



REGIONE PIEMONTE  
CITTÀ METROPOLITANA DI TORINO

# COMUNE DI GIAVENO

PROTOCOLLO

OGGETTO

## AMPLIAMENTO CIMITERO COMUNALE X LOTTO COSTRUZIONE LOCULI E CELLETTE OSSARIO

PROPRIETÀ

**CITTÀ DI GIAVENO**  
Piazza Papa Giovanni XXIII, 1 – GIAVENO (TO)

LIVELLO

## PROGETTO ESECUTIVO

IDENTIFICATIVO

## RELAZIONE GEOLOGICA

PROGETTAZIONE

### GENOVESE & ASSOCIATI STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA

Via Camogli, 10 - 10134 - TORINO (TO)  
Tel. 011/3199507  
Email: [info@genoveseassociati.it](mailto:info@genoveseassociati.it)  
Pec: [genovese@epap.sicurezza postale.it](mailto:genovese@epap.sicurezza postale.it)  
P. IVA: 07282110019



DOCUMENTO

# C01

## 28 001

OPERA ARGOMENTO FASE DOC. PROG. / REVISIONE

**EP**   **DOC**   **ESE**   **281** / **0**

TIMBRO E FIRMA



SCALA: /

FILE: **Rel Geologica**

CARTELLA: **1659/22**

NOTE:

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	APPROVATO
0	EMISSIONE	07/2023	TOSELLI	GENOVESE
1				
2				
3				

Regione Piemonte  
Comune di Giaveno

Ampliamento cimitero del capoluogo:  
costruzione loculi e cellette ossario – LOTTO n.10

**RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA**  
ai sensi D.M.11/03/88 - D.M.17/01/18

26 gennaio 2023

geol. Giorgio Toselli



*Giorgio Toselli*

## 1. PREMESSA

La presente relazione espone i risultati dell'indagine condotta ai sensi del **D.M. 11/03/88** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno, delle terre e delle opere di fondazione" e del **D.M. 17/01/18** "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni". Lo studio si prefigge di verificare le caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche del terreno interessato dal progetto di "Ampliamento cimitero del capoluogo: costruzione loculi e cellette ossario – LOTTO n.10" da realizzarsi nel comune di Giaveno (TO).

Nella presente relazione vengono presi in esame i seguenti aspetti:

- caratterizzazione geomorfologica, geologica ed idrogeologica dell'area;
- definizione del modello geologico con descrizione dell'assetto litostratigrafico locale;
- definizione del modello geotecnico e sismico dei terreni;
- individuazione delle eventuali problematiche geologico-tecniche connesse agli interventi in progetto ed una verifica di massima di alcune strutture fondazionali agli stati limite ultimo e di esercizio;
- verifica della compatibilità tra l'assetto geologico e idrogeologico del territorio e le opere in progetto.

A tal fine si è proceduto a raccogliere ed organizzare i dati geologici e stratigrafici esistenti, con particolare riferimento alle indagini effettuate dalla società scrivente per interventi precedentemente realizzati in corrispondenza del cimitero e in settori immediatamente limitrofi. Tali indagini sono consistite in trincee geognostiche esplorative con escavatore (per l'osservazione diretta del sedime), prove penetrometriche dinamiche continue (per la caratterizzazione geotecnica dei terreni) e indagini sismiche (per il calcolo dei parametri di riferimento per la classificazione sismica dei suoli).

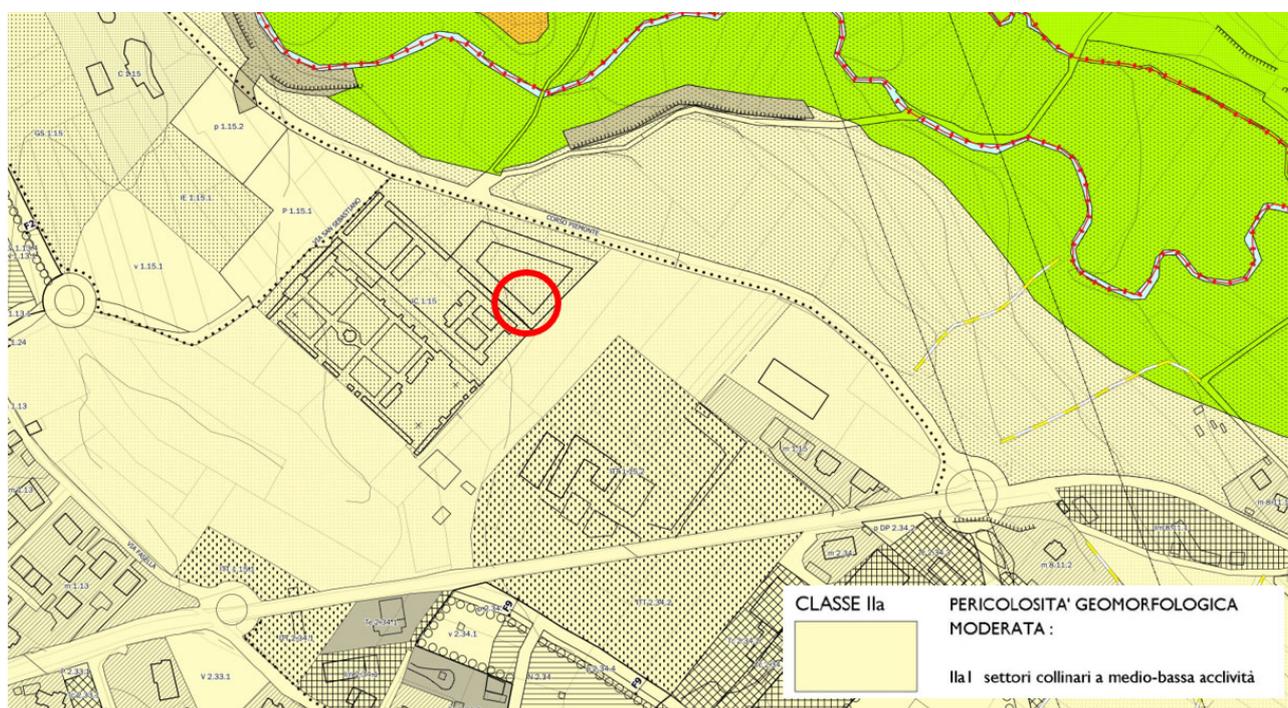


*Immagine aerea dell'area cimiteriale, con individuazione del settore di previsto intervento.*

## 2. OPERE IN PROGETTO E SITUAZIONE NORMATIVA

Gli interventi in progetto prevedono la realizzazione di un manufatto di dimensioni pari a 10 x 17 m per la posa di loculi e cellette ossario, in adiacenza a dei manufatti di ugual forma e dimensione già realizzati.

Nella **Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell' idoneità all'utilizzazione urbanistica** allegata al Progetto Definitivo della Prima Revisione del P.R.G.C., l'area d'intervento è inserita in **Classe IIa1**, indicata come: *"Aree a pericolosità geomorfologica moderata; settori collinari a medio-bassa acclività. Utilizzazione urbanistica subordinata all'adozione di modesti accorgimenti tecnici realizzabili nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo"*.



*Estratto da "Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell' idoneità all'utilizzazione urbanistica".*

Nel **"PIANO STRALCIO per l'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)** - Interventi sulla rete idrografica e sui versanti - redatto dall'Autorità di Bacino del Fiume Po ai sensi della Legge 18 maggio 1989, n.183, art.17, comma 6-ter, ed adottato con deliberazione del Comitato Istituzionale n.18 in data 26.04.2001" non sussistono segnalazioni e perimetrazioni riguardanti il settore di previsto intervento.

Nelle mappe di pericolosità del **PIANO di GESTIONE dei RISCHI ALLUVIONE (PGRA)** – approvato con DPCM 27 Ottobre 2016 in osservanza della Direttiva Europea 2007/60/CE "Direttiva Alluvioni", recepita nel diritto italiano con D. Lgs 49/2010 – l'area in oggetto ricade al di fuori degli scenari di alluvioni.

L'area **non è sottoposta a vincolo idrogeologico** ai sensi della legge L.R. 45/89.

Sulla base della **D.G.R. n. 6-887 del 30/12/2019** "OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21/05/2014, n. 65- 7656" il territorio comunale di Giaveno ricade in zona 3S.

### **3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO**

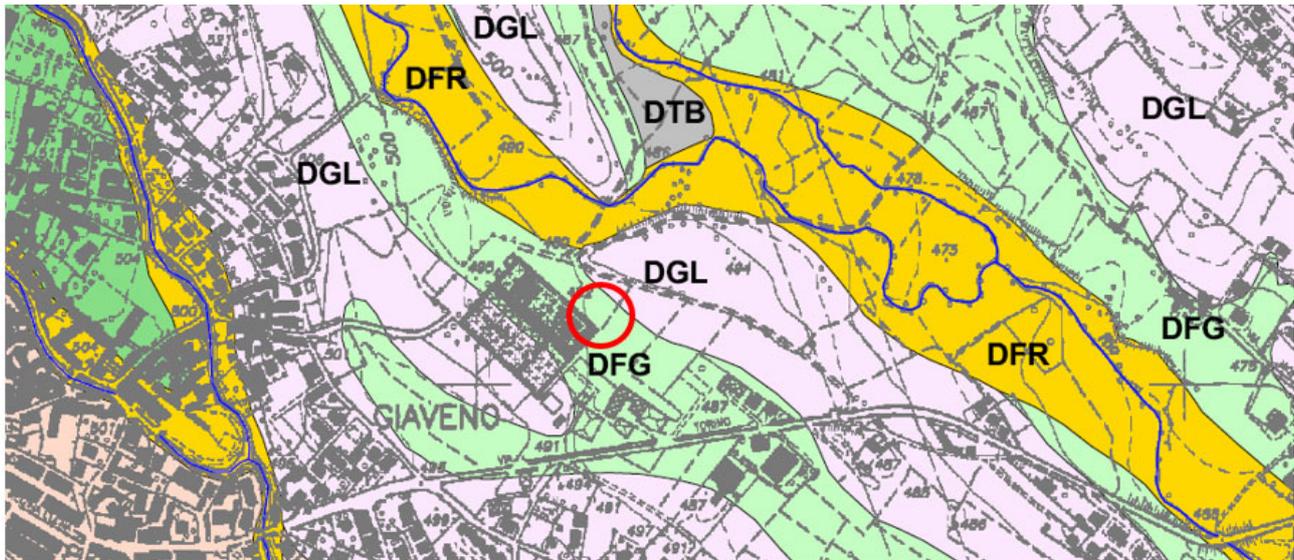
Il sito si localizza ad una quota media del piano campagna di 492 m s.l.m.m, in corrispondenza del settore collinare compreso tra i corsi dei rii Tortorello e Orbana ma in posizione nettamente rilevata rispetto agli stessi.

Nel dettaglio il lotto in esame si adagia al piede del fianco orientale del cordone morenico Col Pastore-Colombè, che costituisce la morfologia glaciale più esterna dello sbarramento costituito dai depositi del braccio meridionale del Ghiacciaio della Val Susa (morene Rissiane di Trana e Colombè). Il cimitero occupa un settore posto lungo la fascia sub-pianeggiante di un antico fondovalle intramorenico attualmente rilevato di circa 5÷6 metri rispetto all'alveo del rio Orbana.

Dal punto di vista geologico, in accordo con quanto riportato nella cartografia ufficiale (F°55, SUSA della Carta Geologica d'Italia a scala 1:100.000), nella "Carta Geo-morfologica dell'Anfiteatro Morenico di Rivoli-Avigliana" (F. Petrucci, 1969, scala 1:40.000) e nei più recenti studi geologici a corredo della Variante Obbligatoria per l'adeguamento al PAI del P.R.G.C., che adottano la nuova nomenclatura geologica proposta dai redattori del Foglio Susa della Carta Geologica d'Italia scala 1:50.000, l'area d'intervento ricade sui terreni glaciali delle propaggini più esterne dell'Anfiteatro Morenico di Rivoli e Avigliana le cui cerchie costituiscono l'ossatura dei rilievi collinari in esame.

L'area in esame si adagia in corrispondenza di una depressione intramorenica: in particolare il settore di previsto intervento è caratterizzata dalla presenza dei depositi fluvioglaciali intramorenici (DFG) derivanti dalla rielaborazione dei depositi glaciali di ablazione, costituiti da ghiaie e ghiaie ciottolose in matrice sabbioso-limosa, ammantati da un suolo più o meno evoluto e non più interessati dalla dinamica fluvio-torrentizia; i settori posizionati lungo i fianchi della conca compluviale sono invece rappresentati dai "Depositi glaciali di ablazione (DGL)", costituiti da depositi eterometrici in matrice sabbioso limosa con bancate ghiaioso sabbiose e trovanti di dimensioni variabili (prevalentemente con composizione peridotitica e serpentinitica) ammantati da una coltre eluvio-colluviale di spessore generalmente variabile dai 60 cm a oltre 1,0 m.

Il contatto tra le due facies glaciale e fluvioglaciale è intuibile sul terreno solo in base alla morfologia dei luoghi e non si riflette peraltro in modo significativo sulla formulazione del modello concettuale geotecnico del sottosuolo in quanto entrambe presentano, al di sotto del suolo di copertura, comportamento geomeccanico del tutto analogo.



*Estratto da "Carta geologico-strutturale" allegata al PRGC.*

Nel Foglio 155 "Torino Ovest" della Carta Geologica d'Italia - scala 1:50.000 del Progetto CARG, curato dall'Arpa Piemonte, dall'Università di Torino e dal C.N.R., l'area in esame è inserita in corrispondenza del "Sintema di Frassinere" e, nello specifico, del "Subsintema di Cresta Grande" costituito in tale settore da diamicton con clasti angolosi e subangolosi e blocchi di dimensioni superiori a un metro (depositi glaciali di ablazione).



**Subsintema di Cresta Grande**  
 Sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose grossolane con matrice siltoso-sabbiosa e con copertura di silt sabbiosi e loess l.s. con spessore di 0,5-2 m (depositi fluvioglaciali) (AFR<sub>1b</sub>). Silt sabbiosi con locali intercalazioni torbose (depositi lacustri, palustri e di torbiera) (AFR<sub>1e</sub>). Depositi glaciali indifferenziati (AFR<sub>1c1</sub>). Morenico scheletrico sparso (AFR<sub>1c3</sub>). Diamicton con clasti e blocchi angolosi e subangolosi, sfaccettati, levigati e striati, immersi in una matrice siltoso-sabbiosa e siltoso-argillosa addensata (depositi glaciali di fondo) (AFR<sub>1c4</sub>). Diamicton con clasti angolosi e subangolosi e blocchi di dimensioni superiori a un metro (depositi glaciali di ablazione) (AFR<sub>1c5</sub>). Con esclusione dei soli sedimenti lacustri, i depositi sono complessivamente debolmente alterati (10-7,5YR). Parte inferiore del PLEISTOCENE SUP.

deposito glaciale di ablazione (c5)

*Estratto da Foglio 155 "Torino Ovest" della Carta Geologica d'Italia - scala 1:50.000 del Progetto CARG.*

### 3.1 Stratigrafia di dettaglio

La ricostruzione stratigrafica di dettaglio e la parametrizzazione meccanica dei terreni costituenti il sedime dell'area d'intervento sono state effettuate in base ai risultati delle indagini effettuate a più riprese all'interno del cimitero.

La successione stratigrafica è risultata la seguente:

dal p.c. a -0,6 m c.ca: terreno di riporto grossolano costituito da ciottoli e blocchi immersi in una matrice sabbiosa e subordinatamente limosa di color grigio;

da 0,6 m a 1,1 m c.ca: coltre eluvio-colluviale sabbioso-limosa con qualche sporadico ciottolo di color bruno-nocciola a luoghi con screziature rossastre, da sciolta a moderatamente addensata, caratterizzata mediamente da una scadente resistenza penetrometrica;

oltre -1,1 m c.ca: ciottoli, blocchi e trovanti, ben arrotondati, poco alterati, con patine di alterazione, addensati e ghiaie grossolane in matrice sabbiosa di color nocciola rossastro; il diametro medio dei blocchi (prevalentemente metagabbri e pietre verdi) è di 50÷70 cm, ma raggiungono anche il metro; la struttura è prevalentemente clast supported; localmente si osservano livelli francamente più sabbiosi.

Nel corso dei rilievi effettuati non è stata rilevata la presenza di acqua superficiale a profondità interferenti con le strutture in progetto; sulla scorta dei dati raccolti negli studi geologici a corredo del P.R.G.C., la falda superficiale si attesterebbe ad una profondità di c.ca -12 m dal p.c.; la natura dei terreni affioranti, con particolare riferimento alla matrice argillificata delle ghiaie, non consente comunque di escludere la formazione di ristagni superficiali o di zone di circolazione preferenziale dell'acqua d'infiltrazione.

## 4. RAPPORTO GEOTECNICO

### 4.1 Parametri geotecnici

Sulla base dei dati ricavati dalle prove penetrometriche eseguite si è proceduto ad una parametrizzazione geotecnica degli orizzonti costituenti la parte di sottosuolo influenzata direttamente o indirettamente dalle opere in progetto, dettagliando una "stratigrafia geotecnica" cercando di individuare materiali con comportamento meccanico simile e di utilizzare per essi parametri rappresentativi di una situazione "media" e piuttosto conservativa.

Dai valori di  $N_{20}$  ricondotti a  $N_{SPT}$  sono stati calcolati i valori di angolo di resistenza al taglio ( $\phi'$ ) e Modulo di Young (E). Nel primo caso sono state seguite le correlazioni di Road Bridge Specification (1982), Japanese National Railway (1982), De Mello (1971), Owasaki & Iwasaki (1959), Sowers (1961), Peck Hanson & Thornburn (1956), Meyerhof (1965), Hatanaka & Uchida (1996), Wolff (1989), vagliate sulla base della loro applicabilità con il sedime indagato e la sua posizione stratigrafica. Per ricavare il Modulo di Young si è invece fatto riferimento alle correlazioni

di Schmertmann (1978), Schultze & Menzebach (1961), D'Apollonia et al. (1970) Bowles (1982) e Tornaghi et al. Per ogni unità geotecnica si è fornito inoltre un valore di peso di volume naturale ( $\gamma_n$ ), stimato sulla base di correlazioni di natura litologica riportate in letteratura. Infine, trattandosi di terreni prettamente attritivi, è stato considerato un valore nullo di coesione efficace ( $c'$ ).

I valori successivamente riportati, ottenuti mediante il metodo statistico applicato in maniera ragionata, possono essere considerati come valori caratteristici per la modellizzazione.

Il terreno di riporto e la coltre eluvio-colluviale sabbioso-limosa, affioranti nel complesso fino a 1,1 m c.ca dal p.c., sono stati raggruppati in un unico orizzonte geotecnico (ORIZZONTE 1), caratterizzabile mediante i seguenti parametri:

<b>ORIZZONTE 1</b> (da p.c. a -1,1 m c.ca)				
$\gamma_n$	=	peso di volume naturale	=	1800 kg/m <sup>3</sup>
$c'$	=	coesione efficace	=	0,00 kg/cm <sup>2</sup>
$\phi'_p$	=	resistenza al taglio di picco	=	28°
E	=	Modulo di Young	=	80 kg/cm <sup>2</sup>

Per i sottostanti depositi ghiaiosi con ciottoli e blocchi in matrice sabbiosa (ORIZZONTE 2), affioranti oltre 1,1 m di profondità dal p.c., si ritiene corretto assumere i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

<b>ORIZZONTE 2</b> (oltre -1,1 m c.ca)				
$\gamma_n$	=	peso di volume naturale	=	2000 kg/m <sup>3</sup>
$c'$	=	coesione efficace	=	0,00 kg/cm <sup>2</sup>
$\phi'_p$	=	resistenza al taglio di picco	=	38°
E	=	Modulo di Young	=	500 kg/cm <sup>2</sup>

## 5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SEDIME

Per la caratterizzazione sismica del sito si è fatto riferimento ad una indagine MASW e ad una acquisizione HVSR eseguite in prossimità del muro di recinzione sud-orientale del cimitero.

Come osservabile nella tavola riportata a fondo testo, il valore di  $V_{seq}$  ottenuto tramite la prova MASW effettuata è risultato pari a **430 m/s** a partire dal piano campagna.

In riferimento al D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni", il sedime di fondazione è pertanto inquadrabile nell'ambito della **categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo B** "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s."

Si riportano nel seguito i valori di riferimento e i coefficienti sismici, considerato che l'area in esame è posta in Zona 3s dalla D.G.R. n. 6-887 del 30/12/2019, con categoria topografica T1, sottosuolo di categoria B e classe edificio II.

## VALORI DI RIFERIMENTO

	Operatività (SLO)	Danno (SLD)	Salvaguardia della vita (SLV)	Prevenzione dal collasso (SLC)
Probabilità di superamento [%]	81	63	10	5
Tr [anni]	30	50	475	975
ag [g]	0,035	0,044	0,115	0,147
Fo	2,470	2,481	2,473	2,493
Tc* [s]	0,202	0,216	0,261	0,269

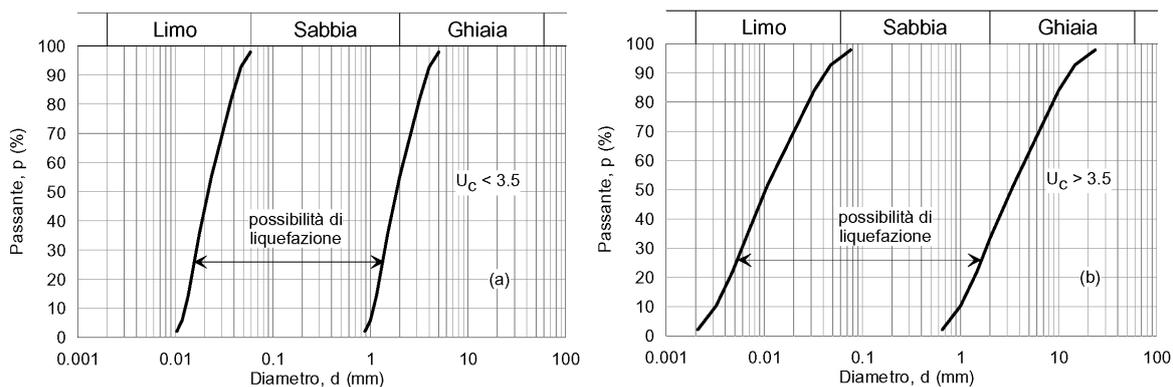
## COEFFICIENTI SISMICI

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1,200	1,200	1,200	1,200
Cc	1,520	1,490	1,440	1,430
St	1,000	1,000	1,000	1,000
Kh	0,008	0,011	0,033	0,042
Kv	0,004	0,005	0,017	0,021
Amax	0,407	0,523	1,356	1,728
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

L'indagine HVSR eseguita ha evidenziato un picco di risonanza alla frequenza di 12,0 Hz, corrispondente a un marcato contrasto di impedenza nei confronti delle onde sismiche alla profondità indicativa (tenuto conto della velocità media delle onde misurata) pari a 9,0 m, ragionevolmente riconducibile alla presenza di un livello ghiaioso molto addensato o cementato.

### 5.1 Valutazione della verifica a liquefazione

Secondo quanto previsto dall'art. 7.11.3.4.2 delle NTC del D.M. 17 gennaio 2018, la verifica a liquefazione non risulta necessaria in quanto - con riferimento al punto 5 dell'articolo sopra citato - la distribuzione granulometrica del sedime fondazionale, costituito da terreni ghiaioso-sabbiosi con ciottoli e blocchi, risulta esterna alle zone di possibile liquefazione dei terreni indicate nelle figure a) e b) dell'art. 7.11.3.4.2 delle NTC del D.M. 17 gennaio 2018.



## 6. VERIFICA PRELIMINARE DI CAPACITÀ PORTANTE

La ricostruzione stratigrafica e la parametrizzazione geotecnica hanno evidenziato la presenza di un primo orizzonte poco addensato e compressibile (ORIZZONTE 1) affiorante fino a circa -1,1 m dal p.c.; oltre tale profondità affiora un substrato ghiaioso sabbioso con ciottoli e blocchi addensato e compatto (ORIZZONTE 2). Si prescrive pertanto il raggiungimento dell'ORIZZONTE 2 quale sedime di imposta delle strutture di fondazione del manufatto in progetto.

Nel seguito si procede a fornire una prima indicazione, con mero valore indicativo, sulla capacità portante delle strutture fondazionali in progetto, ipotizzando soluzioni fondazionali dirette superficiale di tipo continuo **nastriforme** di lato  $B=0,5\div 1,0$  m e  $L \gg B$  e a **platea** di dimensioni  $10 \times 17$  m, immerse in corrispondenza dell'ORIZZONTE 2.

La valutazione della capacità portante limite ed ammissibile del terreno è stata verificata utilizzando il metodo di verifica ex **D.M. 17/01/2018** nei confronti degli **stati limite ultimi (SLU)**, introducendo i fattori correttivi per l'**azione sismica**, utilizzando l'**Approccio 2 (A1+M1+R3)** in cui la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R3; le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

dove:

$E_d$  = pressioni agenti alla base della fondazione

$R_d$  = capacità portante di calcolo

$\gamma_{RV}$  = coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con la seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

dove:  $N_d$  = azione normale di progetto

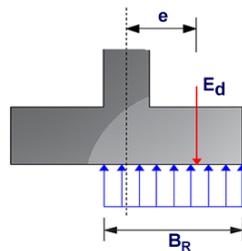
$A_{ef} = BR \cdot L'$  = area ridotta

Per fondazioni quadrate o rettangolari l'area ridotta risulta  $A_{ef}=B' \times L'$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta"  $B_R=B-2e$ .



dove:

$$e = N_d / M_d = \text{eccentricità dei carichi}$$

In mancanza d'indicazioni sulle azioni di progetto, si è proceduto al calcolo della capacità portante del terreno: si evidenzia quindi che le azioni di progetto  $E_d$  [la cui definizione è demandata al progettista] dovranno risultare inferiori alle capacità portanti ridotte dai relativi fattori di sicurezza  $R$  (ed indicate nel seguito come  $R_d$ ). Si è inoltre proceduto ad inserire nei calcoli i fattori correttivi per l'azione sismica, come precedentemente definiti.

I calcoli sono stati effettuati utilizzando il Programma LOADCAP® della Geostru: trattasi di un software per il calcolo del carico limite di fondazione su terreni sciolti secondo Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic e Brinch-Hansen e per il calcolo dei cedimenti con il loro decorso nel tempo. Il programma permette inoltre l'analisi in condizioni sismiche utilizzando le correzioni sismiche secondo Vesic e Sano.

Le verifiche sono state fatte adottando la soluzione di *BRINCH - HANSEN [1970]*; affinché una fondazione possa sopportare il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

dove  $V_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa, mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi'$$

$s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$  sono i fattori di forma:

$$s_q = 1 + (B'/L') \operatorname{sen} \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \operatorname{sen} \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

$i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono i fattori d'inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m+1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

in cui:

$$m = m_B = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H/B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H/L'$$

Se H forma un angolo  $\theta$  con la direzione di  $L'$ , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Infine, per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del  $q_{lim}$  vengono introdotti i fattori correttivi z di Paolucci e Pecker:

$$z_q = \left( 1 - \frac{k_h}{\operatorname{tg} \phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

dove  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

Le verifiche effettuate utilizzando il metodo precedentemente descritto hanno fornito i valori  $R_d$  per la verifica allo stato limite ultimo (**SLU**) riportati nella tabella seguente.

Tipologia fondazionale	Approccio 2		
	$Q_{lim.}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$R_d$ (kg/cm <sup>2</sup> )	coeff. di sottofondo
	M1	M1+R3	<b>k</b> Winkler (kg/cm <sup>3</sup> )
nastriforme B = 0,5 m	8,28	3,60	3,31
nastriforme B = 1,0 m	11,72	5,10	4,69
platea 10 x 17 m	65,37	28,42	26,15

I valori di  $R_d$  ottenuti non possono inoltre essere considerati pari alla pressione ammissibile poiché occorre effettuare anche la verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE).

La verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) è stata eseguita con il medesimo programma, utilizzando il metodo di calcolo di *BURLAND e BURBIDGE* [1984].

Il programma infatti permette, qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche, di effettuare il calcolo dei cedimenti con il metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità  $I_c$  al risultato  $N$  della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[ \sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

$q'$  = pressione efficace lorda;

$s'_{v0}$  = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

$B$  = larghezza della fondazione;

$I_c$  = indice di compressibilità;

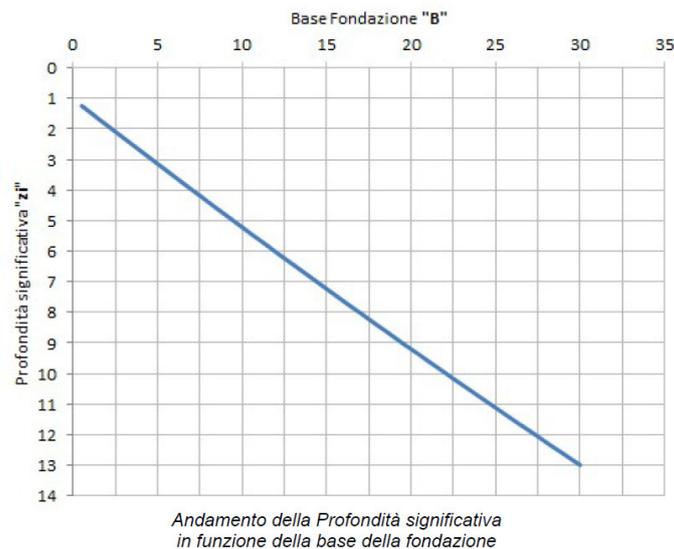
$f_s, f_H, f_t$  = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità  $I_c$  è legato al valore medio  $N_{av}$  di  $N_{spt}$  all'interno di una profondità significativa  $z$ :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per calcolare la profondità significativa  $z_i$  (profondità entro la quale viene calcolata la media dei valori di  $N_{spt}$ ) viene utilizzata la seguente relazione:

$$z_i = 1,025 + 0,4286 \cdot B - 0,0001 \cdot 9,91 \cdot B^2$$



Per quanto riguarda i valori di  $N_{spt}$  da utilizzare nel calcolo del valore medio  $N_{AV}$  va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e  $N_{spt} > 15$ , secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0,5 (N_{spt} - 15)$$

dove  $N_c$  è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1,25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi  $f_S$ ,  $f_H$  ed  $f_t$  sono rispettivamente:

$$f_S = \left( \frac{1,25 \cdot L/B}{L/B + 0,25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left( 2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

con:

$t$  = tempo in anni > 3;

$R_3$  = costante pari a 0,3 per carichi statici e 0,7 per carichi dinamici;

$R$  = 0,2 nel caso di carichi statici e 0,8 per carichi dinamici.

Nei calcoli dei cedimenti è stato utilizzato un valore di  $N_{AV}$ , che rappresenta la media "conservativa" dei valori  $N_{SPT}$  all'interno della profondità significativa  $z$  (funzione del lato della fondazione), pari a = 15 colpi/piede per l'ORIZZONTE 2 in modo da tener conto della possibile presenza localizzata di passate prevalentemente sabbiose relativamente meno addensate.

Per contenere i cedimenti differenziali su valori accettabili per la stabilità della struttura, si è imposto un cedimento massimo ammissibile nell'immediato ( $S_{imm}$ ) e dopo 30 anni dall'applicazione del carico ( $S_{max}$ ) inferiore a 25 mm (Terzaghi e Peck, 1967).

La verifica ha fornito i seguenti valori limite dell'effetto delle azioni  $C_d$  (portata ammissibile ai cedimenti):

PORTANZA AMMISSIBILE VERIFICATA AI CEDIMENTI (VERIFICA AGLI SLE)

Tipologia fondazionale	$S_{imm}$ (mm)	$S_{max}$ (mm)	<b><math>C_d</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
nastriforme B = 0,5 m	12,29	18,43	<b>3,60</b>
nastriforme B = 1,0 m	16,10	24,16	<b>3,00</b>
platea 10 x 17 m	15,01	22,52	<b>0,80</b>

In riferimento al paragrafo 6.2.2 delle NTC 2018, per il dimensionamento geotecnico strutturale delle opere e per la descrizione delle fasi e modalità costruttive, si rimanda alla specifica relazione geotecnica a firma di progettista strutturale abilitato.

## 7. STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO E DELL'INSIEME OPERE-TERRENO

Le previsioni progettuali non contemplano la realizzazione di nuovi locali interrati: non si prevede pertanto la formazione di fronti di scavo, fatti salvi quelli di altezza modesta correlati alla posa delle nuove strutture di fondazione la cui stabilità dovrà essere garantita adottando la buona pratica di cantiere.

Poiché gli interventi in progetto si localizzano in ambito subpianeggiante e non modificheranno in modo sostanziale le condizioni di attuale equilibrio dell'insieme opera-territorio, non si ritiene necessario procedere ad una verifica numerica della stabilità dell'insieme opera-terreno.

## 8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Le indagini condotte a più riprese all'interno dell'area cimiteriale in oggetto hanno consentito di ricostruire nel dettaglio l'assetto geologico, morfologico e idrogeologico dell'area di previsto intervento, evidenziandone altresì le dinamiche morfoevolutive e le principali problematiche connesse alla realizzazione delle opere in progetto e alle sue incidenze sugli areali circostanti.

Il modello concettuale geotecnico del sottosuolo ha inoltre consentito una prima valutazione di massima sulla capacità portante ammissibile del terreno in differenti configurazioni e la compatibilità dell'intervento con l'assetto idrogeologico del territorio.

**L'esame condotto nei capitoli precedenti permette quindi di esprimere un giudizio positivo circa la fattibilità geologico-geotecnica e la compatibilità degli interventi in progetto con l'assetto idrogeologico del territorio, fatti salvi i risultati e le prescrizioni riportate nella presente.**

Torino, lì 26 gennaio 2023

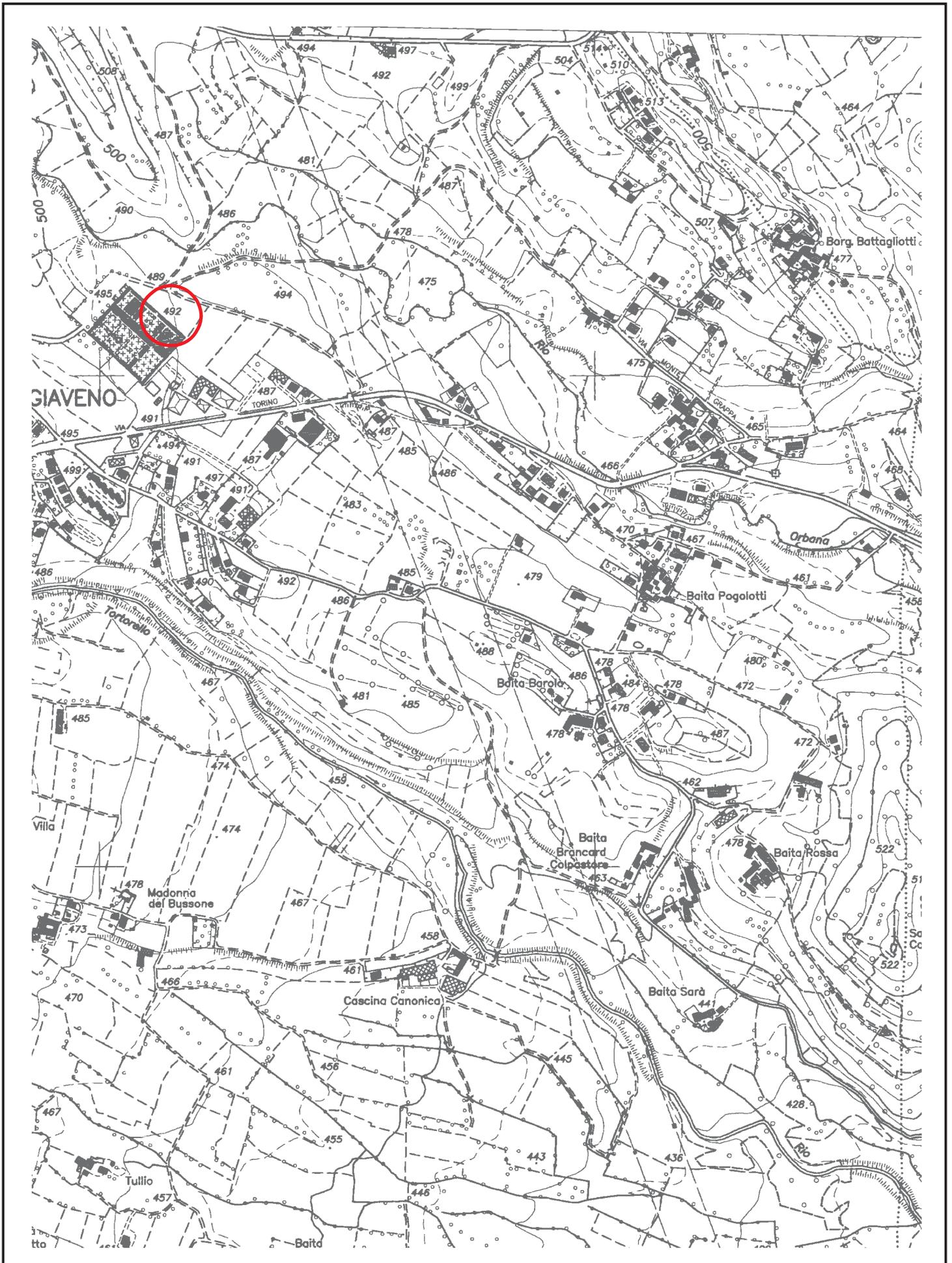
geol. Giorgio Toselli



Giorgio Toselli

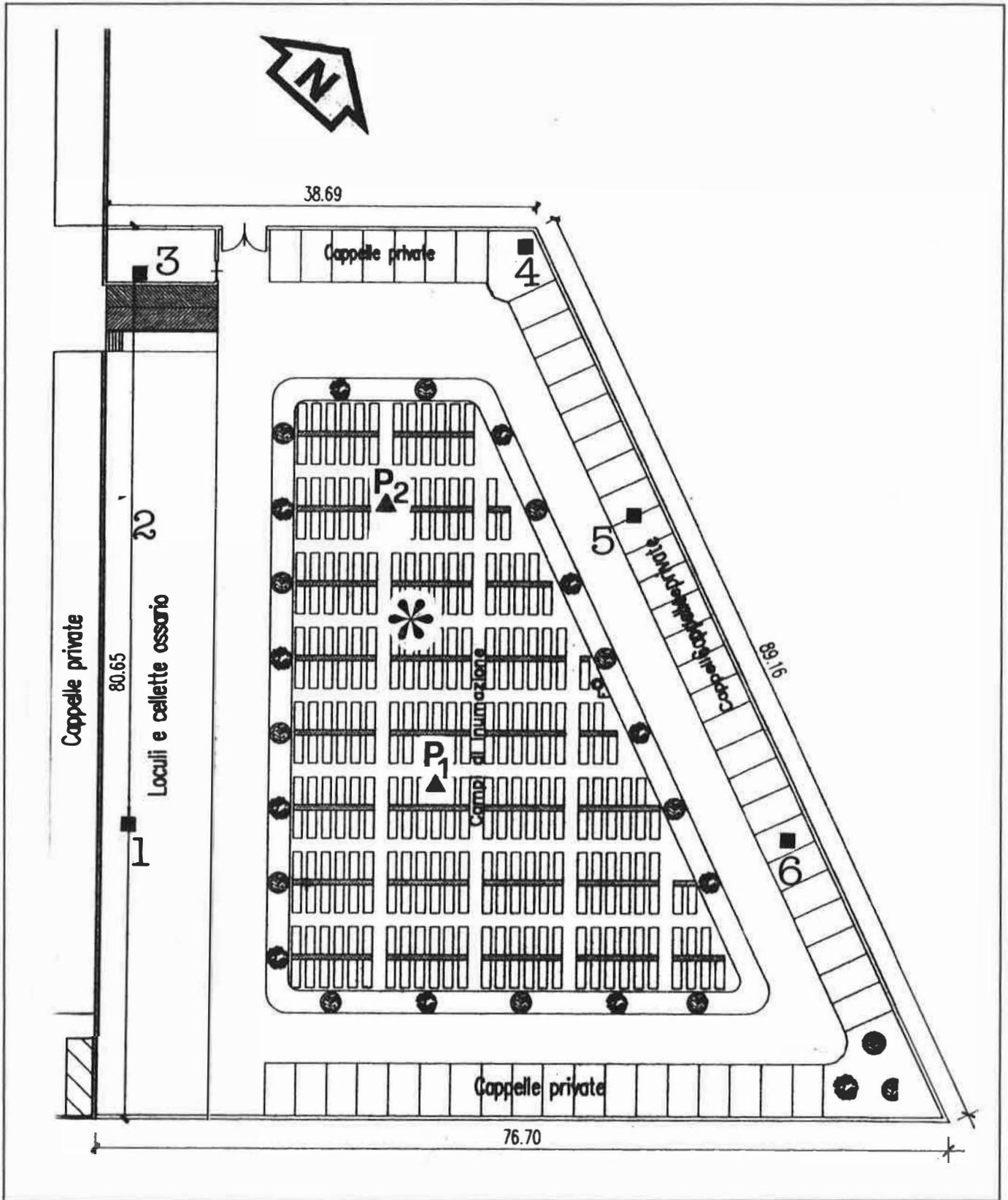
## ALLEGATI

- Corografia generale alla scala 1:10000
- Indagini geognostiche di riferimento



**COROGRAFIA GENERALE** - scala 1:10.000 -  
Estratto da Carta Tecnica Regionale - sezione n°155130

TRINCEE GEOGNOSTICHE E PROVE PENETROMETRICHE  
A CORREDO AMPLIAMENTO CIMITERO  
(Genovese & Associati, 1998)



- ▲
- pozzetti esplorativi
- ✻
- prova di permeabilità
- 
- prova penetrometrica

**PLANIMETRIA GENERALE AMPLIAMENTO IN PROGETTO**  
scala 1:500

Cantiere Cimitero comunale di Giaveno	Pozzetto 1
Committente Ing. Chiampo	Scala sondaggio 1:25
Perforatore	Geologo Gola
Coord. Studio Genovese & Associati	Quota (p.c.)
Metodo perf. Pala meccanica	Data ultimazione 17/11/98

Scala 1:25	Stratigrafia	Descrizione	Potenza	Campioni	Profondita'	Falda
1		Limi +/- argillosi (terreno vegetale soffice e poco addensato)	0.50		0.50	
		Limi sabbiosi non plastici di colore nocciola-giallastri.	0.70			
		Limi sabbiosi non plastici di colore nocciola-giallastri inglobanti ciottoli e ghiaietto	0.30			
		Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa. Ciottoli arrotondati +/- alterati (diametro max 30 cm) di prevalente composizione serpentinitica.	0.90			
2						
				2.20 P1A 2.40	2.40	

Cantiere cimitero comunale di Giaveno	Pozzetto 2
Committente Ing. Chiampo	Scala sondaggio 1:25
Perforatore	Geologo Gola
Coord. Studio Genovese & Associati	Quota (p.c.)
Metodo perf. Pala meccanica	Data ultimazione 17/11/98

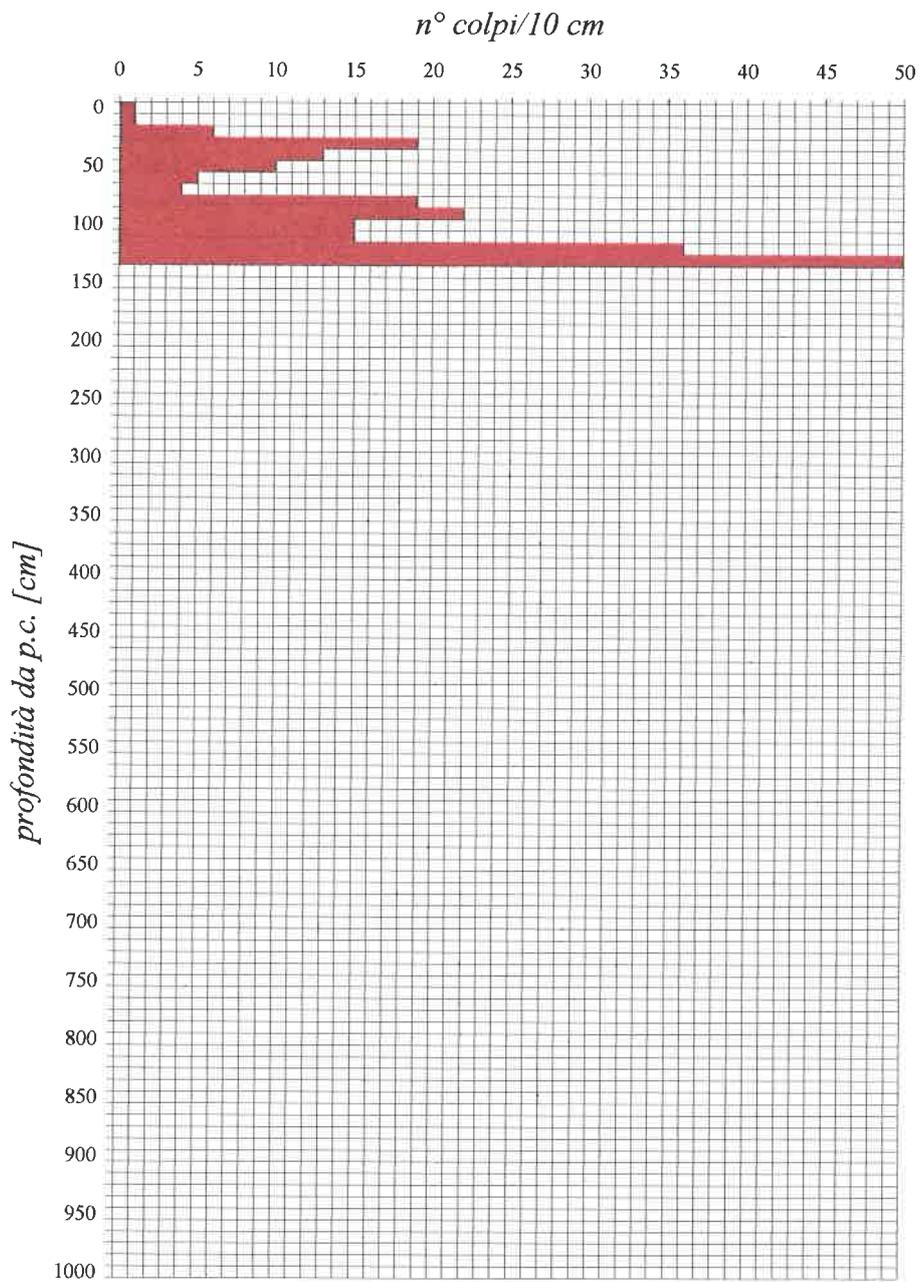
Scala 1:25	Stratigrafia	Descrizione	Potenza	Campioni	Profondita'	Falda
1		Limi +/- argillosi (terreno vegetale soffice e poco addensato).	0.40		0.40	
		Limi sabbiosi non plastici di colore nocciola-giallastri.	0.50		0.90	
		Limi sabbiosi non plastici di colore nocciola-giallastri inglobanti ciottoli e ghiaietto.	0.40		1.30	
		Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa. Ciottoli arrotondati +/- alterati (diametro max 30 cm) di prevalente composizione serpentinitica.	1.00		2.30	
		Ciottoli e trovanti in matrice sabbiosa-ghiaiosa.	0.20		2.50	
2				0.70 P2A 0.80		
				2.30 P2B 2.40		

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Penetrometro dinamico leggero italiano DL301T**

prova n° **1** del 17/11/1998 committente: Ing. Chiampo

quota inizio: piano campagna falda: assente

località: **Giaveno (cimitero)**



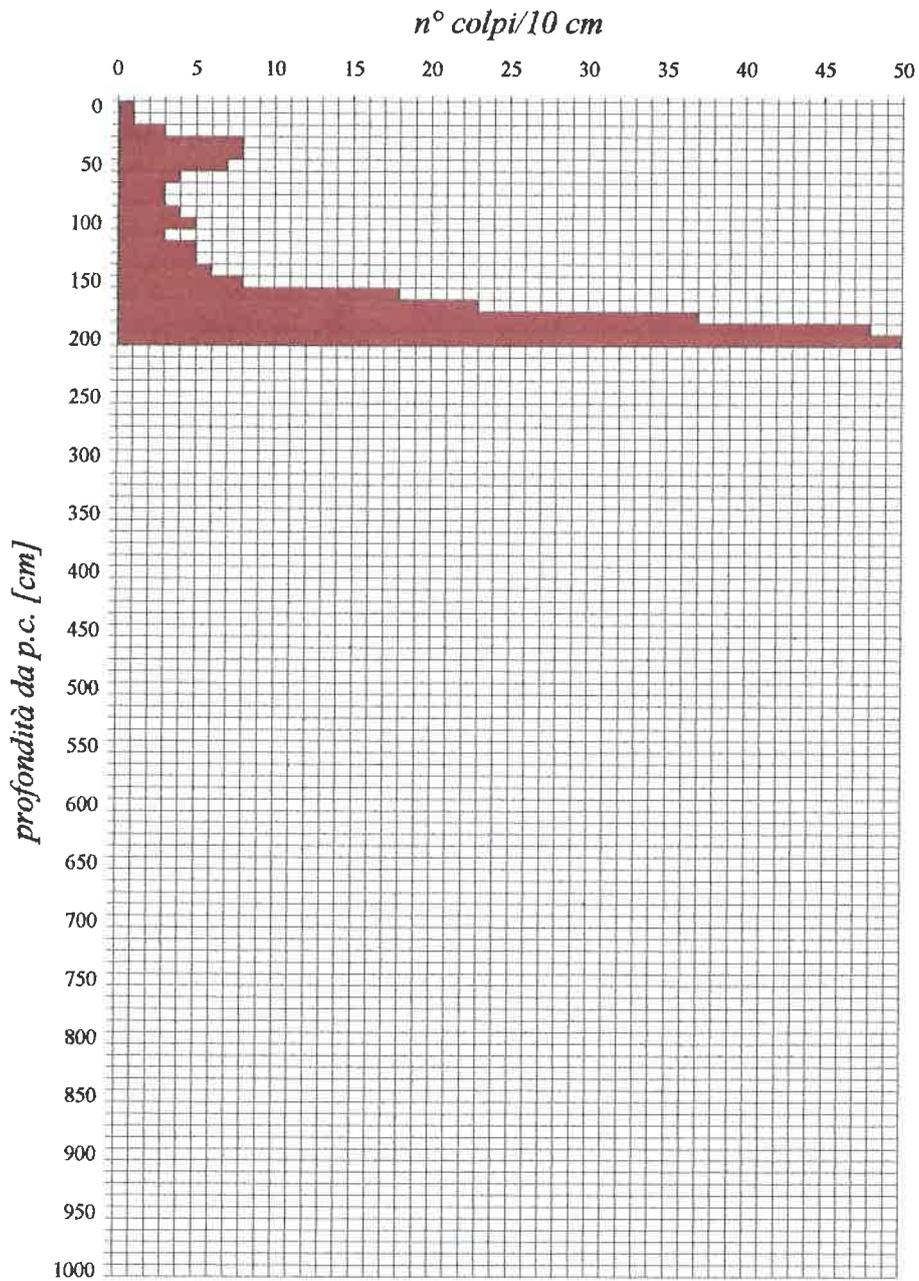
Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Peso sistema battuta senza massa battente [Kg]	lung.h. asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 0,77
30	0,2	13	

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Penetrometro dinamico leggero italiano DL301T**

prova n° **2** del 17/11/1998 committente: Ing. Chiampo

quota inizio: piano campagna falda: assente

località: **Giaveno - (cimitero)**



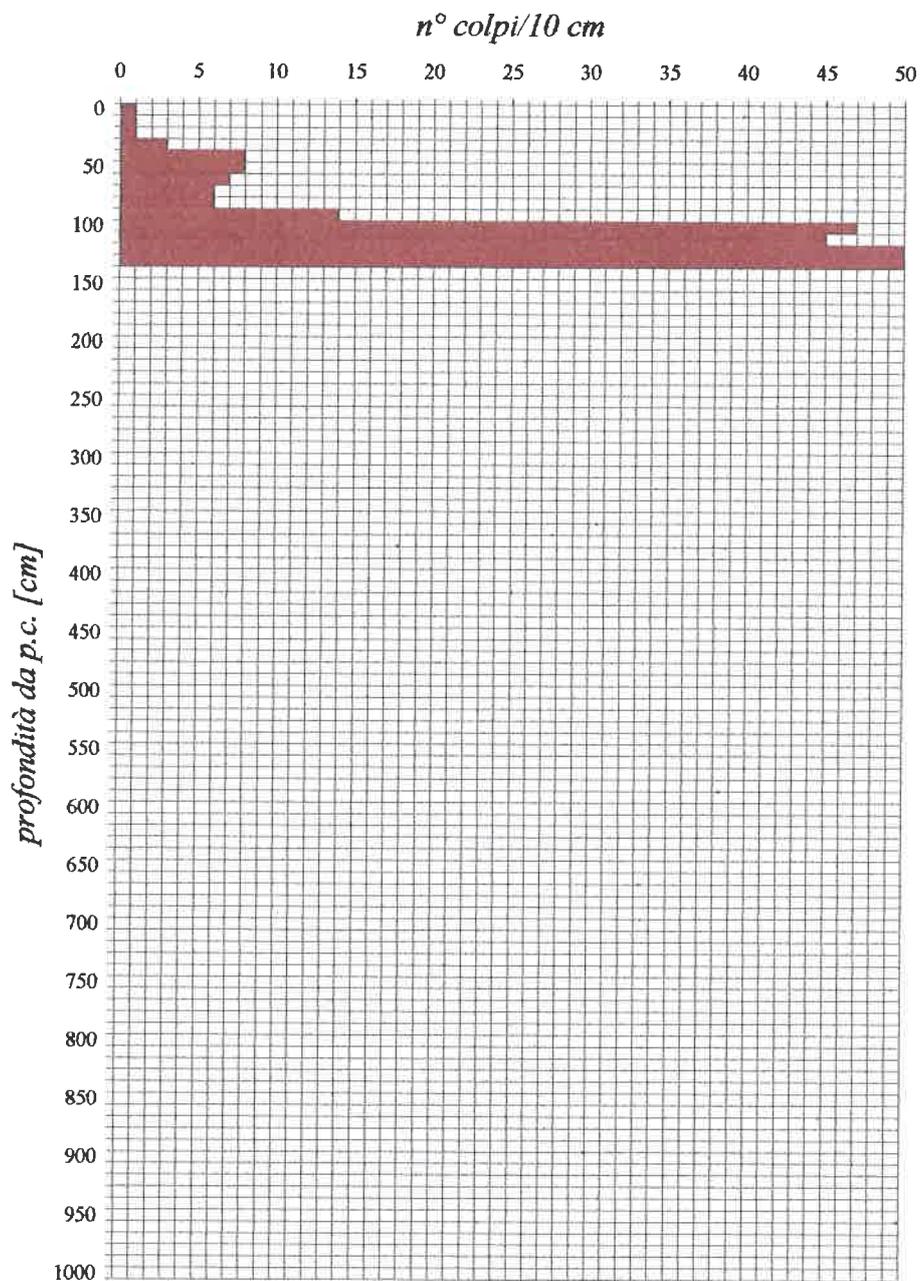
Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Peso sistema battuta senza massa battente [Kg]	lung.h. asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 0,77
30	0,2	13	

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Penetrometro dinamico leggero italiano DL301T**

prova n° **3** del 17/11/1998 committente: Ing. Chiampo

quota inizio: piano campagna falda: assente

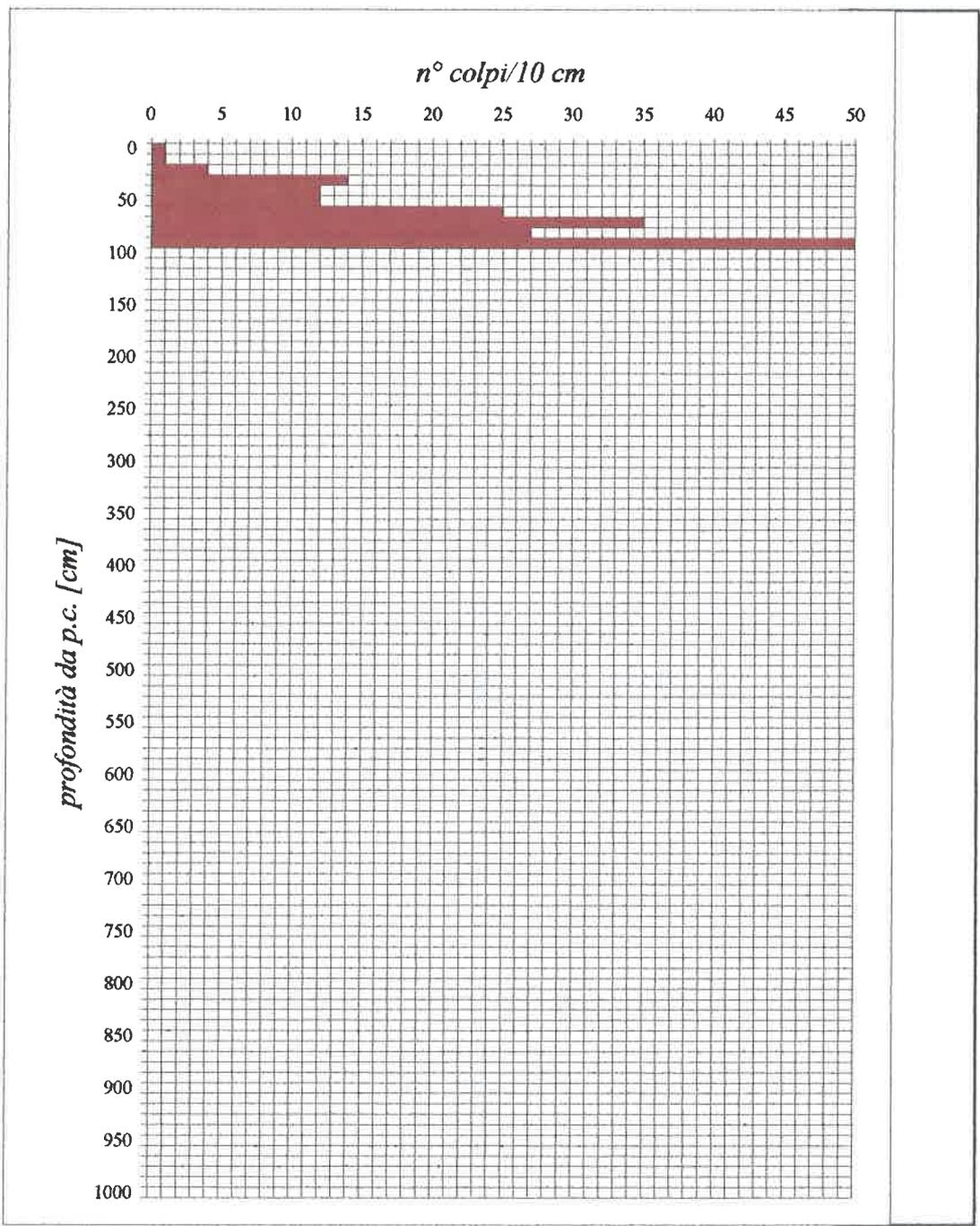
località: **Giaveno - (cimitero)**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Peso sistema battuta senza massa battente [Kg]	lung.h. asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 0,77
30	0,2	13	

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Penetrometro dinamico leggero italiano DL301T**

prova n° **4** del 17/11/1998 committente: Ing. Chiampo  
 quota inizio: piano campagna falda: assente  
 località: **Giaveno - (cimitero)**



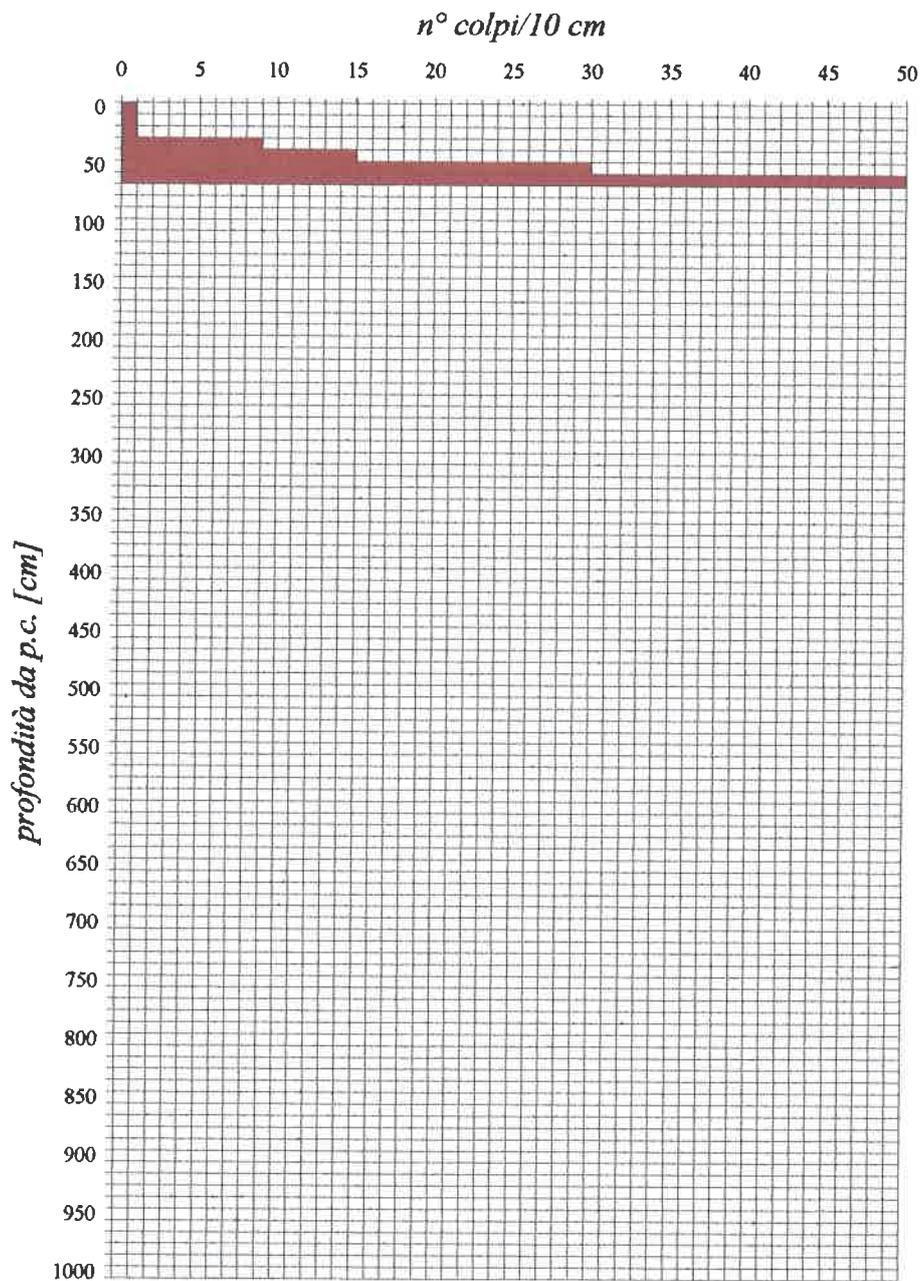
Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Peso sistema battuta senza massa battente [Kg]	lunghezza asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	13	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 0,77

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Penetrometro dinamico leggero italiano DL301T**

prova n° **5** del 17/11/1998 committente: Ing. Chiampo

quota inizio: piano campagna falda: assente

località: **Giaveno (cimitero)**



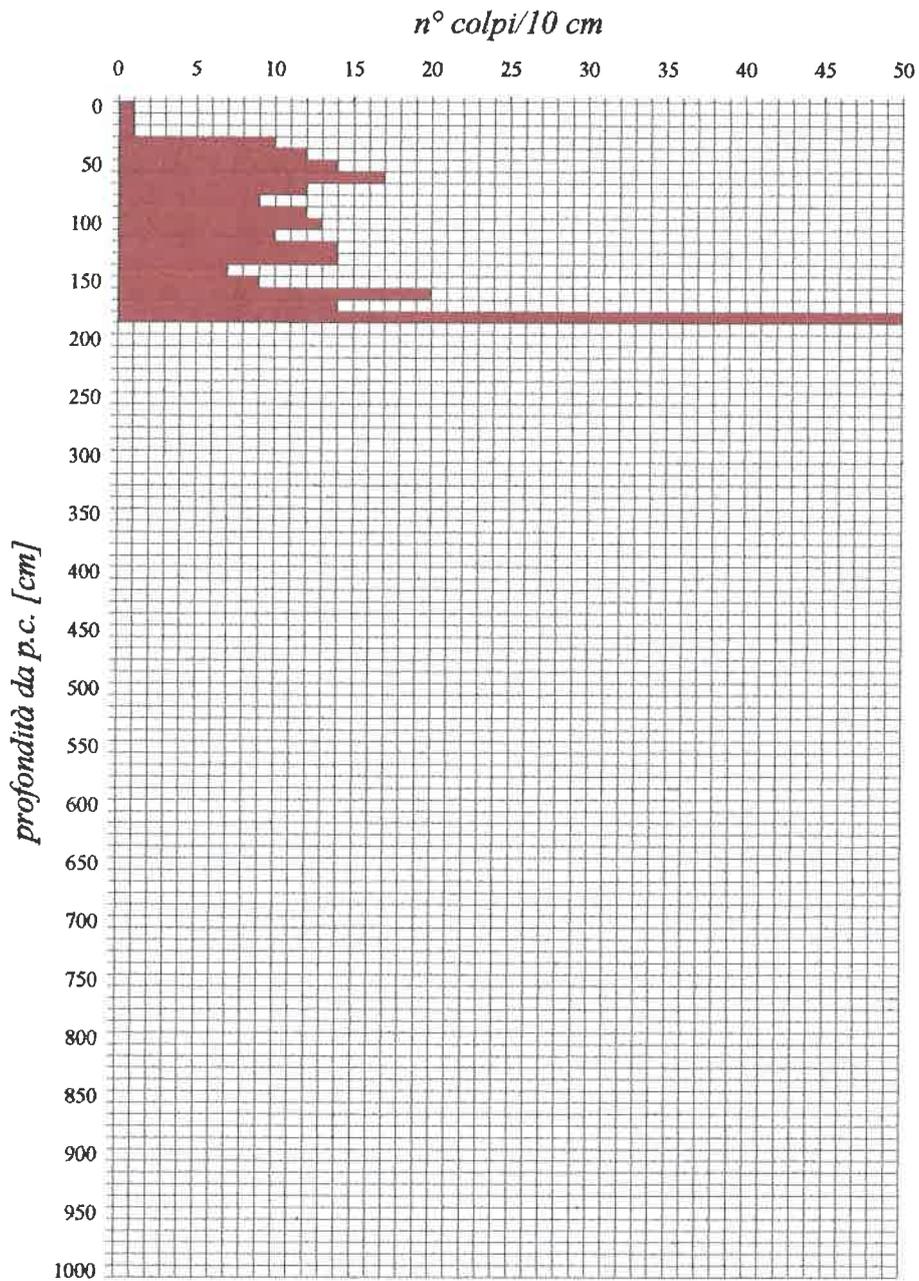
Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Peso sistema battuta senza massa battente [Kg]	lung.h. asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 0,77
30	0,2	13	

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Penetrometro dinamico leggero italiano DL301T**

prova n° **6** del 17/11/1998 committente: Ing. Chiampo

quota inizio: piano campagna falda: assente

località: **Giaveno (cimitero)**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Peso sistema battuta senza massa battente [Kg]	lungh. asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 0,77
30	0,2	13	

TRINCEA GEOGNOSTICA A CORREDO REALIZZAZIONE LOTTO 9  
(Genovese & Associati, 2015)

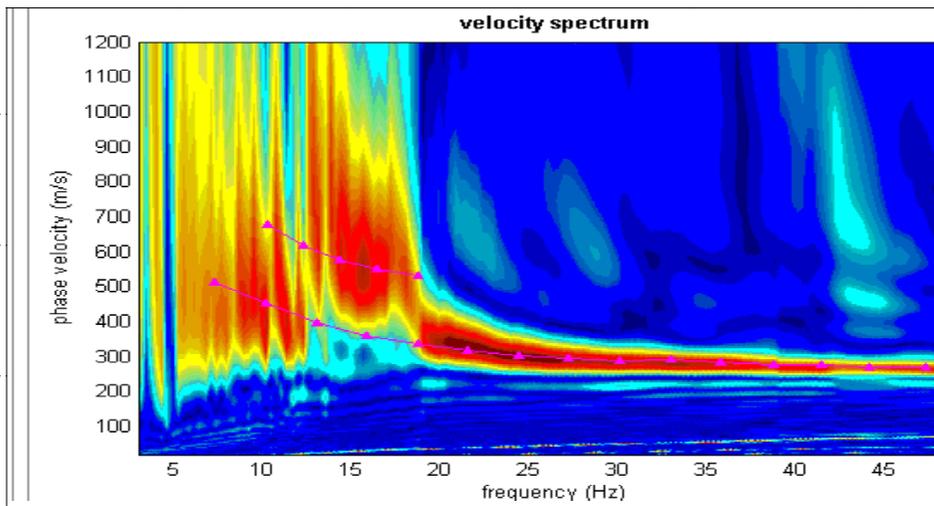
**genovese&associati**  
 studio di geologia applicata  
 via Camogli 10 - 10134 Torino  
 tel./fax 011-3199507  
 e-mail genovese@iol.it  
 p.lva 07282110019

Committente \_\_\_\_\_  
 Cantiere Cimitero Comunale - LOTTO n°9  
 Località Giaveno (TO)  
 Data Inizio 14/07/2015 Data Fine 14/07/2015

SONDAGGIO	FOGLIO
<b>P1</b>	<b>1/1</b>
Il geologo dott. Genovese	

Stratigrafia	Profondita'	Descrizione	Falda
		<p>terreno di riporto grossolano costituito da ciottoli e blocchi immersi in una matrice sabbiosa e subordinatamente limosa di color grigio</p>	
	0.60	<p>coltre eluvio-colluviale sabbioso-limosa con qualche sporadico ciottolo di color bruno-nocciola a luoghi con screziature rossastre, da sciolta a moderatamente addensata</p>	
	1.15	<p>ciottoli, blocchi e trovanti, ben arrotondati, poco alterati, con patine di alterazione, addensati e ghiaie grossolane in matrice sabbiosa di color nocciola rossastro; il diametro medio dei blocchi (prevalentemente metagabbri e pietre verdi) è di 50÷70 cm, ma raggiungono anche il metro; la struttura è prevalentemente clast supported.</p>	
	2.00		

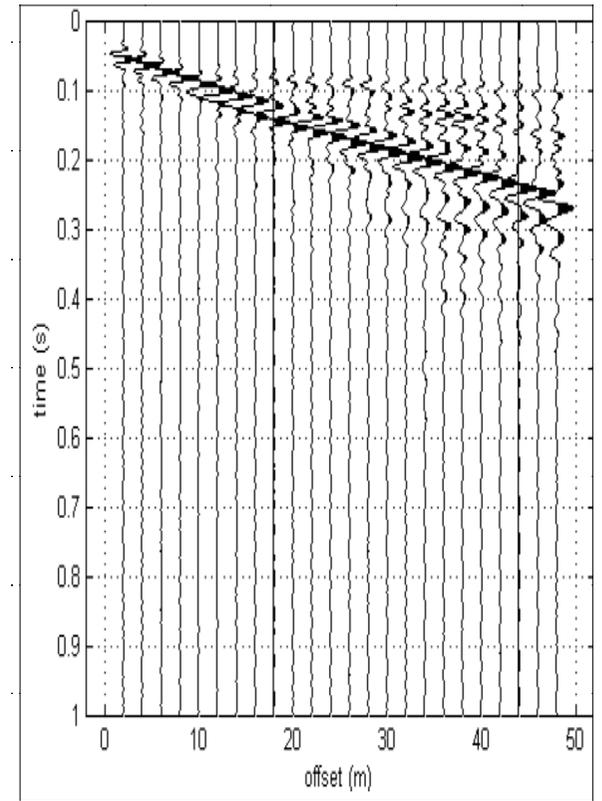
INDAGINE SISMICA S.P.187  
(Genovese & Associati, 2015)



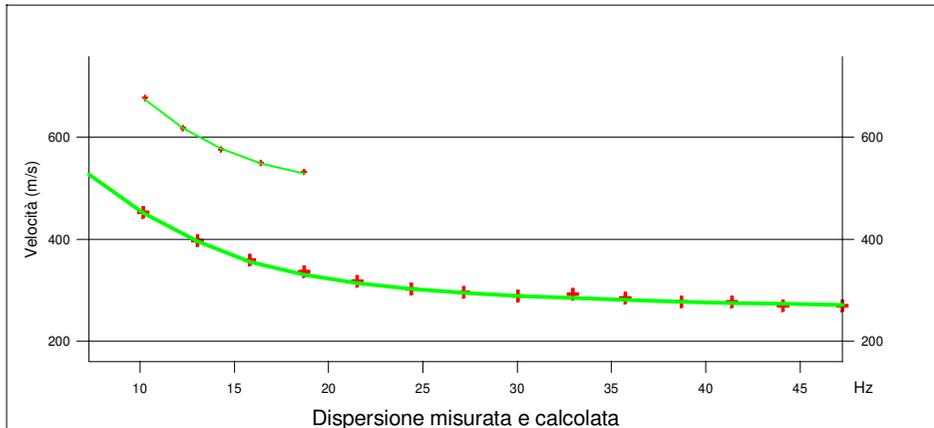
### LEGENDA

- + Curva di dispersione misurata
- Curva di dispersione calcolata
- Velocità sismica delle onde S
- Modulo di taglio (Mpasca)
- VsX

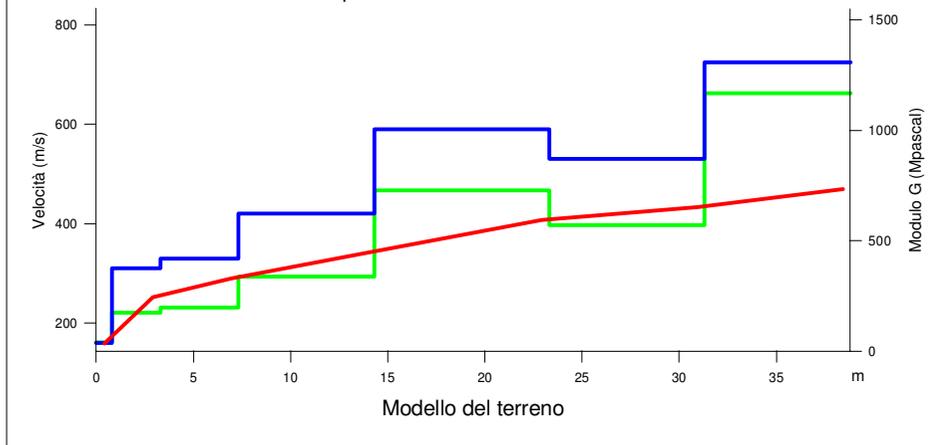
Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula  $D=1.5 + Vs/1000$



Sismogramma



Dispersione misurata e calcolata



Modello del terreno

### TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G
0	.8	160	.005	160	42
.8	3.3	310	.0081	253	174
3.3	7.3	330	.0121	290	199
7.3	14.3	420	.0167	342	339
14.3	23.3	590	.0153	408	728
23.3	31.3	530	.0151	434	570
31.3	38.8	725	.0103	470	1170

VALORE CALCOLATO VS30 = 430 m/s

## PROVA SISMICA VS30

Giaveno (TO) - Via Torino

Orchidea S.r.l.

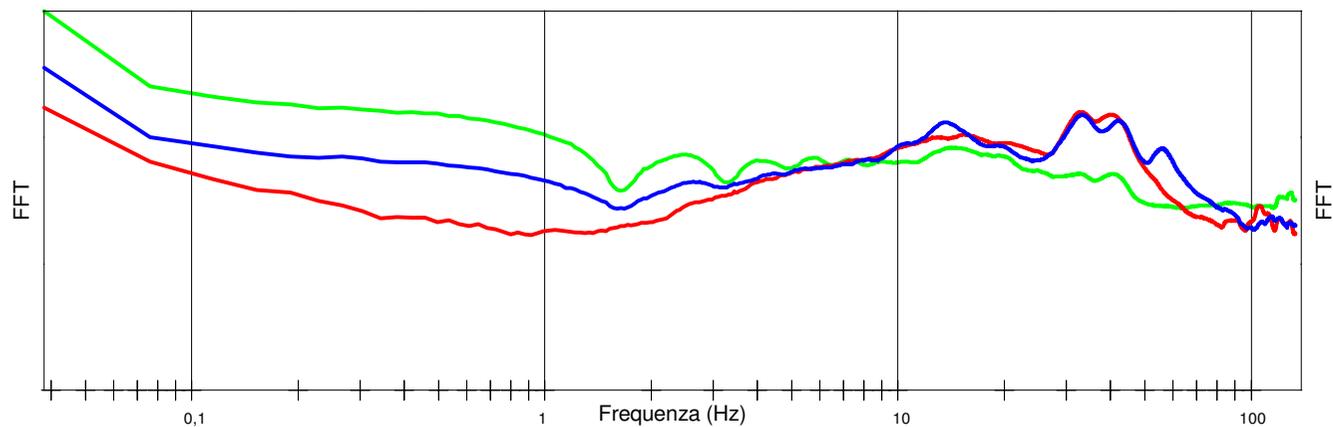
Metodologia MASW

## VELOCITA' DELLE ONDE S

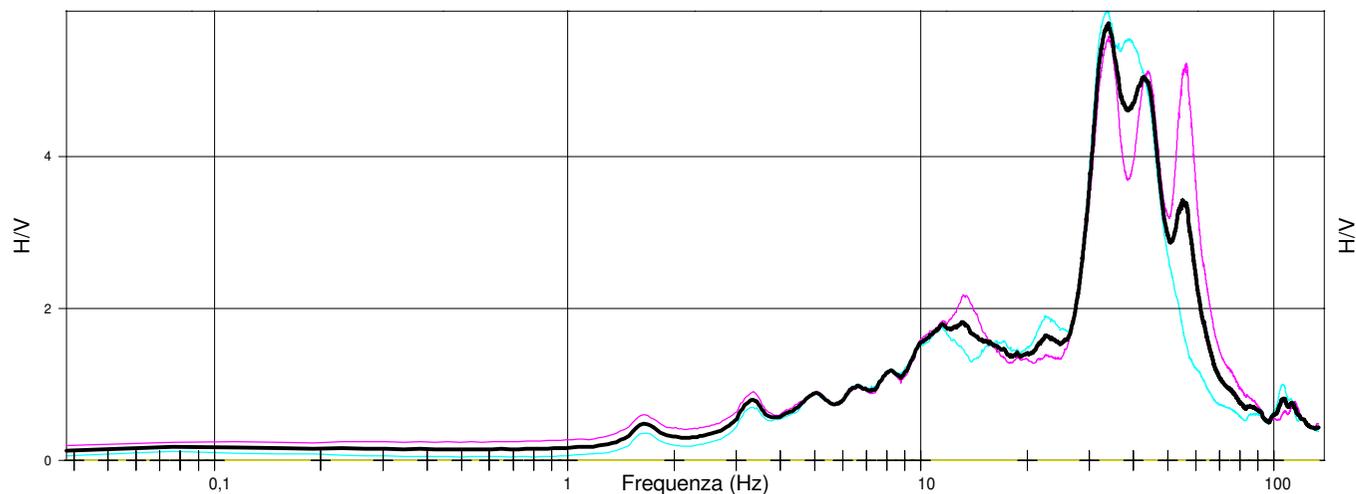
Giugno 2016

genovese & associati

COMPONENTI XYZ DELLO SPETTRO DI FREQUENZA



RAPPORTO DELLE COMPONENTI SPETTRALI ORIZZONTALI SULLA VERTICALE



LEGENDA

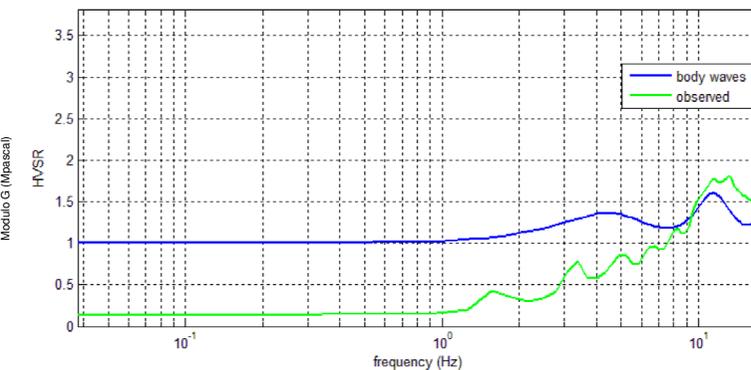
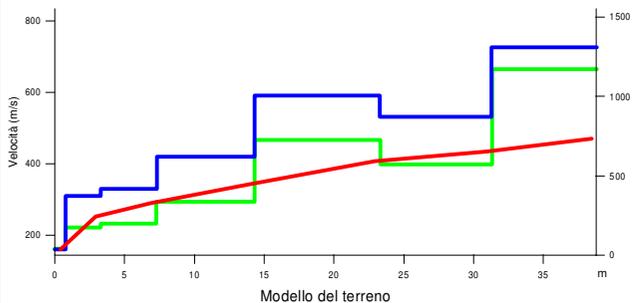
- Spettro asse Z (verticale)
- Spettro asse X
- Spettro asse Y
- H/V direzione X
- H/V direzione Y
- H/V media

Durata della registrazione 20' 58.3"

Campionamento 10 Khz

Finestra di campionamento 26,2 s

**Picco alla frequenza di 12 Hz circa**



**PROVA H/V**

**Giaveno (TO) - Via Torino**

**Orchidea S.r.l.**

**Metodo Nakamura**

**SPETTRI DI FREQUENZA  
PROVA D11097**

**Giugno 2016**

genovese & associati  
genovese & associati