

Comune di Cadelbosco di Sopra
Reggio Emilia (RE)

Società Agricola Biopig s.s. di Cascone Luigi e C.
sede : Via Marzabotto 01 - Località Nogara (VR)

**Progetto per la dismissione dei laghi con ripristino ad uso
agricolo dei terreni e contestuale realizzazione di n°3 vasche
coperte per lo stoccaggio dei reflui zootecnici , il tutto
su terreni di proprietà ,
siti nel Comune di Cadelbosco di Sopra (RE) ,
Via Liuzzi 9 .**

Allegato

Giugno 2020

GEO 01

oggetto

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Il Progettista

Negrini geom. Stefano

Il Richiedente

Società Agricola BIPOIG ITALIA s.s.
di Cascone Luigi & C.



Società Agricola
BIOPIG ITALIA
di Cascone Luigi & C. s.s.

I Relatori

Negrini geom. Stefano - Martini geom. Isacco - Franzini geom. Andrea
dott. agr. Gino Benincà - dott. agr. Pierluigi Martorana -
dott. p.a. Giacomo De Franceschi

Con la collaborazione di:

Geostudio „Studio Perissinotto ,
Peroni geom. Moreno .



STUDIO TECNICO NEGRINI
di
Negrini Geom. Stefano
Via Fellini n° 3 - 37054 - Nogara - (Vr)
Tel : 0442-50530 ----- E-Mail : frkne.negrini@gmail.com
C.F. : NGR SFN 62E15 F918 I -----P.Iva : 0180219 023 9



STUDIO BENINCÀ' - Associazione tra Professionisti
Via Serena, 1 - 37036 San Martino Buon Albergo (VR)
Tel. : 0458799229- Fax : 0458780829
pec: tecnico@pec.studiobeninca.it email: info@studiobeninca.it

**PROGETTO PER LA DISMISSIONE DEI LAGONI
CON RIPRISTINO AD USO AGRICOLO DEI TERRENI E CONTESTUALE
REALIZZAZIONE DI N°3 VASCHE COPERTE PER LO STOCCAGGIO
DEI REFLUI ZOOTEKNICI, IL TUTTO SU TERRENI DI PROPRIETÀ,
SITI NEL COMUNE DI CADELBOSCO DI SOPRA (RE), VIA LIUZZI 9**



ELABORATO	RELAZIONE GEOLOGICA AI SENSI DEL D.M. 17 GENNAIO 2018 RELAZIONE GEOTECNICA AI SENSI DEL D.M. 17 GENNAIO 2018						
COMMITTENTE	SOCIETA' AGRICOLA BIOPIG ITALIA S.S. DI CASCONI LUIGI & C.						
TECNICO/I INCARICATO/I	<div><div><div>Dott.ssa Geol. Ilaria Merci</div><div></div></div><div><div>Dott. Geol. Alberto Cò</div><div></div></div><div><div>Alberto Cò – Ilaria Merci Geologi – Tecnici Ambientali infocogeologi@gmail.com via g.camuzzoni, 1 – 37138 verona p.iva 04383630235</div></div></div>						
0				Cò	Merci	Cò	19/06/20
REV	Descrizione			elaborato	verificato	approvato	data
CODICE	GS	621	NUM. ELABORATO - 01	File: GS621 – Relazione geologica e geotecnica.doc			



INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3	DESCRIZIONE PROGETTO.....	5
4	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E VINCOLISTICO.....	10
5	RELAZIONE GEOLOGICA.....	15
5.1	inquadramento geologico e geomorfologico.....	15
5.2	inquadramento idrogeologico ed idrografico.....	18
5.3	inquadramento sismico e tettonico.....	22
5.4	campagna indagini.....	27
5.4.1	prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTu).....	27
5.4.1	trincee geognostiche.....	30
5.5	modello geologico di riferimento.....	31
6	RELAZIONE GEOTECNICA.....	33
6.1	modello geotecnico locale.....	33
6.2	stima della capacità portante.....	34
6.3	stima dei cedimenti e coefficiente di Winkler.....	36
6.4	fronti di scavo.....	37
7	MODELLAZIONE SISMICA.....	41
7.1	campagna indagini e modello sismico.....	41
7.2	caratterizzazione sismica.....	42
7.3	stabilità nei confronti della liquefazione.....	46
8	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	47
	BIBLIOGRAFIA.....	50

ALLEGATI AL TESTO

ALLEGATO 1:	COROGRAFIA IN SCALA 1:5.000
ALLEGATO 2:	PLANIMETRIA DI PROGETTO CON UBICAZIONE INDAGINI
ALLEGATO 3:	PROFILI PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PIEZOCONO (CPTu)
ALLEGATO 4:	DOCUMENTAZIONE TRINCEE
ALLEGATO 5:	INDAGINE SISMICA
ALLEGATO 6:	SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA



Codice di Rif.: GS621

Verona, 19 giugno 2020

1 PREMESSA

Nell'ambito del progetto per la riqualificazione dell'allevamento "Fontanelle" di Cadelbosco di Sopra, attraverso la messa in opera di un nuovo sistema di stoccaggio liquami costituito da n. 03 vasche cilindriche da 4.454 m³ di capacità ciascuna, è stato condotto il presente studio geologico - geotecnico ai sensi del D.M. 17/01/2018, finalizzato:

- all'inquadramento geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismico dell'area d'interesse progettuale;
- alla caratterizzazione geotecnica dei terreni costituenti il primo sottosuolo dell'area;
- all'individuazione delle possibili problematiche di carattere geologico, geotecnico ed idrogeologico connesse all'esecuzione dell'intervento.

Lo studio è stato condotto avvalendosi delle informazioni provenienti dalla bibliografia e dalla cartografia geologica esistenti, sulla base dell'esperienza professionale degli scriventi, nonché alla luce di quanto emerso nel corso di un attento rilievo dei luoghi d'interesse e di una mirata campagna indagini condotta *in situ*.



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in ottemperanza alla seguente Normativa di riferimento ed alle successive raccomandazioni:

<p>ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO 20.03.2003 N. 3274 (G.U.08.05.2003 N. 105)</p> <p><i>Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica.</i></p>
<p>ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO 28.04.2006 N. 3519</p> <p><i>Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.</i></p>
<p>D.M.14.01.2008 - <i>Nuove norme tecniche per le costruzioni.</i></p>
<p>CIRC. MIN. 02.02.2009 N. 617</p> <p><i>Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008.</i></p>
<p>D.M.17.01.2018</p> <p><i>Aggiornamento alle norme tecniche per le costruzioni.</i></p>
<p>CIRC. MIN. 21.01.2019 N. 7</p> <p><i>Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.</i></p>















3 DESCRIZIONE PROGETTO

Con riferimento agli elaborati progettuali forniti dallo Studio Tecnico Negrini (v. estratti nelle figure seguenti), il progetto in esame prevede principalmente:

- la demolizione dei lagoni in terra attualmente utilizzati per lo stoccaggio finale dei liquami prodotti dal centro zootecnico ed il ripristino a terreno agricolo dell'area da essi interessata;
- la sostituzione dei lagoni con n. 03 vasche di stoccaggio coperte da realizzarsi in c.a. impermeabilizzato in corrispondenza del terreno agricolo esistente ad Est dell'area produttiva.

Fig. 1. Foto aeree dello stabilimento: stato di fatto (a sx) e stato di progetto (a dx).

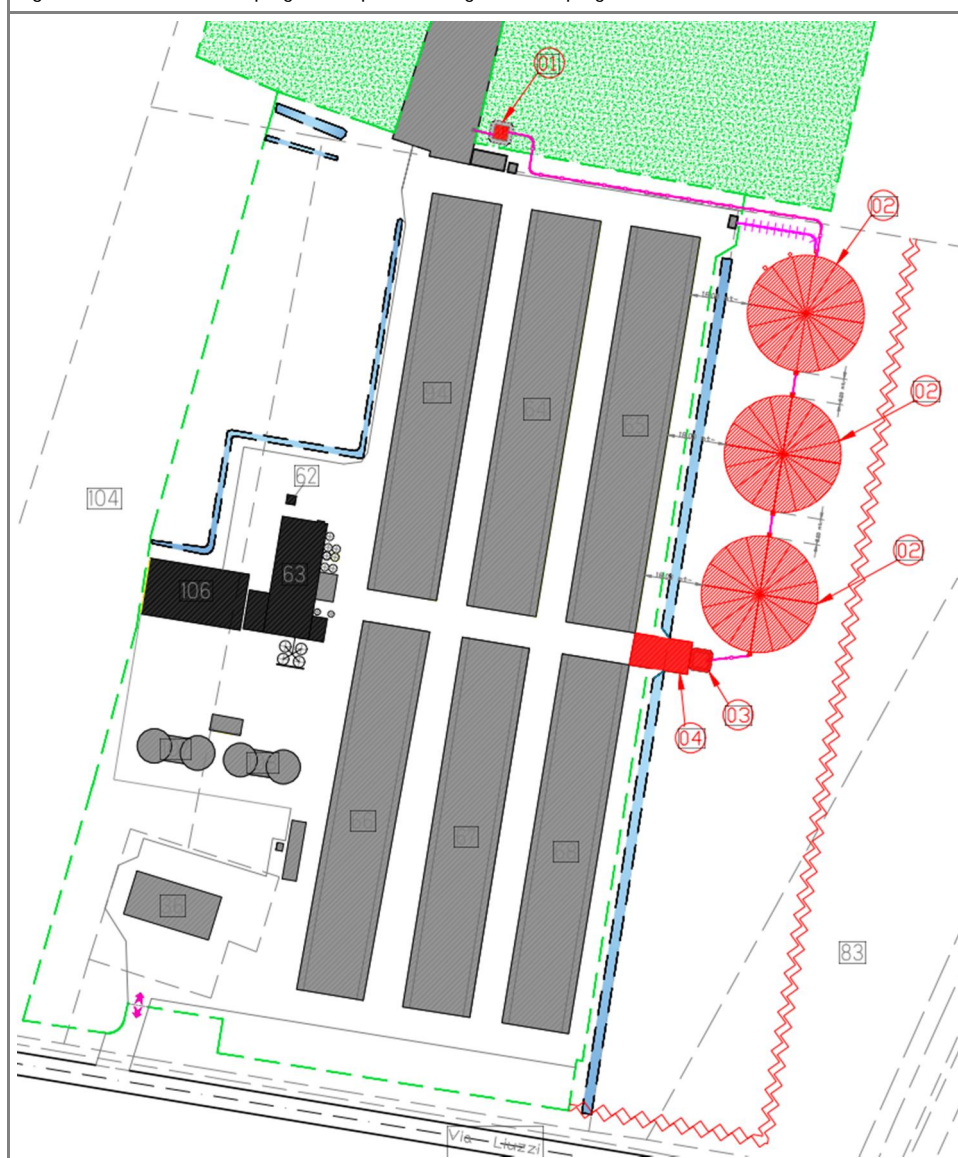


-  strutture (lagoni) esistenti da demolire
-  01 vaschino separatore liquido con pompa
-  02 vasche circolari stoccaggio liquidi coperte
-  03 vaschino prelievo liquame con piazzola bypass
-  04 piazzola bypass
-  linea liquami a gravità
-  bypass linea liquami di emergenza
-  doppio filare arboreo di mitigazione
-  terreno agricolo ripristinato
-  strutture esistenti da mantenere invariate
-  scoline acque meteoriche esistenti
-  recinzione esistente da mantenere



La gestione dei reflui prevede la separazione del liquame mediante separatore a compressione elicoidale. La frazione solida verrà contenuta in una platea in cemento esistente; il chiarificato, a seguito della dismissione dei lagoni in terra, verrà invece stoccato nelle vasche in progetto. Rimandando, per quanto riguarda l'intervento di demolizione dei lagoni, agli elaborati dedicati, nelle pagine seguenti sono state descritte le principali caratteristiche delle strutture che comporranno il sistema di gestione dei reflui in progetto (v. figura seguente).

Fig. 2. Estratti da elaborati progettuali: planimetria generale di progetto.



- ① vaschino separatore liquido con pompa
- ② vasche circolari stoccaggio liquidi coperte
- ③ vaschino prelievo liquame con piazzola bypass
- ④ piazzola bypass

— linea liquami a gravità

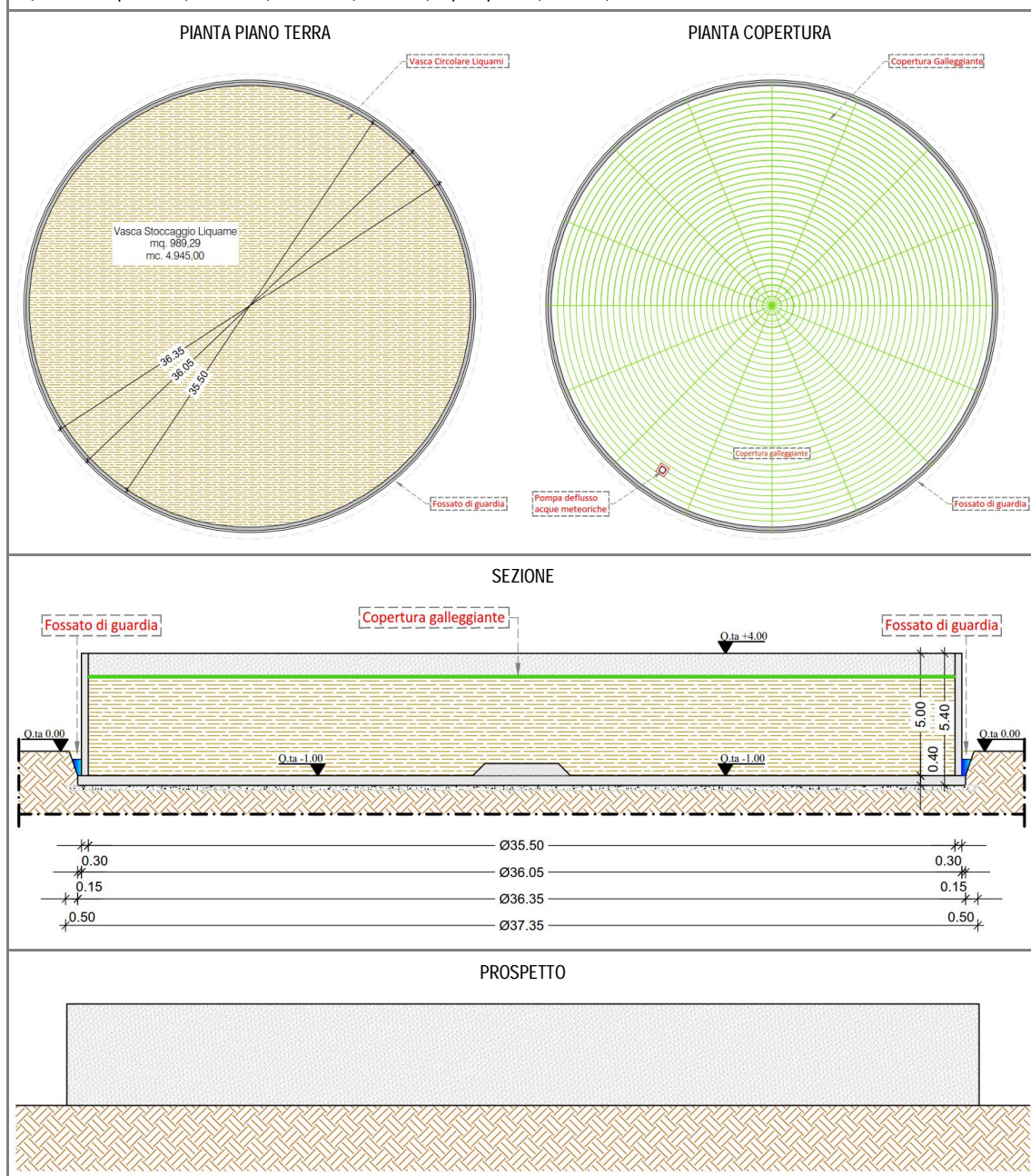
--- bypass linea liquami di emergenza



VASCHE DI STOCCAGGIO LIQUAMI IN C.A. IMPERMEABILIZZATO

Caratterizzate da forma cilindrica con diametro interno di 35,5 m ed altezza di 5,0 m per un volume utile di 4.454 m³ cd. (volume utile complessivo di 13.362 m³), tali vasche fonderanno ad una profondità di 1,40 m da "quota ± 0,00 di progetto".

Fig. 3. Estratti da elaborati progettuali raffiguranti le caratteristiche tipo delle vasche in progetto: pianta del piano terra (*sotto a sx*) e della copertura (*sotto a dx*), sezione (*in mezzo*) e prospetto (*in basso*).



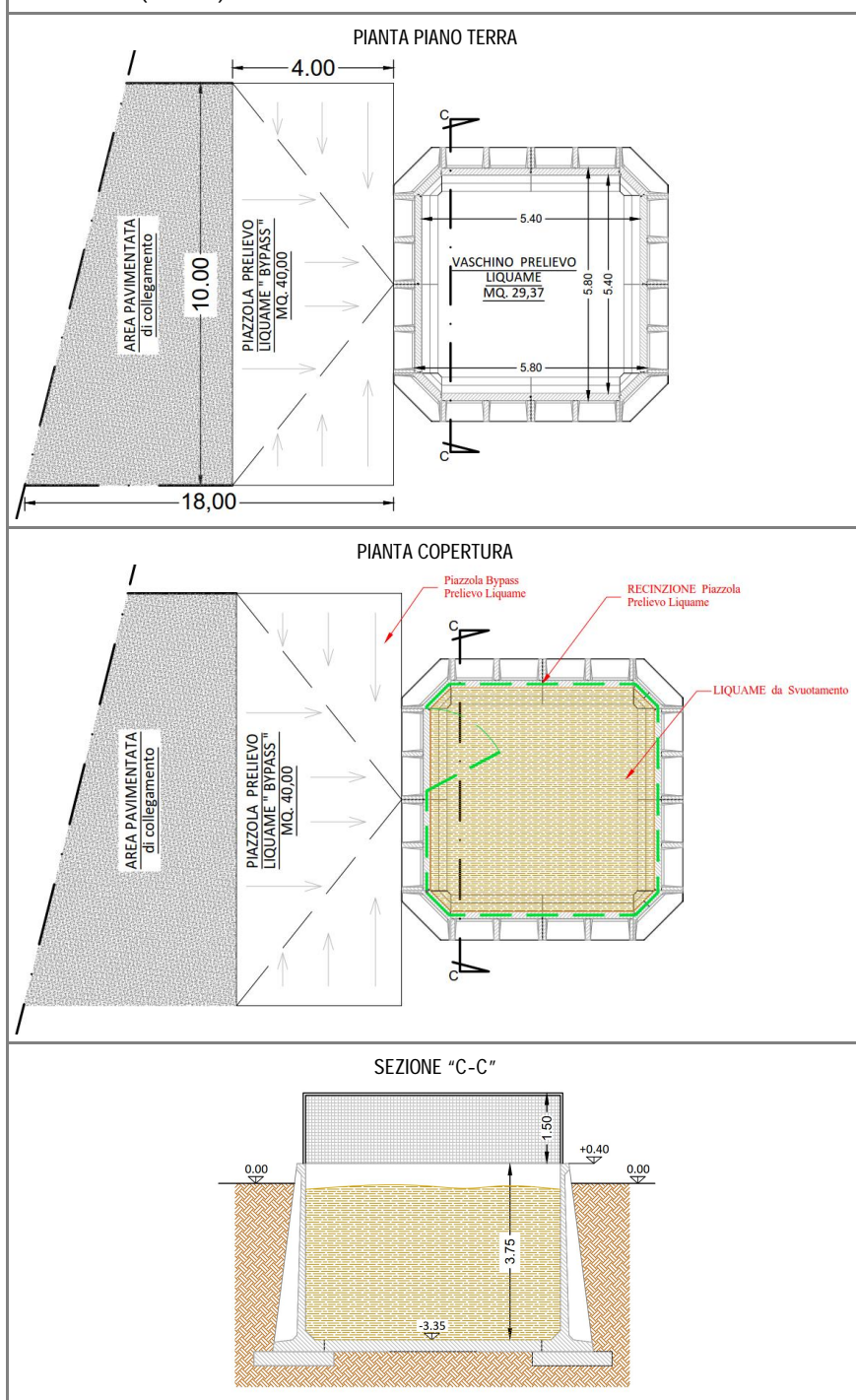
Per la copertura di tali vasche sarà utilizzata una copertura galleggiante ancorata alla vasca mediante cavi guida, realizzata con lastre flessibili di polietilene espanso a celle chiuse, resistente agli acidi e agli agenti atmosferici, saldate tra loro per formare un'unica struttura e sagomate all'interno della vasca per aderire al meglio ai bordi. Un sistema di drenaggio con recapito all'esterno mediante pompa consentirà di gestire le acque di origine meteorica che si raccoglieranno sulla copertura.



VASCA PRELIEVO LIQUAMI

A servizio delle vasche di stoccaggio di nuova edificazione il progetto prevede la realizzazione di una vasca interrata di carico e scarico (dimensioni interne 5,40 m x 5,40 m x h= 3,75 m) fondante ad una profondità di 3,80 m da "quota $\pm 0,00$ di progetto". Al fine di garantire condizioni di sicurezza tale vasca verrà chiusa con un coperchio in c.a. e recintata con rete metallica. In adiacenza alla vasca verrà inoltre realizzata una piazzola di estensione pari a 40 m² per la sosta dei mezzi nella fase di prelievo dei liquami.

Fig. 4. Estratti da elaborati progettuali: pianta del piano terra (*sotto*) e della copertura (*in mezzo*), sezione "C-C" (*in basso*).

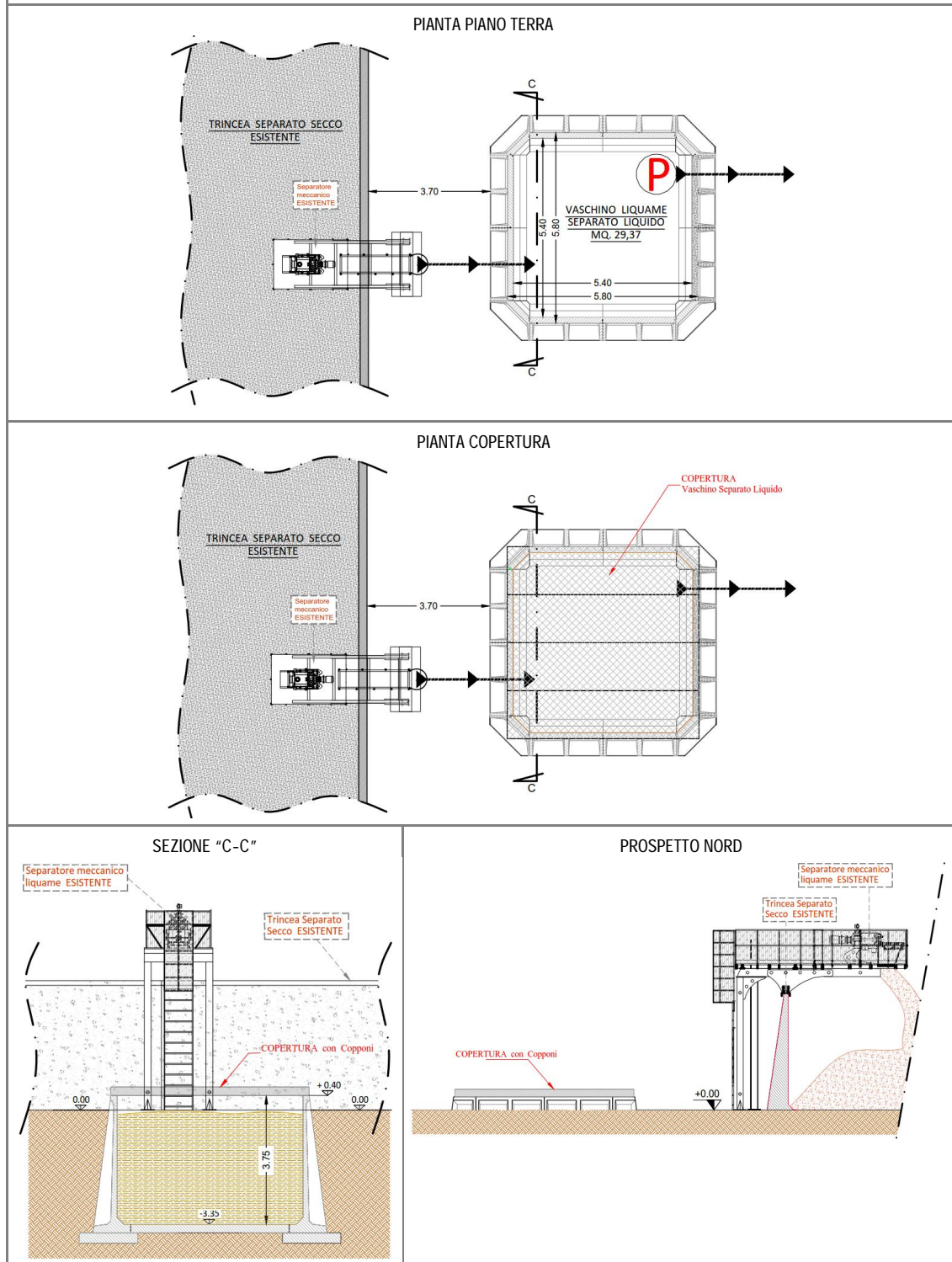




VASCA DI ACCUMULO DEL CHIARIFICATO

All'uscita del separatore esistente si prevede la realizzazione di una vasca di accumulo del chiarificato (dimensioni interne 5,40 m x 5,40 m x h=3,75 m), fondante ad una profondità di 3,80 m da "quota $\pm 0,00$ di progetto" ed equipaggiata con una pompa di rilancio, con funzione di trasferire il refluo allo stoccaggio finale. La copertura della vasca verrà realizzata in copponi.

Fig. 5. Estratti da elaborati progettuali: pianta del piano terra (*sotto*) e della copertura (*in mezzo*), sezione "C-C" (*in basso a sx*) e prospetto Nord (*in basso a dx*).

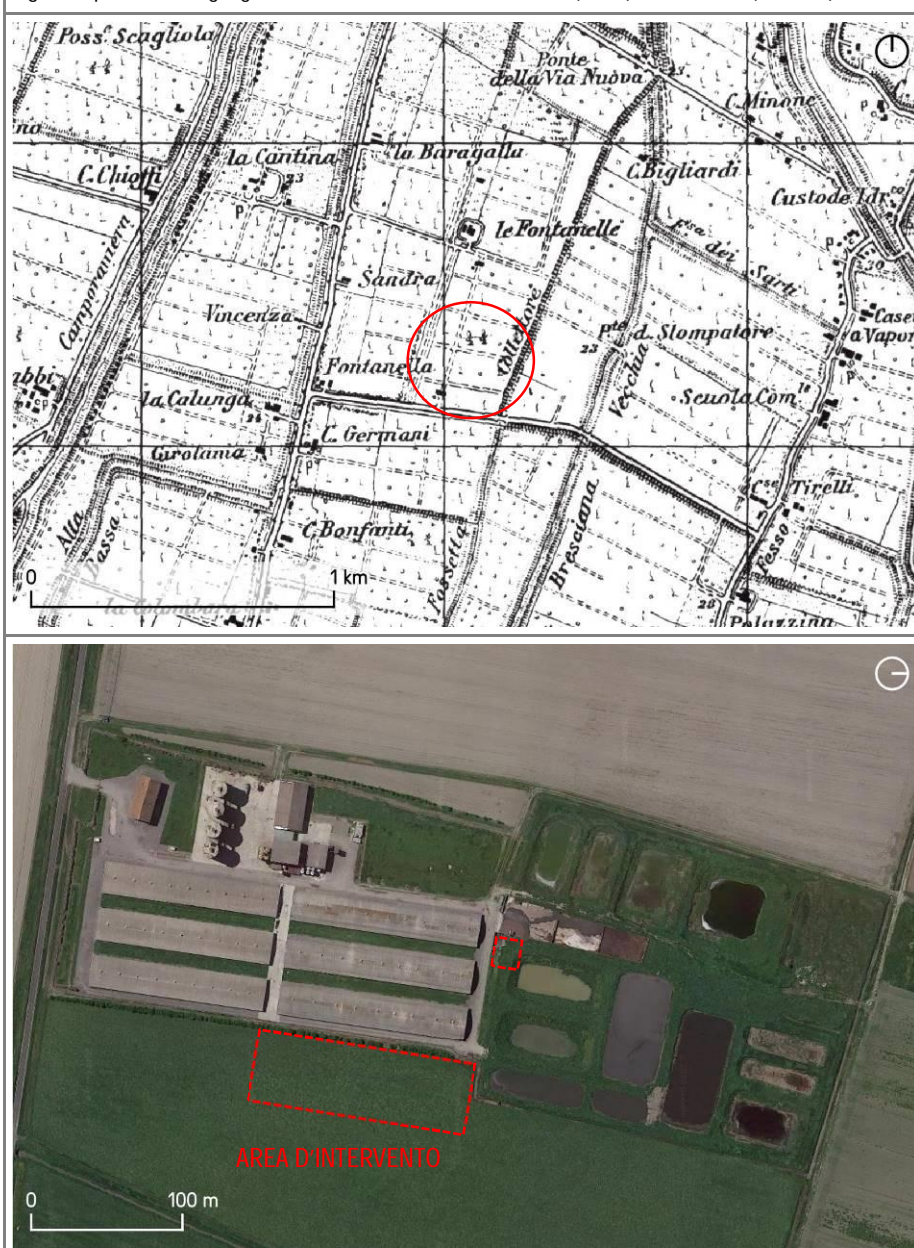




4 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E VINCOLISTICO

Il sito in esame si colloca nella porzione centro settentrionale del territorio comunale di Cadelbosco di Sopra, ad una distanza di 6 km dal centro abitato, più precisamente in Via Liuzzi nei pressi di località Le Fontanelle. Inserito in un contesto prevalentemente agricolo, l'intervento in esame interesserà un terreno di proprietà adiacente allo stabilimento esistente ed attualmente destinato alla coltivazione (v. figura seguente).

Fig. 6. Inquadramento geografico del lotto di studio su base IGM (*sotto*) e foto aerea (*in basso*).

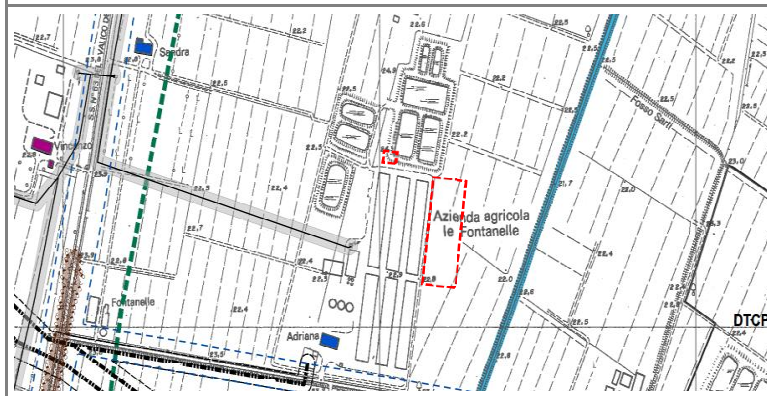


Per quanto riguarda la cartografia generale di riferimento, il territorio considerato ricade nel Foglio 182 SE tavoletta "Castelnovo di Sotto" dell'IGM alla scala 1:25.000 e negli Elementi n. 182161 ("Casaletto") e n. 182162 ("Ponte della Forca") della Carta Tecnica Regionale dell'Emilia - Romagna in scala 1:5.000 di cui si allega un estratto in calce al presente elaborato (v. All.1).



Con specifico riferimento alle tematiche di natura geologica, geotecnica ed idrogeologica connesse con la realizzazione del progetto in esame, l'analisi del Piano Strutturale Comunale e del Regolamento Urbanistico Edilizio del Comune di Cadelbosco di Sopra (Delibera del Consiglio Comunale n. 35/2019), delle tavole e delle "norme tecniche di attuazione" ad esso allegate ha evidenziato quanto segue.

Fig. 7. Estratto dalla "TAV. PS1a - Pianificazione del territorio" del P.S.C. con indicata in rosso l'area d'interesse progettuale.



PIANIFICAZIONE DEL TERRITORIO RURALE




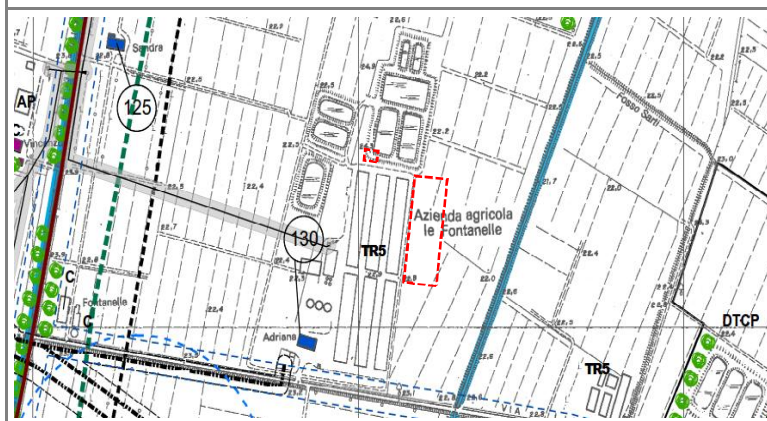



-  TR1a - Invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d'acqua
-  Dossi di pianura
-  TR 2 - ambiti ad alta vocazione produttiva agricola


Fig. 8. Estratto dalla "TAV. RUE4a - Pianificazione del territorio" del R.U.E. con indicata in rosso l'area d'interesse progettuale.



PIANIFICAZIONE DEL TERRITORIO RURALE

-  TR1a - Invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d'acqua
-  TR5 - ambiti agricoli interessati da allevamenti zootecnici (R.U.E.)
-  Dossi di pianura

AMBITI SOGGETTI A TUTELA PAESAGGISTICA AI SENSI DELL'ART.142 DEL D.Lgs. 42/2004

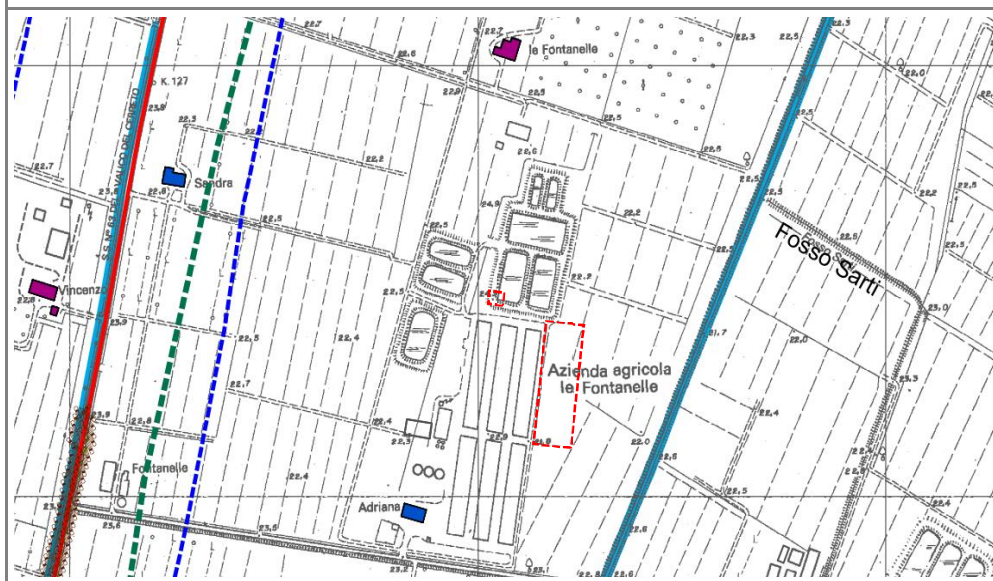
-  Fiumi, torrenti e corsi d'acqua iscritti nell'elenco delle acque pubbliche e relative fasce laterali di 150 m

AMBITI INTERESSATI DA RISCHI NATURALI: Reticolo Principale di Pianura e di Fondovalle (PTCP 2016)

-  Fascia C



Fig. 9. Estratto dalla "TAV PS2a - Carta delle tutele ambientali, storico-culturali e dei vincoli sovraordinati" del P.S.C. (TAV. PS2), con indicata in rosso l'area d'interesse progettuale.



AMBITI, ZONE ED ELEMENTI DI TUTELA NATURALE E AMBIENTALE



TR1a - Invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d'acqua



Particolari disposizioni di tutela di specifici elementi - Dossi di pianura

AMBITI SOGGETTI A TUTELA PAESAGGISTICA AI SENSI DELL'ART.142 DEL D.Lgs. 42/2004



Fiumi, torrenti e corsi d'acqua iscritti nell'elenco delle acque pubbliche e relative fasce laterali di 150 m (52,53,63,73,78)

AMBITI INTERESSATI DA RISCHI NATURALI: Reticolo Principale di Pianura e di Fondovalle (PTCP 2016)



Fascia C



P2 - M (Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - media probabilità (è interessato tutto il territorio comunale))

TAV.	NORMA / ANALISI
PS1a	<u>Ambiti ad alta vocazione produttiva agricola</u> (art. 34): porzioni del territorio rurale con ordinari vincoli di tutela ambientale, idonee per tradizione, vocazione e specializzazione ad attività produttiva agricola di tipo intensivo. - <i>Non vi sono specifiche prescrizioni in merito al progetto in esame.</i>
RUE4a	<u>Ambiti agricoli interessati da allevamenti zootecnici</u> (art. 110.7 – R.U.E.): coincidono con le aree di pertinenza di edifici o complessi edilizi, di cui all'art. 36bis delle norme del PSC e siglati TR5 nelle tavole del RUE, nei quali sono insediati allevamenti zootecnici che in base ai dati ARPAE presentavano nel 2003 un numero di capi allevati uguale o superiore a 25. In ogni caso è vietato il nuovo insediamento di allevamenti di tipo produttivo, la nuova costruzione di contenitori per liquami a cielo aperto e il riutilizzo per allevamenti di tipo produttivo dei contenitori edilizi già destinati ad allevamento zootecnico e non più utilizzati alla data di adozione del RUE quando gli stessi sono collocati: i) a meno di 500 metri dal perimetro delle aree urbanizzate ed urbanizzabili e dai confini di edifici scolastici, di assistenza e cura; a meno di 300 metri dagli altri edifici aventi diversa destinazione; ii) a meno di 150 metri da acque pubbliche; iii) nelle zone di particolare interesse paesaggistico-ambientale e nelle zone di tutela ordinaria; iv) negli ambiti interessati da rischi naturali individuati nella cartografia di PSC e RUE. - <i>continua</i> -



TAV.	NORMA / ANALISI
RUE4a	<p>- segue - In merito a ciò è bene sottolineare come il Collettore Acque Basse Reggiane, che risulta in buona parte collocato ad una distanza inferiore ai 150 metri dal sito di interesse, non rientri nella categoria delle "acque pubbliche" secondo indicato nel T.U. del 11-12/33 n. 1775 e riportato nel Quadro Conoscitivo del P.T.C.P. "Allegato 05 - Appendice B – Acque pubbliche: elenco".</p> <p><u>Prescrizioni d'intervento per le zone e i sub ambiti ricadenti nelle fasce fluviali del PAI/PTCP (art. 97.3):</u> Entro tali ambiti si applicano le norme di tutela del PAI vigente.</p>
PS2a	<p><u>Fasce fluviali PAI/PTCP (art. 53):</u> Fascia C – area di inondazione per piena catastrofica. Nella fascia C gli interventi di nuova edificazione di rilevante interesse pubblico e gli interventi sul patrimonio edilizio esistente di rilevante interesse pubblico sono assoggettati alle seguenti disposizioni: i) rispettare quote altimetriche di sicurezza ed in particolare una quota minima del pavimento del piano terra almeno pari a 0,50 m dal piano di campagna naturale; ii) si esclude la realizzazione di interrati e seminterrati, mentre si ammettono tali interventi in situazioni in cui siano applicabili presidi idraulici, sia statici che dinamici, che garantiscono la loro non allagabilità. Gli interventi consentiti dal PSC, dal RUE e dal POC debbono assicurare il mantenimento o il miglioramento delle condizioni di drenaggio superficiale dell'area, l'assenza di interferenze negative con il regime delle falde freatiche presenti e con la sicurezza delle opere di difesa esistenti.</p> <p><i>L'intervento in progetto prevede la messa in opera di un nuovo sistema di stoccaggio liquami costituito da n. 03 vasche cilindriche, fondanti alla profondità di 1,4 m ca. da p.c. e n. 02 vasche (separatore liquido e prelievo liquami) fondanti a -3,75 m da "quota ±0,00" di progetto. Alla luce dell'assetto stratigrafico ed idrogeologico ricostruito sulla base di una mirata campagna indagine è possibile escludere interferenze con la falda freatica.</i></p> <p><u>Area di pericolosità P2 -Reticolo Secondario di Pianura (art. 53bis):</u> in tale ambito si applicano le misure di cui alla DGR 1300/2016. Il Reticolo Secondario di Pianura è costituito dai corsi d'acqua secondari di pianura gestiti dai Consorzi di bonifica e irrigui nella medio – bassa pianura. In tali aree si deve garantire l'applicazione di misure volte al rispetto del principio dell'invarianza idraulica, finalizzate a salvaguardare la capacità ricettiva del sistema idrico e a contribuire alla difesa idraulica del territorio.</p>

→ Alla luce delle caratteristiche dell'intervento in esame, dell'assetto dei luoghi di seguito ricostruito e delle indicazioni fornite dal P.S.C. e dal R.U.E. si ritiene non esistano vincoli o limitazioni di carattere geologico, idrogeologico e geotecnico in relazione alla fattibilità dell'intervento in progetto.



RELAZIONE GEOLOGICA

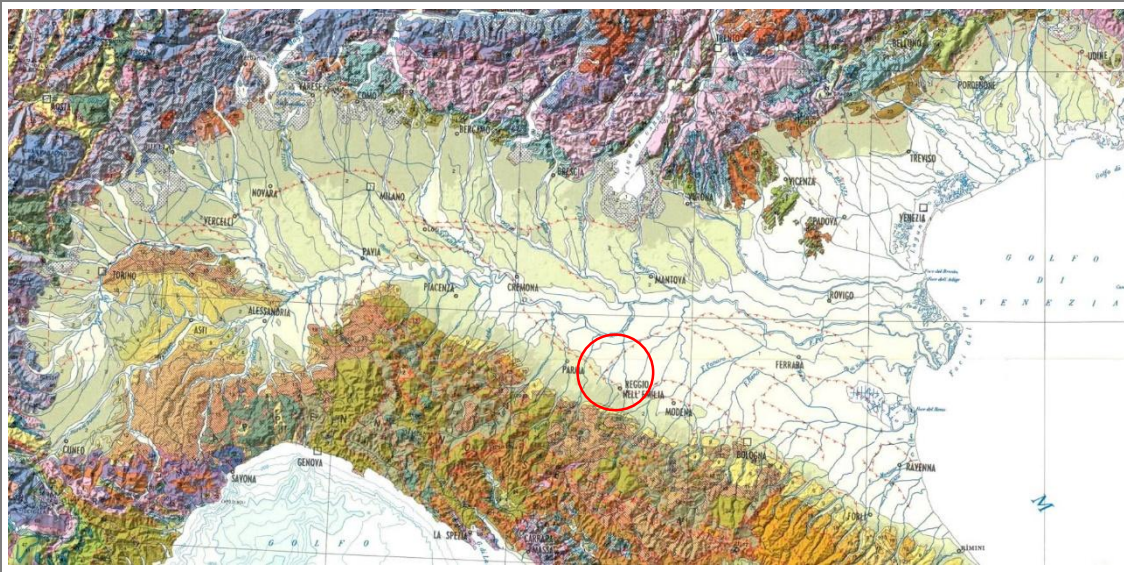
AI SENSI DEL D.M. 17/01/2018

5 RELAZIONE GEOLOGICA

5.1 inquadramento geologico e geomorfologico

Dal punto di vista geologico generale l'area d'interesse ricade nel contesto omogeneo della Media – Bassa Pianura Padana Appenninica che costituisce l'espressione geologica più superficiale del Bacino Padano, un bacino sedimentario la cui genesi, nel settore di interesse, è legata allo sviluppo della catena appenninica.

Fig. 10. Estratto fuori scala dalla “Carta Geologica d'Italia” in scala originaria 1:250.000 con indicazione in rosso dell'ambito di studio.



L'evoluzione dell'Appennino può essere schematizzata a partire dalla progressiva chiusura dell'Oceano Ligure – Piemontese (Cretaceo ÷ Eocene medio) ed alla conseguente fase continentale caratterizzata da un regime collisionale tra la placca europea e la placca adriatica. In particolare, le intense spinte deformative che hanno coinvolto l'Appennino Settentrionale durante il Miocene superiore hanno contribuito in maniera sostanziale all'attuale assetto tettonico, causando l'avanzamento in direzione Sud delle falde appenniniche ed il conseguente sviluppo di un bacino di avanfossa antistante (l'odierno Bacino Padano).

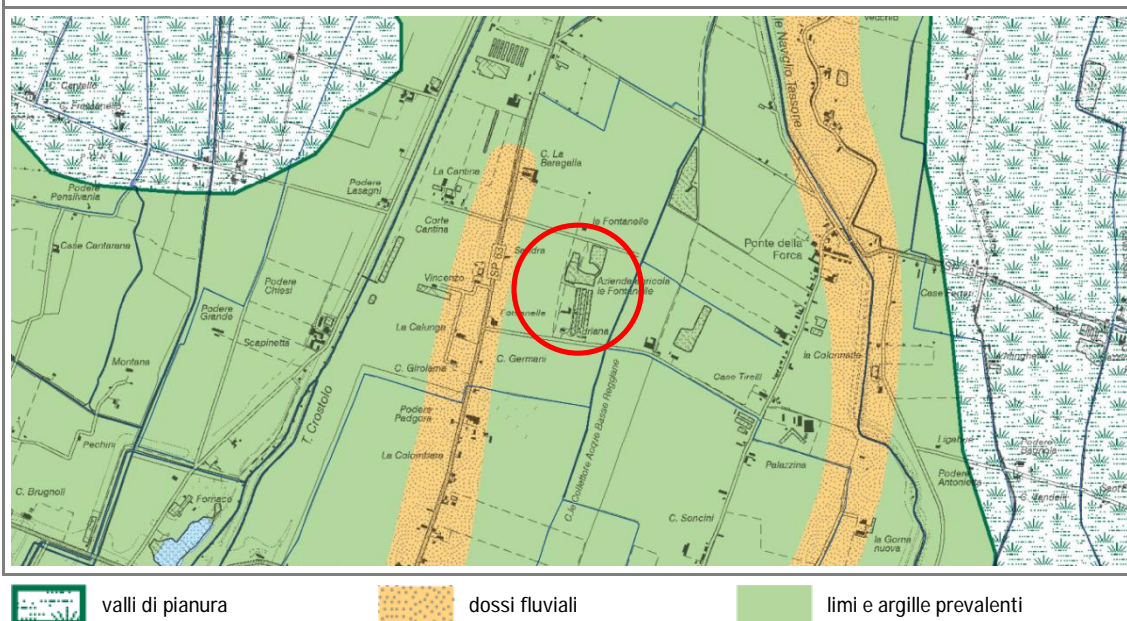
A partire dal Pliocene si registra la presenza di un ambiente marino profondo a sedimentazione pelitica e torbidity che cessa a partire dal Pleistocene medio per via del progressivo insediamento di un ambiente continentale, in risposta alle ultime fasi di innalzamento della catena appenninica. La testimonianza geologica di questo cambiamento nel regime sedimentario è determinata dalla superficie di *unconformity* che tronca al tetto i depositi marini quaternari e sui quali si sono depositati, in contatto erosivo, i sedimenti alluvionali del Supersistema Emiliano – Romagnolo.

Dal punto di vista geomorfologico, l'andamento attuale risulta legato all'azione modellatrice del Fiume Po e, nella porzione di territorio in esame, dei principali elementi fluviali appenninici (Fiume Enza e Torrente Crostolo).



Ubicato ad una quota altimetrica di riferimento compresa tra 22 e 24 m. s. l. m., il sito d'interesse progettuale ricade in un ambito pianeggiante blandamente degradante in direzione Nord. Benché la morfologia originaria dei luoghi sia in parte mascherata da passati interventi antropici di miglioria fondiaria, è possibile collocare il sito di interesse progettuale in corrispondenza di un'area depressa interposta a due dossi fluviali riconducibili a canali estinti nell'ambito del Torrente Crostolo (v. Fig. 11).

Fig. 11. Estratto dalla "Carta degli elementi fisico – geomorfologici" (P.T.C.P. Provincia di Reggio Emilia - Quadro conoscitivo – Allegato 6 – tavola 1 – 182 SE) con indicato in rosso il sito d'intervento.



Alla scala del rilievo sito specifico va detto come l'area ove sorgono gli edifici produttivi e (soprattutto) la porzione di proprietà interessata dalla presenza dei lagoni di contenimento liquami (v. Fig. 12) risultino rilevate rispetto quota piano campagna circostante. L'area di futuro intervento interessa un terreno attualmente ad uso agricolo posto ad Est dei capannoni esistenti e caratterizzato da una quota topografica di poco inferiore a 22 m s.l.m. (v. Fig. 13 alla pagina seguente).

Fig. 12. Foto rappresentativa dell'area d'intervento vista da Nord.



Fig. 13. Foto rappresentativa dell'area d'intervento vista da Nord (dalla sopraelevata "area lagoni").



Per un inquadramento stratigrafico dell'area in esame si fa riferimento al Foglio n. 182 - "Guastalla" della "Carta Geologica d'Italia" in scala originaria 1:50.000 (v. estratto nella figura seguente).

Fig. 14. Dal Foglio n. 182 "Guastalla" della Carta Geologica d'Italia (Rosselli et al., 2008). In rosso evidenziato il sito in esame.



SUCCESSIONE NEOGENICO – QUATERNARIA DEL MARGINE APPENNINICO PADANO



Subsistema di Ravenna (AES8): comprende in prevalenza limi, limi sabbiosi e limi argillosi; in subordine ghiaie e ghiaie sabbiose. Ambiente alluvionale. Potenza massima di circa 20 m. (*Olocene*)



Unità di Modena (AES8a): costituisce la parte sommitale del subsistema di Ravenna. È costituita da depositi grossolani, ghiaiosi, presso le aste fluviali e da depositi fini nelle aree distali. Potenza massima di 5 o 6 metri. (*post VI secolo d.C.*)

AMBITO DEPOSIZIONALE: PIANA ALLUVIONALE DEI FIUMI APPENNINICI



Alternanze di sabbie, limi di argine, canale e rotta fluviale: generalmente gli strati sono organizzati in sequenze con gradazione positiva. Formano corpi rilevati con geometria nastriforme e spessore di qualche metro.



Argille e limi di piana inondabile: presentano stratificazione non definibile in quanto sono spesso bioturbati. Lo spessore è modesto, non superando i 2-3 metri in superficie. In AES8a formano corpi di geometria allungata nelle aree depresse interposte ai depositi di argine.



Le unità geologiche possono essere ricondotte al ciclo sedimentario dell'ultimo postglaciale, formalizzato nel Supersistema Emiliano – Romagnolo, ovvero nelle sottounità del Sistema Emiliano – Romagnolo Inferiore e del Sistema Emiliano – Romagnolo Superiore (affiorante nell'area di studio). Con specifico riferimento all'estratto cartografico riportato (v. Fig. 14 alla pagina precedente), il primo sottosuolo della porzione di territorio in cui ricade il lotto oggetto d'intervento risulta caratterizzato dalla presenza di depositi alluvionali, riferibili alla piana inondabile dei fiumi appenninici, costituiti in prevalenza da argille e argille limose con stratificazione non definibile nelle aree distali e secondariamente da sabbie e sabbie ghiaiose in prossimità delle aste fluviali.

La consultazione dei dati resi disponibili dal “Servizio geologico, sismico e dei suoli” regionale tramite *web-gis* e nello specifico delle stratigrafie relative a pozzi presenti nelle dirette vicinanze dell'area d'intervento, conferma altresì la presenza di un primo sottosuolo rappresentato da sedimenti fini (prevalentemente argillosi e limosi) di spessore plurimetrico. Per maggior dettaglio circa l'assetto litostratigrafico locale si rimanda agli esiti della campagna indagini condotta *in situ* (cfr. Par. 5.4).

- Da un punto di vista geologico e geomorfologico in corrispondenza del sito d'interesse progettuale ed in un ragionevole intorno non sono riscontrabili evidenze che indichino situazioni di criticità, né sussistono fenomeni di dissesto in atto o quiescenti. L'intervento in progetto non comporterà significative modifiche alla morfologia tali da incidere sulla stabilità globale e locale dei luoghi.

5.2 inquadramento idrogeologico ed idrografico

L'area in esame appartiene al Bacino Idrogeologico Padano, potente corpo idrogeologico di estensione regionale compreso tra le catene alpine ed appenniniche ed esteso fino alla Costa Adriatica. Nel territorio oggetto di studio i particolari caratteri geologici, geomorfologici e strutturali condizionano strettamente anche l'assetto idrogeologico.

Le formazioni acquifere nell'area di studio sono costituite prevalentemente dai depositi di canale dei fiumi appenninici appartenenti all'Unità Idrogeologica della Media Pianura. Tale unità è suddivisibile in due sottounità, ciascuna con proprietà idrogeologiche distinte:

1. SOTTOUNITÀ IDROGEOLOGICA SUPERIORE: corrisponde all'unità litostratigrafica *AES8* (v. Fig. 14) riferibile all'ultimo ciclo sedimentario del Sistema Emiliano – Romagnolo Superiore. Complesso a litologia variabile costituito da depositi argillosi e limosi, ai quali s'intercalano strati lenticolari sabbiosi e sabbioso – ghiaiosi. Costituita da un acquifero complesso, ospita due distinte riserve idriche:
 - nei primi metri di profondità dal piano campagna si riscontra la presenza di una falda freatica superficiale, ad alimentazione prevalentemente meteorica per infiltrazione attraverso la zona vadosa. Presenta livelli statici molto variabili, fortemente influenzati dall'andamento delle precipitazioni, ma generalmente compresi tra -1,0 e -2,0 m ca. di profondità dal p.c. con valori minimi fino a -4,0 m ca. Scarsa o nulla la connessione idraulica con i corsi d'acqua e con le falde sottostanti, giacché i potenti depositi argillosi presenti contribuiscono ad isolare la circolazione idrica superficiale da quella profonda.
 - per profondità comprese tra -10 e -15 m ca. da p.c. e fino alla base di *AES8* sono presenti orizzonti sabbiosi dotati di buona continuità laterale e spessore metrico (generalmente tra 2 e 4 m ca.) ospitati all'interno delle litologie argillo – limose predominanti. Tali orizzonti hanno una trasmissività comunque mediocre, dovuta alla scarsa frazione ghiaiosa al loro interno (che ne abbassa la permeabilità) ed al loro limitato spessore. - *continua* -

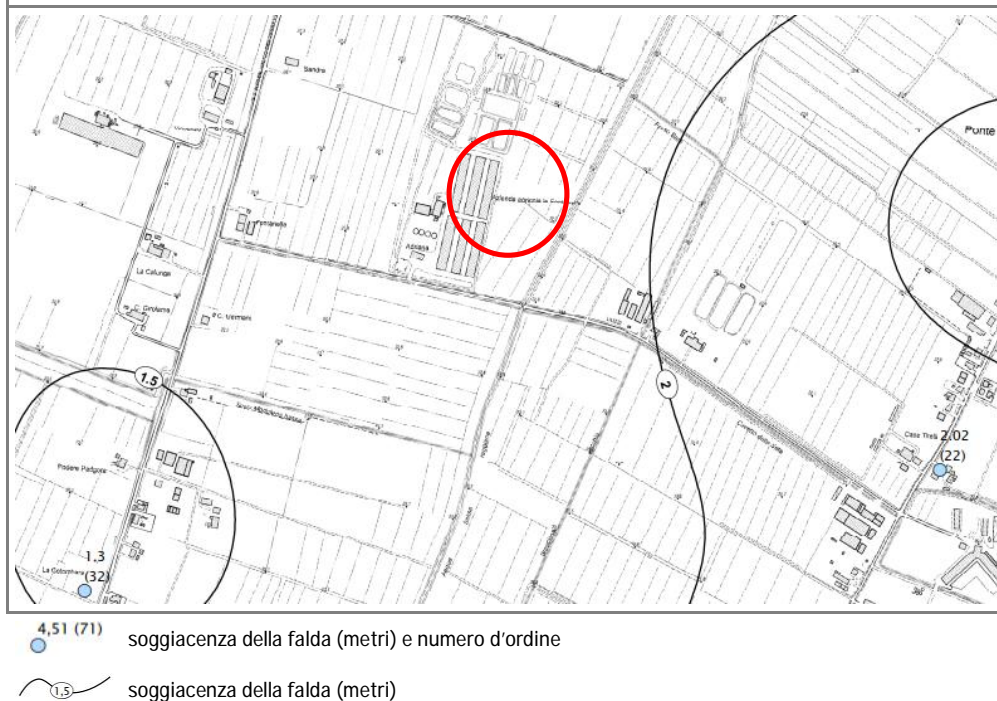
- segue -

2. SOTTOUNITÀ IDROGEOLOGICA INFERIORE: riferibile all'unità litostratigrafica AES7 (non affiorante nell'area di studio). Affini ai livelli acquiferi sovrastanti, i corpi sabbiosi di maggior interesse idrogeologico in questa sottounità si rinvenivano tra -25 e -30 m da p.c. e tra -45 e -50 m da p.c. e risultano intercalati ad una sequenza prevalentemente limoso – argillosa, dotata di uno spessore complessivo di 60 m. Appare pertanto costituita da acquiferi confinati o artesiani alimentati prevalentemente da apporti distali dovuti agli acquiferi delle conoidi di alta pianura.

Sebbene in corrispondenza del sito di studio i riscontri cartografici (v. Fig. 15) indichino una soggiacenza media della falda freatica di -1,5 ÷ -2,0 metri da p.c. rappresentativa dei periodi di submassimo di ricarica dell'acquifero freatico più superficiale, in termini idrogeologici la già citata campagna indagini condotta *in situ* ha evidenziato quanto segue:

- *trincee geognostiche*: fino ad una profondità massima di 2,0 m da piano campagna attuale contestualmente alla prevalente presenza di depositi fini (argille e limi) non è stata rilevata alcuna venuta d'acqua né laterale né da fondo scavo;
- *prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTu)*: riscontrata presenza d'acqua all'interno dei fori d'indagine a profondità comprese tra -2,90 e -3,50 metri da p.c., livelli piezometrici espressione di un certo grado di risalienza in quanto relativi ad acquiferi di natura sabbiosa, dotati di una certa artesianità ed intercettati a partire dalla profondità minima di 11,8 m da p.c.

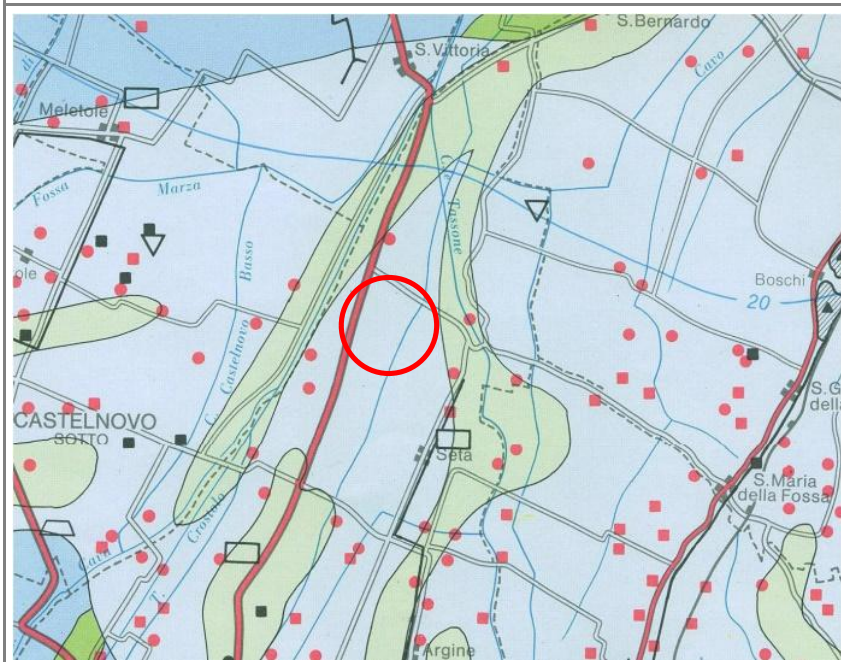
Fig. 15. Estratto dalla “Carta della soggiacenza della falda” (Microzonazione Sismica del Comune di Cadelbosco di Sopra. In rosso è indicata l'ubicazione del sito di studio.





→ Alla luce dei modelli geologico ed idrogeologico locali ricostruiti, si ritiene che la falda acquifera *strictu sensu* si attesti ad una profondità tale da non interferire in alcun modo con i sistemi portanti delle opere in progetto.

In termini di vulnerabilità idrogeologica intrinseca, intesa come la predisposizione naturale del territorio ad essere più o meno suscettibile nei confronti di agenti inquinanti liquidi che possono essere dispersi o immessi nel sottosuolo, si è fatto riferimento alla *“Carta della vulnerabilità all'inquinamento dell'acquifero principale della pianura emiliana delle province di Parma, Reggio Emilia e Modena”* (v. estratto in Fig. 16), si osserva come l'area in esame ricada in una zona a grado di vulnerabilità molto basso. Benché la campagna indagini condotta *in situ* (cfr. Par. 5.4) abbia evidenziato la presenza di orizzonti sabbiosi ad una profondità minore (15 m c.a. da p.c.) rispetto quanto ipotizzato nell'estratto cartografico di Fig. 16, il dato di vulnerabilità appare comunque attendibile. La falda freatica risulta confinata ed i corsi d'acqua idraulicamente indifferenti rispetto agli acquiferi confinati giacché il primo dei quali, a ricoprire un certo interesse idrogeologico e sfruttato dalla quasi totalità dei pozzi presenti in zona, si colloca ad una profondità di 25 ÷ 35 metri ca. di profondità nonché isolato da terreni prevalentemente argillosi e caratterizzati da bassissima permeabilità.

Fig. 16. Estratto dalla *“Carta della vulnerabilità all'inquinamento dell'acquifero principale della pianura emiliana delle province di Parma, Reggio Emilia e Modena”* (Cattini et al., 1993). In rosso è indicato il sito di interesse progettuale.



 **Zona di media pianura:** area caratterizzata da assenza di acquiferi significativi, nella quale sono presenti livelli di ghiaia solamente al di sotto dei 100 m di profondità e di sabbia al di sotto dei 25 m di profondità.

 * paleovalvei recenti e depositi di rotta, sede di acquiferi sospesi.

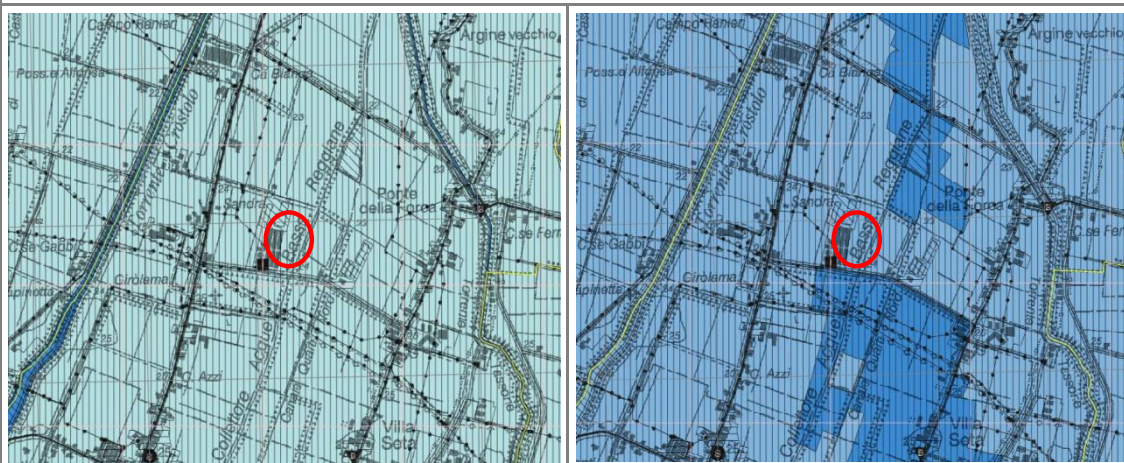
Dal punto di vista idrografico, la porzione di territorio in esame risulta caratterizzata da una rete idrica superficiale complessa, costituita da corsi d'acqua naturali e dai canali del Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale. Come riportato in Fig. 17 alla pagina seguente, i principali assi drenanti mostrano orientazione prevalente NE – SO e direttrice prevalente di flusso verso Nord Est: trattasi nello specifico dei Torrenti Crostolo e Tassone nonché del Collettore Acque Basse Reggiane. L'area in esame inoltre è ubicata in destra idrografica del Fiume Po, situato ad una distanza di circa 10 km in direzione Nord Ovest.

Fig. 17. Estratto da Google Earth con indicazione degli elementi idrografici principali naturali e artificiali (in azzurro) e del territorio entro cui si inserisce il sito di studio (in rosso).



Per quanto riguarda infine la pericolosità idraulica, da un punto di vista amministrativo il sito in esame ricade nell'ambito del Distretto Idrografico Padano; dall'analisi della cartografia relativa al Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (P.G.R.A.) di cui si riporta un estratto nella figura seguente, esso ricade inoltre in ambito a pericolosità P2 - M (alluvioni frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - media probabilità) considerando l'ambito idrografico maggiormente penalizzante ovvero quello relativo al reticolo secondario di pianura.

Fig. 18. Estratto dalla "Tav. 182SE - Castelnovo di Sotto" delle "Mappe di pericolosità ed elementi esposti" del P.G.R.A. con riferimento al "Reticolo Principale e Secondario Collinare Montano (RP_RSCM)" (sotto a sx) ed al "Reticolo Secondario Pianura (RSP)" (sotto a dx). In rosso l'ubicazione del sito di studio.



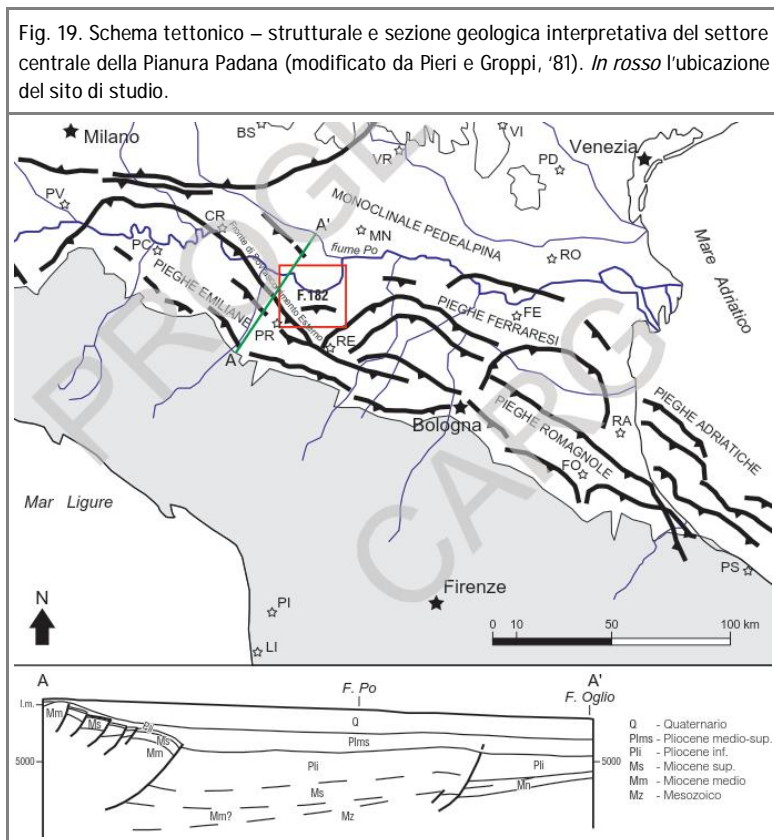
- P3 - H (alluvioni frequenti: tempo di ritorno tra 20 e 50 anni - elevata probabilità)
- P2 - M (alluvioni frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - media probabilità)
- P1 - L (scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi)

- Il sito d'intervento non s'inserisce entro vallecicole o zone di concentrazione privilegiata delle acque meteoriche sebbene ricada, con specifico riferimento al reticolo secondario di pianura, in ambito a pericolosità idraulica media. Pur in assenza di riscontri diretti, è ragionevole ritenere che in concomitanza con eventi meteorici di significativa durata, la composizione prevalentemente fine dei terreni costituenti il sottosuolo in corrispondenza del sito di studio possa ostacolare le dinamiche d'infiltrazione facilitando in tal modo la formazione di locali e transitorie situazioni caratterizzate da difficoltà di drenaggio superficiale o soggette a ristagno idrico.

5.3 inquadramento sismico e tettonico

Come già in precedenza scritto, l'area di pianura in cui ricade il sito in esame fa parte del bacino di avanfossa padano - adriatico generatosi in seguito alla collisione e subduzione di crosta continentale durante il sollevamento delle catene alpina ed appenninica. Nello specifico tale area appartiene alla Regione delle Pieghe Emiliane, una fascia tettonica di spessore variabile che nella provincia reggiana si estende per circa 30 km dal margine appenninico fino alla bassa pianura; un'area caratterizzata dalla presenza di due principali famiglie di lineazioni (v. Fig. 19):

- il Fronte di Sovrascorrimento Esterno unitamente alle superfici listriche e plicative ad esso correlate, si sviluppano principalmente lungo una direzione NW – SE tra le province di Piacenza, Parma e Reggio Emilia guidando la migrazione progressiva verso NE dell'avanfossa padana;
- l'Arco delle Pieghe Ferraresi, un complesso sistema di direttrici tettoniche con andamento NE – SW tra Reggio Emilia e Modena e poi con andamento E-W fino a Ferrara, rappresentato nell'area di studio da due tronconi principali (la Linea Novellara – Reggio Emilia – Fabbrico e la linea Reggio Emilia – Budrione – S. Felice sul Panaro).



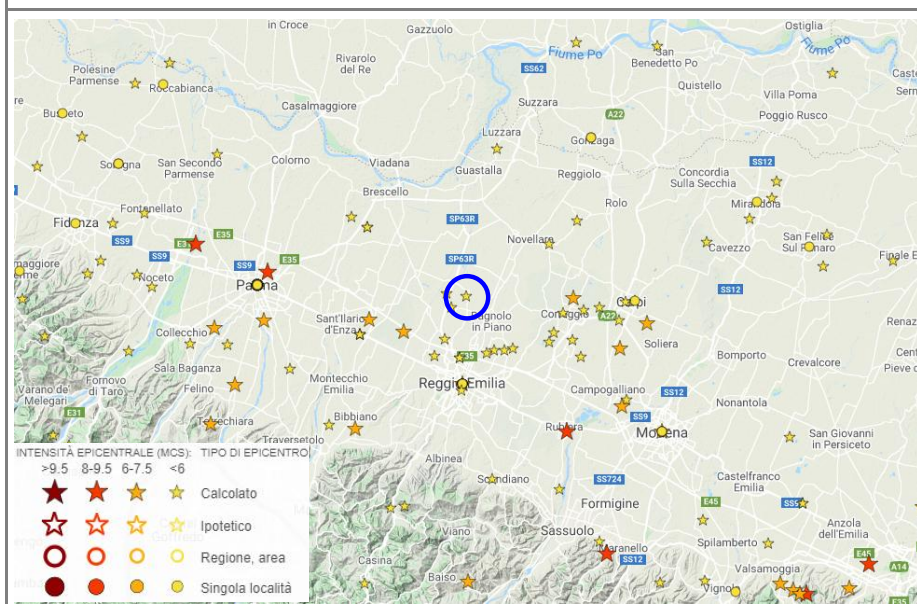
Al di sotto della coltre di sedimenti alluvionali di età quaternaria, il sottosuolo del territorio di Cadelbosco di Sopra è prevalentemente caratterizzato dalla successione pre – pliocenica di piattaforma carbonatica, la cui presenza a partire da una profondità di $4,5 \div 5,0$ km da p.c. è riconducibile all'effetto di sollevamento indotto dalle Pieghe Ferraresi.

Tale peculiarità conferisce un incremento della rigidità del sottosuolo nei primi 10 – 12 km tutt'altro che trascurabile. Tale condizione, unitamente alla presenza delle linee tettoniche sopra descritte, influiscono in maniera significativa sul tipo di attività sismica nell'area di interesse come suggerito dai sismi di Bagnolo in Piano (1996 - Mw = 5,4) e Novellara (2000 - MD = 4,5), con epicentri posti rispettivamente a 2,8 e 5,5 km dall'area oggetto di studio; entrambi i terremoti furono caratterizzati da un ipocentro localizzato ad una profondità di $-5 \pm 0,3$ km da piano campagna.

Per delineare la sismicità storica e strumentale della porzione di territorio in cui ricade il sito oggetto di studio si è fatto riferimento ai seguenti *database* tematici:

1. *"CFTI5Med, Catalogo dei Forti Terremoti in Italia (461 a.C.-1997) e nell'area Mediterranea (760 a.C.-1500)" Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - consultabile all'indirizzo <http://storing.ingv.it/cfti/cfti5/>: in tempi recenti nella zona del Reggiano si sono registrati numerosi sismi di magnitudo equivalente compresa tra 4 e 5 e locali eventi di magnitudo superiore a 5,5 ad esempio i terremoti storici del parmense (1438 - 1971), della zona dell'Appennino Modenese (91 a.C.) e di Reggio Emilia (1501).*

Fig. 20. Estratto dal *"CFTI5Med, Catalogo dei Forti Terremoti in Italia (461 a.C.-1997) e nell'area Mediterranea (760 a.C.-1500)"* che riporta ubicazione e intensità epicentrale dei maggiori sismi registrati nella regione esaminata (I.N.G.V.). In blu l'ubicazione dell'area di studio.



2. *"CPTI15 Catalogo parametrico dei Terremoti Italiani 2015" dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>) che fornisce dati parametrici omogenei, sia macrosismici, sia strumentali, relativi ai terremoti con intensità massima ≥ 5 o magnitudo $\geq 4,0$ nella finestra temporale 1000-2017 (v. estratto in Fig. 21 alla pagina seguente).*

Fig. 21. Dati di sismicità locale relativi al Comune di Cadelbosco di Sopra.

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
7	1832	03	13	03	30		Reggiano	97	7-8	5.51
4	1950	05	06	03	43		Reggiano	4	4	4.41
5	1951	05	15	22	54		Lodigiano	179	6-7	5.17
6-7	1971	07	15	01	33	2	Farmense	228	8	5.51
5-6	1983	11	09	16	29	5	Farmense	850	6-7	5.04
NF	1986	12	06	17	07	1	Ferrarese	604	6	4.43
5	1987	04	24	02	30	2	Reggiano	54	6	4.64
6	1987	05	02	20	43	5	Reggiano	802	6	4.71
5	1988	03	15	12	03	1	Reggiano	160	6	4.57
3-4	1989	10	03	09	41	3	Appennino parmense	91	4	4.04
1-2	1995	10	10	06	54	2	Lunigiana	341	7	4.82
6	1996	10	15	09	55	5	Pianura emiliana	135	7	5.38
NF	1996	10	26	04	56	5	Pianura emiliana	63	5-6	3.94
NF	1996	10	26	06	50	2	Pianura emiliana	35	5-6	3.63
5	1996	11	25	19	47	5	Pianura emiliana	65	5-6	4.29
3-4	1997	05	12	22	13	5	Pianura emiliana	56	4-5	3.68
4-5	1998	02	21	02	21	1	Pianura emiliana	104	5	3.93
5-6	2000	06	18	07	42	0	Pianura emiliana	304	5-6	4.40
NF	2002	06	08	20	13	0	Frignano	115	4	4.23
NF	2002	06	18	22	23	3	Frignano	186	4	4.30

Int. intensità nella località

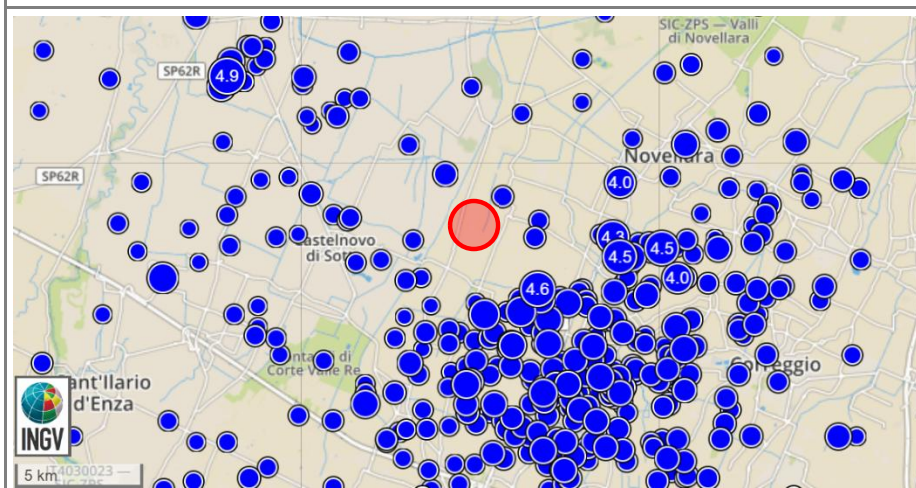
NMDP numero di Macroscopic Data Points (punti di intensità macrosismica)

Io intensità epicentrale

Mw magnitudo momento

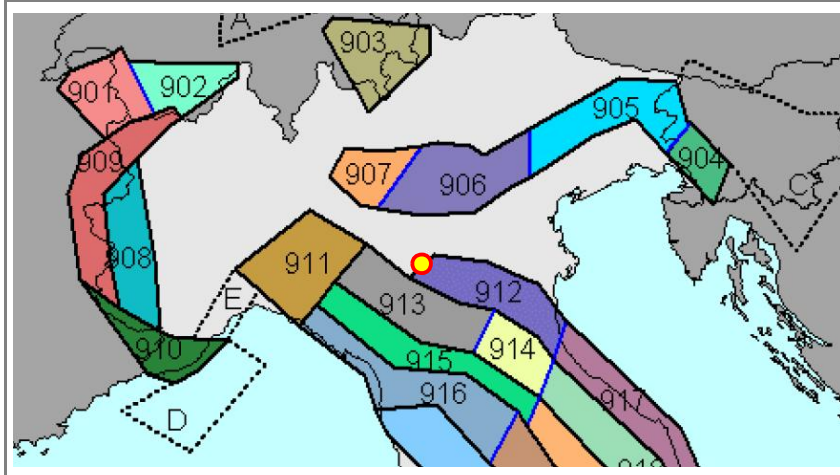
- portale dati del "Centro Nazionale Terremoti" sismi registrati dal 1985 ad oggi (da <http://cnt.rm.ingv.it>): in corrispondenza della pianura reggiana (v. figura seguente) sono stati registrati sismi di magnitudo superiore a 4,5 come nel caso del terremoto di Novellara (giu-2000) e di Brescello (gen-2012). L'area oggetto di studio si colloca inoltre a 35 km ca. dai centri del Modenese interessati dalla sequenza sismica del maggio 2012 culminata in particolare negli eventi parossistici del 20 (Mw = 5,8) e 29 maggio (Mw = 5,6).

Fig. 22. Ubicazione dei maggiori sismi registrati dal 1985 nella porzione di territorio esaminata (fonte: Centro Nazionale Terremoti – I.N.G.V.). Nell'immagine non sono rappresentati i sismi con magnitudo inferiore a 2.



Facendo riferimento alla nuova Zonazione Sismogenetica ZS9 definita dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, si evince come il territorio comunale di Cadelbosco di Sopra ricada nell'ambito della zona sismogenetica 912 (v. figura seguente) caratterizzata da un meccanismo di fagliazione prevalente atteso di tipo "faglia inversa" (meccanismo compressivo) e da una classe di profondità efficace (*"[...] vale a dire quella profondità alla quale avviene il maggior numero di terremoti che determina la pericolosità della zona [...]"*) pari a 7 km.

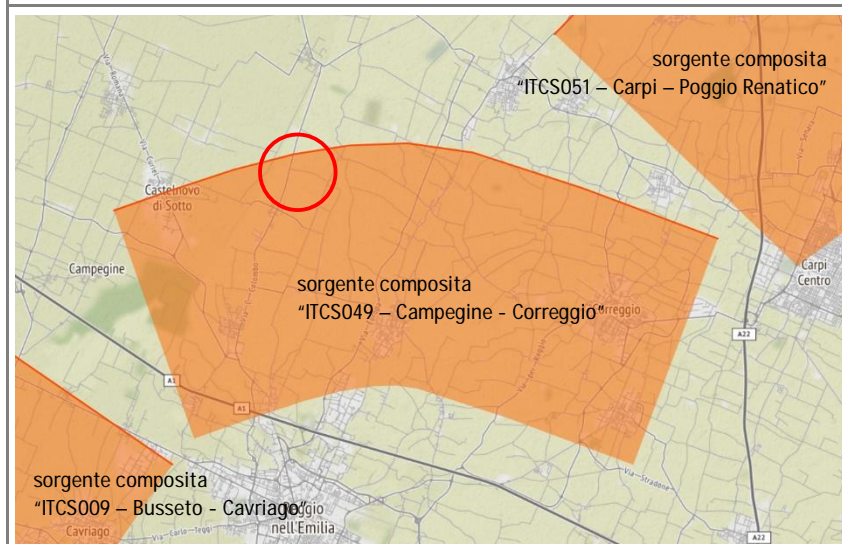
Fig. 23. Zonazione sismogenetica ZS9.



Come indicato nella Tabella 2.8-1 "Valori di M_{wmax} per le zone sismogenetiche di ZS9 (estratto da Gruppo di lavoro, 2004)" riportata all'interno del Volume I degli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica" a tale zona sismogenetica è associata una magnitudo massima M_{wmax} pari a 6,14.

Per un inquadramento della porzione di territorio oggetto di studio da un punto di vista neotettonico, si fa riferimento allo studio "DISS, v. 3.2.1 - Database of Individual Seismogenic Sources" (v. figura seguente) che riporta l'ubicazione delle sorgenti sismogenetiche così come definite sulla base di studi e dati a carattere geologico e sismico.

Fig. 24. Estratto cartografico da "DISS - Database of Individual Seismogenic Sources", in rosso l'ubicazione del sito in esame.



Come deducibile dall'estratto cartografico riportato in Fig. 24 alla pagina precedente, il sito di studio risulta in particolare ubicato nello specifico a margine della sorgente composita "ITCS049 – Campegine - Correggio" che, caratterizzata da una magnitudo momento M_w pari a 5,5, appartiene al fronte di sovrascorrimento dell'Arco di Ferrara.

Con riferimento infine al *"Catalogo delle faglie capaci - ITHACA"* (v. figura seguente), nella porzione di territorio in cui ricade il sito oggetto di studio si riconoscono alcuni lineamenti tettonici identificabili come "faglie capaci" (nel catalogo sono considerate le strutture che hanno generato fagliazione superficiale negli ultimi 125.000 anni e ritenute, pertanto, potenzialmente in grado di creare nuove deformazioni in superficie). In particolare si segnalano le seguenti lineazioni:

1. *"Castelnuovo"*: faglia inversa di lunghezza pari a circa 18,5 km orientata in direzione NO – SE, posta ad una distanza di 2,9 km in direzione Nord rispetto al sito di studio. È caratterizzata da bassa probabilità di riattivazione con le ultime evidenze di attività in età pleistocenica tra 125.000 e 700.000 anni fa (Martelli et al., 2017);
2. *"Novellara – Reggio Emilia"*: faglia inversa di lunghezza pari a 18,1 km e orientata in senso NE – SO, passante ad una distanza minima di 700 m ca. verso Sud - Est dal sito di studio. Si tratta anche in questo caso di un lineamento associato alle Pieghe Ferraresi. Ha fatto registrare gli ultimi segni di attività in età storica e ad essa si attribuisce il terremoto di Bagnolo in Piano del 1996 con $M_w = 5,4$ (Martelli et al., 2017).

Fig. 25. Mappa delle "faglie capaci" presenti nella porzione di territorio considerata (estratto dal *"Catalogo delle faglie capaci - ITHACA"* redatto dall'ISPRA). In giallo il sito oggetto di studio.



5.4 campagna indagini

Come già anticipato in premessa, il presente studio si basa su quanto specificatamente emerso dall'esecuzione di una mirata campagna indagini condotta *in situ* attraverso l'esecuzione di:

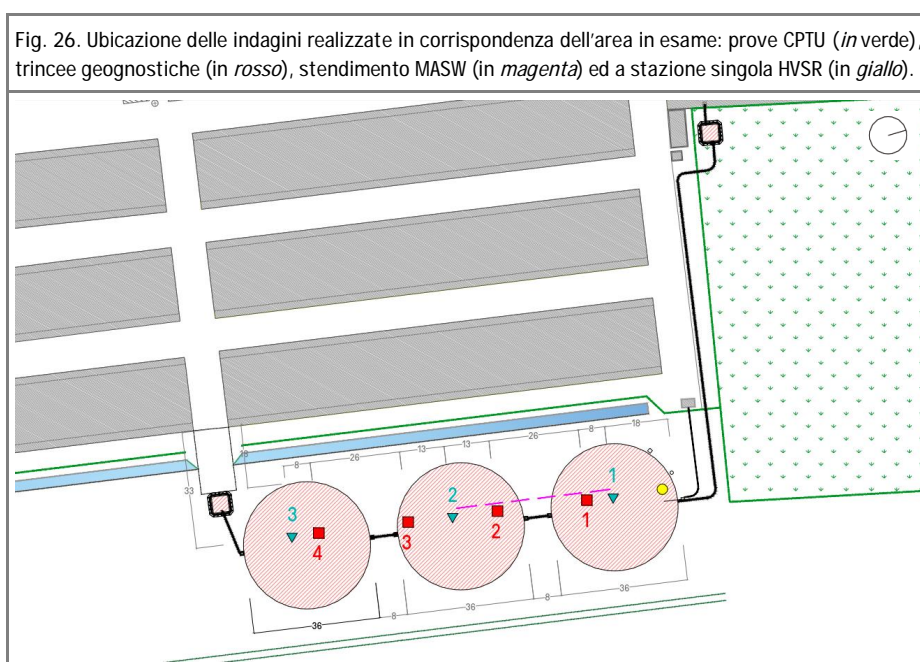
- n. 03 prove penetrometriche del tipo CPTu

Ubicate in corrispondenza di ciascuna vasca di stoccaggio di futura realizzazione (cfr. Cap. 3) e spinte sino alla profondità massima di 20,0 m da p.c., hanno consentito la ricostruzione dell'assetto stratigrafico locale e la parametrizzazione della porzione di sottosuolo compresa all'interno del volume geotecnico significativo.

- n. 04 trincee geognostiche

Spinte sino alla profondità massima di 2,0 m da p.c. locale hanno consentito una presa visione diretta del materiale costituente il primo sottosuolo, seppur principalmente finalizzate al campionamento nell'ambito della procedura "Terre e Rocce da scavo – D.P.R. 120/2017"

Le indagini sono state condotte in corrispondenza del lotto d'interesse come rappresentato nella figura seguente ed in All. 2 in calce al presente elaborato.



5.4.1 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTu)

Nella prova penetrometrica statica con piezocono (CPTu) la punta elettrica è strumentata per la misura lungo un profilo verticale ed in forma continua, delle seguenti grandezze fisiche correlabili poi empiricamente con numerosi parametri geotecnici:

- resistenza alla penetrazione statica q_c della punta conica e resistenza per attrito laterale;
- pressione idrostatica del terreno, inclusa la sovrappressione indotta dall'avanzamento della punta;
- dissipazione nel tempo della sovrappressione idrostatica indotta nel terreno.



Particolarmente indicata per i terreni coesivi la prova con piezocono consiste nell'infiggere a velocità costante una punta conica di caratteristiche *standard* misurando separatamente ma con continuità, lo sforzo necessario per la penetrazione della punta, la resistenza dovuta all'attrito terreno - acciaio sviluppata sulle aste e la pressione interstiziale del terreno, cioè la sovrappressione indotta dall'avanzamento della punta. La spinta per l'infissione delle aste viene effettuata da un apparato idraulico - meccanico con velocità costante e spinta massima variabile a seconda del tipo di penetrometro utilizzato.

Nel caso specifico, il mezzo utilizzato per l'indagine è stato un *Pagani TG 63 (200 kN)* così costituito:

- punta conica meccanica di tipo elettrico con diametro del cono di punta di 35,7 mm, area trasversale della punta conica di 10 cm², angolo di apertura del cono di 60°, area laterale del manicotto per la misura dell'attrito laterale di 150,42 cm²;
- batteria di aste di spinta doppie coassiali di lunghezza 1 m ciascuna (l'asta sulla quale è avvitata la punta meccanica presenta un anello allargatore posizionato ad 1 m dalla base della punta);
- corpo cella di carico con innesto a baionetta e selettore (otturatore);
- velocità di avanzamento costante e pari a 2 cm/s;
- lettura dei dati in forma digitale con frequenza di una lettura ogni centimetro di avanzamento.

Dal rapporto tra la resistenza all'avanzamento della punta e la resistenza laterale locale è possibile, mediante correlazioni empiriche e correzioni in relazione alla sovrappressione indotta nel terreno, risalire con una certa approssimazione alla natura dei terreni attraversati; come l'esperienza ha mostrato, il rapporto $F = R_p/RI$, dipende dalla composizione granulometrica dei terreni stessi. Schematicamente, in terreni coesivi le misure di resistenza alla penetrazione (q_c) consentono nello specifico una stima del valore della resistenza al taglio in condizioni non drenate (c_u), modulo di deformazione (E_u), grado di sovraconsolidazione (OCR) e modulo di deformazione edometrico (M_o). Nei terreni granulari è possibile valutare stato di addensamento (densità relativa " D_R "), angolo di resistenza al taglio (ϕ'), peso di volume (γ), modulo di deformazione drenato (E_y) e potenziale di liquefazione.

Descritte sinteticamente le proprietà di una generica prova CPTu, le tabelle sinottiche riportate a seguire sintetizzano, per ciascuna prova eseguita, gli orizzonti distinti su base litologica e geotecnica indicando il valore medio di resistenza alla punta, l'interpretazione litologica ed il comportamento prevalente.

CPTU 1

PROFONDITÀ m da p.c.	SPESSORE m	q_c media MPa	UNITÀ	INTERPRETAZIONE	COMPORTAMENTO PREVALENTE
0,0 ÷ 0,8	0,8	0,95	LA-AL 1	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
0,8 ÷ 1,8	1,0	1,11	A	ARGILLA	coesivo
1,8 ÷ 2,7	0,9	2,54	LA-AL	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
2,7 ÷ 8,7	6,0	1,69	A	ARGILLA	coesivo
8,7 ÷ 11,8	3,1	2,29	LA-AL	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
11,8 ÷ 18,6	6,8	7,34	SL-LS	SABBIA LIMOSA - LIMO SABBIOSO	incoerente
18,6 ÷ 19,9	1,3	1,61	LA-AL	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo



CPTU 2

PROFONDITÀ m da p.c.	SPESSORE m	q _c media MPa	UNITÀ	INTERPRETAZIONE	COMPORTAMENTO PREVALENTE
0,0 ÷ 0,5	0,5	0,71	A	ARGILLA	coesivo
0,5 ÷ 0,9	0,4	0,93	LA-AL 1	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
0,9 ÷ 1,6	0,7	1,10	A	ARGILLA	coesivo
1,6 ÷ 2,5	0,9	2,76	LA-AL	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
2,5 ÷ 9,5	7,0	1,50	A	ARGILLA	coesivo
9,5 ÷ 14,0	4,5	1,98	LA-AL	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
14,0 ÷ 18,9	4,9	8,27	SL-Ls	SABBIA LIMOSA - LIMO SABBIOSO	incoerente
18,9 ÷ 20,0	1,1	1,47	LA-AL	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo

CPTU 3

PROFONDITÀ m da p.c.	SPESSORE m	q _c media MPa	UNITÀ	INTERPRETAZIONE	COMPORTAMENTO PREVALENTE
0,0 ÷ 0,7	0,7	1,08	LA-AL 1	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
0,7 ÷ 5,6	4,9	1,27	A	ARGILLA	coesivo
5,6 ÷ 5,9	0,3	1,61	LA-AL	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
5,9 ÷ 7,7	1,8	4,23	SL-Ls	SABBIA LIMOSA - LIMO SABBIOSO	incoerente
7,7 ÷ 9,0	1,3	1,04	LA-AL	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
9,0 ÷ 9,4	0,4	1,28	A	ARGILLA	coesivo
9,4 ÷ 14,3	4,9	1,87	LA-AL	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
14,3 ÷ 19,4	4,9	8,18	SL-Ls	SABBIA LIMOSA - LIMO SABBIOSO	incoerente
19,4 ÷ 20,0	0,6	1,41	LA-AL	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo

Le prove hanno evidenziato la presenza di terreni prevalentemente coesivi (ripetute alternanze di argille, limi argillosi ed argille limose -unità A e LA-AL) sovraconsolidati in superficie (unità LA-AL 1) fino alla profondità di 12÷14 m ca., quindi di orizzonti di natura sabbioso limosa e limo sabbioso (unità SL-Ls) di spessore metrico (5÷7 m) sottendenti nuovamente limi argillosi ed argille limose fino alla massima profondità indagata (20,0 m da p.c.). La prova CPTu 3 si distingue per la presenza di un livello incoerente a morfologia lentiforme, intercettato a minore profondità (unità SL-Ls, fra 5,9 e 7,7 m) e per valori di resistenza alla penetrazione q_c dell'unità LA-AL generalmente inferiori a quanto riscontrato nelle altre verticali d'indagine.

Sebbene la misurazione del livello dell'acqua all'interno dei fori di prova di indagini penetrometriche non possa essere considerata del tutto attendibile ai fini della definizione dell'assetto piezometrico locale, va altresì evidenziato come nel corso delle prove penetrometriche ne sia stata rilevata la presenza tra -2,90 e -3,50 metri di profondità da p.c., livelli piezometrici riconducibili ad acquiferi di natura sabbiosa, dotati di artesianità ed intercettati a partire dalla profondità minima di 11,8 m da p.c. Nella tabella di cui alla pagina seguente si riportano i livelli misurati all'interno dei fori di prova ed il tetto del relativo corpo acquifero (orizzonti e lenti a granulometria sabbio limosa) a cui si ritiene riconducibile tale riscontro.



	LIVELLO PIEZOMETRICO m da p.c.	LIVELLO DI FALDA m da p.c.
CPTU 1	3,40	11,80
CPTU 2	3,50	14,00
CPTU 3	2,90	5,90

5.4.1 trincee geognostiche

Eseguite con escavatore meccanico e spinte fino ad una profondità massima di 2,0 m da piano campagna, hanno permesso di:

- prendere visione diretta della stratigrafia superficiale dell'area;
- accertare l'eventuale presenza di materiale di riporto e/o rimaneggiato;
- valutare le caratteristiche di addensamento / consistenza dei terreni rinvenuti;
- valutare il comportamento dei terreni in funzione della stabilità degli scavi;
- verificare la presenza della falda o di eventuali venute d'acqua.

Pur rimandando per maggior dettaglio all'Al. 4 in calce al presente elaborato, si riporta di seguito la descrizione delle unità litologiche riscontrate in fase di scavo nonché, per ciascuna delle trincee eseguite, i limiti superiore ed inferiore di dette unità:

UNITÀ GEOLOGICA	DESCRIZIONE
LA – AL	LIMO ARGILLOSO DEBOLMENTE SABBIOSO di color marrone, con diffusa presenza di apparati radicali. Terreno rimaneggiato, umido e caratterizzato da scarsa consistenza.
A	ARGILLA DEBOLMENTE LIMOSA di colore marrone. Deposito privo di inclusi, dotato di consistenza variabile da morbida a soda, in generale aumento con la profondità.

UNITÀ GEOLOGICA	PROFONDITÀ (m da p.c.)			
	T1	T2	T3	T4
LA – AL	0,00 ÷ 0,60	0,00 ÷ 0,60	0,00 ÷ 0,40	0,00 ÷ 0,50
A	0,60 ÷ 1,70 *	0,60 ÷ 1,60 *	0,40 ÷ 1,90 *	0,50 ÷ 2,00 *

* massima profondità indagata

Alla luce di quanto emerso in fase di scavo è possibile evidenziare:

- la presenza di un primo sottosuolo dotato di buona continuità laterale e costituito da materiale a composizione prevalentemente fine e comportamento coesivo;
- al di sotto di un centimetrico orizzonte di terreno vegetale si rinviene un primo orizzonte di spessore decimetrico costituito da limo argilloso debolmente sabbioso (unità LA – AL) sottostante depositi argillosi debolmente limosi (unità A) di spessore metrico;
- non si segnalano venute d'acqua né dalle pareti né da fondo scavo sino alla massima profondità raggiunta (2,00 m ca. da p.c.);
- le pareti di scavo si sono mantenute verticali e stabili fino alla chiusura delle trincee.



5.5 modello geologico di riferimento

Coerentemente con quanto riportato in bibliografia, la campagna indagini effettuata in corrispondenza del lotto d'interesse progettuale ha messo in luce, al di sotto di un orizzonte superficiale di terreno vegetale, un assetto litostratigrafico costituito dalle seguenti litologie:

- argille / limi argillosi - argille limose (unità LA-AL 1 / A / LA-AL) con continuità laterale e sino ad una profondità minima di 11,8 m da p.c. Orizzonte stratigrafico caratterizzato da un livello superficiale sovraconsolidato, dotato nel complesso di media consistenza ed interrotto, tra le quote di 5,9 ÷ 7,7 m da p.c., da un livello di natura sabbioso – limosa, morfologia lentiforme nonché riscontrato nella sola verticale di prova CPTu 3;
- sabbie limose – limi sabbiosi (unità SL-Ls) continue lateralmente ed intercettate a partire dalla profondità minima di 11,8 m ca. da p.c.;
- argille-limose (unità LA-AL) dotate di continuità laterale e presenti sino alla massima profondità indagata (20,0 m da p.c.).

Alla luce di quanto sopra, si riproduce di seguito il modello geologico di riferimento, caratterizzato da un assetto a tre unità continue e sovrapposte:

UNITÀ GEOLOGICA	SPESSORE (m)	DESCRIZIONE LITOLOGICA
<ul style="list-style-type: none">– LA-AL 1– A– LA-AL	11,8 ÷ 14,3	ARGILLA - LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA: deposito caratterizzato da un orizzonte superficiale sovraconsolidato. Localmente interrotto tra le quote di 5,9 ÷ 7,7 m da p.c. da un orizzonte di natura sabbioso – limosa, morfologia lentiforme e spessore metrico
<ul style="list-style-type: none">– SL-Ls	4,9 ÷ 6,8	SABBIA LIMOSA - LIMO SABBIOSO
<ul style="list-style-type: none">– LA-AL	0,6 ÷ 1,3 *	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA

* massimo spessore riscontrato in fase d'indagine

Da un punto di vista idrogeologico si evidenzia come:

- i depositi sabbiosi – sabbio limosi riconducibili all'unità SL-Ls siano da considerarsi sede di acquiferi dotati di un certo grado di artesianità;
- locali intercalazioni di natura prevalentemente limosa presenti nel primissimo sottosuolo possano essere sede di locali acquiferi sospesi dotati di scarsa continuità laterale, ad alimentazione meteorica (o per pratiche irrigue) e di portata variabile comunque limitata.

Per quanto riguarda l'area Ovest del lotto (ove verrà realizzato il vaschino separato liquido), le indagini condotte nell'ambito del progetto per la dismissione dei lagoni (cfr. *“Relazione demolizione lagoni”*) consentono di confermare il modello geologico sopra ricostruito, dotato pertanto di buona continuità laterale.



RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

AI SENSI DEL D.M. 17/01/2018



6 RELAZIONE GEOTECNICA

6.1 modello geotecnico locale

I dati acquisiti nel corso delle prove penetrometriche condotte *in situ* (cfr. Par. 5.4.1), sono stati elaborati al fine di ricavare i parametri geotecnici d'interesse, facendo nello specifico riferimento alle seguenti correlazioni:

autore	parametro
Robertson & Cabal (2009)	γ_{nat} – peso di volume del terreno
Robertson (2010)	c_u – resistenza non drenata
Mayne et al (2014)	φ' – angolo d'attrito
Togliani (2012)	M_o – modulo edometrico

Con riferimento alle unità geologiche in precedenza identificate (cfr. Par. 5.5), si fornisce di seguito la relativa parametrizzazione geotecnica:

UNITÀ GEOTECNICA	DESCRIZIONE	COMPORT. PREVALENTE	γ_{nat} (kN/m ³)	c_u (kPa)	φ' (°)	M_o (MPa)
LA-AL 1	LIMO ARGILLOSO-ARGILLA LIMOSA	COESIVO	17,5	30÷35	-	18÷29
A	ARGILLA	COESIVO	18,0÷18,5	50÷75	-	9÷14
LA-AL	LIMO ARGILLOSO-ARGILLA LIMOSA	COESIVO	17,5÷19,0	40÷100	-	8÷37
SL-Ls	SABBIA LIMOSA-LIMO SABBIOSO	INCOERENTE	18,0÷19,0	-	30÷36	20÷50

γ_{nat} = peso di volume del terreno, c_u = resistenza non drenata; φ' = angolo d'attrito; M_o = modulo edometrico

Sulla base dei modelli geologico e geotecnico ricostruiti nonché di quanto previsto da progetto si evidenziano le seguenti considerazioni:

- il sottosuolo dell'area di progetto risulta caratterizzato da terreni a comportamento prevalentemente coesivo di media consistenza;
- l'unità sabbioso-limosa (SL-Ls) a comportamento granulare si rinviene a partire da una profondità minima di 11,8 m da piano campagna attuale e risulta sede di un acquifero in pressione con risalita fino a circa 3,0÷3,5 m da piano campagna medesimo. Si segnala la presenza di un livello di natura sabbioso – limosa più superficiale (-5,9 ÷ 7,7 m da p.c.) a morfologia tuttavia lentiforme, dotato quindi di scarsa continuità laterale;
- l'unità limoso-argillosa (LA-AL) a comportamento coesivo presenta un *range* di variabilità in termini di parametrizzazione geotecnica piuttosto significativo dovuto alla propria struttura interna, in particolare alla ripetuta alternanza di livelli centimetrici a componente argillosa più o meno consistente;
- i terreni afferenti all'unità argillosa (A) presentano infine una certa deformabilità con valori di resistenza generalmente crescenti con la profondità.



6.2 stima della capacità portante

Si espongono di seguito alcune considerazioni finalizzate ad una stima della capacità portante poste le seguenti ipotesi di calcolo:

- in ragione di quanto previsto da progetto ed in particolare alla realizzazione delle vasche di stoccaggio cilindriche, sono state ipotizzate fondazioni superficiali a platea quadrata di 36 m di lato e 0,40 m di spessore con quota d'imposta a circa -1,40 m da piano campagna attuale;
- visto l'assetto litostratigrafico locale ricostruito e specificatamente caratterizzato nei primi metri oltre il piano d'imposta delle fondazioni, da banchi argillosi di rilevante spessore intercalati da sottili livelli limo-argillosi più compatti, si è ritenuto opportuno, rappresentativo nonché cautelativo adottare il seguente modello geotecnico in cui sono stati volutamente trascurati i livelli di esiguo spessore riferibili all'unità LA-AL:

PROF. (m)	UNITÀ GEOTECNICA	DESCRIZIONE	COMPORT. PREVALENTE	γ_{nat} (kN/m ³)	c_u (kPa)
0,0 ÷ 0,7	LA-AL 1	LIMO ARGILLOSO-ARGILLA LIMOSA	COESIVO	17,5	30
> 0,7	A	ARGILLA DEBOLMENTE LIMOSA	COESIVO	18,0	50

γ_{nat} = peso di volume naturale, c_u = resistenza non drenata.

- con riferimento al modello di cui sopra il sedime di fondazione sarà costituito dall'unità A;
- i calcoli sono stati infine eseguiti in tensioni totali considerando cautelativamente il sedime di fondazione in condizioni di saturazione.

In ottemperanza al D.M. 17/01/2018 ed in considerazione della tipologia di opere in progetto si fornisce di seguito una stima della portanza del terreno utilizzando il metodo degli stati limite. Il caso discusso nel presente lavoro rientra nell'ambito delle verifiche di tipo GEO, ed in particolare di quella relativa al collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno, ritenuta significativa in relazione alle caratteristiche delle opere in progetto ed al modello geologico – geotecnico ricostruito. Come indicato nel Cap. 6.4.2.1. del D.M. 17/01/2018, la verifica è effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

Per il calcolo vero e proprio della capacità portante del terreno si è adottato il metodo di Brinch Hansen (1970) secondo cui il valore limite di portanza è espresso da:

$$q_{\text{lim}} = cN_c s_c \delta_c i_c g_c \beta_c + s_q \gamma_1 D N_q \delta_q i_q g_q \beta_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma \delta_\gamma i_\gamma \beta_\gamma g_\gamma$$

- q_{lim} = capacità portante del terreno;
- c = coesione del terreno su cui poggia la fondazione;
- γ_1 = peso di volume del terreno posto sopra il piano di posa;
- γ_2 = peso di volume del terreno posto sotto il piano di posa;
- D = profondità d'incastro;

- continua -



- segue - B = larghezza della fondazione.
- N_c, N_q, N_γ sono dei fattori adimensionali di portanza e sono dati da:

$$N_q = e^{(\pi g \varphi)} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cot g \varphi \quad N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan g \varphi$$

- s_c, s_q, s_γ sono dei fattori di forma e sono dati da:

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan g \varphi \quad s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \quad (\varphi > 0)$$

ove L = lunghezza della fondazione

- $\delta_c, \delta_q, \delta_\gamma$ sono fattori correttivi per tener conto della profondità del piano di posa:

$$\delta_c = 1 + 0,4 k \quad \delta_q = 1 + 2 \tan g \varphi (1 - \sin \varphi)^2 k \quad \delta_\gamma = 1$$

$K = D/B$ se $D/B \leq 1$ e $k = \arctg D/B$ se $D/B > 1$

- g_c, g_q, g_γ sono fattori correttivi per tener conto dell'inclinazione del pendio;
- i_c, i_q, i_γ considerano un eventuale inclinazione dei carichi;
- β_c, β_q e β_γ servono per tener conto dell'inclinazione della base della fondazione.

Nell'ipotesi di fondazione e piano campagna orizzontali nonché carico verticale tali termini sono unitari.

Nella tabella seguente vengono infine riportati i valori di resistenza del terreno (R_d) da confrontare con le sollecitazioni (E_d) di progetto:

APPROCCIO	2
COMBINAZIONE	A1+M1+R3
Q_{SLU}	135 kN/m ²

Pur ribadendo il carattere indicativo dei valori sopra riportati, il calcolo della capacità portante ha permesso di confermare l'idoneità dei terreni di fondazione a supportare una tipologia costruttiva corredata da fondazioni dirette, anche nelle condizioni più penalizzanti. Ciò detto sarà comunque necessario:

- verificare i calcoli alla luce delle effettive sollecitazioni indotte e delle reali geometrie fondazionali;
- verificare, all'apertura degli scavi, la corrispondenza con il modello geologico ricostruito, con particolare riferimento a tipologia, spessore, omogeneità e compattazione del materiale che andrà a costituire sedime di fondazione;
- qualora il piano di posa dovesse ricadere su sedime disomogeneo per natura e caratteristiche, valutare la necessità di approfondire le fondazioni in modo da raggiungere un sedime uniforme e di migliori proprietà geotecniche ovvero, se necessario, effettuare una bonifica per sostituzione con idoneo spessore di magrone in modo da assicurare una portanza idonea, una migliore ripartizione dei carichi ed evitare al contempo l'insorgere di cedimenti differenziali.

Per quanto riguarda infine la realizzazione dei due vaschini (separatore liquido e prelievo liquami), non si ritiene vi siano problemi di portanza in quanto la stima del carico ipotizzabile indotto da tali strutture (65 ÷ 70 kN/m²) risulta di fatto pressoché analoga ai carichi litostatici attuali.



6.3 stima dei cedimenti e coefficiente di Winkler

Dal momento che il modello litostratigrafico locale prevede la presenza nel primo sottosuolo di depositi di natura prevalentemente fine (argille, limi argillosi e argille limose) soggetti a possibili deformazioni allorché sottoposti a carico, si è ritenuto opportuno valutare la compatibilità dei carichi con i cedimenti del piano di fondazione. I cedimenti sono stati stimati con il metodo di Terzaghi, considerando il modulo di deformazione ricavato dalle prove penetrometriche effettuate, e di Boussinesq per la stima delle tensioni indotte dalla fondazione che semplifica il terreno come un mezzo omogeneo, elastico ed isotropo. Il cedimento totale è dato da:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \Delta z_i \frac{\Delta \sigma_i}{E d_i}$$

Δz_i = spessore dello strato i-esimo in cui è diviso lo strato compressibile;

$\Delta \sigma_i$ = pressione indotta dalla fondazione alla profondità z_i ;

$E d_i$ = modulo in condizioni edometriche relativo allo strato i-esimo.

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito in quella porzione di sottosuolo che rientra nel “volume significativo”, dove l'incremento di tensione verticale ΔP_v , provocato dal carico in fondazione, è superiore al 10% della tensione litostatica efficace (Lancellotta). In virtù della disponibilità di dati acquisiti indirettamente senza specifiche analisi di laboratorio e delle assunzioni imposte dal metodo di calcolo, i risultati ottenuti sono indicativi e qualitativi del potenziale assestamento.

Il modello geotecnico adottato nel calcolo fa riferimento a ciascuna delle 3 prove CPTU realizzate; ogni prova è stata infatti assunta come verticale di calcolo considerando i valori ottenuti in termini di modulo edometrico ad intervalli di 0,02 m fino alla profondità in cui si sviluppa il “volume significativo”. Attraverso il calcolo del cedimento lungo le tre verticali di prova è stato anche possibile avere un'idea della possibile entità del cedimento differenziale in considerazione dell'estensione dell'impronta di carico.

In sintesi quindi, i calcoli sono stati eseguiti considerando:

- i tre modelli geotecnici locali rappresentati dalle verticali di prova delle CPTU;
- la geometria fondazionale già adottata nella stima della capacità portante;
- il piano d'imposta a -1,40 m dal piano campagna considerando lo spessore di terreno sovrastante come attuale sovraccarico (25 kPa ca.) e quindi ragionando per parziale compensazione dei carichi;
- i livelli granulari in condizioni di saturazione;
- un carico applicato sull'impronta di fondazione al netto del sovraccarico fornito dal terreno pari a 35 kPa e quindi un carico di progetto complessivo trasmesso dal manufatto di 60 kPa.

Premesso quanto sopra, nella tabella seguente sono stati riportati i risultati ottenuti in termini di cedimenti lungo le tre verticali di calcolo.

PROVA DI RIFERIMENTO	CPTU1	CPTU2	CPTU3
PRESSIONE DI CONTATTO NETTA (C_0/A')	35 kN/m ²	35 kN/m ²	35 kN/m ²
CEDIMENTO TOTALE “ Δh ”	2,9 cm	3,7 cm	4,3 cm



- I risultati forniscono cedimenti complessivamente compresi tra circa 3,0 e 4,5 cm con differenziale massimo fra due prove contigue, distanti fra loro circa 45 m, nell'ordine del 28% del valore minimo di cedimento (0,8 cm in termini assoluti).
- Per una corretta lettura dei risultati va ancora una volta sottolineato come i cedimenti ottenuti rappresentino la deformazione del sottosuolo sotto un sovraccarico complessivo di 60 kPa che in parte risulta compensato dal peso del volume di terreno presente al di sopra del piano di fondazione che verrà scavato in fase di realizzazione del manufatto. Sarà comunque necessario effettuare una valutazione più precisa considerando la reale geometria di fondazione e l'effettivo sovraccarico in condizioni di stato limite di esercizio.
- Al fine di contenere al minimo i possibili cedimenti differenziali e favorire la migliore ripartizione dei carichi si suggerisce di uniformare il piano di posa regolarizzandolo con una stesa di magrone di idoneo spessore e caratteristiche.
- Per quanto riguarda infine i vaschini interrati, per il prelievo dei liquami e di accumulo del chiarificato (cfr. Cap. 3), si ritiene che i carichi trasmessi al suolo daranno luogo a cedimenti contenuti come entità e sviluppo temporale, considerando anche come i carichi ipotizzabili indotti non eccederanno i carichi litostatici attuali.

Per quanto concerne infine la stima del modulo di sottofondo "k" (o di Winkler), parametro indicativo dell'interazione tra fondazione e terreno, l'applicazione di una serie di formule empiriche ha restituito nel caso specifico valori piuttosto discordanti seppur, va detto, uniformemente molto bassi. Ciò premesso, alla luce di quanto indicato in bibliografia ed elaborato in fase di studio, si ritiene rappresentativo poter indicare per il modulo di sottofondo "k" un valore di circa $1,00 \text{ kg/cm}^3$. Ricordando che tale coefficiente non rappresenta una proprietà del terreno ma dipende anche dalla forma e dalle dimensioni della fondazione, sarà opportuno verificare il valore di "k" alla luce delle specifiche di progetto.

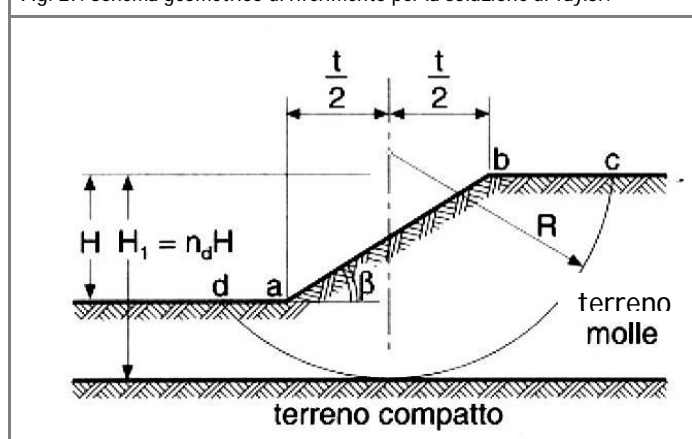
6.4 fronti di scavo

Per il raggiungimento di "quota fondazione" sarà necessaria l'esecuzione di scavi con altezze massime sulla verticale stimate pari a 3,8 m ca. rispetto a "quota $\pm 0,00$ " di progetto. Nell'ipotesi che i fronti possano essere soggetti a potenziali fenomeni di instabilità, sono state quindi verificate le condizioni di stabilità nella fase transitoria di scavo al fine di garantire adeguate condizioni di sicurezza in fase esecutiva.

Dal momento che il primo sottosuolo dell'area è caratterizzato da terreni a comportamento prevalentemente coesivo, è stata eseguita una verifica di stabilità a breve termine con il metodo del cerchio di scivolamento di Taylor (v. Fig. 27 alla pagina seguente), ipotizzando in via cautelativa l'intero fronte come costituito omogeneamente dai depositi ascrivibili all'unità "LA-AL" (limo argilloso-argilla limosa) dotata di caratteristiche geotecniche più scadenti, con altezza del fronte di scavo $h_{\max} = 3,80 \text{ m}$.



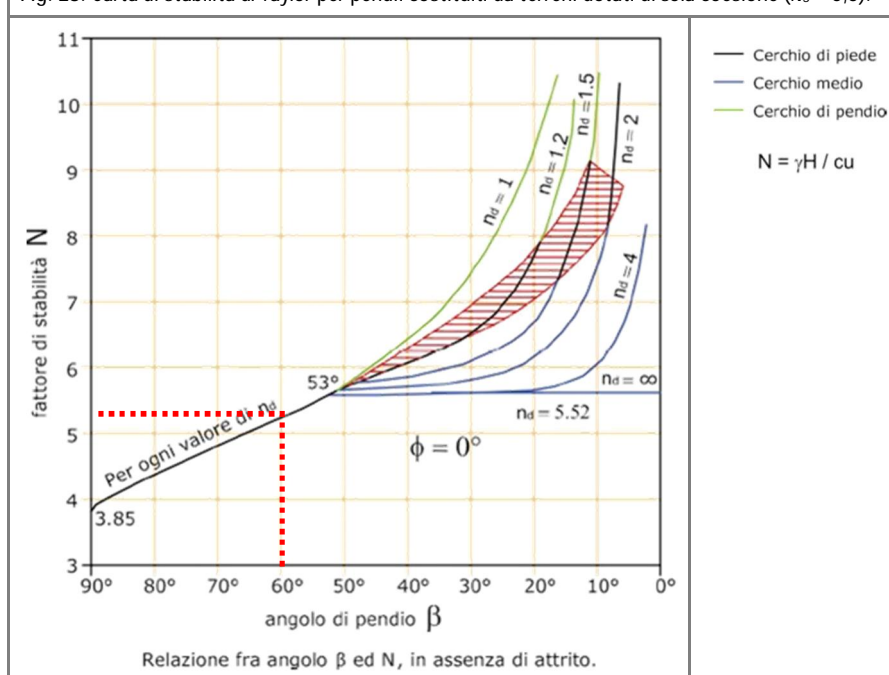
Fig. 27. Schema geometrico di riferimento per la soluzione di Taylor.



Tale metodo considera un terreno argilloso saturo omogeneo in assenza di drenaggio, avente resistenza al taglio praticamente costante con la profondità e poggiante ad una certa profondità sotto il piede del pendio su uno strato di terreno compatto. Conoscendo la coesione non drenata C_u ed il peso di volume γ , l'altezza critica H_c (cioè per $F_s = 1$) di un pendio di angolo β con l'orizzontale, può essere espressa dalla seguente relazione:

$$H_c = N_s \cdot \frac{C_u}{\gamma}$$

nella quale il fattore di stabilità N_s dipende da β e dal fattore di profondità $n_d = H_1/H$ che indica la profondità alla quale l'argilla molle poggia sul terreno compatto. Nel diagramma riportato nella figura seguente è riportato N_s in funzione di β e di vari n_d .

Fig. 28. Carta di stabilità di Taylor per pendii costituiti da terreni dotati di sola coesione ($N_s = 5,3$).



In condizioni di equilibrio stabile, il coefficiente di sicurezza F_s vale:

$$F_s = \frac{H_c}{H} = N_s \cdot \frac{c_u}{\gamma \cdot H}$$

Per quanto riguarda i calcoli relativi alla stabilità del fronte di scavo oggetto di studio si ritiene appropriato adottare la seguente parametrizzazione geotecnica in cui i valori caratteristici dei parametri sono stati scelti in maniera cautelativa come i minimi degli intervalli definiti in precedenza (cfr. Par. 2.3).

PESO DI VOLUME DEL TERRENO	$\gamma_{\text{sat}} = 17,5 \text{ kN/m}^3$
COESIONE NON DRENATA	$C_u = 40 \text{ kPa}$

Le verifiche, in accordo con il D.M. 17/01/2018, sono state effettuate utilizzando il METODO DEGLI STATI LIMITE. Per il caso di studio la verifica di sicurezza allo stato limite ultimo (SLU) viene effettuata secondo normativa applicando relativamente all'approccio 1 la combinazione 2: A2 + M2 + R2, che prevede la riduzione dei parametri del terreno secondo opportuni coefficienti parziali e la contemporanea maggiorazione dei soli carichi variabili mentre risulta pari a 1,1 il coefficiente di resistenza γ_R . Nella verifica sono stati quindi adottati i valori di progetto dei parametri geotecnici ovvero i valori ottenuti applicando alle grandezze esposte in tabella i relativi coefficienti parziali γ_M .

In fase di calcolo sono state inoltre assunte le seguenti ipotesi:

- un'inclinazione β della scarpata di scavo pari a 60° (da cui risulta, secondo l'abaco di Fig. 28 un fattore di stabilità $N_s = 5,3$);
- un'altezza del fronte di scavo di 3,80 m da "quota $\pm 0,00$ " di progetto;
- assenza di sollecitazione sismica in previsione che gli scavi non rimarranno aperti per più di due anni.

è stato verificato un valore del coefficiente di sicurezza pari a 2,3 e di conseguenza superiore al valore minimo fissato dalla normativa ($F_s \geq 1,1$).

Si ritiene quindi che gli scavi possano essere realizzati con adeguato margine di sicurezza modellando i fronti con pendenza di 60° per altezze massime fino a 3,80 m.

→ Qualora in corso d'esecuzione si verificasse il venir meno delle necessarie condizioni di sicurezza (presenza di materiali di qualità scadente, presenza di porzioni di sottosuolo con forte disomogeneità granulometrica, difformità con il modello litostratigrafico ipotizzato in fase di calcolo, fenomeni d'instabilità incipienti, venute d'acqua localizzate) o si prevedessero altezze di scavo superiori, si renderà necessario utilizzare pendenze del fronte inferiori, procedere per porzioni di scavo successive o prevedere eventualmente la realizzazione di strutture di sostegno provvisorie per assicurare adeguate garanzie in termini di sicurezza.

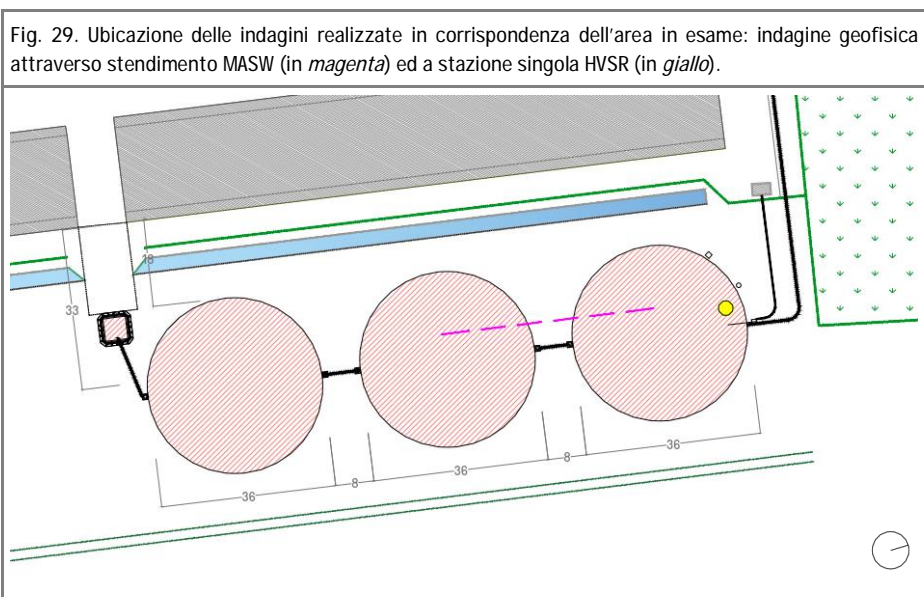


- Qualunque sia la soluzione operativa scelta, è comunque sempre buona regola evitare accumuli di materiale in prossimità dei cigli di scavo, per non produrre sovraccarichi, a scapito della stabilità e della sicurezza in fase di cantiere. A titolo prudenziale si suggerisce inoltre un'accorta gestione delle acque meteoriche e la copertura dei fronti con teli impermeabili per evitare l'erosione della scarpata in caso di eventi piovosi persistenti. La stabilità dei fronti di scavo andrà infine verificata periodicamente per tutta la durata del cantiere.

7 MODELLAZIONE SISMICA

7.1 campagna indagini e modello sismico

Come precedentemente anticipato, la campagna indagini condotta ha visto l'esecuzione di uno stendimento sismico di tipo MASW, sviluppato in un *array* lineare con n. 23 geofoni posti ad una distanza reciproca costante di 2 m, e di un'indagine sismica passiva a stazione singola di tipo HVSr con acquisizione mediante tromometro digitale. Dette acquisizioni hanno consentito di ricostruire l'assetto sismostratigrafico locale, individuare un valore di frequenza di risonanza di sito e definire la Categoria di Sottosuolo di fondazione.



Pur rimandando per maggior dettaglio all'All. 5 in calce al presente elaborato, si riporta di seguito il modello sismostratigrafico ricostruito mediante elaborazione dei dati acquisiti con stendimento MASW:

SISMOSTRATI	PROFONDITÀ (m)	SPESSORE (m)	Vs (m/s)
I sismostrato	0,0 ÷ 0,4	0,4	110
II sismostrato	0,4 ÷ 1,8	1,4	141
III sismostrato	1,8 ÷ 6,6	4,8	183
IV sismostrato	6,6 ÷ 11,8	5,2	202
V sismostrato	11,8 ÷ 14,0	2,2	219
VI sismostrato	14,0 ÷ 18,5	4,5	231
VII sismostrato	18,5 ÷ 30,0	11,5	231

Va inoltre detto come alla luce di quanto indicato dallo Studio di Microzonazione Sismica comunale, il sito di studio ricada in un ambito ove il substrato a comportamento rigido ($V_s > 800 \text{ m/s}$) viene riscontrato a profondità di 100 ÷ 110 m dal piano campagna.

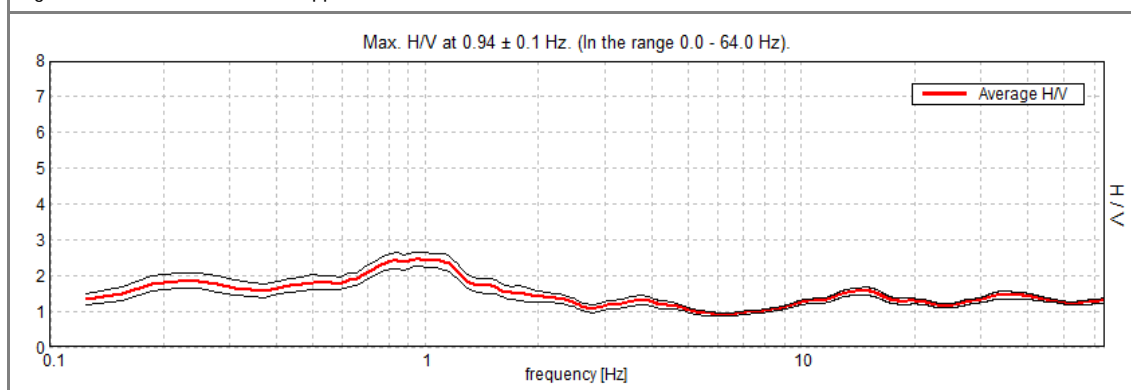


Dai risultati dell'indagine è stato quindi possibile ricavare la velocità equivalente delle onde di taglio ($V_{s,eq}$) da cui la Categoria di Sottosuolo ai sensi della normativa vigente (D.M. 17/01/2018). Nel caso di substrato sismico a profondità superiore a 30 m da p.c., il valore di $V_{s,eq}$ è definito dal parametro $V_{s,30}$, di cui si riportano nella tabella seguente i valori riferibili ai primi metri di sottosuolo:

PROFONDITÀ PIANO DI POSA DELLE FONDAZIONI	$V_{s,30}$	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO
0,0 m dal p.c.	$V_{s(0-30)} \approx 207$ m/s	C
1,5 m dal p.c.	$V_{s(3-33)} \approx 214$ m/s	C

I risultati ottenuti dall'indagine sismica passiva di tipo H.V.S.R. hanno infine permesso di stimare un massimo del rapporto H/V centrato in corrispondenza della frequenza $0,94 \pm 0,1$ Hz come rappresentativo ai fini della determinazione della frequenza fondamentale di sito, seppur non soddisfacente i criteri del protocollo SESAME per un picco chiaro ed isolato.

Fig. 30. Rapporto spettrale H/V misurato dall'indagine H.V.S.R. La curva spettrale *rossa* rappresenta l'andamento sismico medio registrato mentre le curve *nere* rappresentano l'intervallo di confidenza.



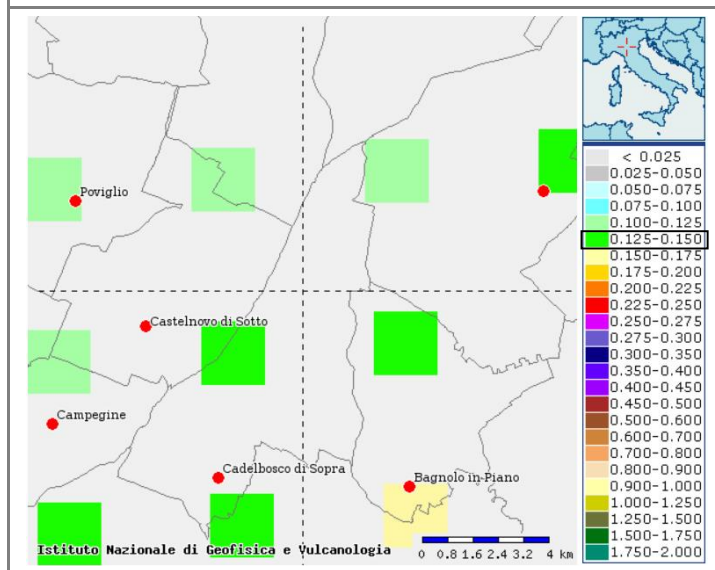
7.2 caratterizzazione sismica

In riferimento alla classificazione sismica del territorio nazionale definita dall'O.P.C.M. 3274/03 il Comune di Caldelbosco di Sopra è inserito in zona 3.

Il successivo aggiornamento introdotto dall'O.P.C.M. 3519/06 "*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*", partendo dalla zonizzazione sismogenetica nazionale ZS9 (cfr. Par. 5.3) redatta su previsione dell'O.P.C.M. 3274/03, fornisce una Carta di Pericolosità Sismica su base nazionale, ove vengono riportati i valori di accelerazione orizzontale massima al suolo a_g con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi di Categoria A subpineggianti. Come visibile nell'estratto riportato in Fig. 31 alla pagina seguente, il sito in esame presenta valori di a_g , compresi tra 0,125 e 0,150 g.

La recente normativa definisce la *pericolosità sismica di base* del sito di costruzione in termini di accelerazione massima orizzontale attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido ($V_s > 800$ m/s) 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 superamento (P_{VR}), in funzione del periodo di riferimento V_R .

Fig. 31. Inquadramento su mappa di pericolosità sismica (OPCM n.3519 del 2006).
(fonte: <http://essel-gis.mi.ingv.it/> - Mappe interattive di pericolosità sismica)



Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 (e confermato dal D.M. 17/01/2018) la stima di tale parametro viene definita mediante un approccio "*sito dipendente*" e non più tramite un criterio "*zona dipendente*". Infatti, secondo quanto riportato nell'allegato A del D.M. del 14/01/2008, definite le coordinate del sito interessato dal progetto, questo sarà sempre compreso tra quattro punti della griglia di accelerazioni ("*reticolo di riferimento*") tramite media pesata, utilizzando la formula riportata alla pagina seguente.

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

p valore del parametro di interesse nel punto in esame;
 p_i valore del parametro di interesse nell' i esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;
 d_i distanza del punto in esame dall' i esimo punto della maglia suddetta.

Si otterranno così i seguenti parametri spettrali:

a_g accelerazione orizzontale massima;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

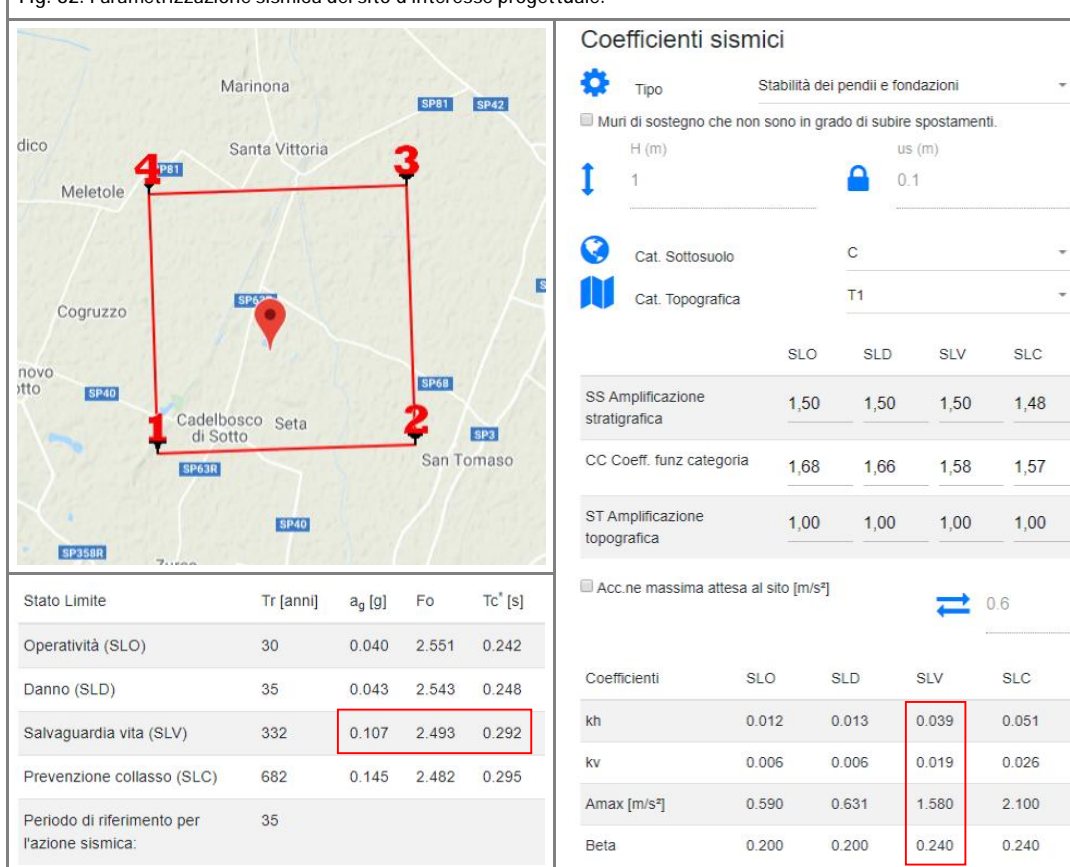
T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Considerato l'effetto topografico sulla risposta sismica locale, alla luce della morfologia del territorio entro cui si colloca l'area di studio il coefficiente di amplificazione topografica si ritiene pari a $S_T = 1,00$ (categoria "T1": superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, la normativa definisce varie categorie di "sottosuolo di fondazione" secondo cui il sottosuolo locale viene classificato sulla base delle specifiche caratteristiche geotecniche. Queste categorie, correlate alla specifica accelerazione orizzontale su suolo di categoria A (a_g) definiscono le azioni sismiche di progetto. Alla luce di quanto emerso a seguito dell'indagine sismica condotta *in situ*, è possibile inserire il sito di progetto nella categoria di sottosuolo di fondazione denominata "C" così definita: "*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.*", da cui un parametro $S_S = 1,50$.

Nel presente caso di studio i parametri spettrali caratteristici sono stati valutati considerando una classe d'uso I (*Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.*) ed una vita nominale $V_N \geq 50$ anni. In tali ipotesi il coefficiente d'uso $C_U = 0,7$ da cui deriva un periodo di riferimento $V_R = 35$ anni. In riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), [definito come condizione in cui "a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali"], considerando una probabilità di superamento P_{VR} del 10% nel periodo di riferimento V_R pari a 35 anni cui corrisponde un tempo di ritorno di 332 anni, sono stati calcolati i seguenti parametri:

Fig. 32. Parametrizzazione sismica del sito d'interesse progettuale.



In caso di evento sismico gli elementi morfologici e geologici che possono produrre un'amplificazione dell'onda sismica sono essenzialmente legati a:

- presenza di faglie o fratture maggiori collegate alle faglie principali;
- instabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica;
- marcate linee di cresta o bruschi cambiamenti di pendenza;
- contatti geologici che mettono a contatto terreni a differente impedenza acustica;
- presenza sui versanti di coltri detritiche o di accumuli franosi (sia attivi che quiescenti);
- vicinanza a scarpate di grande altezza soggette a fenomeni di crollo e/o rotolamento;
- presenza di falda freatica a bassa profondità con sottosuolo costituito da terreni granulari soggetti a liquefazione (sabbie fini o limi sabbiosi poco addensati).



In termini di rischio sismico si fa innanzitutto riferimento all'estratto dalla "Tav. P9a (182 SE) - Rischio sismico – carta degli effetti attesi" del P.T.C.P. da cui emerge come il sito d'interesse progettuale ricada in classe "G" per la quale gli effetti attesi sono legati ad amplificazione topografica e cedimenti.

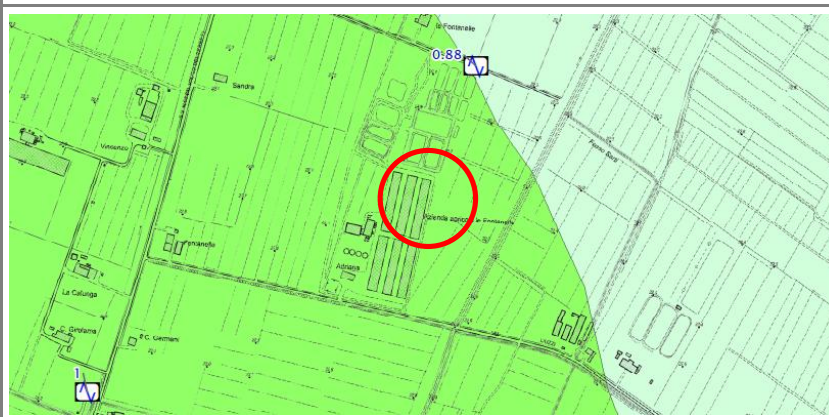
Fig. 33. Estratto dalla "Tav. P9a (182 SE) - Rischio sismico – carta degli effetti attesi" del P.T.C.P. della Provincia di Reggio – Emilia. In rosso è indicato il sito d'interesse progettuale.



EFFETTI ATTESI					
CLASSI		AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	INSTABILITA' DI VERSANTE	CEDIMENTI
	A	X		X	
	B	X	X	X	
	C	X			
	D	X	X		
	E		X		
	F	X			X
	G	X			X (potenziale)
	H				

Dall'analisi della cartografia relativa allo Studio di Microzonazione Sismica del Comune di Cadelbosco di Sopra (v. estratto in Fig. 34), il sito d'intervento ricade nell'ambito "Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali - 2002 - zona 2".

Fig. 34. Estratto dalla "Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica" dello Studio di Microzonazione Sismica del Comune di Cadelbosco di Sopra. In rosso è indicato il sito d'interesse progettuale.



2001 zona 1

2002 zona 2



Punto di misura di rumore ambientale con indicazione del valore di F0 (Hz)



La zona 2 è in particolare così descritta: *“Argille limose, moderatamente consistenti (CL-24), con intercalati subordinati sottili corpi lentiformi sabbiosi - sabbioso limosi moderatamente addensati (SP/SM-12) con spessori inferiori a 1 m sino a -10 m pc e strati limoso argillosi moderatamente consistenti (ML-24) sino a -13 m pc; alle profondità sottostanti, tra -20/-23 ÷ -28 e -30/-34 m pc corpi sabbiosi-sabbioso ghiaiosi addensati (SW-11) ad assetto da continuo a lentiforme, con spessori di 2 ÷ 4/5 m. Effetti attesi: amplificazione per caratteristiche litostratigrafiche: Approfondimenti di II° livello.”*

→ Con riferimento a quanto fin qui esposto si ritiene che il sito di progetto risulti potenzialmente soggetto a fenomeni di amplificazione sismica di tipo stratigrafico vista la presenza nel primo sottosuolo di terreni diversi da suoli di categoria “A”, di cui si dovrà tener conto nel corso della progettazione antisismica.

7.3 stabilità nei confronti della liquefazione

L'analisi della suscettibilità alla liquefazione di un dato sito dipende schematicamente dalle caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata), dalle proprietà litologiche e geotecniche dei terreni e dalla profondità della falda. La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali fattori: i) le condizioni del terreno (fattore predisponente) e ii) la sismicità (fattore scatenante).

Facendo riferimento a quanto indicato nel D.M. 17/01/2018 il sito di intervento deve risultare stabile nei confronti della liquefazione. La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{C1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (S.P.T. - *Standard Penetration Test*) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{C1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (C.P.T. - *Cone Penetration Test*) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel Par. 7.11.3.4 del D.M. 17/01/2018 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e $U_c > 3,5$.

→ Alla luce dell'assetto geologico ricostruito, che vede la presenza di un primo sottosuolo caratterizzato da depositi a granulometria fine prevalentemente argillosa dotati di spessore considerevole, nonché delle indicazioni fornite dallo Studio di Microzonazione Sismica comunale, si ritiene di poter escludere l'eventualità che in caso di sisma i terreni che caratterizzano il sito d'intervento possano essere soggetti a fenomeni di liquefazione.

A tal proposito va inoltre aggiunto come nel caso in esame il sottosuolo sia caratterizzato dalla presenza di sedimenti fini non liquefacibili di potenza plurimetrica, come riscontrato in fase d'indagine.



8 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

- In corrispondenza della porzione di territorio in cui ricade il sito di studio non si segnalano evidenze geologiche e morfologiche che indichino situazioni di particolare o significativa criticità (potenziali o in atto). Il progetto non comporta significative modifiche alla morfologia che possano incidere sulla stabilità locale e globale dei luoghi.
- Al di sotto di un orizzonte superficiale di terreno vegetale di esiguo spessore il modello geologico locale risulta costituito da: i) argille / limi argillosi - argille limose (unità LA-AL 1 / A / LA-AL) con continuità laterale e sino ad una profondità minima di 11,8 m da p.c.; orizzonte stratigrafico caratterizzato da un livello superficiale sovraconsolidato, dotato nel complesso di media consistenza ed interrotto, tra le quote di 5,9 ÷ 7,7 m da p.c., da un livello di natura sabbioso – limosa e morfologia lentiforme; ii) sabbie limose – limi sabbiosi (unità SL-Ls) continue lateralmente ed intercettate a partire dalla profondità minima di 11,8 m ca. da p.c.; iii) argille-limose (unità LA-AL) dotate di continuità laterale e presenti sino alla massima profondità indagata (20,0 m da p.c.).
- Alla luce dei modelli geologico ed idrogeologico locali ricostruiti, si ritiene che la falda acquifera *strictu sensu* si attesti ad una profondità tale da non interferire in alcun modo con i sistemi portanti delle vasche di stoccaggio previste da progetto. I livelli piezometrici misurati al termine delle prove penetrometriche condotte sono riconducibili ad acquiferi di natura sabbiosa, dotati di artesianità ed intercettati a partire dalla profondità minima di 11,8 m da p.c. Locali intercalazioni di natura prevalentemente limosa presenti nel primissimo sottosuolo possono infine essere sede di locali acquiferi sospesi dotati di scarsa continuità laterale, ad alimentazione meteorica (o per pratiche irrigue) e di portata variabile comunque limitata. A tal proposito, in previsione della realizzazione di opere interrato sarà comunque necessario prevedere rimedi mitigativi rispetto fenomeni di umidità e/o di risalita capillare (utilizzo di cemento additivato, guaine, prodotti impermeabilizzanti, ecc).
- Il sito d'intervento non s'inserisce entro vallecole o zone di concentrazione privilegiata delle acque meteoriche sebbene ricada, con specifico riferimento al reticolo secondario di pianura, in ambito a pericolosità idraulica media. Pur in assenza di riscontri diretti, è ragionevole ritenere che in concomitanza con eventi meteorici di significativa durata, la composizione prevalentemente fine dei terreni costituenti il sottosuolo in corrispondenza del sito di studio possa ostacolare le dinamiche d'infiltrazione facilitando in tal modo la formazione di locali e transitorie situazioni caratterizzate da difficoltà di drenaggio superficiale o soggette a ristagno idrico.
- Sulla base del rilievo effettuato e delle informazioni raccolte si ritiene che l'area di studio non presenti potenziali criticità sito specifiche di carattere geologico, strutturale e sismotettonico. È bene tuttavia precisare come il sito di progetto risulti potenzialmente soggetto a fenomeni di amplificazione sismica di tipo stratigrafico vista la presenza nel primo sottosuolo di terreni diversi da suoli di categoria "A", di cui si dovrà tener conto nel corso della progettazione antisismica.
- Sulla base dell'indagine sitospecifica condotta è possibile inserire il sito di progetto nella categoria di sottosuolo di fondazione "C": *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.* e considerare un valore di frequenza di $0,94 \pm 0,1$ Hz come rappresentativo ai fini della determinazione della frequenza fondamentale di sito, seppur non soddisfacente i criteri del protocollo SESAME per un picco chiaro ed isolato. – *continua* –



- segue -Ai fini della caratterizzazione sismica, sono stati calcolati i seguenti parametri con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): $a_g [g] = 0,107$, $F_0 = 2,493$ e $T_c [s] = 0,292$. Coefficiente topografico: $S_T = 1,00$; coefficiente stratigrafico: $S_T = 1,50$.
- Con riferimento all'assetto geologico - geotecnico ricostruito ed alle caratteristiche dell'intervento in progetto si ritiene che il sedime di fondazione sarà costituito da terreni di natura prevalentemente argillosa, a comportamento coesivo ed ascrivibili all'unità A (argilla debolmente limosa di colore marrone, dotata di consistenza variabile da morbida a soda, in generale aumento con la profondità). Una stima preliminare della portanza eseguita tramite il metodo di Brinch Hansen, considerando in particolare la realizzazione delle vasche di stoccaggio cilindriche, ha permesso di confermare l'idoneità di tali terreni a costituire sedime per fondazioni dirette del tipo "a platea", anche nell'ipotesi cautelativa di sedime in condizioni di saturazione. Per quanto riguarda infine la realizzazione dei due vaschini (separatore liquido e prelievo liquami), non si ritiene vi siano problemi di portanza in quanto la stima del carico ipotizzabile indotto da tali strutture ($65 \div 70 \text{ kN/m}^2$) risulta di fatto pressoché analoga ai carichi litostatici attuali.
- Pur rimanendo valide le considerazioni effettuate sulla base dei dati raccolti e delle informazioni bibliografiche acquisite, sarà comunque necessario verificare i calcoli alla luce delle effettive sollecitazioni indotte e delle reali geometrie di fondazione adottate nonché, all'apertura degli scavi, omogeneità litologica e grado di compattazione del terreno di fondazione.
- Qualora il piano di posa dovesse ricadere su sedime disomogeneo per natura e caratteristiche, sarà necessario approfondire le fondazioni in modo da raggiungere un sedime uniforme e di migliori proprietà geotecniche ovvero, se necessario, effettuare una bonifica per sostituzione con idoneo spessore di magrone in modo da assicurare una portanza idonea, una migliore ripartizione dei carichi ed evitare al contempo l'insorgere di cedimenti differenziali.
- I cedimenti stimati risultano complessivamente compresi tra 3,0 e 4,5 cm ca. con differenziale massimo fra due prove contigue, distanti fra loro circa 45 m, nell'ordine del 28% del valore minimo di cedimento (0,8 cm in termini assoluti). A tal proposito va sottolineato come i valori di cedimento ottenuti rappresentino la deformazione del sottosuolo sotto un sovraccarico complessivo di 60 kPa che in parte risulta compensato dal peso del volume di terreno presente al di sopra del piano di fondazione che verrà scavato in fase di realizzazione del manufatto. Per quanto riguarda infine i vaschini interrati, per il prelievo dei liquami e di accumulo del chiarificato, si ritiene che i carichi trasmessi al suolo daranno luogo a cedimenti contenuti come entità e sviluppo temporale, considerando anche come i carichi ipotizzabili indotti non eccederanno i carichi litostatici attuali. Sarà comunque necessario effettuare una valutazione più precisa considerando la reale geometria di fondazione e l'effettivo sovraccarico in condizioni di stato limite di esercizio. Al fine di contenere al minimo i possibili cedimenti differenziali e favorire la migliore ripartizione dei carichi si suggerisce infine di uniformare il piano di posa regolarizzandolo con una stesa di magrone di idoneo spessore e caratteristiche.
- La stima del modulo di sottofondo "k" (o di Winkler) effettuata mediante applicazione di una serie di formule empiriche ha restituito nel caso specifico valori piuttosto discordanti seppur, va detto, uniformemente molto bassi. Ciò premesso, alla luce di quanto indicato in bibliografia ed elaborato in fase di studio, si ritiene rappresentativo poter indicare per il modulo di sottofondo "k" un valore di circa $1,00 \text{ kg/cm}^3$. Ricordando che tale coefficiente non rappresenta una proprietà del terreno ma dipende anche dalla forma e dalle dimensioni della fondazione, sarà opportuno verificare tale valore alla luce delle specifiche di progetto. – continua –



– segue –

- Per il raggiungimento di “quota fondazione” sarà necessaria l'esecuzione di scavi con altezze massime sulla verticale stimate pari a 3,8 m ca. rispetto a “quota $\pm 0,00$ ” di progetto. Sulla base dei modelli geologico e geotecnico ricostruiti, al fine di evitare che in fase esecutiva si possano innescare fenomeni di instabilità sui fronti di scavo non opportunamente modellati si consiglia di procedere con pendenze non superiori a 60° per fronti fino a 3,8 m di altezza, verificando puntualmente la situazione di stabilità locale. Solo in fase esecutiva sarà eventualmente possibile valutare l'ipotesi di adottare geometrie di scavo meno prudentiali.
- Si suggerisce inoltre un'accorta gestione delle acque meteoriche e la copertura dei fronti con teli impermeabili per evitare l'erosione della scarpata in caso di eventi piovosi persistenti. Per non produrre sovraccarichi è infine sempre buona regola evitare accumuli di materiale in prossimità dei cigli di scavo.
- Alla luce dell'assetto geologico ricostruito, che vede la presenza di un primo sottosuolo caratterizzato da depositi a granulometria fine prevalentemente argillosa dotati di spessore considerevole, nonché delle indicazioni fornite dallo Studio di Microzonazione Sismica comunale, si ritiene di poter escludere l'eventualità che in caso di sisma i terreni che caratterizzano il sito d'intervento possano essere soggetti a fenomeni di liquefazione. A tal proposito va inoltre aggiunto come nel caso in esame il sottosuolo sia caratterizzato dalla presenza di sedimenti fini non liquefacibili di potenza plurimetrica, come riscontrato in fase d'indagine.
- Con specifico riferimento al P.S.C. del Comune di Cadelbosco di Sopra non si individuano vincoli o limitazioni di carattere geologico, idrogeologico e/o geotecnico tali da inibire la realizzazione dell'intervento in progetto.

Fatto salvo quanto considerato nelle pagine precedenti, a norma del D.M. 17/01/2018 non si ravvisano impedimenti o limitazioni di carattere geologico, idrogeologico e geotecnico alla fattibilità degli interventi in progetto.

Verona, 19 giugno 2020

Dott.ssa Geol. Ilaria Mercì



Dott. Geol. Alberto Cò





BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica (2005)
AUTORITÀ DI BACINO DEL FIUME PO Piano per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) e Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (P.G.R.A.)
BOWLES J. E. Fondazioni: progetto e analisi – Mc Graw – Hill (1991)
I.S.P.R.A. - ISTITUTO SUPERIORE PER LA PROTEZIONE E LA RICERCA AMBIENTALE Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 - Foglio n. 182 "Guastalla"
I.S.P.R.A. - ISTITUTO SUPERIORE PER LA PROTEZIONE E LA RICERCA AMBIENTALE Carta Geologica d'Italia in scala 1:250.000
CATTINI ET AL. Carta della vulnerabilità all'inquinamento dell'acquifero principale della pianura emiliana delle province di Parma, Reggio Emilia e Modena (1993)
CESTELLI GUIDI C. Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni 2 – Hoepli (1991)
COMUNE DI CADELBOSCO DI SOPRA Piano Strutturale Comunale, Regolamento Urbanistico Edilizio, Microzonazione Sismica
DISS WORKING GROUP Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.2.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. http://diss.rm.ingv.it/diss/ , Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; doi:10.6092/INGV.IT-DISS3.2.1 (2018)
GRUPPO DI LAVORO MPS Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici (2004)
GUIDOBONI E., FERRARI G., MARIOTTI D., COMASTRI A., TARABUSI G., SGATTONI G., VALENSISE G. CFTI5Med, Catalogo dei Forti Terremoti in Italia (461 a.C.-1997) e nell'area Mediterranea (760 a.C.-1500). Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). doi: https://doi.org/10.6092/ingv.it-cfti5 . (2018)
INGV-Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia Mappe interattive di pericolosità sismica - Progetto S1 Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi
ITHACA Working Group (2019). ITHACA (Italy HAZard from CApable faulting), A database of active capable faults of the Italian territory. Version December 2019.
LANCELOTTO R. Geotecnica – Zanichelli (1987)
MELETTI C., VALENSISE G. Zonazione sismogenetica ZS9 – App. 2 al Rapporto Conclusivo (2004)
PIERI M., GROPPI G. Subsurface geological structure of the Po Plain, Italy (1981)
PROVINCIA DI REGGIO EMILIA P.T.C.P. – Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale
ROVIDA A., LOCATI M., CAMASSI R., LOLLI B., GASPERINI P. (EDS) CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi: http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15 (2016)
TANZINI M. L'indagine geotecnica. Dario Flaccovio Editore (2002)



ALLEGATO 1

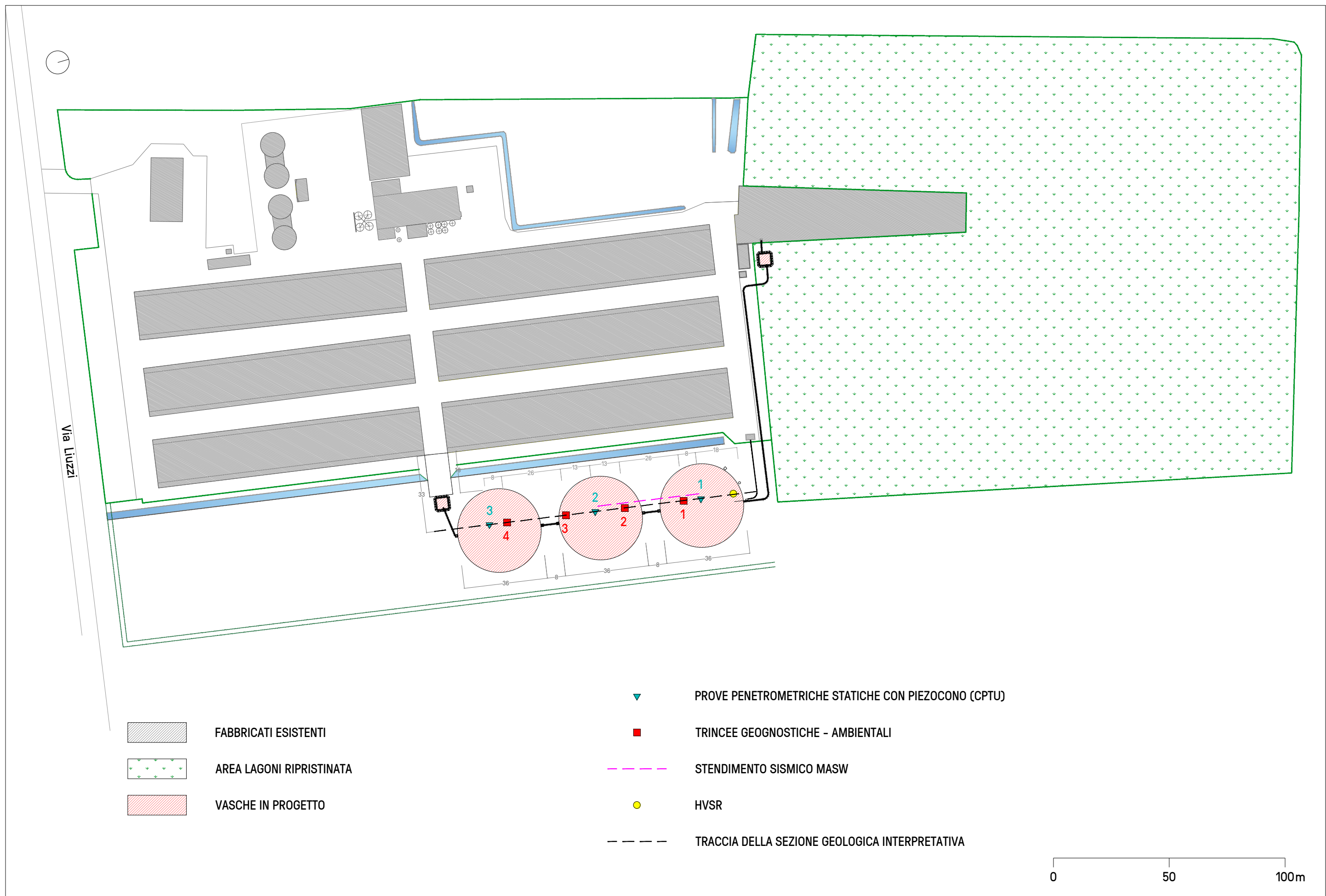
COROGRAFIA IN SCALA 1:5.000





ALLEGATO 2

PLANIMETRIA DI PROGETTO CON UBICAZIONE INDAGINI





ALLEGATO 3

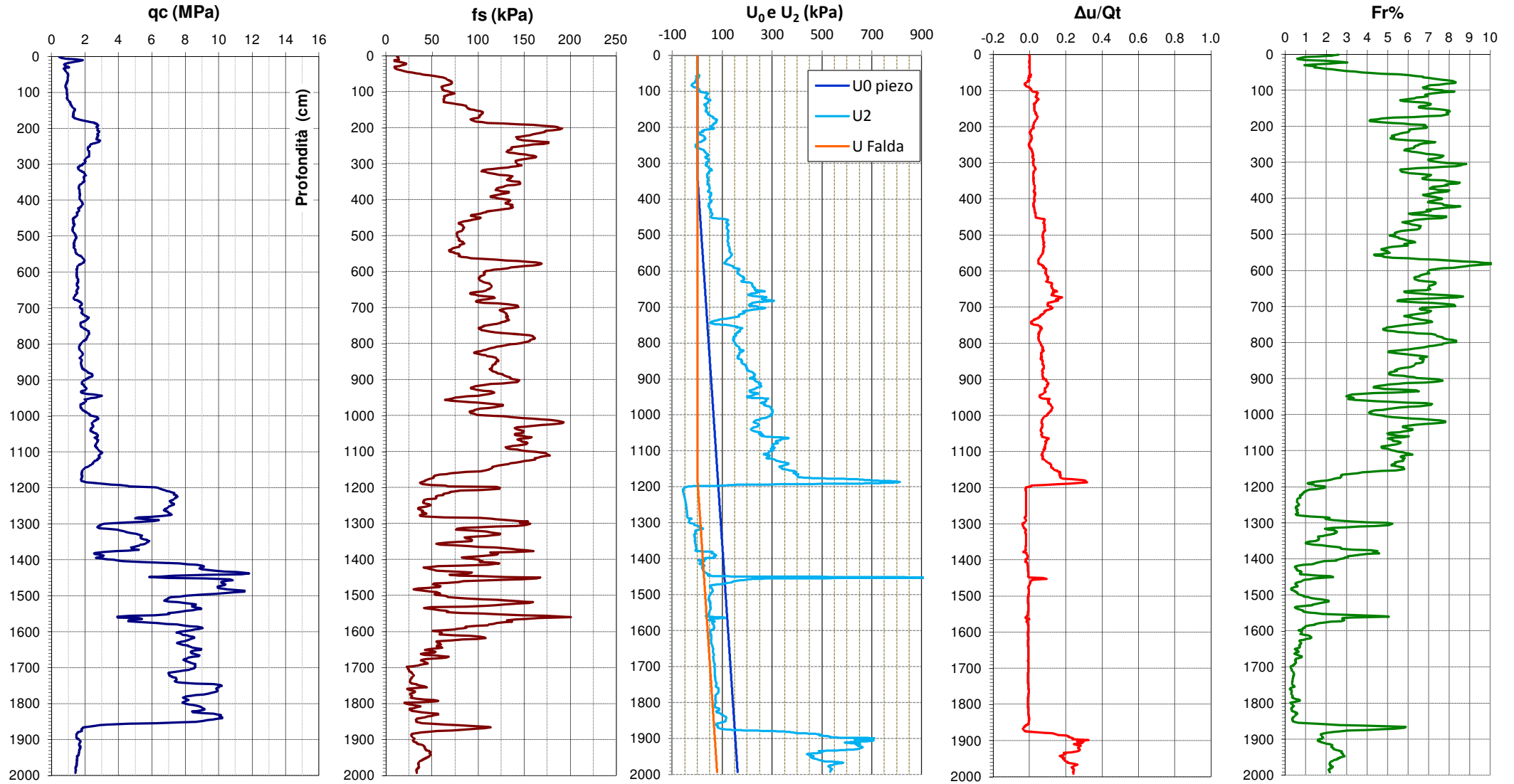
PROFILI PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PIEZOCONO (CPTU)

DIAGRAMMI DI RESISTENZA e CLASSIFICAZIONE

Comm.: Soc. Agr. BIOPIG ITALIA
Località : Cadelbosco di Sopra (RE)
Indirizzo : Via Liuzzi 9

Prova: CPTU 1
Latitudine: 0
Longitudine: 0

Livello di Falda : 11.80 metri da p.c.
Livello piezometrico: 3.40 metri da p.c.
Data di indagine : 15 aprile 2020



DIAGRAMMI DI CLASSIFICAZIONE LITOLOGICA

Comm.: Soc. Agr. BIOPIG ITALIA
Località : Cadelbosco di Sopra (RE)
Indirizzo : Via Liuzzi 9

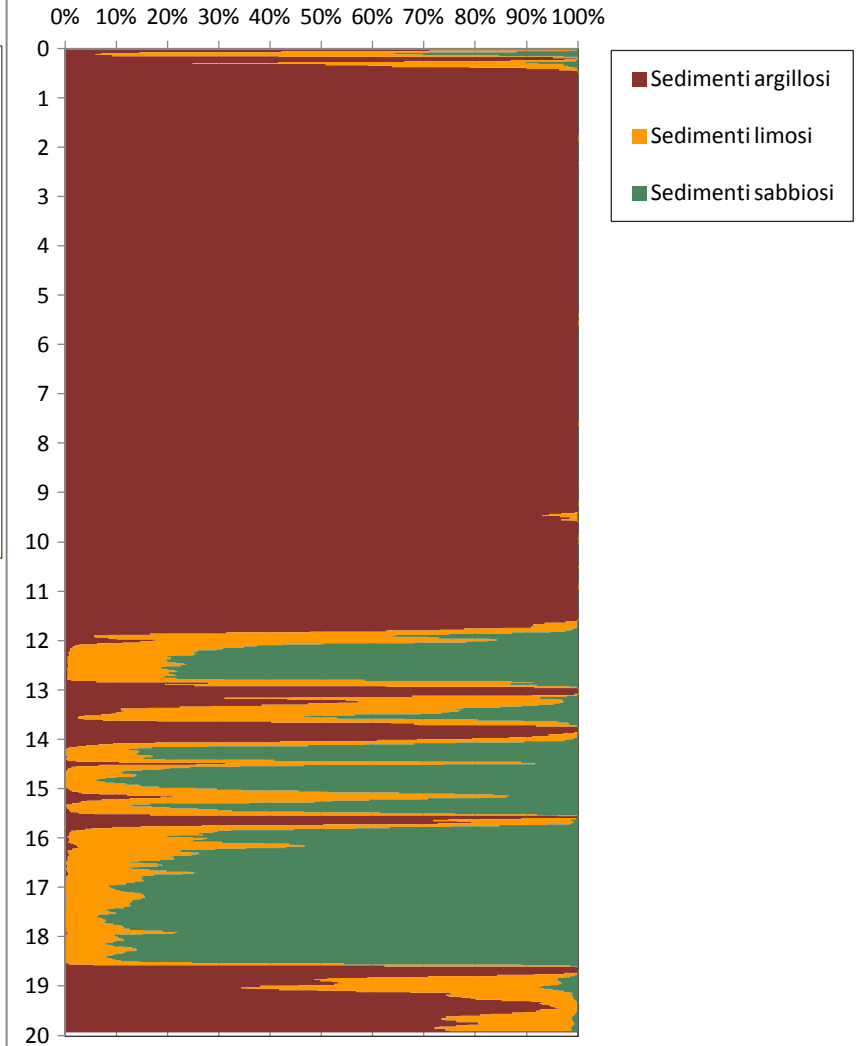
Prova: CPTU 1
Latitudine: 0
Longitudine: 0

Livello di Falda : 11.80 metri da p.c.
Livello piezometrico: 3.40 metri da p.c.
Data di indagine : 15 aprile 2020

Classificazione SBT - Soil Behaviour Type

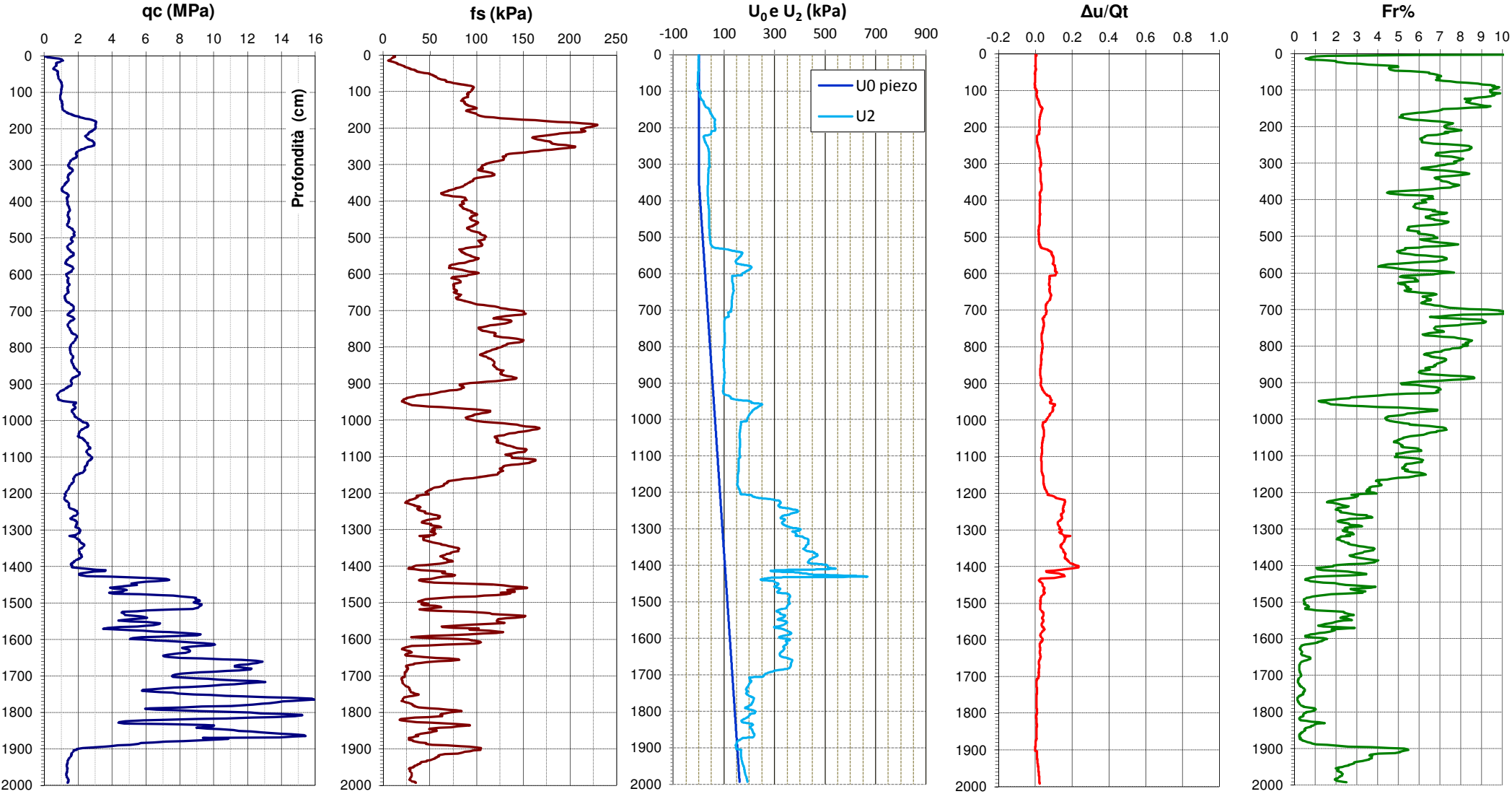


Fuzzy Classification Method



DIAGRAMMI DI RESISTENZA e CLASSIFICAZIONE

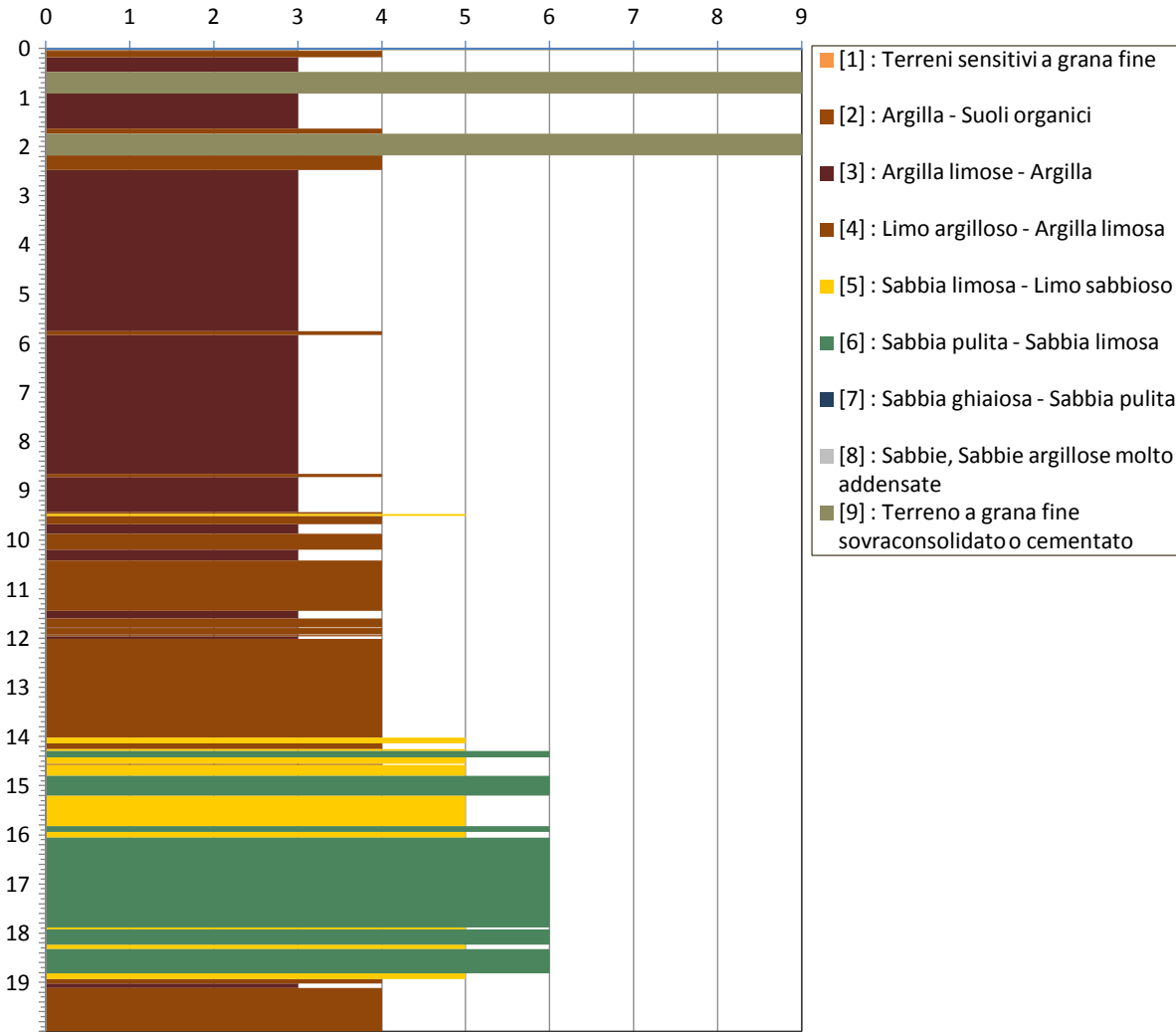
Comm.:	Soc. Agr. BIOPIG ITALIA	Prova:	CPTU 2	Livello di Falda :	-	metri da p.c.
Località :	Cadelbosco di Sopra (RE)	Latitudine:	0	Livello piezometrico:	3.50	metri da p.c.
Indirizzo :	Via Liuzzi 9	Longitudine:	0	Data di indagine :	16 aprile 2020	



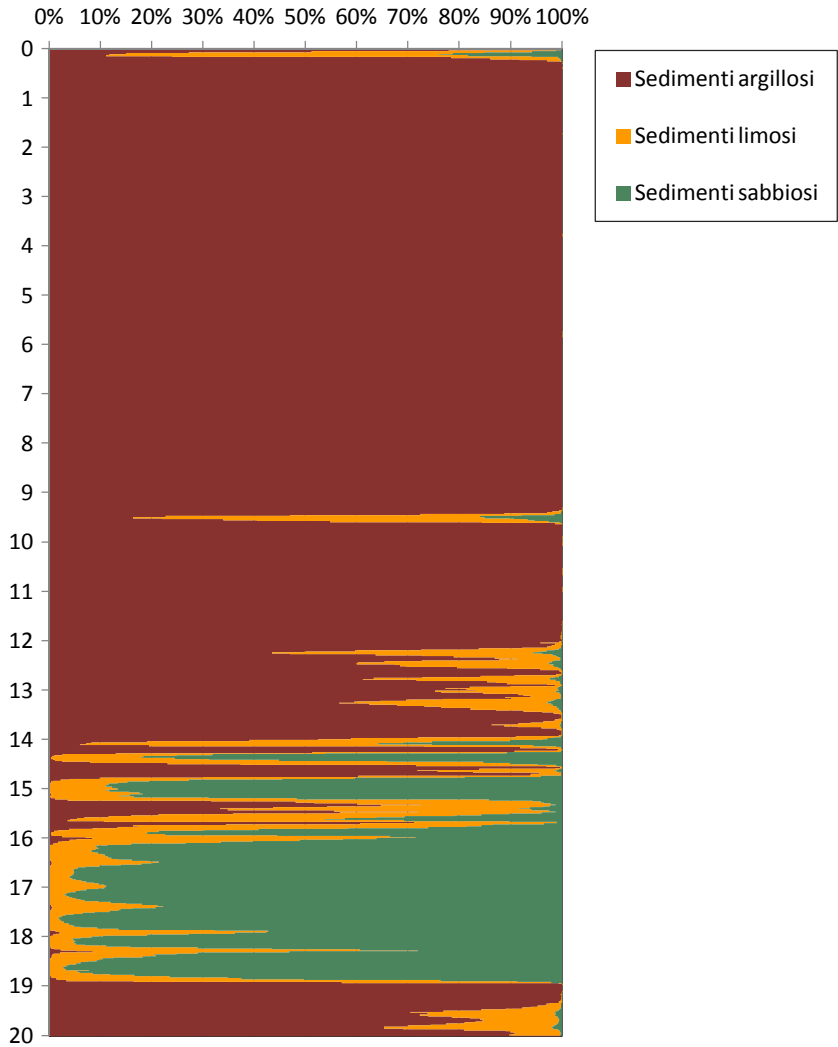
DIAGRAMMI DI CLASSIFICAZIONE LITOLOGICA

Comm.:	Soc. Agr. BIOPIG ITALIA	Prova:	CPTU 2	Livello di Falda :	-	metri da p.c.
Località :	Cadelbosco di Sopra (RE)	Latitudine:	0	Livello piezometrico:	3.50	metri da p.c.
Indirizzo :	Via Liuzzi 9	Longitudine:	0	Data di indagine :	16 aprile 2020	

Classificazione SBT - Soil Behaviour Type



Fuzzy Classification Method

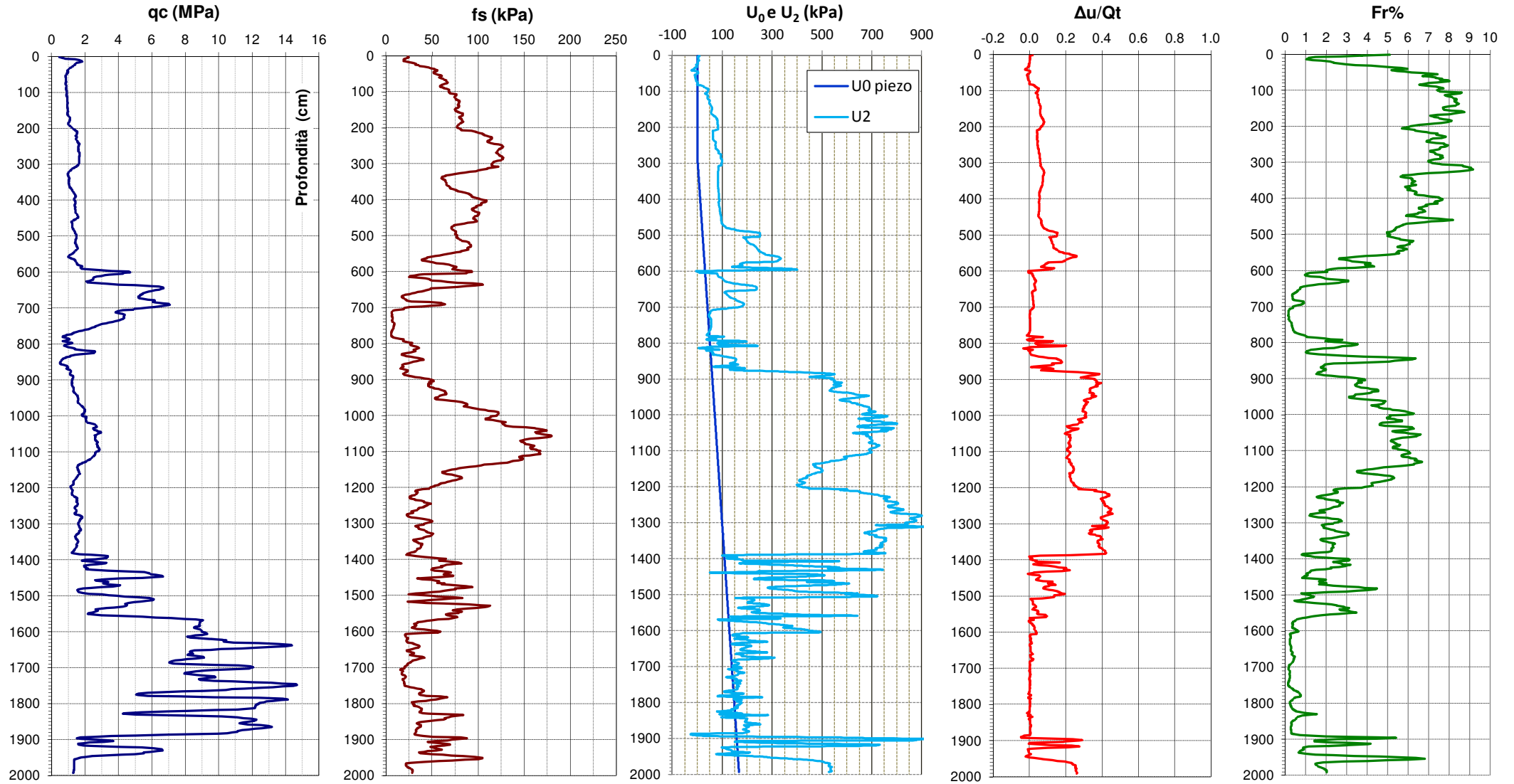


DIAGRAMMI DI RESISTENZA e CLASSIFICAZIONE

Comm.: Soc. Agr. BIOPIG ITALIA
Località: Cadelbosco di Sopra (RE)
Indirizzo: Via Liuzzi 9

Prova: CPTU 3
Latitudine: 0
Longitudine: 0

Livello di Falda: 9.80 metri da p.c.
Livello piezometrico: 2.90 metri da p.c.
Data di indagine: 16 aprile 2020



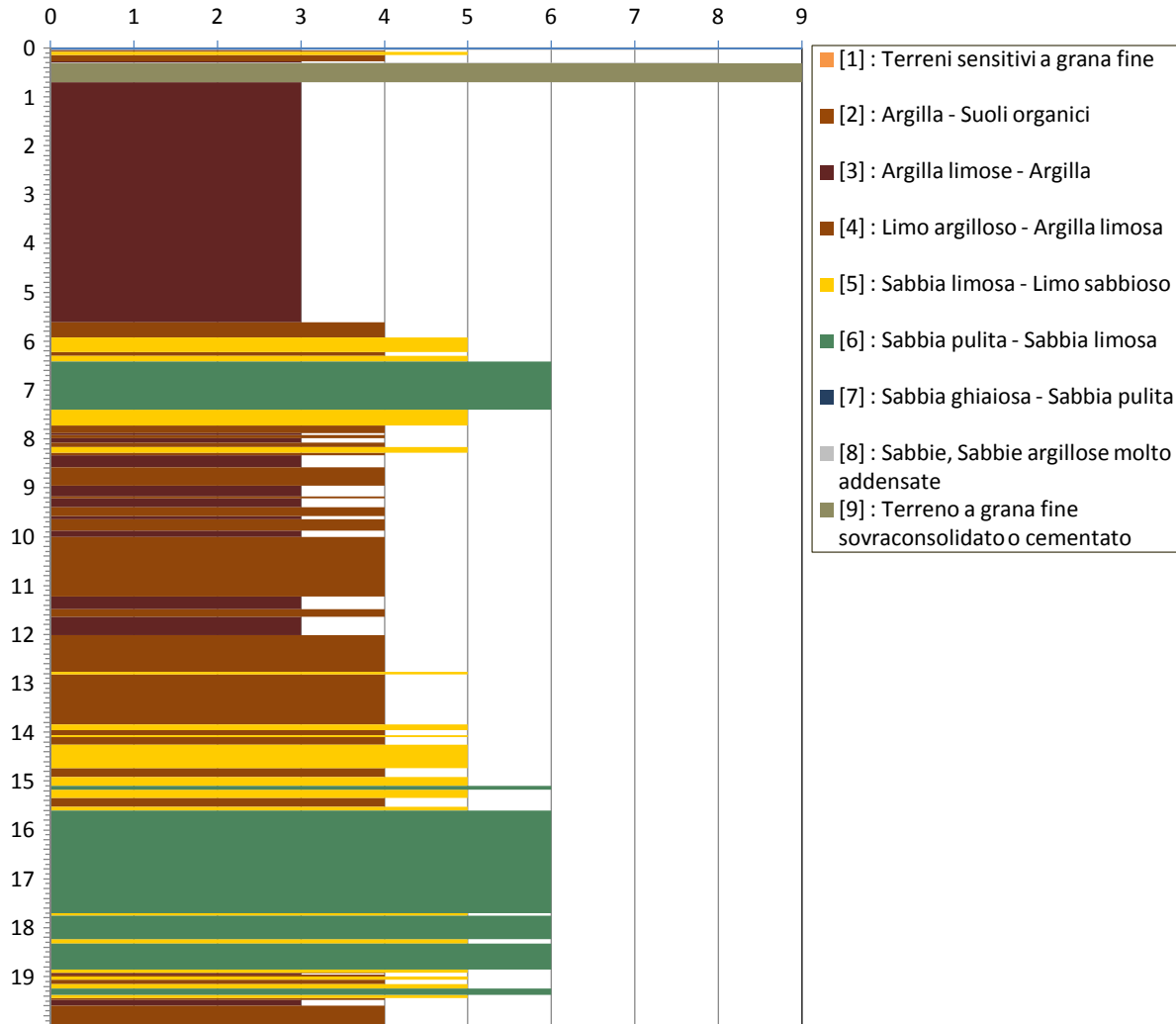
DIAGRAMMI DI CLASSIFICAZIONE LITOLOGICA

Comm.: Soc. Agr. BIOPIG ITALIA
Località : Cadelbosco di Sopra (RE)
Indirizzo : Via Liuzzi 9

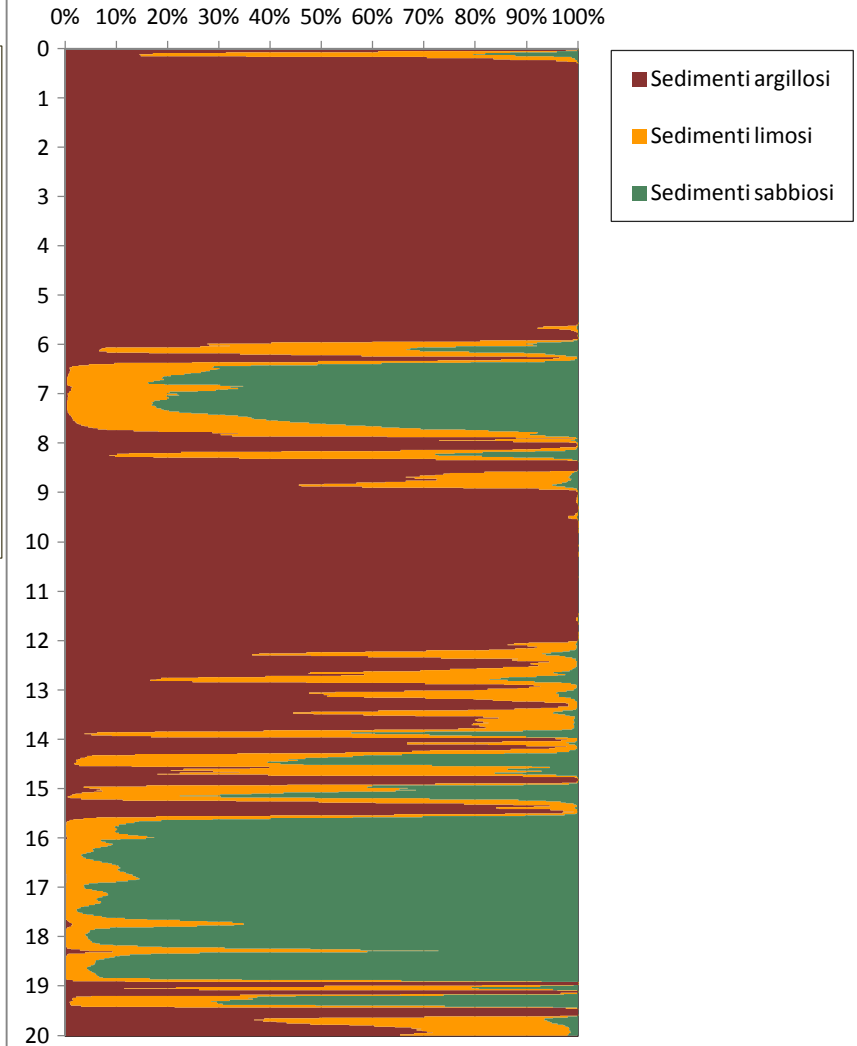
Prova: CPTU 3
Latitudine: 0
Longitudine: 0

Livello di Falda : 9.80 metri da p.c.
Livello piezometrico: 2.90 metri da p.c.
Data di indagine : 16 aprile 2020

Classificazione SBT - Soil Behaviour Type



Fuzzy Classification Method





Postazioni prove penetrometriche statiche CPTU

CPTU1



CPTU2



CPTU3





ALLEGATO 4

DOCUMENTAZIONE TRINCEE PER CAMPIONAMENTO AMBIENTALE

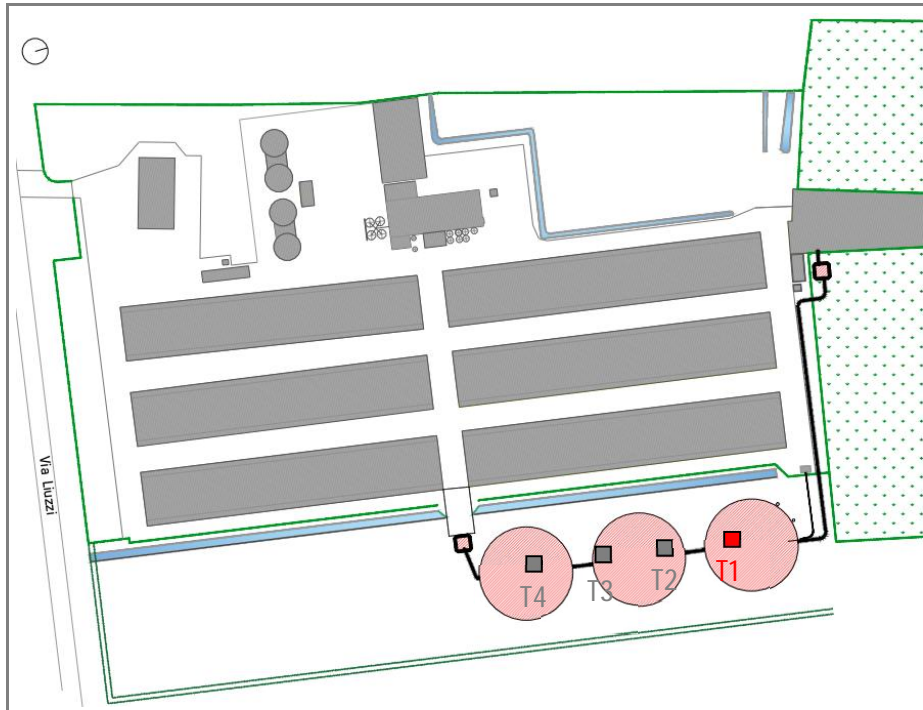


trincea T1

data 05 MAGGIO 2020

luogo VIA LIUZZI – CADELBOSCO DI SOPRA (RE)

profondità 1,7 m da p.c.



UBICAZIONE



POSTAZIONE



PROFONDITÀ (m da p.c.)	STRATIGRAFIA	UNITÀ
0,00 ÷ 0,60	LIMO ARGILLOSO DEBOLMENTE SABBIOSO di color marrone, con diffusa presenza di apparati radicali. Terreno rimaneggiato, umido e caratterizzato da scarsa consistenza.	LA-AL
0,60 ÷ 1,70	ARGILLA DEBOLMENTE LIMOSA di colore marrone. Deposito privo di inclusi, dotato di consistenza variabile da morbida a soda in generale aumento con la profondità.	A
<u>falda</u>	non sono state rilevate venute d'acque né dalle pareti né da fondo scavo.	
<u>note</u>	non si rilevano fenomeni di "scavernamento", i fronti si sono mantenuti stabili e verticali per tutta la durata dello scavo.	

PARETE DI SCAVO





PARETE DI SCAVO

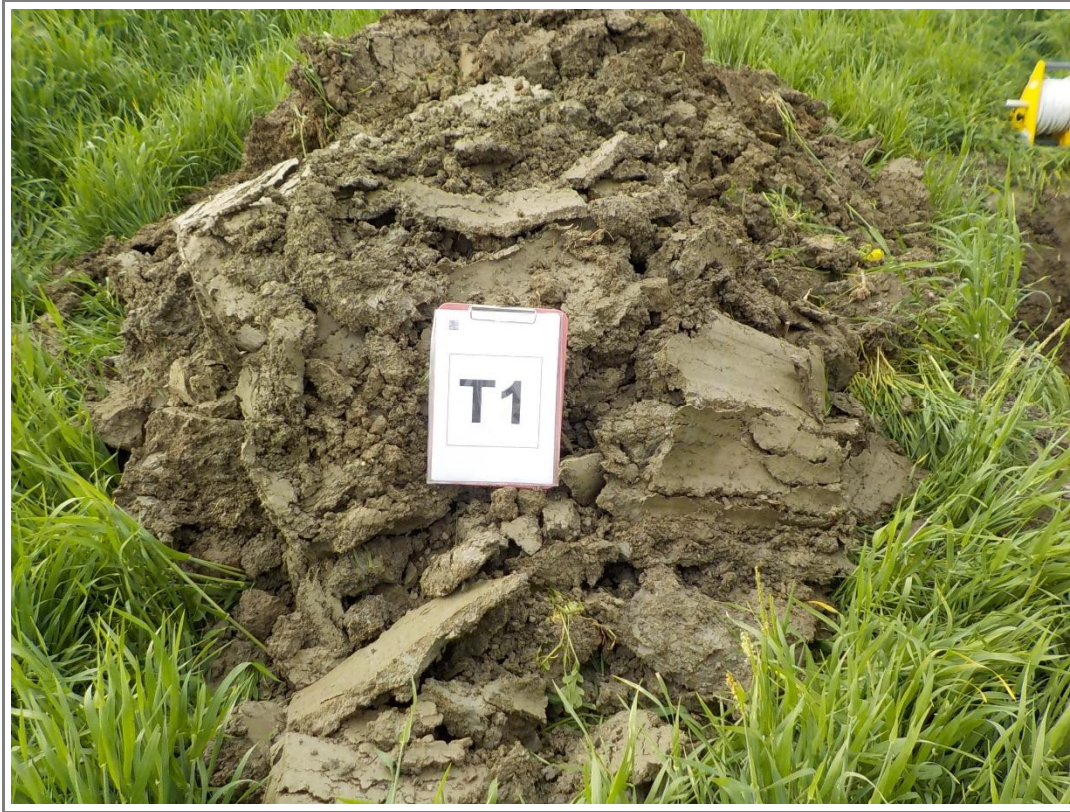


DETTAGLIO DEL MATERIALE ESCAVATO RIFERIBILE ALL'UNITÀ "LA-AL"





DETTAGLIO DEL MATERIALE ESCAVATO RIFERIBILE ALL'UNITÀ "A"



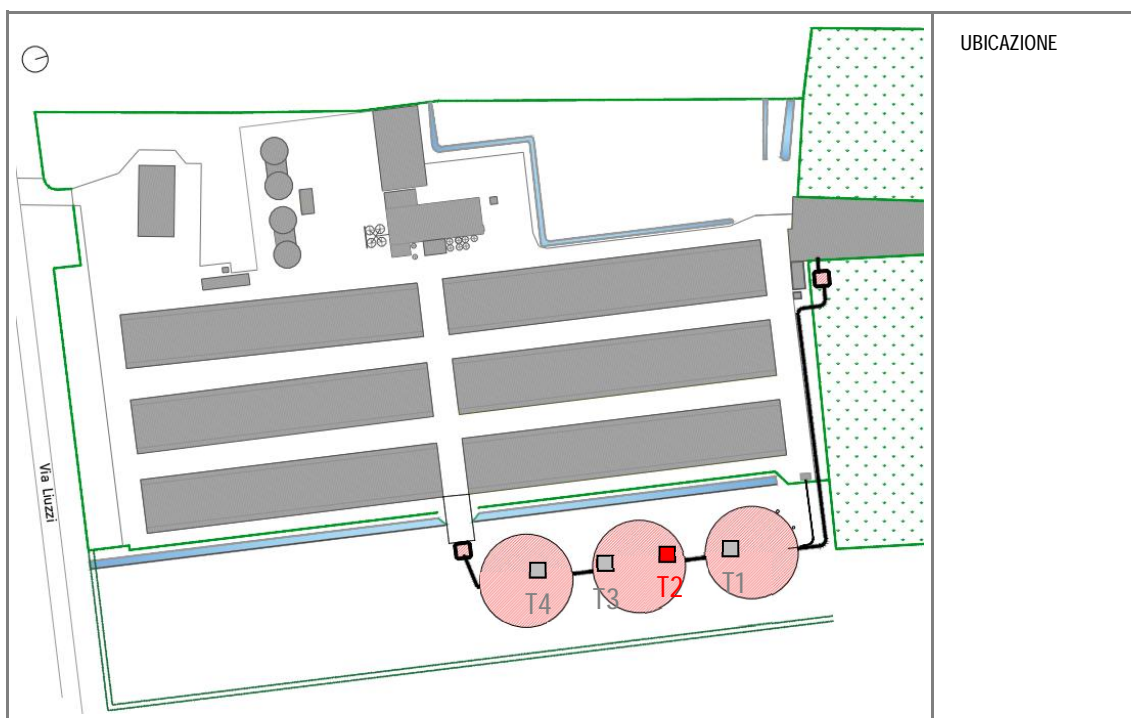


trincea T2

data 05 MAGGIO 2020

luogo VIA LIUZZI – CADELBOSCO DI SOPRA (RE)

profondità 1,6 m da p.c.



UBICAZIONE



POSTAZIONE



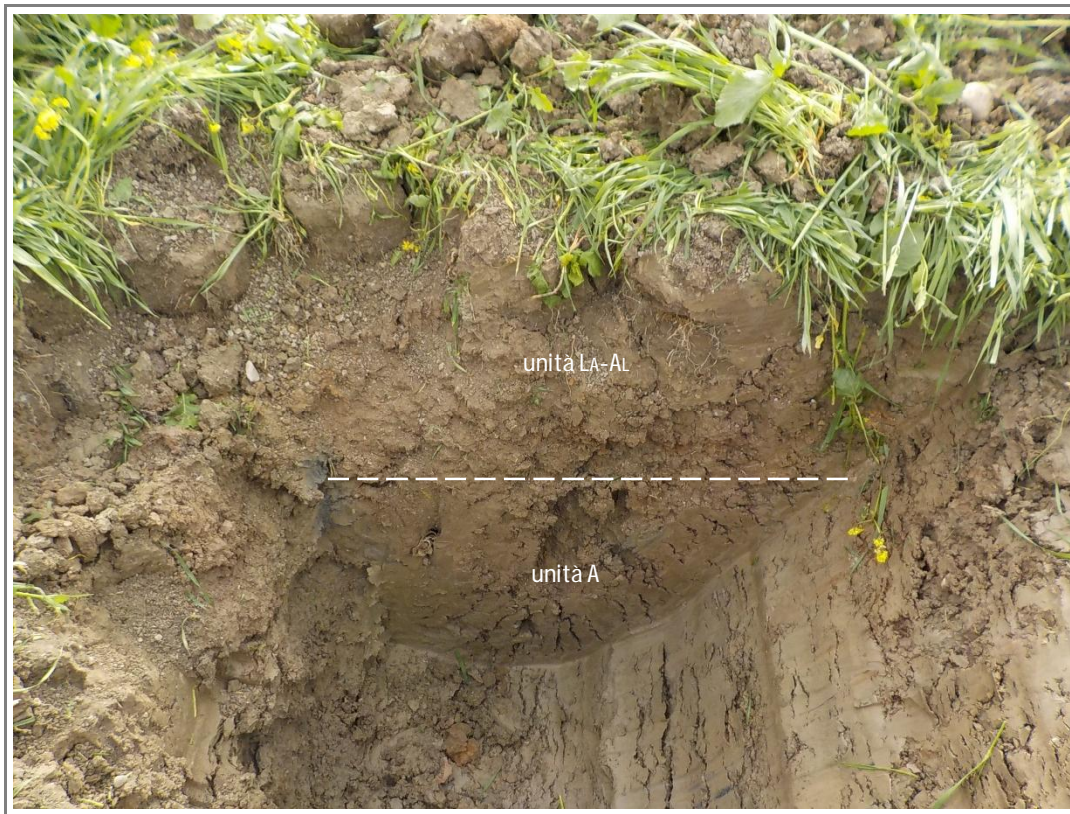
PROFONDITÀ (m da p.c.)	STRATIGRAFIA	UNITÀ
0,00 ÷ 0,60	LIMO ARGILLOSO DEBOLMENTE SABBIOSO di color marrone, con diffusa presenza di apparati radicali. Terreno rimaneggiato, umido e caratterizzato da scarsa consistenza.	LA-AL
0,60 ÷ 1,60	ARGILLA DEBOLMENTE LIMOSA di colore marrone. Deposito privo di inclusi, dotato di consistenza variabile da morbida a soda in generale aumento con la profondità.	A
<u>falda</u>	non sono state rilevate venute d'acque né dalle pareti né da fondo scavo.	
<u>note</u>	non si rilevano fenomeni di "scavernamento", i fronti si sono mantenuti stabili e verticali per tutta la durata dello scavo.	

PARETE DI SCAVO





PARETE DI SCAVO



DETTAGLIO DEL MATERIALE ESCAVATO RIFERIBILE ALL'UNITÀ "LA- Al"





DETTAGLIO DEL MATERIALE ESCAVATO RIFERIBILE ALL'UNITÀ "A"



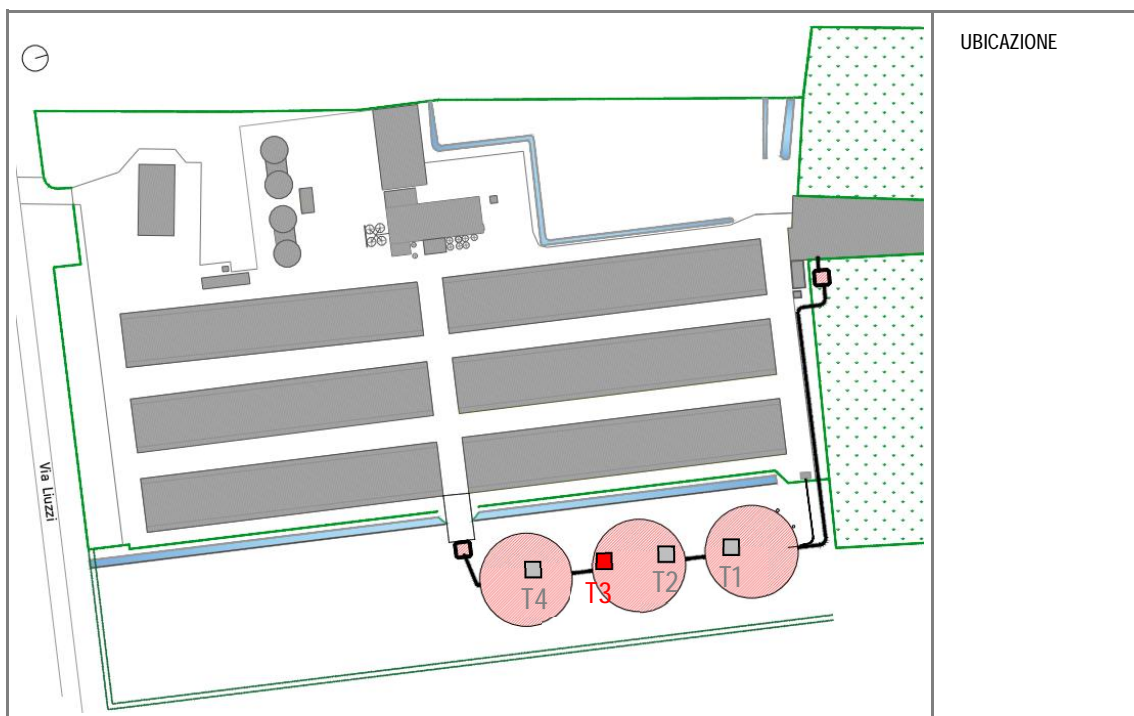


trincea T3

data 05 MAGGIO 2020

luogo VIA LIUZZI – CADELBOSCO DI SOPRA (RE)

profondità 1,9 m da p.c.



UBICAZIONE



POSTAZIONE



PROFONDITÀ (m da p.c.)	STRATIGRAFIA	UNITÀ
0,00 ÷ 0,40	LIMO ARGILLOSO DEBOLMENTE SABBIOSO di color marrone, con diffusa presenza di apparati radicali. Terreno rimaneggiato, umido e caratterizzato da scarsa consistenza.	LA-AL
0,40 ÷ 1,90	ARGILLA DEBOLMENTE LIMOSA di colore marrone. Deposito privo di inclusi, dotato di consistenza variabile da morbida a soda, in generale aumento con la profondità.	A
<u>falda</u>	non sono state rilevate venute d'acque né dalle pareti né da fondo scavo.	
<u>note</u>	non si rilevano fenomeni di "scavernamento", i fronti si sono mantenuti stabili e verticali per tutta la durata dello scavo.	

PARETE DI SCAVO





DETTAGLIO DEL MATERIALE ESCAVATO RIFERIBILE ALL'UNITÀ "LA - AL"



DETTAGLIO DEL MATERIALE ESCAVATO RIFERIBILE ALL'UNITÀ "A"



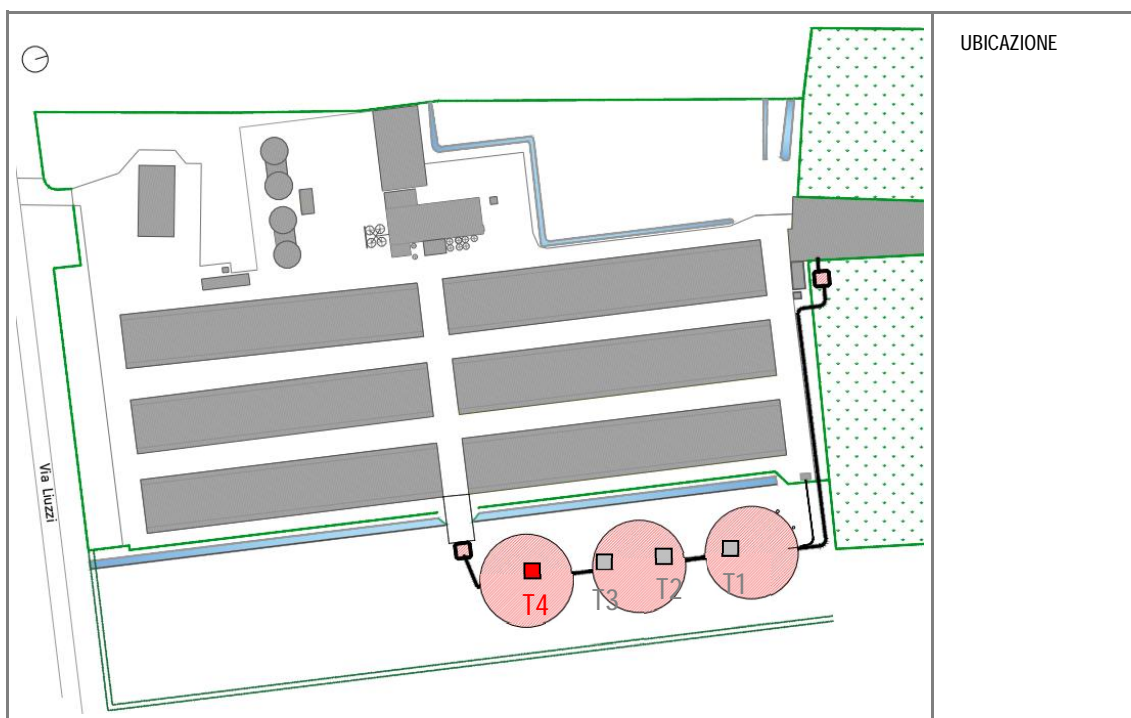


trincea T4

data 05 MAGGIO 2020

luogo VIA LIUZZI – CADELBOSCO DI SOPRA (RE)

profondità 2,0 m da p.c.





PROFONDITÀ (m da p.c.)	STRATIGRAFIA	UNITÀ
0,00 ÷ 0,50	LIMO ARGILLOSO DEBOLMENTE SABBIOSO di color marrone, con diffusa presenza di apparati radicali. Terreno rimaneggiato, umido e caratterizzato da scarsa consistenza.	LA-AL
0,50 ÷ 2,00	ARGILLA DEBOLMENTE LIMOSA di colore marrone. Deposito privo di inclusi, dotato di consistenza variabile da morbida a soda in generale aumento con la profondità.	A
<u>falda</u>	non sono state rilevate venute d'acque né dalle pareti né da fondo scavo.	
<u>note</u>	non si rilevano fenomeni di "scavernamento", i fronti si sono mantenuti stabili e verticali per tutta la durata dello scavo.	

PARETE DI SCAVO





DETTAGLIO DEL MATERIALE ESCAVATO RIFERIBILE ALL'UNITÀ "LA- AL"



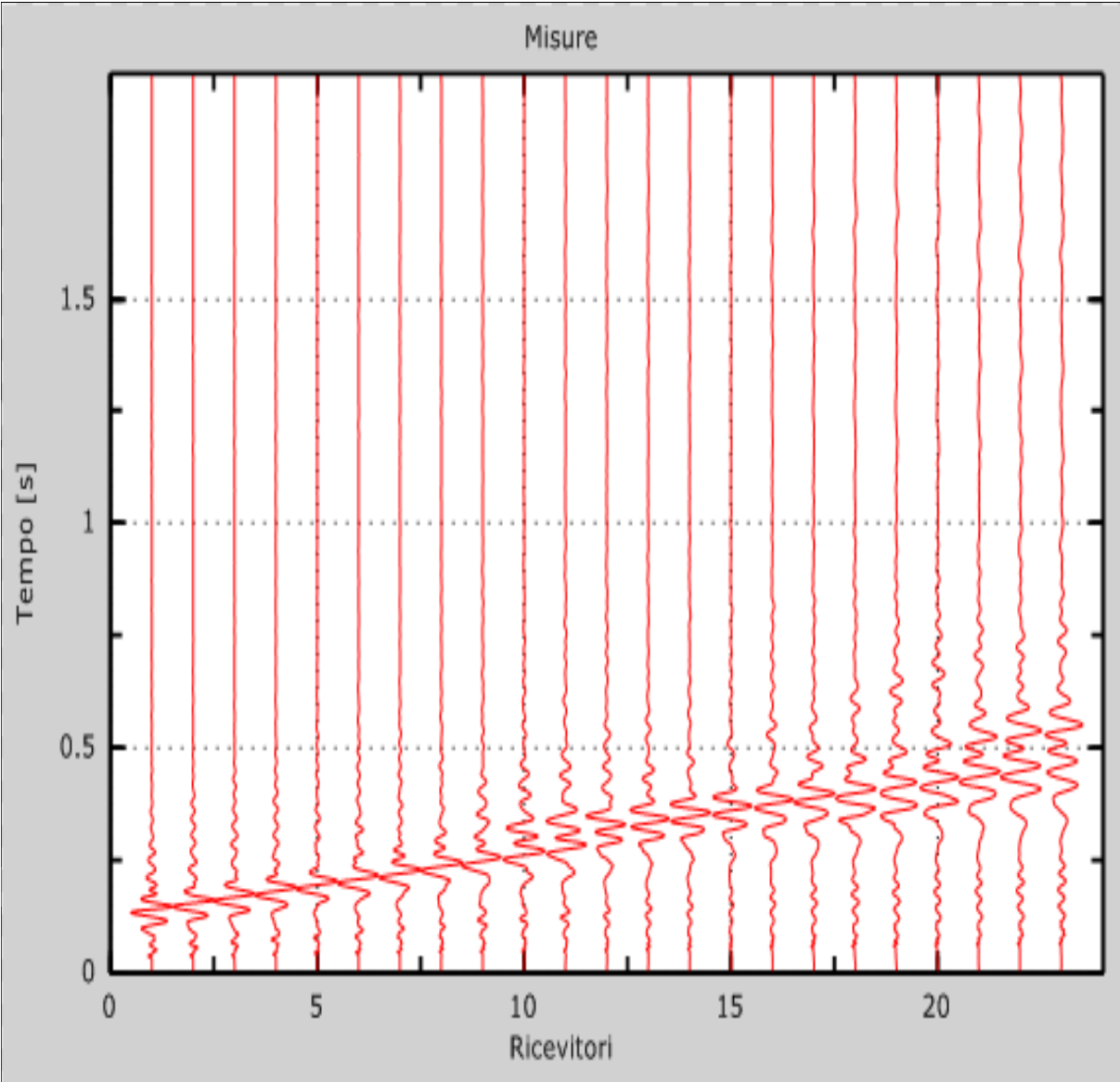
DETTAGLIO DEL MATERIALE ESCAVATO RIFERIBILE ALL'UNITÀ "A"



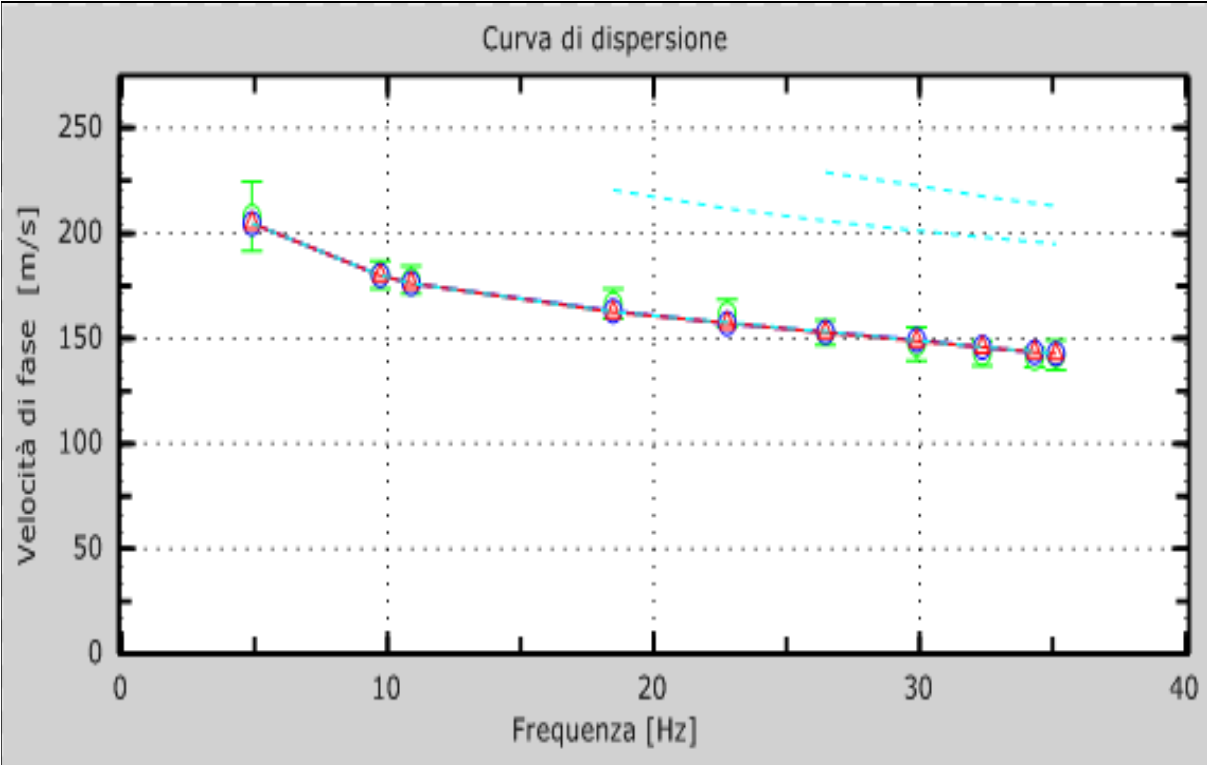


ALLEGATO 5

INDAGINE SISMICA



Sismogramma nel dominio spazio - tempo



Adattamento curva sperimentale - curva teorica - Errore 2%

V_{seq} calcolata in base al art. 3.2.2. del NTC-18

Prof. posa fondazione in m da pc= 0.0

$$V_S \quad 0 / 30 = 207 \quad \text{m/sec}$$

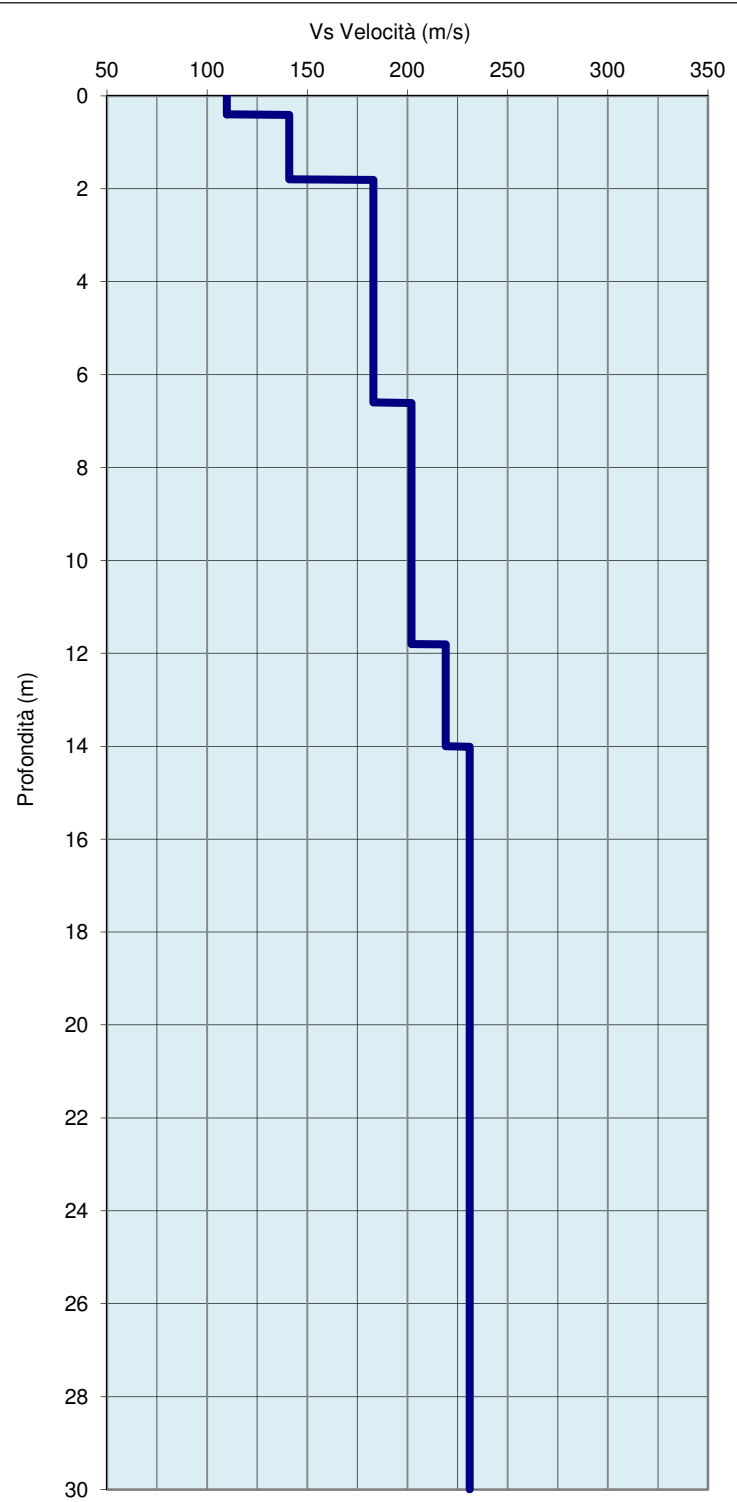


Grafico velocità/profondità onde di taglio Vs

Risultati elaborazione

Strato	Profondità da	Spessore a m	Vel m/sec
1	0.00	0.40	110
2	0.40	1.80	141
3	1.80	6.60	183
4	6.60	11.80	202
5	11.80	14.00	219
6	14.00	18.50	231
7	18.50	30.00	231

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

$$V_{Seq} = 207 \quad \text{m/sec}$$

velocità calcolata tra p.c. e H = 30 m

Si ricorda che in base all' art 3.2.2 del DM 17 gennaio 2018 la Vseq di progetto è riferita al piano di imposta delle fondazioni superficiali o alla testa dei pali in caso di fondazioni profonde od opere di sostegno di terreni naturali.

Geometria indagine

Sismografo	PASI GEA24
Geofoni	Geospace
N° geofoni a 4,5Hz	23
Spaziatura geofoni	2.0 m
Lunghezza stendimento geofonico	44.0 m
Energizzazione	12.0 m
Lunghezza totale stendimento	56.0 m

PROSPEZIONE SISMICA DI SUPERFICIE
METODOLOGIA MASW

COMMITTENTE:

BIOPIG ITALIA Srl

LOCALITÀ:

Via Liuzzi 9
Cadelbosco di Sopra (RE)

CANTIERE:

Realizzazione vasche

DATA: 16.04.2020

FILE: masw_BIOPIG

Dir. Lavori:

Dr. Geologo Cò Alberto

Rif. 23_20

G.S.C. Indagini Geognostiche

Via Carpi 21 - 42018 San Martino in Rio (RE)

tel. 333.42.73.452

gsc.inge@gmail.com

CADELBOSCO DI SOPRA (RE), VIA LIUZZI 9 – ALLEVAMENTO LE FONTANELLE

Instrument: TRZ-0171/01-12

Data format: 16 byte

Full scale [mV]: n.a.

Start recording: 16/04/20 10:23:35 End recording: 16/04/20 11:04:57

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h41'12". Analyzed 96% trace (manual window selection)

Sampling rate: 128 Hz

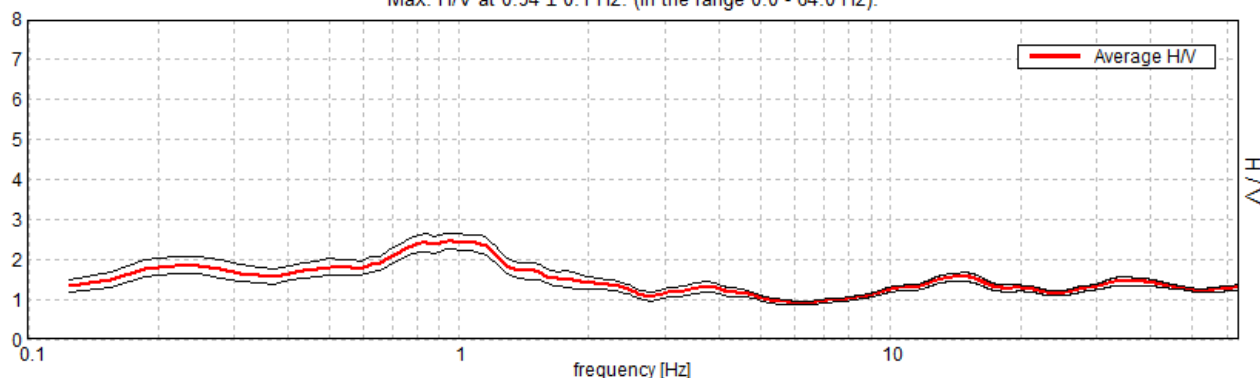
Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

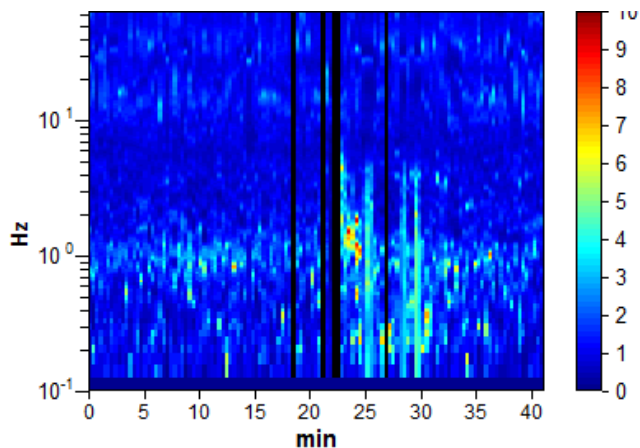
Smoothing: 10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

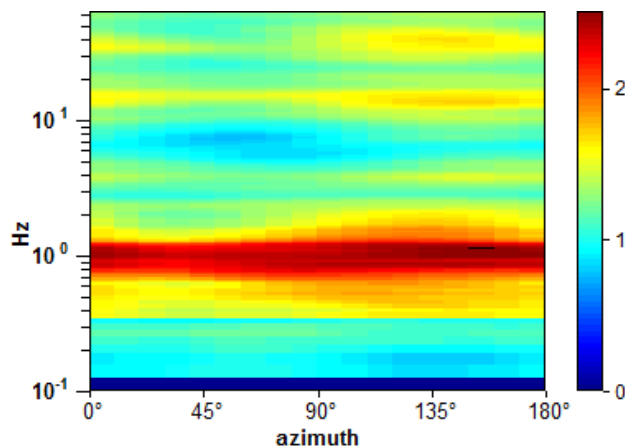
Max. H/V at 0.94 ± 0.1 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



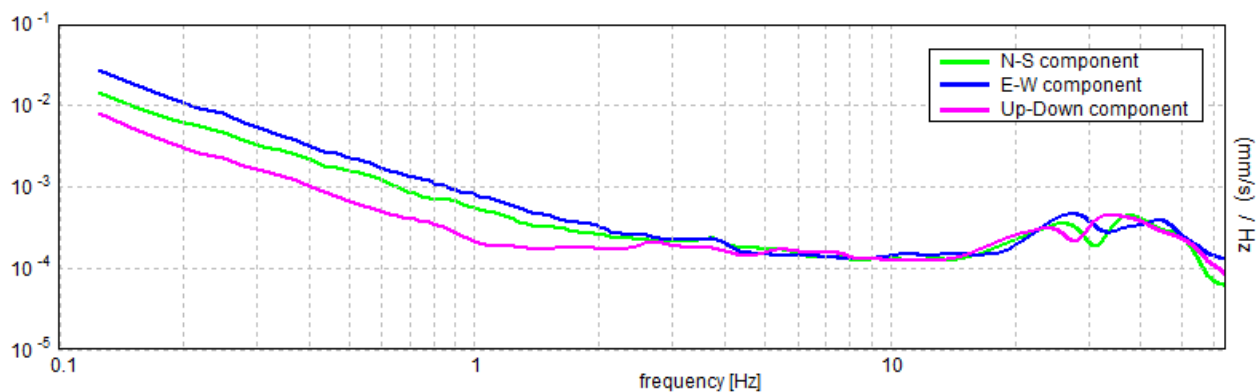
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA



[According to the SESAME, 2005 guidelines. **Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.**]

Max. H/V at 0.94 ± 0.1 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.94 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$2212.5 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 46 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	2.5 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.46 > 2$	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.10987 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.103 < 0.14063$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2039 < 2.0$	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$

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



Postazione stendimento sismico MASW



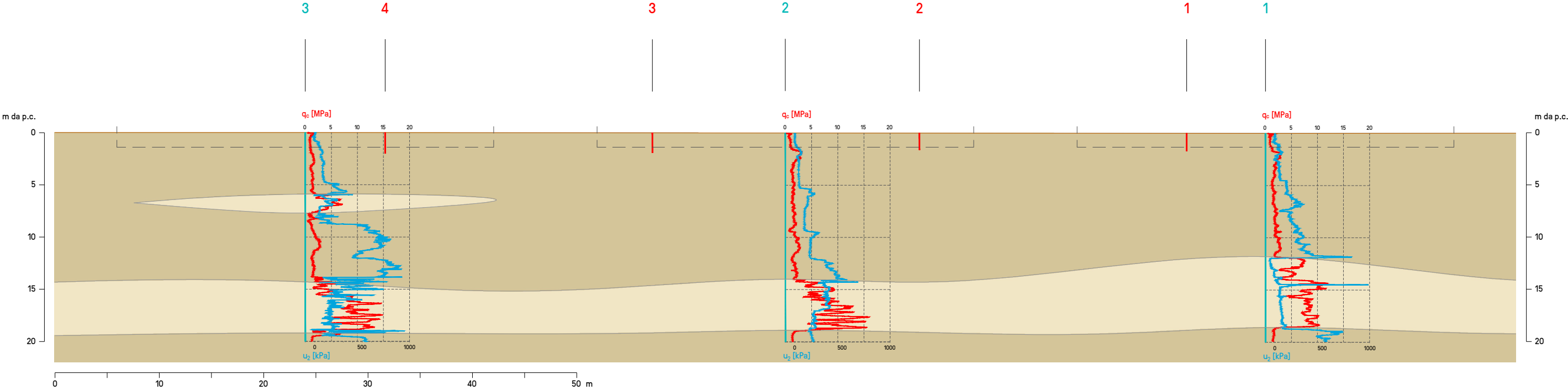
Postazione misurazione rumore sismico ambientale a stazione singola con tecnica HVSR





ALLEGATO 6

SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA



- unità A / L_A-A_L: depositi argillosi / argillo limosi a comportamento prevalentemente coesivo
- unità S_L-L_S: depositi sabbio limosi -limo sabbiosi a comportamento prevalentemente granulare
- impronta vasche

- 3 Prova penetrometrica del tipo CPTu
- 4 Trincea geognostica con escavatore

- q_c resistenza alla penetrazione
- u_2 sovrappressioni