



VALPERGA - VIA GIUSEPPE VERDI 17 - TO
TEL./FAX +39 0124.617239
PIVA 03091120018
tecnico@bertottiassociati.it
diego@bertottiassociati.it
sergio@bertottiassociati.it



COMUNE DI	VALPERGA
COMMITTENTE	MOLINO PEILA S.P.A.
PROGETTO	VARIANTE SEMPLIFICATA PRGC AREA EX CENTRO MELE
FASE PROGETTO	ESECUTIVO ARCHITETTONICO OPERE DI URBANIZZAZIONE
TAVOLA	RELAZIONE IDRAULICA
PROFESSIONISTA	arch. DIEGO BERTOTTI
COLLABORAZIONE ESTERNA URBANISTICA	ing. PIER GIORGIO GAMERRO
COLLABORAZIONE ESTERNA	geologo CARLO DELLAROLE

RESPONSABILE DI PROGETTO
(per verifica e riesame)

COMMITTENZA
(per verifica ed accettazione)

DATA PROGETTO	01/2019
DATA REVISIONE 1	01/2020
DATA REVISIONE 2	
DATA REVISIONE 3	
DATA REVISIONE 4	
CONTROLLO U.T.	

COMMESSA
P07-1103-DM-0219

SCALA DISEGNO

TAVOLA N.

OU.08

Spettabile Ditta
MOLINO PEILA SpA
Frazione Gallenca 30
10082 VALPERGA TO

VARIANTE SEMPLIFICATA PRGC AREA EX CENTRO MELE

**STUDIO GEOLOGICO GEOTECNICO
E IDRAULICO**

**COMUNE DI
VALPERGA**



D.M. LL.PP. 17 GENNAIO 2018

PREMESSA

A seguito dell'incarico conferito dallo Studio Bertotti Associati per conto della Società in indirizzo, lo scrivente ha redatto la seguente indagine geologica in osservanza al D.M. LL.PP. 17.01.2018 con i contenuti prescritti al par. 6.2.1 *"Caratterizzazione e modellazione geologica del sito"*.

Per ogni struttura interagente con il terreno, la normativa citata richiede infatti *".. la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio ... In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico. Esso deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche"*.

Metodi e risultati delle indagini sono dunque esaurientemente esposti e commentati nella seguente relazione geologica.

Al fine di attuare l'intervento in progetto occorre procedere a Variante semplificata al PRGC art. 17 bis comma 4 L.R. 56/77, al fine di trasformare l'ambito attualmente in Area Agricola AN in Area Produttiva Esistente o di Completamento PE5B.

Il Comune di Valperga è dotato di PRGC approvato con DGR 30-13937 e risulta adeguato alla Circ. PGR 7/LAP/96.

La Carta di Sintesi condivisa ed approvata colloca la struttura in progetto in una Classe II di pericolosità geomorfologica, immediatamente retrostante ad una fascia di sicurezza classificata IIIa, in relazione a processi di laminazione connessi all'attività del T. Gallenca.

La fascia in ambito IIIa - ancorché inclusa nell'ambito di trasformazione PE - è in edificata e deve risultare inedificabile, con possibilità di trasferimento della volumetria negli ambiti di Classe II.

L'ambito territoriale risulta dunque idoneo ad ospitare l'intervento in progetto, che consiste nell'ampliamento dello stabilimento relativo all'ex Centro lavorazione mele della Comunità Montana Alto Canavese (acquisito dalla Società in indirizzo a seguito di asta pubblica) per un utilizzo produttivo ed artigianale, finalizzato ad attività logistiche inerenti il processo produttivo di trasformazione del mais.

Nel rammentare che *è responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini , la caratterizzazione e la modellazione geotecnica* (par. 6.2.2) , con la presente si intende fornire un contributo anche alla individuazione - dal punto di vista geomeccanico - delle specificità dei terreni di fondazione e dei parametri sismici , al fine di consentire l'individuazione degli eventuali problemi che la natura del sottosuolo pone per le scelte delle soluzioni progettuali .

Lo scopo della presente è dunque di raccogliere tutti i dati , qualitativi e quantitativi , occorrenti per il controllo dell'opera nel suo insieme ed in rapporto al terreno , al fine di fornire al Progettista tutti gli elementi necessari per l'esecuzione delle verifiche di calcolo richieste dalla vigente normativa di settore .

Poiché la realizzazione dell'area PE5 richiederà modifiche alla viabilità , risulta necessario procedere anche alla modificazione del tratto della Roggia di Favria che costeggia la viabilità comunale : uno specifico paragrafo della presente relazione entrerà nel merito delle caratteristiche idrauliche del canale artificiale di deflusso .

UBICAZIONE DELL'AREA E TIPOLOGIA DELL'OPERA

Il sito oggetto di indagine ha il riscontro nelle seguenti tavole cartografiche :

- Tavoletta I.G.M. a scala 1 : 25.000 - 42 III S.E., "Cuorgné"
- Carta Tecnica della Provincia di Torino a scala 1 : 5000 , elemento n. 135013 .
- Carta Tecnica della Regione Piemonte a scala 1 : 10.000 , elemento n.135010 - "Castellamonte"

Trova inoltre collocazione nel Foglio di mappa VI del Comune di Valperga , alle particelle catastali n. 69 - 72 - 73 - 75 - 83 - 769 - 1152 - 1383.

L'intervento in progetto prevede l'ampliamento dell'esistente fabbricato produttivo , così come rappresentato nelle tavole di progetto

La soluzione ipotizzata per gli elementi portanti consiste nella realizzazione di fondazioni dirette superficiali mediante plinti isolati , disposti su allineamenti tra loro paralleli .

La caratterizzazione geotecnica del sottosuolo è stata valutata sulla base di pozzetti esplorativi eseguiti in adiacenza all'area in esame, in un contorno significativo e nello stesso contesto geologico.

E' stato inoltre eseguito un sondaggio sismico a rifrazione realizzato in corrispondenza dell'area di intervento, che ha consentito di indagare anche sulla natura dei terreni profondi interessati dal carico della struttura; l'interpretazione mediante metodo MASW ha consentito la caratterizzazione del suolo ai fini della sismicità e di fornire la corretta categoria di suolo.

CARATTERI GEOMORFOLOGICI

Il settore è compreso nel Foglio 42 IVREA della Carta Geologica d'Italia a scala 1:100.000 nella fascia dei depositi alluvionali antichi in sponda destra del T.Orco, in corrispondenza dell'ampia superficie terrazzata che si sviluppa alla base della scarpata che delimita l'orlo del terrazzo fluvioglaciale (sul quale è collocato il Concentrico di Valperga), lungo la fascia spondale sinistra del T. Gallenca.

Le peculiarità morfologiche dell'area sono dunque legate alle modalità di messa in posto dei depositi quaternari ed ai processi erosionali che si sono sviluppati soprattutto in corrispondenza dei limiti delle diverse unità; in tale contesto possono essere citate le scarpate prodotte dall'attività erosiva del T.Orco ai danni dei depositi fluvioglaciali rissiani, evidenziate da due orli del terrazzo sempre chiaramente rintracciabili da Cuorné fino a Sud di Feletto.

La ricostruzione stratigrafica degli eventi deposizionali che caratterizzano il ciclo superiore nella formazione del conoide del T.Orco è stata formulata da *F. Carraro* (1986) e durante le fasi di indagine e rilievo sono stati individuati i diversi complessi che caratterizzano l'area, con ulteriori specificazioni rispetto all'analisi dell'Autore citato.

Il corso d'acqua principale, allo sbocco dell'omonima valle nell'alta pianura, ha depositato e modellato un ampio conoide alluvionale, successivamente inciso dallo stesso T.Orco e dal T.Gallenca, e ha originato in tal modo una successione di corpi terrazzati incastrati gli uni negli altri.

Questa alternanza nel tempo di episodi deposizionali ed erosivi ha consentito la formazione di una sequenza di scarpate che separano tra

loro i corpi sedimentari terrazzati : in sponda destra del T.Orco sono ben definiti e perfettamente riconoscibili due orli di terrazzo legati all'erosione fluviale che delimitano superfici sub pianeggianti adiacenti al corso del Torrente , mentre in sponda sinistra le stesse condizioni risultano meno evidenti .

In posizione più esterna rispetto all'asse del torrente una ulteriore scarpata individua la transizione ai depositi fluvioglaciali che originano il settore di alta pianura compreso tra il F.Orco e il T.Malone (*Pleistocene sup.*) .

E' quindi possibile distinguere dai più antichi ai più recenti , sulla base di criteri stratigrafici e morfologici , una serie di complessi costituenti i depositi della copertura Quaternaria presenti nell'area in esame :

- *Depositi fluvioglaciali (Pleistocene sup.)*

I depositi fluvioglaciali rissiani (che dovevano costituire un unico corpo prima che l'intensa erosione del T.Orco separasse due unità , a Nord Est e a Sud Ovest di esso , perfettamente correlabili tra loro) sono legati geneticamente alla messa in posto dell'Anfiteatro morenico di Ivrea e agli altri episodi glaciali che hanno interessato il conoide del T.Orco .

Considerata la notevole distanza dalle cerchie più esterne , i depositi fluvioglaciali assumono caratteristiche tipicamente fluviali , anche se la loro natura è rivelata dall'alterazione degli elementi , oltre che alla copertura loessica o alla presenza , talvolta , di un paleosuolo giallo-arancio tendente al bruno .

Costituiscono l'ampio settore dell'alta pianura che si estende a SW dell'area di intervento , alla base degli apparati collinari di Valperga ; sono costituiti da livelli ghiaioso sabbiosi in matrice limosa di colore tendente al marrone bruno con un grado di addensamento da medio ad elevato e si dispongono generalmente in bancate di potenza plurimetrica , alternate a livelli lenticolari di sabbie e limi.

Vengono considerati il livello fondamentale dell'alta pianura terrazzata nell'ampia area compresa tra il F.Orco e il T.Malone . La *Carta Geomorfologica e Neotettonica della Valle Gallenca ed aree limitrofe* redatta dall'Università degli Studi di Torino – Roberto Malaroda , 1998 definisce questi depositi “*Glaciofluviali ed alluviali dei Wurm medi*” , confermandone l'età pleistocenica sup.

- *Complesso delle sabbie ghiaiose fluviali (pleistocene sup.-olocene inf.)*
Si estendono alla base dell'orlo di terrazzo generato dall'erosione dei più antichi depositi fluvioglaciali . Sulla base dei dati litologico-stratigrafici , la potenza di questi sedimenti può essere stimata in circa 25 - 35 metri . Il complesso è riferibile ad una successione di livelli ghiaiosi in abbondante matrice sabbiosa di colore tendente al grigio alternati a livelli sabbiosi , che costituiscono l'ossatura della pianura debolmente ondulata di Rivarotta e Castellamonte e che sono perfettamente visibili lungo l'incisione del T.Gallenca nei pressi di loc. Rivarotta . Verso il tetto del complesso compaiono dei sedimenti sabbioso-limosi potenti circa 1 metro , trasformati quasi sempre in suolo agrario dall'intervento antropico . La citata cartografia riconduce questi litotipi a "*Glaciofluviali ed alluviali dei Wurm recenti*" riconducendoli ancora ad un'età pleistocenica superiore .

L'area oggetto di studio è collocata proprio nell'ambito di questi depositi di origine fluviale , collocati in sinistra idrografica del T. Gallenca , che mostrano a grande scala solo deboli ondulazioni del piano di campagna .

Nel settore a NE è conservata una superficie terrazzata minore disposta con andamento NW-SE , che si segue con continuità alla base della scarpata presente da loc. Camporotondo di Cuorné fino a loc. Rivarotta e che mostra di avere una corrispondente in sponda sinistra : tali depositi possono essere interpretati come un ciclo deposizionale erosivo intermedio tra i depositi tardo-olocenici ed eo-olocenici ma , per analogie morfologiche e litostratigrafiche , vengono associati anche nella carta geomorfologica ai depositi sopra descritti .

- *Ghiaie sabbiose fluviali (Olocene sup.)*
Il complesso in questione individua i depositi recenti e attuali del F.Orco lungo l'alveo di magra e di piena , posti alla base della notevole scarpata di erosione . Tali depositi risultano essere costituiti da ghiaia e ciottoli anche di notevoli dimensioni con scarsa matrice di sabbia grossolana di colore grigio . La potenza di questi livelli si aggira intorno a 10 - 15 metri e poggiano verosimilmente sul basamento granitico , che affiora saltuariamente lungo la sinistra idrografica del T.Orco .

ASSETTO STRATIGRAFICO

L'area in studio è dunque situata in un contesto geolitologico assolutamente uniforme : l'alta pianura terrazzata a Nord del F. Po è costituita infatti da depositi quaternari di origine fluviale e fluvioglaciale (con le serie riferibili al *Riss* e al *Mindel - Pleistocene medio e inf.*), alla base dei quali sono presenti i depositi deltizi e fluvio-lacustri del *Villafranchiano*, che testimoniano la transizione tra i depositi continentali quaternari e le sabbie marine plioceniche .

Il *Villafranchiano* si presenta come una sequenza di livelli ghiaioso-sabbiosi , alternati a depositi argilloso-siltosi di forma per lo più lenticolare. Nel settore di pianura , al disotto dei depositi fluviali e fluvioglaciali , il *Villafranchiano* è presente a partire da una profondità di 35 metri circa .

L'analisi litostratigrafica del settore in studio può essere eseguita attraverso i dati desunti dalle trivellazioni dei pozzi per acqua individuati nei Comuni di Rivarolo - Oglianico - Salassa e Valperga : questi dati confermano la presenza della sequenza completa dei depositi quaternari e plio-pleistocenici .

I livelli di terreno attraversati dalla colonna litostratigrafica tipo possono essere descritti nel modo seguente , procedendo dall'alto verso il basso :

- 1 In superficie è presente una coltre di terreno agrario potente circa 0.5 ÷ 1.0 m , costituita da sabbia limosa bruna , con presenza di frammenti vegetali e resti radicalari . Data la vocazione agricola del territorio , questo primo livello risulta quasi costantemente rimaneggiato .
- 2 Il passaggio ai sottostanti depositi ghiaioso-sabbiosi (*Complesso delle ghiaie sabbiose fluviali*) quasi sempre netto ed è rimarcato talora da un livello centimetrico di ghiaietto in matrice limosa discretamente cementato. La granulometria del deposito è essenzialmente ghiaioso-ciottolosa e la matrice è una sabbia limosa di colore grigio-bruno ; i clasti , di diametro anche superiore a 0.3 metri , si presentano sempre con forma arrotondata e risultano ben gradati . La loro natura mineralogica è eterogenea e riflette la petrografia delle unità affioranti sui rilievi alpini e prealpini delle valli Orco e Soana . In tali depositi , tra i 10 e 20 metri di

profondità, è stata riscontrata la presenza di grossi trovanti aventi diametro anche di 150 cm. Il complesso di ghiaie sabbiose è privo di setti impermeabili ed è sede di un acquifero indifferenziato assai produttivo con livello statico posizionato intorno a 6 m dal piano di campagna. Entro questi depositi, che assicurano elevati valori di capacità portante e scarsa propensione ai cedimenti, saranno realizzate le opere fondazionali della nuova struttura

- 3 Alla base dei depositi fluviali si riscontra il passaggio ai più antichi depositi fluvioglaciali. Tali depositi, anch'essi di natura grossolana, sono riferibili al *Fluvoglaciale Riss (Pleistocene Superiore)*, ma non si può escludere che i livelli di sabbia ghiaiosa posti più in profondità e che presentano generalmente un avanzato stato di alterazione, siano riferibili al *Fluvioglaciale Mindel*. La transizione ai sottostanti livelli è posta ad una quota variabile intorno ai 40 m dal p.c. (pozzo Vesignano 1 di Rivarolo).

- 4 La serie di terreni di epoca quaternaria poggia su depositi di ambiente lagunare - deltizio e fluviolacustre di epoca Villafranchiana. Si tratta di bancate di ghiaia e sabbia quarzose che sono sede di falde profonde, alternate a frequenti livelli argilloso-siltosi che offrono le necessarie garanzie di difesa e protezione della risorsa idrica.

La potenza del complesso dei depositi Villafranchiani è stimata intorno a 300 m circa, come testimoniato dai dati relativi alla perforazione profonda eseguita dall'AGIP nel pozzo S. Benigno; risalendo verso Nord i depositi Villafranchiani tendono a diminuire la loro potenza, poiché in un pozzo di Favria è stata rilevata la presenza di argille con fossili già a partire da una profondità di 107 m dal p.c.. Nell'area in esame, la transizione dal complesso Villafranchiano ai depositi marini pliocenici avviene alla profondità di circa 160 m circa, come testimoniano i dati relativi alle perforazioni profonde eseguite in un contorno significativo (Rivarolo 1 e 2 e Vesignano 1)

- 5 I depositi marini pliocenici completano la sequenza a profondità variabile e poggiano verosimilmente sul substrato roccioso. Nel pozzo di loc. Grangetto di Busano localizzato circa 5.5 km a S-SW, questo è presente a partire da una quota di 261 m dal p.c.. Nell'area in studio è verosimile che i depositi marini risultino assenti ed i depositi continentali vadano a poggiare direttamente sul substrato roccioso, che affiora in sinistra idrografica T. Orco.

INDAGINI IN SITO

In corrispondenza della superficie terrazzata oggetto di studio sono state eseguite numerosi prospezioni tramite pozzetti geognostici , per le quali si ha un riscontro pressoché costante della stratigrafia nei primi metri di terreno dal piano di campagna . L'andamento contempla i seguenti livelli :

livello n. 1 da 0.0 a 0.4 ÷ 0.8 m da p.c.	<i>Livelli sabbioso limosi con resti radicalari</i>
livello n. 2 oltre 0.4 ÷ 0.8 m da p.c..	<i>Deposito fluviale o fluvioglaciale costituito da ghiaia ben gradata in matrice di sabbia deb. limosa o sabbia grossolana con ghiaietto e frequenti ciottoli ($\phi > 40$ cm) . La natura petrografica dei clasti - alcuni dei quali riferibili agli Gneiss granitoidi del Gran Paradio - conferma l'origine e l'appartenenza al Complesso delle sabbie ghiaiose fluviali . Il deposito mostra di possedere un grado di addensamento da medio ad elevato .</i>

In prossimità del sito in esame , alla base della scarpata che correla i depositi *fluvioglaciali pleistocenici* con i depositi alluvionali antichi (*olocene inf.*) , vennero eseguiti nel passato (per conto dell' A.N.A.S.) diversi carotaggi finalizzati alla realizzazione della variante al tracciato della S.S. 460 .

La colonna litostratigrafica del sondaggio perforato in un sito prossimo a quello in esame è riconducibile alla seguente sequenza di depositi :

profondità	descrizione
0 m - 0.7 m da p.c.	<i>terreno di copertura argilloso con ghiaia</i>
0.7 m - 4.4 m da p.c.	<i>sabbia e ghiaia limosa con ciottoli</i>
4.4 m - 10.5 m da p.c.	<i>ghiaia grossolana con sabbia e ciottoli in matrice limosa</i>
10.5 m - 20.5 m da p.c.	<i>ghiaia e sabbia con ciottoli in matrice limoso-argillosa</i>

I plinti di fondazione della nuova struttura andranno dunque ad insistere su depositi ghiaiosi , idonei a sopportare carichi elevati .

ROGGIA DI FAVRIA – ANALISI DEI DEFLUSSI

La necessaria sistemazione della viabilità lungo la Strada comunale San Bernardo impone un intervento sull'alveo della Roggia di Favria che defluisce in adiacenza al corpo stradale. Il rifacimento parziale della canalizzazione consentirà di mantenere una larghezza costante dell'alveo di 3.40 m (che si riduce a 3 m in prossimità del sottoservizio di Strada San Bernardo, per consentire l'accesso delle acque alla vasca di carico dell'esistente centralina di produzione a Nord dell'edificio esistente Molino Peila) ed un'altezza del pelo libero definita in funzione delle portate defluenti.

La Roggia di Favria è un corso d'acqua artificiale di irrigazione che deriva le acque dal Torrente Orco nel territorio del Comune di Cuorné, con una portata fissa di circa 2.2 mc/s nei periodi estivi (dal 15 maggio al 31 agosto) e 1.7 mc/s nei restanti periodi. La portata media annua è dunque di 1.85 mc/s.

Questa portata può essere incrementata in relazione al bacino imbrifero che si sviluppa lungo il settore pianeggiante in destra del canale (superficie di circa 0.13 kmq). Considerando l'andamento sub pianeggiante del bacino e l'elevata permeabilità dei depositi, si ritiene ancora cautelativa l'applicazione di un coefficiente di deflusso pari a $c = 0.5$

Prevedendo quindi un contributo di pioggia pari a 12.5 mc/s/kmq (eventi settembre 93 e ottobre 2000 in Valle Orco) si ottiene una potenziale portata aggiuntiva

$$Q_{aggiuntiva} = 0.13 \text{ kmq} * 12.5 \text{ mc/s/kmq} * 0.5 = 0.81 \text{ mc/s}$$

che determina una portata massima della Roggia di Favria alla sezione di chiusura considera (Proprietà Molino Peila) di

$$Q_{max} = 3.00 \text{ mc/s}$$

L'alveo del corso d'acqua possiede quasi sempre una sezione rettangolare e risulta con il fondo in terra battuta e con le sponde lisce e senza arbusti (ad eccezione di limitati tratti), sovente rivestite in calcestruzzo.

Prima di raggiungere l'area Molino Peila il canale non riceve alcun apporto e la sua sezione con la massima portata di derivazione possiede un franco di circa 50 ÷ 70 cm in corrispondenza delle sponde e di circa 25 ÷ 40 cm in corrispondenza degli attraversamenti.

Mediante la relazione di *Chezy* (rielaborata da *Manning*) , si può determinare un valore di riferimento della velocità media della corrente nella sezione di progetto , note le caratteristiche di pendenza e di raggio idraulico :

$$v = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * J^{\frac{1}{2}} = 1.61 \text{ m/s}$$

con :

$$n = \text{indice di scabrezza} = 0.035$$

(da Marchi e Rubatta 1981 , modificata in : Sistemazioni Idraulico forestali . G.Benini)

$$R = \text{raggio idraulico} = 0.63$$

(con sezione avente larghezza 3.4 m e altezza pelo libero delle acque defluenti $h = 1 \text{ m}$)

$$J = \text{pendenza dell'alveo} = 0.0059$$

(determinata su un tratto di 400 m di lunghezza)

L'attuale velocità delle acque nel canale , determinata mediante ripetute misure sperimentali empiriche , si attesta intorno a $v = 0.9 \text{ m/s}$: considerata l'evidente differenza tra il valore sperimentale rispetto al valore teorico calcolato , ai fini della cautela si preferisce utilizzare il valore determinato sperimentalmente .

L'altezza della lama d'acqua defluente nel canale si può calcolare tenendo conto della massima portata defluente teoricamente entro l'alveo della Roggia di Favria ($Q = 3.0 \text{ mc/s}$) , della velocità della corrente nelle condizioni di progetto ($v = 0.9 \text{ m/s}$) e della larghezza della sezione ($l = 3.4 \text{ m}$)

$$h = Q / v / l = 3.0 \text{ mc/s} / 0.9 \text{ m/s} / 3.4 \text{ m} = 0.98 \text{ m}$$

Per il dimensionamento del ponte relativo all'ingresso NE , si dovrà ovviamente considerare un adeguato franco rispetto all'intradosso .

ANALISI SISMICA

La normativa sismica italiana OPCM 3274 del 20.03.2003 , così come il DM LL.PP. 14/01/2008 e la successiva Circolare 2.02.2009 n. 617 definiscono l'azione sismica di progetto , in assenza di analisi specifiche , sulla base della zona sismica di appartenenza del sito e la categoria sismica di suolo su cui sarà realizzata l'opera.

All'interno del territorio nazionale fino ad oggi sono state individuate 4 zone sismiche, contraddistinte dal valore a_g dell'accelerazione di picco al suolo, normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità. I valori convenzionali di a_g assegnati nelle 4 zone sismiche fanno riferimento all'accelerazione di picco in superficie per suolo di tipo A, cioè roccia affiorante o suolo omogeneo molto rigido, per il quale il moto sismico al bedrock non subisce variazioni sostanziali.

Per valutare invece l'accelerazione sismica spettrale in presenza di suoli di tipo B, C, D, E - in assenza di una specifica analisi di amplificazione sismica locale per il suolo in esame - la normativa introduce un fattore di amplificazione S e i periodi T che definiscono lo spettro di risposta di un oscillatore semplice con smorzamento pari al 5%.

Come è noto, la classificazione del suolo è convenzionalmente eseguita sulla base della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{V_{si}} \right)}$$

dove V_{si} e h_i sono la velocità delle onde di taglio verticali e lo spessore dello strato i -esimo.

Per determinare tale valore è stato adottato il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) che è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

In corrispondenza all'area di intervento è stato pertanto eseguito uno stendimento sismico di 48 metri e con l'utilizzo di 24 geofoni, la cui interpretazione ha consentito di definire un valore della velocità

$$V_{s30} = 356 \text{ m/s}$$

determinando quindi l'appartenenza dei terreni di fondazione ad un suolo di tipo C.

In appendice sono riportate e descritte le interpretazioni dell'analisi sismica MASW

CALCOLO DEL CARICO ULTIMO

Il D.M. 17.01.18 prevede che siano verificati dal progettista gli stati limite ultimi (SLU) e gli stati limite di esercizio (SLE), secondo le modalità descritte al par. 6.4.2 del predetto D.M. La verifica di stabilità globale viene effettuata seguendo l'Approccio 1.

Il fabbricato oggetto di intervento rientra nei seguenti ambiti :

- Il Comune di Valperga è classificato in zona 4 di sismicità ai sensi della Deliberazione della Giunta Regionale 19 gennaio 2010, n. 11-13058 - Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006).
- Opera di tipo 2 : opere ordinarie ;
- Classe d'uso II : costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente ;

Le verifiche seguenti intendono fornire un contributo di calcolo partendo da dati ancora cautelativi presenti nella recente letteratura geologica , in quanto non sono state esperite specifiche prove in sito che consentano correlazioni numeriche .

Vengono eseguite verifiche preliminari al fine di valutare gli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO) , considerando lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi è stata condotta attraverso la Combinazione 2 ($A2+M2+R2$) , nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2.

Allo stesso modo , sono stati quindi verificati gli stati limite ultimi finalizzati al dimensionamento strutturale (STR), considerando gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione. L'analisi è stata svolta utilizzando la Combinazione 1 ($A1+M1+R1$), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari .

Per supportare le conoscenze del sistema geotecnico opera-terreno , si indicano alcuni parametri che possono consentire di verificare la tipologia delle opere di fondazione adottate , in relazione alla capacità portante del terreno .

Nel caso di fondazioni dirette superficiali , tale calcolo presuppone infatti la conoscenza di alcuni parametri meccanici :

c = coesione

φ = angolo di attrito interno

γ = peso di volume del terreno

ipotizzando la tipologia e le dimensioni degli elementi fondazionali.

Mediante le espressioni presentate da *Terzaghi* , *Meyerhof* , *Vesic* e *Hansen* si determina il carico di rottura (Q_{lim}) , che è il risultato più strettamente geotecnico del calcolo di capacità portante delle fondazioni superficiali e che rappresenta la massima tensione in assoluto , superando la quale si ha la rottura del terreno dovuta agli sforzi di taglio.

In altre parole , il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di *Frolich*), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di *Prandtl* e successivi) .

Il carico di rottura Q_{lim} è funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno , della forma e dimensioni della superficie di carico e della profondità del piano di fondazione .

In riferimento alle valutazioni dianzi esposte , sono stati assegnati ai parametri meccanici del terreno valori ancora cautelativi che rientrano normalmente nell'ambito delle sabbie ghiaiose con medio grado di addensamento , assumendo le più sfavorevoli condizioni che si possano ragionevolmente prevedere in riferimento al contesto geologico nel quale si interviene .

In relazione alle nuove opere che saranno realizzate , è stata ipotizzata una sequenza di plinti isolati .

Ai fini del pre dimensionamento delle strutture di fondazione , nel seguente contributo le dimensioni e le azioni alla base dei plinti sono state solo ipotizzate (carico verticale = 1700kN) : qualora l'analisi reale dei carichi eseguita dal Tecnico strutturale dovesse fornire un valore sostanzialmente differente , i calcoli seguenti dovranno essere necessariamente rivisti .

Sarà in ogni caso buona norma fornire allo scrivente i valori dei carichi trasmessi dalla struttura ai terreni per mezzo dell'opera di fondazione , per valutare l'idoneità della geometria prospettata e la conseguente efficacia della stessa .

Si prescrive pertanto che nella fase di apertura del cantiere vi sia un rigoroso controllo delle caratteristiche del terreno , per valutare l'idoneità dei calcoli nel seguito riportati.

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2018
Lat./ Long. [WGS84]	45.385351/7.738885
Larghezza fondazione	2.5 m
Lunghezza fondazione	2.5 m
Profondità piano di posa	2.0 m
Altezza di incastro	0.7 m
Profondità falda	6.0
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.2/0.3 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.032
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	1.5
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.422
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0064
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.0516

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.21	2.59	0.17
S.L.D.	50.0	0.25	2.59	0.2
S.L.V.	475.0	0.48	2.72	0.28
S.L.C.	975.0	0.57	2.77	0.3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.315	0.2	0.0064	0.0032
S.L.D.	0.375	0.2	0.0076	0.0038
S.L.V.	0.72	0.2	0.0147	0.0073
S.L.C.	0.855	0.2	0.0174	0.0087

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito;
c: Coesione; Ey: Modulo Elastico;

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	c [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]
0.6	17.0	18.0	30.0	0.0	20000.0
6.0	20.0	21.0	36.0	0.0	50000.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	N [kN]
1	A1+M1+R1	1700.00
2	A2+M2+R2	1700.00
3	Sisma	1700.00
4	S.L.E.	1700.00
5	S.L.D.	1700.00

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	1	1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
4	Si	1	1	1	1	1	1	1
5	Si	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE PIU' CAUTELATIVA ...A2+M2+R2

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	710.79 kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	394.88 kN/m ²
Tensione [Ed]	202.14 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.52
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 28431.66 kN/m³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Carico limite	1645.46 kN/m ²
Resistenza di progetto	1645.46 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed≤Rd]	Verificata
--------------------------------	------------

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Carico limite	1654.1 kN/m ²
Resistenza di progetto	1654.1 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed≤Rd]	Verificata
--------------------------------	------------

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Carico limite	2510.25 kN/m ²
Resistenza di progetto	2510.25 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed≤Rd]	Verificata
--------------------------------	------------

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Carico limite	1879.87 kN/m ²
Resistenza di progetto	1879.87 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed≤Rd]	Verificata
--------------------------------	------------

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Carico limite	1880.48 kN/m ²
Resistenza di progetto	1880.48 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed≤Rd]	Verificata
--------------------------------	------------

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Carico limite	720.45 kN/m ²
Resistenza di progetto	400.25 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed≤Rd]	Verificata
--------------------------------	------------

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Carico limite	710.79 kN/m ²
Resistenza di progetto	394.88 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed≤Rd]	Verificata
--------------------------------	------------

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Carico limite	946.93 kN/m ²
Resistenza di progetto	526.07 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed≤Rd]	Verificata
--------------------------------	------------

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Carico limite	828.25 kN/m ²
Resistenza di progetto	460.14 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed≤Rd]	Verificata
--------------------------------	------------

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Carico limite	819.54 kN/m ²
Resistenza di progetto	455.3 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed≤Rd]	Verificata
--------------------------------	------------

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Carico limite	720.45 kN/m ²
Resistenza di progetto	400.25 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Carico limite	710.79 kN/m ²
Resistenza di progetto	394.88 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Carico limite	946.93 kN/m ²
Resistenza di progetto	526.07 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Carico limite	828.25 kN/m ²
Resistenza di progetto	460.14 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Carico limite	819.54 kN/m ²
Resistenza di progetto	455.3 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Assegnando al modulo elastico dei terreni attraversati i valori riportati nella recente letteratura geologica , è stata condotta un'analisi dei cedimenti a breve termine , dalla quale è emersa la possibilità di registrare cedimenti massimi nell'ordine di $2 \div 5$ mm in corrispondenza del centro della fondazione : tali cedimenti , rimanendo stabile il contenuto in acqua dei terreni , non sono significativi e , in ogni caso , si esauriranno durante la fase realizzativa .

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	202.0 kN/m ²
Spessore strato	20.0 m
Profondità substrato roccioso	80.0 m
Modulo Elastico	70000.0 kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.25
Coefficiente di influenza I1	0.52
Coefficiente di influenza I2	0.01
Coefficiente di influenza Is	0.52
Cedimento al centro della fondazione	5.04 mm
Coefficiente di influenza I1	0.47
Coefficiente di influenza I2	0.02
Coefficiente di influenza Is	0.49
Cedimento al bordo	2.34 mm

L'ordine di grandezza del cedimento viene confermato dalla seguente relazione , utilizzando valori normalizzati di N_{SPT} eseguiti in ambiti circostanti nelle stesse condizioni geologiche

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	202.0 kN/m ²
Tempo	1.0
Profondità significativa Zi (m)	2
Media dei valori di N_{spt} all'interno di Zi	50
Fattore di forma fs	1
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1
Indice di compressibilità	0.007
Cedimento	2.392 mm

La verifica alla liquefazione è stata omessa in relazione alle caratteristiche granulometriche dei depositi fluviali .

CONCLUSIONI

Lo studio geologico finalizzato alla variante semplificata di PRGC , con lo scopo di trasformare l'ambito di Strada San Bernardo all'altezza del ponte sul T. Gallenca - attualmente in Area Agricola AN - in Area Produttiva Esistente o di Completamento PE5B , consente di esprimere un giudizio positivo , raccomandando laddove possibile di eseguire un minimo rialzo del piano pavimento rispetto al piano di campagna circostante .

Lo studio ha valutato i diversi aspetti territoriali , idrogeologici - idraulici e geotecnici , che dovranno consentire l'ampliamento di un esistente fabbricato , al fine di potenziare le attività connesse alla produzione della Ditta Molino Peila .

L'indagine geotecnica sui terreni di fondazione delle opere interagenti con il terreno relative all'ampliamento del fabbricato ad uso produttivo svolta in osservanza ai punti 6.2.1 e 6.2.2 del D.M. LL.PP. 17 gennaio 2008 , consente di formulare le seguenti indicazioni di natura progettuale :

- scavo dei plinti in sezione obbligata fino alla profondità minima di circa 2.0 m dal p.c. attuale . In ogni caso dovrà essere superato il livello dei materiali coesivi che costituiscono il suolo agrario , consentendo l'appoggio sui livelli ghiaioso-sabbiosi sottostanti ;
- livellamento e regolarizzazione del piano di posa degli elementi strutturali di fondazione con adozione di una sottofondazione debolmente armata ;
- adozione di fondazioni dirette superficiali mediante strutture isolate dalle quali si eleveranno i pilastri portanti . La fondazione dei pilastri maggiormente caricati dovrà possedere una pianta quadrata con lato non inferiore a 2.5 m e i relativi carichi gravanti sui terreni non dovranno superare i valori indicati nella tabella dei carichi di progetto agenti sulla fondazione .

In caso di opere che trasmettano al terreno carichi superiori rispetto a quelli ipotizzati , i calcoli di verifica dovranno essere rivisti adeguando la dimensione dei singoli elementi .

Pertanto , ogni modificazione rispetto alle condizioni sulle quali sono state operate le verifiche dovrà essere preventivamente comunicata allo scrivente per valutarne la compatibilità con l'insieme opera-terreno .

In appendice si allegano le analisi sismiche e gli elaborati integrativi richiesti dalla Regione Piemonte - Settore Tecnico Regionale

Rimanendo a Vs. completa disposizione per ogni ulteriore chiarimento , si formulano i migliori saluti .

Castellamonte , 22 gennaio 2020

APPENDICE N.1 .

Elaborati integrativi richiesti in fase istruttoria

Il Parere Unico espresso dal Settore Tecnico della Regione Piemonte contiene la richiesta di alcuni elementi integrativi , riconducibili agli elaborati seguenti .

1. Si certifica che il quadro del dissesto non viene modificato e permangono i caratteri descritti negli elaborati tecnici di PRGC – novembre 2003 , approvato con DGR n. 30-13937 del 15.11.2004

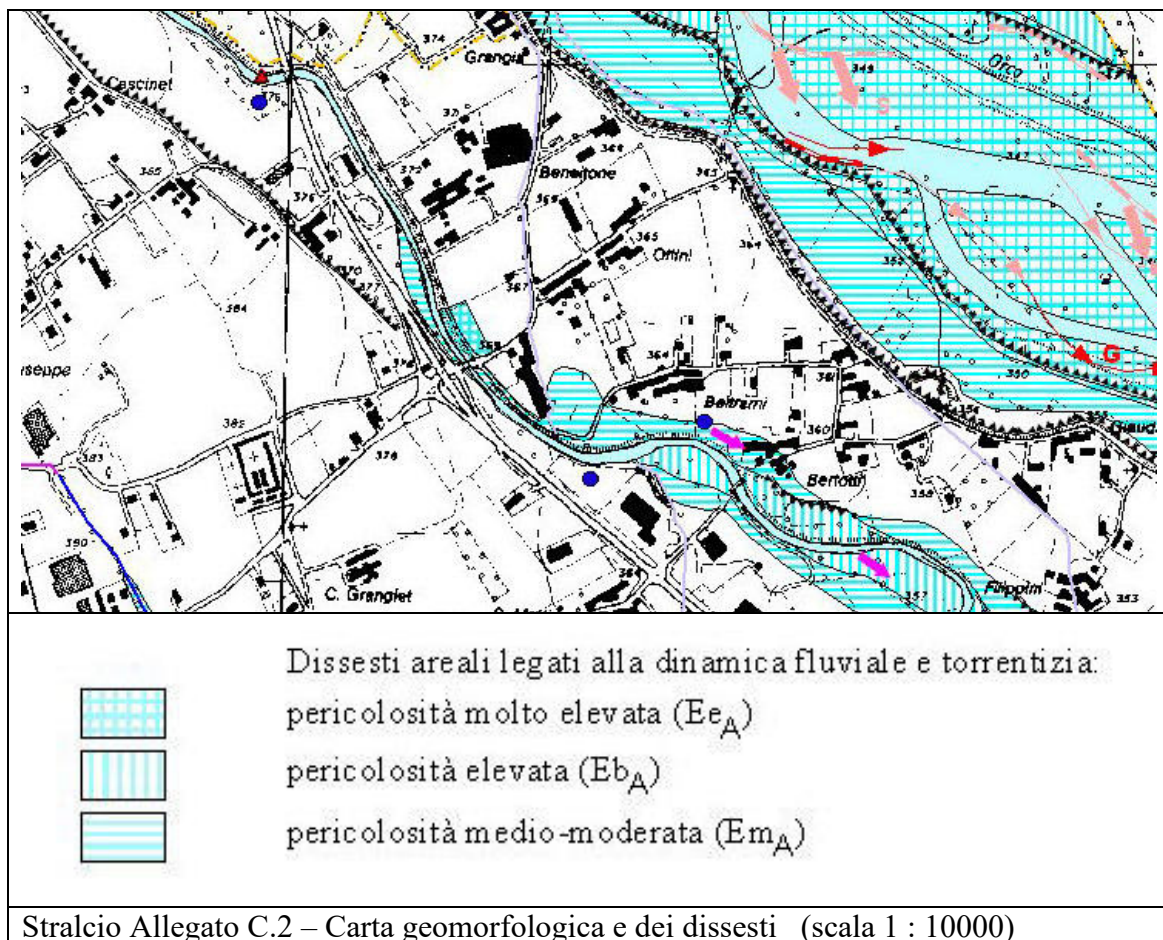
2. Dai medesimi elaborati di PRGC vengono riprodotti i seguenti stralci cartografici :

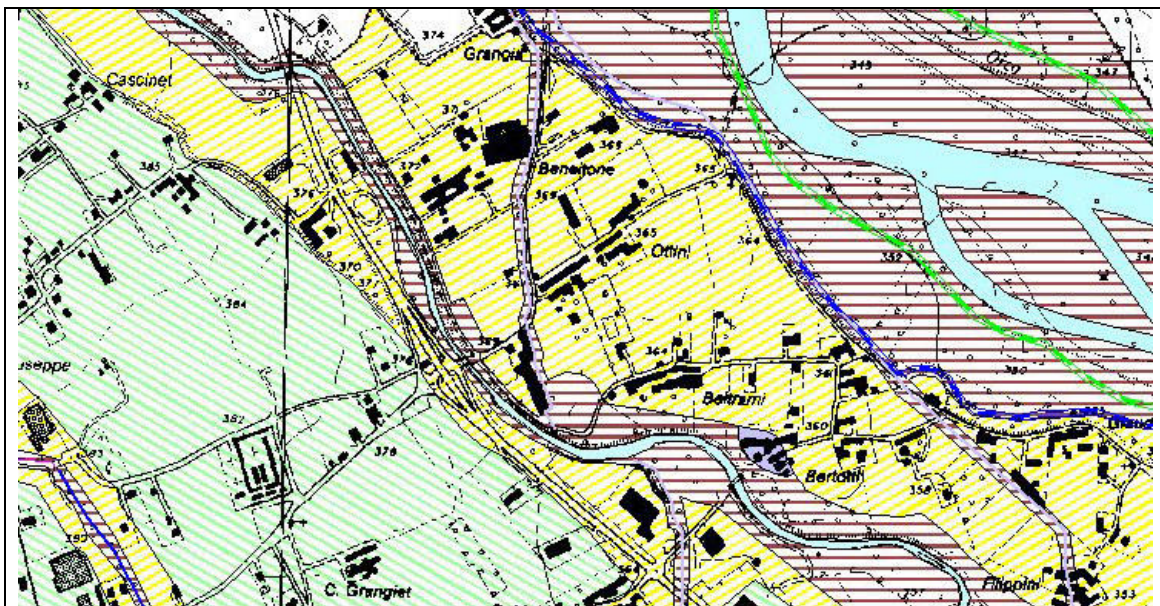
Allegato C.2 Carta geomorfologica e dei dissesti (scala 1 : 10000)

Allegato C.5 Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità urbanistica (scala 1 : 10000)

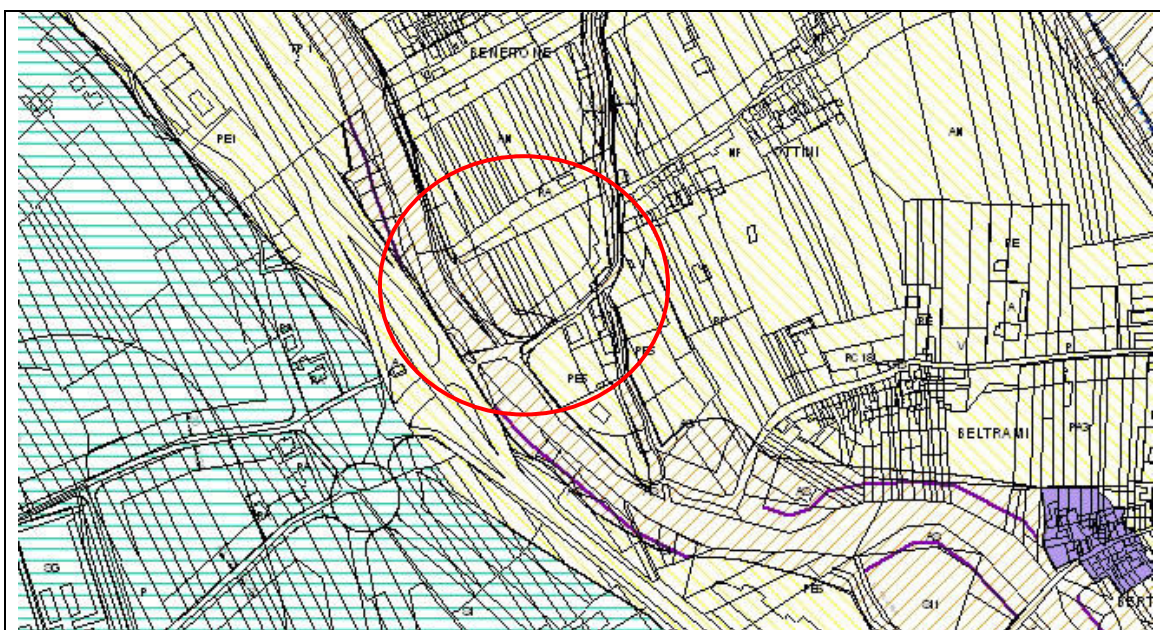
Allegato C.5a Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità urbanistica (scala 1 : 5000)

Il riposizionamento dell'edificio in progetto sugli elaborati precedenti viene effettuato su elaborato grafico a parte

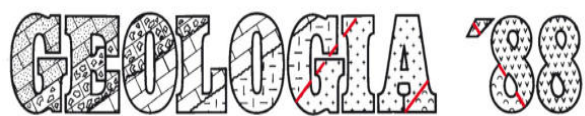




Stralcio Allegato C.5 Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità urbanistica (scala 1 : 10000) . In verde classe I , in giallo classe II , in rosso classe IIIa



Allegato C.5a Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità urbanistica (scala 1 : 5000 su base catastale) . In verde classe I , in giallo rigato NW-SE classe II , in rigato NE-SW classe IIIa . Nel riquadro l'area di interesse



SERVIZI CANAVESANI DI GEOTECNICA E GEOLOGIA APPLICATA

dott. geologo Carlo Dellarole

Dottor Geologo Carlo Dellarole	Via: Via Roma, 7 10081 Castellamonte (TO) - -
C.FISC: DLLCLM59M19L219K P.IVA: 04926940018	Tel: 0124513359 - 3292247956
	Email: dellarolecarlo@alice.it

	Data: maggio 2019
	Il committente
	MOLINO PEILA SPA - Valperga
	Il Tecnico
	Il Progettista
Indagine geofisica tramite tecnica MASW	

Easy MASW

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P**-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- **S**-Trasversale: onda profonda di taglio;
- **L**-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R**-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times \nu$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

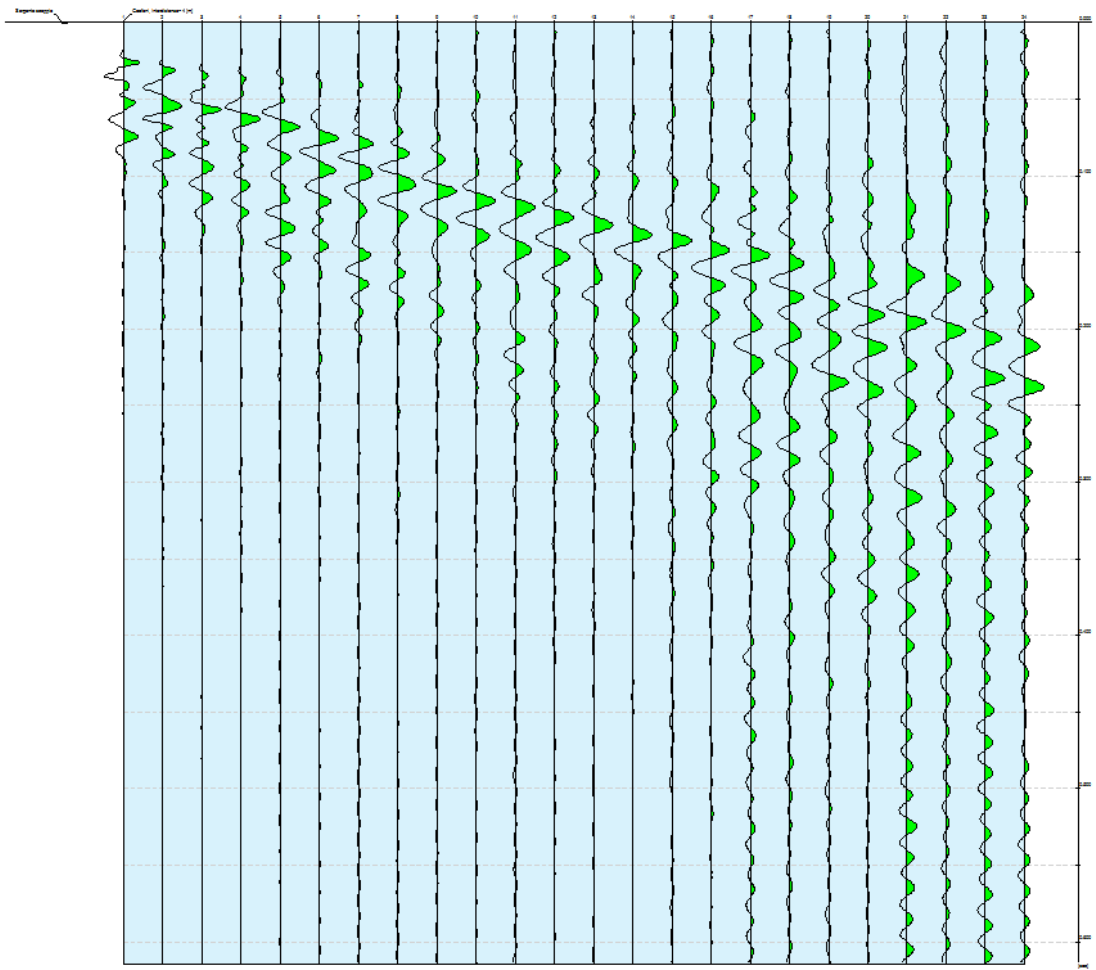
Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

Tracce

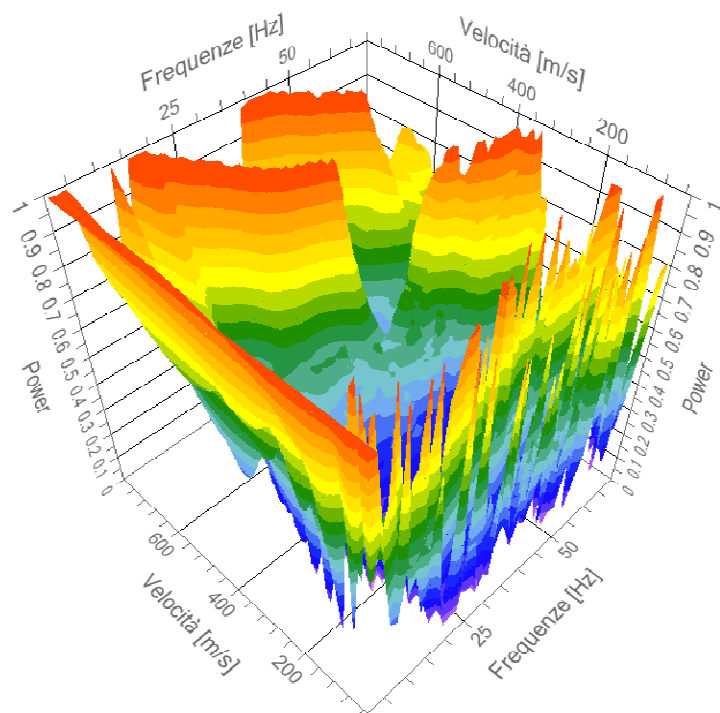
N. tracce	24
Durata acquisizione [msec]	614.4
Interdistanza geofoni [m]	4.0
Periodo di campionamento [msec]	0.60



Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	70
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	30
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	10

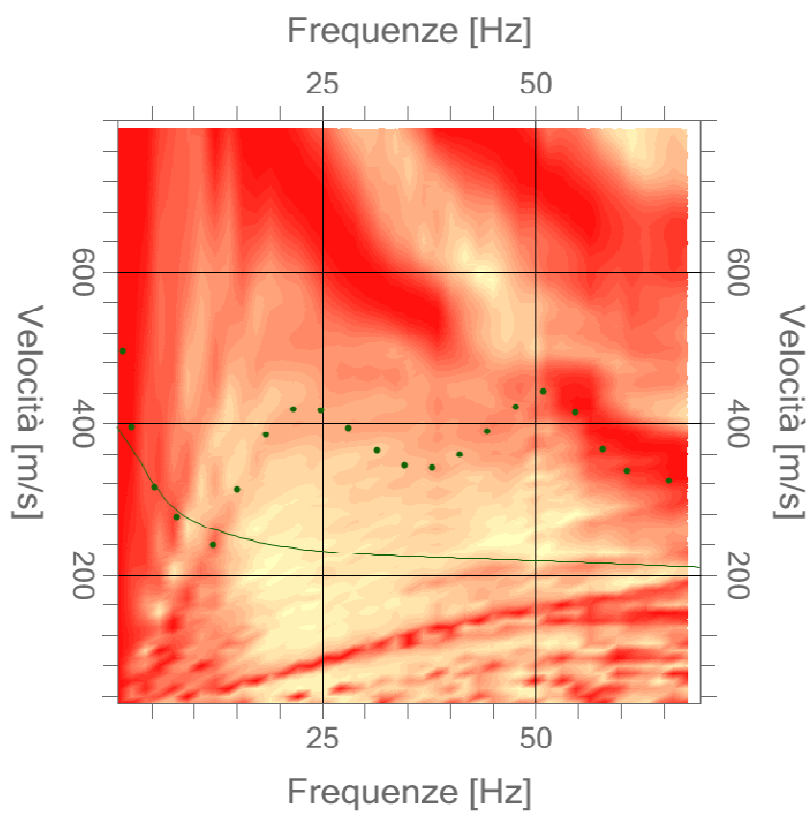
Spettro Velocità di fase - Frequenze



Curva di dispersione

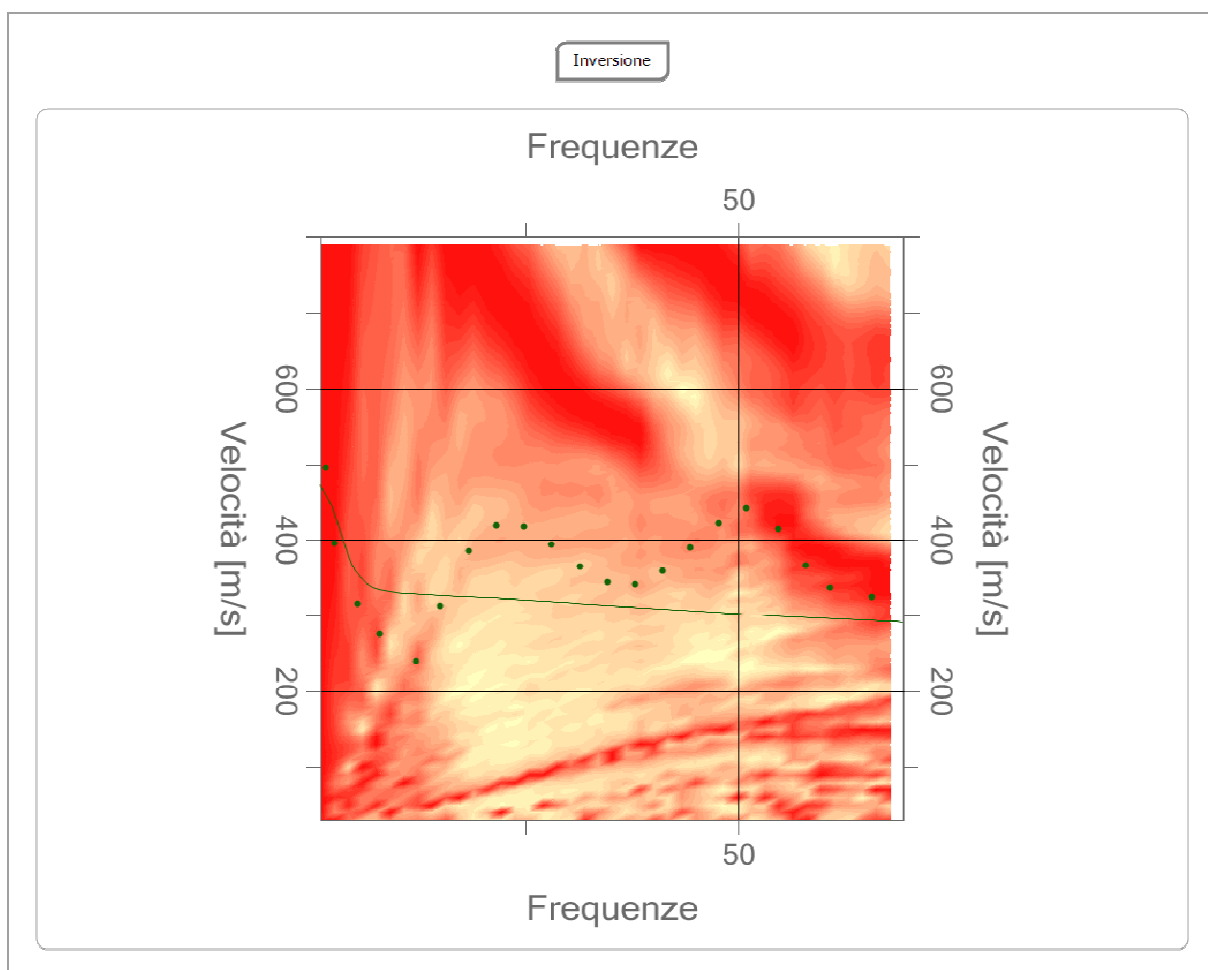
n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	1.6	495.9	0
2	2.7	395.6	0
3	5.3	314.7	0
4	7.9	275.9	0
5	12.2	240.3	0
6	15.1	313.1	0
7	18.4	385.4	0
8	21.6	418.8	0
9	24.9	416.9	0
10	28.1	393.3	0
11	31.4	364.3	0
12	34.6	344.3	0
13	37.9	342.2	0
14	41.1	359.3	0
15	44.4	389.8	0
16	47.7	422.1	0
17	50.9	442.1	0
18	54.7	415.0	0
19	57.9	366.5	0
20	60.7	337.4	0
21	65.6	324.4	0

Spettro Velocità di fase - Frequenze

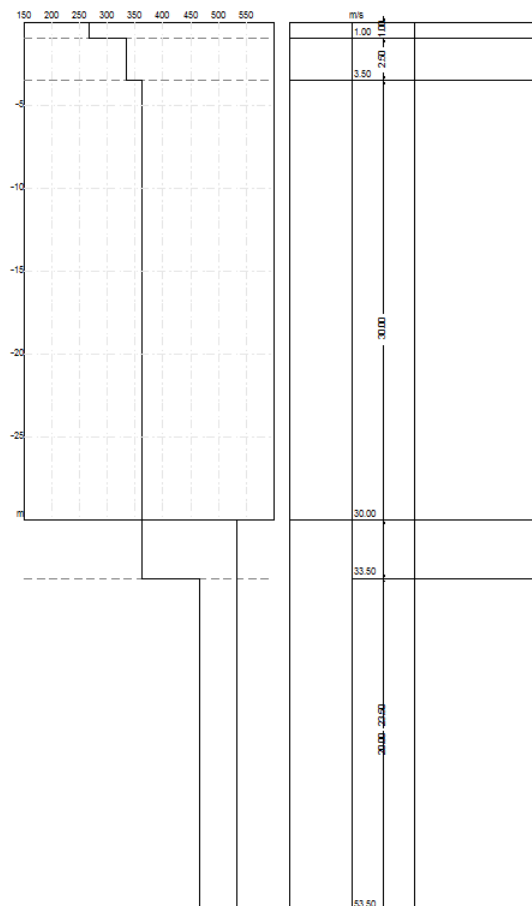
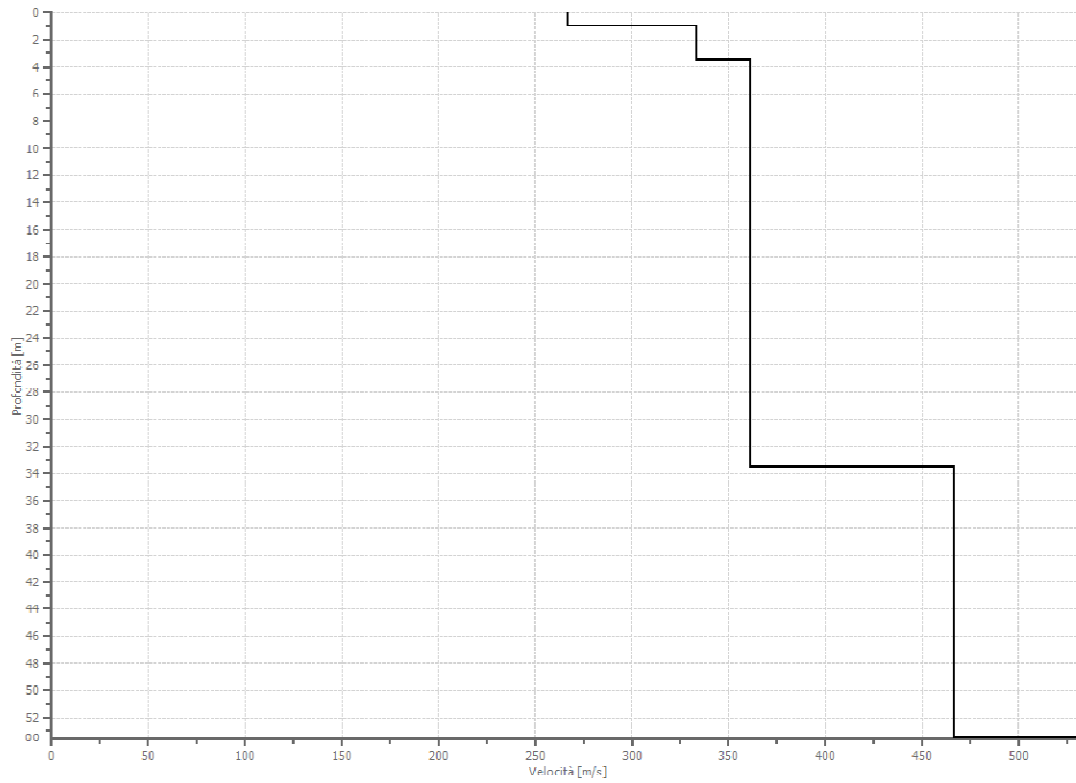


Inversione

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1		1.00	1.00	1800.0	0.3	No	498.6	266.5
2		3.50	2.50	2000.0	0.3	No	623.6	333.3
3		33.50	30.00	1900.0	0.3	Si	675.7	361.2
4		53.50	20.00	2000.0	0.3	Si	872.5	466.4
5		oo	oo	2000.0	0.3	Si	997.8	533.3



Profilo di velocità



Risultati

Profondità piano di posa [m]	0.00
Vs30 [m/sec]	354.49
Categoria del suolo	C

Suolo di tipo C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < \text{NSPT}_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Altri parametri geotecnici

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	1.00	1.00	266.53	498.63	1800.00	0.30	127.87	447.53	277.04	332.45
2	3.50	2.50	333.32	623.58	1900.00	0.30	211.09	738.82	457.36	548.84
3	33.50	30.00	361.15	675.66	2000.00	0.30	260.87	913.03	565.21	678.25
4	53.50	20.00	466.38	872.52	2100.00	0.30	456.77	1598.70	989.67	1187.61
5	oo	oo	533.32	997.75	2100.00	0.30	597.31	2090.57	1294.16	1553.00

G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young;

