INDAGINE GEOGNOSTICA E GEOFISICA A SUPPORTO PROGETTAZIONE INTERVENTO "AREA FESTE" NELL'AMBITO DELLA RIQUALIFICAZIONE DEL COMPLESSO SPORTIVO SITO IN VIA PIAVE DEL TERRITORIO COMUNALE DI CASTRONNO (VA)

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

(ai sensi della D.G.R. 2611/11 e D.M. 17 gennaio 2018)

COMMITTENTE

Comune di Castronno

Piazza del Comune, 1

21040 Castronno (VA)

VARESE, agosto 2020

SB/14/20

STUDIO GEOTECNICO BARATTI di Baratti Simona

21100 VARESE -Via Staurenghi, 24-Tel.0332.234651-Fax 0332.216063 e-mail: info@studiobaratti.com

INDICE

1.0 PREMESSA…… pag. 1

2.0 DESCRIZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA, DI PERMEABILITA' E GEOFISICA

2.1 Sondaggio geognostico…… pag. 3

2.2 Prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile …… pag. 3

2.3 Prospezione geofisica (MASW)…… pag. 4

3.0 INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

3.1 Inquadramento geologico e geomorfologico…… pag. 5

3.2 Inquadramento idrogeologico…… pag. 7

4.0 VINCOLI, PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE E FATTIBILITA'

4.1 Vincoli…… pag. 8

4.2 Pericolosità sismica locale…… pag. 11

4.3 Fattibilità geologica…… pag. 12

5.0 CARATTERIZZAZIONE SISMICA…… pag. 13

5.1 Categoria di sottosuolo di fondazione e condizioni topografiche…… pag. 13

5.2 Analisi sismica di secondo livello …… pag. 14

5.3 Parametri sismici…… pag. 16

5.4 Suscettibilità alla liquefazione…… pag. 18

6.0 RISULTANZE INDAGINE GEOGNOSTICO-GEOFISICA

6.1 Assetto litostratigrafico e connotazioni litologiche di dettaglio …… pag. 19

6.2 Connotazioni idrogeologiche di dettaglio…… pag. 19

6.3 Conducibilità idraulica dei depositi insaturi superficiali…… pag. 19

6.4 Stato di addensamento dei terreni investigati…… pag. 21

6.5 Caratterizzazione geomeccanica …… pag. 22

7.0 ASPETTI GEOTECNICO-FONDAZIONALI…… pag. 23

7.1 Resistenza di progetto allo stato limite ultimo in condizioni statiche…… pag. 23

7.2 Stima cedimento assoluto…… pag. 24

7.3 Fronti di scavo…… pag. 26

8.0 ASPETTI GEOTECNICO-FONDAZIONALI…… pag. 27

ALLEGATI……da n.01 a n.05

APPENDICE – Prospezione geofisica (MASW)

1.0 PREMESSA

In questa sede si espongono le risultanze dell'indagine geognostico-geofisica condotta sull'area interessata dal progetto di riqualificazione del complesso sportivo sito in Via Piave del territorio comunale di Castronno (VA).

Come noto in questa sede preliminare, nell'ambito della riqualificazione del complesso sportivo, il primo intervento di progetto prevede la realizzazione dell'area feste con dismissione del campo in terra rossa e la realizzazione di un edificio, costituito da un solo piano fuori-terra, con dimensioni in pianta di 10,19 m x 12,19 m ed altezza di 3,7 metri. La copertura dell'edificio (con dimensioni di 20 m x 31 m), affidata a pilastri, realizza un ampio portico coperto che si affaccia su un'area a prato estesa a tutta la superficie occupata dal campo attuale.

La campagna di indagini è consistita negli accertamenti di seguito indicati.

- Esecuzione di un sondaggio, a carotaggio continuo, completo di prove SPT in foro, condotto fino alla profondità di 10 m da piano campagna. Il sondaggio, ubicato in prossimità del declivio, in posizione centrale rispetto allo sviluppo del complesso sportivo, ha accertato l'assetto litostratigrafico, le condizioni idrogeologiche locali e lo stato di addensamento dei terreni ai fini della loro caratterizzazione geomeccanica.
- Esecuzione di n. 2 prove di permeabilità Lefranc, a carico variabile, per la determinazione della permeabilità dei terreni nell'ambito delle profondità di interesse per l'eventuale realizzazione di interventi per l'infiltrazione e la dispersione delle acque meteoriche nei primi strati del sottosuolo.
- Esecuzione di una prospezione geofisica (MASW) per la determinazione della velocità delle onde di taglio S ai fini dell'individuazione della categoria di sottosuolo e per l'approfondimento sismico di 2° livello, condotto ai sensi della D.G.R. 2616/2011.

Nel presente lavoro sono inoltre esposti gli aspetti relativi all'inquadramento geologico, vincoli, pericolosità sismica locale e fattibilità geologica delle azioni di piano attribuiti all'area in esame dallo studio della *Componente geologica, idrogeologica e sismica*[1] di supporto al P.G.T. comunale.

Costituiscono parte integrante della presente Relazione geologico-geotecnica (redatta ai sensi della D.G.R. 2611/11 e del D.M. 17 gennaio 2018) i sotto elencati allegati ed appendici, a cui si rimanda per la lettura di dettaglio e per la visualizzazione grafico-fotografica dei dati acquisiti dell'indagine effettuata.

[1] "A*ggiornamento dello Studio geologico ai fini della predisposizione dello strumento urbanistico comunale Piano di Governo del Territorio – P.G.T.- L.R. n. 12/2005 - D.G.R. n. 8/1566 del 22.12.2005"* redatto a firma del Dott. Geol. Alberto Venegoni in data 09/2008.

- Fotografia con postazione punto di sondaggio S1,
  .....Allegato n.01
- Descrizione stratigrafica sondaggio geognostico S1,
  Scala 1:100,..... Allegato n.02
- Fotografie dei reperti di carotaggio del sondaggio geognostico S1
  .....Allegato n.03
- Diagramma tempi/abbassamenti prova di permeabilità S1-P1 nel foro di sondaggio S1,
  .....Allegato n.04
- Diagramma tempi/abbassamenti prova di permeabilità S1-P2 nel foro di sondaggio S1,
  ..... Allegato n.05

APPENDICE – Rapporto tecnico prospezione geofisica (MASW)

2.0 DESCRIZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA, DI PERMEABILITA' E GEOFISICA

2.1 Sondaggio geognostico

In data 19.07.20 è stato eseguito, sotto nostro controllo/assistenza, un sondaggio geognostico, a denominazione S1, condotto, a carotaggio continuo, Ø 101 mm, foro rivestito Ø 127 mm, con carotiere semplice, da piano campagna fino alla profondità di 10,0 metri. Il sondaggio è stato ubicato in posizione centrale rispetto al complesso sportivo.

All'interno del foro di sondaggio sono state eseguite complessivamente n. 6 prove di resistenza alla penetrazione secondo SPT (Standard Penetration Test) con punta chiusa, essendo stati riscontrati terreni sabbioso-limoso con ghiaia e ciottoli.

Le profondità di esecuzione delle prove SPT, il numero dei colpi (N1, N2, N3) necessari per infiggere la punta in tre tratti consecutivi di terreno pari a 15 cm ciascuno ed il rispettivo valore N_{SPT}, ricavato sommando il numero di colpi necessari per penetrare nel secondo e nel terzo tratto (N_{SPT}= N2+N3), risultano come sotto tabulati.

PROFONDITA'	N1	N2	N3	N_{SPT}
1,50÷1,95 m	5	4	3	7
3,30÷3,45 m	>65R	/	/	>65R
4,50÷4,95 m	3	6	7	13
6,00÷6,45 m	13	10	11	21
7,50÷7,95 m	13	16	>65R	>65R
9,00÷9,45 m	12	14	19	33

Tab. n.1: profondità di esecuzione prove SPT e valori N_{SPT} misurati in campo.

I reperti di carotaggio del sondaggio, alloggiati in n. 2 casse campioni, sono stati fotografati e temporaneamente custoditi presso il deposito della Ditta esecutrice per loro eventuale successiva presa visione.

La descrizione stratigrafica dei terreni investigati, i valori misurati di N_{SPT} e la profondità di riscontro di eventuali acque sotterranee, unitamente alle fotografie delle casse alloggianti i reperti di carotaggio, figurano negli Allegati n. 02 e n.03.

2.2 Prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile

In corso di esecuzione del sondaggio a carotaggio continuo sono state effettuate n.2 prove di permeabilità tipo Lefranc in foro: la prova P1 tra le profondità di 1,5 m ÷1,8 m e la prova P2 tra 3,0 m ÷3,3 m.

Le misure degli abbassamenti del livello della colonna d'acqua nel tempo per ciascuna prova effettuata sono di seguito indicate.

Prova	**P1**	**P2**
Profondità	1,5÷1,8 m	3,0÷3,3 m
Tempo (s)	**Δh** (cm)	**Δh** (cm)
30	1,8	1,4
60	16,5	2,8
120	31,5	7,4
240	63,0	9,0
360	91,5	11,6
480	112,0	14,1
600	126,0	15,9
900	156,0	19,8
1200	180,0	22,8
1500	200,0	25,2
1800	219,0	27,1

Tab. n. 2: misure abbassamento livelli della colonna d'acqua (Δh) nel tempo

Le prove sono state effettuate a carico variabile in corrispondenza di terreni insaturi (previa loro saturazione), misurando gli abbassamenti del livello della colonna d'acqua fino a stabilizzazione, con le modalità esecutive di seguito sintetizzate.

- Carotaggio a secco rivestito fino alla profondità di interesse.
- Realizzazione della tasca di prova con avanzamento del solo carotiere di ulteriori 30 cm rispetto alla profondità di infissione della colonna di rivestimento.
- Pulizia del fondo foro e riempimento della tasca di prova con ghiaietto siliceo.
- Saturazione dei terreni in corrispondenza della tasca di prova con immissione d'acqua per circa 20 minuti.
- Riempimento del foro con acqua sino all'estremità della colonna di misurazione fissata al rivestimento.
- Misura dell'abbassamento del livello dell'acqua (senza ulteriori immissioni) nel tempo.

Si fa riferimento agli allegati n.04 a n.05 per la lettura di dettaglio degli esiti delle prove Lefranc.

2.3 Prospezione geofisica (MASW)

In data 19.07.20 è stata eseguita, dalla Ditta Signa S.r.l., la prospezione geofisica con metodologia MASW (attiva e passiva).

Si fa riferimento al Rapporto tecnico, redatto da Signa, e riportato integralmente in Appendice, per la lettura di dettaglio delle modalità di esecuzione della prova e per la visualizzazione della sua ubicazione.

3.0 INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

3.1 Inquadramento geologico e geomorfologico

Il sito in esame è costituito da un'area subpianeggiante, a quota di 317,4 m s.l.m. circa, attualmente occupata da un campo in terra battuta e da due fabbricati, che si raccorda con un declivio, a bassa acclività, parzialmente terrazzato, al campo da calcio in erba, a quota di 315,1 m s.l.m. circa.

L'area è ubicata su sponda di destra idrografica del T. Arno, corso d'acqua del reticolo idrico principale che scorre costeggiando il sito in esame fino a valle del campo da calcio, dove si stacca una diramazione che riconfluisce più a valle nel corso d'acqua, come rappresentato in fig. n. 3.

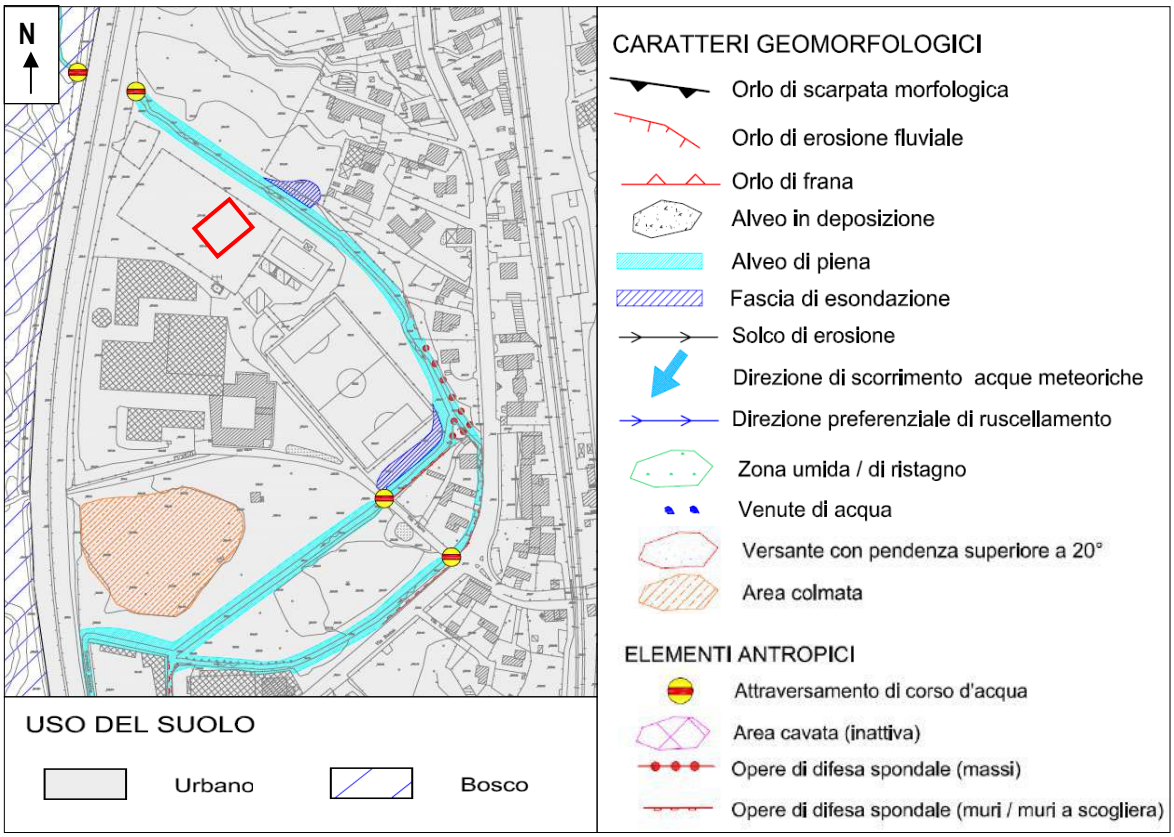


Fig. n. 3: stralcio "Carta geomorfologica con elementi antropici ed opere di difesa", estratta da All. 02b della Componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. comunale con ubicazione indicativa area di intervento (◇).

In carta sono rappresentati anche gli ambiti di esondazione del T. Arno che non risultano in interferenza con l'intervento di nuova edificazione di progetto.

Con riferimento ai dati di inquadramento geologico (fig. n. 4) nell'area di interesse affiorano i sedimenti alluvionali attuali e recenti (Olocene), rappresentati da prevalenti sabbie-ghiaiose con ciottoli e locali intercalazioni di livelli argillosi. Tali depositi, messi

in posto dal T. Arno, sono localizzati in corrispondenza degli attuali ambiti spondali e nelle aree di divagazione del corso d'acqua.

Le alluvioni attuali e recenti coprono i sottostanti e più antichi depositi wurmiani, di genesi fluvioglaciale (Pleistocene Superiore), costituiti da alternanze di sabbie e ghiaie, localmente con abbondante matrice limoso-argillosa. Ad Est e Ovest del sito in esame, affiorano i più antichi depositi morenici rissiani (Pleistocene Medio), costituiti da limi e limi argillosi con ghiaia e ciottoli ferrettizzati.

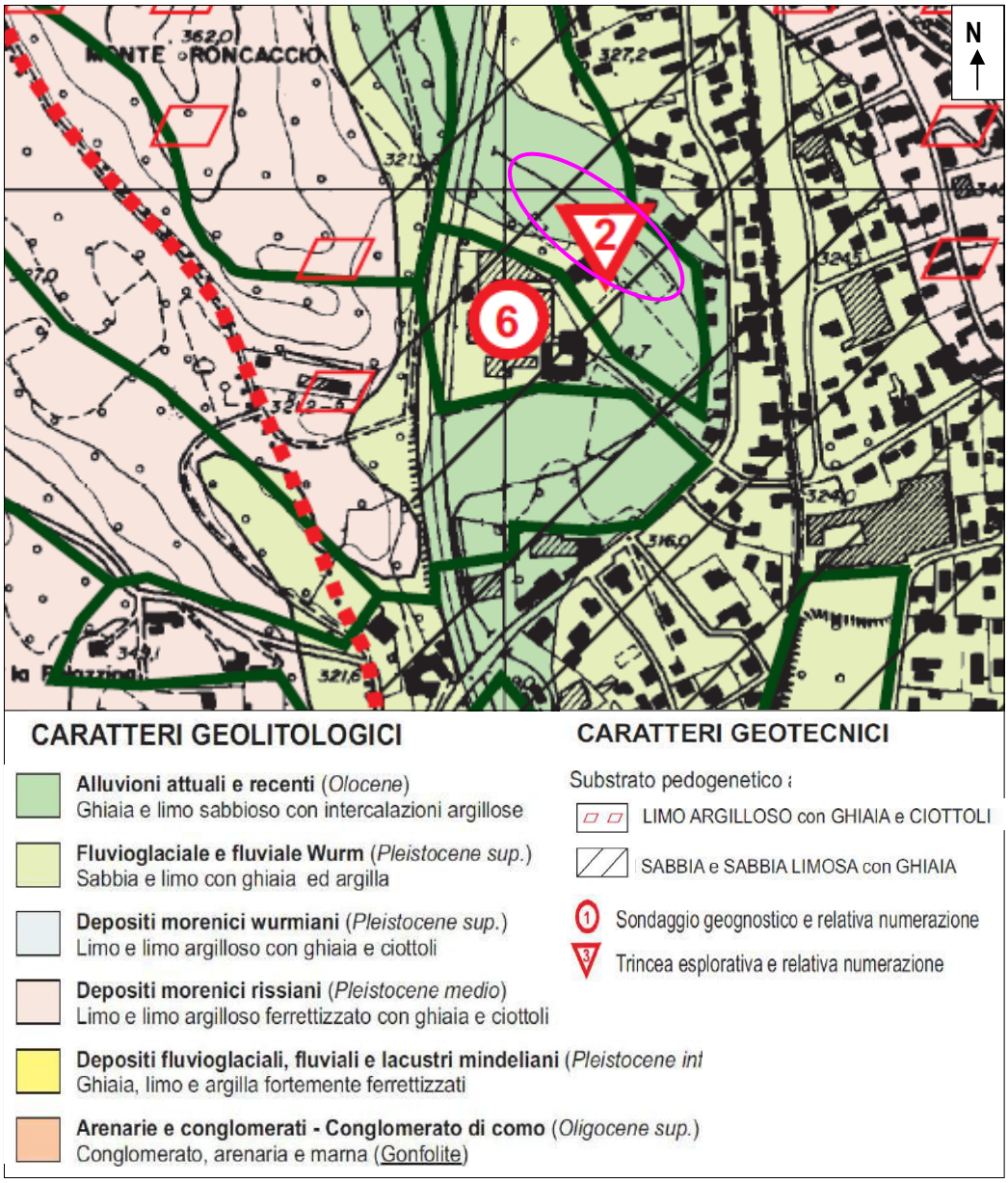


Fig. n. 4: stralcio "Carta geolitologica con elementi geopedologici e geotecnici", estratta da All. 01 della Componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. con individuazione ambito territoriale in esame ( ).

3.2 Inquadramento idrogeologico

Nell'ambito territoriale in esame, collocato nella valle del T. Arno ed in prossimità al corso d'acqua, è presente una falda di tipo libero, ospitata nei depositi alluvionali e fluvioglaciali.

In fig. n. 5, estratta dalla Componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. comunale, è rappresentato l'andamento della superficie piezometrica della prima falda, ricostruito sulla base di misure in campo effettuate nel territorio comunale ed in comparti limitrofi nel periodo 2006 – 2008.

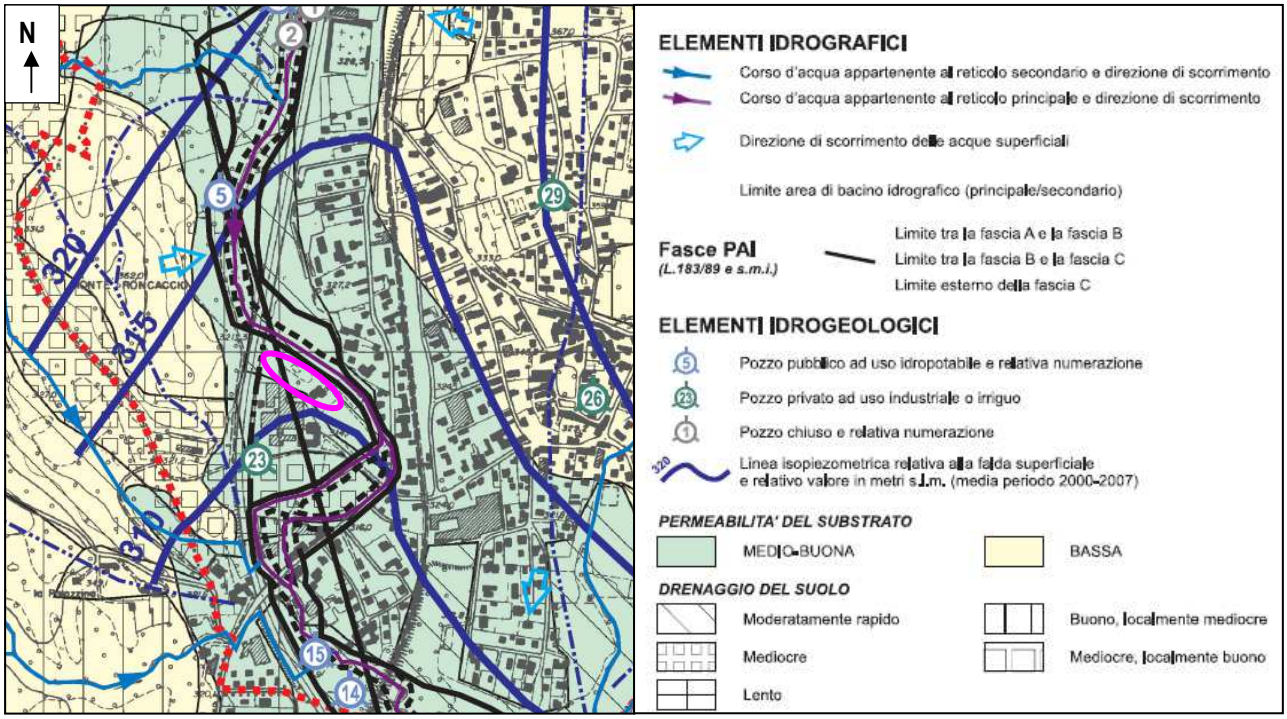


Fig. n. 5: stralcio "Carta idrogeologica con elementi idrologici e idraulici", estratta da All. 03revB della Componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. con individuazione ambito territoriale in esame ( ).

In corrispondenza del sito in esame la prima falda è a bassa soggiacenza con valori piezometrici dell'ordine di 315÷310 m s.l.m. circa.

Al di sotto del primo complesso idrogeologico (depositi alluvionali e fluvioglaciali) sono presenti conglomerati e arenarie ("Formazione del Ceppo"), ospitanti nei livelli fessurati/fratturati una significativa circolazione idrica, costituente il secondo acquifero.

Il terzo acquifero confinato è ospitato nei livelli permeabili della formazione delle "Argille sotto il Ceppo" .

4.0 VINCOLI, PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE E FATTIBILITA'

4.1 Vincoli geologici

Nello stralcio della carta dei vincoli (fig. n. 6) si osserva lungo il T. Arno, in corrispondenza della sponda di destra idrografica, il limite di progetto tra la fascia B e la fascia C (P.A.I.) e, più esterna ad essa, la fascia di rispetto del corso d'acqua.

Il sito in esame ricade all'interno delle aree di vincolo paesistico relativo ai corsi d'acqua (L. 431/85, lettera c, e s.m.i.).

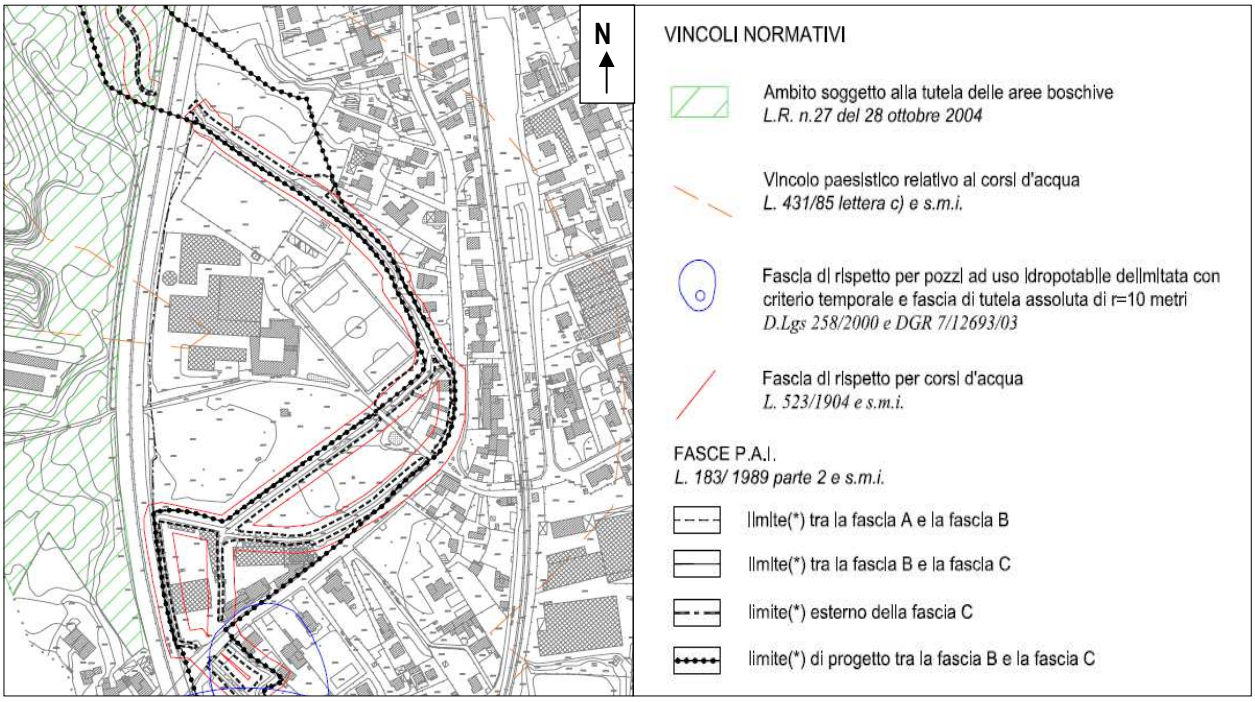


Fig. n. 6: stralcio "Carta dei vincoli", estratta da All. 5 della Componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. comunale.

Come indicato nella Relazione illustrativa della Componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. le fasce fluviali, rappresentate in fig. n.6, sono state recepite a partire dallo "S*tudio idraulico finalizzato al tracciamento delle fasce fluviali alla scala dello strumento urbanistico comunale* in ottemperanza alle disposizioni della D.G.R. 11 Dicembre 2001 – n.7/7365". Lo studio idraulico, adottato con delibera del Consiglio Comunale n.9 in data 11/02/2004, ha inoltre valutato le condizioni di rischio nei territori in Fascia C, secondo il metodo approfondito di cui all'Allegato 3 della D.G.R. 11 Dicembre 2001 – n.7/7365, come indicato nella Relazione tecnica[2] per l'individuazione del reticolo idrico minore.

[2] "Individuazione del reticolo idrico minore- Relazione tecnica-Marzo 2007 – Aggiornamento Marzo 2010" redatta da MWH e Nord Milano Consult.

In fig. n.7 (stralcio della tavola variante azzonamento All. 5.1.2., tratta dallo Studio "Individuazione del reticolo idrico minore") è riportata la classificazione del rischio dello studio di adeguamento del Piano Regolatore generale al PAI.

Per quanto concerne il sito di interesse, un settore di modesta estensione in corrispondenza del campo da calcio (in area non interessata dall'intervento di progetto) risulta a rischio moderato (R1).

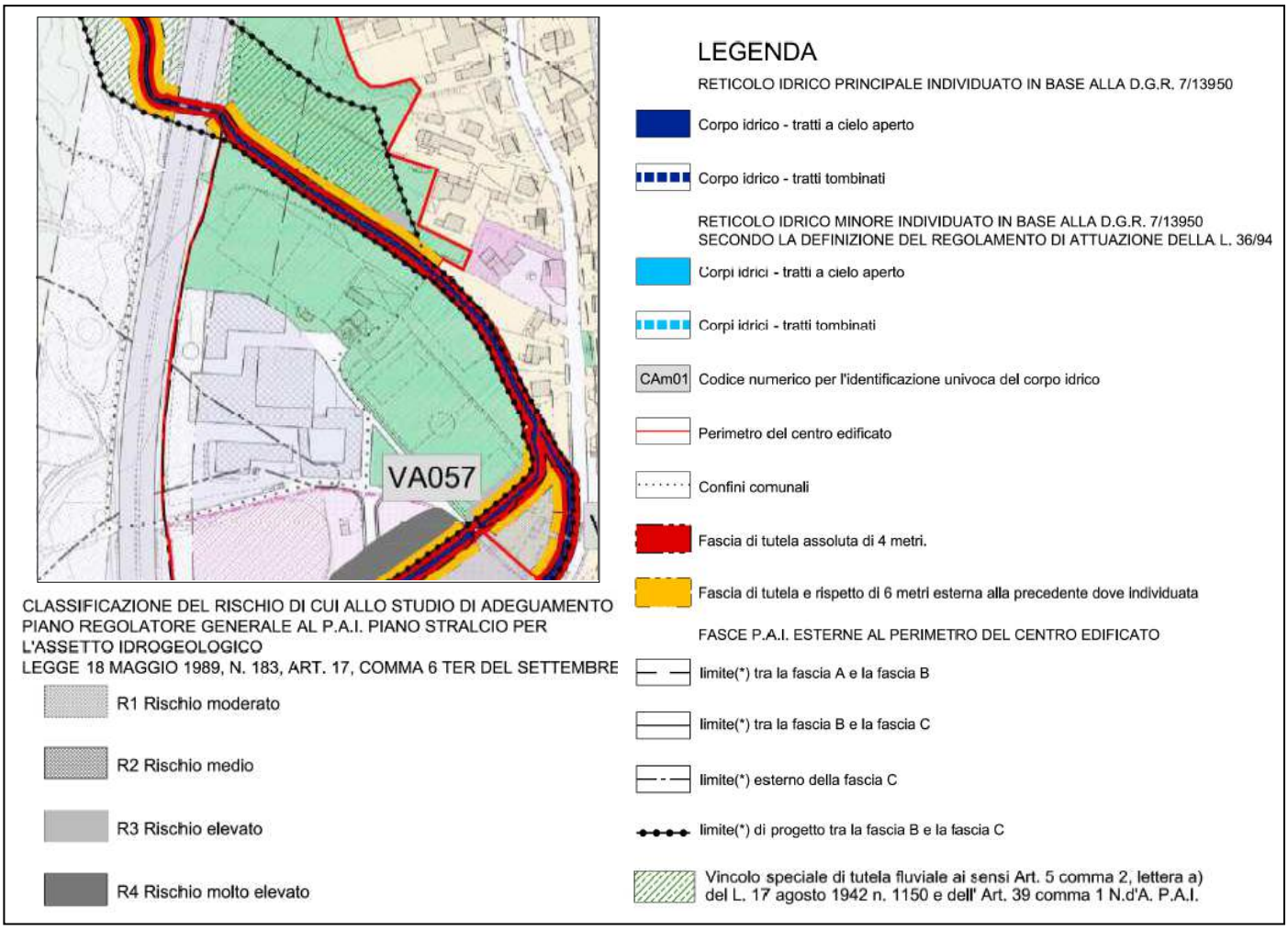


Fig. n. 7: stralcio All. 5.1.2. "Definizione del retico idrico: variante azzonamento: tavola 2", estratta da "Individuazione del reticolo idrico minore- Relazione tecnica-Marzo 2007 – Aggiornamento Marzo 2010".

In figura n.8 si riporta la mappa di pericolosità del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (P.G.R.A revisione 2015), in corrispondenza dell'ambito territoriale di interesse, con sovrapposte le fasce fluviali (PAI vigente).

L'area interessata dell'intervento di progetto, a quota media di 317,4 m s.l.m., ricade nello scenario di piena raro (L) del reticolo principale (RP) del T. Arno per pericolosità da alluvione, con tempo di ritorno di 500 anni, ed è caratterizzata da rischio medio (R2).

Il settore del sito in esame, a quota 315,1 m s.l.m., è interessato da scenario di piena poco frequente (M) per pericolosità da alluvione, con tempo di ritorno di 100 anni.

In corrispondenza del campo da calcio, la fascia più prossima al T. Arno ricade nello scenario di piena frequente (H) con tempo di ritorno di 20 anni.

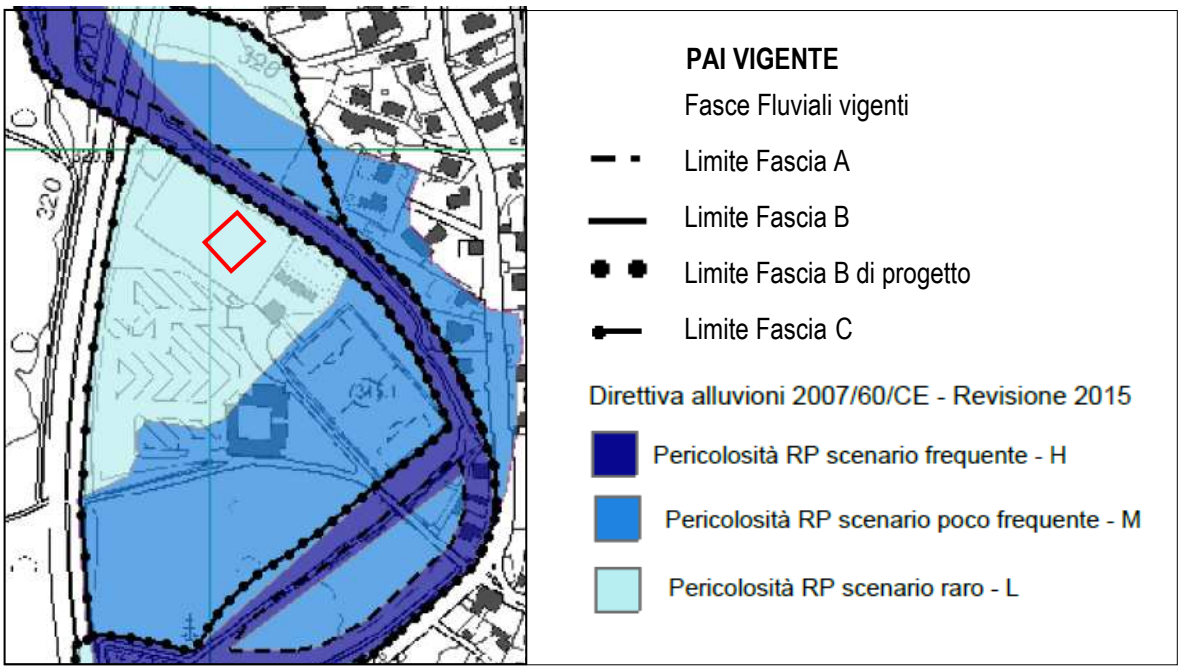


Fig. n. 8: mappa di pericolosità del Piano di Gestione Rischio Alluvioni nel bacino del Fiume Po (PGRA - 2015) con sovrapposte le fasce fluviali del P.A.I. vigente ed individuazione indicativa dell'intervento di progetto (◇).

Con riferimento al P.G.R.A, i vincoli sono come di seguito indicati:

- nelle aree interessate da alluvioni frequenti (H) si applicano le limitazioni e prescrizioni previste per la fascia fluviale A del PAI (art. 29, 38, 38bis, 38ter, 39 e 41 delle NdA del PAI);
- nelle aree interessate da alluvioni poco frequenti (M) si applicano le limitazioni e prescrizioni previste per la fascia fluviale B del PAI (art. 30, 38, 38bis, 38 ter, 39 e 41 delle NdA del PAI);
- nelle aree interessate da alluvioni rare (L) si applicano le limitazioni e prescrizioni previste per la fascia fluviale C del PAI (art. 31 delle NdA del PAI).

Nel caso specifico, l'area interessata dall'intervento ricade nello scenario di piena raro (L), ma è soggetta alle limitazioni più stringenti previste la fascia fluviale B del PAI (art. 30, 38, 38bis, 38 ter, 39 e 41 delle NdA del PAI), come prescritto dalla Componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. comunale.

4.2 Pericolosità sismica locale

La metodologia per l'analisi sismica del territorio si basa sulla valutazione dell'influenza delle condizioni stratigrafiche, morfologiche e geotecniche nella risposta sismica locale (microzonazione) e prevede 3 livelli di approfondimento progressivo, di cui il primo è obbligatorio nella pianificazione territoriale. Il primo livello di approfondimento consiste in un approccio di tipo qualitativo che, sulla base delle caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area in esame, rappresentate nella pertinente cartografia di base, consente di derivare la *carta della pericolosità sismica locale* nella quale si riportano le perimetrazioni areali e gli elementi lineari degli scenari di pericolosità sismica definiti nella Tabella 1 - Allegato 5 della D.G.R. n. IX/2611 del 30.11.11.

Come indicato in figura n.9, all'area in esame è attribuito lo scenario di pericolosità sismica locale Z4a, zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi, suscettibili di amplificazioni litologiche e geometriche in caso di sisma.

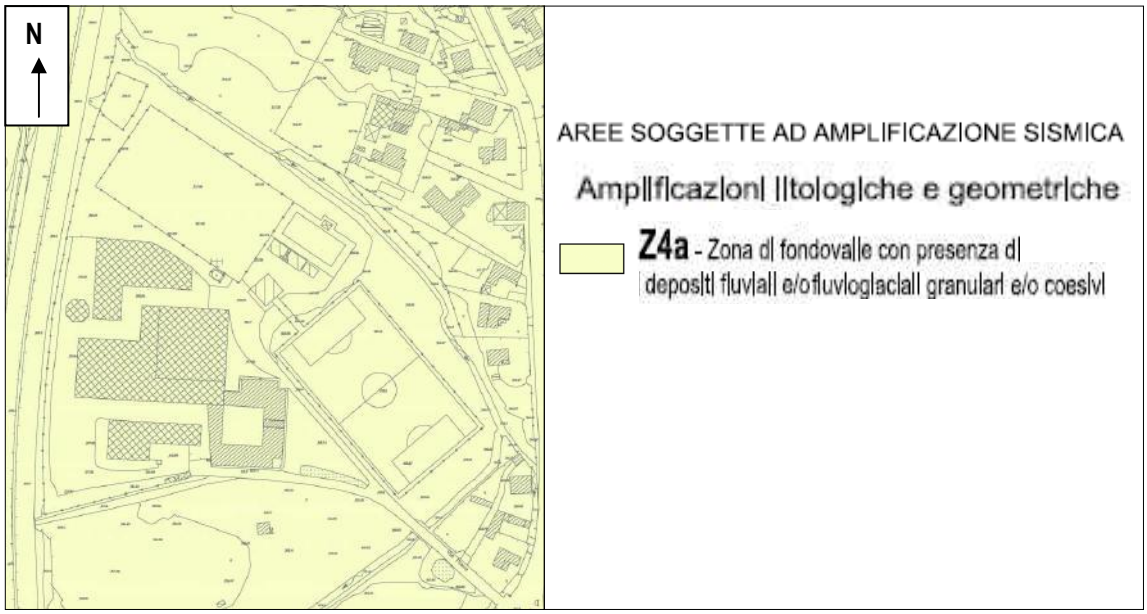


Fig. n. 9: stralcio "Carta della pericolosità sismica locale", estratta da All. 04 della Componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. comunale.

Nelle aree in zona sismica 4, ricadenti in scenario di pericolosità sismica locale Z4, quale quella in esame, la caratterizzazione semiquantitativa degli effetti di amplificazione attesi (analisi di 2° livello), volta ad individuare le aree per le quali la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale, è obbligatoria per gli edifici ed opere strategiche e/o rilevanti, come definiti ai sensi del Decreto n.19904 del 21 novembre 2003.

4.3 Fattibilità geologica

La Componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. comunale assegna all'area in esame la classe di fattibilità geologica 3 (consistenti limitazioni), sottoclasse 3f (aree potenzialmente inondabili) associata agli ambiti del territorio comunale ricadenti all'interno della fascia B del P.A.I., come sotto rappresentato (fig. n.10).

Nelle aree ricadenti in classe di fattibilità 3f sono consentiti solo gli interventi previsti dagli artt. 30,38, 38bis, 38ter, 39, 40 delle N.d.A. del PAI.

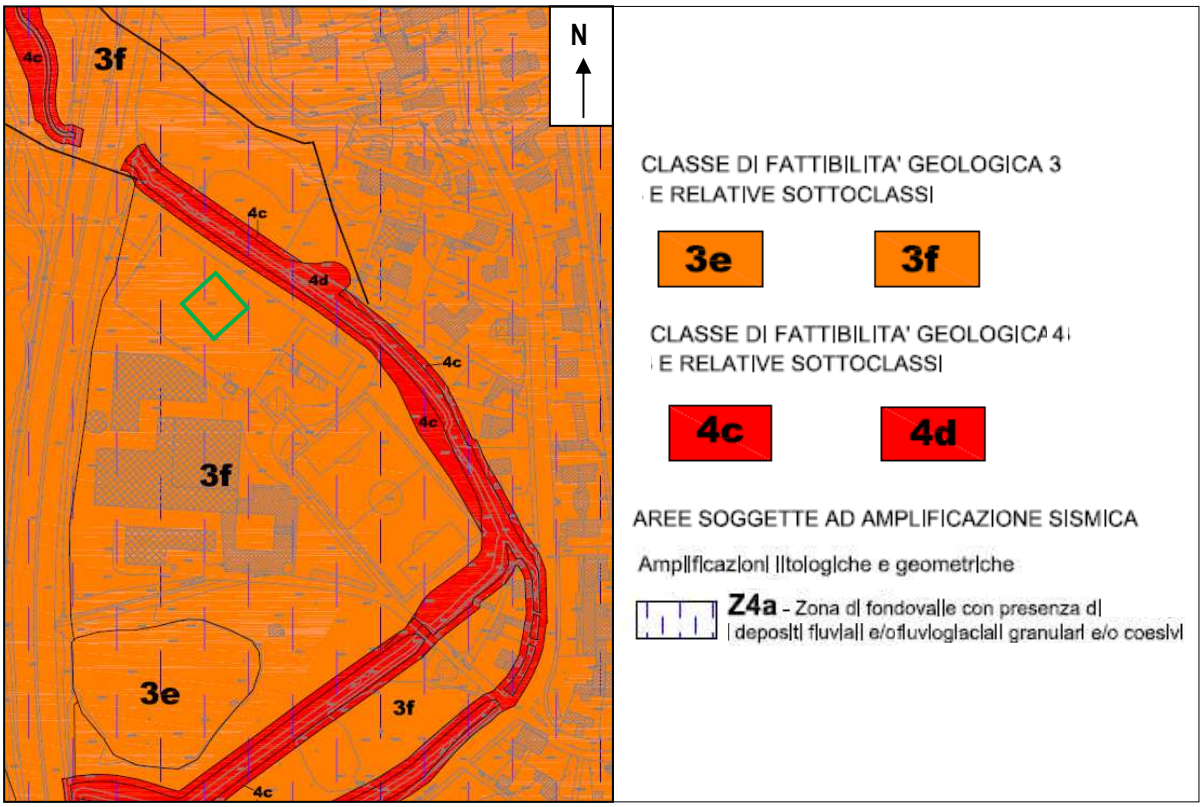


Fig. n. 10: stralcio "Carta della fattibilità geologica", estratta da All. 07b della Componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. con ubicazione indicativa intervento di progetto ( ).

Agli ambiti di pertinenza fluviale è associata la classe di fattibilità 4 (fattibilità con gravi limitazioni), sottoclasse 4c (aree vulnerabili dal punto di vista idraulico (aree interessabili da fenomeni di esondazione, di erosione fluviale e non idoneamente protetti da interventi di difesa, aree adiacenti a corsi d'acqua da mantenere a disposizione per consentire l'accessibilità per interventi di manutenzione ed opere di difesa) e sottoclasse 4d (aree ricadenti in fascia A del P.A.I.).

5.0 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Ai sensi della D.G.R. n. X/2129 ("Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia"), il territorio comunale di Castronno è classificato in zona sismica 4 con valore di accelerazione massima (a_g max) di 0,038001 g.

La Componente geologica, idrogeologica e sismica di supporto al P.G.T. comunale attribuisce all'area in esame, mediante approfondimento di primo livello, lo scenario di pericolosità sismica locale Z4a (zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi).

Nel caso specifico, trattandosi di interventi relativi ad opere strategiche e rilevanti, di cui al d.d.u.o. n. 19904/03, ricadenti in ambito di pericolosità sismica Z4, ai sensi della D.G.R. n. IX/2616 del 30/11/11, risulta necessario condurre l'approfondimento di secondo livello per verificare se la categoria di sottosuolo determinata sulla base delle risultanze della prospezione geofisica effettuata (MASW) sia sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica sito specifici.

5.1 Categoria di sottosuolo di fondazione e condizioni topografiche

A partire dal modello sismico monodimensionale ricostruito attraverso la sezione sismica MASW, si determina il valore del parametro Vseq, che rappresenta la "velocità equivalente" di propagazione delle onde di taglio (Vs) da piano fondazioni fino alla profondità di riscontro del bedrock sismico H (substrato con VS>800 m/s), con la seguente espressione di calcolo (D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni").

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

dove hi e Vs,i indicano rispettivamente lo spessore e la velocità delle onde di taglio dello strato i-esimo, per N strati presenti da quota imposta fondazioni fino a riscontro del bedrock sismico H.

Per profondità del substrato superiore a 30 metri da piano imposta fondazioni, come nel caso in esame, la velocità equivalente delle onde di taglio è definita dal parametro V_{S30} dove H è posto pari a 30 metri.

In applicazione dell'espressione di calcolo sopra indicata, si ottengono le seguenti velocità equivalenti di propagazione delle onde di taglio (V_{S30}), computate da piano di esecuzione dello stendimento sismico (q.r.) e dalle profondità di 1,0 m, 1,5 m e 2,0 metri per uno spessore di 30 metri al di sotto.

Profondità di posa delle fondazioni da q.r. (m)	$V_{S,eq} = V_{S,30}$ (m/s)	Categoria sottosuolo
0,0	344	***C***
-1,0	357	***C***
-1,5	363	*B*
-2,0	369	*B*

Tab. n. 11: valori di velocità delle onde di taglio S (Vs30) computate da differenti profondità da piano esecuzione dello stendimento sismico (q.r.).

Per profondità di imposta delle fondazioni inferiori a 1,5 metri da piano campagna, ai depositi in situ si attribuisce la **Categoria C** di sottosuolo di fondazione, come sotto descritta. Anche qualora le fondazioni risultassero a profondità maggiore, dovrà essere adottata la Categoria C di sottosuolo, in quanto l'approfondimento sismico di secondo livello (paragrafo 5.2 del presente lavoro) evidenzia che la categoria di sottosuolo B non risulterebbe sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione sito specifici.

Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m*
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.*
C	**Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.**
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento del-le proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.*
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.*

Tab. n. 12 : categorie di sottosuolo (D.M. 17.01.2018).

Per quanto concerne le condizioni topografiche, si associa al sito di interesse la **Categoria T1** contrassegnante aree con superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati ad inclinazione media < 15°, con coefficiente di amplificazione topografica St=1.

5.2 Analisi sismica di secondo livello

L'analisi di 2° livello consiste nella caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi per l'area in oggetto e si concretizza con la stima della risposta sismica dei terreni in termini di Fattore di amplificazione (Fa).

La valutazione del fattore Fa è stata condotta per uno scenario suscettibile di amplificazione di tipo litologico, ovvero è stato "quantificato" l'effetto delle condizioni

litostratigrafiche locali in grado di modificare l'intensità delle onde sismiche generate da un terremoto.

La procedura prevede il confronto tra il fattore di amplificazione Fa caratteristico dell'area (Fa-sito) ed il fattore Fa (Fa-soglia) che rappresenta il valore di soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione del sito.

In tabella n. 13 sono indicati i valori del parametro Fa di soglia del territorio comunale di Castronno per periodo proprio delle strutture (T) ricadente nell'intervallo 0.1÷0.5 s (edifici relativamente bassi, regolari e piuttosto rigidi) o nell'intervallo 0.5÷1.5 s (strutture più alte e più flessibili) in funzione delle diverse categorie di sottosuolo soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D e E).

Fa-soglia – Comune di Castronno				
Intervallo	Suolo B	**Suolo C**	Suolo D	Suolo E
0.1-0.5	1.4	**1.9**	2.2	2.0
0.5-1.5	1.7	**2.4**	4,2	3,1

Tab. n.13: valori di soglia del fattore di amplificazione - Regione Lombardia.

Sulla base dell'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (Vs) con la profondità, determinato dalla prospezione geofisica, la scheda litologica di riferimento (Allegato 5 - D.G.R. n. IX/2616) è quella a litologia "sabbiosa".

In considerazione della velocità media delle onde S dello strato superficiale, la curva di riferimento più appropriata per la valutazione del fattore di amplificazione (Fa) risulta essere la n. 2.

Considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore della velocità *Vs* è uguale o superiore a 800 m/s, si determina il periodo proprio del sito (T_0), con l'espressione di calcolo **1)**, dove T_0 è il periodo proprio del sito, h_i e Vs_i sono lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del modello fino al bedrock sismico (strato con Vs > 800 m/s).

1)
$$T_0 = \frac{4 \cdot \sum_{i=1}^{n} h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^{n} Vs_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^{n} h_i} \right)}$$

In applicazione dell'espressione di calcolo **1)**, si determina periodo proprio del sito T_0=0,37s.

In applicazione delle espressioni sotto indicate (tabella n.14) per periodo proprio del sito T_0=0,37s, si calcolano i valori del fattore di amplificazione Fa di sito per l'intervallo 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s.

	Scheda a litologia sabbiosa – Curva n. 2	
Periodo T_o	**Intervallo 0.1-0.5 s**	**Intervallo 0.5-1.5 s**
0.37 s	$0.03 < T_0 \leq 0.45$	$0.08 < T_0 \leq 0.80$
	$Fa_{(0.1\text{-}0.5)} = -8{,}65\ T_0^2 + 5{,}44\ T_0 + 0{,}84$	$Fa_{(0.5\text{-}1.5)} = -6.11 T_0^3 + 5{,}79 T_0^2 + 0.44\ T_0 + 0.93$
	$Fa_{(0.1\text{-}0.5)}$ = 1,67	**$Fa_{(0.5\text{-}1.5)}$ =1,57**

Tab. n.14: valori Fa di sito per l'intervallo 0.1-0.5s e 0.5-1.5s.

In tabella. n.15 i fattori di amplificazione Fa di sito, approssimati alla prima cifra decimale, sono confrontati con i valori Fa di soglia per la categoria di sottosuolo C, associata ai depositi in situ sulla base della prospezione geofisica effettuata.

Categoria sottosuolo	Fa (0.1-0.5)		Verifica	Fa (0.5-1.5)		Verifica
	sito	soglia		sito	soglia	
C	1,7	1,9	**Si**	1,6	2,4	**Si**

Tab. n.15 – Verifica dei fattori di amplificazione di sito.

Il confronto tra i valori di Fa proprio di sito, determinati con l'analisi sismica di 2° livello, ed il valore Fa di soglia evidenzia che l'applicazione della categoria di sottosuolo C, calcolata ai sensi delle N.T.C. 2018, è sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione sito specifici (FA di sito ≤ FA di soglia).

5.3 Parametri sismici

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito in esame, che è descritta dalla probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento (PVR), che in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato.

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A), con superficie topografica orizzontale (categoria T1);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se(T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

Con riferimento alle N.T.C., le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- ag accelerazione orizzontale massima al sito.

- Fo 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.

I valori di tali parametri in corrispondenza dei siti di riferimento sono indicati in ALLEGATO A del D.M.14/01/2008. I parametri sito specifici sono determinati per interpolazione lineare tra le coordinate geografiche dei quattro punti prefissati della griglia e l'area in esame.

Dall'interpolazione eseguita (edificio di progetto in Classe d'uso IV, vita nominale VN=50 anni, come indicatoci dal Progettista) sono stati ricavati i parametri ed i coefficienti sismici di seguito indicati.

DATI GENERALI SITO IN ESAME							
Latitudine [°]		**Longitudine** [°]		**Vita nominale** [anni]		**Classe d'uso**	
45,747473		8,808676		50		IV	
Categoria sottosuolo		**Categoria topografica**		**Periodo di riferimento** [anni]		**Coefficiente d'uso**	
C		T1		100		2	
SITI DI RIFERIMENTO							
Sito ID		**Latitudine** [°]		**Longitudine** [°]		**Distanza** [m]	
Sito 1 10923		45,743000		8,767143		3261,0	
Sito 2 10924		45,745760		8,838510		2322,8	
Sito 3 10702		45,795680		8,834597		5725,0	
Sito 4 10701		45,792930		8,763154		6165,7	
PARAMETRI SISMICI							
Stato limite	**Probabilità di superamento** [%]		**Tempo ritorno** [anni]		**ag** [g]	**F0** [-]	**TC*** [s]
SLO	81		60		0,019	2,542	0,180
SLD	63		101		0,024	2,603	0,205
SLV	10		949		0,045	2,655	0,303
SLC	5		1950		0,053	2,744	0,321

COEFFICIENTI SISMICI							
Stato limite	**Ss**	**Cc**	**St**	**Kh**	**Kv**	**Amax** [m/s²]	**Beta**
SLO	1,5	1,850	1,0	0,006	0,003	0,285	0,200
SLD	1,5	1,770	1,0	0,007	0,004	0,351	0,200
SLV	1,5	1,560	1,0	0,014	0,007	0,668	0,200
SLC	1,5	1,530	1,0	0,016	0,008	0,785	0,200

Tab. n. 16: parametri e coefficienti sismici

5.4 Suscettibilità alla liquefazione

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o ad un accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni dinamiche (terremoti) che agiscono in condizioni non drenate.

La suscettibilità alla liquefazione dipende da:

- caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata);
- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche litologiche dei terreni e profondità della falda.

La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante).

Ai sensi dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni *(*D.M. 17.01.2018 - Cap. 7.11.3.4.2) la verifica della liquefazione può essere omessa qualora si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1*g*;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata ($N1)60 > 30$ oppure $q_c1N > 180$ dove ($N1)60$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_c1N è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) e (b) del D.M. 17.01.2018 in relazione al coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ o $U_c > 3,5$.

Nel caso specifico, non sussistendo il fattore predisponente (accelerazione massima orizzontale a_{max}=0,0675g, in condizioni SLV, quindi inferiore a 0,10g), si può assumere che i terreni dell'area in esame non siano soggetti a fenomeni di liquefazione in condizioni sismiche e la verifica viene omessa con riferimento al paragrafo Cap. 7.11.3.4.2 del D.M. 17.01.2018.

6.0 RISULTANZE INDAGINE GEOGNOSTICO-GEOFISICA

6.1 Assetto litostratigrafico e connotazioni litologiche di dettaglio

L'assetto litostratigrafico locale, ricostruito sulla base del sondaggio effettuato, evidenzia, al di sotto dei terreni vegetali e rimaneggiati (presenti in corrispondenza del declivio con spessore di 3,3 m), la presenza di depositi in situ, di genesi fluviale e fluvioglaciale.

In considerazione della natura litologica prevalente, i depositi in situ sono stati ripartiti in 3 litotipi predominanti come di seguito descritto.

Litotipo 1

Ciottoli poligenici, alcuni in condizioni da alterate a sfatte, con ghiaia eterometrica in matrice limoso-sabbiosa, riscontrati da sotto coltivo fino a 8, 1 m di profondità.

Litotipo 2

Sabbie e ghiaie in matrice limosa tra 8,1 ÷8,5 m di profondità.

Litotipo 3

Limi sabbiosi, localmente argillosi, inglobanti ghiaia sparsa e ciottoli poligenici, alcuni (metamorfici e vulcaniti) arenizzati e/o argillificati, riscontrati fino a termine sondaggio.

Per la lettura di dettaglio della descrizione stratigrafica del sondaggio effettuato e per la visualizzazione dei reperti di carotaggio, si fa riferimento agli Allegati n.02 e n.03.

6.2 Connotazioni idrogeologiche di dettaglio

In corso di esecuzione del sondaggio, le prime acque sotterranee sono state riscontrate alla profondità di 4,4 m da piano campagna.

Il pelo libero delle acque sotterranee della prima falda acquifera, in connessione idrogeologica con il T. Arno, è soggetto ad oscillazioni dipendenti dal regime delle precipitazioni meteoriche e dai battenti idrici del corso d'acqua che rappresenta il locale asse drenante.

6.3 Conducibilità idraulica dei depositi insaturi superficiali

La permeabilità dei terreni è funzione dei seguenti fattori:

- fuso granulometrico con particolare riferimento alla percentuale di matrice fine (limoso-argillosa), che nel caso in esame è crescente con la profondità;
- condizioni di addensamento, anch'esse crescenti in funzione della profondità;
- grado di uniformità/eterogeneità dei depositi.

Per la valutazione della conducibilità idraulica dei terreni, nell'ambito delle profondità di interesse per l'eventuale realizzazione di interventi per l'infiltrazione e la

dispersione delle acque meteoriche nei primi strati del sottosuolo, sono state condotte n. 2 prove Lefranc, a carico d'acqua variabile, nell'ambito dei terreni insaturi. In tab. n.17 sono indicati i valori di conducibilità idraulica minimi determinati per ciascuna prova effettuata.

Prova Lefranc	Profondità	Permeabilità (k_{min})	
	m	cm/s	m/s
S1-P1	1,5 ÷1,8 m	0,0012	$1,2\ 10^{-5}$
S1-P2	3,0÷3,3 m	0,000044	$4,4\ 10^{-7}$

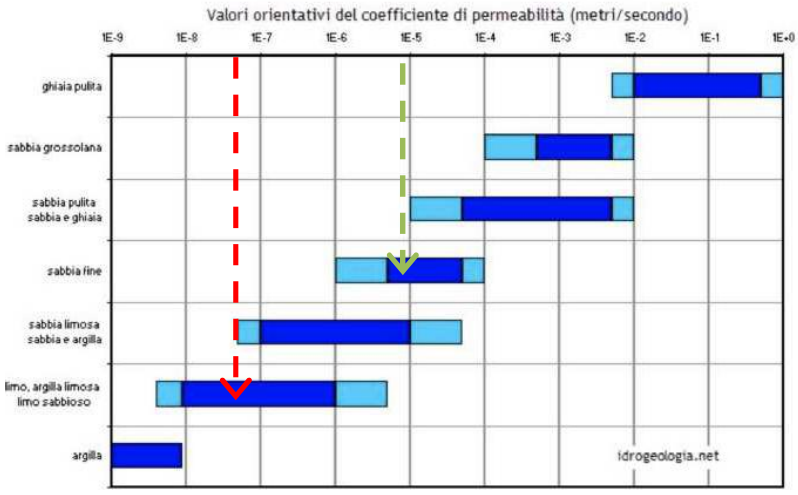
Tab. n. 17: permeabilità minima determinata dalle prove P1 e P2.

Negli allegati n. 04 a n.05 sono presentati, per ciascuna prova eseguita, i grafici tempo/abbassamento ed i dati utilizzati per la determinazione della conducibilità idraulica, a cui si fa riferimento per la lettura di dettaglio.

Il diagramma tempo-abbassamenti della **prova S1-P1** (tra le profondità di 1,5÷1,8 m) evidenzia un tratto rettilineo, caratterizzato da flusso laminare, fino a 6 minuti dall'inizio della prova (con conducibilità idraulica K=0,0023 cm/s) e successivo graduale intasamento, dipendente dalla presenza di frazione fine, con valore di conducibilità idraulica stabilizzato pari a 0,0012 cm/s.

Il diagramma tempo-abbassamenti della seconda prova **S1-P2**, eseguita a profondità di 3,0÷3,3 m, presenta andamento rettilineo, a pendenza ridotta fino a 8 minuti da inizio prova (conducibilità idraulica k=0,00012 cm/s) poi si osserva un ulteriore diminuzione di pendenza (per intasamento da frazione fine) con valore minimo di conducibilità idraulica pari a 0,000044 cm/s.

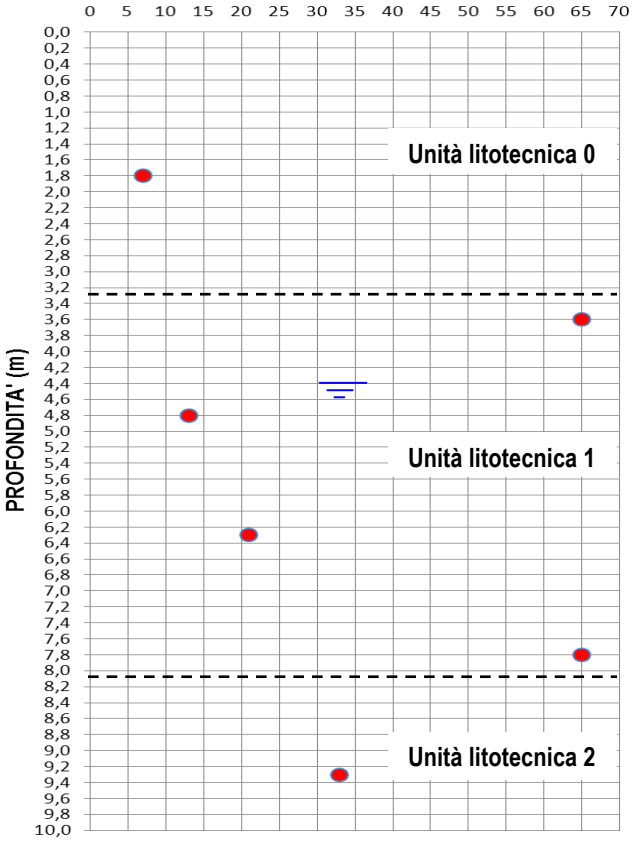
In figura n. 18 si evidenzia la congruenza dei valori di conducibilità idraulica determinati in relazione alle caratteristiche litologiche/granulometriche.



Tab. n. 18: valori orientativi del coefficiente di permeabilità in relazione alle caratteristiche granulometriche dei terreni con individuazione del campo di variabilità. In verde è rappresentata la prova P1 ed in rosso la prova P2.

6.4 Stato di addensamento dei terreni investigati

In considerazione delle condizioni di addensamento dei terreni investigati, interpretato in termini di valori di resistenza alla penetrazione (N_{SPT}), i depositi investigati sono stati ripartiti in n. 3 unità litotecniche principali di differente spessore, singolarmente caratterizzate, al loro interno, da similari condizioni di addensamento, come figura nel sottostante grafico.



Tab. n. 20: andamento N_{SPT} con la profondità, livello falda (in data 19.07.20) ed unità litotecniche in cui i depositi sono ripartiti.

Unità litotecnica 0

Localmente costituita dai terreni rimaneggiati (coltivo e sottocoltivo) che costituiscono il declivio, è caratterizzata da condizioni poco addensate (N_{SPT}=7). In corrispondenza del settore interessato dal progetto di nuova edificazione, già scolturato, si ipotizza sia presente il sottofondo costipato del campo in terra battuta.

Unità litotecnica 1

Costituita da ciottoli poligenici, alcuni in condizioni da alterate a sfatte, con ghiaia eterometrica in matrice limoso-sabbiosa (litotipo 1) e sottostante livello a sabbie e ghiaie in matrice limosa (litotipo 2), è caratterizzata da condizioni mediamente addensate (N_{SPT}=13) e crescenti con la profondità (N_{SPT}=21).

Unità litotecnica 2

Costituita da limi sabbiosi, localmente argillosi, inglobanti ghiaia sparsa e ciottoli poligenici, alcuni arenizzati e/o argillificati (litotipo 3), è caratterizzata da condizioni addensate/consistenti (N_{SPT}=33).

4.4 Caratterizzazione geomeccanica

Con riferimento ad usuali correlazioni, utilizzate nella bibliografia geotecnica tra dato penetrometrico SPT ed associata natura litologica, ai depositi investigati, a partire da sotto terreni rimaneggiati, suddivisi in n. 3 unità litotecniche, si assegnano i sotto tabulati parametri geotecnici principali, minimi e medi, di peso di volume naturale[3] γ_t (kN//m^3), di angolo di resistenza al taglio[4] ϕ (in gradi), di coesione **c** (in kPa) e di coesione non drenata $\mathbf{c_u}$[5] (in kPa).

Unita' litotecniche	N_{SPT}	γt (kN/m^3)	ϕ (°)	c (kPa)	c_u (kPa)
0	7	18,5÷19,0	27°÷ 29°	0	0
1	13÷21	19,0÷19,5	30°÷ 32°	0	10÷20
2	33	19÷20	33°÷ 34°	0	20÷30

Tab. n. 21: parametri geotecnici minimi e medi terreni investigati.

Ai terreni è associato un comportamento prevalentemente frizionale, pertanto con coesione efficace scarsamente significativa e cautelativamente trascurata.

---

[3] Il peso di volume naturale γ_t è un valore stimato.
Per terreni immersi in falda, riscontrata a partire dalla profondità di 4,4 metri, si fa riferimento al peso di volume alleggerito (γ'), con $\gamma'=\gamma$saturo - γw dove γw=peso dell'acqua.

[4] Relazione tra angolo di resistenza al taglio ϕ e N_{SPT}:

$\phi = 0.57\ N_{SPT} - 0.006\ N_{SPT}^2$ (per terreni con frazione > 5% limo secondo Meyerhof).

$\phi = 27.2 + 0.28\ N_{SPT}$ (per terreni sabbiosi secondo Peck-Hanson & Thornburn).

Per N_{SPT}>30 (al di fuori del campo delle correlazioni) l'angolo di resistenza al taglio è stimato con criterio prudenziale.

[5] La coesione non drenata $\mathbf{c}_u$ è un valore stimato sulla base della natura litologica dei depositi investigati.

7.0 ASPETTI GEOTECNICI-FONDAZIONALI

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo edificio, la cui ubicazione è rappresentata in fig. n.21, con pianta e sezione (stralciati dalle tavole architettoniche) in figura n. 22.

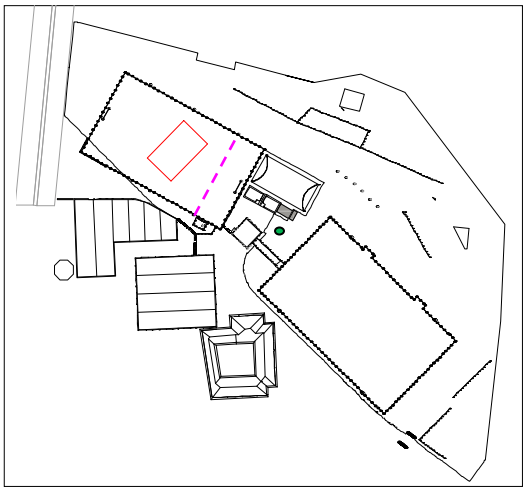


Fig. n. 21: planimetria stato di fatto trasmessaci dai Progettisti con individuazione area di interesse edificatorio (▱) con ubicazione indicativa sondaggio (●) e prospezione geofisica (- -).

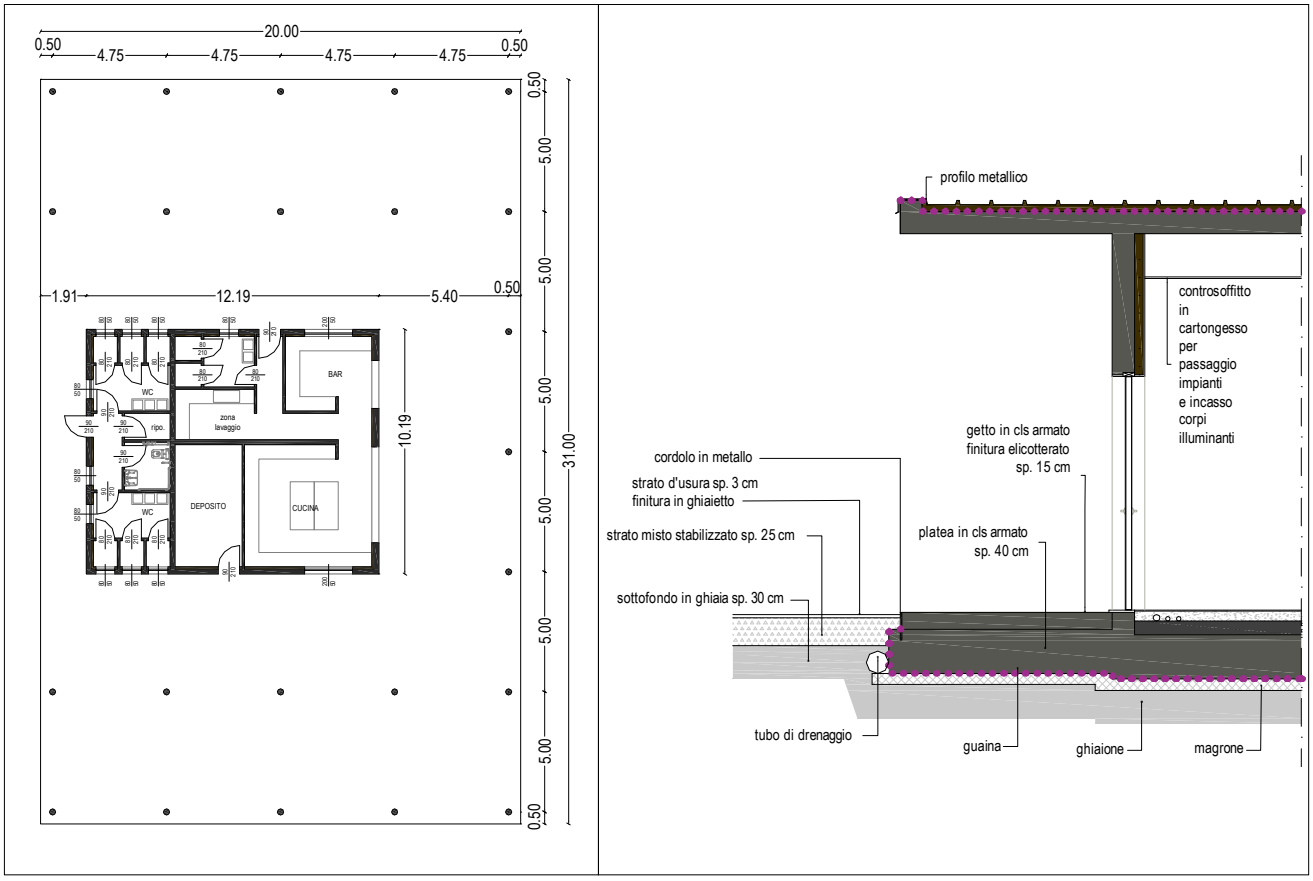


Fig. n. 22: pianta e sezione tipo con particolari costruttivi (stralciate da tavole di progetto architettonico).

I sovraccarichi costruttivi del nuovo edificio, costituito da un solo piano fuori-terra (di altezza pari a 3,7 metri), saranno affidati ad una fondazione diretta, del tipo a platea (dimensione di 20,0 m x 31,0 m, spessore di 0,4 m), impostata, a sotto magrone e sottofondo in ghiaione, sui depositi in situ a profondità indicativamente dell'ordine di 0,8÷1,0 m circa dall'attuale piano campagna.

La fondazione risulterà impostata nell'ambito dei terreni, associati all'unità litotecnica 0, previo asporto dei terreni vegetali, qualora ancora presenti, e messa in posto, a compensazione, di maggiore spessore di arido granulare, opportunamente costipato per strati singoli di spessore di 0,2 m. Nell'ambito delle profondità interessate dallo stato di sforzo-deformazione indotto dai sovraccarichi costruttivi e trasmessi dalla fondazione ai sottostanti terreni, i depositi investigati sono caratterizzati da stato di addensamento crescente con la profondità: dall'unità litotecnica 0, in condizioni poco addensate, all'unità litotecnica 1, caratterizzata da terreni mediamente addensati, fino all'unità ltotecnica 2, in condizioni addensate.

La falda, a bassa soggiacenza, è stata riscontrata alla profondità di 4,4 metri, in corrispondenza del punto di sondaggio, ubicato a quota ribassata di circa 0,4 m rispetto al piano del campo in terra battuta. Si escludono pertanto interferenze tra acque sotterranee e scavi di sbancamento per l'imposta fondazioni.

In ragione della pericolosità idraulica, associata all'area di interesse per scenario alluvionale raro e delle escursioni del livello del pelo libero delle acque sotterranee in occasione di precipitazioni meteoriche intense o prolungate nel tempo, si raccomanda di prevedere drenaggi a quota fondazioni ed un'adeguata sua impermeabilizzazione.

In questa sede preliminare si determina la resistenza offerta dal terreno di fondazione e gli associati cedimenti, sulla base del modello geotecnico assunto. A favore di sicurezza, ai fini del calcolo della capacità portante, la falda è ipotizzata a piano imposta fondazione e si adottano i parametri geotecnici più penalizzanti associati all'unità litotecnica 0.

Non essendo note nel dettaglio le azioni di progetto, spetterà al Progettista assicurare che le azioni attese da progetto (agli stati ultimi e di salvaguardia della vita) siano inferiori alle resistenze offerte dal terreno e che le pressioni unitarie di esercizio presunte per la stima del cedimento assoluto siano congruenti con le azioni di progetto agli stati limiti di esercizio.

7.1 Resistenza di progetto allo stato limite ultimo in condizioni statiche

La verifica è condotta in condizioni statiche[6] con l'approccio 2 (combinazione A1+M1+R3), adottando, a favore di sicurezza, quali parametri geotecnici caratteristici,

[6] Considerato il basso valore dell'accelerazione massima ag attesa nella zona in esame, il fattore di riduzione sismica egk, deducibile dal fattore Khk, è prossimo all'unità. Ciò porta a ritenere ininfluente l'effetto sismico cinematico in termini di resistenza del terreno.

i valori minimi associati all'unità litotecnica 0 e con falda coincidente con il piano di posa della fondazione, mediante la sotto riportata espressione di calcolo, semplificata in assenza di coesione, per platea sottoposta a solo carico assiale.

$$q_{lim}/ R3 = 0{,}5 \times B' \times \gamma_\tau' \times N\gamma \times s\gamma + q' \times N_q \times s_q$$

dove

$\gamma_\tau'=\gamma_{sat}-\gamma_w$ =10 kN/m^3	peso di volume caratteristico alleggerito del terreno;
q' = γ_r x Δf	dove Δf è il rinterro della fondazione pari a 0,4 m e γ_r è il peso di volume del terreno di rinterro (γ_r =16 kN/m^3);
B'= B-2e	larghezza base di fondazione, dove e=eccentricità=M/N. Non essendo noto il rapporto tra momento e sforzo normale, la larghezza B della fondazione non è corretta in funzione dell'eccentricità;
N_q=13.199; **N_γ** =14,470	fattori di capacità portante connessi all'angolo di resistenza al taglio ϕ_k=27°(da Vesic, 1973);
s_q = 1+(B/L) x tanϕ_k	fattore di forma della fondazione (da Vesic);
sγ =1-0,4 x (B/L)	fattore di forma della fondazione (da Vesic);
R3 =2,3	coefficiente γ_R (Tabella 6.4.I N.T.C. 2018).

In applicazione della sopra riportata espressione di calcolo, ai sensi dell'Approccio 2, si determina pressione unitaria limite: **q_{lim}/2,3 = 516 kN/m^2** (5,3 kg/cm^2).

Tale valore rappresenta la resistenza teorica ultima di progetto del sistema terreno-fondazione (condizione ultima: configurazione di un sistema al quale vengono associati elevati cedimenti e/o il collasso). La pressione effettiva agente in fondazione dovrà essere inferiore alla resistenza offerta dal terreno e tale da indurre cedimenti compatibili con quelli tollerabili dalle strutture di progetto (condizioni in esercizio).

7.2 Stima del cedimento assoluto

Il cedimento assoluto W_a è stimato con il metodo di J.B. Burland e M.C. Burbidge, valido per il calcolo in terreni non coesivi, con l'espressione di calcolo sotto indicata.

$$Wa = f_S * f_H * f_t * \left[\sigma_{VO} * B^{0.7} * I_C/3 + (qe - \sigma_{VO}) * B^{0.7} * I_C \right]$$

dove

Wa	cedimento assoluto;
f_s, f_H, f_t	coefficienti legati, rispettivamente, alla forma della fondazione, allo spessore dello strato compressibile al di sotto della fondazione ed al tempo per il quale si vuole calcolare il cedimento;
B=20 m	larghezza fondazione di lunghezza L=31 m;
q_e	pressione di esercizio;
σ_{vO} = 15 kPa	pressione litostratigrafica alla profondità di 0,8 m;
I_C= 0.05	indice di compressibilità legato al valore medio N_{SPT}.

In applicazione dell'espressione di calcolo sopra riportata, si determina il valore di cedimento assoluto (Wa), calcolato a fronte di pressioni unitarie di esercizio comprese tra 30 kPa e 60 kPa, come indicato in tab. n. 23.

Pressione unitaria di esercizio (q_e)	30	40	50	60	kPa
Cedimento assoluto (Wa)	4,5	6,8	9,0	11,3	mm

Tab. n. 23: cedimento assoluto (Wa) per differenti pressioni di esercizio (qe).

7.3 Fronti di scavo

Per l'imposta fondazioni dell'edificio in progetto, si prevedono scavi con fronte libero di altezza pari a un metro, per i quali potrà essere adottato un angolo di scarpa inclinato fino a 60° rispetto all'orizzontale, compatibile con le caratteristiche geomeccaniche dei terreni presenti in situ.

Di seguito, in via generale, si richiamano le norme minime sulla sicurezza nell'apertura di fronti di scavo da adottare in corso lavori.

- D.Lgs 81/2008, art. 118: nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti dei fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, è vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete.
- D.Lgs 81/2008, art. 118: nello scavo di trincee profonde più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.
- D.Lgs 81/2008, art. 120: è vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.
- DM 17 01 18 "Norme tecniche sulle costruzioni", 6.8.6. (fronti di scavo): per scavi a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo.

8.0 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il sito in esame, ubicato su sponda di destra idrografica del T. Arno, corso d'acqua del reticolo idrico principale, è costituito da un'area pianeggiante, a quota media di 317,4 m s.l.m. circa, che si raccorda con un declivio, a bassa acclività, parzialmente terrazzato, al sottostante piano, a quota media di 315,1 m s.l.m. circa.

La *Componente geologica, idrogeologica e sismica* del P.G.T. comunale assegna all'area in esame la classe di fattibilità geologica 3 (consistenti limitazioni), sottoclasse 3f (aree potenzialmente inondabili) associata agli ambiti del territorio comunale ricadenti all'interno della fascia B del P.A.I. in cui sono consentiti solo gli interventi previsti dagli articoli 30,38, 38bis, 38ter, 39, 40 delle N.d.A. del PAI.

Con riferimento al Piano di Gestione Rischio Alluvioni (P.G.R.A.), il sito di interesse edificatorio ricade nello scenario di piena raro (L) del reticolo principale (RP) del T. Arno per pericolosità da alluvione, con tempo di ritorno di 500 anni, ed è caratterizzata da rischio medio (R2).

Il sito in esame ricade all'interno delle aree di vincolo paesistico relativo ai corsi d'acqua (L. 431/85, lettera c, e s.m.i.).

La campagna di indagine effettuata ha consentito di delineare l'assetto litostratigrafico ed idrogeologico locale, come di seguito in sintesi richiamato.

Al di sotto dei terreni di copertura superficiale, i depositi in situ, di genesi fluviale e fluvioglaciale, sono litologicamente costituiti da ciottoli poligenici, alcuni in condizioni da alterate a sfatte, con ghiaia eterometrica in matrice limosa poggianti a partire da 8,5 metri su limi sabbiosi, localmente argillosi, inglobanti ghiaia sparsa e ciottoli poligenici.

Le prime acque sotterranee di falda sono state riscontrate alla profondità di 4,4 m da piano campagna in corrispondenza del punto di sondaggio (a quota di 317 m s.l.m. circa).

Per quanto concerne gli aspetti sismici, all'area in esame, in zona sismica 4, è associato lo scenario di pericolosità sismica locale Z4a, zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi, suscettibili di amplificazioni litologiche e geometriche in caso di sisma. Nel caso specifico, trattandosi di un progetto relativo ad un edificio strategico e rilevante, di cui al d.d.u.o. n. 19904/03, ricadente in ambito di pericolosità sismica Z4, è stato condotto l'approfondimento sismico di 2° livello, le cui risultanze evidenziano che l'applicazione della categoria di sottosuolo C, determinata ai sensi della normativa antisismica vigente, è sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica sito specifici.

Postazione sondaggio geognostico S1

SONDAGGIO S1 **Data: 08.07.20** **LOCALITA': via Piave - Castronno**

Attrezzatura: Beretta T43 **Tipo perforazione: ROTAZIONE** **Ø carotaggio: 101 mm**

COMMITTENTE: COMUNE DI CASTRONNO **Quota inizio: piano campagna (317~ m.s.l.m.)**

STUDIO GEOTECNICO BARATTI di Baratti Simona
Via Staurenghi, 24 - 21100 VARESE
Tel 0332/234651- email: info@studiobaratti.com

LITOTIPO da m a m	PROFONDITA' in m	COLONNA STRATIGRAFICA	SPESSORE	DESCRIZIONE TERRENO	FALDA ACQUA	PRELIEVO CAMPIONI TERRENO Ø mm	PRELIEVO CAMPIONI TERRENO CE S	PRELIEVO CAMPIONI TERRENO CE O	PRELIEVO CAMPIONI TERRENO Quota m	PRELIEVO CAMPIONI TERRENO CI DI	PROVE IN SITU SU CAMPIONI Lefranc a carico variabile Quota m	PROVE IN SITU SU CAMPIONI Lefranc a carico variabile Permeabilità K cm/s	PROVE IN SITU SU CAMPIONI Quota m	PROVE IN SITU SU CAMPIONI SPT ▼/● N	INSTALLAZIONE PIEZOMETRO Quota m	INSTALLAZIONE PIEZOMETRO CAS H_2O	INSTALLAZIONE PIEZOMETRO FIN H_2O	CAR %
0.0	1	T. R.	1.3	Coltivo recente (spessore di 0.1 m), terreno rimaneggiato sabbioso con ghiaietto e qualche ciottolo (spessore di 0.3 m) e sottostante terra sabbioso-limosa con ghiaietto e ciottoli, colore nocciola														
1.3	2		2.0	Terreno limoso-sabbioso con ghiaietto e qualche ciottolo (antico coltivo), colore marrone bruno							1.5 1.8	0,0012	1.5	▼ 5 4 3				
3.3	3		0.6	Sequenza di blocchi/ciottoli in matrice limoso-sabbiosa, (graniti e calcari prevalenti), colore nocciola ocraceo							3.0 3.3	0,000044	3.3	▼ 65R				
3.9	4				4.4								4.5	▼ 3 6 7				
	5																	
	6		4.2	Ciottoli poligenici, alcuni in condizioni da alterate a sfatte, con ghiaia eterometrica in matrice limoso-sabbiosa, colore da nocciola a nocciola ocraceo									6.0	▼ 13 10 11				
	7												7.5	▼ 13 16 65R				
8.1	8		0.4	Sabbia e ghiaia di matrice limosa, colore nocciola														
8.5	9		1.5	Limo sabbioso, localmente argilloso, inglobante elementi di ghiaia e ciottoli poligenici, alcuni in condizioni da alterate a sfatte, colore nocciola con patine di alterazione rossastre e ocracee									9.0	▼ 12 14 19				
10.0	10																	
	11																	
	12																	
	13																	
	14																	
	15																	

COLTIVO
ARGILLA
TRACCE ORGANICHE
TORBA
CIOTTOLI
GHIAIA
SABBIA
LIMO
T.R. RIPORTO
ROCCIA

S CAMPIONATORE SHELBY
CE O CAMPIONATORE OSTERBERG
CAMPIONATORE
CI D CAMPIONE DISTURBATO
I CAMPIONE INDISTURBATO
VT VANE TEST
PP POCKET PENETROMETER Ø mm
K COEFFICIENTE PERMEABILITA'

CAR PERCENTUALE CAROTAGGIO
SPT STANDARD PENETRATION TEST
● con scarpa
▼ con punta
N NUMERO COLPI PER 15÷30÷45 cm
PIEZOMETRO
CAS con cella Casagrande
FIN cieco+finestrato Ø 1"

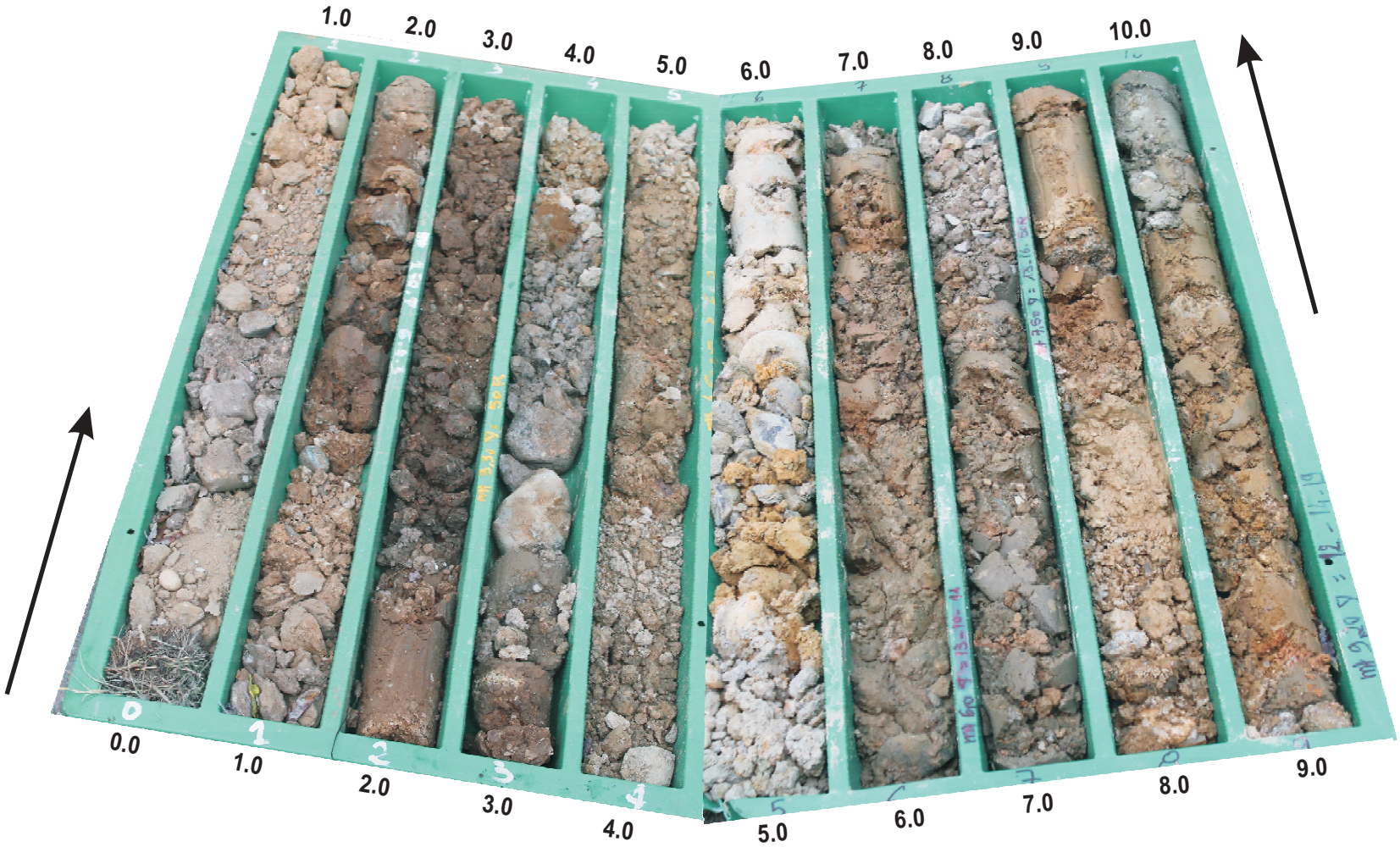
INDAGINE GEOGNOSTICA, IDROGEOLOGICA E GEOFISICA PER PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE AREA FESTE IN VIA PIAVE DEL TERRITORIO COMUNALE DI CASTRONNO (VA)

DESCRIZIONE STRATIGRAFICA SONDAGGIO GEOGNOSTICO S1
Scala 1:100

STUDIO GEOTECNICO BARATTI di Baratti Simona - 21100 Varese
Via Staurenghi 24- email: info@studiobaratti.com Tel. 0332/234651

VARESE, AGOSTO 2020

ALLEGATO N. 02



INDAGINE GEOGNOSTICA, IDROGEOLOGICA E GEOFISICA PER PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE AREA FESTE IN VIA PIAVE DEL TERRITORIO COMUNALE DI CASTRONNO (VA)

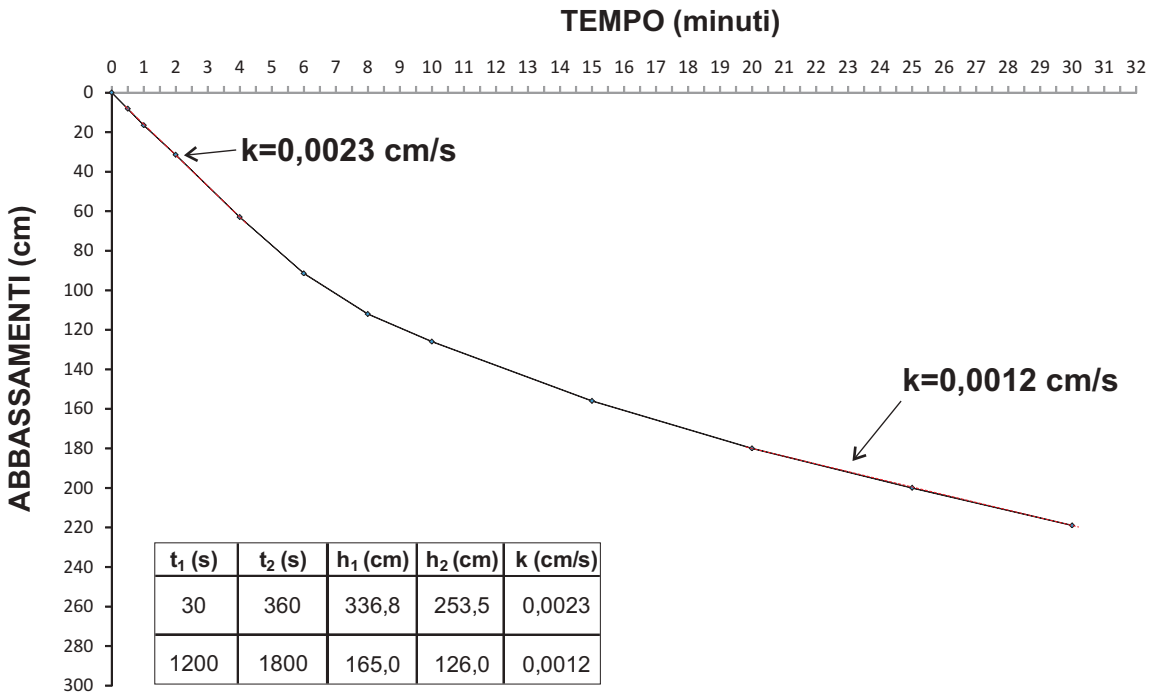
FOTOGRAFIE DEI REPERTI DI CAROTAGGIO DEL SONDAGGIO GEOGNOSTICO S1

STUDIO GEOTECNICO BARATTI di Baratti Simona - 21100 Varese
Via Staurenghi 24- email: info@studiobaratti.com Tel. 0332/234651

VARESE, AGOSTO 2020

ALLEGATO N. 03

SONDAGGIO S1 - PROVA P1 (1,5 ÷ 1,8 m)



t_1 (s)	t_2 (s)	h_1 (cm)	h_2 (cm)	k (cm/s)
30	360	336,8	253,5	0,0023
1200	1800	165,0	126,0	0,0012

PROVA LEFRANC A CARICO VARIABILE

Profondità foro da piano campagna:..... 180,0 cm
Profondità rivestimento da piano campagna:..... 150,0 cm
Diametro esterno rivestimento:.....12,7 cm
Diametro tratto foro con prova permeabilità:.....10,1 cm
Lunghezza tratto foro testato da prova permeabilità:..... 30,0 cm
Livello stabilizzato acqua nel rivestimento da piano campagna ad inizio prova permeabilità:.....165,0 cm

DETERMINAZIONE COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' K

$$K = \frac{A}{C \times (t_2 - t_1)} \times \ln \frac{h_1}{h_2} = 0{,}0012 \text{ cm/s}$$

$t_2 - t_1 = 600$ s — intervallo di tempo per la determinazione di k

$h_1 = 165$ cm — altezza colonna d'acqua al tempo t_1=1200s

$h_2 = 126$ cm — altezza colonna d'acqua al tempo t_2=1800s

$A = 80$ cm^2 — area base tasca di prova

$C = 30$ cm — coefficiente di forma rapportato ad altezza tasca di prova

INDAGINE GEOGNOSTICA, IDROGEOLOGICA E GEOFISICA PER PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE AREA FESTE IN VIA PIAVE DEL TERRITORIO COMUNALE DI CASTRONNO (VA)

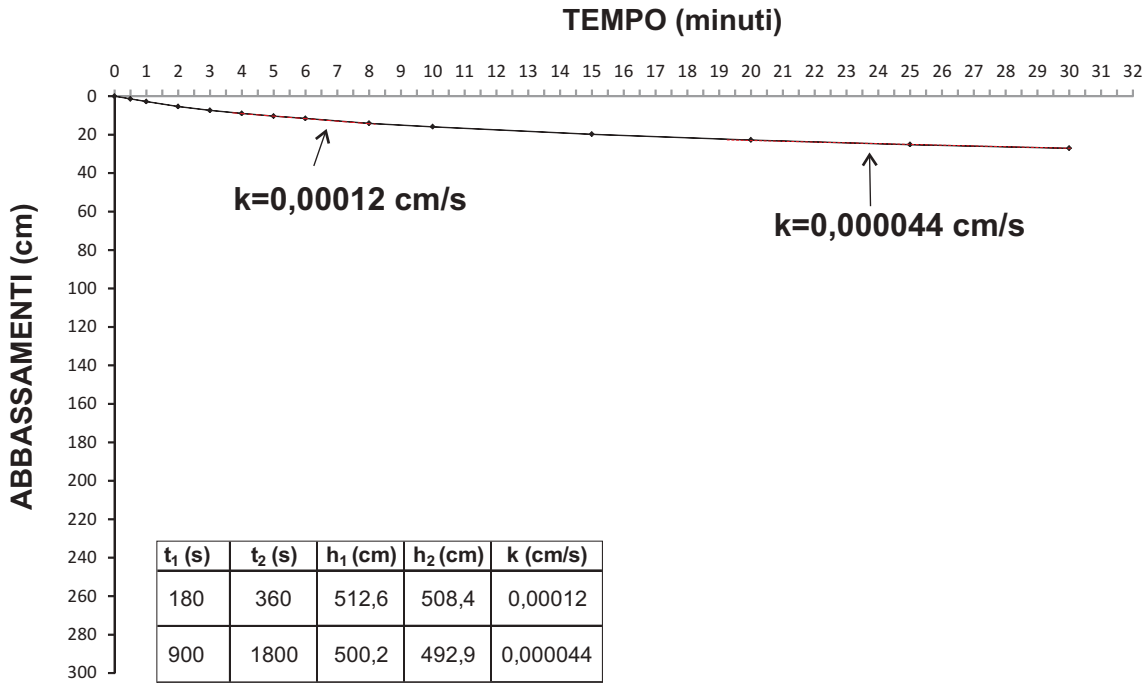
DIAGRAMMA TEMPI / ABBASSAMENTI PROVA DI PERMEABILITA' P1 IN FORO DI SONDAGGIO S1

STUDIO GEOTECNICO BARATTI di Baratti Simona - 21100 Varese
Via Staurenghi 24- email: info@studiobaratti.com Tel. 0332/234651

VARESE, AGOSTO 2020

ALLEGATO N. 04

SONDAGGIO S1 - PROVA P2 (3,0 ÷ 3,3 m)



t_1 (s)	t_2 (s)	h_1 (cm)	h_2 (cm)	k (cm/s)
180	360	512,6	508,4	0,00012
900	1800	500,2	492,9	0,000044

PROVA LEFRANC A CARICO VARIABILE

Profondità foro da piano campagna:..... 300,0 cm
Profondità rivestimento da piano campagna:..... 330,0 cm
Diametro esterno rivestimento:.....12,7 cm
Diametro tratto foro con prova permeabilità:.....10,1 cm
Lunghezza tratto foro testato da prova permeabilità:..... 30,0 cm
Livello stabilizzato acqua nel rivestimento da piano campagna ad inizio prova permeabilità:.....190,0 cm

DETERMINAZIONE COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' K

$$K = \frac{A}{C \times (t_2 - t_1)} \times \ln \frac{h_1}{h_2} = 0{,}000044 \text{ cm/s}$$

$t_2 - t_1$ =900 s intervallo di tempo per la determinazione di k

h_1 =19,8 cm altezza colonna d'acqua al tempo t_1=900s

h_2 =27,1 cm altezza colonna d'acqua al tempo t_2=1800s

A = 80 cm^2 area base tasca di prova

C = 30 cm coefficiente di forma rapportato ad altezza tasca di prova

INDAGINE GEOGNOSTICA, IDROGEOLOGICA E GEOFISICA PER PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE AREA FESTE IN VIA PIAVE DEL TERRITORIO COMUNALE DI CASTRONNO (VA)

DIAGRAMMA TEMPI / ABBASSAMENTI PROVA DI PERMEABILITA' P2 IN FORO DI SONDAGGIO S1

STUDIO GEOTECNICO BARATTI di Baratti Simona - 21100 Varese
Via Staurenghi 24- email: info@studiobaratti.com Tel. 0332/234651

VARESE, AGOSTO 2020

ALLEGATO N. 05

APPENDICE

RAPPORTO TECNICO

Indagine geofisica con la metodologia MASW

Signa srl
INDAGINI GEOFISICHE

Committente: Dott. Geol. Baratti Simona.

Località: Via Piave n.4.

Comune: Castronno (VA).

Indagine: Indagine geofisica con la metodologia MASW.

RAPPORTO TECNICO

Codice documento:99-20					
A	17/07/2020	EMISSIONE	DG	DG	DG
Rev.	*Data*	*Descrizione*	*Redatto*	*Controllato*	*Approvato*

SIGNA srl
Via G. Donizetti, 7 – 24040 Boltiere (BG)
Tel/Fax 035-806318 – Cell. 331-8218021
Cod.Fisc. e P.IVA 05388280967
www.signasrl.it; e-mail: info@signasrl.it

ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA
DANIELE GEROSA
geologo specialista
Albo n. 1448 AP
sezione A

1. INTRODUZIONE ED INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

La presente relazione riporta le elaborazioni ed i risultati ottenuti dall'esecuzione di un profilo sismico con la metodologia MASW presso l'area situata in via Piave n.4 nel comune di Castronno (VA).

La campagna di indagine è stata eseguita nella giornata del 08 Luglio 2020. Scopo dell'indagine è quello di ricostruire, per l'area in oggetto, l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità Vs-z (O.P.C.M. 3274 e s.m.i; D.M. 17.01.2018; D.g.r. IX/2616/2011; D.g.r. X/5001/2016). In *figura 1* si riporta l'ubicazione della prospezione MASW effettuata.

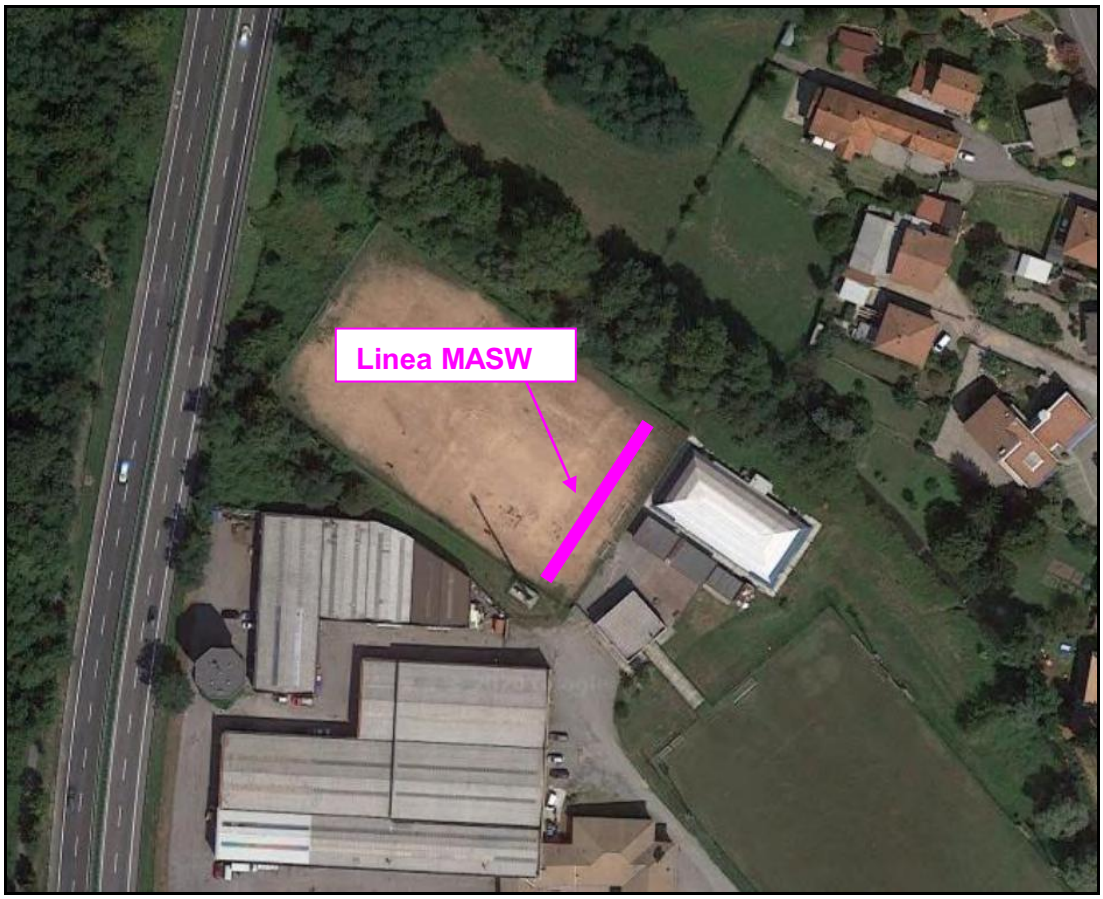


Figura 1: *Ubicazione della prova MASW effettuata (immagine tratta da Google Map).*

2. INDAGINE GEOFISICA MASW: DESCRIZIONE DEL METODO E DELLA STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

La prova MASW, messa a punto nel 1999 da ricercatori del *Kansas Geological Survey* (Park C.B. et al., 1999) permette di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (o onde S) in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh.

L'analisi delle onde superficiali è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 1.5 m (la configurazione geometrica adottata è stata dettata sia dalle condizioni logistiche che dalla necessità di ricostruire al meglio lo spettro di velocità delle onde superficiali di Rayleigh). Per ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, oltre ad utilizzare geofoni da 4.5 Hz, è stato utilizzato un sismografo a 24 bit.

Nell'esecuzione della prova MASW è stato utilizzato come sistema di energizzazione una mazza di 8 Kg battente su piattello metallico.

Per aumentare il rapporto segnale/rumore si è proceduto alla somma di più energizzazioni (processo di *stacking*). La sorgente è stata posta ad una distanza compresa tra 6 e 12 m dal primo geofono effettuando più energizzazioni in punti differenti (*"Optimum Field Parameters of an MASW Survey",* Park C.B. et al., 2005; Dal Moro G., 2008; Dal Moro G., 2012). Terminata l'indagine attiva, con la stessa configurazione geometrica si è passati alla registrazione dei microtremori (MASW passiva o ReMi) acquisendo in totale 10 registrazioni di rumore, ciascuna della lunghezza di 30 s.

Di seguito si riassumono le principali caratteristiche della strumentazione utilizzata nell'acquisizione della prova MASW:

n°	Strumentazione	Caratteristiche
1	Unità di acquisizione	sismografo GEOMETRICS "GEODE" a 24 bit
24	Geofoni verticali	"Geospace" con f_0= 4.5 Hz
1	Cavo sismico	L = 60 m
1	Sorgente	Mazza battente su piattello metallico

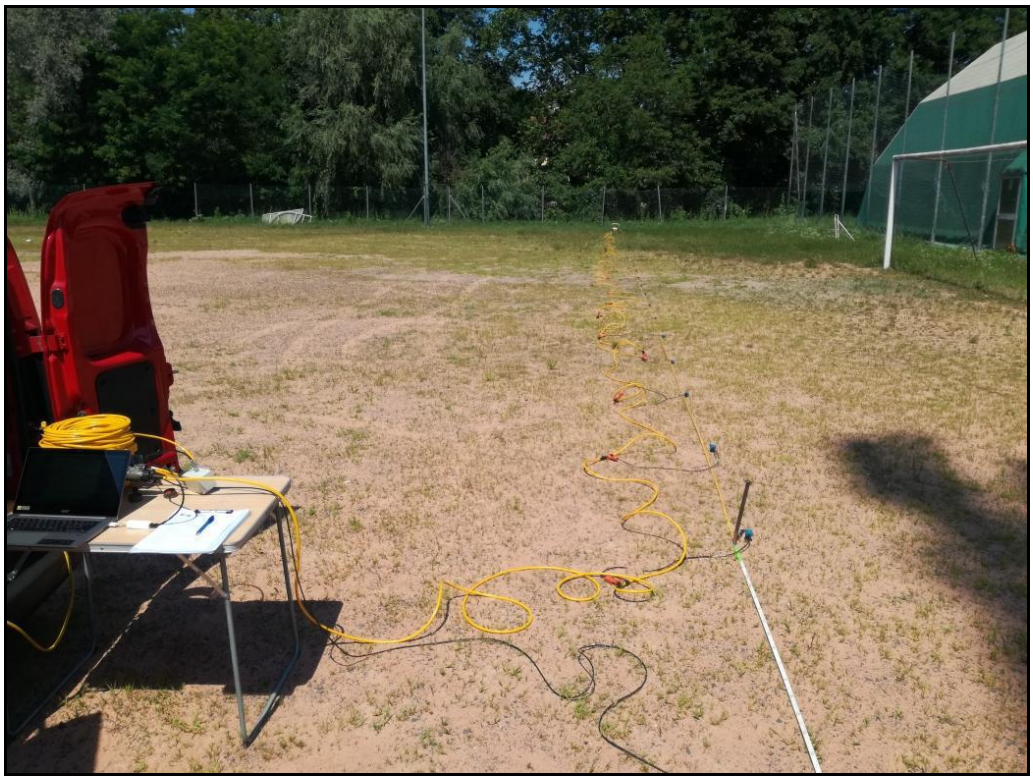


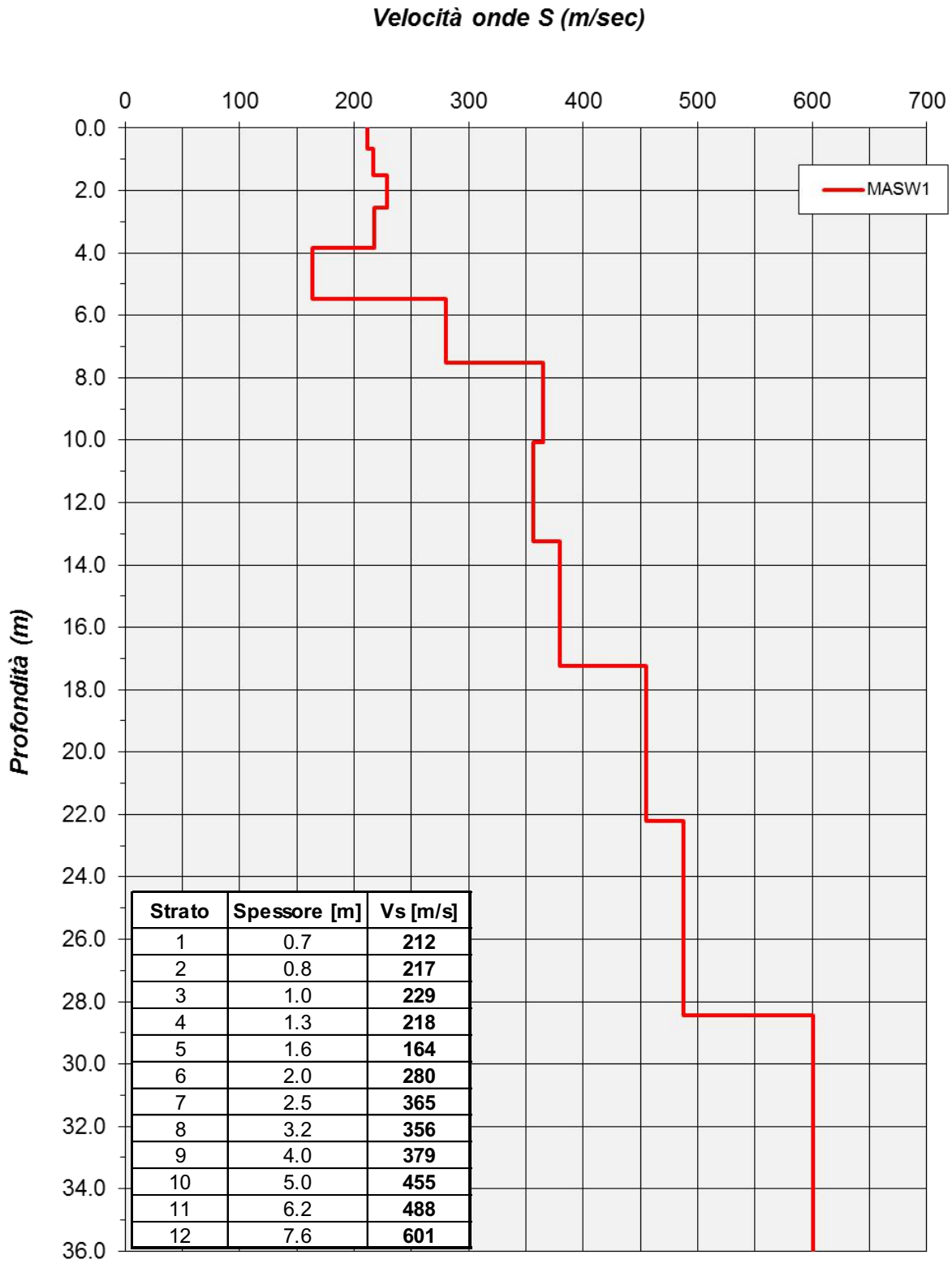
***Figura 2**: Vista dello stendimento MASW effettuato.*

2.1 Elaborazione dati

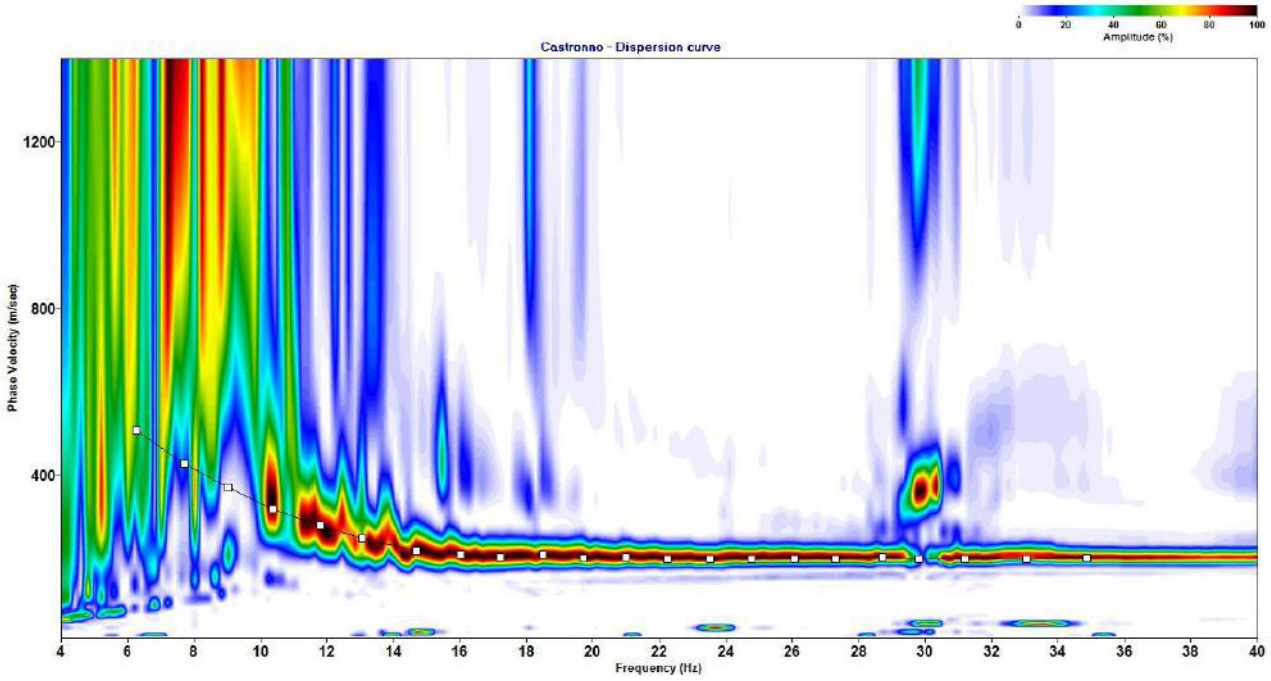
I dati sperimentali sono stati interpretati attraverso l'utilizzo di uno specifico programma di elaborazione (*SurfSeis 5.0* della Kansas University, Park C. B., 2016). Tale programma permette di elaborare i dati acquisiti sia con il metodo attivo che con quello passivo. Gli spettri bidimensionali ottenuti dalle registrazioni con il metodo attivo e con quello passivo, elaborati in fasi separate, vengono successivamente combinati in modo da ottenere uno spettro unico. Sullo spettro di frequenza viene eseguito un "picking" attribuendo ad un certo numero di punti una o più velocità di fase per un determinato numero di frequenze (si veda la curva di dispersione riportata).

Tali valori vengono successivamente riportati su un diagramma periodo-velocità di fase per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione di un modello interpretativo.

Dall'inversione della curva di dispersione (relativa al "modo fondamentale" delle onde superficiali di Rayleigh) si ottiene il seguente modello medio di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità, rappresentativo dell'area investigata.



Strato	Spessore [m]	Vs [m/s]
1	0.7	**212**
2	0.8	**217**
3	1.0	**229**
4	1.3	**218**
5	1.6	**164**
6	2.0	**280**
7	2.5	**365**
8	3.2	**356**
9	4.0	**379**
10	5.0	**455**
11	6.2	**488**
12	7.6	**601**

Indagine MASW

Curva di dispersione e picking