

REGIONE VENETO – PROVINCIA DI VICENZA

COMUNE DI LONIGO

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA STALLA
FINALIZZATO AL MANTENIMENTO DELL'ATTUALE CONSISTENZA
E CONTESTUALE RISPETTO DELLE TECNICHE DI PRODUZIONE DI CARNE
DI QUALITÀ DELL'ALLEVAMENTO DI BOVINI

ELABORATO D1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

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

COMMITTENTE Soc. Agr. Fosca s.s. dei f.lli Nicolin & C.



STUDIO DI GEOLOGIA

DOTT. GIONATA ANDREIS

~
Via Don Vittorio Montorio, 6
37057 - San Giovanni Lupatoto (Verona)

~
Via Gardesana, 384
37018 - Malcesine (Verona)

~
Cell. 333 6794246
P.IVA 03405830237
gionata.andreis@gmail.com

Dott. Geol. Gionata Andreis

IL TECNICO

0				Ottobre 2020
REV	Elaborato D1 - Relazione Geologica, Geotecnica e Sismica			data
CODICE	AG2074		File: AG2074 – Relazione geologica - geotecnica.doc	

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DEL TERRITORIO	5
4	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO PROGETTUALE	7
5	RELAZIONE GEOLOGICA	11
5.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	11
5.2	INQUADRAMENTO IDROGRAFICO E IDROGEOLOGICO	15
5.3	INQUADRAMENTO TETTONICO - STRUTTURALE.....	21
5.4	INQUADRAMENTO SISMICO.....	23
5.5	ANALISI DEL PIANO DI ASSETTO TERRITORIALE (P.A.T.)	25
6	RELAZIONE GEOTECNICA	29
6.1	CAMPAGNA INDAGINI	29
6.2	SCAVI ESPLORATIVI.....	30
6.3	PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (C.P.T.)	31
6.4	INDAGINE SISMICA DI TIPO MASW	34
6.4.1	Cenni metodologici	34
6.4.2	Acquisizione dati MASW.....	36
6.4.3	Elaborazione e interpretazione dei risultati	37
6.4.4	Categoria di sottosuolo di fondazione	40
6.5	MODELLO GEOLOGICO - GEOTECNICO LOCALE	41
6.6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO PROGETTUALE	42
6.7	STIMA DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	44
6.8	STIMA DEI CEDIMENTI	46
6.9	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	47
6.9.1	Verifica alla liquefazione a partire dai risultati della prova MASW.....	49
6.9.2	Verifica alla liquefazione a partire dai risultati delle prove CPT	50
7	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	52
	BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO	55

ALLEGATI AL TESTO

- ALLEGATO 1:** COROGRAFIA IN SCALA 1:5000
- ALLEGATO 2:** PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI
- ALLEGATO 3:** SCAVI ESPLORATIVI
- ALLEGATO 4:** PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (CPT)

Codice di Rif.: AG2074

San Giovanni Lupatoto, Ottobre 2020

1 PREMESSA

Nell'ambito del progetto per la realizzazione di una nuova stalla per l'allevamento di tori all'interno di un centro zootecnico di proprietà "Soc. Agr. Fosca s.s." sito in Via Ronchi nel Comune di Lonigo (Vicenza), è stato redatto il presente studio geologico e geotecnico in ottemperanza al D.M. 17/01/2018 e finalizzato:

- i. alla ricostruzione dell'assetto geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismico dell'area di interesse progettuale;
- ii. all'individuazione delle possibili problematiche di carattere geologico, geotecnico e/o idrogeologico connesse all'esecuzione dell'intervento;
- iii. alla ricostruzione del modello geologico e geotecnico dei terreni costituenti il primo sottosuolo dell'area.

Lo studio è stato condotto avvalendosi delle informazioni provenienti dalla bibliografia e dalla cartografia geologica esistenti, dell'esperienza maturata dallo scrivente in indagini e studi svolti in passato a breve distanza dall'area in esame e nel medesimo contesto nonché alla luce di una mirata campagna geognostica condotta *in situ*, concretizzatasi attraverso l'esecuzione di:

- **n. 2 saggi esplorativi** con escavatore meccanico per la ricostruzione dell'assetto litostratigrafico locale attraverso la presa visione dei depositi che costituiscono il primo sottosuolo dell'area di futuro intervento;
- **n. 2 prove penetrometriche statiche di tipo CPT** per la parametrizzazione geotecnica dei terreni che costituiranno sedime di fondazione delle opere in progetto;
- **n. 1 indagine sismica con metodologia MASW** per la definizione del profilo verticale delle onde di taglio (Vs) nel terreno e la corretta attribuzione della Categoria di Sottosuolo di fondazione richiesta dalle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018).

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

CIRC. REGIONE VENETO 30.01.1990 N°2

Osservanza della normativa vigente sull'uso del sottosuolo ai fini edificatori e, in particolare, dell'obbligo, nei casi previsti, della Relazione geologica e della Relazione geotecnica.

ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO 20.03.2003 N°3274 (G.U. 08.05.2003 N°105)

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica.

DELIBERA DI GIUNTA REGIONALE 21/07/2003 N°1435

Prime disposizioni di attuazione dell'ordinanza del O.P.C.M. n°3274/2003 recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

DELIBERA DEL CONSIGLIO REGIONALE DEL VENETO 03.12.2003 N°67

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20.03.2003 n°3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" – Approvazione della classificazione sismica e direttive per l'applicazione.

ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO 28.04.2006 N°3519

Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.

DELIBERA DELLA GIUNTA REGIONALE DEL VENETO 22.01.2008 N°71

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 28 aprile 2006, n. 3519 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" – Direttive per l'applicazione. Adozione del provvedimento n°96/CR del 7 agosto 2006.

D.M. 14.01.2008

Nuove norme tecniche per le costruzioni.

CIRC. MIN. 02.02.2009 N°617

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

PIANO DI TUTELA DELLE ACQUE DELLA REGIONE VENETO (P.T.A.) D.G.R.V. 05.11.2009 N°107

Norme per il governo del territorio.

D.M. 17.01.2018

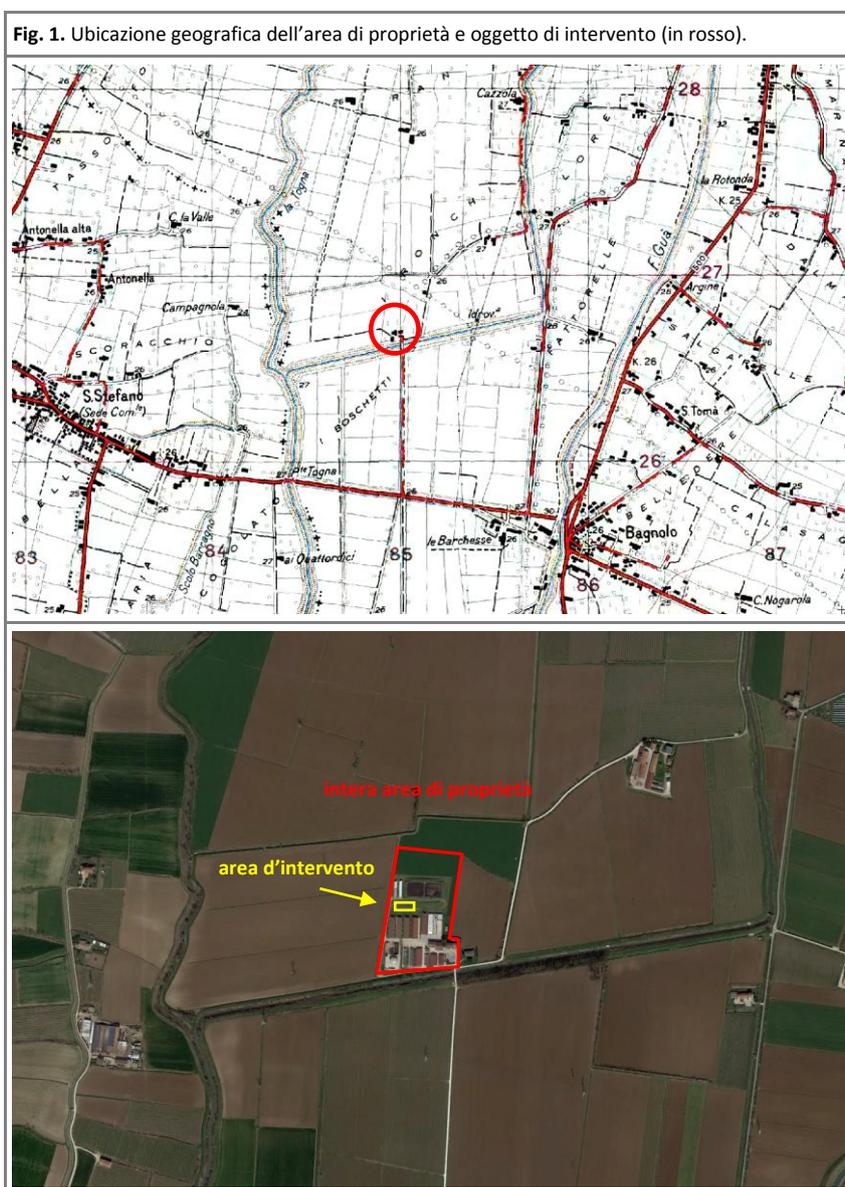
Aggiornamento alle norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018).

CIRC. MIN. 21.01.2019 N°7

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 (Circolare applicativa NTC 2018).

3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DEL TERRITORIO

L'area d'interesse progettuale è situata nella porzione Sud occidentale del Comune di Lonigo, ad una distanza di oltre 2 km dal centro abitato principale più precisamente in località Ronchi, all'interno dei terreni di proprietà della "Soc. Agr. Fosca" dei f.lli Nicolin. Inserito in un contesto a destinazione prevalentemente agricola, il lotto di proprietà è in gran parte edificato con la presenza di capannoni adibiti ad allevamento di tori, vasche di stoccaggio liquami, un impianto a biogas e alcuni edifici per la conduzione dell'attività (abitazione, depositi, magazzini, silos, ecc.). Il sito è delimitato a Nord da terreni agricoli, a Sud da un canale di scolo (Roggia del Rio Comparolo o Rio Acquetta), ad Est da aree agricole e da un lotto edificato di altrui proprietà e ad Ovest da un fosso di scolo privato. In particolare, la nuova stalla in progetto sarà realizzata nella porzione centro - settentrionale del lotto, in un'area attualmente inerbita compresa tra i capannoni e le vasche di raccolta liquami esistenti.



Il territorio considerato nel presente studio ricade all'interno dell'Elementi n. 146013 ("Santo Stefano di Zimella") della Carta Tecnica Regionale del Veneto in scala 1:5.000 di cui si allega un estratto in calce al presente elaborato (v. All. 1).

Con riferimento alla cartografia catastale del Comune di Lonigo, il lotto di proprietà ricade all'interno del Foglio n. 37 - Mappale n. 79, come dall'estratto riportato nella figura seguente.



4 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO PROGETTUALE

Alla luce della documentazione fornita e con riferimento alle figure seguenti, il progetto riguarda la realizzazione di una nuova stalla per l'allevamento tori, di forma rettangolare e di dimensioni planimetriche pari a 48,5 x 18,5 m (Fig. 3) dotata di box per il contenimento degli animali, corsie di alimentazione e da un corridoio esterno per il passaggio di mezzi e addetti. La copertura sarà realizzata con tetto a falda, mentre esternamente al fabbricato saranno realizzati dei piazzali in stabilizzato in ghiaia per favorire il passaggio dei mezzi agricoli.

Fig. 3. Planimetria generale del lotto di proprietà con ubicazione della nuova stalla di allevamento tori in progetto (in rosso).

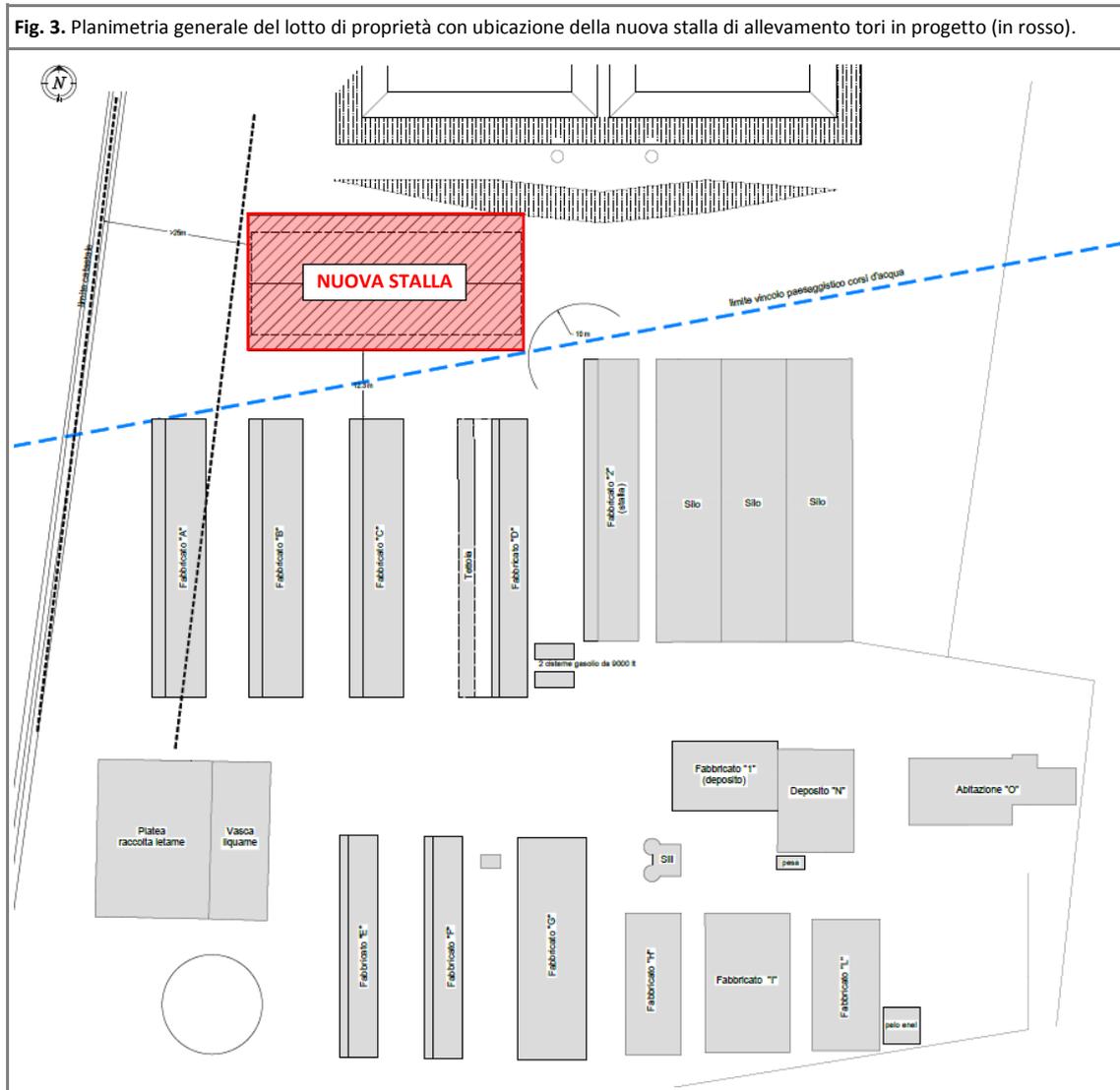
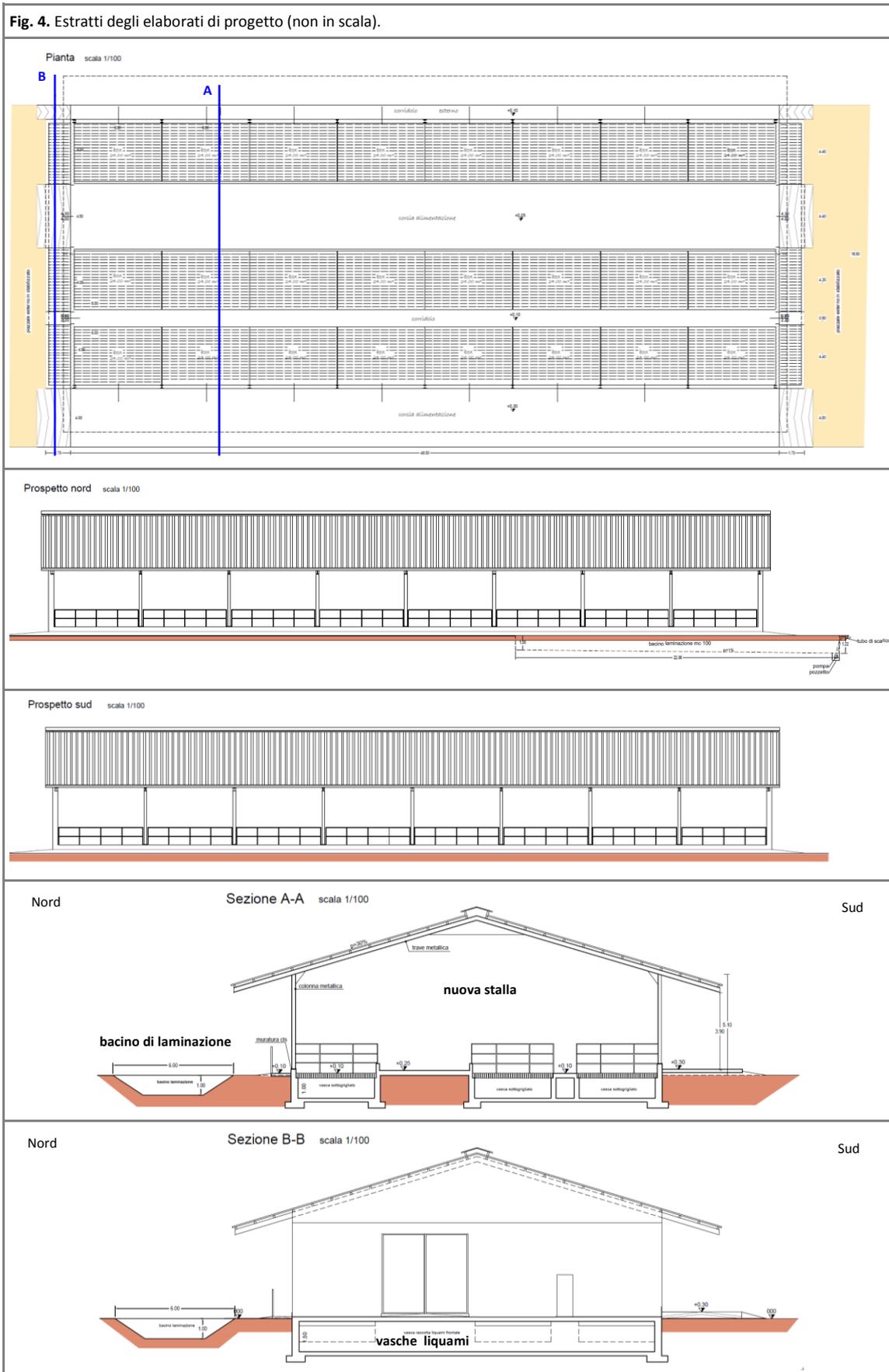
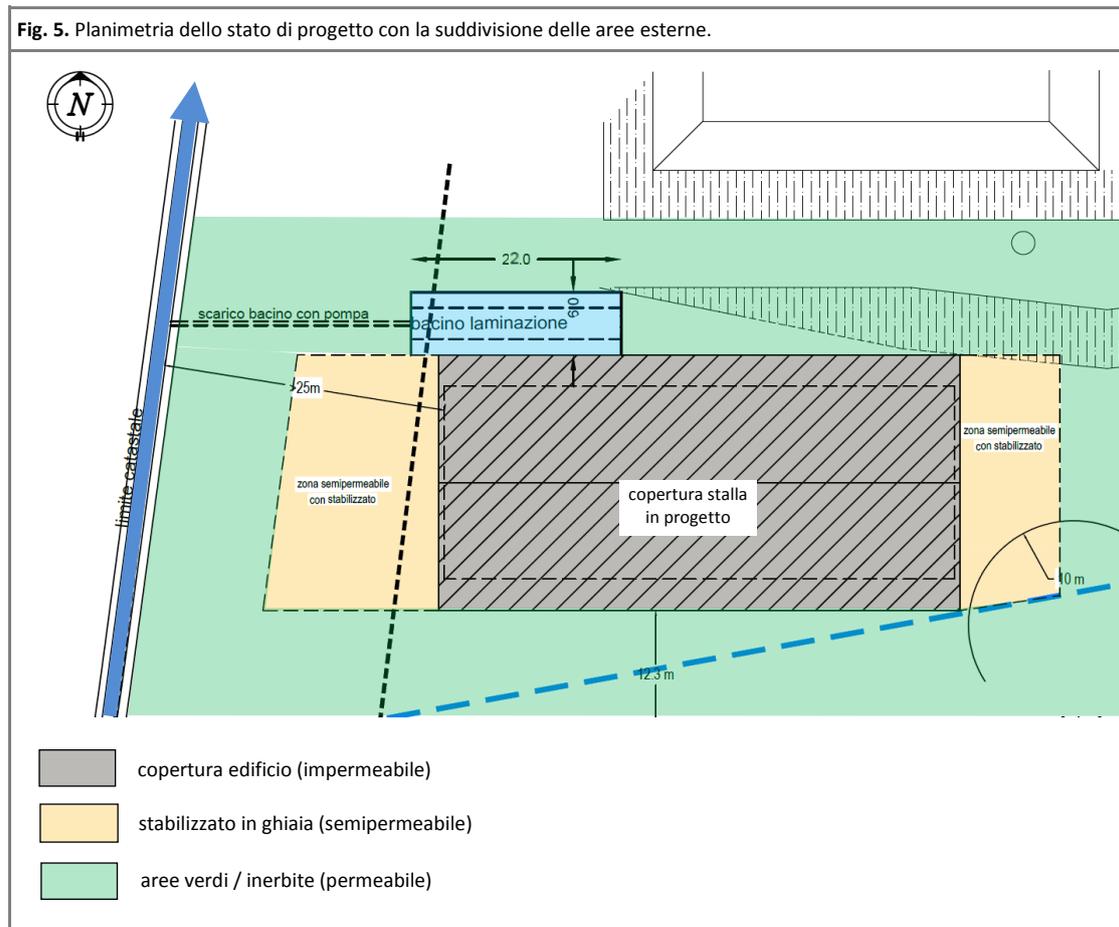


Fig. 4. Estratti degli elaborati di progetto (non in scala).



PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA STALLA FINALIZZATO AL MANTENIMENTO DELL'ATTUALE CONSISTENZA E CONTESTUALE RISPETTO DELLE TECNICHE DI PRODUZIONE DI CARNE DI QUALITÀ DELL'ALLEVAMENTO DI BOVINI



Nello specifico il progetto prevede:

- una stalla di forma rettangolare e dimensioni pari a 48,5 x 18,5 con copertura a falde;
- vasche interrato per la raccolta dei liquami sotto la stalla dove stazionano gli animali;
- sistemazione degli spazi esterni (lati Est e Ovest della stalla) attraverso la realizzazione di piazzali mediante stabilizzato in ghiaia;
- mantenimento delle aree verdi inerbite circostanti come da stato attuale.

L'intervento comporterà l'esecuzione degli scavi necessari unicamente per la posa delle fondazioni del nuovo fabbricato e per la realizzazione di vasche interrato per la raccolta dei liquami, i quali si spingeranno fino ad una profondità indicativa di 1,5 m dal piano campagna.

RELAZIONE GEOLOGICA

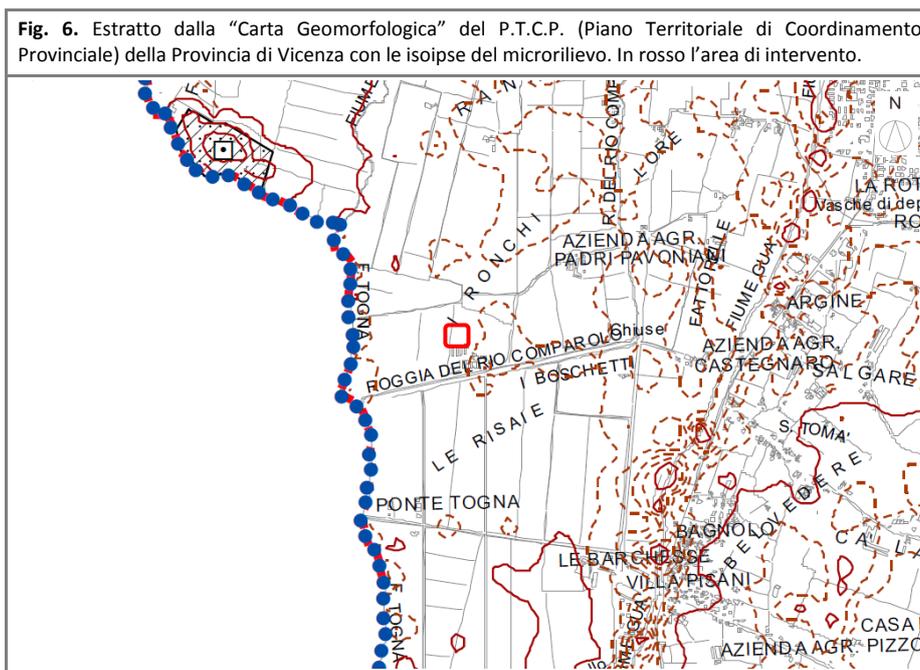
AI SENSI DEL D.M. 17/01/2018

5 RELAZIONE GEOLOGICA

5.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Dal punto di vista **geologico - geomorfologico** generale, il sito di studio s’inserisce nella Bassa Pianura Vicentina, caratterizzata da un territorio pianeggiante e solo leggermente degradante verso Sud – Est con lievi ondulazioni tipiche degli ambienti di pianura. L’evoluzione della pianura è legata principalmente all’interferenza fra le variazioni climatiche che si sono succedute durante il Quaternario e le conseguenti variazioni di portata del Fiume Adige e dei corsi d’acqua che scendono dai Monti Lessini (es. Torrente Agno, Fiume Guà); l’alternanza di fasi di espansione e di ritiro glaciale, con le conseguenti variazioni del flusso idrico e del trasporto solido, hanno infatti determinato la costruzione del conoide dell’Adige che si estende, con forma a ventaglio, dallo sbocco della Val d’Adige fino alla bassa pianura veronese e vicentina. In tale particolare contesto, le principali evidenze morfologiche sono dovute quindi alle dinamiche fluviali di sedimentazione e di erosione del Fiume Adige e dell’idrografia secondaria. In corrispondenza della porzione di territorio in esame gran parte delle evidenze morfologiche, laddove non oblitee dall’antropizzazione del territorio, sono quindi riconducibili alle dinamiche fluviali, attuali e pregresse. La superficie topografica è segnata da una serie di forme allungate per lo più parallele alle sponde fluviali, costituite da paleoalvei e dossi che conferiscono al territorio un andamento irregolare, a morfologie depresse e rilevate.

Dall’analisi della “Carta Geomorfologica” del P.T.C.P. della Provincia di Vicenza (Fig. 6), è possibile dedurre come in corrispondenza dell’area di studio non vi siano significative evidenze morfologiche, fatti salvi normali microrilievi e aree leggermente ribassate legate per lo più all’attività antropica.



Nello specifico, l'area di intervento si colloca ad una quota altimetrica media di 25,0 m s.l.m. in una porzione di territorio nel complesso pianeggiante (solo lievemente degradante verso Nord - Ovest) dove le evidenze morfologiche delle passate dinamiche fluviali sono per lo più celate dalle pratiche agricole diffuse nel territorio. All'interno del lotto di proprietà si segnalano, a livello topografico, locali differenze di quota nell'ordine di poche decine di centimetri.

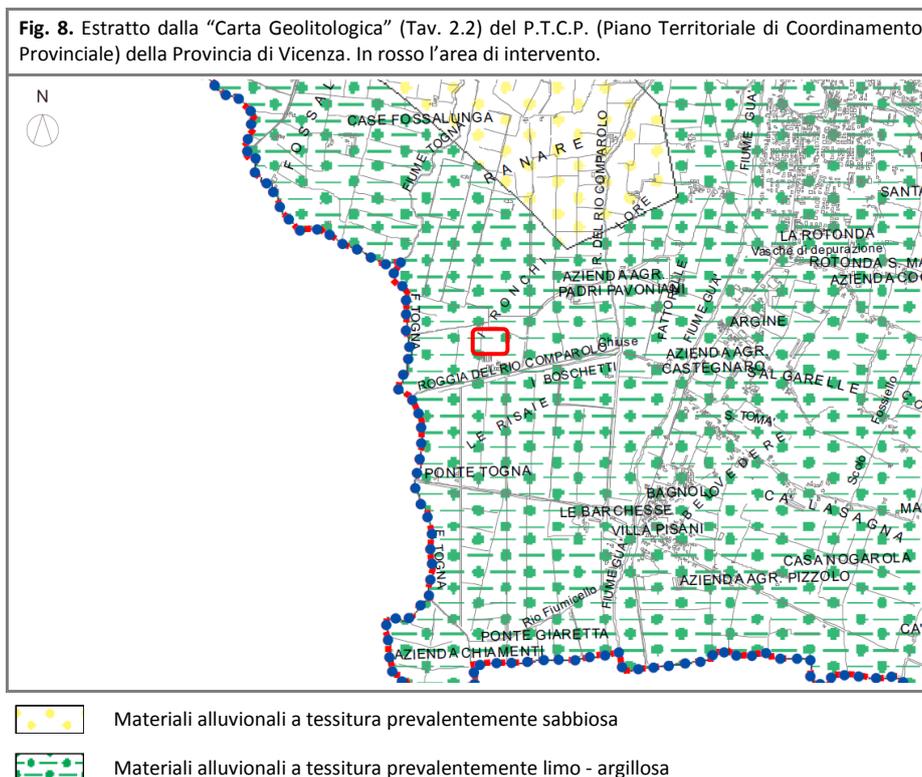
Fig. 7. Panoramica dell'area oggetto di intervento: vista da Est (in alto) e da Ovest (in basso).



In corrispondenza della porzione di territorio in cui ricade il sito d'interesse progettuale non si segnalano significative evidenze morfologiche che indichino situazioni di particolare criticità, fenomeni di dissesto in atto, quiescenti o in evoluzione, manifestazioni di erosione diffusa o concentrata; i processi morfogenetici che agiscono nel territorio sono attualmente conservativi, legati fondamentalmente ad azioni antropiche. L'intervento in progetto non comporterà significative modifiche alla morfologia tali da incidere sulla stabilità dei luoghi.

Dal punto di vista **geolitologico** generale l'alternanza di fasi di espansione e di ritiro glaciale, con le conseguenti variazioni di flusso idrico e di trasporto solido del Fiume Adige e dei principali corsi d'acqua, ha determinato l'accumulo in più riprese di enormi quantità di materiale nella pianura veronese e vicentina. Scendendo dalle quote altimetricamente più elevate verso la pianura i fiumi perdono in capacità di trasporto e sedimentano materiali di granulometria progressivamente inferiore. Si possono distinguere a Nord la parte apicale del conoide del Fiume Adige, caratterizzata da granulometrie per lo più grossolane (Alta Pianura) e a Sud la parte più distale del conoide stesso (Media e Bassa Pianura) caratterizzata invece dalla progressiva diminuzione granulometrica dei depositi. Procedendo quindi verso Sud le alluvioni ghiaiose dell'Alta Pianura si rastremano progressivamente e si assottigliano, andando ad innestarsi entro sequenze sabbiose e limo argillose tipiche della Bassa Pianura entro cui ricade anche l'area di studio.

Nel dettaglio, con riferimento alla "Carta Geolitologica" del P.T.C.P. della Provincia di Vicenza (Fig. 8), in corrispondenza dell'area di studio emerge un primo sottosuolo costituito da depositi alluvionali a tessitura prevalentemente limosa e argillosa.



Nello specifico, coerentemente con quanto riportato in bibliografia, l'esecuzione di scavi esplorativi all'interno delle aree oggetto d'intervento ha permesso di ricostruire un modello litostratigrafico locale costituito, al di sotto di un orizzonte decimetrico di terreno vegetale (limo argilloso con elementi lapidei e radici) da depositi in giacitura naturale a composizione prevalentemente argillosa e limosa (Fig. 9) intervallati in profondità da orizzonti più sabbiosi.

Fig. 9. Particolare della parete di uno degli scavi esplorativi eseguiti nell'area oggetto d'intervento da cui si osserva la presenza di depositi a composizione prevalentemente argillosa e limosa.



Il modello stratigrafico emerso dalla campagna indagini condotta nell'area di studio (in particolare grazie alle prove penetrometriche statiche - v. Cap. 6) può essere così schematizzato:

PROFONDITÀ (m da p.c.)	SPESSORE (m)	UNITÀ	LITOLOGIA
0,0 ÷ 2,4	2,4	AL	argilla e argilla limosa
2,4 ÷ 3,2	0,8	S	sabbia addensata
3,2 ÷ 4,5	1,3	LSA	limo sabbioso e argilloso
4,5 ÷ 7,0	2,5	AL	argilla e argilla limosa
7,0 ÷ 8,4	1,4	S	sabbia addensata
8,4 ÷ 9,0	0,6	AL	argilla e argilla limosa
9,0 ÷ 10,0	1,0	LSA	limo sabbioso e argilloso

Per quanto concerne l'aspetto geologico - geomorfologico locale, in corrispondenza del lotto d'intervento non si segnalano significative criticità potenziali o in atto.

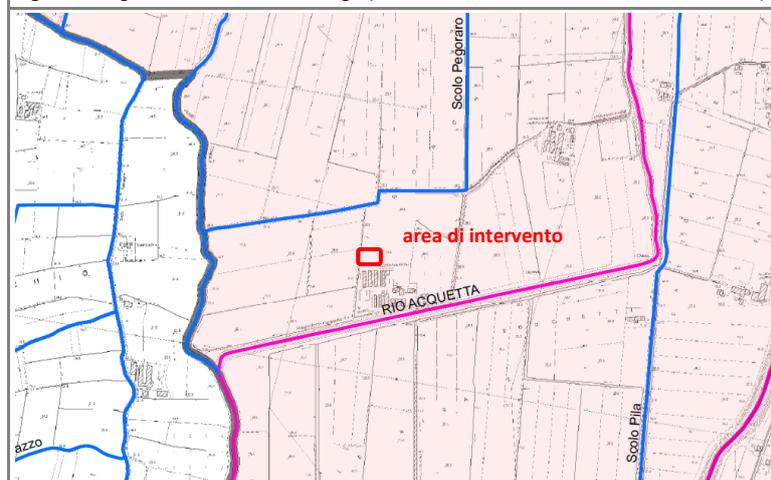
5.2 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO E IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista **idrografico**, il più significativo corso d'acqua naturale che scorre nelle vicinanze è rappresentato dal Fiume Guà che attraversa l'intero territorio comunale in direzione N-S incassato di alcuni metri nel sottosuolo e la cui sponda destra dista circa 1,5 km ad Est dall'area di intervento. Sul territorio è presente una fitta rete idrografica minore (in azzurro in Fig. 10) costituita da canali e fossi di scolo gestita dal Consorzio di Bonifica Alta Pianura Veneta adibita prevalentemente all'irrigazione dei terreni coltivati e a garantire il drenaggio del territorio. Uno di questi, lo Scolo Pegoraro è ubicato ad una distanza di un centinaio di metri a Nord rispetto all'area di intervento (Fig.^{re} 10 e 11) e prosegue in direzione Est - Ovest prima di confluire nello Scolo Togna, così come il Rio Acquetta che lambisce il confine Sud dell'azienda. Lungo il confine Ovest della proprietà è infine presente un fosso di scolo privato, attualmente asciutto, che confluisce nello Scolo Pegoraro più a Nord (Fig. 12).

Fig. 10. Ortofoto con evidenziati i principali elementi idrografici (in azzurro) della porzione di territorio entro cui si inserisce il lotto di proprietà (in rosso) e l'area di intervento (in giallo).



Fig. 11. Idrografia del Comune di Lonigo (da Consorzio di Bonifica Alta Pianura Veneta).



Di seguito si riportano alcune fotografie del fosso privato che delimita il confine Ovest del terreno di proprietà, dello Scolo Pegoraro e la confluenza tra i due.

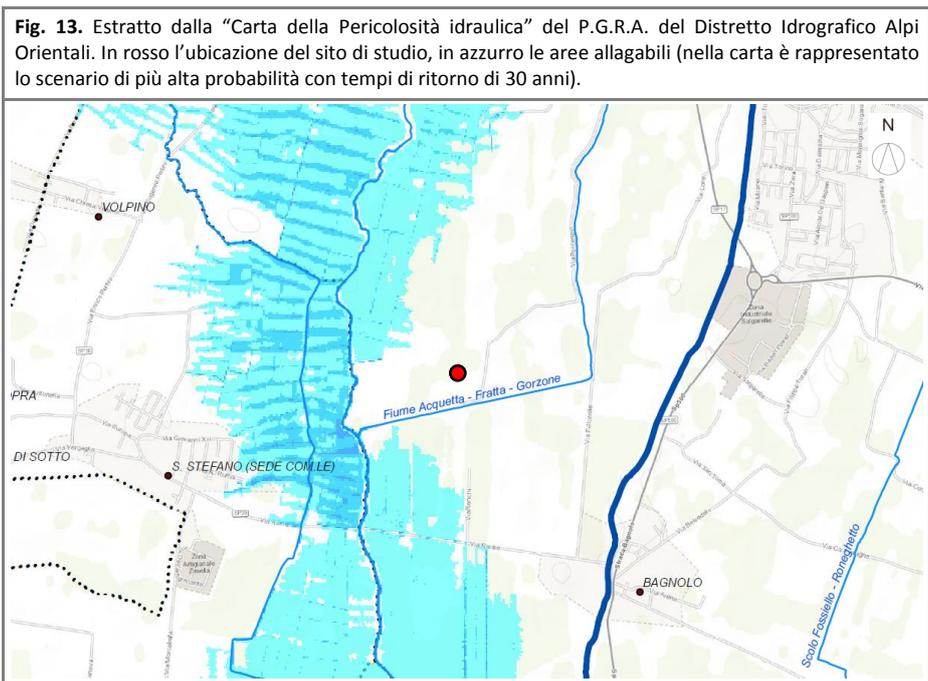
Fig. 12. Particolari del fosso privato che delimita il confine Ovest del terreno di proprietà, dello Scolo Pegoraro e la confluenza tra i due.



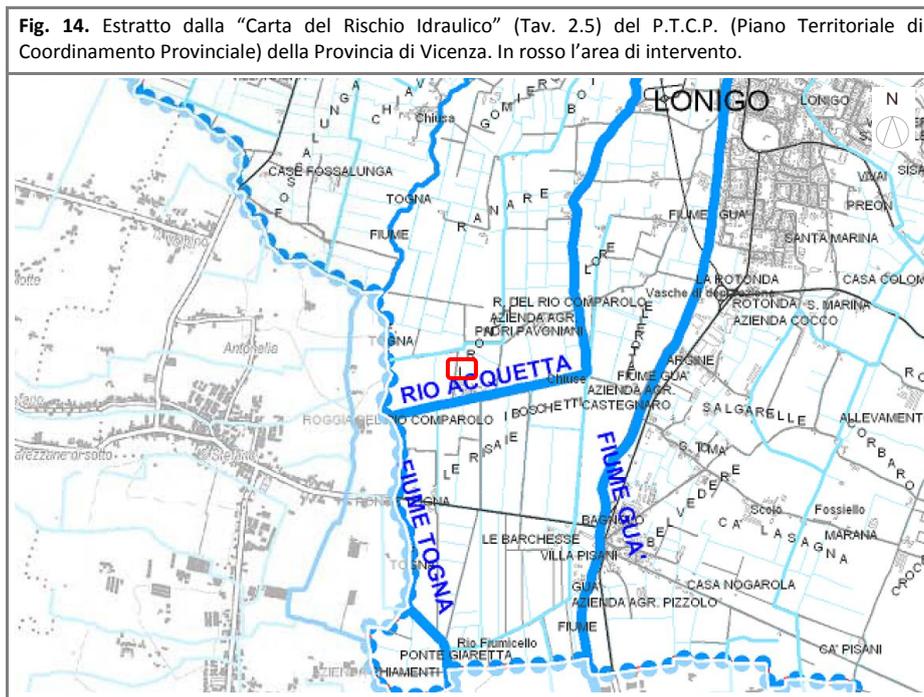
L'area di studio si pone al di fuori di aree inondabili e caratterizzate da concentrazione privilegiata delle acque di corrivazione: nel corso del sopralluogo non sono emerse situazioni caratterizzate da significativo ristagno idrico o da difficoltà di drenaggio superficiale, il quale è nel complesso garantito da una leggera pendenza verso una rete di fossi e tombinature ove confluiscono gli scoli principali.

Dal punto di vista **idrografico - amministrativo**, il sito di studio rientra nel Bacino Idrografico dei Fiumi Brenta-Bacchiglione (sistema Agno-Guà) ed è soggetto alle prescrizioni del relativo Piano per l'Assetto Idrogeologico adottato con delibera n. 3 del 09.11.2012 dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino dei Fiumi dell'Alto Adriatico; dall'analisi della cartografia non ricade fra le aree a pericolosità idraulica né fra quelle inondabili e caratterizzate da dissesto idrogeologico individuate nel citato Piano per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.).

Dall'analisi degli elaborati cartografici redatti ai sensi della Direttiva Alluvioni e inseriti nel Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A.) emerge che il lotto di intervento non ricade all'interno di "aree allagabili" per le inondazioni causate dai corsi d'acqua (Fig. 13).



Anche dall'analisi della "Carta del Rischio Idraulico" del P.T.C.P. della Provincia di Vicenza (Fig. 14) emerge come il lotto di intervento non ricada in corrispondenza di aree soggette ad allagamento, soggette a criticità di tipo geologico, idrografico, idraulico e/o idrogeologico, né caratterizzate da vulnerabilità idrogeologica.



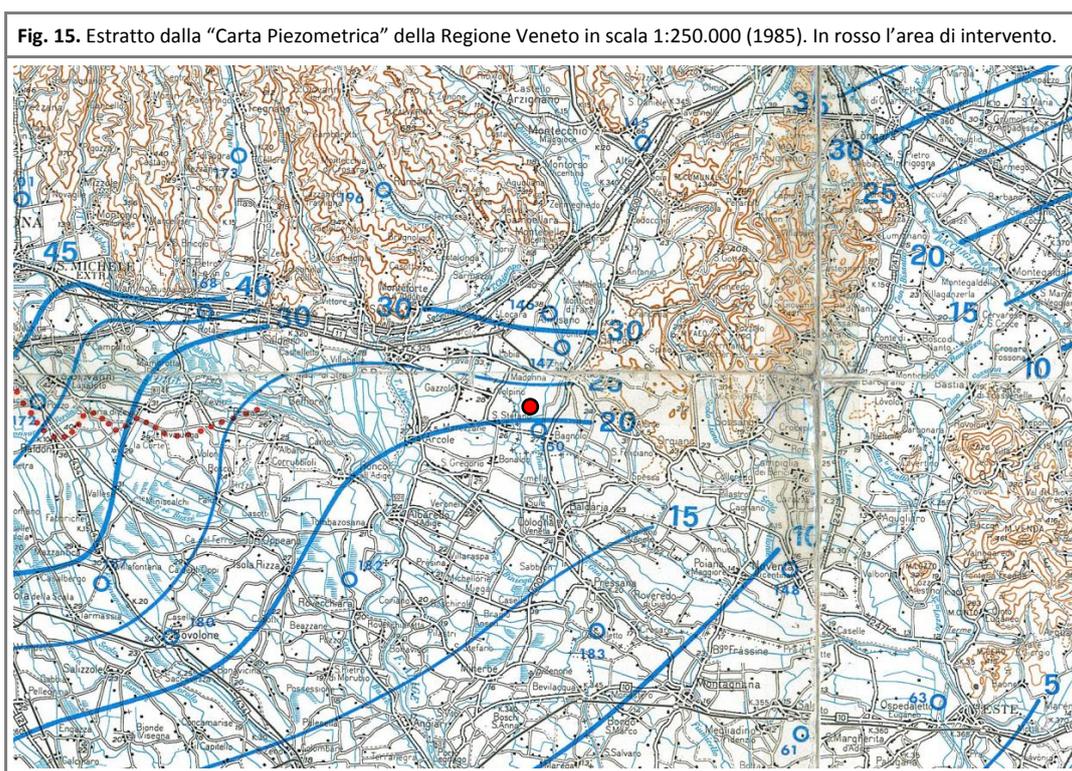
Per quanto riguarda l’aspetto **idrogeologico**, come riportato nella figura seguente l’area della pianura veronese e vicentina può essere suddivisa fra Alta e Medio - Bassa Pianura, due ambiti geologici ed idrogeologici distinti sebbene collegati tra loro:

- a) SISTEMA DELLA PIANURA ALLUVIONALE - ALTA PIANURA: tale unità, delimitata dai Monti Lessini a Nord, rappresenta una delle più cospicue riserve idriche sotterranee del Veneto. L’Alta Pianura è infatti sede di un acquifero freatico indifferenziato con direzione di deflusso approssimativamente Nord Ovest – Sud Est. L’elevata permeabilità e l’omogeneità del sottosuolo permettono l’infiltrazione delle acque superficiali e fanno di questo territorio “area di ricarica” degli acquiferi;
- b) SISTEMA DELLA PIANURA ALLUVIONALE – MEDIA E BASSA PIANURA: a partire dal limite inferiore della fascia delle risorgive prende inizio il tipico ambiente di Medio – Bassa Pianura caratterizzato dall’affioramento di terreni da fini a molto fini. Il sottosuolo, costituito da alternanze di orizzonti continui limo - argillosi e strati permeabili, è caratterizzato dalla sovrapposizione di *acquiclude* e di falde idriche in pressione. In questa porzione di territorio prevalgono pertanto depositi a permeabilità medio bassa, utili come protezione delle acque di qualità profonde.

Il limite fra l’Alta e la Medio - Bassa Pianura è segnato dal limite superiore della fascia delle risorgive, cioè la zona entro cui la superficie piezometrica intercetta quella topografica con conseguente venuta a giorno della falda freatica. In corrispondenza di tale fascia si origina un fitto sistema idrografico costituito dai fiumi di risorgiva che, nel corso del Quaternario, hanno contribuito alla formazione della struttura sedimentaria della Media e Bassa Pianura.

Nello specifico, il sito oggetto di studio ricade nella Bassa Pianura posta a valle della fascia delle risorgive, in un contesto in cui il materasso alluvionale è caratterizzato e condizionato dalla presenza di alternanze di terreni sabbiosi, quindi permeabili, con terreni limoso - argillosi al contrario poco o per nulla permeabili. Il sottosuolo locale è perciò caratterizzato da un acquifero multifalda differenziato, costituito da una modesta falda superficiale a carattere freatico e da vari livelli acquiferi profondi in pressione, confinati e semiconfinati da livelli di sedimenti fini praticamente impermeabili, dall'elevato grado di artesianità. La direzione di deflusso sotterraneo è circa N → S con gradiente prossimo all'1‰; il regime della falda risente dell'alimentazione dovuta all'area di ricarica degli acquiferi, della falda di subalveo, delle piogge efficaci, nonché delle diffuse pratiche irrigue.

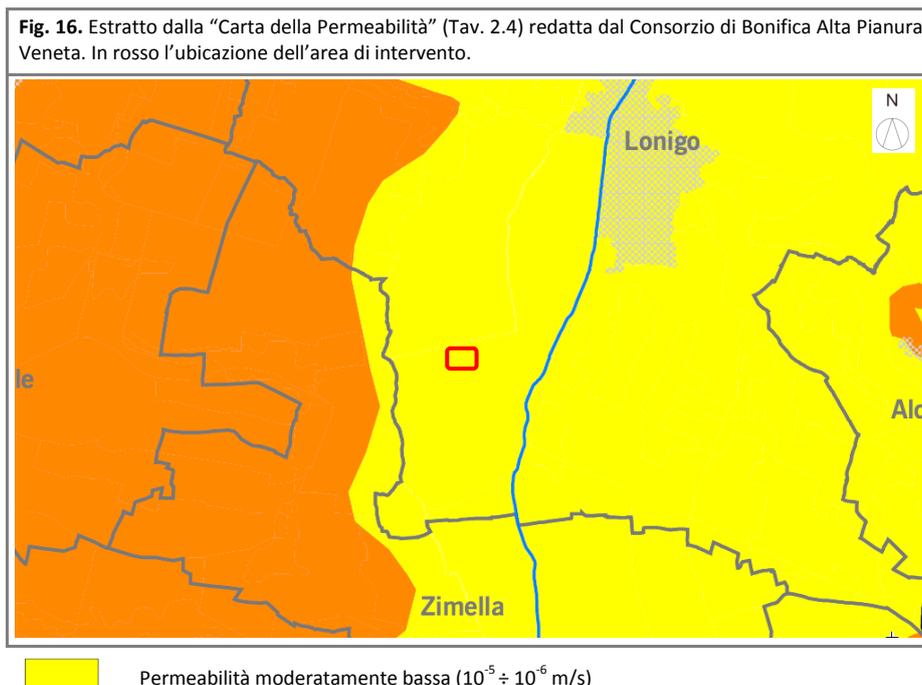
Con riferimento alla "Carta Piezometrica" della Regione Veneto (Fig. 15) si evince come la falda si attesti ad una quota assoluta di circa 22,0 m s.l.m. Dal momento che l'area di studio si colloca alla quota altimetrica media di 25,0 m s.l.m., la profondità della falda risulta essere ad una profondità prossima a 3,0 m ca. da piano campagna.



5 — Linea isopiezometrica e quota assoluta (in m s.l.m.)

Coerentemente con quanto sopra riportato, nel corso delle prove penetrometriche eseguite nell'area di intervento è stata rilevata la presenza della falda ad una profondità indicativa di 2,9 m da piano campagna. Alla luce dei dati raccolti e delle quote altimetriche in gioco è quindi plausibile e cautelativo ritenere che nell'area di intervento la falda si collochi ad una profondità compresa tra 2,5 e 3,0 m da piano campagna, anche in relazione alla possibilità di ulteriori oscillazioni e risalite.

Per quanto riguarda la permeabilità dei depositi più superficiali si fa riferimento alla “Carta della Permeabilità” redatta dal Consorzio di Bonifica Alta Pianura Veneta (Fig. 16), secondo cui i materiali alluvionali a tessitura limosa e argillosa costituenti il primo sottosuolo dell’area di studio sono caratterizzati da permeabilità moderatamente bassa ($k = 10^{-5} \div 10^{-6}$ m/s) che determina una povera capacità di drenaggio del terreno; tale aspetto è stato confermato anche nel corso della campagna indagini eseguita nell’area di futuro intervento.

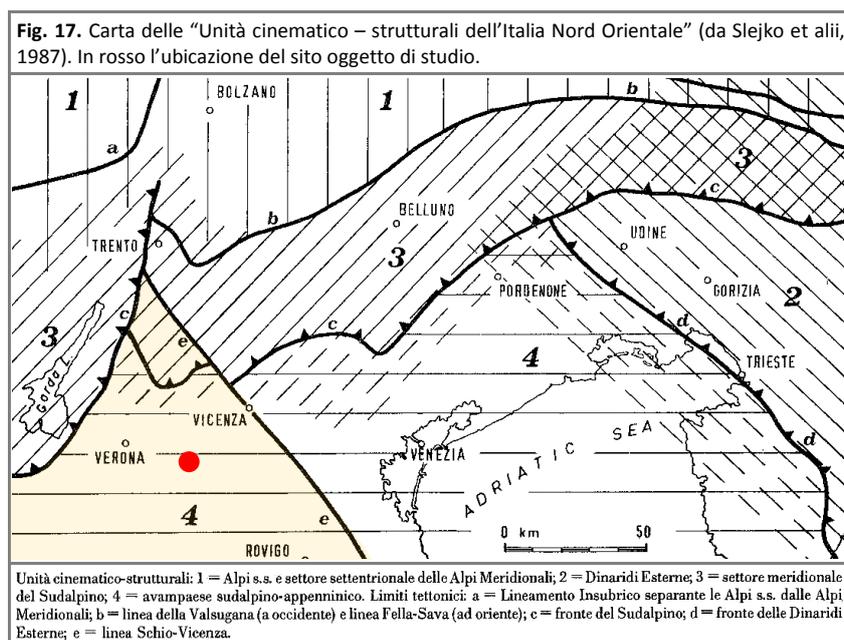


k (m/s)	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
GRADO DI PERMEABILITÀ	alto		medio			basso	molto basso		impermeabile			
DRENAGGIO	buono					povero		praticamente impermeabile				
TIPO DI TERRENO	ghiaia pulita		sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita			sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati		terreni impermeabili argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici				

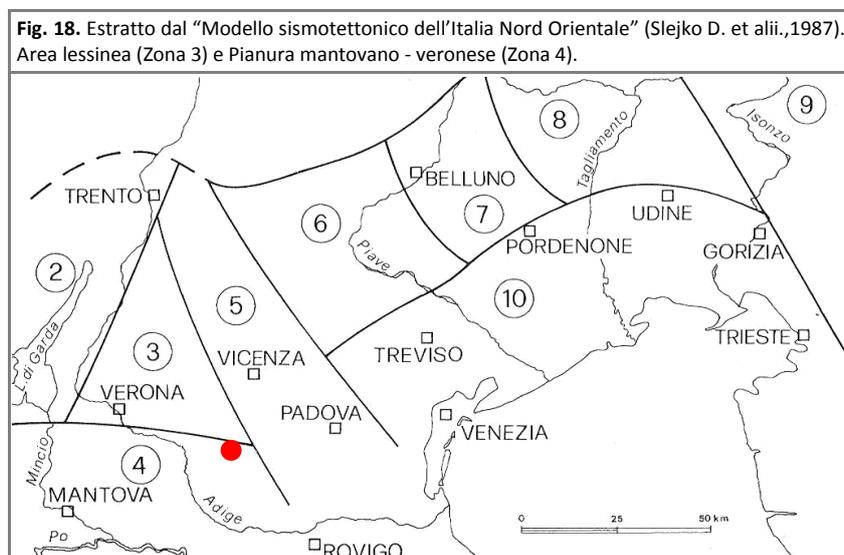
Per quanto riguarda l’aspetto idrografico - idrogeologico locale, in corrispondenza del lotto d’intervento non si segnalano criticità potenziali o in atto. L’area di studio si pone al di fuori di aree inondabili e caratterizzate da concentrazione privilegiata delle acque di corrivazione: pur in assenza di riscontri diretti in concomitanza di eventi meteorici di una certa intensità, nel corso del sopralluogo non sono emerse situazioni caratterizzate da significativo ristagno idrico o da difficoltà di drenaggio superficiale, il quale è nel complesso garantito da una leggera pendenza verso una rete di fossi e tombinature nelle quali confluiscono gli scoli principali.

5.3 INQUADRAMENTO TETTONICO - STRUTTURALE

Sulla base della cinematica, della geodinamica e dell'evoluzione **tettonica** del Pleistocene medio – Olocene, l'Italia nord – orientale è suddivisibile in quattro unità cinematico – strutturali (Fig. 17). In particolare il sito in esame ricade nell'*Avampaese sudalpino - appenninico*, unità delimitata ad Est dalla linea Schio – Vicenza che funge da svincolo trascorrente rispetto alle unità alloctone orientali. In tale unità si raggiungono profondità ipocentrali superiori ai 20 km.



Sempre con riferimento allo stesso intervallo di tempo, è possibile suddividere le suddette unità cinematico – strutturali sopra indicate in dieci zone sismotettoniche (Fig. 18) sulla base di significative analogie in termini di evoluzione geodinamica, geodetica e sismicità.



Il sito di studio ricade al limite Nord – Orientale dell'area della pianura mantovano – veronese (Zona 4) al confine con l'area sismotettonica lessinea (Zona 3), zona caratterizzata dalla prosecuzione meridionale della monoclinale lessinea, coperta da una coltre di depositi plio – quaternari in “onlap” verso Nord. Dal punto di vista tettonico è soggetta a prevalente abbassamento con basculamento verso l'avanfossa appenninica. L'attività sismica è bassissima e collegabile probabilmente con strutture sepolte. La componente tettonica è poco rilevante in quanto le principali strutture sono sepolte sotto la potente coltre di depositi alluvionali che caratterizzano la pianura, senza evidenze morfologiche in superficie.

In termini di **neotettonica**, con riferimento al “Catalogo delle faglie capaci - ITHACA” redatto dall'ISPRA (Fig. 19), nella porzione di territorio in cui ricade il sito oggetto di studio si riconosce la presenza dei seguenti lineamenti tettonici significativi identificabili come “faglia capace” (così definite quelle strutture che hanno generato fagliazione superficiale negli ultimi 20.000 anni e ritenute, pertanto, potenzialmente in grado di creare nuove deformazioni in superficie):

- linea “Adige Line”: lineamento tettonico di lunghezza pari a circa 35 km, orientato in senso ONO – ESE e collocato lungo il margine meridionale della fascia pedemontana veronese, ad una distanza di 7 km dal sito di studio, è caratterizzato da bassa probabilità di riattivazione;
- linea “Orgiano”: faglia diretta di lunghezza pari a 6 km, orientata in senso NNO - SSE e posta ad oltre 8 km dal sito di studio; si caratterizza per una bassa probabilità di riattivazione;
- linea “Sossano”: faglia diretta di lunghezza pari a 6 km, orientata in senso NNO - SSE e posta ad oltre 9 km dal sito di studio; si caratterizza per una bassa probabilità di riattivazione;



Nell'ottica di un'analisi “sito specifica”, la ricerca bibliografica ed il rilievo condotto non hanno indicato evidenze riconducibili a criticità di carattere tettonico – strutturale in corrispondenza della porzione di territorio in esame.

5.4 INQUADRAMENTO SISMICO

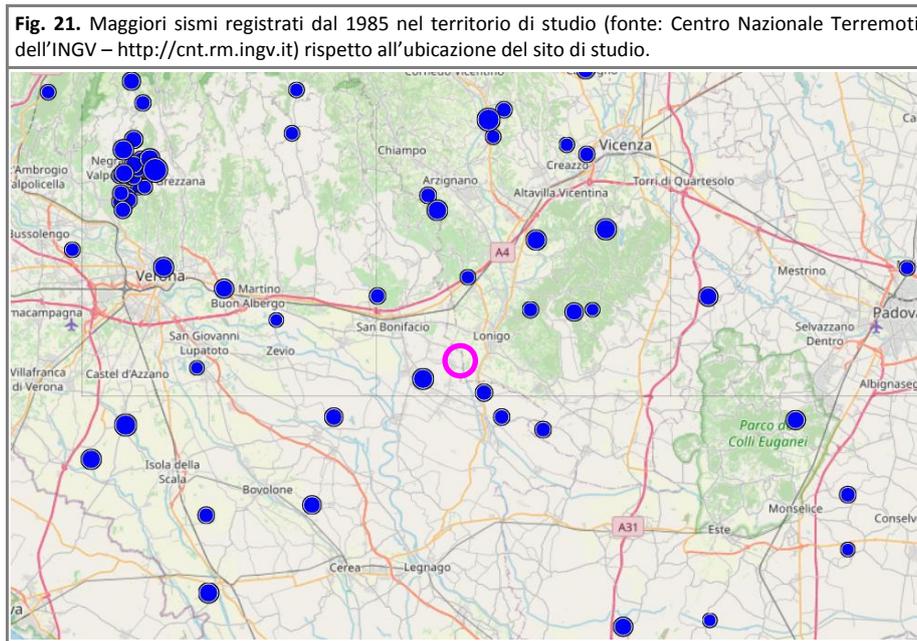
Con specifico riferimento alla classificazione sismica definita dall'O.P.C.M. 3274/03, il Comune di Lonigo rientra in zona 3. Per delineare la sismicità storica della porzione di territorio in cui ricade il sito oggetto di studio si è fatto specifico riferimento alle seguenti carte tematiche:

- 1) "Catalogo dei forti terremoti d'Italia" redatto dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (Fig. 20): fino all'anno 1997 nell'immediato intorno del sito di studio non sono stati registrati eventi tellurici significativi, mentre nella zona circostante si sono registrati occasionali sismi con magnitudo M_w compresa tra 3 e 6, con locali eventi di magnitudo superiore a 6 (terremoti presso Zevio e Tregnago).



- 2) "Mappa degli epicentri" inseriti nel portale dati del "Centro Nazionale Terremoti" dell'INGV (da <http://cnt.rm.ingv.it>) e relativi ai sismi avvenuti dal 1985 ad oggi. In corrispondenza della regione esaminata è stato registrato un numero molto limitato di terremoti, peraltro di magnitudo M_w inferiore a 4,0 (Fig. 21). Da notare come la zona fra i Comuni di Grezzana e Negrar sia stata interessata nel recente passato da un importante numero di eventi sismici, sebbene di intensità non elevata ($M_w \leq 4,0$) e posti tuttavia ad una distanza di alcune decine di chilometri dall'area oggetto del presente studio.

Alla luce delle informazioni raccolte si ritiene che la magnitudo registrata strumentalmente nella porzione di territorio in cui ricade anche il sito di studio sia in prima analisi $M_w \leq 6,0$.



In caso di evento sismico gli elementi morfologici e stratigrafici 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;
- linee di cresta marcate 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 rotolamento;
- presenza di falda freatica a bassa profondità con sottosuolo costituito da terreni granulari soggetti a liquefazione (sabbie fini o limi sabbiosi poco addensati).

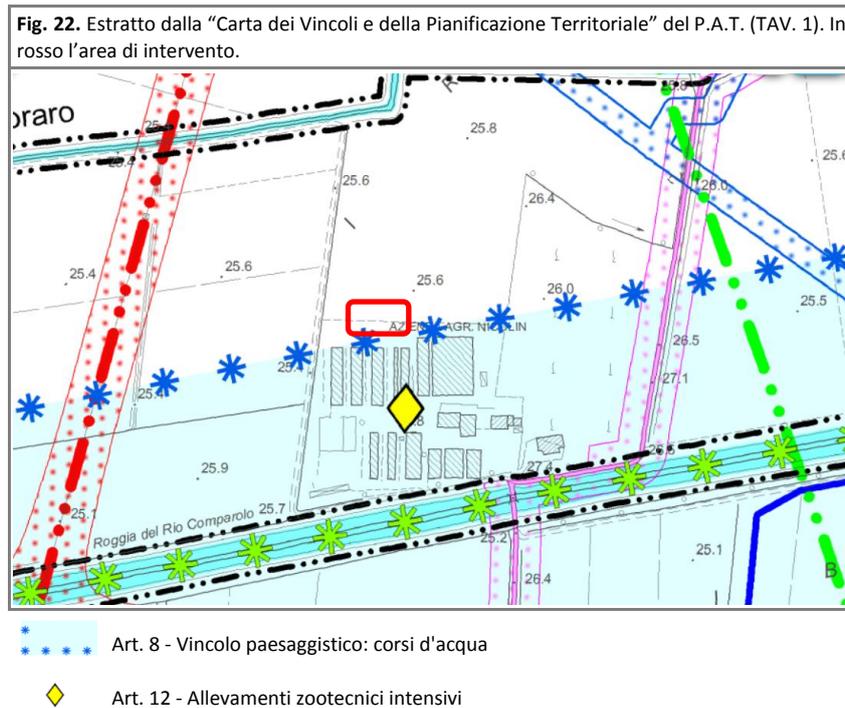
Con riferimento all'elenco puntato si osserva come la presenza della falda freatica a bassa profondità con terreni granulari potenzialmente soggetti a liquefazione (sabbie fini, sabbie limose e limi sabbiosi poco addensati) potrebbe, in caso di terremoto, esaltare gli effetti di un'onda sismica. A tal riguardo è stata eseguita una specifica verifica di stabilità a liquefazione (cfr. Par. 6.9) che ha permesso di escludere il verificarsi di tale criticità.

Sulla base del rilievo, delle verifiche eseguite, delle informazioni bibliografiche e sismiche raccolte si ritiene che l'area di studio non presenti potenziali criticità sito specifiche di carattere geologico, morfologico, strutturale e tettonico la cui presenza potrebbe, in caso di terremoto, esaltare gli effetti dell'onda sismica. È bene tuttavia precisare come l'area risulti potenzialmente soggetta a fenomeni di amplificazione sismica di tipo litologico data la presenza nel primo sottosuolo di terreni diversi da suoli di categoria "A"; tale aspetto sarà approfondito nel Cap. 6.

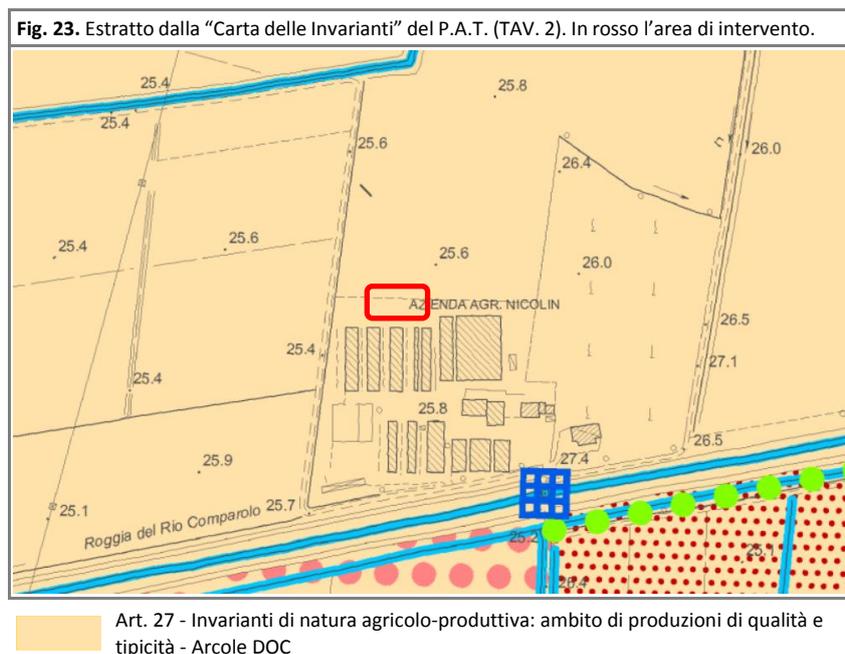
5.5 ANALISI DEL PIANO DI ASSETTO TERRITORIALE (P.A.T.)

Con specifico riferimento alle tematiche di natura geologica, geomorfologica ed idrogeologica connesse con la realizzazione del progetto in esame, l'analisi del Piano di Assetto del Territorio del Comune di Lonigo, delle tavole e delle norme tecniche ha evidenziato quanto segue:

1) "Carta dei Vincoli e della Pianificazione Territoriale" (Tav. 1 del P.A.T.)



2) "Carta delle Invarianti" (P.A.T. – Tav. 2)



TAV.	NORMA / ANALISI
1	<p>Carta dei Vincoli e della Pianificazione Territoriale</p> <p>~ <u>Vincolo sismico</u> (art. 11): l'intero territorio comunale è classificato in zona sismica 3 ed è d'obbligo la progettazione antisismica con deposito dei corrispondenti elaborati grafici e delle relazioni di calcolo disciplinate dai provvedimenti statali e regionali in materia. <i>Sebbene in prima analisi non vi siano criticità di carattere geologico, strutturale e/o tettonico la cui presenza potrebbe focalizzare gli effetti di un'onda sismica, il lotto di progetto risulta potenzialmente soggetto ad amplificazione sismica di tipo litologico vista la presenza nel primo sottosuolo di terreni diversi da cat. "A". Alla luce delle verifiche di stabilità condotte (cfr. Par. 6.9) è inoltre possibile escludere che i depositi presenti possano essere soggetti a fenomeni di liquefazione.</i></p> <p>All'interno del sito di studio non vi sono ulteriori vincoli o limitazioni di carattere geologico, geomorfologico e/o idrogeologico in relazione alle opere in progetto.</p>
2	<p>Carta delle Invarianti</p> <p>~ Nell'area di intervento non vi sono invarianti di tipo geologico, geomorfologico e/o idrogeologico, né ambiti caratterizzati da particolari evidenze ed unicità geologiche.</p>
3	<p>Carta delle Fragilità</p> <p>~ <u>Compatibilità geologica ai fini edificatori (art. 29): area idonea a condizione n. 12 per presenza di materiali alluvionali a tessitura prevalentemente limo-argillosa, di caratteristiche geotecniche da mediocri a scadenti e falda superficiale tra 0-2 m):</u> all'interno di tali zone deve essere eseguita una verifica della compatibilità geologica dell'intervento e redatta una specifica relazione geologica - geotecnica ai sensi del D.M. 17/01/2018 corredata di indagini geognostiche puntuali finalizzate ad accertare natura, parametri geotecnici dei terreni e, specificatamente, lo spessore delle alluvioni fini coesive, nonché le condizioni idrogeologiche. È richiesta un'analisi di risposta sismica locale ai sensi della normativa vigente, con particolare riguardo alla verifica di suscettibilità alla liquefazione per edifici con fondazioni superficiali. <i>In tal senso la presente relazione ha ricostruito il modello geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico locale, analizzandone interferenze e compatibilità con l'intervento in oggetto. Alla luce dei dati raccolti nel corso della campagna indagini, è plausibile ritenere che il piano di imposta delle fondazioni non interferirà con il massimo innalzamento del livello di falda che si colloca ad una profondità minima di 2,5 m ca. da p.c. Dalle verifiche condotte (cfr. Par. 6.9) è inoltre possibile escludere che i depositi presenti possano essere soggetti a fenomeni di liquefazione.</i></p>

Dalle indicazioni fornite dal Piano di Assetto del Territorio, non si ravvisano impedimenti di carattere geologico - idrogeologico in relazione alla fattibilità dell'intervento in progetto.

RELAZIONE GEOTECNICA

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

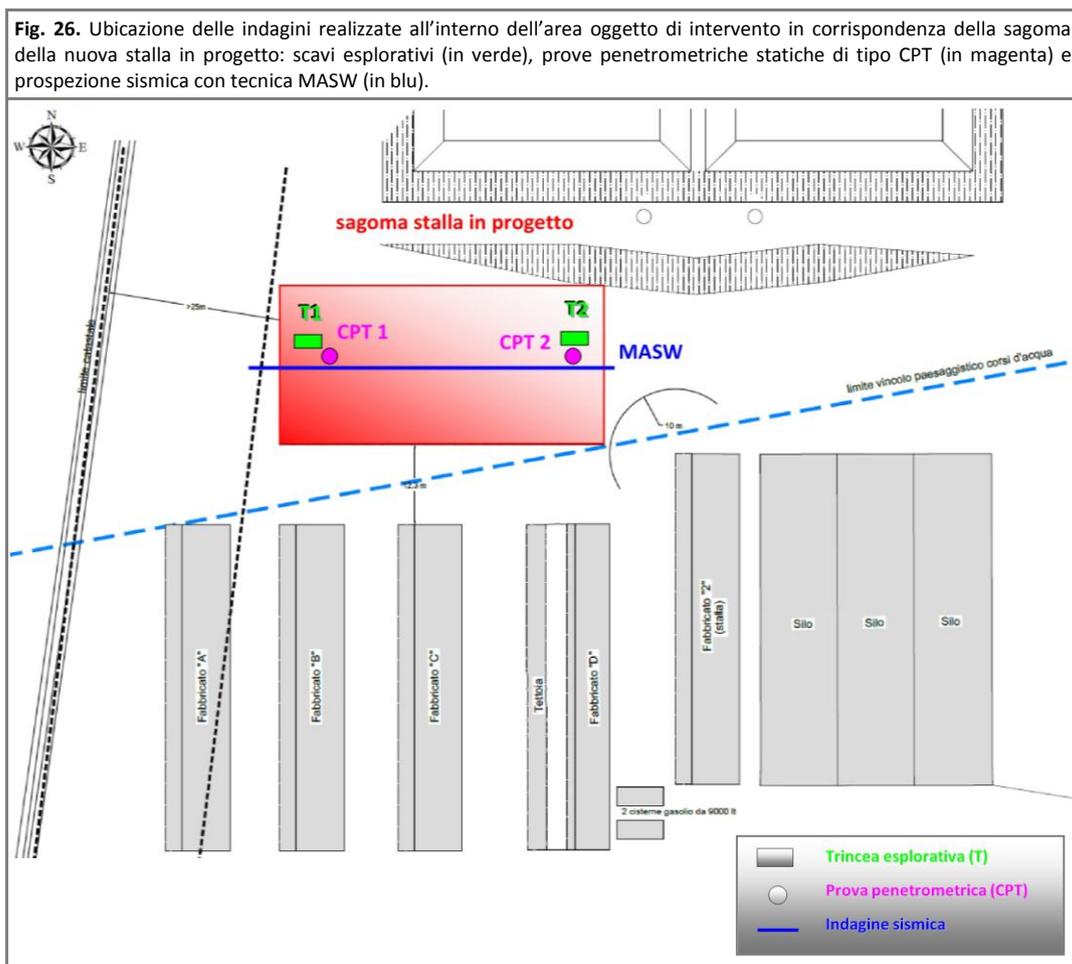
6 RELAZIONE GEOTECNICA

6.1 CAMPAGNA INDAGINI

Il presente studio si basa sull'esecuzione di una mirata campagna indagini finalizzata alla ricostruzione del modello geologico e geotecnico di dettaglio dell'area di studio ed alla definizione del profilo verticale delle onde di taglio (Vs) per l'identificazione della corretta Categoria di Sottosuolo di fondazione. A tale scopo sono state effettuate le seguenti indagini:

- n. 2 saggi esplorativi con escavatore meccanico;
- n. 2 prove penetrometriche statiche di tipo CPT spinte alla profondità di 10,0 m da p.c.;
- n. 1 indagine sismica di tipo MASW.

Le indagini sono state realizzate all'interno dell'area di proprietà, così come illustrato nella planimetria riportata nella figura seguente.



Nei paragrafi seguenti si riportano i principali risultati emersi dalle prove effettuate.

6.2 SCAVI ESPLORATIVI

Gli scavi esplorativi, eseguiti con escavatore meccanico e spinti fino alla profondità massima di 3,0 m da piano campagna, hanno permesso di:

- ✓ prendere visione diretta della stratigrafia superficiale dell'area;
- ✓ verificare la presenza di materiale di riporto / rimaneggiato superficiale;
- ✓ valutare il comportamento dei terreni in funzione della stabilità degli scavi;
- ✓ verificare la presenza di possibili venute d'acqua e di circolazione idrica sotterranea.

Pur rimandando all'All. 3 per una dettagliata descrizione con documentazione fotografica ed indicazione dei caratteri peculiari dei due scavi esplorativi effettuati, di seguito si riporta una tabella riepilogativa con la descrizione litologica delle unità individuate.

UNITÀ	STRATIGRAFIA
TV	Terreno vegetale: limo argilloso di colore bruno con rari elementi lapidei centimetrici ($\Phi = 1 \div 2$ cm) e resti vegetali, poco addensato.
AL	Argilla limosa di colore bruno, priva di inclusi. Deposito debolmente umido, compatto e di consistenza da media a soda.
S	Sabbia argillosa debolmente limosa di colore nocciola, priva di inclusi. Deposito asciutto e di consistenza da media a soda.

Per ciascuna delle trincee eseguite, si riassumono nella tabella seguente la profondità massima raggiunta in fase di scavo e, per le unità litologiche individuate, i limiti superiore e inferiore, indicati come profondità in metri rispetto al piano campagna di indagine.

TRINCEA	PROFONDITÀ	UNITÀ "TV"	UNITÀ "AL"	UNITÀ "S"	VENUTE IDRICHE
T1	3,0	0,0 ÷ 0,2	0,2 ÷ 2,2	2,2 ÷ 3,0	NO
T2	3,0	0,0 ÷ 0,2	0,2 ÷ 2,0	2,0 ÷ 3,0	NO

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

- ✓ al di sotto di una sottile coltre vegetale superficiale (unità "TV") sono presenti depositi di natura prevalentemente argillosa e limosa (unità "AL"), di consistenza da media a soda e di spessore di poco superiore ai 2 m, cui seguono terreni sabbiosi con argilla (unità "S");
- ✓ le pareti di scavo hanno mantenuto la verticalità per tutta la durata delle indagini a dimostrazione di un discreto grado di addensamento / consistenza del terreno in posto;
- ✓ nel corso degli scavi esplorativi eseguiti non è stata rilevata alcuna presenza di acqua né dalle pareti laterali né da fondo scavo fino alla massima profondità raggiunta.

6.3 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (C.P.T.)

Dal punto di vista metodologico, la prova penetrometrica statica (CPT) consiste nell'infiggere a pressione nel terreno, con velocità costante, una punta conica di caratteristiche standardizzate, misurando con continuità lo sforzo necessario per la penetrazione della punta e la resistenza dovuta all'attrito terreno – acciaio di un manicotto posto sulla punta. Inclusa negli *Standards ASTM* (D3441-86), nelle *Raccomandazioni AGI* (1977) e nella *Procedura di Riferimento ISSMFE*, tale prova rappresenta il sistema migliore per:

- rilevare l'andamento stratigrafico lungo una verticale;
- individuare i tipi di terreno attraversati;
- interpolare l'andamento degli strati fra verticali di sondaggio.

La prova CPT può essere influenzata da fattori dipendenti dall'attrezzatura (forma della punta penetrometrica, posizione e dimensioni del filtro) e, in misura minore, da errori strumentali o connessi con l'esecuzione della prova stessa. La profondità di penetrazione è funzione della possibilità di spinta del penetrometro utilizzato e della natura del terreno, per cui ghiaia e ciottoli costituiscono di norma un ostacolo alla penetrazione. L'identificazione dei terreni attraversati e la valutazione dei parametri geotecnici avviene tramite correlazioni empiriche. Dal rapporto tra la resistenza all'avanzamento della punta q_c e la resistenza laterale locale F_s è possibile, mediante correlazioni empiriche, risalire con una certa approssimazione alla natura dei terreni attraversati.

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), il modulo di deformazione (E_u), il grado di sovraconsolidazione (OCR) ed il modulo di deformazione edometrico (M_o). Nei terreni granulari è possibile valutare lo stato di addensamento (densità relativa " D_R "), l'angolo di resistenza al taglio (ϕ'), il peso di volume (γ) e il potenziale di liquefazione dei suoli.

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

- punta conica meccanica di tipo Begemann 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;
- passo delle letture 20 cm.

Nel caso specifico, il mezzo meccanico utilizzato per le prove è stato un Penetrometro Statico montato su una sonda *Pagani TG 63 (200 kN)*, conforme allo standard europeo EN ISO-ISSMFE. Nell'area di studio sono state effettuate n. 2 prove penetrometriche statiche di tipo CPT, per la cui precisa ubicazione si rimanda alla planimetria di Fig. 26 ed alla figura seguente).

Fig. 27. Postazioni delle prove penetrometriche statiche eseguite: "CPT 1" (in alto) e "CPT 2" (in basso).



Pur rimandando all'All. 4 per una completa consultazione dei profili penetrometrici con relativa interpretazione litologica, di seguito si riporta un quadro riepilogativo in cui si evidenziano i valori di resistenza alla punta misurati nel corso delle indagini.

CPT 1 – profondità: 10,0 m da p.c.

PROFONDITÀ (m da p.c.)	SPESSORE (m)	q _c (kg/cm ²)	UNITÀ	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA	COMPORTEMENTO
0,0 ÷ 2,4	2,4	12 ÷ 25	AL	argille e argille limose	coesivo
2,4 ÷ 3,2	0,8	50 ÷ 129	S	sabbie addensate	granulare
3,2 ÷ 4,6	1,4	19 ÷ 62	LSA	limi sabbiosi e argillosi	misto
4,6 ÷ 7,0	2,4	6 ÷ 15	AL	argille e argille limose	coesivo
7,0 ÷ 8,4	1,4	65 ÷ 136	S	sabbie addensate	granulare
8,4 ÷ 8,8	0,4	11 ÷ 15	AL	argille e argille limose	coesivo
9,0 ÷ 10,0	1,0	37 ÷ 89	LSA	limi sabbiosi e argillosi	misto

CPT 2 – profondità: 10,0 m da p.c.

PROFONDITÀ (m da p.c.)	SPESSORE (m)	q _c (kg/cm ²)	UNITÀ	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA	COMPORTEMENTO
0,0 ÷ 2,4	2,4	8 ÷ 16	AL	argille e argille limose	coesivo
2,4 ÷ 3,2	0,8	88 ÷ 119	S	sabbie addensate	granulare
3,2 ÷ 4,2	1,0	20 ÷ 79	LSA	limi sabbiosi e argillosi	misto
4,2 ÷ 6,8	2,6	6 ÷ 26	AL	argille e argille limose	coesivo
6,8 ÷ 8,4	1,6	26 ÷ 137	S	sabbie addensate	granulare
8,4 ÷ 9,0	0,6	11 ÷ 17	AL	argille e argille limose	coesivo
9,0 ÷ 10,0	1,0	21 ÷ 75	LSA	limi sabbiosi e argillosi	misto

Dalla tabella di cui sopra emerge la presenza dei seguenti orizzonti litologici:

- argille e argille limose (unità “AL”) presenti in orizzonti di spessore plurimetrico, sono caratterizzate da valori di resistenza alla punta relativamente bassi (q_c = 6 ÷ 26 kg/cm²), mostrano un comportamento coesivo e sono dotate di un certo grado di consistenza;
- sabbie addensate (unità “S”) caratterizzate da valori di resistenza alla punta medio - alti (q_c = 26 ÷ 137 kg/cm²), con medio grado di addensamento e comportamento granulare;
- limi sabbiosi e argillosi (unità “LSA”) presenti in sottili orizzonti di spessore prossimo al metro, sono definiti da valori di resistenza alla punta in genere medi (q_c = 19 ÷ 89 kg/cm²) e mostrano un comportamento di tipo misto.

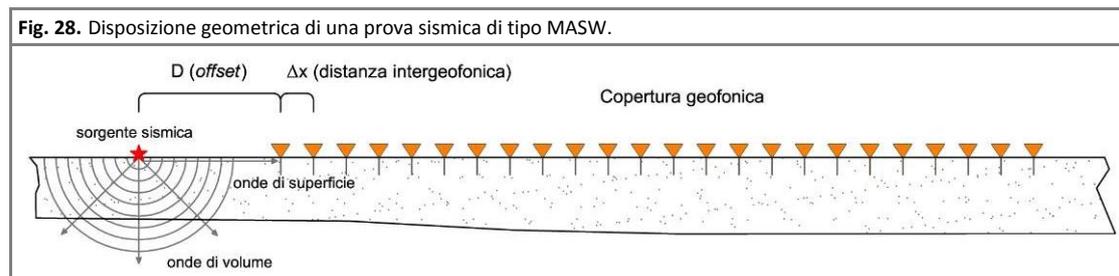
Al termine delle indagini, all’interno dei fori di prova è stata misurata la presenza della falda alle profondità indicate nella tabella seguente:

INDAGINE	PROFONDITÀ FALDA
CPT 1	2,9 m da p.c.
CPT 2	2,9 m da p.c.

6.4 INDAGINE SISMICA DI TIPO MASW

6.4.1 Cenni metodologici

Il **metodo M.A.S.W.** (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) è una tecnica di indagine geofisica che consente la definizione del profilo di velocità delle onde superficiali di taglio (V_s) in funzione della profondità, basandosi sulla registrazione multicanale fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) disposti sulla superficie del suolo e collegati ad un sismografo, a seguito di un'energizzazione sismica artificiale del terreno.



Si tratta di una metodologia di indagine sismica attiva, ossia registra le onde di superficie generate da una specifica sorgente (mazza battente, fucile sismico) da posizionare esternamente allo stendimento di geofoni ad una distanza variabile (*offset*) e sempre in asse con questo. Le acquisizioni vengono eseguite con stendimenti in cui i geofoni sono collocati su una linea retta ad una distanza reciproca costante determinata dalle condizioni geologiche locali e logistiche; risulta infatti fondamentale che non vi siano variazioni stratigrafiche laterali lungo lo stendimento e che lo stesso non subisca brusche differenze di quota.

Attraverso l'analisi spettrale delle onde superficiali presenti nel segnale, la tecnica MASW consente di ricostruire il modello sismo-stratigrafico del sottosuolo attraverso la stima delle V_s . Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che si trasmettono con velocità direttamente correlate alla rigidità della porzione di terreno interessata. È sperimentalmente provata la relazione che lega le leggi del moto delle onde di Rayleigh e quelle delle onde di taglio S; la velocità delle prime è infatti influenzata direttamente da alcuni parametri quali la velocità delle onde P, la densità del mezzo ed, in particolare, proprio dalla velocità delle onde S. La propagazione delle onde, nel caso di mezzi stratificati, avviene in maniera diversa rispetto ai mezzi omogenei; non esiste più un'unica velocità ma ogni frequenza è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione a sua volta legata alle varie lunghezze d'onda che interessano il terreno a diverse profondità e che risultano condizionate dalle caratteristiche elastiche e di rigidità del sottosuolo. Lunghezza d'onda " λ ", frequenza " f " e velocità di propagazione " V " sono legate dalla relazione:

$$V = \lambda \cdot f$$

In generale, lunghezze d'onda più grandi corrispondono alle frequenze più basse e vanno ad interessare il terreno più in profondità; al contrario lunghezze d'onda minori, poiché associate alle frequenze più alte, rimangono nelle immediate vicinanze della superficie.

Assumendo quindi che ci sia una variazione verticale della velocità, ogni componente di frequenza di un'onda di superficie ha una diversa velocità di propagazione (velocità di fase) per una ed una sola componente di frequenza. Questa caratteristica di unicità si riflette pertanto in una differente lunghezza d'onda per ciascuna frequenza propagata: un tale comportamento viene definito *dispersione*. Per osservare la natura dispersiva di un segnale sismico si usa un'analisi chiamata *overtone* che consente la costruzione di un grafico dove i trend delle massime ampiezze locali rappresentano l'energia dispersiva (modo fondamentale e modi superiori di propagazione).

Dall'analisi del sismogramma si costruisce un grafico denominato *spettro delle velocità* che rappresenta tutte le possibili velocità di fase per il range di frequenza considerato. Lo studio dello spettro del segnale consente poi di definire la *curva di dispersione* che associa ad ogni frequenza la velocità di propagazione dell'onda a cui corrispondono i massimi spettrali d'energia. La curva di dispersione è estraibile attraverso un processo di *picking* direttamente dal grafico poiché essa approssimativamente posa sui massimi del valore assoluto dello spettro.

Il passo finale è il processo di *inversione* o modellazione diretta della curva di dispersione per arrivare alla definizione del profilo delle velocità delle onde S. Una volta definito un modello iniziale, dedotto dalla curva di dispersione osservata e/o ricostruito a partire da dati geologici noti del sito, il programma ricerca un profilo delle Vs la cui curva teorica di dispersione meglio si approssima a quella sperimentale corrispondente al sottosuolo del sito di indagine usando, come guida e condizioni al limite, l'errore RMS (*misfit*). Tanto più è corretto il modello iniziale tanto più piccolo è il numero di iterazioni necessarie per raggiungere il *best fit*. A questo punto è possibile definire il modello finale le cui caratteristiche (spessori e velocità delle onde S) meglio approssimano quelle reali e si ottiene il profilo verticale delle Vs.

Sintetizzando quanto sin qui esposto, la procedura è articolata nei seguenti passi:

- acquisizione, registrazione e analisi dei dati sismici contenenti le onde di Rayleigh per un intervallo sufficientemente ampio di frequenze;
- determinazione dello spettro del segnale con velocità di fase in funzione della frequenza (dominio "f - V") o numero d'onda – frequenza (dominio "f - k");
- identificazione e picking della curva di dispersione, cioè determinazione dei punti che sullo spettro di velocità appartengono ad un certo modo di propagazione dell'onda superficiale;
- inversione della curva di dispersione e/o modellazione diretta della velocità delle onde di superficie, attraverso iterazioni successive per la definizione di un modello finale le cui caratteristiche (spessori e velocità delle onde S) meglio approssimano quelle reali.

Quest'ultimo processo può essere facilitato e perfezionato attraverso la conoscenza della stratigrafia locale, in funzione della quale vengono definiti modulo di Poisson, spessore degli strati e velocità delle onde S; analizzando e confrontando i vari parametri è possibile trovare la soluzione che meglio rappresenta la realtà geologica del sito indagato.

6.4.2 Acquisizione dati MASW

Per l'esecuzione dell'indagine sismica secondo la tecnica MASW in oggetto si è utilizzata la seguente strumentazione:

- sismografo a 24 canali "Pasi - Gea 24";
- cavi sismici da 12 tracce con connettori per geofoni e spaziatura max 5 m;
- geofoni verticali da 4,5 Hz;
- geofono starter;
- mazza battente da 8 kg;
- piattello di battuta in alluminio (dim. 20 x 20 x 5 cm);
- pc portatile.

Compatibilmente con lo spazio a disposizione, l'acquisizione di campagna è stata eseguita attraverso uno stendimento lineare in cui i geofoni (12) sono stati collocati su una linea retta ad una distanza reciproca costante di 4 m, per una lunghezza complessiva di 44 m (Fig. 29).

Fig. 29. Posizionamento dello stendimento sismico MASW effettuato all'interno del lotto di proprietà.



L'energizzazione per la generazione delle onde di superficie è stata data da una mazza da 8 kg che batte su una piastra metallica posizionata esternamente allo stendimento ad una distanza nota dal 1° geofono (*offset*). Per il posizionamento del piattello di battuta (*shot point*) è stata preparata una piazzola ottenuta asportando i primi centimetri di suolo vegetale e infiggendo la piastra stessa nel terreno; in questo modo si è ottenuta una migliore energizzazione sismica in termini di ampiezza e di spettro dell'impulso immesso, con un incremento del rapporto segnale/rumore. L'istante di tempo zero, ovvero il segnale d'inizio registrazione, è inviato allo strumento da un geofono *trigger* posizionato sul terreno accanto al piattello di battuta. Per attenuare il possibile rumore incoerente derivante dall'esterno e migliorare la qualità del dato sono state effettuate n. 5 acquisizioni e si è poi proceduto a farne una media (*stacking*).

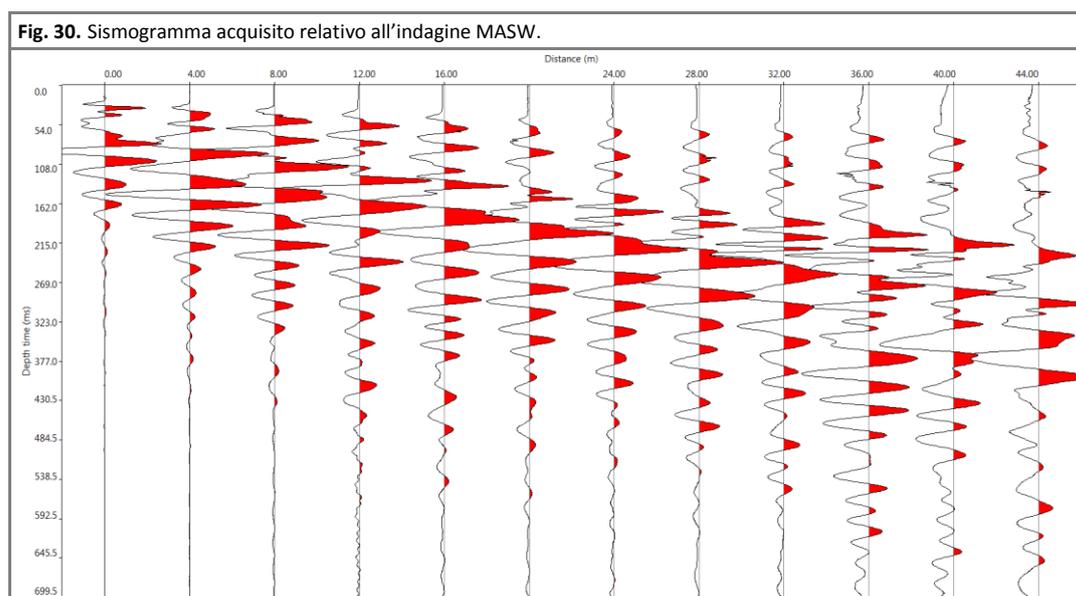
Di seguito si riportano le geometrie e i parametri di acquisizione dell'indagine effettuata:

ID. INDAGINE	NUMERO GEOFONI	SPAZIATURA GEOFONI (DX)	LUNGHEZZA STENDIMENTO (L)	OFFSET ENERGIZZAZIONE (D)	PASSO DI CAMPIONAMENTO	DURATA REGISTRAZIONE
MASW	12	4,0 m	44,0 m	6,0 m	0,5 ms (2000 Hz)	2,0 s

I dati acquisiti in campagna sono stati, in primo luogo e dove necessario, sottoposti ad una fase di *processing* digitale al fine di ridurre i rumori di fondo e strumentali, aumentando in tal modo il rapporto segnale/rumore ed esaltando le onde di superficie.

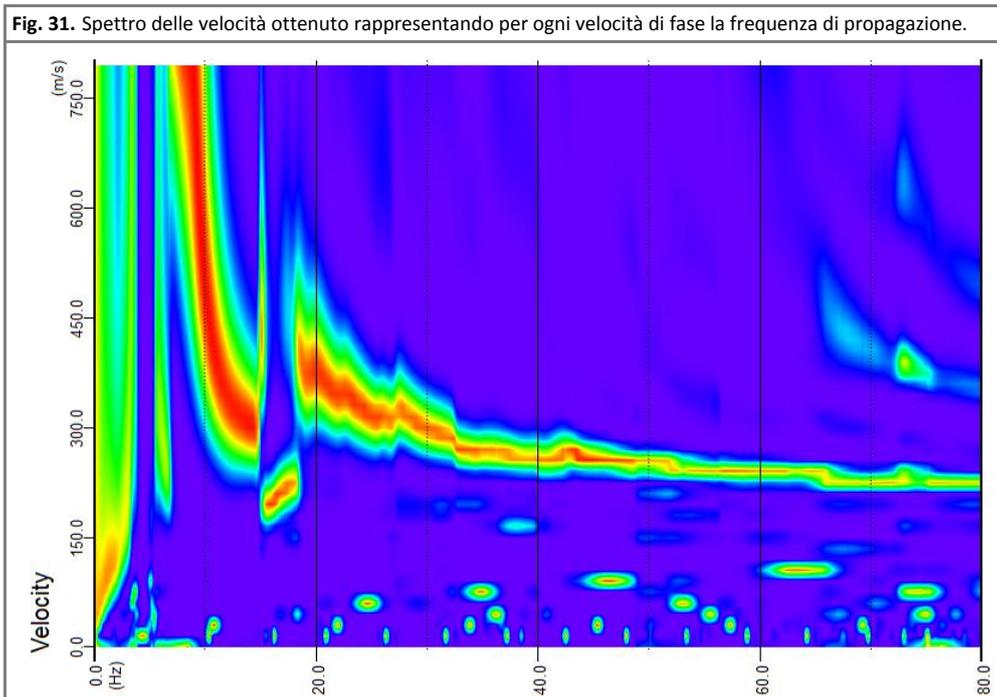
6.4.3 Elaborazione e interpretazione dei risultati

Di seguito si riportano i dati acquisiti per lo stendimento MASW sotto forma di sismogramma. Il segnale appare nel complesso pulito con elevato rapporto segnale / rumore e debole *noise* ad alta frequenza, il che permette una buona interpretazione del dato.



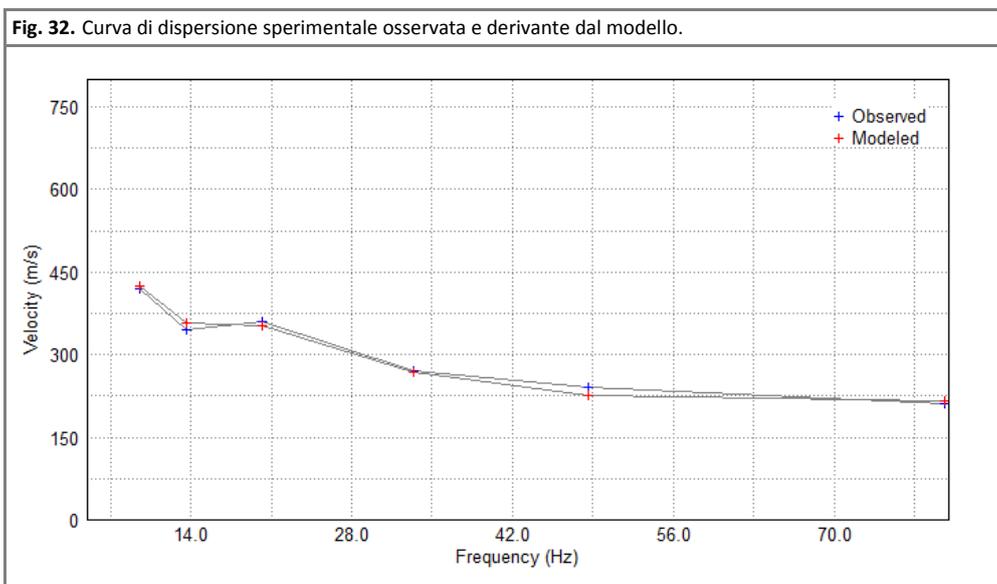
Per l'interpretazione dei dati è stato impiegato il software *Surface Plus* prodotto da *Geogiga* (Canada), il quale consente la determinazione di profili verticali della velocità delle onde di taglio con il metodo diretto attraverso gli algoritmi genetici a partire dal calcolo dello spettro delle velocità e dal *picking* della curva di dispersione, individuata direttamente sullo spettro del segnale identificando i massimi di energia.

Nelle figure seguenti si riporta lo spettro delle velocità ottenuto esaminando tutte le possibili velocità di fase per il *range* di frequenza più significativo (Fig. 31) e la curva di dispersione sperimentale individuata (Fig. 32).



La fase di *processing* digitale del segnale ha permesso di ottimizzare l'identificazione dello spettro relativo alle onde di superficie; sebbene alle medio - alte frequenze compaia un modo superiore di propagazione dell'onda, il modo fondamentale risulta nel complesso ben visibile ed è possibile estrapolare un dato preciso per tutte le frequenze di interesse.

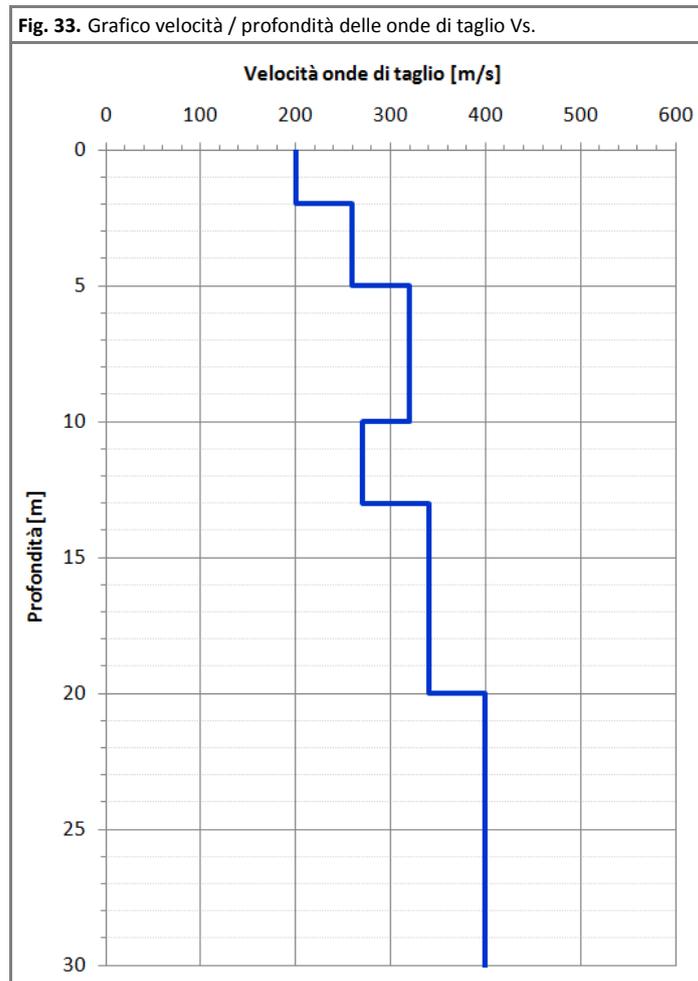
Di seguito si riporta la curva di dispersione sperimentale osservata e quella derivante dal modello elaborato mediante il *software* di interpretazione; come si osserva dal grafico la sovrapposizione tra le due curve è buona con errore di *misfit* relativamente basso.



Nel dettaglio, l'indagine ha fornito il seguente modello sismo - stratigrafico interpretativo:

Sismostrato	Profondità (m da p.c.)	Spessori (m)	Velocità onde di taglio (m/s)
I	0,0 ÷ 2,0	2,0	200
II	2,0 ÷ 5,0	3,0	260
III	5,0 ÷ 10,0	5,0	320
IV	10,0 ÷ 13,0	3,0	270
V	13,0 ÷ 20,0	7,0	340
VI	> 20,0	semispazio	400

Il modello di velocità evidenzia un terreno mediamente addensato fin dal primo sottosuolo, in leggero aumento con la profondità; a partire da un orizzonte superficiale poco addensato di spessore pari a 2 m ($V_s \approx 200$ m/s) si passa a depositi progressivamente più rigidi con velocità variabili da 260 m/s (materiali mediamente addensati) fino a raggiungere valori di 400 m/s a partire da 20 m da p.c., indice di sedimenti ben addensati. La prova ha registrato una modesta inversione di velocità tra 10 e 13 m da p.c. Il profilo verticale delle onde S è il seguente.



6.4.4 Categoria di sottosuolo di fondazione

Dall'analisi del profilo verticale ottenuto è possibile calcolare la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{S,eq}$) da cui ricavare la Categoria di Sottosuolo come espressamente richiesto dalla normativa vigente (NTC 2018 - D.M. 17/01/2018). Il parametro $V_{S,eq}$ si calcola attraverso la relazione:

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

dove:

- h_i è lo spessore (in m) dell' i_{esimo} strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità (in m/s) delle onde di taglio nell' i_{esimo} strato;
- N è il numero di strati;
- H è la profondità del bedrock sismico rispetto al piano di imposta delle fondazioni (il bedrock sismico è definito come quell'orizzonte costituito da roccia o terreno molto rigido caratterizzato da $V_s \geq 800$ m/s).

Per depositi con profondità H del substrato sismico superiore a 30 m, come per il caso in esame, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$. A seguire si riportano i valori di $V_{S,30}$ riferibili ai primi metri di sottosuolo.

Profondità piano di posa delle fondazioni	$V_{S,30}$	Categoria di Sottosuolo
0 m dal p.c.	$V_{S(0-30)} \approx 320$ m/s	C
1 m dal p.c.	$V_{S(1-31)} \approx 328$ m/s	C
2 m dal p.c.	$V_{S(2-32)} \approx 338$ m/s	C
3 m dal p.c.	$V_{S(3-33)} \approx 343$ m/s	C

Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dall'indagine e dal calcolo del parametro $V_{S,eq}$, il sito in esame si colloca nella **Categoria di Sottosuolo "C"** così definita dal D.M. 17/01/2018 "depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 e 360 m/s".

6.5 MODELLO GEOLOGICO - GEOTECNICO LOCALE

Dai dati emersi nel corso della campagna indagini condotta è stato ricostruito un assetto stratigrafico caratterizzato da terreni di natura prevalentemente argillosa e limosa con locali livelli sabbiosi con limo e argilla in proporzioni reciproche variabili, come qui schematizzato:

PROFONDITÀ (m da p.c.)	SPESSORE (m)	UNITÀ	LITOLOGIA
0,0 ÷ 2,4	2,4	AL	argilla e argilla limosa
2,4 ÷ 3,2	0,8	S	sabbia addensata
3,2 ÷ 4,5	1,3	LsA	limo sabbioso e argilloso
4,5 ÷ 7,0	2,5	AL	argilla e argilla limosa
7,0 ÷ 8,4	1,4	S	sabbia addensata
8,4 ÷ 9,0	0,6	AL	argilla e argilla limosa
9,0 ÷ 10,0	1,0	LsA	limo sabbioso e argilloso

Sulla base dei dati raccolti in fase d'indagine, si fornisce la seguente **parametrizzazione geotecnica**, caratteristica e cautelativa, dei terreni che costituiscono il primo sottosuolo locale:

UNITÀ	LITOLOGIA	NATURA	γ_{nat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c_u (kPa)	E_y (MPa)	M_o (MPa)
AL	argilla e argilla limosa	coesiva	18,0 ÷ 18,5	-	45 ÷ 120	-	4 ÷ 12
S	sabbia addensata	granulare	18,5 ÷ 19,0	28 ÷ 32	-	15 ÷ 40	-
LsA	limo sabbioso e argilloso	mista	18,0 ÷ 18,5	26 ÷ 30	50 ÷ 150	10 ÷ 25	7 ÷ 20

dove: γ_{nat} peso di volume naturale, ϕ' angolo di resistenza al taglio, c_u = coesione non drenata, E_y = modulo di Young, M_o = modulo di deformazione edometrica.

Si espongono di seguito alcune considerazioni preliminari:

- alla luce dell'assetto geologico - geotecnico ricostruito e del progetto in esame si ritiene che il sedime di fondazione della stalla in progetto sarà rappresentato dal deposito riferibile all'unità "AL", costituito da argilla limosa compatta a comportamento coesivo e dotata nel complesso di discrete caratteristiche geotecniche in termini di coesione non drenata. In prima analisi un tale sedime può ritenersi idoneo a costituire sedime di fondazione per le nuove opere in progetto (cfr. Par. 6.7);
- alla luce dei dati raccolti nel corso della campagna indagini eseguita e delle informazioni bibliografiche raccolte, è plausibile ritenere che con un piano di imposta delle fondazioni collocato ad una quota di 1,0 / 1,5 m da piano campagna non vi sia alcuna interferenza con il massimo innalzamento della falda, la quale si mantiene ad una profondità non inferiore a 2,5 m da piano campagna.

6.6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO PROGETTUALE

In riferimento alla classificazione sismica definita dalle O.P.C.M. 3274/03 e 3519/06, il Comune di Lonigo rientra in zona 3. 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_{V_R}), in funzione del periodo di riferimento V_R . Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 (recentemente aggiornato 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:

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

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

Si otterranno così i seguenti **parametri spettrali**:

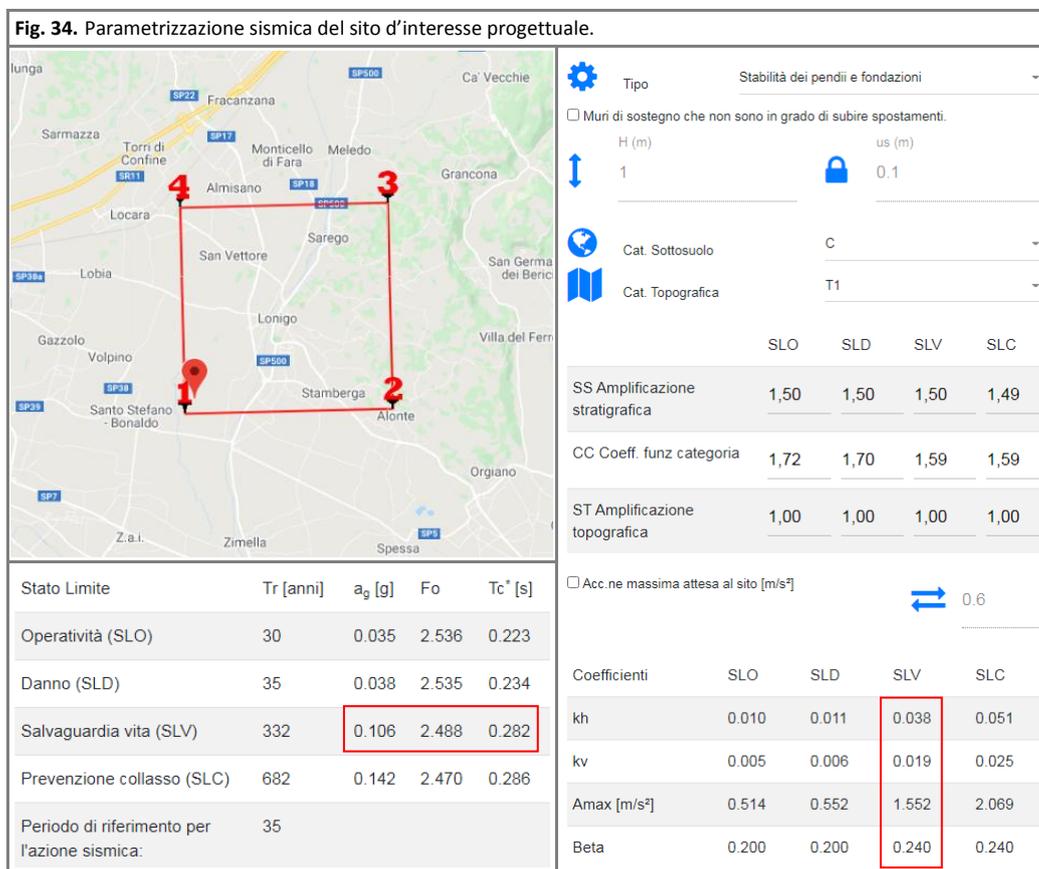
- **a_g** accelerazione orizzontale massima;
- **F_0** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- **T^*_c** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

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

Dai risultati dell'indagine geofisica di tipo MASW eseguita è possibile inserire il sito di progetto nella categoria di sottosuolo di fondazione "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".

Trattandosi di una stalla per l'allevamento di animali, per il 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) e considerando una probabilità di superamento P_{VR} del 10% nel periodo di riferimento V_R pari a 35 anni cui corrisponde un tempo di ritorno di 332 anni, sono stati calcolati i parametri di progetto riportati di seguito.



Alla luce di quanto esposto nelle pagine precedenti, si riporta di seguito alcune tabelle riassuntive con i principali parametri sismici stimati per l'area oggetto di studio.

Parametro sismico	Valore
Classe d'uso	I
Vita nominale dell'opera V_N	50 anni
Coefficiente d'uso C_U	0,7
Periodo di riferimento V_R	35 anni
Categoria di sottosuolo di fondazione	C
Coeff. di amplificazione stratigrafica S_s	1,50
Categoria topografica	T1
Coeff. di amplificazione topografica S_T	1,00

Parametro sismico	Valore
Zona sismica	III
Accelerazione orizzontale massima a_g [g]	0,106
Valore max. fatt. di amplificazione F_0	2,488
Periodo inizio tratto vel. cost. spettro T_c^* [s]	0,282
Accelerazione massima al suolo $a_{g\max}$ [m/s ²]	1,552
Coeff. azione sismica orizzontale k_h	0,038
Coeff. azione sismica verticale k_v	0,019
Coefficiente β	0,240

6.7 STIMA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

In relazione a quanto fin qui esposto e tenendo presenti le caratteristiche dell'intervento (cfr. Cap. 3) si espongono di seguito alcune considerazioni ed elaborazioni di carattere geotecnico che possono ritenersi di orientamento per le scelte progettuali. Alla luce dell'assetto geologico - geotecnico ricostruito e degli elaborati progettuali forniti si evidenzia quanto segue:

- a) pur non a conoscenza delle effettive sollecitazioni indotte né delle reali geometrie di fondazione, per fornire un quadro indicativo della portanza del terreno in merito alla stalla in progetto si valuteranno due ipotesi di fondazione, "a trave continua" e "a plinto", secondo alcune ipotesi geometriche:
 1. trave continua: lunghezza L = 48,0 m - larghezza B = 0,8 m - incastro D = 0,3 m;
 2. plinto: base quadrata di lato L = 1,0 m - incastro D = 0,3 m;
- b) in relazione all'assetto idrogeologico locale ricostruito ed alle informazioni raccolte durante la campagna indagini eseguita circa la profondità della falda, i calcoli sono eseguiti considerando il sedime fondazionale in **condizioni drenate**;
- c) il piano di fondazione delle opere in progetto (- 1,5 m ca. da p.c.) interessa il deposito di natura prevalentemente fine (argilla limosa) ascrivibile all'unità "AL", a comportamento coesivo e rinvenibile all'interno del lotto d'intervento ad una profondità di alcune decine di centimetri al di sotto del terreno vegetale superficiale;
- d) per il calcolo della portanza viene adottata la seguente parametrizzazione geotecnica in cui i valori inseriti sono stati cautelativamente scelti come i valori minimi degli intervalli riportati nel Par. 6.5.

LITOLOGIA	UNITÀ	γ_{nat}	c_u
ARGILLA LIMOSA	AL	18,0 kN/m ³	45 kPa

Pur non conoscendo l'esatta entità dei carichi, in ottemperanza al D.M. 17.01.2018 ed in considerazione della tipologia di opere in progetto si fornisce di seguito una stima della capacità portante 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 dell'opera ed al modello geologico - geotecnico ricostruito. Come indicato nel Cap. 6.4.2.1. del D.M. 17.01.2018, tale verifica sarà effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

Nel caso di terreni coesivi, 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, nel caso in cui l'angolo d'attrito φ sia uguale a zero, il carico verticale e il piano campagna e di fondazione siano orizzontali, è espresso da:

$$q_{\text{lim}} = c_u N_c s_c + \gamma_1 D$$

dove:

- q_{lim} = capacità portante limite del terreno
- c_u = coesione non drenata del terreno su cui poggia la fondazione
- γ_1 = peso di volume del terreno
- D = profondità di posa della fondazione

N_c è un fattore adimensionale di portanza, nel caso specifico pari a 5,14;

s_c è un fattore di forma così definito:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} \quad (\text{dove: } N_q = 1 \text{ per } \phi' = 0)$$

Considerando l'assenza della falda ed ipotizzando fondazioni superficiali secondo le ipotesi geometriche indicate nella tabella seguente, vengono successivamente riportati i risultati del calcolo della capacità portante secondo l'approccio e la combinazione previsti da normativa (A1+M1+R3).

TIPO DI FONDAZIONE	trave continua	plinto
SEDIME DI FONDAZIONE	unità "Al"	unità "Al"
LUNGHEZZA FONDAZIONE	L = 48,0 m	L = 1,0 m
LARGHEZZA FONDAZIONE	B = 0,8 m	B = 1,0 m
INCASTRO FONDAZIONE	D = 0,3 m	D = 0,3 m

APPROCCIO	COMBINAZIONE	Q_{SLU} (TRAVE)	Q_{SLU} (PLINTO)
2	A1+M1+R3	116 kN/m²	133 kN/m²

Pur ribadendo il carattere indicativo dei valori sopra riportati, il calcolo della capacità portante ha permesso di confermare l'idoneità del sedime di fondazione ascrivibile all'unità "Al" (argilla limosa) a supportare una tipologia costruttiva corredata da fondazioni dirette.

Con riferimento a quanto sopra si sottolinea quanto segue:

- pur rimanendo valide le considerazioni effettuate, sarà necessario eseguire i calcoli alla luce delle effettive sollecitazioni indotte e delle reali geometrie fondazionali;
- al fine di limitare eventuali assestamenti e cedimenti del terreno si prescrive di preparare il piano di posa della fondazione costipandolo preventivamente per renderlo uniforme e prevedendo la posa di un idoneo spessore di magrone; in tal modo sarà possibile contenere possibili cedimenti differenziali e favorire la migliore ripartizione dei carichi;
- in corso d'opera sarà necessario verificare la corrispondenza di quanto esposto nel presente elaborato con la situazione reale, in particolare in relazione a tipologia, spessore, omogeneità e addensamento del terreno che andrà a costituire sedime di fondazione.

6.8 STIMA DEI CEDIMENTI

Alla luce dell'assetto geologico - geotecnico locale ricostruito e del fatto che questo evidenzia la presenza nel primo sottosuolo di un'alternanza di depositi di natura limoso - argillosa e orizzonti di natura sabbiosa con elevata percentuale di frazione fine soggetti a possibili deformazioni allorché sottoposti a carico, si è ritenuto opportuno valutare la compatibilità dei carichi con i cedimenti del piano di fondazione. Sebbene una precisa valutazione dei cedimenti (sia di tipo immediato che di consolidazione) distribuiti nel tempo sia possibile solo in funzione dei carichi di esercizio previsti e sulla base di apposite prove di laboratorio, di seguito ne verrà comunque calcolata una stima di massima.

I cedimenti sono stati stimati con il **metodo di Schmertmann**, utilizzando i valori di resistenza alla punta misurati direttamente dalle prove penetrometriche statiche effettuate. Il calcolo dei cedimenti è stato quindi eseguito in quella porzione di sottosuolo che rientra nel "volume significativo", dove l'incremento di tensione verticale Δp_v , provocato dal carico in fondazione, risulta superiore al 10% della tensione litostatica efficace (Lancellotta).

In considerazione del fatto che i parametri geotecnici del sottosuolo dell'area d'interesse sono stati ricavati a partire dai dati ottenuti da prove penetrometriche statiche di tipo CPT, il **cedimento totale** è stato calcolato adottando la formula riportata sotto, considerando valori cautelativi dei parametri del terreno ed un fattore tempo pari a 30 anni:

$$\Delta H = \frac{C_1 \cdot C_2}{C_3} \cdot \Delta p \cdot \sum_0^{z_2} \frac{I_z \cdot \Delta z}{q_c}$$

dove:

- Δp = Pressione media netta applicata dalla fondazione ($\Delta p = p - p'_0$)
- p = Pressione trasmessa dalla fondazione
- p'_0 = Pressione efficace alla profondità del piano di fondazione
- z_2 = Profondità significativa, ovvero la profondità massima dal piano di fondazione del terreno che contribuisce al cedimento
- Δz = Generico strato in cui si è suddiviso lo spessore z_2 di terreno, che al limite può coincidere con l'intervallo di campionamento della prova
- q_c = Resistenza di punta media dello strato Δz
- I_z = Fattore di influenza della deformazione verticale media che varia con la profondità dove $I_{z,max} = 0,5 - 0,1 \cdot (\Delta p / \sigma'_v)^{0,5}$ in cui σ'_v è la pressione efficace alla profondità z_1
- C_1 = Fattore che dipende dalla profondità del piano di fondazione ($C_1 = 1 - 0,5 \cdot p'_0 / \Delta p \geq 0,5$)
- C_2 = Fattore di viscosità ($C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log_{10} 10t$ dove t è il tempo in anni dal termine della costruzione)
- C_3 = Fattore che dipende dalla forma dell'area di carico

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 da considerarsi indicativi e qualitativi del potenziale assestamento.

I carichi d'esercizio di progetto (E_d) non sono noti, pertanto il calcolo dei cedimenti è stato eseguito ipotizzando una pressione di esercizio indicativa e cautelativa pari a 100 kPa. Per il calcolo sono stati considerati i valori di resistenza alla punta (q_c) ricavati distintamente da ciascuna delle due penetrometriche statiche realizzate. Il calcolo è stato eseguito a partire dall'ipotizzata quota di fondazione, posta alla profondità di 1,5 m ca. da p.c. e considerando un livello di falda posto ad una profondità di 2,9 m da piano campagna come misurato in fase di indagine. Di seguito vengono riportati i dati utilizzati ed il risultato ottenuto:

Tipologia di fondazione	IPOTESI 1: trave rovescia		IPOTESI 2: plinto	
	CPT 1	CPT 2	CPT 1	CPT 2
Dati di riferimento				
Dimensioni della fondazione "L x B"	48,0 x 0,8 m	48,0 x 0,8 m	1,0 x 1,0 m	1,0 x 1,0 m
Profondità di imposta fondazione	1,5 m da p.c.	1,5 m da p.c.	1,5 m da p.c.	1,5 m da p.c.
Pressione di contatto (C_d/A')	100 kPa	100 kPa	100 kPa	100 kPa
Cedimento totale "Δh"	1,9 cm	2,6 cm	2,1 cm	3,0 cm

Considerando una pressione trasmessa in esercizio dalla fondazione di 100 kPa, **l'entità del cedimento risulta compreso tra 2 e 3 cm con un cedimento differenziale prossimo al centimetro**, legato per lo più alla consolidazione dei livelli coesivi e quindi distribuito nel tempo.

→ In relazione alle ipotesi di calcolo sopra esposte, alla scelta cautelativa di una pressione di esercizio pari a 100 kPa ed alla luce della destinazione d'uso delle opere in progetto si ritiene che i cedimenti ottenuti siano compatibili con la nuova stalla di allevamento tori. L'entità effettiva dei cedimenti potrà tuttavia essere valutata solamente alla luce dei reali carichi di esercizio e della geometria di fondazione adottata.

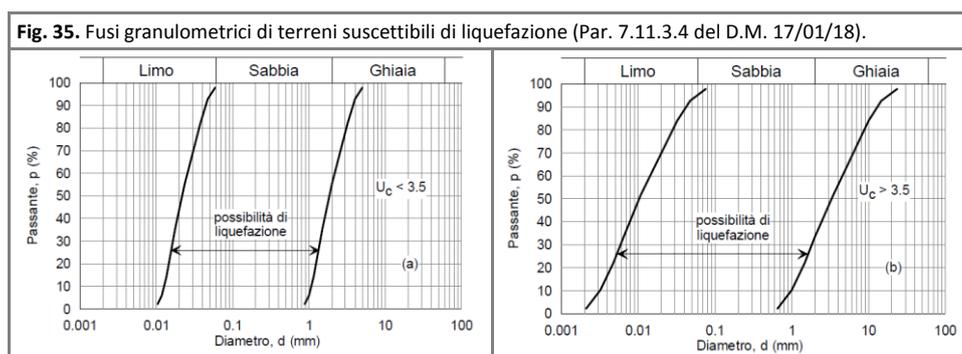
Al fine di limitare eventuali assestamenti immediati, si prescrive comunque di preparare il piano di posa delle fondazioni previa compattazione, eliminando il rimaneggiamento dovuto alle macchine di scavo e regolarizzandolo con una stesa di magrone di idoneo spessore in modo da assicurare una migliore ripartizione dei carichi.

6.9 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o ad un accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche (terremoti) che agiscono in condizioni non drenate. L'analisi della suscettibilità alla liquefazione di un sito dipende dalle caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata), dalla profondità della falda, dalle caratteristiche litologiche e geotecniche dei terreni. La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante).

Facendo riferimento a quanto indicato nel D.M. 17/01/2018 il sito di intervento deve risultare essere 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 $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ 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 qc_{1N} 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 $U_c > 3,5$ (Fig. 35).



Nel caso specifico, alla luce dell'assetto geologico ricostruito che ha permesso di individuare la presenza di depositi sabbiosi e vista la presenza della falda freatica ad una profondità inferiore a 15 m piano campagna si ritiene necessario procedere con una specifica verifica a liquefazione per quanto riguarda i terreni che caratterizzano il settore di intervento.

La verifica alla liquefazione è stata sviluppata seguendo i criteri delineati dal *National Centre of Earthquake Engineering Research* (NCEER) nel 1998. Schematicamente il fattore di sicurezza alla liquefazione è individuato come il rapporto tra lo sforzo ciclico di taglio (**CSR = Cyclic Stress Ratio**), cioè l'azione eccitante indotta dal sisma alla profondità considerata, e la resistenza che il terreno oppone alla deformazione ciclica sismica (**CRR = Cyclic Resistance Ratio**).

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad \text{dove:} \quad \begin{cases} CRR = \text{Cyclic Resistance Ratio (Rapporto di resistenza ciclica);} \\ CSR = \text{Cyclic Stress Ratio (Rapporto di tensione ciclica).} \end{cases}$$

La possibilità di liquefazione sussiste quando $F_L < 1$, ossia quando $CSR \geq CRR$.

6.9.1 Verifica alla liquefazione a partire dai risultati della prova MASW

La verifica è stata sviluppata utilizzando l'analisi semplificata basata sui valori della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs propri del sito ottenuti attraverso la prospezione MASW.

Il termine **CSR** (Cyclic Stress Ratio, ossia il rapporto di tensione ciclica) è espresso dalla seguente relazione (Seed & Idriss, 1971):

$$CSR = \left(\frac{\tau_{eq}}{\sigma'_{v0}} \right) = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d$$

dove:

- a_{max} = accelerazione massima in superficie;
- σ_{v0} = pressione verticale totale alla quota considerata;
- σ'_{v0} = pressione verticale efficace alla quota considerata;
- r_d = fattore di profondità, espresso dalle seguenti relazioni (Seed & Idriss, 1971):
 - $r_d = 1 - 0,00765 \cdot z$ (per profondità $z \leq 9,15$ m)
 - $r_d = 1,174 - 0,0267 \cdot z$ (per profondità $9,15 < z < 23$ m)

La valutazione di **CRR** (Cyclic Resistance Ratio, ossia il rapporto di resistenza ciclica) è stata eseguita utilizzando l'analisi semplificata basata sui valori della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs propri del sito, ottenuti attraverso la prospezione MASW effettuata. La procedura segue le indicazioni di Stokoe et al. (*"Liquefaction resistance based on Shear Wave Velocity"*, 1998) ed utilizza la seguente relazione:

$$CRR = 0.03 \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + \frac{0.9}{V_{s1c} + V_{s1}} - \frac{0.9}{V_{s1}} \cdot \frac{1}{MSF}$$

dove:

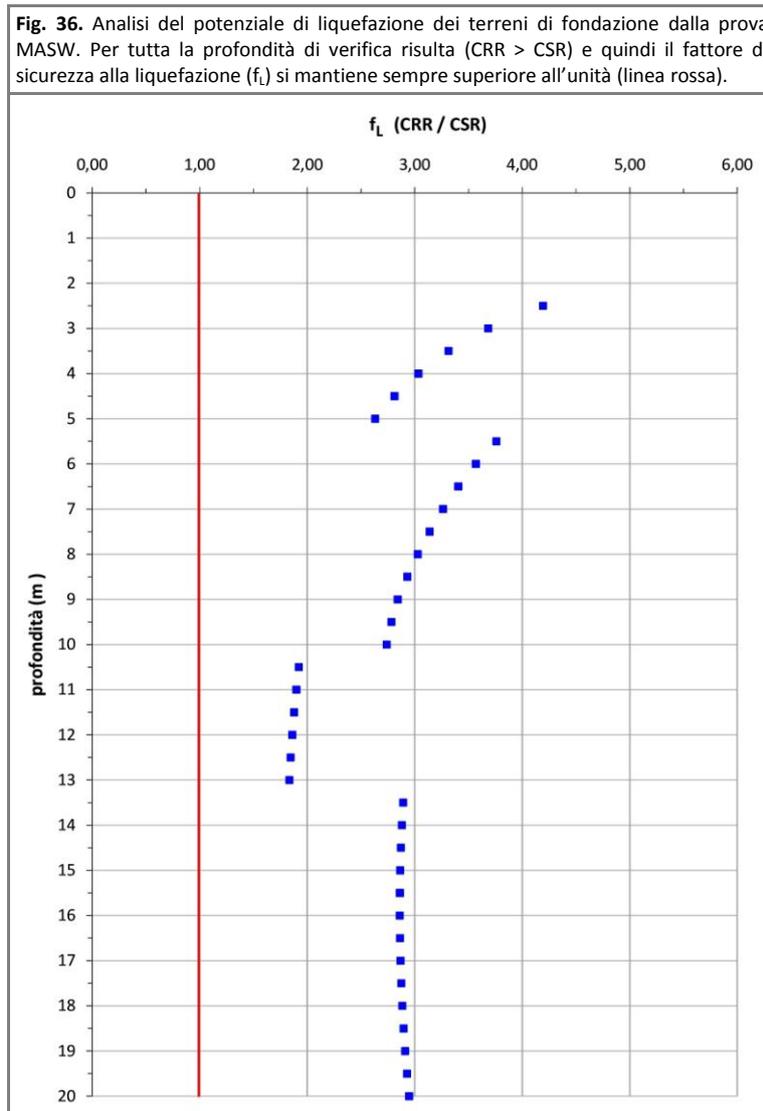
- V_{s1} = valore di velocità delle onde S (Vs) corretto secondo un fattore di normalizzazione (Cv) per tener conto della pressione efficace alla quota considerata (σ'_v) normalizzata alla pressione atmosferica ($p_a = 100$ kPa), secondo la seguente espressione:

$$V_{s1} = C_v \cdot V_s$$

$$\text{con: } C_v = (p_a / \sigma'_v)^{0,25};$$

- V_{s1c} = valore di Vs normalizzato per litologie sabbiose e ghiaiose con FC $\leq 5\%$ secondo gli abachi di Andrus & Stokoe (1997);
- **MSF** = Magnitude Scale Factor, fattore di correzione per la magnitudo del sisma di progetto (M_w ipotizzata = 6,0) calcolato secondo la seguente formula: $MSF = (M_w / 7,5)^{-3,3}$

I risultati dell'analisi del potenziale di liquefazione sono diagrammati in Fig. 36 da cui emerge l'assenza di rischio in relazione a potenziali fenomeni di liquefazione per i terreni di fondazione dell'area in esame dal momento che $CRR > CSR$ e quindi il fattore di sicurezza alla liquefazione F_L (definito come rapporto CRR / CSR) si mantiene sempre superiore all'unità.



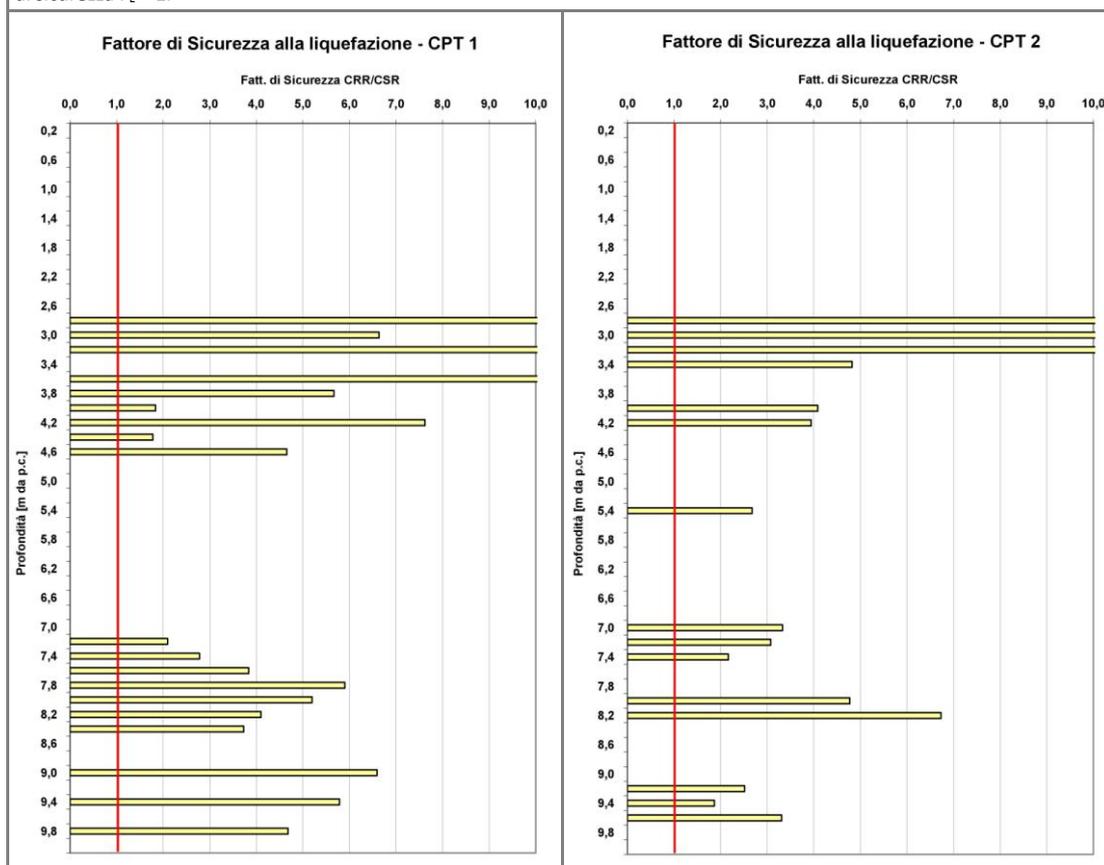
6.9.2 Verifica alla liquefazione a partire dai risultati delle prove CPT

Per la determinazione della resistenza ciclica di sabbie pulite (*Fine Content* < 5%) e per una magnitudo di progetto $M_w = 7,5$, alcuni autori (Stark & Olsen, 1995 e Suzuki et al., 1995) hanno interpolato la curva che si ottiene inserendo in ascissa la resistenza alla punta corretta e normalizzata (q_{c1N}) ed in ordinata i valori del $CRR_{7,5}$, separando due regioni che individuano punti in cui si verifica o non si verifica il fenomeno della liquefazione. L'equazione che descrive la curva della $CRR_{7,5}$ e che separa le due regioni, è determinata in funzione dell'indice di comportamento del suolo (I_c) e del valore di q_{c1N} . La relazione per ottenere la resistenza alla punta normalizzata (q_{c1N}) è a sua volta funzione del tipo di suolo, ovvero, del suo comportamento (I_c). Robertson & Wride hanno individuato i campi rappresentativi dei diversi comportamenti dei sedimenti in un grafico, resistenza alla punta normalizzata – resistenza laterale normalizzata, con nove zone riguardo all'indice (I_c). La procedura NCEER e la determinazione del $CRR_{7,5}$ sono ottimizzate con un processo iterativo che inizia da una prima ipotesi di terreno avente un comportamento di tipo coesivo, soddisfatta solo se $I_c > 2,6$.

Per tale classe di terreni non si ha il fenomeno della liquefazione e pertanto non sono oggetto di verifica. Se la prima ipotesi non è soddisfatta ed i terreni hanno $I_c < 2,6$ si procede iterativamente con un'ipotesi di terreno misto granulare – coesivo ed in seguito granulare, fino alla convergenza tra la supposizione e l'indice di comportamento (I_c) calcolato. Al valore di $CRR_{7,5}$ calcolato si applica un fattore di correzione per la magnitudo del sisma di progetto ($MSF = \text{Magnitude Scale Factor}$); tale valore è migliorativo per sismi con $M_w < 7,5$. Un'ulteriore correzione è applicata in funzione della granulometria del deposito, ricorrendo alla procedura di Olsen (1997) e Suzuki (1995). Tale correzione considera che depositi ad elevata componente fine (argille e limi) hanno scarsa propensione a liquefare.

Nel caso in esame, per la verifica alla liquefazione è stato ipotizzato un sisma di progetto di $M_w = 6,0$ (cfr. Par. 5.4) ed un'accelerazione massima al suolo pari a $0,106 g$ e considerando il livello di falda ad una profondità di $-2,9 m$ da p.c. Per tutto l'intervallo di profondità investigato dalle prove penetrometriche statiche CPT (Fig. 37), il fattore di sicurezza (F_L) risulta superiore all'unità, pertanto è possibile escludere che i depositi possano essere soggetti a liquefazione.

Fig. 37. Valori del fattore di sicurezza alla liquefazione calcolato in corrispondenza dei livelli sabbiosi potenzialmente liquefacibili (linee gialle) lungo le due verticali delle prove penetrometriche CPT 1 e CPT 2. In rosso è indicata la linea a fattore di sicurezza $F_L = 1$.



Alla luce di quanto fin qui esposto e della verifica effettuate, si ritiene ragionevolmente di poter escludere in caso di sisma il rischio di cedimenti legati alla liquefazione dei terreni presenti.

7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Alla luce di quanto riportato nelle pagine precedenti e ai sensi del D.M. 17/01/2018 si possono esporre le seguenti considerazioni riassuntive e conclusive:

- Il lotto di futuro intervento si colloca ad una quota altimetrica media di 25,0 m. s.l.m. ed è caratterizzato da una morfologia pianeggiante che presenta, a livello topografico, solo locali differenze di quota nell'ordine di poche decine di centimetri.

- Nel corso del sopralluogo effettuato non sono emersi elementi di criticità, in atto o quiescenti, di natura geomorfologica, geologica e idrogeologica. Il progetto, inoltre, non comporta modifiche alla morfologia tali da incidere sulla stabilità locale e globale dei luoghi.

- Il modello litostratigrafico del primo sottosuolo dell'area d'intervento, ricostruito grazie all'esecuzione di una mirata campagna indagini sito specifica, è caratterizzato da terreni di natura prevalentemente argillosa e limosa (unità "AL") con locali livelli sabbiosi (unità "S") e sabbioso - limoso - argillosi (unità "LSA") in proporzioni reciproche variabili.

- Con riferimento all'assetto litostratigrafico locale, è possibile affermare come i depositi fini presenti nel primo sottosuolo siano caratterizzati da una permeabilità moderatamente bassa che determina una povera capacità di drenaggio del terreno.

- L'assetto idrogeologico locale è caratterizzato da un acquifero multifalda differenziato, costituito da una falda superficiale a carattere freatico e da vari livelli acquiferi profondi confinati e semiconfinati. Sulla base dei dati bibliografici e di quanto rilevato in fase di indagine, il livello di falda si colloca ad una profondità non inferiore a 2,5 m da p.c., tale da non interferire con le strutture di fondazione della nuova stalla in progetto.

- Per quanto riguarda l'aspetto idrografico - idrogeologico locale, in corrispondenza del lotto d'intervento non si segnalano criticità potenziali o in atto. Il sito oggetto di studio si pone al di fuori di aree potenzialmente inondabili e caratterizzate da concentrazione privilegiata delle acque di corrivazione: nel corso del sopralluogo effettuato non sono emerse situazioni soggette a ristagno idrico tantomeno interessate da difficoltà di drenaggio superficiale, il quale è nel complesso garantito da una leggera pendenza verso una rete di fossi e scoli.

- Il sito di studio non ricade fra le aree a pericolosità idraulica né fra quelle soggette a dissesto idrogeologico individuate dal Piano di Assetto Idrogeologico (P.A.I.), tantomeno all'interno delle "aree allagabili" inserite nella cartografia del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A.) redatto dal Distretto Alpi Orientali ai sensi della Direttiva Alluvioni.

- Sebbene sulla base del rilievo e delle informazioni bibliografiche raccolte l'area di studio non presenti in prima analisi potenziali criticità di carattere geologico, strutturale e tettonico, il lotto di progetto risulta potenzialmente soggetto a fenomeni di amplificazione sismica di tipo litologico, vista la presenza nel primo sottosuolo di terreni diversi da categoria "A".

- continua -

- segue -

- Con specifico riferimento al Piano di Assetto del Territorio di Lonigo e ai risultati dello studio condotto si ritiene non vi siano vincoli o limitazioni di carattere geologico, idrogeologico e/o geotecnico che possano precludere la realizzazione dell'intervento in progetto.

- L'indagine di tipo MASW eseguita consente di inserire il sito di progetto nella categoria di sottosuolo "C". Coefficiente stratigrafico: $S_s = 1,50$. Coefficiente topografico: $S_T = 1,00$. Ai fini della caratterizzazione sismica, sono stati calcolati i seguenti parametri con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): $a_g [g] = 0,106$, $F_0 = 2,488$ e $T_c^* [s] = 0,282$.

- Alla luce dell'assetto geologico - geotecnico ricostruito e del progetto in esame si ritiene che il sedime di fondazione della nuova stalla sarà costituito dal deposito riferibile all'unità "AL", composto da argilla limosa compatta a comportamento coesivo e dotata nel complesso di discrete caratteristiche geotecniche in termini di coesione non drenata.

- Una stima preliminare della capacità portante eseguita tramite il metodo di Brinch Hansen ha permesso di confermare l'idoneità dei terreni ascrivibili all'unità "AL" a costituire sedime di fondazione sia nell'ipotesi di una tipologia a "trave continua" che "a plinto". Ciò detto sarà comunque necessario verificare i calcoli alla luce delle effettive sollecitazioni indotte ed in base alla reale geometria delle fondazioni adottate.

- In corso d'opera sarà necessario verificare la corrispondenza di quanto esposto nel presente elaborato con la situazione reale, in particolare in relazione a tipologia, omogeneità, addensamento e continuità laterale del terreno che andrà a costituire sedime di fondazione.

- Data la presenza nel primo sottosuolo di un'alternanza di depositi di natura sabbiosa e orizzonti di natura argillosa e limosa soggetti a possibili deformazioni allorché sottoposti a carico, si è ritenuto opportuno valutare l'entità del cedimento del piano di fondazione; considerando in via cautelativa una pressione trasmessa in esercizio dalla fondazione nell'ordine di 100 kPa, risulta un cedimento compreso tra 2 e 3 cm con un cedimento differenziale prossimo al centimetro, legato per lo più alla consolidazione dei livelli coesivi e quindi distribuito nel tempo. Alla luce della destinazione d'uso delle opere in progetto si ritiene che i cedimenti ottenuti siano compatibili con la stalla di allevamento tori in progetto. L'entità effettiva dei cedimenti potrà tuttavia essere valutata solamente alla luce dei reali carichi di esercizio e della geometria di fondazione adottata.

- Al fine di limitare eventuali assestamenti, si prescrive comunque di preparare il piano di posa delle fondazioni previa compattazione, eliminando il rimaneggiamento dovuto alle macchine di scavo e regolarizzandolo con una stesa di magrone di idoneo spessore in modo da assicurare una migliore ripartizione dei carichi.

- Le verifiche eseguite hanno permesso di valutare come in caso di terremoto la resistenza che il terreno oppone alla deformazione ciclica sismica (CRR) è sempre superiore all'azione eccitante indotta dal sisma (CSR) ed è pertanto possibile escludere fenomeni di liquefazione.

- Data la modesta profondità degli scavi per la realizzazione delle opere in progetto ($\approx 1,5$ m da p.c.) non si ritiene necessaria una verifica di stabilità dei fronti di scavo.

Fatto salvo quanto considerato, a norma del D.M. 17/01/2018 non si ravvisano impedimenti o limitazioni geologiche, idrogeologiche e geotecniche alla fattibilità degli interventi in progetto.

San Giovanni Lupatoto, ottobre 2020

Dott. Geol. Gionata Andreis



The image shows a circular official stamp in blue ink. The text within the stamp reads: "ORDINE DEI GEOLOGI" at the top, "Dott. Geol. Gionata ANDREIS" in the center, and "REGIONE DEL VENETO" at the bottom. The number "N° 789" is also visible. A handwritten signature in blue ink is written over the stamp.

BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

La stesura dell'elaborato è stata eseguita facendo riferimento ai seguenti testi e documenti:

Associazione Geotecnica Italiana (2005)

Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica

Autorità di Bacino del Fiume Adige, Brenta-Bacchiglione e Alto Adriatico

Piano per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.)

Bowles J.E. (1991)

Fondazioni. Progetto e analisi – Mc Graw Hill

Castaldini D. – Panizza M. (1991)

Inventario delle faglie attive tra i fiumi Po e Piave ed il lago di Como

Comune di Lonigo

Piano di Assetto del Territorio (P.A.T.) e Piano degli Interventi (P.I.)

Consorzio di Bonifica Alta Pianura Veneta

Elaborati cartografici

Distretto Idrografico delle Alpi Orientali

Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A.) redatto ai sensi della Direttiva Alluvioni

I.N.G.V. - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

- Catalogo dei Forti Terremoti d'Italia

- Italian Seismological Instrumental and Parametric Database (ISIDE)

I.S.P.R.A. - Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale

Catalogo delle Faglie capaci (ITHACA)

Panizza M. et alii

Modello sismotettonico dell'area fra il Lago di Garda e il Monte Grappa (1981)

Provincia di Vicenza

Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (P.T.C.P.)

Regione Veneto

Carta idrogeologica della pianura in scala 1:250.000 del Piano Regionale Attività di Cava (P.R.A.C.)

Piano Territoriale Regionale di Coordinamento (P.T.R.C.)

Regione Veneto

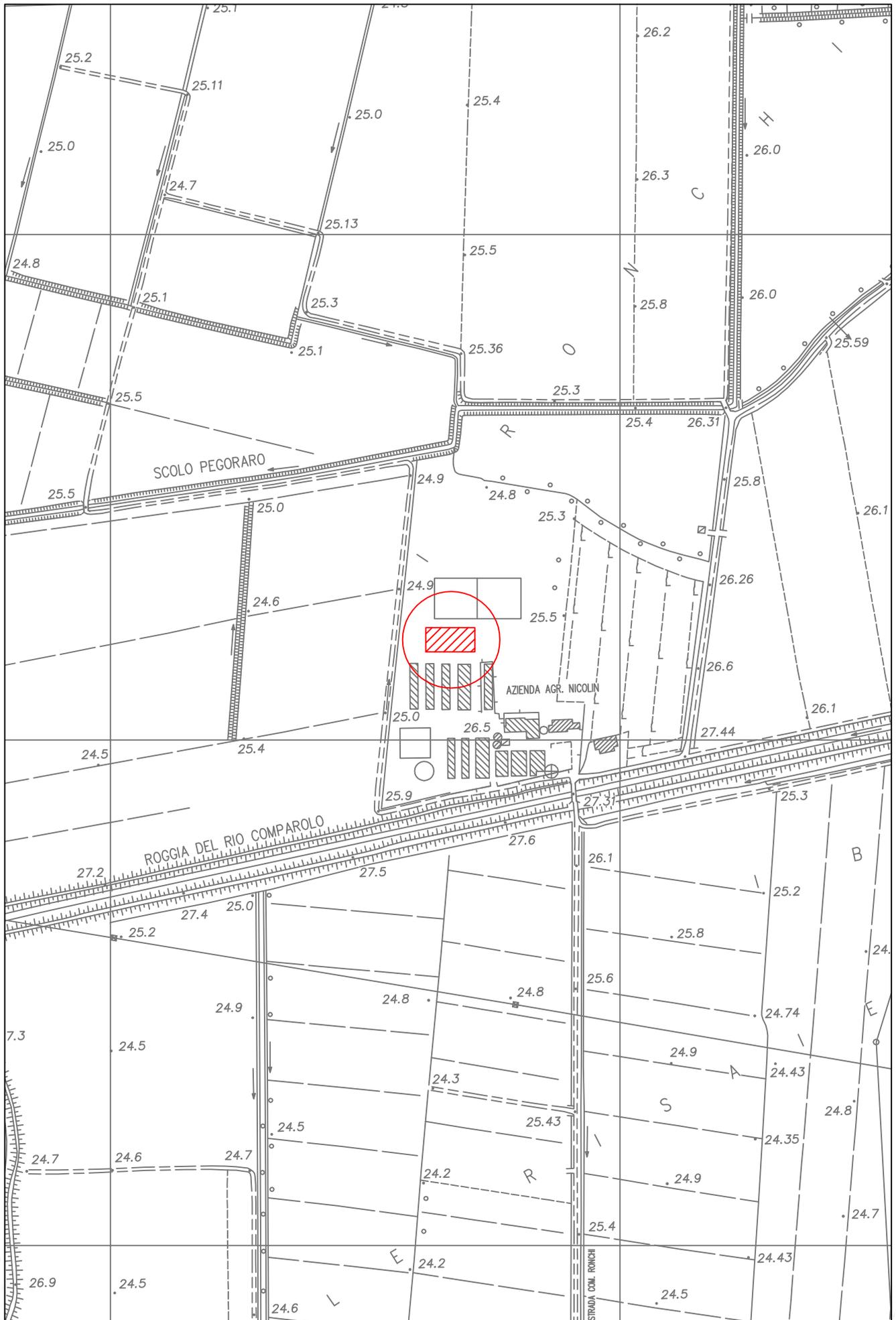
Carta piezometrica della Regione Veneto (1985)

Slejko D. et alii (1987)

Modello sismotettonico dell'Italia Nord Orientale – Trieste

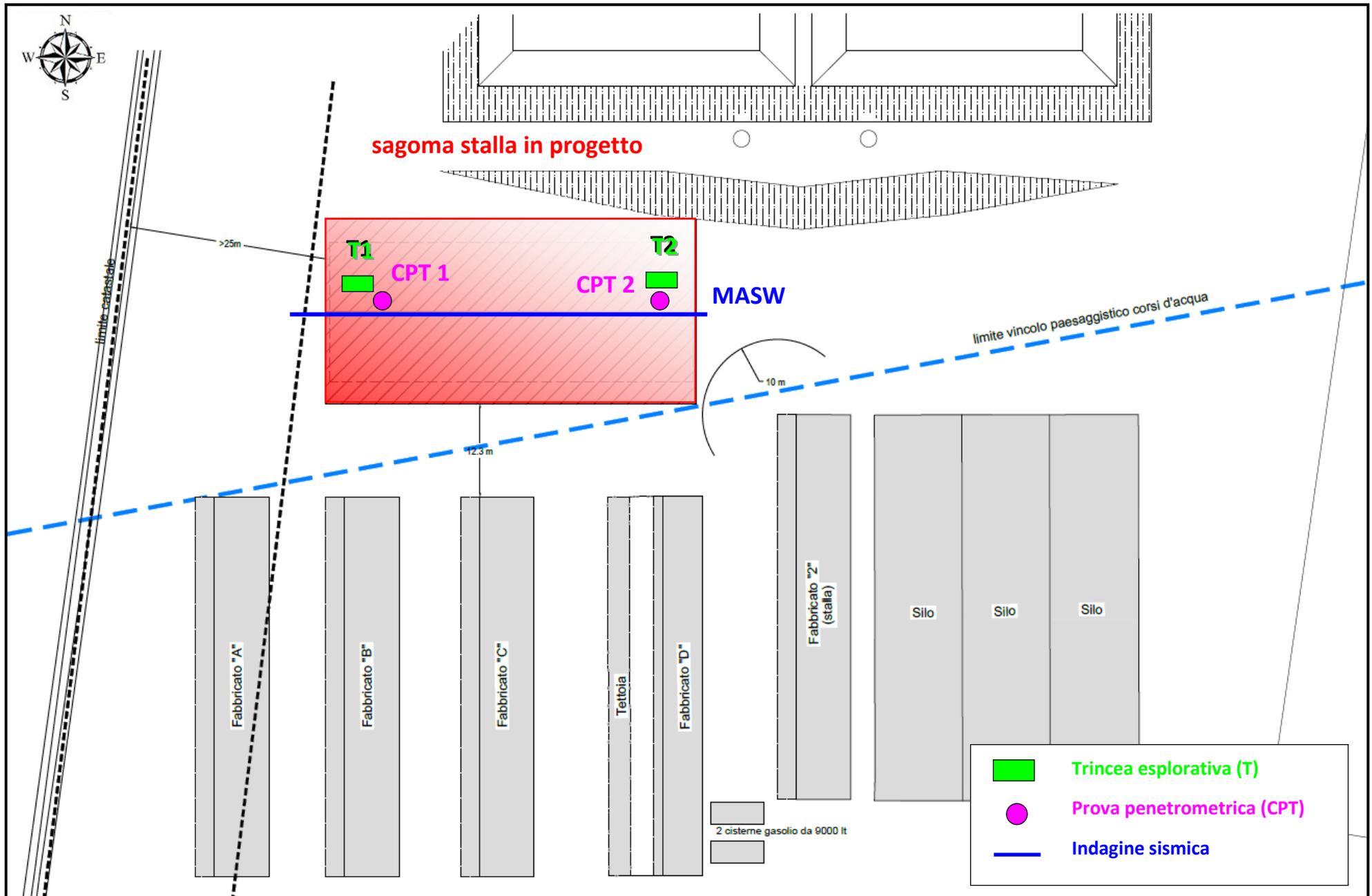
ALLEGATO 1

COROGRAFIA IN SCALA 1:5.000



ALLEGATO 2

PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI

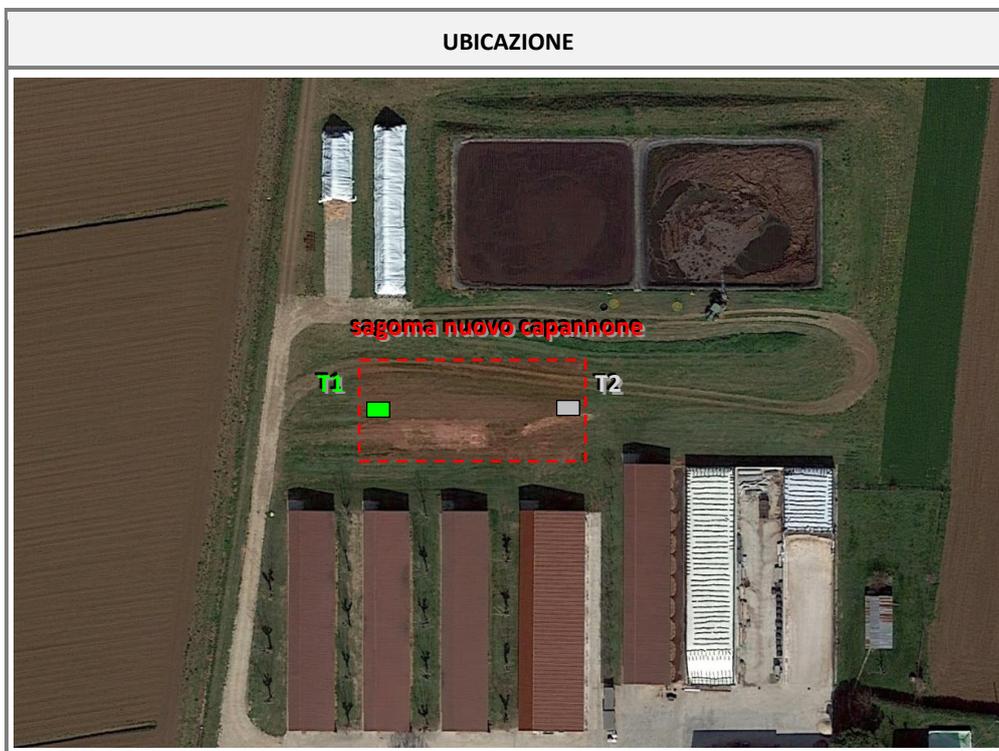


ALLEGATO 3

SCAVI ESPLORATIVI

ALLEGATO 3 – Scavi esplorativi

Scavo **T1**
Data e luogo 30 Settembre 2020 – Via Ronchi - Lonigo (Vicenza)
Profondità 3,0 m da p.c.



ALLEGATO 3 – Scavi esplorativi

PROFONDITÀ (m da p.c.)	STRATIGRAFIA	UNITÀ
0,0 ÷ 0,2	Terreno vegetale: limo argilloso di colore bruno scuro con rari elementi lapidei centimetrici ($\Phi = 1 \div 2$ cm) e resti vegetali, poco addensato.	TV
0,2 ÷ 2,2	Argilla limosa di colore bruno, priva di inclusi. Deposito debolmente umido, compatto e di consistenza da media a soda.	AL
2,2 ÷ 3,0	Sabbia argillosa debolmente limosa di colore nocciola, priva di inclusi. Deposito asciutto e di consistenza da media a soda.	S

Falda | Nessuna venuta d'acqua né dalle pareti né da fondo scavo fino alla massima profondità.
Stabilità pareti scavo | Le pareti sono risultate perfettamente stabili e verticali per tutta la durata dello scavo.



ALLEGATO 3 – Scavi esplorativi

MATERIALE RIFERIBILE ALL'UNITÀ "AL": argilla limosa di colore bruno



MATERIALE RIFERIBILE ALL'UNITÀ "S": sabbia argillosa di colore nocciola



ALLEGATO 3 – Scavi esplorativi

DETTAGLIO DELLA PARETE DI SCAVO PERFETTAMENTE STABILE E VERTICALE



PARTICOLARE DI FONDO SCAVO

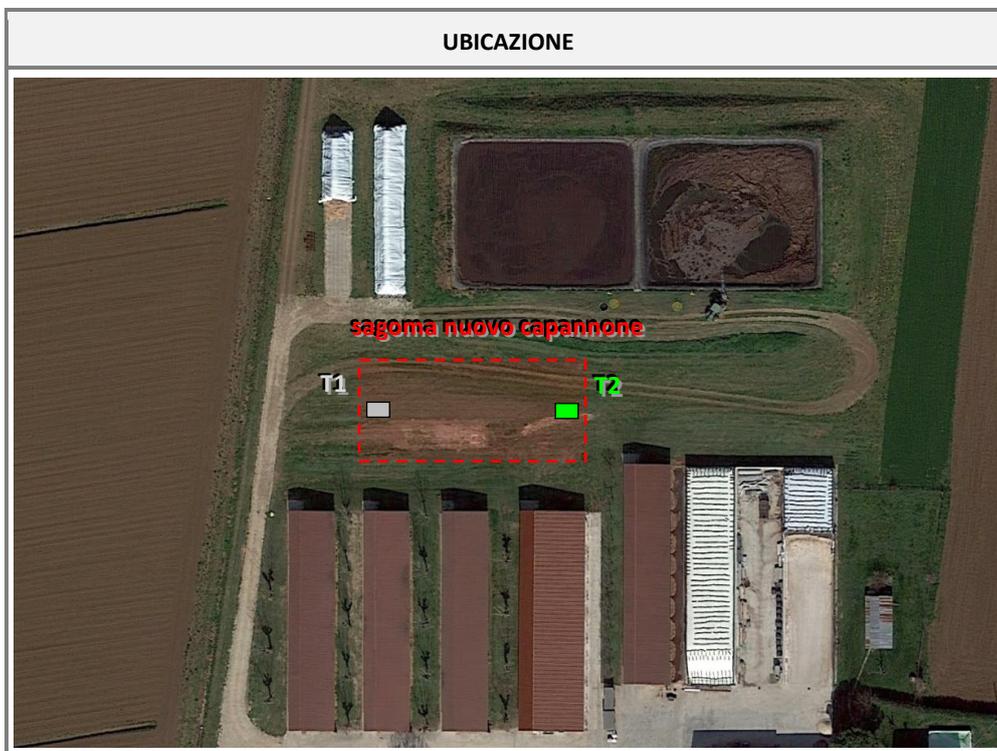


ALLEGATO 3 – Scavi esplorativi

Scavo **T2**

Data e luogo 30 Settembre 2020 – Via Ronchi - Lonigo (Vicenza)

Profondità 3,0 m da p.c.



ALLEGATO 3 – Scavi esplorativi

PROFONDITÀ (m da p.c.)	STRATIGRAFIA	UNITÀ
0,0 ÷ 0,2	Terreno vegetale: limo argilloso di colore bruno scuro con rari elementi lapidei centimetrici ($\Phi = 1 \div 2$ cm) e resti vegetali, poco addensato.	TV
0,2 ÷ 2,0	Argilla limosa di colore bruno, priva di inclusi. Deposito debolmente umido, compatto e di consistenza da media a soda.	AL
2,0 ÷ 3,0	Sabbia argillosa debolmente limosa di colore nocciola, priva di inclusi. Deposito asciutto e di consistenza da media a soda.	S

Falda | Nessuna venuta d'acqua né dalle pareti né da fondo scavo fino alla massima profondità.
Stabilità pareti scavo | Le pareti sono risultate perfettamente stabili e verticali per tutta la durata dello scavo.



ALLEGATO 3 – Scavi esplorativi

MATERIALE RIFERIBILE ALL'UNITÀ "AL": argilla limosa di colore bruno



MATERIALE RIFERIBILE ALL'UNITÀ "S": sabbia argillosa di colore nocciola



ALLEGATO 3 – Scavi esplorativi

DETTAGLIO DELLA PARETE DI SCAVO PERFETTAMENTE STABILE E VERTICALE



PARTICOLARE DI FONDO SCAVO



ALLEGATO 4

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (CPT)

PROVA PENETROMETRICA STATICA - CPT1

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)

Prova eseguita in data: 30/09/2020

Profondità prova: 10,00 m

Profondità falda rilevata: - 2,90 m

Località: Soc. Agr. Fosca - Via Ronchi – Lonigo (VI)

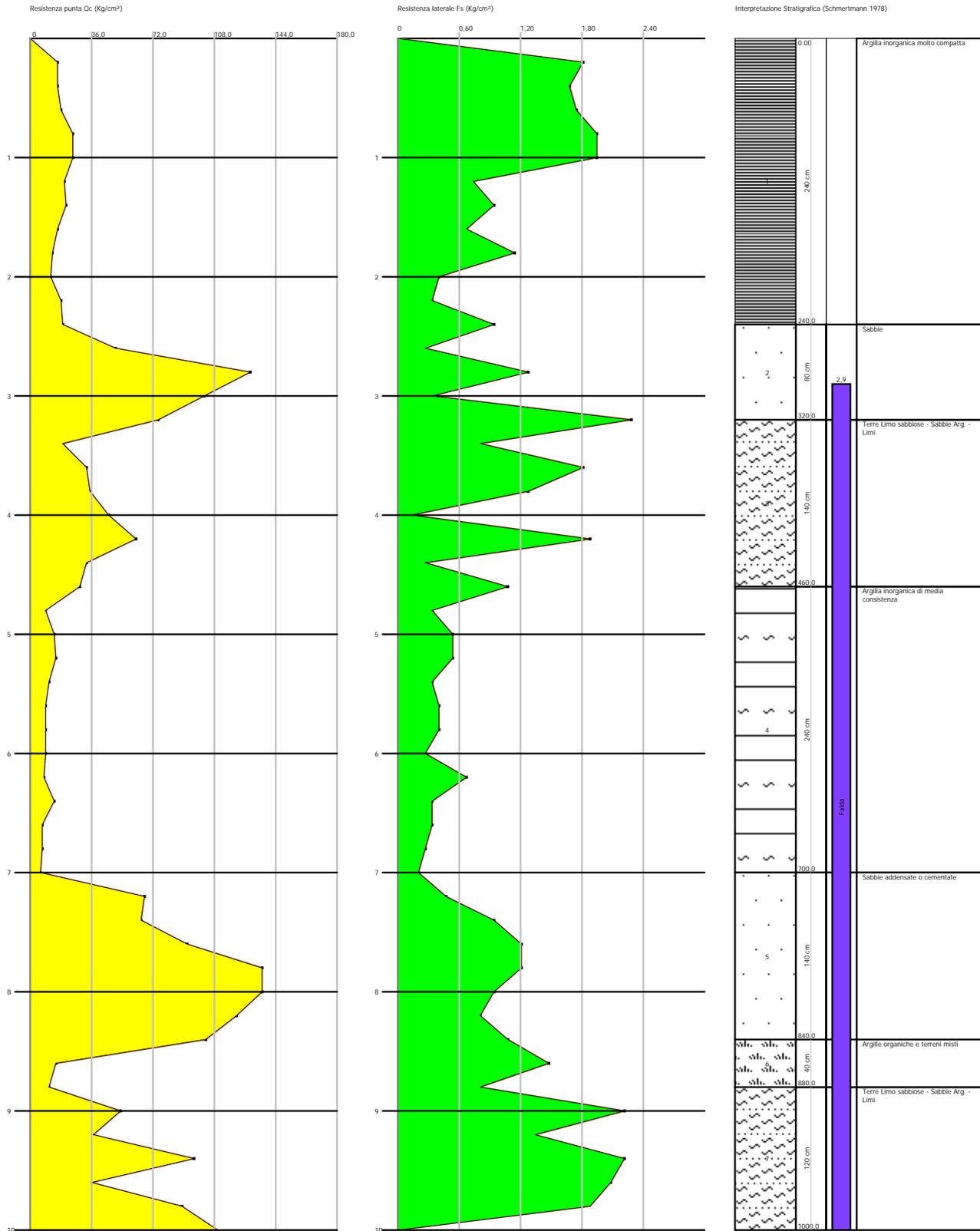
Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	16,00	43,0	16,0	1,8	8,889	11,3
0,40	16,00	43,0	16,0	1,667	9,598	10,4
0,60	18,00	43,0	18,0	1,733	10,387	9,6
0,80	25,00	51,0	25,0	1,933	12,933	7,7
1,00	25,00	54,0	25,0	1,933	12,933	7,7
1,20	20,00	49,0	20,0	0,733	27,285	3,7
1,40	21,00	32,0	21,0	0,933	22,508	4,4
1,60	16,00	30,0	16,0	0,667	23,988	4,2
1,80	13,00	23,0	13,0	1,133	11,474	8,7
2,00	12,00	29,0	12,0	0,4	30,0	3,3
2,20	18,00	24,0	18,0	0,333	54,054	1,9
2,40	19,00	24,0	19,0	0,933	20,364	4,9
2,60	50,00	64,0	50,0	0,267	187,266	0,5
2,80	129,00	133,0	129,0	1,267	101,815	1,0
3,00	102,00	121,0	102,0	0,333	306,306	0,3
3,20	75,00	80,0	75,0	2,267	33,083	3,0
3,40	19,00	53,0	19,0	0,8	23,75	4,2
3,60	33,00	45,0	33,0	1,8	18,333	5,5
3,80	35,00	62,0	35,0	1,267	27,624	3,6
4,00	46,00	65,0	46,0	0,133	345,865	0,3
4,20	62,00	64,0	62,0	1,867	33,208	3,0
4,40	33,00	61,0	33,0	0,267	123,596	0,8
4,60	29,00	33,0	29,0	1,067	27,179	3,7
4,80	9,00	25,0	9,0	0,333	27,027	3,7
5,00	14,00	19,0	14,0	0,533	26,266	3,8
5,20	15,00	23,0	15,0	0,533	28,143	3,6
5,40	11,00	19,0	11,0	0,333	33,033	3,0
5,60	9,00	14,0	9,0	0,4	22,5	4,4
5,80	9,00	15,0	9,0	0,4	22,5	4,4
6,00	9,00	15,0	9,0	0,267	33,708	3,0
6,20	8,00	12,0	8,0	0,667	11,994	8,3
6,40	14,00	24,0	14,0	0,333	42,042	2,4
6,60	7,00	12,0	7,0	0,333	21,021	4,8
6,80	7,00	12,0	7,0	0,267	26,217	3,8
7,00	6,00	10,0	6,0	0,2	30,0	3,3
7,20	67,00	70,0	67,0	0,467	143,469	0,7
7,40	65,00	72,0	65,0	0,933	69,668	1,4
7,60	92,00	106,0	92,0	1,2	76,667	1,3
7,80	136,00	154,0	136,0	1,2	113,333	0,9
8,00	136,00	154,0	136,0	0,933	145,766	0,7
8,20	121,00	135,0	121,0	0,8	151,25	0,7
8,40	103,00	115,0	103,0	1,067	96,532	1,0
8,60	15,00	31,0	15,0	1,467	10,225	9,8
8,80	11,00	33,0	11,0	0,8	13,75	7,3
9,00	53,00	65,0	53,0	2,2	24,091	4,2
9,20	37,00	70,0	37,0	1,333	27,757	3,6
9,40	96,00	116,0	96,0	2,2	43,636	2,3
9,60	36,00	69,0	36,0	2,067	17,417	5,7
9,80	89,00	120,0	89,0	1,867	47,67	2,1
10,00	110,00	138,0	110,0	0,0		0,0

Geol. Andreis Gionata

Probe CPT - Cone Penetration CPT1
Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente:
Soc. Agr. Fosca
Cantiere: Via Ronchi
Località: Longo (VI)

Data: 30/09/2020



PROVA PENETROMETRICA STATICA – CPT2

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)

Prova eseguita in data: 30/09/2020

Profondità prova: 10,00 m

Profondità falda rilevata: - 2,90 m

Località: Soc. Agr. Fosca - Via Ronchi – Lonigo (VI)

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	16,00	23,0	16,0	0,467	34,261	2,9
0,40	16,00	23,0	16,0	1,067	14,995	6,7
0,60	14,00	30,0	14,0	0,933	15,005	6,7
0,80	14,00	28,0	14,0	0,933	15,005	6,7
1,00	14,00	28,0	14,0	0,933	15,005	6,7
1,20	11,00	25,0	11,0	1,467	7,498	13,3
1,40	11,00	33,0	11,0	1,333	8,252	12,1
1,60	8,00	28,0	8,0	0,6	13,333	7,5
1,80	10,00	19,0	10,0	0,467	21,413	4,7
2,00	10,00	17,0	10,0	0,333	30,03	3,3
2,20	12,00	17,0	12,0	0,6	20,0	5,0
2,40	14,00	23,0	14,0	0,267	52,434	1,9
2,60	88,00	92,0	88,0	1,333	66,017	1,5
2,80	101,00	121,0	101,0	2,0	50,5	2,0
3,00	119,00	149,0	119,0	1,0	119,0	0,8
3,20	103,00	118,0	103,0	2,467	41,751	2,4
3,40	23,00	60,0	23,0	0,867	26,528	3,8
3,60	20,00	33,0	20,0	0,933	21,436	4,7
3,80	26,00	40,0	26,0	1,2	21,667	4,6
4,00	79,00	97,0	79,0	0,733	107,776	0,9
4,20	30,00	41,0	30,0	0,933	32,154	3,1
4,40	14,00	28,0	14,0	0,467	29,979	3,3
4,60	10,00	17,0	10,0	0,4	25,0	4,0
4,80	14,00	20,0	14,0	0,667	20,99	4,8
5,00	13,00	23,0	13,0	0,667	19,49	5,1
5,20	14,00	24,0	14,0	0,4	35,0	2,9
5,40	26,00	32,0	26,0	0,667	38,981	2,6
5,60	10,00	20,0	10,0	0,533	18,762	5,3
5,80	9,00	17,0	9,0	0,533	16,886	5,9
6,00	11,00	19,0	11,0	0,667	16,492	6,1
6,20	12,00	22,0	12,0	0,6	20,0	5,0
6,40	8,00	17,0	8,0	0,6	13,333	7,5
6,60	7,00	16,0	7,0	0,867	8,074	12,4
6,80	6,00	19,0	6,0	0,133	45,113	2,2
7,00	68,00	70,0	68,0	1,133	60,018	1,7
7,20	87,00	104,0	87,0	0,8	108,75	0,9
7,40	26,00	38,0	26,0	0,6	43,333	2,3
7,60	26,00	35,0	26,0	0,867	29,988	3,3
7,80	32,00	45,0	32,0	1,8	17,778	5,6
8,00	110,00	137,0	110,0	1,4	78,571	1,3
8,20	137,00	158,0	137,0	1,667	82,184	1,2
8,40	33,00	58,0	33,0	1,2	27,5	3,6
8,60	11,00	29,0	11,0	1,0	11,0	9,1
8,80	17,00	32,0	17,0	0,4	42,5	2,4
9,00	14,00	20,0	14,0	1,733	8,078	12,4
9,20	60,00	86,0	60,0	0,933	64,309	1,6
9,40	75,00	89,0	75,0	0,333	225,225	0,4
9,60	50,00	55,0	50,0	1,267	39,463	2,5
9,80	21,00	40,0	21,0	0,8	26,25	3,8
10,00	21,00	33,0	21,0	0,0		0,0

Geol. Andreis Gionata

Probe CPT - Cone Penetration CPT2
Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente: Soc. Agr. Fosca
Cantiere: Via Ronchi
Località: Longo (VI)

Data: 30/09/2020

