



## RELAZIONE GEOLOGICA

### Costruzione nuovo edificio residenziale

Via Fenice s.n.c. – Iseo (BS)

*Normativa di riferimento:*

*(DPR 21-12-1999 n°554) - Primi elementi in materia di classificazione sismica e di norme tecniche per le costruzioni in zona sismica (OPCM n°3274 del 20 marzo 2003) - Nuove norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) - Istruzioni per l'applicazione delle NTC (circolare n°617 del 2 febbraio 2009) – Criteri ed indirizzi per la componente geologica del PGT (DGR 2616/2011) - Aggiornamento delle NTC (D.M. 17 gennaio 2018)*

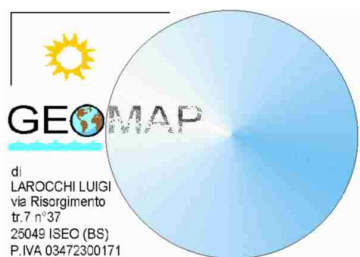


**Regione Lombardia**



*COMMITTENTE: Fondazione Liliana e Michele Bettoni – Via Caproni n°620 – Pilzone d'Iseo (BS)*

*Iseo, agosto 2018*



*Dott.geol. Luigi Larocchi*

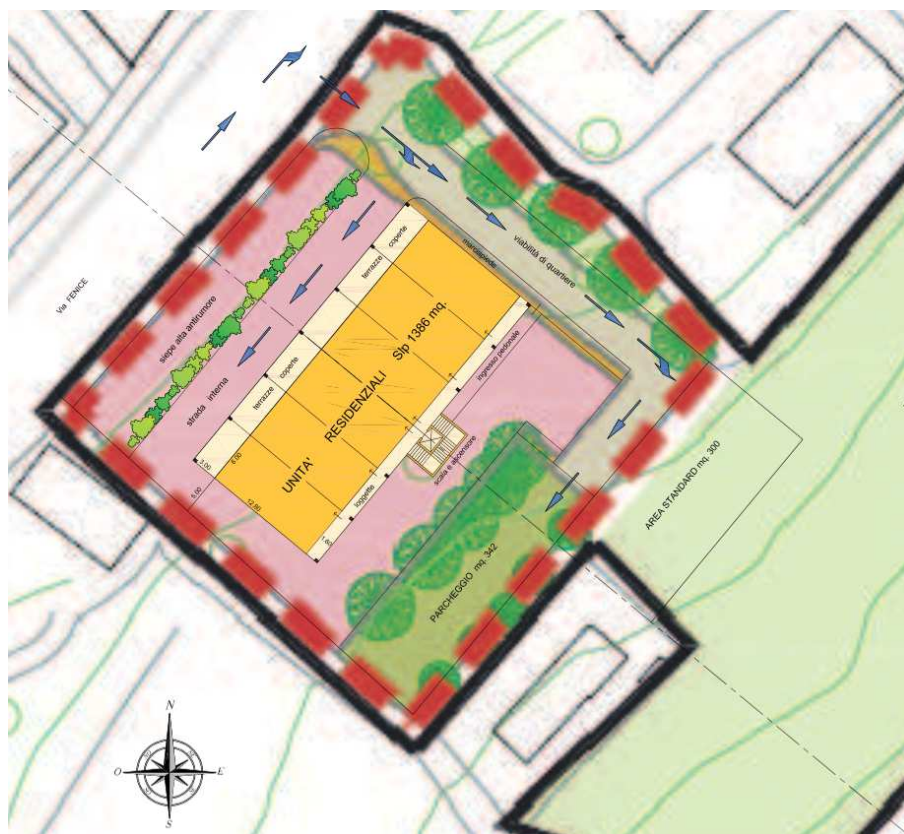
*N°1172 o.g.l.*

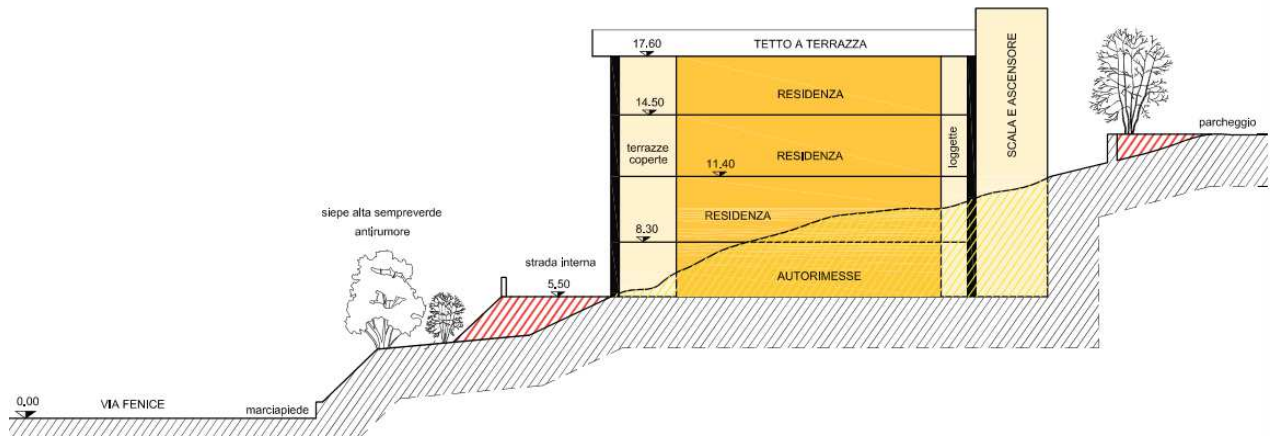
<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....</b>	<b>8</b>
2.1 GEOLOGIA .....	8
2.2 IDROGEOLOGIA.....	11
<b>3. ANALISI SISMICA CONGIUNTA RIFRAZIONE - HVSR .....</b>	<b>13</b>
3.1 ANALISI SISMICA A RIFRAZIONE .....	13
3.2 ATTREZZATURA E METODOLOGIA IMPIEGATA.....	13
3.3 INTERPRETAZIONE DEI DATI.....	15
3.4 ANALISI HVSR.....	17
3.4.1 ATTREZZATURA IMPIEGATA.....	19
3.4.2 RISULTATI.....	19
3.5 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO.....	23
3.5.1 APPROFONDIMENTO DI 2° LIVELLO.....	24
3.5.2 PARAMETRI SISMICI DI SITO .....	25
<b>4. INDAGINE GEOGNOSTICA.....</b>	<b>27</b>
<b>5. ELABORAZIONE PARAMETRI GEOTECNICI.....</b>	<b>30</b>
5.1 UNITÀ LITOTECNICHE.....	30
5.1.1. DESCRIZIONE PARAMETRI CARATTERISTICI NELLE UNITÀ LITOTECNICHE.....	32
<b>6. MISURA DELLA PERMEABILITÀ .....</b>	<b>33</b>
6.1 CENNI TEORICI.....	33
6.2 PROVA IN FORO DI SONDAGGIO.....	33
6.2.1 PROVA A CARICO COSTANTE .....	34
<b>RELAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>36</b>
<b>7. VERIFICHE .....</b>	<b>36</b>
7.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU - NTC 2018).....	37
7.2 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (SLU - NTC 2018).....	41
7.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE - NTC 2018) .....	42
7.4 VERIFICA A LIQUEFAZIONE DEL TERRENO .....	45
<b>8. ANALISI CADUTA MASSI.....</b>	<b>46</b>
8.1 RILIEVO TOPOGRAFICO .....	46
8.2 MISURA DEI CIOTTOLI .....	48
8.3 CARATTERI GENERALI DELL'ANALISI DI CADUTA MASSI.....	49
8.4 CALCOLO.....	52
<b>9. INDICAZIONI GEOTECNICHE PROGETTUALI .....</b>	<b>56</b>

## 1. PREMESSA

Su incarico del Sig. Pietro Bettoni, residente a Iseo in Via Antonioli n°59, presidente della Fondazione Liliana e Michele Bettoni con sede in Via Caproni n°620 nel comune di Iseo (BS), in qualità di committente dei lavori, e dello Studio Tecnico Geom. Gatti Fulvio con sede in Via Roma n°12/2 nel comune di Iseo (BS), in qualità di Studio Tecnico progettista, è stata condotta una campagna di indagini geotecniche e di sismica attiva a rifrazione e passiva con acquisizione del microtremore ambientale presso i terreni interessati dalle opere in progetto situati nel lotto di proprietà del committente.

La presente relazione è finalizzata a definire gli elementi geologici, geotecnici e sismici ai sensi della D.g.R. n.IX/2616 del 30 novembre 2011 e del D.M. 17 gennaio 2018 del sito dove è prevista la realizzazione di un nuovo edificio residenziale a schiera.





Planimetria e sezione di progetto

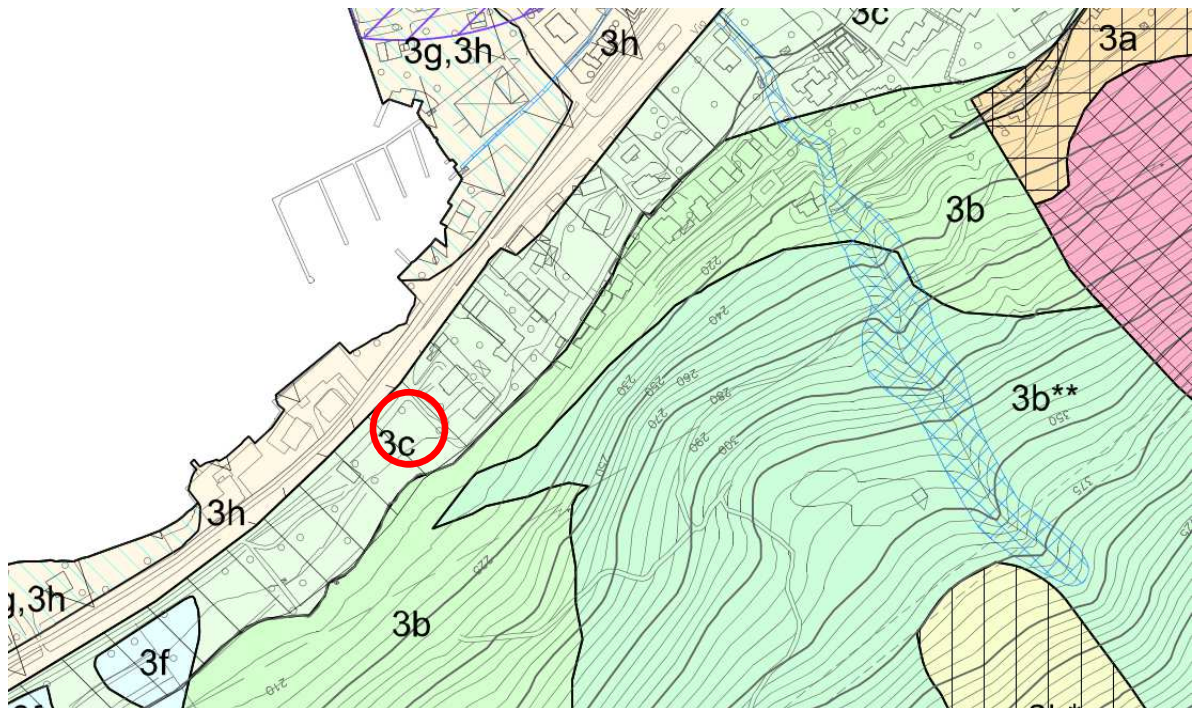
Con la documentazione in oggetto si descrive l'assetto territoriale nelle sue componenti geologiche e gli aspetti **geologico-tecnici** del terreno su cui verranno posate le fondazioni delle strutture in progetto.

L'entrata in vigore del D.G.R. datato ottobre 2001 - N° 7/6645, relativo all' "Approvazione delle direttive per la redazione dello studio geologico ai sensi dell'art. 3 della L.R. 41/97", ha reso necessario l'aggiornamento degli studi geologici di supporto agli strumenti urbanistici comunali. Il comune di Iseo ha quindi predisposto, conformemente alle disposizioni contenute nel punto 5.2.2 della D.G.R. 7365 dell'11 dicembre 2001, una **carta della fattibilità geologica** contenente il quadro dei dissesti esistenti sull'intero territorio comunale, con legenda uniformata a quella del PAI.

L'intervento da realizzare ricade, nella carta della fattibilità geologica, all'interno della **classe 3c** di fattibilità (fattibilità con consistenti limitazioni) poiché potenzialmente soggetta a fenomeni di dissesto idrogeologico, come mostrato nel seguente stralcio della Carta della Fattibilità Geologica tratta dal P.G.T. del comune di Iseo del maggio 2011 a cura dello Studio Geologia Ambiente.

**CLASSE 3 - Fattibilità con consistenti limitazioni**

- 3a 3a - Area di frana quiescente (Area Fq del PAI) sottoposta a verifica di compatibilità mediante studio specifico.
- 3b 3b - Versanti con pendenze generalmente maggiori del 35% (20°) prevalentemente ricoperti da boschi, con valenze ecologico-paesistiche, potenzialmente soggetti a fenomeni di dissesto idrogeologico.
- 3b\* 3b\* - Area di frana stabilizzata (Area Fs del PAI art. 9, comma 4 delle N.d.A. del PAI).
- 3b\*\* 3b\*\* - Area caratterizzata da elevata vulnerabilità delle acque sotterranee.
- 3c 3c - Cordone morenico o area pedemontana moderatamente acclive (pendenza generalmente inferiore al 35% - 20°) di interesse paesistico, caratterizzati da colture specializzate e prati permanenti, potenzialmente soggetti a fenomeni di dissesto idrogeologico.
- 3d 3d - Area di conoide attivo parzialmente protetta da opere di difesa e di sistemazione a monte (Area Cp del PAI).
- 3e 3e - Aree vulnerabili dal punto di vista idraulico a bassa pericolosità:
  - area potenzialmente allagabile a bassa pericolosità, classificata come area Cn del PAI (art. 9, comma 9 delle N.d.A. del PAI);
  - area occasionalmente allagata;
  - area interessata da scorrimento superficiale e trasporto di materiale detritico in occasione di intense precipitazioni.
- 3f 3f - Area di conoide quiescente o inattivo mai interessata da fenomeni alluvionali documentati, classificata come area Cn del PAI (art. 9, comma 9 delle N.d.A. del PAI).
- 3g 3g - Area potenzialmente soggetta ad allagamenti da parte del lago.
- 3h 3h - Area con scadenti caratteristiche geotecniche per la presenza di terreni prevalentemente limoso-argillosi, localmente torbosi, e falda subaffiorante.
- 3h\* 3h\* - Area debolmente depressa con difficoltà di drenaggio e di smaltimento delle acque superficiali in occasione di precipitazioni particolarmente intense e/o prolungate.
- 3i 3i - Geosito di valore geologico-stratigrafico: area di affioramento del Conglomerato di Cremignane (art.22 del Piano Territoriale Paesistico Regionale).
- 3l 3l - Area appartenente alla Riserva Naturale delle Torbiere.
- 3m 3g - Area con riporti di materiale.



Carta della Fattibilità geologica - scala 1:2.000 con ubicazione area interessata dalle indagini.

Il nord coincide con il margine superiore della carta

Il metodo di studio seguito è quello contenuto nel D.g.r. 29 ottobre 2001 – N° 7/6645 – Approvazione direttive per la redazione dello studio geologico ai sensi dell'art. 3 della R.L. 41/97.

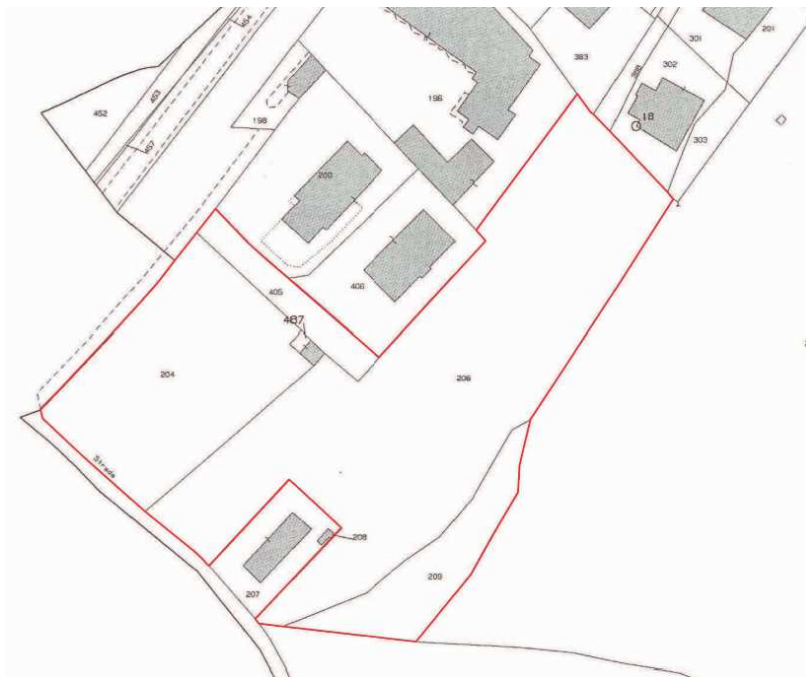
Il presente elaborato è stato redatto a seguito delle seguenti fasi di lavoro:

- Sulla base dei contenuti del DPR 21-12-199 n°554, successivamente ripresi nel D.M. 14-09-2005, sono state eseguite indagini geognostiche sui terreni interessati dal carico delle fondazioni mediante esecuzione di cinque prove penetrometriche DPH (Prova Dinamica pesante). È stata raggiunta una profondità massima dal piano campagna di 5 m nell'area dove è previsto l'intervento, al fine di analizzare le caratteristiche litologiche e geotecniche dei terreni di fondazione, la qualità e quantità del terreno coltivato e/o di eventuali terreni di riporto e la presenza di circolazioni idriche che possano interferire con le strutture di fondazione.
- Elaborazione dei dati ricavati dalle indagini sul terreno e formulazione di un modello geotecnico con valutazione della capacità portante e dei cedimenti dei terreni.
- Indagine di sismica attiva a rifrazione e passiva con analisi del microtremore sismico, come richiesto nell'allegato 5 del D.G.R. del 28 maggio 2008 n°8/7374, calcolo delle Vs30 per la definizione della categoria del suolo di fondazione.
- Misura e pesatura dei blocchi e dei ciottoli rinvenuti lungo il pendio e nei dintorni del sito in esame;
- Rilievo di dettaglio della posizione dei ciottoli di maggiori dimensioni e rilievo topografico del pendio;
- Modello di simulazione delle possibili traiettorie dei massi in caduta dal pendio attraverso l'analisi di calcolo CRSP nelle condizioni attuali, per valutare gli interventi da eseguire per la messa in sicurezza dell'area.

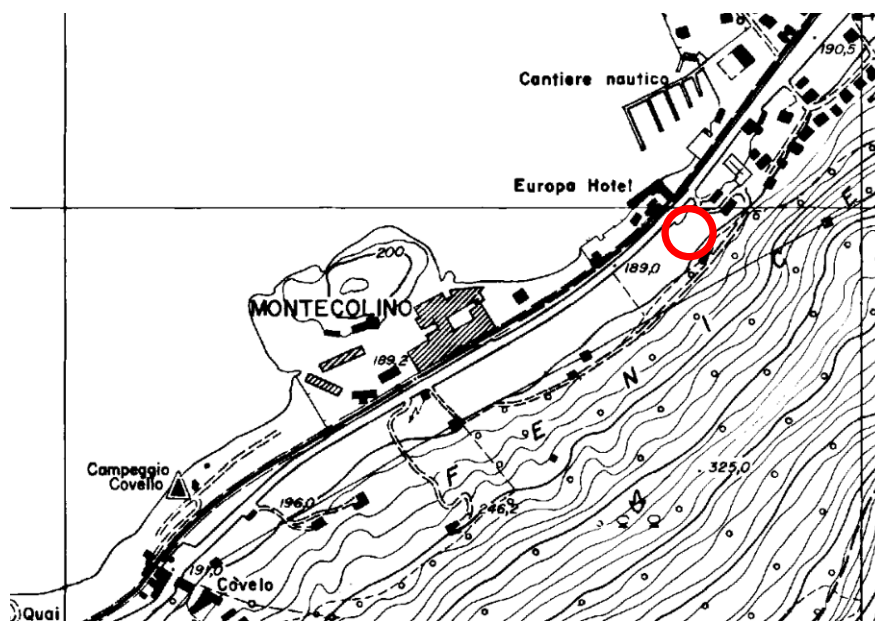
I terreni interessati dalle opere in progetto sono situati nella frazione di Pilzone, poche centinaia di metri ad est della località Montecolino. Si affacciano su Via Fenice a ridosso del versante che culmina alla Punta dell'Orto. Il lago d'Iseo dista circa 100 m e si trova oltre la ferrovia Brescia-Iseo-Edolo ed il complesso alberghiero Araba Fenice. I terreni sono in pendenza verso nord-ovest (pendenza > 15°) e si pongono ad una quota media di 197 metri sul livello del mare (m s.l.m.). Immediatamente a nord-est e sud-ovest si trovano altri edifici residenziali mentre la zona in esame si presenta con terrazzi a prato, bosco o parzialmente coltivati.

I dati catastali del sito in esame sono i seguenti:

Comune catastale di Iseo - Foglio NCT 3 – mappale 204



Nell'illustrazione che segue viene mostrata l'ubicazione del sito, interessato dalle indagini, su C.T.R. alla scala 1:10.000 e su immagine satellitare.



C.T.R. scala 1:10.000 con ubicazione area interessata dalle indagini  
Il nord coincide con il margine superiore della carta



Immagine satellitare con ubicazione area interessata dalle indagini

Il nord coincide con il margine superiore della carta

## 2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il territorio comunale di Iseo presenta un'estensione pari a circa 25,83 Km<sup>2</sup> e confina con i comuni di Sulzano a nord-est, Polaveno a est, Corte Franca e Provaglio a sud – ovest e Paratico ad ovest.

Dal punto di vista cartografico il territorio comunale appartiene principalmente alle Sezioni C5e3 e D5a3 della Carta Tecnica Regionale (C.T.R.) alla scala 1: 10.000 che è stata utilizzata quale base per la carta geologica.

### 2.1 Geologia

Dal punto di vista geologico l'area si trova all'interno del detrito di falda a valle dei depositi glaciali.

I depositi glaciali sono costituiti da ghiaie e blocchi poligenici in matrice limosa. Al loro interno sono riconoscibili depositi ottenuti sia per spalmatura del detrito glaciale dalla base del ghiacciaio in scorrimento, per fusione da pressione e/o altri processi meccanici di un ghiacciaio (till di alloggiamento, spesso sovraconsolidati), sia per lento rilascio del detrito glaciale da un ghiacciaio che non è più in movimento e non è interessato da deformazioni interne (till di ablazione). Il sistema morenico sebino è caratterizzato da abbondante till di alloggiamento e da scarso till di ablazione. I depositi glaciali formano i cordoni morenici della cerchia di Clusane-Cremignane-Iseo, oppure si trovano addossati ai versanti montuosi.

La deposizione glaciale (anfiteatro morenico del Sebino) degrada verso ovest immergendosi nell'alta pianura fluvioglaciale formatasi dal rimaneggiamento degli stessi depositi morenici in



eventi più o meno antichi in luogo a fenomeni di sovralluvionamento eccezionali in periodi di disgelo postrissiano e postwurmiano.

Il detrito di falda che forma i terrazzi su cui si colloca l'area in esame è costituito da elementi clastici di grossa o media pezzatura a spigoli vivi. Laddove la morfologia è particolarmente acclive e la produzione di detrito è attiva, si presentano solo parzialmente colonizzati da parte della vegetazione. La distribuzione spaziale di questi depositi è legata alla presenza, verso monte, di ripide pareti rocciose. I fenomeni che generano questa tipologia di depositi sono i cicli gelo/disgelo, la presenza di superfici di debolezza all'interno delle rocce, l'azione di disaggregazione delle radici, l'azione meteorica.

Sono presenti porzioni di terrazzo con depositi di versante costituiti da frammenti centimetrici immersi in una matrice sabbioso-limosa, di natura prevalentemente antropica per realizzare dei pianori coltivabili, e porzioni di terrazzo con prevalenza di ciottoli e massi anche di dimensioni metriche.



Deposito di versante con frammenti centimetrici

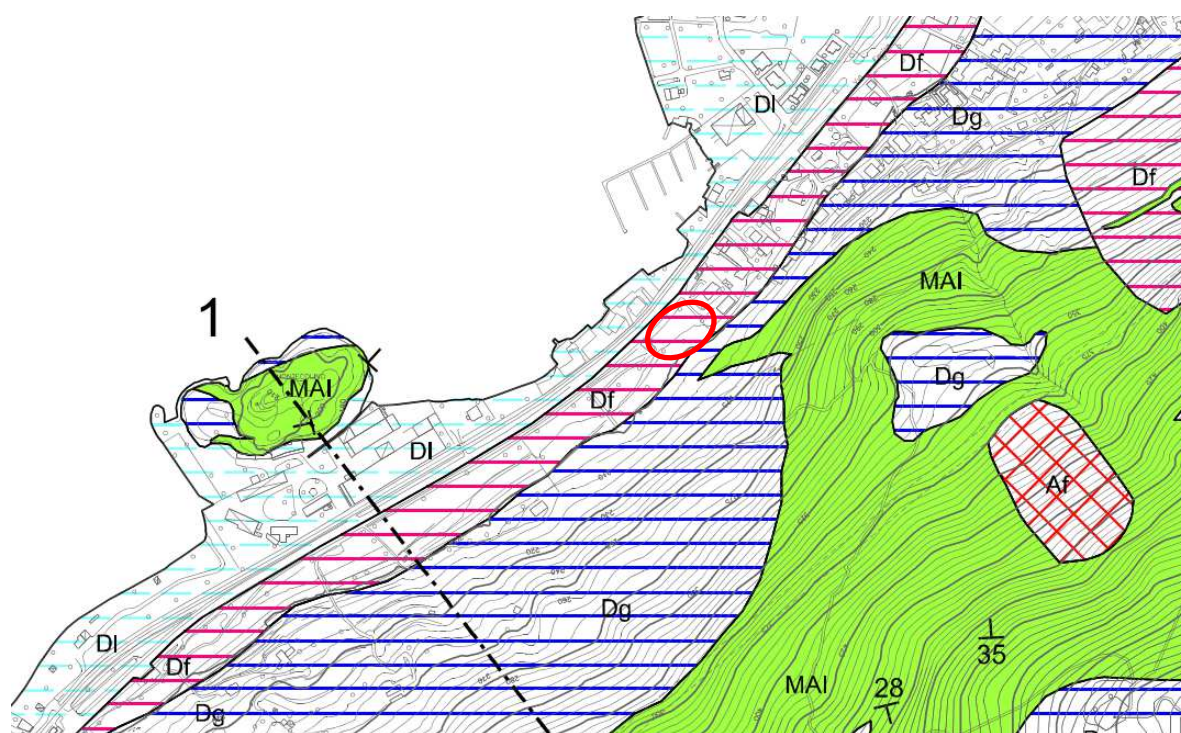
Appena a monte del sito in esame affiora la formazione rocciosa della Maiolica. La «Maiolica» è costituita da calcari pelagici (calcilutiti) biancastri e grigio chiari, in strati ben definiti di spessore da centimetrico a decimetrico, a frattura concoide, attraversati da frequenti suture stilolitiche. In tutta la sequenza sono presenti noduli e liste di selce, di colore chiaro alla base e grigio scure alla sommità. Nella porzione superiore sono visibili interstrati di shales nere, livelli intraformazionali risedimentati e slumpings.

I muretti a secco lungo il versante sono realizzati con pietre provenienti da questa formazione, dato che hanno la particolarità di rompersi in elementi abbastanza squadri e quindi di facile utilizzo per le murature.



Affioramento di Maiolica lungo il versante

Dal punto di vista geomorfologico, si sottolinea la presenza al di sotto dell'abitato di Iseo di un grande conoide fluvioglaciale con direzione verso sud-ovest il quale si è formato sia dal rimaneggiamento dell'anfiteatro morenico precedentemente depositato sia dai fenomeni gravitativi locali del Monte Alto.



Carta Geologica alla scala 1:5.000

Il nord coincide con il margine superiore della carta

#### DEPOSITI QUATERNARI CONTINENTALI



**ACCUMULO DI FRANA**  
 Depositi postglaciali di frana con litologia variabile.  
 Olocene - Pleistocene superiore



**DETRITO DI FALDA**  
 Depositi postglaciali a granulometria grossolana (da blocchi a ghiaie)  
 Olocene - Pleistocene superiore



**DEPOSITI DI TORBIERA**  
 Depositi torbosi a matrice limoso-argillosa con elevata presenza di materiale organico.  
 Olocene - Pleistocene superiore



**TRAVERTINI**  
 Depositi chimici calcarei postglaciali cementati.  
 Olocene - Pleistocene superiore



**DEPOSITI COLLUVIALI**  
 Depositi limoso - argillosi con subordinata presenza di ciottoli (depositi con fini prevalenti)  
 Olocene - Pleistocene superiore (?)



**DEPOSITI DI CONOIDE**  
 Depositi di conoide da recenti ad antichi costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie in matrice limosa.  
 Olocene - Pleistocene superiore



**DEPOSITI ALLUVIONALI**  
 Depositi torrentizi a granulometria grossolana  
 Olocene - Pleistocene superiore



**DEPOSITI LACUSTRI**  
 Depositi essenzialmente limoso - argillosi spesso con livelli di torba  
 Pleistocene superiore (?) - Pleistocene superiore



**DEPOSITI GLACIALI**  
 Depositi caratterizzati da ghiaie e blocchi in matrice limoso - argillosa (till di alloggiamento e in subordine till di ablazione)  
 Pleistocene superiore - Pliocene superiore (?)

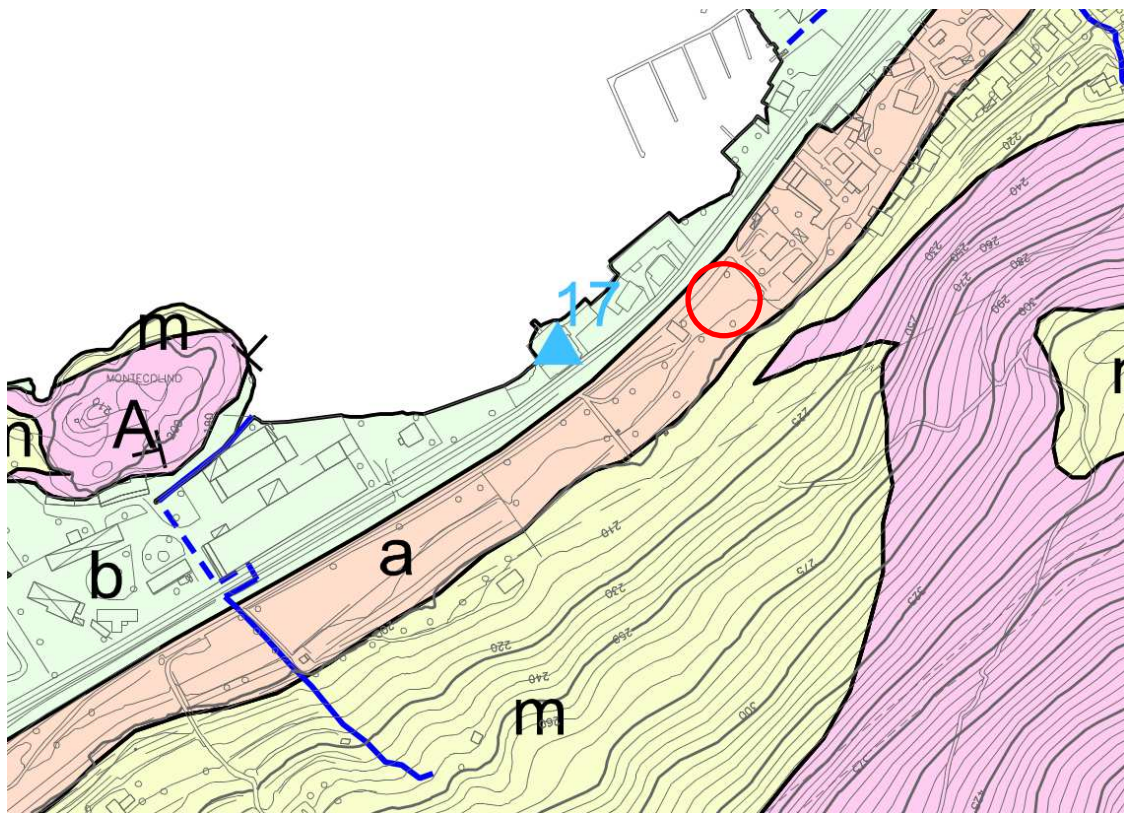
## 2.2 Idrogeologia

Da studi precedentemente realizzati si è potuto stabilire la profondità della **falda principale** che viene a coincidere con il livello del lago d'Iseo, ad una quota di circa 188 m s.l.m.

La soggiacenza della falda principale risulta quindi di 8-9 m.

Si riporta uno stralcio della carta idrogeologica contenuta nel P.G.T. a cura dello Studio Geologia Ambiente del febbraio 2015 in cui si evidenzia che il sito in esame è costituito da depositi a permeabilità medio-alta per posività

	LITOLOGIA	PERMEABILITA' ALL'ACQUIFERO	SIGNIFICATO IDROGEOLOGICO	GRADO DI VULNERABILITA' DELLE ACQUE SOTTERRANEE	
<b>SUBSTRATO ROCCIOSO</b>	<b>A</b>	Maiolica, Dolomia a Conchodon	Per fessurazione, generalmente alta; localmente molto alta per carsismo	Circolazione idrica sviluppata, con possibilità di lunghi percorsi idrici sotterranei	Generalmente alto; elevato in presenza di inghiottitoi e doline
	<b>M</b>	Gruppo di Concesio, gruppo del Medolo	Media per fessurazione	Circolazione idrica piuttosto irregolare e discontinua	Medio
	<b>B</b>	Gruppo del Sass de la Luna, Marne di Bruntino	Medio bassa per fessurazione	Circolazione idrica poco sviluppata, per la presenza di frequenti interstrati marnosi-argillitici	Basso
<b>DEPOSITI QUATERNARI</b>	<b>a</b>	Depositi alluvionali e di conoide detrito di falda, depositi fluvio-glaciali	Alta o medio alta per porosità	Contengono una falda acquifera di importanza variabile in funzione dello spessore	Alto
	<b>m</b>	Depositi glaciali, di contatto glaciale, accumulo di frana, conglomerati e depositi travertinosi	Media o medio bassa per porosità	Circolazione idrica localizzata e di entità variabile	Da basso a medio
	<b>b</b>	Depositi lacustri, torbosi e colluviali	Bassa per porosità	Circolazione idrica localizzata e di scarsa entità	Medio-basso



Carta idrogeologica alla scala 1:5.000 con indicazione della permeabilità dei depositi

Rimangono tuttavia da valutare le falde sospese. **Durante l'esecuzione delle prove geognostiche in data 20/08/2018, fino ad una profondità di 5 m dal p.c. non sono state intercettate falde sospese.**

### **3. ANALISI SISMICA CONGIUNTA RIFRAZIONE - HVSR**

#### **3.1 Analisi sismica a rifrazione**

Sono stati utilizzati i risultati di una indagine geofisica di sismica a rifrazione condotta nel terreno indagato, per ricavare una caratterizzazione dinamica del sottosuolo nelle prime decine di metri con l'individuazione delle principali unità geofisiche presenti. L'indagine è consistita in uno stendimento di sismica a rifrazione posizionato nel terreno a tergo dell'abitazione da ristrutturare. La lunghezza dello stendimento è di 27,5 metri (il massimo consentito dagli spazi disponibili). Lungo lo stendimento sono stati posizionati 12 geofoni monocomponente verticali, del tipo elettromagnetico a bobina mobile con frequenza propria di 10 Hz, in grado di tradurre in segnale elettrico la velocità con cui il suolo si sposta al passaggio delle onde sismiche prodotte da una sorgente energizzante costituita da una massa battente verticale. Si è ripetuto lo stendimento utilizzando dei geofoni orizzontali con frequenza di 10 Hz, posizionati ortogonalmente allo stendimento e generando una sollecitazione sismica orizzontale, per la misura della velocità delle onde di taglio SH.

La distanza tra i geofoni è stata fissata in 2,5 m. Si sono utilizzati tre punti di energizzazione posti alle estremità, a 2,5 m di distanza dal primo e dall'ultimo geofono ed al centro dello stendimento; si sono eseguite più battute per campionamento (*steking*) e battute con tempi di acquisizione diversi.

#### **3.2 Attrezzatura e metodologia impiegata**

Per l'indagine in oggetto si è impiegato un sismografo PASI gea24, avente le seguenti caratteristiche:

- 24 canali + trigger (AUX) - possibilità di serializzare 2 unità per un totale di 48 canali
- 24 bit reali, convertitore AD Sigma-Delta
- Collegato a PC esterno durante l'acquisizione
- Alimentazione da USB
- Connettori per cavi sismici standard NK2721C
- Intervallo campionamento: Acquisizioni "a pacchetto": - fino a 125 microsec (8000sps) con 24 can. - fino a 31.25 microsec (32000sps) con 6 can. Acquisizione

continua: - fino a 4000 microsec (250sps) con 24 can. - fino a 500 microsec (2000sps) con 3 can.

- Lunghezza acquisizioni: 27500 campioni @ 24 can. (+aux) 174500 campioni @ 3 can. (+aux) Numero di campioni illimitato per acquisizioni continue
- Guadagno: 0/52 dB, selezionabile via software
- Filtri: Passa Basso:125-200-500-1000Hz Passa Alto: 10-20-30-40-50-70-100-150-200-300-400Hz

L'attrezzatura è completata da un cavo sismico con attacchi doppi dei geofoni spazati a 5 m della lunghezza di 80 m, montato su rullo, geofoni verticali "Geospace" a 10 Hz, geofoni orizzontali "Geospace" a 10 Hz, geofono *starter* con cavo schermato montato su rullo della lunghezza di 100 m, dispositivo di battuta da 20 Kg, trave di battuta per le onde P e per le onde SH. Le quote dei punti di energizzazione e dei geofoni sono state ricavate battendo le relative quote di posizionamento.



Punto di energizzazione, sismografo e geofoni

### 3.3 Interpretazione dei dati

Per l'interpretazione dei dati è stato utilizzato il software Intersism 2.0 della geo&soft international. Tale programma è in grado di visualizzare i sismogrammi per la definizione dei tempi di primo arrivo ed il successivo tracciamento delle dromocrone (*travel-time curves*).

Può essere successivamente effettuato il calcolo di velocità e velocità reali, pervenendo quindi alla determinazione delle profondità dei vari strati con il metodo dell'intercetta o della distanza critica.

Di seguito, per ogni profilo, si riportano i diagrammi tempi di arrivo-distanze (dromocrone) e le sezioni sismostratigrafiche derivanti dall'interpretazione effettuata al calcolatore.

#### PROFILO N°1

- n° geofoni: 12
- distanza tra i geofoni: 5 m
- n° shots: 3, di cui:

shot 1 (end 1): estremo, a 2,5 m dal geofono 1 (coord. = 0 m)

shot 2 (centrale): a 1,25 m dal geofono 6 e 7 (coord. = 16,25 m)

shot 3 (end 2): estremo, a 2,5 m dal geofono 12 (coord. = 32,5 m)

La prova è consistita nella misura della velocità di propagazione delle onde di compressione  $V_P$  e  $V_S$ . L'interpretazione dei segnali rilevati dai geofoni e la ricostruzione dei profili degli orizzonti sismici è stata caratterizzata dalle seguenti fasi:

- Individuazione dei primi arrivi delle onde P e delle onde SH attraverso l'osservazione dei sismogrammi. In allegato si riporta il sismogramma relativo a ciascuno degli spari.

#### POSIZIONE DEGLI SPARI

Ascissa [m]	Quota [m]	Nome File
325.00	2.00	luigi_2018-08-20_10-37.dat
1625.00	1.00	luigi_2018-08-20_10-44.dat
0.00	0.00	luigi_2018-08-20_10-58.dat

#### POSIZIONE DEI GEOFONI E PRIMI ARRIVI

N.	Ascissa [m]	Quota [m]	FBP da 32.5 [ms]	FBP da 16.25 [ms]	FBP da 0 [ms]
1	2.50	0.00	14.25	5.20	3.83
2	5.00	0.20	14.00	4.38	5.75
3	7.50	0.40	13.13	3.83	5.75
4	10.00	0.60	12.38	2.46	6.30
5	12.50	0.80	12.00	2.19	7.12
6	15.00	1.00	12.00	1.10	8.21
7	17.50	1.00	12.00	1.37	9.86
8	20.00	1.00	11.75	2.19	10.13

9	22.50	1.20	11.75	4.65	12.05
10	25.00	1.40	11.75	7.12	13.69
11	27.50	1.60	9.25	7.67	13.96
12	30.00	1.80	5.50	8.76	14.79

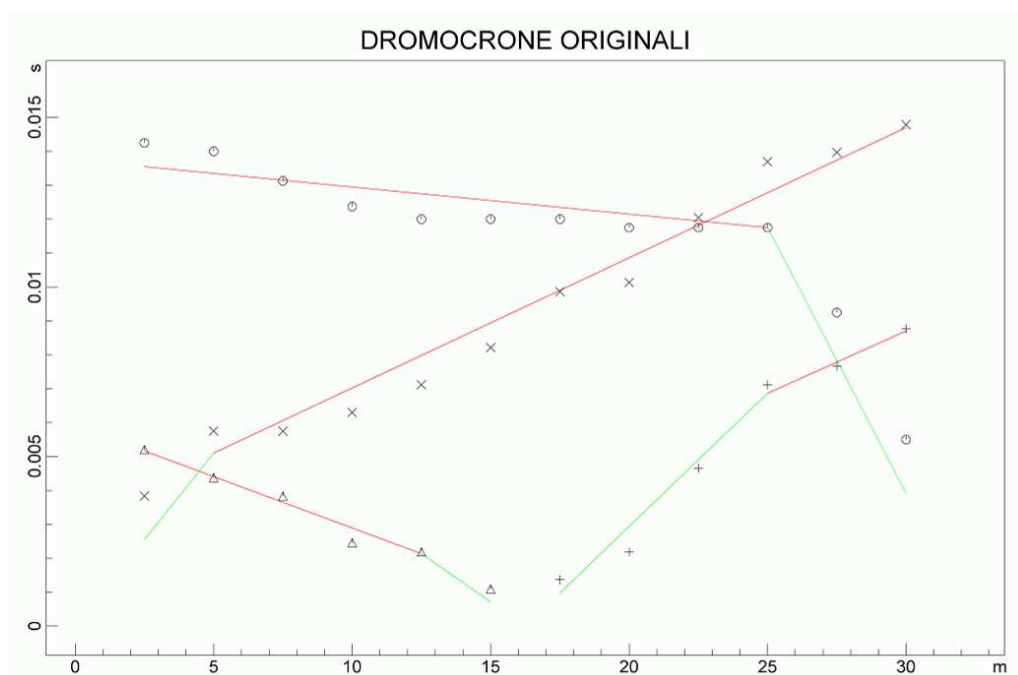
DISTANZA DEI RIFRATTORI DAI GEOFONI

N. Geof.	Dist. Rifr. 1 [m]
1	2.0
2	2.2
3	1.9
4	1.7
5	2.0
6	2.7
7	3.4
8	3.3
9	4.3
10	5.1
11	5.3
12	5.6

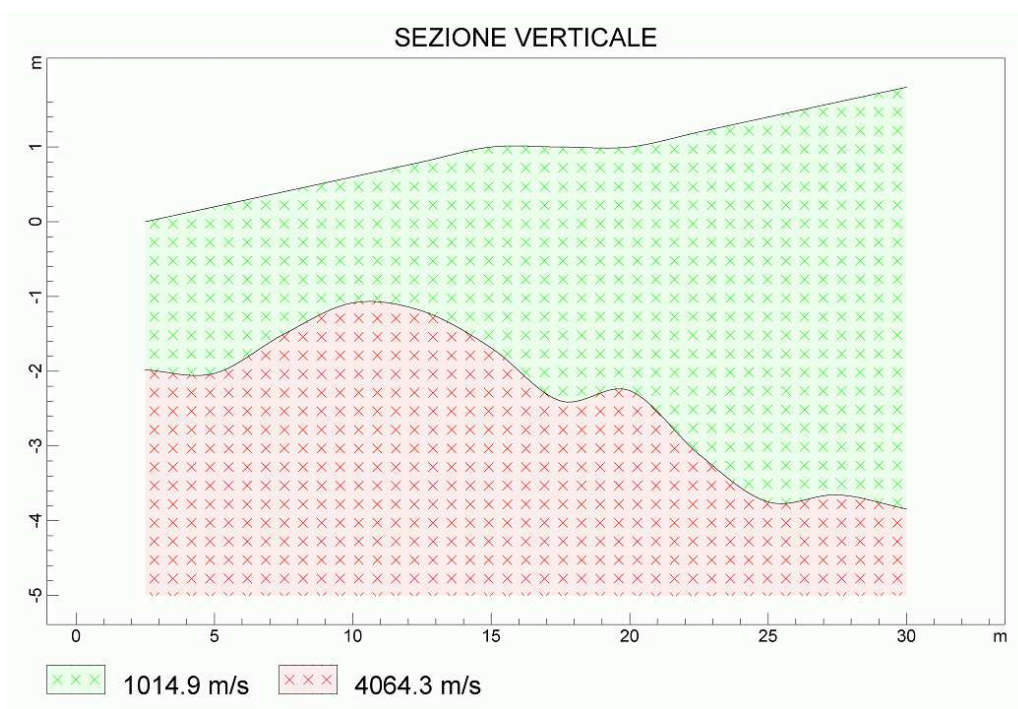
VELOCITA' DEGLI STRATI

N. Strato	Velocità [m/s]
1	1014.9
2	4064.3

- Ricostruzione delle dromocrone e calcolo delle velocità e degli spessori delle unità sismiche.







In riferimento alle sezioni sismostratigrafiche interpretate sono stati discriminati i seguenti orizzonti:

- dalla superficie fino a circa 2 m di profondità si individua un primo strato a media velocità ( $V_P = 1015 \text{ m/s} - V_S = 350 \text{ m/s}$ ) correlabile con i depositi superficiali ghiasioso sabbiosi del detrito di falda. Lo spessore dei depositi tende ad aumentare spostandosi verso monte;
- Oltre tale profondità non si è rilevato alcun punto di ginocchio apprezzabile tale da consentire un calcolo preciso dello spessore di un'ulteriore strato. Si è calcolata però la velocità delle onde nello strato sottostante ( $V_P = 4000 \text{ m/s}$ ) riconducibile alla formazione rocciosa della Maiolica.

La stratigrafia così ottenuta è stata utilizzata come modello di partenza per l'elaborazione dei dati della prova HVSR. Il modello finale sarà quindi vincolato a due serie di dati, quelli ricavati dalla rifrazione e dalla HVSR.

### 3.4 Analisi HVSR

La tecnica HVSR (o di Nakamura) è una tecnica sperimentale che consente di valutare alcune caratteristiche di depositi sedimentari. Si basa sulla misura del rumore sismico ambientale, generato da fenomeni naturali (onde oceaniche, vento ...) e dall'attività antropica, oltre che dall'attività dinamica terrestre. Il rumore sismico si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto piccole. I metodi che si basano sull'acquisizione dei microtremori si dicono

passivi in quanto il rumore non è generato appositamente, utilizzando ad esempio esplosioni o la caduta di un grave, come per acquisizioni di onde rifratte o riflesse tipiche della sismica attiva.

La tecnica dei rapporti spettrali H/V consiste nel calcolo del rapporto degli spettri di Fourier del rumore nel piano orizzontale H (generalmente lo spettro H viene calcolato come media degli spettri di Fourier delle componenti orizzontali NS ed EW ) e della componente verticale V. Il metodo è applicabile alle misure di rumore registrate in una singola stazione posta su sedimenti. La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di indagine sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura) è principalmente finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito. Esse sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che nell'ammasso roccioso. L'utilizzo di algoritmi di calcolo finalizzati ad una modellizzazione sintetica dello spettro H/V, permette di correlare ogni picco spettrale con le discontinuità presenti nel sottosuolo. Per tale procedura necessitano dei vincoli. In questo caso i vincoli al modello vengono forniti dalle indagini geotecniche effettuate in sito. La tecnica dei rapporti spettrali (HVSR) trova la sua massima applicazione negli studi di microzonazione sismica poiché fornisce un parametro fondamentale (frequenza propria di risonanza di sito) per una corretta progettazione di edifici antisismici.

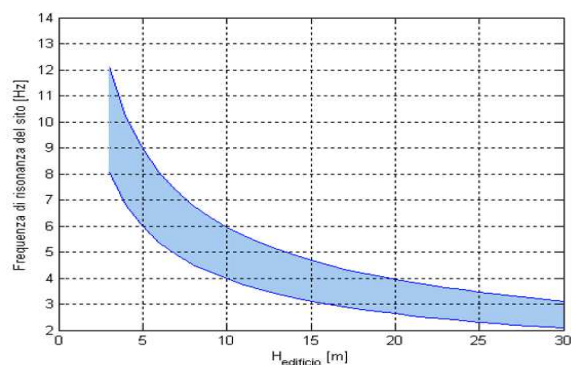
Il periodo proprio di sito è indicato dalla seguente e nota formula:  $T_0 = 4H/V_s$

dove:  $V_s = V_s$  media sino al bedrock

H = spessore dei sedimenti sovrastanti il bedrock (cosa sia da considerare bedrock è argomento complesso ma possiamo sintetizzare la cosa dicendo che è un orizzonte con forte contrasto di  $V_s$ , che da origine ad un picco dell'H/V)

Naturalmente, la frequenza di risonanza del sito sarà:  $f_0 = 1/T_0$  e quindi  $f_0 = V_s/4H$

Di particolare importanza è la prima frequenza naturale di vibrazione del deposito  $f_0$ , denominata **frequenza fondamentale di risonanza**. Sarà infatti necessario porre attenzione a fenomeni di “doppia risonanza”, che si potrebbero verificare in caso di corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle dei manufatti ivi edificati. La frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere calcolata in prima approssimazione con il seguente grafico.



Relazione tra altezza di un edificio in c.a. e frequenza di risonanza del sito investigato: la zona in blu indica l'area più vulnerabile dal punto di vista dei fenomeni di doppia risonanza

### 3.4.1 Attrezzatura impiegata

Le misure del microtremore ambientale sono state effettuate con un tromografo digitale progettato specificatamente per l'acquisizione del rumore sismico. Lo strumento (SRO4 – SARA Electronic instruments) è un sismografo triassiale con geofoni da 4,5 Hz dotato di tre velocimetri orientati N-S, E-O e verticalmente, con banda utile di lettura da 0,2 e 100 Hz, collegato ad un Notebook. I dati di rumore, amplificati e digitalizzati a 24 bit, sono stati acquisiti alla frequenza di campionamento di 128 Hz tramite il software SEISMOLOG-MT della SARA Electronic instruments. I segnali così acquisiti, relativi alle componenti Verticale (Z), est-ovest (E) e nord-sud (N) sono stati successivamente analizzati con il software Geopsy (Wathelet – SESAME European research project – 2004) e quindi con la routine Dinver e GeoExplorerHVSr per derivare la curva di inversione delle velocità delle onde sismiche.



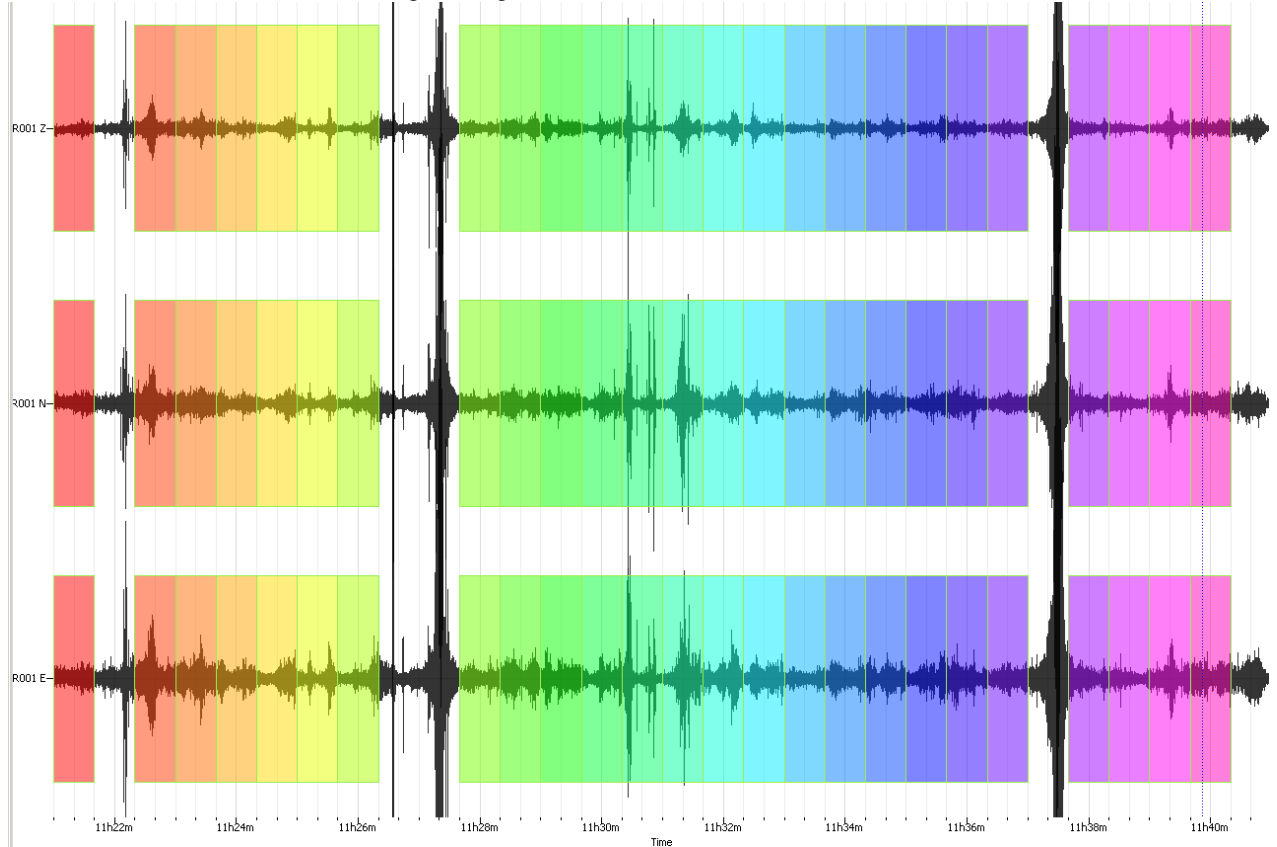
Sismografo Triassiale sul terreno

### 3.4.2 Risultati

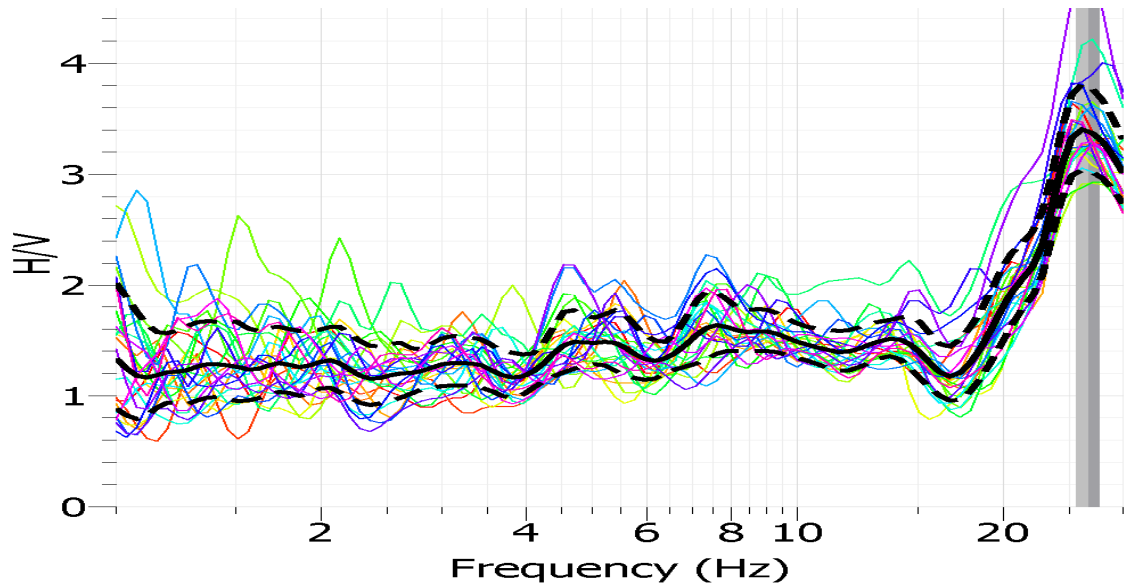
Sono state eseguite n. 1 registrazioni sismiche di microtremore (rumore di fondo) all'estremo di monte del rilievo sismico a rifrazione. La durata temporale della registrazione è stata assunta di

20 minuti (1200 s). Le analisi sono state effettuate seguendo le linee guida del progetto SESAME.

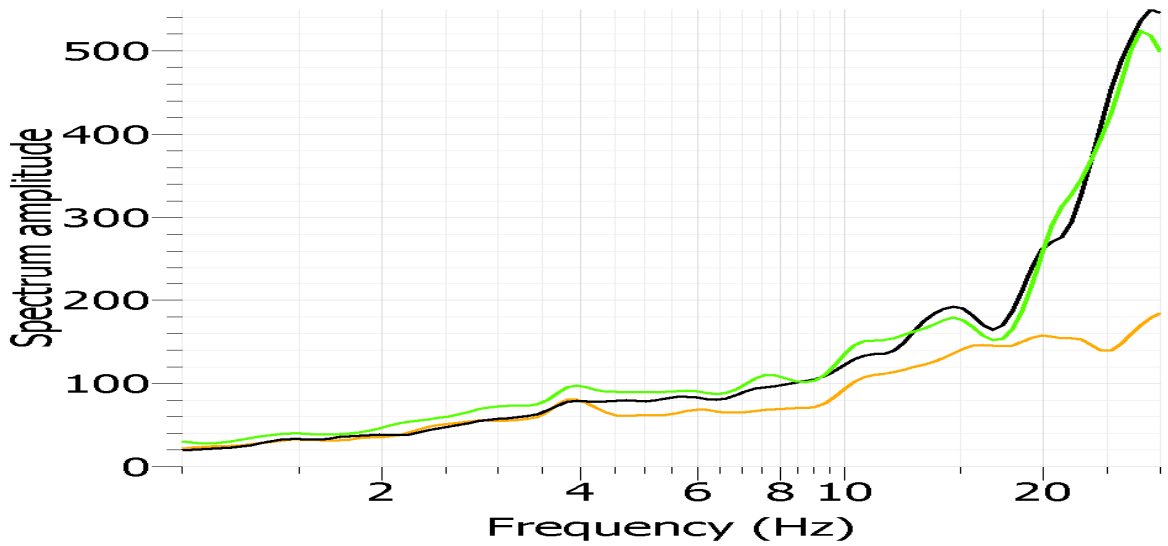
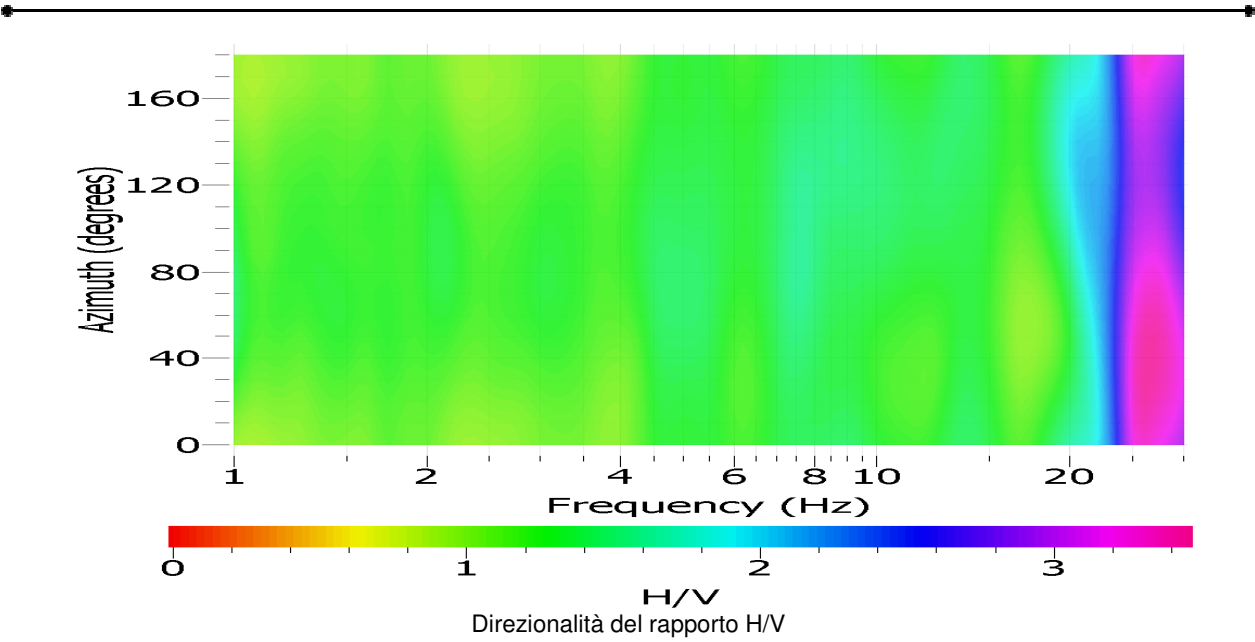
Misura HVSR tromografo digitale SRO4 – SARA Electronic instruments 4,5 Hz



Dati originali e finestre considerate nel calcolo del rapporto H/V dopo l'eliminazione dei transienti

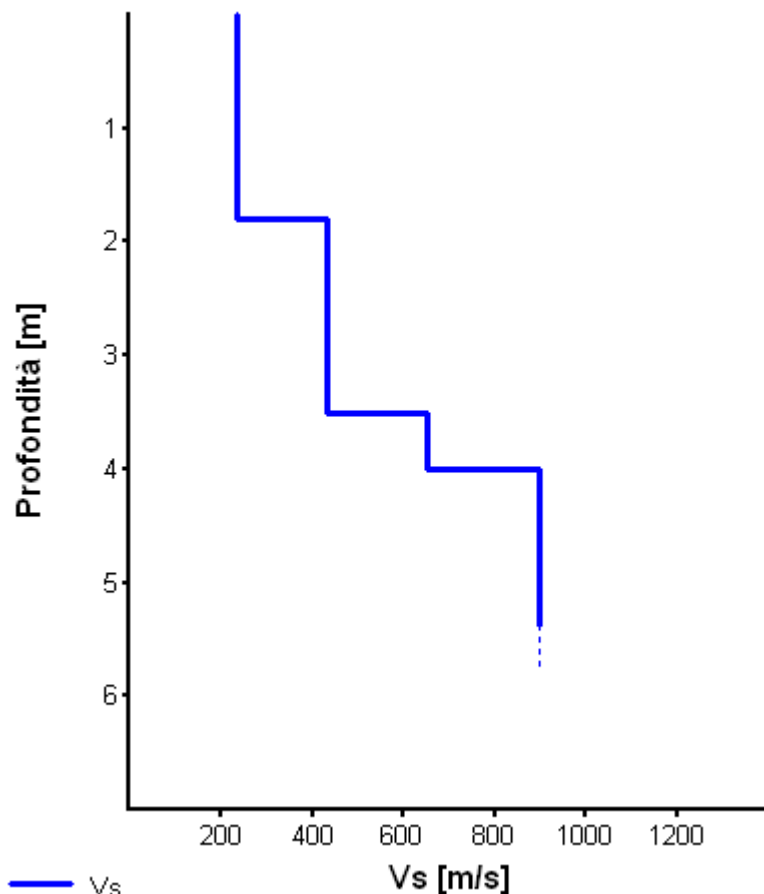


Curva H/V – Frequenza La linea continua nera rappresenta il rapporto H/V medio - Le bande grigie identificano la frequenza principale  $f_0$

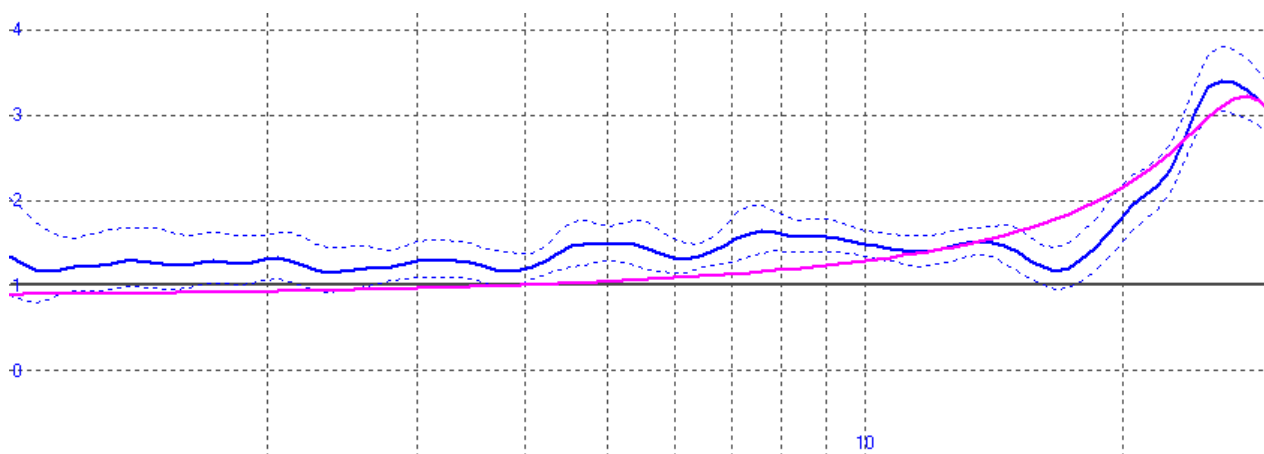


Spettri delle singole componenti - Linea verde: componente N/S – arancio: componente verticale – nera: componente E/O

### Modello geofisico e principali parametri sismici



Andamento velocità onde S con la profondità



Spessore	Vp	Vs	Densità
1.8	350	230	1800
1.7	1100	430	2000
0.5	2500	650	2200
	4000	>800	2676
<b>Vs30 =</b>	<b>850</b>	<b>m/s</b>	<b>Offset 2 m</b>
<b>Frequenza fondamentale di risonanza (Hz)</b>	<b>25,75 ± 0,05</b>	<b>Hz</b>	
<b>T =</b>	<b>0,04</b>	<b>s</b>	

I valori di velocità delle onde sismiche presenti nelle prime decine di metri di profondità sono stati utilizzati per il calcolo della Vs30 delle onde sismiche di taglio, per comprendere in quale classe di terreno si pone il sito in esame.

Il periodo proprio del sito T, necessario per l'utilizzo della scheda di valutazione contenuta nell'allegato 5 dei criteri regionali di cui alla D.G.R. del 22 dicembre 2005 n°VIII/1566 "Criteri e indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T., è stato misurato sul grafico H/V – Frequenza.

La seguente tabella illustra il modello geofisico ricavato dall'elaborazione dei parametri densità / Vs / Vp dei primi metri del suolo presente sul sito in esame e quindi direttamente interessati dalle strutture in progetto. Si ricorda che i moduli ricavati dalle prove geofisiche sono validi per piccole deformazioni.

Modello geofisico								
U.sismica	Densità(g/cm <sup>3</sup> )	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Vp/Vs	$\nu$ (c.Poisson)	$\mu$ (kg/cm <sup>2</sup> )	K(kg/cm <sup>2</sup> )	E(kg/cm <sup>2</sup> )
Strato 1 1,8 m	1,8	350	230	1,52	0,12	952	935	2133
Strato 2 1,7 m	2	1100	430	2,56	0,41	3698	19269	10427
Strato 3 0,5 m	2,2	2500	650	3,85	0,46	9295	125107	27211
Strato 4								
$\nu$ = coeff. Di Poisson		$\mu$ = modulo di rigidità		k = modulo di incompressibilità		E = modulo di Young		

### 3.5 Classificazione sismica del sito

Nell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20 marzo 2003 e nel D.M. 14-09-2005 vengono inserite specifiche norme per il progetto delle fondazioni e delle opere di sostegno. Per poter definire l'azione sismica di progetto le norme stabiliscono 5 categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità sono riferite al piano di posa delle fondazioni) identificabili sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e delle proprietà geotecniche rilevate nei primi 30 metri e definite da parametri indicati nell'EUROCODICE 8.

Le 5 categorie del suolo di fondazione vengono di seguito descritte, così come riportato nel paragrafo 3.2.2 del D.M. 17/01/2018

**A** - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.

**B** - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana 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.

*C* - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

*D* - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.

*E* - Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie *C* o *D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per l'applicazione delle stesse norme, inoltre, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore dell'accelerazione orizzontale massima ( $a_g$ ) su suolo di categoria A. Questi valori da adottare in ciascuna delle zone sismiche, espressi come frazione della gravità  $g$ , sono:

Zona	Valori di $a_g$
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

Iseo è stato classificato nel 2014 come comune appartenente alla **zona sismica 3**. Per questa zona è stata prevista una accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico ( $a_g/g$ ) pari a 0,15 (corrispondente ad un coefficiente di intensità sismica 0,04).

I valori di velocità delle onde sismiche presenti nelle prime decine di metri di profondità sono stati utilizzati per il calcolo della  $V_{s30}$  delle onde sismiche di taglio per comprendere in quale classe di terreno si pone il sito in esame.

**Il valore di  $V_{s11}$  ricavato è stato di 850 m/s, facendo ricadere il terreno di fondazione nella classe A** (Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s), tenendo conto del fatto che la base dell'edificio in progetto si trova ad almeno 2 m di profondità dal p.c. attuale.

### **3.5.1 Approfondimento di 2° livello**

Dalla mappa della P.S.L. alla scala 1:7.500 si nota che il sito in esame è situato in una zona di possibile amplificazione sismica litologica Z4b (pedemontana di falda di detrito). Tale contesto indica il rischio che un evento sismico ed i relativi scuotimenti producano effetti di amplificazione





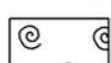
litologica o topografica in grado di alterare i risultati di un sisma sulla base di quanto previsto dalla normativa nazionale.

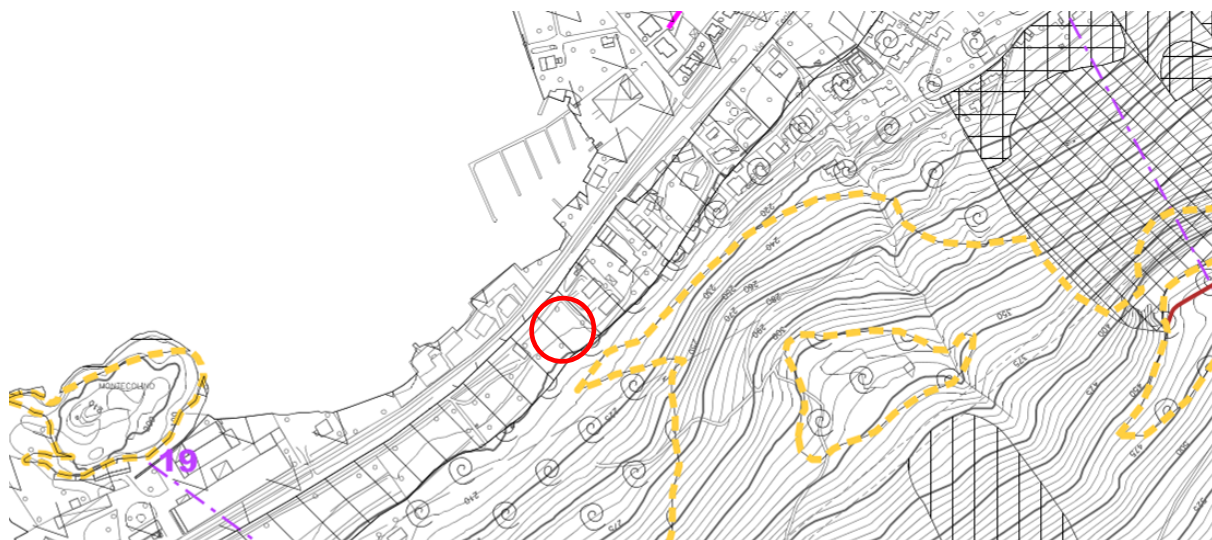
Dato che il materiale costituente il pendio in questo sito ha  $V_s \geq 800$  m/s, non si considera possibile alcuna amplificazione di tipo litologico in questo tratto del versante.

#### *Amplificazioni topografiche*

- Z3a - Zona di ciglio con  $H > 10$  m.
- Z3b - Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo.

#### *Amplificazioni litologiche*

-  Z4a - Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi.
-  Z4b - Zona pedemontana di falda di detrito, conolde alluvionale e conolde deltizio-lacustre.
-  Z4c - Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi.



Carta della P.S.L. tratta dal P.G.T. comunale del maggio 2011 in scala 1:7500 con ubicazione area interessata dalle indagini - Il nord coincide con il margine superiore della carta

### **3.5.2 Parametri sismici di sito**

Sito in esame (coordinate ED50).

latitudine: 45,671052  
 longitudine: 10,076368  
 Classe: 2  
 Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 11385 Lat: 45,6863 Lon: 10,0592 Distanza: 2158,683  
 Sito 2 ID: 11386 Lat: 45,6883 Lon: 10,1305 Distanza: 4622,823

Sito 3 ID: 11608 Lat: 45,6383 Lon: 10,1334 Distanza: 5731,072  
Sito 4 ID: 11607 Lat: 45,6363 Lon: 10,0621 Distanza: 4017,449



#### Parametri sismici

Categoria sottosuolo: A  
Categoria topografica: T2  
Periodo di riferimento: 50anni  
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):  
Probabilità di superamento: 81 %  
Tr: 30 [anni]  
ag: 0,038 g  
Fo: 2,453  
Tc\*: 0,210 [s]

Danno (SLD):  
Probabilità di superamento: 63 %  
Tr: 50 [anni]  
ag: 0,051 g  
Fo: 2,394  
Tc\*: 0,231 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):  
Probabilità di superamento: 10 %  
Tr: 475 [anni]  
ag: 0,136 g  
Fo: 2,449  
Tc\*: 0,276 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):  
Probabilità di superamento: 5 %  
Tr: 975 [anni]  
ag: 0,175 g  
Fo: 2,469  
Tc\*: 0,288 [s]

#### Coefficienti Sismici

SLO: Ss: 1,000

	Cc: 1,000	Ss: 1,000
	St: 1,200	Cc: 1,000
	Kh: 0,009	St: 1,200
	Kv: 0,005	Kh: 0,047
	Amax: 0,451	Kv: 0,024
	Beta: 0,200	Amax: 1,602
SLD:		Beta: 0,290
	Ss: 1,000	SLC:
	Cc: 1,000	Ss: 1,000
	St: 1,200	Cc: 1,000
	Kh: 0,012	St: 1,200
	Kv: 0,006	Kh: 0,061
	Amax: 0,606	Kv: 0,030
	Beta: 0,200	Amax: 2,056
SLV:		Beta: 0,290

Dove:

- Probabilità di superamento = probabilità che in un determinato lasso di tempo (periodo di riferimento  $V_R$ ) nel sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato;
- $T_R$  = tempo di ritorno di un dato evento sismico;
- $a_g$  = valore nominale dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido A;
- $F_O$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_C$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- Ss = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- Cc = coefficiente funzione di  $T^*_C$ ;
- St = coefficiente di amplificazione topografica;
- Kh = coefficiente sismico orizzontale;
- Kv = coefficiente sismico verticale;
- Amax = accelerazione massima attesa al sito ( $m/s^2$ ) data da  $a_g \times Ss \times St$ ;
- Beta = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

#### 4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Per conoscere in dettaglio la stratigrafia del terreno in profondità sono state eseguite delle prove penetrometriche dinamiche tipo DPH. Questo tipo di prova consiste nell'infiggere verticalmente

nel terreno, mediante battitura, una punta conica metallica posta ad una estremità di un'asta di acciaio.

La battitura si ottiene dalla caduta di un maglio da un'altezza stabilita. Per queste prove è stato utilizzato un penetrometro dinamico con massa battente di 50 kg ed altezza di caduta di 0,50 m. La resistenza del terreno è funzione diretta del numero di colpi necessari per l'approfondimento dell'asta di 30 cm; con l'aumentare della profondità, vengono giuntate aste successive che trasmettono la pressione alla punta. Per misurare l'attrito laterale delle aste contro i terreni attraversati, si è utilizzata una chiave dinamometrica con scala 10-200 Nxm. La misura del momento torcente è stata effettuata ad ogni giunzione di asta ed al termine della prova.

In allegato si riportano le caratteristiche dello strumento utilizzato e le elaborazioni ottenute a partire dai dati ricavati dalle prove.



Strumento utilizzato per i sondaggi

Per la determinazione del valore  $N_{SPT}$  dalle prove penetrometriche dinamiche continue DPH è stata utilizzata la seguente correlazione:

$$N_{SPT} = N_{DPH} \times \beta$$

Dove  $\beta$  è un coefficiente di conversione pari a 0,766 calcolato secondo la formula di LaCroix-Horn (1973). Nel presente studio, non avendo misurato il rendimento medio del sistema di battuta si è preferito porre precauzionalmente il coefficiente  $\beta$  pari a 0,7

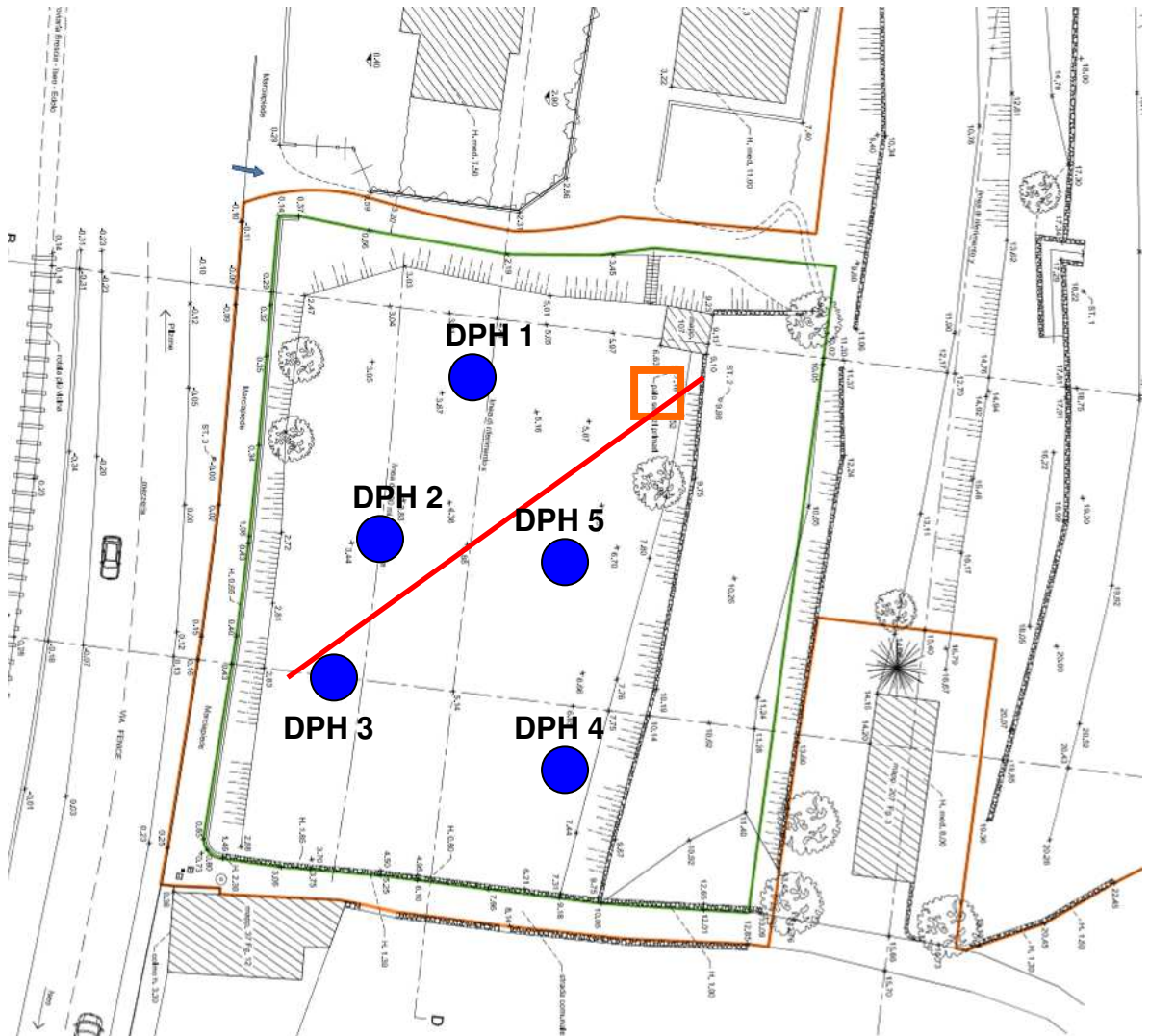
Un'ulteriore correzione è stata introdotta in base alla lettura del momento torcente ad ogni metro di avanzamento delle aste. Dato che maggiore è l'attrito laterale offerto dal terreno sulla superficie laterale delle aste e minore è l'energia effettiva che la caduta del maglio trasmette alla punta, si è calcolato un coefficiente di riduzione che tenga conto di questo fenomeno e vada progressivamente a diminuire il coefficiente  $\beta$  all'aumentare del momento torcente misurato.

Il coefficiente è stato calcolato dallo scrivente utilizzando i dati raccolti in numerose campagne di indagini utilizzando lo strumento DPH 50/50 Deep Drill, realizzate in terreni con stratigrafia nota e affiancate a prove eseguite utilizzando il rivestimento metallico in dotazione allo strumento.

Il nuovo coefficiente di conversione è descritto dalla formula:

$$\delta = \frac{(P - N \cdot 0,2) \cdot H}{6,2 \cdot d^2 \cdot h}$$

Dove P è il peso del maglio (kg), N è il momento torcente (Nm), H è l'altezza di caduta del maglio (cm), d è il diametro del cono (cm) e h è la penetrazione delle aste ad ogni lettura (cm).



Ubicazione delle prove DPH in colore blu, del tratto iniziale della linea sismica in colore rosso e del punto di misura del microtremore in colore arancio

## 5. ELABORAZIONE PARAMETRI GEOTECNICI

### 5.1 Unità litotecniche

Le prove penetrometriche hanno permesso di individuare le caratteristiche degli strati posti al di sotto del piano campagna in modo da definire strati, il più possibile omogenei da un punto di vista meccanico, da utilizzare per la determinazione di sezioni geotecniche adeguate ai fini del calcolo della capacità portante e dei cedimenti.

Le unità litotecniche sono state definite in funzione della loro resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica. Ricordo quindi che le unità litotecniche proposte, potrebbero non coincidere con strati a granulometria omogenea, ma solamente a terreni che oppongono resistenze simili all'avanzamento delle aste.

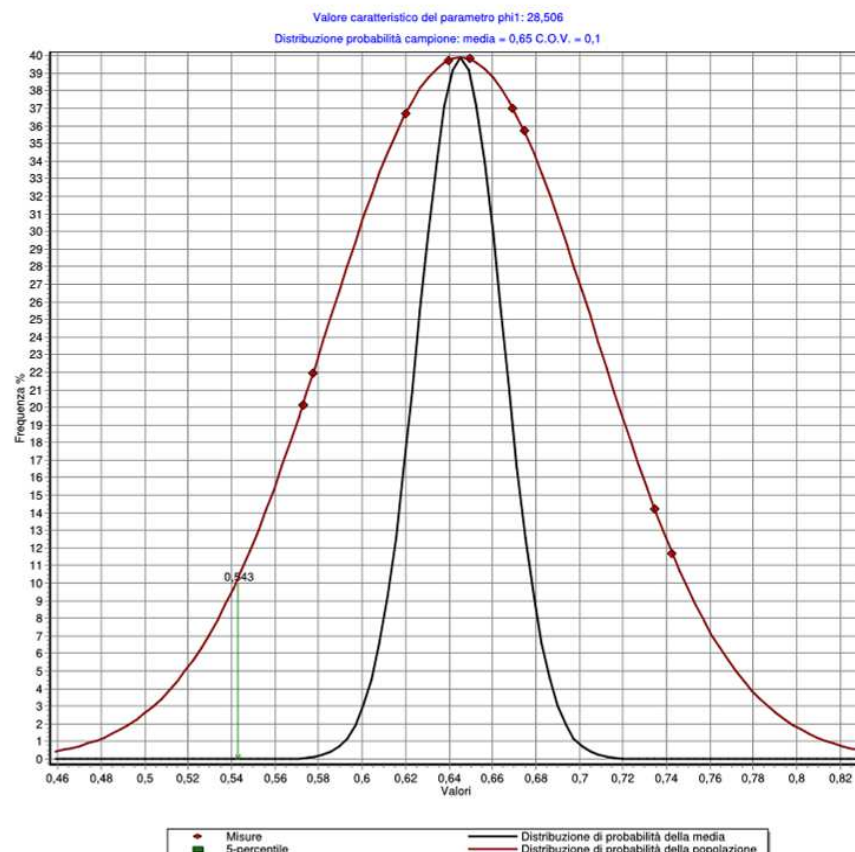
Segue la descrizione schematica delle unità, la definizione del loro spessore e i parametri geotecnici calcolati utilizzando le formule seguenti:

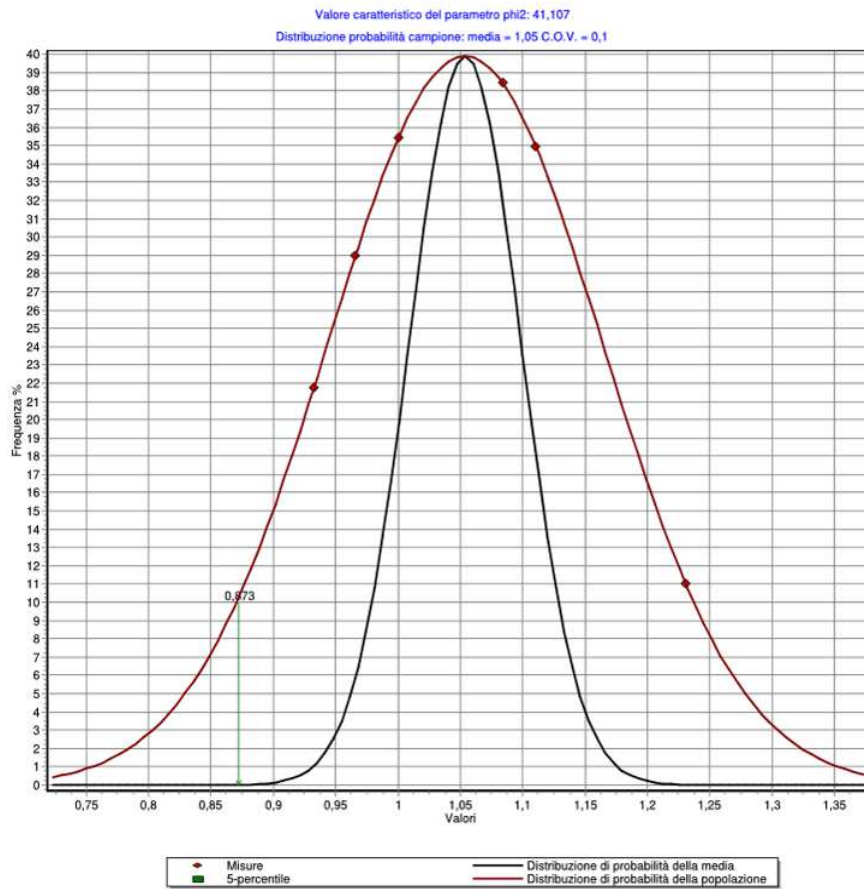
Parametro	Formula utilizzata
Dr (densità relativa)	Terzaghi – Peck (1967)
$\varphi$ (angolo di attrito efficace)	Hatanaka – Uchida (1996)
E' (modulo di deformazione elastica)	AASHTO (1996)
M (modulo edometrico)	Shultze e Muhs (1966)
$\gamma$ (peso di volume)	Bruschi (1980-2005)
Cu (coesione)	Bruschi (2004)

Per ogni parametro, per ciascuna delle unità litotecniche in cui è stato diviso il sottosuolo, è stato valutato il valore caratteristico utilizzando l'approccio statistico (come suggerito negli Eurocodici si è considerato il 5-percentile).

Tutti i valori dei parametri che compaiono nelle seguenti tabelle, utilizzati nei calcoli dei paragrafi successivi, sono quindi valori caratteristici ( $f_k$ ), cioè valori rappresentativi del parametro considerato all'interno di ciascun strato (D.M. 14.09.2005 - D.M. 17.01.2018).

Si riportano le distribuzioni di probabilità del campione di misure ricavate dalle indagini, la distribuzione della media con il relativo C.O.V. e il valore caratteristico di alcuni dei parametri più sotto riportati.





5.1.1. Descrizione parametri caratteristici nelle Unità litotecniche

**Unità litotecnica A**

Strato di copertura in sabbia ghiaiosa

N°SPT medio 8

Spessore (m) 3

Dr (densità relativa)	37 %
$\varphi_k$ (angolo di attrito efficace)	28,5 °
E <sub>50</sub> (modulo elastico)	91 kg/cmq
M (modulo edometrico)	249 kg/cmq
$\gamma_k$ (peso di volume)	1,76 t/mc

**Unità litotecnica B**

Ghiaia e ciottoli

N°SPT medio 31

Spessore (m) 5

Dr (densità relativa)	72 %
$\varphi_k$ (angolo di attrito efficace)	41,1 °
E <sub>50</sub> (modulo elastico)	380 kg/cmq



M (modulo edometrico)	433 kg/cmq
$\gamma_k$ (peso di volume)	2,16 t/mc



Misura della densità del substrato roccioso

## 6. MISURA DELLA PERMEABILITÀ

### 6.1 Cenni teorici

Nei materiali sciolti, permeabili per porosità, nei quali è verificata la legge di Darcy, la permeabilità si esprime attraverso il coefficiente di permeabilità  $k$  che ha le dimensioni di cm/s o m/s.

La scelta del metodo di prova va effettuata in funzione del tipo di terreno e della precisione desiderata. L'attendibilità delle prove, come suggerito dall'AGI nelle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" (giugno 1977), può essere migliorata adottando i seguenti accorgimenti:

- conoscenza della distribuzione delle pressioni neutre nel terreno prima della prova;
- conoscenza esatta, per quanto possibile, del profilo stratigrafico;
- realizzazione con la prova di condizioni di moto laminare in regime permanente;
- adozione in tutte le prove che comportano immissione d'acqua nel terreno, di acqua limpida.

### 6.2 Prova in foro di sondaggio

Le prove in foro di sondaggio permettono di determinare la permeabilità di terreni al di sopra o al di sotto del livello di falda. Possono essere eseguite durante la trivellazione del foro a diverse profondità oppure alla fine della trivellazione sul solo tratto terminale.

Per l'esecuzione delle prove è necessario che:

- le pareti della perforazione siano rivestite con una tubazione per tutto il tratto del sondaggio non interessato dalla prova;
- nel caso di terreni che tendono a franare o a rifluire, il tratto di prova deve essere riempito con materiale filtrante di granulometria adatta ed isolato mediante un tampone impermeabile.

Le prove si dividono in prove a carico costante o a carico variabile.

### 6.2.1 Prova a carico costante

Le prove a carico costante si eseguono misurando la portata necessaria per mantenere costante il livello dell'acqua nel foro, in condizioni di regime costante. Si possono eseguire anche nel terreno al di sopra del livello di falda; in questo caso è necessario saturare preventivamente il terreno in modo da stabilire un regime di flusso permanente.

Il coefficiente di permeabilità è dato dalla:

$$k = \frac{q}{mh}$$

con

q = portata immessa;

h = livello dell'acqua in foro;

m = coefficiente di forma

con D= diametro del foro

(N.B.: per prove sopra il livello di falda, h è misurato rispetto alla base del foro).

Il coefficiente m assume valori differenti, in funzione delle condizioni di filtrazione, secondo la tabella:

Condizioni	Coefficiente
Filtro sferico in terreno uniforme	$2\pi D$
Filtro emisferico al confine con uno strato confinato	$\pi D$
Fondo filtrante piano al confine con uno strato confinato	$2D$
Fondo filtrante piano in terreno uniforme	$2,75D$
Tubo parzialmente riempito al confine con uno strato confinato	$\frac{2D}{1 + \frac{8LK_h}{\pi DK_v}}$
Tubo parzialmente riempito in terreno uniforme	$\frac{2,75D}{1 + \frac{11LK_h}{\pi DK_v}}$

Filtro cilindrico in terreno uniforme	$\frac{3\pi L}{\ln\left[\frac{3L}{D} + 1 + \left(\frac{3L}{D}\right)^2\right]}$
---------------------------------------	---

Dove:

- L= Lunghezza del tratto filtrante;  
 Kh= Permeabilità orizzontale del terreno;  
 Kv= Permeabilità verticale del terreno.

La prova a carico costante è stata eseguita nel foro del sondaggio DPH1 all'interno dell'unità litotecnica A nel passaggio con la B



Esecuzione prova di portata

**Calcolo permeabilità k (cm/s)**

Foro di sondaggio a carico costante

- 2,5 litri immessi
- 420 tempo (s)
- 200 altezza acqua dal fondo foro (cm)
- 4,3 diametro foro (cm)
- 100 lunghezza tratto filtrante (cm)

2,2188864 coefficiente m

**4,41E-03 Permeabilità K (cm/s)**

Il valore misurato corrisponde ad una permeabilità medio-bassa

K [m/s]	1	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-11</sup>
PERMEABILITÀ	alta			media			bassa	molto bassa		impermeabile		
DRENAGGIO	buono						povero		praticamente nullo			
TERRENO	ghiaie pulite		sabbie pulite e miscele di ghiaie e sabbie pulite			sabbie fini, limi, miscele di sabbie, limi e argille, depositi di argille stratificati		Argille omogenee non alterate				
							Argille alterate					

## RELAZIONE GEOTECNICA

### Costruzione nuovo edificio residenziale

Via Fenice s.n.c. – Iseo (BS)

*Normativa di riferimento:*

*(DPR 21-12-1999 n°554) - Primi elementi in materia di classificazione sismica e di norme tecniche per le costruzioni in zona sismica (OPCM n°3274 del 20 marzo 2003) - Nuove norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) - Istruzioni per l'applicazione delle NTC (circolare n°617 del 2 febbraio 2009) – Regolamento recante la disciplina dell'utilizzazione delle terre e rocce da scavo (D.M. 10 agosto 2012 n°161) – Criteri ed indirizzi per la componente geologica del PGT (DGR 2616/2011) Aggiornamento delle NTC (D.M. 17 gennaio 2018)*

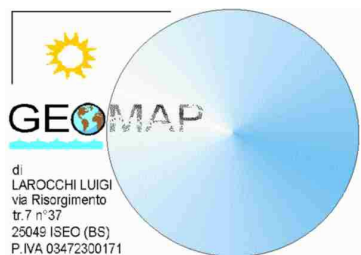


Regione Lombardia



COMMITTENTE: Fondazione Liliana e Michele Bettoni – Via Caproni n°620 – Pilzone d'Iseo (BS)

*Iseo, agosto 2018*



*Dott.geol. Luigi Larocchi*

*N°1172 o.g.l.*

## 7. VERIFICHE

In funzione dei dati ottenuti dalle indagini geognostiche, è stata valutata la capacità portante dei terreni su cui dovrà poggiare la costruzione in progetto.

Dato che l'opera non è ancora in fase avanzata di progettazione i calcoli sono stati eseguiti ipotizzando ingombri e carichi di prima stima.

Si sono seguiti i criteri proposti nel D.M. 01-2018.

### 7.1 Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU - NTC 2018)

Le NTC 2008 prevedono che le verifiche agli stati limite siano condotte in regime statico e dinamico. Nel caso di fondazioni superficiali per gli SLU, sia in condizioni statiche che dinamiche, le verifiche di sicurezza devono rispettare la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica di questa condizione si effettua impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 – A2), per i parametri geotecnici (M1 - M2) e per le resistenze (R1 - R2 - R3).

Seguendo i criteri proposti nel D.M. 01-2018 per la verifica in regime dinamico al collasso per carico limite sono state considerate le azioni sismiche con i relativi parametri sismici dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV - par.3.2.1 NTC 2018).

Il codice di calcolo utilizzato per l'elaborazione dei dati è quello presente nel programma *LoadCap 2018*, della Geostru Software.

Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo dei carichi ammissibili, anche degli effetti inerziali sul terreno di fondazione; effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante. In sostanza la componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale. L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza è quello di considerare l'accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni secondo la relazione:

$$\Theta = \arctg a_{gSLV} = \arctg 0,14 = 8^\circ$$

### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

#### **Norme tecniche per le Costruzioni 2018**

*Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.*

#### **Norme tecniche per le Costruzioni 2008**

*Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e circolare.*

#### **Eurocodice 7**

*Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.*

#### **Eurocodice 8**

*Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.*

## LEGGI REGIONALI

- Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.R. n. 12 del marzo 2005 D.G.R. 28 maggio 2008, n. 8/7374
- Delibera della Giunta Regionale della Regione Lombardia del 22.03.96 n°6/10350: “Regolamento per i termini e le modalità di controllo da effettuarsi sulle costruzioni in zone sismiche regionali”.

Tali normative, insieme ad altre ad esse collegate ed alle numerose circolari che ne illustrano i principi applicativi, cercano di regolare il tipo di indagine, i calcoli richiesti, le verifiche necessarie ed i professionisti abilitati, per la stesura delle relazioni geologiche e geotecniche riguardanti, tra le altre cose, le opere di fondazione, con particolari prescrizioni per quelle realizzate in zona sismica.

Si riportano di seguito i parametri geotecnici utilizzati ed i risultati ottenuti.

Viene utilizzato l'approccio 2 (A1+M1+R3) per fondazioni a trave rovescia di dimensioni 1,5 x 20 m, poste a 2,5 m dal p.c. (altezza di incastro 0,45 m).

### Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere 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.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  Coesione non drenata.

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c$  Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico  $H$ .

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

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:

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

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

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi'$$

### Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B' / L') \cdot \sin \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

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

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

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

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

### Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

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

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

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

Dove:

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

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

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).

### DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Zona	3
Lat./ Long. [WGS84]	45,505012/10,173007
Larghezza fondazione	1,5 m
Lunghezza fondazione	20,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	0,45 m
Profondità falda	8,0
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,1/0,1 m

### SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,168
------------------------------	-------

Effetto sismico secondo EC7/8  
 Coefficiente sismico orizzontale 0,0453

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [Kg/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Poisson
3,0	1760,0	1800,0	28,5	0,0	0,0	91,0	249,0	0,3
10,0	2160,0	2250,0	41,1	0,0	0,0	380,0	433,0	0,4

**Carichi di progetto agenti sulla fondazione**

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm <sup>2</sup> ]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	2,53	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	2,46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

**Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze**

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1

**CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA**

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult] 5,65 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Resistenza di progetto [Rd] 2,46 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Tensione [Ed] 2,46 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 2,3  
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)**

Costante di Winkler 2,26 Kg/cm<sup>3</sup>

**Combinazione fondamentale SLU - A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq] 20,88  
 Fattore [Nc] 32,95  
 Fattore [Ng] 23,99  
 Fattore forma [Sc] 1,05  
 Fattore profondità [Dc] 1,26  
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 1,0  
 Fattore inclinazione pendio [Gc] 1,0  
 Fattore inclinazione base [Bc] 1,0  
 Fattore forma [Sq] 1,04  
 Fattore profondità [Dq] 1,24  
 Fattore inclinazione carichi [Iq] 1,0  
 Fattore inclinazione pendio [Gq] 1,0  
 Fattore inclinazione base [Bq] 1,0  
 Fattore forma [Sg] 0,97  
 Fattore profondità [Dg] 1,0  
 Fattore inclinazione carichi [Ig] 1,0  
 Fattore inclinazione pendio [Gg] 1,0



Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	5,81 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	2,53 Kg/cm <sup>2</sup>
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

#### SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	20,88
Fattore [Nc]	32,95
Fattore [Ng]	23,99
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	1,26
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,24
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
=====	
Carico limite	5,65 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	2,46 Kg/cm <sup>2</sup>
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

## 7.2 Verifica allo scorrimento (SLU - NTC 2018)

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente (usualmente viene trascurata).

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = Nsd \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale  $N_{sd}$  è il valore di calcolo della forza verticale,  $\delta$  è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto,  $c_a$  è l'adesione plinto-terreno e  $A'$  è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

La geometria della fondazione adottata nel calcolo è la medesima di quella utilizzata nel calcolo della capacità portante. I carichi verticali sono stati calcolati ipotizzando la massima resistenza di progetto verificata sulla fondazione.

Carico verticale  $N = 900000$  kg

Spinta orizzontale  $Y = 125256$  kg

**VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R3)**

Adesione terreno fondazione	0,08 Kg/cm <sup>2</sup>
Angolo di attrito terreno fondazione	19,0°
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	306697 Kg
Sollecitazione di progetto $V_{sd}$	125256 Kg
Fattore sicurezza	2,69

Essendo il rapporto  $S/H > 1,1$  con  $S$  = resistenza al taglio mobilitata lungo la base della fondazione ed  $H$  = forza orizzontale esterna applicata, la verifica risulta soddisfatta

**7.3 Verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE - NTC 2018)**

Per gli SLE le verifiche di sicurezza, in condizioni statiche e dinamiche, devono rispettare la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

Dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto dell'azione e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Nel caso di fondazioni superficiali  $C_d$  equivale al valore limite massimo delle azioni delle azioni di progetto a cui corrisponde il cedimento massimo accettabile per la fondazione (25 mm).

Seguendo i criteri proposti nel D.M. 01-2018 per la verifica in regime dinamico dei cedimenti sono state considerate le azioni sismiche con i relativi parametri sismici dello stato limite di danno (SLD - par.3.2.1 NTC 2018).

La tabella seguente mostra i parametri di accelerazione sismica del sito.

Parametri sismici del sito	
Stato limite considerato	SLD – Danno

<b>TR (s)</b>	50
<b>Ag (m/s<sup>2</sup>)</b>	0,51
<b>Fo</b>	2,39
<b>T*c (s)</b>	0,23

Il codice di calcolo utilizzato per l'elaborazione dei dati è quello presente nel programma *LoadCap 2018*, della Geostru Software.

### CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni B×L posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} \left( I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

$q_0$  Intensità della pressione di contatto

$B'$  Minima dimensione dell'area reagente,

$E$  e  $\mu$  Parametri elastici del terreno.

$I_1$  Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , profondità del piano di posa  $D$ ;

I coefficienti  $I_1$  e  $I_2$  si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto  $L/B'$  ed  $H/B$ , utilizzando  $B'=B/2$  e  $L'=L/2$  per i coefficienti relativi al centro e  $B'=B$  e  $L'=L$  per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza  $I_F$  deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto  $L/B$ .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente  $I_S$ :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore  $H$  vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a  $5B$ , se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di  $E$  pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

### SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,061
Coefficiente sismico orizzontale	0,012

Coefficiente sismico verticale 0,006

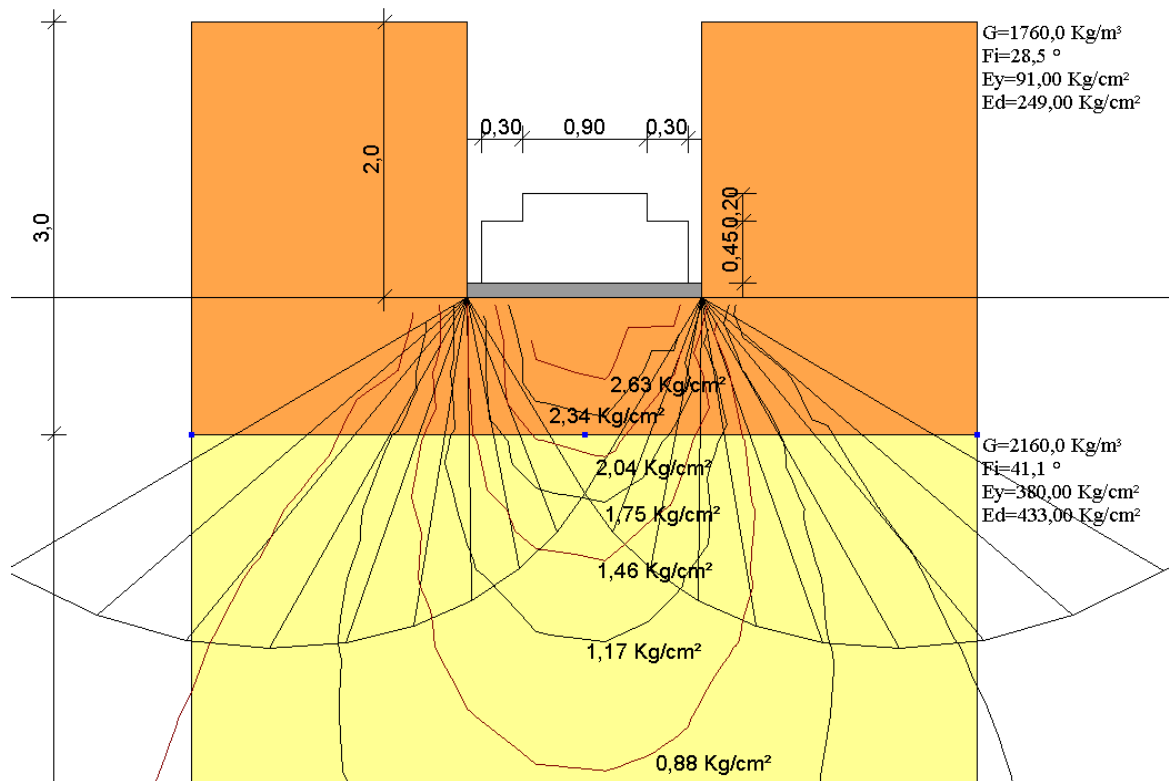
La fondazione viene considerata rigida

**CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE**

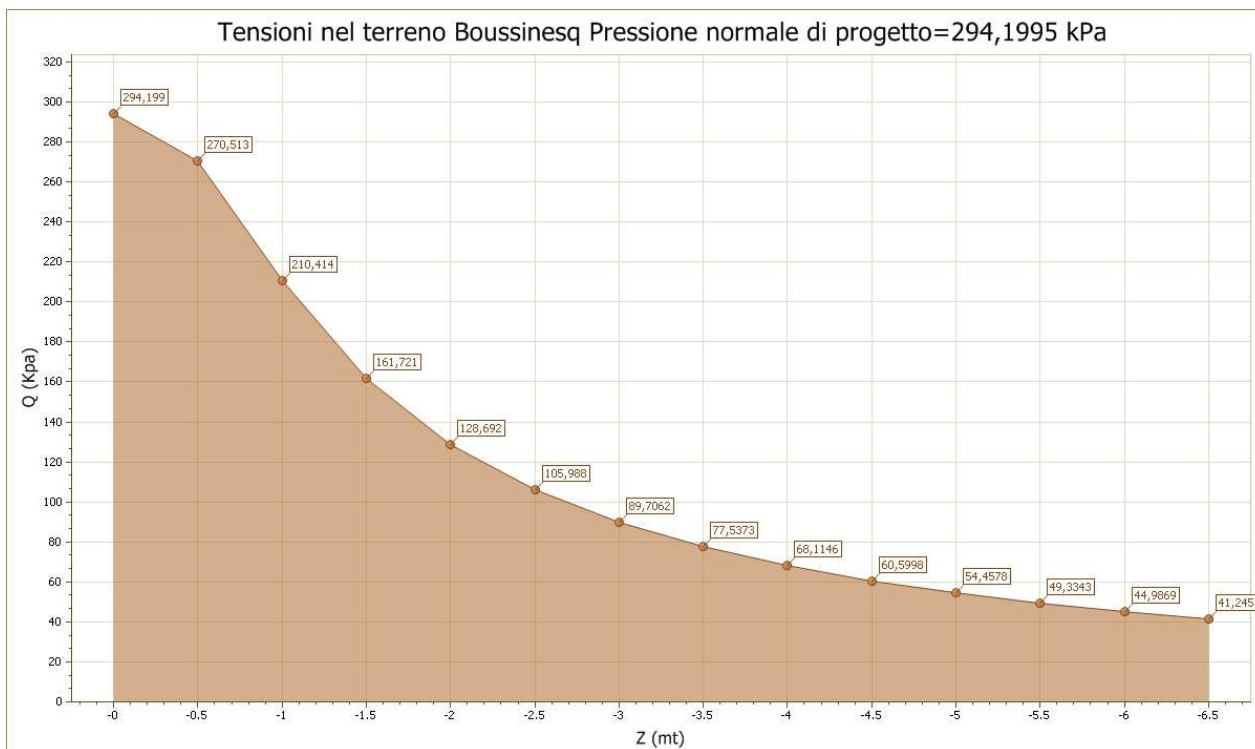
Pressione normale di progetto	3,0 Kg/cm <sup>2</sup>
Tempo	15,0
Profondità significativa Zi (m)	6
Media dei valori di N <sub>spt</sub> all'interno di Zi	20
Fattore di forma fs	1,506
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1,44
Indice di compressibilità	0,026
Cedimento	20,093 mm

Per quanto riguarda i cedimenti bisogna considerare che la pressione indotta al terreno di fondazione dall'applicazione di un carico si esaurisce in genere nei primi metri di profondità. La letteratura propone un'altezza a cui si esaurisce la pressione nel terreno pari a 4 volte il lato minore della fondazione. **Il cedimento totale risulta inferiore a 25 mm con un carico di 3 kg/cm<sup>2</sup>**, come illustrato nella precedente tabella.

Si riporta la sezione geotecnica inserita per i calcoli della capacità portante e dei cedimenti.



Sezione geotecnica e bulbo delle pressioni indotte nel terreno dalle fondazioni



#### 7.4 Verifica a liquefazione del terreno

La liquefazione è un fenomeno di riduzione della resistenza al taglio causata dall'incremento della pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante uno scuotimento sismico. La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

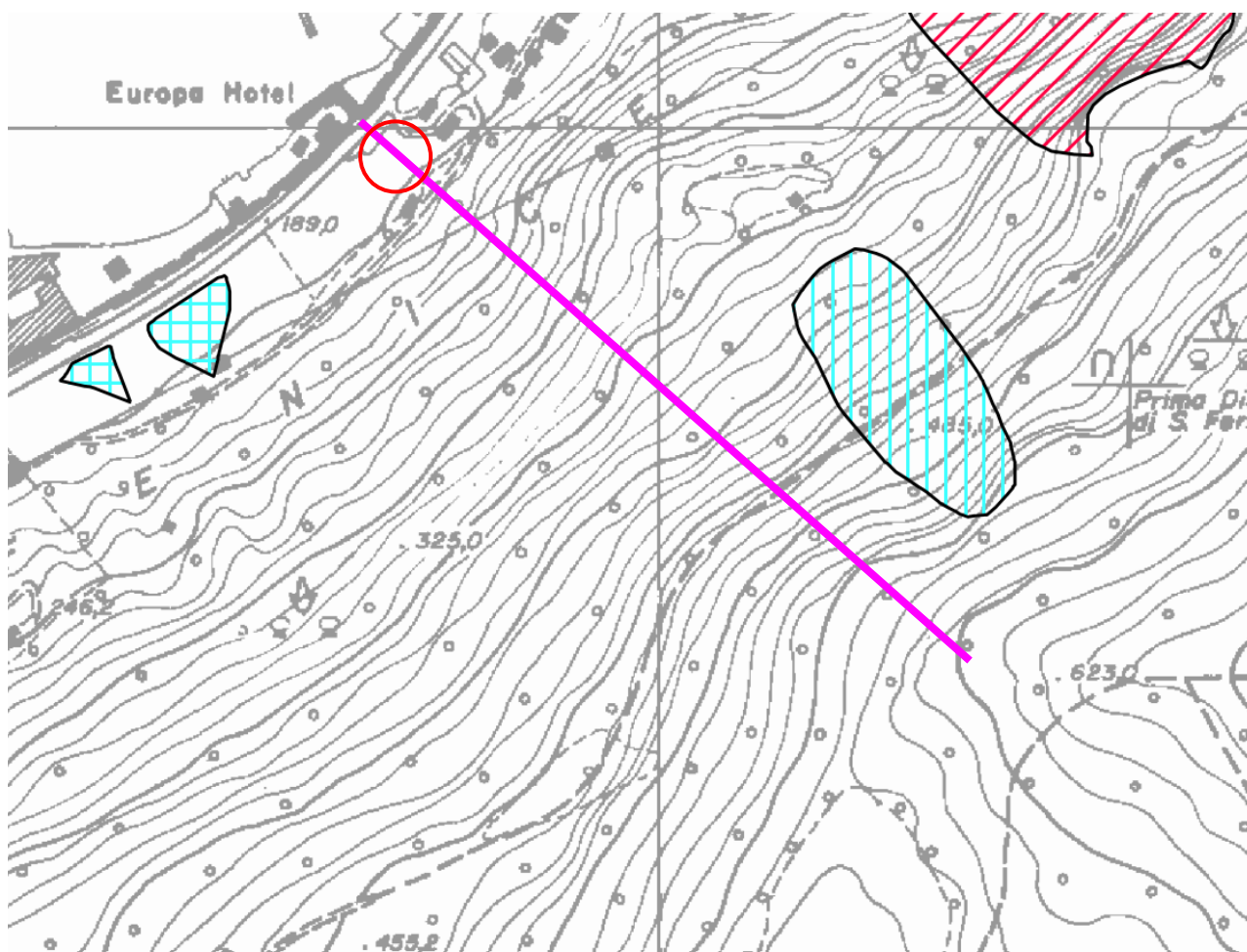
- Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0,1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal p.c. per strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica dinamica normalizzata maggiore di 30 colpi o resistenza penetrometrica statica normalizzata maggiore di 180;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura 7.11.1 (a) delle NTC 2008 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in figura 7.11.1. (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

In considerazione della presenza di terreni granulari grossolani e del substrato roccioso al di sopra del livello della falda, che coincide con il livello del lago d'Iseo e si pone a circa 6-8 m dal p.c., non è stata eseguita una verifica alla liquefazione. Il terreno non possiede caratteristiche geotecniche che lo rendono teoricamente suscettibile alla liquefazione.

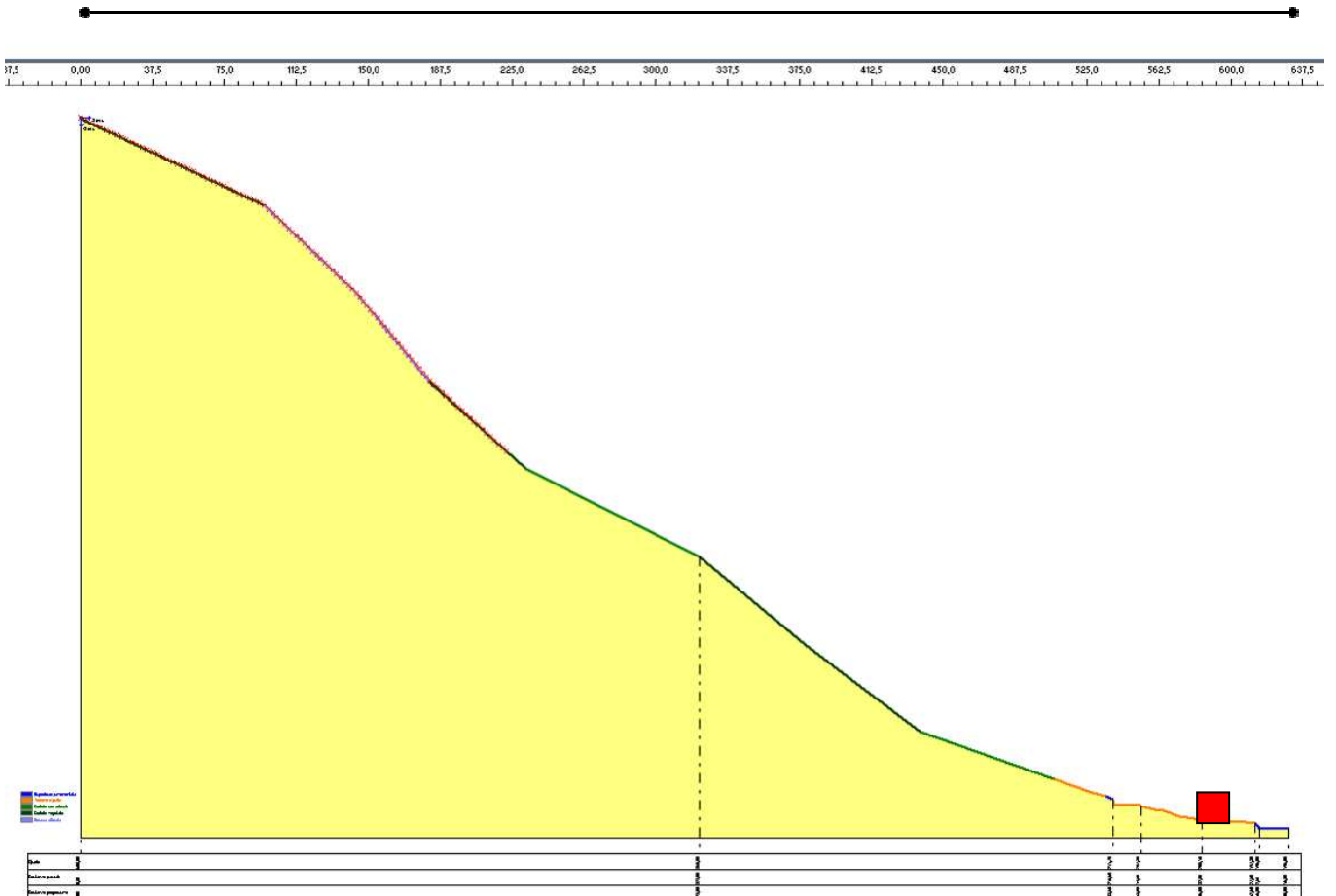
## 8. ANALISI CADUTA MASSI

### 8.1 Rilievo topografico

La parte preliminare del lavoro è consistita nella misura di pendenza e lunghezza dei vari tratti costituenti il pendio da Via Fenice, presso la quale verrà realizzata l'opera in progetto, alla prima rottura di pendenza significativa del versante. Per il rilievo della sezione si è utilizzato un disto-inclinometro laser Leika D5 posizionato su apposito treppiede. Più sotto si riporta lo schema riassuntivo delle misure effettuate. Di ogni tratto si è rilevata la natura dei primi decimetri di spessore, per poter immettere nel programma di calcolo per l'elaborazione della caduta dei massi, anche tutte quelle caratteristiche tipiche del sottofondo effettivamente presente sul sito.



Traccia della sezione in colore magenta



Profilo del pendio con ubicazione dell'edificio in progetto



Vista complessiva del pendio



Strumento utilizzato per il rilievo

Le quote si riferiscono a partire da Via Fenice, in prossimità dell'abitazione in progetto, che si assume trovarsi a quota 195 nel modello. La sommità del pendio boscoso, dove si ha un cambio di pendenza del versante, si colloca a quota 600 m

Lungo il pendio sono presenti alcuni muretti a secco e dei terrazzamenti che interrompono la pendenza del versante.

## 8.2 Misura dei ciottoli

I ciottoli presenti sul pendio, fino alla base della scarpata, sono stati misurati e pesati, onde stimare la situazione più sfavorevole da utilizzare nei calcoli delle possibili traiettorie. Si riportano di seguito le caratteristiche dei ciottoli più numericamente rappresentativi tra quelli caduti in tempi relativamente recenti.



diametro 33 / 30 cm – Peso 7,8 kg



Massi posizionati lungo i terrazzi artificiali a monte del sito

dimensioni 80 x 50 x 35 cm

120 x 70 x 70 cm



Massi fermati dalla vegetazione - dimensioni 80 x 70 x 60 cm



Per misurare la densità delle rocce presenti sul pendio sono stati raccolti diversi frammenti rocciosi provenienti da varie quote della parete. Dei frammenti si sono misurati peso e volume in laboratorio.

Il valore medio è

$\gamma$ (peso di volume)	2,68 g/cm <sup>3</sup>
---------------------------	------------------------



Misura della densità di alcuni frammenti rocciosi presi dal pendio

### 8.3 Caratteri generali dell'analisi di caduta massi

Il programma di calcolo utilizzato per la simulazione della caduta di gravi è GeoRock 2D fornito dalla società GeoStru Software.

Il moto di caduta di un blocco lungo una scarpata rocciosa dipende da numerosi fattori che non è facile esprimere numericamente.

Le traiettorie dei blocchi dipendono dalla geometria della scarpata, dalla forma del blocco in caduta e dalla sua velocità iniziale al momento del distacco dal pendio, ed inoltre dall'entità dell'energia dissipata per effetto degli urti durante la caduta. I blocchi in caduta possono, infatti, scivolare, rotolare o rimbalzare a valle a seconda della loro forma, appiattita o arrotondata, e della inclinazione del pendio.

L'energia dissipata per effetto degli urti è in genere diversa al variare delle caratteristiche del moto e dipende dalle caratteristiche meccaniche del blocco e dai materiali presenti lungo la scarpata (*roccia, terreno, vegetazione*) che si oppongono in misura differente al moto dei blocchi.

Nella realtà, tuttavia, è praticamente impossibile determinare puntualmente il profilo di un pendio ed individuare la forma dei diversi blocchi che potrebbero distaccarsi.

Inoltre la geometria del pendio e la natura dei materiali affioranti subiscono nel tempo modifiche, anche sensibili, per effetto, dell'alterazione della roccia, per l'accumulo di detriti

nelle zone meno acclivi e per lo sviluppo della vegetazione.

Infine, diviene praticamente impossibile modellare il moto di caduta dei blocchi nei casi in cui questi si frantumino per effetto degli urti, né è possibile individuare le zone dei pendii in cui si verifica la frantumazione.

Per l'analisi delle traiettorie di caduta è necessario fare riferimento a modelli molto semplificati: la progettazione geotecnica degli interventi di protezione deve essere, perciò, sviluppata sulla base di un'ampia sperimentazione numerica, che consenta di indagare sui diversi aspetti del fenomeno e riconoscere i fattori principali che influenzano il moto di caduta nella particolare situazione in esame.

Nei casi più complessi potrà essere opportuno tarare il modello sulla base di un'analisi di traiettorie rilevate con cinematografia in sito in seguito, al crollo dei blocchi.

Il modello detto *CRSP* (*Colorado Rockfall Simulation Program*) è stato messo a punto da *Pfeiffer e Bowen* (1989) con lo scopo di modellare il moto di caduta di blocchi aventi la forma di sfere, cilindri o dischi, con sezione circolare nel piano verticale del movimento.

Per descrivere il movimento dei blocchi il modello *CRSP* applica l'equazione del moto parabolico di un corpo in caduta libera ed il principio di conservazione dell'energia totale.

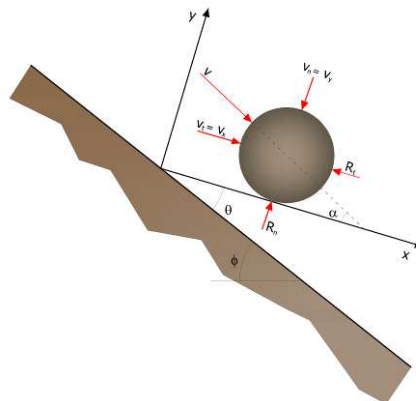
Il fenomeno dell'impatto viene modellato utilizzando come ulteriori parametri, rispetto al metodo *Lumped mass*, la rugosità del pendio e la dimensione dei blocchi.

In particolare il modello *CRSP* assume che l'angolo formato tra la direzione del blocco ed il profilo del pendio vari secondo una statistica che deve essere definita per ogni caso analizzato. Il modello tratta quindi in modo statistico anche i risultati che principalmente constano nelle velocità e nelle altezze di rimbalzo, rispetto alla superficie del pendio, durante il percorso di caduta. Il modello considera quindi le combinazioni dei movimenti di caduta libera, di rimbalzo, di rotolamento e di scivolamento, che possono variare a seconda delle dimensioni dei blocchi e della rugosità del pendio.

L'affidabilità del modello è stata verificata attraverso confronti tra i risultati numerici e quelli ottenuti da prove in sito.

La descrizione del moto di caduta libera inizia da un punto nel quale, è nota la velocità iniziale scomposta nelle sue componenti orizzontali e verticali. Il blocco è soggetto al movimento di caduta libera fino a quando non collide con la superficie del pendio.

Dall'intersezione vengono ricavate le coordinate del punto di impatto. Il vettore della velocità di pre-impatto  $V$ , forma un angolo  $\alpha$  con il pendio.



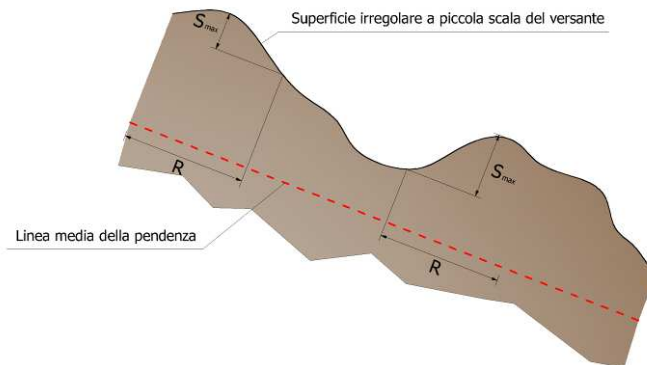
*Rappresentazione della fase di impatto: α) l'angolo di impatto è definito come funzione della traiettoria del blocco; θ) inclinazione del pendio; φ) variazione del pendio in funzione della rugosità locale del pendio*

Ad ogni impatto l'inclinazione del pendio  $f$  è fatta variare casualmente in un campo di valori compreso tra 0 e  $\theta_{max}$ . il valore di  $\theta_{max}$  dipende dalla rugosità del pendio e dalla dimensione del blocco e viene determinato da misure in sito.

Detto  $R$  il raggio del blocco in esame si ha:

$$\tan\theta_{max} = \frac{S_{max}}{R}$$

Ad ogni impatto l'inclinazione del pendio viene fatta variare casualmente in un campo di valori compreso tra 0 ed un valore funzione della rugosità del pendio e dalla dimensione del blocco.



*Influenza della rugosità del pendio sul percorso del masso :rapporto tra l'altezza delle asperità ed il raggio del blocco*

La velocità che si ottiene a seguito dell'impatto, viene determinata attraverso l'equazione di conservazione dell'energia totale così espressa:

$$\left(\frac{1}{2}J\omega_1^2 + \frac{1}{2}Mv_{t1}^2\right) \cdot f(F) \cdot SF = \frac{1}{2}J\omega_2^2 + \frac{1}{2}Mv_{t2}^2 \quad (1)$$

dove:

- $M$  = Massa del blocco;
- $J$  = Momento d'inerzia del blocco;
- $\omega_1$  = Velocità angolare prima dell'impatto;
- $\omega_2$  = Velocità angolare dopo l'impatto;
- $V_{t1}$  = Velocità tangenziale prima dell'impatto;
- $V_{t2}$  = Velocità tangenziale dopo l'impatto;

La funzione  $f(F)$  di attrito così definita:

$$f(F) = SF + \frac{(1 - R_t)}{\left[\left(\frac{V_{t1} - \omega_1 \cdot R}{20}\right)^2 + 1,2\right]}$$

Mentre la funzione di scala  $SF$ :

$$SF = \frac{R_t}{\left[\left(\frac{V_{n1}}{250 \cdot R_n}\right)^2 + 1\right]}$$

Dove:

- $R_n$  = Coefficienti di restituzione normale;
- $R_t$  = Coefficienti di restituzione tangenziale;
- $R$  = Raggio del blocco;

I termini  $f(F)$  e  $SF$  sono ricavabili attraverso espressioni empiriche che vengono utilizzate per valutare l'energia cinetica dissipata nelle collisioni tra blocco e pendio a causa dell'attrito e dell'urto.

L'attrito riguarda principalmente la dissipazione dell'energia prodotta dalla velocità tangenziale, l'urto quella prodotta dalla velocità normale al pendio.

Le velocità tangenziali e angolari post-collisione sono messe in relazione tra loro dalla seguente equazione:

$$V_{t2} = \omega_2 \cdot R$$

che assume che i blocchi abbandonino il contatto con il pendio ruotando, indipendentemente dalla velocità angolare precedente.

Dalla (1) si ottiene  $V_{t2}$ , mentre la velocità normale post-collisione viene ricavata dalla seguente espressione empirica:

$$V_{n2} = V_{n1} \cdot \frac{R_n}{\left[1 + \left(\frac{V_{n1}}{9}\right)^2\right]}$$

che intende tener conto del fatto, verificato anche sperimentalmente, che il rapporto tra le velocità normali post-impatto e pre-impatto diminuisce con l'aumentare della velocità normale pre-impatto stessa.

#### 8.4 Calcolo

Si è modellata la situazione del pendio esistente a monte dell'abitazione in progetto, in modo da valutare fino a quale tratto del versante potrebbero giungere i blocchi in caduta.

Si sono eseguiti i calcoli simulando la caduta di pietre di modeste dimensioni (20-30 cm di diametro medio). Si sono poi ripetuti i calcoli sul medesimo profilo per trovanti sferici di 1,2 m di diametro, ipotizzando il distacco dei trovanti visti lungo il profilo del pendio. Si è ipotizzato che dalla sommità al limite con i terrazzi esistenti possano innescarsi fenomeni di caduta massi.

Si riportano di seguito alcuni dei parametri utilizzati in questa simulazione:

#### CARATTERISTICHE DEL BLOCCO

Forma del blocco	Sferico
Densità	2676,0 Kg/m <sup>3</sup>
Elasticità	98066,0 kPa
Velocità iniziale in x	5,0 m/s
Velocità iniziale in y	-3,0 m/s
Velocità limite di arresto	0,01 m/s
Diametro	1,2 m

#### VELOCITÀ DI PROGETTO DEI BLOCCHI

Coefficiente di affidabilità di calcolo delle traiettorie	1
Coefficiente qualità discretizzazione topografia pendio	1
Coefficiente di sicurezza velocità	1

#### MASSA DEL BLOCCO DI PROGETTO

Coefficiente valutazione massa	1
Coefficiente precisione rilievo	1
Coefficiente precisione rilievo	1

#### ENERGIA SOLLECITANTE DI PROGETTO

Coefficiente amplificativo energia	1
------------------------------------	---

#### Elenco materiali

N	Descrizione	Coefficiente restituzione normale Rn	Coefficiente restituzione tangenziale Rt	Rugosità (m)	Frequenza (m)	Angolo attrito (°)
1	Roccia	0,9	0,8	0		0

	integra						
2	Roccia alterata	0,7	0,7	0		0	
3	Sabbia	0,4	0,6	0		0	
4	Detrito	0,6	0,6	0		0	
5	Detrito fino	0,32	0,82	0		0	
6	Detrito vegetato	0,84	0,7	0		0	
7	Detrito con arbusti	0,87	0,7	0		0	
8	Terreno o prato	0,31	0,79	0		0	
9	Superficie pavimentata	0,4	0,9	0		0	

**DATI PEND IO**

N	X (m)	Y (m)	Materiale
1	0,0	600,0	Detrito vegetato
2	96,0	550,0	Roccia alterata
3	144,0	500,0	Roccia alterata
4	182,0	450,0	Detrito vegetato
5	232,0	400,0	Detrito con arbusti
6	323,0	350,0	Detrito vegetato
7	378,0	300,0	Detrito vegetato
8	438,0	250,0	Detrito con arbusti
9	508,0	223,0	Terreno o prato
10	528,0	215,4	Terreno o prato
11	535,0	213,7	Superficie pavimentata
12	538,5	211,7	Terreno o prato
13	539,0	209,2	Terreno o prato
14	552,5	208,6	Terreno o prato
15	553,0	207,8	Terreno o prato
16	560,0	205,6	Terreno o prato
17	565,0	205,1	Terreno o prato
18	573,0	201,7	Terreno o prato
19	585,0	200,1	Terreno o prato
20	608,0	198,6	Terreno o prato
21	612,5	197,8	Superficie pavimentata
22	614,7	195,5	Superficie pavimentata
23	615,0	195,0	Superficie pavimentata
24	630,0	195,0	Superficie pavimentata

**IMPATTO**

Lancio n° 1 Xp=0,28 m Yp=600,53 m

Ni	xi (m)	yi (m)	vx (m/s)	vy (m/s)	t (s)	E (KJ)
1,0	1,943	598,988	6,863	-0,842	0,333	89,945
2,0	5,767	596,997	7,979	-2,011	0,557	125,48
3,0	9,256	595,179	8,798	-2,856	0,437	156,178
4,0	12,353	593,566	9,406	-3,488	0,352	182,203
5,0	15,059	592,157	9,853	-3,968	0,288	203,269
6,0	17,396	590,94	10,173	-4,333	0,237	219,603
7,0	19,397	589,898	10,392	-4,609	0,197	231,627
8,0	21,099	589,011	10,528	-4,813	0,164	239,84
9,0	22,539	588,261	10,597	-4,958	0,137	244,758
10,0	23,752	587,629	10,611	-5,056	0,114	246,881
11,0	24,769	587,099	10,58	-5,116	0,096	246,665

12,0	25,618	586,657	10,511	-5,145	0,08	244,518
13,0	26,325	586,289	10,412	-5,147	0,067	240,807
14,0	26,912	585,983	10,29	-5,127	0,056	235,876
15,0	27,398	585,73	10,147	-5,091	0,047	229,991
16,0	27,801	585,52	9,99	-5,039	0,04	223,405
17,0	28,136	585,346	9,822	-4,977	0,033	216,322
18,0	28,41	585,203	9,642	-4,908	0,028	208,865
19,0	28,637	585,085	9,459	-4,828	0,024	201,21
20,0	28,824	584,987	9,268	-4,747	0,02	193,446
21,0	28,975	584,909	9,074	-4,659	0,016	185,632
22,0	29,095	584,846	8,876	-4,57	0,013	177,825
23,0	29,194	584,795	8,681	-4,474	0,011	170,15
24,0	29,274	584,753	8,483	-4,382	0,009	162,631
25,0	29,34	584,719	8,289	-4,284	0,008	155,313
26,0	29,403	584,686	8,101	-4,185	0,008	148,323
27,0	29,459	584,657	7,914	-4,093	0,007	141,607
28,0	29,499	584,636	7,723	-4,005	0,005	135,019
29,0	29,534	584,617	7,542	-3,905	0,005	128,702
30,0	29,556	584,606	7,352	-3,825	0,003	122,532

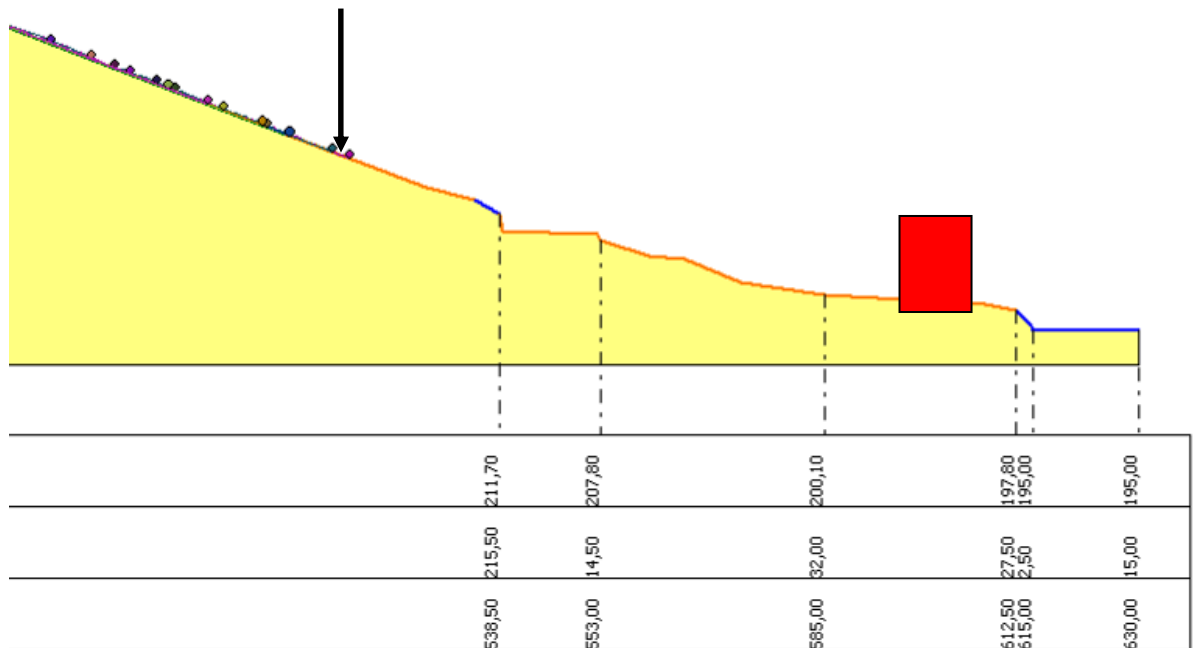
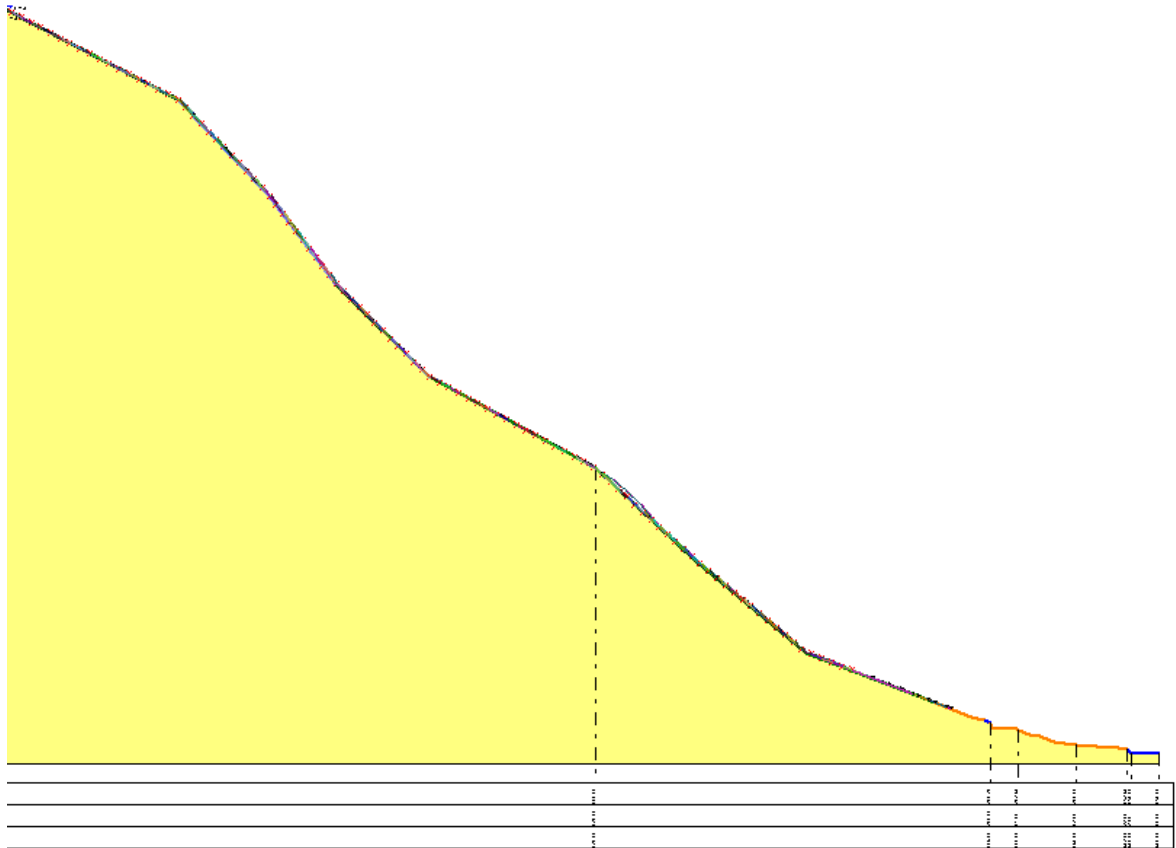
#### ELABORAZIONI STATISTICHE

Velocità massima	36,587 m/s
Velocità minima	5,127 m/s
Velocità media	14,263 m/s
Scarto quadratico medio	4,309 m/s
<b>Energia massima pre-impatto</b>	<b>2047,64 KJ</b>
Energia media pre-impatto	365,019 KJ
Scarto quadratico energia	240,051 KJ
Ascissa media di arresto	285,892 m
Ascissa massima raggiunta	516,963 m

#### % Massi fermati

X (m)	% Massi fermati
63,28	58,33333
126,28	65,38461
189,28	78,57143
252,28	71,42857
315,28	80,88235
378,28	84,14634
441,28	88,54166
504,28	94
567,28	100

Di seguito si riporta l'elaborazione ottenuta simulando la caduta di 100 blocchi dal ciglio superiore del pendio distanziati ciascuno di 4 m.



Profilo del pendio – e particolare - con posizione massima raggiunta dai blocchi

I blocchi di maggiori dimensioni si spostano per rotolamento e l'altezza massima raggiunta durante la caduta non supera il metro dal suolo.

L'elaborazione mostra che i blocchi riescono a percorrere poche decine di metri prima di essere fermati dalla vegetazione. Le analisi effettuate in sito hanno però mostrato che i massi non

provengono solo dalla sommità, ma anche dal pendio stesso, messi in movimento dalle radici delle piante e dall'erosione superficiale dovuta alle acque meteoriche.

Si spiega in questo modo la presenza di blocchi anche in prossimità dei terrazzi antropici appena a monte del sito in esame.

## 9. INDICAZIONI GEOTECNICHE PROGETTUALI

I terreni ove si colloca l'edificio residenziale in progetto sono costituiti da una coltre superficiale di terreno sabbioso ghiaioso dello spessore variabile tra 0,6 e 3 m dalle caratteristiche geotecniche discrete. Segue un modesto strato di ghiaie con ciottoli dello spessore 1-2 m dalle caratteristiche geotecniche ottime che copre il substrato roccioso.

Il substrato roccioso non ha andamento regolare ed ha la tendenza ad avvicinarsi al piano campagna spostandosi verso l'angolo sud-ovest del lotto in esame.

La stratigrafia si evince, oltre che dalle prove penetrometriche, anche dall'indagine sismica eseguita in sito.

I parametri geotecnici caratteristici del terreno di fondazione entro i 3 m di profondità dal p.c. sono:

$\varphi$ (angolo di attrito)	28,5°
$\gamma$ (peso di volume)	1,76 t/mc

I parametri geotecnici caratteristici del terreno di fondazione oltre i 3 m di profondità dal p.c. sono:

$\varphi$ (angolo di attrito)	41,1°
$\gamma$ (peso di volume)	2,16 t/mc

Si sono eseguiti i calcoli relativamente a delle fondazioni a trave rovescia (di dimensioni 1,5 x 20 m), poggianti ad una profondità di 2 m dal p.c. (**altezza di incastro 0,45 m**)

La capacità portante è stata verificata utilizzando il metodo proposto dalle NTC 2018 e la seguente tabella riassume i risultati ottenuti.



Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione [Ed] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Costante sottofondo (Kg/cm <sup>3</sup> )
A1+M1+R3							
	Brinch - Hansen 1970	5,81	2,53	2,53	2,3	Verificata	2,32
SISMA							
*	Brinch - Hansen 1970	5,65	2,46	2,46	2,3	Verificata	2,26

Il progettista delle strutture dovrà rispettare la condizione

$$Ed = Rd$$

con i valori riportati nelle precedenti tabelle, dove  $Ed$  è il valore di progetto dell'azione sulle combinazioni di carico (struttura),  $Rd$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno).

I cedimenti risultano inferiori a 25 mm con i carichi di progetto riportati nelle precedenti tabelle.

Dovrà comunque essere valutato dal progettista se i cedimenti calcolati siano compatibili con la struttura in progetto ed in particolare se potranno indurre alterazioni all'aspetto esterno e interno degli edifici, alla funzionalità delle opere o indurre danni agli elementi strutturali.

Lo scavo per la realizzazione del piano interrato sarà parzialmente in roccia o comunque vedrà la presenza di grossi trovanti e detriti rocciosi. La roccia presente in sito non è stata osservata perché non affiorante; si sono analizzati però gli affioramenti rocciosi nel lotto limitrofo. La roccia, appartenente alla formazione della Maiolica, è costituita da strati calcarei decimetrici, facilmente lavorabili ed utilizzati infatti per la realizzazione di muri a secco o rivestimenti di edifici.

**Le opere in progetto dovranno poggiare sul medesimo litotipo. Saranno assolutamente da evitare porzioni di edificio poggianti su roccia ed altre poggianti su detrito poco consistente o sabbie ghiaiose. Se alla quota prevista del fondo scavo si dovessero notare litotipi differenti, si dovrà approfondire lo scavo nelle porzioni meno consistenti fino al raggiungimento di strati a maggiore capacità portante (roccia o detrito in ciottoli). Lo scavo verrà poi riportato al livello previsto con il detrito in ciottoli presente in sito.**

Si rammenta che i parametri geotecnici interpretativi sono stati elaborati sulla base di dati puntuali, riscontrati direttamente dalle prove penetrometriche. Non si possono escludere però eventuali variazioni laterali sia della litologia sia dello spessore e delle profondità degli strati di terreno che si potrebbero rinvenire in fase di scavo.

La falda, in data 27/08/2018, non è stata incontrata durante le fasi di indagine (prove DPH), fino alla profondità di 6 m dal p.c.

La permeabilità misurata nei terreni presenti nei primi 3 metri di profondità è  $k = 4,41 \times 10^{-3}$  cm/sec. La permeabilità risulta quindi medio-bassa.

I terreni non sono liquefacibili.

Le analisi condotte hanno permesso di individuare alcune opere già realizzate per impedire ai massi provenienti dalla scarpata soprastante di raggiungere le zone di immediata pertinenza all'edificio in progetto. Tali opere, costituite da muretti a secco parzialmente crollati e terrazzi non garantiscono però di fermare la totalità dei blocchi poiché, si è evidenziato nel rilievo eseguito, i punti di distacco non si concentrano alla sommità del versante ma sono disseminati lungo tutto il versante, quindi anche in prossimità del sito in esame.

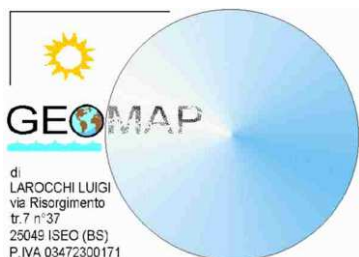
Un primo intervento potrebbe essere la realizzazione di muri di protezione, facendo attenzione a lasciar libero il drenaggio da monte dell'acqua (altrimenti diventerebbero delle piccole dighe che poi farebbero franare il versante). Si consiglia di realizzare tali muri, di altezza non inferiore a 1,5 m, con gabbionate riempite in ciottoli in modo da realizzare delle barriere deformabili con materiale prelevato direttamente in sito.

Alla sommità dei muri di protezione dovrà essere realizzata una recinzione, di altezza non inferiore a 2 m, in doppia rete metallica allo scopo di fermare i ciottoli di minori dimensioni

La Frequenza fondamentale di risonanza di sito (Hz) risulta pari a  $4,95 \pm 0,05$  Hz. Il suolo rientra nella categoria sismica B e nella categoria topografica T1.

Rimango a disposizione per ogni eventuale chiarimento.

Iseo, agosto 2018



dott. geol. Luigi Larocchi

n. 1172 o.g.l.

# DICHIARAZIONE DI CONFORMITA' e CERTIFICATO DI CONTROLLO QUALITA'

**SARA electronic instruments s.r.l.**  
**Via Mercuri 4 - 06129 PERUGIA – ITALY**  
Codice Fiscale e Partita IVA Nr. IT00380320549  
N.Reg.RAEE: IT08020000001128  
Telefono +39 075 5051014 – Fax +39 075 5006315  
email: info@sara.pg.it URL:www.sara.pg.it

dichiara che lo strumento modello:

SR04

nr. di serie:

907



è stato progettato, prodotto e/o testato risultando conforme alle seguenti norme armonizzate: EN-61326-1, EN-61326-2-1, EN-61000-3-2, EN-61000-3-3, EN-61000-4-2, EN-61000-4-3, EN-61000-4-4, EN-61000-4-5, EN-61000-4-6, EN-61000-4-8, EN-61000-4-11.

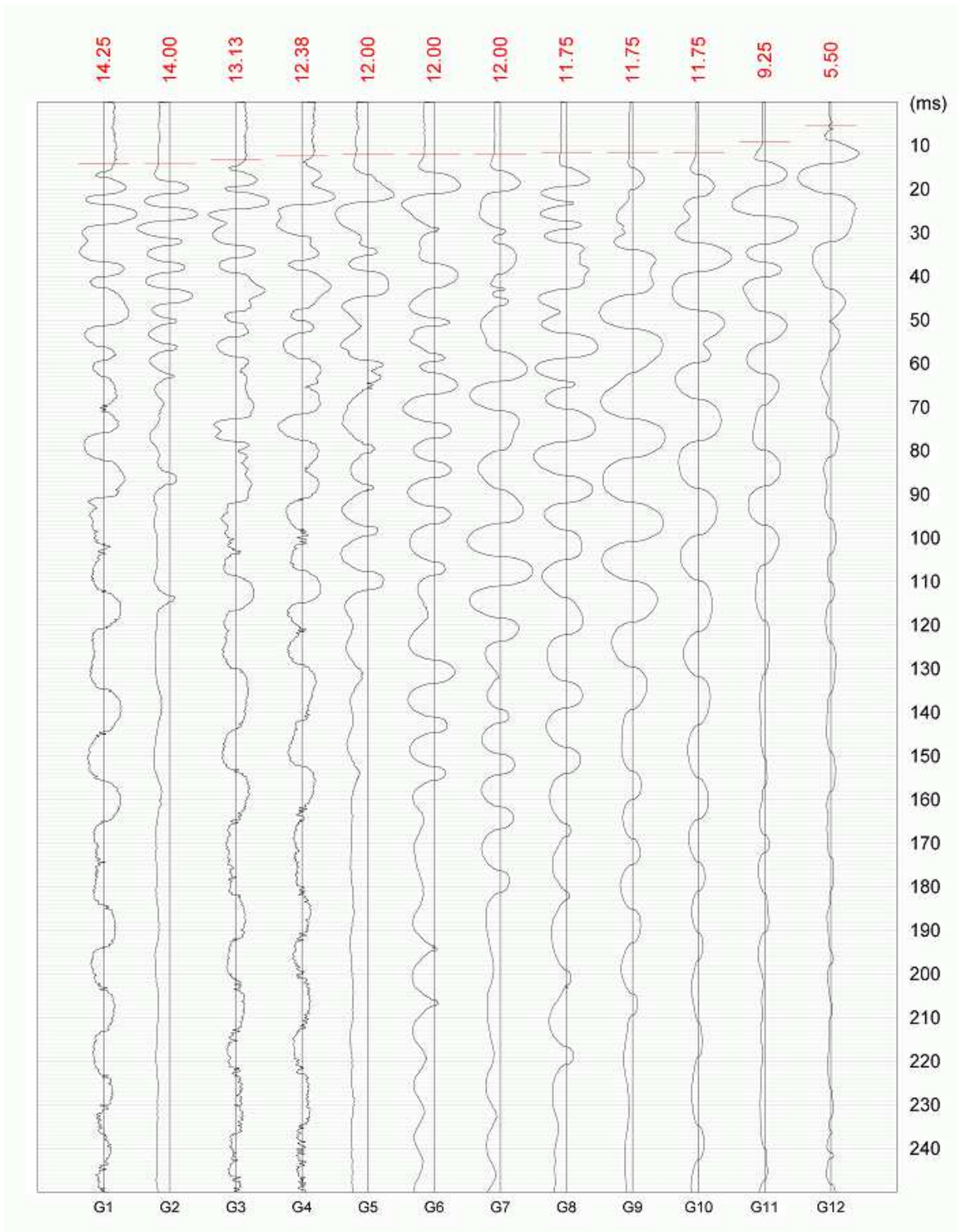
prima della consegna è stato sottoposto a tutti i test funzionali richiesti nello specifico ed è risultato conforme agli standard applicabili.

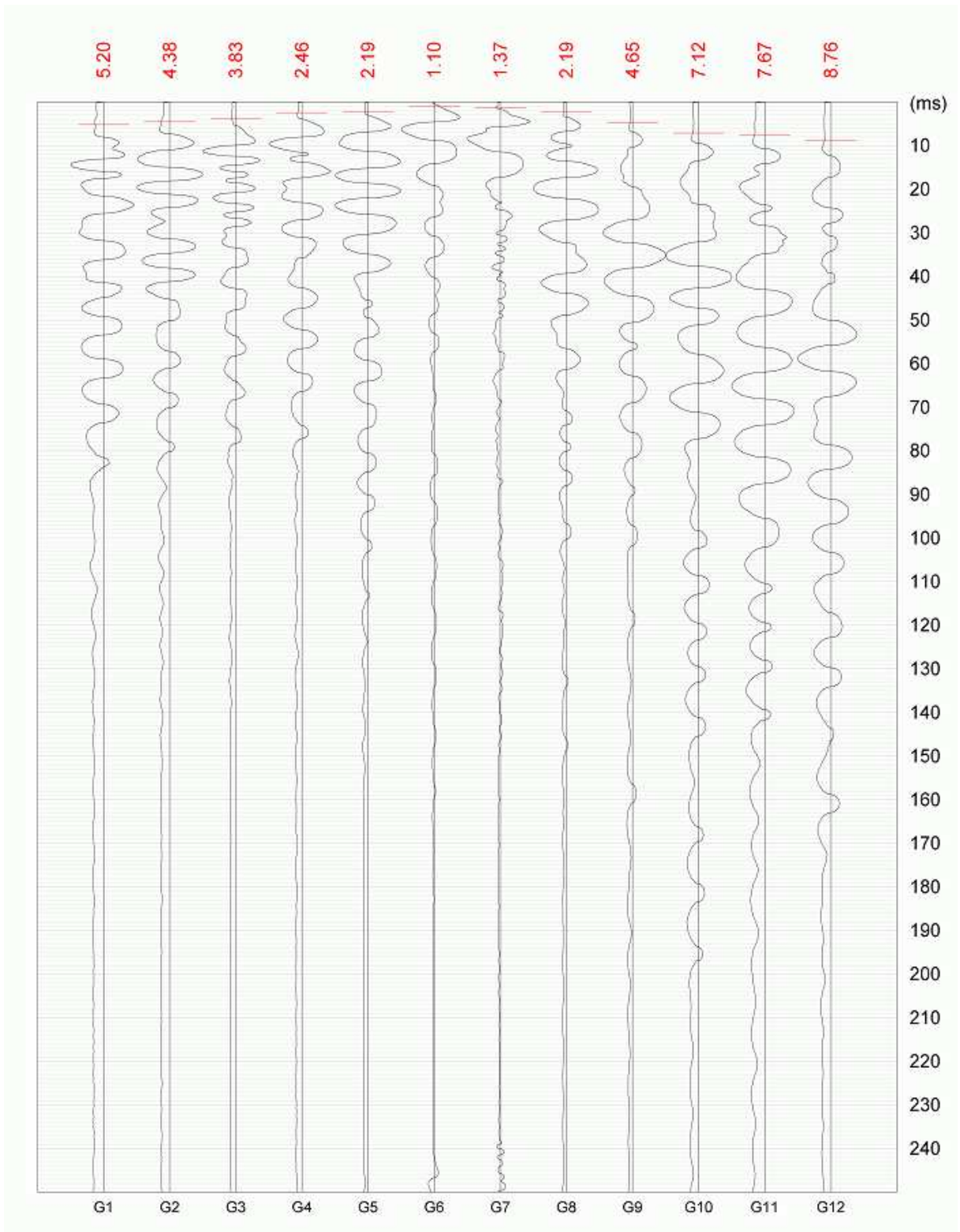
**sara**  
electronic instruments

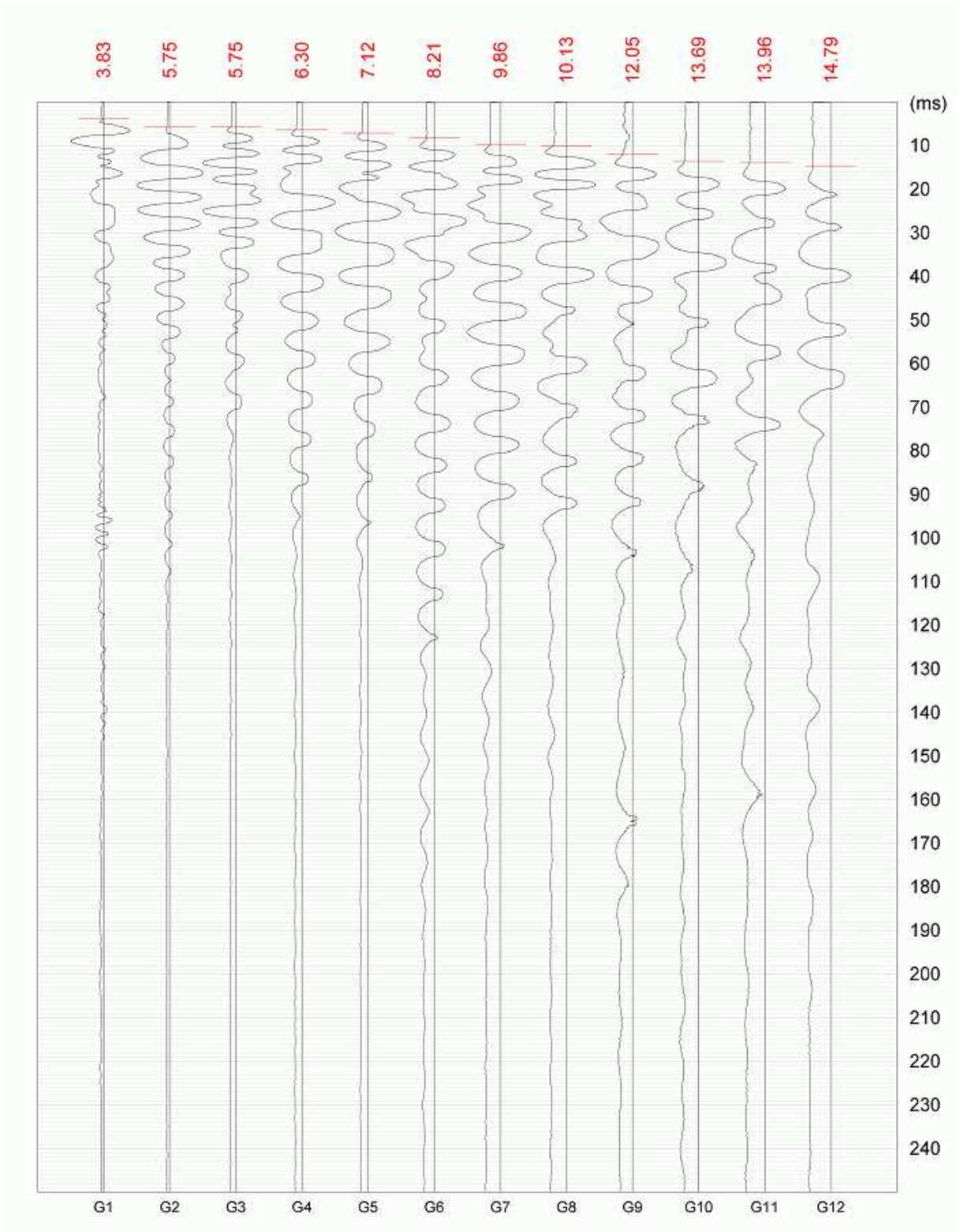
Il direttore tecnico: Mauro Mariotti

  
SARA electronic instruments s.r.l.  
Via Mercuri 4

Data di rilascio: 11/02/2009









Sede legale ed amministrativa 44047 S. Agostino (Ferrara) 84, via Matteotti Tel. e fax 0532 - 84392  
 Produzione 44047 S. Agostino (Ferrara) 86, via Facchini Tel. e fax 0532 - 350064  
 Servizio consulenze 45100 Rovigo 9, via Porta a mare Tel. e fax 0425 - 490494  
 Indirizzo Internet: <http://www.deepdrill.it> - email: [servcons@deepdrill.it](mailto:servcons@deepdrill.it)

**PENETROMETRICI DINAMICI IN USO**

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometrici dinamici		
Tipo	Sigla di riferimento	Peso Massa Batt. M (Kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 \leq M \leq 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M \leq 60$
Superpesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

**CARATTERISTICHE TECNICHE : DPH 5050**

PESO MASSA BATTENTE	M = 50,00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,50 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 18,00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 43,70 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 15,00 cm <sup>2</sup>
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 90^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 0,90 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 4,83 kg
PROF. GIUNZIONE 1 <sup>a</sup> ASTA	P1 = 0,70 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,30$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(30) ⇒ Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A $\delta$ ) = 5,56 kg/cm <sup>2</sup> ( prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm <sup>2</sup> )
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	$\rho_t = Q/Q_{spt} = 0,710$ ( teoricamente : Nspt = $\rho_t$ N )

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$Rpd = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [ area A]  
 e = infissione per colpo =  $\delta / N$

M = peso massa battente (altezza caduta H)  
 P = peso totale aste e sistema battuta

S. Agostino, Gennaio 2004

Deep Drill S.r.l.

1<sup>o</sup> Amministratore

- Gino Ballotta -

44047 SANT'AGOSTINO (FE)  
 Via Matteotti, 84 - Tel. e Fax 0532/84392  
 Via E. Facchini 86 - Telefono 0532/350064  
 Trib. FE n° 1105 - C.C.I.A.A. FE n° 14779  
 C.F. e P.IVA 00565770365

GeoMap di Luigi Larocchi o.g.l. 1172  
Via Risorgimento tr.VII, 37  
25049 - Iseo (BS)  
Tel. 030 9829051 e-mail: luigi.larocchi@libero.it

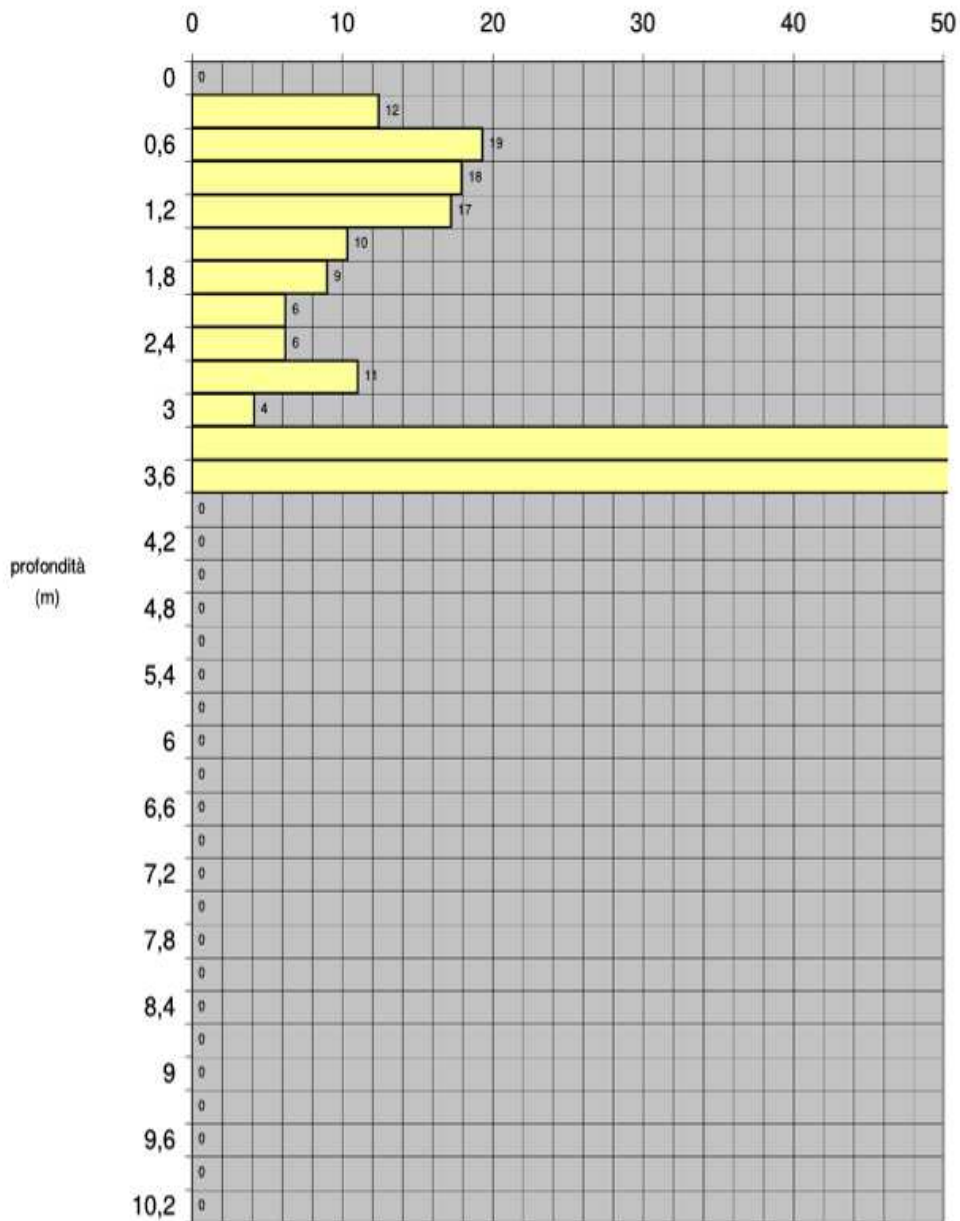


## PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Diagramma numero di colpi punta

n°1

Committente: **Fondazione Bettoni** Indirizzo: **Via Fenice s.n.c.**  
Lavoro: **Nuovo edificio residenziale** Data: **20/08/2018**  
Località: **Pilzone (BS)** Quota: **197 m s.l.m.**  
note: **Profondità falda: n.r.**

N = N(30) Numero di colpi penetrazione punta - avanzamento d=30 cm





**GeoMap di Luigi Larocchi** o.g.l. 1172  
 Via Risorgimento tr.VII, 37  
 25049 - Iseo (BS)  
 Tel. 030 9829051 e-mail: luigi.larocchi@libero.it

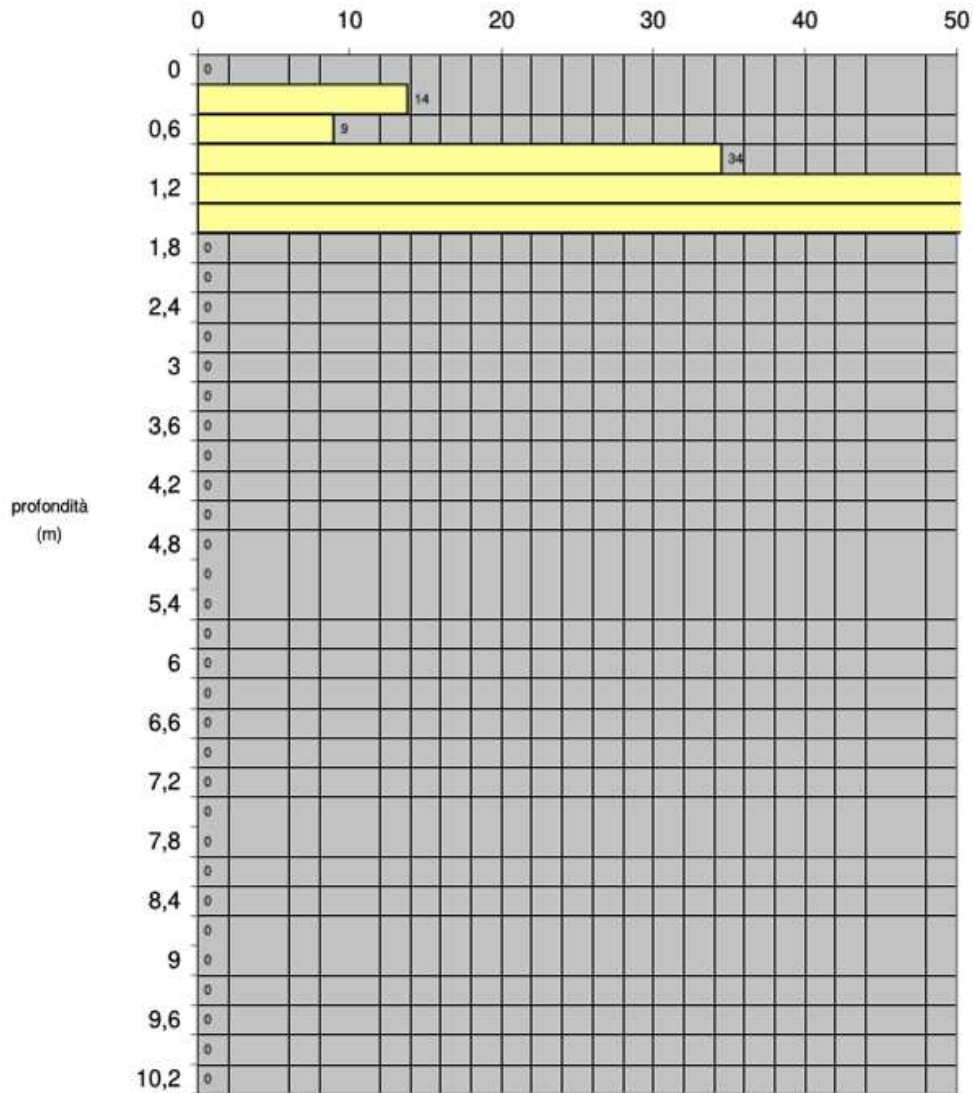


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Diagramma numero di colpi punta**

n°2

Committente: **Fondazione Bettoni** Indirizzo: **Via Fenice s.n.c.**  
 Lavoro: **Nuovo edificio residenziale** Data: **20/08/2018**  
 Località: **Pilzone (BS)** Quota: **197 m s.l.m.**  
 note: **Profondità falda: n.r.**

N = N(30) Numero di colpi penetrazione punta - avanzamento d=30 cm



GeoMap di Luigi Larocchi o.g.l. 1172  
 Via Risorgimento tr.VII, 37  
 25049 - Iseo (BS)  
 Tel. 030 9829051 e-mail: luigi.larocchi@libero.it

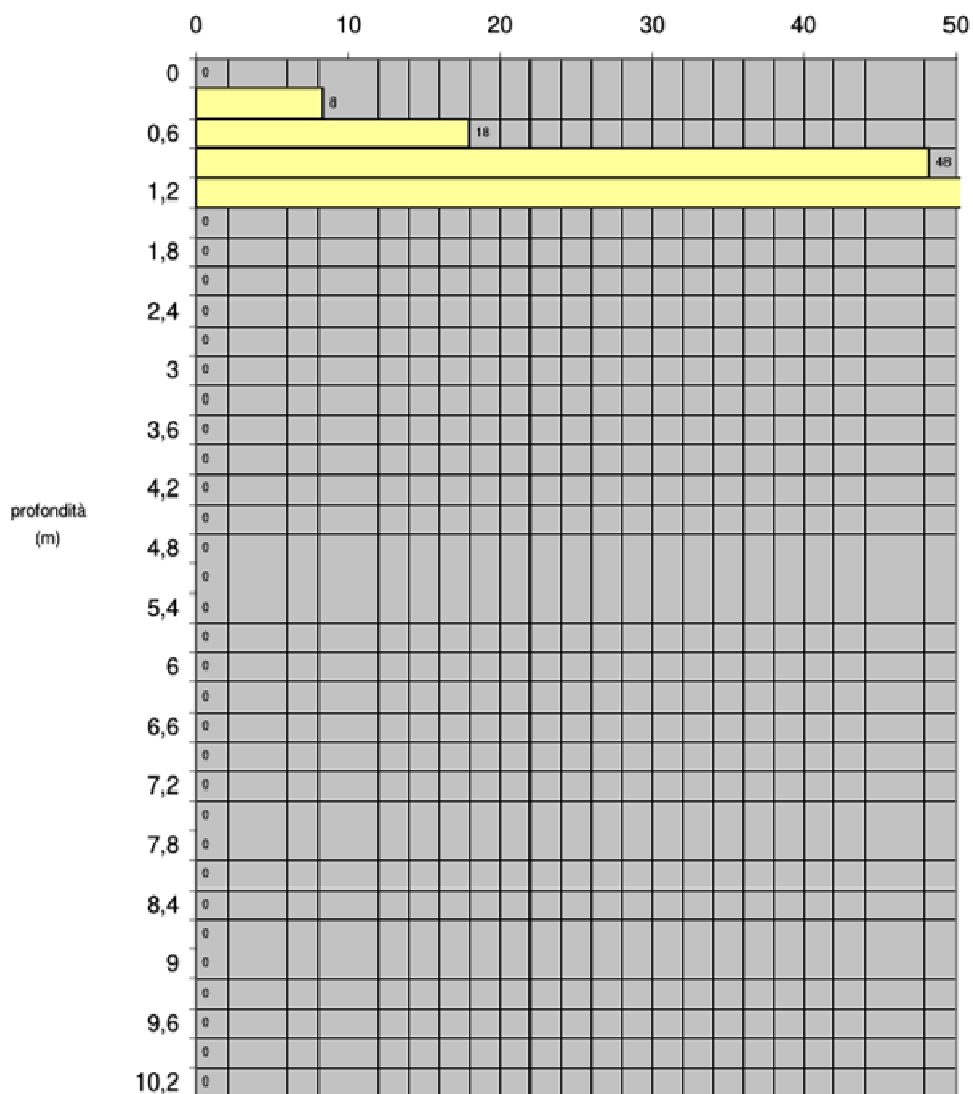


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Diagramma numero di colpi punta**

n°3

Committente: **Fondazione Bettoni** Indirizzo: **Via Fenice s.n.c.**  
 Lavoro: **Nuovo edificio residenziale** Data: **20/08/2018**  
 Località: **Pilzone (BS)** Quota: **197 m s.l.m.**  
 note: **Profondità falda: n.r.**

N = N(30) Numero di colpi penetrazione punta - avanzamento d=30 cm



**GeoMap di Luigi Larocchi** o.g.l. 1172  
 Via Risorgimento tr.VII, 37  
 25049 - Iseo (BS)  
 Tel. 030 9829051 e-mail: luigi.larocchi@libero.it

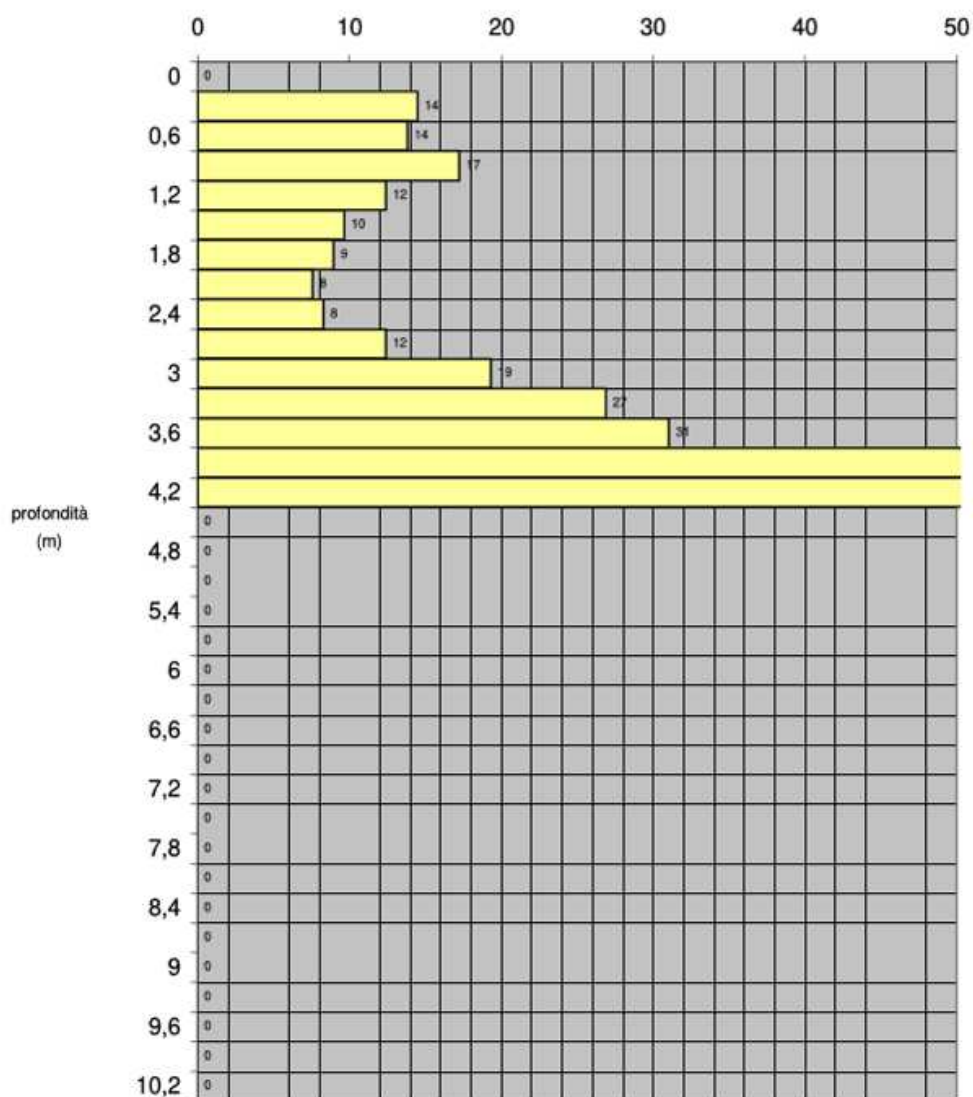


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Diagramma numero di colpi punta**

n°4

Committente: **Fondazione Bettoni** Indirizzo: **Via Fenice s.n.c.**  
 Lavoro: **Nuovo edificio residenziale** Data: **20/08/2018**  
 Località: **Pilzone (BS)** Quota: **197 m s.l.m.**  
 note: **Profondità falda: n.r.**

N = N(30) Numero di colpi penetrazione punta - avanzamento d=30 cm



GeoMap di Luigi Larocchi o.g.l. 1172  
 Via Risorgimento tr.VII, 37  
 25049 - Iseo (BS)  
 Tel. 030 9829051 e-mail: luigi.larocchi@libero.it



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Diagramma numero di colpi punta**

n°5

Committente: **Fondazione Bettoni** Indirizzo: **Via Fenice s.n.c.**  
 Lavoro: **Nuovo edificio residenziale** Data: **20/08/2018**  
 Località: **Pilzone (BS)** Quota: **197 m s.l.m.**  
 note: **Profondità falda: n.r.**

N = N(30) Numero di colpi penetrazione punta - avanzamento d=30 cm

