

STUDIO DI GEOLOGIA
dott.geologo Gian Mario ASSELLE
Geofisica Geotecnica Idrogeologia
Corso Italia, 12
12037 SALUZZO (CN)
tel. fax +39017542463 cell.3388862487
E-mail:asselleg1@assellegianmario.191.it
E-mail PEC:gianmarioasselle@epap.sicurezzapostale.it

c.f. SSL GMR 62H30 L219V
P.I. 02154010041

PROVINCIA DI CUNEO

COMUNE DI MANTA

RELAZIONE GEOLOGICA, IDROGEOLOGICA DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, DI DESCRIZIONE DELLE TERRE E ROCCE DA SCAVO, DI CLASSIFICAZIONE DELLA CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO AI FINI SISMICI E DI IDONEITA' CON LE CONDIZIONI DI PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA E IDRAULICA, RIFERITA AL “PIANO ESECUTIVO CONVENZIONATO AREE PER NUOVI IMPIANTI AGRICOLI E INDUSTRIALI ART.38 AREA 04PA03” E AL “NUOVO FABBRICATO NELLA MEDESIMA AREA”; IN VIA MATTONE N°2/A.

COMMITTENTE: LA MANTA FOODS s.r.l. (Via Mattone, 2/a - MANTA).

PROGETTISTA: Studio MARCHETTI ingegneria architettura (Via Siccardi, 34 - VERZUOLO).

DOCUMENTO IN APPLICAZIONE DELLE L.R. 05/12/1977 N° 56 e succ. mod. e integrazioni (TUTELA ED USO DEL SUOLO), DEL D.M. 17/01/2018 (AGGIORNAMENTO DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI), DELLA D.G.R. 19/01/2010 N° 11-13058 e succ. mod. e integrazioni (AGGIORNAMENTO ED ADEGUAMENTO DELL'ELENCO DELLE ZONE SISMICHE), DEL D.P.R. 13/06/2017 N°120 (DISCIPLINA GESTIONE TERRE E ROCCE DA SCAVO), DEL PAI, DELLE N.T.A. DEL P.R.G.C.

SALUZZO, li 05/06/2020



PREMESSA

La presente relazione, eseguita su incarico della committenza, è stata redatta in scrupolosa osservanza delle leggi e norme citate, sulla base della documentazione fornita dal progettista, e determina dell'area in esame:

-) l'inquadramento cartografico (localizzazione area sulla base cartografica BDTRE e CTR, estratto dal PAI e PGRA, estratti del P.R.G.C. Tav.5 carta di sintesi e Tav. 05.b aree nuova trasformazione urbanistica, planimetria dell'intervento con individuazione delle indagini eseguite), pag. 4-9;
-) la stratigrafia del pozzo aziendale, pag. 10;
-) il certificato della analisi granulometrica di laboratorio, pag. 11;
-) i certificati delle prospezioni sismiche MASW, pag. 12;
-) l'inquadramento geomorfologico e idraulico, litologico, idrogeologico, pag. 14;
-) la caratterizzazione geotecnica, i parametri sismici dell'area, la resistenza di progetto dei terreni, pag. 16;
-) gli elaborati di valutazione dei cedimenti, pag. 27;
-) le conclusioni, le disposizioni in materia di terre e rocce da scavo, pag. 29;
-) il certificato della analisi chimica delle terre e rocce da scavo riferito ai lavori per il piazzale attuale, pag. 37;
-) la documentazione fotografica, pag. 38.

Allo scopo è stato eseguito quanto descritto nel seguito.

-) La consultazione della CARTA GEOLOGICA D'ITALIA (Foglio CUNEO, scala 1:100.000), e delle Pubblicazioni LE ACQUE SOTTERRANEE DELLA PIANURA E DELLA COLLINA CUNEESE (2011, Civita, Vigna, De Maio, Fiorucci, Pizzo, Gandolfo, Banzato, Menegatti, Offi, Moitre, POLITECNICO TORINO, PROVINCIA DI CUNEO, SCRIBO-FIRENZE), STUDIO E VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' INTRINSECA DELLE ACQUE SOTTERRANEE - PROVINCIA DI CUNEO,

ASSESSORATO TUTELA AMBIENTE (2006, Civita e al.), della CARTA DELLA BASE DELL'ACQUIFERO LIBERO (REGIONE PIEMONTE - DIREZIONE AMBIENTE, D.G.R. 03/06/2009 N°34-11524 modificata da D.D. 03/12/2012 N°900.

-) La consultazione del Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI), del Piano Gestione Rischi Alluvione (PGRA), e della documentazione a supporto del PRGC vigente.

-) La raccolta dei dati geologici all'intorno dell'area, ricavati dalla stratigrafia del pozzo regolarmente autorizzato del committente (profondo circa 30 m).

-) L'esecuzione, in corrispondenza dell'area, di n. 3 pozzetti geognostici (PG1-3) realizzati mediante escavatore meccanico e spinti a profondità di circa 2,5 m, con prelievo di campioni destinati alla caratterizzazione dei terreni, secondo la attuale normativa sulle terre e rocce da scavo, ed alla caratterizzazione geotecnica mediante analisi granulometrica per setacciatura in via umida.

-) I campioni prelevati per la caratterizzazione dei terreni secondo la attuale normativa sulle terre e rocce da scavo, da eseguirsi a carico della committenza/impresa esecutrice, sono stati consegnati al committente, distinti secondo la seguente suddivisione:

PG 1, campione n.1 profondità 0,5 m (corpo materiali riporto), campione n.2 profondità 2,0 m (deposito alluvionale ghiaioso sabbioso);

PG 2, campione n.1 profondità 0,6 m (corpo materiali riporto), campione n.2 profondità 2,4 m (deposito alluvionale ghiaioso sabbioso);

PG 3, campione n.1 profondità 0,7 m (corpo materiali riporto), campione n.2 profondità 2,2 m (deposito alluvionale ghiaioso sabbioso).

-) L'esecuzione di una analisi granulometrica in via umida sul campione n.2 prelevato a profondità di 2,2 m dal pozzetto geognostico PG 3.

-) L'esecuzione, in corrispondenza dell'area, di n.2 prospezioni sismiche tipo MASW con sismografo a 24 canali modello DOREMI Sara s.r.l., realizzando uno stendimento rettilineo con schema di acquisizione ZVF lungo circa 48 m, geofoni verticali a frequenza di 4,5 Hz ad equidistanza di 2 m, mediante n.4 energizzazioni totali per ogni stendimento (2 su ogni estremo) utilizzando una mazza battente di 8 kg, e procedura di registrazione delle onde superficiali Rayleigh mediante specifico software di acquisizione ed analisi (frequenza – numero d'onda, frequenza – velocità di fase), al fine di definire il valore della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,eq}$) indicato dalla normativa vigente.

-) Il confronto e l'analisi dei dati geologici, geotecnici e geofisici sopradescritti, che ha permesso di definire la situazione litostratigrafica, lo schema della circolazione idrica sotterranea, la caratterizzazione geotecnica dei terreni e la definizione ai fini sismici della categoria del sottosuolo di fondazione dell'intervento in progetto.

-) Le valutazioni, per alcune tipologie di fondazioni dirette, secondo le N.T.C. 2018, della resistenza di progetto (verifica SLU), e del valore di progetto dell'effetto delle azioni (verifica SLE), rispettivamente condotte mediante l'analisi del carico limite del complesso fondazione-terreno, utilizzando la formula di Brinch-Hansen (1970), e mediante la previsione dei cedimenti indotti ai terreni di fondazione per mezzo della metodologia di Burland e Burbidge (1984), utilizzando i raffronti con i cedimenti ammissibili forniti dalla letteratura (R. Lancellotta, 1987 *Geotecnica*. Zanichelli, Bologna).

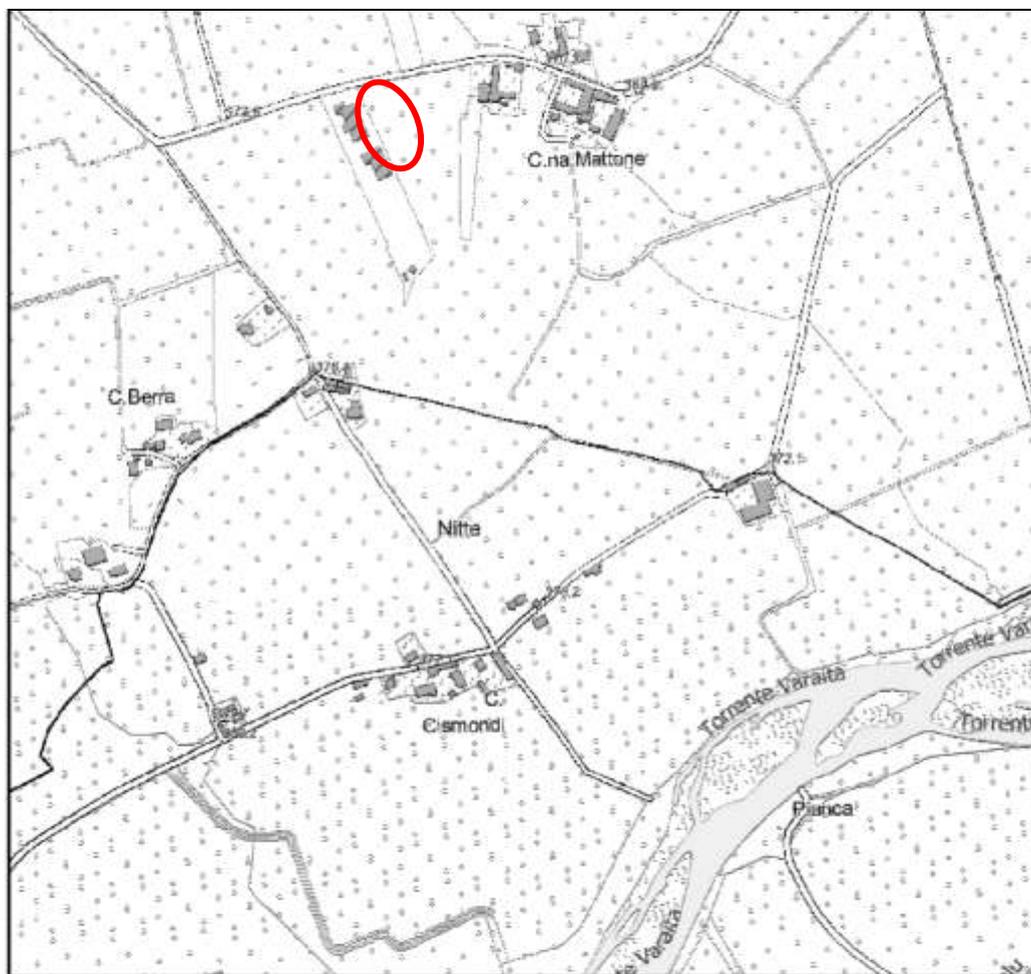
-) La documentazione fotografica dell'area e delle indagini svolte.

COROGRAFIE DI INQUADRAMENTO DELL'AREA

PORTALE INFORMATICO DI ARPA PIEMONTE
(BDTRE 2017 - Base Dati Territoriale di Riferimento degli Enti, Scala 1:10.000)

 Area in oggetto

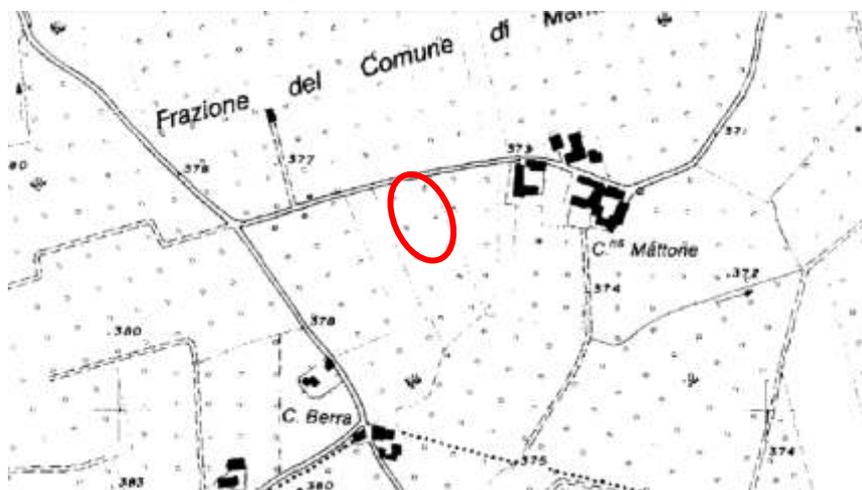
(COORDINATE WGS84 LON 7,543845° LAT 44,606506°)



May 22, 2020

1:10,000
0 0.05 0.1 0.2 mi
0 0.07 0.15 0.3 km

(Ingrandimento Carta Tecnica Regionale)



ESTRATTO DAL PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO -PAI

Tavole di delimitazione delle fasce fluviali

FOGLIO 191 SEZ. II
VARAITA 03 MAIRA 05 GRANA-MELLEA 02

FOGLIO 209 SEZ. I
VARAITA 04 MAIRA 06 GRANA-MELLEA 03

Scala 1:25.000

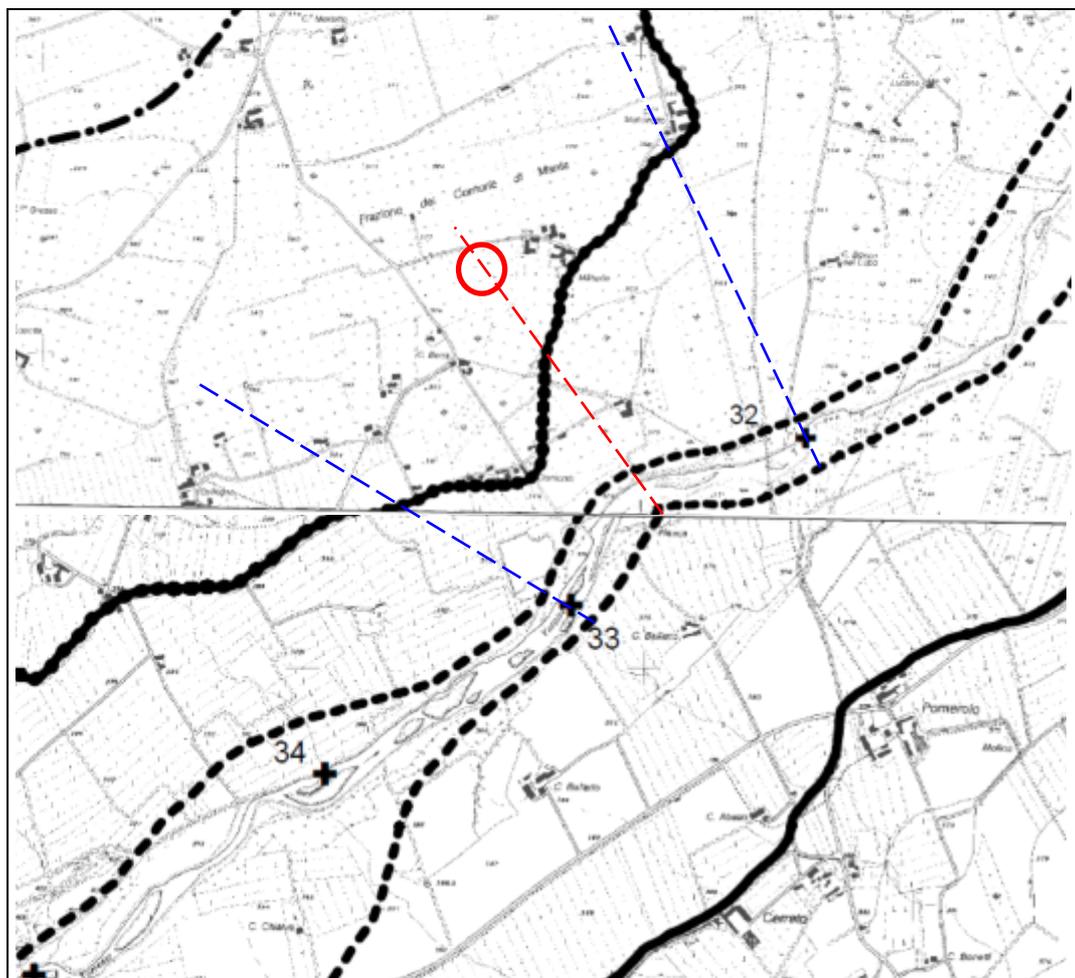
Legenda

-  Area in oggetto e traccia di interpolazione
-  Tracce delle sezioni idrauliche utilizzate per interpolare il valore della quota di piena

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

Tabella 58: profilo di piena per il torrente Varaita

Sez.	Progr. (km)	T = 200 anni		Sez.	Progr. (km)
		Quota idrometrica (m s.m.)	Q (m ³ /s)		
039	50.189	455.64	600	026	64.629
038	51.279	440.10		025	65.229
037	52.349	426.79		024	66.609
036	53.479	414.78		023	67.899
035	54.749	401.08		022	68.929
034	55.749	391.51		021	69.699
033	57.059	380.77		020	70.649
032	58.119	371.34		019	71.669



ESTRATTO DAL PIANO GESTIONE RISCHI ALLUVIONE - PGRA



Autorità di bacino del fiume Po
Mistral di rilievo nazionale



REGIONE
PIEMONTE



*Direttiva 2007/60 CE – D.Lgs 49/2010
Informazione e consultazione al pubblico*

CARTA DELLA PERICOLOSITA' DA ALLUVIONE

SCENARI DI ALLUVIONE

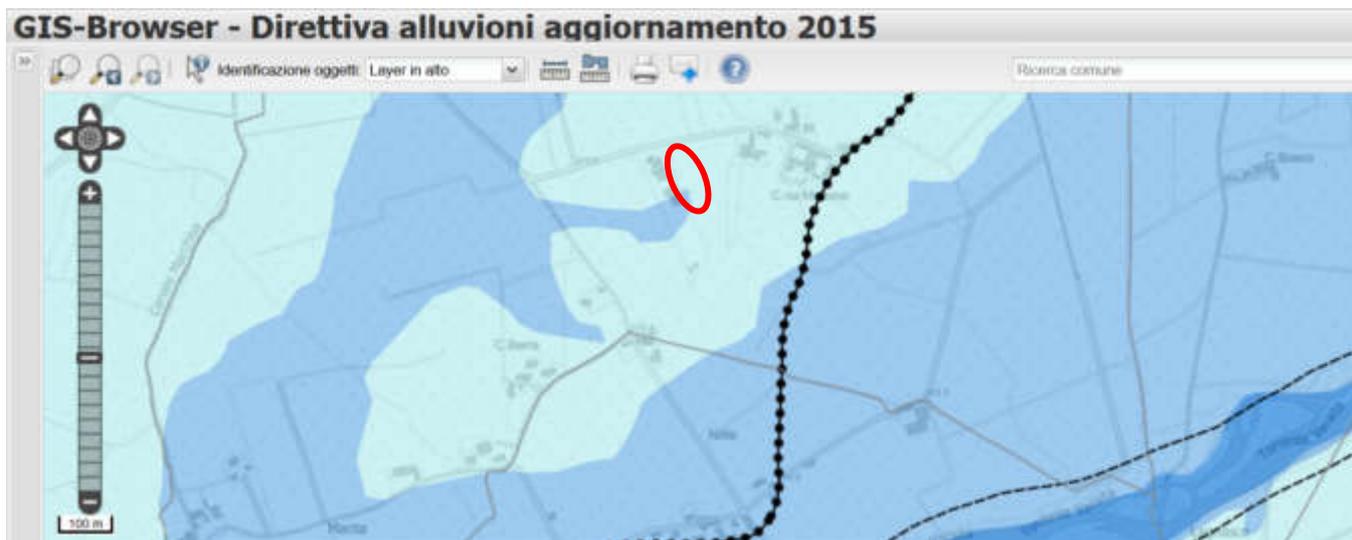
-  Probabilità di alluvioni elevata (tr. 20/50) (H-Frequente)
-  Probabilità di alluvioni media (tr. 100/200) (M-Poco frequente)
-  Probabilità di alluvioni scarsa (tr. 500) (L-Rara)
-  Limiti comunali



Legenda



Area in oggetto

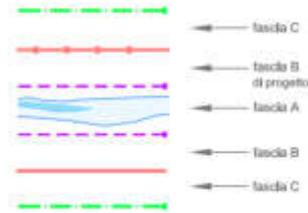


PLANIMETRIA ESTRATTA DAL PRGC VIGENTE

PIANO REGOLATORE GENERALE COMUNALE
(approvato con D.G.R. n.7-2137 del 23.03.2001)

VARIANTE STRUTTURALE 2/15
CON REVISIONE DEL P.A.I.
ai sensi del comma 4 art. 17 L.R. 56/77

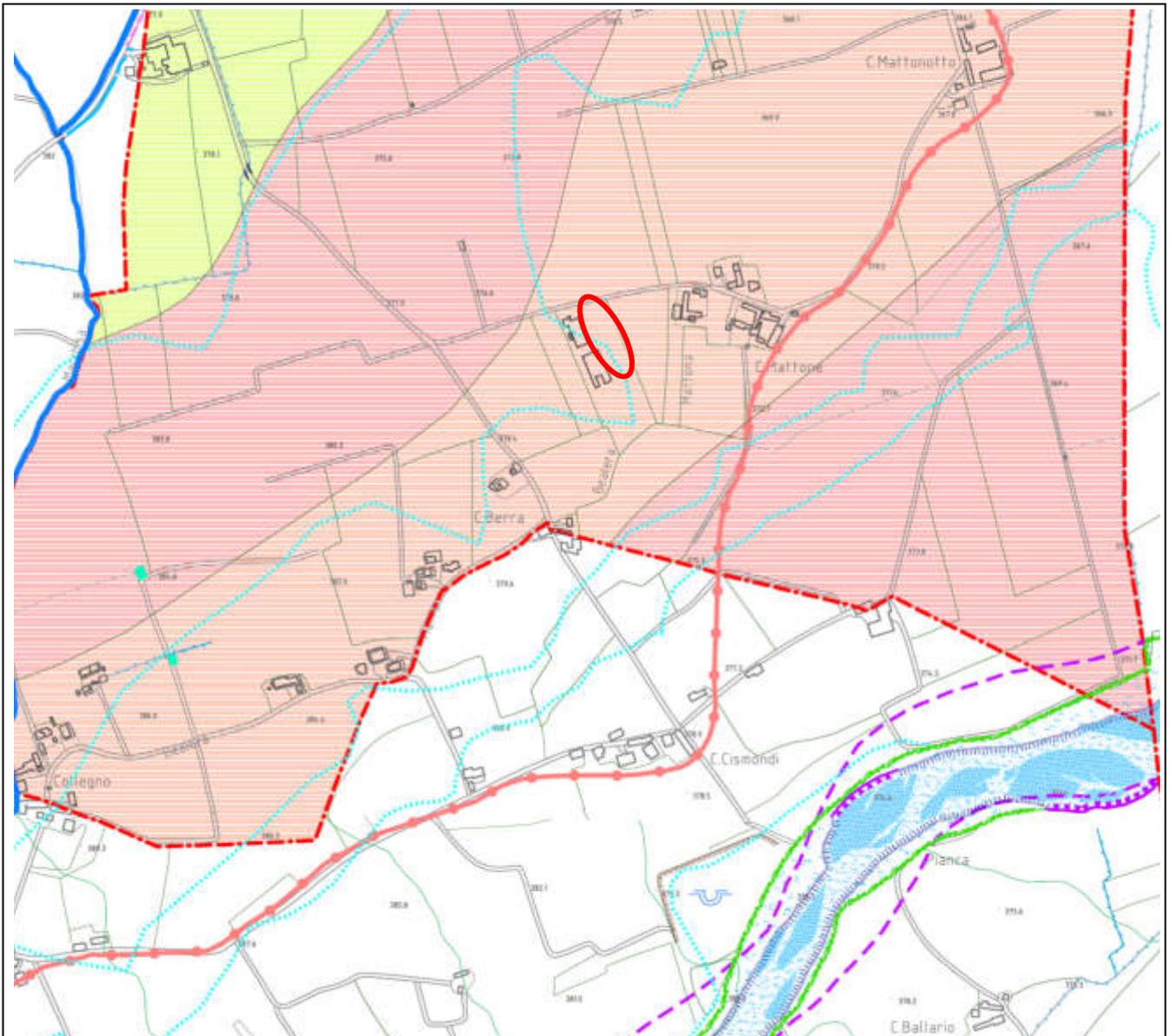
FASCE DI PERICOLOSITA' DEL T. VARAITA
Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (Legge 183/1987)
Foglio 191 Savignano



Tav. 5 CARTA DI SINTESI DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA E DELL'IDONEITA' ALL'UTILIZZAZIONE URBANISTICA

Ottobre 2016

CLASSI	UTILIZZAZIONE URBANISTICA
 classe III-A1 	Porzioni di territorio a ridosso delle fasce fluviali (B-Pr), scarsamente edificate, che presentano caratteri geomorfologici o idrogeologici che le rendono inadatte a nuovi insediamenti. Gli interventi compatibili entro questa Classe sono individuati all'art. 39 dalle N.d.A. al P.A.I. Sono esclusivamente consentite opere di nuova edificazione, di ampliamento e di ristrutturazione edilizia interessanti edifici per attività agricole e residenze rurali connesse alla conduzione aziendale, purché le superfici abitabili siano realizzati ad una quota compatibile con la piena di riferimento.



Scheda n.4

04PA03	Ampliamento aea per nuovi impianti agricoli-industriali.
Località:	Sud del concentrico, presso C.na Colombo.
Classe idoneità urbanistica:	III-A1 (Circolare PGR n.7/LAP-1996)
Vincoli di natura geologica:	P.A.I., art. 39 della Normativa.
Condizioni di potenziale criticità geologica:	Lo studio bidimensionale della Regione Piemonte individua l'area sul confine tra aree allagabili con battente massimo di 20 cm ed aree con battente massimo di 50 cm. Inoltre l'area è compresa tra la fascia B di progetto (B-pr) e la fascia C.
Geomorfologia:	Settore di pianura dove i processi geomorfologici attivi sono esclusivamente legati alla dinamica del T. Varaita, con coinvolgimento delle aree di pertinenza fluviale.
Idrogeologia:	Complesso discretamente permeabile, con presenza della prima falda libera a profondità comprese tra 10 m e 12 m (rif. pozzo esistente).
Classificazione sismica:	Zona 3 (ex D.G.R. 19/01/2010, n.11-13058)
Modello Geologico preliminare del sito (N.T.C. 2008), ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e della	Depositi appartenenti all'Unità alluvionale del livello fondamentale della pianura, costituiti da ghiaie e sabbie in matrice limo-argillosa, il deposito è ricoperto da un suolo vegetale-agrario limo-sabbioso, debolmente torboso verso l'alto, più marcatamente sabbioso verso la base, potente circa 100 cm. Pericolosità geologica bassa.
pericolosità geologica del territorio.	
Modello Geotecnico preliminare del sito (N.T.C. 2008), schema rappresentativo del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica del terreno compreso nel volume significativo, cioè nella parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa.	<p>All'insieme dei terreni di fondazione, generalmente competenti a partire da circa 150 cm dal p.c., si può, preliminarmente, associare il modello seguente:</p> <p>Attrito interno φ' 30-35°</p> <p>Coesione c' 0,00</p> <p>Peso di volume γ 18,0 kN/m³</p>
Condizioni topografiche:	Sono riconducibili alla categoria T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15\%$ ".
Raccomandazioni e prescrizioni:	<p>Rispetto dell'art. 7 della Normativa Geologica. Nuove opere dovranno essere realizzate ad una quota non inferiore a centimetri 60 rispetto al p.c. esistente. Non è consentita la realizzazione di vani interrati o seminterrati.</p> <p>Tutti gli interventi edilizi sono consentiti nel rispetto delle prescrizioni del D.M. 14/01/2008 e smi. In particolare l'analisi geologica, idrogeologica e geotecnica del sito dovrà esaminare prioritariamente la profondità dell'acquifero libero e la possibile interazione con le strutture in progetto. Trattandosi di un comune classificato in Zona sismica 3 le verifiche sismiche e la progettazione sismica possono essere semplificate, ma mai omesse e l'esclusione dal rischio di liquefabilità dovrà sempre essere dichiarata.</p>

INDIVIDUAZIONE DELL'AREA IN OGGETTO SULLA SPECIFICA SCHEDE DESCRITTA NEL PRGC VIGENTE

Tav. 05.b

COMUNE DI MANTA

PIANO REGOLATORE GENERALE
VARIANTE STRUTTURALE 2/15
ALVARO DE LUCA & ST. 11 SPA S.R.L. - VIA CANTIERI 10/11 - 12040 MANTA (CN)

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA SULLE AREE DI NUOVA TRASFORMAZIONE URBANISTICA
L.R. 1/2012 (L. 11/12) art. 14 par. 10 - 10 Nov. Comune PGR (LAP) 1996

PROGETTA TECNICA DEL PROGETTO PRELIMINARE ADOPTATA COM. D.G. N. 04
 PROGETTO PRELIMINARE ADOPTATO COM. D.G. N. 04
 PROGETTA TECNICA DEL PROGETTO DEFINITIVO ADOPTATA COM. D.G. N. 04

IL VERBALE
 IL SENNIO
 IL TROVAREMOCOMUNE

STUDIO GEOLOGICO
 dott. Orlando COSTAGLI
 Via Padova 8 12100 Cuneo
 T. 0171/91444
 geologicostagli@libero.it

Ottobre 2017

LOCALIZZAZIONE DELLE INDAGINI SULLA PLANIMETRIA DELL'AREA DI INTERVENTO FORNITA DAL PROGETTISTA

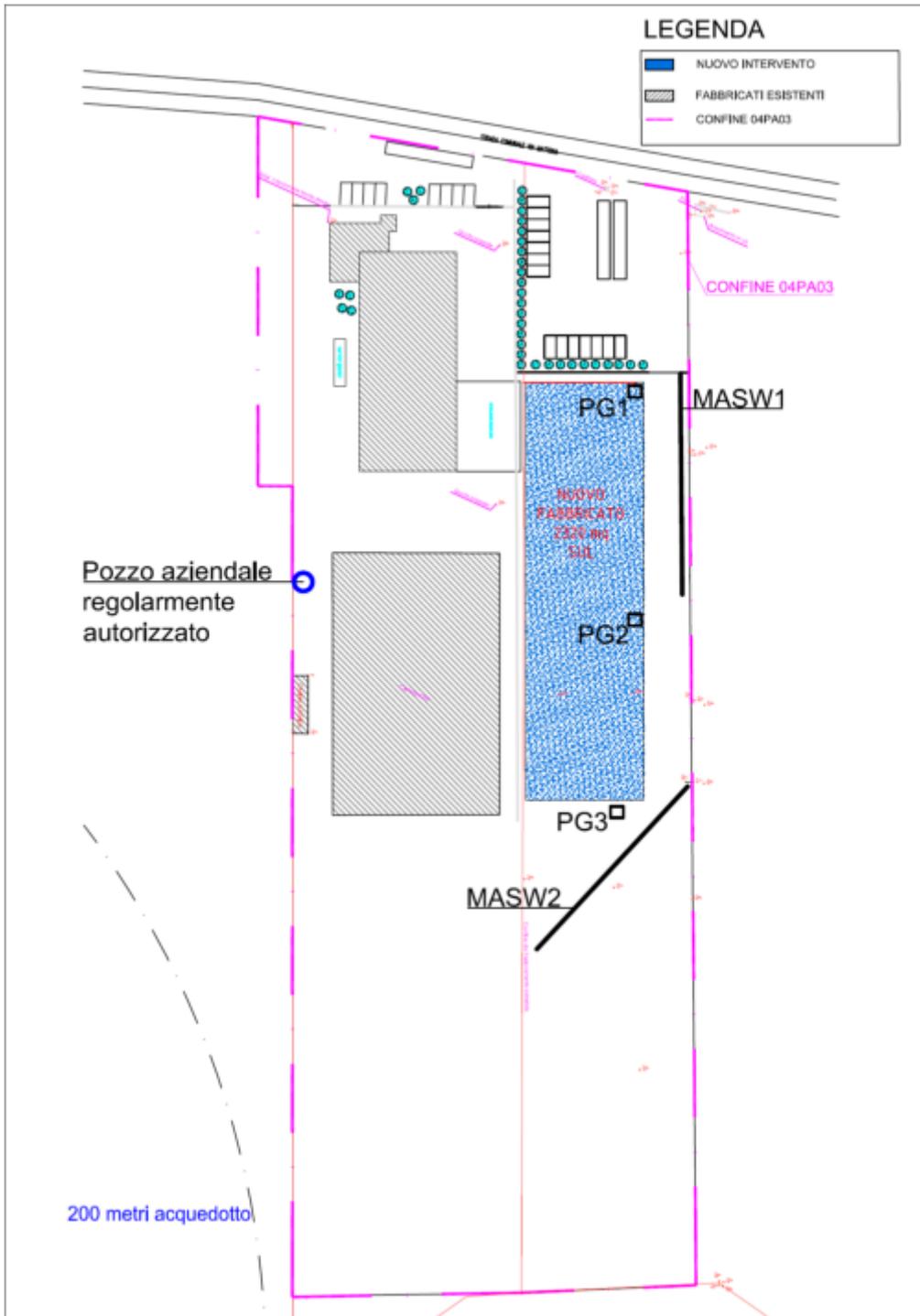
Scala 1:1.500

Legenda

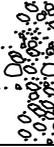
■ 1-3 (numerazione)

Pozzetti geognostici

Prospezione sismica MASW



STRATIGRAFIA POZZO AZIENDALE

LIVELLO STATICO DELLA FALDA FREATICA	10,0 m	
POZZO PERFORATO A PERCUSSIONE, COLONNA DEFINITIVA DIAMETRO 600mm, TRATTO CIECO DA 0 A 10,5 m, TRATTO FESSURATO DA 10,5 m A 29 m		
TERRENI ATTRAVERSATI	Prof. dal p.c.	
TERRENO VEGETALE E TERRENI DI COPERTURA LIMOSO SABBIOSI, A COLORAZIONE MARRONE	0 – 0,8 m	
DEPOSITO ALLUVIONALE, COSTITUITO DA GHIAIE A GRANULOMETRIA GROSSOLANA, CIOTTOLOSE, CON ABBONDANTE FRAZIONE SABBIOSA, A COLORAZIONE GRIGIA	0,8 – 7,0 m	
GHIAIE A GRANULOMETRIA MOLTO GROSSOLANA, CON CIOTTOLI E BLOCCHI, SABBIOSE	7,0 – 16,0 m	
GHIAIE A GRANULOMETRIA MEDIA E GROSSOLANA, TALORA DEBOLMENTE ALTERATE, CON ABBONDANTE FRAZIONE SABBIOSA	16,0 – 30,5 m	

ANALISI DI LABORATORIO DEL CAMPIONE PRELEVATO DAL POZZETTO GEOGNOSTICO

ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA

COMMITTENTE: La Manta Foods s.r.l.

PROVA N°: /

CANTIERE: PEC aree nuovi impianti agricoli
industriali AREA 04PA03

DATA DELLA PROVA: 25/05/2020

LOCALITA': Comune di MANTA (CN)

DATA DEL PRELIEVO: 22/05/2020

Via Mattone, 2/a

SONDAGGIO: PG3

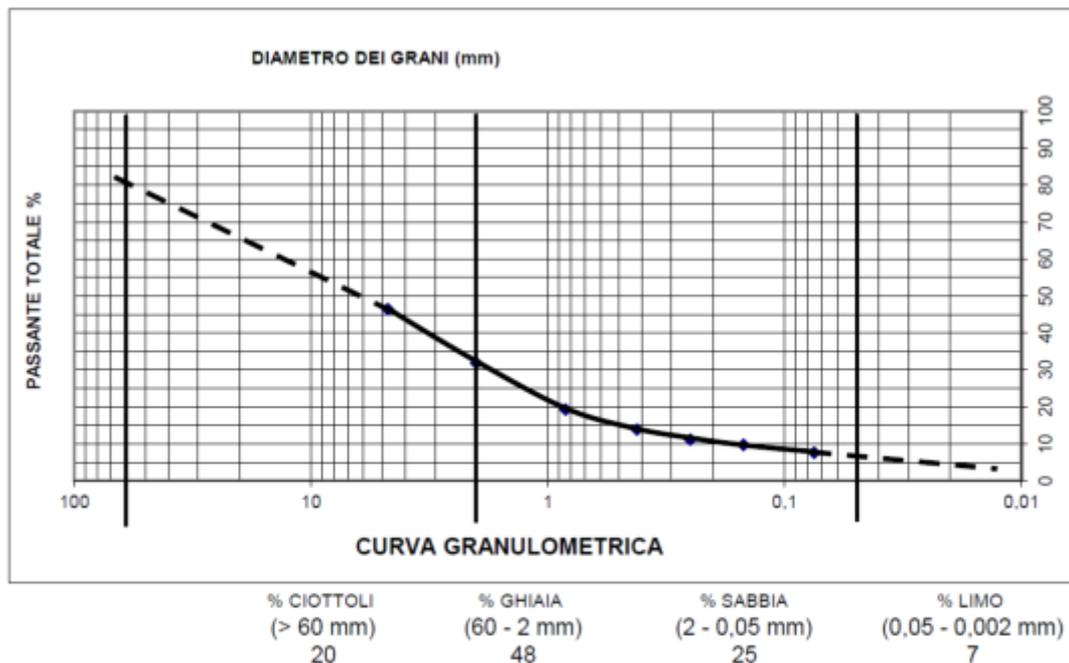
PROFONDITA' (m): 2,20

CAMPIONE: C2

PESO CAMPIONE (g): 773

OPERATORE: dott. Asselle

CLASSIFICAZIONE: ghiaia sabbiosa ciottolosa debolmente limosa				
D60=12 mm D10=0,149 mm D60/D10= 80,5 Wn (%) =6				
SETACCIO A.S.T.M. mm	TRATTENUTO g	TRATTENUTO % PARZIALI	TRATTENUTO % TOTALE	PASSANTE % TOTALE
5" - 125	0,0	0,00	0,00	100,00
2 1/2" - 63	0,0	0,00	0,00	100,00
1 1/4" - 31,5	0,0	0,00	0,00	100,00
5/8" - 16	0,0	0,00	0,00	100,00
4 - 4,74	414,0	53,56	53,56	46,44
10 - 2,00	113,0	14,62	68,18	31,82
20 - 0,84	97,0	12,55	80,72	19,28
40 - 0,42	42,0	5,43	86,16	13,84
60 - 0,25	21,0	2,72	88,87	11,13
100 - 0,149	11,0	1,42	90,30	9,70
200 - 0,075	16,0	2,07	92,37	7,63
FONDO	59,0	7,63	100,00	0,00



PROSPEZIONI SISMICHE

MASW1

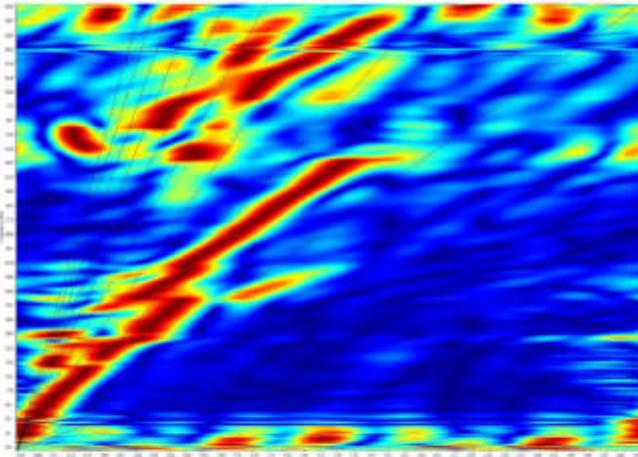


Figura 1: Curva dispersione sperimentale f-v

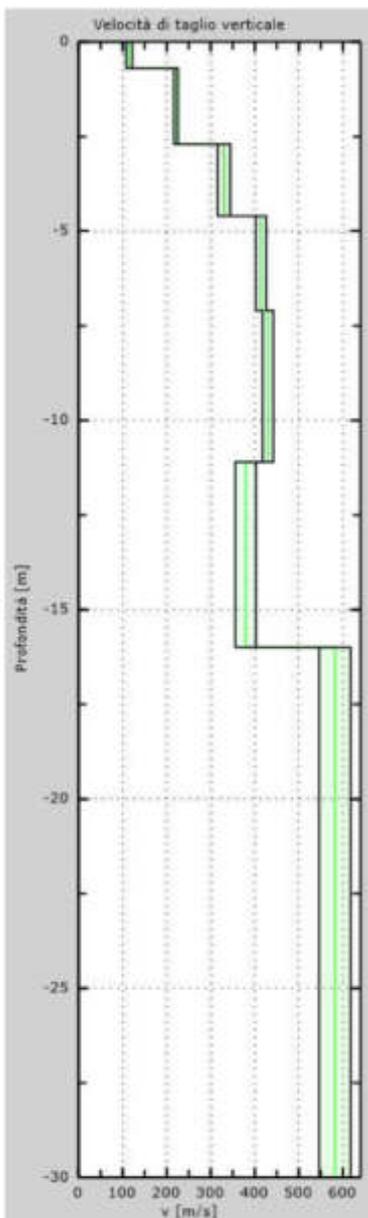


Figura 3: Profilo Vs numerico

Profilo in sito

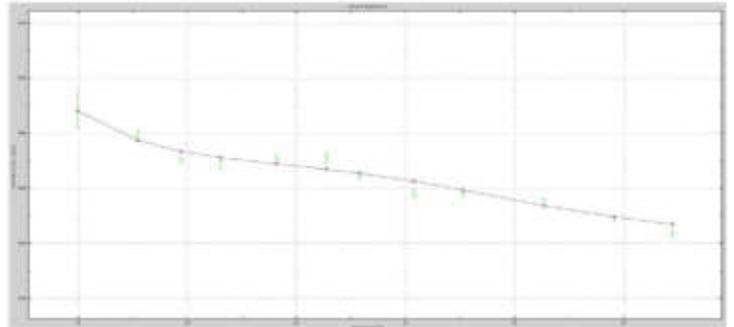


Figura 2: Corrispondenza tra punti sperimentali (verde) e curva numerica (blu)

Stratigrafia rilevata

z da p.c. [m]	Densità [kg/m ³]	Poisson	Vp [m/s]	Vs [m/s]	Young (Pa)	Compressibilità (Pa)	Taglio (Pa)
-0.8	1800	0.45	381	115	6,90E+07	2,30E+08	2,38E+07
-2.7	1800	0.4	541	221	2,46E+08	4,10E+08	8,79E+07
-4.6	1800	0.4	808	330	5,49E+08	9,14E+08	1,96E+08
-7.1	1800	0.4	1014	414	8,64E+08	1,44E+09	3,09E+08
-11.1	1800	0.4	1053	430	9,32E+08	1,55E+09	3,33E+08
-16	1800	0.4	928	379	7,24E+08	1,21E+09	2,59E+08
-∞	1800	0.4	1426	582	1,71E+09	2,85E+09	6,10E+08

Risultati finali

Piano di riferimento z=0 [m]..... 0
 Vs_{ref} [m/s] 409
Tipo di suolo..... B

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 fine 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 fine 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 fine scarsamente 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 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.

MASW2

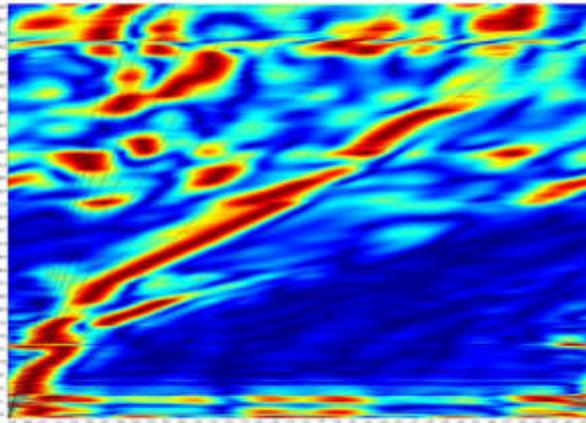


Figura 4: Curva dispersione sperimentale N4

Profilo in sito

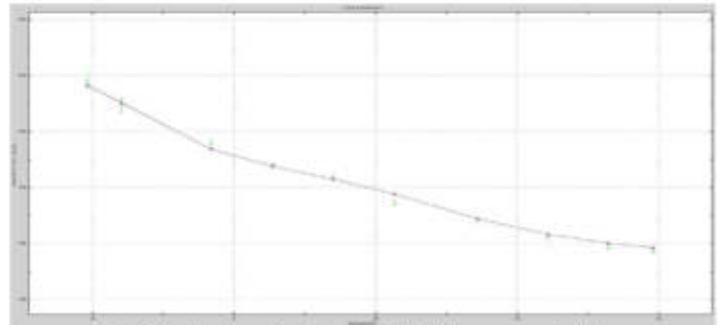


Figura 5: Corrispondenza tra punti sperimentali (verde) e curva numerica (blu)

Stratigrafia rilevata

z da p.c. [m]	Densità [kg/m ³]	Poisson	Vp [m/s]	Vs [m/s]	Young (Pa)	Compressibilità (Pa)	Taglio (Pa)
-0.8	1800	0.45	381	115	6,90E+07	2,30E+08	2,38E+07
-2.9	1800	0.4	453	185	2,46E+08	4,10E+08	8,79E+07
-4.8	1800	0.4	661	270	1,72E+08	2,87E+08	6,16E+07
-7.8	1800	0.4	1014	414	8,64E+08	1,44E+09	3,09E+08
-11.8	1800	0.4	882	360	6,53E+08	1,09E+09	2,33E+08
-15.8	1800	0.4	1173	479	1,16E+09	1,93E+09	4,13E+08
-∞	1800	0.4	1479	604	1,84E+09	3,06E+09	6,57E+08

Risultati finali

Piano di riferimento z=0 [m] 0
 Vs_{eq} [m/s] 397
Tipo di suolo B

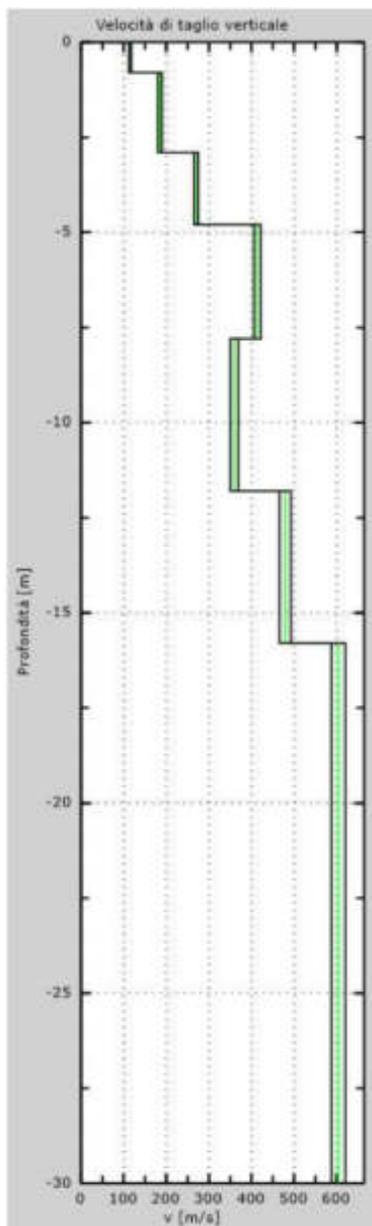


Figura 6: Profilo Vs numerico

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 fine 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	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine 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	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente 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 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.

INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E IDRAULICO, LITOLOGICO, IDROGEOLOGICO

Geomorfologia, idraulica

Ad ampia scala, il sito (circa 376-377 m s.l.m., secondo CTR) è ubicato nella parte centrale della Pianura Cuneese, che nel settore in esame risulta modellata dalla antica dinamica deposizionale del Torrente Varaita, ed è localizzato a circa 250 m verso ovest dal nucleo rurale C.na Mattone ed a circa 4,6 km verso est dal concentrico di MANTA, in corrispondenza di una estesa superficie adibita a colture agricole, sulla quale insistono localizzate costruzioni.

In particolare, l'intervento in progetto è riferito ad una costruzione a struttura prefabbricata (nuovo fabbricato S.U.L. 2320 m², pianta circa 95x25 m,) e da piazzali a servizio dell'attività.

Il sito è distanziato di circa 800 m verso nord dal corso d'acqua principale (T. Varaita), e risulta incluso nella delimitazione dell'area inondabile della Fascia Fluviale C definita dall'Autorità di Bacino del Fiume Po (PAI). In dettaglio, le sezioni del profilo di piena del T. Varaita con tempo di ritorno 200 anni (estratto a pag. 5) e le indicazioni della scheda n.4 del PRGC (estratto pag.8), hanno permesso di interpolare una quota di piena in corrispondenza dell'area in esame pari a circa 376,80 m, che definisce una condizione di allagamento del sito inferiore a 0,5 m.

Inoltre, considerando la marcata planarità della superficie di pianura interessata dalla piena, è presumibile che l'evento possa essere compreso nelle aree caratterizzate da velocità di deflusso generalmente basse, caratteristiche di superfici allagate, così da confermare la condizione di pericolosità geomorfologica dell'area indicata nella documentazione del Piano Regolatore Generale (Classe III-A1).

Litologia

Le indicazioni stratigrafiche ricavate dalla documentazione consultata citata in premessa (pozzo aziendale), completate dalla interpretazione delle 2 prospezioni geofisiche MASW e dai pozzetti geognostici eseguiti con prelievo di campioni, hanno permesso di ricostruire la successione stratigrafica in corrispondenza dell'intervento in progetto, procedendo dall'alto verso il basso rispetto al piano campagna naturale (p.c., quota 0,0):

0,0÷0,8(1,0) m terreni naturali di copertura del sottostante deposito alluvionale, costituiti da limi sabbiosi, pedogenizzati in sommità, di colore marrone, in genere da sciolti a poco addensati (Classificazione A.G.I.,1977), con velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio $V_s \approx 100$ m/s; tali terreni (caratterizzazione chimica pag. 37), in corrispondenza del piazzale attuale (area nuovo fabbricato), sono stati asportati e sostituiti da riporti costituiti da materiali idoneamente trattati provenienti da demolizioni edilizie miscelati con elementi naturali, così da formare un aggregato a granulometria grossolana e graduata, addensato, livellato ad una quota di circa 0,5 m superiore al p.c. naturale;

0,8(1,0)÷30 m fino ad almeno 50 m deposito alluvionale, costituito nella parte sommitale, fino a circa 30 m, da corpi formati da ghiaie sabbiose e ciottolose (PG3 campione 2), talora inglobanti elementi molto grossolani (blocchi), da moderatamente addensate in sommità a molto addensate in profondità (classificazione AGI-1977), caratterizzato da V_s comprese tra 200÷400 m/s, ed oltre 15 m di profondità da $V_s > 550$ m/s.

La successione descritta manifesta una evidente uniformità areale a scala chilometrica, come documentato dalle pubblicazioni citate in premessa, ed è ascrivibile ai terreni di età compresa tra l'Olocene inferiore ed il Pleistocene superiore e medio (circa 10.000÷300.000 anni), la cui origine è determinata dall'antica dinamica deposizionale del corso d'acqua citato, che è stato marcatamente condizionato dai passati eventi glaciali.

Idrogeologia

Il deposito alluvionale descritto, è formato da corpi a granulometria generalmente grossolana, permeabili per porosità primaria, nei quali è contenuta una falda freatica con livello, in condizioni ordinarie, a profondità di circa **10 m** dal p.c. (misure eseguite nel pozzo aziendale). Mentre i terreni di copertura, a granulometria fine, hanno una permeabilità modesta che determina il rallentamento della infiltrazione delle acque meteoriche.

La falda idrica, ha una direzione di deflusso all'incirca verso nord est e gradiente idraulico pari a circa 0,007 (2006,2011 Civita e al.), ed alimentazione connessa sia ai deflussi prodotti dal corso d'acqua citato, sia alle infiltrazioni delle precipitazioni meteoriche sulla estesa pianura alluvionale descritta, ed è influenzata dall'andamento stagionale di tali precipitazioni, che, qualora risultino prolungate ed intense, possono determinare innalzamenti di circa 2÷3 m rispetto al livello ordinario.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, PARAMETRI SISMICI DELL'AREA, RESISTENZA DI PROGETTO DEI TERRENI

Caratterizzazione geotecnica

Le indicazioni delle norme tecniche vigenti, della letteratura specialistica (Cestari,1990 *PROVE GEOTECNICHE IN SITO*. GEO-GRAPH, Segrate; Cestelli Guidi,1981; Lancellotta,1987; Pasqualini,1983), i dati forniti dalle indagini svolte, e le correlazioni (riportate a pag. 18), riferite a granulometria, Densità relativa (D_r), angolo di resistenza al taglio o di attrito interno (ϕ'), resistenze penetrometriche tipo SPT, velocità onde di taglio S (V_s), permettono di definire la caratterizzazione geotecnica dei terreni influenzati dalle costruzioni in progetto.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici attribuiti ai terreni, utilizzabili per le verifiche delle opere, sono stati ottenuti ricavando il loro valore medio dalle indicazioni della letteratura specialistica e dalle correlazioni sopraccitate.

Tale procedura rispetta le indicazioni contenute nelle “Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sulle NTC”, che suggeriscono la scelta di valori caratteristici medi dei terreni quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno (es. fondazioni superficiali, strutture rigide), mentre si indicano come più opportuni i valori prossimi a quelli minimi per modesti volumi di terreno coinvolti (es. verifica a scorrimento di muri, fondazioni profonde su pali, insufficiente rigidità della struttura).

Pertanto, in congruenza con la sequenza stratigrafica definita nel seguito, è possibile operare una suddivisione dei terreni del sottosuolo in corpi connotati da parametri geotecnici omogenei, che risultano descritti nel seguito, procedendo dall'alto verso il basso, con inizio dal piano campagna naturale (p.c., quota 0,0).

Corpo 1) 0,0÷0,8(1,0) m

terreni naturali di copertura del sottostante deposito alluvionale, costituiti da limi sabbiosi, pedogenizzati in sommità, di colore marrone, in genere da sciolti a poco addensati (Classificazione A.G.I.,1977), con velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio $V_s \approx 100$ m/s:

resistenza penetrometrica tipo SPT $N_{SPT} = 3 \div 6$, $V_s \approx 100$ m/s;

densità relativa $D_R \approx 20 \div 30\%$;

angolo di resistenza al taglio (o di attrito interno) $\varphi'_k = 24^\circ \div 26^\circ$;

peso dell'unità di volume (peso specifico naturale) $\gamma_k = 1,7 \div 1,8$ t/m³;

coesione efficace (condizioni drenate) $c'_k = 0$ t/m².

Questi terreni di copertura hanno mediocri parametri geotecnici, che determinano una elevata compressibilità, la quale è accentuata dalla saturazione determinata dalla infiltrazione delle precipitazioni meteoriche.

Corpo 2) 0,8(1,0)÷30 m fino ad almeno 50 m

deposito alluvionale, costituito nella parte sommitale, fino a circa 30 m, da corpi formati da ghiaie sabbiose e ciottolose (PG3 campione 2), talora inglobanti elementi molto grossolani (blocchi), da moderatamente addensate in sommità a molto addensate in profondità (classificazione AGI-1977), caratterizzato da V_s comprese tra 200÷400 m/s, ed oltre 15 m di profondità da $V_s > 550$ m/s:

$V_s = 200 \div 250$ m/s; resistenza penetrometrica tipo SPT $N_{SPT} = 25 \div 35$;

densità relativa $D_R = 60\% \div 80\%$;

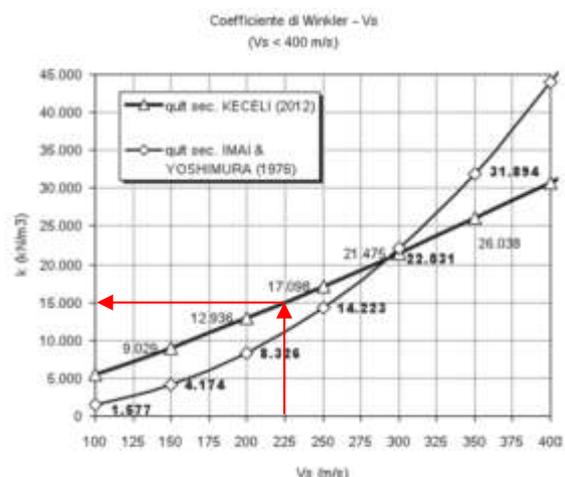
angolo di resistenza al taglio (o di attrito interno) $\varphi'_k = 38^\circ \div 40^\circ$;

peso dell'unità di volume (peso specifico naturale) $\gamma_k = 1,9 \div 2,0$ t/m³;

coesione efficace (condizioni drenate) $c'_k = 0$ t/m².

Deformabilità: espressa come E (modulo elastico di Young), è stata stimata da una delle più accreditate correlazioni N_{SPT} -E fornite dalla letteratura specialistica: $E = 7,56 N_{SPT} + 187,5$ secondo D'Apollonia e al. (1970), dalla quale si ricava un valore $E = 7,56 \cdot 25 + 187,5 = 376,5$ kg/cm² = **3.765 t/m² (36.935 kPa)**.

Il coefficiente o modulo di Winkler (k), da tarare in funzione dei cedimenti calcolati sulla base dei valori di N_{SPT} e D_R , è definito come valore di inquadramento dalla correlazione con le V_s riportata di seguito, che fornisce un valore di $k = 15.000$ kN/m³.



**CORRELAZIONI E
INDICAZIONI DELLA
LETTERATURA
SPECIALISTICA UTILIZZATE
PER LA DEFINIZIONE DEI
PARAMETRI GEOTECNICI**

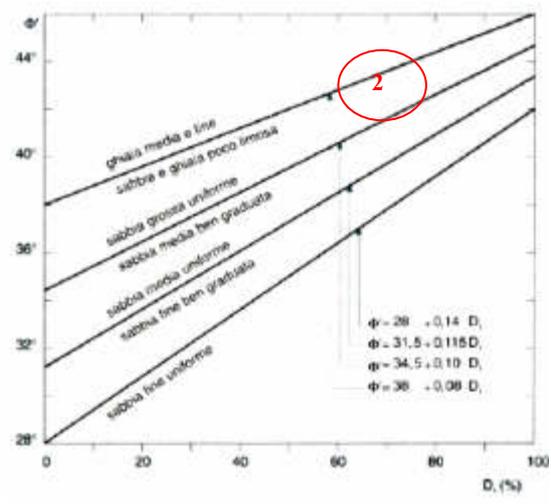
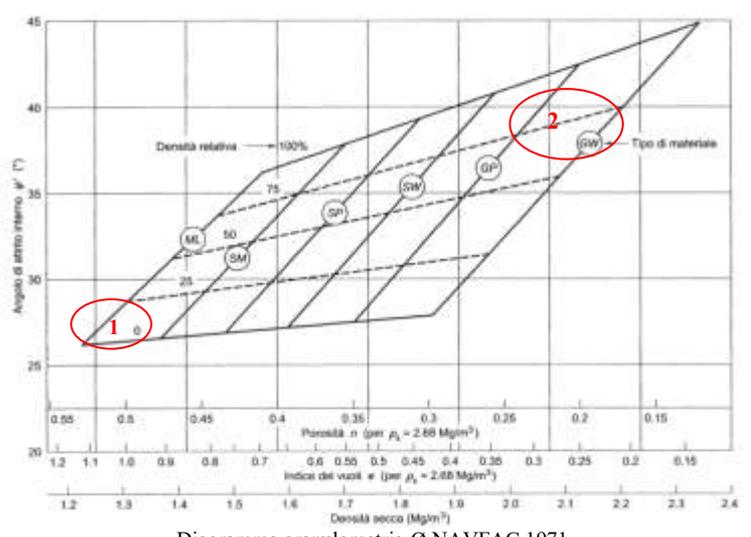
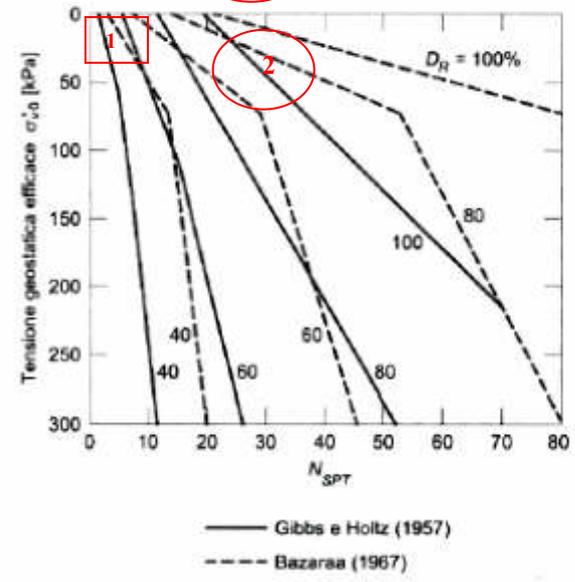
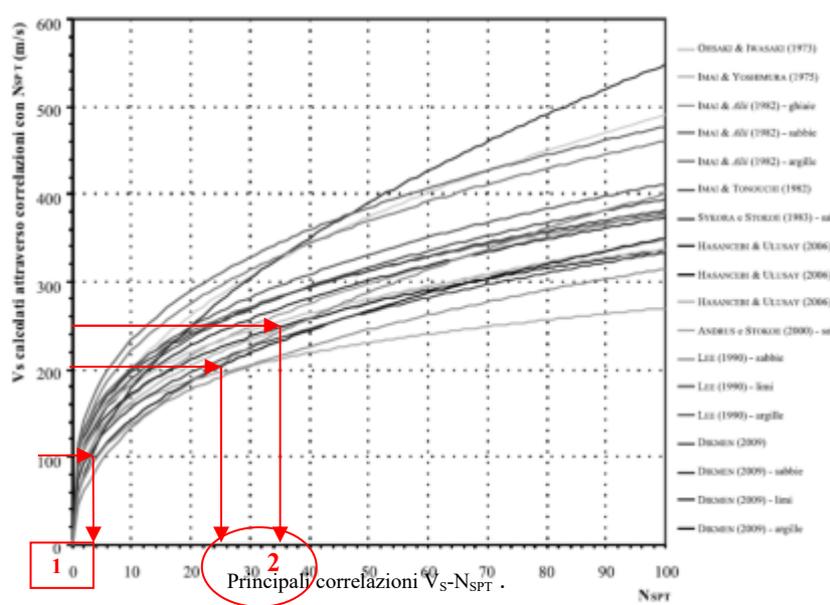
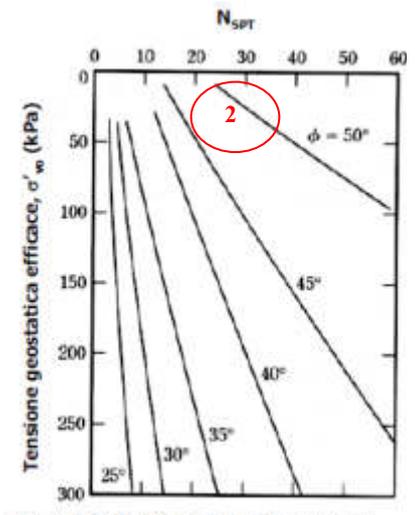


Figura 12.9 - Stima di ϕ' da D_{50} per differenti granulometrie secondo Schmertmann (1978)



1-2 Numerazione dei corpi individuati con parametri omogenei

Terreno	n (%)	e	w (%)	γ_e (kN/m ³)	γ (kN/m ³)
Ghiaia	25-40	0.3-0.67	-	14-21	18-23
Sabbia	25-50	0.3-1.00	-	13-18	16-21
Limo	35-50	0.5-1.00	-	13-19	16-21
Argilla tenera	40-70	0.7-2.3	40-100	7-13	14-18
Argilla compatta	30-50	0.4-1.0	20-40	14-18	18-21
Torba	75-95	3-19	200-600	1-5	10-13

Parametri sismici dell'area

I parametri geotecnici e le caratteristiche geometriche del deposito alluvionale ghiaioso sabbioso ciottoloso sopradescritto, consentono di individuarlo come il piano di appoggio delle fondazioni delle costruzioni in progetto, pertanto esso rappresenta il sottosuolo di riferimento per la classificazione sviluppata secondo le indicazioni formulate dalla normativa vigente.

Al deposito alluvionale sopraccitato è stata attribuita una velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio (V_s), che secondo la modalità di calcolo definita dalla normativa vigente è rappresentata dalla velocità equivalente ($V_{s,eq}$), così come risulta dall'estratto di normativa di seguito riportato.

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Poiché, nel caso in esame, la profondità del substrato con $V_s > 800$ m/s è superiore a 30 metri, la velocità equivalente ($V_{s,eq}$) è definita dal parametro $V_{s,30}$, che considera le proprietà degli strati di terreno fino alla profondità di 30 metri.

Le prospezioni sismiche MASW descritte in premessa (certificati allegati a pag. 12-13), hanno permesso di misurare una $V_{s,30} = 397 \div 409$ m/s, così da pervenire alla classifica del deposito alluvionale in oggetto nella **categoria B** dei sottosuoli di fondazione (*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).

In accordo con la zonizzazione sismica vigente, si segnala che il Comune di MANTA ricade in Zona Sismica 3, per la quale è previsto un valore di accelerazione orizzontale di picco $a_g = 0,15$ g.

Tuttavia, le N.T.C. 2018 prevedono la determinazione dell'accelerazione orizzontale in modo più dettagliato, in funzione delle coordinate geografiche e delle caratteristiche geomorfologiche del sito, a partire dai valori forniti dalla normativa stessa, e attribuiti ad un reticolo di riferimento i cui nodi non distano oltre 10 km.

I parametri che definiscono lo spettro sismico sono stati pertanto ottenuti per interpolazione, considerando i valori di riferimento, ed utilizzando il programma di calcolo "Spettri di risposta" ver. 1.0.3 elaborato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Si riportano di seguito i risultati dell'elaborazione effettuata, considerando le coordinate rappresentative del sito LON 7,54490° LAT 44,60749°(sistema di riferimento INGV ED50).



FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
7,54490

LATITUDINE
44,60749

Ricerca per comune

REGIONE
Piemonte

PROVINCIA
Cuneo

COMUNE
Manta

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

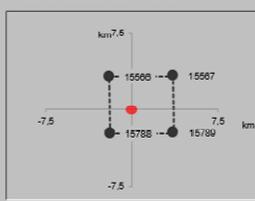
- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

media ponderata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_n info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_u info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

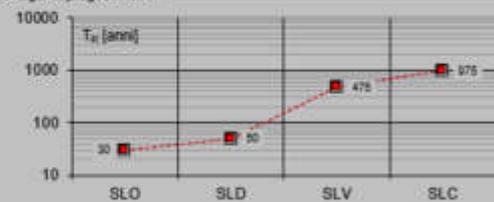
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLE - $P_{98} = 81\%$	<input style="width: 50px;" type="text" value="30"/>
	SLE - $P_{98} = 63\%$	<input style="width: 50px;" type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLU - $P_{98} = 10\%$	<input style="width: 50px;" type="text" value="475"/>
	SLU - $P_{98} = 5\%$	<input style="width: 50px;" type="text" value="975"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,034	2,474	0,199
SLD	50	0,043	2,497	0,217
SLV	475	0,107	2,523	0,273
SLC	975	0,136	2,533	0,282

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Considerando la condizione di verifica indicata dalla normativa, riferita allo Stato limite SLV con $P_{VR} = 10\%$, $V_N = 50$ anni e Classe uso II ($c_u=1$), come da tabella 2.4.2 soprariportata, da cui $V_R = 50$ anni, Tempo ritorno = 475 anni, si ottiene per il sito in esame: $a_g = 0,107$ g, $F_o = 2,523$, $T_C^* = 0,273$ s.

In tabella, sono altresì riportati i valori dei parametri relativi ai restanti Stati Limite indicati dalla normativa.

Le N.T.C. citate prevedono di sviluppare le verifiche con il metodo degli Stati Limite, e forniscono le prescrizioni riferite alla progettazione geotecnica delle opere che interagiscono con il terreno (Cap. 6), e alla progettazione per azioni sismiche (Cap. 7).

Le condizioni morfologiche e stratigrafiche dell'area in esame, schematizzabili da una superficie pianeggiante con modello mono-dimensionale, che è riconducibile alle 5 categorie di sottosuolo individuate (categoria B nel caso analizzato), consentono di descrivere la risposta sismica locale secondo le indicazioni delle N.T.C. (paragrafi 7.11.3.1 e 7.11.3.2).

Nelle condizioni descritte, tale risposta sismica locale può essere sviluppata definendo l'accelerazione massima attesa al sito utilizzando la formula: $a_{max} = S_s a_g$ dove a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido e S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

Considerando i valori di $a_g = 0,107 g$ e $F_0 = 2,523$, determinati in precedenza, si ricava quello di a_{max} da utilizzare per il sito in esame ed il Tempo di ritorno scelto di 475 anni, mediante la formula di $S_s = 1,00 \leq 1,40 - 0,40 F_0 (a_g / g) \leq 1,20$ definita per la categoria di sottosuolo B, dalla quale si ricava $S_s = 1,20$.

Inoltre, per la categoria di sottosuolo B e l'accelerazione $a_g = 0,107 g$, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa in sito (β_s) è pari a 0,24.

Pertanto, utilizzando il valore $S_s = 1,20$ si ottiene $a_{max} = S_s a_g = 1,20 \cdot 0,107 = \mathbf{0,128 g}$.

Infine, considerando i dati disponibili, è possibile escludere la possibilità di liquefazione, come indicato dalla verifica condotta nel seguito secondo il metodo di Seed e Idriss (1982).

Verifica alla liquefazione del deposito alluvionale

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE			
(da prove dinamiche SPT)			
Metodo semplificato			
Metodo di Seed e Idriss (1982)			
PARAMETRI:			
γ	=	1.9	g/cm ³
σ_{ve}	=	0.29	kg/cm ²
σ'_{ve}	=	0.29	kg/cm ²
profondità della prova	=	150	cm
N_{SPT}	=	25	
profondità falda	=	700	cm
γ_{B_2O}	=	1	g/cm ³
Pressione neutra	=	0.000	kg/cm ²
z	=	1.5	m
		R=	Resistenza al taglio mobilità
		T=	Sforzo di taglio indotto dal sisma
		d_{50} =	Diametro della curva granulometrica corrispondente al passante al 50%
FORMULE:		RISULTATI:	
N_a	=	$(N_{SPT} * (1.7 / (\sigma_{ve} + 0.7))) + N_r$	= 43,14720812 N_a
N_r	=	0	
R	=	$N_a / 90$	= 0,479413424 R
T	=	$0,65 * ((a_{max}/g) * (\sigma_{vo} / \sigma'_{vo})) * r_d$	= 0,081328 T
a_{max}/g	=	0,128	
r_d	=	0,9775	
1,3	≤	$F_s = R/T$ Sabbie sature	= 5,894813884 Verificato F_s

Resistenza di progetto dei terreni

Secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche precedentemente citate, per la verifica SLU (tipo SLV) di una fondazione superficiale in presenza di azioni sismiche, i coefficienti parziali γ_M per i parametri del terreno sono da assumere pari a 1 (combinazione M1).

La definizione della resistenza di progetto del terreno di fondazione (R_d), è ricavabile mediante l'analisi del carico limite (q_{LIM}) del complesso fondazione-terreno, per la quale si fa riferimento secondo l'Eurocodice EC7 alla formula di Brinch-Hansen (1970), che costituisce un'estensione della equazione di Buisman (1935) e Terzaghi (1943), ottenuta dalla sovrapposizione di soluzioni relative a casi particolari, ed è data da:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma z_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c z_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q z_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

nella quale: $q' = \gamma' D$ = sovraccarico dovuto all'approfondimento della fondazione;

N_γ, N_c, N_q = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio (ϕ);

s_γ, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

i_γ, i_c, i_q = fattori che tengono conto dell'inclinazione del carico;

b_γ, b_c, b_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;

g_γ, g_c, g_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

d_c, d_q = fattori dipendenti della profondità del piano di posa;

z_γ, z_q, z_c = fattori cinematici.

Riferendosi alla costruzione in progetto, sono stati ipotizzati degli schemi di fondazione con piano di posa nel descritto deposito alluvionale ghiaioso sabbioso ciottoloso:

-) fondazioni dirette continue, sollecitate da carichi verticali e centrati, avente larghezza indicativa (B) = 1,5÷2 m, lunghezza (L) \geq 20 m, profondità ammorsamento del piano di posa (D) = 1,0 m;

-) falda a 7 m di profondità dal piano campagna naturale.

Trascurando il secondo termine della formula di Brinch-Hansen, relativo alla coesione (pari a 0 per i terreni in esame), utilizzando i parametri cautelativi riferiti al corpo 2, $\phi'_k = 38^\circ$ e $\gamma_k = 1,9 \text{ t/m}^3$, si ottiene:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma' B_R N_\gamma z_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + q' N_q z_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

$$N_\gamma = 78,02 \quad \text{considerando } B = 1,5 \text{ e } 2 \text{ m, } L \geq 20 \text{ m}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 B/L = 0,97-0,96 \quad D = 1 \text{ m} \quad q' = \gamma' D = 1,9 \text{ t/m}^2$$

$$N_q = 48,93 \quad i_\gamma, b_\gamma, g_\gamma, s_q, d_q, i_q, b_q, g_q = 1 \quad z_\gamma = z_q = 1$$

$$q_{\text{limite}(B=1,5\text{m})} = 0,5 * 1,9 * 1,5 * 78,02 * 0,97 + 1,9 * 48,93 = 200 \text{ t/m}^2 = 20 \text{ kg/cm}^2 = 1.962 \text{ kPa}$$

$$q_{\text{limite}(B=2\text{ m})} = 0,5 * 1,9 * 2,0 * 78,02 * 0,96 + 1,9 * 48,93 = 235 \text{ t/m}^2 = 23 \text{ kg/cm}^2 = 2.256 \text{ kPa}$$

Quindi, operando la verifica SLU riferita al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno secondo l'approccio 2 e combinazione 1 (A1+M1+R3), ed applicando il coefficiente $\gamma_R=2,3$, che consente di inglobare l'effetto delle azioni inerziali, si ricava una resistenza di progetto del terreno di fondazione definita da:

$$R_{d(B=1,5\text{m})} = q_{\text{LIM}}/\gamma_R = 86,9 \text{ t/m}^2 = 8,69 \text{ kg/cm}^2 = 852 \text{ kPa}$$

$$R_{d(B=2\text{ m})} = q_{\text{LIM}}/\gamma_R = 102,2 \text{ t/m}^2 = 10,22 \text{ kg/cm}^2 = 1.002 \text{ kPa}$$

I valori ottenuti di $R_{d(B=1,5\text{m})} = 8,69 \text{ kg/cm}^2 = 852 \text{ kPa}$ e $R_{d(B=2\text{ m})} = 10,22 \text{ kg/cm}^2 = 1.002 \text{ kPa}$, sono stati confrontati con la condizione SLE svolta nel seguito, secondo la valutazione dei cedimenti indotti ai terreni di fondazione.

Nel rispetto delle N.T.C., il valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), cioè il cedimento differenziale calcolato, viene confrontato con il cedimento differenziale ammissibile (C_d), ricavato dalla letteratura citata in premessa.

In funzione dell'addensamento che connota il terreno di fondazione descritto, secondo i valori N_{SPT} attribuiti, è stato verificato il cedimento immediato e differito nel tempo applicando il metodo di Burland e Burbidge (1984).

L'analisi svolta (elaborati allegati a pag. 27-28), relativa agli schemi di fondazione sopradescritti, sulla base delle condizioni assunte, considera i seguenti valori:

fondazione continua con $B = 1,5 \div 2 \text{ m}$ $L \geq 20 \text{ m}$ con appoggio sul corpo **2** della caratterizzazione geotecnica;

- pressione trasmessa dalla fondazione al terreno (q') = 200 kPa $\approx 2,0 \text{ kg/cm}^2$;
- profondità di posa della fondazione dal piano campagna naturale = 1 m;
- valore medio della resistenza penetrometrica standard (N_{SPT}) nel volume di influenza della fondazione (N_{av})=25;

da cui si ha S (cedimento immediato) = 7,1÷8,5 mm

e St (cedimento complessivo) = 18,2÷22 mm.

I cedimenti calcolati risultano ammissibili nel rispetto delle indicazioni fornite dalla letteratura citata, che in merito a costruzioni analoghe a quelle in progetto, definiscono i

seguenti valori: cedimento massimo per fondazioni dirette su terreni sabbiosi ≤ 30 mm (plinti) e ≤ 36 mm (platee), e rotazione relativa $\leq 2/1000$.

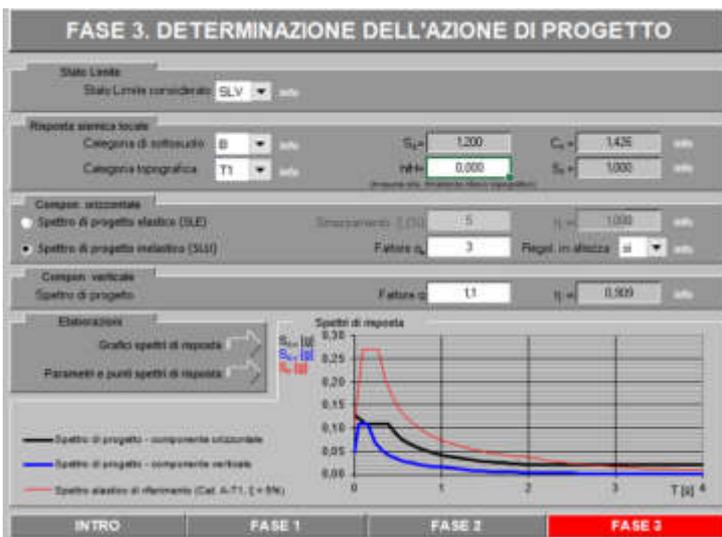
Pertanto, imponendo che le azioni di progetto nelle condizioni esaminate siano definite da $E_d = 200$ kPa $\approx 2,0$ kg/cm², è verificata la condizione:

$$R_d \geq E_d = 852 \text{ kPa} \div 1.002 \text{ kPa} > 200 \text{ kPa} \approx 2,0 \text{ kg/cm}^2.$$

Infine, considerando la resistenza di progetto della fondazione allo scorrimento per effetto del taglio sismico (azione orizzontale), si utilizza la formula:

$$V_{sd} \text{ (taglio sismico)} = N_{sd} \text{ (carico verticale)} * k_{hi} \text{ (coefficiente sismico inerziale)}.$$

Utilizzando valori preliminari inquadramento, che saranno definiti con la necessaria accuratezza dal progettista strutturale, dal programma di calcolo “Spettri di risposta”, ver. 1.0.3 elaborato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, si ricava l’azione di progetto definita dalle condizioni descritte nel seguito.



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti		Punti dello spettro di risposta	
STATOLIMITE	SLV	T [s]	Se [g]
a ₀	0,107 g	0,000	0,123
F ₀	2,520	0,130	0,123
T ₀	0,273 s	0,300	0,100
S ₀	1,200	0,468	0,090
C ₀	1,426	0,548	0,077
S ₁	1,000	0,624	0,068
g	9,800	0,702	0,060
		0,790	0,054
		0,858	0,049
		0,926	0,045
		1,004	0,042
		1,082	0,039
		1,170	0,036
		1,248	0,034
		1,326	0,032
		1,404	0,030
		1,482	0,029
		1,561	0,027
		1,629	0,026
		1,717	0,025
		1,795	0,023
		1,873	0,022
		1,951	0,022
		2,029	0,021
		2,125	0,021
		2,217	0,021
		2,311	0,021
		2,408	0,021
		2,499	0,021
		2,592	0,021
		2,686	0,021
		2,780	0,021
		2,874	0,021
		2,969	0,021
		3,061	0,021
		3,155	0,021
		3,249	0,021
		3,343	0,021
		3,437	0,021
		3,531	0,021
		3,625	0,021

Parametri dipendenti	
S	1,200
η	0,333
T _B	0,130 s
T _C	0,390 s
T _D	2,029 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_0 \cdot S_1 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{0,1 - \eta} \geq 0,55, \eta = 1/g \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_0 / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_0 \cdot T_0 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_0 / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot E \cdot \left[\frac{T}{T_B} + 1 - \frac{T}{T_C} \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot E$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot E \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot E \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T} \right)$$

Dai valori tabellati si ricava quello dello spettro di risposta di progetto della componente orizzontale, in corrispondenza del periodo fondamentale $T_1 = k_{hi}$, che da una prima analisi cautelativa può essere assunto dal valore definito dal tratto dello spettro ad accelerazione costante compreso tra i periodi T_B e T_C , pari a 0,108 g.

La verifica a scorrimento in condizioni sismiche, è ottenibile con la seguente procedura:

N_{sd} (carico verticale) = 200 kN (≈ 20 t) ricavato dal valore definito con la verifica SLE ($2,0 \text{ kg/cm}^2 \approx 200 \text{ kPa}$), applicato sulla superficie unitaria di fondazione;

azione di progetto $E_d = V_{sd}$ e $V_{sd} = N_{sd} * k_{hi} = 200 \text{ kN} * 0,108 = 21,6 \text{ kN}$ ($\approx 2,2$ t);

resistenza di progetto $R_d = N_{sd} * \tan \delta$, dove δ : angolo di resistenza al taglio al contatto tra fondazione e terreno, che dalla caratterizzazione geotecnica si può assumere pari a φ'_k del terreno, quindi si ricava $R_d = N_{sd} * \tan \varphi'_k = 200 \text{ kN} * 0,781 = 156,2 \text{ kN}$ ($\approx 15,9$ t), dalla quale è possibile ottenere che è verificata la $R_d \geq E_d = 156,2 \text{ kN}$ ($\approx 15,9$ t) $> 21,6 \text{ kN}$ ($\approx 2,2$ t).

ELABORATI DI VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

MANTA Loc. Mattone; LA MANTA FOODS s.r.l.; Nuovo fabbricato
fondazione larga 1,5 m lungh 20 m; p.posa - 1 m

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI CON IL METODO DI BURLAND & BURBIDGE

Il metodo di Burland & Burbidge è basato su un'analisi statistica di oltre 200 casi reali, comprendenti fondazioni di dimensioni variabili da 0,80 m a 135 m.

Nel caso più generale, l'espressione per il calcolo dei cedimenti è:

$$S = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot [\sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c]$$

S = cedimenti in mm,
 σ'_{vo} = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione, espressa in kPa,
B = larghezza della fondazione in m,
Ic = indice di compressibilità,
q' = pressione efficace lorda in kPa,
f_s, f_h, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa delle deformazioni.

CONSIDERANDO:

Caratteristiche geometriche della fondazione

B = 1,50 (m) lato fondazione
L = 20,00 (m) lato fondazione
P = 1,00 (m) profondità fondazione
q' = 200,00 (KPa) Pressione efficace lorda trasmessa dalla fondazione al terreno .

Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

Nav = 25 media dei valori N_{spt} nell'intervallo di influenza della fondazione pari a 2 m,
gamma t. = 1,90 (t/mc) valore cautelativo peso specifico terreno considerando falda a - 7 m
Ic = 0,0188 fs, fh, ft = 1,00 1,51 1,40

si ottiene un cedimento immediato pari a :

$$S = 7,06 \text{ (mm)}$$

ed un cedimento complessivo al tempo t = 10,00 anni
considerando i coefficienti correttivi per carichi statici sulla componente viscosa delle deformazioni
St = 18,18 (mm) (dal 50 % al 75 % di probabilità)

STUDIO DI GEOLOGIA dott.GIAN MARIO ASSELLE-C.so Italia,12 SALUZZO (CN)

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI CON IL METODO DI BURLAND & BURBIDGE

Il metodo di Burland & Burbidge è basato su un'analisi statistica di oltre 200 casi reali, comprendenti fondazioni di dimensioni variabili da 0,80 m a 135 m.

Nel caso più generale, l'espressione per il calcolo dei cedimenti è:

$$S = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot [\sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot I_c/3 + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c]$$

S = cedimenti in mm,
 σ'_{vo} = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione, espressa in kPa,
B = larghezza della fondazione in m,
Ic = indice di compressibilità,
q' = pressione efficace lorda in kPa,
f_s, f_h, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa delle deformazioni.

CONSIDERANDO:

Caratteristiche geometriche della fondazione

B = 2,00 (m) lato fondazione
L = 20,00 (m) lato fondazione
P = 1,00 (m) profondità fondazione
q' = 200,00 (KPa) Pressione efficace lorda trasmessa dalla fondazione al terreno .

Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

Nav = 25 media dei valori N_{spt} nell'intervallo di influenza della fondazione pari a 2 m,
gamma t. = 1,90 (t/mc) valore cautelativo peso specifico terreno considerando falda a - 7 m
Ic = 0,0188 fs, fh, ft = 1,00 1,49 1,40

si ottiene un cedimento immediato pari a :

$$S = 8,53 \text{ (mm)}$$

ed un cedimento complessivo al tempo t = 10,00 anni
considerando i coefficienti correttivi per carichi statici sulla componente viscosa delle deformazioni
St = 21,96 (mm) (dal 50 % al 75 % di probabilità)

CONCLUSIONI, DISPOSIZIONI IN MATERIA DI TERRE E ROCCE DA SCAVO

I dati raccolti dalle indagini eseguite e da quelle disponibili, le indicazioni della letteratura tecnica e scientifica, e le valutazioni ed analisi svolte, al fine di fornire il necessario inquadramento geomorfologico, idraulico, geologico, geotecnico e sismico dell'area, per confermare la fattibilità del Piano Esecutivo Convenzionato e del nuovo fabbricato in progetto, consentono di indicare, secondo le leggi e norme tecniche vigenti e le norme di attuazione del PRGC, quanto di seguito elencato.

1) Il sito interessato dall'intervento è localizzato all'interno della Fascia Fluviale C del Torrente Varaita, secondo le condizioni di pericolosità determinate dal PAI e dal PGRA.

Si evidenzia che la fascia C è delimitata come criterio generale dalla piena con Tempo di ritorno (T_r) > 200 anni (500 anni), ed è una zona di deflusso caratterizzata generalmente da velocità basse delle acque.

In dettaglio, le sezioni del profilo di piena del T. Varaita con T_r 200 anni (estratto a pag. 5) e le indicazioni della scheda n.4 del PRGC (estratto pag.8), hanno permesso di ottenere per interpolazione la quota di piena in corrispondenza dell'area in esame (dettagli pag.14), che definisce una condizione di allagamento del sito inferiore a 0,5 m.

Inoltre, considerando la marcata planarità della superficie di pianura interessata dalla piena, è presumibile che l'evento possa essere compreso nelle aree connotate da velocità di deflusso basse, caratteristiche di superfici allagate, così da confermare la compatibilità dell'intervento con la condizione di pericolosità geomorfologica dell'area, come è indicata nella documentazione del Piano Regolatore Generale (Classe III-A1).

Sulla base degli evidenti rapporti tra la superficie dell'intervento in progetto e le superfici interessate dalla fascia C, si ritiene che l'intervento non comporti ostacolo o riduzione apprezzabile della capacità di invaso delle aree comprese nella fascia C.

La efficace mitigazione di tale condizione di pericolosità sarà ottenuta con la realizzazione degli interventi ad una quota pari al piazzale attuale, che risulta superiore di 0,5 m rispetto al piano campagna naturale.

Altresì, il rischio nei confronti di ogni genere di cose presenti nell'area deve essere tra quelli a carico della proprietà, con rinuncia da parte del soggetto interessato al risarcimento in caso di danno, inoltre, il rischio nei confronti delle persone può essere ridotto al minimo accettabile, considerando la buona accessibilità al sito, e la possibilità per gli occupanti di raggiungere una condizione di sicurezza e di adeguarsi ai piani di evacuazione riferiti a condizioni di allerta specificamente determinate (piani di protezione civile).

2) La stratigrafia del sottosuolo nell'area di indagine (dettagli a pag. 14-15), procedendo dall'alto verso il basso, con inizio dal piano campagna naturale (p.c., quota 0,0), è definibile come segue:

0,0÷0,8(1,0) m

terreni naturali di copertura del sottostante deposito alluvionale, costituiti da limi sabbiosi, pedogenizzati in sommità, di colore marrone, in genere da sciolti a poco addensati (Classificazione A.G.I.,1977), con velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio $V_s \approx 100$ m/s; tali terreni (caratterizzazione chimica pag. 37), in corrispondenza del piazzale attuale (area nuovo fabbricato), sono stati asportati e sostituiti da riporti costituiti da materiali idoneamente trattati provenienti da demolizioni edilizie miscelati con elementi naturali, così da formare un aggregato a granulometria grossolana e graduata, addensato, livellato ad una quota di circa 0,5 m superiore al p.c. naturale;

0,8(1,0)÷30 m fino ad almeno 50 m

deposito alluvionale, costituito nella parte sommitale, fino a circa 30 m, da corpi formati da ghiaie sabbiose e ciottolose (PG3 campione 2), talora inglobanti elementi molto grossolani (blocchi), da moderatamente addensate in sommità a molto addensate in profondità (classificazione AGI-1977), caratterizzato da V_s comprese tra 200÷400 m/s, ed oltre 15 m di profondità da $V_s > 550$ m/s.

3) Nell'area in esame la circolazione idrica sotterranea è connessa al deposito alluvionale descritto, che è formato da corpi a granulometria generalmente grossolana, permeabili per porosità primaria, nei quali è contenuta una falda freatica con livello, in condizioni ordinarie, a profondità di circa **10 m** dal p.c. (misure eseguite nel pozzo aziendale).

Mentre i terreni di copertura, a granulometria fine, hanno una permeabilità modesta che determina il rallentamento della infiltrazione delle acque meteoriche.

Questa falda idrica, ha una direzione di deflusso all'incirca verso nord est e gradiente idraulico pari a circa 0,007 (2006,2011 Civita e al.), ed alimentazione connessa sia ai deflussi prodotti dal corso d'acqua citato, sia alle infiltrazioni delle precipitazioni meteoriche sulla estesa pianura alluvionale descritta, ed è influenzata dall'andamento stagionale di tali precipitazioni, che, qualora risultino prolungate ed intense, possono determinare innalzamenti di circa 2÷3 m rispetto al livello ordinario.

I fattori sopradescritti, consigliano la realizzazione dei sottofondi di piazzali e delle superfici di calpestio del nuovo fabbricato mediante l'utilizzo di tecnologie o materiali drenanti, protetti da un idoneo geotessile qualora sia prevista l'asportazione della sola parte corticale dei terreni di copertura.

4) In congruenza con la stratigrafia sopradescritta, i terreni del sottosuolo sono stati suddivisi nei corpi definiti nel seguito, connotati da parametri geotecnici omogenei (dettagli a pag. 16-18), espressi in termini di: φ'_k angolo di resistenza al taglio in condizioni efficaci (o di attrito interno), γ_k peso dell'unità di volume (peso specifico naturale), c'_k coesione efficace (condizioni drenate), deformabilità espressa come E_k (modulo elastico di Young), oltre ad un inquadramento del coefficiente o modulo di Winkler (k).

Corpo 1) 0,0÷0,8(1,0) m

terreni naturali di copertura del sottostante deposito alluvionale, costituiti da limi sabbiosi, pedogenizzati in sommità, di colore marrone, in genere da sciolti a poco addensati (Classificazione A.G.I.,1977), con velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio $V_s \approx 100$ m/s:

resistenza penetrometrica tipo SPT $N_{SPT} = 3\div 6$, $V_s \approx 100$ m/s;

densità relativa $D_R \approx 20\div 30\%$;

angolo di resistenza al taglio (o di attrito interno) $\varphi'_k = 24^\circ\div 26^\circ$;

peso dell'unità di volume (peso specifico naturale) $\gamma_k = 1,7\div 1,8$ t/m³;

coesione efficace (condizioni drenate) $c'_k = 0$ t/m².

Questi terreni di copertura hanno mediocri parametri geotecnici, che determinano una elevata compressibilità, la quale è accentuata dalla saturazione determinata dalla infiltrazione delle precipitazioni meteoriche.

Corpo 2) 0,8(1,0)÷30 m fino ad almeno 50 m

deposito alluvionale, costituito nella parte sommitale, fino a circa 30 m, da corpi formati da ghiaie sabbiose e ciottolose (PG3 campione 2), talora inglobanti elementi molto grossolani (blocchi), da moderatamente addensate in sommità a molto addensate in profondità (classificazione AGI-1977), caratterizzato da V_s comprese tra 200÷400 m/s, ed oltre 15 m di profondità da $V_s > 550$ m/s:

$V_s = 200 \div 250$ m/s; resistenza penetrometrica tipo SPT $N_{SPT} = 25 \div 35$;

densità relativa $D_R = 60\% \div 80\%$;

angolo di resistenza al taglio (o di attrito interno) $\varphi'_k = 38^\circ \div 40^\circ$;

peso dell'unità di volume (peso specifico naturale) $\gamma_k = 1,9 \div 2,0$ t/m³;

coesione efficace (condizioni drenate) $c'_k = 0$ t/m².

Deformabilità: espressa come E (modulo elastico di Young), è stata stimata da una delle più accreditate correlazioni N_{SPT} - E fornite dalla letteratura specialistica: $E = 7,56 N_{SPT} + 187,5$ secondo D'Apollonia e al. (1970), dalla quale si ricava un valore $E = 7,56 \cdot 25 + 187,5 = 376,5$ kg/cm² = **3.765 t/m² (36.935 kPa)**.

Il coefficiente o modulo di Winkler (k), da tarare in funzione dei cedimenti calcolati sulla base dei valori di N_{SPT} e D_R , è definito come valore di inquadramento dalla correlazione con le V_s , che fornisce un valore di $k = 15.000$ kN/m³.

5) I parametri geotecnici e le caratteristiche geometriche del deposito alluvionale ghiaioso sabbioso ciottoloso sopradescritto, consentono di individuarlo come il piano di appoggio delle fondazioni delle costruzioni in progetto, pertanto esso rappresenta il sottosuolo di riferimento per la classificazione sviluppata secondo le indicazioni formulate dalla normativa vigente. Poiché, nel caso in esame, la profondità del substrato con $V_s > 800$ m/s è superiore a 30 metri, la velocità equivalente ($V_{s,eq}$) è definita dal parametro $V_{s,30}$, che considera le

proprietà degli strati di terreno fino alla profondità di 30 metri.

Le prospezioni sismiche MASW descritte in premessa (certificati allegati a pag. 12-13), hanno permesso di misurare una $V_{s,30} = 397 \div 409$ m/s, così da pervenire alla classifica del deposito alluvionale in oggetto nella **categoria B** dei sottosuoli di fondazione (*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).

La zonizzazione sismica vigente individua il Comune di MANTA in Zona Sismica 3, e considerando le caratteristiche del sito e dell'intervento, riferita allo Stato limite SLV con $P_{VR} = 10\%$, $V_N = 50$ anni e Classe uso II come da tabella 2.4.2 ($c_u=1$), da cui $V_R = 50$ anni, Tempo ritorno = 475 anni, si ottiene per il sito in esame: $a_g = 0,107$ g, $F_0 = 2,523$, $T_c^* = 0,273$ s, ed $a_{max} = 0,128$ g.

La categoria di sottosuolo B e l'accelerazione $a_g = 0,107$ g, permettono di ricavare il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa in sito (β_s), pari a 0,24.

La caratterizzazione svolta permette di escludere la possibilità di liquefazione, come indicato dalla verifica condotta secondo il metodo di Seed e Idriss (1982), illustrata in dettaglio a pag. 22.

6) Il dimensionamento geotecnico e strutturale delle costruzioni in progetto seguirà le norme tecniche vigenti, considerando i dati ed i valori forniti dalla presente relazione.

La natura incoerente dei terreni descritti, richiede di profilare stabilmente gli scavi escludendo la presenza di sovraccarichi in prossimità del ciglio, o di adottare le specifiche opere di sostegno provvisoriale (sbatacchi o tipologie idonee), opportunamente dimensionate, al fine di garantire la completa sicurezza degli addetti e la stabilità delle costruzioni esistenti.

Un inquadramento di alcuni schemi di fondazione (dettagli pag. 23-25), con appoggio sul descritto deposito alluvionale ghiaioso sabbioso ciottoloso (**corpo 2, caratterizzazione geotecnica**) rinvenibile a profondità di $0,8 \div 1$ m dal piano campagna naturale, ha permesso di indicare una serie di valori della resistenza di progetto (R_d) del terreno di fondazione (verifica SLU), considerando l'applicazione di soli carichi verticali centrati, nelle condizioni

di sottosuolo descritte, secondo l'approccio (A1+M1+R3). I valori di R_d ($8,69 \text{ kg/cm}^2 = 852 \text{ kPa}$ e $10,22 \text{ kg/cm}^2 = 1.002 \text{ kPa}$), sono stati confrontati con le verifiche SLE, svolte secondo la valutazione dei cedimenti indotti ai terreni.

La valutazione dei cedimenti, e gli opportuni raffronti tra quelli calcolati e quelli ammissibili, ha permesso di definire il valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d) pari a **$2,0 \text{ kg/cm}^2 \approx 200 \text{ kPa}$** , così da verificare la condizione richiesta dalla normativa:

$$R_d \geq E_d = 852 \text{ kPa} \div 1.002 \text{ kPa} > 200 \text{ kPa} \approx 2,0 \text{ kg/cm}^2.$$

Inoltre, per le tipologie di fondazione descritte è stata indicata la resistenza di progetto allo scorrimento per effetto del taglio sismico (azione orizzontale), utilizzando valori di inquadramento (dettagli pag. 25-26), che saranno definiti con la necessaria accuratezza dal progettista strutturale.

Assumendo il valore di N_{sd} (carico verticale) = 200 kN (20 t) da quello definito con la verifica SLE ($2,0 \text{ kg/cm}^2 \approx 200 \text{ kPa}$), applicato sulla superficie unitaria di fondazione, si è ottenuta una azione di progetto $E_d = 21,6 \text{ kN}$ ($\approx 2,2 \text{ t}$) ed una resistenza di progetto $R_d = 156,2 \text{ kN}$ ($\approx 15,9 \text{ t}$), dalla quale è possibile ottenere che è verificata la condizione : $R_d \geq E_d = 156,2 \text{ kN}$ ($\approx 15,9 \text{ t}$) $> 21,6 \text{ kN}$ ($\approx 2,2 \text{ t}$).

7) La realizzazione di riporti, in particolare sulle aree di piazzale e per l'esecuzione dei sottofondi delle pavimentazioni del nuovo fabbricato, è opportuno che sia ottenuta con materiali ottemperanti le indicazioni delle norme **CNR UNI 10006** (classificazione HRB-AASHO), ricadenti esclusivamente nelle Classi **A1a** e **A1b**, anche nel caso di utilizzo di materiali provenienti da demolizioni, idoneamente selezionati e trattati.

Sulle aree di piazzale è opportuno prevedere l'asportazione dei terreni limoso sabbiosi, vegetati in sommità, che costituiscono la copertura del sottostante deposito alluvionale ghiaioso sabbioso ciottoloso, precedentemente descritto. L'asportazione di tali terreni di copertura è consigliata poiché essi hanno mediocri parametri geotecnici, che determinano una elevata compressibilità, la quale è accentuata dalla saturazione prodotta dalla infiltrazione delle precipitazioni meteorologiche.

La verifica dell'idoneo costipamento dei materiali di riporto, curando la loro stesa per strati di spessore di circa 30 cm, è opportuno che sia svolta durante la loro realizzazione,

pertanto è consigliabile prevedere, a discrezione del progettista e del direttore dei lavori, la esecuzione di una serie di prove in sito, tra cui si consigliano quelle su piastra (di tipo statico e dinamico con determinazione del modulo di deformazione M_d o del modulo di reazione K), che consentiranno di controllare la corrispondenza tra le prestazioni attese e quelle riscontrate.

8) Si raccomanda la attenta verifica ed adeguamento delle scelte progettuali alle condizioni geologiche e geotecniche riscontrate durante l'esecuzione dell'intervento in progetto, così da ottenere la sua completa sicurezza ed idoneità.

9) Per quanto concerne le terre e rocce da scavo prodotte con l'intervento in progetto (campionate come indicato in premessa), esse saranno costituite dai materiali di riporto del piazzale, dai descritti terreni naturali di copertura, la cui caratterizzazione chimica (certificato pag. 37), è stata eseguita per la realizzazione del piazzale attuale, e dal sottostante deposito alluvionale ghiaioso sabbioso ciottoloso.

I terreni provenienti dagli scavi, in funzione della loro caratterizzazione chimico-fisica, potranno essere utilizzati nel medesimo sito di produzione, per sistemazioni varie (riporti per piazzali, formazione di superfici verdi) o allontanati dal sito, seguendo le recenti disposizioni normative, che sono definite dal D.P.R. 120/2017 di seguito richiamato.

DECRETO DEL PRESIDENTE DELLA REPUBBLICA
13 giugno 2017, n. 120.

Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre e rocce da scavo, ai sensi dell'articolo 8 del decreto-legge 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla legge 11 novembre 2014, n. 164.

Gli articoli 20 e 22 del D.P.R. 120/2017 dispongono rispettivamente che, per i cantieri di piccole dimensioni (<6.000 m³) o di grandi dimensioni (>6.000 m³) non sottoposti a VIA o AIA, qualora le terre da scavo siano destinate al di fuori del sito di intervento, valgano le disposizioni riportate nel seguito.

Art. 20 Ambito di applicazione

- 1. Le disposizioni del presente Capo si applicano alle terre e rocce da scavo prodotte in cantieri di piccole dimensioni, come definiti nell'articolo 2, comma 1, lettera t), se, con riferimento ai requisiti ambientali di cui all'articolo 4, **il produttore dimostra**, qualora siano destinate a recuperi, ripristini, rimodellamenti, riempimenti ambientali o altri utilizzi sul suolo, che non siano superati i valori delle concentrazioni soglia di contaminazione di cui alle colonne A e B, Tabella 1, Allegato 5, al Titolo V, della Parte IV, del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, con riferimento alle caratteristiche delle matrici ambientali e alla destinazione d'uso urbanistica del sito di destinazione, e che le terre e rocce da scavo non costituiscono fonte diretta o indiretta di contaminazione per le acque sotterranee, fatti salvi i valori di fondo naturale.

Per le terre da scavo utilizzate in sito, secondo le indicazioni di ARPA Piemonte, si applicano le disposizioni riportate nel seguito.

Normalmente il riutilizzo nello stesso sito rientra tra le esclusioni dall'ambito di applicazione della normativa sui rifiuti, ai sensi dell'art. 185, comma 1, lettera c) del d. lgs. 152/06 e s.m.i. e, in questi casi, non si deve presentare all'Arpa la dichiarazione. Occorre però seguire quanto previsto dall'art. 24, c.1, ove viene esplicitato che la non contaminazione è verificata ai sensi dell'Allegato 4, ovvero mediante caratterizzazione chimico-fisica.

Risulta inoltre importante tenere presenti, ai fini dell'applicazione di questo articolo, le modifiche introdotte dall'art. 41, comma 3, del dl 69/2013, così come convertito nella legge 98/2013, all'art. 3 del dl 2/2012 convertito nella legge 28/2012; tali modifiche⁵ riguardano, in particolare, il comportamento da tenere in presenza di materiali di riporto, con obbligo di effettuare il test di cessione di cui al DM 5/2/1998 e s.m.i. .

È comunque facoltà del produttore applicare il regime dei sottoprodotti (artt. 20 e 21 del D.P.R.) anche nel caso del riutilizzo nello stesso sito; l'art. 4, comma 2, del D.P.R. prevede infatti che l'utilizzo possa avvenire *"nel corso dell'esecuzione della stessa opera nella quale è stato generato o di un'opera diversa"*.

Si tratta quindi di una scelta a totale carico del produttore, fatta spesso in funzione dei quantitativi in gioco, della difficoltà di gestire all'interno del cantiere grosse volumetrie di materiali o della opportunità di poter utilizzare le normali pratiche industriali ammesse per la gestione delle terre e rocce come sottoprodotti.

Infine, si evidenzia come l'intervento in progetto, nel rispetto delle indicazioni formulate, non comporta modificazioni all'equilibrio idrogeologico sull'area influenzata, e risulta compatibile con gli ambiti di pericolosità geomorfologica e di utilizzazione urbanistica definiti nel PRGC vigente (Classe III-A1).

Saluzzo, li 05/06/2020



CERTIFICATO DELLA ANALISI CHIMICA DELLE TERRE E ROCCE DA SCAVO RIFERITO AI LAVORI PER IL PIAZZALE ATTUALE



LAB N° 0674
 Numero degli Accordi di Mutuo Riconoscimento
 EA, IAF e ILAC
 Signatory of EA, IAF and ILAC
 Mutual Recognition Agreements

RAPPORTO DI PROVA N° 8224/17 del 15/12/2017

Spett.le
LA MANTA FOODS S.R.L.

Località Mattone, 2A
12030 MANTA (CN)

DATI DEL CAMPIONAMENTO

Esecutore del Campionamento: Committente
 Data prelievo: 04/12/2017 Punto di prelievo: A cura del cliente
 Modalità di prelievo: A cura del cliente
 Data ricevimento: 04/12/2017 Data inizio prove: 05/12/2017 Data fine prove: 15/12/2017
 Richiesta: Determinazioni come da Vs. richiesta
 Riferimento legislativo: Tabella 4.1 Allegato 4 Decreto del Presidente della Repubblica 13 giugno 2017, n. 120 - Regolamento recante la disciplina dell'utilizzazione delle terre e rocce da scavo - Siti ad uso verde pubblico, privato e residenziale

Campione nr.: 8338 TERRENO - LA MANTA FOODS SRL - LOCALITA' MATTONE 2/A - 12030 MANTA

Parametro ricercato	Unità di Misura	Valore	Limite massimo	Metodo di Prova
---------------------	-----------------	--------	----------------	-----------------

PARAMETRI CHIMICO - FISICI

Idrocarburi presenti (C > 12)	mg/kg s.s.	< 5,0	50	EPA 805/b-2003 *
Amianto	pres/ass	assente	1.000	D.M. 06/09/1994 GU 50 n° 288 10/12/1994 * *
Amianto - Anositite	pres/ass	assente	--	D.M. 06/09/1994 GU 50 n° 288 10/12/1994 * *
Amianto - Cristobilo	pres/ass	assente	--	D.M. 06/09/1994 GU 50 n° 288 10/12/1994 * *
Amianto - Crocidolite	pres/ass	assente	--	D.M. 06/09/1994 GU 50 n° 288 10/12/1994 * *

METALLI - METALLOIDI

Arsenico	mg/kg	10,7	20	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009
Cadmio	mg/kg	1,0	2	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009
Cobalto	mg/kg	17,5	20	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009
Nichel	mg/kg	82,1	120	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009
Piombo	mg/kg	24,4	100	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009
Rame	mg/kg	59,0	120	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009
Zinco	mg/kg	113,7	150	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009
Mercurio	mg/kg	< 0,5	1	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009 *
Cromo	mg/kg	123,5	150	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009
Cromo VI	mg/kg	< 1,0	2	EPA 3060A:1996 + EPA 7036A:1992 *

Subappalto eseguito presso laboratorio numero 0147

Documento con firma digitale avanzata ai sensi della normativa vigente

Il presente rapporto di prova si riferisce esclusivamente ai campioni sottoposti a prova e non può essere riprodotto parzialmente senza la nostra approvazione scritta.

Il Responsabile del Laboratorio
dr. Diego Paschiero
Ordine Tecnologi Alimentari Regioni Piemonte e Valle d'Aosta
Iscrizione n. 51

Il sostituto Responsabile del Laboratorio
dr. Diego Bertina
Ordine Tecnologi Alimentari Regioni Piemonte e Valle d'Aosta
Iscrizione n. 68

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Pozzetti Geognostici 1-3
Dettaglio dei materiali grossolani estratti dai PG e dell'area in oggetto.



Pozzetti Geognostici 1-3
Stratigrafia

0,0÷0,8(1,5) m terreni di riporto del piazzale attuale (asportazione terreni limoso sabbiosi di copertura del sottostante deposito alluvionale);

0,8(1,5)÷2,5 m ed oltre
deposito alluvionale, costituito da corpi formati da ghiaie grossolane sabbiose e ciottolose.



Le riprese documentano gli stendimenti per la prospezione sismica MASW.



La ripresa documenta l'analisi di laboratorio (granulometria per setacciatura in via umida), eseguita sul campione estratto dal Pozzetto Geognostico (PG3 campione2).