

Comune di Cadelbosco di Sopra
Reggio Emilia (RE)

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

Progetto per la ristrutturazione con ripristino della potenzialità
di allevamento e contestuale variante al PdC n. 20/010 del
15.02.2021 del centro zootecnico ubicato in Via Liuzzi, 9
a Cadelbosco di Sopra (RE)

Allegato

Giugno 2022

D 01

Rev - 01

oggetto

RELAZIONE GEOLOGICA E
RELAZIONE GEOTECNICA - parte 1

Il Progettista

Negrini geom. Stefano

Il Richiedente

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

Il Direttore Lavori

Negrini geom. Stefano



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 : frknc.negrini@gmail.com
C.F. : NGR SFN 62E15 F918 I -----P.Iva : 0180219 023 9



STUDIO BENINCA' - 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

REGIONE EMILIA ROMAGNA – PROVINCIA DI REGGIO EMILIA - COMUNE DI CADELBOSCO DI SOPRA

PROGETTO PER LA RISTRUTTURAZIONE CON RIPRISTINO DELLA
 POTENZIALITÀ DI ALLEVAMENTO E CONTESTUALE VARIANTE AL PDC
 N. 20-010 DEL 15-02-2021 DEL CENTRO ZOOTECNICO UBICATO IN
 VIA LIUZZI 9, COMUNE DI CADELBOSCO DI SOPRA (RE)



ELABORATO	D01 RELAZIONE GEOLOGICA e RELAZIONE GEOTECNICA (D.M. 17 GENNAIO 2018)					
COMMITTENTE	SOCIETA' AGRICOLA BIOPIG ITALIA S.S. DI CASCONI LUIGI & C.					
TECNICO/ INCARICATO/1	Dott.ssa Geol. Ilaria Merici		Dott. Geol. Alberto Cò			
						
			Alberto Cò – Ilaria Merici Geologi – Tecnici Ambientali infocogeologi@gmail.com via g.camuzzoni, 1 – 37138 verona p.iva 04383630235			
0		Cò/Merici	Merici	Cò	20/06/22	
REV	Descrizione		elaborato	verificato	approvato	data
CODICE	GS	621	NUM. ELABORATO – D01		File: GS621 - Relazione geologica e geotecnica - fase Biogas.docx	



INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3	DESCRIZIONE PROGETTO.....	4
4	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E VINCOLISTICO.....	5
5	RELAZIONE GEOLOGICA.....	10
5.1	inquadramento geologico e geomorfologico.....	10
5.2	inquadramento idrogeologico ed idrografico.....	15
5.3	inquadramento sismico e tettonico.....	22
5.4	campagna indagini.....	27
5.4.1	prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTu).....	28
5.4.1	trincee geognostiche.....	31
5.5	modello geologico di riferimento.....	31
6	RELAZIONE GEOTECNICA.....	34
6.1	modello geotecnico locale.....	34
6.2	stima della capacità portante.....	35
6.3	stima dei cedimenti e coefficiente di Winkler.....	37
6.4	fronti di scavo.....	39
7	MODELLAZIONE SISMICA.....	42
7.1	campagna indagini e modello sismico.....	42
7.2	caratterizzazione sismica.....	43
7.3	stabilità nei confronti della liquefazione.....	47
8	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	48
	BIBLIOGRAFIA.....	51

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 3 e CPTU 2L)
ALLEGATO 4:	DOCUMENTAZIONE TRINCEA "T4"
ALLEGATO 5:	INDAGINE SISMICA
ALLEGATO 6:	SEZIONE GEOLOGICA INTERPRETATIVA
ALLEGATO 7:	STRATIGRAFIE POZZI DI RIFERIMENTO



Codice di Rif.: GS621

Verona, 20 giugno 2022

1 PREMESSA

Nell'ambito del progetto per l'incremento della potenzialità dell'allevamento "Fontanelle" di Cadelbosco di Sopra è prevista una serie d'interventi fra i quali i più significativi rispetto alle tematiche discusse nel presente elaborato sono i seguenti:

- messa in opera di una nuova vasca per lo stoccaggio dei liquami da 4.500 m³ ca. in aggiunta ad altre tre di recente installazione e medesime caratteristiche costruttive;
- realizzazione di un impianto Biogas e delle opere accessorie

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 più campagne indagini già eseguite *in situ* nel corso di precedenti fasi progettuali.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

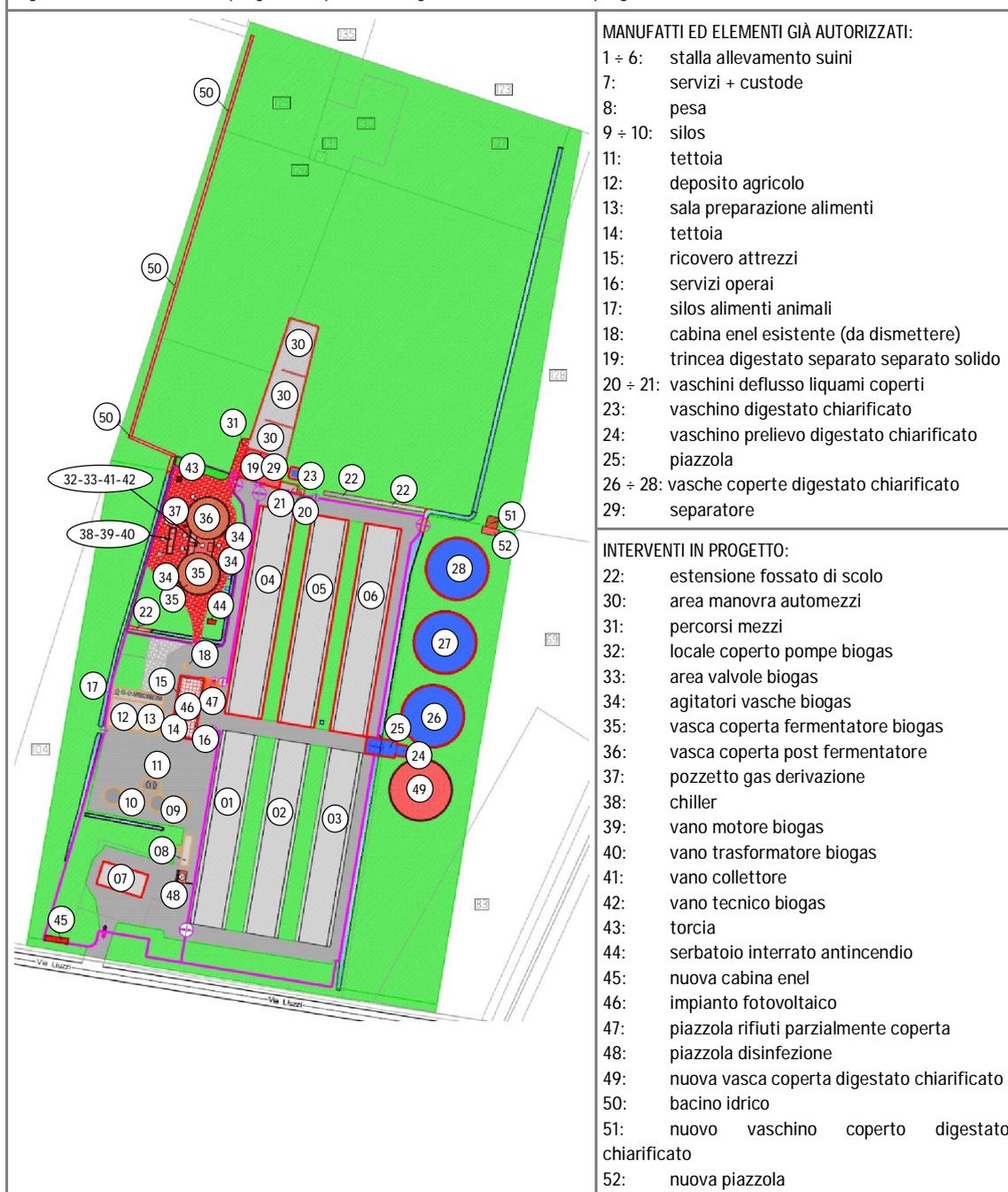


3 DESCRIZIONE PROGETTO

Nell'ambito del progetto per l'incremento della potenzialità dell'allevamento "Fontanelle" di Cadelbosco di Sopra è prevista una serie d'interventi fra i quali i più significativi rispetto alle tematiche discusse nel presente elaborato sono i seguenti:

- messa in opera di una nuova vasca coperta per lo stoccaggio del digestato chiarificato da 4.500 m³ ca. in aggiunta ad altre tre di recente installazione e medesime caratteristiche costruttive;
- realizzazione di un impianto Biogas e delle opere accessorie.

Fig. 1. Estratto da elaborati progettuali: planimetria generale dello stato di progetto.





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).

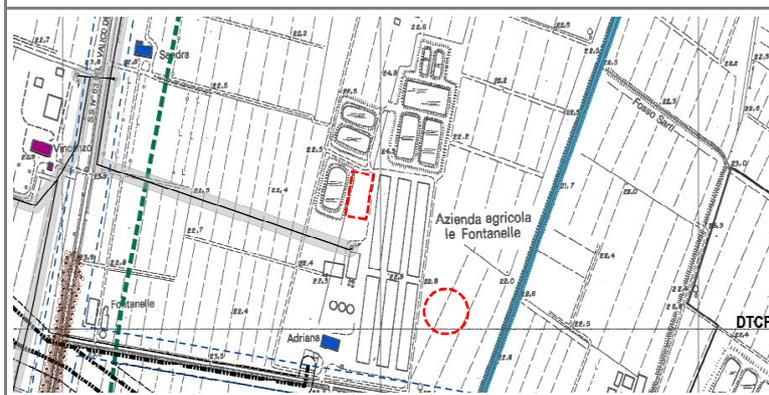


Per quanto riguarda la cartografia generale di riferimento, il territorio considerato ricade nel Foglio 182 SE tavoletta "Castelnovo di Sotto" dell'IGM alla scala 1:25.000 e negli Elementi n. 182161 ("Casaletto") e n. 182162 ("Ponte della Forca") della Carta Tecnica Regionale dell'Emilia - Romagna in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

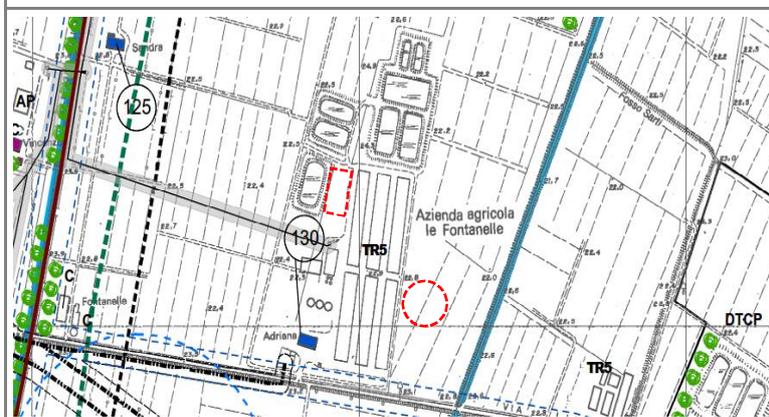
Fig. 3. Estratto dalla "TAV. PS1a - Pianificazione del territorio" del P.S.C. con indicate in rosso le principali aree d'intervento.



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. 4. Estratto dalla "TAV. RUE4a - Pianificazione del territorio" del R.U.E. con indicate in rosso le principali aree d'intervento.



PIANIFICAZIONE DEL TERRITORIO RURALE

-  TR1a - Invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d'acqua
-  TR 5 - 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

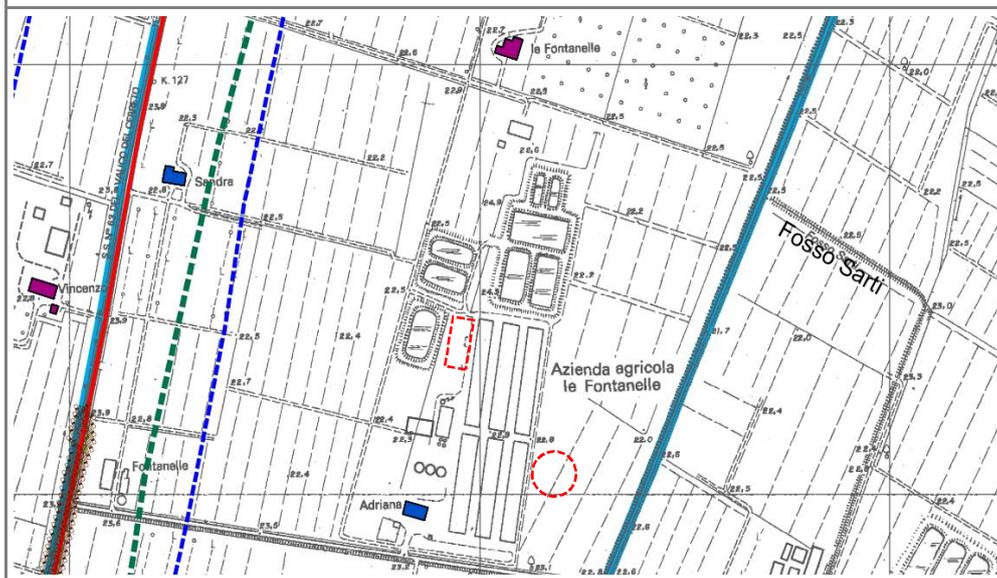
-  Fiumi, torrenti e corsi d'acqua iscritti nell'elenco delle acque pubbliche e relative fasce laterali di 150 m

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

-  Fascia C



Fig. 5. Estratto dalla "TAV PS2a - Carta delle tutele ambientali, storico-culturali e dei vincoli sovraordinati" del P.S.C. (TAV. PS2), con indicate in rosso le principali aree d'intervento.



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 una nuova vasca per lo stoccaggio liquami cilindrica fondante alla profondità di 1,4 m ca. da p.c. e di un impianto di biogas con quota di fondazione massima a -2,25 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

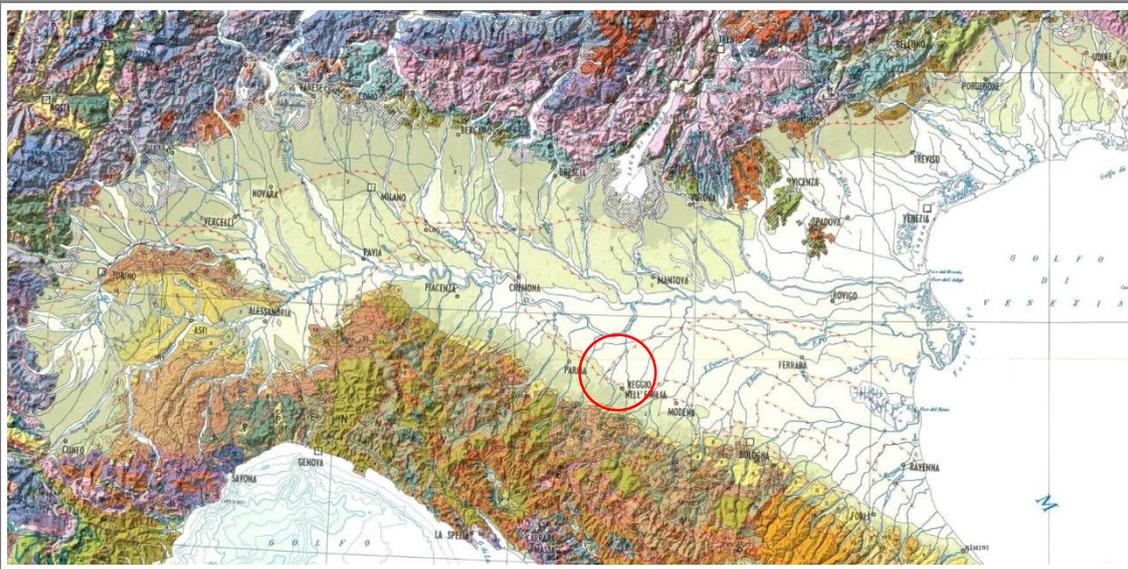


5 RELAZIONE GEOLOGICA

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. 6. 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).

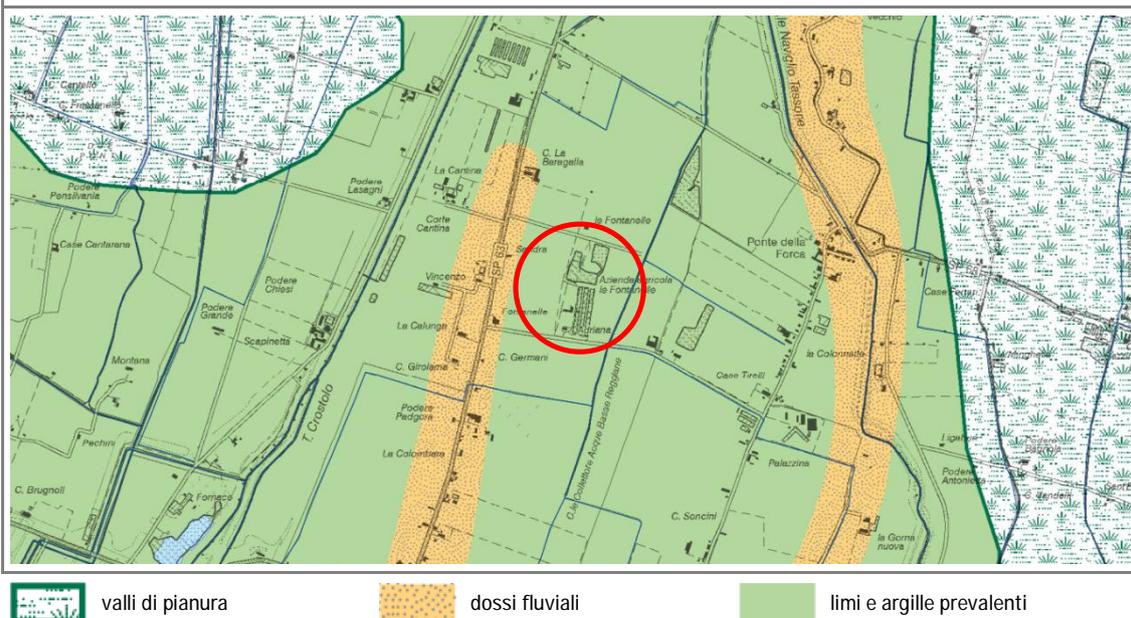
A partire dal Pliocene si registra la presenza di un ambiente marino profondo a sedimentazione pelitica e torbiditica che cessa a partire dal Pleistocene medio per via del progressivo insediamento di un ambiente continentale, in risposta alle ultime fasi di innalzamento della catena appenninica. La testimonianza 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 in esame ricade in un ambito morfologico 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. figura seguente).

Fig. 7. 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 le aree di futuro intervento interessano in particolare un terreno (22 m ca. s.l.m.) attualmente ad uso agricolo posto ad Est dei capannoni esistenti (vasca) ed un lotto interno alla proprietà attualmente non utilizzato (impianto Biogas).

Fig. 8. Foto aerea dell'area d'interesse progettuale con evidenziati in rosso i siti dove sono previsti gli interventi di maggior rilevanza.





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

Fig. 9. 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.



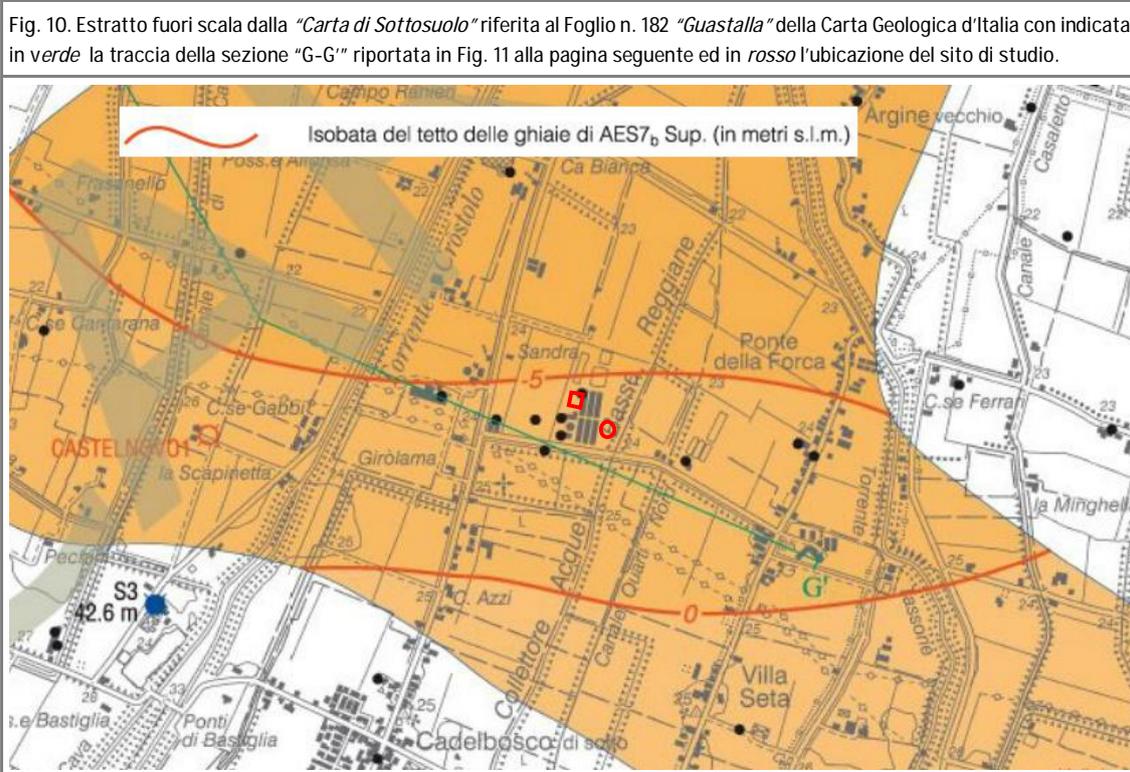
Argille e limi di piana inondabile: presentano stratificazione non definibile in quanto sono spesso bioturbati. Lo spessore è modesto, non superando i 2-3 metri in superficie. In AES8a formano corpi di geometria allungata nelle aree depresse interposte ai depositi di argine.

La successione stratigrafica dell'ambito in esame può essere ricondotta al ciclo sedimentario dell'ultimo postglaciale, formalizzato nel Supersistema Emiliano – Romagnolo. Esso è stato inoltre suddiviso in due successioni separate da una superficie di discontinuità stratigrafica: Sintema Emiliano – Romagnolo Inferiore (AEI) e del Sintema Emiliano – Romagnolo Superiore (AES).

Rappresentato da sedimenti di piana alluvionale dei fiumi appenninici (tra cui secondariamente anche il torrente Crostolo) interdigitati verso Nord con i depositi di piana a meandri del Fiume Po, il Sintema Emiliano – Romagnolo Superiore (AES) risulta a sua volta suddiviso in ulteriori subsistemi dati dalla sovrapposizione di cicli deposizionali di spessore pluridecametrico, ciascuno composto da una porzione basale fine ed una porzione sommitale grossolana.

Con specifico riferimento all'estratto cartografico riportato in Fig. 9 alla pagina precedente, il primo sottosuolo della porzione di territorio in cui ricade il sito d'intervento risulta caratterizzato dalla presenza di depositi di piana alluvionale dei fiumi appenninici, riferibili al Subsistema di Ravenna (AES8) e costituiti in prevalenza da argille e argille limose con stratificazione non definibile nelle aree distali (ambito di piana inondabile, come nel caso del sito d'intervento) e secondariamente da sabbie e sabbie ghiaiose in prossimità delle aste fluviali. A tal proposito, in relazione a quanto precedentemente descritto, va inoltre detto come il Subsistema di Ravenna si presenti incompleto e costituito della sola porzione basale a composizione prevalentemente fine per uno spessore di 20 m ca. dal piano campagna.

Per completezza in merito all'inquadramento generale dell'area ove ricade il sito di studio si riporta nel seguito un estratto dalla "Carta di Sottosuolo" allegata al già citato Foglio n. 182 "Guastalla".

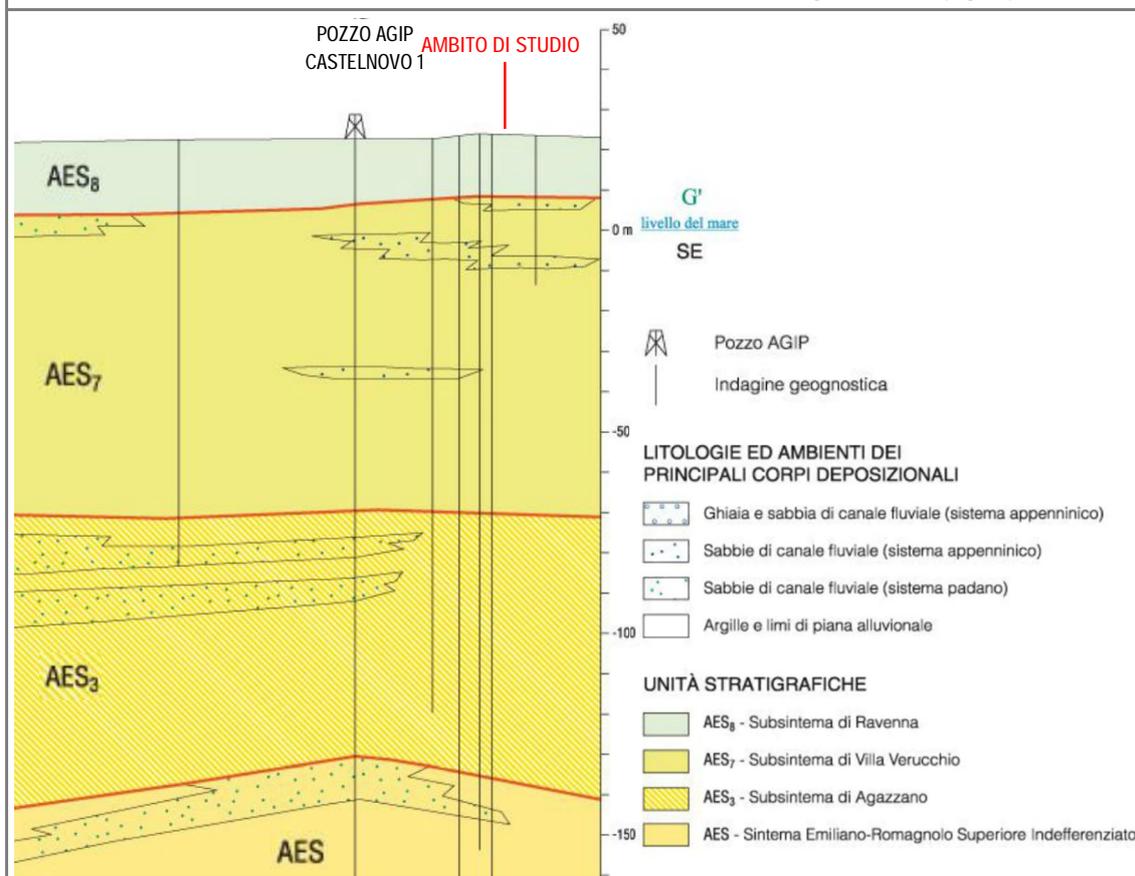


Con riferimento alla Fig. 10 è possibile evidenziare quanto segue:

- il primo sottosuolo risulta caratterizzato da depositi prevalentemente fini (argille e limi di piana alluvionale) per profondità plurimetrica rispetto al piano campagna;
- il tetto delle ghiaie (intese come "ghiaie da molto grossolane a fini con matrice sabbiosa o, più raramente, argillosa, in strati di spessi a molto spessi, generalmente amalgamanti, passanti a sabbie medie e grossolane, ben cernite, localmente alternate a limi sabbiosi") riferibili al Subsistema di Villa Verucchio (AES7), si pone ad una quota assoluta di - 5 m ca. s.l.m., corrispondente pertanto ad una profondità superiore a 25 m dal piano campagna locale.



Fig. 11. Sezione "G-G'" estratta dalla "Carta di Sottosuolo" riferita al Foglio n. 182 "Guastalla" della Carta Geologica d'Italia con indicata in rosso l'ubicazione del sito di studio. Per la traccia della sezione si rimanda alla Fig. 10 di cui alla pagina precedente.



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.

Coerentemente con quanto riportato in bibliografia, la campagna indagini (cfr. Par. 5.4) effettuata in corrispondenza dell'area interessata dalla futura messa in opera delle vasche coperte ha messo in luce la presenza di depositi a granulometria fine dotati di continuità laterale e spessore quantomeno plurimetrico, mentre orizzonti sabbioso – limosi dotati di spessore plurimetrico si riscontrano con una certa continuità laterale a partire da una quota minima di 12 m ca. da p.c.

→ Da un punto di vista geologico e geomorfologico in corrispondenza del sito d'interesse progettuale ed in un raggio 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. La suddivisione stratigrafica precedentemente descritta (cfr. Par. 5.1) trova corrispondenza anche da un punto di vista idrogeologico. Al Sintema Emiliano - Romagnolo Superiore (EAS) corrisponde il Gruppo Acquifero "A" e, parallelamente, l'ulteriore suddivisione in subsistemi si rispecchia nella suddivisione del Gruppo Acquifero in Complessi Acquiferi di ordine inferiore. Un complesso acquifero corrisponde ad un'unità idrostratigrafica, corrispettivo di una sequenza deposizionale definita da un livello acquitardo di base ben identificabile e continuo. Il modello idrogeologico dell'area ove ricade il sito di studio ricade nello specifico nell'ambito generale della Media Pianura della piana alluvionale appenninica è così schematizzabile:

1. COMPLESSO ACQUIFERO "AO" - unità litostratigrafica AES8:

costituito da depositi argillosi e limosi, ai quali s'intercalano strati lenticolari sabbiosi e sabbioso - ghiaiosi, riferibile all'ultimo ciclo sedimentario del Sintema Emiliano - Romagnolo Superiore. Costituito da un acquifero complesso, ospita due distinte riserve idriche:

- nei primi metri di profondità 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. Praticamente 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 3 m ca.) ospitati all'interno delle litologie argillo - limose predominanti, mentre l'orizzonte acquifero a maggior grado di continuità laterale (spessore di 2/4 m) si riscontra -15/18 m p.c. Tali orizzonti hanno una trasmissività mediocre dovuta alla scarsa frazione ghiaiosa ed al loro limitato spessore e valori di permeabilità oscillanti mediamente tra 1×10^{-3} e 1×10^{-7} cm/sec.

2. COMPLESSO ACQUIFERO "A1" - unità litostratigrafica AES7:

affini ai livelli acquiferi sovrastanti, separati da un livello sostanzialmente impermeabile formato da litotipi prevalentemente argillosi e limo argillosi, di potenza generalmente pari a 25 ÷ 45 m, confinati o artesiani ed alimentati prevalentemente da apporti distali dovuti agli acquiferi delle conoidi di alta pianura, i corpi sabbiosi di maggior interesse idrogeologico si rinvencono:

- tra -25 e -30 m da p.c., tendenzialmente continuo, formato prevalentemente da sabbie fini medie - medio fini limose, talora debolmente ghiaiose. Costituisce il primo acquifero artesiani con spessore medio di 15 ÷ 30 m ed in genere si rileva tra -15/ -20 e -30 / -45 m dal p.c., tende ad estinguersi in direzione sud;
- tra -70 e -75 m e -80 ÷ -85 m da p.c. Orizzonte sabbioso e sabbioso limoso contraddistinto da un aspetto spiccatamente tabulare e presentante buona continuità in senso sud - nord; il suo spessore è mediamente compreso tra m 8 ÷ 10 m;
- tra -95 ÷ -100 m e -110 ÷ -125 m da p.c. Livello sabbioso e limo sabbioso, a struttura lentiforme, continuo in senso sud - nord, di spessore compreso tra 10 ÷ 30 m.



Fig. 12. Sezione schematica del sottosuolo della pianura dell'Emilia – Romagna estratta da “Esperienza e prospettive nel monitoraggio delle acque sotterranee – il contributo dell'Emilia – Romagna”. Si evidenziano i complessi acquiferi (solo per il gruppo acquifero A) e la distribuzione dei corpi grossolani al loro interno.

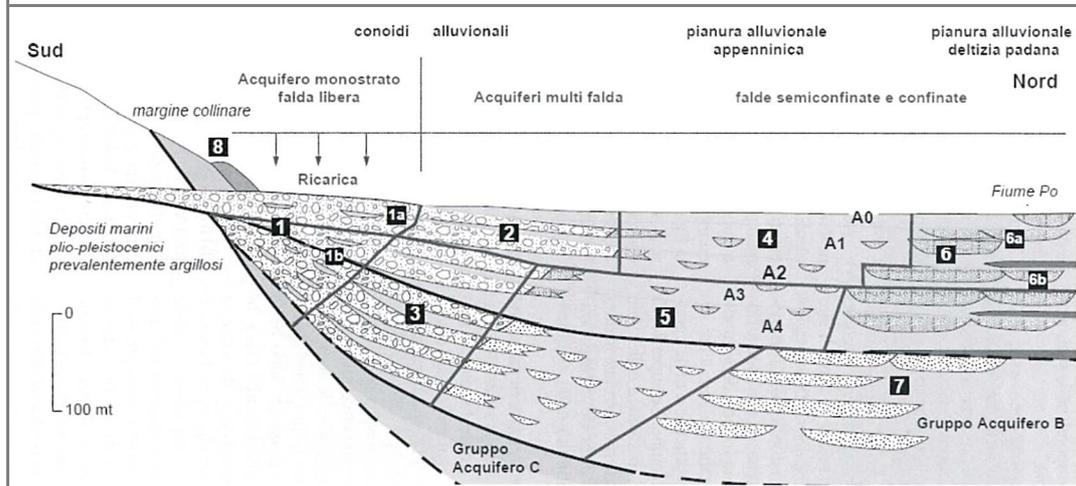
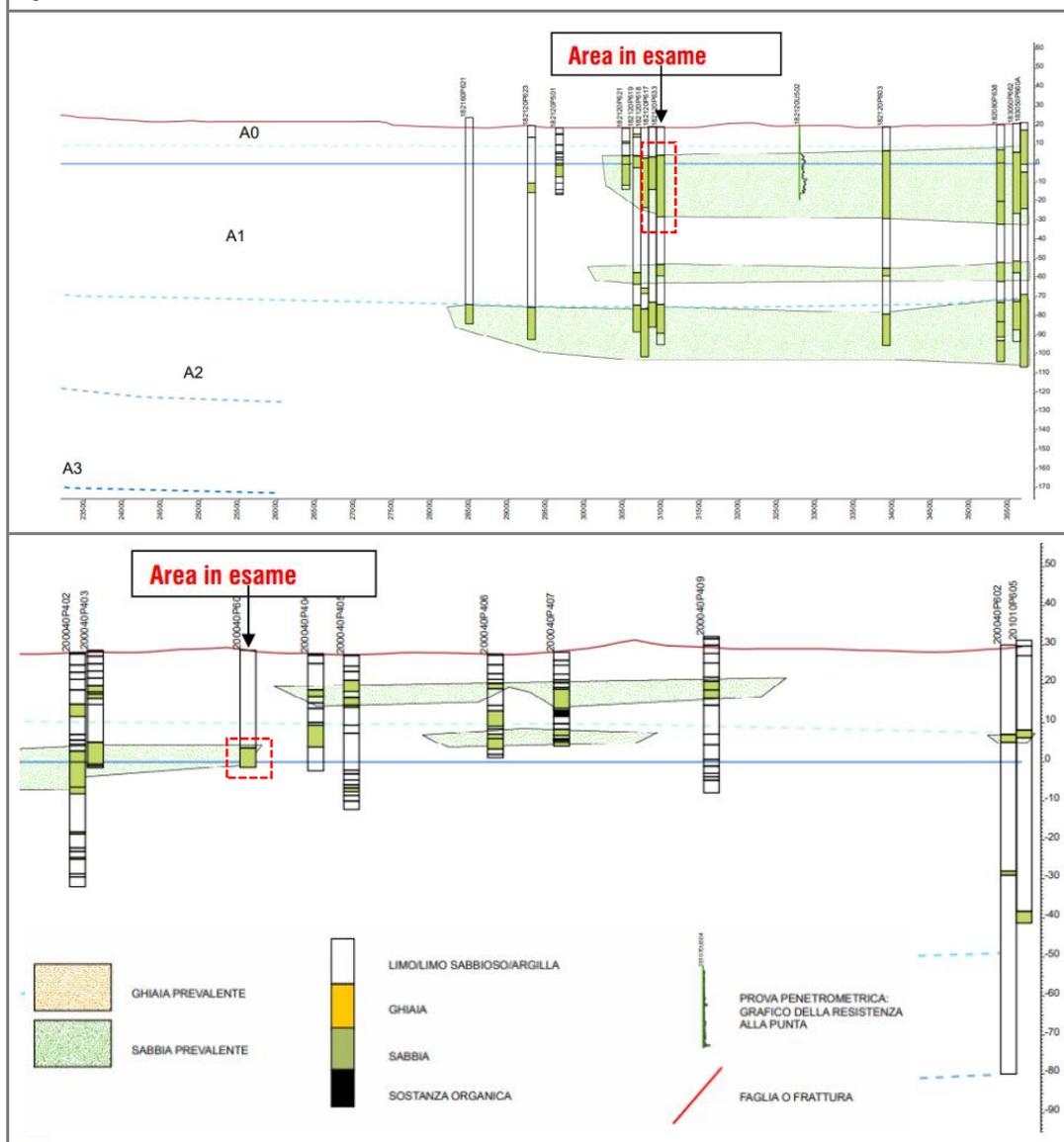


Fig. 13. Estratti da sezioni n. 135 CARG S-N (sotto) e 132 CARG E-W (in basso).

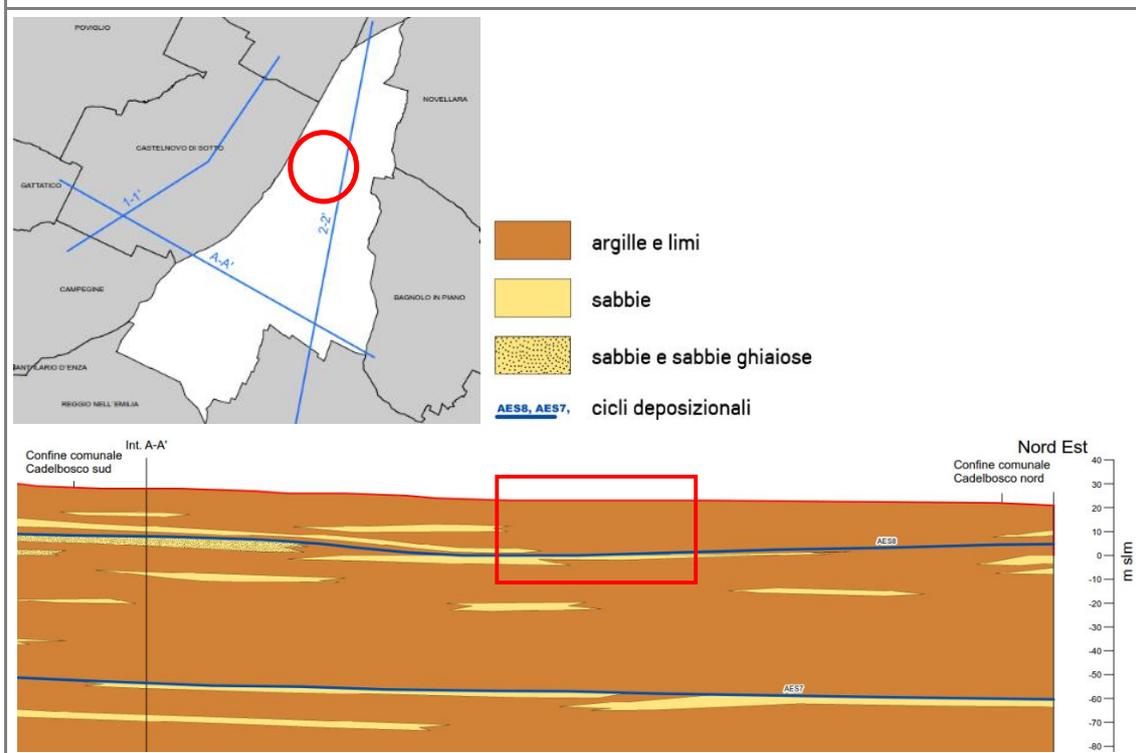




Coerentemente con quanto in precedenza detto relativamente all'assetto idrogeologico generale, la sezione geologia 2-2' allegata alla "Microzonazione Sismica di 1° livello" del Comune di Cadelbosco di Sopra (v. Fig. 14) e quanto riscontrato in fase d'indagine definiscono il seguente assetto di dettaglio per il sito di studio:

- 0 ÷ - 15 m da p.c.: acquitardo a composizione argillosa con secondarie argille limose e limi argillosi, presenti locali orizzonti lentiformi a composizione sabbiosa e sabbioso limosa, rari orizzonti acquiferi a composizione sabbioso – limosa e morfologia lentiforme, di spessore metrico e ad alimentazione meteorica intercettati a partire da una profondità superiore a 5 m da p.c.;
- 15 ÷ - 20 m da p.c.: acquifero dotato di buona continuità laterale a composizione sabbioso- limosa.

Fig. 14. Estratto dalla Sezione 2-2' allegata alla "Microzonazione sismica di 1° livello" con indicata in rosso l'ubicazione del sito di studio.



Per un'analisi dell'acquifero più superficiale si riportano di seguito alcuni passaggi della Relazione "Opere di captazione ad uso zootecnico ed igienico/assimilato, site in Cadelbosco di Sopra, in Via Luzzi 9" redatta dal collega Geol. Paolo Beretti in data dicembre 2019 per conto della Ditta GIEFFEGI s.s.:

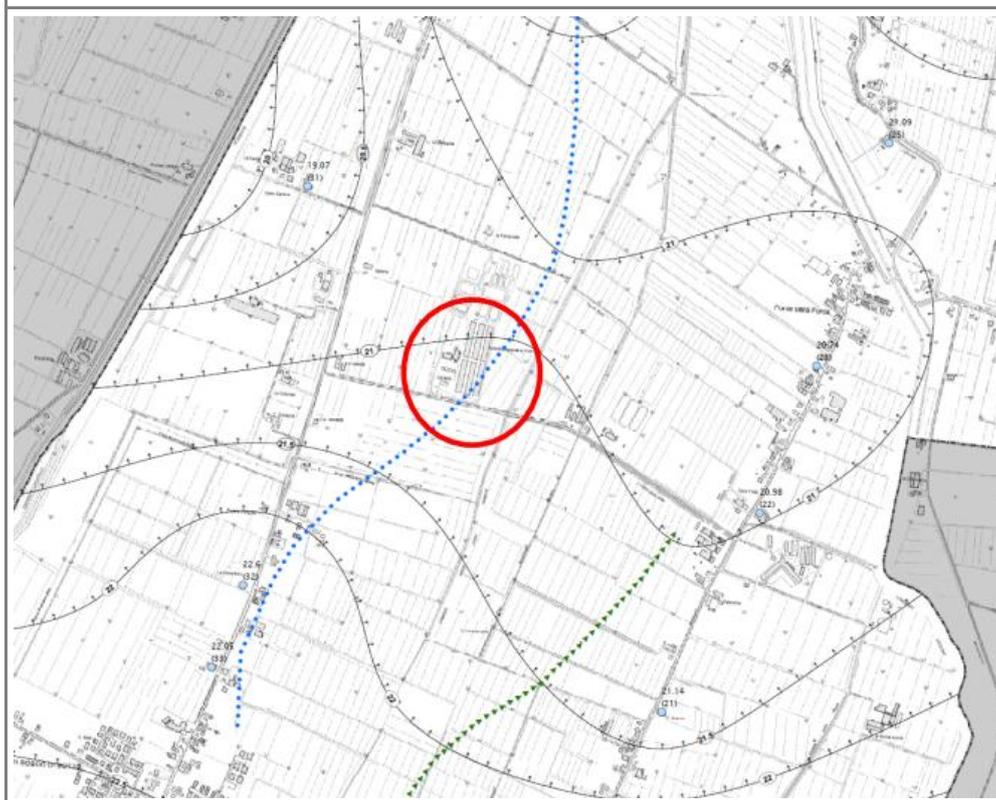
"La conformazione della superficie piezometrica è condizionata, oltre che dall'andamento del substrato, dai valori di trasmissività ($T = mq/sec$), dall'assetto topografico e dal reticolo idrografico superficiale. In funzione di tali componenti l'elaborazione dei dati piezometrici evidenzia la geometria dei deflussi idrici sotterranei. La carta delle isopieze di cui in Fig. 19 alla pagina seguente visualizza quindi:

- le modalità e direzioni di diffusione dei fluidi nel sottosuolo
- l'efficacia o la carenza dei sistemi di drenaggio o di irrigazione dal confronto con il reticolo idrografico superficiale.
- definizione delle velocità di deflusso idrico sotterraneo, conoscendo i valori di permeabilità e di porosità efficace dei terreni.



La carta delle isopieze del primo acquifero elaborata con curve di livello aventi differenze di quota relativa di 0,5 m, redatta a cura dello studio geologico Centrogeo nell'ambito degli studi di Microzonazione sismica, denota un assetto idrogeologico complesso ad elevato grado di corrispondenza con il modello geomorfologico stratigrafico identificato. In primo luogo si osserva come il sito in analisi si colloca in corrispondenza di uno spartiacque sotterraneo: l'andamento delle isopieze, inoltre, definisce condizioni di falda conica divergente. Tale elemento presenta un andamento prettamente sud – nord e, al contempo, si contraddistingue per un andamento moderatamente sinuoso.

Fig. 15. Estratto dalla "Carta delle isopieze della falda" (Microzonazione Sismica del Comune di Cadelbosco di Sopra). In rosso è indicata l'ubicazione del sito di studio.



25,51 (71)

-  Piezometria della falda (metri sul livello del mare) e numero d'ordine
-  Isopieze della falda (metri sul livello del mare) con direzione del flusso idrico sotterraneo
-  Fascia di spartiacque idrico sotterraneo
-  Fascia di drenaggio idrico sotterraneo

[...] Il gradiente idraulico medio risulta generalmente compreso tra: $i = 1,5 \cdot 10^{-3} \div 1,0 \cdot 10^{-3}$. La carta della soggiacenza del primo acquifero elaborata con curve di livello aventi differenze di quota relativa di 0,5 m, [...] in prossimità dell'area in analisi individua come il livello di acqua nel sottosuolo è mediamente riscontrabile tra: $\Delta H_2O = -1,5 \div -2,0$ m p.c."

Sebbene in corrispondenza del sito di studio i riscontri cartografici (v. Fig. 16 alla pagina seguente) indichino una soggiacenza media pari a - 1,5 ÷ - 2,0 m da p.c., rappresentativa dei periodi di submassimo di ricarica dell'acquifero freatico più superficiale, le diverse campagne indagini già condotte *in situ* hanno evidenziato la presenza d'acqua a profondità comprese tra -2,90 e -3,50 metri da p.c.



Trattasi nello specifico di livelli piezometrici, caratterizzati di un certo grado di risalianza 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. 16. 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.



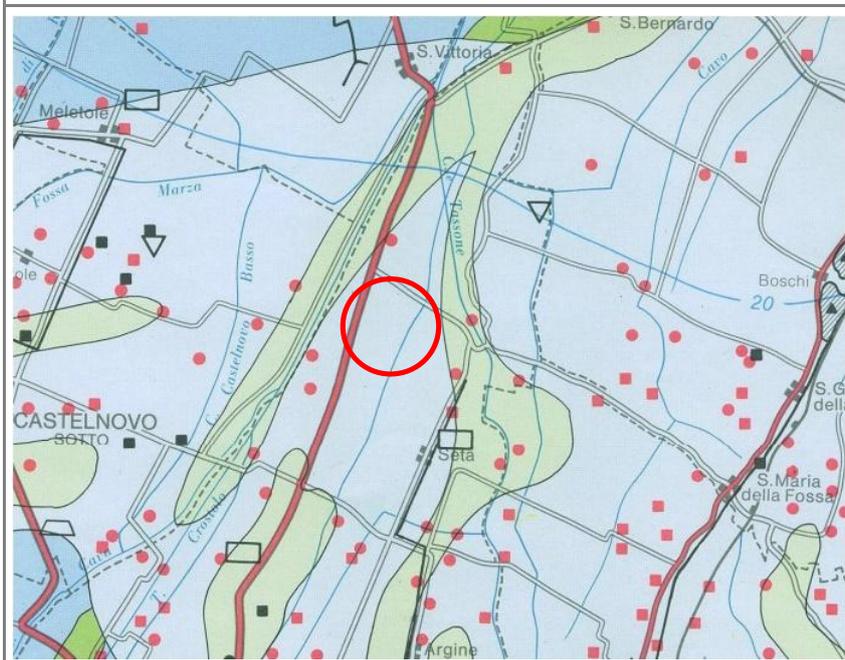
→ Alla luce dei modelli geologico ed idrogeologico locali ricostruiti, si ritiene che la falda acquifera *stricto sensu* si attesti ad una profondità tale da non interferire in alcun modo con i sistemi portanti delle opere in progetto.

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. Fig. 19 alla pagina seguente), da cui si evince come l'area in esame ricada in una zona a grado di vulnerabilità molto basso.

Benché l'assetto litostratigrafico locale preveda la presenza di orizzonti sabbiosi ad una profondità minore (15 m c.a. da p.c.) rispetto quanto ipotizzato nell'estratto cartografico di Fig. 17 (> 25 m), il dato di vulnerabilità appare comunque attendibile. La falda freatica risulta infatti 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, non comunicante con altri acquiferi ed isolato da acquitardi di natura prevalentemente argillosa caratterizzati da bassissima permeabilità.



Fig. 17. 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.



GRADO DI VULNERABILITÀ						LITOLOGIA SUPERFICIE	PROFONDITÀ TETTO GHIAIE E SABBIE	CARATTERISTICHE ACQUIFERO
E _e	E	A	M	B	B _s			
					*			- 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. (*) Paleocalvei recenti e depositi di rotta, sede di acquiferi sospesi.
						Argilla Limo	> 10 m > 10 m	confinata/libera confinata
						Argilla Limo Limo Sabbia/ghiaia	< 10 m < 10 m > 10 m > 10 m	confinata/libera confinata libera confinata
						Situazioni variabili fra condizioni di vulnerabilità media e alta, localmente bassa.		
						Limo Sabbia Sabbia Ghiaia	< 10m < 10m < 10m < 10m	libera libera confinata confinata
						Sabbia Ghiaia	≅ 10m ≅ 10 m	libera libera
						Ghiaia degli alvei fluviali		libera

* E_e = Estremamente elevato E = Elevato A = Alto M = Medio B = Basso B_s = Molto basso

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. 18 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.

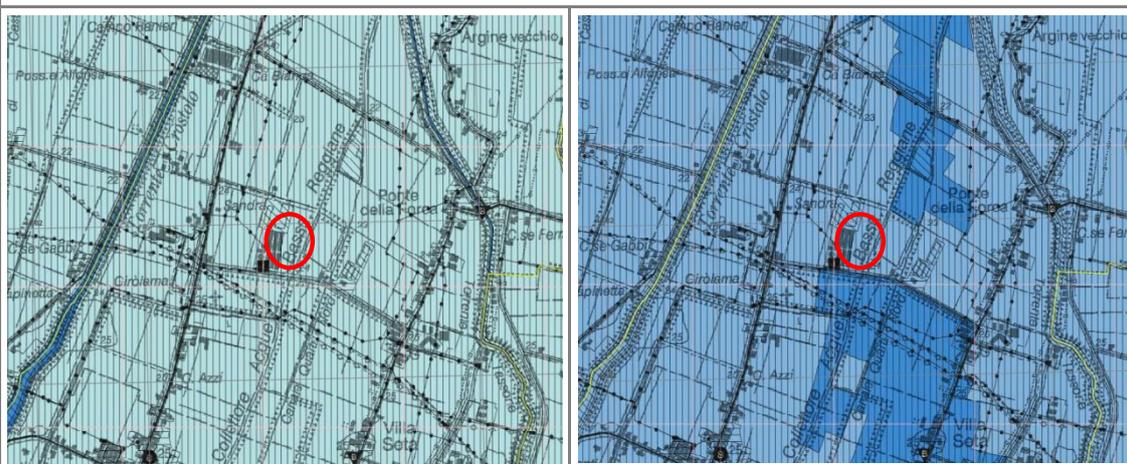


Fig. 18. Estratto da Google Earth con indicazione degli elementi idrografici principali naturali e artificiali (in azzurro) e del territorio entro cui si inserisce il sito di studio (in rosso).



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, ricade 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. 19. 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.



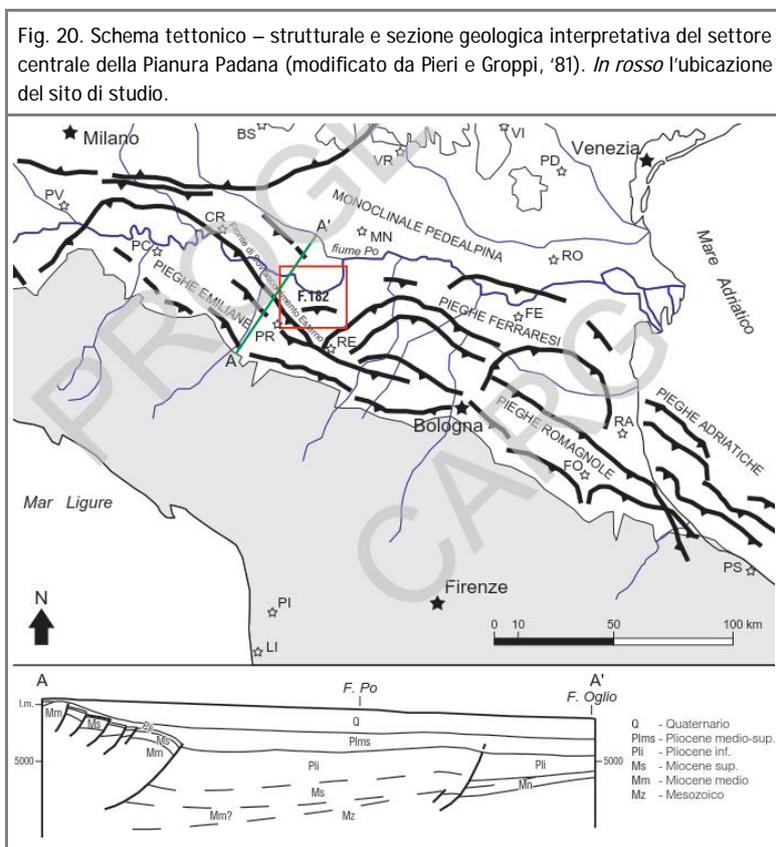
- P3 - H (alluvioni frequenti: tempo di ritorno tra 20 e 50 anni - elevata probabilità)
- P2 - M (alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - media probabilità)
- P1 - L (scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi)

- 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 avanafossa 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. 20):

- 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'avanafossa 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 ÷ 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).*



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. 22 alla pagina seguente).



Fig. 22. 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

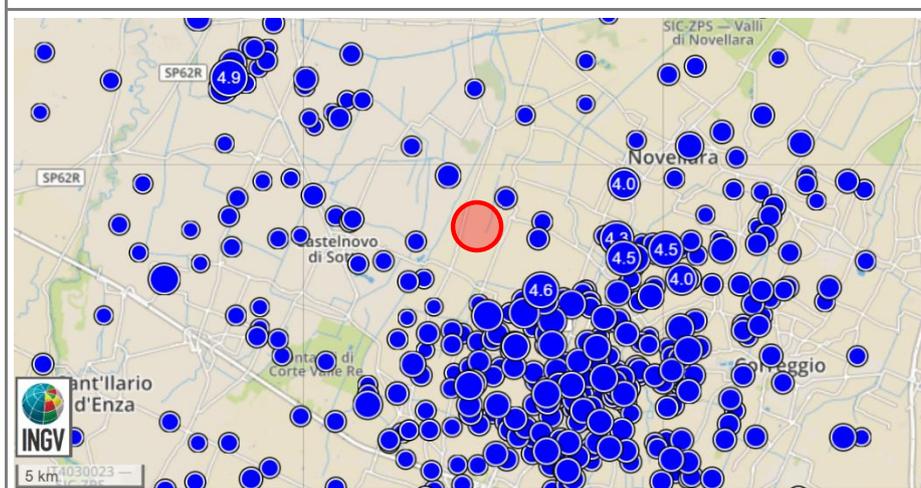
NMDP numero di Macro seismic Data Points (punti di intensità macrosismica)

Io intensità epicentrale

Mw magnitudo momento

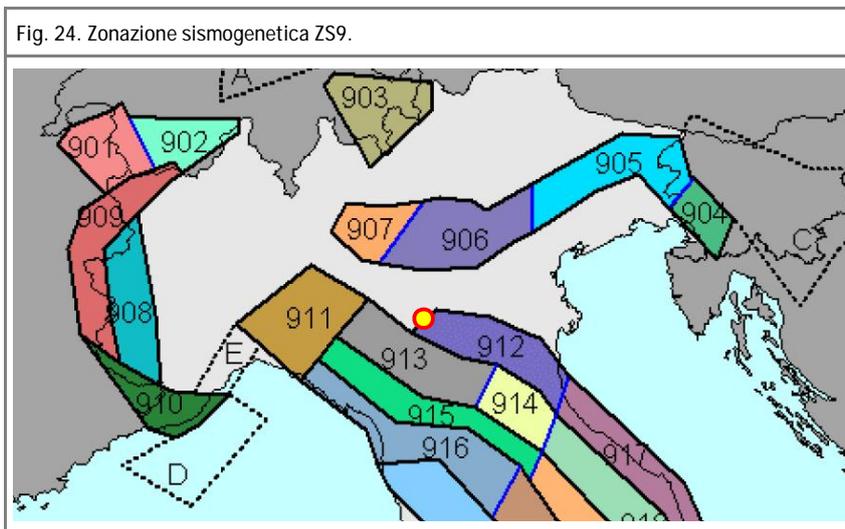
3. portale dati del "Centro Nazionale Terremoti" sismi registrati dal 1985 ad oggi (da <http://cnt.rm.ingv.it>): in corrispondenza della pianura reggiana (v. figura seguente) sono stati registrati sismi di magnitudo superiore a 4,5 come nel caso del terremoto di Novellara (giu-2000) e di Brescello (gen-2012). 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. 23. 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.



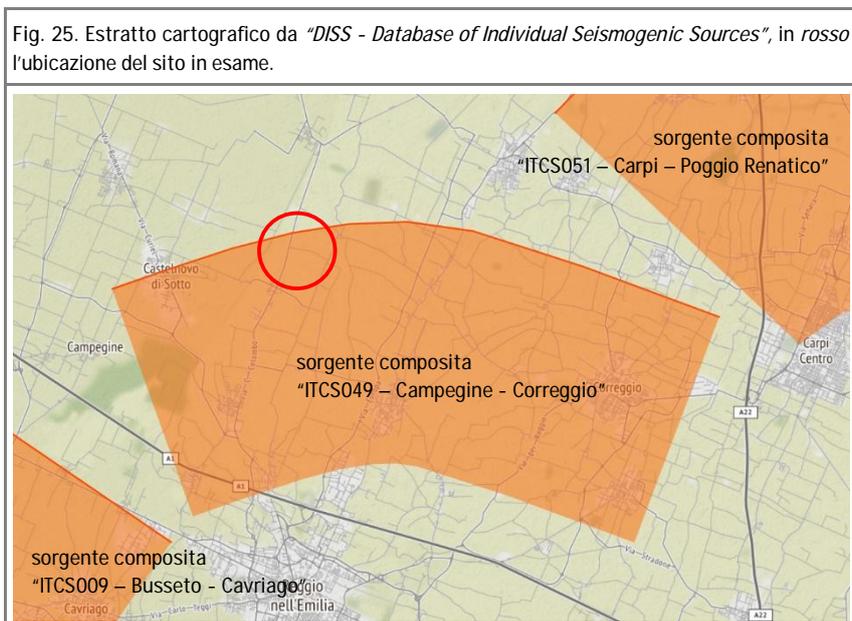


Facendo riferimento alla nuova Zonazione Sismogenetica ZS9 definita dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, si evince come il territorio comunale di Cadelbosco di Sopra ricada nell'ambito della zona sismogenetica 912 (v. figura seguente) caratterizzata da un meccanismo di faglia prevalente 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.



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.





Come deducibile dall'estratto cartografico riportato in Fig. 25 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. 26. 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.





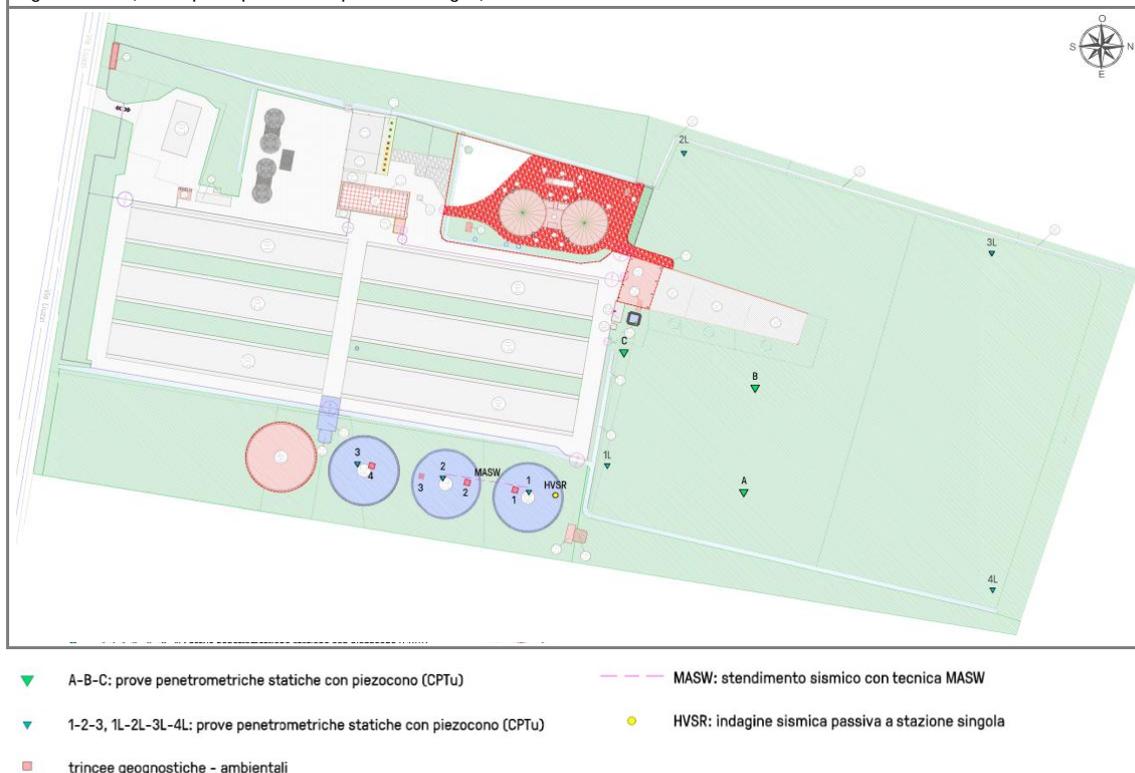
5.4 campagna indagini

Per la ricostruzione del modello geologico – geotecnico di riferimento il presente studio si è basato su quanto specificatamente emerso dall'esecuzione di una serie di campagne indagini già condotte *in situ* in precedenti fasi progettuali attraverso l'esecuzione di:

- n. 10 prove penetrometriche del tipo CPTu
- n. 04 trincee geognostiche
- n. 01 stendimento sismico di tipo MASW e n.01 misurazione sismica di tipo HVSR

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.

Fig. 27. Planimetria con ubicazione delle indagini già svolte sull'area di proprietà. Di queste sono state evidenziate in rosse le indagini prese a riferimento ("CPTU 3", trincea "T4" e "CPTU 2L") in quanto più prossime ai due siti ove sono previste le opere più significative (vasca per liquami ed impianto di biogas).



Complessivamente le suddette indagini hanno consentito di ricostruire il modello litostratigrafico di riferimento (cfr. Par. 5.5), coerente con quanto riportato in bibliografia nonché, dotato di buona continuità verticale e laterale, ben rappresentativo dell'area d'interesse progettuale.

Per una ricostruzione degli assetti litostratigrafici sito specifici interferenti con le principali opere previste nella presente fase di progetto, delle indagini condotte sono state prese a riferimento le seguenti:

OPERA IN PROGETTO	INDAGINE
VASCA LIQUAMI	prova "CPTU 3" e trincea "T4"
IMPIANTO DI BIOGAS	prova "CPTU 2L"



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'infingere 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.

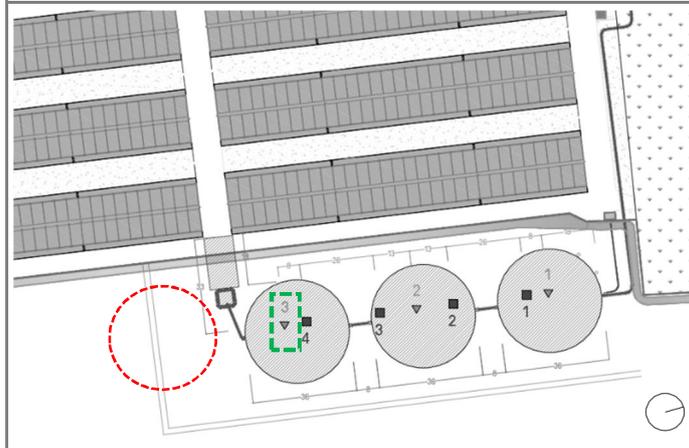
Dal rapporto tra la resistenza all'avanzamento della punta e la resistenza laterale locale è possibile, mediante correlazioni empiriche e correzioni in relazione alla sovrappressione indotta nel terreno, risalire con una certa approssimazione alla natura dei terreni attraversati; come l'esperienza ha mostrato, il rapporto $F = R_p/R_l$, 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_e). 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 di cui alla pagina seguente sintetizzano, per le due prove prese specificatamente in considerazione ("CPTU 3" e "CPTU 2L" - v. All. 3), gli orizzonti distinti su base litologica e geotecnica indicando il valore medio di resistenza alla punta, l'interpretazione litologica ed il comportamento prevalente.



opera prevista: VASCA DI STOCCAGGIO (caso "a")
prova di riferimento: CPTU 3

Fig. 28. "caso a": ubicazione su planimetria progettuale delle indagini prese a riferimento (CPTU 3 e trincea "T4") rispetto all'area d'intervento (tratteggio rosso).

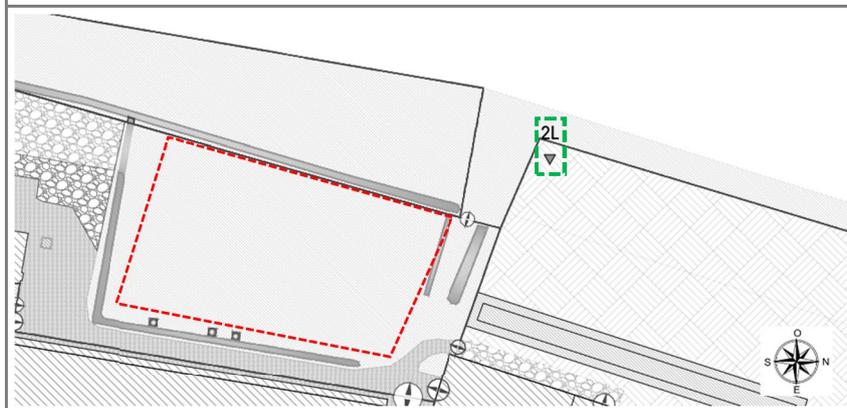


CPTU 3

PROFONDITÀ m da p.c.	SPESSORE m	q _c media MPa	UNITA	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

opera prevista: IMPIANTO DI BIOGAS (caso "b")
prova di riferimento: CPTU 2L

Fig. 29. "caso b": ubicazione su planimetria progettuale delle indagini prese a riferimento (CPTU 2L) rispetto all'area d'intervento (tratteggio rosso).



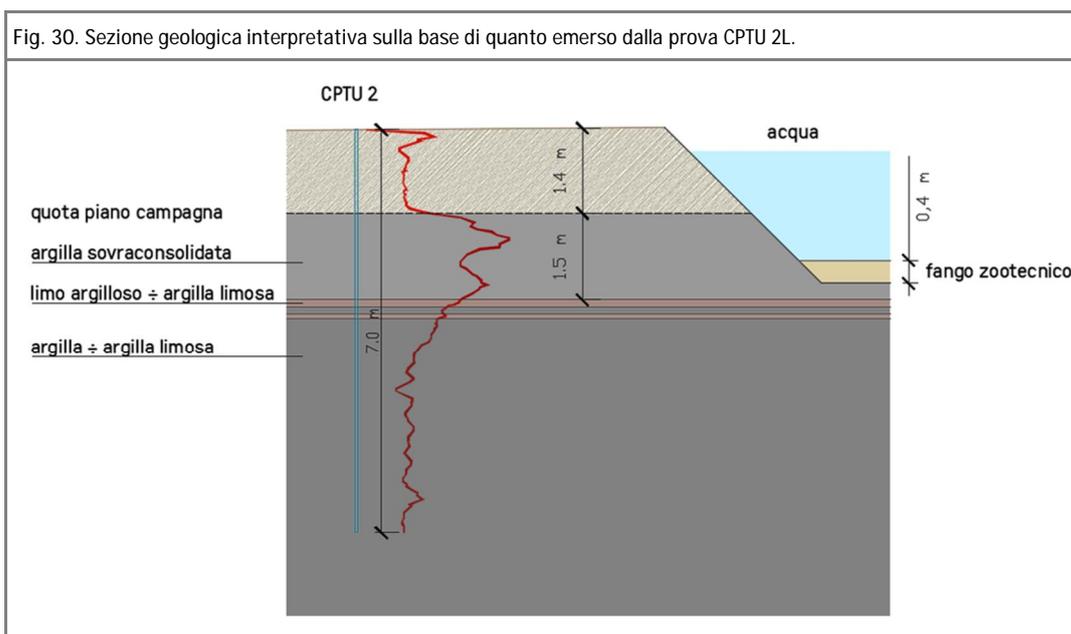


CPTU 2L

PROFONDITÀ m da p.c.	SPESSORE m	q _c media MPa	UNITÀ	INTERPRETAZIONE	COMPORTAMENTO PREVALENTE
0,0 ÷ 1,4*	1,4	1,30	R	ARGILLA - ARGILLA LIMOSA (ARGINATURA)	coesivo
0,0 ÷ 1,5**	1,5	3,61	A1	ARGILLA SOVRACONSOLIDATA	coesivo
1,5 ÷ 1,9**	0,4	2,70	LA-AL	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
1,9 ÷ 4,6**	3,7	1,50	A	ARGILLA	coesivo

*: rispetto quota indagine e sommità argine

** : rispetto attuale quota piano campagna



Le prove penetrometriche hanno coerentemente ed omogeneamente evidenziato la presenza, fino alla profondità di 12÷14 m ca., 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, A1); quindi orizzonti di natura sabbioso limosa e limo sabbiosa (unità SL-Ls) di spessore metrico sottendenti nuovamente limi argillosi ed argille limose fino alla massima profondità indagata (20,0 m da p.c.). La prova CPTU 3, presa a riferimento per la realizzazione della nuova vasca liquami, si distingue per la presenza di un livello incoerente a morfologia lentiforme (unità SL-Ls) a minore profondità (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 non possa essere considerata del tutto attendibile ai fini della definizione dell'assetto piezometrico locale, va altresì evidenziato come nel corso delle prove penetrometriche CPTU 3 e CPTU 2L sia stata rilevata la presenza di acqua a circa 3,00 m di profondità da p.c. attuale, livello piezometrico riconducibili ad acquiferi di natura sabbiosa dotati di artesianità ed intercettati a partire dalla profondità minima di 6,00 m ca. da p.c.



5.4.1 trincee geognostiche

Nella tabella seguente si riporta la descrizione di quanto emerso dalla trincea geognostica "T4" (v. All. 4), eseguita a margine della prova CPTU 3 (v. Fig. 30) ed in tal senso certamente rappresentativa e funzionale alla progettazione della nuova vasca liquami:

UNITÀ GEOLOGICA	PROFONDITÀ (m da p.c.)	DESCRIZIONE
LA – AL	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.
A	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.

* massima profondità indagata

Alla luce di quanto emerso in fase di scavo si evidenzia:

- la presenza di un primo sottosuolo dotato di buona continuità laterale e costituito da materiale a composizione prevalentemente fine e comportamento coesivo;
- in particolare, 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.).

5.5 modello geologico di riferimento

Coerentemente con quanto riportato in bibliografia, le numerose indagini condotte in corrispondenza del lotto d'interesse progettuale hanno permesso di ricostruire un assetto litostratigrafico ben rappresentativo, continuo lateralmente e verticalmente, caratterizzato da un assetto a tre unità continue e sovrapposte e costituito dalle seguenti litologie:

- litologia 1 (coesiva - unità A1 / A / LA-AL 1 / LA-AL): al di là di una ridotta e non sostanziale variabilità composizionale legata ai reciproci rapporti fra frazione limosa ed argillosa (comunque certamente prevalente), nei primi 12 m ca. di profondità da attuale piano campagna il modello litostratigrafico appare affidabile e continuo, nonché caratterizzato dalla presenza di terreni fini, per lo più schiettamente coesivi (argille ÷ argille sovraconsolidate), in misura secondaria prevalentemente coesivi (argille limose) o a comportamento misto (limi argillosi), in ogni caso in alcun modo granulari. Nel solo caso della prova CPTU 3, peraltro presa a riferimento per la progettazione della nuova vasca liquami, la presente litologia appare interrotta, tra le quote di 5,9 ÷ 7,7 m da p.c., da un livello di natura sabbioso – limosa e caratterizzato da morfologia lentiforme;
- litologia 2 (granulare - unità SL-Ls): orizzonti sabbioso – limosi dotati di spessore plurimetrico si riscontrano con una certa continuità laterale a partire da una quota minima di 12 m ca. da p.c. Sede di acquiferi dotati di un certo grado di artesianità;
- litologia 3 (coesiva - unità LA-AL): argille-limose dotate di continuità laterale e presenti sino alla massima profondità indagata (20,0 m da p.c.).



Alla luce di quanto fin qui esposto si riproducono di seguito i modelli geologici di riferimento sito specifici interferenti con le due principali opere previste da progetto e, come visto, ricostruiti sulle risultanze delle due verticali d'indagine: "CPTU 3" e "CPTU 2L":

opera prevista: VASCA DI STOCCAGGIO (caso "a")

prova di riferimento: CPTU 3

UNITÀ GEOLOGICHE			PROF. (m da p.c.)	SPESSORE (m)	DESCRIZIONE LITOLOGICA
LA-AL 1	A	LA-AL	0,0 ÷ 5,9	5,9	ARGILLA SOVRACONSOLIDATA, ARGILLA, LIMO ARGILLOSO, ARGILLA LIMOSA
SL-Ls			5,9 ÷ 7,7	1,8	SABBIA LIMOSA-LIMO SABBIOSO
LA-AL	A	LA-AL	7,7 ÷ 14,3	6,6	ARGILLA, LIMO ARGILLOSO, ARGILLA LIMOSA
SL-Ls			14,3 ÷ 19,4	4,9	SABBIA LIMOSA-LIMO SABBIOSO
LA-AL			19,4 ÷ 20,0*	0,6	LIMO ARGILLOSO-ARGILLA LIMOSA

* fine prova

opera prevista: IMPIANTO DI BIOGAS (caso "b")

prova di riferimento: CPTU 2L

UNITÀ GEOLOGICHE			PROF. (m da p.c.)	SPESSORE (m)	DESCRIZIONE LITOLOGICA
R			0,0 ÷ 1,4*	1,4	ARGILLA-ARGILLA LIMOSA (ARGINATURA)
A1	LA-AL	A	0,0 ÷ 4,6**	4,6	ARGILLA SOVRACONSOLIDATA, ARGILLA, LIMO ARGILLOSO-ARGILLA LIMOSA

*: rispetto quota sommità argine

** : rispetto attuale quota piano campagna

Da un punto di vista idrogeologico si evidenzia infine come:

- i depositi sabbiosi – sabbio limosi riconducibili all'unità "SL-Ls" e presenti a partire da una profondità di circa 12 m da attuale piano campagna 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.



RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

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



6 RELAZIONE GEOTECNICA

6.1 modello geotecnico locale

Con riferimento al modello geologico ricostruito (cfr. Par. 5.5), nelle tabelle seguenti sono state riportate le profondità alle quali le diverse unità geologiche individuate sono state intercettate lungo le due verticali d'indagine prese a riferimento ("CPTU 3" e "CPTU 2L"):

CPTU 3 - VASCA DI STOCCAGGIO			CPTU 2L - IMPIANTO DI BIOGAS		
UNITÀ	PROFONDITÀ m da p.c.	SPESSORE m	UNITÀ	PROFONDITÀ m da p.c.	SPESSORE m
LA-AL 1	0,0 ÷ 0,7	0,7	R (ARGINE)	0,0 ÷ 1,4*	1,4
A	0,7 ÷ 5,6	4,9	A1	0,0 ÷ 1,5**	1,5
LA-AL	5,6 ÷ 5,9	0,3	LA-AL	1,5 ÷ 1,9**	0,4
SL-LS	5,9 ÷ 7,7	1,8	A	1,9 ÷ 4,6**	3,7
LA-AL	7,7 ÷ 9,0	1,3			
A	9,0 ÷ 9,4	0,4			
LA-AL	9,4 ÷ 14,3	4,9			
SL-LS	14,3 ÷ 19,4	4,9			
LA-AL	19,4 ÷ 20,0	0,6			

*: rispetto quota indagine (*alias* testa argine)

** : rispetto attuale quota piano campagna

Per la caratterizzazione geotecnica delle unità geologiche sopra indicate sono stati elaborati i dati acquisiti nel corso delle prove penetrometriche, 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

ed ottenendo i due seguenti modelli geotecnici sito specifici:

modello 1: VASCA DI STOCCAGGIO (caso "a") - prova di riferimento CPTU 3

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

**modello 2: IMPIANTO DI BIOGAS (caso "b") - prova di riferimento CPTU 2L**

UNITÀ GEOTECNICA	DESCRIZIONE	COMPORT. PREVALENTE	γ_{nat} (kN/m ³)	C_u (kPa)	M_o (MPa)
R	ARGINATURA (ARGILLA – ARGILLA LIMOSA)	COESIVO	17,5÷18,0	40÷60	19÷37
A1	ARGILLA SOVRACONSOLIDATA	COESIVO	18,5÷19,0	70÷120	20÷60
LA-AL	LIMO ARGILLOSO-ARGILLA LIMOSA	COESIVO	18,5÷19,0	70÷100	15÷25
A	ARGILLA	COESIVO	18,0÷18,5	50÷65	9÷10

Sulla base di quanto fin qui esposto 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" si rinviene generalmente 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 tuttavia come la prova di riferimento CPTU 3 abbia rilevato, a margine del punto ove verrà messa in opera la vasca di conferimento dei liquami zootecnici, la presenza di un livello di natura sabbioso – limosa più superficiale (-5,9 ÷ 7,7 m da p.c.) a morfologia lentiforme, dotato quindi di scarsa continuità laterale;
- l'unità limoso-argillosa "LA-AL" a comportamento coesivo presenta *range* in termini di parametrizzazione geotecnica piuttosto significativi, dovuti principalmente 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

Per la stima della capacità portante sono state poste le seguenti ipotesi di calcolo:

- sono stati distintamente valutati tre casi afferenti ai principali interventi previsti dal progetto in esame: i) vasca per liquami (caso "a"), impianto di biogas (caso "b"), cabina enel (caso "c");
- alla luce delle profondità d'imposta previste da quota "± 0.00" (- 1.40 m - caso "a", - 1.40 ÷ - 2.25 m - caso "b", - 0.90 m - caso "c"), il sedime di fondazione è stato uniformemente ricondotto all'unità geologica e geotecnica "A", così cautelativamente parametrizzabile:

UNITÀ GEOTECNICA	DESCRIZIONE	COMPORT. PREVALENTE	γ_{nat} (kN/m ³)	C_u (kPa)
A	ARGILLA DEBOLMENTE LIMOSA	COESIVO	18,0	50

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

- la tipologia di fondazione ipotizzata è, per tutti e tre i casi considerati, superficiale "a platea", sulla base delle seguenti caratteristiche costruttive:

CASO	TIPOLOGIA	LUNGH. (m)	LARGH. (m)	h (m)
a	PLATEA	36	36	0,40
b	PLATEA	25	25	0,40
c	PLATEA	14	3,5	0,25



- 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:

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

- 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:

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

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

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

ove L = lunghezza della fondazione

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

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

$K = D/B$ 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:

		Q_{SLU}		
APPROCCIO	2	CASO "a"	CASO "b"	CASO "c"
COMBINAZIONE	A1+M1+R3	135 kN/m ²	135 kN/m ²	200 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 del serbatoio antincendio e del vaschino interrati, non si ritiene vi siano problemi di portanza in quanto la stima dei carichi ipotizzabili indotti da tali strutture risultano di fatto pressoché analoghe o inferiori ai carichi litostatici in essere.

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 alle prove di riferimento CPTU 3 (caso "a") e CPTU 2L (caso "b"); ciascuna prova è stata 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".



In sintesi quindi, i calcoli sono stati eseguiti considerando:

- i modelli geotecnici sito specifici rappresentati dalle verticali di prova prese a riferimento (CPTU 3 e CPT 2L);
- le geometrie fondazionali già adottate nella stima della capacità portante;
- i piani d'imposta a -1,40 m (casi "a" e "b") e -0,90 (caso "c") da piano campagna considerando lo spessore di terreno sovrastante come attuale sovraccarico e quindi ragionando per parziale compensazione dei carichi;
- i livelli granulari in condizioni di saturazione.

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	CPTU 3	CPTU 2L
CASO	a	b
CARICO DI PROGETTO (STIMA)	60 kPa	50 kPa
PRESSIONE DI CONTATTO NETTA (C_0/A')	35 kN/m ²	25 kN/m ²
CEDIMENTO TOTALE " Δh "	4,3 cm	3,2

- I risultati forniscono cedimenti complessivamente compresi tra circa 3,2 e 4,3 cm.
- 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 il serbatoio antincendio ed il vaschino interrati, 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.

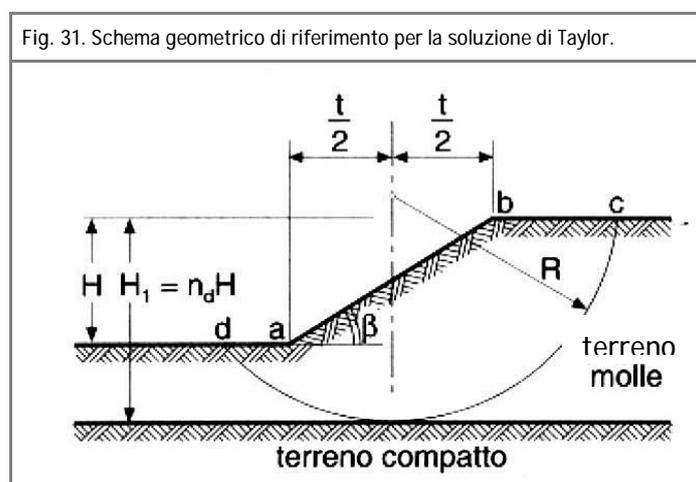
Per quanto concerne infine la stima del modulo di sottofondo "k" (o di Winkler), parametro indicativo dell'interazione tra fondazione e terreno, l'applicazione di una serie di formule empiriche ha restituito nel caso specifico valori piuttosto discordanti seppur, va detto, uniformemente molto bassi. 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 kg/cm³. 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 2,5 m ca. rispetto a "quota ± 0,00" di progetto (caso "b"). 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.

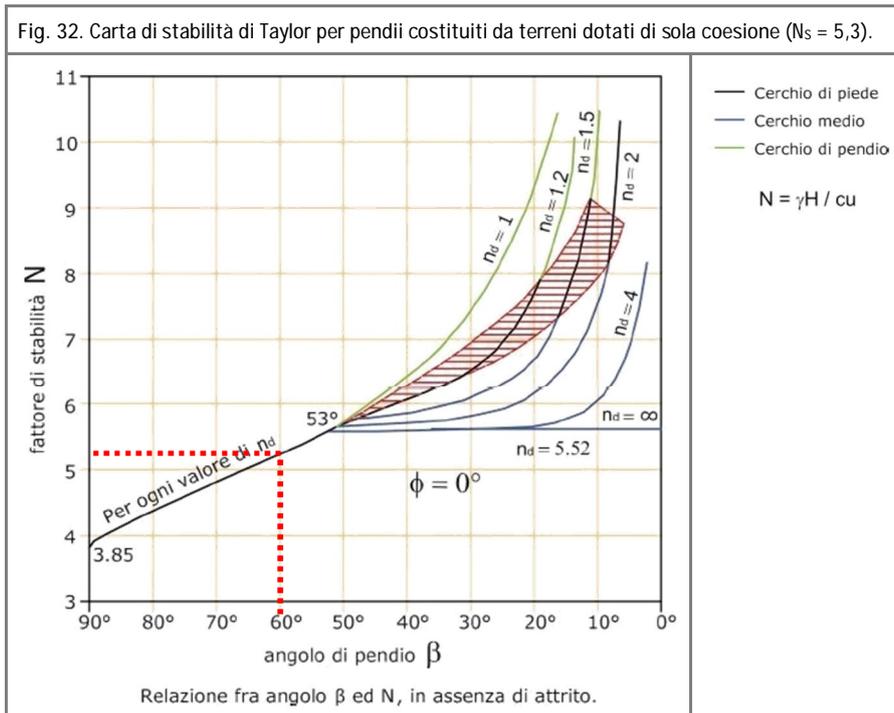
Dal momento che il primo sottosuolo dell'area è caratterizzato da terreni a comportamento prevalentemente coesivo, è stata eseguita una verifica di stabilità a breve termine con il metodo del cerchio di scivolamento di Taylor (v. Fig. 31), ipotizzando in via cautelativa l'intero fronte come costituito omogeneamente dai depositi ascrivibili all'unità "LA-AL" (limo argilloso-argilla limosa) dotata di caratteristiche geotecniche più scadenti (verticale di riferimento "CPTU 3"), con altezza del fronte di scavo $h_{\max} = 2,50$ m.



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 .



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. 32 un fattore di stabilità $N_s = 5,3$);
- un'altezza del fronte di scavo di 2,50 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 4,8 ben superiore al valore minimo fissato dalla normativa ($F_s \geq 1,1$).



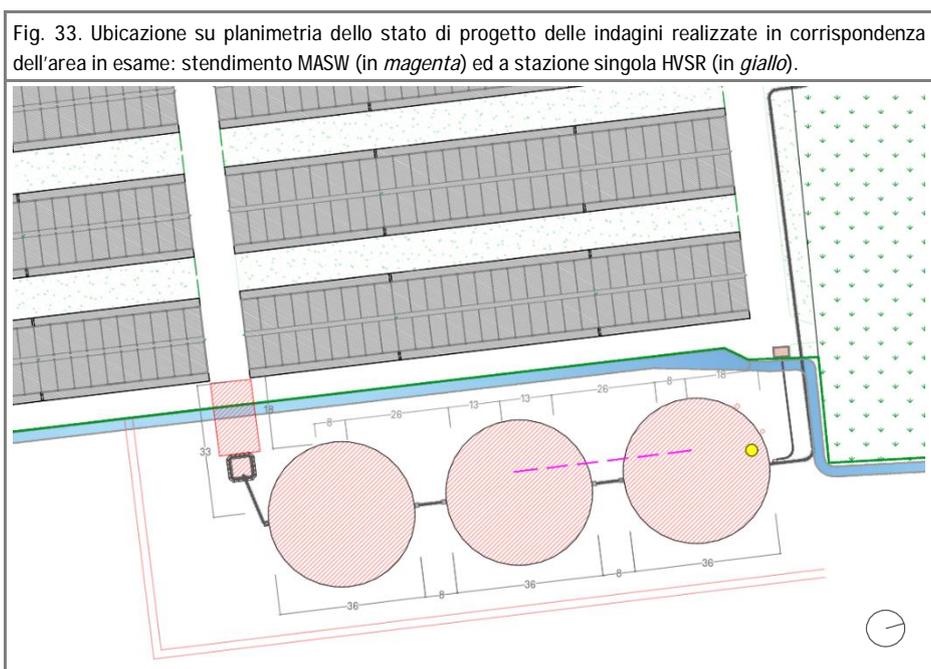
- Si ritiene quindi che gli scavi possano quindi essere realizzati con adeguato margine di sicurezza modellando i fronti con pendenza di 60° per altezze massime fino a 2,50 m.
- Qualora in corso d'esecuzione si verificasse il venir meno delle necessarie condizioni di sicurezza (presenza di materiali 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

Per la caratterizzazione sismica del sito d'interesse progettuale si fa riferimento all'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.

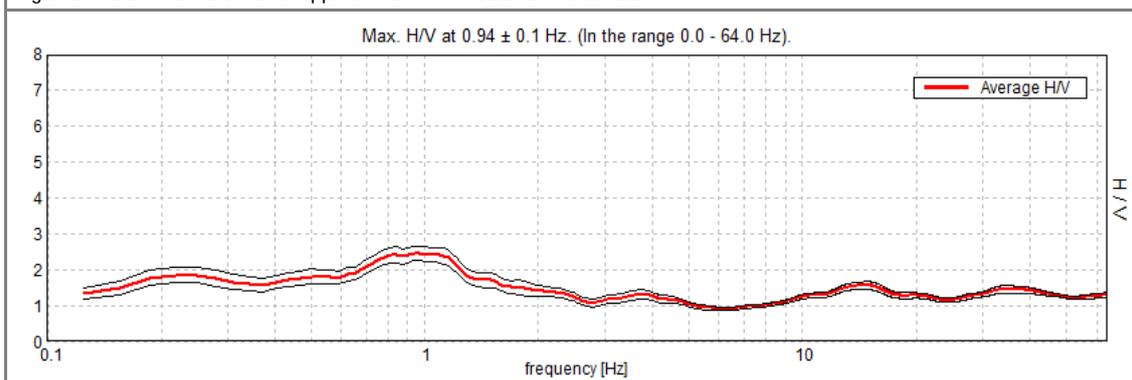


Dai risultati dell'indagine è stato quindi possibile ricavare la velocità equivalente delle onde di taglio ($V_{s,eq}$) da cui la Categoria di Sottosuolo ai sensi della normativa vigente (D.M. 17/01/2018). Nel caso di substrato sismico a profondità superiore a 30 m da p.c., il valore di $V_{s,eq}$ è 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. 34. 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

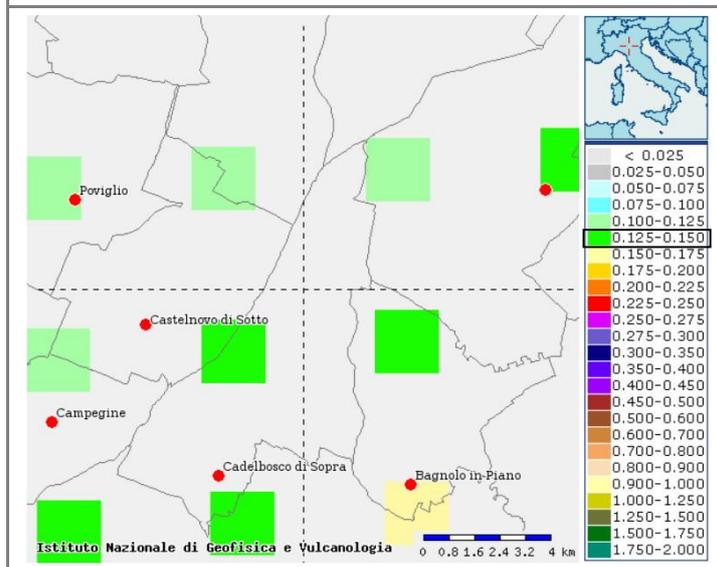
In riferimento alla classificazione sismica del territorio nazionale definita dall'O.P.C.M. 3274/03 il Comune di Caldelbosco di Sopra è inserito in zona 3.

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. 35 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. 35. Inquadramento su mappa di pericolosità sismica (OPCM n.3519/06).
(fonte: <http://esse1-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.

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

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;

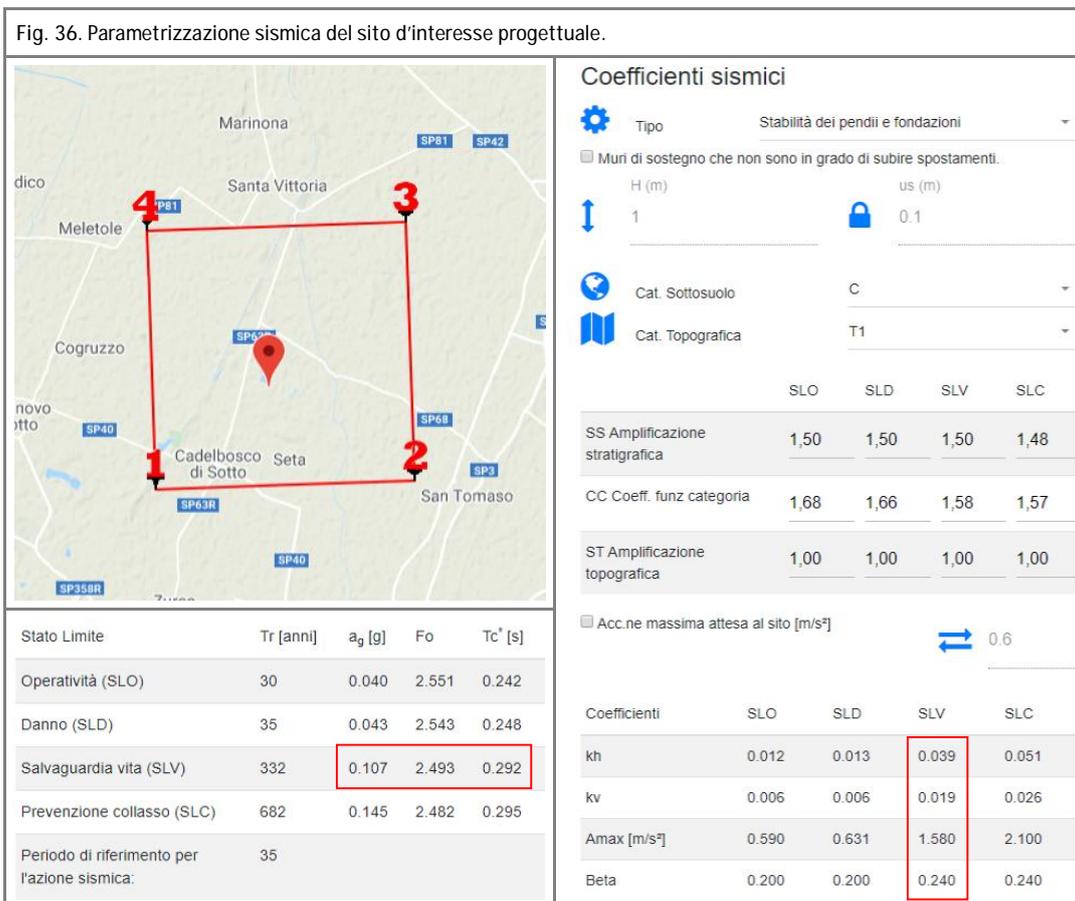
T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

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_{V_R} 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:



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. 37. 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						
		AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	INSTABILITA' DI VERSANTE	CEDIMENTI	LIQUEFAZIONE
CLASSI	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. 38), il sito d'intervento ricade nell'ambito "Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali - 2002 - zona 2".

Fig. 38. 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 plurimettrica, 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.
- Coerentemente con quanto riportato in bibliografia, le numerose indagini condotte in corrispondenza del lotto d'interesse progettuale hanno permesso di ricostruire un assetto litostratigrafico ben rappresentativo, continuo lateralmente e verticalmente, caratterizzato da un assetto a tre unità continue e sovrapposte e costituito dalle seguenti litologie: litologia 1 (coesiva - unità A1 / A / LA-AL 1 / LA-AL): al di là di una ridotta e non sostanziale variabilità composizionale legata ai reciproci rapporti fra frazione limosa ed argillosa (comunque certamente prevalente), nei primi 12 m ca. di profondità da attuale piano campagna il modello litostratigrafico appare affidabile e continuo, nonché caratterizzato dalla presenza di terreni fini, per lo più schiettamente coesivi (argille ÷ argille sovraconsolidate), in misura secondaria prevalentemente coesivi (argille limose) o a comportamento misto (limi argillosi), in ogni caso in alcun modo granulari. Nel solo caso della prova CPTU 3, peraltro presa a riferimento per la progettazione della nuova vasca liquami, la presente litologia appare interrotta, tra le quote di 5,9 ÷ 7,7 m da p.c., da un livello di natura sabbioso – limosa e caratterizzato da morfologia lentiforme; litologia 2 (granulare - unità SL-Ls): orizzonti sabbioso – limosi dotati di spessore plurimetrico si riscontrano con una certa continuità laterale a partire da una quota minima di 12 m ca. da p.c. Sede di acquiferi dotati di un certo grado di artesianità; litologia 3 (coesiva - unità LA-AL): argille-limose 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 *stricto 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 *in situ* 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 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.
- 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. – *continua* –



- segue -

- 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 –
- 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: $S_I = 1,50$.
- 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 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 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 del serbatoio antincendio e del vaschino interrati, non si ritiene vi siano problemi di portanza in quanto la stima dei carichi ipotizzabili indotti da tali strutture risultano di fatto pressoché analoghe o inferiori ai carichi litostatici in essere.
- 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 3,2 e 4,3 cm ca. I valori di cedimento ottenuti rappresentano la deformazione del sottosuolo sotto un sovraccarico complessivo al netto del carico litostatico. Per quanto riguarda infine il serbatoio antincendio ed il vaschino interrati, 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.

- continua -



– segue –

- 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 kg/cm³. 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.
- Per il raggiungimento di “quota fondazione” sarà necessaria l’esecuzione di scavi con altezze massime sulla verticale stimate pari a 2,5 m ca. rispetto a “quota ± 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 2,5 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 prudenziali.
- 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, 20 giugno 2022

Dott.ssa Geol. Ilaria Merzi



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)
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)
FARINA M., MARCACCIO M., ZAVATTI A. Esperienze e prospettive nel monitoraggio delle acque sotterranee. Il contributo dell'Emilia Romagna (2015)
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
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
ITHACA Working Group (2019). ITHACA (Italy HAZard from CApable faulting), A database of active capable faults of the Italian territory. Version December 2019.
LANCELLOTTA 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)