COMUNE DI VIGONE

CITTA' METROPOLITANA DI TORINO

LAVORI DI ADEGUAMENTO EDILIZIO PER INTEGRAZIONE CON NUOVI VOLUMI SCUOLA SECONDARIA DI PRIMO GRADO

Codice generale	Codice dell' opera	Lotto	Livello di progettazione	Area di progettazione	Numero elaborato	Tipo documento	Versione
Avig	003	0	DE	G	003	rel geo	0-18

IL SINDACO :
Claudio RESTAGNO

IL PROGETTISTA:
Dott. Ing. Valter Ripamonti

Studio Tecnico Dott. Ing. Valter Ripamonti - Via Tessore n° 25 - 10064 Pinerolo - (TO)
Tel 0121/77445 - Fax 0121/375733 - E-Mail:segreteria@ripamontistudio.com - tecnico@ripamontistudio.com

PROGETTO DEFINITIVO ESECUTIVO

OGGETTO

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

VERS.	MODIFICHE	DATA	REDATTORE	SCALA
0	PRIMA CONSEGNA	Aprile 2018	FP	
1				
2				
3				
4				
5				

GEOALPI CONSULTING

Geologia - Idrogeologia - Geotecnica - Geologia strutturale

GEOLOGI ASSOCIATI

Elisabetta ARRI - Marco BARBERO - Raffaella CANONICO - Francesco PERES

P.iva 09303590013

REGIONE PIEMONTE - CITTA' METROPOLITANA DI TORINO

COMUNE DI VIGONE

PROGRAMMA ALCOTRA FR-IT 2014-2020

PROGETTO A2E - 1385 ALPI

EFFICIENZA ENERGETICA DEGLI EDIFICI PUBBLICI SULLE ALPI

ADEGUAMENTO ED AMPLIAMENTO DELL'ISTITUTO SCOLASTICO

SCUOLA SECONDARIA DI PRIMO GRADO

Via Don Milani n. 2

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA

IL TECNICO INCARICATO

DOTT. GEOLOGO FRANCESCO PERES

Francesco Peres

ORDINE GEOLOGI REGIONE PIEMONTE ★ FRANCESCO PERES GEOLOGO A.P. SEZ. A N. 425 ★ ALBO PROFESSIONALE

GENNAIO 2018

Via Saluzzo, 52 - 10064 Pinerolo (TO)

Telefono / Fax +39 0121 375017

info@geoalpiconsulting.it

www.geoalpiconsulting.it

INDICE

1. PREMESSA.....1

2. UBICAZIONE 2

3. LINEAMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI GENERALI 2

3. LINEAMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI GENERALI 3

4. ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO LOCALE E CIRCOLAZIONE IDRICA SOTTERRANEA.....3

5. CARATTERIZZAZIONE GEOSISMICA ED ANALISI DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA.....5

5.1 ASPETTI NORMATIVI 5
5.2 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE 6
5.3 AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....9
5.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....11

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 14

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....16

FIGURE

APPENDICE 1: INDAGINI IN SITO - SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO

APPENDICE 2: ANALISI DI LABORATORIO

APPENDICE 3: INDAGINI IN SITO - MASW

1. PREMESSA

Su incarico del Comune di Vigone è stato condotto il presente studio (ai sensi del D.M. 14/01/2008 e s.m.i.) a supporto del progetto definitivo ed esecutivo delle opere di adeguamento ed ampliamento della scuola secondaria di primo grado ubicata in via Don Milani, 2.
L'intervento, facente parte del programma ALCOTRA FR-IT 2014-2020 - PROGETTO A2E - 1385 ALPI - *Efficienza energetica degli edifici pubblici sulle Alpi*, prevede la realizzazione di un nuovo corpo di fabbrica ad un piano fuori terra con funzione di ingresso alla scuola e di mensa scolastica([1]).

Le attività previste hanno consentito di valutare le caratteristiche geologiche, idrogeologiche e geotecnico-sismiche dell'area di intervento. Attraverso l'indagine di cui alle pagine seguenti, si è pervenuti:

1. all'individuazione di eventuali interferenze potenzialmente intercorrenti tra la realizzazione del progetto ed il locale assetto geologico ed idrogeologico;
2. alla quantificazione delle problematiche geotecniche connesse con la realizzazione dell'intervento, in termini di parametrizzazione geotecnica dei terreni interessati dalla messa in opera delle fondazioni del fabbricato;
3. alla caratterizzazione geosismica dei depositi su cui insisteranno le opere di fondazione di cui al punto precedente, necessaria, peraltro, anche alla definizione dell'azione sismica di progetto riconducibile all'assetto litostratigrafico locale.

A tal fine si è provveduto:

1. alla perforazione([2]) di n. 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo (S1) spinto alla profondità di 15 m dal piano campagna, attrezzato con piezometro a tubo aperto per la misura della soggiacenza della falda freatica. In corso d'opera sono state condotte n. 4 prove penetrometriche SPT (Standard Penetration Test);
2. all'escavazione([3]) di n. 4 pozzetti geognostici (P1÷P4) spinti alla profondità di 2 m ca. da piano campagna, procedendo al prelievo di n. 2 campioni sottoposti a prove di laboratorio individuate da granulometria per vagliatura ed aerometria (C1P2) e taglio diretto (C2P4);
3. alla conduzione di una prova di caratterizzazione basata sulla propagazione di onde sismiche superficiali mediante metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)([4]).

[1] Per maggiori ragguagli, si rimanda alla documentazione progettuale a firma dell'arch. G. Geuna (Osasco, TO).
[2] SONDECO S.r.l. (Torino), 28÷29/12/2017.
[3] 29/12/2017.
[4] Techgea S.r.l. (Quart, AO), 14/12/2017.

2. UBICAZIONE

L'area d'intervento è ubicata nel territorio comunale di Vigone (TO), delimitata tra via Pinerolo, via Don Milani e via Fasolo.

PANORAMICA DELL'AREA DI INTERVENTO

3. LINEAMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI GENERALI

Il territorio comunale di Vigone si localizza nel settore centrale della "*pianura cuneese-torinese meridionale*". Questo settore della pianura piemontese è separato dalla "*pianura torinese s.s.*" dalla strozzatura che caratterizza la traversa Piossasco-Moncalieri, in corrispondenza della quale la distanza fra il margine della Collina di Torino e il bordo interno della catena alpina è minima; questo particolare assetto è verosimilmente riconducibile al prolungamento in profondità delle strutture a vergenza appenninica della Collina di Torino. Più in particolare, il settore di pianura in esame è caratterizzato dalla presenza di terreni alluvionali medio-recenti, infatti, nella Carta Geologica d'Italia (Foglio n°68 - Carmagnola), nell'area in esame sono cartografati dei depositi alluvionali con suolo di colore giallo-rossiccio attribuiti al "*Fluviale rissiano*". Per analogia a quanto riportato in un recente studio (Anselmo V., Carraro F. e Lucchesi S., "*Sull'opportunità di introdurre l'indicazione del bacino di provenienza dei sedimenti nelle carte geologiche delle aree di pianura*", Il Quaternario 14(1), 2001), i depositi in esame possono essere riferiti alla parte inferiore del Pleistocene superiore.
Dal punto di vista sedimentologico i terreni presenti nell'area oggetto d'indagine sono dei depositi fluviali di natura essenzialmente ghiaioso-sabbiosa. In superficie il materasso costituito da questi depositi può essere "sigillato" da un orizzonte di potenza plurimetrica di sedimenti a granulometria più fine la cui origine è ascrivibile a passati cicli di esondazione del reticolo idrografico principale. Lo spessore della sequenza deposizionale pleistocenica descritta è stimabile in una cinquantina di metri circa.

L'area di intervento si colloca nel concentrico comunale urbanizzato, in un contesto morfologicamente pianeggiante con pendenze debolmente degradanti verso Est, associate a deboli ondulazioni disposte in direzione N-S.

4. ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO LOCALE E CIRCOLAZIONE IDRICA SOTTERRANEA

Il modello litostratigrafico di riferimento è stato definito attraverso la perforazione di n. 1 sondaggio geognostico a rotazione con carotaggio continuo (S1) spinto a 15 m di profondità da p.c. e dall'escavazione di n. 4 pozzetti esplorativi (P1÷P4, fondo scavo pari a 2 m ca. da p.c.).
L'ubicazione delle indagini geognostiche è riportata in Figura 01; la stratigrafia del sondaggio S1 è consultabile in Appendice 1, mentre le sezioni di scavo dei pozzetti esplorativi sono visibili in Figura 02.

Il materasso alluvionale su cui è modellata l'area di intervento è costituito da ghiaie medio fini in abbondante matrice sabbiosa sciolta con intercalazioni, a partire da 8.5 m di pro-

fondità da t.s.([5]), di sabbie limose con subordinata ghiaia e limi sabbiosi con ghiaia di spessore decimetrico. La sequenza stratigrafica descritta si caratterizza per la presenza di un *top* deposizionale di potenza stimabile in 3.5 m, la cui porzione più superficiale (primi 2 m ca.) è stata indagata attraverso l'escavazione dei pozzetti geognostici, dal momento che in corrispondenza del sondaggio S1 i primi 2 m di carotaggio hanno rilevato terreno di riporto sabbioso e limoso sabbioso con abbondanti macerie di laterizi e malta, a testimonianza di un probabile preesistente locale interrato colmato per il livellamento dell'attuale cortile di pertinenza dell'edificio scolastico.
Tale *top* deposizionale è costituito da sabbie fini limose scarsamente addensate, passanti lateralmente a sabbie medio fini e medio grossolane sciolte con ghiaia e ciottoli ed a sabbie da fini e medio fini limose con raro ghiaietto scarsamente addensate con intercalazioni di limi sabbiosi. Tra 2 m ca. e 3.5 m di profondità da p.c., domina una facies più grossolana in transizione verso i sedimenti alluvionali pleistocenici francamente ghiaiosi descritti poc'anzi.

Per quanto riguarda la circolazione idrica sotterranea, al termine della perforazione del sondaggio S1 (29/12/2017) la superficie freatica si è attestata a 3.70 m di profondità nel piezometro con cui è stato attrezzato il sondaggio medesimo. I dati bibliografici a disposizione([6]) indicano potenziali valori di minima soggiacenza stagionale del livello piezometrico stimabili in 2 m di profondità dal piano campagna.

[5] Testa sondaggio.
[6] Studi geologici a supporto del vigente P.R.G.C. a cura del dott. Geol. M. Novo.

5. CARATTERIZZAZIONE GEOSISMICA ED ANALISI DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA

5.1 Aspetti normativi

Immediatamente dopo il terremoto del 31 ottobre 2002 che colpì i territori al confine fra il Molise e la Puglia, la Protezione civile ha adottato l'O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274, al fine di fornire una risposta immediata alla necessità di aggiornamento della classificazione sismica e delle norme antisismiche.
Alla luce dell'ordinanza n. 3274 e, a differenza di quanto previsto dalla normativa precedente, tutto il territorio nazionale è stato classificato come sismico e suddiviso in 4 zone, caratterizzate da pericolosità sismica decrescente; tali zone sono individuate da 4 classi di accelerazione massima del suolo con probabilità di accadimento del 10% in 50 anni. Le prime tre zone della nuova classificazione corrispondono, dal punto di vista degli adempimenti previsti dalla Legge n. 64 del 1974, alle zone di sismicità alta, media e bassa, mentre per la zona 4, di nuova introduzione, viene data facoltà alle regioni di imporre l'obbligo della progettazione antisismica. In ogni zona è, infatti, prevista l'applicazione della progettazione sismica con livelli differenziati di severità, salvo, come anzidetto, nella zona 4. Il collegamento tra la classificazione e le norme tecniche risulta, pertanto, molto stretto.
Posto che l'articolo 2, comma 1 dell'O.P.C.M. citata dispone che le Regioni provvedano alla formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche e che la Regione Piemonte con D.G.R. n. 61 - 11017 del 17/11/2003 ha recepito la classificazione sismica di cui all'O.P.C.M. succitata, alla luce dello studio affidato al Politecnico di Torino - Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica e all'Università di Torino, Facoltà di Geologia, (entrambi in collaborazione con il Centro di Competenza Eucentre di Pavia) e dei risultati conclusivi del gruppo di lavoro nazionale (a cui ha partecipato la Regione Piemonte) confluiti nelle linee guida "*Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*" in Italia, nonché sulla scorta di altri studi effettuati alla scala nazionale dall'I.N.G.V. ed avvallati dalla normativa sovra-regionale, la Regione Piemonte con Deliberazione della Giunta Regionale 19 gennaio 2010, n. 11-13058 ha provveduto all'aggiornamento ed adeguamento dell'elenco delle zone sismiche.
Si precisa, inoltre, che il riferimento normativo più aggiornato risulta essere attualmente la Deliberazione della Giunta Regionale 21 maggio 2014, n. 65-7656: "*Individuazione dell'ufficio tecnico regionale ai sensi del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ulteriori modifiche e integrazioni alle procedure attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084*".

A livello nazionale, con Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 sono state approvate le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC08) che definiscono i principi generali per il progetto, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni e forniscono i

criteri generali di sicurezza a tutela della pubblica incolumità; le predette Norme Tecniche sono entrate in vigore a partire dal 1 luglio 2009 e si applicano indistintamente a tutte le costruzioni, indipendentemente dalla zona di classificazione sismica in cui sono realizzate.

COMUNE DI VIGONE:

Classificazione ai sensi della DGR n. 11-13058 del 19 gennaio 2010

In vigore dal 1 gennaio 2012 a seguito della approvazione della DGR n. 4-3084 del 12 dicembre 2011: ***zona sismica* 3**

Si segnala, infine, che l'intervento in progetto è compreso nell'Allegato A alla D.G.R. n. 64-11402 del 23/12/2003 (*edificio di interesse strategico la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile*).

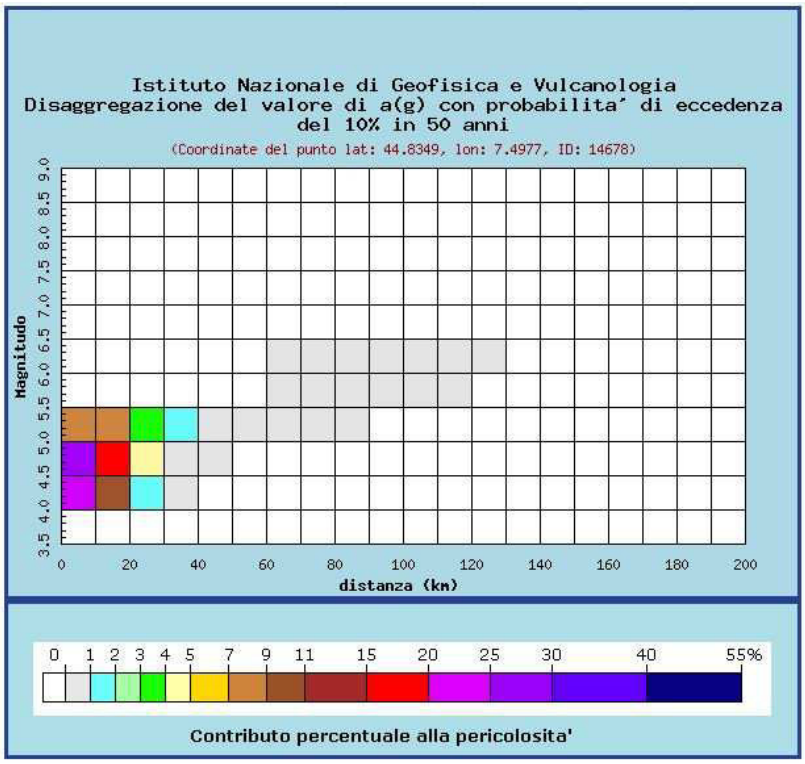
5.2 Pericolosità sismica di base

In ottemperanza all'OPCM 20/03/2003 n. 3274, l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) ha disegnato per il territorio nazionale la zonazione sismogenetica denominata ZS9, suddivisa in 42 *zone-sorgente*. Il Comune di Vigone è compreso nella *zona-sorgente* n. 908 che, unitamente alla n. 909, disegna l'arco alpino occidentale. Tali zone si dispongono secondo due fasce parallele all'asse della catena rispecchiando i meccanismi focali che contraddistinguono le alpi occidentali secondo le due direttrici tettoniche dell'Arco sismico piemontese (zona interna della catena) e dell'Arco sismico brianzonese (zona esterna). La *zona-sorgente* n. 908 si caratterizza per un meccanismo di fagliazione prevalente di tipo trascorrente, intendendo il meccanismo che ha la massima probabilità di contraddistinguere i futuri terremoti significativi.
Analizzando il progetto DISS (*Database of Individual Seismogenic Sources*) predisposto su piattaforma GIS dall'INGV, si evince come la sorgente simogenetica alla quale ricondurre le valutazioni in merito alla pericolosità sismica del territorio comunale in esame sia di tipo composito; la sismicità della porzione più sud-occidentale della pianura pinerolese è riconducibile a regimi tettonici connessi all'evoluzione del fronte appenninico in iterazione con l'arco del Monferrato.
La distribuzione areale degli epicentri dei terremoti storici che hanno interessato l'Italia nord-occidentale, permette di individuare le aree sismicamente più attive, nonché le direttrici principali lungo le quali si dispongono i meccanismi focali dei sismi.
La rete sismica regionale rileva, nell'arco di un anno, circa un migliaio di terremoti con epicentro in Piemonte, o nei territori circostanti, che per lo più non sono percepiti dalle persone; nel dettaglio, il numero di sismi con magnitudo al di sopra di 3 (avvertiti dalla popolazione nei settori epicentrali) è dell'ordine della decina, mentre, mediamente, si registra un solo evento caratterizzato da magnitudo superiore a 4 tale da poter essere percepito anche a distanze maggiori. Oltre ai dati registrati dalla rete sismica regionale, sono noti un centinaio di terremoti storici che hanno interessato l'area dell'Italia nord-

occidentale nell'ultimo millennio e caratterizzati da una magnitudo momento([7]) Mw stimata compresa tra 4.5 e 6; tra questi si rammenta l'evento del 1808 il cui epicentro fu localizzato in Val Pellice (Mw=5.7). L'analisi della pericolosità sismica di base a scala comunale è propedeutica a qualsiasi azione da intraprendere per la mitigazione del rischio sismico: essa deve essere affrontata a partire dai dati storici e, per le forti ricadute anche in ambito di progettazione, deve essere volta all'identificazione dell'evento sismico di riferimento. L'evento strumentale di riferimento per il territorio pinerolese risulta essere quello che si verificò in data 5 gennaio 1980 con epicentro nel Comune di Giaveno (TO) e intensità 4.85 Mw.

Come già sottolineato al § 5.1, la zonizzazione del territorio nazionale in aree omogenee sotto il profilo sismico è espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di accadimento del 10% in 50 anni.
Per l'analisi alla scala del territorio d'indagine, la normativa tecnica di riferimento prevede di adottare la metodologia di disaggregazione della componente $a_{(g)}$ finalizzata a definire la pericolosità di base del sito mediante tre parametri: la magnitudo massima attesa (M), la distanza media degli epicentri degli eventi di riferimento (R) e il parametro probabilistico ε (deviazione standard dalla mediana dal valore di scuotimento): in sintesi, il processo di disaggregazione permette la valutazione del contributo percentuale alla stima di pericolosità sismica del sito fornita dalle possibili copie di valori di magnitudo (M) e distanza (R).
La disaggregazione viene effettuata mediante l'applicativo web-gis fornito dall'INGV. Si riportano il grafico e la tabella di disaggregazione del valore di $a_{(g)}$ con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, valutato nel punto baricentrico del territorio comunale di Vigone, secondo la maglia di riferimento INGV.

[7] La magnitudo momento (Mw) è direttamente correlata alle dimensioni delle superfici di rottura, allo spostamento relativo medio tra di esse ed alla loro resistenza, pertanto, è riconducibile agli effetti tettonici dell'area interessata dal terremoti ed è stimabile dalle osservazioni geologiche. Anche per terremoti storici la magnitudo momento rappresenta la miglior stima (espressa attraverso un numero) della grandezza di un terremoto che può essere utilizzata per le varie correlazioni.



Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 44.8349, lon: 7.4977, ID: 14678)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	20.400	25.000	7.490	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	9.740	16.400	7.640	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	1.740	4.480	3.210	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.053	0.865	1.190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.047	0.353	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.053	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.032	0.145	0.191	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.018	0.196	0.299	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.070	0.151	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028	0.105	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.068	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Il valore medio di magnitudo e distanza che individuano il sisma evento per il territorio comunale in questione sono i seguenti:

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.730	12.200	0.832

I recenti sismi che si sono verificati nell'Italia nord-orientale (Emilia e Veneto), hanno permesso di osservare come l'assunzione dei valori medi ottenuti mediante la metodologia sopra descritta non è sufficientemente cautelativa e che può, al contrario, comportare una sottostima dell'evento atteso, che preclude l'adozione degli opportuni accorgimenti da adottare in fase di progettazione e realizzazione degli interventi.
Sulla scorta delle analisi sismologiche effettuate poc'anzi, si procede all'adozione dei valori di magnitudo che corrispondono al 95°percenti le di distribuzione, ottenendo un valore per il sisma evento pari a **M=5.5**, per un'accelerazione massima attesa al piano campagna in condizioni *free field* pari a 0.125g.

5.3 Azione sismica di progetto

L'azione sismica di progetto è definita in termini di accelerazione di picco al suolo, a sua volta controllata dal locale assetto litostratigrafico e, più in particolare, riconducibile al profilo di velocità delle onde di taglio V_s nel sottosuolo.
È stata condotta, pertanto, una prova di caratterizzazione basata sulla propagazione di onde sismiche superficiali mediante metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves). Per quanto riguarda i dettagli tecnici e la presentazione dei risultati dell'indagine geofisica, si rimanda alla relazione allegata in Appendice 03.
Il valore di $V_{s,30}$ ottenuto è pari a 348 m/s che consente di tener conto di una categoria di suolo di fondazione C (*depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del* V_{S30} *compresi tra 180 m/s e 360 m/s ovvero* $15<N_{SPT30}<50$ *nei terreni a grana grossa e* $70<c_{u30}<250$ *kPa nei terreni a grana fina*).

Lo spettro di risposta è stato definito per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) assumendo, in base ai disposti della D.G.R. n. 64-11402 del 23/12/2003, una vita nominale della costruzione Vr pari a **100 anni**, per una classe d'uso **IV** ed un coefficiente d'uso c_u pari a **2**:

	SLV
Accelerazione orizzontale massima del terreno a_g	0.163g
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0	2.528
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T'_c	0.281s
Accelerazione di picco al suolo a_{max}	0.236g

Per la categoria di suolo di riferimento, il parametro S_s (coefficiente di amplificazione litostratigrafica) risulta essere pari a 1.453. Si è assunta una categoria topografica T1 (cfr. Tabella 3.2.VI della normativa di riferimento, D.M. 14 gennaio 2008).

Si allegano di seguito i grafici ed i parametri degli spettri di riposta orizzontale e verticale definiti utilizzando il software *NTC ver. 1.0.3* disponibile sul sito web del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,163 g
F_o	2,528
T_C^*	0,281 s
S_S	1,453
C_C	1,596
S_T	1,000
q	2,400

Parametri dipendenti

S	1,453
η	0,417
T_B	0,150 s
T_C	0,449 s
T_D	2,252 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

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

$0 \leq T < T_B$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$

$T_B \leq T < T_C$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

$T_C \leq T < T_D$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$

$T_D \leq T$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con 1/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,237
T_B ←	0,150	0,249
T_C ←	0,449	0,249
	0,534	0,209
	0,620	0,180
	0,706	0,158
	0,792	0,141
	0,878	0,127
	0,964	0,116
	1,050	0,107
	1,136	0,099
	1,221	0,092
	1,307	0,086
	1,393	0,080
	1,479	0,076
	1,565	0,071
	1,651	0,068
	1,737	0,064
	1,822	0,061
	1,908	0,059
	1,994	0,056
	2,080	0,054
	2,166	0,052
T_D ←	2,252	0,050
	2,335	0,046
	2,418	0,043
	2,502	0,040
	2,585	0,038
	2,668	0,035
	2,751	0,033
	2,835	0,033
	2,918	0,033
	3,001	0,033
	3,084	0,033
	3,168	0,033
	3,251	0,033
	3,334	0,033
	3,417	0,033
	3,501	0,033
	3,584	0,033
	3,667	0,033
	3,750	0,033
	3,834	0,033
	3,917	0,033
	4,000	0,033

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 dell

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,089 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,378
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T$$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$$\eta = 1/q$$ (NTC-08 §. 3.2.3.5)

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5}$$ (NTC-08 Eq. 3.2.11)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \le T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \le T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \le T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

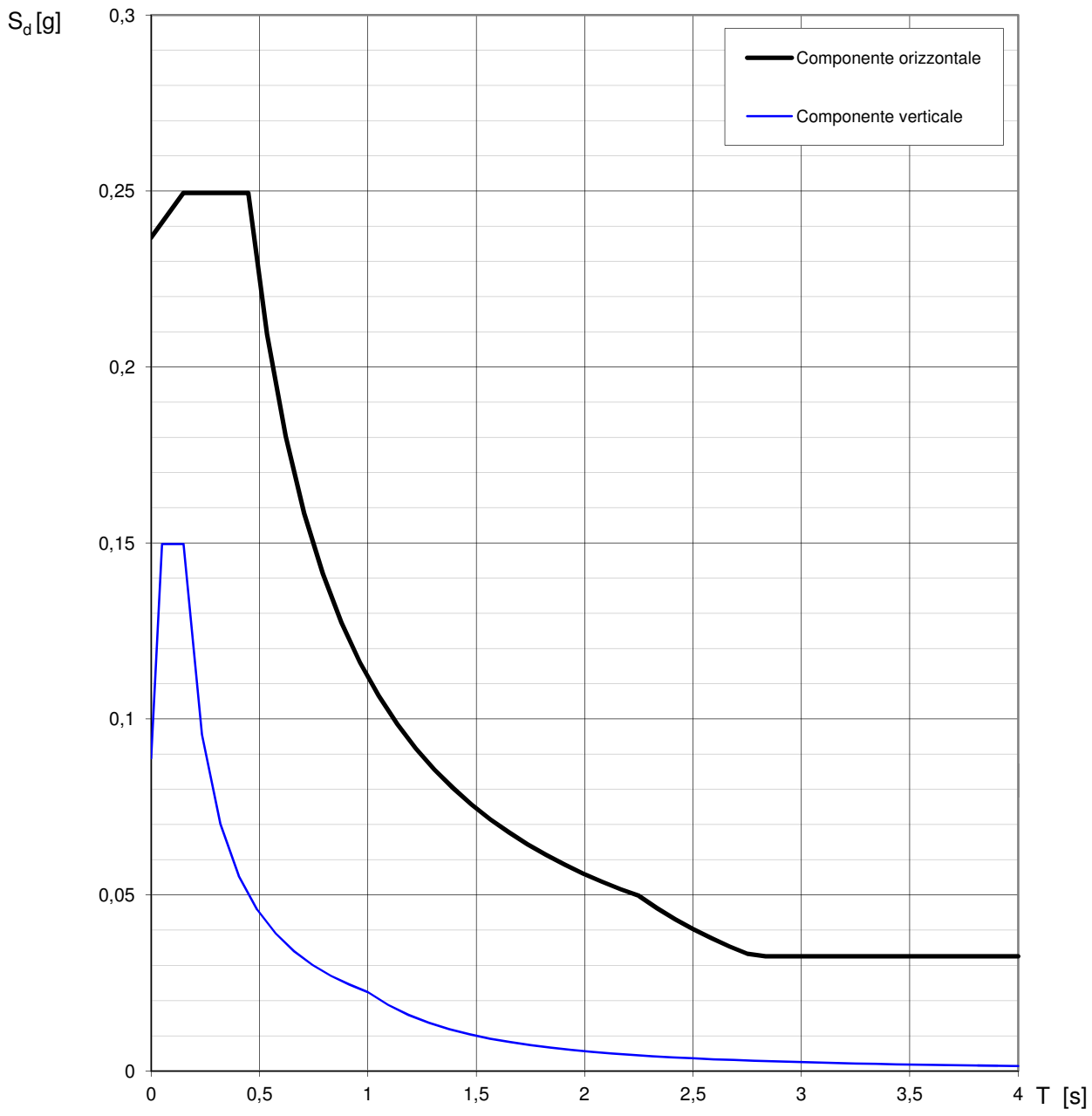
$$T_D \le T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,089
T_B ←	0,050	0,150
T_C ←	0,150	0,150
	0,235	0,096
	0,320	0,070
	0,405	0,055
	0,490	0,046
	0,575	0,039
	0,660	0,034
	0,745	0,030
	0,830	0,027
	0,915	0,025
T_D ←	1,000	0,022
	1,094	0,019
	1,188	0,016
	1,281	0,014
	1,375	0,012
	1,469	0,010
	1,563	0,009
	1,656	0,008
	1,750	0,007
	1,844	0,007
	1,938	0,006
	2,031	0,005
	2,125	0,005
	2,219	0,005
	2,313	0,004
	2,406	0,004
	2,500	0,004
	2,594	0,003
	2,688	0,003
	2,781	0,003
	2,875	0,003
	2,969	0,003
	3,063	0,002
	3,156	0,002
	3,250	0,002
	3,344	0,002
	3,438	0,002
	3,531	0,002
	3,625	0,002
	3,719	0,002
	3,813	0,002
	3,906	0,001
	4,000	0,001

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.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



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.

5.4 Stabilità nei confronti della liquefazione

I terreni di fondazione del nuovo corpo di fabbrica in progetto devono essere stabili nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine (cfr. punto 7.11.3.4.1 delle NTC08) *i fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate*.
La verifica a liquefazione può essere omessa qualora risultino soddisfatte le seguenti condizioni (cfr. punto 7.11.3.4.2):

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero o *free field*) minori di 0.1g.

Diversamente, le indagini geognostiche (cfr. punto 7.11.3.4.2 delle NTC08) devono essere finalizzate alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle seguenti ulteriori condizioni che, qualora soddisfatte, consentono di tralasciare l'applicazione di metodologie analitiche volte alla valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili:

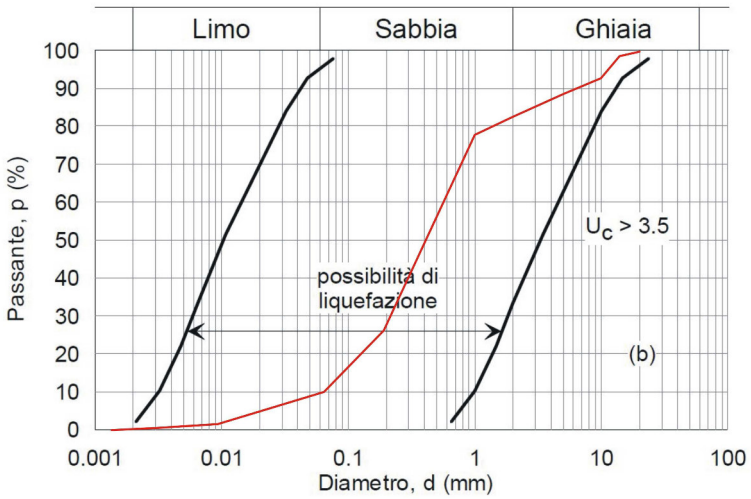
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata([8]) $(N_1)_{60} > 30$ [omissis];
5. distribuzione granulometrica esterna ai fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione così come definiti al punto 7.11.3.4.2 delle NTC08.

Appare chiaro come, sulla base dell'analisi della pericolosità sismica condotta ai paragrafi precedenti, non siano soddisfatte le condizioni n. 1 e n. 2 del precedente elenco, pertanto, non è possibile escludere a priori la verifica a liquefazione dei sedimenti in cui è previsto il getto delle fondazioni della nuova mensa scolastica in progetto, costituiti (cfr. § 4.) da sabbie fini limose scarsamente addensate, passanti lateralmente a sabbie medio fini e medio grossolane sciolte con ghiaia e ciottoli ed a sabbie da fini e medio fini limose con raro ghiaietto scarsamente addensate con intercalazioni di limi sabbiosi. Tali depositi, peraltro, sono potenzialmente interessati dalla risalita del livello piezometrico della falda freatica, fino ad un paio di metri di profondità dal piano campagna.

In primo luogo si è proceduto ad effettuare l'analisi granulometrica per vagliatura ed aerometria sul campione C1P2 (cfr. Figura 02) prelevato dal pozzetto esplorativo P2 alla

[8] Valore della resistenza determinata in prove SPT (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.

profondità compresa tra 1.5 e 1.9 m da p.c. e rappresentativo della porzione più sabbiosa sciolta del *top* deposizionale della sequenza alluvionale rilevata dalle indagini geognostiche in sito. La curva granulometrica, il cui coefficiente di uniformità U_c è pari a 6.6, è riportata in Appendice 02; di seguito se ne riporta la sovrapposizione sui fusi suscettibili di liquefazione per U_c > 3.5 definiti dalle NTC08. Come si evince, il campione analizzato in laboratorio risulta potenzialmente liquefacibile:



Come verrà discusso al § 6., inoltre, la resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ del *top* deposizionale della sequenza stratigrafica rilevata in sito risulta ampiamente inferiore a 30.

Conseguentemente, è stata condotta la verifica analitica del potenziale di liquefazione secondo i metodi proposti dall'Eurocodice EC8([9]), da Seed & Idris (1982), da Tokimatsu & Yoshimi (1983), da Iwasaki et al. (1984), da Andrus & Stokoe (1997) e da Youd & Idris (2001)([10]). Gli approcci consentono di definire il coefficiente di sicurezza sulla base, sia delle principali caratteristiche geotecniche dei depositi in questione, quali il peso di volume (pari a 1.5 t/m^3, cfr. § 6.), il valore di N_{SPT} (normalizzato alla tensione efficace verticale di 100 kPa, $(N_1)_{60}$=7.8, cfr. § 6.) e la percentuale di frazione argillosa (FC *fraction clay* = 0.3%, cfr. Appendice 02), sia della distribuzione della velocità delle onde di taglio V_s emersa dalla prova MASW (cfr. Appendice 03). I dati di *input* sono stati determinati a seguito delle risultanze della campagna di indagini geognostiche e geofisiche condotta a supporto del presente studio ed adottando il valore di magnitudo M pari a 5.5 (cfr. § 5.2). Nella tabella seguente si riassumono i risultati dei calcoli (i relativi tabulati sono allegati al termine del paragrafo)([11]):

[9] È stato utilizzato il software di calcolo *LIQUEFACTION POTENTIAL ESTIMATION V.* 2.6 ®.
[10] Per quanto riguarda la descrizione dettagliata delle diverse metodologie di calcolo utilizzate, si rimanda alle relative pubblicazioni.
[11] Il software di calcolo *LIQUEFACTION POTENTIAL ESTIMATION V.* 2.6 ® non dispone di uscita grafica di stampa: si è proceduto, pertanto, a fornire le schermate significative.

Spessore dello strato	Metodo di analisi	Potenziale di liquefazione F.S.
3.15 m*	EC8	3.95 (>1.25)
	Seed & Idris (1982)	1.13 (<1.3)
	Tokimatsu & Yoshimi (1983)	1.22 (<1.3)
	Iwasaki et al. (1984)	15.46 (>1)
	Andrus & Stokoe (1997)	3.83 (>1)
	Youd & Idris (2001)	2.16 (>1.3)

*) Al netto del conglomerato bituminoso e del sottofondo di modellamento del cortile (valori medi, senza considerare il riporto superficiale rilevato dal sondaggio S1).

Il potenziale di liquefazione non è verificato secondo Seed & Idris (1982) e Tokimatsu & Yoshimi (1983). Prevalgono, ad ogni modo, i metodi dalla cui applicazione è possibile escludere la suscettibilità di liquefazione dei sedimenti di fondazione del nuovo corpo di fabbrica in progetto. Al riguardo, si deve altresì tener conto che, al di là degli approcci analitici, i materiali liquefacibili sono individuati da sabbie fini e limi con granulometria uniforme (U<5) e costituenti terreni deltaici, fluviali e marini recenti, meandri ecc….La letteratura specifica, inoltre, individua una bassa e/o molto bassa probabilità che si verifichino fenomeni di liquefazione a spese di sedimenti di età pleistocenica, per contro, a fronte di soggiacenze del livello piezometrico inferiori a 9 m, risulta elevata la suscettibilità alla liquefazione dei depositi olocenici, ovviamente, sempre in rapporto allo spettro granulometrico critico. Dal punto di vista geomorfologico, inoltre, sono improbabili fenomeni di liquefazione sui sedimenti terrazzati.

In base a quanto sopra discusso, pertanto, è possibile escludere fenomeni di liquefazione dei terreni di fondazione per il sisma evento di riferimento.

Liquefaction potential estimation according to Eurocode 8 or American standards

Ioannis Th. Ioannides - Dipl. Civil Engineer A.U.Th.
Merarhias 56 - 621 22 SERRES tel.: 23210 46996 47001, email : ioannides@edrash.gr

1. Soil layers data

?hickness 3,15 (m) ? 15,00 (kN/m^3)

No	H	gamma
1	3,15	15,00

Add layer

Delete layer

Delete all

2. Test points data

from CPT Data

Depth 3,00 (m) ?spt 7,8 % FC 0,30

No	Depth	Nspt	FC
1	3,00	8	0,30

Add layer

Load form file

Delete layer

Delete all

3. Calculation parameters

G.W.T. 2,00 (m, -1 no water)

P.G.A. 0,24 (g)

Earthquake Magn. 5.5 (Richter)

Subsoil class C

Global factor of safety 1,3

Calculate

Import data | Calc. method | FC correction | Calc. params.

- (•) EC8
- ( ) US (NCEER)

4. Calculation results

No	Depth	Bulk ?	% FC	u (kPa)	sv (kPa)	s'v (kPa)	Nspt	N1(60)	??1	CSR	CRRm	F.S.
1	3,00	15,00	-	9,81	45,00	35,19	13	22,5	-	0,18	0,71	3,95

F.S. > 1.25, no liquefaction potential

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

(da prove dinamiche SPT)

Metodo semplificato

Metodo di Seed e Idris (1982)

PARAMETRI:			
γ	=	1,5	g/cm^3
σ_{vo}	=	0,47	kg/cm^2
$\sigma_{vo'}$	=	0,36	kg/cm^2
profondità dello strato	=	315	cm
N_{SPT}	=	7,8	
profondità falda	=	200	cm
γ H_2O	=	1	g/cm^3
Pressione neutra	=	0,115	kg/cm^2
z	=	3,15	m

R=	Resistenza al taglio mobilitata
T=	Sforzo di taglio indotto dal sisma
d_{50}=	Diametro della curva granulometrica corrispondente al passante al 50%

FORMULE:				RISULTATI:	
Na	=	$(N_{SPT}*(1,7/(\sigma_{vo'}+0,7))+N_f)$	=	**12,53900709**	**Na**
N_f	=	0			
R	=	**Na/90**	=	**0,139322301**	**R**
T	=	**$0,65*((a_{max}/g)*(\sigma_{vo}/\sigma_{vo'}))*r_d$**	=	**0,12277483**	**T**
a_{max}/g	=	0,15			
r_d	=	0,95275			
1,3	≤	**Fs=R/T** Sabbie sature	=	**1,134779022**	**Liquefacibile**

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

(da prove dinamiche SPT)

Metodo semplificato

Metodo di Seed e Idris (1971), modificato da Tokimatsu & Yoshimi (1983) e semplificato da GNDT-CNR

PARAMETRI:			
γ	=	1,5	g/cm^3
σ_{vo}	=	0,47	kg/cm^2
$\sigma_{vo'}$	=	0,36	kg/cm^2
profondità dello strato	=	315	cm
N_{SPT}	=	7,8	
profondità falda	=	200	cm
γ H_2O	=	1	g/cm^3
Pressione neutra	=	0,115	kg/cm^2
z	=	3,15	m

R=	Resistenza al taglio mobilitata
T=	Sforzo di taglio indotto dal sisma

FORMULE:					RISULTATI:	
Na	=	$N_{SPT}*(1,7/(\sigma_{vo'}+0,7))+N_f$		=	**12,53900709**	**Na**
N_f	=	0				
R	=	**0,2565* [0,16*RadQNa+(0,2133*RadQNa)^{14}]**		=	**0,149379611**	**R**
T	=	**$0,65*((a_{max}/g)*(\sigma_{vo}/\sigma_{vo'}))*r_d$**		=	**0,12277483**	**T**
a_{max}/g	=	0,15				
r_d	=	0,95275				
Fs=R/T	>	**1,3**	Sabbie sciolte	=	**1,216695728**	**Liquefacibile**
	>	**1,5**	Sabbie mediamente addensate			**Liquefacibile**

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

(da prove dinamiche SPT)

Metodo semplificato

Metodo di Iwasaki et al. (1978) modificato (1984)

PARAMETRI:			
γ	=	1,5	g/cm^3
σ_{vo}	=	0,4725	kg/cm^2
$\sigma_{vo'}$	=	0,3575	kg/cm^2
profondità dello strato considerato	=	315	cm
profondità falda	=	200	cm
γ_{H2O}	=	1	g/cm^3
Pressione neutra	=	0,115	kg/cm^2
z	=	3,15	m
N_{spt}	=	7,8	
d_{50}	=	0,34	
M	=	5,5	
MSF	=	2,78	se M≤7.5
		2,21	se M>7.5

R=	Resistenza al taglio mobilitata
T=	Sforzo di taglio indotto dal sisma
d_{50}=	Diametro della curva granulometrica corrispondente al passante al 50%
Vs=	Velocità dell'onda di taglio S

FORMULE:					RISULTATI:	
R	=	**0,0882*E16*RADQ(E9+0,7)+0,225log(0,35/E17)**	se $0,04 \le d_{50} \le 0,6$	=	**0,710294974**	**R**
R	=	**0,0882*E16*RADQ(E9+0,7)-0,05**	se $0,6 < d_{50} \le 1,5$		**0,657462421**	
T	=	**$0,65*((a_{max}/g)*(\sigma_{vo}/\sigma_{vo'}))*r_d*1/MSF$**	se M≤7.5	=	**0,04595047**	**$T_{M\le7,5}$**
			se M>7.5		**0,057826079**	**$T_{M>7,5}$**
a_{max}/g	=	0,15				
r_d	=	0,99235				
Fs=R/T	**>**	**1**	se M ≤ 7.5 — se $0,04 \le d_{50} \le 0,6$	=	**15,45783899**	**Verificato Fs**
			se M ≤ 7.5 — se $0,6 < d_{50} \le 1,5$		**14,30806722**	**Verificato Fs**
			se M > 7.5 — se $0,04 \le d_{50} \le 0,6$		**12,28329834**	**Verificato Fs**
			se M > 7.5 — se $0,6 < d_{50} \le 1,5$		**11,36965255**	**Verificato Fs**

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

(da prove sismiche a rifrazione)

Metodo semplificato

Metodo di Andrus e Stokoe (1997) modificato

PARAMETRI:			
γ	=	1,5	g/cm^3
σ_{vo}	=	0,4725	kg/cm^2
$\sigma_{vo'}$	=	0,3575	kg/cm^2
profondità dello strato considerato	=	315	cm
profondità falda	=	200	cm
γ_{H2O}	=	1	g/cm^3
Pressione neutra	=	0,115	kg/cm^2
z	=	3,15	m
V_S	=	201	
V_{S1C}	=	**220**	m/s
V_{S1}	=	259,94	
M	=	5,5	
MSF	=	2,78	se M≤7.5
		2,21	se M>7.5

FC<5%	FC=20%	FC>35%
220	210	200

R=	Resistenza al taglio mobilitata
T=	Sforzo di taglio indotto dal sisma
FC=	Frazione di fine (%) contenuto nella sabbia
Vs=	Velocità dell'onda di taglio S

FORMULE:					RISULTATI:	
V_{S1}	=	$V_S(1/\sigma_{vo'})^{0,25}$			259,94	V_{S1}
R	=	$0,03^*(V_{S1}/100)^2 + (0,9/(V_{S1C}-V_{S1}))-(0,9/V_{S1C})$		=	0,176086698	R
T	=	$0,65^*((a_{max}/g)^*(\sigma_{vo}/\sigma_{vo'}))^*r_d^*1/MSF$	se M≤7.5	=	0,04595047	$T_{M\leq7,5}$
			se M>7.5		0,057826079	$T_{M>7,5}$
a_{max}/g	=	0,15				
r_d	=	0,99235				
Fs=R/T	>	1	se M≤7.5	=	3,832097832	Verificato Fs
			se M>7.5		3,045108762	Verificato Fs

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

(da prove dinamiche SPT)

Metodo semplificato

Metodo di Youd e Idris (2001)

PARAMETRI:			
γ	=	1,5	g/cm^3
σ_{vo}	=	0,4725	kg/cm^2
$\sigma_{vo'}$	=	0,3575	kg/cm^2
profondità dello strato	=	315	cm
N_{SPT}	=	7,8	
profondità falda	=	200	cm
γ H_2O	=	1,0	g/cm^3
Pressione neutra	=	0,1	kg/cm^2
z	=	3,15	m

R=	Resistenza al taglio mobilitata
T=	Sforzo di taglio indotto dal sisma

FORMULE:				RISULTATI:	
Na	=	$N_{SPT}*(1,7/(\sigma_{vo'}+0,7))+N_f$	=	**19,53900709**	**Na**
N_f	=	7			
R	=	**0,2565* [0,16*RadQNa+(0,2133*RadQNa)^{14}]**	=	**0,271872725**	**R**
T	=	**$0,65*((a_{max}/g)*(\sigma_{vo}/\sigma_{vo'}))*r_d$**	=	**0,125758345**	**T**
a_{max}/g	=	0,15			
r_d	=	0,9759025			
Fs=R/T	>	**1,3** Sabbie sciolte	=	**2,161866274**	**Verificato Fs**
	>	**1,5** Sabbie mediamente addensate			**Verificato Fs**

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica dei sedimenti alluvionali descritti al § 4., ha consentito la definizione dei parametri di resistenza al taglio al piano di imposta delle fondazioni del nuovo fabbricato; sulla base dell'assetto litostratigrafico ed idrogeologico emerso dalla conduzione delle indagini in sito, il getto dovrà avvenire a profondità comprese tra 1 m e 1.5 m dall'attuale piano campagna, a spese, in particolare, di sedimenti sabbioso limosi e sabbiosi con più o meno subordinata frazione ghiaiosa e ciottolosa.

La stratigrafia geotecnica è stata definita in base ai risultati delle prove penetrometriche SPT (Standard Pentration Test) condotte nel foro di sondaggio S1 a profondità di 3, 6 e 9 m da inizio perforazione (cfr. Appendice 01). Per la porzione più superficiale della sequenza deposizionale si è provveduto, inoltre, al prelievo di un campione rappresentativo (C2P4, a profondità compresa tra 1.5 e 2 m) in corrispondenza del pozzetto esplorativo P4 (cfr. Figura 02), sottoposto a prova di taglio diretto (cfr. certificato in Appendice 02).

La correlazione tra i valori di N_{SPT}, densità relativa D_R ed angolo di resistenza al taglio φ' dei sedimenti oggetto di studio è stata condotta facendo riferimento alla resistenza penetrometrica in termini di $(N_1)_{60}$, valore di N_{SPT} normalizzato alla tensione efficace verticale di 100 kPa tramite l'applicazione del coefficiente C_N; quest'ultimo è stato definito applicando la formula di Liao & Withman (1986) per profondità superiori a 3 m da p.c., mentre superficialmente si è preferito, in via più cautelativa, adottarne il valore medio ricavato dalle formule di Skempton (1986) elaborate nei casi di sabbie fini e sabbie grossolane. Ciò alla luce del fatto che per ridotte profondità dal piano campagna, il metodo di Liao & Withman tende a sovrastimare il coefficiente C_N di normalizzazione della tensione litostatica.
Pertanto, una volta definito il valore di $(N_1)_{60}$, è stato calcolato l'angolo di attrito interno in condizioni di picco (φ'_{picco}) come valore medio ricavato attraverso l'applicazione dei seguenti criteri più utilizzati recentemente([12]):

- Kulhawy & Mayne (1990)
- Hutanaka & Uchida (1996)
- Wolff (1989)
- Mayne et al. (2001)
- JRA (1996)

Le condizioni di picco sono state riportate allo stato critico - ossia alla resistenza al taglio in corrispondenza della quale ulteriori deformazioni avvengono senza variazione di volume - correggendo opportunamente l'angolo di attrito φ'_{picco} in funzione della densità relativa D_R (Skempton, 1986) secondo quanto proposto da Bolton (1986) e definendo, conseguentemente, l'angolo di attrito a volume costante φ'_{cv}.

[12] Come riportato dal NCHRP - National Cooperative Highway Research Program (2010).

Il peso di volume naturale γ', è stato definito in base a correlazioni con materiali simili disponibili nella letteratura specifica.

Non si è tenuto conto, infine, del contributo alla resistenza al taglio fornito dalle forze di coesione, adottando il modello geotecnico controllato dalle tensioni efficaci, come, peraltro, messo in evidenza dai risultati della prova di taglio diretto condotta in laboratorio (cfr. Appendice 02) sul campione C2P4 di sabbie fini debolmente limose.

Nella tabella sottostante viene proposta la stratigrafia geotecnica di riferimento:

Strato	N_{SPT}	$(N_1)_{60}$	D_R	φ'_{picco}	φ'_{cv}	c	γ'
1 (0.25÷3.40 m)	6	7.8	36%	28.4°÷29°	24.4°÷25°	0 kPa	1.5 t/m^3
2 (3.40÷8.50 m)	58	54.8	70%	44°	39°	0 kPa	1.9 t/m^3
3 (8.50÷11.50 m)	22	18	42%	34°	29°	0 kPa	1.7 t/m^3

Come si può osservare, per lo strato superficiale ove sarà previsto il getto delle fondazioni si propone un range di valori per l'angolo di attrito interno, tenendo conto del risultato della prova di taglio diretto sul campione C2P4 da cui emerge il valore di φ'_{picco} pari a 28.4°. Al riguardo, si segnala, inoltre, che, vista la superficialità della trasmissione dei carichi di esercizio del nuovo corpo di fabbrica, è possibile trascurare le condizioni di stato critico per lo strato geotecnico n. 1.

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Su incarico del Comune di Vigone (TO) è stato condotto uno studio geologico-tecnico a supporto del progetto definitivo ed esecutivo delle opere di adeguamento ed ampliamento della scuola secondaria di primo grado ubicata in via Don Milani, 2.

L'intervento prevede la realizzazione di un nuovo corpo di fabbrica ad un piano fuori terra con funzione di ingresso alla scuola e di mensa scolastica. L'edificio occuperà parte dell'attuale cortile interno del plesso, livellato in piano attraverso il riporto di un sottofondo (10÷30 cm) ghiaioso-sabbioso misto a macerie di laterizi e finitura (10 cm) di conglomerato bituminoso.
Le indagini geognostiche in sito hanno rilevato la presenza di ghiaie medio fini in abbondante matrice sabbiosa sciolta con intercalazioni di sabbie limose con subordinata ghiaia e limi sabbiosi con ghiaia di spessore decimetrico. Superficialmente (fino a 3.4 m di profondità da p.c.), il materasso alluvionale è "sigillato" da sabbie fini limose scarsamente addensate, passanti lateralmente a sabbie medio fini e medio grossolane sciolte con ghiaia e ciottoli ed a sabbie da fini e medio fini limose con raro ghiaietto scarsamente addensate con intercalazioni di limi sabbiosi.
La superficie libera si è attestata a 3.70 m di profondità nel piezometro con cui è stato attrezzato il sondaggio S1. I dati bibliografici a disposizione indicano potenziali valori di minima soggiacenza stagionale del livello piezometrico stimabili in 2 m di profondità dal piano campagna.

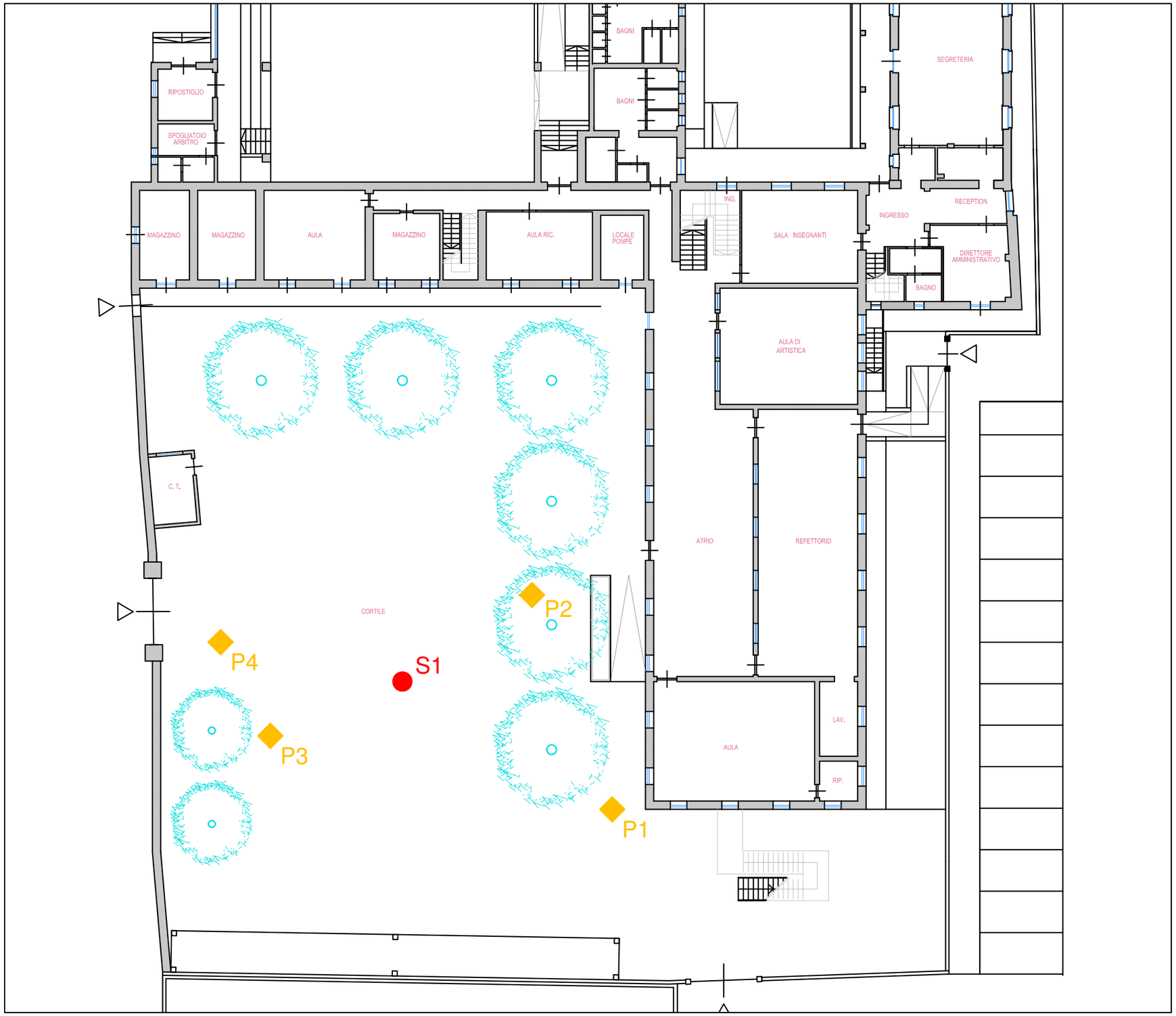
Il piano di imposta delle fondazioni del nuovo fabbricato dovrà essere individuato a profondità comprese tra 1 m e 1.5 m dall'attuale piano campagna. Si dovrà provvedere alla bonifica del terreno di riporto sabbioso e limoso sabbioso con abbondanti macerie di laterizi e malta rilevato nel corso della perforazione dei primi 2 m del sondaggio S1, attraverso il quale è stato colmato un probabile preesistente locale interrato per il livellamento dell'attuale cortile di pertinenza dell'edificio scolastico. Il riempimento sembra circoscritto in corrispondenza della parte centrale dell'impronta dell'edificio in progetto; i dati a disposizione, tuttavia, essendo puntuali, non consentono di quantificarne la geometria in termini di estensione e volume. La bonifica dovrà essere condotta attraverso la disposizione di materiale anidro eterogranulare incoerente di classe non inferiore alla A2 (classificazione HRB-AASHO), opportunamente rullato e costipato fino al raggiungimento di un modulo di deformazione M_d compreso tra 400 e 800 kg/cm^2. Tale range di valori dovrà essere verificato dalla D.L. in fase esecutiva attraverso la conduzione di un adeguato numero di prove di carico su piastra.
In alternativa, le disomogeneità del piano di posa delle strutture riconducibili alla presenza del/i preesistente/i locale/i interrato/i colmato/i potranno essere eliminate con il getto di un livello di magrone.

L'intervento non è gravato da condizionamenti di natura geotecnica e sismica. I sedimenti sabbioso limosi e sabbiosi con più o meno subordinata frazione ghiaiosa e ciottolosa su cui saranno gettate le fondazioni si contraddistinguono per un angolo di resistenza al taglio in condizioni di picco φ'_{picco} compreso tra 28° e 29°. Vista la superficialità de lla trasmissione dei carichi di esercizio del nuovo corpo di fabbrica, è possibile trascurare le condizioni di stato critico.
Si escludono fenomeni di liquefazione dei terreni di fondazione per il sisma evento di riferimento. Tuttavia, si suggerisce la rullatura del piano di posa con piastra vibrante prima del getto; tale metodo, compatibile con lo spessore dello strato superficiale della sequenza deposizionale oggetto di verifica alla suscettibilità di liquefazione, ne consentirà la densificazione per effetto delle vibrazioni.

Si raccomanda, infine, la predisposizione di un efficace sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche insistenti sulle nuove superfici impermeabilizzate, evitandone la dispersione incontrollata.

dott. Geol. Francesco Peres _____

FIGURE



LEGENDA

S1 Sondaggio a carotaggio continuo

P1 Pozzetti geognostici

UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE

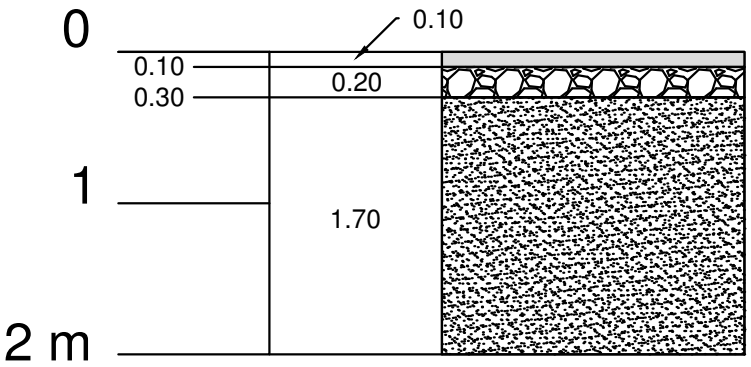
Comune di Vigone

gennaio 2018

Scala: 1:250

File: F1.dwg

FIGURA 01



LEGENDA

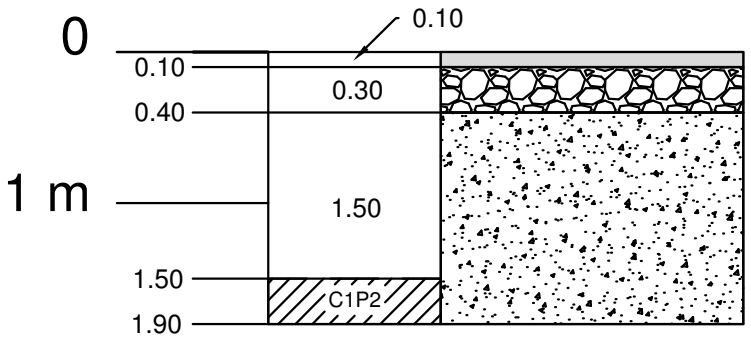
Conglomerato bituminoso

Sottofondo ghiaioso sabbioso misto a riporto con macerie di laterizi

Sabbie fini limose con resti vegetali scarsamente addensate

FALDA ASSENTE

STRATIGRAFIA POZZETTO GEOGNOSTICO P1	Comune di Vigone gennaio 2018		
	Scala: 1:50	File: F2.dwg	**FIGURA 02A**



LEGENDA

Conglomerato bituminoso

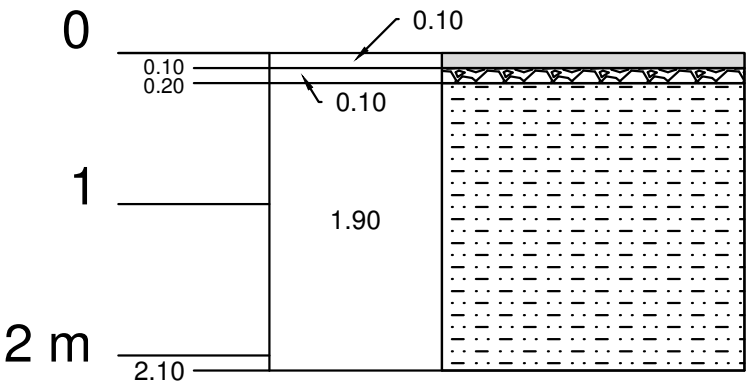
Sottofondo ghiaioso sabbioso misto a riporto con macerie di laterizi

Sabbie medio fini e medio grossolane sciolte con ghiaia e ciottoli. A fondo scavo (1.7 m ca.) passanti a sabbie fini sciolte con raro ghiaietto e rari ciottoli.

FALDA ASSENTE

C1P2 — Campione prelevato per analisi granulometrica

STRATIGRAFIA POZZETTO GEOGNOSTICO P2	Comune di Vigone gennaio 2018		
	Scala: 1:50	File: F2.dwg	**FIGURA 02B**



LEGENDA

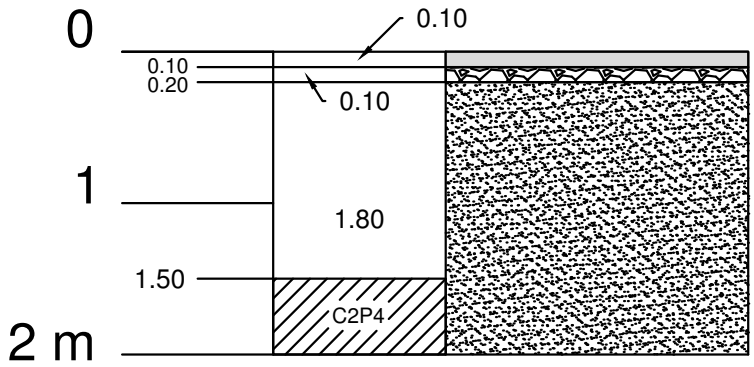
Conglomerato bituminoso

Sottofondo ghiaioso sabbioso misto a riporto con macerie di laterizi

Sabbie da fini a medio fini limose passanti a sabbie medio fini con raro ghiaietto scarsamente addensate con intercalazioni di limi sabbiosi di colore grigio. A fondo scavo sabbie e ghiaie con ciottoli arrotondati

FALDA ASSENTE

STRATIGRAFIA POZZETTO GEOGNOSTICO P3	Comune di Vigone gennaio 2018		
	Scala: 1:50	File: F2.dwg	**FIGURA 02C**



LEGENDA

Conglomerato bituminoso

Sottofondo ghiaioso sabbioso misto
a riporto con macerie di laterizi

Sabbie fini limose scarsamente addensate
passanti a fondo scavo a sabbie fini sciolte
debolmente limose

FALDA ASSENTE

C2P4 — Campione prelevato per
prova di taglio diretto

STRATIGRAFIA POZZETTO GEOGNOSTICO P4	Comune di Vigone gennaio 2018		
	Scala: 1:50	File: F2.dwg	**FIGURA 02D**

APPENDICE 01
INDAGINI IN SITO
SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO

Certificato n° 734 del 30/12/2017

Geoalpi Consulting Studio Associato

CANTIERE: SCUOLA MEDIA

VIA DON MILANI, 2

VIGONE (TO)

INDAGINE GEOGNOSTICA

Note tecnico – esecutive

Rev.	Data	Redazione	Verifica	Approvazione	Descrizione
∅	30/12/2017	dott. Stellato S.	dott. geol. Mosso E.	dott. geol. Chiesa G.	Prima Emissione

Sondeco S.r.l. – Strada della Commenda 11 - 10149 Torino - Tel 011.7393610 - Fax 011.19875394
sondeco@sondeco.it - sondeco@pec.it - www.sondeco.it
C.F. e P. IVA 06855970015 - CCIAA TO 818733 - Cap. Soc. € 16.640,00 i.v.

Geoalpi Consulting Studio Associato

INDAGINE GEOGNOSTICA
Scuola Media – Via Don Milani, 2 – Vigone (TO)

Su incarico di *"Geoalpi Consulting Studio associato"* è stata eseguita, nelle giornate del 28 e 29 dicembre 2017, una indagine geognostica costituita da n° 1 sondaggio, ubicato nel cortile della scuola Media sita in via Don Milani n° 2 (Fig. 1 e 2), nel territorio comunale di Vigone (TO); tale indagine aveva lo scopo di valutare l'assetto litostratigrafico e di acquisire i parametri geotecnici necessari alla progettazione di un ampliamento destinato ad ospitare i nuovi locali della mensa.

SONDAGGI

Il sondaggio è stato eseguito a rotazione con carotaggio continuo utilizzando una sonda idraulica tipo CMV "MK 600 D" montata su carro cingolato; per tutta la lunghezza si sono utilizzati carotieri semplici aventi ∅ 127 e 101 mm. Per stabilizzare in corso d'opera le pareti del foro sono stati impiegati rivestimenti metallici provvisori ∅ 127 mm.

Il sondaggio S1 è stato spinto fino alla profondità di m 15.00 dal piano campagna ed in corso d'opera sono state eseguite n° 4 prove SPT (Standard Penetration Test); le risultanze e le quote di esecuzione sono riportate nella stratigrafia allegata.

Il livello statico della falda rilevato alla fine delle operazioni di perforazione è riportato nella scheda stratigrafica.

I testimoni del carotaggio sono stati riposti in n° 3 cassette catalogatrici, opportunamente classificate e ricoverate in cantiere, a disposizione della Committenza.

PROVE IN FORO - SPT

Le prove SPT sono state eseguite secondo le prescrizioni stabilite dalle specifiche AGI 1977 e approfondite dalla norma UNI EN ISO 22476-3:2012.

La seguente **Tabella 1** riporta le caratteristiche del dispositivo di battuta con maglio a sganciamento automatico (tipo "Nenzi") utilizzato per l'esecuzione delle prove in foro di tipo SPT:

CARATTERISTICHE TECNICHE DEL MARTINO A SGANCIO AUTOMATICO (PROVE "SPT")	
Peso totale dispositivo di battitura	115,00 kg
Massa maglio	63,50 kg
Altezza di caduta libera	760,00 mm
Diametro esterno aste di infissione	50,00 mm
Peso aste di infissione (tipo B)	7,00 kg/m
Lunghezza campionatore Raymond (comprendente scarpa e raccordo per le aste)	813,00 mm
Diametro esterno campionatore Raymond	51,00 mm
Diametro interno campionatore Raymond	35,00 mm
Angolo di spoglia della punta aperta	20°
Angolo di apertura della punta conica	60°

Tabella 1

Le risultanze e le quote di esecuzione delle prove SPT eseguite sono riportate nelle stratigrafie allegate.

STRUMENTAZIONE – PIEZOMETRO

Al termine della perforazione, la verticale di indagine è stata strumentata mediante la posa in opera di un piezometro a tubo aperto (∅ 2") in PVC, fenestrato da m 3.00 a m 15.00, al fine di poter verificare nel tempo le eventuali oscillazioni del livello di falda.

Il livello statico della falda rilevato alla fine delle operazioni di perforazione è riportato nella scheda stratigrafica.

RIEPILOGO SONDAGGI

Le coordinate, la profondità di perforazione dei sondaggi, il numero di prove SPT eseguite in ciascuno ed il tipo di strumentazione installata sono riepilogati nella **Tabella 2** seguente:

Certificato n° 734 del 30/12/2017

Sondaggio n°	Coordinate del punto di indagine (GPS – gradi decimali)	Metodologia di perforazione	Profondità (m)	N° prove SPT	Campioni prelevati	Tipo di strumentazione
S1	44.842616, 7.488045	Carotaggio continuo	15.00	4	-	Piezometro

Tabella 2

Si trasmette in allegato la documentazione tecnica relativa all'indagine eseguita.

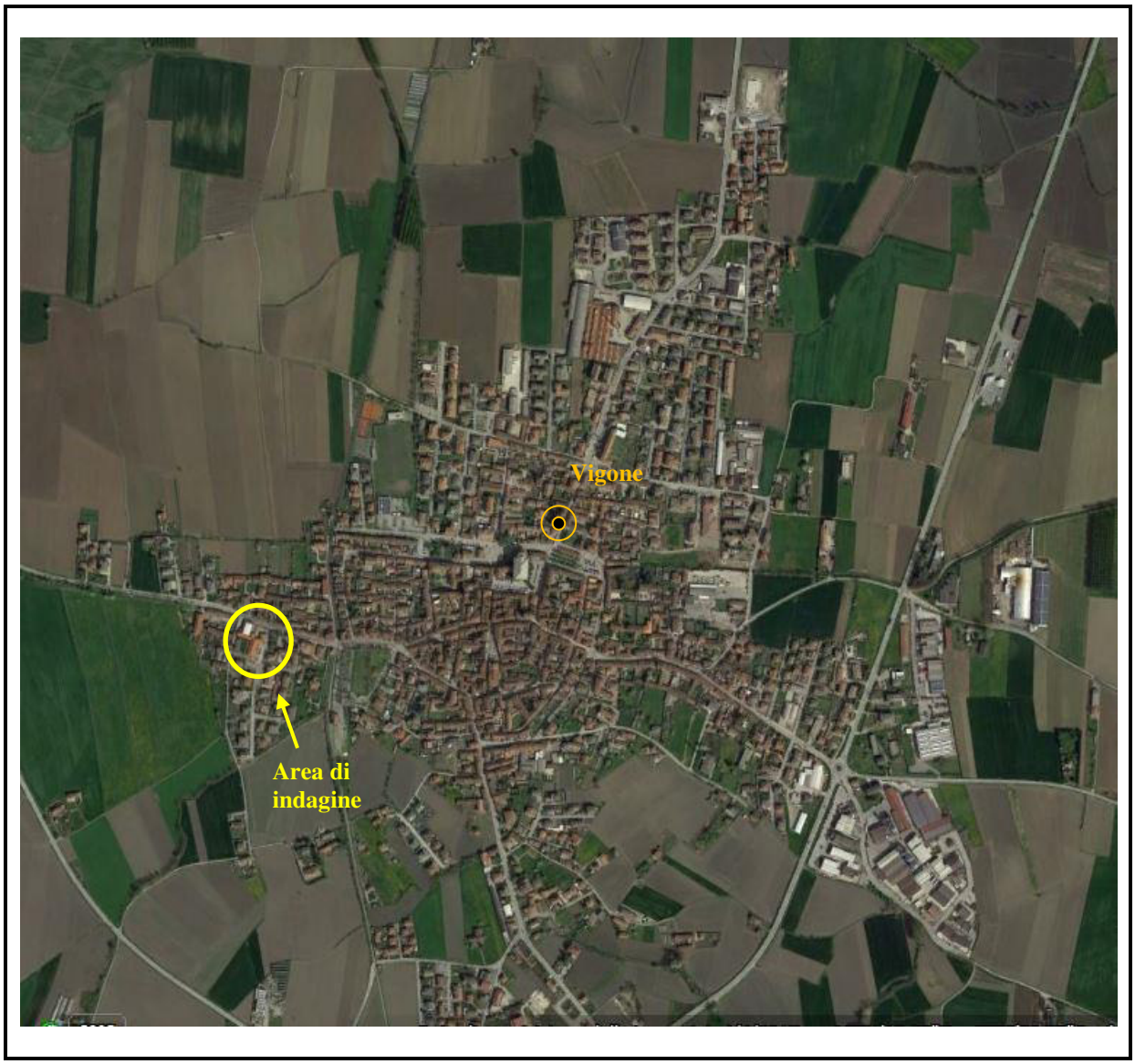


Fig. 1: Inquadramento area di indagine.

(immagine satellitare estratta da Google Earth Pro)

Fig. 2: Ubicazione delle indagini eseguite (in rosso).

(immagine satellitare estratta da Google Earth Pro)

Allegato stratigrafico

Certificato n° 734 del 30/12/2017

Sondeco

Committente	Geoalpi Consulting Studio Associato	SONDAGGIO	FOGLIO
Cantiere	Scuola Media - Via Don Milani, 2	S1	1/1
Località	Vigone (TO)	Quota (p.c.)	
Data Inizio	28/12/17 Data Fine 29/12/17		

Profondita'	Potenza	Scala 1:75	Stratigrafia	Descrizione	Falda	Perforazione	Rivestimento	% Carotaggio	RQD	Piezometro	Inclinometro	Prove S.P.T.	Campioni
0.20	0.20			Pavimentazione in conglomerato bituminoso e sottofondo ghiaioso sabbioso.									
0.60	0.40	1		Muratura e/o riporto costituito da laterizi con malta.		127						1.00	
1.30	0.70			Terreno di riporto costituito da limo sabbioso; colore bruno chiaro.								1-3-6 p.a.	
1.60	0.30	2		Terreno di riporto sabbioso con abbondanti frammenti di laterizi e malta.									
2.00	0.40			Terreno di riporto costituito da sabbia fine debolmente limosa; colore verdastro.									
3.40	1.40	3		Sabbia etrometrica, sciolta, con subordinata ghiaia (diam. max 4-6 cm); colore bruno chiaro.								3.00	
		4		Ghiaia medio fine (diam. max 3-4 cm) in abbondante matrice sabbiosa, sciolta; colore grigio bruno.	3.70							6-3-3 p.a.	
		5											
		6										6.00	
	5.10	7										22-28-30 p.a.	
		8				101	127	90					
8.50	0.40	9		Sabbia eterometrica debolmente limosa con subordinata ghiaia medio fine; colore grigio bruno.								9.00	
8.90		10		Ghiaia medio fine (diam. max 3-4 cm) in abbondante matrice sabbiosa, sciolta; colore grigio bruno.								9-9-13 p.a.	
	2.60	11											
11.50	0.50	12		Limo sabbioso, consistente, con ghiaia eterometrica (diam. max 6-8 cm); colore bruno chiaro.									
12.00	0.40			Ghiaia medio fine (diam. max 3-4 cm) in matrice sabbioso limosa; colore grigio bruno.									
12.40	0.30	13		Sabbia medio fine, sciolta, con rari clasti ghiaiosi; colore bruno.									
12.70	2.30	14		Ghiaia medio fine (diam. max 3-4 cm) in matrice sabbiosa, sciolta; colore bruno passante a grigio bruno.									
15.00		15											

Allegato fotografico

Certificato n° 734 del 30/12/2017

Foto 1: Sondaggio S1 - cassa 1 - da 0.00 m a 5.00 m.

Foto 2: Sondaggio S1 - cassa 2 - da 5.00 m a 10.00 m.

Certificato n° 734 del 30/12/2017

Foto 3: Sondaggio S1 - cassa 3 - da 10.00 m a 15.00 m.

Foto 4: Postazione sondaggio S1.

APPENDICE 02
ANALISI DI LABORATORIO

Geoalpi Consulting

Scuola media del comune di Vigone (TO)

Prove geotecniche di laboratorio

2264_r01

B					
A					
Ø	15/01/2018	Dott. M. Mussa	Dott. R. Tomai	Ing. A.Morino	Emissione
REV	**DATA**	**REDAZIONE**	**VERIFICA**	**APPROVAZIONE**	**DESCRIZIONE**

gd test Srl

Via Pigafetta 17 – 10129 TORINO - Italia
Tel. +39.011.58.08.406 Fax +39.011.58.08.319
E-mail: gdtest@gdtest.it www.gdtest.it
Capitale sociale: 100.000 euro
P.IVA e C. F: 08207640015

TÜV InterCert SAAR ISO 14001 Certificate N° 12-E-0200551-TIC
TÜV InterCert SAAR ISO 9001 Certificate N° 12-Q-0200551-TIC

IL03-AII50-cert

ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA E SEDIMENTAZIONE (AEROMETRIA)

Rapporto di prova n.	**R3044/2264**	Data emissione:	**15/01/18**	Archivio n.:	**2264**
Committente:	**Geoalpi Consulting**				
Lavoro:	**Scuola Media del Comune di Vigone (TO)** **Prove geotecniche di laboratorio**				

IDENTIFICAZIONE DEL CAMPIONE				Apparecchiatura e strumentazione utilizzata
Sondaggio:	**C1**	Codice provino:	\	Serie unificata di setacci ISO 3310
Campione:	**P2**	Ricevuto il:	**09/01/18**	Forno elettrico
Profondità (m):	\	Aperto il:	**09/01/18**	Bilancia digitale
Tipo di terreno (AGI):	**SABBIA GHIAIOSA LIMOSA**			Set di cilindri graduati per aerometrie e densimetro
Data esecuzione prova:			**12/01/17**	Termometro digitale

Riferimenti normativi: **UNI CEN ISO/TS 17892-4; RACCOMANDAZIONI AGI 1994**

TABELLE DATI DI PROVA

ANALISI CON I SETACCI: **Peso secco terreno analizzato (g): 659,0**

Apertura maglie (mm)	Peso inerte trattenuto (g)	Parziali Trattenuti (%)	Totale Trattenuti (%)	Totale Passante (%)
90,00	0,0	0,00	0,00	100,00
75,00	0,0	0,00	0,00	100,00
63,00	0,0	0,00	0,00	100,00
50,00	0,0	0,00	0,00	100,00
37,50	0,0	0,00	0,00	100,00
25,00	0,0	0,00	0,00	100,00
19,00	0,0	0,00	0,00	100,00
12,50	11,5	1,75	1,75	98,25
9,50	24,0	3,64	5,39	94,61
4,75	41,6	6,31	11,70	88,30
2,00	35,3	5,36	17,06	82,94
1,00	47,2	7,16	24,22	75,78
0,425	102,5	15,55	39,77	60,23
0,180	223,4	33,90	73,67	26,33
0,063	102,1	15,49	89,17	10,83
fondo	71,4	10,83	100,00	-

PERCENTUALI FRAZIONI GRANULOMETRICHE:

Ciottoli (%):	**0,0**
Ghiaia (%):	**17,1**
Sabbia (%):	**72,1**
Limo (%) :	**10,5**
Argilla (%):	**0,3**

ANALISI CON L'AEROMETRO: **Peso secco terreno analizzato (g): 50,00** **Peso specifico granuli stimato (g/cm^3): 2,70**

tempo (min)	temp. °C	r	R'=R+Cm	R"=R'+Ct+Cd	Hr (cm)	D (mm)	%pass. parz.	%pass.totale
0,5	16,0	1,0310	31,500	26,500	8,621	0,0587	84,18	9,12
1	16,0	1,0245	25,000	20,000	10,181	0,0451	63,53	6,88
2	16,0	1,0195	20,000	15,000	11,381	0,0337	47,65	5,16
4	16,0	1,0140	14,500	9,500	12,701	0,0252	30,18	3,27
8	16,0	1,0120	12,500	7,500	13,181	0,0181	23,82	2,58
15	16,0	1,0090	9,500	4,500	13,901	0,0136	14,29	1,55
30	16,5	1,0080	8,500	3,625	14,141	0,0096	11,51	1,25
60	16,5	1,0070	7,500	2,625	14,381	0,0069	8,34	0,90
120	17,0	1,0060	6,500	1,750	14,621	0,0049	5,56	0,60
240	17,5	1,0055	6,000	1,375	14,741	0,0034	4,37	0,47
480	17,5	1,0050	5,500	0,875	14,861	0,0024	2,78	0,30
1440	16,0	1,0045	5,000	0,000	14,981	0,0014	0,00	0,00

NOTE/VARIAZIONI/AGGIUNTE/ESCLUSIONI EVENTUALMENTE NON NORMALIZZATE:

Lo sperimentatore (Dr. Mussa Massimo):	Il direttore del laboratorio (Dr. Romualdo Tomai):

gd test Srl
Via Pigafetta 17 – 10129 TORINO - Italia
Tel. +39.011.58.08.406 Fax +39.011.58.08.319
E-mail: gdtest@gdtest.it www.gdtest.it
Capitale sociale: 100.000 euro
P.IVA e C. F: 08207640015

TÜV INTERCERT SAAR ISO 14001 Certificate N° 12-E-0200551-TIC
TÜV INTERCERT SAAR ISO 9001 Certificate N° 12-Q-0200551-TIC

IL03-AII50-cert

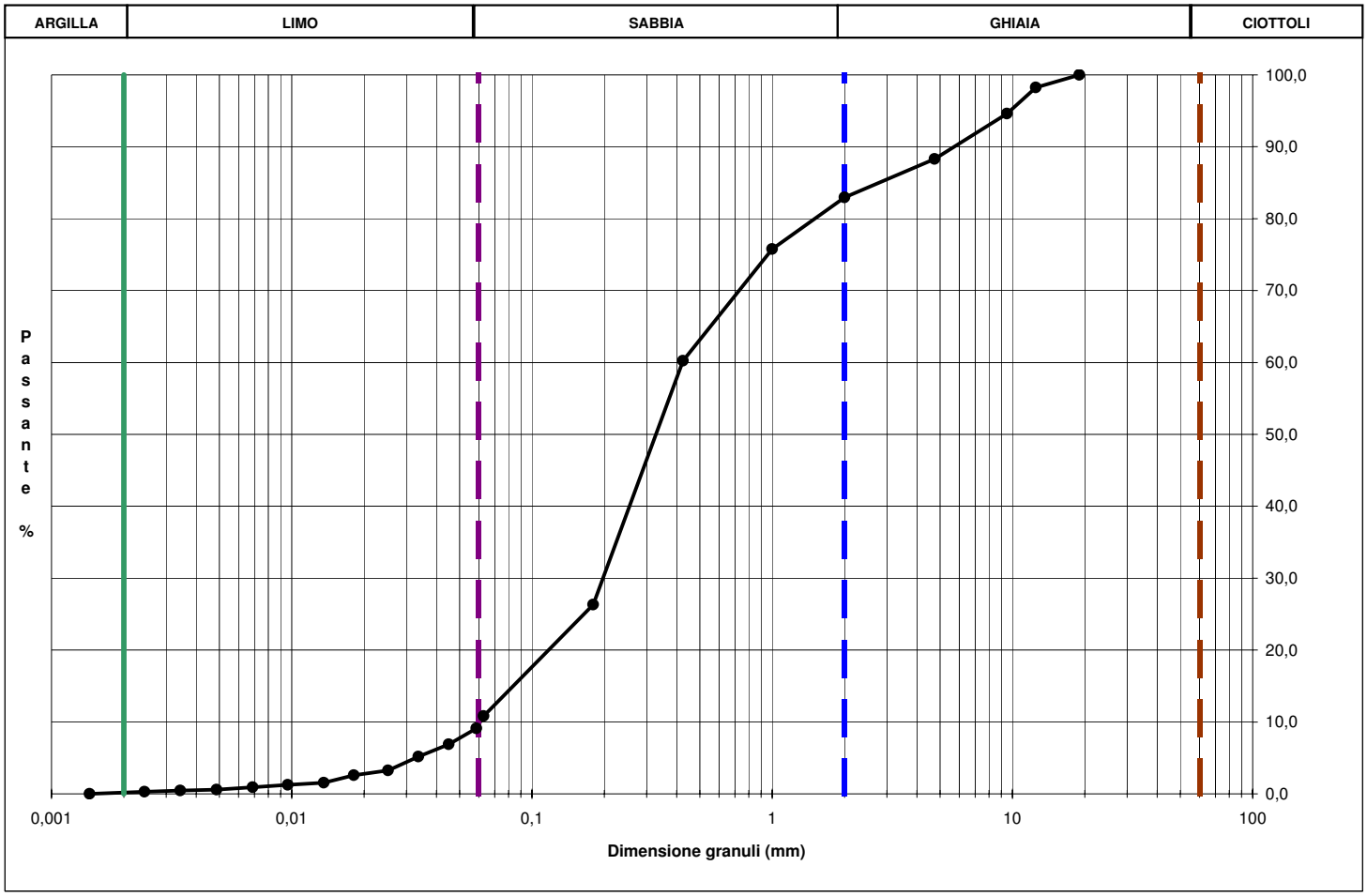
ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA E SEDIMENTAZIONE (AEROMETRIA)

Rapporto di prova n.	**R3044/2264**	Data emissione:	**15/01/18**	Archivio n.:	**2264**
Committente:	**Geoalpi Consulting**				
Lavoro:	**Scuola Media del Comune di Vigone (TO)** **Prove geotecniche di laboratorio**				

IDENTIFICAZIONE DEL CAMPIONE				Apparecchiatura e strumentazione utilizzata
Sondaggio:	**C1**	Codice provino:	\	Serie unificata di setacci ISO 3310
Campione:	**P2**	Ricevuto il:	**09/01/18**	Forno elettrico
Profondità (m):	\	Aperto il:	**09/01/18**	Bilancia digitale
Tipo di terreno (AGI):	**SABBIA GHIAIOSA LIMOSA**			Set di cilindri graduati per aerometrie e densimetro
Data esecuzione prova:			**12/01/17**	Termometro digitale

Riferimenti normativi:	**UNI CEN ISO/TS 17892-4; RACCOMANDAZIONI AGI 1994**

CURVA GRANULOMETRICA



NOTE/VARIAZIONI/AGGIUNTE/ESCLUSIONI EVENTUALMENTE NON NORMALIZZATE:

Lo sperimentatore (Dr. Mussa Massimo):	Il direttore del laboratorio (Dr. Romualdo Tomai):

gd test Srl
Via Pigafetta 17 – 10129 TORINO - Italia
Tel. +39.011.58.08.406 Fax +39.011.58.08.319
E-mail: gdtest@gdtest.it www.gdtest.it
Capitale sociale: 100.000 euro
P.IVA e C. F: 08207640015

TÜV INTERCERT SAAR ISO 14001 Certificate N° 12-E-0200551-TIC
TÜV INTERCERT SAAR ISO 9001 Certificate N° 12-Q-0200551-TIC

IL03-AII56-cert

PROVA DI TAGLIO DIRETTO CON APPARECCHIO DI CASAGRANDE

Rapporto di prova n.	**R3044/2264**	Data emissione:	**15/01/18**	Archivio n.:	**2264**
Committente:	**Geoalpi Consulting**				
Lavoro:	**Scuola Media del Comune di Vigone (TO)** **Prove geotecniche di laboratorio**				

IDENTIFICAZIONE DEL CAMPIONE				Apparecchiatura e strumentazione utilizzata
Sondaggio:	**C1**	Codice provino:	\	Macchina per taglio diretto con pesi asolati
Campione:	**P4**	Ricevuto il:	**09/01/18**	Anelli dinamometrici
Profondità (m):	\	Aperto il:	**09/01/18**	Comparatori analogici 0,01 mm
Tipo di terreno (AGI):	\			Set di pietre porose
Data esecuzione prova:			**12/01/17**	Bilancia con 0,01 g di accuratezza

Riferimenti normativi: **UNI CEN ISO/TS 17892-10**

CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO E CARATTERISTICHE DEI PROVINI

PROVINO	DIMENSIONI		DENSITA' UMIDA INIZIALE	DENSITA' UMIDA FINALE	DENSITA SECCA FINALE	UMIDITA' INIZIALE	UMIDITA' FINALE
n°	Diametro (mm)	Altezza (mm)	γ i (kN/mc)	γ f (kN/mc)	γ di (kN/mc)	wi (%)	wf (%)
1	71,0	22,50	15,72	19,73	15,59	13,7	26,6
2	71,0	22,50	16,11	20,80	16,22	15,6	28,2
3	71,0	22,50	16,45	23,50	18,14	17,2	29,6

FASE DI CONSOLIDAZIONE

PROVINO	CARICO VERTICALE	t_{100}	Sv 24 h	Svf	Sf	VELOCITA' DI PROVA
n°	σ ' n (kPa)	(min)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm/min)
1	100	5,9	1,90	0,64	4,0	0,053
2	200	6,0	2,29	0,88	4,0	0,052
3	300	8,6	3,76	1,33	4,0	0,037

FASE DI ROTTURA

PROVINO	VALORI DI PICCO	
n°	τ (kPa)	Sh (mm)
1	51,24	7,00
2	112,11	7,80
3	159,60	7,40

Legenda :
t100= tempo necessario per raggiungere il 100% della consolidazione primaria; Sv 24 h= cedimento verticale dopo 24 h di consolidazione; Svf = cedimento verticale durante la fase di rottura; Sf = avanzamento orizzontale stimato a rottura

NOTE/VARIAZIONI/AGGIUNTE/ESCLUSIONI EVENTUALMENTE NON NORMALIZZATE:

I provini sono stati ricostituiti a partire da materiale sciolto passante al setaccio 2 mm.

Lo sperimentatore (Dr. Massimo Mussa):	Il direttore del laboratorio (Dr. Romualdo Tomai):

gd test Srl
Via Pigafetta 17 – 10129 TORINO - Italia
Tel. +39.011.58.08.406 Fax +39.011.58.08.319
E-mail: gdtest@gdtest.it www.gdtest.it
Capitale sociale: 100.000 euro
P.IVA e C. F: 08207640015

TÜV InterCert SAAR ISO 14001 Certificate N° 12-E-0200551-TIC
TÜV InterCert SAAR ISO 9001 Certificate N° 12-Q-0200551-TIC

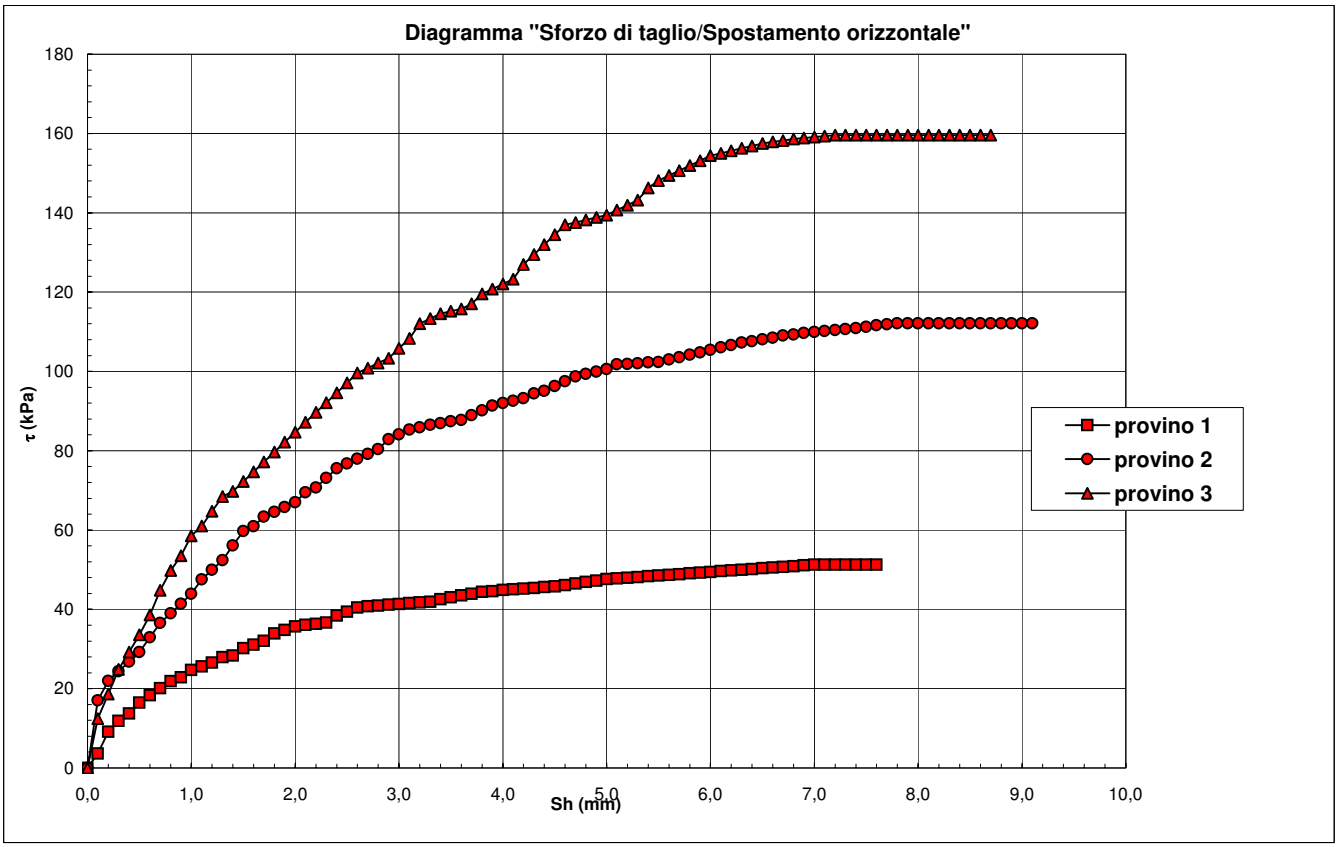
PROVA DI TAGLIO DIRETTO CON APPARECCHIO DI CASAGRANDE

Rapporto di prova n.	**R3044/2264**	Data emissione:	**15/01/18**	Archivio n.:	**2264**
Committente:	**Geoalpi Consulting**				
Lavoro:	**Scuola Media del Comune di Vigone (TO)** **Prove geotecniche di laboratorio**				

IDENTIFICAZIONE DEL CAMPIONE				Apparecchiatura e strumentazione utilizzata
Sondaggio:	**C1**	Codice provino:	\	Macchina per taglio diretto con pesi asolati
Campione:	**P4**	Ricevuto il:	**09/01/18**	Anelli dinamometrici
Profondità (m):	\	Aperto il:	**09/01/18**	Comparatori analogici 0,01 mm
Tipo di terreno (AGI):	\			Set di pietre porose
Data esecuzione prova:			**12/01/17**	Bilancia con 0,01 g di accuratezza

Riferimenti normativi:	**UNI CEN ISO/TS 17892-10**

RAPPRESENTAZIONE GRAFICA DEI RISULTATI OTTENUTI



NOTE/VARIAZIONI/AGGIUNTE/ESCLUSIONI EVENTUALMENTE NON NORMALIZZATE:

I provini sono stati ricostituiti a partire da materiale sciolto passante al setaccio 2 mm.

Lo sperimentatore (Dr. Massimo Mussa):	Il direttore del laboratorio (Dr. Romualdo Tomai):

gd test Srl
Via Pigafetta 17 – 10129 TORINO - Italia
Tel. +39.011.58.08.406 Fax +39.011.58.08.319
E-mail: gdtest@gdtest.it www.gdtest.it
Capitale sociale: 100.000 euro
P.IVA e C. F: 08207640015

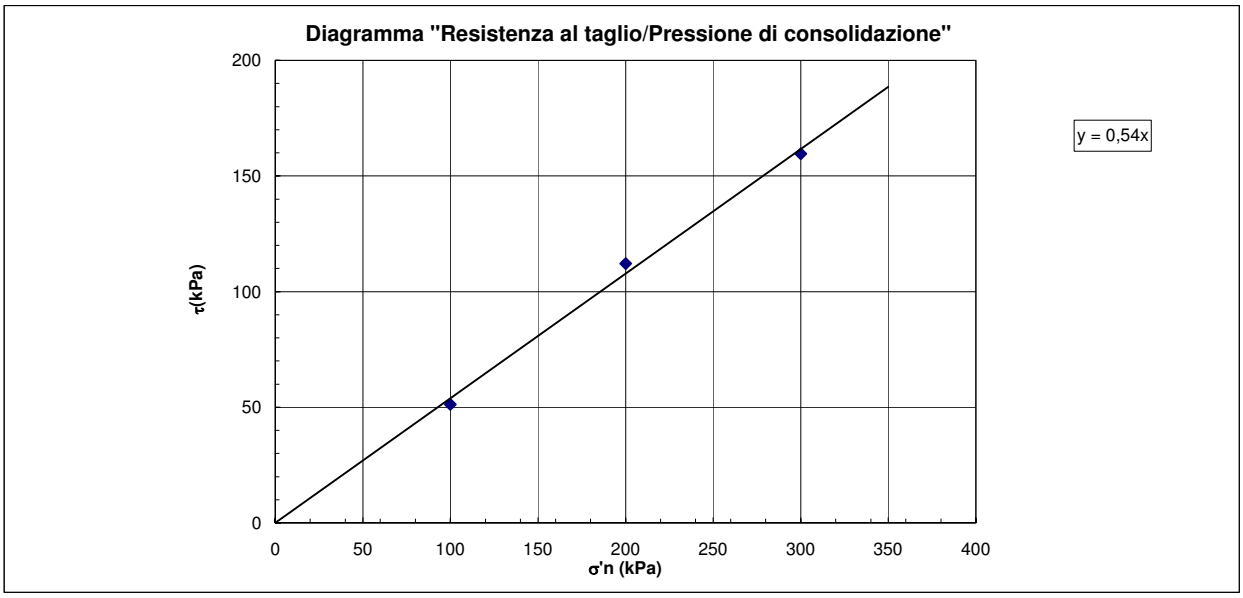
PROVA DI TAGLIO DIRETTO CON APPARECCHIO DI CASAGRANDE

Rapporto di prova n.	**R3044/2264**	Data emissione:	**15/01/18**	Archivio n.:	**2264**
Committente:	**Geoalpi Consulting**				
Lavoro:	**Scuola Media del Comune di Vigone (TO)** **Prove geotecniche di laboratorio**				

IDENTIFICAZIONE DEL CAMPIONE				Apparecchiatura e strumentazione utilizzata
Sondaggio:	**C1**	Codice provino:	\	Macchina per taglio diretto con pesi asolati
Campione:	**P4**	Ricevuto il:	**09/01/18**	Anelli dinamometrici
Profondità (m):	\	Aperto il:	**09/01/18**	Comparatori analogici 0,01 mm
Tipo di terreno (AGI):	\			Set di pietre porose
Data esecuzione prova:			**12/01/17**	Bilancia con 0,01 g di accuratezza

Riferimenti normativi:	**UNI CEN ISO/TS 17892-10**

INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI OTTENUTI



Angolo di resistenza al taglio (ϕ'):	**28,4 °**
Coesione (c'):	**0,0 kPa**

NOTE/VARIAZIONI/AGGIUNTE/ESCLUSIONI EVENTUALMENTE NON NORMALIZZATE:

I provini sono stati ricostituiti a partire da materiale sciolto passante al setaccio 2 mm.

Lo sperimentatore (Dr. Massimo Mussa):	Il direttore del laboratorio (Dr. Romualdo Tomai):

gd test Srl
Via Pigafetta 17 – 10129 TORINO - Italia
Tel. +39.011.58.08.406 Fax +39.011.58.08.319
E-mail: gdtest@gdtest.it www.gdtest.it
Capitale sociale: 100.000 euro
P.IVA e C. F: 08207640015

APPENDICE 03
INDAGINI IN SITO
MASW

Geoalpi Consulting

Sito di indagine:
Istituto comprensivo statale, Vigone (TO)

Indagine sismica con metodologia MASW finalizzata alla determinazione del parametro Vs_{30} per la classificazione sismica dei suoli

Relazione Tecnica

Relazione n.:	3859/17
Revisione n.:	0
Data:	14/12/17
Redatto da:	Dott. Geol. Paolo Zamparutti
Controllato da:	Dott. Geol. Mario Naldi

Techgea Srl
Sede legale e operativa: Loc Amerique, 9 - 11020 Quart (AO)
Tel 011 700113 - Fax 011 7077673 - e-mail: info@techgea.eu

1 Introduzione **pag. 1**

2 Strumentazione utilizzata **pag. 1**

3 Acquisizione ed elaborazione dati **pag. 1**

4 Normativa sismica vigente **pag. 2**

5 Risultati della prova MASW **pag. 4**

ALLEGATO A Certificato esito prova MASW

ALLEGATO B Cenni teorici sulla metodologia MASW

1 INTRODUZIONE

La presente relazione illustra e descrive le indagini geofisiche di tipo sismico (MASW – Multichannel Analysis of Surface Waves) realizzate presso:

Sito:	Istituto comprensivo statale, Vigone (TO)			Regione:	Piemonte
Norm. regione:	D.G.R. n. 4-3084 del 12.12.2011 e s.m.i.			Zona sismica:	3
Progetto:	Nuova costruzione				
Coordinate GPS	Datum: WGS84	Proiezione: UTM	Zona: 32T	EST: 380511.98	NORD: 4966581.46

Scopo dell'indagine è definire il parametro Vs_{30} per la classificazione sismica dei suoli (in accordo al D.M. 14.01.2008 e successivi aggiornamenti). In quanto segue si illustrano ed analizzano i risultati ottenuti.

2 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

L'acquisizione dei dati sismici è stata realizzata con un sismografo a 24 canali dotato di un convertitore analogico/digitale a 24 bit (unità Daq Link IV, Seismic Source ltd.). Lo strumento è fornito di una connessione di rete standard 10/100 (base RJ45) per la comunicazione con un computer portatile su cui è installato un apposito programma (VibraScope ® v.2.4.40) che gestisce la visualizzazione, l'analisi e la memorizzazione delle forme d'onda registrate.

I geofoni utilizzati (Weihai Sunfull) possiedono una frequenza di risonanza pari 4.5 Hz con distorsione inferiore allo 0.2%.

L'energizzazione si è ottenuta con massa battente da 10 Kg su piastra metallica. Per l'innesco (trigger) si è utilizzato uno "shock sensor" collegato alla mazza battente e connesso via cavo al sismografo.

Cenni relativi alla metodologia di indagine sono riportati in Appendice B.

3 ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI

Come detto nel capitolo introduttivo, l'indagine ha previsto la realizzazione di una prova MASW, la cui ubicazione viene riportata in Allegato A – pag. 1).

La prova, secondo quanto previsto dagli standard internazionali riportati nella Tabella 1 della pagina seguente, è stata eseguita con un set-up di acquizione composto da:

Geofoni	Numero 24	Frequenza [Hz] 4.5	Interasse [m] 2	Lungh. linea [m] 46
Energizzazioni	Mazza [Kg] 10	Punti energ. [n°] 6	Max dist.da G1 [m] 18	Min dist.da G1 [m] 0

Per ogni punto di energizzazione sono stati generati almeno 3 impulsi sismici.

Tabella 1 - Disposizione geometrica ottimale su linea MASW in relazione alla profondità di indagine

Depth (Z_{max})[1] (m)	Source (S)[2] (lb)	Receiver (R)[3] (Hz)	Receiver Spread (RS) (m)			
			Length[4] (D)	Source Offset[5] (X_1)	Receiver Spacing (dx)	
					24-ch*	48-ch
≤ 1.0	≤ 1	4.5–100	1–3	0.2–3.0	0.05–0.1	0.02–0.05
	(1)**	(40)	(2.0)	(0.4)	(0.1)	(0.05)
1–5	1–5	4.5–40	1–15	0.2–15	0.05–0.6	0.02–0.3
	(5)	(10)	(10)	(2)	(0.5)	(0.25)
5–10	5–10	≤ 10	5–30	1–30	0.2–1.2	0.1–0.6
	(10)	(4.5)	(20)	(4)	(1.0)	(0.5)
10–20	≥ 10	≤ 10	10–60	2–60	0.4–2.5	0.2–1.2
	(20)	(4.5)	(30)	(10)	(1.5)	(1.0)
20–30	≥ 10	≤ 4.5	20–90	4–90	0.8–3.8	0.4–1.9
	(20)	(4.5)	(50)	(10)	(2.0)	(1.5)
30–50	≥ 10 (20)	≤ 4.5	30–150	6–150	1.2–6.0	0.6–3.0
	or passive	(4.5)	(70)	(15)	(3.0)	(2.0)
> 50	≥ 10 (20)	≤ 4.5	> 50	> 10	> 2.0	> 1.0
	or passive	(4.5)	(150)	(30)	(6.0)	(4.0)

I dati acquisiti sono stati elaborati con il software Surfseis V. 3.1.9 (Kansas University, USA), che analizza la curva di dispersione sperimentale per le onde di Rayleigh. L'inversione numerica della curva, secondo un processo iterativo ai minimi quadrati, consente di ottenere un profilo di velocità delle onde di taglio nel sottosuolo.

4 NORMATIVA SISMICA VIGENTE

La normativa vigente individua come parametro di riferimento per la classificazione sismica dei suoli la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità dal piano campagna (Vs_{30}) e viene calcolato mediante la formula:

$$Vs_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

h_i = spessore dello strato i-esimo (espresso in m)

V_i = velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i-esimo (espresso in m/s)

N = numero totale di strati presenti nei primi 30 m di suolo

Nella Tabella 2 riportata nella pagina seguente, si presenta la classificazione sismica prevista dal Decreto Ministeriale del 14.01.2008 (T.U. costruzioni).

Tabella 2 - Classificazione del tipo di suolo secondo la vigente normativa sismica italiana

TIPO DI TERRENO	PROFILO STRATIGRAFICO	PARAMETRI		
		Vs_{30} [m/s]	N_{SPT}	Cu [kPa]
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m	**> 800**		
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	**< 800** **> 360**	**> 50**	**> 250**
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	**< 360** **> 180**	**< 50** **> 15**	**< 250** **> 70**
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati, o terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	**< 150**	**< 15**	**< 70**
E	Terreni dei sottosuoli tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs_{30} > 800 m/sec)			
S1	Depositi di terreni che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche	**< 100**		**< 20** **> 10**
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti			

In merito alla categoria E, secondo quanto indicato nel *Quaderno di approfondimento alle Linee Guida NTC 08* ad opera del Gruppo Interregionale dell'Ordine dei Geologi, appare poco cautelativo individuare nei suoli tipo C e D, aventi Vs_{30} inferiori a 360 m/s, i terreni "pericolosi", senza un riferimento specifico al contrasto di rigidezza sismica tra copertura e bedrock: coperture anche più "veloci" delle categorie C e D possono risultare ugualmente pericolose in funzione di una velocità del bedrock superiore agli 800 m/s. In quest'ottica possono risultare di grande aiuto anche le misure di rumore sismico ambientale a stazione singola.

Partendo dal presupposto che il contrasto minimo di velocità sismica per entrare in categoria di sottosuolo E vale V_{contr} = 800/360 ≈ 2.2, è ragionevole assumere, in presenza di spessori della copertura ≤ 20 m anche con velocità superiore a 360 m/s ma con contrasto di velocità V_{contr} ≥ 2.2, categoria di sottosuolo E.

5 RISULTATI DELLA PROVA MASW

L'analisi del profilo stratigrafico, riportato in Allegato A – pag. 2, evidenzia un assetto sismo-stratigrafico descritto nella tabella seguente.

Livello	Profondità [m da p.c.]	Descrizione	Velocità Vs [m/s]
1	0 ÷ 3.3	Livello superficiale costituito da copertura detritica a rigidità bassa e in parte terreni rimaneggiati	191 ÷ 218
2	3.3 ÷ 22.5	Livello intermedio costituito da materiali ad addensamento crescente, verosimilmente deposit fluiviali	271 ÷ 393
3	22.5 ÷ 30.0	Livello basale costituito da depositi ben addensati	495

Il valore di Vs calcolato al piano campagna è pari a 348 m/s. Pertanto è possibile definire il contesto geotecnico esaminato come suolo di classe sismica "C".

Vs_{30} [m/s]	Classe di suolo	Profilo stratigrafico
348	**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 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).

Techgea S.r.l.

Relazione redatta da:

Dott. Geol. Paolo Zamparutti

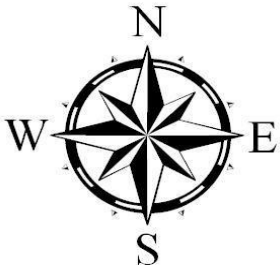
Controllata da:

Dott. Geol. Mario Naldi

ALLEGATO A
Certificato esito prova MASW

COMMITTENTE	Geoalpi Consulting	Azienda certificata UNI EN ISO 9001:2008 Certificato n. IT246983 Bureau Veritas Italia S.p.A.	Techgea GEOPHYSICS
RELAZIONE	3859/17		ALLEGATO A
LOCALITA'	Istituto comprensivo statale, Vigone (		
DATA	14/12/2017		Pagina 1

UBICAZIONE INDAGINE MASW



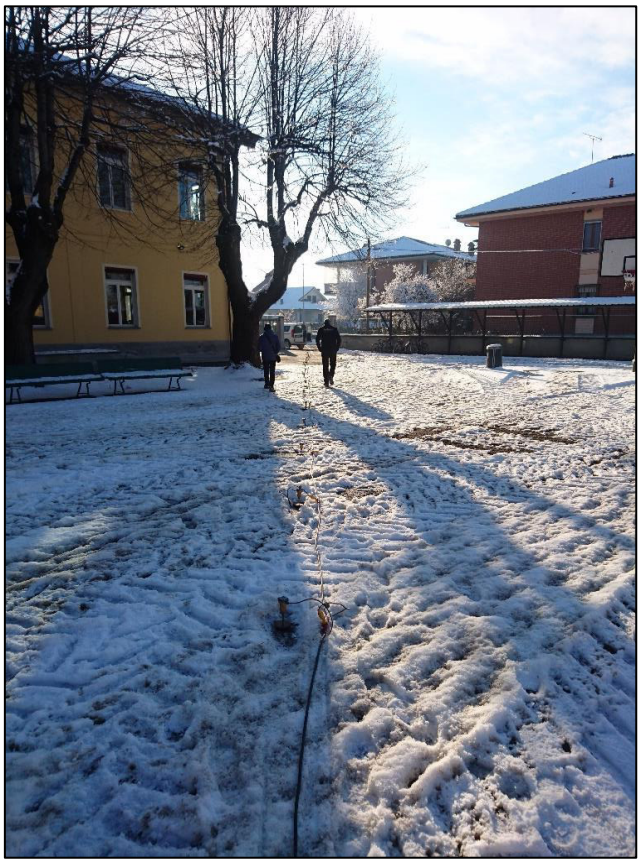
LEGENDA

Stendimento linea MASW

Centro linea MASW Ubicaz. profilo Vs_{30}

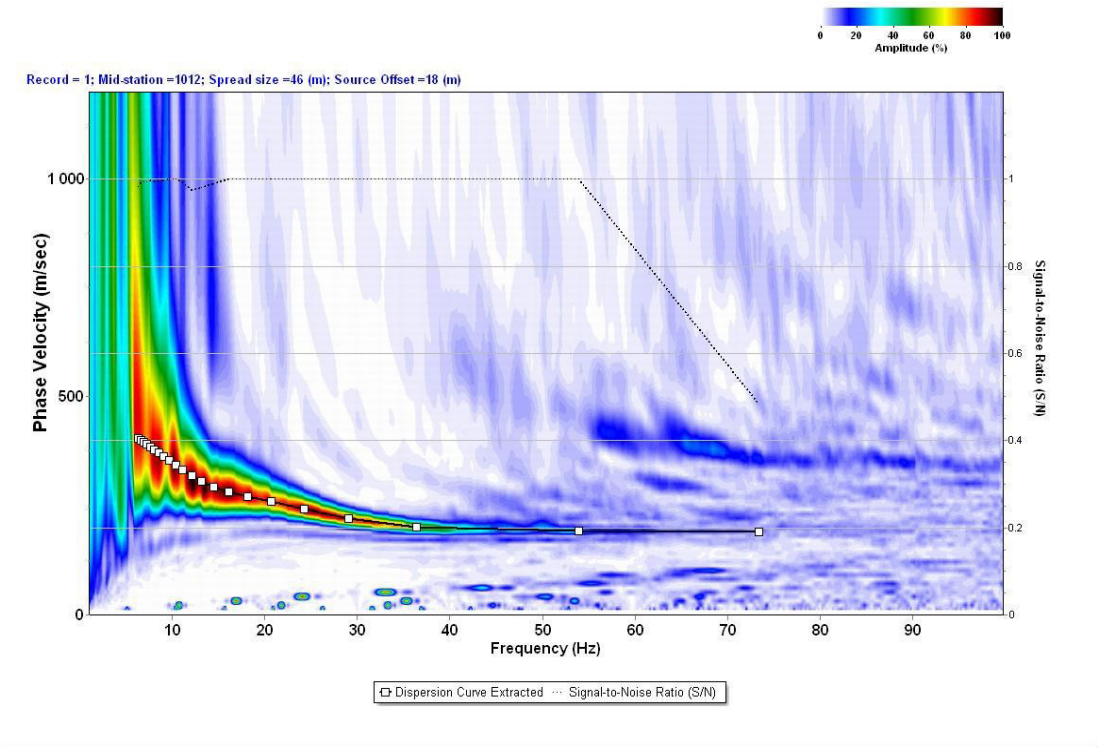
Ubicazione centro MASW	
Coordinate UTM WGS84	
Zona	32T
EST	380511.98
NORD	4966581.46

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

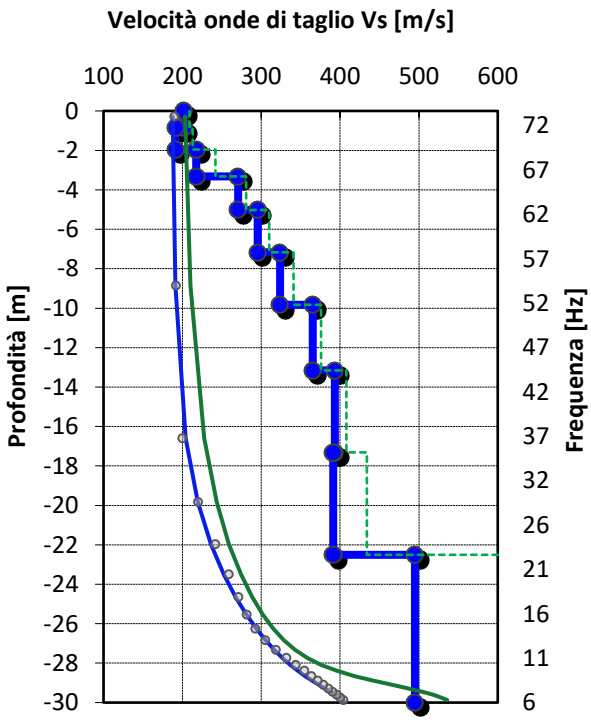


COMMITTENTE	Geoalpi Consulting	SISMOGRAFO	DAQ LINK III	Techgea GEOPHYSICS
RELAZIONE	3859/17	GEOFONI	24 (freq. 4.5 Hz)	
LOCALITA'	Istituto comprensivo statale, Vigone (	ACQUISITION TIME	1.0 s	ALLEGATO A
DATA	14/12/2017	SAMPLE INTERVAL	0.250 ms	Pagina 2

PROVA MASW - SPETTRO IN FREQUENZA E CURVA DI DISPERSIONE ESTRATTA



PROFILO DI VELOCITA' DELLE ONDE DI TAGLIO



LEGENDA

Modello di velocità Vs
Vs iniziale
Vs finale

Curva di dispersione V_{fase}/f
Curva di disp. iniziale
Curva di disp. Finale
Modo fond. misurato

MODELLO Vs A 10 STRATI

Strato	Profondità [m] da	Profondità [m] a	Vs [m/s]
1	0.0	-0.9	201
2	-0.9	-2.0	191
3	-2.0	-3.3	218
4	-3.3	-5.0	271
5	-5.0	-7.2	296
6	-7.2	-9.8	324
7	-9.8	-13.2	365
8	-13.2	-17.3	393
9	-17.3	-22.5	391
10	-22.5	-30.0	495

Codice di calcolo: SurfSeis 5.3.1.9

SUOLO	DESCRIZIONE GEOTECNICA	Vs_{30} [m/s]
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 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).	348 (media pesata sugli spessori compresi tra 0 e -30 m)

ALLEGATO B
Cenni sulla metodologia MASW

CENNNI TEORICI SULLA METODOLOGIA DI INDAGINE MASW

La propagazione delle onde di Rayleigh in un mezzo verticalmente eterogeneo è un fenomeno multi-modale: data una determinata stratigrafia, in corrispondenza di una certa frequenza, possono esistere diverse lunghezze d'onda. Di conseguenza, ad una determinata frequenza possono corrispondere diverse velocità di fase, ad ognuna delle quali corrisponde un modo di propagazione e differenti modi di vibrazione possono esibirsi simultaneamente.

La curva di dispersione ottenuta elaborando i dati derivanti dalle indagini sismiche col metodo SWM (Surface Waves Multichannel) è una curva apparente derivante dalla sovrapposizione delle curve relative ai vari modi di vibrazione, e che, per i limiti indotti dal campionamento, non necessariamente coincide con singoli modi nei diversi intervalli di frequenza campionati.

Il processo di caratterizzazione basato sul metodo delle onde superficiali, schematizzato nelle Figure 1, 2 e 3, può essere suddiviso in tre fasi:

1) Acquisizione dati (Figura 1);
2) Elaborazione dati (Figura 2);
3) Inversione numerica (Figura 3).

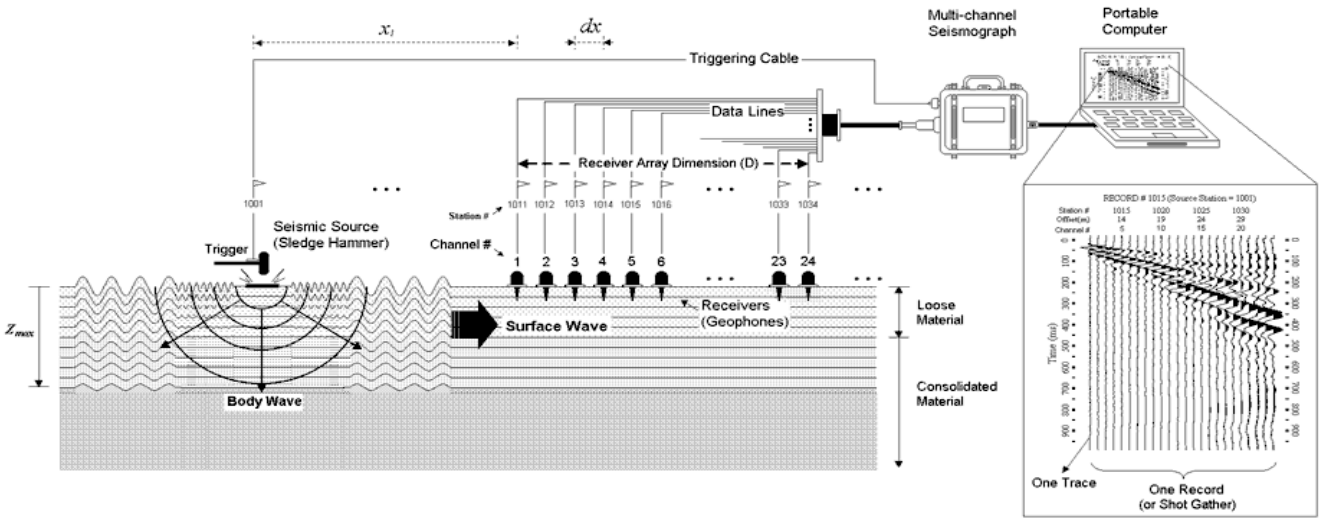


Figura 1 - Schema di acquisizione dati MASW

I dati acquisiti vengono sottoposti ad una fase di processing che consente di stimare la curva di dispersione caratteristica del sito in oggetto ovvero, la velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza (il codice di calcolo utilizzato è SurfSeis ® versione 4.0.2, Kansas University USA).

Esistono diverse tecniche di processing per estrarre dai sismogrammi le caratteristiche dispersive del sito. La metodologia più diffusa è l'analisi spettrale in dominio f-k (frequenza-numero d'onda). I dati sismici registrati vengono sottoposti a una doppia trasformata di Fourier che consente di passare dal dominio x-t (spazio tempo) al dominio f-k. Lo spettro f-k del segnale consente di ottenere la curva di dispersione delle onde di Rayleigh, nell'ipotesi che, nell'intervallo di frequenze analizzato, le onde che si propagano con il maggiore contenuto di energia siano proprio le onde di Rayleigh, e che le caratteristiche del sito siano tali da consentire la propagazione delle onde superficiali, nonchè un comportamento dispersivo delle stesse.

Si dimostra infatti che la velocità delle onde di Rayleigh è associata ai massimi dello spettro f-k; si può ottenere facilmente una curva di dispersione individuando ad ogni frequenza il picco spettrale, al quale è associato un numero d'onda k e quindi una velocità delle onde di Rayleigh V_R, determinabile in base alla teoria delle onde dalla relazione:

$$V_R (f) = 2\pi f/k$$

Riportando le coppie di valori (V_R,f) in un grafico, si ottiene la curva di dispersione utilizzabile nella successiva fase di inversione (Figura 2). La fase di inversione deve essere preceduta da una parametrizzazione del sottosuolo, che viene di norma schematizzato come un mezzo visco-elastico a strati piano-paralleli, omogenei ed isotropi, nel quale l'eterogeneità è rappresentata dalla differenziazione delle caratteristiche meccaniche degli strati.

Il processo di inversione è iterativo: a partire da un profilo di primo tentativo, costruito sulla base di metodi semplificati, ed eventualmente delle informazioni note a priori riguardo la stratigrafia, il problema diretto viene risolto diverse volte variando i parametri che definiscono il modello. Il processo termina quando viene individuato quel set di parametri di modello che minimizza la differenza fra il set di dati sperimentali (curva di dispersione misurata) e il set di dati calcolati (curva di dispersione sintetica). Usualmente, algoritmi di minimizzazione ai minimi quadrati vengono utilizzati per automatizzare la procedura (Figura 3).

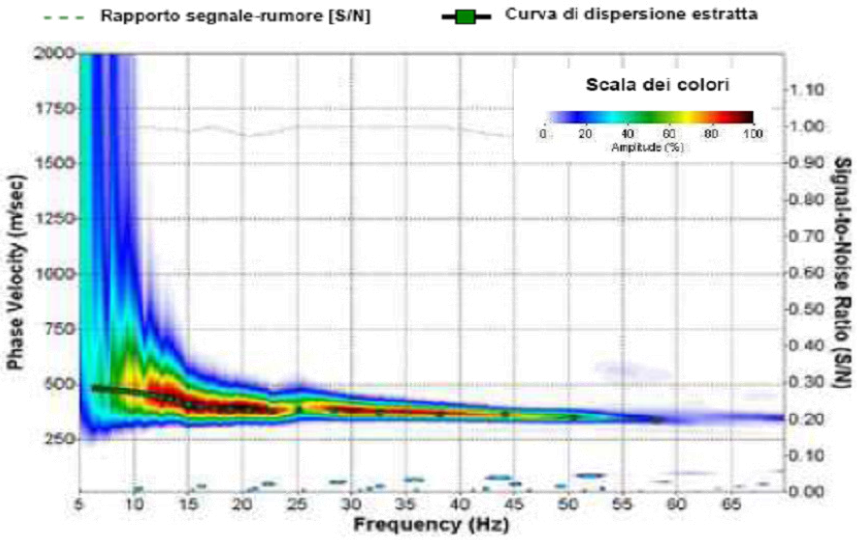


Figura 2 - Curva di dispersione della velocità Vs in funzione della frequenza e della velocità di fase

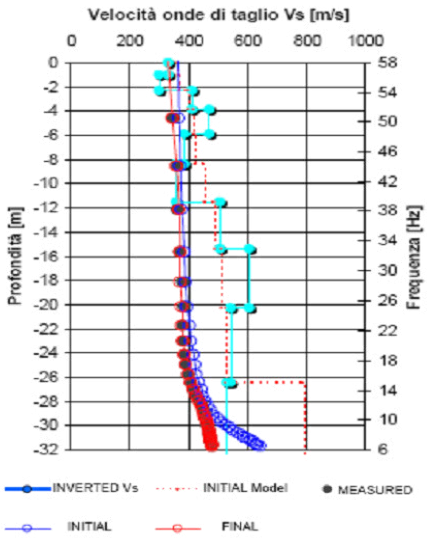


Figura 3 - Modello di propagazione delle velocità delle onde Vs