



CITTÀ di CANNETO sull'OGLIO

UFFICIO TECNICO

Regione Lombardia



Finanziato dall'Unione Europea NextGenerationEU

DGR CASA e HOUSING SOCIALE - D.d.u.o. 22 ottobre 2021 - n. 14210 - Fondo complementare al Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza: programma "Sicuro, verde e sociale: riqualificazione dell'edilizia residenziale pubblica" (art.1, co. 2, lett. c, punto 13 del DL 59/2021 convertito con modificazioni nella L.101/2021)



Committente:

COMUNE DI CANNETO S/OGLIO
Ufficio Tecnico-Settore Lavori Pubblici
Piazza Matteotti n.1

Progetto :

RIQUALIFICAZIONE EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA
LAVORI DI DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DEL COMPLESSO ERP
DENOMINATO "CASE ROSSE" in via G. MARCONI
CUP n° H29J21010610001

VARIANTE N.1
PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

Responsabile Unico del Procedimento:

Geom.
Daniele Somenzi

Elaborato:

RELAZIONE GEOLOGICA
RELAZIONE GEOTECNICA

Scala:

Data:
OTTOBRE 2022

Progettista:



ARCHITETTO
CRISTIANO GUERNIERI
Via Principe. Amedeo n° 23 - 46100 MANTOVA
C.F.:GRNCST67P25E897S P.I.: 01757390206

Collaboratori:



Allegato:

B2



ATLANTIDE STUDIO

DI DOTT. GIORGIO LA MARCA

CONSULENZE GEOLOGICHE E AMBIENTALI

Via Circonvallazione, 15 - 46040 Gazoldo degli Ippoliti (MN)

tel./fax: 0376 657806

**CITTÀ di CANNETO sull'OGLIO**
Ufficio Tecnico
Regione Lombardia



RIQUALIFICAZIONE EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA
LAVORI DI DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DEL COMPLESSO ERP
DENOMINATO "CASE ROSSE" in Via G. MARCONI

RELAZIONE GEOLOGICA
RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

1	Premessa	pag. 3
2	RELAZIONE GEOLOGICA	pag. 5
2.1	Inquadramento cartografico e geografico	pag. 6
3	Piano di Governo del Territorio	pag. 9
3.1	Vincoli geologici	pag. 9
3.2	Pericolosità sismica locale	pag. 10
3.3	Fattibilità geologica	pag. 11
4	Inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico	pag. 13
4.1	Inquadramento geologico e geomorfologico	pag. 13
4.2	Inquadramento idrogeologico	pag. 17
4.3	Pericolosità geologica del sito	pag. 19
5	RELAZIONE GEOGNOSTICA	pag. 20
5.1	Ubicazione delle indagini pregresse	pag. 20
5.2	Prove penetrometriche statiche pregresse	pag. 21
5.3	Profondità della falda	pag. 25
5.4	Prove geofisiche pregresse	pag. 26
5.5	Sondaggi meccanici 2022	pag. 27
5.6	Prova penetrometrica 2022	pag. 29
5.7	Prova geofisica 2022	pag. 31
5.8	Situazione litologico-stratigrafica	pag. 33
6	RELAZIONE SISMICA	pag. 34
6.1	Sismicità storica	pag. 34
6.2	Pericolosità sismica	pag. 34
6.3	Nuova classificazione sismica del territorio comunale	pag. 36
6.4	Valutazione dell'azione sismica di progetto	pag. 36
6.5	Valutazione del rischio di liquefazione dei terreni	pag. 39
7	RELAZIONE GEOTECNICA	pag. 41
7.1	Calcolo dei valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici	pag. 41
7.2	Ipotesi sulle fondazioni	pag. 44
7.3	Calcolo del carico limite	pag. 44
7.4	Fondazione a platea. Calcolo del carico limite e dei cedimenti	pag. 45
7.5	Fondazioni a trave rovescia	pag. 47
7.6	Fondazione a trave rovescia appoggiata a – 1,00 m dal p.c.	pag. 47
7.7	Fondazione a trave rovescia appoggiata a – 1.50 m dal p.c.	pag. 50
8	CONCLUSIONI	pag. 53

ALLEGATI: 1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6

1) PREMESSA

Su incarico del Comune di Canneto sull'Oglio (Data 19/07/2022) è stata eseguita un'indagine geologica e geotecnica per un progetto di "riqualificazione edilizia residenziale pubblica con lavori di demolizione e ricostruzione del complesso ERP denominato "CASE ROSSE" in via G. Marconi. L'intervento di ricostruzione comporterà l'edificazione di due nuovi corpi di fabbrica (piano terra e primo piano) serviti da un unico vano scala centrale per n. 10 appartamenti.

Il progetto di riqualificazione urbanistica vuole raggiungere i seguenti obiettivi:

- la sicurezza sismica;
- l'efficientamento energetico;
- l'incremento del patrimonio E.R.P.;
- l'abbattimento delle barriere architettoniche;
- la riqualificazione degli spazi verdi.

Nella zona circostante i due edifici esistenti sono state eseguite in tempi diversi indagini geotecniche e geofisiche per la pianificazione urbanistica e per l'edilizia pubblica a cui si fa riferimento. Tenuto conto di queste indagini pregresse, sono state effettuate ulteriori indagini in sito, ai sensi della normativa statale e regionale e secondo le prescrizioni delle norme geologiche del PGT comunale.

Il quadro normativo fondamentale di riferimento comprende:

- DGR 2616/2011 – Criteri per la componente geologica dei PGT
- OPCM 3272/2003 – Classificazione sismica nazionale
- DG. 14964/2003 – Disposizioni preliminari per l'attuazione della OPCM 3274/2003.
- DPR 380/2001 – Testo unico per l'edilizia
- DM 14/01/2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- DGR 2129/2014 – Classificazione sismica regionale
- LR 33/2015 – Disposizioni in materia di costruzioni in zona sismica
- DGR 5001/2016 – Linee di indirizzo per le funzioni trasferite ai Comuni ...
- DM 17/01/2018 – Norme tecniche per le costruzioni.

- CIRCOLARE 21 gennaio 2019 n.7 C.S.LL.PP.
- DGR 4317/2021 – Allegato B
- PGT – Norme geologiche.

Secondo lo “**Studio di fattibilità**”, redatto dall’Ufficio Tecnico del Comune di Canneto – Settore Lavori Pubblici, la “*Progettazione esecutiva dovrà essere supportata da idonea relazione geologica che comprenda un inquadramento sismico, la verifica delle classi di fattibilità per le azioni di piano e le prescrizioni per la progettazione definitiva-esecutiva*”

Pertanto il presente elaborato comprende le seguenti parti:

- relazione geologica
- relazione geognostica delle indagini geotecniche e geofisiche pregresse e attuali
- relazione sismica
- relazione geotecnica.

La Relazione geologica è stata redatta tenendo conto della DGR 2126/2011 e del D.M. . 17/01/2018. Secondo la DGR vengono riportati i vincoli geologici, gli elementi di pericolo geologico e idrogeologico, gli scenari di pericolosità sismica e la classe di fattibilità dell’area in oggetto contenuti nel PGT di Canneto. Secondo le indicazioni delle NTC/2018 al P.to 6.2.1, sono stati illustrati i lineamenti geomorfologici, stratigrafici, litologici, idrografici, idrogeologici e idraulici locali.

La Relazione geognostica illustra le modalità esecutive ed i risultati delle prove in sito che hanno permesso la valutazione dei parametri geotecnici, idrogeologici e geofisici indispensabili per la stesura della progettazione edilizia.

La Relazione sismica illustra la caratterizzazione geofisica dei terreni derivante dalla elaborazione dei dati geofisici delle prove in sito, la valutazione dell’azione sismica di progetto e la valutazione del rischio di liquefazione dei terreni.

La Relazione geotecnica illustra le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, la valutazione dei valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici, la verifica agli stati limite della resistenza del terreno con il calcolo del carico limite e della relativa compressibilità.

2) RELAZIONE GEOLOGICA

Secondo quanto stabilito dalle NTC, la caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e la valutazione della pericolosità geologica del territorio circostante.

Gli elementi geologici del territorio derivano da studi precedenti a piccola ed a grande scala, tra i quali vengono elencati:

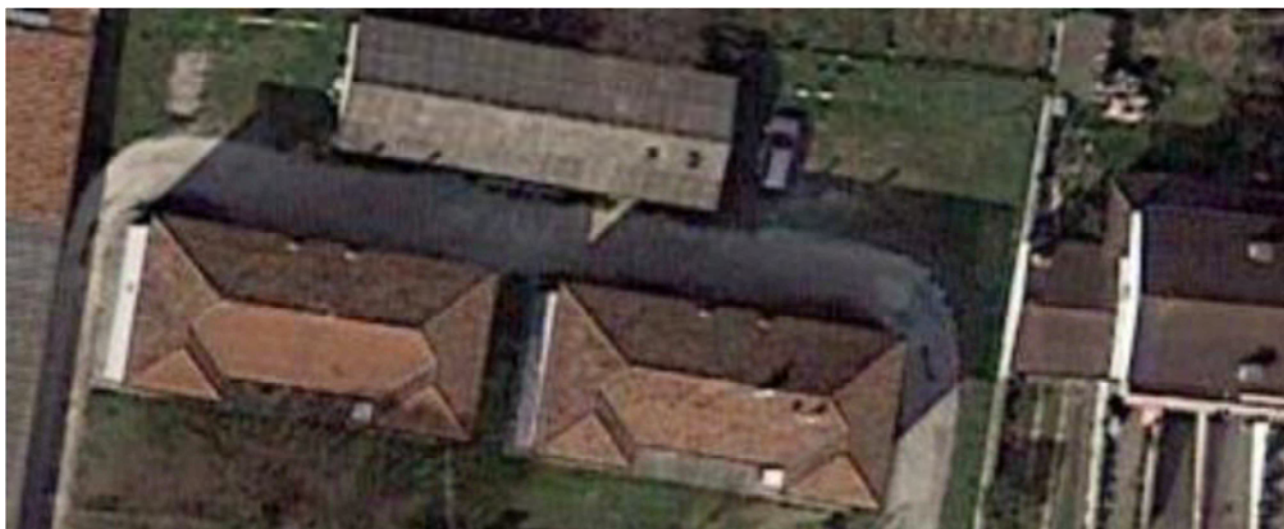
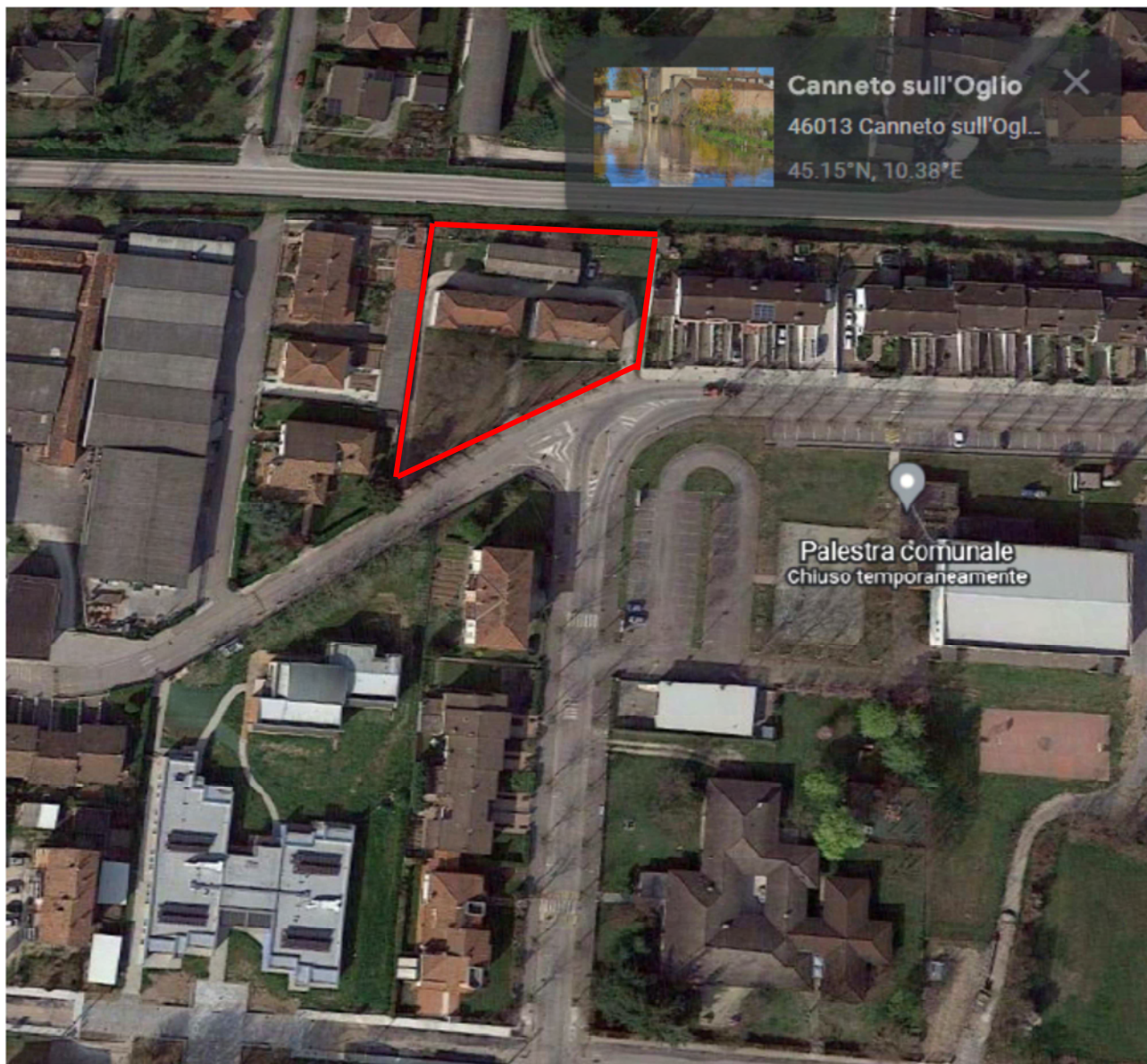
- ENEL (1984) – Rapporto per la localizzazione di una centrale elettronucleare nella Regione Lombardia.
- AGIP – Giacimenti gassiferi padani.
- ISPRA (2015) - Progetto GeoMol.
- ADBPO - Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI).
- REGIONE LOMBARDIA. Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA).
- AMM. PROV. MANTOVA – Piano regionale di risanamento delle acque.
- COMUNE DI CANNETO S/O - Studio geologico per il P.R.G.C.
- COMUNE DI CANNETO S/O - Adeguamento dello studio geologico alla componente sismica secondo la Direttiva D.G.R. 22.12.2005 n. 8/1566 e successive modifiche e integrazioni.

Per la stesura delle relazioni si è tenuto conto in particolare della seguente normativa:

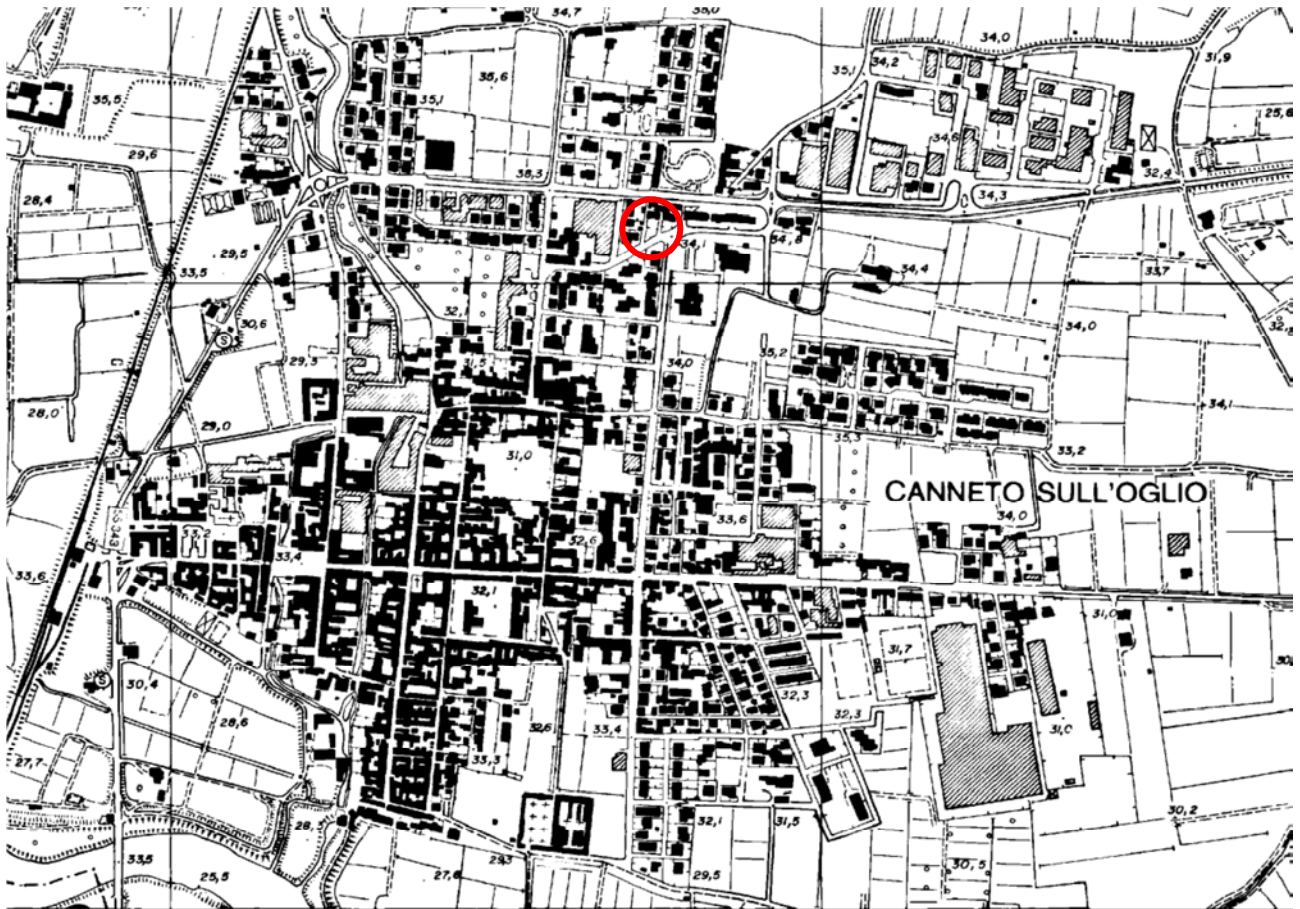
- P.G.T. del Comune di Canneto sull'Oglio.
- D.G.R. 2616/2011 – Criteri per la componente geologica dei PGT.
- D.G.R. 2129/2014 – Classificazione sismica regionale.
- L.R. 33/2015 – Disposizioni in materia di costruzioni in zona sismica.
- D.G.R. 5001/2016 – Linee di indirizzo per le funzioni trasferite ai Comuni ...
- D.M. 17/01/2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni.
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019 n.7 C.S.LL.PP.

2.1) INQUADRAMENTO CARTOGRAFICO E GEOGRAFICO

a) Foto aerea dell'area di intervento



b) Carta Tecnica Regionale scala 1:10.000 - SEZIONE N°D7d4 CANNETO S/O



La morfologia del sito in esame risulta pianeggiante con quote CTR comprese tra 34,00 e 34,50 m sul livello mare.

c) Cartografia catastale

Dal punto di vista catastale le aree oggetto di intervento sono identificate al Foglio 20 mappali 60 – 93 – 96 - 1070 del Catasto fabbricati del Comune di Canneto sull'Oglio.

La proprietà è del Comune di Canneto sull'Oglio.



ESTRATTO CATASTALE - scala 1:1.000

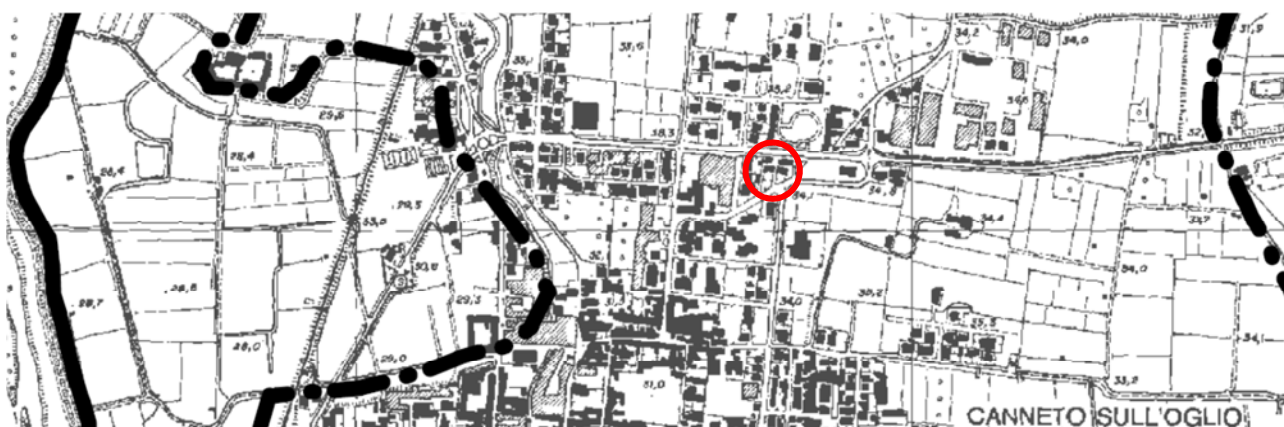
3) PIANO DI GOVERNO DEL TERRITORIO

Il Comune di Canneto è dotato del Piano di Governo del Territorio approvato con delibera del C.C. n.31 del 25/09/2009 comprendente l'adeguamento dallo studio geologico alla componente sismica, secondo le indicazioni della L.R. n.12/2005 e gli indirizzi della DGR n. 7374/2008 e smi. Nello studio geologico, per quanto riguarda la pianificazione urbanistica, sono indicati i vincoli geologici, la pericolosità geologica, la pericolosità sismica locale e la classificazione di fattibilità geologica.





3.1) VINCOLI GEOLOGICI

Nell'area d'intervento i vincoli di contenuto prettamente geologico, intesi come limitazioni d'uso del territorio derivanti da normative e piani sovraordinati, possono essere così riassunti:

- **Vincoli idraulici (PAI):** i terreni del nuovo intervento si trovano all'esterno della Fascia Fluviale "C" del PAI;

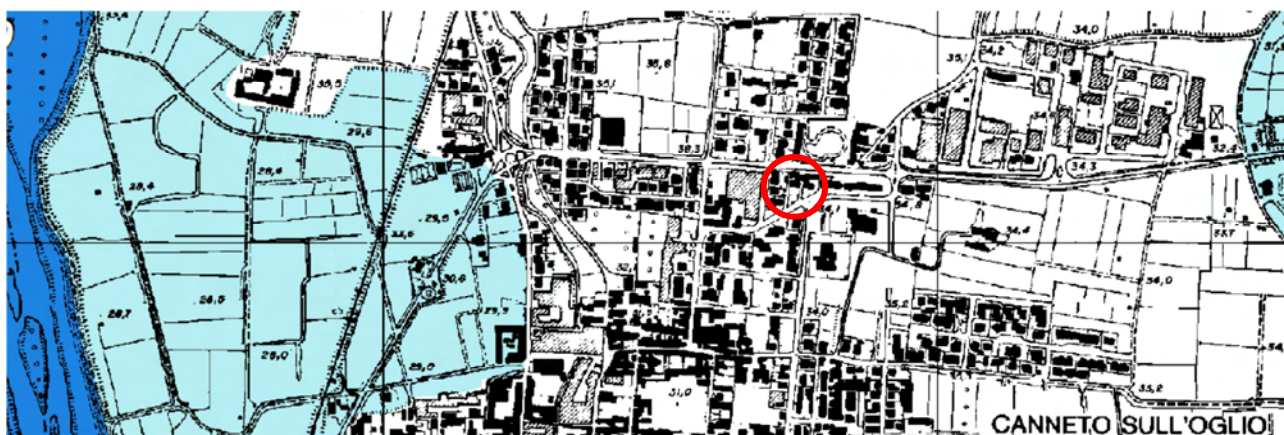
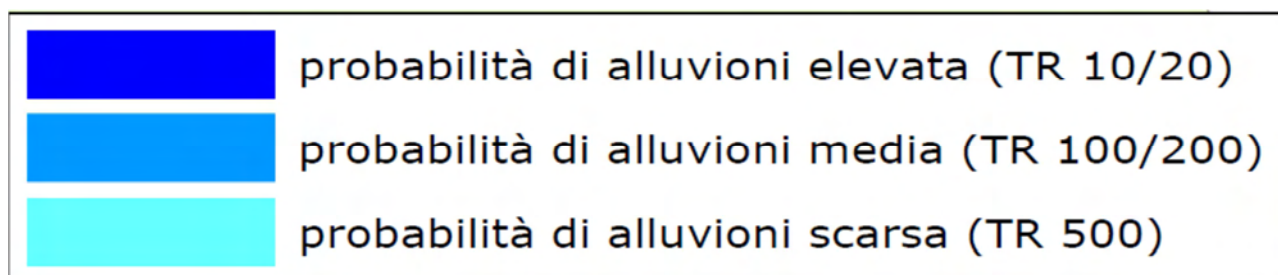


LEGENDA

	limite (*) tra la Fascia A e la Fascia B
	limite (*) tra la Fascia B e la Fascia C
	limite (*) esterno della Fascia C
	limite (*) di progetto tra la Fascia B e la Fascia C

(da PAI. Tavole di delimitazione fasce fluviali. FOGLIO 164 SEZ.IV – Bozzolo. OGLIO 03 CHIESE 01)

- **vincoli PGRA.** I terreni del nuovo intervento si trovano all'esterno delle aree inondabili



(da PGRA. Mappe delle aree inondabili. Fiume Oglio Sottolacuale. TAV. 03)

- **Vincoli di Polizia idraulica:** nell'area di intervento, non sono presenti corsi d'acqua appartenenti né al Reticolo Idrico principale, né al Reticolo di Bonifica e neppure al Reticolo Idrico Comunale.

3.2) PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

Nello studio geologico per il PGT, dall'analisi dei dati geologici, geomorfologici, litologici e idrogeologici relativi al territorio comunale (1° Livello di approfondimento), nell'area di intervento è stato riconosciuto lo "scenario di pericolosità sismica locale Z4a con possibili effetti di amplificazioni litologiche.





(da PGT . Carta della pericolosità sismica locale).

3.3) FATTIBILITA' GEOLOGICA

Nello studio geologico per il PGT i terreni dell'area di intervento sono inseriti nella **Classe 2** di fattibilità geologica (Fattibilità con modeste limitazioni) con particolare attenzione alla vulnerabilità della falda in presenza di depositi sabbiosi superficiali. Secondo le "Norme geologiche di piano" i progetti per le nuove costruzioni dovranno essere dotati delle indagini geologiche, idrogeologiche e geotecniche commisurate all'importanza ed alla estensione dell'opera, così come previsto dal Decreto Ministeriale 17/01/2018 "*Norme Tecniche delle Costruzioni*". Le indagini di approfondimento devono raggiungere i seguenti risultati:

- valutazione della soggiacenza della falda in caso di strutture sotterranee che possono interessare la falda stessa;
- indicazioni sulle metodologie di abbattimento temporaneo della falda e dei sistemi di impermeabilizzazione nei casi di realizzazione di strutture sotto falda;
- indicazioni sulle metodologie di prevenzione dall'inquinamento del livello acquifero superficiale non protetto.

CLASSI DI FATTIBILITA' GEOLOGICA

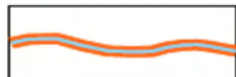
CLASSE 2 - FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI



CLASSE 2

Parte del territorio comunale appartenente al livello fondamentale della pianura fino all' orlo di scarpata dei fiumi Oglio e Chiese ed esterno alla fascia fluviale "C".

CLASSE 3 - FATTIBILITA' CON CONSISTENTI LIMITAZIONI



SOTTOCLASSE 3A

Reticolo idrico principale
Reticolo idrico di bonifica



SOTTOCLASSE 3B

Fascia fluviale "C"
Fascia fluviale "C" con limite di progetto tra la fascia "B" e la fascia "C"
Vallecola del Naviglio

CLASSE 4 - FATTIBILITA' CON GRAVI LIMITAZIONI



SOTTOCLASSE 4A

Fascia fluviale "A" e "B" all' interno dell' argine principale di Oglio e Chiese



SOTTOCLASSE 4B

Area di tutela assoluta (raggio=10mt) per i pozzi dell' acquedotto

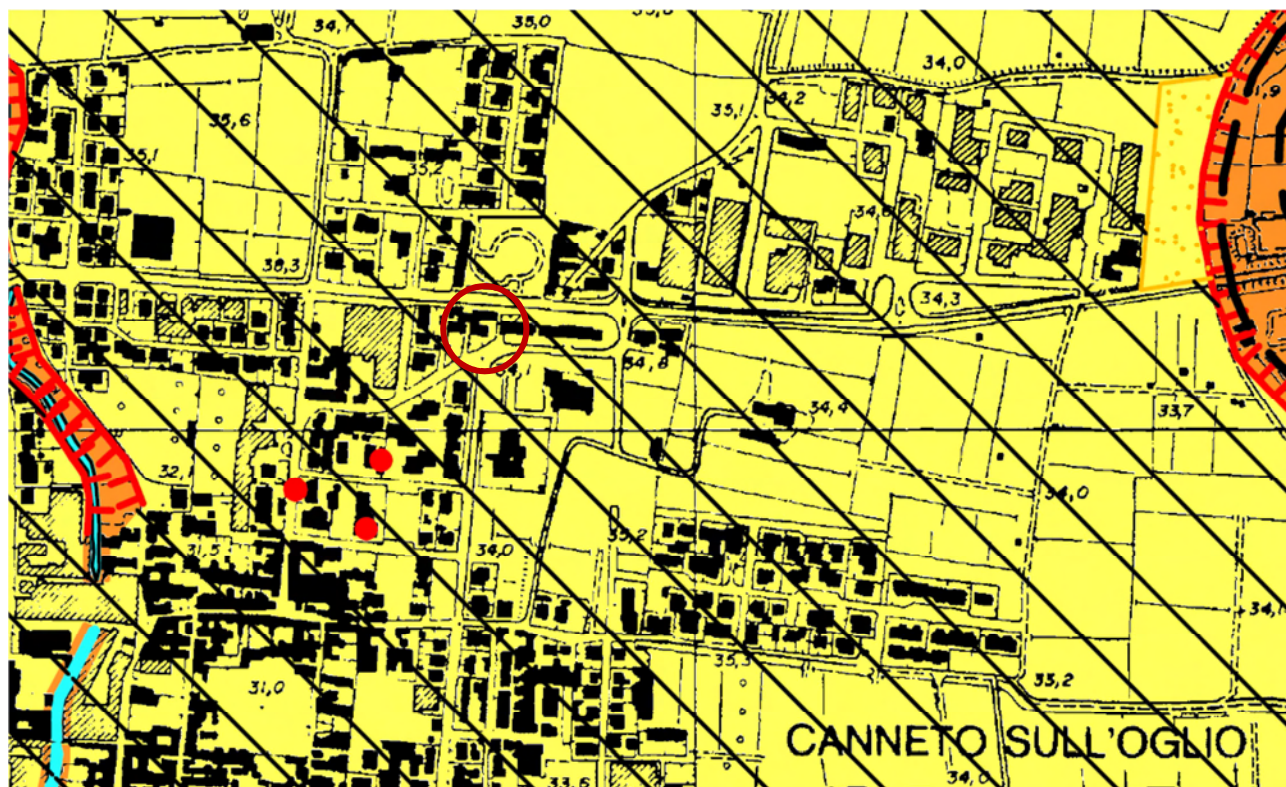
AREE SOGGETTE AD AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE



Aree di pericolosità sismica locale Z4a con amplificazioni litologiche:

Fa > valore di soglia comunale per T 0,1 - 0,5

Fa < valore di soglia comunale per T 0,5 - 1,5



(da PGT. Carta di fattibilità delle azioni di piano)

L'intervento edilizio si trova inoltre nelle aree soggette ad amplificazione sismica locale nelle quali il PGT, ai sensi della DGR 2116/2011, ha calcolato il fattore di amplificazione (Fa) confrontandolo con il valore di soglia comunale calcolato dalla Regione Lombardia (soglie_lomb.xls). Dal confronto risulta che, per il periodo compreso tra 0,1 – 0,5 secondi, il valore di Fa pari a 1,9 è appena superiore al valore di soglia pari a 1,8; considerata però la ridotta variabilità del valore di Fa (+0,1), come definito dalla DGR sopra citata, anche in questo caso la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi si applica lo spettro previsto dalla normativa.

4) INQUADRAMENTO GEOLOGICO GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Secondo quanto stabilito al P.to 6.2.1 delle NTC/2018, la caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e la valutazione della pericolosità geologica del territorio circostante l'area in esame per la definizione del modello geologico.

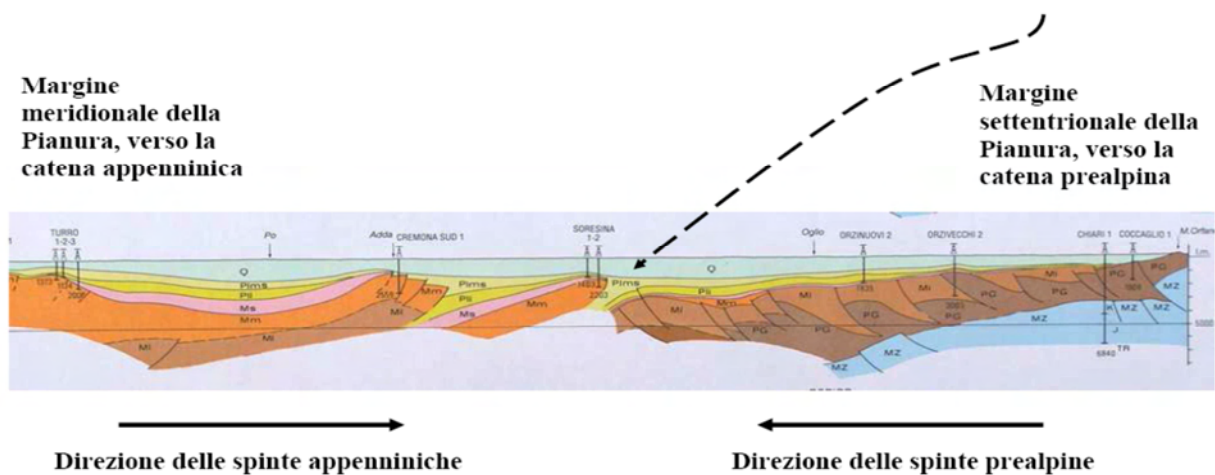
Gli elementi geologici del territorio derivano da studi precedenti a piccola ed a grande scala, tra i quali vengono elencati:

- ENEL (1984) – Rapporto per la localizzazione di una centrale elettronucleare nella Regione Lombardia.
- AGIP – Giacimenti gassiferi padani.
- Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI).
- Amm. Prov. Di Mantova – Piano regionale di risanamento delle acque.
- ISPRA – Progetto GeoMol 2015.
- PTUA 2017.
- Adeguamento dello studio geologico rispetto alla componente sismica secondo la D.G.R. 22.12.2005 n. 8/1566 e successive modifiche e integrazioni.

4.1) INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'area di intervento si trova nella zona settentrionale dell'abitato di Canneto appena a Sud della SP 343 Asolana ed è delimitata da Via Guglielmo Marconi, su un lotto posto a 34 m sul livello del mare.

Il territorio in esame appartiene all'area padana centrale, posta a confine tra la placca tettonica europea e la microplacca Adria che, collocata in corrispondenza della pianura padana e del mare Adriatico, rappresenta un promontorio della placca africana. Le due placche, a partire dal Cretaceo Superiore, entrarono in collisione formando le catene alpina ed appenninica. Il loro progressivo moto di avvicinamento Nord-Sud ha determinato, attraverso fenomeni di subduzione e sovrascorrimento, complesse strutture tettoniche sepolte delle Alpi Meridionali e dell'Appennino Settentrionale che proseguono sotto la pianura ricoperte da sedimenti marini e alluvionali, pliocenici e quaternari; tali sedimenti hanno colmato l'intero bacino padano con spessori molto variabili da diverse migliaia di metri a poco più di 100 metri. Le strutture sepolte più avanzate delle Alpi Meridionali (Fronte Ripalta-Bordolano Sud-vergente) e quelle dell'Appennino Settentrionale (Fronte Caviaga-Soresina Nord-vergente) si affrontano nel bacino padano.



Le strutture del fronte appenninico sepolto nell'area della Pianura Padana centrale sono costituite da sistemi di pieghe e faglie inverse ancora attive, responsabili degli eventi sismici del passato e di quelli recenti del 2012.

Il territorio di Canneto si trova a NE dell'anticlinale di Piadena che, nonostante vergenza e direzione appenninica, risulta separata dal retrostante arco appenninico. In questo disturbo tettonico è stata riconosciuta una faglia inversa indicata come nuova struttura sismogenetica riportata nel DISS 3.3.0 (sorgente ITCS 112) a cui è attribuita una magnitudo $M_w = 6,1$ e profondità focali comprese tra 2,5 e 6,0 Km.

La ricostruzione geologica complessiva, (tettonica, litologia, stratigrafia, cronologia, idrogeologia, geomorfologia...) ha fatto notevoli progressi grazie alle prospezioni geofisiche ed alle perforazioni dell'AGIP per la ricerca di idrocarburi, agli studi effettuati da ENEL per la localizzazione di centrali elettronucleari, agli studi effettuati dalla Regione Lombardia sugli acquiferi padani, all'analisi dei dati sismici ed infine agli studi geologici per

la pianificazione urbanistica comunale.

Le perforazioni profonde dell'AGIP (pozzi di Piadena) hanno accertato la presenza nel Mesozoico di un ambiente tropico-equatoriale che ha favorito la formazione di dolomie e calcari dolomitici e la deposizione di calcari, calcari selciferi e marne.

La base del Pliocene con sabbie e argille giace a circa 3.500 - 4.000 metri di profondità, spesso in discordanza su depositi mesozoici, mentre la base del Quaternario si trova a circa 1.500 - 1600 metri di profondità. I depositi del Quaternario, suddivisi in depositi marini, depositi di transizione e continentali, testimoniano regressioni progressive del mare padano da Ovest verso Est e dai margini alpino ed appenninico verso l'asse padano.

Il passaggio dal Quaternario marino a quello continentale è annunciato da episodi salmastri e continentali che divengono sempre più frequenti verso l'alto, fino alla colmata definitiva del golfo padano.

A partire dal Pliocene il bacino padano viene interessato dal fenomeno della subsidenza che favorisce l'accumulo di enormi spessori di detriti derivanti dallo smantellamento delle Alpi e degli Appennini, fino alla sua colmata definitiva. Nei sondaggi dell'ENEL e della Regione Lombardia l'ultima ingressione marina si trova a profondità assai diverse dal piano campagna e viene fatta risalire al Pleistocene Medio, nel Milazziano (sondaggio ENEL SL S1 San Benedetto: - 370 m circa dal p.c.; sondaggi Regione Lombardia: RL1 Ghedi: - 94,4 m dal p.c.; RL 2 Pianengo: 143 m dal p.c.).

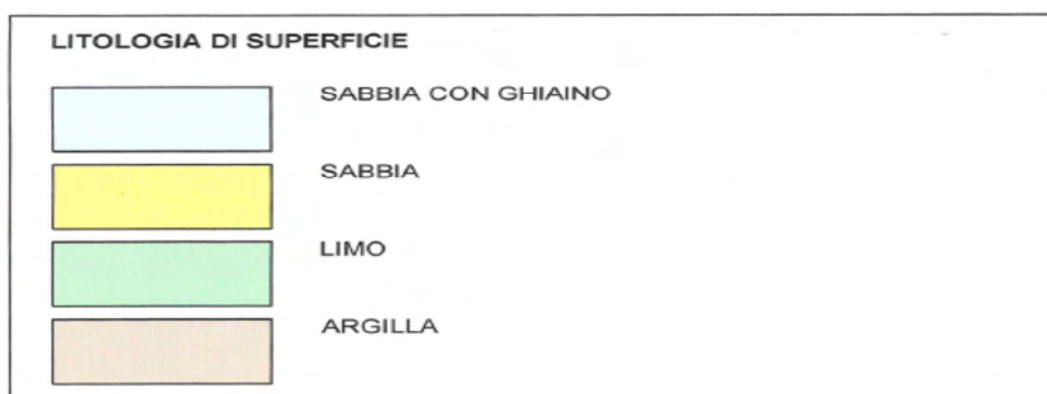
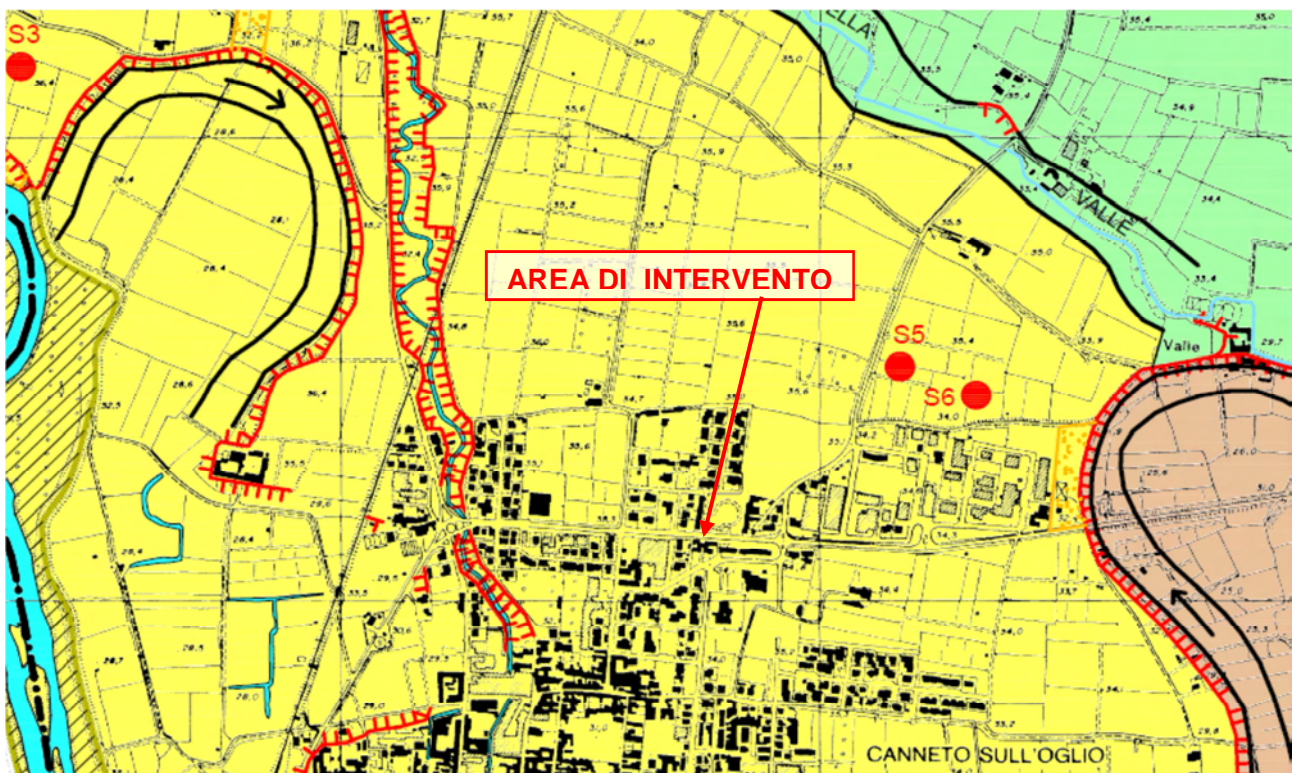
Il passaggio dall'ambiente marino a quello continentale, con l'emersione generalizzata della Pianura Padana, è evidenziato anche dall'interfaccia tra le acque salate e le acque dolci che, nella zona di Canneto, si rinviene a circa 500 metri di profondità in depositi di transizione o marini, originariamente saturi di acque salmastre o salate.

All'inizio del Pleistocene i depositi quaternari risentirono anche dei profondi cambiamenti climatici che interessarono l'emisfero boreale negli ultimi due milioni di anni circa della sua storia. Nella provincia alpina le glaciazioni lasciarono un'impronta evidente sul territorio nelle sue varie componenti fisiche e biologiche. L'alternarsi delle fasi glaciali e interglaciali con l'avanzamento e il ritiro del ghiacciaio gardesano, provocarono l'erosione, il trasporto e la deposizione di materiali litoidi sotto forma di depositi morenici, di depositi fluvioglaciali e fluviali.

Con la fine dell'ultima glaciazione (Wurm), si depositarono all'esterno delle cerchie moreniche i depositi fluvioglaciali del Pleistocene Superiore che costituiscono il "livello

fondamentale della pianura". A questo corpo sedimentario è attribuita un'età pleniglaciale-tardiglaciale (Pleistocene Superiore: da 45.000 anni B.P. a 8.700 anni a. C.). Nell'Olocene infine i corsi d'acqua, per la progressiva diminuzione degli apporti idrici e per l'abbassamento della linea di base, hanno eroso e terrazzato i depositi precedenti formando le valli attuali dell'Oglio e del Chiese alluvionate dai depositi recenti e attuali.

L'area del nuovo intervento si trova sul terrazzo fluvioglaciale di pertinenza gardesana tra le profonde incisioni dell'Oglio ad Ovest e del Chiese ad Est, caratterizzate da numerosi ed evidenti meandri. La piana fluvioglaciale è costituita a Nord da depositi ghiaioso-sabbiosi per passare verso Sud a depositi sabbiosi e sabbioso limosi, frequenti nel territorio di Canneto. Dal punto di vista morfologico nell'intorno dell'area, oltre alle scarpate di terrazzo dell'Oglio e del Chiese, è presente la vallecola depressa del Naviglio. Di seguito viene riportato uno stralcio della "Carta geologica e geomorfologica" del PRG.



4.2) INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Per quanto riguarda l'assetto idrogeologico di contorno dell'area in esame, si fa riferimento in particolare allo Studio della Regione Lombardia "Geologia degli Acquiferi Padani della Regione Lombardia" del 2002, allo studio geologico per il PRG, nonché ad indagini idrogeologiche locali.

Nella zona di Canneto sono stati riconosciuti due Gruppi Acquiferi: Gruppo A, Gruppo B.

Il **Gruppo Acquifero A**, con età compresa tra 450.000 anni e il presente, è formata dai depositi dell'Olocene, del Pleistocene Superiore e parte del Pleistocene Medio. Questa unità litostratigrafica ha localmente uno spessore di 150 – 200 metri.

Il **Gruppo Acquifero B**, con età compresa tra 450.000 e 650.000 anni dal presente, è formato da una parte dei depositi Pleistocene Medio. Il suo livello basale si trova localmente ad una profondità di circa 500-600 metri dal piano campagna.

Il limite di separazione tra le acque dolci e quelle salate si trova ad una profondità di circa 400 - 500 metri dal piano campagna.

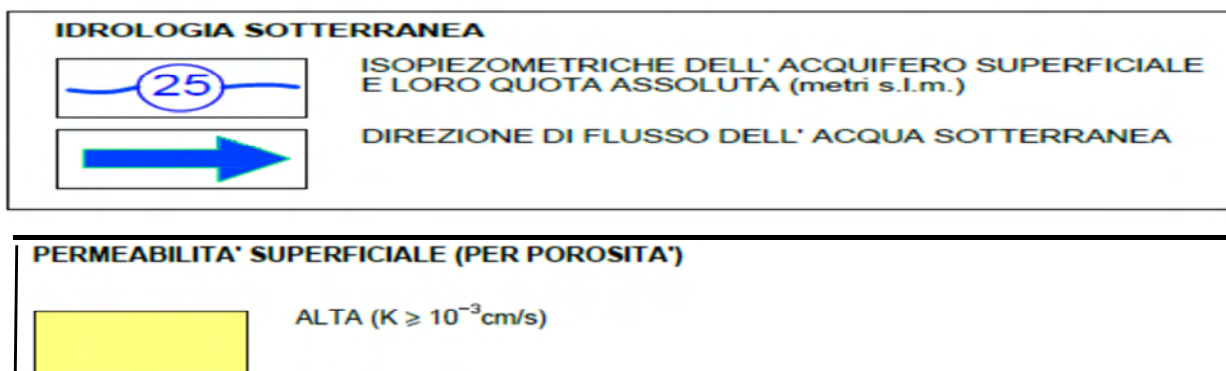
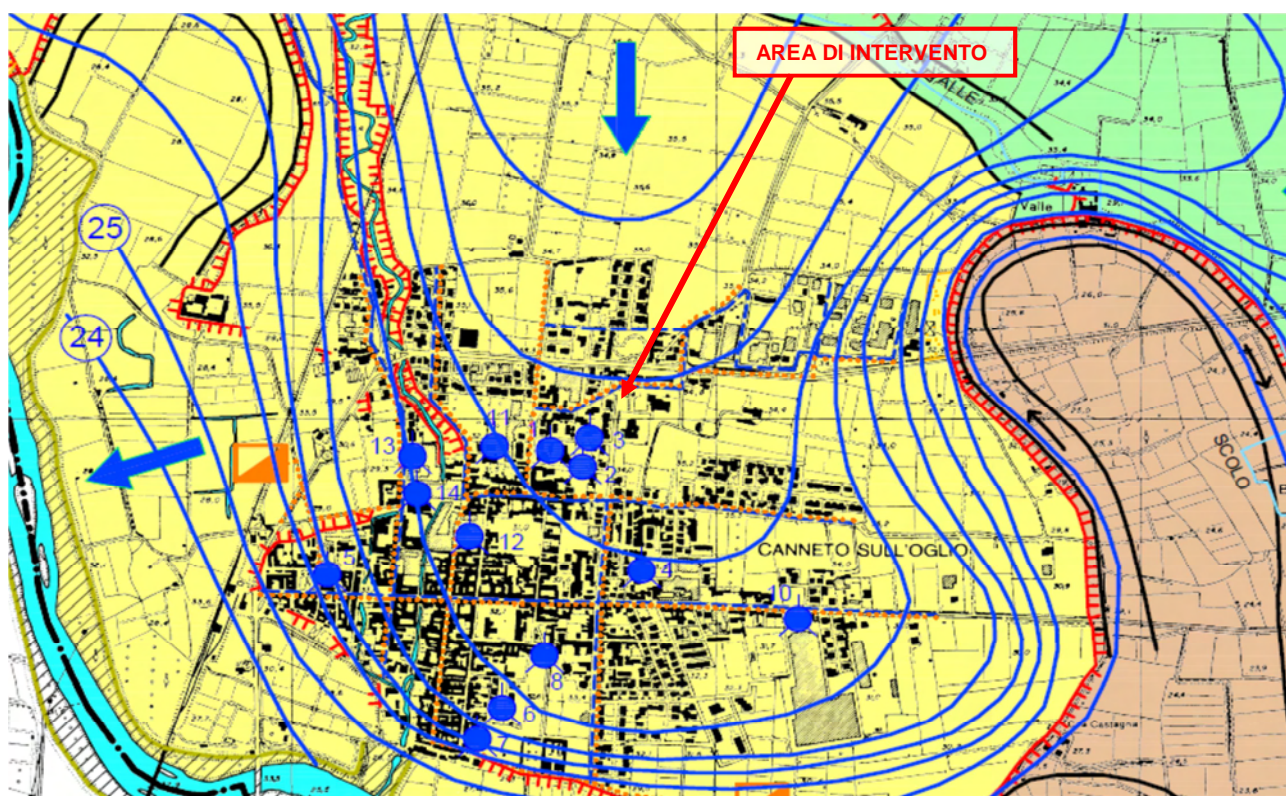
Mentre i Gruppi Acquiferi sono separati da barriere di permeabilità a grande estensione, all'interno di ciascun gruppo sono presenti livelli di bassa permeabilità che individuano localmente vari orizzonti acquiferi, spesso sono tra di loro interconnessi fino ad almeno 90 metri di profondità.

Dalle stratigrafie dei pozzi per acqua, presenti fino a circa 200 metri di profondità, è stato possibile ricostruire la seguente situazione idrogeologica:

- fino a 90 - 100 metri di profondità sono presenti vari orizzonti acquiferi;
- da 90 - 100 fino a 170 metri sono presenti sequenze di strati alternativamente argillosi (con torba) e sabbioso fini;
- da 170 a 190 metri di profondità si rinviene un livello di sabbie, talora con presenza di ghiaietto;
- seguono, infine, depositi argilloso sabbiosi.

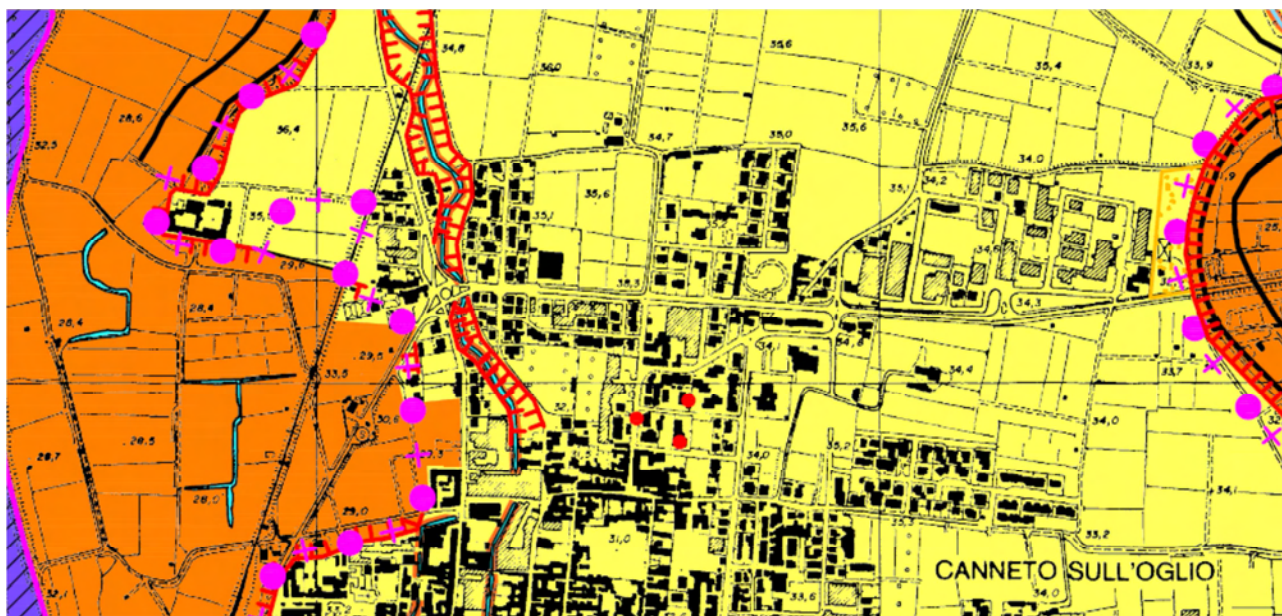
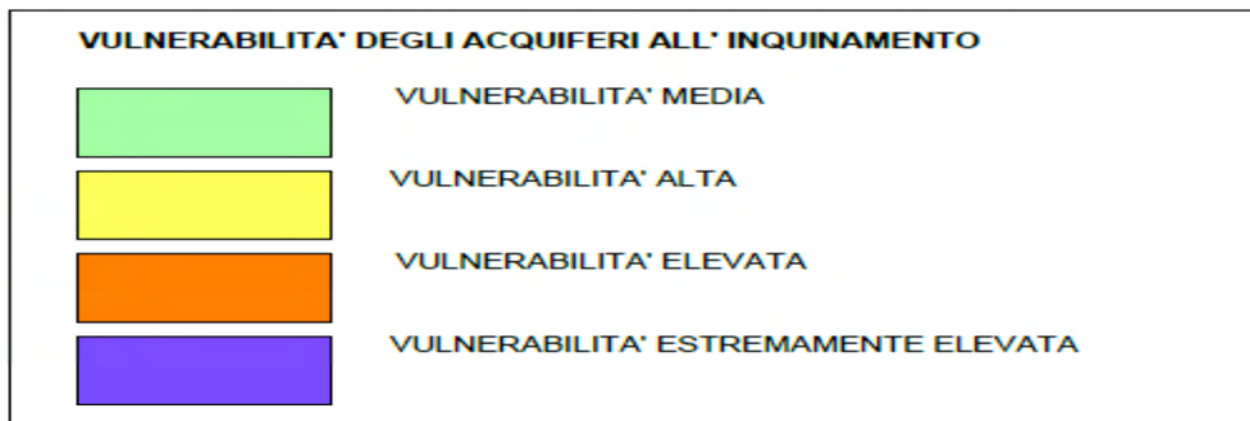
Nella zona centrale del territorio comunale l'andamento delle isopiezometriche delinea un evidente spartiacque in quanto l'acquifero superficiale è influenzato dall'azione di richiamo dei due principali corsi d'acqua, il Chiese e l'Oglio. L'area di intervento si trova in una posizione intermedia tra i due fiumi in corrispondenza dello spartiacque sotterraneo;

pertanto le linee di flusso orientate da N verso Sud, come risulta dallo stralcio della “Carta idrogeologica” del PRG.



(da PRG. Carta idrogeologica)

La falda superficiale è generalmente libera; la soggiacenza sul terrazzo fluvio-glaciale ha valori compresi tra 3-4 e 5-6 metri. La vulnerabilità idrogeologica dell'acquifero superficiale nella zona dell'intervento edilizio, data la presenza dei depositi superficiali sabbiosi molto permeabili, risulta di grado alto.



(da PRG. Carta di sintesi)

4.3) PERICOLOSITÀ GEOLOGICA DEL SITO

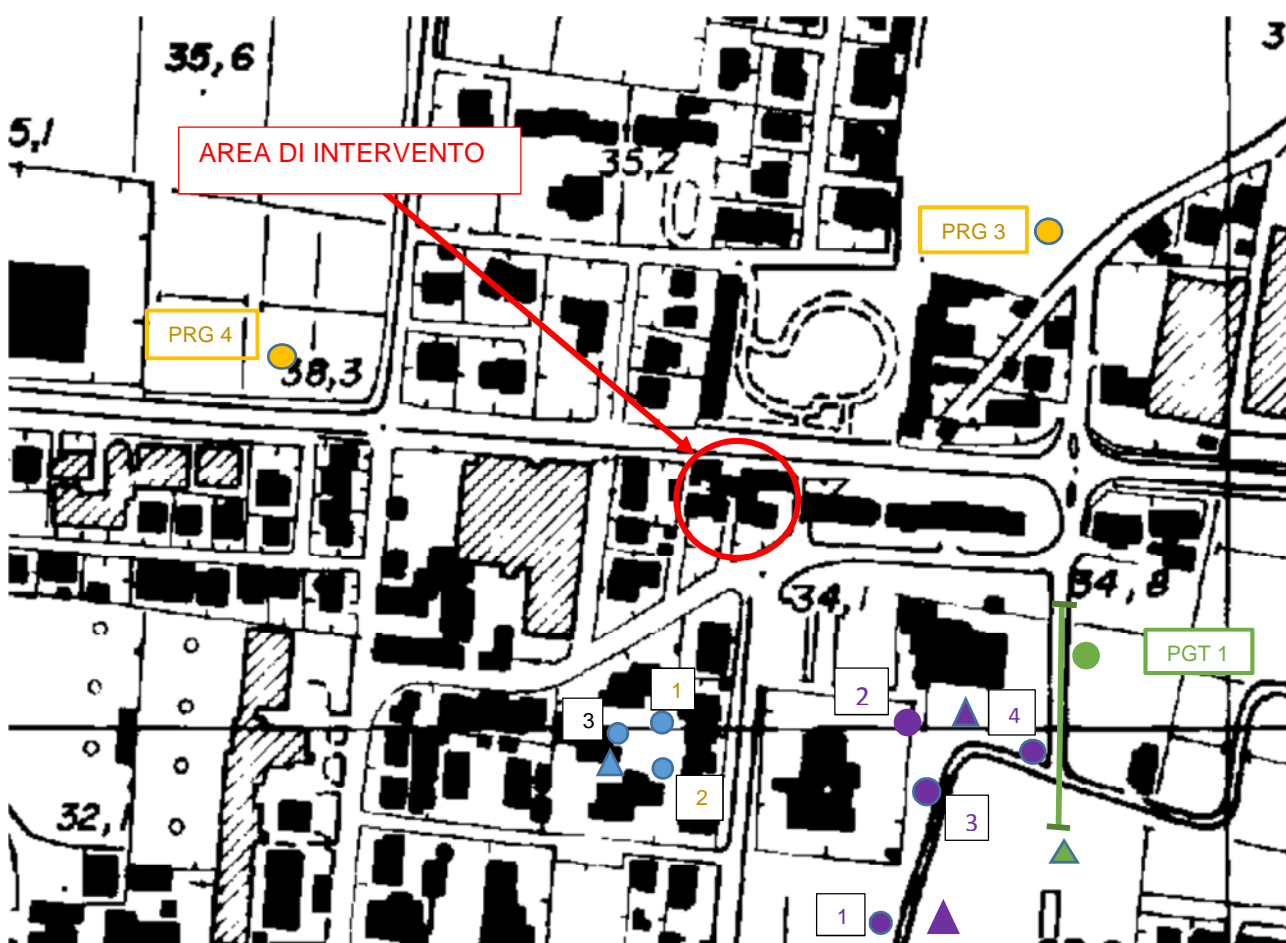
L'area di intervento non presenta elementi di pericolosità geologica; i fenomeni geologici che in passato possono aver interessato l'area (esondazioni, terrazzamenti fluviali ecc...) sono completamente inattivi. Le scarpate di terrazzo dell'Oglio e del Chiese sono molto lontane e non possono influenzare la nuova costruzione. Dal punto di vista idraulico, come già descritto nel paragrafo 3.1 precedente, l'area si trova all'esterno della Fascia Fluviale "C" del PAI e delle aree del PGRA e non è interessata dalle fasce di rispetto dei corsi d'acqua del Reticoli Principale, di Bonifica e Minore.

5) RELAZIONE GEOGNOSTICA

Per quanto riguarda le caratteristiche litologiche, geotecniche e sismiche si è fatto riferimento alle indagini pregresse effettuate per il PRG nel 2002, per il PGT nel 2008, per la Nuova Scuola Primaria nel 2011 e per l'ampliamento della Scuola Primaria nel 2012. Inoltre sono stati effettuati sull'area del nuovo intervento quattro sondaggi con escavatore, una prova penetrometrica statica ed una prova geofisica (Indagini 2022).

5.1 UBICAZIONE DELLE INDAGINI PREGRESSE

Le prove pregresse sono così ubicate:



- Prove penetrometriche statiche PRG 2002 (PRG 3 - 4)
- Prova penetrometrica statica PGT 2008 (PGT 1)
- Prove penetrometriche statiche Nuova Scuola Primaria 2011 (CPT 1 – 2 – 3 – 4)
- Prove penetrometriche statiche Ampliamento Scuola Primaria 2012 (CPT 1 – 2 – 3)

- ▲ Prova sismica MASW (PGT 2008)
- ▲ Prove sismiche TROMOGRAFO (Nuova Scuola Primaria 2011)
- ▲ Prova sismica TROMOGRAFO (Ampliamento Scuola Primaria 2012)

5.2) PROVE PENETROMETRICHE STATICHE PREGRESSE

Le prove sono state effettuate tramite un penetrometro statico attrezzato con punta meccanica Begemann, di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($V = 2 \text{ cm/sec.}$) raggiungendo la profondità comprese tra 10 e 30 metri.

Durante le prove sono stati misurati, ogni 20 centimetri di avanzamento in profondità, i valori di resistenza alla punta (**qc**), di attrito laterale locale (**fs**) e di attrito totale (**Rt**). Dalla elaborazione dei valori di qc e fs, sono state realizzate le tabelle dei parametri geotecnici (Allegato 1 – Prove penetrometriche pregresse. Tabelle parametri geotecnici) e ricostruite le seguenti situazioni litologiche profonde:

PRG - PROVA CPT 3

Strato (m)	Litologia	qcm (Kg/cmq)	Dr (%)	ϕ_m° angolo di attrito c_{um} coesione non drenata
0,00 – 1,20	Argilla limosa	24		$c_{um} = 0,8 \text{ Kg/cmq}$
1,20 – 7,80	Sabbia	150	90	$\phi_m = 36^\circ$
7,80 – 10,00	Argilla limosa	45	45	$\phi_m = 29^\circ$

PRG - PROVA CPT 4

Strato (m)	Litologia	qcm (Kg/cmq)	Dr (%)	ϕ_m° angolo di attrito c_{um} coesione non drenata
0,00 – 1,60	Limo sabbioso	40	55	$\phi_m = 26^\circ$
1,60 – 8,20	Sabbia	160	95	$\phi_m = 34^\circ$
8,20 – 10,00	Argilla limosa	25	-	$c_{um} = 0,8 \text{ Kg/cmq}$

PGT - PROVA CPT 1

Strato (m)	Litologia	qcm (Kg/cmq)	Dr (%)	ϕm° angolo di attrito $c_u m$ coesione non drenata
0,00 – 1,00	Terreno rimaneggiato	-	-	-
1,00 – 9,80	Sabbia	165	90	$\phi m^\circ = 34^\circ$
9,80 – 10,60	Sabbia limoso argillosa	50	40	$\phi m^\circ = 31^\circ$
10,60 – 12,80	Limo argilloso	24	-	$c_u m = 0,9 \text{ Kg/cm}^2$
12,80 – 14,40	Sabbia limosa	85	55	$\phi m^\circ = 33^\circ$

NUOVA SCUOLA PRIMARIA - PROVA CPT 1

Strato (m)	Litologia	qcm (Kg/cmq)	Dr (%)	ϕm° angolo di attrito $c_u m$ coesione non drenata
0,00 – 1,00	Terreno rimaneggiato	-	-	-
1,00 – 9,80	Sabbia	150	90	$\phi m = 34^\circ$
9,80 – 11,20	Argilla e limo	16		$c_u m = 0,8 \text{ Kg/cm}^2$
11,20 – 14,20	Sabbia	110	65	$\phi m = 33^\circ$

NUOVA SCUOLA PRIMARIA - PROVA CPT 2

Strato (m)	Litologia	qcm (Kg/cmq)	Dr (%)	ϕm° angolo di attrito $c_u m$ coesione non drenata
0,00 – 1,40	Terreno rimaneggiato	-	-	-
1,40 – 9,00	Sabbia	145	90	$\phi m = 36^\circ$
9,00 – 11,80	Argilla e limo	16		$c_u m = 0,7 \text{ Kg/cm}^2$
11,80 – 14,60	Sabbia limoso argillosa	45	40	$\phi m = 28^\circ$

NUOVA SCUOLA PRIMARIA - PROVA CPT 3

Strato (m)	Litologia	qcm (Kg/cmq)	Dr (%)	ϕ_m° angolo di attrito c_u coesione non drenata
0,00 – 1,00	Terreno rimaneggiato	-	-	-
1,00 – 8,80	Sabbia	150	90	$\phi_m = 36^\circ$
8,80 – 11,20	Argilla e limo	20		$c_u = 0,9$ Kg/cmq
11,20 – 14,20	Sabbia limoso argillosa	45	40	$\phi_m = 28^\circ$
14,20 – 15,00	Argilla e limo	16		$c_u = 0,8$ Kg/cmq

NUOVA SCUOLA PRIMARIA - PROVA CPT 4

Strato (m)	Litologia	qcm (Kg/cmq)	Dr (%)	ϕ_m° angolo di attrito c_u coesione non drenata
0,00 – 1,20	Terreno rimaneggiato	-	-	-
1,20 – 3,40	Sabbia limosa e sabbia	80	70	$\phi_m = 32^\circ$
3,40 – 9,60	Sabbia	180	90	$\phi_m = 38^\circ$
9,60 – 12,60	Argilla e limo	15		$c_u = 0,7$ Kg/cmq
12,60 – 14,40	Sabbia limosa	85	45	$\phi_m = 32^\circ$
14,40 – 15,00	Argilla e limo	16		$c_u = 0,7$ Kg/cmq

AMPLIAMENTO SCUOLA PRIMARIA - PROVA CPT 1

Strato (m)	Litologia	qcm (Kg/cmq)	Dr (%)	ϕ_m° angolo di attrito c_u coesione non drenata
0,00 – 1,40	Terreno rimaneggiato	-	-	-
1,40 – 8,40	Sabbia	160	85	$\phi_m = 36^\circ$
8,40 – 10,00	Sabbia limoso argillosa	42		$\phi_m = 30^\circ$

AMPLIAMENTO SCUOLA PRIMARIA - PROVA CPT 2

Strato (m)	Litologia	qcm (Kg/cmq)	Dr (%)	ϕ_m° angolo di attrito $c_u m$ coesione non drenata
0,00 – 1,40	Terreno rimaneggiato	-	-	-
1,40 – 8,40	Sabbia	170	90	$\phi_m = 36^\circ$
8,40 – 10,00	Sabbia limoso argillosa	50		$\phi_m = 31^\circ$

AMPLIAMENTO SCUOLA PRIMARIA - PROVA CPT 3

Strato (m)	Litologia	qcm (Kg/cmq)	Dr (%)	ϕ_m° angolo di attrito $c_u m$ coesione non drenata
0,00 – 1,40	Terreno rimaneggiato	-	-	-
1,40 – 8,40	Sabbia	180	90	$\phi_m = 35^\circ$
8,40 – 9,00	Limo argilloso	22		$c_u m = 1,0 \text{ Kg/cmq}$
9,00 – 9,80	Sabbia limoso argillosa	55	50	$\phi_m = 30^\circ$
9,80 – 11,60	Argilla limosa	13		$c_u m = 0,6 \text{ Kg/cmq}$
11,60 – 14,20	Sabbia limoso argillosa	35	30	$\phi_m = 27^\circ$

dove:

qcm = valore medio della resistenza alla punta

Dr = densità relativa

ϕ_m° = valore medio dell'angolo di attrito

$c_u m$ = valore medio della coesione non drenata

5.3) PROFONDITÀ DELLA FALDA

Nei fori delle prove penetrometriche, il livello dell'acqua sotterranea è stato misurato alle seguenti profondità:

Prova penetrometrica PRG 3: 2,70 m

Prova penetrometrica PRG 4: 3,90 m

Prova penetrometrica PGT 1: 4,50 m

Prova penetrometrica 1 Nuova scuola primaria: 2,70 m

Prova penetrometrica 2 Nuova scuola primaria: 2,80 m
Prova penetrometrica 3 Nuova scuola primaria: 2,50 m
Prova penetrometrica 4 Nuova scuola primaria: 2,50 m
Prova penetrometrica 1 Ampliamento scuola primaria: 3,90 m
Prova penetrometrica 2 Ampliamento scuola primaria: 3,90 m
Prova penetrometrica 3 Ampliamento scuola primaria: 3,80 m

5.4 PROVE GEOFISICHE PREGRESSE

Nella zona circostante l'area di intervento sono state effettuate quattro prove sismiche ubicate come cartografato nel precedente paragrafo 5.1. I risultati sono così riassunti (Allegato 2. Elaborati prove geofisiche pregresse):

- Prova geofisica MASW. Da PGT 2008

$$V_{s30} = 233 \text{ m/s}$$

Periodo del terreno $T = 0,82 \text{ s}$

Categoria di sottosuolo: C

- Prova geofisica N.1. TROMOGRAFO. Da nuova scuola primaria 2011

$$V_{s30} = 208 \text{ m/s}$$

Periodo del terreno $T = 0,84 \text{ s}$

Categoria di sottosuolo: C

- Prova geofisica N.2. TROMOGRAFO. Da nuova scuola primaria 2011

$$V_{s30} = 227 \text{ m/s}$$

Periodo del terreno $T = 0,81 \text{ s}$

Categoria di sottosuolo: C

- Prova geofisica TROMOGRAFO. Da ampliamento scuola elementare 2012

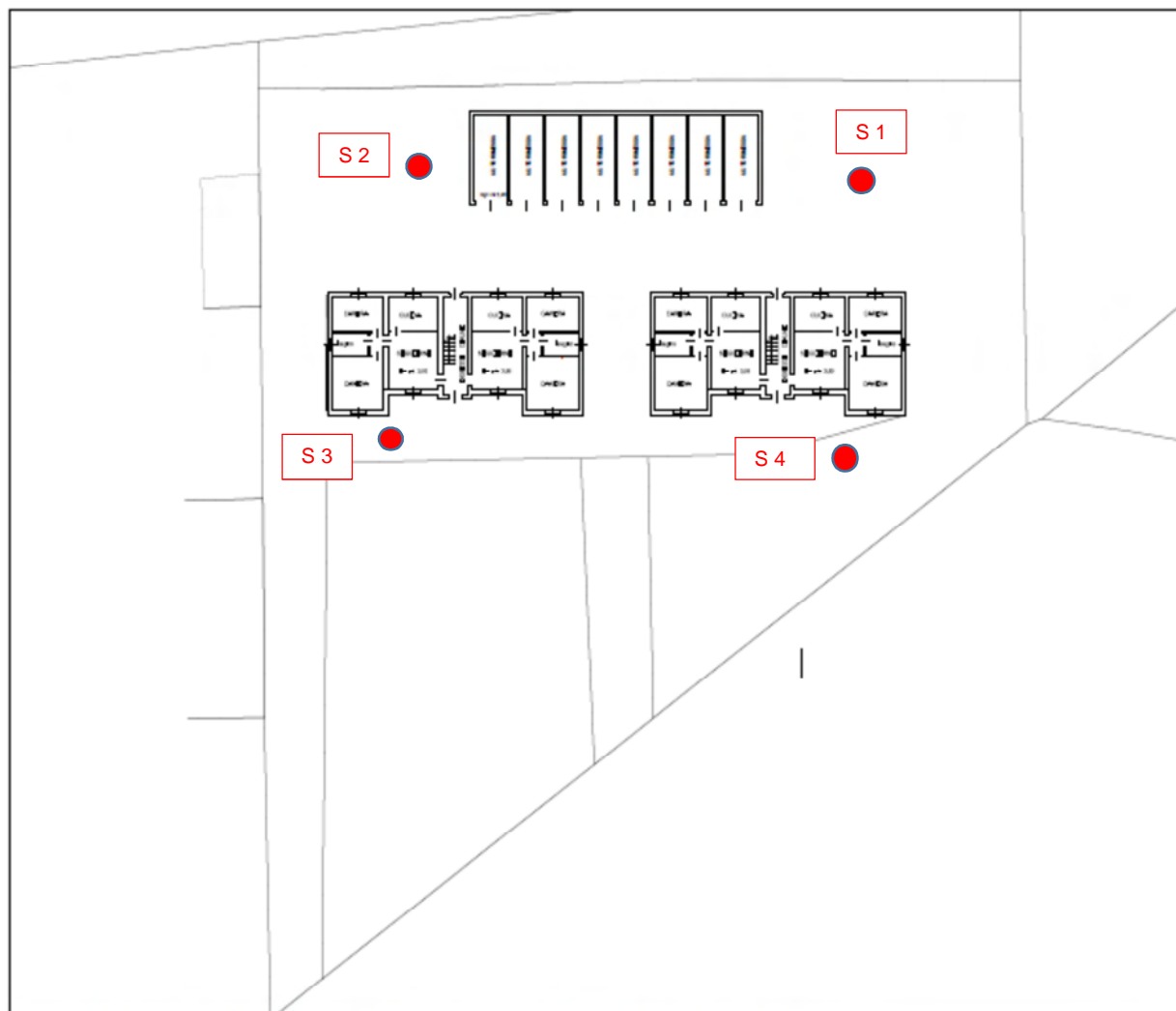
$$V_{s30} = 233 \text{ m/s}$$

Periodo del terreno $T = 0,75 \text{ s}$

Categoria di sottosuolo: C

5.5) SONDAGGI MECCANICI 2022

Al fine di verificare la situazione litostratigrafica e la presenza della falda sono stati effettuati, in data 22/07/2022, quattro sondaggi meccanici con escavatore (S1 – S2 - S3 – S4) così ubicati nell'area di intervento:



PLANIMETRIA GENERALE STATO DI FATTO - scala 1:400

Sondaggio S1

- Da m 0,00 a m 0,50
Terreno di riporto costituito da limo argilloso sabbioso rossastro includente alcuni frammenti di laterizi e blocchi di calcestruzzo
- Da m 0,70 a m 1,70
Sabbia fine limosa e limo sabbioso (permeabilità media: $K = 10^{-4}$ cm/sec)
- Da m 1,70 a m. 2,20
Limo calcareo molto compatto da rossastro a nocciola (permeab. bassa: $K = 10^{-6}$ cm/sec)

- Da m 2,20 a m 3,00

Sabbia fine debolmente limosa da nocciola a grigia (permeab. media: $K = 10^{-3}$ cm/sec)

Sondaggio S2

- Da m 0,00 a m 0,70
Terreno di riporto con ghiaia, ciottoli e rottami

- Da m 0,70 a m 1,40
Sabbia fine limosa e limo sabbioso (permeabilità media: $K = 10^{-4}$ cm/sec)

- Da m 1,40 a m 3,40
Sabbia fine debolmente limosa (permeabilità media: $K = 10^{-3}$ cm/sec)

Sondaggio S3

- Da m 0,00 a m 0,70
Terreno di riporto includente ghiaia e ciottoli

- Da m 0,70 a m 1,70
Sabbia fine limosa e limo sabbioso (permeabilità media: $K = 10^{-4}$ cm/sec)

- Da m 1,70 a m. 2,20
Limo calcareo molto compatto nocciola (permeabilità bassa: $K = 10^{-6}$ cm/sec)

- Da m 2,20 a m 2,90
Sabbia fine debolmente limosa (permeabilità media: $K = 10^{-3}$ cm/sec)

Sondaggio S4

- Da m 0,00 a m 1,10
Terreno di riporto misto a terreno vegetale costituito da limo sabbioso rossastro privo di trovanti di rilievo

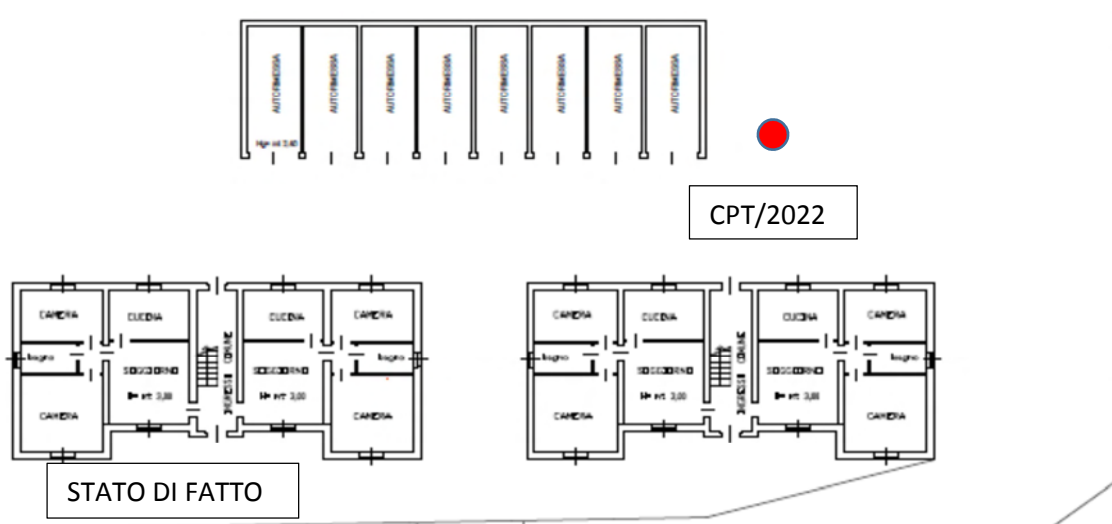
- Da m 1,10 a m 2,90
Sabbia fine debolmente limosa grigia (permeabilità media: $K = 10^{-3}$ cm/sec) con intercalazione di un livello di 5 cm di limo calcareo alla profondità di 1,70 m dal p. c.

I terreni fino a 2,90 - 3,40 metri di profondità sono asciutti.



5.6) PROVA PENETROMETRICA 2022

Nell'area di intervento è stata effettuata, in data 23/08/2022, una prova penetrometrica statica così ubicata



Per la prova è stato utilizzato un penetrometro statico TIPO PAGANI attrezzato con punta meccanica Begemann, raggiungendo la profondità di 10 metri dal piano campagna.

Durante la prova sono state misurate, ogni 20 centimetri di avanzamento in profondità, i valori di resistenza alla punta (**R_p**), di attrito laterale locale (**R_a**) e di attrito totale (**R_t**). I risultati delle misure di campagna hanno permesso di realizzare gli elaborati penetrometrici (Allegato 3 . Elaborati prova penetrometrica 2022) e ricostruire la seguente situazione litologica profonda:

PROVA CPT /2022

Strato (m)	Litologia	qcm (Kg/cmq)	Dr (%)	ϕ_m° angolo di attrito c_{um} coesione non drenata
0,00 – 0,60	Terreno di riporto	-	-	--
0,60 – 1,60	Sabbia limosa	66	85	$\phi_m = 32^\circ$
1,60 – 8,40	Sabbia	170	95	$\phi_m = 36^\circ$
8,40 – 9,00	Limo argilloso	20		$c_{um} = 0,86$
9,00 – 10,00	Sabbia limosa	78	50	$\phi_m = 32^\circ$

dove:

qcm = valore medio della resistenza alla punta

Dr = densità relativa

ϕm° = valore medio dell'angolo di attrito

c_{um} = valore medio della coesione non drenata

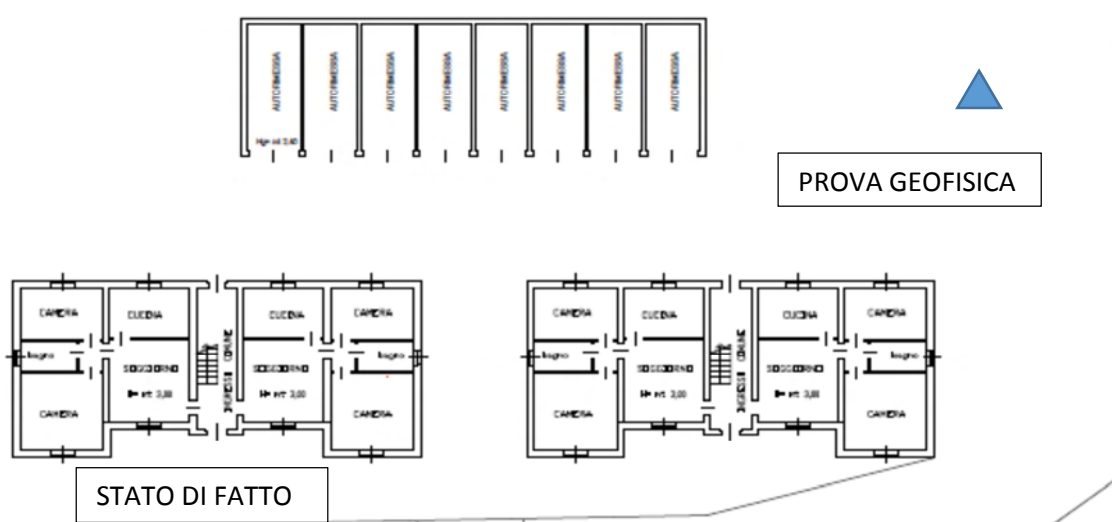
Il livello dell'acqua sotterranea è stato misurato, nel foro della prova penetrometrica, alla profondità di 3,80 metri circa dal piano campagna attuale.



F

5.7) PROVA GEOFISICA 2022

Nell'area di intervento è stata effettuata, in data 23/08/2022, una prova GEOFISICA così ubicata:



L'indagine sismica è stata effettuata mediante la tecnica dei microtremori (sismica passiva), utilizzando una apparecchiatura denominata "TROMINO". La stazione registra le vibrazioni che interessano i singoli strati di terreno in profondità (profilo stratigrafico). Dai dati di campagna, opportunamente elaborati, si ottiene la ricostruzione del modello geofisico V_s /profondità, il valore della V_{s30} con la determinazione della categoria di sottosuolo ai sensi del DM 17/01/2018 e la frequenza di risonanza dei terreni:

- Modello geofisico

Strato (m)	Spessore H (m)	V_s (m/s)
0,00 – 1,60	1,60	143
1,60 – 31,60	30,00	229
31,60 – 76,60	45,00	348
Inf.	Inf.	487

- Valore di V_{s30} calcolato tra 0,00 e 30,00 metri di profondità:

- $V_{s30} = 222 \text{ m/s}$ - Frequenza di risonanza dei terreni $f(\text{Hz}) = 0,91$.

- Categoria di sottosuolo "C"



5.8) SITUAZIONE LITOLOGICO – STRATIGRAFICA

Dai risultati delle indagini pregresse e da quelle effettuate nel 2022 è stato possibile ricostruire la seguente situazione litostratigrafica complessiva:

Orizzonte A

Da 0,00 – 0,60/1,00 metri di profondità: terreno di riporto misto con presenza di rottame

Orizzonte B

Da 0,60/1,00 a 1,70 metri. di profondità: sabbie limoso argillose

Orizzonte C

Da 1,70 a 8,00 metri di profondità: sabbia

Orizzonte D

Da 8,00 a 9,00 metri di profondità: argilla e limo

Orizzonte E

Da 9,00 a 10,00 metri di profondità sabbie limose

Orizzonte F

Da 10,00 a 12,00 metri di profondità: argilla limosa

Orizzonte G

Da 12,00 a 14,00 metri di profondità: sabbie limoso argillose.

6) RELAZIONE SISMICA

La presente relazione viene redatta secondo quanto stabilito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (Capitoli 2-3-7) del D.M. 17 gennaio 2018.

Per prevedere gli effetti che un terremoto può avere sulla nuova costruzione, viene valutata l'azione sismica di progetto relativa al sito in esame secondo i dati derivanti dalle indagini geotecniche e geofisiche sui terreni di fondazione che sono in grado di modificare il segnale sismico. Inoltre è stato valutato il rischio di liquefazione dinamica dei terreni utilizzando un metodo semplificato.

6.1) SISMICITA' STORICA

Il territorio comunale di Canneto, come tutta l'area padana, è stato interessato da numerosi eventi sismici causati dalla convergenza tra la placca africana e quella europea, derivanti dalle zone sismogenetiche alpine del Bresciano e del Veronese e da quelle appenniniche del Ferrarese, del Modenese, del Parmense e del Reggiano. Come risulta però dal “catalogo parametrico dei terremoti” aggiornato al 2015, non viene segnalato nessun evento sismico rilevante con epicentro a Canneto; pertanto, se da una parte gli effetti del terremoto diminuiscono allontanandosi dalle aree epicentrali (legge di attenuazione), dall'altra nel sito in esame si possono avere fenomeni di amplificazione locale in presenza di particolari condizioni geologiche (condizioni stratigrafiche, morfologiche, litologiche, idrogeologiche) e/o fenomeni di instabilità provocati dalla liquefazione dinamica dei terreni.

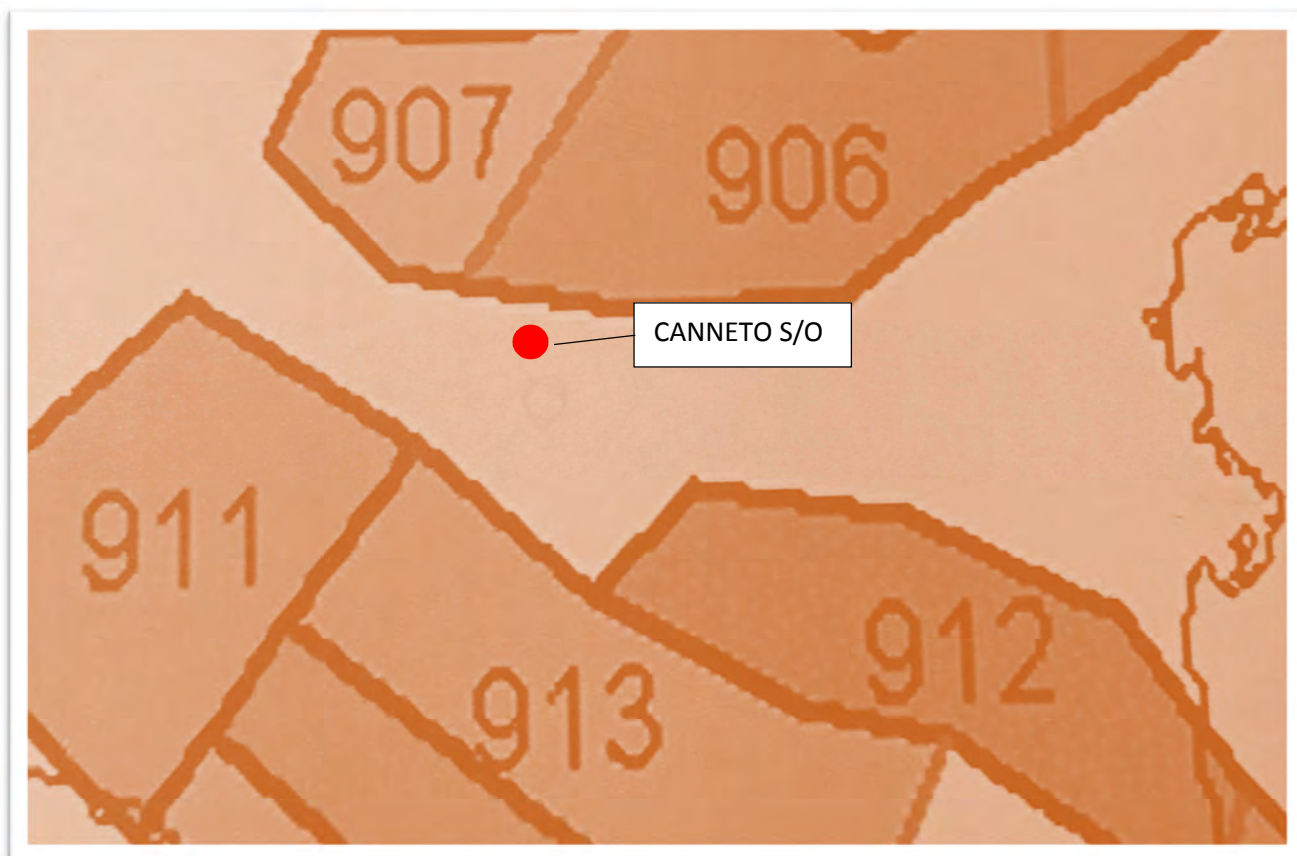
Tra i terremoti storici viene ricordato quello del 1117 nel Veronese e nel Cremonese con valutazione di $M_w = 6,7$. Tra quelli strumentali viene ricordato il sisma del 2012 che ha interessato la pianura padano-emiliana, con $M_w = 5,9$. Infine il 7 gennaio 2019 è stato registrato un leggero sisma con magnitudo locale $ML = 2,0$ localizzato in Comune di Mariana Mantovana, ad una distanza di circa 9,00 Km dall'area di intervento.

6.2) PERICOLOSITA' SISMICA

Per la pericolosità sismica del territorio in esame si fa riferimento alla “zonazione sismogenetica ZS9” del marzo 2004 ed al “progetto GeoMol” del 2015.

Secondo il modello ZS9 l'area si trova nella fascia di collegamento tra le strutture dell'Arco Alpino (zone sismogenetiche 906 e 907) e quelle dell'Appennino Settentrionale (zone sismogenetiche 912 e 913), così caratterizzate e ubicate.

ZONE SISMOGENETICHE ZS9	POSIZIONE GEOGRAFICA	MAGNITUDO Mwmax	MECCANISMO DI FAGLIAZIONE
906	ARCO ALPINO MERIDIONALE	6,60	FAGLIA INVERSA
907	ARCO ALPINO MERIDIONALE	6,14	FAGLIA INVERSA
912	ARCO APPENNINICO SETTENTRIONALE	6,14	FAGLIA INVERSA
913	ARCO APPENNINICO SETTENTRIONALE	6,14	FAGLIA INVERSA



Il territorio comunale si trova a NE dell'anticlinale di Piadena orientata in senso NO-SE; la struttura tettonica, nonostante vergenza e direzione appenninica, risulta separata dal retrostante arco appenninico. In questo disturbo tettonico è stata riconosciuta una faglia inversa, indicata recentemente come nuova struttura sismogenetica riportata nel DISS 3.3.0 (sorgente ITCS 112) a cui è attribuita una magnitudo $M_w = 6,1$ e profondità focali comprese tra 2,5 e 6,0 Km.

Per il calcolo del fattore di sicurezza alla liquefazione verrà comunque utilizzato il valore di magnitudo della zona 906, prossima all'area di intervento.

6.3) NUOVA CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO COMUNALE

Dal punto di vista sismico il territorio comunale di Canneto, classificato come Comune in "Zona 4" dalla OPCM 3274/2003 e dalla DGR 7 novembre 2003 n. VII/14964, è stato successivamente riclassificato in zona 3, dalla D.G.R della Lombardia n. IX/2129/2014, entrata in vigore il 10 aprile 2016 contemporaneamente alla D.G.R 5001/2016.

Per effetto della riclassificazione l'accelerazione massima del Comune di Canneto aumenta da $a_g = 0,05$ ad $a_g = 0,09233$. Comunque il territorio comunale, pur passando dalla zona sismica 4 alla zona 3, rimane tra le località a “bassa sismicità” e pertanto non rientra nell'ambito di applicazione della Legge Regionale 12 ottobre 2015 n. 33 per quanto riguarda il deposito del progetto allo sportello unico del Comune, al fine di ottenere l'autorizzazione sismica per l'inizio dei lavori concessa dall'ufficio competente. D'altra parte la pericolosità sismica non è più dipendente dalla zona sismica che mantiene una validità pianificatoria, ma viene calcolata direttamente per il sito in esame utilizzando i dati disponibili nel reticolo di riferimento riportato nella Tabella 1 dell'Allegato B del D.M. 14 gennaio 2008.

6.4) VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Per la stima della pericolosità sismica di base, in riferimento all'accelerazione massima su suolo rigido ($V_{s30} > 800$ m/s), con superficie topografica orizzontale e categoria di sottosuolo “A”, vengono calcolati i valori dei parametri **a_g , F_o , T_c** così definiti:

- a_g accelerazione massima del sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Utilizzando i dati relativi al sito di intervento ed al tipo di costruzione:

- Longitudine del sito in esame (coordinata ED50): 10,384254
- Latitudine del sito in esame (coordinata ED50): 45,155818
- Tipo di costruzione (NTC – Tab. 2.4.1): 2 (opere ordinarie)
- Vita nominale della costruzione (NTC – Tab. 2.4.1): $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso (NTC § 2.4.2. e § C2.4.2.): II (costruzioni con normali affollamenti)
- Coefficiente d'uso (NTC – Tab. 2.4.II): $C_u = 1,0$
- Periodo di riferimento (NTC § 2.4.3.): $V_R = V_N \cdot C_u = 50$ anni

si ottengono i seguenti risultati della pericolosità sismica di base

Stato limite	Probabilità superamento (%)	T_r (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
-----------------	-----------------------------------	-----------------	--------------	--------------	----------------

Operatività (SLO)	81	30	0,033	2,549	0,215
Danno (SLD)	63	50	0,039	2,568	0,248
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,086	2.587	0,303
Prevenzione del collasso (SLC)	5	975	0,150	2,597	0,307

Per la valutazione della risposta sismica locale (pericolosità sismica del sito) vengono introdotti i parametri che riguardano la situazione stratigrafica e topografica locale:

- Categoria sottosuolo C (NTC – Tab. 3.2.II e 3.2.III)
- Categoria topografica T1 (NTC – 3.2.IV)
- Periodo di riferimento $V_R = 50$ anni (NTC - § 2.4.3)
- Amplificazione stratigrafica $S_S = 1,50$ (NTC – Tabella 3.2.V)
- Amplificazione topografica $S_T = 1,0$ (NTC – Tabella 3.2.VI)

ottenendo i seguenti risultati della pericolosità sismica locale:

Stato limite	Ss (-)	Cc (-)	St (-)	Kh (-)	Kv (-)	Amax (m/s ²)	β (-)
SLO	1,50	1,740	1,00	0,010	0,005	0,483	0,200
SLD	1,50	1,660	1,00	0,012	0,006	0,577	0,200
SLV	1,50	1,560	1,00	0,026	0,013	1,272	0,200
SLC	1,50	1,550	1,00	0,040	0,020	1,625	0,240

Le tabelle dei parametri sismici sono riportate in allegato (Allegato 5 – Parametri geofisici).

6.5) VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Secondo le NTC/2018, prima di qualsiasi ipotesi sulle fondazioni delle costruzioni, deve essere verificata la suscettibilità alla liquefazione dei terreni interessati. Se fosse accertato il rischio di liquefazione si renderebbero necessarie opere speciali di fondazione per mitigare tale rischio (consolidamento del terreno e/o trasferimento del carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione). Le NTC al § 7.11.3.4.2 stabiliscono le condizioni per l'esclusione della verifica, che può essere omessa quando si manifesti almeno una delle circostanze elencate riguardanti l'evento sismico e le caratteristiche geotecniche dei terreni:

1. Accelerazioni massime al piano campagna in condizioni free-field minori di 0,1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore ai 15 metri dal piano campagna (per piano campagna sub orizzontale e strutture con fondazioni superficiali);
3. sabbie pulite caratterizzate da $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{C1N} > 180$, essendo $(N_1)_{60}$ e q_{C1N} rispettivamente il valore del numero di colpi da SPT e della resistenza di punta di CPT, normalizzati e corretti;
4. Distribuzione granulometrica esterna a determinate fasce critiche.

Nel dubbio che nessuna delle condizioni sopraelencate sia soddisfatta, si è proceduto alla verifica del rischio di liquefazione, valutando il coefficiente di sicurezza tramite un “metodo semplificato” del tipo storico-empirico.

Per la verifica è stato scelto il Metodo Semplificato di Robertson e Wride 1998 appositamente elaborato per le prove penetrometriche statiche, riferito alla pericolosità sismica del sito con la valutazione della Magnitudo e della Accelerazione massima in superficie. Alle varie profondità in cui sono presenti i terreni suscettibili di liquefazione viene stimato il coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto tra la resistenza del terreno alla liquefazione (CRR) e lo sforzo di taglio sismico prodotto dal sisma (CSR), secondo la seguente relazione:

$$FSL = CRR / CSR \times MSF$$

dove:

FSL = fattore di sicurezza alla liquefazione;

CRR = resistenza al taglio del terreno ad una data profondità;

CSR = sforzo di taglio indotto dal terremoto alla stessa profondità;

MSF= fattore di scala della Magnitudo calcolato in funzione della Magnitudo del sito.

Per il calcolo di FSL sono stati utilizzati i seguenti dati ricavati dalle prove penetrometriche pregresse e dalla pericolosità sismica del sito precedentemente valutata:

- **qc** = resistenza media alla punta del singolo strato
- **qc1N** = resistenza alla punta normalizzata
- **Profondità della falda:** 3,00 m dal p.c.
- **γ'** = 0,9 t/mc peso di volume del terreno immerso
- **M** = 6,60 (Magnitudo del sito; da Zonazione Sismogenetica ZS9)
- **MSF** = $(M/7,5)^{-3,3} = 1,52$
- **a_g** = 0,86 (accelerazione su suolo rigido)
- **C** = categoria di suolo di fondazione
- **Ss** = 1,5 coefficiente di amplificazione stratigrafica
- **ST** = 1,0 coefficiente di amplificazione topografica
- **Amax** = $a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0,086 \cdot 1,5 \cdot 1,0 = 0,13$

Si sono ottenuti i seguenti risultati:

PROVE CPT	qc	qc1N	CRR	CSR	MSF	FSL
0,00 – 1,00	Terreno di riporto					
1,00 – 1,70	Terreno sabbioso limoso sopra falda					
1,70 – 3,80	Terreno sabbioso sopra falda					
3,80 – 8,40	170	177	0,51	0,10	1,52	7,8
8,40 – 9,00	Argilla e limo					
9,00 – 10,00	78	72	0,48	0,12	1,52	6,1
10,00 – 12,00	Terreno limoso					

I valori del fattore di sicurezza, nei terreni sabbiosi saturi, sono sempre maggiori dell'unità ($FSL > 1$). Pertanto, nelle condizioni sismiche previste dalle norme attuali, il pericolo della liquefazione viene escluso.

7) RELAZIONE GEOTECNICA

La presente relazione geotecnica, è stata redatta secondo quanto stabilito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni al § 6.2.2 (D.M. 17/01/2018).

La Relazione comprende la caratterizzazione geotecnica del “volume significativo” del terreno inteso come parte del sottosuolo influenzata direttamente o indirettamente dalla realizzazione delle opere, la identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali degli interventi, la determinazione dei valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici da utilizzare nelle diverse verifiche nei confronti degli stati limite.

Inoltre è già stata verificata la suscettibilità alla liquefazione dei terreni e valutata l'azione sismica di progetto utilizzando i dati derivanti dalle indagini geotecniche e geofisiche.

7.1) CALCOLO DEI VALORI CARATTERISTICI E DI PROGETTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Sono stati calcolati i valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici relativi agli strati di terreno che saranno interessate dalle nuove costruzioni.

Secondo le indicazioni delle NTC, partendo dai valori dei parametri desunti dalle prove in sito, si è proceduto al calcolo del valore medio “Vm” e quindi del valore caratteristico “Vk”. Il valore caratteristico, con associata una probabilità di non superamento del 5%, viene calcolato con la seguente relazione:

$$V_k = V_m * (1 - 1,645 * COV).$$

dove:

- **V_k** = valore caratteristico del parametro geotecnico;
- **V_m** = valore medio del parametro geotecnico;
- **COV** = coefficiente di variabilità.

Successivamente sono stati calcolati, partendo da V_k, i valori di progetto “V_d” imponendo i due coefficienti parziali di riduzione γ_M denominati M1 e M2, indicati nella Tab. 6.2.II di NTC.

I valori dei coefficienti M1 sono: M1 = 1; quindi V_k = V_d. I valori dei coefficienti M2 sono: M2 = 1,25 per la tang. di φ_k; M2 = 1,4 per C_{uk}

Considerata l'omogeneità dei terreni indagati, sono stati calcolati i valori dei parametri geotecnici di quattro prove pregresse ritenute significative e quelli della prova effettuata il 23/08/2022 all'interno dell'area di intervento.

Le tabelle riassuntive di V_m , V_k e V_d , riferiti a ciascun strato omogeneo, sono le seguenti:

PROVA CPT 4 da PRG

Strato (m)	$c_{u\ m}$ (kg/cmq)	φ°_m	COV	$c_{u\ k}$ (kg/cmq)	φ°_k	Vd (M1)		Vd (M2)	
						c_{ud} (kg/cmq)	φ°_d	c_{ud} (kg/cmq)	φ°_d
0,00 – 1,60		26	0,12		21		21		17
1,60 – 8,20		34	0,13		26		26		22
8,20 – 10,00	0,8		0,12	0,64		0,64		0,46	

PROVA CPT 1 da PGT

Strato (m)	$c_{u\ m}$ (kg/cmq)	φ°_m	COV	$c_{u\ k}$ (kg/cmq)	φ°_k	Vd (M1)		Vd (M2)	
						c_{ud} (kg/cmq)	φ°_d	c_{ud} (kg/cmq)	φ°_d
0,00 – 1,00		-	-	-	-	-	-	-	-
1,00 – 9,80		34	0,13		26		26		22
9,80 – 10,60		31	0,12		25		25		20
10,60 – 12,80	0,9		0,11	0,7		0,7		0,5	
12,80 – 14,40		33	0,12		26		26		21

PROVA CPT 1 da Nuova Scuola Primaria

Strato (m)	$c_{u\ m}$ (kg/cmq)	φ°_m	COV	$c_{u\ k}$ (kg/cmq)	φ°_k	Vd (M1)		Vd (M2)	
						c_{ud} (kg/cmq)	φ°_d	c_{ud} (kg/cmq)	φ°_d

0,00 – 1,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---
1,00 – 9,80		34	0,13		26		26		22
9,80 – 11,20	0,8		0,12	0,6		9,5		0,4	
11,20 – 14,20		33	0,10		23		23		19

PROVA CPT 3 da Ampliamento Scuola Elementare

Strato (m)	$c_{u\ m}$ (kg/cm ²)	φ°_m	COV	$c_{u\ k}$ (kg/cm ²)	φ°_k	Vd (M1)		Vd (M2)	
						c_{ud} (kg/cm ²)	φ°_d	c_{ud} (kg/cm ²)	φ°_d
0,00 – 1,40	---	---	---	---	---	---	---	---	---
1,40 – 8,40		35	0,14		27		27		22
8,40 – 9,00	1,00		0,16	0,74		0,74		0,53	
9,00 – 9,80		30	0,12		24		24		20
9,80 – 11,60	0,60		0,11	0,5		0,5		0,4	
11,60 – 14,20		27	0,10		23		23		19

PROVA CPT / 2022

Strato (m)	$c_{u\ m}$ (kg/cm ²)	φ°_m	COV	$c_{u\ k}$ (kg/cm ²)	φ°_k	Vd (M1)		Vd (M2)	
						c_{ud} (kg/cm ²)	φ°_d	c_{ud} (kg/cm ²)	φ°_d
0,00 – 0,60	---	---	---	---	---	---	---	---	---
0,60 – 1,60		32	0,05		29		29		24
1,60 – 8,40		36	0,06		32		32		27
8,40 – 9,00	0,88		0,06	0,79		0,79		0,56	
9,00 – 10,00		32	0,05		29		29		24

dove:

- $c_{u\ m}$ = valore medio V_m della coesione non drenata;
- φ°_m = valore medio V_m dell'angolo di attrito;
- **COV** = coefficiente di variabilità;
- $c_{u\ k}$ = valore caratteristico V_k della coesione non drenata;
- φ°_k = valore caratteristico V_k dell'angolo di attrito;
- $c_{u\ d}$ = valore di progetto V_d della coesione non drenata;
- φ°_d = valore di progetto V_d dell'angolo di attrito

7.2) IPOTESI SULLE FONDAZIONI

L'intervento prevede la costruzione di due nuovi corpi di fabbrica serviti da un unico vano scala centrale per un totale di 10 appartamenti.

Per quanto riguarda le fondazioni vengono verificate le possibilità di realizzare una fondazione a platea appoggiata sul primo terreno in posto, oppure fondazioni a travi rovesce appoggiate sui depositi sabbiosi superficiali a quote di 1,00 - 1,50 m dal piano campagna attuale.

7.3) CALCOLO DEL CARICO LIMITE

Secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni del D.M. 17/01/2018 nella verifica per ogni stato limite deve essere sempre rispettata la disequazione: **$E_d \leq R_d$** dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di calcolo causati dalla costruzione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno).

La verifica agli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali viene effettuata secondo la Combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2.

Nell'Approccio 2 il valore della resistenza viene ridotto solo dal parametro globale R3, mentre i coefficienti riduttivi parziali dei parametri geotecnici sono uguali all'unità ($M1 = 1$). Pertanto i valori di progetto (V_d) dei parametri geotecnici coincidono con i valori caratteristici (V_k), mentre il coefficiente parziale di sicurezza (R3) per la riduzione della capacità portante è $\gamma_R = 2,3$ (Tabella 6.4.I delle NTC).

Per il calcolo del carico limite viene utilizzata la formula trinomia di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = 1/2 * \gamma' * B * N_{\gamma} * S_{\gamma} * i_{\gamma} * b_{\gamma} * g_{\gamma} + c * N_c * S_c * d_c * i_c * b_c * g_c + q * N_q * S_q * d_q * i_q * b_q * g_q,$$

dove:

B = larghezza della fondazione;

γ' = peso di volume del terreno;

H = profondità del piano di posa della fondazione;

q = $\gamma' \cdot H$;

N_q , N_γ , N_c = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio efficace del terreno;

$S_q - S_\gamma$ = fattori di forma della fondazione

$i_q - i_\gamma$ = fattori inclinazione dei carichi;

d_q = fattori di profondità;

$g_\gamma - g_q$ = fattori di inclinazione del pendio;

$b_\gamma - b_q$ = fattori di inclinazione di base;

γ_R = coefficiente parziale di sicurezza.

7.4) FONDAZIONE A PLATEA. CARICO LIMITE E CEDIMENTI

Viene calcolato il carico limite per una fondazione a platea appoggiata sul terreno in posto alla profondità di 1,00 m circa dal piano campagna attuale e avente le seguenti caratteristiche progettuali (Allegato 6 - dati per dimensionamento fondazioni):

- Piano di posa della fondazione: 1,00 m dal p. c.

- Dimensione della platea: 20,40 m x 10,70 m; Area platea: $A = 218,28 \text{ mq}$

- Carico statico: 681,5 t

Il carico unitario risulta: $681,5 \text{ t} / 218,28 \text{ mq} = 3,12 \text{ t/mq} = 0,312 \text{ Kg/cm}^2$

Per il calcolo del carico limite la formula trinomia di Brinch-Hansen, nel caso di terreni incoerenti, diventa:

$$q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + \gamma' \cdot H \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

Introducendo i seguenti dati costruttivi e geotecnici:

B = 3,00 m caso di una platea con larghezza $B > 3,00 \text{ m}$

H = 1,00 m piano di posa della platea

γ' = 1,8 t/mc peso di volume del terreno

$\phi^{\circ}_d = 25^{\circ}$ valore di progetto dell'angolo di attrito

Fattore [N_q] 10,2

Fattore [Ny]	8,6
Fattori di forma [Sy]	0,84
Fattori di forma [Sq]	1,24
Fattori di profondità [d]	1,0
Fattori di inclinazione carichi [i]	1,0
Fattori di inclinazione pendio [g]	1,0
Fattori di inclinazione della base [b]	1,0

si ottiene il seguente risultato:

- **$q_{lim} = 42 \text{ t/mq} = 4,2 \text{ Kg/cmq}$** . (carico limite unitario)
- $Q_{lim} = q_{lim} \times A = 42 \times 218,28 = 9.167 \text{ t}$ (carico limite)

Il valore di progetto della resistenza **Rd** si ottiene applicando il coeff. di sicurezza **$\gamma_R = 2,3$**

- **$Rd = q_{lim} / \gamma_R = 4,2 / 2,3 = 1,8 \text{ Kg/cmq}$**

Considerato che il carico statico unitario della platea ha un valore di 0,32 Kg/cmq, viene largamente superata la condizione di stabilità **$Ed \leq Rd$** valida per qualsiasi verifica.

Per il calcolo dei cedimenti teorici assoluti (S) per fondazioni superficiali, come indicato dal D.M.17/01/2018, deve essere verificato che:

$$Ed \leq Cd$$

dove il carico di progetto **Ed** deve risultare minore o uguale al carico **Cd** che provoca il cedimento massimo (**Sc**) tollerabile dalla struttura, sia in termini assoluti che differenziali.

Il calcolo dei cedimenti teorici assoluti (**S**) per fondazioni superficiali viene eseguito assumendo le seguenti ipotesi:

- consolidazione monodimensionale (schema edometrico)
- distribuzione delle tensioni verticali nel sottosuolo secondo la teoria dell'elasticità (Boussinesq)
- modulo edometrico calcolato con la relazione: **$m_o = \alpha \times R_p$** , con **α** valutato in base alla natura litologica di strati omogenei

Il calcolo dei cedimenti viene condotto per strati omogenei successivi, valutando per ciascun strato la tensione verticale σ_v (al centro della superficie di carico), nonché il relativo valore del modulo edometrico secondo la relazione: **$S = \sum (h \times \sigma_v / m_o)$**

I cedimenti teorici assoluti **S**, utilizzando i seguenti dati costruttivi di massima e geotecnici:

- piano di posa della fondazione: $H = 1,00$ m di profondità dal p.c.
- dimensioni della platea: $20,4 \times 10,7$ m = 218,28 mq
- carico statico = 681,5 t; carico unitario: $681,5 / 218,28 = 3,12$ t/mq = 0,32 Kg/cmq

PROVE PEN	H (m)	B (m)	σ_T (Kg/cmq)	S (cm)
CPT 2022	1,00	10,70	0,35	1,3

7.5) FONDAZIONI A TRAVE ROVESCIA

Viene calcolato il carico limite per fondazioni tipo travi rovesce appoggiate sullo strato sabbioso alle profondità di 1,00 m dal piano campagna (1^ IPOTESI) e di 1,50 metri dal piano campagna attuale (2^ IPOTESI).

Per il calcolo del carico limite la formula trinomia di Brinch-Hansen, nel caso di terreni incoerenti, diventa:

$$q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot S_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + \gamma' \cdot H \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

dove:

H profondità piano di posa del plinto;

B larghezza della fondazione

γ' peso di volume sopra falda;

φ_d valore di progetto dell'angolo di attrito;

N_q fattore di capacità portante;

N_{γ} fattore di capacità portante;

S fattori di forma della fondazione

d fattori di profondità;

i fattori di inclinazione carichi;

g fattori di inclinazione pendio;

b fattore inclinazione base;

γ_R coefficiente parziale di sicurezza;

7.6) FONDAZIONE A TRAVE ROVESCIA APPOGGIATA A - 1,00 METRI DAL P. C.

CALCOLO CARICO LIMITE E CEDIMENTI

Vengono calcolati il carico limite ed i cedimenti assoluti di fondazioni a trave rovescia appoggiate a 1,00 m circa dal piano campagna attuale (1° IPOTESI).

1° Caso

Larghezza della fondazione $B = 1,00 \text{ m}$

Carico statico = $9,15 \text{ t/m}$

Carico unitario = $0,915 \text{ Kg/cm}^2$

Nella formula trinomia di Brinch-Hansen relativa ai terreni incoerenti, vengono introdotti i seguenti dati geotecnici e costruttivi (Allegato 6 - dati per dimensionamento fondazioni)

$H = 1,00 \text{ m}$ profondità piano di posa della fondazione;

$B = 1,00 \text{ m}$ larghezza della fondazione

$\gamma' = 1,8 \text{ t/m}^3$ peso di volume sopra falda;

$\phi^\circ_d = 25^\circ$ valore di progetto dell'angolo di attrito;

$N_q = 10,2$ fattore di capacità portante;

$N_\gamma = 8,6$ fattore di capacità portante;

$S_q = 1,1$ fattori di forma;

$S_\gamma = 0,9$ fattore di forma

$d = 1,0$ fattori di profondità;

$i = 1,0$ fattori di inclinazione carichi;

$g = 1,0$ fattori di inclinazione pendio;

$b = 1,0$ fattore inclinazione base;

$\gamma_R = 2,3$ coefficiente parziale di sicurezza;

ottenendo il seguente risultato:

$q_{lim} = 2,7 \text{ Kg/cm}^2$

Il valore di progetto della resistenza R_d si ottiene utilizzando il coefficiente parziale di sicurezza R_3 ($\gamma_R = 2,3$)

$R_d = q_{lim} / \gamma_R = 2,7 \text{ Kg/cm}^2 / 2,3 = 1,2 \text{ Kg/cm}^2$

Considerato che il carico statico unitario sulla trave rovescia ha un valore di $0,915 \text{ Kg/cm}^2$, viene superata la condizione di stabilità **$E_d \leq R_d$** valida per qualsiasi verifica.

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo già illustrato nel precedente paragrafo 7. 4 per i cedimenti della platea. Utilizzando i seguenti dati costruttivi e geotecnici:

- piano di posa della fondazione: $H = 1,00 \text{ m}$ di profondità dal p.c.
- larghezza della fondazione $B = 1,00 \text{ m}$
- carico statico = $9,15 \text{ t/m}$;

- carico unitario = 0,915 Kg/cm² (i cedimenti vengono calcolati per un carico unit. = 1,00 Kg/cm²)

si ottiene un cedimento assoluto S = 0,9 centimetri.

PROVE PEN PREGRESSE	H (m)	B (m)	σ_T (Kg/cm ²)	S (cm)
CPT	1,00	1,00	1,00	0,9

2° Caso

Larghezza della fondazione B = 1,40 m

Carico statico = 9,59 t/m

Carico unitario = 0,929 Kg/cm²

Nella formula trinomia di Brinch-Hansen relativa ai terreni incoerenti, vengono introdotti i seguenti dati geotecnici e costruttivi (Allegato 4 - Dati per dimensionamento fondazioni)

H = 1,00 m profondità piano di posa della fondazione;

B = 1,40 m larghezza della fondazione

$\gamma' = 1,8 \text{ t/mc}$ peso di volume sopra falda;

$\varphi_d = 25^\circ$ valore di progetto dell'angolo di attrito;

$N_q = 10,2$ fattore di capacità portante;

$N_\gamma = 8,6$ fattore di capacità portante;

$S_q = 1,13$ fattori di forma;

$S_\gamma = 0,9$ fattore di forma

d = 1,0 fattori di profondità;

i = 1,0 fattori di inclinazione carichi;

g = 1,0 fattori di inclinazione pendio;

b = 1,0 fattore inclinazione base;

$\gamma_R = 2,3$ coefficiente parziale di sicurezza;

ottenendo il seguente risultato:

$q_{lim} = 3,0 \text{ Kg/cm}^2$

Il valore di progetto della resistenza Rd si ottiene utilizzando il coefficiente parziale di sicurezza R3 ($\gamma_R = 2,3$)

$R_d = q_{lim} / \gamma_R = 3,0 \text{ Kg/cm}^2 / 2,3 = 1,3 \text{ Kg/cm}^2$

Considerato che il carico statico unitario sulla trave rovescia ha un valore di 0,929 Kg/cm², viene superata la condizione di stabilità **$E_d \leq R_d$** valida per qualsiasi verifica.

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo già illustrato nel precedente paragrafo 7. 4 per i cedimenti della platea. Utilizzando i seguenti dati costruttivi e geotecnici:

- piano di posa della fondazione: $H = 1,50$ m di profondità dal p.c.
- larghezza della fondazione $B = 1,40$ m
- carico statico = 13,01 t/m ;
- carico unitario = 0,929 Kg/cm² (i cedimenti vengono calcolati per un carico unit. = 1,00 Kg/cm²)

si ottiene un cedimento assoluto $S = 1,1$ centimetri.

PROVE PEN PREGRESSE	H (m)	B (m)	σ_T (Kg/cm ²)	S (cm)
CPT	1,50	1,40	1,00	1,1

7.7) FONDAZIONE A TRAVE ROVESCIA APPOGGIATA A 1,5 METRI DAL P. C.

CALCOLO CARICO LIMITE E CEDIMENTI

Vengono calcolati il carico limite ed i cedimenti assoluti di fondazioni a trave rovescia appoggiate a 1,50 m circa dal piano campagna attuale (2^a IPOTESI).

1° Caso

Larghezza della fondazione $B = 1,00$ m

Carico statico = 9,15 t/m

Carico unitario = 0,915 Kg/cm²

Nella formula trinomia di Brinch-Hansen relativa ai terreni incoerenti, vengono introdotti i seguenti dati geotecnici e costruttivi (Allegato 6 - Dati per dimensionamento fondazioni)

$H = 1,00$ m profondità piano di posa della fondazione;

$B = 1,00$ m larghezza della fondazione

$\gamma' = 1,8$ t/mc peso di volume sopra falda;

$\phi^{\circ}_d = 26^{\circ}$ valore di progetto dell'angolo di attrito;

$N_q = 11,7$ fattore di capacità portante;

$N_y = 10,2$ fattore di capacità portante;

$S_q = 1,1$ fattori di forma;

S_y = 0,9	fattore di forma
d = 1,0	fattori di profondità;
i = 1,0	fattori di inclinazione carichi;
g = 1,0	fattori di inclinazione pendio;
b = 1,0	fattore inclinazione base;
γ_R = 2,3	coefficiente parziale di sicurezza;

ottenendo il seguente risultato:

$$q_{lim} = 4,3 \text{ Kg/cm}^2$$

Il valore di progetto della resistenza R_d si ottiene utilizzando il coefficiente parziale di sicurezza R₃ (γ_R = 2,3)

$$R_d = q_{lim} / \gamma_R = 4,3 \text{ Kg/cm}^2 / 2,3 = 1,87 \text{ Kg/cm}^2$$

Considerato che il carico statico unitario sulla trave rovescia ha un valore di 0,915 Kg/cm², viene superata la condizione di stabilità **Ed ≤ Rd** valida per qualsiasi verifica.

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo già illustrato nel precedente paragrafo 7. 4 per i cedimenti della platea. Utilizzando i seguenti dati costruttivi e geotecnici:

- piano di posa della fondazione: H = 1,50 m di profondità dal p.c.
- larghezza della fondazione B = 1,00 m
- carico statico = 9,15 t/m ;
- carico unitario = 0,915 Kg/cm² (i cedimenti vengono calcolati per un carico unit. = 1,00 Kg/cm²)

si ottiene un cedimento assoluto S = 1,0 centimetri.

PROVE PEN PREGRESSE	H (m)	B (m)	σ _T (Kg/cm ²)	S (cm)
CPT	1,50	1,00	1,00	1,0

2° CASO

Larghezza della fondazione B = 1,40 m

Carico statico = 13,01 t/m

Carico unitario = 0,929 Kg/cm²

Nella formula trinomia di Brinch-Hansen relativa ai terreni incoerenti, vengono introdotti i seguenti dati geotecnici e costruttivi (Allegato 4 - dati per dimensionamento fondazioni)

H = 1,50 m	profondità piano di posa della fondazione;
B = 1,40 m	larghezza della fondazione
$\gamma' = 1,8 \text{ t/mc}$	peso di volume sopra falda;
$\varphi_d = 26^\circ$	valore di progetto dell'angolo di attrito;
$N_q = 11,7$	fattore di capacità portante;
$N_\gamma = 10,2$	fattore di capacità portante;
$S_q = 1,13$	fattore di forma;
$S_\gamma = 0,9$	fattore di forma
d = 1,0	fattori di profondità;
i = 1,0	fattori di inclinazione carichi;
g = 1,0	fattori di inclinazione pendio;
b = 1,0	fattore inclinazione base;
$\gamma_R = 2,3$	coefficiente parziale di sicurezza;

ottenendo il seguente risultato:

$$q_{lim} = 4,7 \text{ Kg/cm}^2$$

Il valore di progetto della resistenza R_d si ottiene utilizzando il coefficiente parziale di sicurezza R_3 ($\gamma_R = 2,3$)

$$R_d = q_{lim} / \gamma_R = 4,7 \text{ Kg/cm}^2 / 2,3 = 2,0 \text{ Kg/cm}^2$$

Considerato che il carico statico unitario sulla trave rovescia ha un valore di $0,929 \text{ Kg/cm}^2$, viene superata la condizione di stabilità **$E_d \leq R_d$** valida per qualsiasi verifica.

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo già illustrato nel precedente paragrafo 7. 4 per i cedimenti della platea. Utilizzando i seguenti dati costruttivi e geotecnici:

- piano di posa della fondazione: $H = 1,50 \text{ m}$ di profondità dal p.c.
- larghezza della fondazione $B = 1,40 \text{ m}$
- carico statico = $13,01 \text{ t/m}$;
- carico unitario = $0,929 \text{ Kg/cm}^2$ (i cedimenti vengono calcolati per un carico unit. = $1,00 \text{ Kg/cm}^2$)

si ottiene un cedimento assoluto $S = 1,2 \text{ centimetri}$.

PROVE PEN PREGRESSE	H (m)	B (m)	σ_T (Kg/cm ²)	S (cm)
------------------------	----------	----------	-------------------------------------	-----------

CPT	1,00	1,00	1,00	1.2
-----	------	------	------	------------

Riassumendo:

FONDAZIONI A TRAVE ROVESCIA			
PRIMA IPOTESI		SECONDA IPOTESI	
Piano posa – 1,00 m	Piano posa – 1,50 m	Piano posa – 1,00 m	Piano posa – 1,50 m
Larghezza trave	Larghezza trave	Larghezza trave	Larghezza trave
1,00 m	1,40 m	1,00 m	1,40 m
CEDIMENTO ASSOLUTO S (cm)		CEDIMENTO ASSOLUTO S (cm)	
0,9 cm	1,1 cm	1,0 cm	1,2 cm

8) CONCLUSIONI

Su incarico del Comune di Canneto sull'Oglio (Data 19/07/2022) è stata eseguita un'indagine geologica e geotecnica per un progetto di "riqualificazione edilizia residenziale pubblica con lavori di demolizione e ricostruzione del complesso ERP denominato "CASE ROSSE" in via G. Marconi. Nell'area circostante i due edifici esistenti sono state effettuate in tempi diversi indagini geotecniche e geofisiche per la pianificazione urbanistica e per l'edilizia pubblica" a cui si fa riferimento in questo intervento.

Dal punto di vista geomorfologico l'area di intervento si trova sul terrazzo fluvioglaciale di pertinenza gardesana, tra la valle dell'Oglio ad Ovest e del Chiese ad Est, ed è costituito da depositi prevalentemente sabbiosi ricoperti da uno strato limoso argilloso di spessore limitato. La soggiacenza locale della falda ha valori compresi tra 3-4; la sua vulnerabilità risulta di grado alto. Nella prova penetrometrica 2022 la profondità della falda è stata misurata a – 3,80 metri dal piano campagna (cortile area intervento).

Nello studio geologico del PGT ai terreni dell'area di intervento è stato attribuito lo scenario di pericolosità sismica locale **Z4a** caratterizzato da amplificazioni litologiche ed assegnata la **Classe 2** di fattibilità geologica (Fattibilità con modeste limitazioni) con particolare attenzione alla vulnerabilità della falda in presenza di depositi sabbiosi superficiali.

Nella zona circostante i due edifici esistenti sono state effettuate in tempi diversi indagini geotecniche e geofisiche per la pianificazione urbanistica e per l'edilizia pubblica" a cui si fa riferimento per questo intervento (indagini pregresse). Inoltre, nell'area di intervento,

sono stati effettuati quattro sondaggi con escavatore, una prova penetrometrica statica e una prova geofisica (indagini 2022)

Sulla base dei risultati ottenuti dalle prove geofisiche sono stati registrati valori di V_{s30} compresi tra 208 e 233 m/s e quindi i terreni indagati ricadono nella **categoria di suolo di fondazione “C”**. I valori della frequenza fondamentale del terreno sono compresi tra 0,75 e 0,91 Hz.

Le verifiche alla liquefazione, effettuate tramite il Metodo Semplificato di Robertson e Wride, ha escluso il pericolo della liquefazione, nelle condizioni sismiche previste dalle norme attuali.

Per la valutazione dei parametri geotecnici sono stati utilizzati i dati delle prove penetrometriche statiche pregresse e quelli della prova 2022. Le prove hanno accertato la presenza di depositi generalmente sabbiosi ben addensati, caratterizzati da buone capacità portanti.

Per quanto riguarda la scelta del piano d'appoggio delle fondazioni si ritiene necessario verificare, dopo la demolizione dei fabbricati esistenti e lo sbancamento dell'area di sedime del nuovo fabbricato, la presenza e lo spessore del terreno rimaneggiato.

Per il calcolo del carico limite è stato scelto l'Approccio 2 Combinazione ($A1 + M1 + R3$), ottenendo un valore di progetto della resistenza R_d compresi tra 1,2 e 2,0 Kg/cmq.

Nelle ipotesi di massima di fondazioni a platea oppure a trave rovescia è stata verificata in tutti i casi la condizione di stabilità **$E_d \leq R_d$** .

I cedimenti assoluti hanno valori di modesta entità (compresi tra 0,8 e 1,2 cm); trattandosi inoltre di fondazioni appoggiate su terreni incoerenti, i cedimenti sono immediati.

ALLEGATI

Allegato 1 – Prove penetrometriche pregresse. Tabelle parametri geotecnici

Allegato 2 – Elaborati prove geofisiche pregresse

Allegato 3 – Elaborati prova penetrometrica 2022

Allegato 4 – Elaborati prova geofisica 2022

Allegato 5 – Parametri geofisici

Allegato 6 – Dati per dimensionamento fondazioni

ALLEGATO 1

PROVE PENETROMETRICHE PREGRESSE

TABELLE PARAMETRI GEOTECNICI

ALLEGATO 2

ELABORATI PROVE GEOFISICHE PREGRESSE

PROVA GEOFISICA MASW. PGT 2008

PROVE GEOFISICHE TROMINO. NUOVA SCUOLA PRIMARIA 2011

CANNETO SULL'OGLIO (MN), NUOVA SCUOLA 1

Start recording: 02/02/11 15:21:34 End recording: 02/02/11 15:51:35

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

GPS location: 010°23.0707 E, 45°09.2310 N (80.6 m)

UTC time (synchronized to the first recording sample): not available in this acquisition mode + 0 samples

Satellite no.: 05

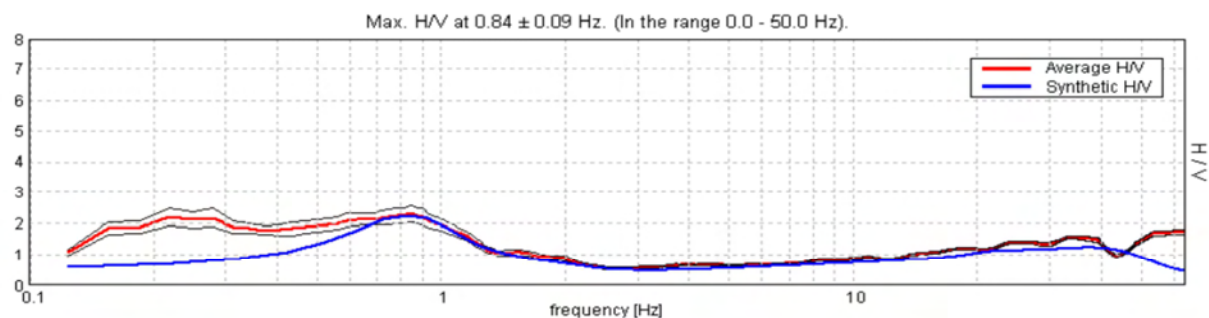
Trace length: 0h30'00". Analyzed 74% trace (manual window selection)

Sampling frequency: 128 Hz

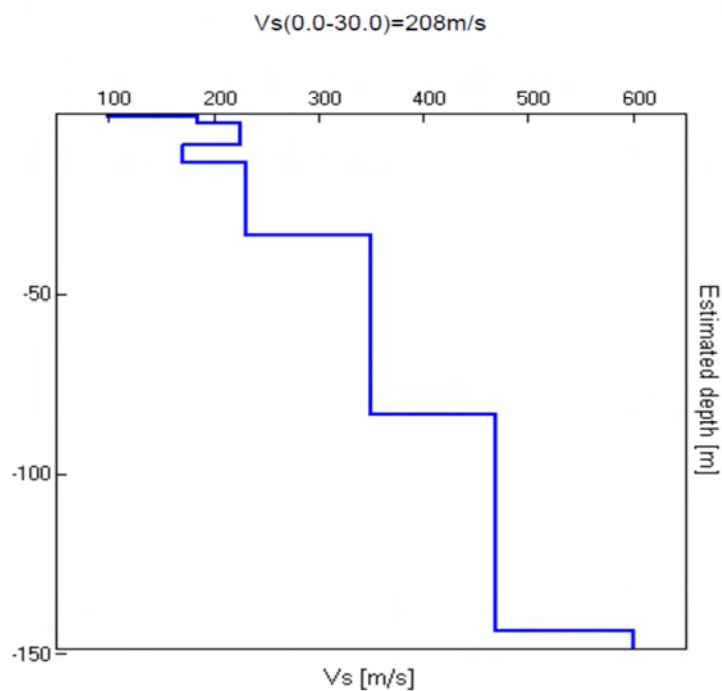
Window size: 20 s

Smoothing window: Triangular window

Smoothing: 10%



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]
0.60	0.60	100
2.40	1.80	185
8.40	6.00	225
13.40	5.00	170
33.40	20.00	230
83.40	50.00	350
143.40	60.00	470
inf.	inf.	600



CANNETO SULL'OGGIO (MN), NUOVA SCUOLA - Prova 2

Start recording: 02/02/11 15:56:21 End recording: 02/02/11 16:26:22

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

GPS location: 010°23.0709 E, 45°09.2077 N

Sistema geodetico di riferimento: WGS84

UTC time (synchronized to the first recording sample): not available in this acquisition mode + 0 samples

Satellite no.: 06

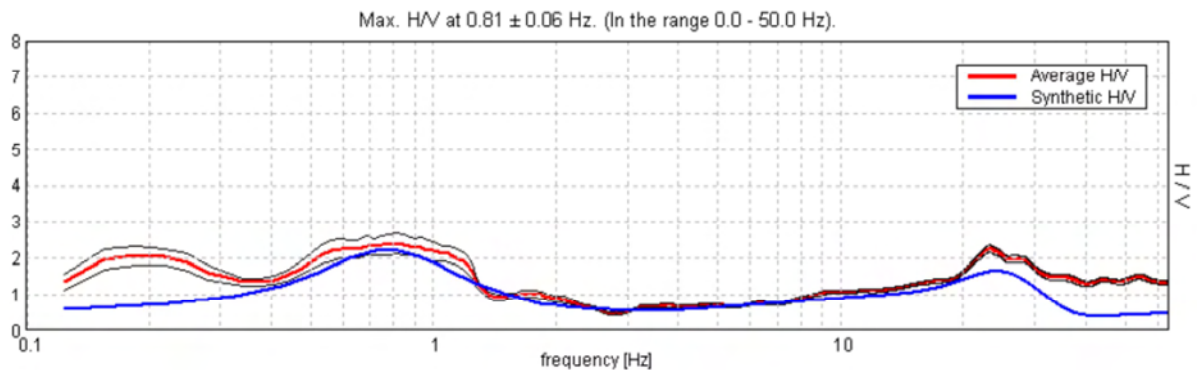
Trace length: 0h30'00". Analyzed 69% trace (manual window selection)

Sampling frequency: 128 Hz

Window size: 20 s

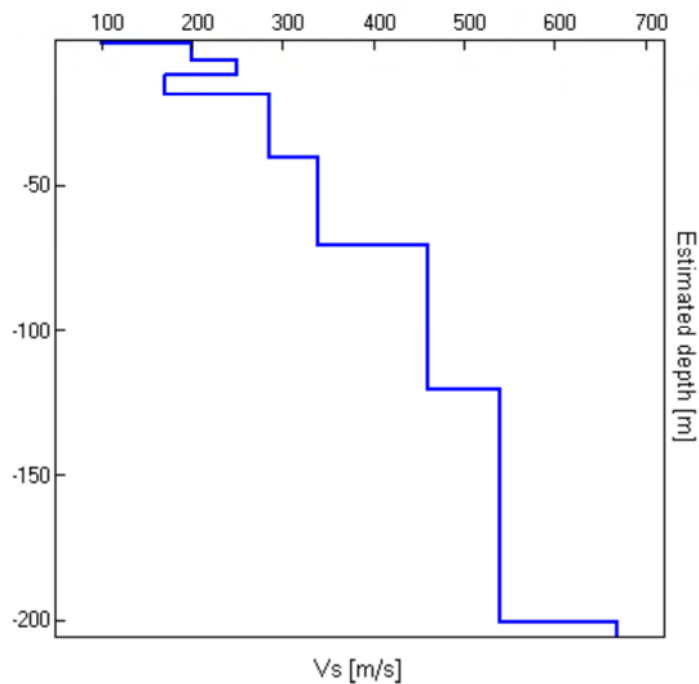
Smoothing window: Triangular window

Smoothing: 10%



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]
1.00	1.00	100
6.50	5.50	200
11.50	5.00	250
18.50	7.00	170
40.50	22.00	285
70.50	30.00	340
120.50	50.00	460
200.50	80.00	540
inf.	inf.	670

$V_s(1.4-31.4) = 227$ m/s



PROVA GEOFISICA TROMINO. AMPLIAMENTO SCOLE ELEMENTARI 2012

CANNETO SULL'OGGIO (MN), SCUOLE ELEMENTARI

Instrument: TRZ-0171/01-12

Start recording: 21/11/12 12:59:41 End recording: 21/11/12 13:25:41

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

GPS data not available

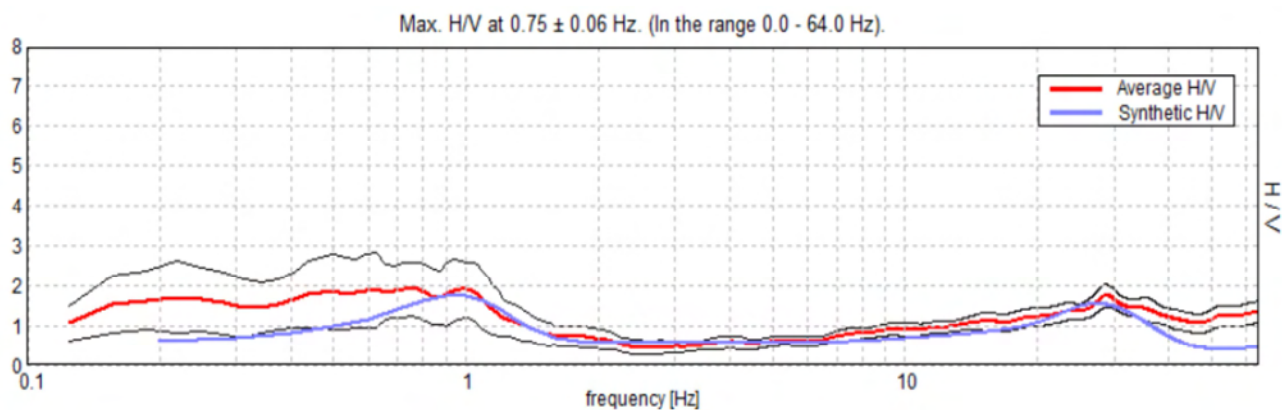
Trace length: 0h26'00". Analyzed 76% trace (manual window selection)

Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

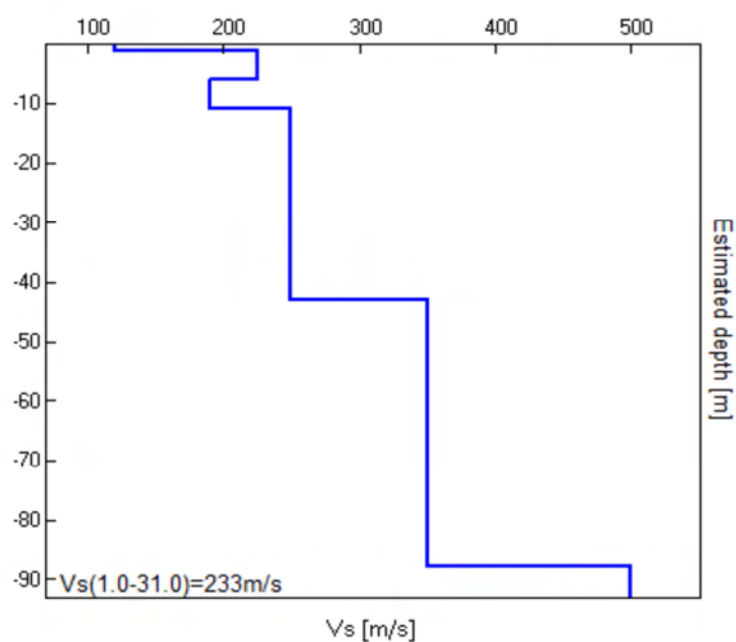
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.00	1.00	120	0.35
6.00	5.00	225	0.35
11.00	5.00	190	0.35
43.00	32.00	250	0.35
88.00	45.00	350	0.35
inf.	inf.	500	0.35

$Vs(1.0-31.0)=233\text{m/s}$



ALLEGATO 3

ELABORATI PROVA PENETROMETRICA 2022

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA **LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI**

CPT
Riferimento
Certificato
n verb. acct.

1
23-08

Committente: Comune di Canneto sull'Oglio
Cantiere: Lavori di riqualificazione edilizia residenziale pubblica - Complesso "Casa Rosa"
Località: Via G. Marconi - Canneto sull'Oglio (MN)

U.M.: kg/cm²
Data eseg. 23/08/2022
Data certificato 25/08/2022
Falda: -3.80 m da p.z.
Elaborato: 1

H m	L1 -	L2 -	Tot -	qc kg/cm²	fs kg/cm²	F -	Rf %	H m	L1 -	L2 -	Tot -	qc kg/cm²	fs kg/cm²	F -	Rf %
0.20	159.0	171.0		159.00	1.87	85	1.2								
0.40	59.0	87.0		59.00	2.40	25	4.1								
0.60	36.0	72.0		36.00	1.07	34	3.0								
0.80	41.0	57.0		41.00	1.27	32	3.1								
1.00	49.0	68.0		49.00	0.93	53	1.9								
1.20	68.0	82.0		68.00	2.67	25	3.9								
1.40	86.0	126.0		86.00	3.53	24	4.1								
1.60	93.0	146.0		93.00	4.20	22	4.5								
1.80	179.0	242.0		179.00	7.47	24	4.2								
2.00	130.0	242.0		130.00	4.40	30	3.4								
2.20	148.0	214.0		148.00	4.00	37	2.7								
2.40	137.0	197.0		137.00	3.60	38	2.6								
2.60	136.0	190.0		136.00	5.07	27	3.7								
2.80	110.0	186.0		110.00	3.13	35	2.8								
3.00	132.0	175.0		132.00	2.33	57	1.8								
3.20	155.0	190.0		155.00	2.33	67	1.5								
3.40	179.0	214.0		179.00	2.80	64	1.6								
3.60	198.0	240.0		198.00	1.13	175	0.6								
3.80	208.0	225.0		208.00	3.00	69	1.4								
4.00	138.0	183.0		138.00	3.07	45	2.2								
4.20	136.0	182.0		136.00	3.20	43	2.4								
4.40	189.0	237.0		189.00	2.53	75	1.3								
4.60	128.0	166.0		128.00	3.47	37	2.7								
4.80	134.0	186.0		134.00	1.33	101	1.0								
5.00	187.0	207.0		187.00	1.93	97	1.0								
5.20	182.0	211.0		182.00	1.80	101	1.0								
5.40	104.0	131.0		104.00	2.00	52	1.9								
5.60	121.0	151.0		121.00	2.33	52	1.9								
5.80	259.0	294.0		259.00	2.20	118	0.8								
6.00	337.0	370.0		337.00	2.93	115	0.9								
6.20	332.0	376.0		332.00	3.53	94	1.1								
6.40	333.0	386.0		333.00	2.13	156	0.6								
6.60	309.0	341.0		309.00	3.53	88	1.1								
6.80	142.0	195.0		142.00	2.07	69	1.5								
7.00	142.0	173.0		142.00	3.27	43	2.3								
7.20	167.0	216.0		167.00	2.80	60	1.7								
7.40	175.0	217.0		175.00	3.27	54	1.9								
7.60	133.0	182.0		133.00	1.93	69	1.5								
7.80	158.0	187.0		158.00	1.73	91	1.1								
8.00	105.0	131.0		105.00	2.33	45	2.2								
8.20	98.0	133.0		98.00	3.07	32	3.1								
8.40	64.0	110.0		64.00	2.33	27	3.6								
8.60	33.0	68.0		33.00	1.53	22	4.6								
8.80	17.0	40.0		17.00	0.60	28	3.5								
9.00	21.0	30.0		21.00	1.60	13	7.6								
9.20	51.0	75.0		51.00	1.60	32	3.1								
9.40	92.0	116.0		92.00	2.47	37	2.7								
9.60	65.0	102.0		65.00	2.67	24	4.1								
9.80	72.0	112.0		72.00	2.07	35	2.9								
10.00	88.0	119.0		88.00											

H = profondità
L1 = prima lettura (punta)
L2 = seconda lettura (punta + laterale)
L1 = terza lettura (totale)
CT = 10.00 costante di trasformazione

qc = resistenza punta
fs = resistenza laterale
alla stessa quota di qc
F = rapporto Begemann (qc / fs)
Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)*100

FOND65

Software by dr. Geol. Fausto Marini v.30 (02/15/04/2020)

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA **DIGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA**

CPT 1

Riferimento **23-08**

Certificato

n verb. acci.

Committente **Comune di Canneto sull'Oglio**

Cantiere **Lavori di riqualificazione edilizia residenziale pubblica - Complesso Case Popolari**

Località **Via G. Marconi - Canneto sull'Oglio (MN)**

U.M.: **kg/cm²**

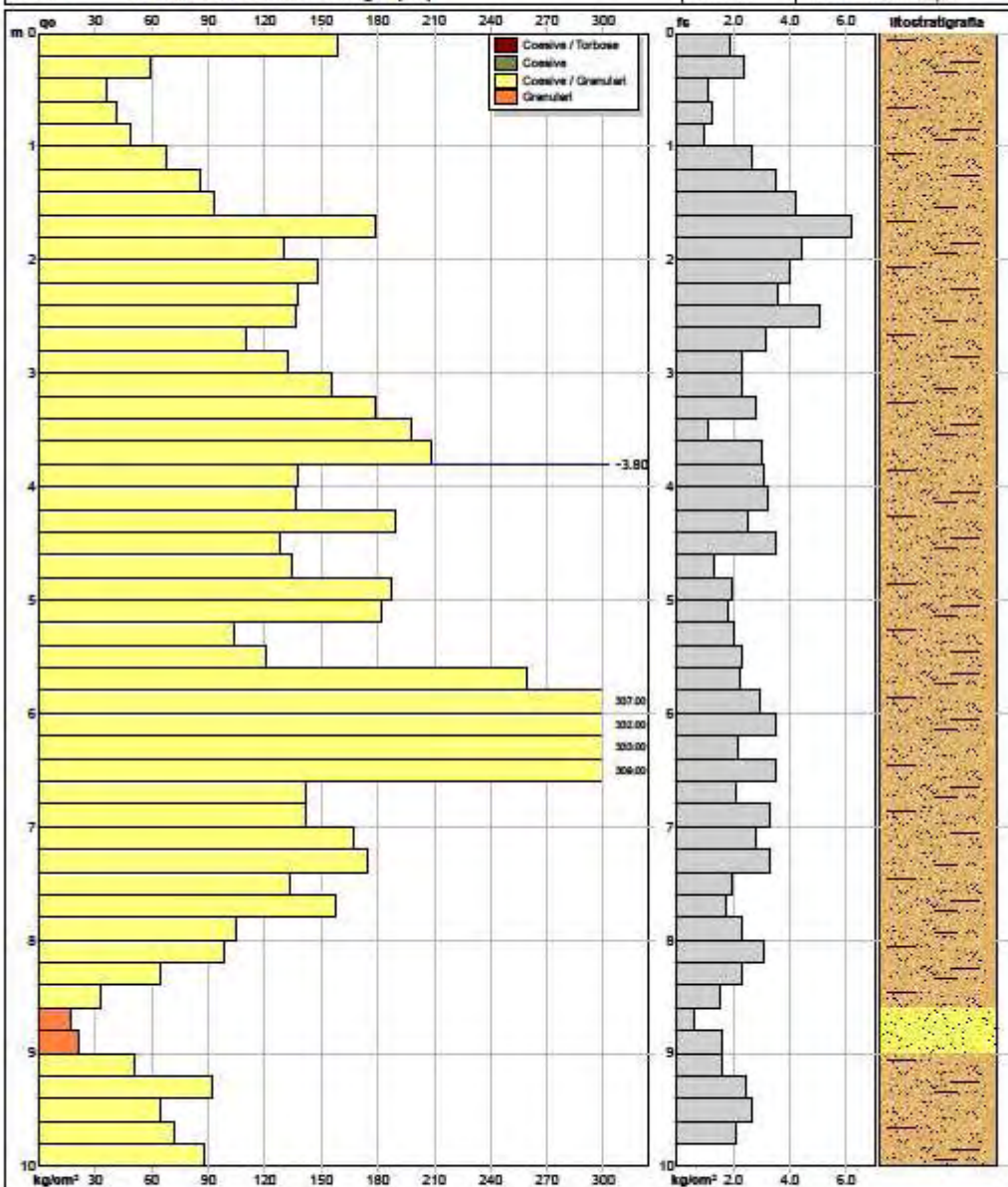
Scala: **1:50**

Elaborato **1**

Data exec. **23/08/2022**

Data certificato **25/08/2022**

Quota inizio: **Falda -3.80 m da p.c.**



Litology: **Begemann [qc + qc/fs] 4 Zone**

Penetrometro: **TG63-2008bat**

Responsabile:

Assistente:

preforo **m**

Corr.astine: **kg/ml**

Cod. tip:

FON065

Software by dott. Geol. Diego Martin (+39 0425 940030)

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA **DIAGRAMMI LITOLOGIA**

CPT 1

Riferimento **23-08**

Certificato

n verb. acct.

Committente Comune di Canneto sull'Oglio

Cantiere Lavori di riqualificazione edilizia residenziale pubblica - Complesso "Casa delle

Località Via G. Marconi - Canneto sull'Oglio (MN)

U.M.: kg/cm²

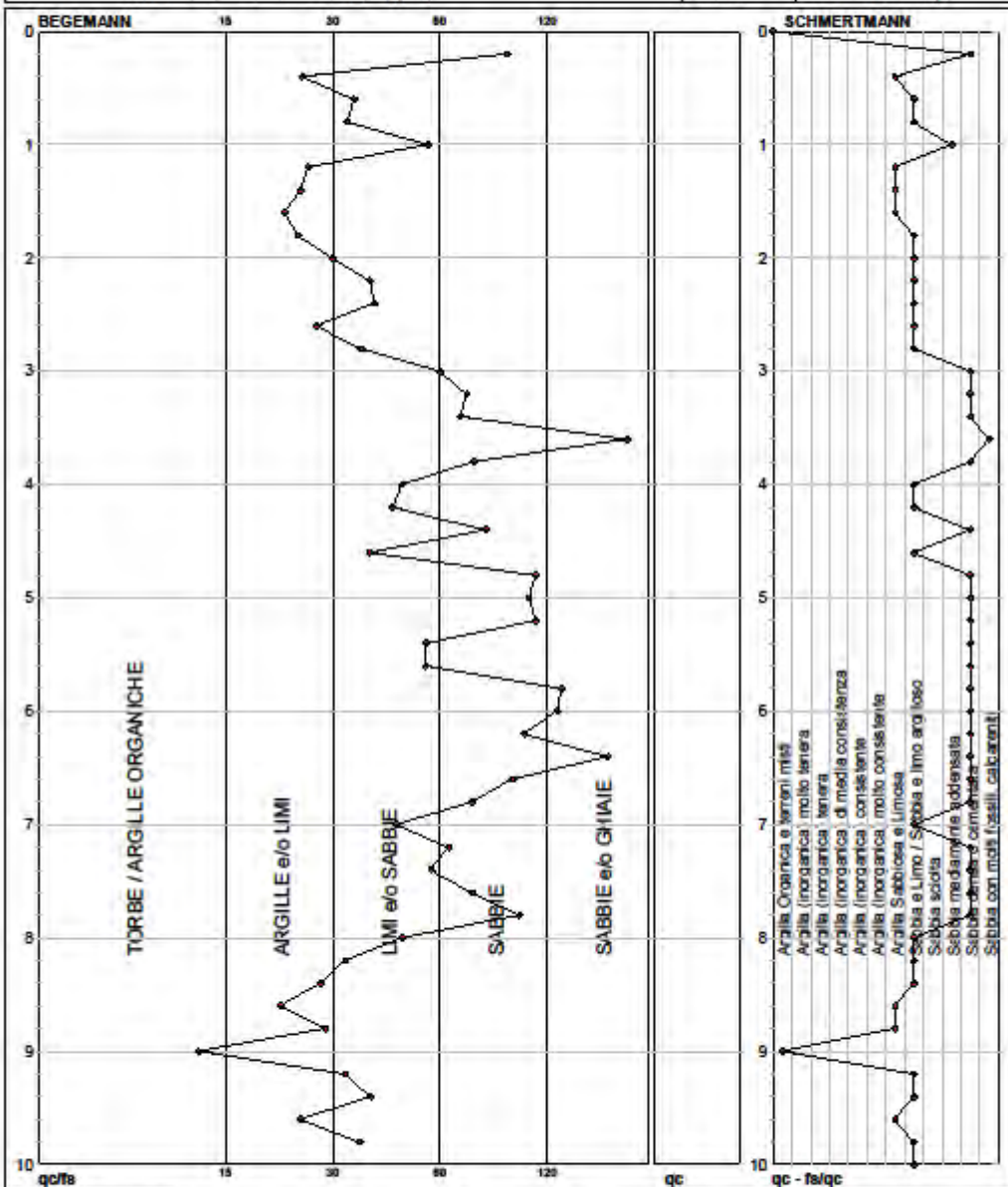
Scala: 1:50

Elaborato

Data esec. 23/08/2022

Data certificato 25/08/2022

Falda -3.80 m d.a.p.c.



• 23-08 [1]: 10.00 m

FOND55

Software by: dott. Geol. Fausto Marini +39 0215 540030

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA										CPT		1											
PARAMETRI GEOTECNICI										Riferimento		23-08											
										Certificato													
										n verb. acct.													
Committente	Comune di Canneto sull'Oglio								U.M.:	kg/cm²	Data eseg.	23/08/2022											
Cantiere	Lavori di riqualificazione edilizia residenziale pubblica - Complesso "Case Rosse"								Pagina	1	Data certificato	25/08/2022											
Località	Via G. Marconi - Canneto sull'Oglio (MN)								Elaborato		Falda	-3.80 m da p.c.											
NATURA COESIVA										NATURA GRANULARE													
H	qc	qc/fs	zone	γ'	σ'vo	Vs	Cu	OCR	Eu50	Eu25	Mo	Dr	Sc	Ca	Ko	DB	DM	Me	E'50	E'25	Mo	FL1	FL2
m	U.M.			t/m³	U.M.	m/s	U.M.	%	U.M.	U.M.	U.M.	%	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	U.M.	U.M.	U.M.		
0.20	159.00	85.03	3	2.09	0.04		—	—	—	—	—	100	43	51	49	45	45	36	265.0	397.5	477.0	—	—
0.40	59.00	24.58	4	2.02	0.08		1.97	99.9	334.3	501.5	177.0	100	43	42	40	37	45	32	98.3	147.5	177.0	—	—
0.60	36.00	33.64	3	1.89	0.12		—	—	—	—	—	89	42	38	35	33	42	30	60.0	90.0	108.0	—	—
0.80	41.00	32.28	3	1.90	0.16		—	—	—	—	—	86	42	37	35	32	41	30	68.3	102.5	123.0	—	—
1.00	49.00	52.69	3	1.92	0.20		—	—	—	—	—	87	42	37	35	32	41	31	81.7	122.5	147.0	—	—
1.20	68.00	25.47	4	2.02	0.24		2.27	99.9	385.3	578.0	204.0	94	43	38	35	33	42	32	113.3	170.0	204.0	—	—
1.40	86.00	24.36	4	2.04	0.28		2.87	99.9	487.3	731.0	258.0	98	43	38	36	33	42	33	143.3	215.0	258.0	—	—
1.60	93.00	22.14	4	2.04	0.32		3.10	99.9	527.0	790.5	279.0	97	43	38	35	33	42	33	155.0	232.5	279.0	—	—
1.80	179.00	23.96	4	2.11	0.36		5.97	99.9	1014.3	1521.5	537.0	100	43	41	38	35	44	37	298.3	447.5	537.0	—	—
2.00	130.00	29.55	4	2.07	0.40		4.33	99.9	736.7	1105.0	390.0	100	43	38	36	33	42	35	216.7	325.0	390.0	—	—
2.20	148.00	37.00	3	2.07	0.44		—	—	—	—	—	100	43	39	36	34	42	36	246.7	370.0	444.0	—	—
2.40	137.00	38.06	3	2.06	0.48		—	—	—	—	—	100	43	38	35	33	42	35	228.3	342.5	411.0	—	—
2.60	136.00	26.82	4	2.08	0.53		4.53	92.7	770.7	1156.0	408.0	98	43	37	35	32	41	35	226.7	340.0	408.0	—	—
2.80	110.00	35.14	3	2.02	0.57		—	—	—	—	—	89	42	36	33	31	40	34	183.3	275.0	330.0	—	—
3.00	132.00	56.65	3	2.05	0.61		—	—	—	—	—	94	42	36	34	32	40	35	220.0	330.0	396.0	—	—
3.20	155.00	66.52	3	2.08	0.65		—	—	—	—	—	98	43	37	34	32	41	36	258.3	387.5	465.0	—	—
3.40	179.00	63.93	3	2.12	0.69		—	—	—	—	—	100	43	37	35	32	41	37	298.3	447.5	537.0	—	—
3.60	198.00	175.22	3	2.15	0.73		—	—	—	—	—	100	43	38	35	33	41	38	330.0	495.0	594.0	—	—
3.80	208.00	69.33	3	1.15	0.76		—	—	—	—	—	100	43	38	35	33	41	38	346.7	520.0	624.0	—	—
4.00	138.00	44.95	3	1.06	0.78		—	—	—	—	—	89	42	35	33	31	40	36	230.0	345.0	414.0	—	—
4.20	136.00	42.50	3	1.05	0.80		—	—	—	—	—	88	42	35	33	30	39	35	226.7	340.0	408.0	—	—
4.40	189.00	74.70	3	1.13	0.82		—	—	—	—	—	89	43	37	34	32	41	37	315.0	472.5	567.0	—	—
4.60	128.00	36.89	3	1.04	0.84		—	—	—	—	—	85	41	35	32	30	39	35	213.3	320.0	384.0	—	—
4.80	134.00	100.75	3	1.05	0.86		—	—	—	—	—	86	42	35	32	30	39	35	223.3	335.0	402.0	—	—
5.00	187.00	96.89	3	1.13	0.89		—	—	—	—	—	96	43	36	34	31	40	37	311.7	467.5	561.0	—	—
5.20	182.00	101.11	3	1.12	0.91		—	—	—	—	—	95	43	36	33	31	40	37	303.3	455.0	546.0	—	—
5.40	104.00	52.00	3	1.01	0.93		—	—	—	—	—	75	40	33	30	28	38	34	173.3	260.0	312.0	—	—
5.60	121.00	51.93	3	1.03	0.95		—	—	—	—	—	80	41	34	31	29	38	35	201.7	302.5	363.0	—	—
5.80	259.00	117.73	3	1.15	0.97		—	—	—	—	—	100	43	37	35	32	41	39	431.7	647.5	777.0	—	—
6.00	337.00	115.02	3	1.15	1.00		—	—	—	—	—	100	43	39	36	34	42	40	561.7	842.5	1011.0	—	—
6.20	332.00	94.05	3	1.15	1.02		—	—	—	—	—	100	43	39	36	33	42	40	553.3	830.0	996.0	—	—
6.40	333.00	166.34	3	1.15	1.04		—	—	—	—	—	100	43	38	36	33	42	40	555.0	832.5	999.0	—	—
6.60	309.00	87.54	3	1.15	1.06		—	—	—	—	—	100	43	38	35	33	42	40	515.0	772.5	927.0	—	—
6.80	142.00	68.60	3	1.06	1.09		—	—	—	—	—	82	41	34	31	29	38	36	236.7	355.0	426.0	—	—
7.00	142.00	43.43	3	1.06	1.11		—	—	—	—	—	82	41	34	31	29	38	36	236.7	355.0	426.0	—	—
7.20	167.00	59.64	3	1.10	1.13		—	—	—	—	—	87	42	35	32	30	39	37	278.3	417.5	501.0	—	—
7.40	175.00	53.52	3	1.11	1.15		—	—	—	—	—	88	42	35	32	30	39	37	291.7	437.5	525.0	—	—
7.60	133.00	68.91	3	1.05	1.17		—	—	—	—	—	78	41	33	30	28	38	35	221.7	332.5	399.0	—	—
7.80	158.00	91.33	3	1.09	1.19		—	—	—	—	—	83	41	34	31	29	38	36	263.3	395.0	474.0	—	—
8.00	105.00	45.06	3	1.01	1.21		—	—	—	—	—	69	40	32	29	27	36	34	175.0	262.5	315.0	—	—
8.20	98.00	31.92	3	1.00	1.23		—	—	—	—	—	66	39	31	29	27	36	34	163.3	245.0	294.0	—	—
8.40	64.00	27.47	4	1.02	1.25		2.13	12.2	362.7	544.0	192.0	51	37	29	26	25	33	32	106.7	160.0	192.0	—	—
8.60	33.00	21.57	4	0.97	1.27		1.10	5.2	349.1	523.7	99.0	28	35	26	23	21	29	29	55.0	82.5	99.0	—	—
8.80	17.00	28.33	2	0.97	1.29		0.72	3.0	354.8	532.2	54.1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9.00	21.00	13.13	4	0.93	1.31		0.82	3.5	370.1	555.1	63.0	12	33	24	20	19	27	27	35.0	52.5	63.0	—	—
9.20	51.00	31.88	3	0.92	1.33		—	—	—	—	—	42	36	28	25	23	32	31	85.0	127.5	153.0	—	—
9.40	92.00	37.25	3	0.99	1.35		—	—	—	—	—	62	39	31	28	26	35	33	153.3	230.0	276.0	—	—
9.60	65.00	24.34	4	1.02	1.37		2.17	11.1	368.3	552.5	195.0	49	37	29	26	24	33	32	108.3	162.5	195.0	—	—
9.80	72.00	34.78	3	0.95	1.39		—	—	—	—	—	53	38	29	26	25	33	32	120.0	180.0	216.0	—	—
10.00	88.00	—	3	0.98	1.41		—	—	—	—	—	59	38	30	27	26	34	33	146.7	220.0	264.0	—	—

FON065

Software by dott. Geol. Diego Merlin +39 0425-840820

ALLEGATO 4

ELABORATI PROVA GEOFISICA 2022

CANNETO SULL'OGLIO (MN), VIA G. MARCONI

Instrument: TRZ-0171/01-12

Data format: 16 byte

Full scale [mV]: n.a.

Start recording: 23/08/22 07:58:00 End recording: 23/08/22 08:27:59

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h30'00". Analyzed 98% trace (manual window selection)

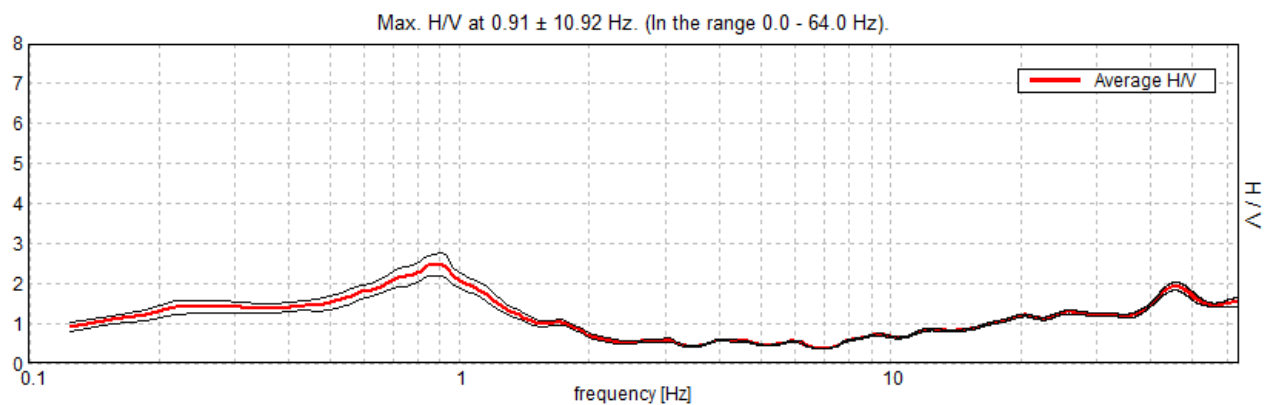
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

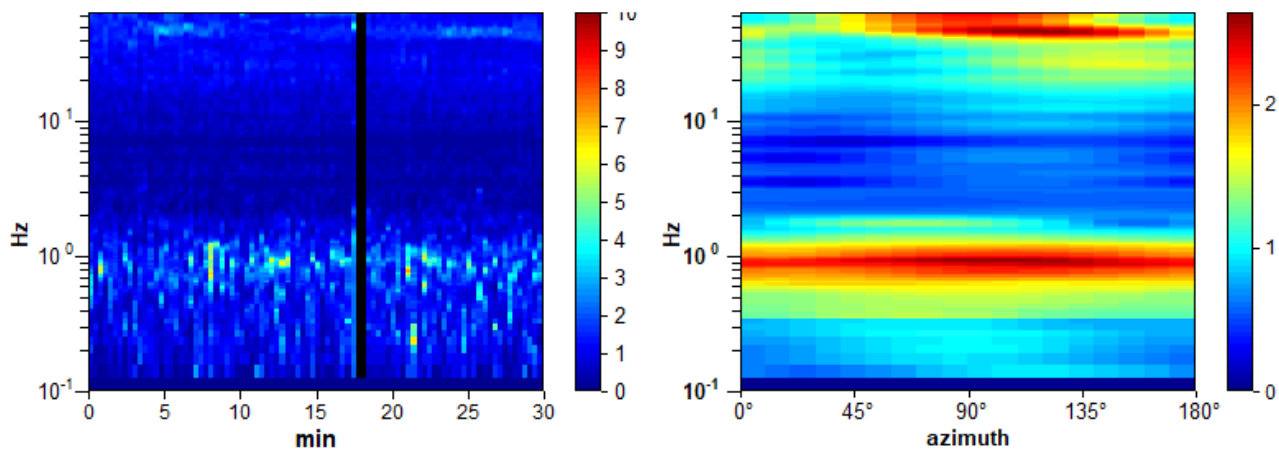
Smoothing: 10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

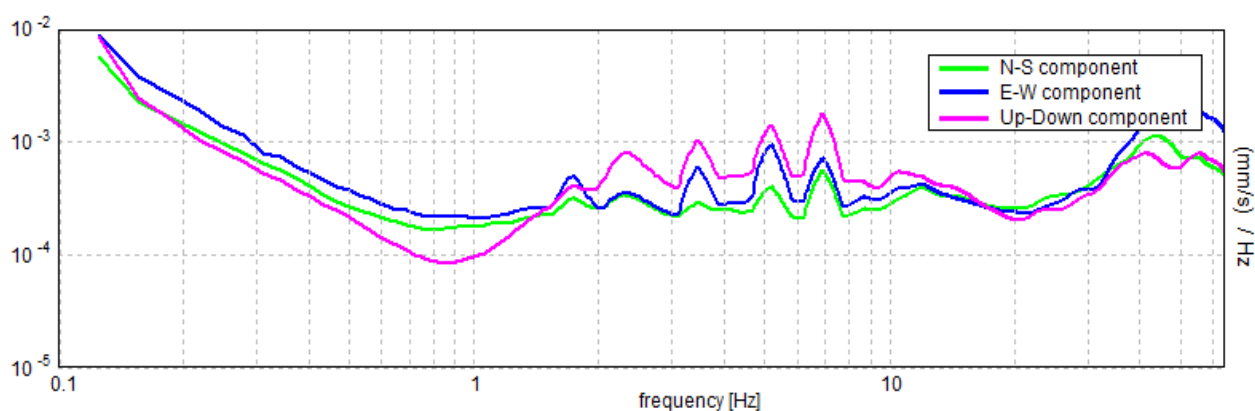


H/V TIME HISTORY

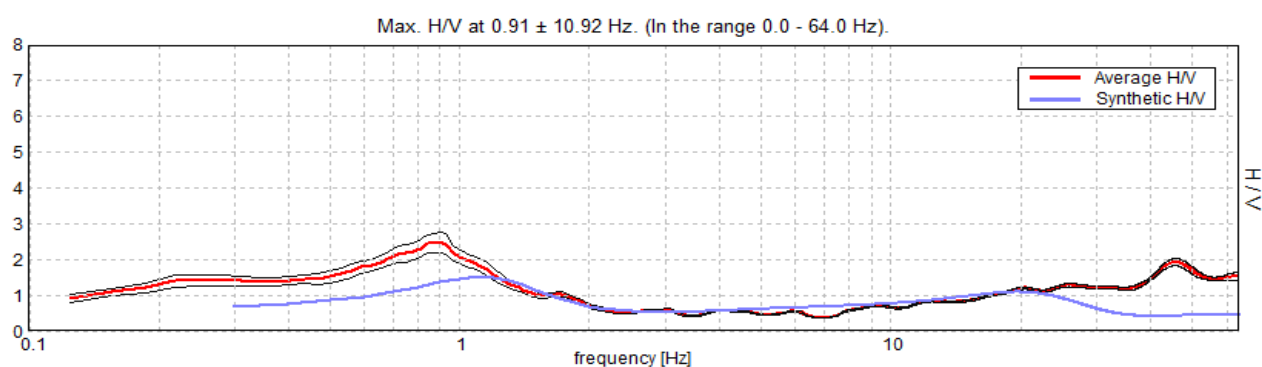
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA

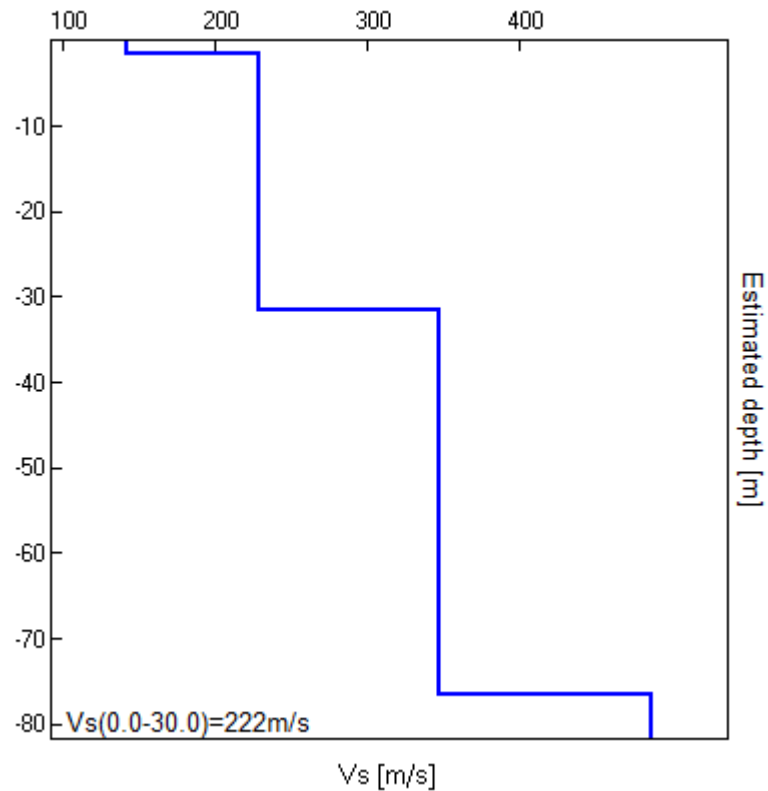


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.60	1.60	143	0.40
31.60	30.00	229	0.35
76.60	45.00	348	0.30
inf.	inf.	487	0.30

$V_s(0.0-30.0)=222\text{m/s}$



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

Max. H/V at 0.91 ± 10.92 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.91 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$1595.0 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 44 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.375 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.47 > 2$	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 12.05246 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$10.92255 < 0.13594$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2884 < 2.0$	OK	


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


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


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

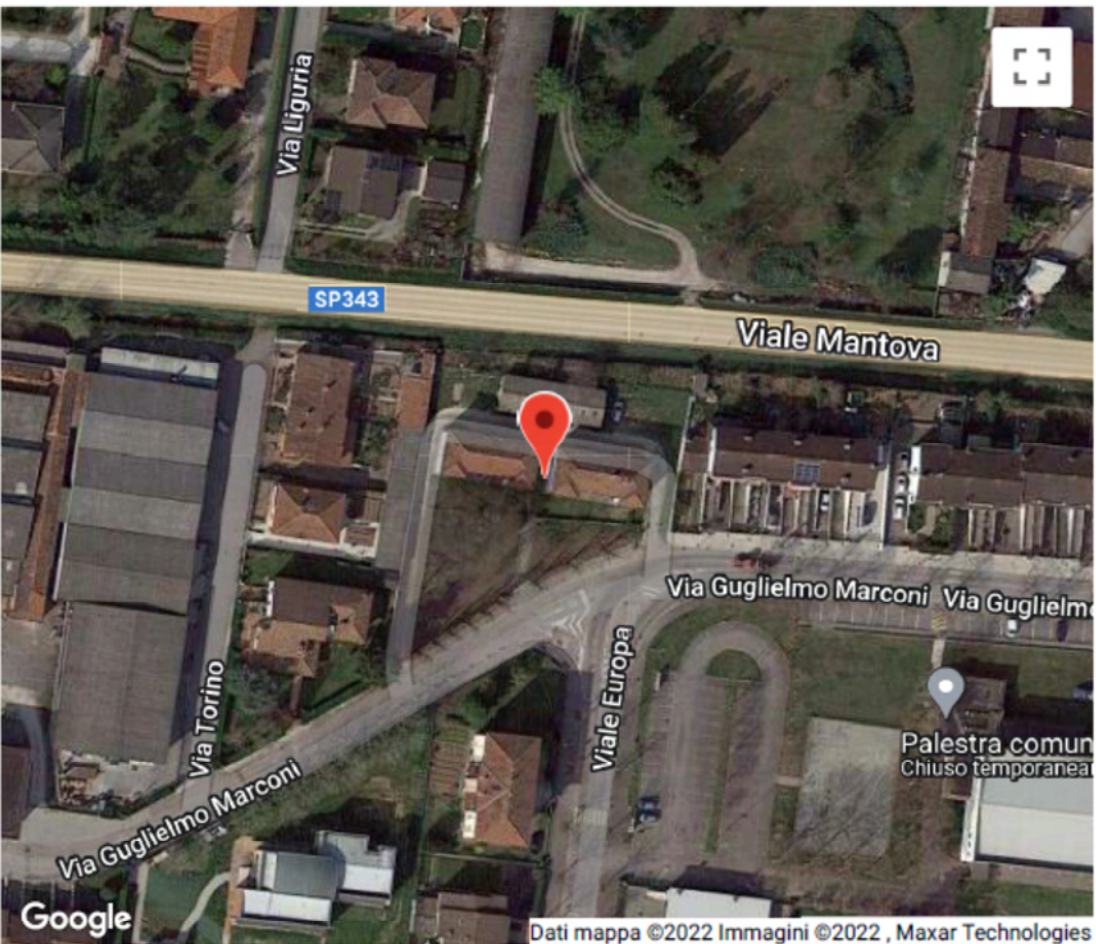
ALLEGATO 5

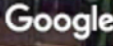
PARAMETRI GEOFISICI

 Via G. Marconi - Canneto sull'Oglio

WGS84: Lat 45.154887 - Lng 10.383228 

ED50: Lat 45.155818 - Lng 10.384254 



 Dati mappa ©2022 Immagini ©2022, Maxar Technologies

☒ Visualizza vertici della maglia di appartenenza

Stati limite



Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...



Vita Nominale

50



Interpolazione

Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.033	2.550	0.215
Danno (SLD)	50	0.039	2.568	0.248
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.086	2.587	0.303
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.110	2.597	0.307
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici



Tipo

Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

1

us (m)

0.1

Cat. Sottosuolo

Cat. Topografica

C ▼

T1 ▼

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
CC Coeff. funz categoria	1,74	1,66	1,56	1,55
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.010	0.012	0.026	0.040
kv	0.005	0.006	0.013	0.020
Amax [m/s²]	0.483	0.577	1.272	1.625
Beta	0.200	0.200	0.200	0.240

ALLEGATO 6

DATI PER DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI

DATI PER DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI

FONDAZIONE A PLATEA DEL SINGOLO CORPO DI FABBRICA

Dimensione dell'edificio: long. x trasv. = 18.9 m x 9.2 m

Dimensione della fondazione: long. x trasv. = 20.4 m x 10.7 m

Imposta della fondazione 1.0 m da p.c.

Carichi complessivi al piede dell'edificio

Incidenza del peso proprio della fondazione e dei carichi del P.T.:

in rara	$1800/10000 = 0.180 \text{ daN/cm}^2$
in SLU	$2450/10000 = 0.245 \text{ daN/cm}^2$
in SLV	$1800/10000 = 0.166 \text{ daN/cm}^2$

Carico strutturale 365 t

Carico permanente 94 t

Carico accidentale 44 t

Carico neve 21 t (non presente in combinazione sismica)

Taglio sismico long. 43 t $M_y = 22.8 \cdot 10^6 \text{ daN cm}$ in SLV

Taglio sismico trasv. 44 t $M_x = 23.3 \cdot 10^6$ daN cm in SLV

Carichi complessivi applicati in centro alla platea

Carico statico: $365 \text{ t} \times 1.30 + 94 \text{ t} \times 1.50 + 44 \text{ t} \times 1.50 + 21 \text{ t} \times (0 \times 1.50) = \mathbf{681.5 \text{ t}}$ **SLU**
Ecc. accidentale long. = $18.9 \times 3\% = 0.57$ => 57 cm
Ecc. accidentale trasv. = $9.2 \times 3\% = 0.28$ => 28 cm

Carico sismico long.: $365 \text{ t} + 94 \text{ t} + 44 \text{ t} \times 0.30 + 21 \text{ t} \times (0) = \mathbf{472.2 \text{ t}}$ **SLV**
Tlong = 43 t
Ecc. sism. long. = $57 + 22.8 \cdot 10^6 / 472.2 = 105 \text{ cm}$ => 105 cm
30% x Ttrasv = 13.2 t
Ecc. sism. trasv. = $28 + 30\% \times 23.3 \cdot 10^6 / 472.2 = 43 \text{ cm}$ => 43 cm

Carico sismico trasv.: $365 \text{ t} + 94 \text{ t} + 44 \text{ t} \times 0.30 + 21 \text{ t} \times (0) = \mathbf{472.2 \text{ t}}$ **SLV**
30% Tlong = 43 t
Ecc. sism. long. = $57 + 30\% \times 22.8 \cdot 10^6 / 472.2 = 72 \text{ cm}$ => 72 cm
Ttrasv = 13.2 t
Ecc. sism. trasv. = $28 + 23.3 \cdot 10^6 / 472.2 = 77 \text{ cm}$ => 77 cm

FONDAZIONE A TRAVE ROVESCIA

1^ IPOTESI: Imposta della fondazione a circa 1 m da p.c. (sabbia fine limosa)

CASO 1

Larghezza della fondazione 1.0 m.

Incidenza del peso proprio della fondazione e dei carichi del P.T.:

in rara	$1600/100 = 16 \text{ daN/cm}$
in SLU	$2100/100 = 21 \text{ daN/cm}$
in SLV	$1600/100 = 16 \text{ daN/cm}$

Carico strutturale	5.12 t/m	
Carico permanente	1.24 t/m	
Carico accidentale	0.42 t/m	
Carico neve	0.23 t/m (non presente in combinazione sismica)	
Taglio sismico long.	1.04 t/m	in SLV

Carichi di progetto

Carico statico: $5.12 \text{ t} \times 1.30 + 1.24 \text{ t} \times 1.50 + 0.42 \text{ t} \times 1.50 + 0.23 \text{ t} \times (0 \times 1.50) = \mathbf{9.15 \text{ t/m}}$ **SLU**

Carico sismico: $5.12 \text{ t} + 1.24 \text{ t} + 0.42 \text{ t} + 0.23 \text{ t} \times (0) = \mathbf{6.78 \text{ t/m}}$ **SLV**
Tlong = 1.04 t/m

CASO 2

Larghezza della fondazione 1.4 m.

Incidenza del peso proprio della fondazione e dei carichi del P.T.:

in rara	$2000/100 = 20 \text{ daN/cm}$
in SLU	$2600/100 = 26 \text{ daN/cm}$
in SLV	$2000/100 = 20 \text{ daN/cm}$

Carico strutturale	6.54 t/m	
Carico permanente	2.03 t/m	
Carico accidentale	1.02 t/m	
Carico neve	0.40 t/m (non presente in combinazione sismica)	
Taglio sismico long.	1.52 t/m	in SLV

Carichi di progetto

Carico statico: $6.54 \text{ t} \times 1.30 + 2.03 \text{ t} \times 1.50 + 1.02 \text{ t} \times 1.50 + 0.40 \text{ t} \times (0 \times 1.50) = \mathbf{13.01 \text{ t/m}}$ **SLU**

Carico sismico: $6.54 \text{ t} + 2.03 \text{ t} + 1.02 \text{ t} + 0.40 \text{ t} \times (0) = \mathbf{9.59 \text{ t/m}}$ **SLV**
Tlong = 1.52 t/m

Questa prima ipotesi, rispetto a quella successiva, sarebbe preferibile per contenere i costi di realizzazione delle fondazioni, a patto che, i cedimenti teorici, risultino compatibili con le opere.

FONDAZIONE A TRAVE ROVESCIA

2^ IPOTESI: Imposta della fondazione a circa 1.5 m da p.c. (sabbia fine debolmente limosa)

CASO 1

Larghezza della fondazione 1.0 m.

Incidenza del peso proprio della fondazione e dei carichi del P.T.:

in rara	$2100/100 = 21 \text{ daN/cm}$
in SLU	$2700/100 = 27 \text{ daN/cm}$
in SLV	$2100/100 = 21 \text{ daN/cm}$

Carico strutturale	5.12 t/m
Carico permanente	1.24 t/m
Carico accidentale	0.42 t/m
Carico neve	0.23 t/m (non presente in combinazione sismica)
Taglio sismico long.	1.04 t/m in SLV

Carichi di progetto

Carico statico: $5.12 \text{ t} \times 1.30 + 1.24 \text{ t} \times 1.50 + 0.42 \text{ t} \times 1.50 + 0.23 \text{ t} \times (0 \times 1.50) = \mathbf{9.15 \text{ t/m}}$ **SLU**

Carico sismico: $5.12 \text{ t} + 1.24 \text{ t} + 0.42 \text{ t} + 0.23 \text{ t} \times (0) = \mathbf{6.78 \text{ t/m}}$ **SLV**
Tlong = 1.04 t/m

CASO 2

Larghezza della fondazione 1.4 m.

Incidenza del peso proprio della fondazione e dei carichi del P.T.:

in rara	$2500/100 = 25 \text{ daN/cm}$
in SLU	$3300/100 = 33 \text{ daN/cm}$
in SLV	$2500/100 = 25 \text{ daN/cm}$

Carico strutturale	6.54 t/m
Carico permanente	2.03 t/m
Carico accidentale	1.02 t/m
Carico neve	0.40 t/m (non presente in combinazione sismica)
Taglio sismico long.	1.52 t/m in SLV

Carichi di progetto

Carico statico: $6.54 \text{ t} \times 1.30 + 2.03 \text{ t} \times 1.50 + 1.02 \text{ t} \times 1.50 + 0.40 \text{ t} \times (0 \times 1.50) = \mathbf{13.01 \text{ t/m}}$ **SLU**

Carico sismico: $6.54 \text{ t} + 2.03 \text{ t} + 1.02 \text{ t} + 0.40 \text{ t} \times (0) = \mathbf{9.59 \text{ t/m}}$ **SLV**
Tlong = 1.52 t/m