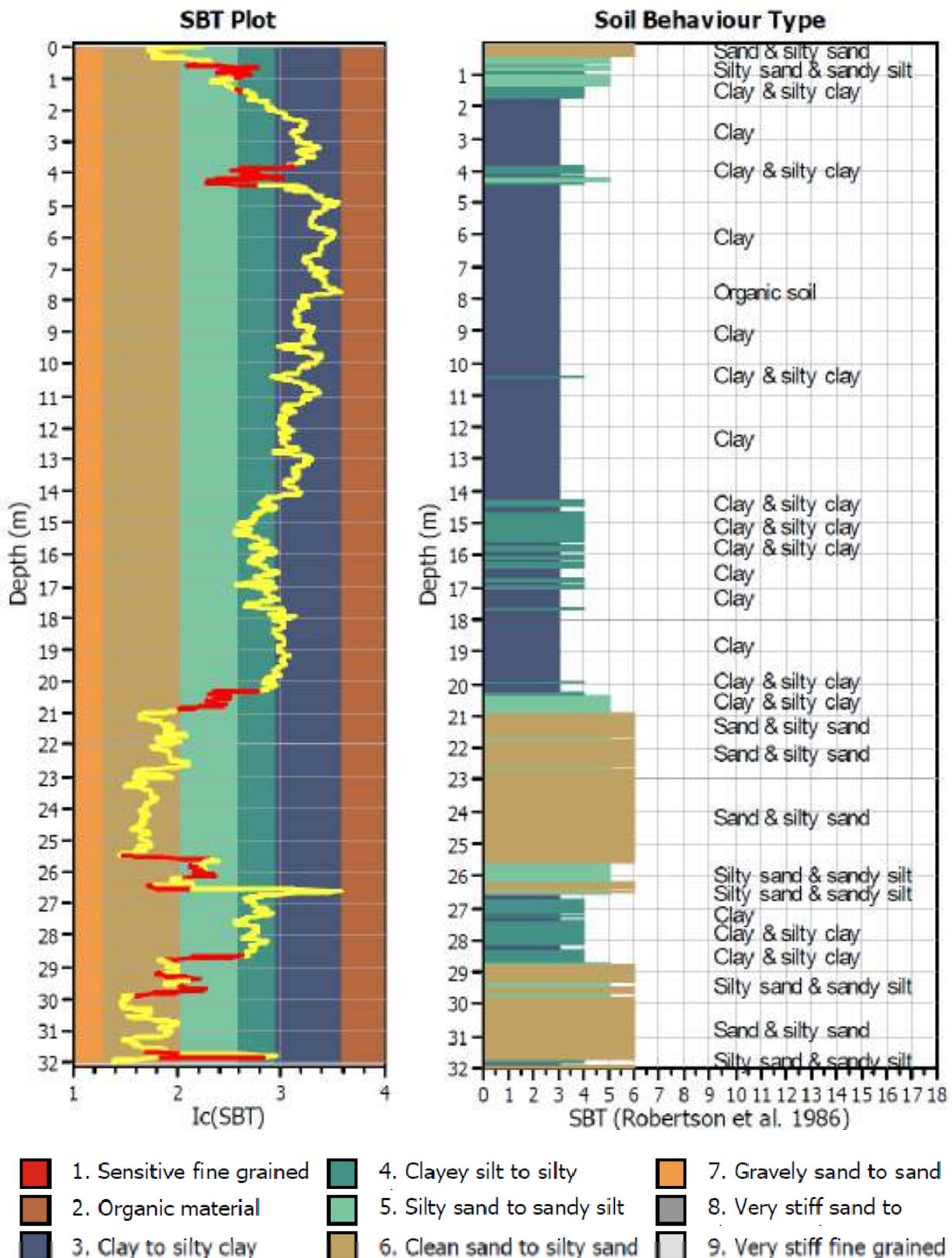


Figura 24 – SCPTU02: profilo litostratigrafico

## **Caratteristiche geotecniche dei terreni**

Nelle tabelle successive vengono riportati i valori medi dei parametri geotecnici ricavati dalla prova penetrometrica, opportunamente discretizzati per ogni strato litologico omogeneo di natura prevalentemente incoerente o coesiva.

Prof. da	(m) a	$q_c$ MPa	$f_s$ kPa	$\gamma$ Mg/m <sup>3</sup>	$c_u$ kPa	$\phi'$ (°)	Dr (%)	$E'_{0,10\%}$ MPa	$E_u_{0,25\%}$ MPa	M MPa
0,00	2,30	2,71	33,12	1,76	-	40,9	44,80	20,32	-	13,38
2,30	3,74	0,98	53,69	1,78	47,2	-	-	-	28,72	4,72
3,74	4,82	2,28	48,43	1,81	-	36,0	29,37	32,59	11,86	11,13
4,82	9,04	0,75	27,91	1,71	34,5	-	-	-	16,66	3,45
9,04	9,60	5,10	27,39	1,77	-	36,9	48,8	43,57	-	24,88
9,60	21,40	1,59	55,88	1,80	71,1	-	-	-	40,04	7,11
21,40	24,44	7,82	43,08	1,83	-	34,4	49,29	80,90	-	37,23
24,44	30,32	2,12	55,79	1,82	92,0	-	-	-	54,56	9,20
30,32	31,60	10,36	80,64	1,92	-	34,3	54,76	118,50	-	49,21
31,60	32,00	2,25	70,02	1,85	93,6	-	-	-	49,78	9,36

*Tabella 1 - Valori caratteristici dei parametri geotecnici ricavati dalla prova SCPTU01*

Prof. da	(m) a	$q_c$ MPa	$f_s$ kPa	$\gamma$ Mg/m <sup>3</sup>	$c_u$ kPa	$\phi'$ (°)	Dr (%)	$E'_{0,10\%}$ MPa	$E_u_{0,25\%}$ MPa	M MPa
0,00	2,06	2,65	66,70	1,82	-	42,3	56,30	26,09	-	13,18
2,06	20,80	1,00	41,28	1,74	42,9	-	-	-	22,47	4,29
20,80	26,54	7,83	33,08		-	34,3	49,15	77,24	-	37,21
26,54	28,72	1,66	58,00	1,80	66,0	-	-	-	28,62	6,60
28,72	32,00	9,74	55,21	1,87	-	34,0	52,30	103,97	-	46,04

*Tabella 2 - Valori caratteristici dei parametri geotecnici ricavati dalla prova SCPTU02*

### **Legenda:**

$q_c$ Valori rilevati della resistenza alla punta	$\phi'$ Angolo di attrito efficace (Robertson and Campanella, 1983)
$f_s$ Valori rilevati della resistenza al manicotto laterale	Dr Densità relativa (Baldi et al., 1986)
$\gamma$ peso specifico (Robertson, 2010)	$E'_{0,10\%}$ Modulo secante drenato di deformazione per terre incoerenti (deform. 0,10%) (Robertson, 2009)
$c_u$ Coesione non drenata ( $q_t - \sigma_v / N_{KT}$ )	$E_u_{0,25\%}$ Modulo drenato di deformazione per terre coesive (deform. 0,25%) (Duncan and Buchignani, 1976)
	M Modulo di consolidazione (Robertson, 2009)

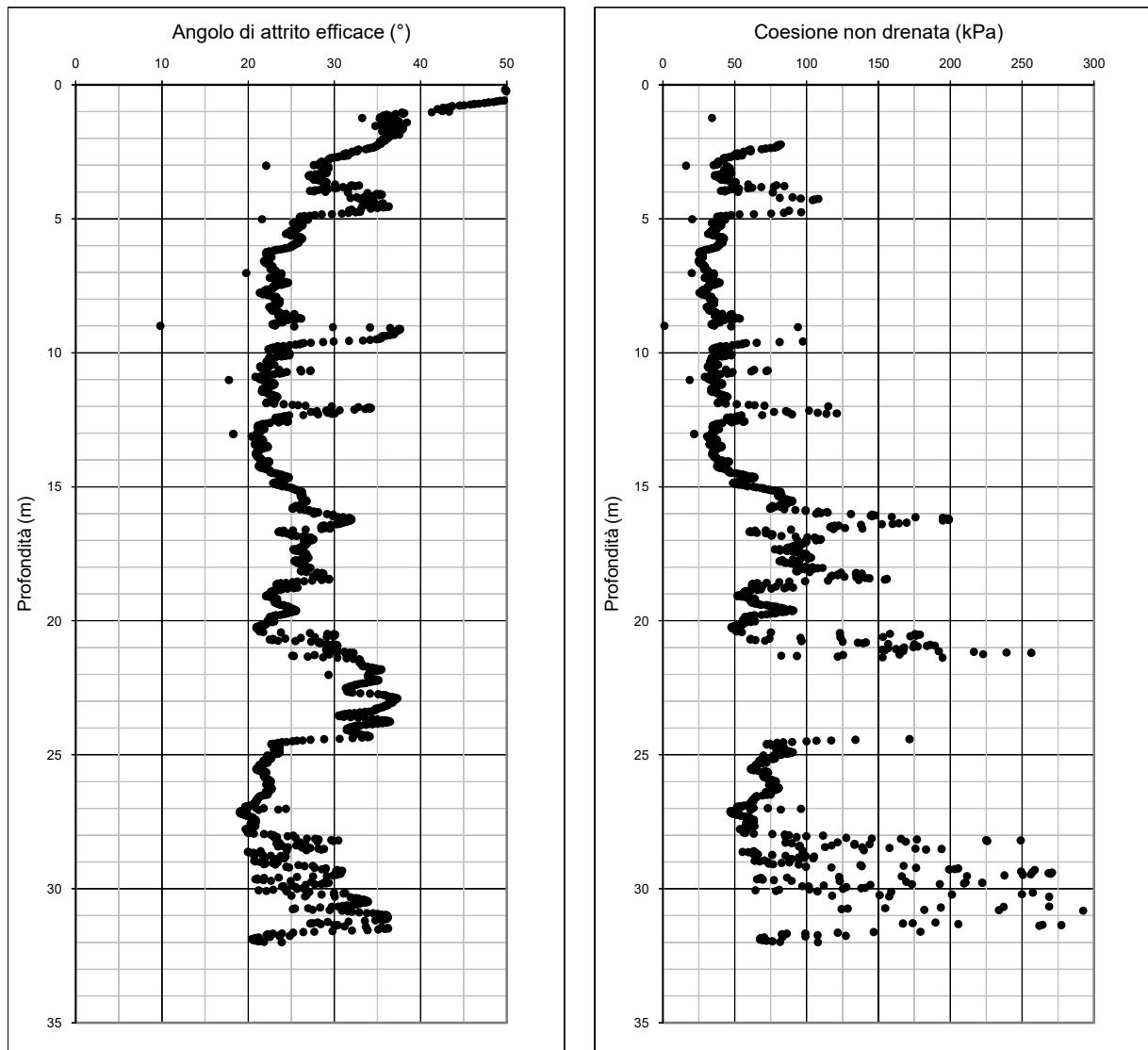


Figura 25 – SCPTU01: diagrammi dei parametri geotecnici principali

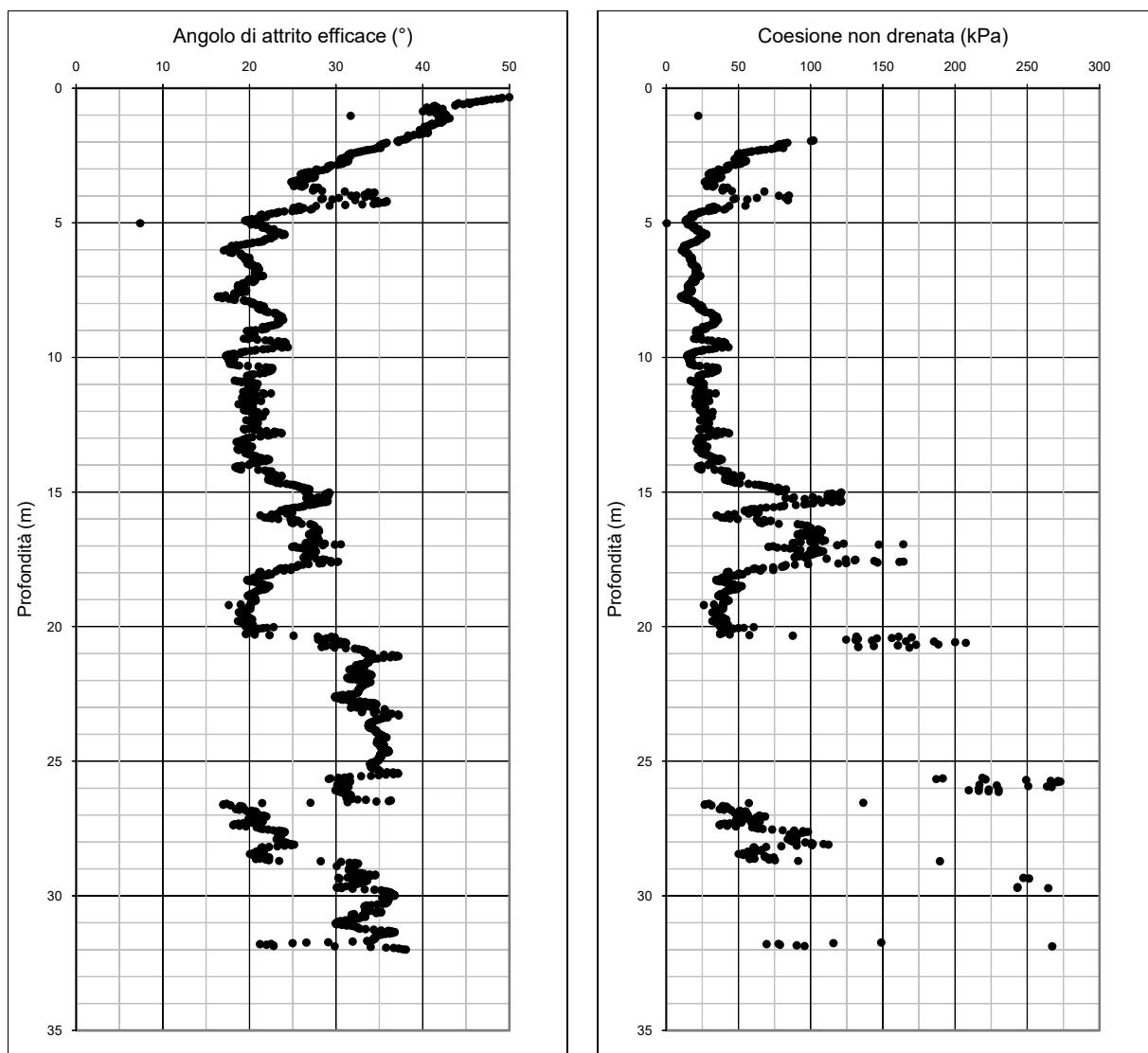
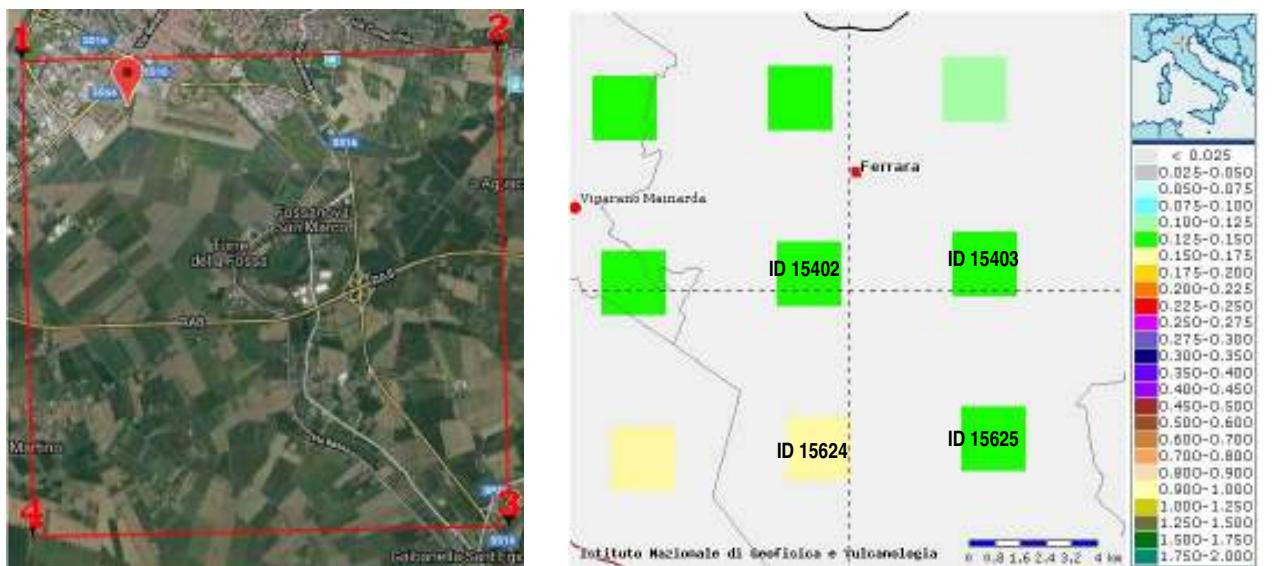


Figura 26 – SCPTU02: diagrammi dei parametri geotecnici principali

## Caratterizzazione sismica

Secondo la normativa riportata nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, la “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione è definita in termini di accelerazione massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (suolo di categoria A, come definito nella seguente tabella) con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{V_R}$  (definite in base agli stati limite scelti per la struttura), nel periodo di riferimento  $V_R$  (stabilità in base alla vita nominale e alla classe d’uso del fabbricato).

La pericolosità sismica nell’intervallo di riferimento è desunta dai dati pubblicati sul sito dell’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) <http://esse1.mi.ingv.it/>; inserendo le coordinate geografiche del sito si osserva la seguente griglia di nodi (ID):



Coordinate (ED50): 44.815°N ; 11.604°E

Indicativamente si riportano le caratteristiche di una cella vicina al sito:

Parametro dello scuotimento (OPCM 3519/2006) Coordinate del punto lat: 44.8197, lon: 11.5883, ID: 15402	Probabilità in 50 anni	Percentile	Periodo spettrale
$a_g$ 0,125 ÷ 0,150	10%	50°	--
$S_e(T)$ 0,200 ÷ 0,225	10%	50°	0,5 s
<b>Valore medi</b>			
Magnitudo	Distanza epicentro	Deviazione $\varepsilon$	
4,950	9,580 km	0,541	

N.B. Dalla disaggregazione il valore modale indica una M 4,5-5,0 ad una distanza di 0-10 km.

Si desume che il sito in esame non ricade in corrispondenza di uno dei 10571 nodi che costituiscono la maglia della pericolosità sismica di base per cui i valori dei parametri di riferimento sono calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze

tra il punto in questione ed i quattro vertici.

I parametri di riferimento<sup>1</sup> del sito in esame sono:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima del sito;

$F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Orientativamente, considerando che il progetto riguarda un'opera ordinaria (tipo di costruzione 2) le norme al § 2.4.1 prevedono una vita nominale  $100 > V_N \geq 50$  anni; stabilendo che le opere si configurino nella classe d'uso II si utilizza un coeff. d'uso  $C_U = 1$ . Essendo la vita di riferimento  $V_R = V_N \cdot C_U$  risulta  $V_R \geq 50$  anni, i periodi di ritorno  $T_R$ , relativi a ciascun stato limite di riferimento, sono riportati nella seguente tabella:

Stati Limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$		$T_R$ : Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni)	
Stati limite di esercizio	SLO	Stato Limite di Operatività	81%	30
	SLD	Stato Limite di Danno	63%	50
Stati limite ultimi	SLV	Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%	475
	SLC	Stato Limite di prevenzione del Colla	5%	975
SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	30	0,038	2,548	0,255
SLD	50	0,049	2,484	0,273
<b>SLV</b>	<b>475</b>	<b>0,143</b>	<b>2,592</b>	<b>0,272</b>
SLC	975	0,193	2,538	0,278

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, si fa riferimento alle categorie di sottosuolo riportate nella seguente tabella, in cui la classificazione va effettuata in base ai valori della velocità equivalente  $V_{S_{30}}$  di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità rispetto al piano di posa delle fondazioni.

<sup>1</sup> Dati ricavati dalla versione 1.03 del programma "Spettri di risposta" messo a disposizione sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici a questo indirizzo: <http://www.csip.it/csip>. L'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva del progettista.

La misura diretta delle onde di taglio effettuata con le prove SCPTU1- SCPTU2 (modalità *down hole*) ha consentito di rilevare una velocità  $Vs_{30} = 172 \div 174 \text{ m/s}$  per cui il suolo sismico risulta di classe D.

Classe	Tipo di suolo
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 3m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un graduale 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 m/s e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Per qualsiasi condizione del sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale per la definizione delle azioni sismiche.

Tabella 3 - Categorie di sottosuolo previste nelle nuove NTC2018 (§ 3.2.2)



Figura 27 – Griglia delle accelerazioni al bedrock secondo la DGR n.2193/2015.

Le tabelle contenute nell'atto di indirizzo della DGR n.2193/2015, predisposte per le analisi di secondo livello, sono relative a differenti ambienti geo-litologici omogenei individuati nel territorio regionale e contengono i fattori di amplificazione sismica (F.A.) in funzione dei parametri che caratterizzano la situazione litostratigrafica locale, correlata alla velocità delle onde di taglio  $V_{s30}$  rilevata direttamente con le prove in sito.

I F.A. sono relativi a due parametri rappresentativi dello scuotimento sismico, il primo è l'accelerazione di picco orizzontale (PGA), il secondo è l'intensità spettrale SI.

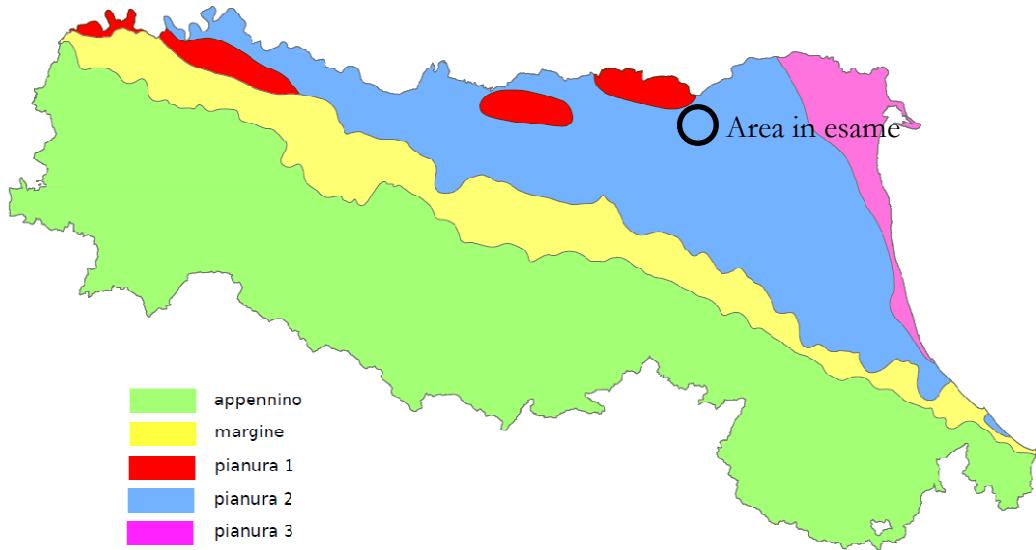
Nel primo caso F.A. esprime il rapporto tra la PGA in superficie e la  $PGA_0$  al bedrock mentre nel secondo caso F.A. è espresso in funzione del rapporto tra l'intensità spettrale in superficie SI e quella al bedrock sismico  $SI_0$ . 
$$SI = \int_{T_1}^{T_2} PSV(T_0, \xi) dT_0$$

dove  $PSV$  è il pseudo spettro di risposta in velocità,  $T_0$  è il periodo proprio e  $\xi$  è lo smorzamento.

E' stato considerato uno smorzamento  $\xi$  del 5 % e sono stati valutati tre intervalli di periodo proprio  $T_0$  ottenendo tre valori di intensità spettrale:

<b>SI1</b> :	$0.1s \leq T_0 \leq 0.5s$
<b>SI2</b> :	$0.5s \leq T_0 \leq 1.0s$
<b>SI3</b> :	$0.5s \leq T_0 \leq 1.5s$

Nel territorio regionale sono stati individuati due ambienti geo-litologici omogenei principali relativi a: 1) zona collinare e montana (Appennino) e 2) pianura e zona costiera che comprende anche il settore di transizione Appennino-Pianura (Margine).



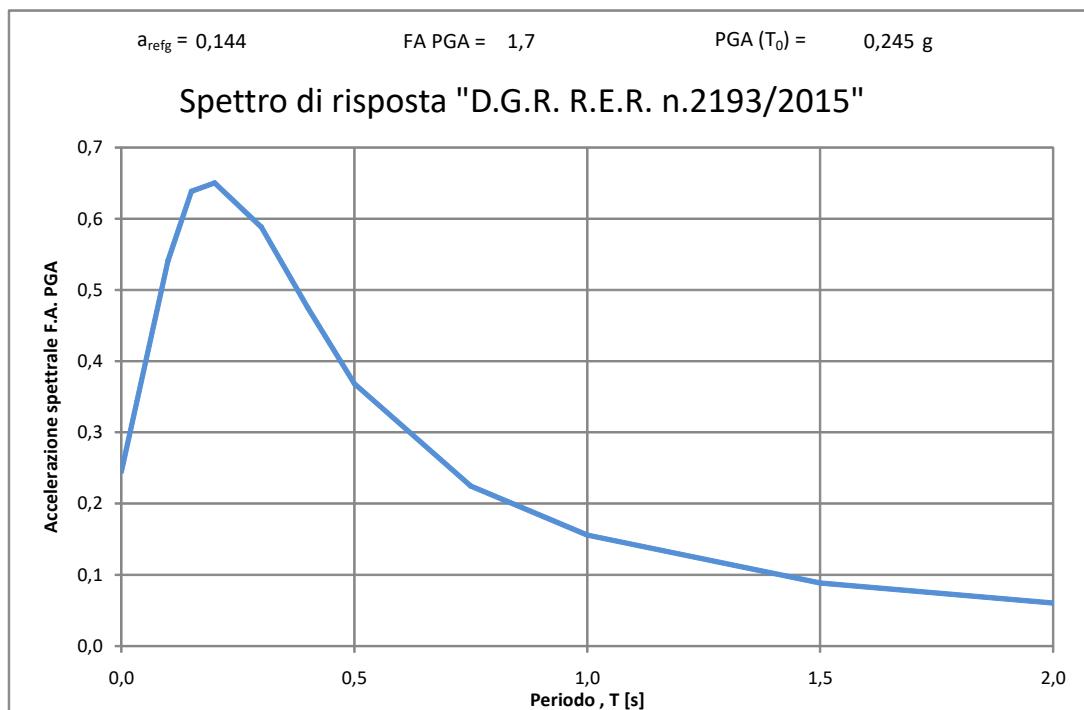
L'area in esame si colloca in PIANURA 2, formata da sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di un'importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del bedrock sismico ( $V_s > 800 \text{ m/s}$ ) a circa 150 m da p.c..

Si utilizza la  $V_{s30} = 172 \div 174 \text{ m/s}$  rilevata direttamente in situ con prove down-hole; la classificazione della DGR n. 2193/2015 prevede un fattore di amplificazione F.A. per la PGA di 1,7.

$V_{s30}(\text{m/s}) \rightarrow$	150	200	250	300	350	400
F.A. PGA	1.7	1.7	1.7	1.6	1.5	1.5
F.A. SI1	2.0	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6
F.A. SI2	3.1	3.0	2.7	2.4	2.1	2.0
F.A. SI3	3.6	3.3	2.9	2.5	2.2	2.0

Figura 28 – tabella per la valutazione dei Fattori di Amplificazione PGA, SI1, SI2 e SI3 per le analisi di secondo livello di approfondimento, tratta dalla DGR 2193/2015 – Allegato 2

Lo spettro che si ricava da quello normalizzato fornito dalla DGR 2193/2015 è il seguente:



### **Verifica della resistenza alla liquefazione delle sabbie (DGR 2193/2015)**

Per la stima del rischio di liquefazione si fa riferimento ai dati acquisiti con le prove penetrometriche statiche SCPTU01 e SCPTU02 effettuate in data 16/07/2012, spinte fino alla profondità massima di 32 m dal p.c.. Si considera una magnitudo  $M = 6,14$  e un'accelerazione di progetto PGA di 0,244g.

Valutando le indicazioni della DGR 2193/2015, per la verifica della liquefazione si procede con il metodo semplificato di *Boulanger e Idriss* (2014) considerando un **fattore di sicurezza FS=1,2**.

Di seguito si riporta la traccia dell'algoritmo di calcolo:

$$1. \ q_{clN} = C_N \cdot \frac{q_c}{p_a}$$

$$C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma_{v0}} \right)^m \leq 1.7$$

$$m = 1.338 - 0.249 \cdot (q_{clNes})^{0.264} \quad \text{con } 21 \leq q_{clNes} \leq 254$$

( $q_{clNes}$  è definito al punto 2 e  $m$  è determinato per via iterativa;  $p_a$  è la pressione atmosferica)

$$2. \ q_{clNes} = q_{clN} + \Delta q_{clN}$$

$$\Delta q_{clN} = \left( 11.9 + \frac{q_{clN}}{14.6} \right) \cdot \exp \left[ 1.63 - \frac{9.7}{FC + 2} - \left( \frac{15.7}{FC + 2} \right)^2 \right]$$

FC è il contenuto di fine espresso in %. In assenza di determinazione sperimentale di laboratorio FC può essere stimato con l'espressione empirica:

$$FC = 80 I_c - 137$$

in cui  $I_c$  è l'indice di classificazione del terreno da prova CPT proposto da Robertson (1990):

$$3. \ CRR = \exp \left[ \frac{q_{clNes}}{113} + \left( \frac{q_{clNes}}{1000} \right)^2 - \left( \frac{q_{clNes}}{140} \right)^3 + \left( \frac{q_{clNes}}{137} \right)^4 - 2.80 \right]$$

$$4. \ MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left[ 8.64 \exp \left( \frac{-M}{4} \right) - 1.325 \right]$$

$$MSF_{max} = 1.09 + \left( \frac{q_{clNes}}{180} \right)^3 \leq 2.2$$

$$5. \ K_\sigma = 1 - C_\sigma \cdot \ln \left( \frac{\sigma'_v}{P_s} \right) \leq 1.1$$

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{clNes})^{0.264}} \leq 0.3$$

$$5. \text{ CSR}_{M,\sigma'v} = 0.65 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} \cdot I_d$$

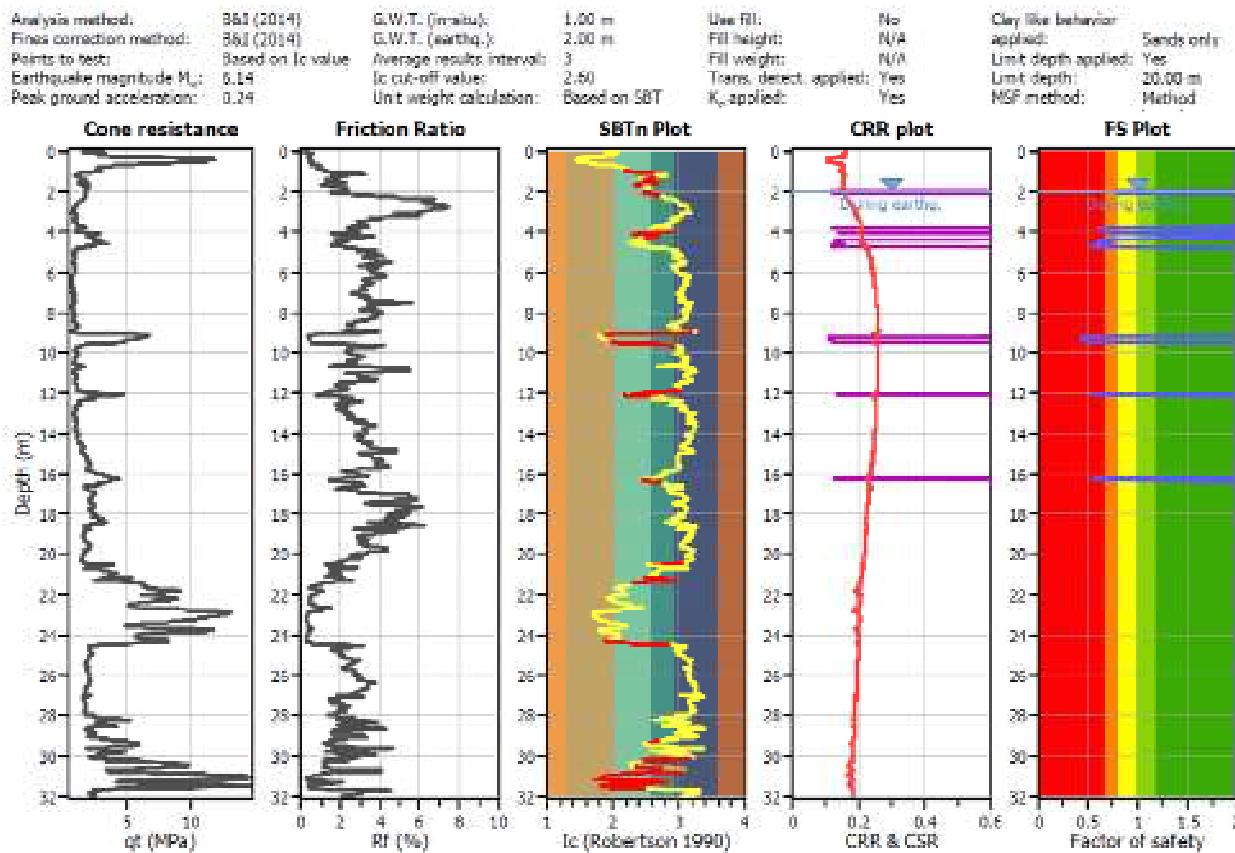
$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

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

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

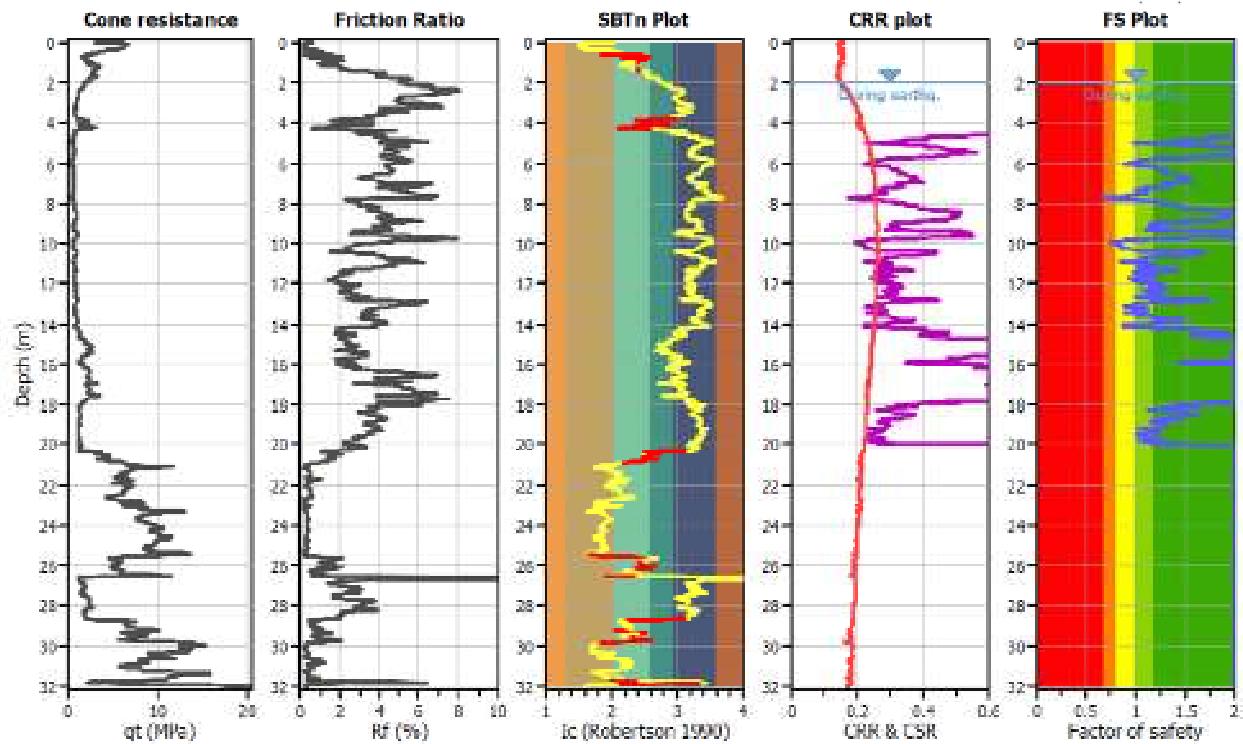
$$6. F_L = \frac{\text{CRR}_{M=7.5; \sigma'v=1amm}}{\text{CSR}_{M; \sigma'v}} \cdot \text{MSF} \cdot K_\sigma$$

## SCPTU01



## SCPTU02

Analysis method:	88J (2014)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sand & Clay
Fines correction method:	88J (2014)	G.W.T. (existing):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	20.00 m
Earthquake magnitude $M_w$ :	6,14	Ic cut-off value:	2,00	Trans. detect. applied:	Yes	MSF method:	Method
Peak ground acceleration:	0,34	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_s$ applied:	Yes		



Si osserva che in qualche tratto vi sono le condizioni per la liquefazione ma si tratta di sottili intercalazioni di sabbie e limi, limitati lateralmente e confinati entro il banco di argille coesive, praticamente impermeabili, per cui si tratta di piccoli fenomeni localizzati che non avrebbero modo di evolversi ed espandersi verso la superficie.

Per quantificare il tipo di ripercussioni sulle strutture si ricorre al calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$  definito dalla seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20} F(z) w(z) dz \quad \text{in cui } w(z) = 10 - 0,5 z$$

La variabile  $F(z)$  vale (Sonmez, 2003):

$F(z) = 0$	per $F_L \geq 1,2$
$F(z) = 2 \cdot 10^6 \exp(-18,427 F_L)$	per $1,2 > F_L \geq 0,95$
$F(z) = 1 - F_L$	per $F_L \leq 0,95$

Essendo  $z$  la profondità dal p.c. e  $F_L$  il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

Il potenziale di liquefazione  $I_L$  viene calcolato considerando tutti gli strati incoerenti individuati nei primi 20 m dal p.c..

In base all'indice  $I_L$  l'area viene classificata nelle seguenti categorie:

Potenziale di Liquefazione $I_L$	Classificazione
$I_L = 0$	<i>Non liquefacibile (<math>F_L \geq 1,2</math>)</i>
$0 < I_L \leq 2$	<i>Potenziale Basso</i>
$2 < I_L \leq 5$	<i>Potenziale Moderato</i>
$5 < I_L \leq 15$	<i>Potenziale Alto</i>
$15 < I_L$	<i>Potenziale Molto Alto</i>

Tabella 4 – Classificazione dell’indice del potenziale di liquefazione (Sonmez, 2003)

Per l’area in esame risulta:

	Potenziale di Liquefazione $I_L$	Rischio Liquefazione
SCPTU01	1,22	Basso
SCPTU02	0,17	Basso

Tabella 5 – Indice del potenziale di liquefazione nei due punti investigati

Dalle analisi effettuate si conferma che **nell’area in esame il rischio di liquefazioni è basso**.

### **Calcolo dei cedimenti post sismici (DGR 2193/2015)**

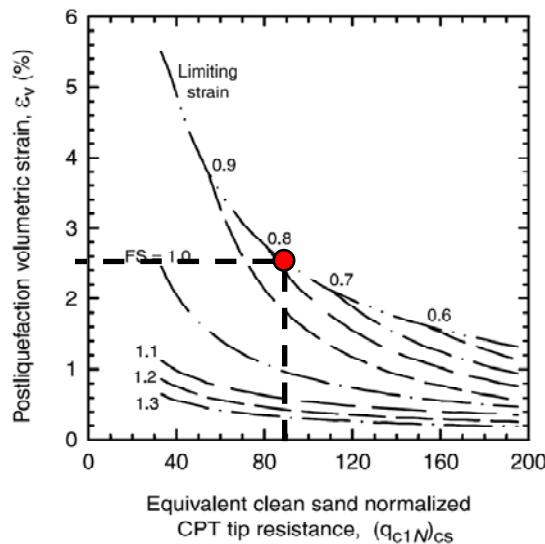
La stima dei cedimenti post sismici è gravata da notevoli incertezze pertanto i valori ottenuti applicando le procedure indicate dalla DGR n.2193/2015, devono intendersi solo orientativi.

Per cedimento si intende l’abbassamento del piano campagna dovuto alla sommatoria dei prodotti della deformazione verticale media per lo spessore di ciascuno degli strati deformati. In condizioni edometriche, ovvero in presenza di strati di terreno orizzontali ed omogenei, e con tensione orizzontale costante, le deformazioni laterali si considerano nulle e pertanto la deformazione verticale coincide con la deformazione volumetrica. Il cedimento indotto dall’azione sismica in corrispondenza di una verticale di esplorazione si ottiene dalla somma dei contributi al cedimento stimati per i diversi strati del sottosuolo, fino alla profondità alla quale tali contributi non sono più significativi.

I cedimenti permanenti post sismici possono essere dovuti a deformazioni volumetriche di terreni granulari saturi e insaturi e coesivi soffici. I cedimenti conseguenti a liquefazione di terreni granulari saturi hanno luogo a breve termine, immediatamente o dopo qualche ora dal terremoto, i cedimenti per densificazione dei terreni granulari insaturi avvengono durante lo scuotimento sismico, mentre i cedimenti per consolidazione di terreni coesivi molli possono richiedere tempi molto lunghi, in funzione delle condizioni stratigrafiche e geotecniche.

### Calcolo dei cedimenti nei terreni incoerenti saturi e insaturi

La deformazione volumetrica (verticale)  $\varepsilon_v$  nei terreni granulari saturi viene stimata dalle prove SCPTU in funzione della resistenza penetrometrica di punta normalizzata e corretta  $q_{c1N.cs}$  e del coefficiente di sicurezza alla liquefazione  $F_L$  utilizzando il seguente grafico (Zhang et al., 2002).



Per i terreni asciutti si utilizza la relazione empirica (Pradel, 1998)

$$\gamma = \left( \frac{1 + a \cdot e^b \cdot \frac{\tau_{\text{media}}}{G_0}}{1 + a} \right) \quad \text{in cui:} \quad \tau_{\text{media}} = 0.65 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot t_d$$

$$a = 0.0389 \cdot \left( \frac{P_0}{P_a} \right) + 0.124 \quad b = 6400 \cdot \left( \frac{P_0}{P_a} \right)^{-0.6}$$

Ove  $P_a$  è la pressione atmosferica e  $P_0$  è la pressione media efficace alla profondità considerata

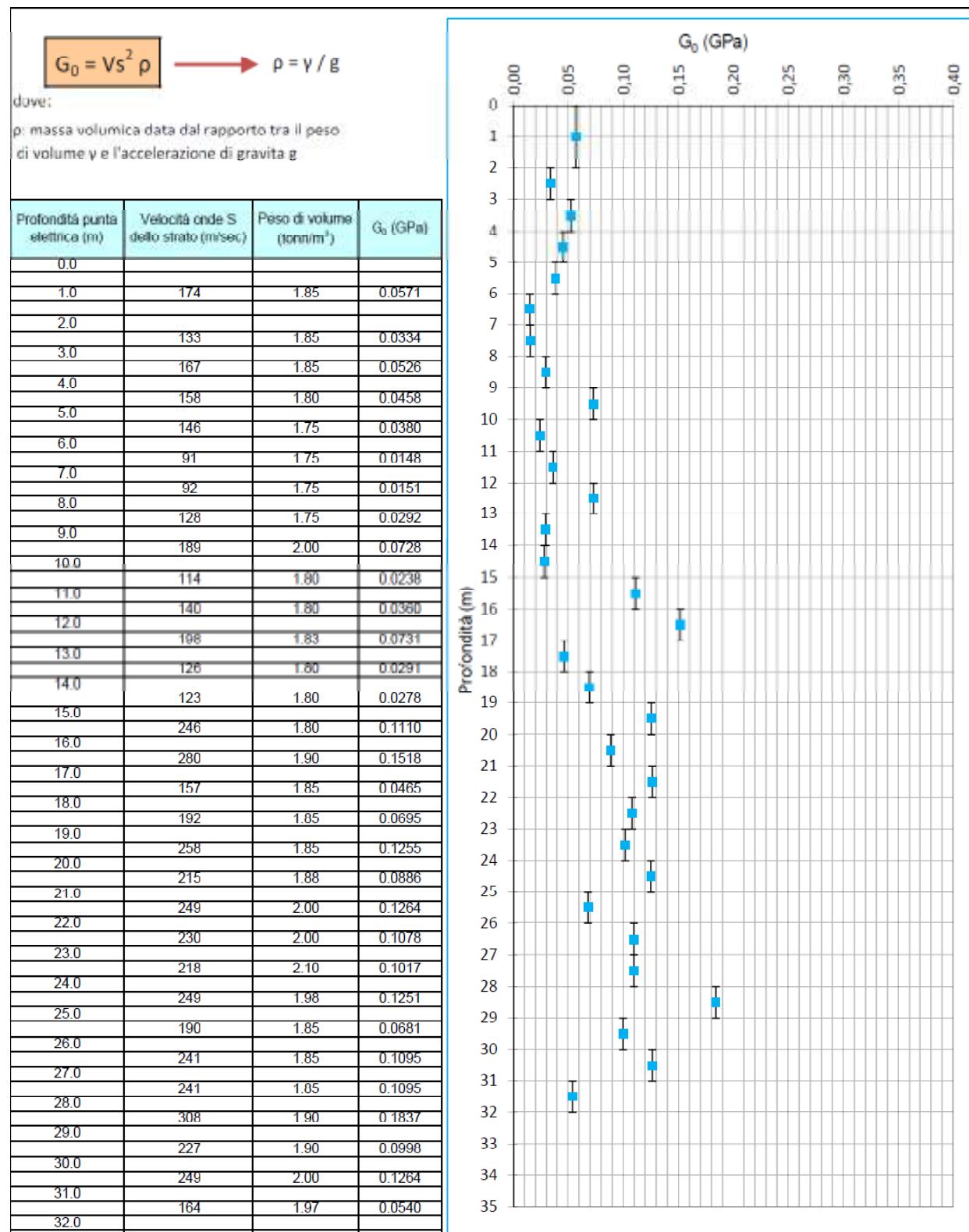
$$P_0 = \left( 1 + \frac{2k_0}{3} \right) \cdot \sigma_{v0}$$

calcolando il modulo di taglio iniziale con la relazione  $G_0 = \rho \cdot V_s^2$  e assumendo  $k_0 = 0,5$ .

Si calcola il cedimento post sismico  $S$  per i seguenti strati incoerenti rilevati nei primi 20 m:

Prova		Prof. (m) da a		z m	$q_c$ MPa	$f_s$ kPa	$\sigma_v$ kPa	$\sigma'_v$ kPa	$q_{c1N.cs}$	$N_{60}$	$G_0$ MPa	$F_s$	$\varepsilon_v$ (%)	<b>S</b> <b>cm</b>
SCPT01	Insaturo	0,0	2,3	1,2	3,3	32,6	23	23	-	6	57	-	-	<b>0,1</b>
SCPT02	Insaturo	0,00	2,06	1,0	3,2	58,2	20	20	-	6	34	-	-	<b>0,1</b>
SCPT01	Saturo	3,7	4,8	4,3	2,4	51,0	83	49	93,4	-	-	0,616	2,5	<b>2,8</b>
SCPT01	Saturo	9,0	9,6	9,3	4,7	28,0	173	115	89,3	-	-	0,694	2,5	<b>1,5</b>

Tabella 6 – Cedimenti post sismici nei terreni incoerenti asciutti e saturi

SCPTU01 – Calcolo del modulo di taglio iniziale  $G_0$ 

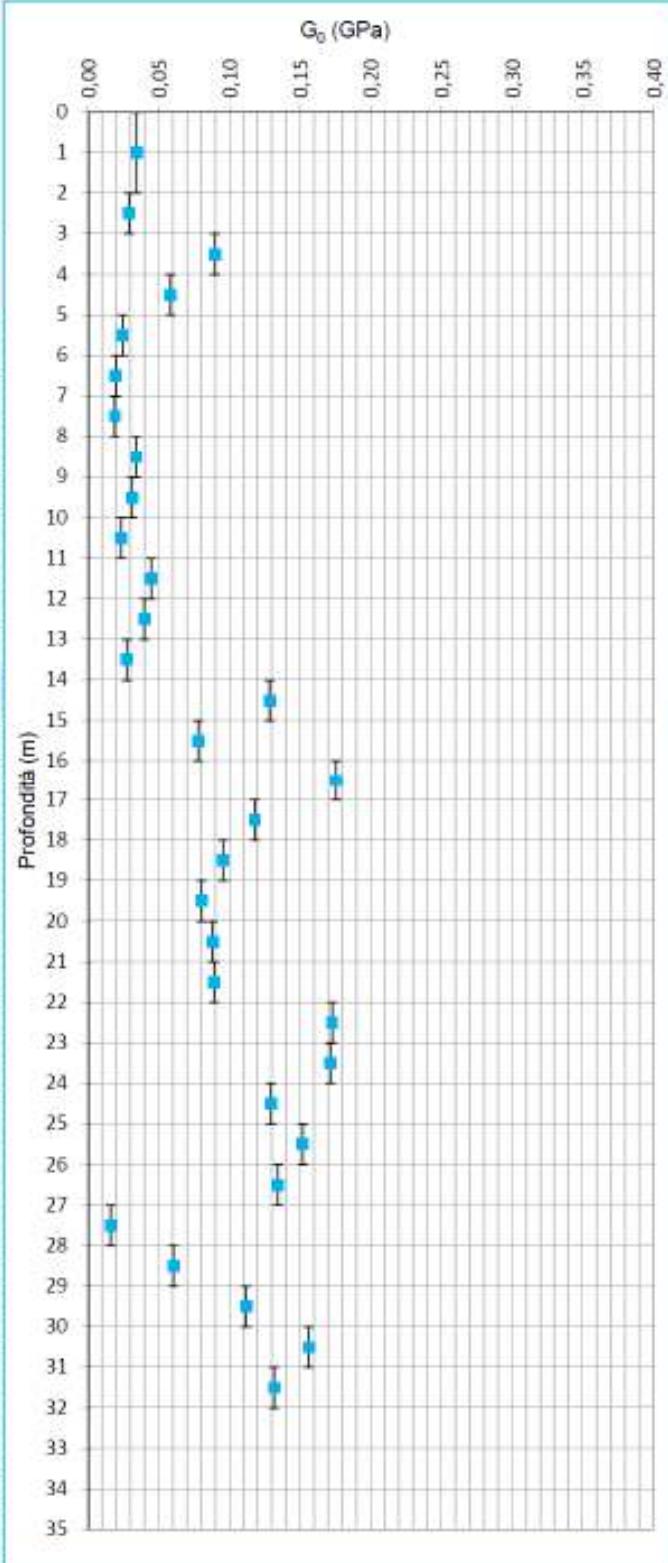
SCPTU02 – Calcolo del modulo di taglio iniziale  $G_0$ 

$$G_0 = V s^2 p \quad \rightarrow \quad p = \gamma / g$$

dove:

$p$ : massa volumica data dal rapporto tra il peso di volume  $\gamma$  e l'accelerazione di gravità  $g$

Profondità punta elettrica (m)	Velocità onde S dello strato (m/sec)	Peso di volume (tonn/m <sup>3</sup> )	$G_0$ (GPa)
0,0			
1,0	135	1,85	0,0344
2,0	124	1,85	0,0290
3,0	218	1,85	0,0896
4,0	178	1,80	0,0581
5,0	117	1,75	0,0244
6,0	105	1,75	0,0197
7,0	103	1,75	0,0189
8,0	138	1,75	0,0340
9,0	132	1,75	0,0311
10,0	113	1,80	0,0234
11,0	156	1,80	0,0447
12,0	147	1,80	0,0396
13,0	122	1,80	0,0273
14,0	261	1,85	0,1285
15,0	203	1,85	0,0777
16,0	305	1,85	0,1754
17,0	250	1,85	0,1179
18,0	228	1,80	0,0954
19,0	209	1,80	0,0801
20,0	213	1,90	0,0879
21,0	209	2,00	0,0891
22,0	291	2,00	0,1726
23,0	290	2,00	0,1715
24,0	252	2,00	0,1295
25,0	273	2,00	0,1519
26,0	260	1,95	0,1344
27,0	93	1,80	0,0159
28,0	175	1,93	0,0603
29,0	234	2,00	0,1116
30,0	270	2,10	0,1561
31,0	248	2,10	0,1317
32,0			



### **Calcolo dei cedimenti post sismici nei terreni coesivi**

Nei depositi soffici ( $c_u \leq 70$  kPa;  $V_s < 180$  m/s) e plasticci ( $I_p \geq 30\%$ ), in cui si prevede un incremento delle pressioni interstiziali  $\frac{\Delta u}{p_0} \geq 0,3$  durante l'azione sismica di riferimento, la deformazione volumetrica (verticale) e quindi l'entità del cedimento di riconsolidazione conseguente alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulate durante il terremoto, viene stimata con l'equazione (Yasuhara e Andersen, 1991)

$$\epsilon_v = \frac{\alpha \cdot C_r \cdot \log \left( \frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{p_0}} \right)}{1 + e_0} \quad \text{in cui}$$

$C_r$  è l'indice di ricompressione, che si assume pari all'indice di rigonfiamento  $C_s$ , determinabile con prova edometrica.

$\alpha = 1,5$  è un coefficiente empirico che tiene conto della particolare storia di carico ciclico.

$e_0$  è l'indice dei vuoti naturale in sito dell'argilla.

$\frac{\Delta u}{p_0} = I_u$  è il rapporto fra l'incremento di pressione interstiziale indotta dallo scuotimento sismico e la tensione media efficace iniziale

Si calcola il cedimento post sismico  $S$  per i seguenti strati coesivi molli rilevati nei primi 20 m:

Prova	Prof. (m) da a	$\Delta u/\sigma'_m$	$c_u$ kPa	$I_p$ %	$Cc$	$Cr$	$e_0$	$\epsilon_{vr}$ %	<b><math>S</math> cm</b>
SCPT01	4,8	9,0	0,35	34,5	30	0,521	0,117	1,62	1,253 <b>5,3</b>
SCPT02	3,4	20,0	0,35	42,9	30	0,521	0,117	1,62	1,253 <b>20,8</b>

*Tabella 7 - Cedimenti post sismici nei terreni coesivi teneri*

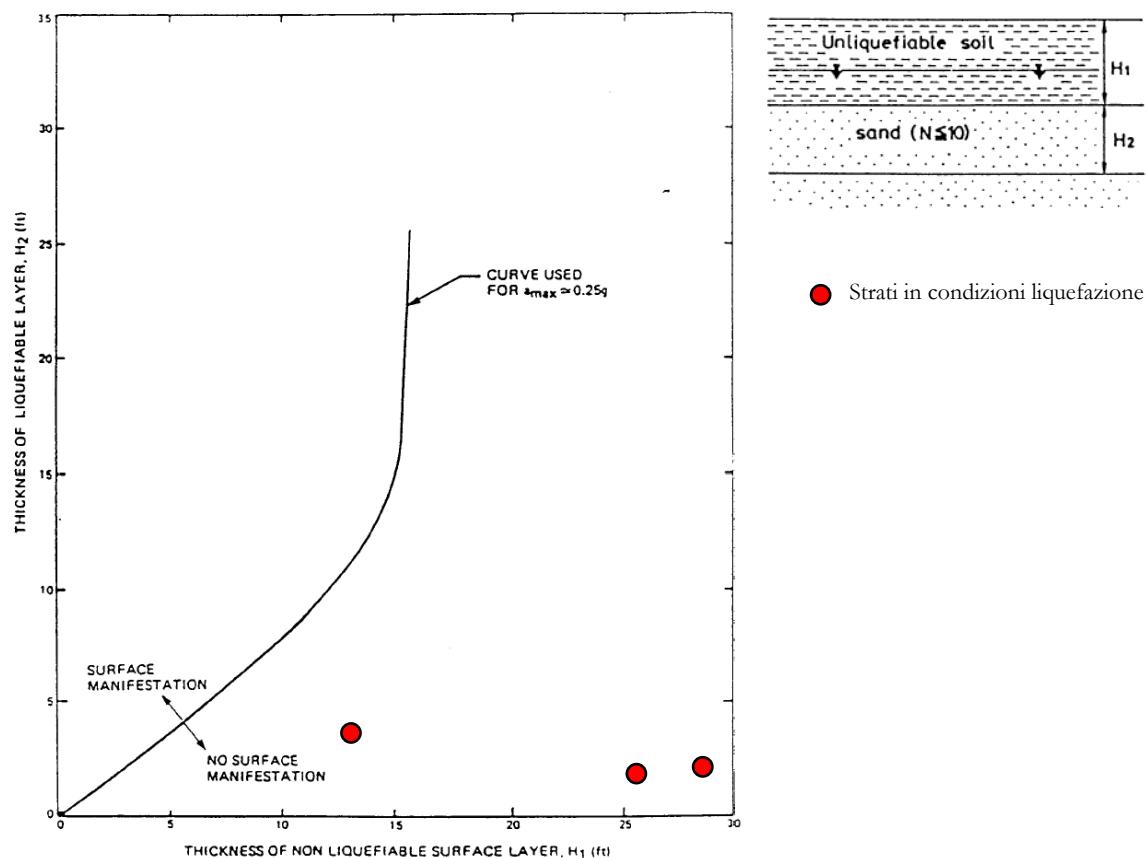
In sintesi la previsione dei cedimenti post sismici è la seguente:

Cedimenti post-sismici				
	Terreni incoerenti		Terreni coesivi soffici	Totale
	Insaturi	Saturi		
	cm	cm	cm	cm
SCPTU01	0,1	4,3	5,3	9,7
SCPTU02	0,1	-	20,8	20,9

Si sottolinea il carattere orientativo di questa previsione che potrà essere verificata attraverso adeguate analisi di laboratorio geotecnico su campioni di terreno indisturbato da attuarsi in fase di progetto esecutivo delle opere.

La stima della possibilità che avvengano manifestazioni a livello del suolo, durante un terremoto, dovute alla liquefazione è stata effettuata usando il metodo *Ishihara (1985)* basato su osservazioni empiriche fatte in Giappone in occasione di vari terremoti. Valutando il notevole spessore dei terreni coesivi e non liquefacibili ( $H_1 > 4\text{m}$ ) presenti sopra gli strati delle terre incoerenti sature sabbiose limose suscettibili alla liquefazione ( $H_2$ ) è improbabile che si tali fenomeni si propaghino in superficie. Inoltre, per quanto riguarda i livelli decimetrici limosi sabbiosi rilevati oltre 5 m, è probabile che siano confinati, anche lateralmente, entro le argille poco permeabili, per cui il materiale granulare difficilmente potrà defluire in caso di scuotimento; ulteriori indagini in situ consentiranno di avvalorare questa ipotesi e verificare variazioni laterali dello spessore di tali strati entro l'area di sedime dell'edificio, per definire l'entità di eventuali sedimenti differenziali.

Dal grafico seguente si evince che le condizioni del sito in esame sono individuate a destra della curva relativa a terremoti con accelerazione  $a_{\max} = 0,25g$  per cui la liquefazione dello strato liquefacibile non dovrebbe estendersi in superficie.



*Figura 29 - Diagramma per la valutazione delle manifestazioni superficiali dovute alla liquefazione (da Ishihara, 1985)*

## VALUTAZIONI CONCLUSIVE

La presente relazione è stata redatta in conformità alla Delibera di Giunta della Regione Emilia Romagna n. 2193 del 2015 per il Piano Urbanistico Attuativo dell'area compresa tra Via Generale Ugo Malagò e Via Mario Dotti di Ferrara. Si tratta di un'area agricola individuata alle coordinate geografiche (datum WSGS) con latitudine 44,814001° N e longitudine 11,602983° E, con quote del piano campagna (p.c.) di circa +7 m sul livello medio del mare (slmm).

Dal punto di vista geomorfologico la zona in esame si trova in una depressione “interfluviale” a Sud del dosso del paleoalveo del Po di Volano. Il sottosuolo è formato da sedimenti di depressione interalveo e palude alimentati dal Reno e dal Savena tra il XVII e il XVIII secolo. Si tratta di un sottosuolo costituito da terre prevalentemente fini e coesive che si sono depositate con basse energie idrodinamiche. E’ frequente la presenza di livelli organici e torbe depositatesi in ambiente palustre, interrotti da intercalazioni/livelli di terre più granulari e incoerenti, poco estese arealmente, relativi a episodi di tracimazione delle acque dagli alvei.

La litostratigrafia del sottosuolo è stata definita con i dati acquisiti attraverso due prove penetrometriche statiche con piezocono e cono sismico, spinte fino alla profondità massima di 32 m dal p.c.. Si conferma che il modello geologico è caratterizzato prevalentemente da argille e limi, interrotte da strati sottili sabbiosi. E’ sempre frequente la presenza di una percentuale elevata di argilla anche nelle intercalazioni di terreni limosi e sabbiosi. Le argille rilevate hanno normalmente un elevato contenuto di sostanze organiche che le rende molto compressibili. Gli strati sabbiosi si trovano confinati entro le terre fini.

Il suolo in superficie è costituito da circa due metri di sabbia limosa e limo sabbioso con resti vegetali. Oltre la frazione fine aumenta, le terre diventano più coesive e si passa a limo argilloso fino ad argilla debolmente limosa con tratti ricchi di contenuto organico. Nella parte a sud ovest lo strato di argilla è spesso interrotto da intercalazioni di sabbia e limo mentre nella parte a nord est non sono stati rilevati livelli incoerenti fino a 21 m ma sono invece frequenti livelli ricchi di contenuto organico. Oltre la profondità di 21 m è presente un banco di sabbia e limo di 4-5 m, con grani ben addensati e valori di resistenza alla penetrazione della punta nettamente più elevati. Sotto al banco di sabbia tornano i terreni argillosi che continuano verso il basso con frequenti intercalazioni di limo e sabbia fino alla massima profondità investigata di 32 m.

La prima falda (rilevata a 3,4 m nel foro delle prove in data 16.07.2019) si muove entro gli strati

più superficiali di terre più granulari e permeabili (intercalazioni di sabbie e limi presenti a 4-5 m e a 9-10 m) e localmente può essere definita semi confinata. Dal punto di vista idrostratigrafico il suolo è costituito prevalentemente da terreni fini e poco permeabili (argille e limi in percentuale variabile) fino a 21 m. Altri acquiferi sono stati individuati tra 21 e 26 m e tra 28 e 32 m. La direzione di deflusso della falda freatica va da nord ovest verso sud est. L'area è potenzialmente soggetta ad allagamenti e ristagno di acque meteoriche per cui si dovranno prevedere adeguati sistemi di drenaggio e contenimento.

Nel territorio regionale l'area in esame si colloca nell'ambiente geo-litologico omogeneo definito "PIANURA 2" con un suolo sismico caratterizzato da velocità di onde sismiche di taglio  $V_{s30}$  di 172÷174 m/s, rilevate direttamente con sistema down-hole; la classificazione della DGR n. 2193/2015 prevede un fattore di amplificazione F.A. per la PGA di 1,7.

In base alle accelerazioni al bedrock definite nella griglia allegata alla DGR n. 2193/2015, il sito in esame ha una accelerazione massima  $a_{refg}$  di 0,144 g per cui si stima un'accelerazione di picco orizzontale sul suolo (PGA) di 0,245 g.

Considerando una magnitudo (M) di 6,14 e una PGA di 0,245 g risulta un indice di liquefazione ( $I_L$ ) di 0,17-1,22 che classificano il sito in esame come a basso rischio di liquefazione.

I sedimenti post sismici attesi, sommando quelli dei terreni incoerenti insaturi e saturi, oltre ai terreni coesivi teneri, variano da 9,7 a 20,9 cm. Sono stati calcolati utilizzando i dati acquisiti con le prove penetrometriche statiche munite di piezocono e cono sismico. La stima effettuata si considera orientativa e andrà verificata in sede di progetto esecutivo con adeguate prove di laboratorio geotecnico.

Il sito appare idoneo alle scelte di pianificazione urbanistica territoriale per l'attuazione del PUA.

Lendinara, 15 febbraio 2019



Vietate le riproduzioni e riservati i diritti di autore ai termini di legge

*Pagina lasciata appositamente bianca*

**ALLEGATI: CERTIFICATI DELLE PROVE GEOGNOSTICHE**



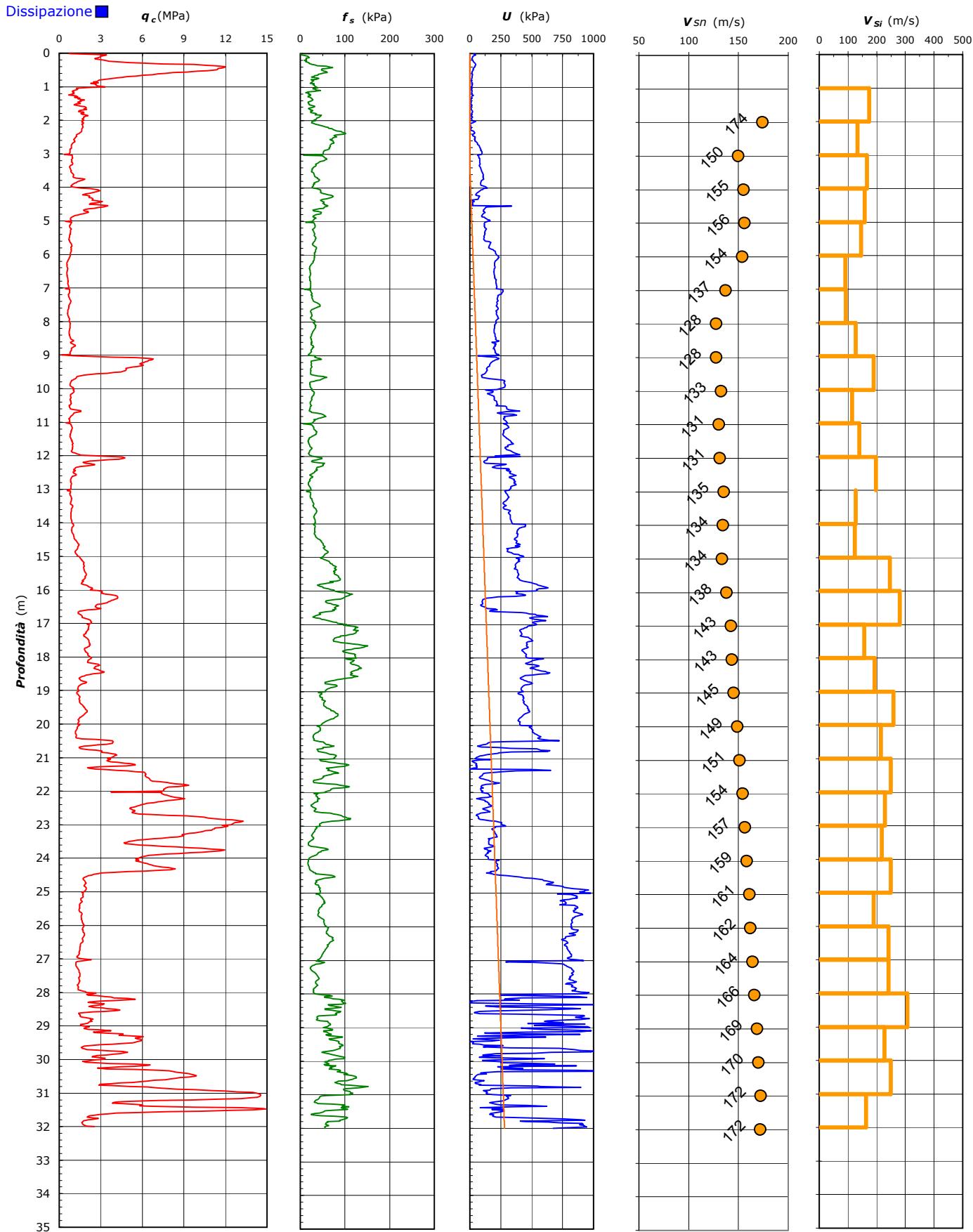






**COMMITTENTE:** NeoGeo di Davide Bernardinello - Via Caselle Lendinara, 31 - 45026 Lendinara - Rovigo

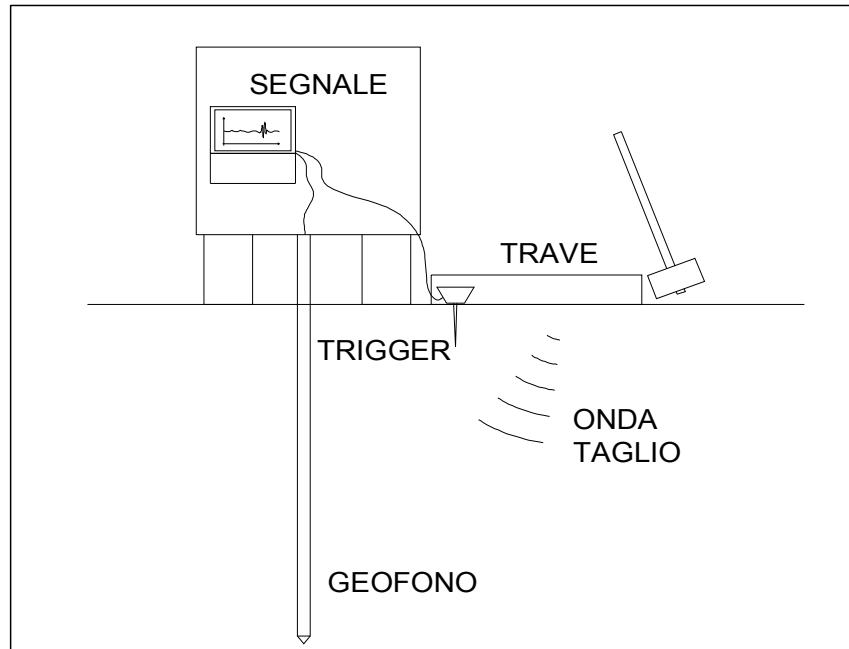
**CANTIERE:** Via Generale Ugo Malagù - Ferrara

CPT N° 1 PROF. FALDA (m da p.c.) 3.40 PUNTA: Tecnopenta G1-CPL2IN (matr. 111010)[ $a = 0.66$ ]  
DATA 16/07/12 PREFORO (m da p.c.)  
COMMESSA 11010/12 C. SITO N°: S120194 del 23/07/12


**COMMITTENTE:** NeoGeo di Davide Bernardinello - Via Caselle Lendinara, 31 - 45026 Lendinara - Rovigo

**CANTIERE:** Via Generale Ugo Malagù - Ferrara

CPT N°	1	PROF. FALDA (m da p.c.)	3.40	PUNTA: Tecnopenta G1-CPL2IN (matr. 111010)[a = 0.66]
DATA	16/07/12	PREFORO (m da p.c.)		
COMMESSA	11010/12	C. SITO N°:		S120194 del 23/07/12



Profondità (m)	Ts (s)	L (m)	Vs (m/s)	Vis (m/s)
1.0	T0	1.40	-	-
2.0	4.72	2.22	174	174
3.0	11.68	3.15	150	133
4.0	17.43	4.11	155	167
5.0	23.59	5.08	156	158
6.0	30.32	6.06	154	146
7.0	41.22	7.05	137	91
8.0	51.97	8.04	128	92
9.0	59.73	9.03	128	128
10.0	64.97	10.02	133	189
11.0	73.67	11.01	131	114
12.0	80.76	12.01	131	140
13.0	85.79	13.00	135	198
14.0	93.66	14.00	134	126
15.0	101.72	14.99	134	123
16.0	105.75	15.98	138	246
17.0	109.30	16.98	143	280
18.0	115.61	17.97	143	157
19.0	120.79	18.97	145	192
20.0	124.63	19.96	149	258
21.0	129.26	20.95	151	215
22.0	133.25	21.95	154	249
23.0	137.57	22.94	157	230
24.0	142.12	23.93	159	218
25.0	146.11	24.92	161	249
26.0	151.32	25.91	162	190
27.0	155.43	26.90	164	241
28.0	159.53	27.89	166	241
29.0	162.75	28.88	169	308
30.0	167.10	29.87	170	227
31.0	171.06	30.86	172	249
32.0	176.39	31.73	172	164

**CATEGORIA SOTTOSUOLO**
**D**

$$V_{s,30} = 172 \text{ m/s}$$

Intervallo di profondità considerato per il calcolo della Vs30: m 2.0 - 32.0

D = Distanza centro trave generatrice onda

Profondità = Profondità punta da piano campagna

Ts = Tempo percorrenza onda di taglio

L = Lunghezza percorso onda di taglio

Vs = Velocità onda di taglio da piano campagna alla profondità indicata = 32.0 m

Vis = Velocità onda di taglio nello strato di terreno compreso fra le due profondità indicate

N.B.: il calcolo del percorso delle onde di taglio viene corretto per l'inclinazione zenitale e per la deriva azimutale della punta

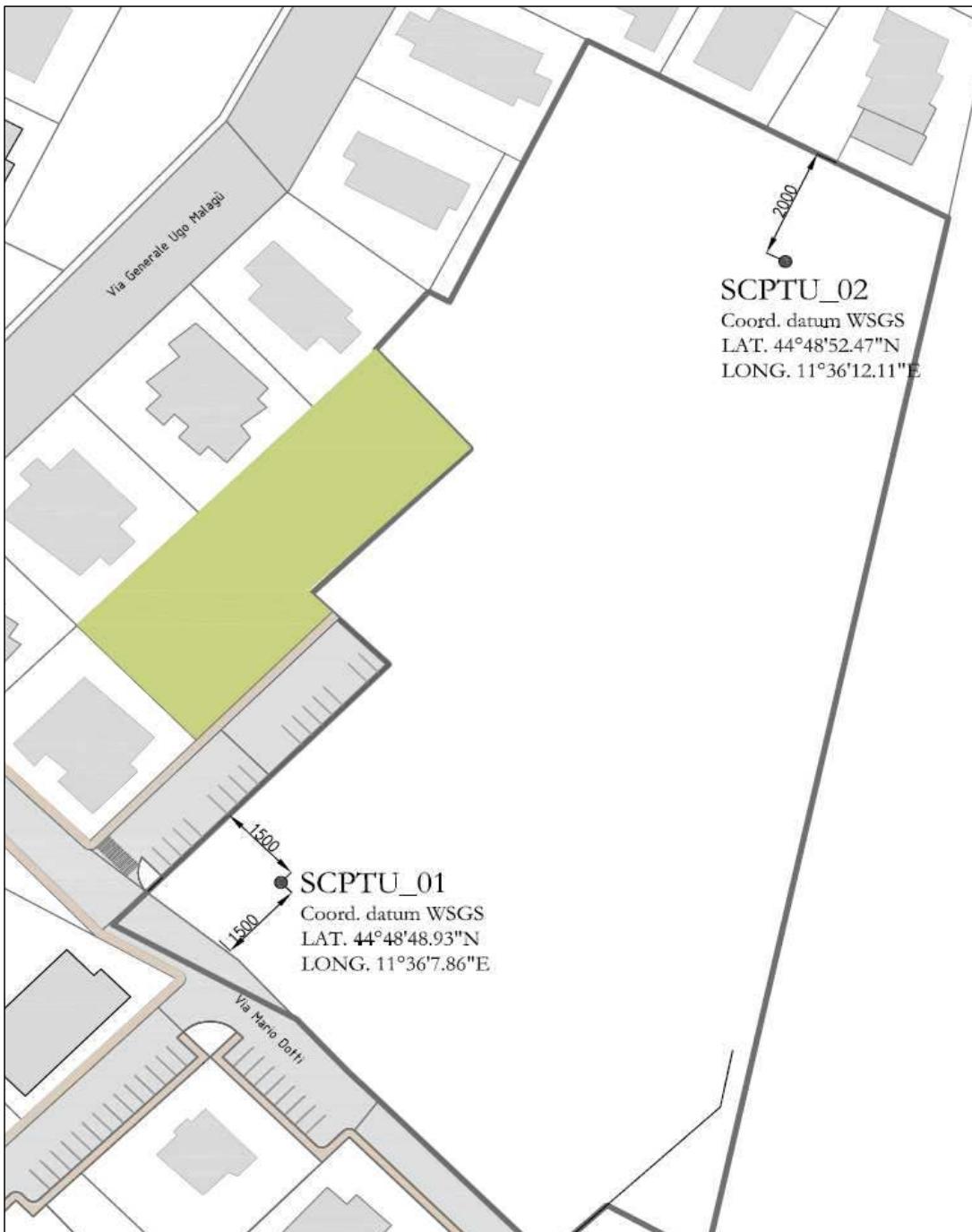
**COMMITTENTE:** NeoGeo di Davide Bernardinello - Via Caselle Lendinara, 31 - 45026 Lendinara - Rovigo

**CANTIERE:** Via Generale Ugo Malagù - Ferrara

CPT N°	1	PROF. FALDA (m da p.c.)	3.40	PUNTA: Tecnopenta G1-CPL2IN (matr. 111010)[a = 0.66]
DATA	16/07/12	PREFORO (m da p.c.)		
COMMESSA	11010/12	C. SITO N°:		S120194 del 23/07/12

#### UBICAZIONE

Località: Via Generale Ugo Malagù - Ferrara





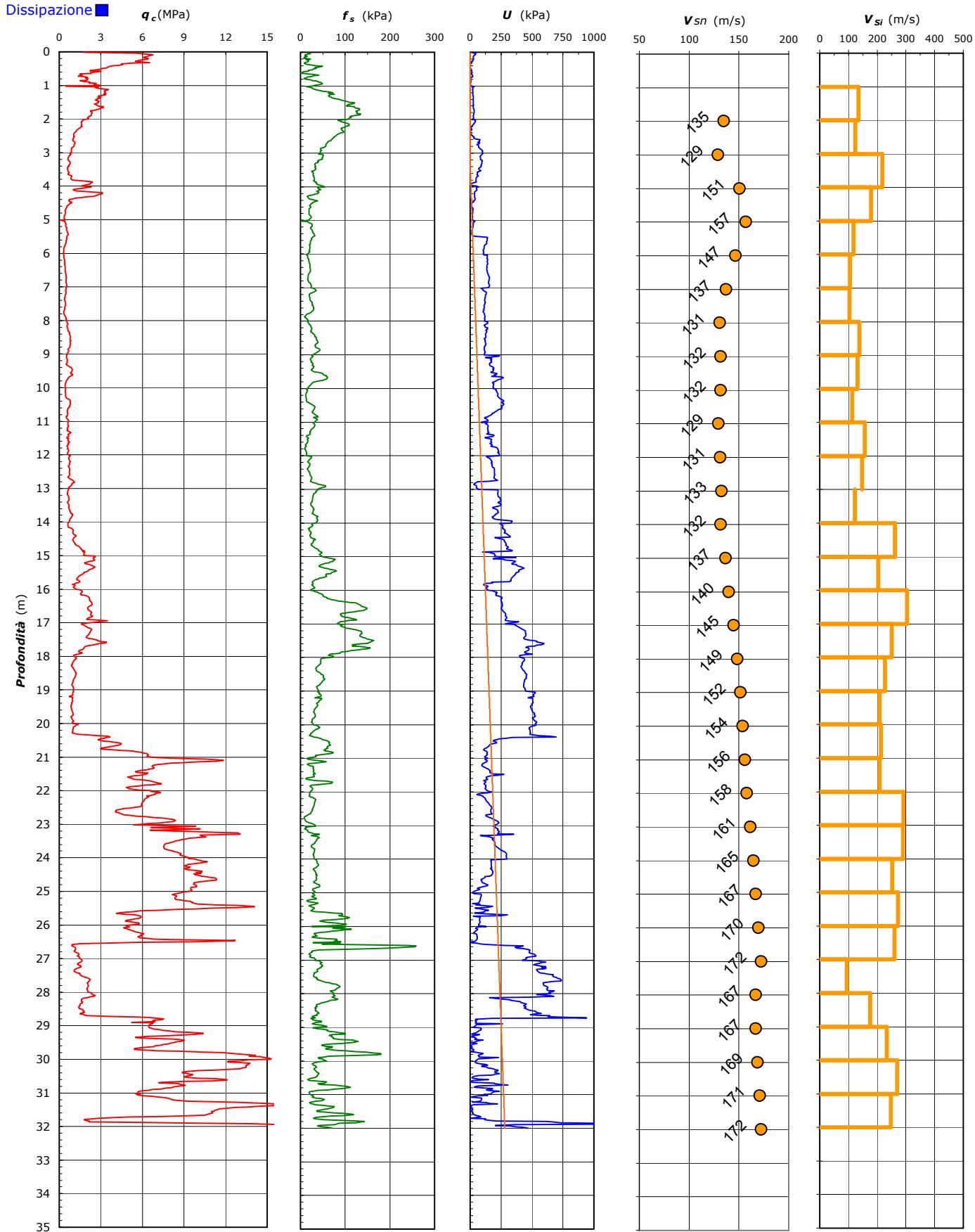






**COMMITTENTE:** NeoGeo di Davide Bernardinello - Via Caselle Lendinara, 31 - 45026 Lendinara - Rovigo

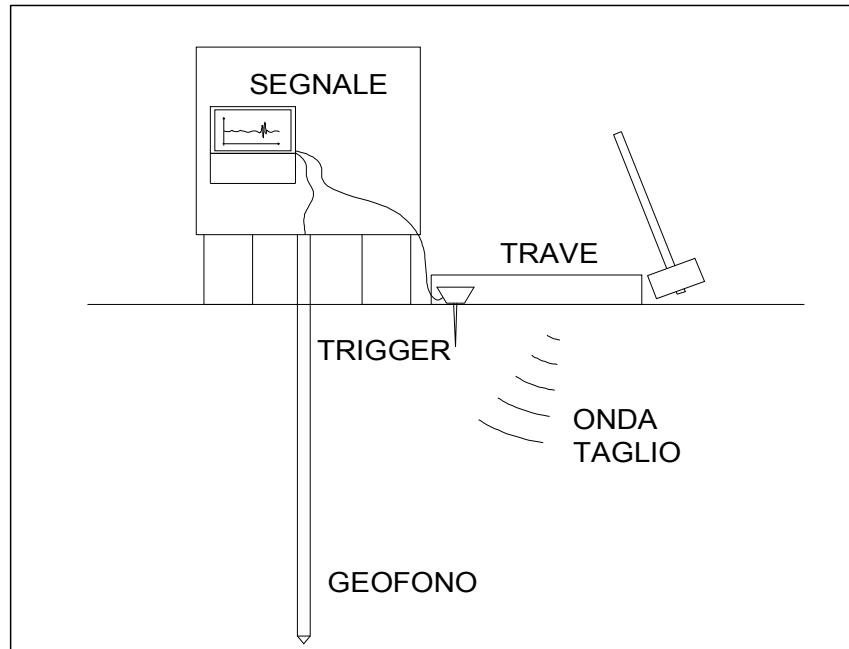
**CANTIERE:** Via Generale Ugo Malagù - Ferrara

CPT N° 2 PROF. FALDA (m da p.c.) 3.40 PUNTA: Tecnopenta G1-CPL2IN (matr. 111010)[ $a = 0.66$ ]  
DATA 16/07/12 PREFORO (m da p.c.)  
COMMESSA 11010/12 C. SITO N°: S120195 del 23/07/12


**COMMITTENTE:** NeoGeo di Davide Bernardinello - Via Caselle Lendinara, 31 - 45026 Lendinara - Rovigo

**CANTIERE:** Via Generale Ugo Malagù - Ferrara

CPT N° 2 PROF. FALDA (m da p.c.) 3.40 PUNTA: Tecnopenta G1-CPL2IN (matr. 111010)[a = 0.66]  
DATA 16/07/12 PREFORO (m da p.c.)  
COMMESSA 11010/12 C. SITO N°: S120195 del 23/07/12



Profondità (m)	Ts (s)	L (m)	Vs (m/s)	Vis (m/s)
1.0	T0	1.40	-	-
2.0	6.09	2.22	135	135
3.0	13.55	3.15	129	124
4.0	17.95	4.10	151	218
5.0	23.41	5.08	157	178
6.0	31.81	6.06	147	117
7.0	41.19	7.05	137	105
8.0	50.79	8.04	131	103
9.0	57.97	9.03	132	138
10.0	65.51	10.02	132	132
11.0	74.32	11.01	129	113
12.0	80.69	12.01	131	156
13.0	87.44	13.00	133	147
14.0	95.62	14.00	132	122
15.0	99.43	14.99	137	261
16.0	104.34	15.99	140	203
17.0	107.61	16.99	145	305
18.0	111.60	17.99	149	250
19.0	116.00	18.99	152	228
20.0	120.80	19.99	154	209
21.0	125.50	20.99	156	213
22.0	130.31	22.00	158	209
23.0	133.76	23.00	161	291
24.0	137.22	24.00	165	290
25.0	141.21	25.01	167	252
26.0	144.89	26.01	170	273
27.0	148.76	27.02	172	260
28.0	159.52	28.02	167	93
29.0	165.25	29.03	167	175
30.0	169.54	30.03	169	234
31.0	173.27	31.04	171	270
32.0	176.07	31.73	172	248

**CATEGORIA SOTTOSUOLO**
**D**

$$V_{s,30} = 174 \text{ m/s}$$

Intervallo di profondità considerato per il calcolo della Vs30: m 2.0 - 32.0

D = Distanza centro trave generatrice onda

Profondità = Profondità punta da piano campagna

Ts = Tempo percorrenza onda di taglio

L = Lunghezza percorso onda di taglio

Vs = Velocità onda di taglio da piano campagna alla profondità indicata = 32.0 m

Vis = Velocità onda di taglio nello strato di terreno compreso fra le due profondità indicate

N.B.: il calcolo del percorso delle onde di taglio viene corretto per l'inclinazione zenitale e per la deriva azimutale della punta

**COMMITTENTE:** NeoGeo di Davide Bernardinello - Via Caselle Lendinara, 31 - 45026 Lendinara - Rovigo

**CANTIERE:** Via Generale Ugo Malagù - Ferrara

CPT N°	2	PROF. FALDA (m da p.c.)	3.40	PUNTA: Tecnopenta G1-CPL2IN (matr. 111010)[a = 0.66]
DATA	16/07/12	PREFORO (m da p.c.)		
COMMESSA	11010/12	C. SITO N°:		S120195 del 23/07/12

#### UBICAZIONE

Località: Via Generale Ugo Malagù - Ferrara

