2016

STUDIO GEOLOGICO

RICHIESTA DI VARIANTE URBANISTICA

TISCO spa
Via S. Gottardo 6 Villa Guardia

Studio Ingegneria Dott. Ing. Paolo Terraneo
22063 Cantù (Co), via U. Da Canturio n°22
Tel. 031/712526 - Fax 031/715349 - s.terraneo@tin.it

Studio Frati
geologia applicata
Via P. M. Faverio n° 4
22079 Villa Guardia CO
Tel e fax 031-563148
E-mail frati@geologi.it

AMPLIAMENTO COMPLESSO INDUSTRIALE

SITO IN COMUNE DI VILLAGUARDIA

VIA S. GOTTARDO N. 6

RELAZIONE GEOLOGICA

ai sensi della D.G.R. 2616/2011 e del D.M.14/01/2008

Luglio 2016

COMMITTENTE : TISCO Spa

PROFESSIONISTA INCARICATO :

Dott. Geologo Frati Stefano

INDICE

1 - PREMESSA 3
2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO 4
3 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO - MORFOLOGICO 4
4 - INQUADRAMENTO IDROGRAFICO ED IDROGEOLOGICO 5
5 - RISULTANZE STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALE 6
5.1 Studio Geologico Comunale 6
5.2 Studio del Reticolo Idrico Minore 9
5.3 Altri studi 9
6 - INQUADRAMENTO SISMICO 10
6.1 Zonizzazione sismica Nazionale e Regionale 10
6.2 Definizione categoria sismica 11
6.3 Definizione dell'azione sismica 11
7 - INDAGINI GEOGNOSTICHE 14
7.1 Sondaggio sismico verticale 14
7.2 Prove penetrometriche 16
8 - MODELLO STRATIGRAFICO 17
9 - MODELLO GEOTECNICO 18
10 - INDICAZIONI PRELIMINARI SULLE OPERE DI FONDAZIONE 18
10.1 Verifica allo stato limite ultimo (SLU) 20
10.2 Verifica allo stato limite di esercizio (SLE) 21
10.3 Effetti di liquefazione 22
11 - APERTURA E SOSTEGNO DEI FRONTI DI SCAVO 22
12 - CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE 23

ALLEGATI

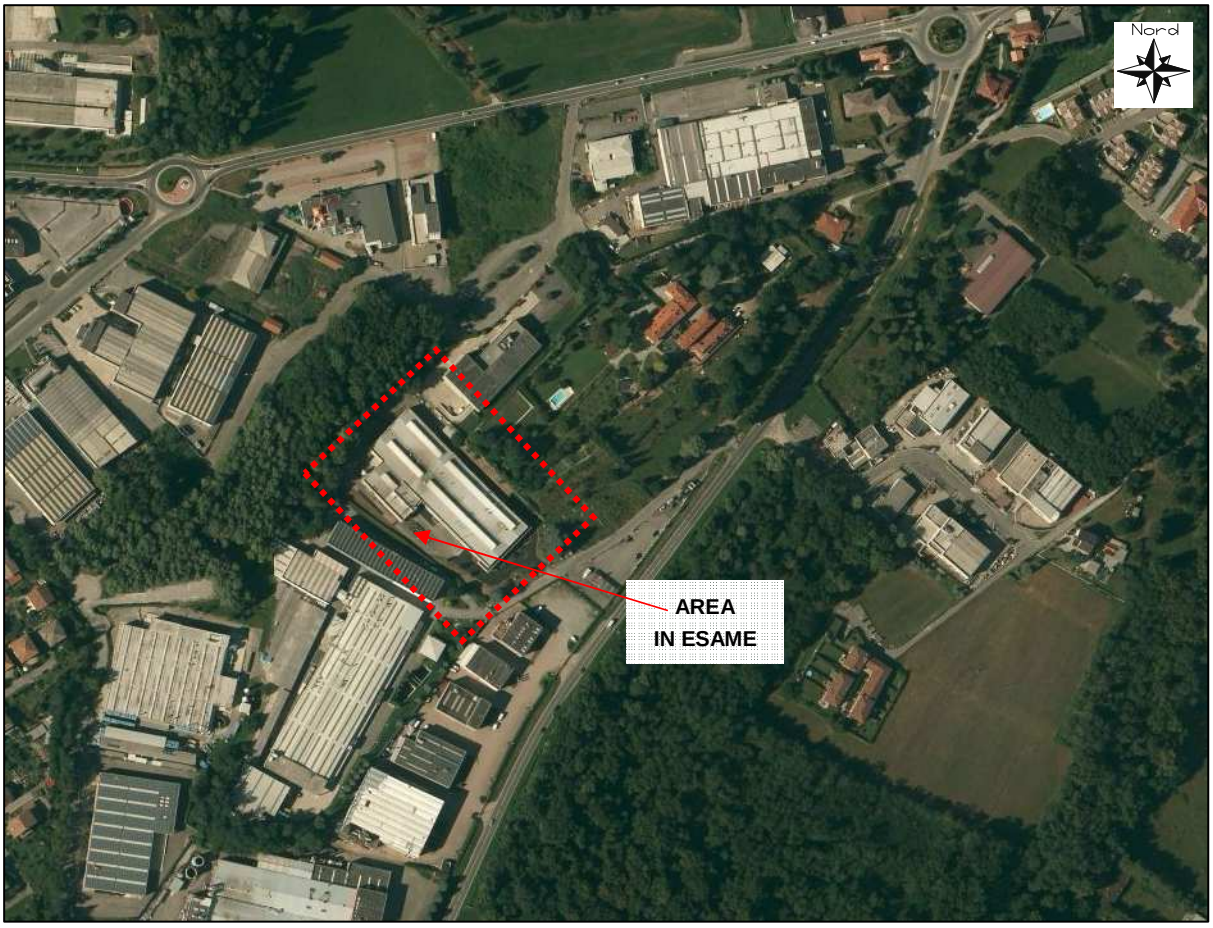
- Tavola 1 - Carta geologica scala 10.000
- Schema litotecnico
- Diagrammi delle prove penetrometriche
- Report Sondaggio sismico verticale

1 - PREMESSA

Su incarico della TISCO Spa è stata redatta la presente relazione geologica a supporto di un intervento edilizio da realizzarsi in Comune di Villa Guardia (CO).

Il terreno esaminato si ubica in via San Gottardo, nella zona ovest del territorio comunale, alla quota altimetrica media di circa 330 m s.l.m..

Nella figura seguente è riportata la localizzazione dell'area in esame.



Ubicazione area in esame tratta da Bing Mappe – fuori scala

Il progetto edilizio prevede l'ampliamento del complesso industriale esistente.

Facendo riferimento al D.M. 14.01.2008, gli interventi in progetto sono di **tipo 2** (*opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali di dimensioni contenute o di importanza normale*) e ricadono in **classe d'uso II** (*costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali*).

La presente relazione, seguendo i dettami della norma vigente e dello stato dell'arte, è finalizzata alla ricostruzione del modello geologico del sito a supporto alla progettazione definitiva/esecutiva delle opere.

A tale scopo è stata condotta un'indagine geognostica che ha previsto una raccolta di dati geologici del territorio in cui ricade il sito, un rilievo di terreno e una campagna di indagini dirette e indirette.

Nel presente elaborato è stata inoltre verificata la compatibilità dell'intervento in progetto con le limitazioni geologiche esistenti nel sito e riportate negli strumenti di pianificazione comunale e sovracomunali vigenti.

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il presente lavoro è stato svolto in osservanza a quanto previsto da:

- D.M. 14-01-2008 "*Norme tecniche per le costruzioni*" e dalla Circolare n. 617 del 02-02-2009, (Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 - Suppl. Ordinario n. 27) : "*Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 14 gennaio 2008*".
- D.G.R. 2616/2011 aggiornamento dei "*Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e simica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n. 12*"

3 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO - MORFOLOGICO

Il territorio comunale di Villa Guardia è situato al limite tra una zona montana settentrionale costituita da formazioni rocciose del Sudalpino, ed una zona meridionale pedemontana a morfologia da collinare a pianeggiante prevalentemente formata da depositi incoerenti di origine glaciale o fluvioglaciale legati geneticamente al glacialismo alpino di età pleistocenica. Durante il Quaternario, quest'area fu interessata dalla presenza di due grossi corpi glaciali che fluivano lungo il solco del Lago di Como e lungo la valle del Torrente Faloppia, per poi aprirsi a ventaglio in prossimità della pianura. Queste enormi masse di ghiaccio si sono impostate sulla morfologia pre-quaternaria esistente, modificandola notevolmente sia nelle fasi di avanzata, attraverso un'accentuata azione erosiva, sia nelle fasi di ritiro, durante le quali hanno sedimentato un'enorme quantità di materiale incoerente, formando l'anfiteatro morenico di Como e quello più modesto del Faloppia.

La morfologia dell'area è legata principalmente alla presenza di depositi sciolti di origine glaciale che ricoprono in modo discontinuo un substrato roccioso appartenente alla formazione della Gonfolite Lombarda. Tale formazione è una successione terrigena oligo-miocenica che presenta il suo sviluppo più significativo al bordo padano della catena alpina, nel territorio compreso tra Como e Varese. Da un punto di vista genetico viene riferita ad un bacino orogenico impostato su di un margine continentale attivo e condizionato, nella sua evoluzione, da un sistema di "*thrust*" migrante verso l'avanpaese. E' costituita da una rilevante se-

quenza di conglomerati poligenici ben cementati, con intercalazioni arenacee e marnose, legati allo smantellamento di rocce ignee e metamorfiche dei rilievi alpini ad opera dei corsi d'acqua che, a seguito al sollevamento della catena alpina, si sono ritrovati nelle condizioni di erodere e trasportare enormi quantità di detriti.

Il substrato roccioso (Gonfolite) si presenta in genere in due differenti litofacies: conglomerati medio-grossolani a supporto clastico o di matrice, organizzati in banchi tabulari internamente disorganizzati (Conglomerati di Lucino) e argille marnose e marne argillose siltose grigio-azzurre o grigio chiaro, a stratificazione fine, con rare intercalazioni di strati arenitici sottili debolmente laminati (Peliti di Lurate Caccivio); risulta coperto da depositi superficiali che presentano spessori variabili localmente ma tendenzialmente inferiori a 10 m.
In particolare nelle zone vicine al sito di intervento si riscontra la presenza delle Peliti di Lurate Caccivio.
Superficialmente prevalgono depositi di origine glaciale, riferiti al Sintema di Cantù - Subsintema di Cucciago e di Fino Mornasco. Tali materiali, attribuibili al Pleistocene superiore, corrispondono cronologicamente al wurm degli autori precedenti.

In particolare nell'area di intervento si ubica in zona di transizione tra i terreni in facies fluvioglaciale e quelli in facies morenica.
I depositi morenici, da un punto di vista litologico, risultano in genere costituiti da materiali eterogenei (diamicton) che comprendono ghiaie, sabbie e blocchi in matrice limosa, con profilo di alterazione mediamente poco evoluto e spessore massimo di circa 1-2 metri.
I depositi fluvioglaciali sono prevalentemente costituiti da ghiaie a supporto di matrice sabbiosa con presenza di lenti/livelli di sabbie da medie a grossolane e percentuale di fine variabile.

Spostandosi verso est (Lurate Caccivio) prevalgono i depositi alluvionali e fluvioglaciali (cartografati come "alluvium recente" secondo la nomenclatura tradizionale). Essi caratterizzano la Valle del Lura e sono costituiti da ghiaie ben selezionate con ciottoli arrotondati a supporto di matrice con alterazione assente, ghiaie fini con sabbie grossolane a supporto di clasti, ma con matrice abbondante.

Il sito in esame si ubica su un rilievo collinare separato dalle zone più depresse circostanti da terrazzi e scarpate morfologiche.

Per maggiori dettagli sulla geologia si rimanda alla tavola 1 allegata a fine testo.

4 - INQUADRAMENTO IDROGRAFICO ED IDROGEOLOGICO

Nel territorio comunale la rete idrografica risulta poco sviluppata ed esterna alla zona urbanizzata. In particolare, entro e nelle immediate vicinanze dell'area di nuova edificazione, il

reticolo idrografico naturale è praticamente assente ed è sostituito dal sistema di drenaggio urbano (strade, tubazioni interrate, cunette, tombinature ecc.).

Le aste idriche più vicine al sito in esame sono la Roggia Valletto e la Roggia Livescia; esse scorrono a nord e ovest del sito di intervanto ad una distanza minima di circa 90 m a quote altimetricamente più basse.

Il settore centro-settentrionale del territorio comunale, caratterizzato dalla presenza di substrato roccioso gonfolitico, da affiorante a subaffiorante, con permeabilità da molto bassa a nulla. Le acque piovane e superficiali scorrono in corrispondenza del limite di permeabilità della roccia e vanno ad incanalarsi nelle rogge presenti, per poi finire nei corsi d'acqua principali (T. Lura e T. Fossato) o nei depositi alluvionali permeabili.
Nei settori caratterizzati da depositi glaciali morenici, una bassa percentuale delle acque superficiali si infiltra nel terreno, mentre il rimanente scorre lungo i versanti e raggiunge i depositi delle piane sottostanti.
In prossimità dei depositi fluvioglaciali invece, data la buona permeabilità dei materiali e l'esiguo spessore del suolo, un'elevata percentuale delle precipitazioni, infiltrandosi nel sottosuolo va ad alimentare la falda freatica presente nell'area.

Le indagini condotte hanno evidenziato la presenza di acque sotterranee alla profondità di circa -3 m da p.c.. Si tratta, con buona probabilità, di una falda sospesa determinata dallo scorrimento della acque di infiltrazione sul limite di permeabilità gonfolitico. Tali falde sono, in genere, di bassa potenzialità idrica e sono direttamente legate al regime delle precipitazioni meteoriche.

5 - RISULTANZE STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALE

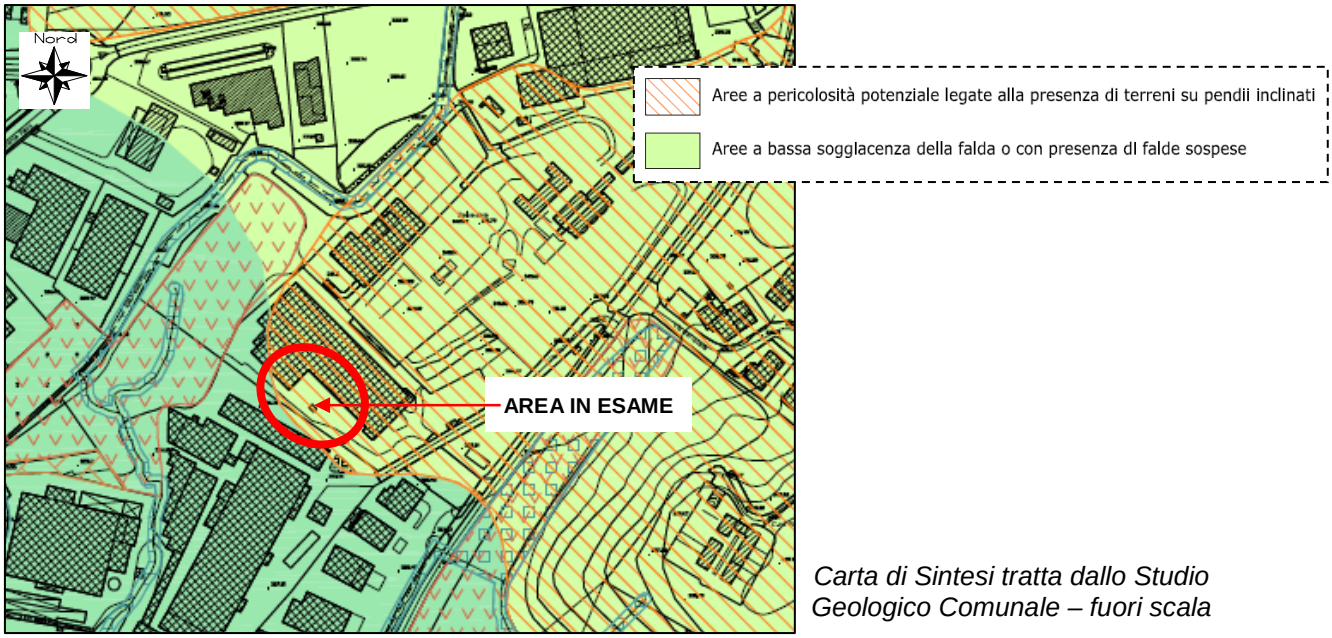
5.1 Studio Geologico Comunale

Lo strumento principale cui fare riferimento nel valutare la compatibilità geologica di un intervento è il Piano di Governo del Territorio (abbreviato in PGT) ed in particolare allo studio di analisi della componente geologica, idrogeologica e sismica.

Il comune di Villa Guardia è dotato di uno studio geologico di supporto alla pianificazione territoriale redatto dallo Scrivente nel 2010-2011.
In tale elaborato vengono analizzate le caratteristiche geologiche generali del territorio, e cioè le componenti geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche, idrografiche e geotecniche. Tutte queste informazioni, opportunamente sintetizzate, portano alla redazione della carta di fattibilità, che fornisce indicazioni in merito alle limitazioni e destinazioni di uso del territorio, alle prescrizioni per gli interventi urbanistici, agli studi ed indagini da effettuare.

La *Carta di Sintesi*, riporta le aree omogenee dal punto di vista della pericolosità riferita allo specifico fenomeno che la genera. Tale carta è infatti costituita da una serie di poligoni che definiscono una porzione di territorio caratterizzata da pericolosità omogenea per la presenza di uno o più fenomeni di dissesto idrogeologico in atto o potenziale o da vulnerabilità idrogeologica. Tale carta inserisce il terreno in esame in una zona indicata come:

- *Aree a bassa soggiacenza della falda o con presenza di falde sospese*
- *Aree a pericolosità potenziale legate alla presenza di terreni a granulometria fine su pendii inclinati: zone caratterizzate dalla presenza di depositi granulari su pendii con inclinazione in genere superiore a 5°.*



Carta di Sintesi tratta dallo Studio Geologico Comunale – fuori scala

I tematismi riportati nella carta di Sintesi portano alla definizione della *Carta di Fattibilità*, che fornisce indicazioni in merito alle limitazioni e alle destinazioni di uso del territorio, alle prescrizioni per gli interventi urbanistici, agli studi e alle indagini da effettuare.

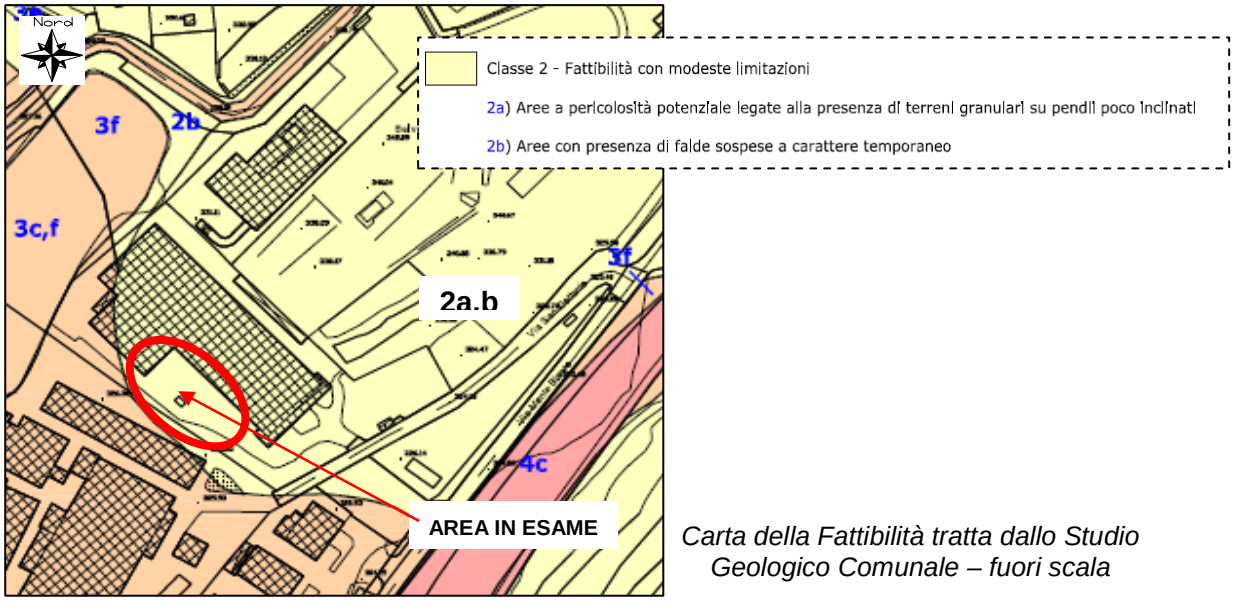
Sulla *Carta di Fattibilità Geologica* dello Studio Geologico Comunale, l'area in esame è inserita nella classe di fattibilità 2 (Fattibilità con modeste limitazioni).

La classe di fattibilità 2 è suddivisa nelle seguenti sottoclassi:

- 2a → Aree a pericolosità potenziale legate alla presenza di terreni granulari su pendii poco inclinati
- 2b → Aree con presenza di falde sospese a carattere temporaneo

Il terreno in esame ricade in entrambe le sottoclassi.

In classe 2 sono comprese le aree per le quali si sono riscontrate modeste limitazioni di carattere geologico a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso, che possono essere superate mediante approfondimenti di indagine ed accorgimenti tecnico-costruttivi e senza l'esecuzione di opere di difesa.



Carta della Fattibilità tratta dallo Studio Geologico Comunale – fuori scala

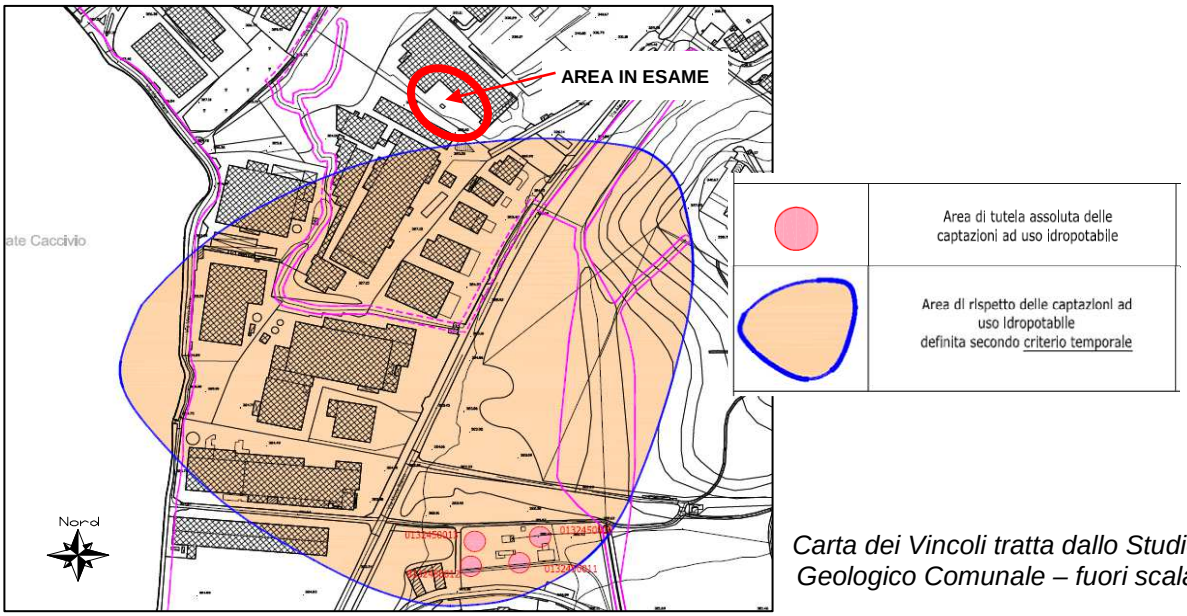
Le Nta comunali prevedono quanto segue.

Per le aree ricadenti in classe di fattibilità 2, la progettazione relativa a:

- piani attuativi, infrastrutture, edifici residenziali di grossa volumetria e/o con più di due piani fuori terra;
- edifici produttivi, edifici agricoli, edifici pubblici;
- interventi edificatori che comportino la realizzazione di scavi e/o riporti di consistente entità;
- ristrutturazioni comportanti ampliamenti e/o sopraelevazioni dell'esistente, qualora determinino un significativo aumento dei carichi sul terreno; […]

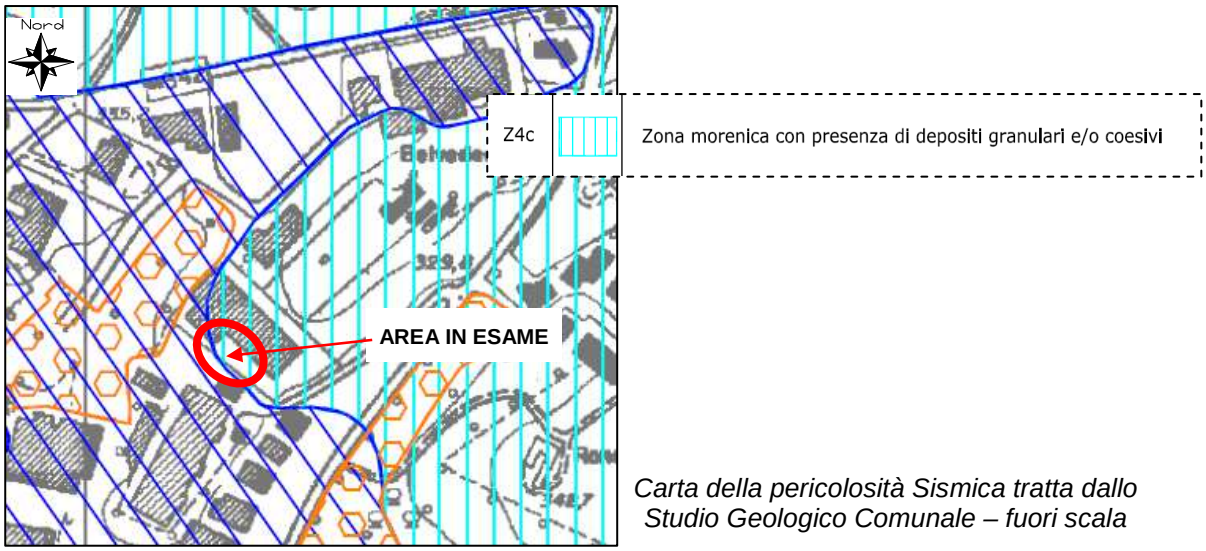
deve essere supportata da una specifica relazione geologica di compatibilità […].

La *Carta dei vincoli* riporta la fascia di rispetto dei pozzi comunali; l'ampliamento in progetto risulta esterno ad essa.



Carta dei Vincoli tratta dallo Studio Geologico Comunale – fuori scala

La *Carta della pericolosità sismica locale*, inserisce il terreno in esame negli scenari Z4c. Tale scenario comprende la zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi mentre che potrebbero comportare effetti di amplificazione litologica e geometrica.



Carta della pericolosità Sismica tratta dallo Studio Geologico Comunale – fuori scala

5.2 Studio del Reticolo Idrico Minore

Lo strumento di riferimento per l'identificazione del reticolo idrografico è lo studio redatto ai sensi del d.g.r. 25/01/2002 n. VII/7868 e s.m.i. che permette alle Amministrazioni comunali di esercitare le attività di polizia idraulica sul reticolo di propria competenza (reticolo idrico minore). Il Comune di Villa Guardia è dotato di tale studio redatto dalla Dott.ssa Geol. G. Civelli nel 2003 (e successivamente aggiornato).

Dall'analisi della cartografia allegata allo studio si evince che in corrispondenza dell'area di intervento non sono presenti specifici vincoli di natura idraulica. Le aste più vicine sono le già citate Valletto e la Roggia Livescia che scorrono a quote altimetricamente più basse.

5.3 Altri studi

Sono stati analizzati i dati resi pubblici dai seguenti documenti:

- Cartografia del Sistema Informativo Territoriale della Regione Lombardia;
- Geoiffi – Inventari delle frane e dei dissesti della Regione Lombardia;
- SIBA (sistema informativo Beni e Ambiti paesistici Regione Lombardia).
- Progetto di Piano stralcio per l'assetto idrogeologico (PAI) - Autorità di bacino del fiume Po;
- Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale;
- Geoportale della Provincia di Como;
- Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni - Direttiva Europea 2007/60/CE

Nessuna di queste pubblicazioni segnala elementi che interessino il terreno in esame.

6 - INQUADRAMENTO SISMICO

6.1 Zonizzazione sismica Nazionale e Regionale

Per l'applicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 Marzo 2003, è stata redatta una mappa della pericolosità sismica di base per tutto il territorio nazionale, con l'individuazione di quattro zone sismiche a pericolosità decrescente (zona 1, zona 2, zona 3, zona 4) e la formazione degli elenchi dei comuni compresi in ciascuna zona. Ogni zona sismica è contrassegnata da un diverso range di valori del parametro a_g corrispondente alla accelerazione di picco orizzontale del suolo, con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferiti a suoli rigidi, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità g, secondo la seguente tabella.

zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [a_g/g]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [a_g/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-015	0,15
4	<0,05	0,05

- Zona 1: è la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti
- Zona 2: zona in cui possono verificarsi terremoti abbastanza forti
- Zona 3: zona in cui possono verificarsi scuotimenti modesti
- Zona 4: zona meno pericolosa; possibilità di danni sismici basse

L' Ordinanza PCM 3274 ha richiesto anche la compilazione di una nuova mappa di pericolosità del territorio Nazionale espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli molto rigidi (Vs30> 800 m/s).
Tale mappa è stata approvata con Ordinanza PCM 28 aprile 2006 n. 3519.

La Regione Lombardia, con la D.G.R. 7 novembre 2003 n. 7/14964 "D*isposizioni preliminari per l'attuazione dell'ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 recante primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*", ha confermato la classificazione sismica dei singoli comuni proposta dalla OPCM sopracitata ed ha stabilito i modi e i tempi di applicabilità della nuova normativa sismica sia per le costruzioni esistenti che per quelle future.
<u>Al Comune di Villa Guardia è stata attribuita la zona sismica 4.</u>

Regione Lombardia, con D.G.R. 11 luglio 2014, n. X/2129 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)", ha provveduto all'aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni. La delibera in oggetto, pubblicata sul B.U.R.L. n. 29, S.O., del 16/7/2014, entrerà in vigore il 14 ottobre 2014.
<u>Secondo questa nuova classificazione al comune è confermata la zona sismica 4.</u>

L'OPCM n. 3274/2003, oltre a definire una nuova classificazione dei Comuni nazionali, ha

introdotto una classificazione del sottosuolo, in "*categorie di suolo di fondazione*", basata sulla stima di alcuni parametri fondamentali (Vs, Nspt, Cu, profondità del bedrock). Ad ogni categoria, sono stati attribuiti i valori dei parametri dello spettro di risposta per la stima delle azioni sismiche di progetto. Questa classificazione è stata ripresa (con alcune modifiche) nel D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

Le tabelle seguenti (tabella 3.2 II e 3.2 III del D.M. 14/01/2008), riassumono la classificazione del sottosuolo, secondo le citate "categorie".

Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
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 $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m,* posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), 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.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

6.2 Definizione categoria sismica

Il giorno 23/01/2016, è stato eseguito un sondaggio sismico verticale (Tromino).

L'analisi svolta ha permesso di attribuire i suoli indagati alla categoria sismica E: *Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con V_S>800 m/s).*

Per maggior dettagli vedi capitolo seguente.

6.3 Definizione dell'azione sismica

Con il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 sono state approvate le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. La parte relativa alla determinazione delle azioni sismiche rappresenta una delle principali novità del nuovo testo normativo. Viene definitivamente abbandonato il concetto di "Zone Sismiche" e viene introdotto il concetto di pericolosità sismica di

base in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A) con superficie topografica orizzontale.

La "pericolosità sismica di base" costituisce quindi l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche da applicare alle costruzioni.

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è costituito dallo spettro di risposta elastica costituito da uno spettro normalizzato considerato indipendente dal livello di sismicità, moltiplicato per il valore dell'accelerazione massima (a_g x S) del terreno che caratterizza il sito di fondazione.

Gli spettri sono definiti in base a tre parametri fondamentali:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro;
- T_c* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione.

Questi parametri sono calcolati in funzione del "reticolo di riferimento". Sul territorio italiano è infatti stata individuata una maglia di circa 10 km di lato, associando a ciascun nodo la definizione di tali parametri. Partendo dai valori nei nodi, per ogni punto individuato sul territorio mediante le sue coordinate geografiche (longitudine, latitudine) e attraverso interpolazione, è possibile individuare i parametri di pericolosità sismica per un periodo di ritorno (T_R) assegnato. Il periodo di ritorno viene valutato in funzione della "Vita di Riferimento" (V_R) ed in base alla corrispondente probabilità del suo superamento allo stato limite che si intende verificare. La "Vita di Riferimento" (V_R) viene calcolata in funzione della "Vita Nominale" e del "Coefficiente d'uso" (C_U).

Per il terreno in esame, sono stati ricavati i valori dei parametri a_g, F_0 e T^*_c, calcolati come media dei valori dei nodi della griglia di riferimento, presupponendo un Vita Nominale (VN) 50 anni e Classe d'Uso II, per i vari stati limite.

Questi parametri andranno verificati in fase progettuale/esecutiva dal Progettista.

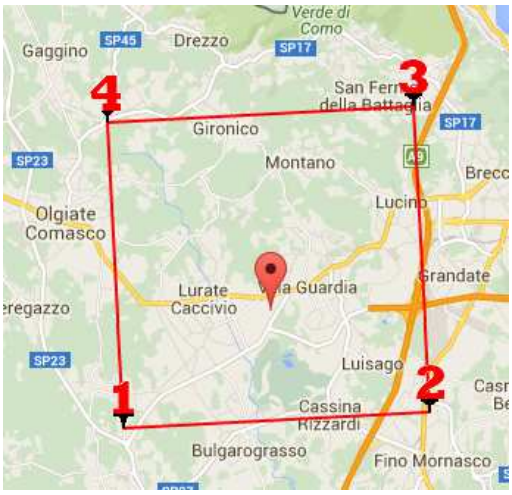
Dall'elaborazione (effettuata con il programma online Geostru PS Parametri sismici) si ottengono i parameri di azione sismica per i diversi stati limite.

I dati di ingresso per la definizione dei parametri spettrali del sito in esame sono i seguenti:

1. Coordinate sito in esame (WGS84): latitudine: 45.769678 longitudine: 9.014297
   (ED50): latitudine: 45,770606 longitudine: 9,015366

   I valori rispetto ai siti di riferimento sono i seguenti:

Sito 1	ID: 10926	Lat: 45,7512	Lon: 8,9813	Distanza: 3412,462
Sito 2	ID: 10927	Lat: 45,7538	Lon: 9,0528	Distanza: 3455,546
Sito 3	ID: 10705	Lat: 45,8037	Lon: 9,0490	Distanza: 4513,062
Sito 4	ID: 10704	Lat: 45,8011	Lon: 8,9776	Distanza: 4477,458



2. Classe d'uso 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.* → da validare da parte del Progettista
3. Vita Nominale (V_N): 50 → da validare da parte del Progettista
4. Coefficiente d'uso C_U: 1
5. Condizione topografica del sito: T1: *Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°.*
6. Categoria di sottosuolo: E → da indagine in sito

Dall'elaborazione (effettuata con il programma online Geostru PS Parametri sismici) si ottengono i parameri di azione sismica per i diversi stati limite.

Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c* [s]
SLO	30	0,015	2,586	0,157
SLD	50	0,019	2,562	0,166
SLV	475	0,040	2,640	0,282
SLC	975	0,048	2,671	0,303
Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50				

La definizione delle azioni di progetto comporta, oltre alla conoscenza della "pericolosità sismica di base", la definizione di altri parametri. Si tratta in pratica di "modificare" la forma spettrale del sottosuolo di categoria A, attraverso un coefficiente stratigrafico (S_s), un coefficiente topografico (S_t) e un coefficiente in funzione della categoria (C*c*) che modifica il valore del periodo T_C.

Nel nostro caso inserendo i dati di input sopra esposti si ottengono i seguenti coefficienti correttivi.

STATO LIMITE	Ss [-]	St [-]	Cc [-]
SLO	1,6	1,00	2,41
SLD	1,6	1,00	2,36
SLV	1,6	1,00	1,91
SLC	1,6	1,00	1,85

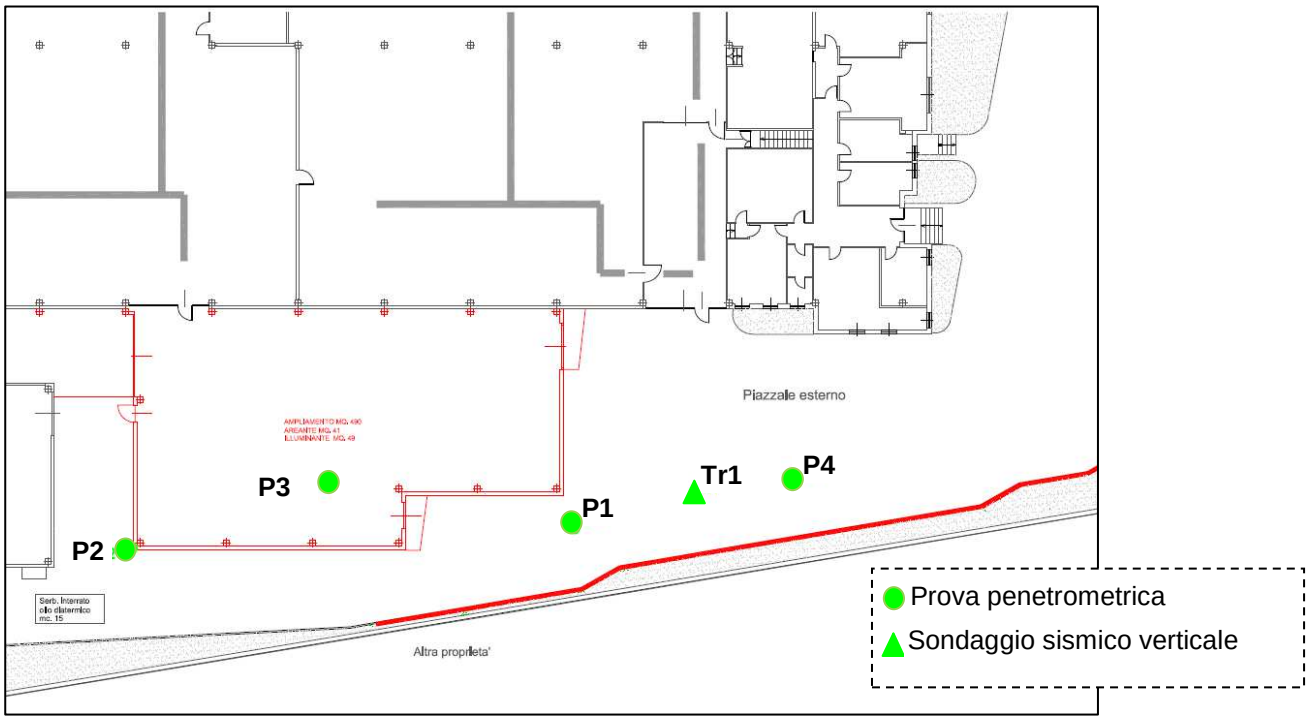
I coefficienti ottenuti sono i seguenti

STATO LIMITE	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s^2]	Beta [-]
SLO	0,005	0,002	0,243	0,2
SLD	0,006	0,003	0,301	0,2
SLV	0,013	0,006	0,624	0,2
SLC	0,015	0,008	0,755	0,2
Stabilità pendii e fondazioni				

7 - INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nel comparto industriale, il giorno 23/06/2016, sono state realizzate in totale n. 4 prove penetrometriche dinamiche continue tipo DPSH e n. 1 sondaggio sismico verticale.

L'ubicazione delle indagini è riportata nella figura seguente.

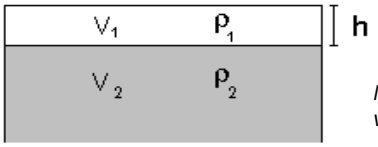


7.1 Sondaggio sismico verticale

Considerata la situazione litostratigrafica individuata dalle indagini penetrometriche condotte e la tipologia di intervento in progetto si è ritenuto sufficiente valutare i fenomeni di amplificazione simica locale con l'esecuzione di un sondaggio sismico verticale mediante tromografo digitale.

Basi teoriche

Questa tecnica prevede l'acquisizione del rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre. L'utilizzo della tecnica HVSR comporta la misurazione di tali microtremori naturali ed è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali di risonanza dei sottosuoli. Riconosciuta questa capacità e dato che, se è disponibile una stima delle velocità delle onde elastiche, le frequenze di risonanza possono essere convertite in stratigrafia, ne risulta che il metodo HVSR può essere in linea di principio usato come strumento stratigrafico. Le basi teoriche dell'HVSR sono relativamente semplici in un sistema stratificato in cui i parametri variano solo con la profondità (1-D). Si consideri il sistema di figura 4, in cui gli strati 1 e 2 si distinguono per le diverse densità (ρ1 e ρ2) e le diverse velocità delle onde sismiche (V1 e V2).



Modello di suolo costituito da due strati a diverse velocità delle onde sismiche e densità

Un'onda che viaggia nel mezzo 1 viene (parzialmente) riflessa dall'orizzonte che separa i due strati; l'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente (λ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore H del primo strato.

In altre parole la frequenza fondamentale di risonanza (fr) dello strato 1 relativa alle onde P è pari a: fr = VP1/(4 H)

mentre quella relativa alle onde S è : fr = VS1/(4 H)

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati. Questo, insieme ad una stima delle profondità delle discontinuità, è in grado di fornire previsioni sulla velocità sismica degli strati.

Si rileva inoltre come i microtremori siano solo in parte costituiti da onde di volume, P o S, e in misura molto maggiore da onde superficiali, in particolare da onde di Rayleigh (Lachet e Bard, 1994). Tuttavia ci si può ricondurre a risonanza delle onde di volume poiché le onde di superficie sono prodotte da interferenza costruttiva di queste ultime è poiché la velocità dell'onda di Rayleigh è molto prossima a quella delle onde S.

Indagine

L'indagine ha previsto l'acquisizione del rumore sismico nelle sue tre componenti attraverso un tromografo digitale ad alta sensibilità (TROMINO®). Lo strumento è dotato di tre velocimetri che misurano le componenti N-S, E-W, e

Tromografo digitale

verticale del tremore che vengono amplificate, digitalizzate e memorizzate nella memoria dello strumento. La durata di acquisizione è stata di 20 minuti. Il segnale acquisito è stato quindi rielaborato mediante software dedicato (Grilla®).

Risultato

L'analisi svolta ha permesso di attribuire i suoli indagati alla categoria sismica E: *Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con V_s>800 m/s).*

Il report del sondaggio sismico è riportato in allegato a fine testo.

7.2 Prove penetrometriche

La prova penetrometrica dinamica DPSH consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno dal piano campagna una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta prolungabile mediante l'aggiunta di successivi spezzoni. L'infissione avviene per battitura facendo cadere da un'altezza costante un maglio di peso standard. Durante l'esecuzione della prova viene contato il numero di colpi (N_{20}) necessario all'avanzamento dell'asta per tratti successivi di 20 cm. Questo tipo d'indagine ha il pregio di fornire informazioni continue sulla resistenza alla penetrazione dinamica, ma presenta il grosso difetto di non dare indicazioni specifiche circa la natura litologica del terreno investigato.

E' stato utilizzato un penetrometro dinamico Pagani modello TG 63/100 installato su di un cingolato semovente con le seguenti caratteristiche tecniche:

- *peso del maglio: 63,5 kg*
- *altezza di caduta: 75 cm*
- *angolo al vertice punta conica: 90°*
- *diametro punta conica: 51 mm*
- *diametro aste: 32 mm*

Esecuzione prova penetrometrica P1

Esecuzione prova penetrometrica P2

Tutte le indagini penetrometriche condotte (P1, P2, P3 e P4) si sono interrotte per "rifiuto alla penetrazione". Il fatto è, con buona probabilità, causato dalla presenza di substrato roccioso locale in facies pelitica.

Le indagini, realizzate il giorno 23/06/2016, hanno evidenziato la presenza di acqua sotterranee alla profondità di circa -3 m da p.c.. Si tratta, con buona probabilità, di una falda sospesa determinata dallo scorrimento della acque di infiltrazione sul limite di permeabilità roccioso.

8 - MODELLO STRATIGRAFICO

Le informazioni lito-stratigrafiche derivanti dalle indagini geognostiche condotte hanno consentito il raggiungimento di una definizione preliminare del quadro litologico e litostratigrafico del primo sottosuolo dell'area di indagine.

I dati elaborati sono rappresentati graficamente nello schema litotecnico riportato a fine testo.
Si descrivono di seguito i risultati delle indagini geognostiche svolte nella zona dove verrà realizzato il nuovo muro; sono state quindi considerate le prove P1, P2 e P3.

Le indagini hanno permesso di individuare la presenza sostanzialmente di due livelli a differente grado di addensamento.

Il primo orizzonte individuato (orizzonte A) è costituito da depositi sciolti / poco addensati con valori medi di resistenza alla penetrazione dinamica N_{spt} di circa 2 - 4 colpi/piede. Tale livello si estende sino a una profondità di circa -2,6 m da p.c. attuale.

Al di sotto il grado di addensamento aumenta. Si ritrovano infatti materiali (orizzonte B) caratterizzati da valori medi di resistenza alla penetrazione dinamica N_{spt} variabile tra circa 17 colpi/piede ed il rifiuto alla penetrazione (roccia in facies pelitica).

Prove P1 – P2 – P3			
Orizzonte	**Profondità (m dal p.c.)**	**Litologia probabile**	**Nspt medio** (*) **(c/p)**
Orizzonte A	da 0,0 a -2,6	Terreni granulari sciolti o poco addensati	1,8 ÷ 3,8
Orizzonte B	oltre -2,6	Substrato roccioso pelitico	17 ÷ > 100

(*) La correlazione tra N_{20} con Nspt (standard penetration test) è stata eseguita con la seguente relazione: Nspt = 1,7*N_{20} (normalizzando i valori per le caratteristiche del penetrometro utilizzato / litologia).

9 - MODELLO GEOTECNICO

Nella tabella seguente sono riportati i principali parametri litotecnici delle unità rilevate, con riferimento agli orizzonti stratigrafici descritti nel paragrafo precedente. I parametri tipici degli orizzonti sottostanti sono stati determinati sulla base dei valori di resistenza alla penetrazione dinamica (prove DPSH).

Si sottolinea che i parametri sotto riportati sono stati ottenuti dallo scrivente mediante l'elaborazione dei risultati di indagini svolte personalmente al fine di ricostruire un quadro geologico e geotecnico preliminare.

Prove P1 – P2 – P3						
orizzonte	**Nspt medio** (colpi/piede)	**Peso di Volume** Yt (g/cm^3)	**Peso di Volume saturo** Ysat (g/cm^3)	**Angolo di resistenza al taglio efficace** φ' (°)	**Modulo elastico** E (kg/cm^2)	**Coesione efficace** C' (kg/cm^2)
A	1,8÷ 3,8	1,6 ÷ 1,64	1,9 ÷ 1,94	23 ÷ 26,2	14 ÷ 30	0,04
B	17	1,8	2,05	33	340	0,1

10 - INDICAZIONI PRELIMINARI SULLE OPERE DI FONDAZIONE

Il presente paragrafo riporta delle indicazioni preliminari circa le possibili scelte progettuali sulle opere di fondazione in relazione alla situazione geologica rilevata.

Così come prescritto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008), si rimanda in ogni caso alle successive verifiche geotecniche, da effettuarsi da parte del Progettista, su ogni tipologia di fondazione scelta e dimensionata sulla base delle specifiche combinazioni di carico.

Per ogni stato limite ultimo deve essere verificata la seguente condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed rappresenta l'insieme amplificato delle azioni agenti, ed Rd l'insieme delle resistenze, queste ultime corrette in funzione della tipologia del metodo di approccio al calcolo eseguito, della geometria del sistema e delle proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni in uso.

I valori di Rd (SLE) saranno espressi correlandoli con le valutazioni dei carichi che determinano un certo valore di cedimento indotto in corrispondenza dei livelli individuati al di sotto del piano di posa; in tal modo verranno calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni del terreno al di sotto del piano di posa, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura, nel rispetto della condizione:

$$Ed \leq Cd$$

dove Ed è valore di progetto dell'effetto delle azioni (cedimento calcolato) e Cd il valore limi-

te dell'effetto delle azioni (cedimento ammissibile).

Per quanto riguarda le verifiche allo scorrimento sul piano di posa, il valore di progetto dell'effetto delle azioni è rappresentato dall'azione totale di progetto agente in direzione parallela al piano di posa della fondazione.

In questa fase, non conoscendo i valori di progetto delle azioni Ed (combinazioni di carico), non è possibile eseguire le verifiche complete. Ci si limita pertanto, a determinare i valori di Rd (SLU) e quelli dei cedimenti in modo da fornire al Progettista i dati relativi al prevedibile comportamento del terreno e alla verifica del collasso per carico limite dell'insieme fondazione - terreno.

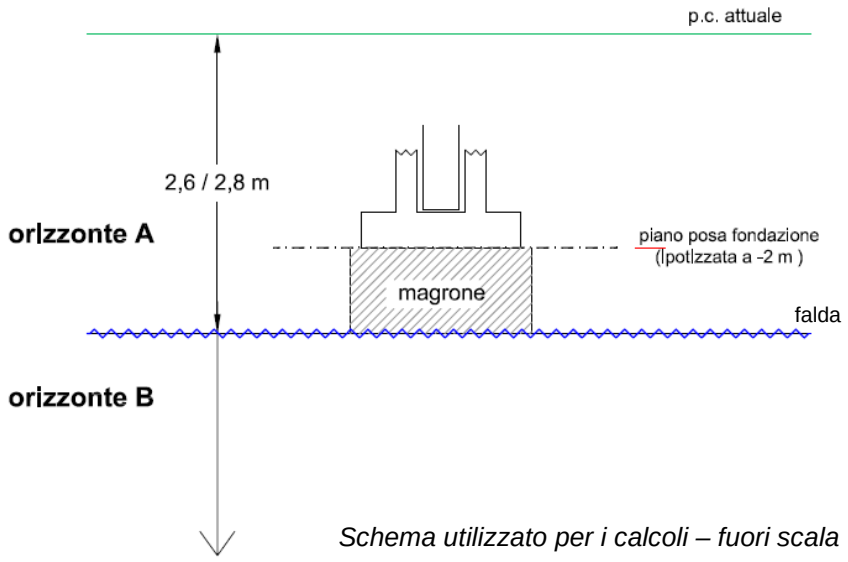
Per le verifiche preliminari del complesso terreno – fondazione si è scelto:

- Approccio 2 – Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) → GEO + STR

Le indagini hanno evidenziato la presenza di un orizzonte superficiale (orizzonte A) dotato di caratteristiche geotecniche scadenti che non si ritiene idoneo all'appoggio di fondazioni dirette.

Questo orizzonte si estende fino a profondità di circa -2,6 m da p.c. attuale.

Per questa ragione sono state effettuate valutazioni considerando una soluzione a plinti poggianti su bonifica dei terreni di posa mediante pozzi di calcestruzzo magro.
La soluzione analizzata prevede scavi fino a circa -2,6 m da p.c. attuale (fino all'incontro dell'orizzonte B – da verificare in corso d'opera) con contestuale messa in opera di calcestruzzo magro per riportarsi alla profondità prevista per la posa del plinto (vedi schema seguente).



Schema utilizzato per i calcoli – fuori scala

Le ipotesi assunte per i calcoli sono quindi le seguenti:

- Fondazioni dirette di tipo plinto con dimensioni B = L variabile tra 1,0 e 2,0 m e rintrerro Df = 0,6 m;
- Parametri orizzonte B → Y_K = 1,8 g/cm^3 $Ysat_K$ = 2,05 g/cm^3 φ_K = 33° C_k = 0 (Y_K, φ_K e C_k = parametri caratteristici)
- Acqua a -2,6 m da p.c.

10.1 Verifica allo stato limite ultimo (SLU)

➢ **Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno**

Per il calcolo del carico limite di fondazioni superficiali vengono utilizzate le formule di differenti autori, per l'elaborazione dei dati è stato utilizzato il software Loadcap della Geostru.

Sarà cura del Progettista verificare che il valore di progetto dell'azione (Ed) riferito alla specifica combinazione di carico, imposta dalla struttura al terreno (che dovrà essere comprensivo anche del peso del magrone e del peso proprio della fondazione), sia inferiore ai valori di resistenze di progetto ($Rd_{(SLU)}$). Il Progettista deve tenere presente che lo scrivente ha scelto in modo arbitrario l'approccio 2. Nel caso si scelga di utilizzare l'approccio 1 o il metodo delle tensioni ammissibili lo Scrivente si rende disponibile ad effettuare le necessarie rielaborazioni.

La tabella seguente riporta i risultati ottenuti.

SLU CONDIZIONI STATICHE - PLINTO			
B (m)	**Autore**	**Carico limite [Qult]** (Kg/cm²)	**Resistenza di progetto [Rd]** (Kg/cm²)
1,0	Vesic (1975)	6,65	2,89
	Brinch - Hansen 1970	6,38	2,78
1,5	Vesic (1975)	7,03	3,05
	Brinch - Hansen 1970	6,82	2,96
2,0	Vesic (1975)	7,43	3,23
	Brinch - Hansen 1970	7,28	3,16

N.B.: i valori di Rd si intendono incluso peso proprio della fondazione e del magrone

N.B.: i calcoli sono stati effettuati considerando i carichi agenti perpendicolari e baricentrici, nel caso in cui i carichi agenti fossero eccentrici (plinti zoppi) le portate suddette andranno corrette con gli appositi coefficienti si potrà quindi contare su portate inferiori.

➢ **Collasso per scorrimento sul piano di posa**

La resistenza orizzontale dei terreni di posa può essere calcolata utilizzando la formula:

$$R_h = \frac{1}{\gamma_R}\left[N_k \cdot \frac{\tan(\delta_k)}{\gamma_\varphi}\right]$$

dove: δ = angolo attrito terreno fondazione γ_r e γ_φ = coefficienti definiti dalle NTC 2008

In linea generale è necessario effettuare sia una verifica in condizioni statiche, dove la componente di spinta orizzontale potrà essere quella del vento e di altri fattori, sia la verifica sismica dove l'azione sismica di taglio orizzontale è legata al tipo di verifica scelta dal Progettista.

Nel caso in esame non si è a conoscenza dei dati necessari per procedere alla verifica.

Le eventuali verifiche della resistenza orizzontale potranno essere effettuate da parte del Progettista utilizzando i seguenti parametri:

$\gamma_r \rightarrow$ 1,1 (R3) $\gamma_\phi \rightarrow$ 1 (M1) $\delta_\kappa \rightarrow$ 22° orizzonte B

- **<u>Stabilità globale</u>**

Questa verifica viene omessa in quanto la nuova porzione di edificio verrà poggiata sul substrato roccioso con ottimi parametri di resistenza e quindi non concorrerà a gravare sui terreni superficiali sciolti potenzialmente instabili.

10.2 Verifica allo stato limite di esercizio (SLE)

Tenuto conto delle caratteristiche dei terreni in esame sono stati stimati i cedimenti totali teorici attesi per la tipologia di fondazione ipotizzata.

I cedimenti sono stati calcolati con la formula di Burland & Burbidge con la probabilità del 50% che il cedimento reale non superi quello calcolato. Nei calcoli dei cedimenti è stato utilizzato un valore di N_{AV}, che rappresenta la media dei valori N_{SPT} all'interno della profondità significativa z (funzione del lato della fondazione).

Attualmente non si è a conoscenza né dei carichi reali applicati alle fondazioni, né dei valori di cedimento che la struttura potrà sopportare.

In ogni caso, considerando di fondare entro l'orizzonte B e ipotizzando di applicare carichi pari alla resistenza di progetto [Rd], si prevedono cedimenti teorici non elevati.

SLU CONDIZIONI STATICHE Trave L = 10 m – agenti in orizzonte B - N_{AV} = 17 c/p		
B (m)	**Carico applicato (*)** (Kg/cm²)	**Cedimento teorico atteso** (cm)
1,0	2,78 - 2,89	≤ 1,5
1,5	2,96 - 3,05	≤ 2,0
2,0	3,16 - 3,23	≤ 2,5

(*) i valori di carico si intendono incluso peso proprio della fondazione e del magrone

Si precisa comunque che la stima dei cedimenti è da ritenersi indicativa data l'approssimazione del calcolo delle tensioni in un mezzo eterogeneo e anisotropo, delle variabili legate alla storia tensionale del terreno e della tipologia delle strutture in progetto. In pratica, si applicano modelli semplificati o empirici finalizzati alla stima dei cedimenti stessi, i quali sono soggetti ad un certo margine d'errore.

10.3 Effetti di liquefazione

Le NTC richiedono di verificare che il sito sul quale è ubicato il nuovo manufatto risulti stabile nei confronti della liquefazione. Si definisce liquefazione, la riduzione di resistenza e/o rigidezza causata durante il sisma, dall'aumento delle pressioni interstiziali in terreni saturi non coesivi, tale da provocare deformazioni permanenti significative o persino da indurre nel terreno una condizione di sforzi efficaci quasi nulli. Ciò può avvenire e nei depositi di sabbie fini sciolte quando, sotto l'azione dei carichi applicati o di forze idrodinamiche, la pressione dell'acqua dei pori aumenta progressivamente fino ad eguagliare la pressione totale di confinamento, cioè fino a quando gli sforzi efficaci si riducono a zero.

Come consentito dal D.M. 14.01.08, viene omessa la verifica alla liquefazione in quanto le accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) sono minori di 0,1 g.

11 - APERTURA E SOSTEGNO DEI FRONTI DI SCAVO

Nell'ipotesi valutata (plinti approfonditi o con scavo a pozzo) gli scavi previsti avranno altezze di circa 2,6 m per il raggiungimento dell'orizzonte B.

Nell'apertura di fronti di scavo è necessario tenere conto dei diversi spessori dei depositi superficiali, soprattutto per quanto riguarda l'inclinazione ed il sostegno dei fronti. La stabilità dei fronti di scavo è influenzata dall'altezza e inclinazione dei fronti, dall'angolo di attrito, dalla coesione non drenata del terreno, dalla presenza di sovraccarichi, dalle condizioni meteorologiche (variazioni di temperatura-precipitazioni), da eventuali venute di acqua dai fronti

stessi e dal tempo che lo scavo resterà aperto.

Gli scavi previsti intesseranno l'orizzonte A costituito da terreni sciolti. Per tali depositi, considerandoli dotati di minima coesione non drenata e in assenza di carichi al ciglio, per fronti di scavo a breve/medio termine si potranno adottare inclinazioni non superiori a 60° (scavi con altezza fino a 2,8 m circa).

Gli scavi andranno comunque tenuti aperti per il minor tempo possibile e andranno sempre protetti con teli impermeabili per evitare erosioni dovute agli agenti atmosferici e alle acque selvagge. Sarà necessario predisporre un sistema di raccolta, canalizzazione e smaltimento controllato delle acque meteoriche e di eventuale filtrazione nonché evitare il transito dei mezzi, delle persone e la permanenza di carichi in prossimità dei cigli.

Tutte le suddette considerazioni valgono per scavi molto più larghi che alti. Eventuali scavi in sezione ristretta, di altezza maggiore a 1,5 m, nei quali si presuppone la permanenza anche temporanea e/o il passaggio delle maestranze, dovranno essere messi in sicurezza tramite opere di sostegno anche provvisorie (armature, sbadacchiature, ecc.).

Particolare attenzione andrà posta nell'apertura degli scavi in prossimità del capannone esistente per non comprometterne la stabilità.

12 - CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Su incarico della TISCO Spa. è stata redatta la presente relazione geologica a supporto di un intervento edilizio da realizzarsi in Comune di Villa Guardia (CO).

Il progetto edilizio prevede l'ampliamento del complesso industriale esistente.

Il terreno esaminato si ubica in via San Gottardo, nella zona ovest del territorio comunale, alla quota media di circa 330 m s.l.m..

Facendo riferimento al D.M. 14.01.2008, gli interventi in progetto sono di **tipo 2** (*opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali di dimensioni contenute o di importanza normale*) e ricadono in **classe d'uso II** (*costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali*).

La presente relazione, seguendo i dettami della normativa vigente e dello stato dell'arte, ha verificato la compatibilità dell'intervento in progetto con le condizioni geologiche esistenti nell'area in esame e ha permesso una ricostruzione del modello geologico e geotecnico del sito a supporto della progettazione definitiva/esecutiva delle opere.
A tal fine è stata condotta un'indagine geognostica che ha comportato la raccolta di dati geo-

logici del territorio in cui ricade il sito, un rilievo di terreno e una campagna di indagini dirette e indirette.

Di seguito vengono analizzati in dettaglio tutti i principali aspetti litostratigrafici, geomorfologici ed idrogeologici dell'area al fine di verificare l'eventuale presenza di problematiche di natura geologica da considerare nella progettazione delle nuove opere.

- **Frane e dissesti e stabilità globale**

Allo stato attuale non sono stati osservati fenomeni di dissesto che interessino il versante in esame.
La nuova porzione di edificio verrà poggiata sul substrato roccioso e quindi non concorrerà a gravare sui terreni superficiali sciolti

- **Esondazioni e dissesti idrologici**

Come evidenziato dall'analisi di terreno e delle fonti disponibili, è possibile affermare che per l'area in esame e le sue immediate vicinanze non sussistono potenziali o reali problematiche connesse all'esondazione di corpi idrici o alla dinamica fluviale (le aste torrentizie si trovano a quote altimetriche inferiori ed a una distanza tale da non creare problematiche).

- **Acque sotterranee**

La zona di studio è caratterizzata dalla presenza di falde sospese determinate dallo scorrimento della acque di infiltrazione sul limite di permeabilità rappresentato dal substrato roccioso. Tali falde sono, in genere, di bassa potenzialità idrica e sono direttamente legate al regime delle precipitazioni meteoriche.
Le misure freatimetriche, effettuate nei fori delle prove il giorno 23/06/2016, hanno individuato presenza di acque sotterranee alla profondità di circa -3 m da p.c..

- **Scelta e dimensionamento delle strutture di fondazione**

La presente indagine è da considerarsi come preliminare alla progettazione strutturale delle opere; si rimanda pertanto, così come richiesto dalla normativa vigente, alle specifiche verifiche geotecniche da effettuarsi su ogni tipologia fondazionale scelta e dimensionata. Le indagini hanno evidenziato la presenza di un livello superficiale sciolto (orizzonte A) che non si ritiene idoneo alla posa delle fondazioni. Per questa ragione sono state effettuate valutazioni considerando una soluzione a plinti su bonifica dei terreni di posa (pozzi di magro). La soluzione analizzata prevede scavi fino a circa -2,6 m da p.c. attuale (fino all'incontro dell'orizzonte B) con contestuale e massa in opera di calcestruzzo magro per riportarsi alla profondità prevista per la posa del plinto.
Nel paragrafo 10 sono riportati i calcoli preliminari effettuati per definire la resistenza di progetto dei terreni di posa e i cedimenti indotti.

- **Stabilità fronti di scavo**

Nell'ipotesi valutata (plinti approfonditi o con scavo a pozzo) gli scavi previsti avranno altezze di circa 2,6 m per il raggiungimento dell'orizzonte B.

Gli scavi previsti intesseranno l'orizzonte A costituito da terreni sciolti. Per tali depositi, considerandoli dotati di minima coesione non drenata e in assenza di carichi al ciglio, per fronti di scavo a breve/medio termine si potranno adottare inclinazioni non superiori a 60° (scavi con altezza fino a 2,8 m circa).

Tutte le suddette considerazioni valgono per scavi molto più larghi che alti. Eventuali scavi in sezione ristretta, di altezza maggiore a 1,5 m, nei quali si presuppone la permanenza anche temporanea e/o il passaggio delle maestranze, dovranno essere messi in sicurezza tramite opere di sostegno anche provvisorie (armature, sbadacchiature, ecc.).

Gli scavi dovranno essere sempre protetti dall'azione dalle acque meteoriche con l'ausilio di teloni impermeabili in quanto i materiali naturali presenti sono soggetti a forte rammollimento e veloce deterioramento se a contatto con acqua.

Particolare attenzione andrà posta nell'apertura degli scavi in prossimità del capannone esistente per non comprometterne la stabilità.

Per concludere è necessario sottolineare che tutte le considerazioni sopra espresse derivano principalmente dalle indagini puntuali realizzate. Rimane a carico della DL, quindi, verificare in corso d'opera i risultati cui si è giunti. Nel caso di mancata rispondenza tra il modello geologico proposto e lo stato di fatto si prescrive l'immediata sospensione dei lavori e la tempestiva comunicazione allo Scrivente.

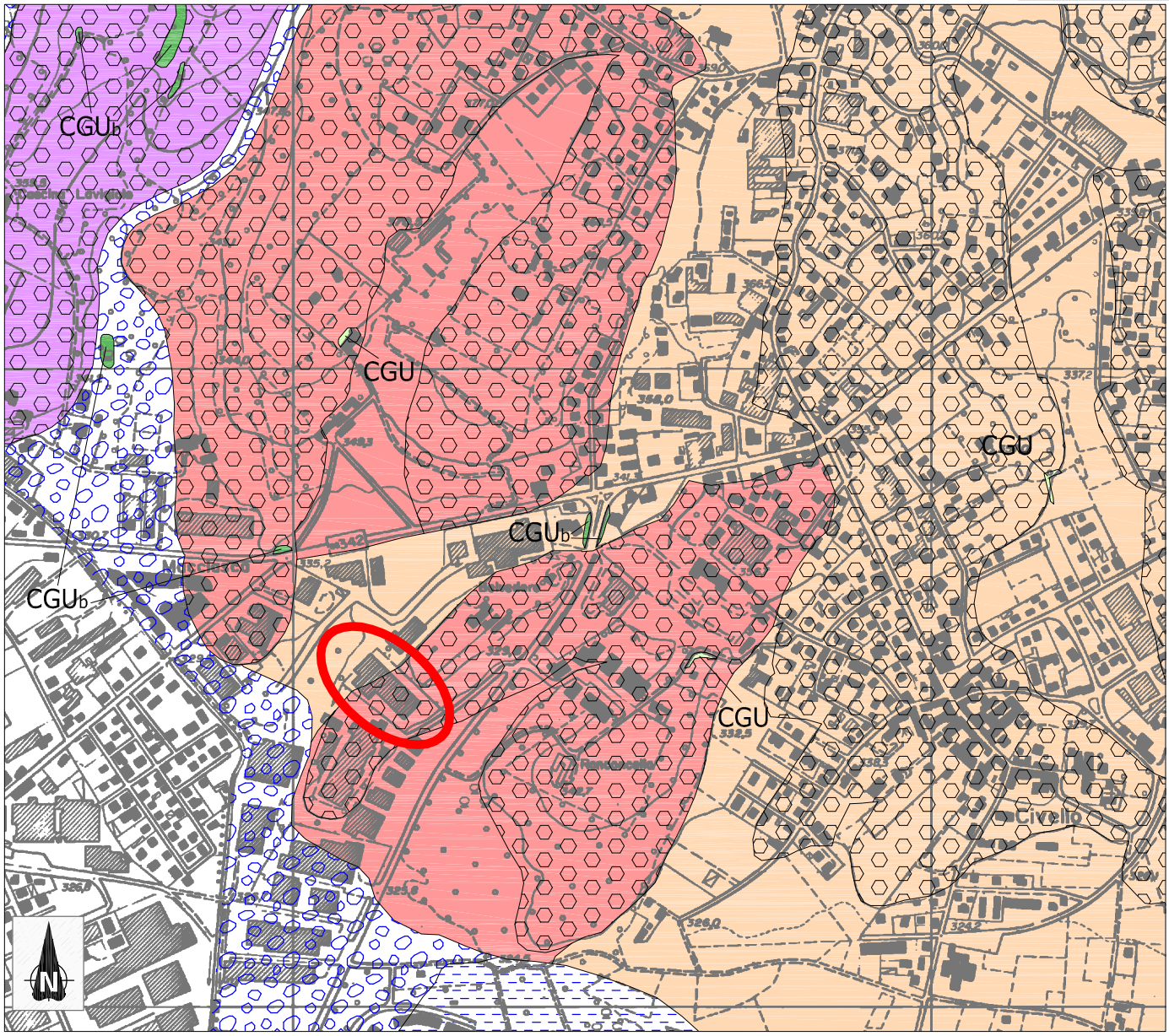
Si rimane a disposizione per eventuali chiarimenti.

Villa Guardia, 5 luglio 2016

Dott. Geol. Frati Stefano

ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA
FRATI STEFANO n° 754

Studio Frati
geologia applicata



Sintema del Po (Pleistocene superiore-Olocene)

- Depositi alluvionali e fluvioglaciali
- Depositi lacustri

Supersintema dei Laghi - Sintema di Cantù (Pleistocene superiore)

- a/b Subsintema della Cà Morta: a) depositi fluvioglaciali b) depositi di contatto glaciale
- a/b Subsintema di Cucciago: a) depositi fluvioglaciali b) depositi morenici
- a/b Subsintema di Fino Mornasco: a) depositi fluvioglaciali b) depositi morenici

Supersintema di Besnate (Pleistocene medio-superiore)

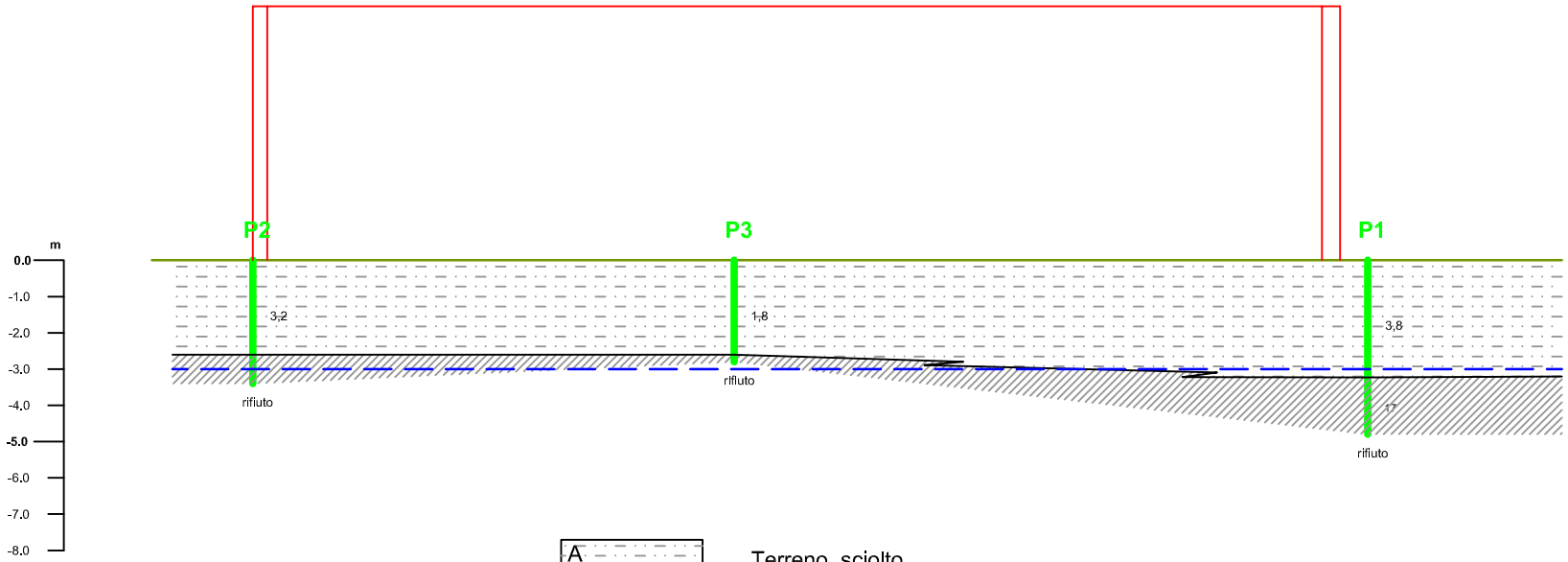
- Unità di Cadorago: depositi morenici
- Supersintema di Besnate indifferenziato: depositi morenici

Gruppo della Gonfolite Lombarda - Settore di Como (Burdigaliano-Langhiano)

- CGU Conglomerati di Lucino: conglomerati ed arenarie conglomeratiche
- CGUb Peliti di Lurate Caccivio: argille marnose e marne argillose
- CGUa Peliti di Lucinasco: alternanze di argille marnose e areniti passanti a peliti

Area in esame

TAVOLA 1
Carta Geologica
scala 1:10.000



A — Terreno sciolto
Orizzonte A → Nspt = 1,8 - 3,8

B — Terreno da moderatamente addensato fino a "rifiuto alla penetrazione"
Orizzonte B → Nspt da 17 a >100

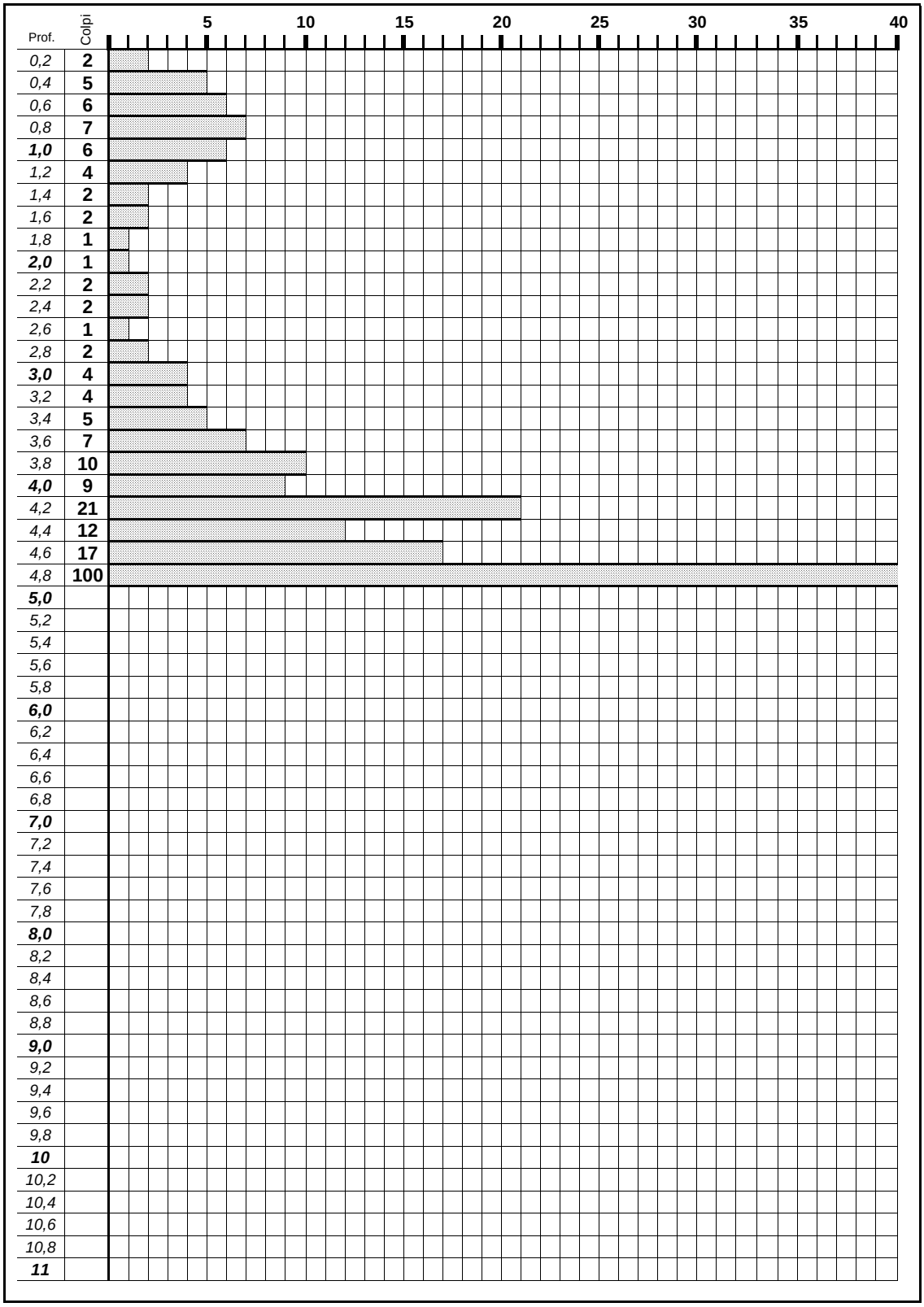
Livello idrico misurato il 23/06/2106

TAVOLA 2
Sezione litostratigrafica
scala 1:200

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH
diagramma profondità/numero colpi

DATI GENERALI
- *Denominazione prova : P1*
- *Committente :* TISCO Spa
- *Località : Villa Guardia (CO)*
- *Data cantiere : 23/06/2016*
- *Falda : -3 m da p.c.*

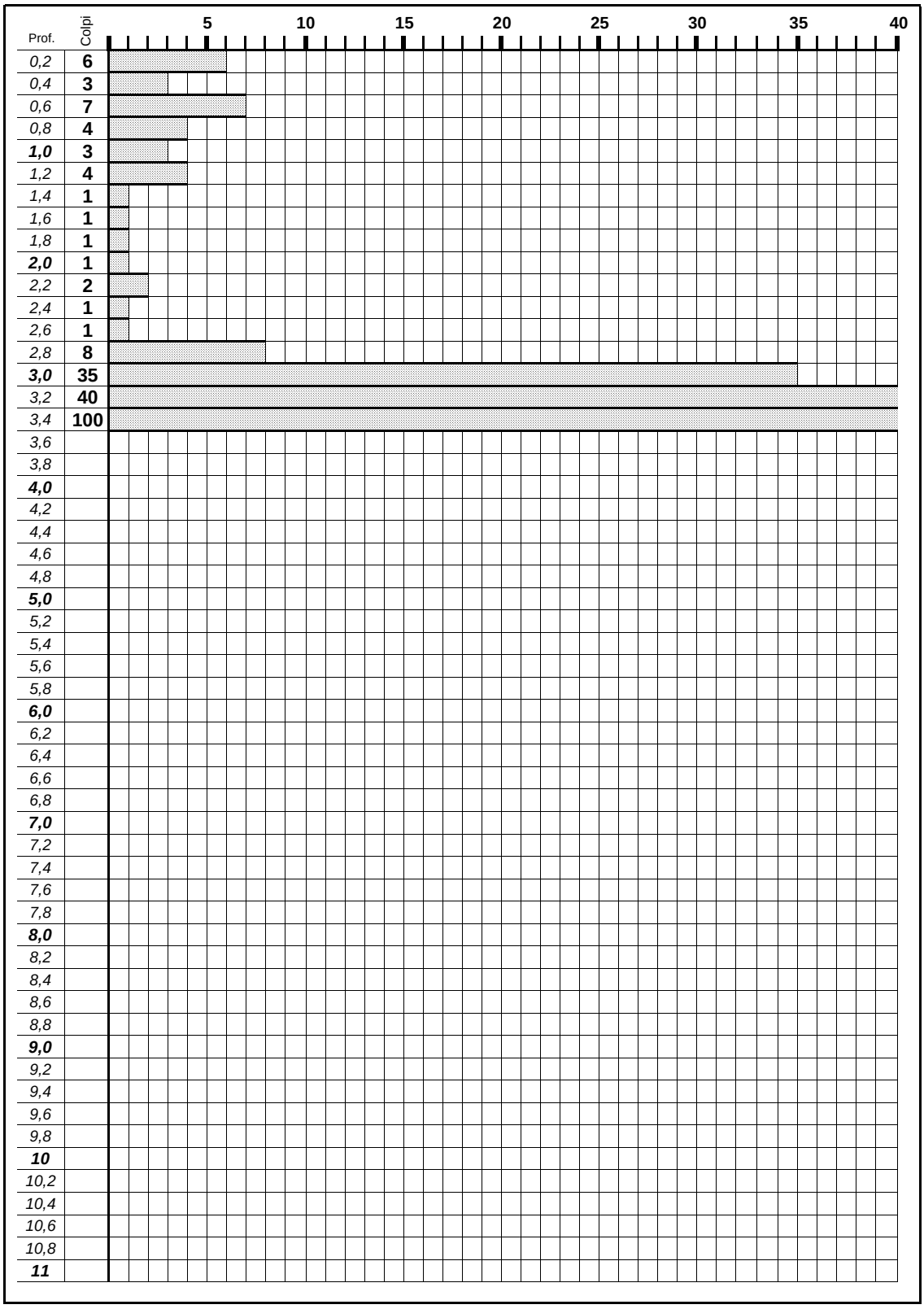
CARATTERISTICHE DELLA PROVA
Peso maglio : 63,5 kg
Altezza caduta libera : 75 cm
Avanzamento punta : 20 cm
Angolo apertura punta : 90°
Area punta : 20 cmq
Diametro punta : 51 mm



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH
diagramma profondità/numero colpi

DATI GENERALI
- *Denominazione prova : P2*
- *Committente :* TISCO Spa
- *Località : Villa Guardia (CO)*
- *Data cantiere : 23/06/2016*
- *Falda : -*

CARATTERISTICHE DELLA PROVA
Peso maglio : 63,5 kg
Altezza caduta libera : 75 cm
Avanzamento punta : 20 cm
Angolo apertura punta : 90°
Area punta : 20 cmq
Diametro punta : 51 mm

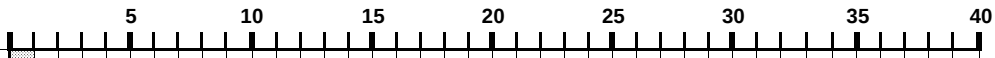


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH
diagramma profondità/numero colpi

DATI GENERALI
- *Denominazione prova : P3*
- *Committente :* TISCO Spa
- *Località : Villa Guardia (CO)*
- *Data cantiere : 23/06/2016*
- *Falda :*

CARATTERISTICHE DELLA PROVA
Peso maglio : 63,5 kg
Altezza caduta libera : 75 cm
Avanzamento punta : 20 cm
Angolo apertura punta : 90°
Area punta : 20 cmq
Diametro punta : 51 mm

Prof.	Colpi
0,2	1
0,4	2
0,6	1
0,8	1
1,0	1
1,2	1
1,4	1
1,6	1
1,8	1
2,0	1
2,2	1
2,4	1
2,6	1
2,8	100
3,0	
3,2	
3,4	
3,6	
3,8	
4,0	
4,2	
4,4	
4,6	
4,8	
5,0	
5,2	
5,4	
5,6	
5,8	
6,0	
6,2	
6,4	
6,6	
6,8	
7,0	
7,2	
7,4	
7,6	
7,8	
8,0	
8,2	
8,4	
8,6	
8,8	
9,0	
9,2	
9,4	
9,6	
9,8	
10	
10,2	
10,4	
10,6	
10,8	
11	

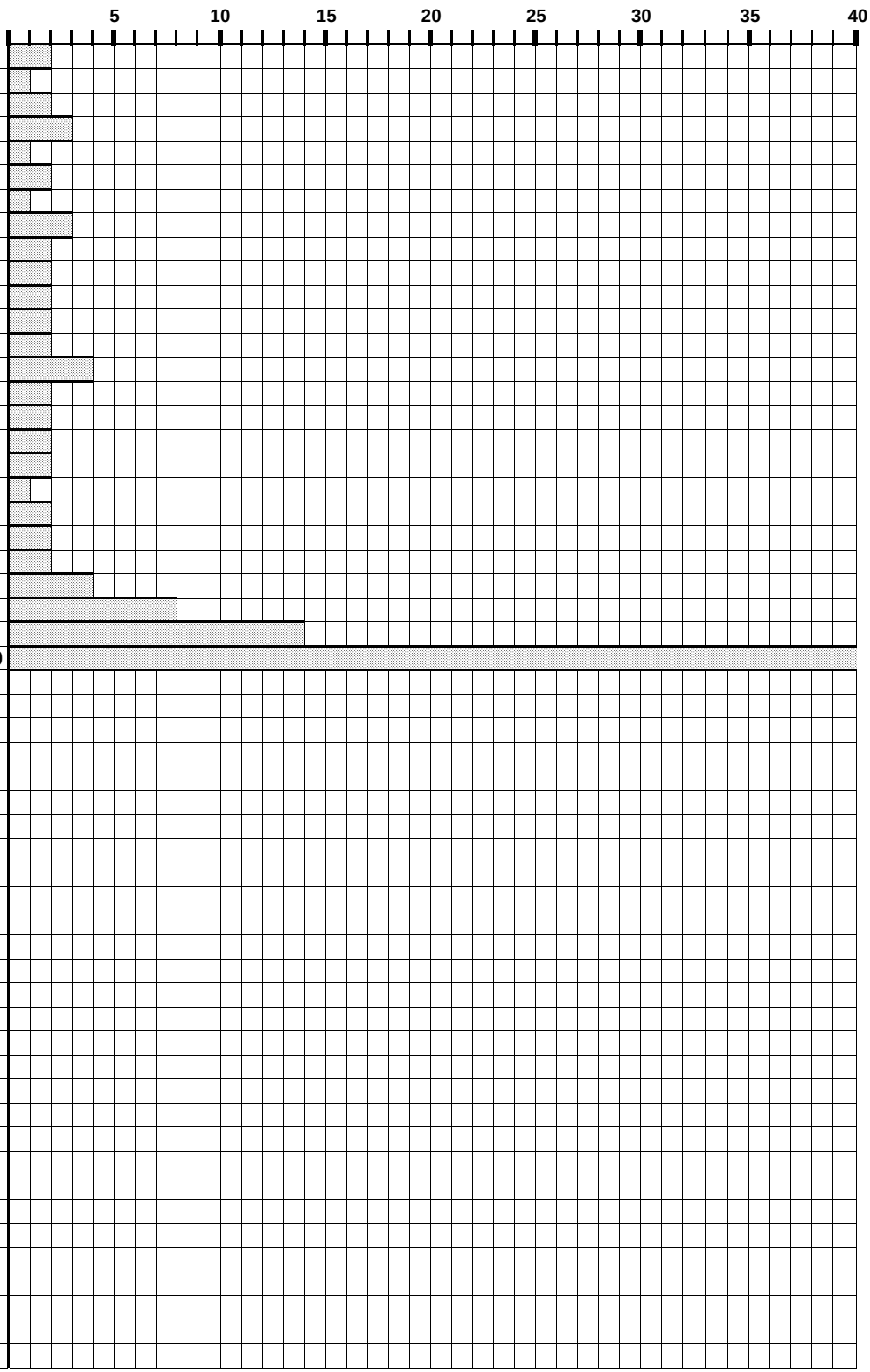


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH
diagramma profondità/numero colpi

DATI GENERALI
- *Denominazione prova : P4*
- *Committente :* TISCO Spa
- *Località : Villa Guardia (CO)*
- *Data cantiere : 23/06/2016*
- *Falda :*

CARATTERISTICHE DELLA PROVA
Peso maglio : 63,5 kg
Altezza caduta libera : 75 cm
Avanzamento punta : 20 cm
Angolo apertura punta : 90°
Area punta : 20 cmq
Diametro punta : 51 mm

Prof.	Colpi
0,2	2
0,4	1
0,6	2
0,8	3
1,0	1
1,2	2
1,4	1
1,6	3
1,8	2
2,0	2
2,2	2
2,4	2
2,6	2
2,8	4
3,0	2
3,2	2
3,4	2
3,6	2
3,8	1
4,0	2
4,2	2
4,4	2
4,6	4
4,8	8
5,0	14
5,2	100
5,4	
5,6	
5,8	
6,0	
6,2	
6,4	
6,6	
6,8	
7,0	
7,2	
7,4	
7,6	
7,8	
8,0	
8,2	
8,4	
8,6	
8,8	
9,0	
9,2	
9,4	
9,6	
9,8	
10	
10,2	
10,4	
10,6	
10,8	
11	

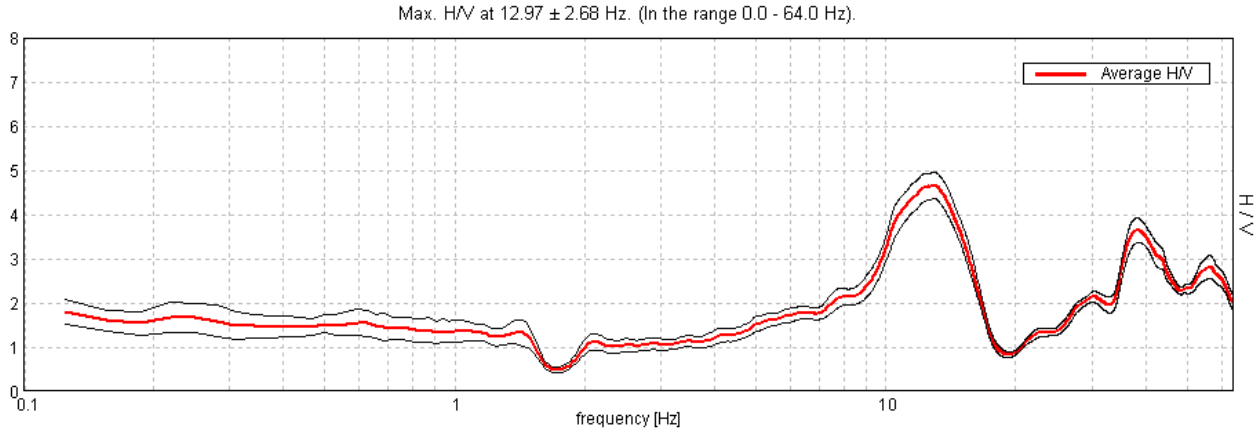


VILLA GUARDIA - TISCO

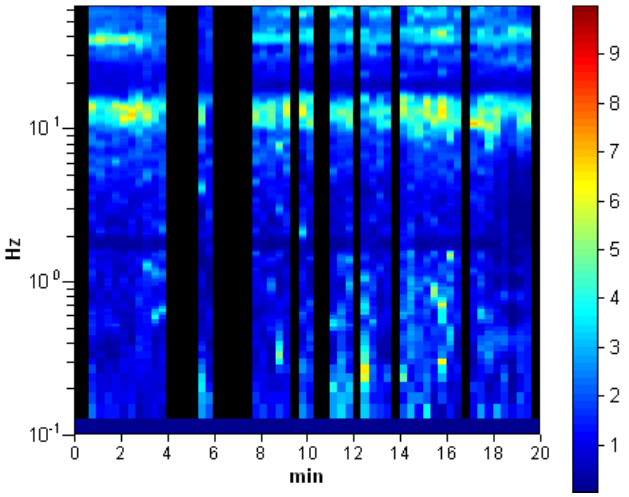
Start recording: 23/06/16 14:25:39 End recording: 23/06/16 14:45:40
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
GPS data not available

Trace length: 0h20'00". Analyzed 70% trace (manual window selection)
Sampling frequency: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing window: Triangular window
Smoothing: 10%

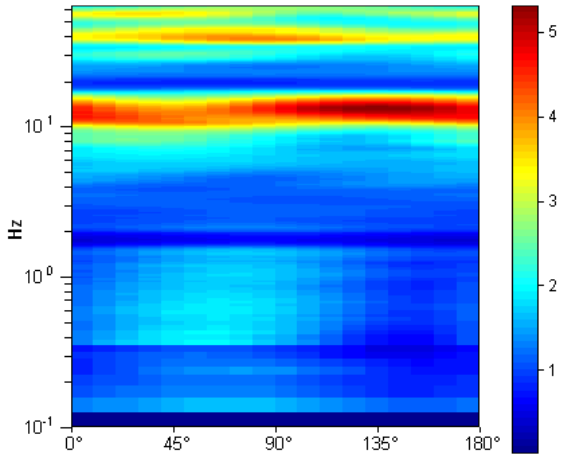
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



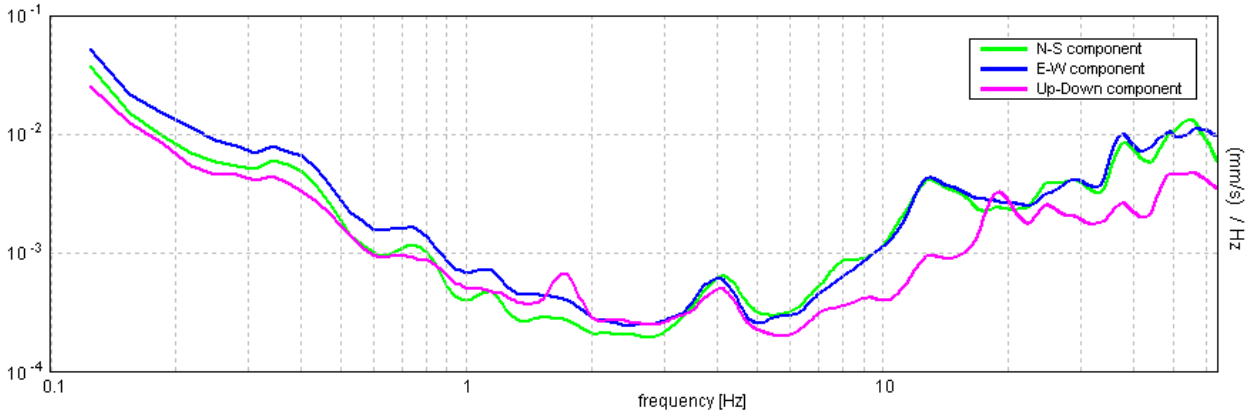
H/V TIME HISTORY



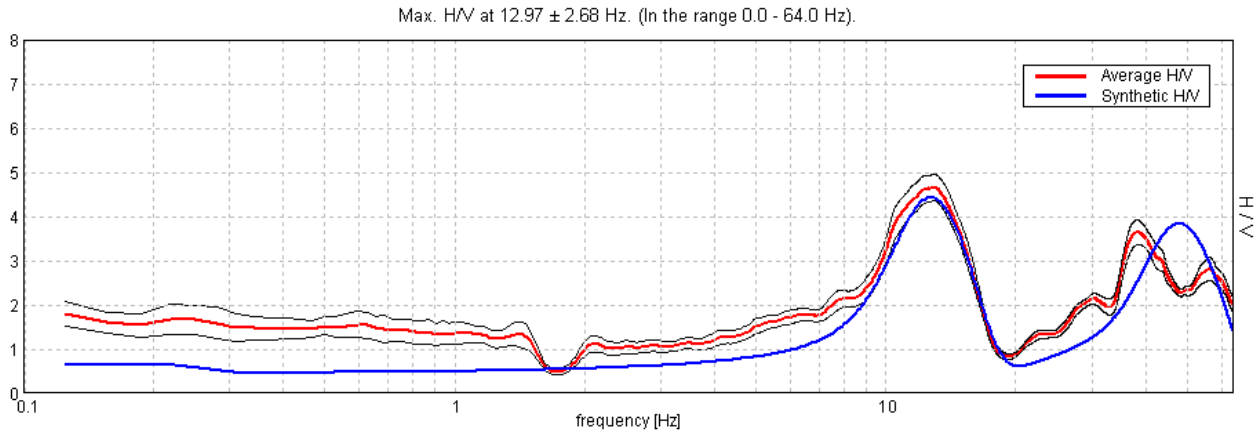
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA

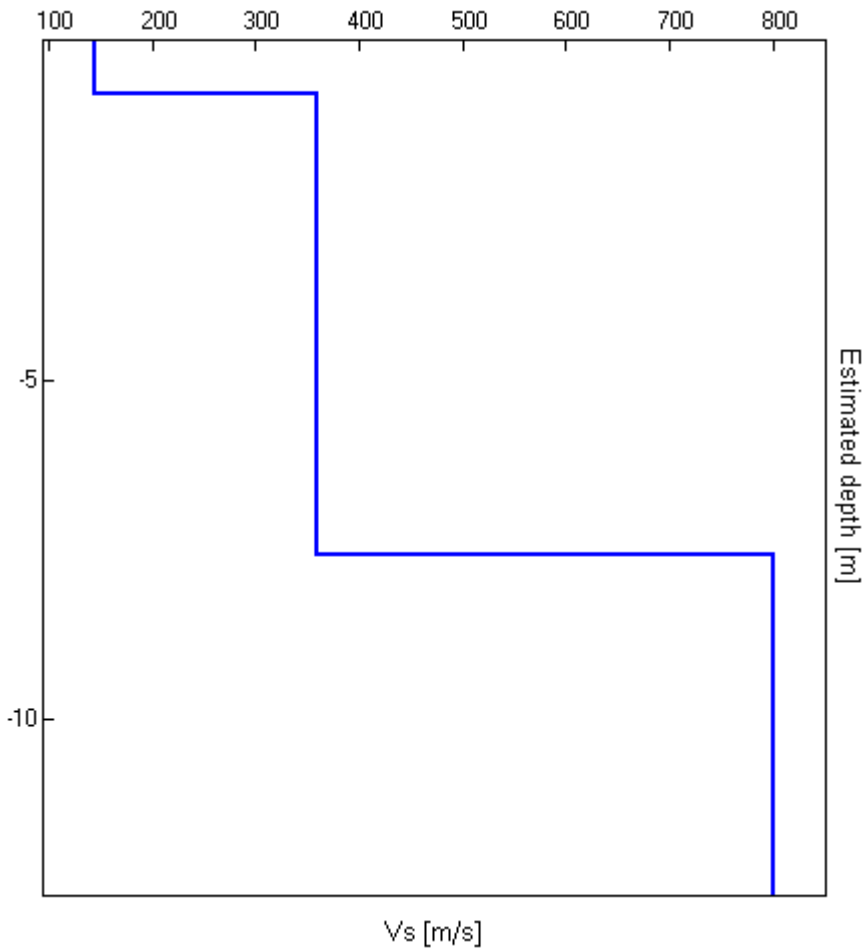


EXPERIMENTAL VS. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]
0.80	0.80	145
7.60	6.80	360
inf.	inf.	800

Vs(0.0-30.0)=572m/s



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

Max. H/V at 12.97 ± 2.68 Hz. (in the range 0.0 - 64.0 Hz).

Criteria for a reliable HVSR curve [All 3 should be fulfilled]			
$f_0 > 10 / L_w$	12.97 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	10893.8 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5$Hz **$\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5$Hz**	Exceeded 0 out of 624 times	OK	
Criteria for a clear HVSR peak [At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ | $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	8.906 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ | $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	16.313 Hz	OK	
$A_0 > 2$	4.65 > 2	OK	
$f_{peak}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	|0.10122| < 0.05		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	1.31272 < 0.64844		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.1468 < 1.58	OK	

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

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