

Comune di Monte San Pietro (BO)

---

Progetto per la realizzazione di palestra comunale annessa al polo scolastico di Monte San Giovanni - località Ospedale, via Lavino n. 315-317

---

## Istanza di Autorizzazione Sismica

ai sensi dell'art. 11 della L.R. 19/2008

PROGETTO ESECUTIVO DELLE STRUTTURE

---

## RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

---

**HYDRA Immobiliare s.n.c.**

via Massimo D'Azeglio n. 57

40123 Bologna

CF e P.IVA 02959841202

Legale rappresentante: ing. Romano Volta

---

**PROGETTISTA E D.L. STRUTTURE**

Ing. Andrea Armaroli

CF RMRNDR58E06A944O

**PROGETTISTA ARCHITETTONICO**

Franco Ghedini Associazione Professionale

Franco Ghedini architetto

Maria Rezza architetto

**GEOLOGIA E GEOTECNICA**

Geo - Probe S.r.l.

dr. geol. Graziano Grimandi

---

Elaborato n.	Archivio	Data	Aggiornamenti	Disegni scala
6	1092	22.01.2016	01	/

---

**Andrea Armaroli INGEGNERE**

via San Vitale n. 40/3C - 40125 Bologna

T +39 051 263986 - andrea.armaroli@mailstudio.it



# GEO-PROBE

– *Studio Geologico Associato* –

2013.093/RG

Comune di Monte San Pietro (BO)

STUDIO GEOLOGICO-TECNICO DEI TERRENI DEL  
PRIMO SOTTOSUOLO DI UN'AREA SITA IN VIA  
LAVINO N. 265, DOVE È IN PROGETTO LA  
REALIZZAZIONE DI UNA PALESTRA A SERVIZIO  
DEL COMPLESSO SCOLASTICO DI MONTE SAN  
GIOVANNI.

Novembre 2013



Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

## INDICE

1. PREMESSA .....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	3
3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE .....	4
4. INDAGINE GEOGNOSTICA .....	7
5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI ....	12
6. LAVORI IN PROGETTO .....	15
7. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO .....	17
8. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE .....	18
9. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE .....	20
10. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA .....	21
11. MODELLAZIONE SISMICA .....	23
11.1. Vita nominale .....	23
11.2. Classi d'uso .....	23
11.3. Periodo di riferimento .....	24
11.4. Azione sismica .....	24
11.5. Categoria di sottosuolo .....	25
11.6. Condizioni topografiche .....	26
11.7. Amplificazione stratigrafica .....	27
11.8. Accelerazione massima al sito .....	27
11.9. Coefficiente sismico orizzontale e verticale .....	27
12. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI .....	29
13. VERIFICA STABILITÀ FRONTE DI SCAVO .....	30
14. RESISTENZA DI PROGETTO DEI TERRENI IN CONDIZIONI STATICHE ....	32
15. DETERMINAZIONE DEI PRINCIPALI PARAMETRI FISICO MECCANICI PER IL DIMENSIONAMENTO DI FONDAZIONI PROFONDE E OPERE DI CONTENIMENTO .....	36
16. CONSIDERAZIONI FINALI .....	37

## ALLEGATI:

- certificati penetrometrie statiche;
- diagrammi penetrometrie statiche;
- certificato penetrometria dinamica superpesante;
- diagrammi penetrometria dinamica superpesante;
- stratigrafie trivellazioni a secco;
- analisi di laboratorio;
- indagine sismica;
- classificazione orientativa dei terreni attraversati  
(Schmertmann, 1978);
- verifica stabilità fronte di scavo.

\* \* \*



## 1. PREMESSA

A seguito dell'incarico ricevuto dallo Studio Ghedini, si trasmette, in conformità con le normative vigenti, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo di un'area sulla quale è in progetto la realizzazione di una palestra a servizio del complesso scolastico di Monte San Giovanni.

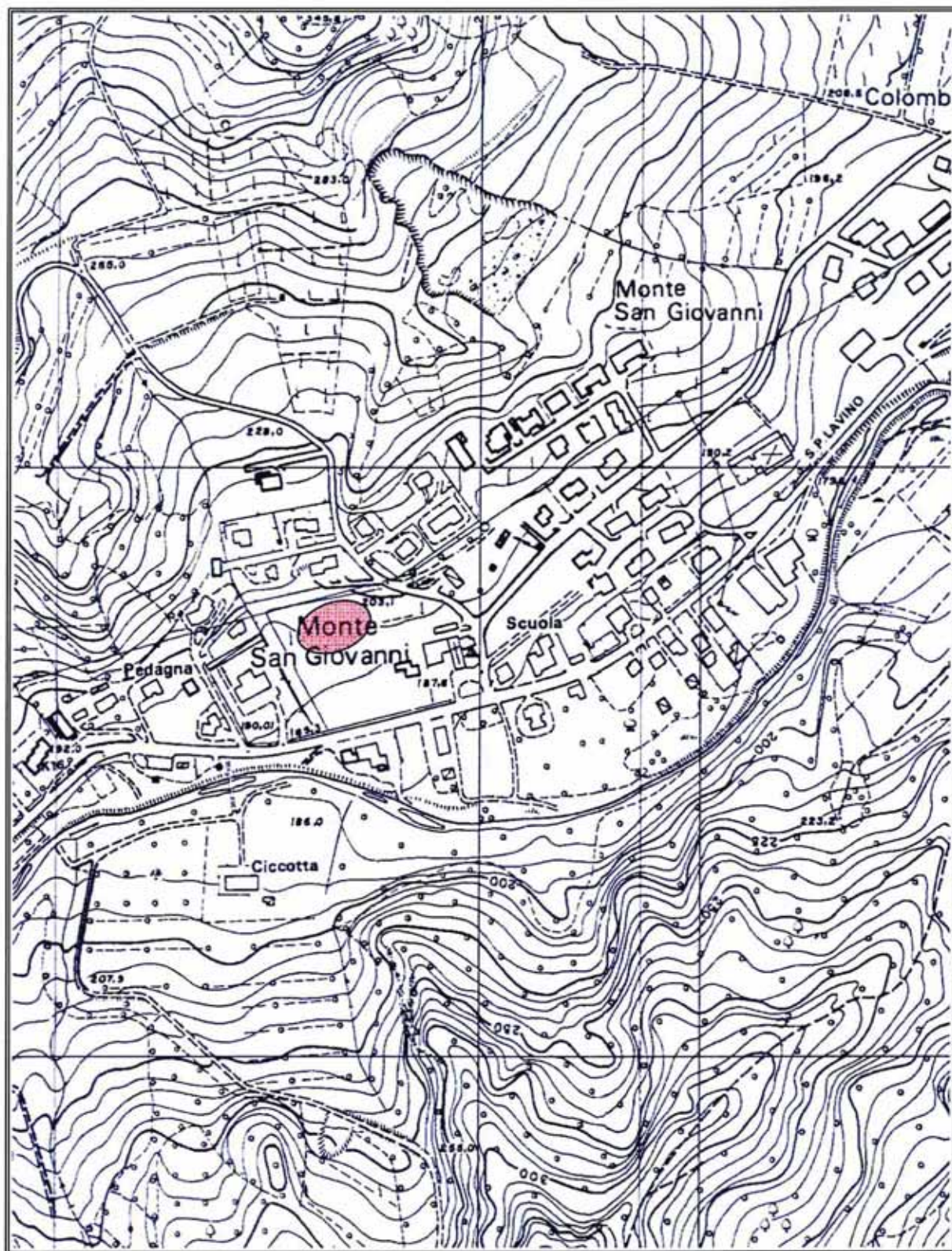
L'area in esame si ubica in via Lavino n. 265, in Comune di Monte San Pietro (BO) (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:5.000; elemento n. 220142 – Monte San Giovanni).


Il presente studio è stato articolato nei seguenti punti:

- a) analisi e descrizione della situazione morfologica e geo-litologica generale;
- b) determinazione della natura dei terreni costituenti il primo sottosuolo;
- c) determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche degli stessi;
- d) caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- e) modellazione sismica dei terreni del primo sottosuolo;
- f) valutazione della resistenza di progetto dei terreni di fondazione in condizioni statiche.



TAV. 1 - UBICAZIONE AREA IN ESAME



 Area in esame

Scala 1:5.000



## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La stesura della seguente relazione è stata compiuta in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle normative di riferimento di seguito elencate:

- "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". D.M. 11 Marzo 1988.
- Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Circ. Min. LL. PP. n. 30483, 24 Settembre 1988.
- AGI: raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Giugno 1977.
- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio, Maggio 1990 (edizione provvisoria).
- Eurocodice Ec7 per l'ingegneria geotecnica, Settembre 1988.
- ISRM International Society for Rock Mechanics: Rock characterization testing and monitoring suggested methods - Commission on Testing Methods; 1981.
- "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica". O.P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 e successive modifiche.
- "Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 14 Gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 04/02/08, supplemento ordinario n. 30).
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008. Circolare Cons. Sup. LL.PP. n. 617/2009.
- Delibera dell'Assemblea legislativa Regione Emilia Romagna progr. N. 112 - oggetto n. 3121 del 2 maggio 2007.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 1661/2009 del 2 novembre 2009.

### 3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE

L'area in esame è compresa fra le prime propaggini appenniniche caratterizzate da versanti variabilmente acclivi che decrescono progressivamente verso Nord in direzione dell'alta Pianura Padana.

Più esattamente si ubica ad una quota media di 195,00 m s.l.m., lungo un versante di acclività media elevata (28÷30 %) che si esaurisce in corrispondenza dell'alveo del Torrente Lavino.

Come indicato nella Carta Geologica della Regione Emilia Romagna, della quale si riporta di seguito uno stralcio (TAV. 2: Scala 1:10.000), l'area in esame ricade all'interno della zona interessata dalla Formazione di Loiano (**LOI**) costituita da arenarie arcosiche da fini a molto grossolane, a luoghi microconglomeratiche, in genere scarsamente cementate, con subordinati conglomerati di colore biancastro o grigio chiaro.

Accanto ai suddetti litotipi, sempre lungo il versante, sono presenti i depositi quaternari continentali, fra cui i depositi di frana quiescente per colamento lento (**a2d**) o complessa (**a2g**), i depositi eluvio colluviali (**a4**) e i depositi di versante s.l. (**a3**), mentre spostandoci verso l'alveo del Torrente Lavino affiorano ghiaie, sabbie, limi e argille organizzate in terrazzi alluvionali appartenenti alla Successione Neogenico quaternaria del margine appenninico padano (**AES8** e **AES8a**).

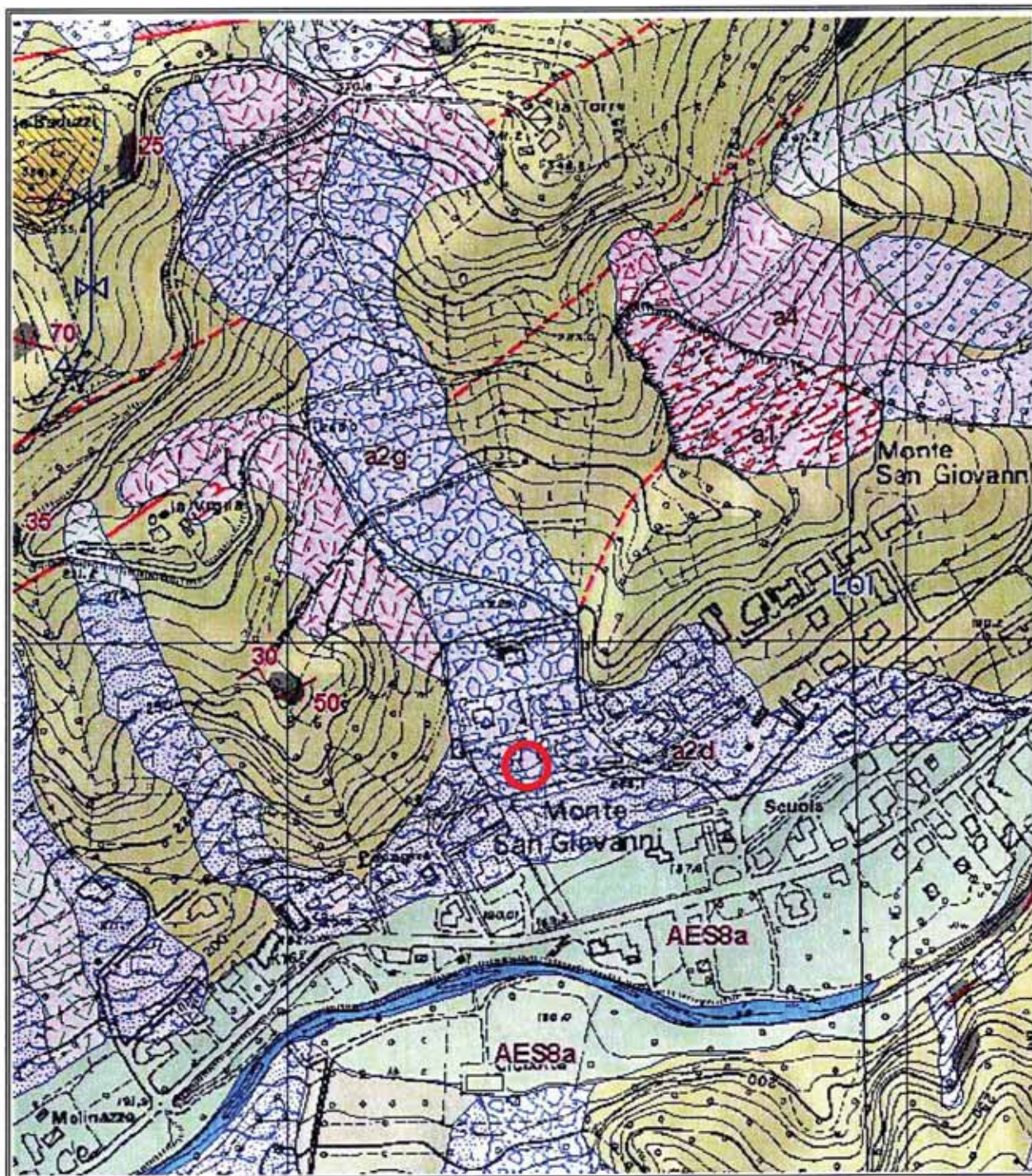
Dal punto di vista idrografico il sistema primario è regolato dal Torrente Lavino, che scorre immediatamente a Sud dell'area in esame, mentre quello secondario è costituito da numerosi rii a pattern pressoché lineare (Rio di Monte Polo) che hanno rimodellato ed inciso profondamente la zona collinare.

Per ciò che concerne la stabilità generale, nell'area in esame e in quelle immediatamente circostanti non si evidenziano segni tensionali che possano identificare movimenti gravitativi in atto o incipienti; conseguentemente la stessa si può ritenere stabile.

Relativamente alle tavole concernenti il Rischio da Frana e assetto dei versanti del Piano Stralcio dell'Autorità di Bacino per il Torrente Samoggia, come evidenziato dalle TAV. 1\_A\_B "Carta del rischio nel territorio montano", l'area ricade all'interno di un "centro abitato", mentre per quanto riguarda la TAV. 2\_A\_B "Carta delle attitudini alle trasformazioni edilizio - urbanistiche nel territorio del bacino montano", la stessa risulta idonea o con scarse limitazioni ad usi urbanistici.



TAV. 2 - CARTA GEO-LITOLOGICA



Area in esame

Scala 1:5.000



## LEGENDA CARTA GEO-LITOLOGICA



### a1 - Deposito di frana attiva di tipo indeterminato

Deposito gravitativo con evidenze di movimenti in atto o recenti, costituito da litotipi eterogenei, raramente monogenici, ed eterometrici, più o meno caotici. La tessitura dei depositi è condizionata dalla litologia del substrato e dal tipo di movimento prevalente, che è stato generalmente indicato (dove non specificato, il tipo movimento è indeterminato). La maggior parte dei depositi di frana del territorio appenninico è comunque di tipo complesso ed è il risultato di più tipi di movimento sovrapposti nello spazio e nel tempo (tipicamente scorrimenti/colamenti). La tessitura prevalente risulta costituita da clasti di dimensioni variabili immersi in una abbondante matrice pelitica e/o sabbiosa.



### a2d - Deposito di frana quiescente per colamento di fango

Deposito messo in posto da movimento distribuito in maniera continuata all'interno della massa spostata. Le superfici di taglio all'interno di questa sono multiple, temporanee e generalmente non vengono conservate. I materiali coinvolti sono per lo più coesivi. I depositi più frequenti sono costituiti in prevalenza da una matrice pelitica e/o pelitico-sabbiosa che include clasti di dimensioni variabili.



### a2g - Deposito di frana quiescente complessa

Deposito messo in posto in seguito alla combinazione nello spazio e nel tempo di due o più tipi di movimento.



### a4 - Deposito eluvio-colluviale

Coltre di materiale detritico, generalmente fine (frammenti di roccia, sabbie, limi e peliti) prodotto da alterazione "in situ" o selezionato dall'azione mista delle acque di ruscellamento e della gravità (subordinata), con a luoghi clasti a spigoli vivi o leggermente arrotondati.



### AES8 - Subsistema di Ravenna

Nei settori intravallivi ghiaie passanti a sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzi alluvionali. Negli sbocchi vallivi e nella piana alluvionale ghiaie, sabbie, limi ed argille. Limite superiore dato da suoli variabili da non calcarei a calcarei. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'alterazione da 0,5 ad 1,5 m, contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. Limite inferiore erosivo sui depositi marini e alluvionali sottostanti. Subsistema contenente una unità a limiti inconformi di rango gerarchico inferiore (AES8a) che, dove presente, ne costituisce il tetto stratigrafico. Spessore massimo in pianura di 25 metri circa.

(Pleistocene sup. - Olocene (14 ka - attuale; datazione 14C).)



### AES8a - Unità di Modena

Nei settori intravallivi ghiaie prevalenti organizzate in 2 ordini di terrazzi alluvionali. Negli sbocchi vallivi e nella piana alluvionale ghiaie, sabbie, limi ed argille. Limite superiore sempre affiorante dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro privo di reperti archeologici romani, o più antichi, non rimaneggiati. Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intra. Spessore massimo in pianura 7 metri, nel sottosuolo circa 10m.

(Età post-romana (IV-VI sec. d.C. - Attuale; datazione archeologica).)



### LOI - Formazione di Loiano

Arenarie arcose, da fini a molto grossolane, a luoghi microconglomeratiche, in genere scarsamente cementate, con subordinati conglomerati, in strati medi e banchi frequentemente amalgamati, di colore biancastro o grigio chiaro (marrone chiaro se alterate); sono presenti intercalazioni, spesso discontinue, di torbiditi sottili arenaceo-pelitici grigi o verdastre (A/P sempre >1). Frequenti anche i "cooli". Nella porzione basale sono presenti slump intraformazionali di spessore ed estensione assai limitata ed argille rosso-mattone e grigio-verdastre, localmente marnose, interdigitate con brecce argillose a matrice nerastra, inglobanti blocchi calcititici di dimensioni massime decimetriche. Localmente distinta una litofacies arenaceo-pelitica (LOIap) caratterizzata da strati medi arenaceo-pelitici con A/P > 1. Sedimentazione torbiditica in bacino confinato profondo. Interdigitazione a scala regionale con MMP. Il limite inferiore è discordante su MOH, MOV, BAI o risulta tettonizzato. La potenza affiorante raggiunge 700 m.

(Luteziano - Priaboniano)

#### 4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Nell'area interessata dall'intervento, allo scopo di verificare la successione stratigrafica che caratterizza i terreni del primo sottosuolo e valutare le caratteristiche fisico meccaniche degli stessi, si è provveduto ad eseguire un'indagine in sito ed analisi di laboratorio su campioni indisturbati prelevati nel corso del sondaggio a carotaggio continuo, e un'indagine sismica locale, al fine di determinare il parametro Vs30 per poi classificare il suolo di fondazione del sito.

##### 4.1. Indagine geognostica in sito

L'indagine geognostica in sito, eseguita dalla Geo-Probe S.r.l., è consistita nell'esecuzione di n. 6 penetrometria statica con punta meccanica (CPT), n. 1 penetrometria dinamica super pesante (DPSH) e n. 2 sondaggi con il metodo della trivellazione a secco (S), che, rispetto al p.c. attuale, hanno raggiunto le seguenti profondità:

CPT 1 =	5,00 m
CPT 2 =	3,80 m
CPT 3 =	8,80 m
CPT 4 =	7,00 m
CPT 5 =	13,60 m
CPT 6 =	13,60 m
DPSH 1 =	5,80 m
S 1 =	5,00 m
S 2 =	5,50 m

I punti di indagine, compatibilmente all'accessibilità del sito, sono stati posizionati in corrispondenza dell'area oggetto di intervento; l'esatta ubicazione degli stessi viene riportata di seguito nella TAV. 3.

Da evidenziare che la penetrometria dinamica è stata eseguita sulla stessa verticale della penetrometria statica n. 2.

Il penetrometro statico utilizzato, montato su Unimog Mercedes U400L con cella di carico da 200 kN, impiega una punta conica con apertura di 60° e superficie di 10 cm<sup>2</sup> per la misurazione della resistenza alla punta ed un manicotto di frizione (*friction jacket*) della superficie di 150 cm<sup>2</sup> per la misurazione dell'attrito laterale locale (punta meccanica tipo *Begemann*).

I risultati delle penetrometrie statiche vengono rappresentati in forma diagrammatica nelle apposite tavole allegate, dove viene riportato il valore qc (resistenza alla punta), il valore fs (resistenza attrito laterale locale), espressi rispettivamente in MPa e kPa, ed il rapporto Rf che orientativamente ci permette una classificazione dei terreni attraversati (*Schmertmann J.H., 1978*).

Le suddette letture vengono eseguite per avanzamenti di 20 cm.



Il penetrometro dinamico superpesante, montato sul mezzo cingolato Pagani TG63, è del tipo *EMILIA-DPSH* e presenta le seguenti caratteristiche.

peso del maglio	= 63,5 kg
altezza di caduta	= 75 cm
diametro base punta	= 50,5 mm
angolo apertura cono	= 60°
area base cono	= 20 cm <sup>2</sup>
peso delle aste	= 6,2 kg

Il conteggio del numero dei colpi (N) necessari all'infissione è stato effettuato ogni 20 cm di avanzamento (N<sub>20</sub>).

La prova penetrometrica dinamica super pesante (DPSH - *Dynamic Probing Superheavy*) consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio, prolungabile con successive aste, utilizzando un maglio di massa M per un'altezza di caduta costante H.

La resistenza alla penetrazione è definita come il numero di colpi (N) richiesto per infiggere la punta conica per un tratto definito.

Mediante la formula detta degli "Olandesi" è possibile determinare il valore di resistenza dinamica (qd), tramite il quale si può valutare, in modo approssimativo, la capacità portante dei terreni.

$$qd = \frac{M}{M + M'} \cdot \frac{M \cdot H}{A \cdot e}$$

dove:

- M = massa del maglio;
- M' = peso totale dell'asta di guida, testa della battuta e batteria delle aste;
- H = altezza di caduta;
- A = area della sezione trasversale della base della punta conica;
- e = penetrazione media di un colpo.

Mediante il numero di colpi (N) misurati nel corso della prova penetrometrica dinamica super pesante è inoltre possibile risalire al numero di colpi relativi alla prova Standard Penetration Test (N<sub>SPT</sub>) ed utilizzare le correlazioni messe a punto per questo tipo di prova.

Varie esperienze eseguite in Italia e all'estero in formazioni con materiali compresi in una ampia gamma granulometrica hanno indicato la seguente relazione:

$$N'_{30(DPSH)}/N_{SPT} = 1,0 \div 1,15$$

I risultati della penetrometria dinamica superpesante vengono rappresentati in forma diagrammatica nell'apposito modulo allegato dove si riporta in numero di colpi (N) misurati per l'avanzamento e il valore qd (valore di resistenza dinamica) espresso in kg/cm<sup>2</sup>.

Le trivellazioni a secco sono state eseguite mediante aste elicoidali del diametro di 120 mm, mosse da propulsore idraulico posto a retro dell'autocarro Mercedes.

Nel corso del sondaggio n. 1 mediante campionatore a pareti sottili tipo Shelby, alla profondità di 1,90÷2,40 m, è stato prelevato un campione indisturbato da sottoporre ad analisi di laboratorio.

Le stratigrafie delle trivellazione a secco vengono riportate in allegato negli appositi moduli.

#### **4.2. Analisi di laboratorio**

Sul campione indisturbato, prelevato nel corso della trivellazione a secco, sono state eseguite, da parte del laboratorio terre Sinergea S.r.l., le seguenti analisi di laboratorio:

- a) estrazione, descrizione geotecnica dei campioni da fustelle e rappresentazione fotografica (ASTM D 2488-84);
- b) determinazione limiti LL e LP (CNR UNI 10014);
- c) analisi granulometrica per vagliatura (3 vagli) (CNU BU n. 23-71);
- d) classificazione USCS (ASTM D 2487);
- e) prova di taglio diretto CD. con determinazione dei parametri di resistenza al taglio di picco (ASTM D 3080).

I risultati delle analisi di laboratorio vengono riportate in allegato negli appositi moduli.

#### **4.3. Indagine sismica**

Allo scopo di definire la frequenza di risonanza dei terreni e la velocità media delle onde sismiche di taglio Vs, è stata eseguita un'indagine sismica locale mediante metodologia di sismica passiva con misura del Rumore Sismico Passivo (microtremori).

Lo strumento utilizzato è il tromografo digitale Tromino prodotto dalla Micromed S.p.A.; si tratta di un sismografo di dimensioni molto contenute che contiene tre sensori elettrodinamici ortogonali (velocimetri) che permettono la registrazione del microtemore nel campo di frequenze compreso tra 0 e 256 Hz.

Il metodo di indagine utilizzato è quello a stazione singola dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (HVSr).

Il segnale di microtremore, dopo essere stato acquisito dai tre velocimetri, ad una frequenza di campionamento di 128Hz per un intervallo di tempo di 20', amplificato e digitalizzato a 24 bit equivalenti, viene suddiviso in intervalli di pochi



secondi e mediante il software Grilla per ogni intervallo viene eseguita un'analisi spettrale nelle tre componenti e il calcolo dei rapporti spettrali H/V.

Il valore di tale rapporto è direttamente correlato alla frequenza di risonanza determinata dal passaggio tra due strati con una differenza significativa del contrasto di impedenza mentre la frequenza di risonanza è legata allo spessore e alla velocità delle onde di taglio  $V_s$  dalla relazione:

$$f_i = V_{si}/4h_i$$

dove:

$f_i$  = frequenza dello strato  $i$ -esimo;

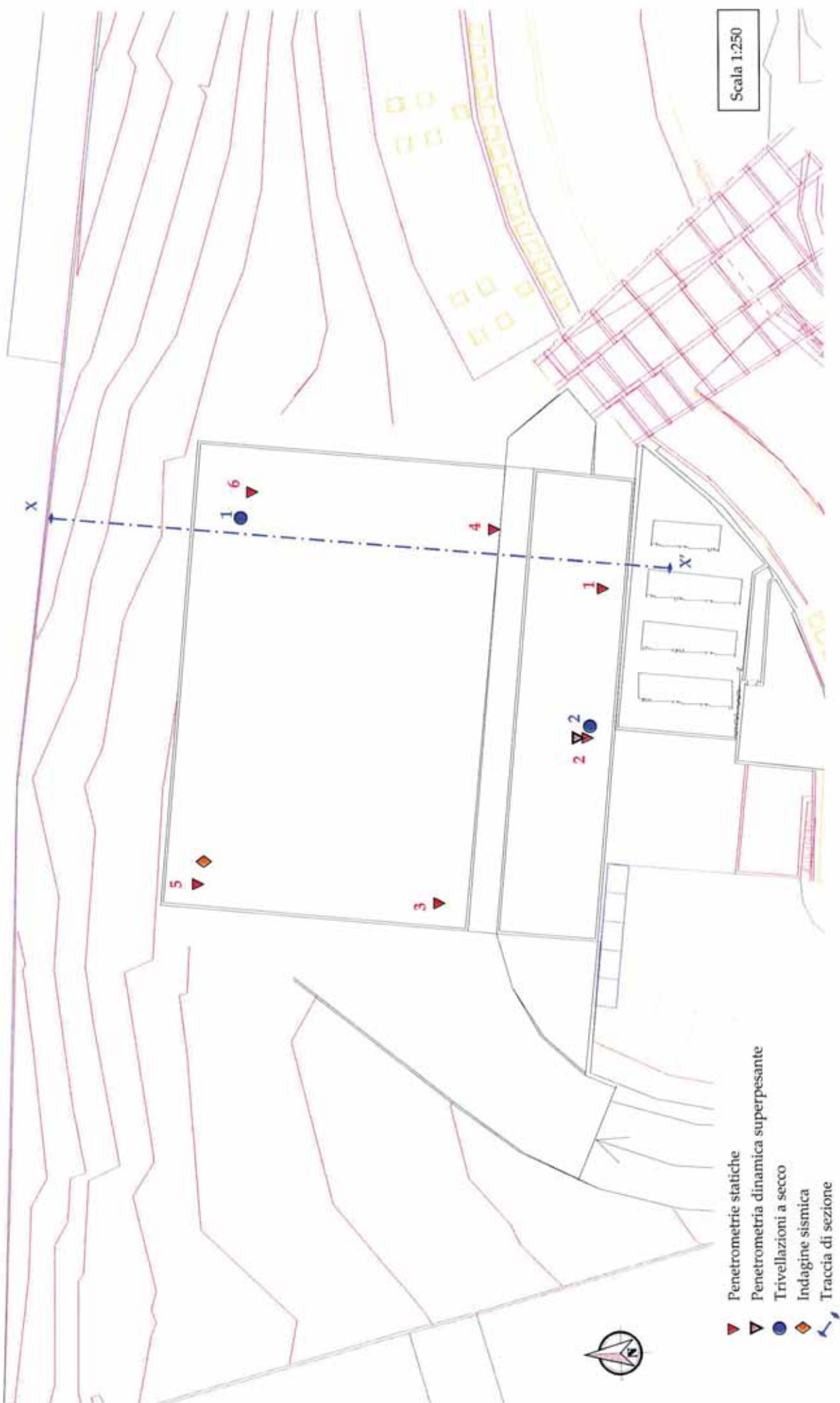
$V_{si}$  = velocità delle onde S dello strato  $i$ -esimo;

$h_i$  = spessore dello strato  $i$ -esimo.

I risultati dell'indagine sismica vengono restituiti in forma diagrammatica nelle apposite tavole allegate, dove vengono riportati gli spettri delle singole componenti del moto, le curve relative al rapporto spettrale orizzontale su verticale H/V e il grafico  $V_s$ /profondità.



TAV. 3 - UBICAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA



## 5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI

L'indagine geognostica eseguita ci consente di ricostruire con discreta precisione la litologia del primo sottosuolo e di valutare le caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati.

Schematicamente possiamo ricostruire la seguente successione stratigrafica:

al tetto, al disotto di un orizzonte di terreno di riporto e/o pedogenizzato dello spessore medio di  $0,80 \div 1,00$  m, sono inizialmente presenti dei limi argillosi e/o sabbiosi di colore da beige a giallo ocraceo, di consistenza da plastica a plastico dura ( $q_c = 1,2 \div 2,7$  MPa;  $R_f = 3,9 \div 6,6$  %), ed umidità da medio scarsa a media, inglobanti localmente piccoli frammenti lapidei.

Il campione indisturbato, prelevato in corrispondenza dei suddetti terreni nel corso del sondaggio n. 1 alla profondità di  $1,90 \div 2,40$  m, è risultato costituito da argille con limo e/o viceversa di colore marrone screziato, con puntature nerastre, calcinelli ecc., di media plasticità ( $I_p = 29$ ), consistenza solido plastica ( $I_c = 0,89$ ) e di compressibilità medio elevata ( $LL = 47$ ) (classificazione U.S.C.S. = CL o OL).

Il contenuto in acqua ( $w$ ) è risultato pari mediamente al 21,10 % ed il peso di volume ( $\gamma$ ) pari a 19,03 kN/mc.

Alla prova di taglio diretto C.D. i valori di picco hanno indicato una coesione ( $c'$ ) pari a 21,41 kN/m<sup>2</sup> ed un angolo di attrito interno ( $\phi'$ ) di 21,05°.

I suddetti terreni nella fascia di valle (CPT 1 e 2) si evidenziano sino ad una profondità variabile mediamente da 3,00 m a 4,00 m circa, mentre verso monte (CPT 5 e 6) sono presenti sino a circa  $6,00 \div 8,00$  m.

Sotto si alternano delle ghiaie in matrice limo argillosa e/o sabbiosa localmente prevalente, di addensamento da medio scarso a medio ( $q_c = 10,5 \div 39,1$  MPa;  $R_f = 0,6 \div 1,5$  %) ( $q_d = 6,2 \div 20,3$ ), di umidità da media a medio elevata, con dei limi sabbiosi e/o viceversa, di buona consistenza ( $q_c = 3,0 \div 7,2$  MPa;  $R_f = 0,8 \div 1,2$  %) inglobanti ghiaietto e/o frammenti lapidei.

I suddetti terreni sono sopportati da un substrato sabbioso di colore a grigio azzurro a grigio chiaro, di addensamento elevato ( $q_c = 24,0 \div 39,2$  MPa;  $R_f = 3,9 \div 6,6$  %) ( $q_d = 19,0 \div 23,4$ ) ed umidità scarsa, il cui tetto nella fascia di valle è stato rilevato ad una profondità di circa 4,80 m, mentre verso monte si evidenzia a partire da circa  $13,00 \div 13,40$  m.

Al termine dell'indagine all'interno dei fori di prova è stata evidenziata localmente la presenza di acqua, il cui livello statico è stato misurato ad una profondità

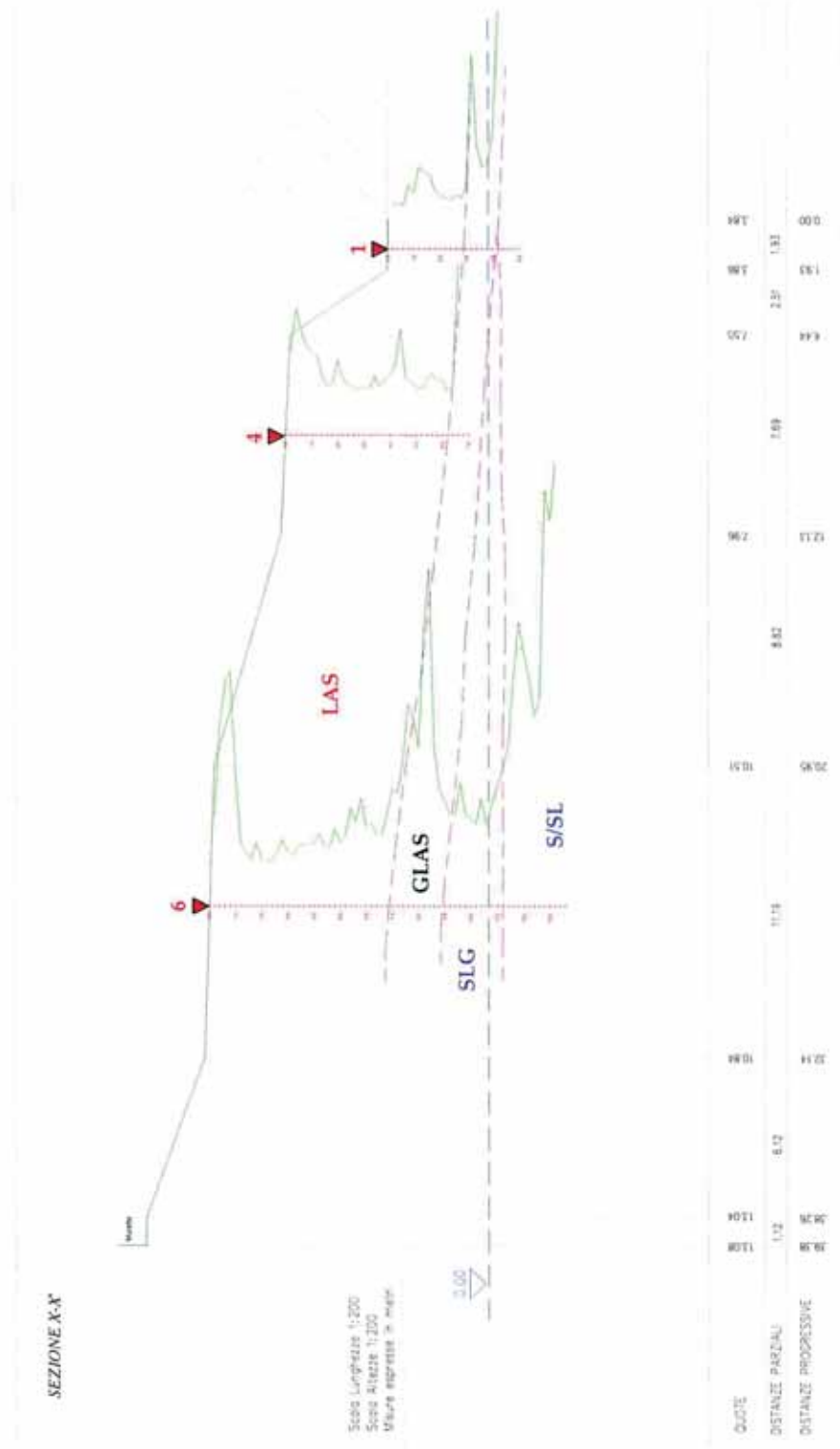
di 7,00÷7,70 m; non si tratta di una vera falda freatica, ma di locali circolazioni idriche che permeano i terreni grossolani.

Per un maggior dettaglio in allegato, oltre la stratigrafia delle trivellazioni a secco, viene riportata la litologia dei terreni del primo sottosuolo rilevata in corrispondenza della penetrometria statica e ricostruita mediante la teoria dello *Schmertmann* (1978).

Uno schema della litologia che caratterizza il primo sottosuolo, ricostruita sulla base dei risultati dell'indagine geognostica, ed utilizzando parte di un piano quotato fornito dalla Committente e misurazioni eseguite in loco, viene riportato di seguito nella TAV. 4.



TAV. 4 – Sezione litologica



LAS = limi argillosi e/o sabbiosi;  
GLAS = ghiaie in matrice limo argillosa e/o sabbiosa;  
LASG = limi argillosi e/o sabbiosi con ghiaietto;  
S/SL = sabbie localmente limose del substrato.

## 6. LAVORI IN PROGETTO

Come evidenziato in precedenza, si tratta della realizzazione di una palestra a servizio di un complesso scolastico, con annessi spogliatoi.

La stessa si posiziona su di un versante caratterizzato da due fasce pianeggianti parallele, raccordate da un pendio moderatamente inclinato, che verso valle si collegano con il piazzale della scuola mediante una ripida scarpata della altezza di circa 3,70 m, mentre verso monte è delimitato da un muro di contenimento.

Il progetto prevede la realizzazione di un corpo di fabbrica allungato ad uso spogliatoi, posizionato in corrispondenza della scarpata di valle, ed in aderenza la palestra, che si svilupperà sino ad una distanza di circa 10,00 m dal confine di monte.

Gli interventi prevedono un rimodellamento della attuale superficie topografica mediante sbancamenti che mediamente raggiungeranno spessori dell'ordine di 1,00÷1,50 m nella fascia di valle e di 4,00÷4,50 m in quella di monte.

Con riferimento la fascia di monte, l'indagine geognostica ha evidenziato come i terreni del primo sottosuolo, al disotto di un orizzonte di terreno di riporto e/o pedogenizzato dello spessore medio di 0,60÷1,00 m, sono caratterizzati dalla presenza di limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza da plastica a plastico dura ed umidità da medio scarsa a media, inglobanti localmente piccoli frammenti lapidei, che da una profondità media di 6,00÷7,00 m sono sostituiti da ghiaie di addensamento medio scarso, in abbondante matrice limo argillosa e/o sabbiosa localmente prevalente, interessati localmente da circolazioni idriche.

In considerazione delle caratteristiche fisico meccaniche dei terreni del primo sottosuolo e della tipologia di intervento si ritiene che per la palestra possa essere adottato un sistema fondale diretto di tipo nastriforme, che rispetto al p.c. fine lavori dovranno approfondirsi come minimo di 1,00 m al fine di evitare che i terreni di fondazione risentano eccessivamente delle variazioni climatiche stagionali.

Maggiori problematiche per il fabbricato ad uso spogliatoi, in quanto posizionandosi in corrispondenza della scarpata di valle presumibilmente rende necessaria la scelta di una tipologia fondale diversa, tipo fondazioni profonde.

A monte della palestra, dove sono previsti gli sbancamento di maggiore entità, potrà essere adottato un angolo di scarpata dell'ordine di 50°, mettendo sempre in opera un telo impermeabile che eviti scoscendimenti del terreno superficiale, specie in occasione di precipitazioni particolarmente copiose e persistenti.



Qualora gli spazi non consentano di conformare la scarpata di scavo secondo il suddetto angolo, si dovrà prevedere la realizzazione di una adeguata opera di contenimento.

A monte dei muri di contenimento sarà indispensabile predisporre un adeguato sistema drenante, in grado di raccogliere e smaltire in tempi brevi eventuali acque di circolazione superficiale; infatti trovandoci in presenza di terreni prevalentemente coesivi, i muri possono subire continui spostamenti a causa del rigonfiamento che tali materiali manifestano quando il loro contenuto d'acqua aumenta, mentre periodi siccitosi danno origine a fessure che successivamente vengono riempite da acque, da materiale sgretolato e da ghiaccio la cui spinta è difficilmente contrastabile anche da opere di notevole mole (*Terzaghi e Peck, 1967*).

Il rimodellamento della superficie topografica mediante riporti e sbancaamenti dovrà essere eseguito in modo da non pregiudicare la stabilità dell'area e predisponendo opportune opere idrauliche atte alla regimentazione delle acque di circolazione idrica superficiale e del primo sottosuolo.

## 7. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

La caratterizzazione geotecnica del sito viene fatta ricostruendo un modello in termini di unità geotecniche del volume significativo del terreno inteso come la parte di sottosuolo influenzata direttamente o indirettamente dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa.

Ciascuna unità geotecnica (U.G.) è ottenuta correlando i dati stratigrafici e i dati di resistenza misurati nel corso dell'indagine geognostica in modo da suddividere il volume significativo in elementi omogenei.

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica, con riferimento lo zero del rilievo topografico, è possibile distinguere il terreno secondo le unità geotecniche indicate nella tabella successiva.

U.G.	Quota m da rilievo		Litologia prevalente	qc/qd MPa	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)	Dr (%)
	da	A						
0	+7,70÷10,60	+6,70÷9,60	R/P	-	-	-	-	-
A	+6,70÷9,60	+1,00÷3,80	LAS	1,2÷2,7	19,1÷19,3	60÷124	0	0
B	+1,00÷3,80	+1,80÷-0,30	GLAS	10,5÷39,1 6,2÷20,3	18,5÷18,8	0	31÷36	31÷75
C	+1,80÷-0,30	-0,30÷-0,50	LASG	3,0÷7,2	19,3÷19,7	133÷280	0	0
D	-0,30÷-0,50	fine indag.	S/SL	24,0÷39,2 19,0÷23,4	18,5÷19,0	0	38÷40	90÷96

R/P = terreno di riporto e/o pedogenizzato;

LAS = limi argillosi e/o sabbiosi;

GLAS = ghiaie in matrice limo argillosa e/o sabbiosa;

LASG = limi argillosi e/o sabbiosi con ghiaietto;

S/SL = sabbie localmente limose del substrato.

## 8. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica è stato possibile suddividere il volume significativo di terreno in unità geotecniche, delle quali di seguito, con riferimento lo zero del rilievo topografico, vengono definiti i parametri geomeccanici.

### Unità geotecnica 0

È costituita da terreno di riporto e/o pedogenizzati e si evidenzia nella fascia di monte per uno spessore di 0,80÷1,00 m.

### Unità geotecnica A

È costituita da limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza da plastica a plastico dura ed umidità da media scarsa a medi.

L'unità A si evidenzia da +6,70÷9,60 m sino ad una quota variabile da +1,00 m a +3,80 m, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPT 1	1,8	19,2	90	0
CPT 2	1,9	19,2	95	0
CPT 3	2,4	19,2	114	0
CPT 4	1,6	19,2	80	0
CPT 5	2,1	19,2	104	0
CPT 6	2,2	19,2	107	0

### Unità geotecnica B

È costituita da ghiaie in matrice limo argillosa e/o sabbiosa, di addensamento da medio scarso a medio ed umidità da media a medio elevata.

L'unità B si evidenzia da +1,00÷3,80 m sino ad una quota variabile da +1,80 m a -0,30 m, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc/qd (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPT 1	18,1	18,5	0	36
CPT 2	15,2	18,5	0	35
CPT 3	35,5	18,5	0	38
CPT 4	34,1	18,5	0	38
CPT 5	12,9	18,5	0	33
CPT 6	9,7	18,6	0	32
DPSH 1	12,7	18,5	0	35



Unità geotecnica C

È costituita da limi sabbiosi e/o viceversa di buona consistenza inglobanti ghiaietto e/o frammenti lapidei, di umidità variabile presumibilmente da media a medio elevata.

L'unità C si evidenzia nella fascia di monte da +1,80÷-0,30 m sino ad una quota variabile da -0,30 m a -0,50 m, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPT 5	5,5	9,5	220	0
CPT 6	4,2	19,4	168	0

Unità geotecnica D

È costituita da sabbie localmente limose di addensamento molto elevato ed umidità scarsa, costituenti il substrato inalterato.

L'unità D si evidenzia da una quota di -0,30÷-0,50 m sino alla profondità indagata, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc/qd (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPT 1	39,2	19,0	0	39
CPT 3	36,5	19,0	0	39
CPT 5	36,5	19,0	0	39
CPT 6	32,5	19,0	0	39
DPSH 1	23,2	19,0	0	38

## 9. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Nel sito di indagine è stata effettuata una misura di microtremore della durata di 20', allo scopo di definire le frequenze di risonanza fondamentali dei terreni del sottosuolo e, tramite inversione, di ricostruire il modello di sottosuolo in termini di profondità e velocità delle onde di taglio.

L'indagine sismica è stata condotta su terreno naturale duro e asciutto in condizioni meteo buone, in presenza di vento di debole entità tale da non creare disturbo durante la registrazione.

Gli spettri delle singole componenti del moto non mostrano particolari andamenti imputabili a fonti di rumore antropico; anche l'accoppiamento dello strumento con il terreno risulta di buona qualità, dato che le tre curve presentano un andamento concordante, pertanto i picchi evidenziati nel diagramma HVSR sono da considerarsi naturali.

Il diagramma HVSR mostra a 4,0 Hz, un picco generato dal contrasto di impedenza dovuto all'aumento di consistenza evidenziato nel corso dell'indagine a partire da una profondità iniziale di circa 13,00 m.

Tale picco è stato utilizzato per ancorare il diagramma H/V ai dati stratigrafici ricavando una curva H/V teorica che consente di stimare l'andamento della velocità sismica lungo la verticale indagata.

La buona sovrapposizione della curva sintetica H/V alla curva misurata, confermano la correttezza del modello di sottosuolo ottenuto con l'inversione.

La definizione dei sismostrati in termini di velocità delle onde di taglio permettono di calcolare il parametro Vs30 richiesto dall'attuale normativa, secondo l'equazione:

$$Vs30 = 30 / \sum (h_i / V_{si})$$

dove:

$h_i$  = spessore dello strato  $i$ -esimo;

$V_{si}$  = velocità dello strato  $i$ -esimo.

Nel caso in esame per i valori considerati e per una profondità di 3,00÷4,00 m dal p.c. attuale nella fascia di monte, la Vs30 risulta pari a 300 m/s.

La frequenza caratteristica di risonanza del sito, ricavabile dal diagramma HVSR, rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di doppia risonanza.



## 10. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti di un sisma.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni ideali di sito di riferimento con superficie topografica orizzontale di categoria A.

Il Comune di Monte San Pietro (TAV. 5 – Mappa di pericolosità sismica) presenta un'accelerazione al suolo tipo A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni  $PGA = 0,150 - 0,175g$  e intensità macrosismica  $MCS = 8$ .

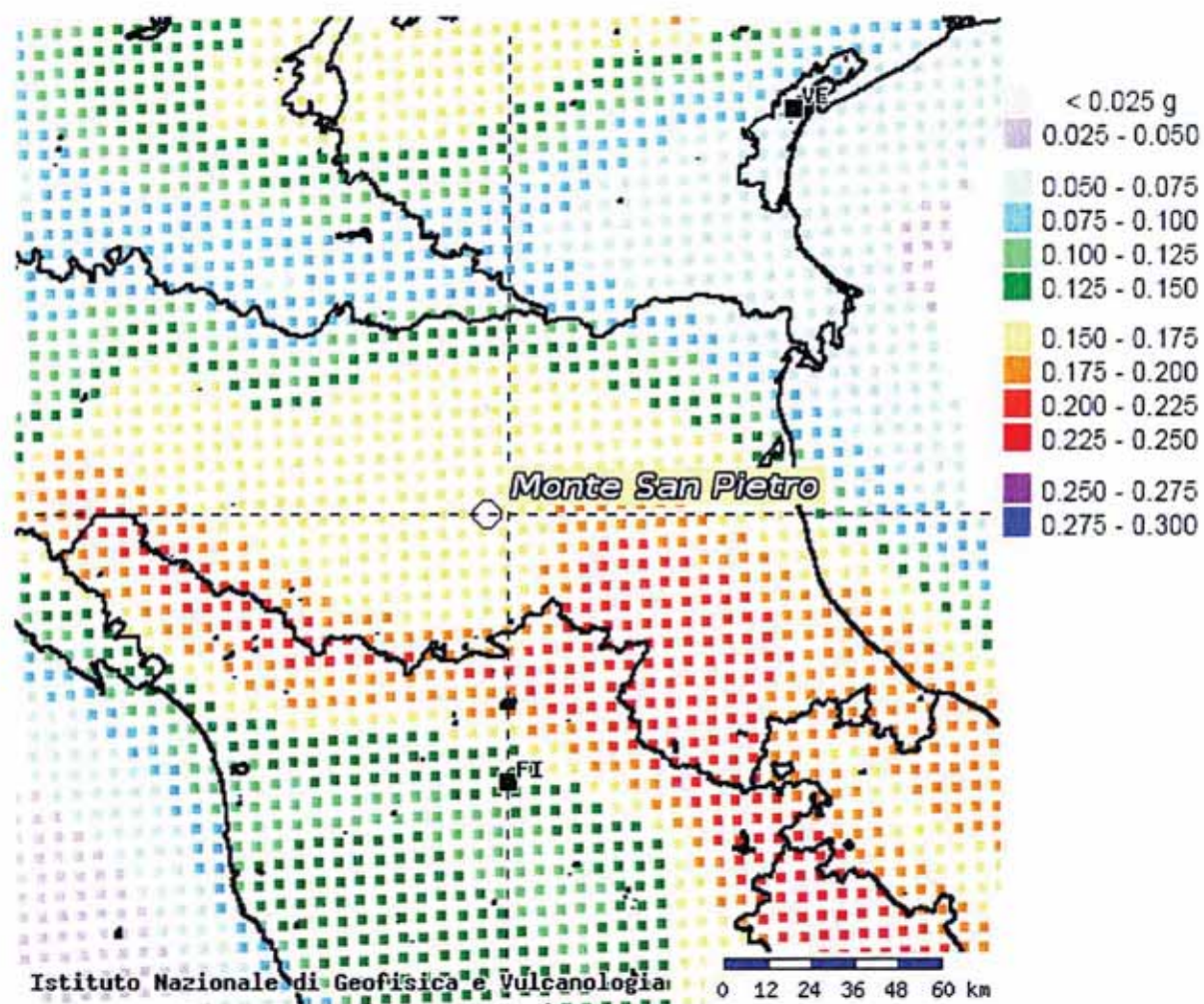
La Magnitudo dell'area si ottiene sulla base della seguente relazione proposta dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT):

$$M = \frac{1,93 + MCS}{1,78} = 6$$

La pericolosità sismica in un generico sito viene definita in termini di valori di accelerazione orizzontale massima e di spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale, in corrispondenza dei punti di un reticolo e per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno ricadenti in un intervallo di riferimento compreso tra 30 e 2475 anni.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presenti nel sito in esame e della morfologia di superficie.

TAV. 5 – MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA





## 11. MODELLAZIONE SISMICA

### 11.1. Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale ( $V_n$ ) è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale delle diverse tipologie di opere è riportata nella seguente tabella.

Tabella 2.4.I

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_n$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Nell'area in esame sono previste opere tipo "2" per le quali si prevede una vita nominale  $V_n \geq 50$  anni.

### 11.2. Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso distinte nel modo seguente:

Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'Uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A e B di cui al D.M. 5/11/2001 n. 6792 "Norme funzionali e geotecniche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A e B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e impianti di produzione di energia.

Ad ogni classe d'uso è associato un coefficiente come da tabella seguente:

Tabella 2.4.II

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_u$	0,7	1,0	1,5	2,0

Il fabbricato in esame, ad uso scolastico, ricade nella Classe III pertanto allo stesso è associato un coefficiente d'uso pari a  $C_u = 1,5$ .

### 11.3. Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_n$  per il coefficiente d'uso  $C_u$ :

$$V_R = V_n \cdot C_u$$

Per il sito in esame il periodo di riferimento è pari a  $V_R = 75$  anni.

### 11.4. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$     accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$     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.



Nella seguente tabella vengono riportati i suddetti parametri elaborati per il sito in esame, considerando un periodo di riferimento per l'azione sismica (VR) di 75 anni, in relazione al periodo di ritorno e agli stati limite di esercizio e agli stati limite ultimi e relative probabilità di superamento.

Stato limite		PVR (%)	TR (anni)	ag (g)	Fo (-)	Tc* (s)
Stati limite di esercizio	SLO	81	45	0,065	2,492	0,266
	SLD	63	75	0,080	2,501	0,276
Stati limite ultimi	SLV	10	712	0,183	2,460	0,300
	SLC	5	1462	0,227	2,486	0,310

### 11.5. Categoria di sottosuolo

La nuova Normativa per gli effetti locali identifica cinque categorie di sottosuolo (A÷E) suddivisi sulla base dei valori di velocità equivalente Vs30 di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità, e due categorie aggiuntive (S1 e S2) per le quali è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione della azione sismica.

#### *Categorie di sottosuolo*

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

### Categorie aggiuntive di sottosuolo

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{v,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Come evidenziato in precedenza, i terreni del primo sottosuolo presentano una  $V_{s30}$  media pari a circa 300 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria C, che comprende *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < C_{u30} < 250$  kPa nei terreni a grana fine”)*.

### 11.6. Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale mentre per configurazioni semplici può essere adottata la seguente tabella.

Tabella 3.2.IV

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Ad ogni categoria topografica è associato un coefficiente di amplificazione topografica come da tabella seguente:

Tabella 3.2.VI

CATEGORIA	T1	T2	T3	T4
COEFFICIENTE $S_t$	1	1,2	1,2	1,4

L'area in esame si pone in corrispondenza di un versante caratterizzato da una acclività medio elevata ( $16 \div 18^\circ$ ), perciò si configura una categoria topografica tipo T2 cui è associato un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1,2.



### 11.7. Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  valgono 1; per le altre categorie vengono calcolati in funzione di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  mediante le espressioni fornite nella seguente tabella.

Tabella 3.2.V

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,4 - 0,4 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,7 - 0,6 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,4 - 1,50 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per il sito in esame otteniamo:

Stato limite	$S_s$	$C_c$
SLO	1,500	1,625
SLD	1,500	1,607
SLV	1,429	1,563
SLC	1,362	1,546

### 11.8 Accelerazione massima al sito

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata mediante la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

Nel nostro caso per i parametri considerati in precedenza e per lo stato limite SLV si ottiene un valore pari a 3,078 m/sec<sup>2</sup>.

### 11.9 Coefficiente sismico orizzontale e verticale

Il coefficiente sismico orizzontale si ottiene mediante la relazione:

$$k_h = \frac{\beta_s \times a_{\max}}{g}$$

dove:

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ricavabile dalla sottostante tabella.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nel nostro caso assumendo un valore di  $\beta_s$  pari a 0,24, si ottiene un coefficiente sismico orizzontale ( $k_h$ ) pari a 0,075.

Il coefficiente sismico verticale ( $k_v$ ) si ottiene mediante la relazione:

$$k_v = 0,5 k_h = 0,0375$$



## 12. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

In occasione di un evento sismico particolare attenzione deve essere posta nella liquefazione dei terreni, ovvero la fluidificazione degli stessi con perdita improvvisa della resistenza al taglio, tendenza all'addensamento e conseguente riduzione di volume.

Tale fenomeno riguarda innanzitutto terremoti di magnitudo  $> 5$ , caratterizzati da accelerazioni massime al sito  $a_{max} > 0,10 \text{ g}$  e di durata prolungata ( $> 15 \text{ sec}$ ) e i sedimenti granulari (incoerenti), non consolidati, saturi, con densità relativa inferiore al 40 % e a granulometria uniforme e medio piccola, come ad esempio limi e sabbie fini di origine deltizia, fluviale e marina di età recente e i terreni di riporto.

Il fenomeno non appare probabile in terreni con valori superiori della densità relativa, e soprattutto quando le sabbie includono ghiaie o ciottoli. In questo ultimo caso se il deposito ghiaioso è compreso tra terreni poco permeabili, indipendentemente dalla sua capacità drenante, può essere soggetto al fenomeno della liquefazione.

Nei terreni a grana fine (limi ed argilla), sebbene caratterizzati da bassi valori della permeabilità, la possibilità che si possa verificare il fenomeno è molto ridotta o addirittura nulla, grazie all'influenza determinante dei legami interparticellari, ovvero della coesione.

Secondo l'Eurocodice 8 la liquefazione può verificarsi in terreni di fondazione composti da estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limoso - argillosa e falda al piano campagna.

Nell'area in esame sedimenti potenzialmente liquefabili sono inesistenti, essendo la litologia di superficie rappresentata prevalentemente da argille limose di buona consistenza inglobanti lenti di ghiaie, sopportante da un substrato sabbioso di consistenza semilapidea.

### 13. VERIFICA STABILITÀ FRONTE DI SCAVO

Come evidenziato in precedenza in corrispondenza della fascia monte dell'intervento in esame si prevedono sbancamenti temporanei dell'ordine di 4,00÷4,50 m.

Di seguito si verifica la stabilità del fronte di scavo prendendo in esame angoli di sbancamento pari a circa 50°.

Per semplicità si analizza il problema ipotizzando che il terreno del primo sottosuolo sia formato essenzialmente da un unico litotipo, costituito dai terreni limo argillosi e/o sabbiosi di consistenza da plastica a plastica dura rilevati nella fascia di monte sino ad una profondità variabile da 6,00 m a 7,00 m.

Allo scopo si utilizza una sezione ricostruita sulla base dei dati forniti dai progettisti e dal rilievo topografico, in corrispondenza della quale viene verificata la stabilità attuale, come da normativa, secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), che risulta dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico.

Le verifiche vengono eseguite, tramite elaboratore meccanico, mediante il metodo di analisi del *Sarma* (1979) successivamente modificato da *Hoek* (1987), basato sulla ricerca delle condizioni di equilibrio limite.

Per la sezione utilizzata vengono individuati tratti significativi per i quali si valuta il fattore di sicurezza, in assenza di falda.

Allo scopo si utilizzano i valori misurati nel corso delle analisi di laboratorio eseguite sul campione di terreno prelevato nel corso dell'indagine, ossia:

$$\begin{aligned}\gamma &= 19,0 \text{ kN/m}^3 \\ c' &= 21,41 \text{ kN/m}^2 \\ \phi' &= 21,05^\circ\end{aligned}$$

Sulla base dell'analisi statistica dai valori suddetti si possono ottenere i seguenti parametri caratteristici:

$$\begin{aligned}\gamma_k &= 1,90 \text{ t/m}^3 \\ c'_k &= 17,9 \text{ kN/m}^2 \\ \phi'_k &= 16,5^\circ\end{aligned}$$

Applicando i coefficienti riduttivi previsti dalla normativa si ottiene:

$$\begin{aligned}\gamma_d &= 1,90 \text{ t/m}^3 \\ c'_d &= 14,3 \text{ kN/m}^2 \\ \phi'_d &= 13,4^\circ\end{aligned}$$



Come si evidenzia dalla tavola allegata i coefficienti minimi di sicurezza (F) che si ottengono per la verifica eseguita risultano superiori a quanto richiesto dall'attuale normativa, che prevede, per l'approccio considerato, un valore minimo di 1,1.

Da quanto sopra si può pertanto concludere che l'angolo di scavo previsto, seguendo le prescrizioni riportate in relazione, non comporta a breve termine particolari problematiche di stabilità.

#### 14. RESISTENZA DI PROGETTO DEI TERRENI IN CONDIZIONI STATICHE

In accordo con le NTC sono stati effettuati i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU).

Secondo la Normativa la valutazione del grado di sicurezza si ottiene adottando il "Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali" e verificando la relazione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

$E_d$ : valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione nelle varie combinazioni di calcolo;

$R_d$ : valore di progetto della resistenza del terreno.

La verifica del valore di progetto della resistenza del terreno viene eseguita secondo la teoria proposta da *Brinch-Hansen* (1970), estensione dell'equazione di *Buisman* (1935) e *Terzaghi* (1943), basata sulle seguenti ipotesi:

- omogeneità ed isotropia del terreno;
- non resistenza del terreno agli sforzi tensionali di trazione;
- rigidità infinita della struttura di fondazione rispetto al terreno.

Per le considerazioni suddette la formula di *Brinch-Hansen* viene ad assumere la seguente struttura:

$$R_d = (1/2 \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma z_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q) r_g / \gamma_R$$

dove:

$\gamma'$  = peso di volume del terreno posto al disotto della fondazione;

$B$  = larghezza della fondazione;

$N_\gamma$ ;  $N_c$ ;  $N_q$  = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

$c'$  = coesione del terreno;

$q = (\gamma \cdot D)$  = sovraccarico agente ai bordi della fondazione dove  $\gamma$  è il peso di volume del terreno e  $D$  è l'incastro della fondazione;

$s_\gamma$ ;  $s_c$ ;  $s_q$  = fattori di forma della fondazione;

$d_\gamma$ ;  $d_c$ ;  $d_q$  = fattori di profondità della fondazione;

$i_\gamma$ ;  $i_c$ ;  $i_q$  = fattori inclinazione carico sulla fondazione;

$g_\gamma$ ;  $g_c$ ;  $g_q$  = fattori dipendenti dall'inclinazione del terreno;

$b_\gamma$ ;  $b_c$ ;  $b_q$  = fattori dipendenti dall'inclinazione della fondazione;

$z_\gamma$ ;  $z_c$ ;  $z_q$  = fattori correzione sismico inerziale;



$r_g$  = fattore riduttivo applicato per elevati valori di  $B$  (Bowles);

$\gamma R$  = coefficiente parziale per la verifica agli stati ultimi di fondazioni superficiali.

La verifica della resistenza viene fatta ipotizzando un sistema fondale diretto nastriforme attestato, rispetto al p.c. dei pianori di monte, a profondità variabili mediamente da 3,00 m a 6,00 m, di conseguenza i terreni interessati sono rappresentati dai limi argillosi e/o debolmente sabbiosi di consistenza da plastica a plastico dura, appartenenti all'unità geotecnica A.

La verifica della resistenza di progetto del terreno in condizioni statiche viene pertanto eseguita prendendo in esame l'unità geotecnica suddetta.

Trovandoci in presenza di terreni prevalentemente coesivi la verifica della capacità portante degli stessi viene eseguita in condizioni non drenate (condizioni più critiche); in questo caso l'angolo di attrito interno del terreno ( $\varphi$ ) viene considerato uguale a zero e la resistenza al taglio totale viene affidata alla sola coesione non drenata il cui valore viene ricavato empiricamente mediante la relazione:

$$C_u = \frac{q c_m - \sigma'_{vo}}{N_{cp}}$$

dove:

$q c_m$  = valore medio di resistenza meccanica del terreno posto al disotto del piano di posa delle fondazioni;

$\sigma'_{vo}$  = tensione verticale efficace;

$N_{cp}$  = coefficiente adimensionale funzione della litologia e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni.

Per le condizioni suddette la formula di *Brinch-Hansen*, non considerando i fattori correttivi che tengono conto dell'approfondimento della fondazione, ipotizzando il piano di posa della fondazione orizzontale, che il carico trasmesso sulla stessa risulti centrato, e per una inclinazione del terreno  $\beta = 0$ , si riduce a:

$$R_d = (cud \cdot N_c \cdot z_c \cdot s_c + q) \cdot r_g / \gamma R$$

dove:

$cud$  = coesione non drenata di progetto;

$N_c = (2 + \pi)$  = fattore capacità portante;

$z_c$  = fattore correzione sismico inerziale;

$s_c$  = fattore di forma della fondazione; pari a  $1 + 0,2 \cdot (B/L)$ ;

$q = (\gamma \cdot D)$  = sovraccarico agente ai bordi della fondazione; dove  $\gamma$  è il peso di volume del terreno e  $D$  è l'incastro della fondazione;

$r_g$  = fattore riduttivo applicato per elevati valori di  $B$  (Bowles), pari a  $1 - 0,25 \log_{10}(B/2)$ ; per valori di  $B < 2$  m, lo stesso si assume unitario.

Per la verifica del valore di progetto della capacità portante del terreno, la normativa prevede l'utilizzo di valori di progetto ( $V_d$ ) ottenuti applicando, ai valori caratteristici ( $V_k$ ), dei coefficienti parziali riduttivi funzione della tipologia di Approccio utilizzata.

Per i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU) verrà utilizzato sia l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), che risulta dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico, che l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti parziali riduttivi previsti dalla normativa per i parametri geotecnici del terreno.

Tabella 6.2.II

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE		
		$\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi' k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c' k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00

Il valore caratteristico della coesione non drenata ( $c_{uk}$ ), trovandoci in presenza di una fondazione rigida cui è associata un importante volume significativo di terreno, è definito come il 5° percentile della distribuzione lognormale della media dei dati delle verticali indagate nel volume di influenza, al quale viene applicato il coefficiente M1 o M2 previsto dalla Normativa per ottenere il valore di  $c_{ud}$ .

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma viene introdotto il fattore correttivo  $z_c$  ottenuto dalla formula:

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

dove:

$kh$  = coefficiente sismico orizzontale.

Per un valore di  $kh$  pari a 0,075, si ottiene un valore di  $z_c$  pari a 0,976.

Il valore  $\gamma_R$  (coefficiente parziale per la verifica agli stati ultimi di fondazioni superficiali) si ricava dalla seguente tabella:



Tabella 6.4.I

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Nel nostro caso, non considerando la superficie efficace della fondazione, otteniamo:

- *Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)*

$$cuk = 70 \text{ kN/m}^2;$$

$$cud = 50,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$zc = 0,976;$$

$$sc = 1,0;$$

$$q = 19,2 \text{ kN/m}^2;$$

$$rg = 1,0;$$

$$\gamma_R = 1,8.$$

$$Rd = (50,0 \cdot 5,14 \cdot 0,976 \cdot 1,0 + 19,2) \cdot 1,0/1,8 = 150,0 \text{ kN/m}^2$$

- *Approccio 2 (A1+M1+R3)*

$$cuk = 70,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$cud = 70,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$zc = 0,976;$$

$$sc = 1,0;$$

$$q = 19,2 \text{ kN/m}^2;$$

$$rg = 1,0;$$

$$\gamma_R = 2,3.$$

$$Rd = (70,0 \cdot 5,14 \cdot 0,976 \cdot 1,0 + 19,2) \cdot 1,0/2,3 = 161,0 \text{ kN/m}^2$$

Sarà cura del progettista, sulla base della conoscenza dei parametri, della geometria e delle azioni di progetto, la verifica della disequazione  $Ed < Rd$  per entrambi gli approcci considerati.

## 15. DETERMINAZIONE DEI PRINCIPALI PARAMETRI FISICO MECCANICI PER IL DIMENSIONAMENTO DI FONDAZIONI PROFONDE E OPERE DI CONTENIMENTO

Qualora per quanto in progetto venga utilizzato un sistema fondale profondo (pali trivellati), nelle tabelle seguenti sono riportati i principali parametri fisico meccanici che caratterizzano i terreni del primo sottosuolo, espressi sia in termini di valore medio che di valore caratteristico; gli stessi potranno essere utilizzati per il dimensionamento di eventuali opere di contenimento.

I parametri caratteristici di coesione ( $C_{uk}$ ), di angolo di attrito interno ( $\varphi_k$ ) da utilizzare nel dimensionamento di fondazioni profonde vengono ricavati mediante analisi statistica dai valori di resistenza meccanica misurati nel corso dell'indagine geognostica.

Fascia di valle (CPT 1 e 2)						
Profondità (m da p.c.)		Porzione palo	Valori medi		Valori caratteristici	
			Cu (kPa)	$\varphi$ (°)	$C_{uk}$ (kPa)	$\varphi_k$ (°)
da	a					
1,00	4,00	fusto	92	0	78	0
4,00	5,00	fusto	0	35	0	33
5,00	>5,00	fusto	0	39	0	38
5,00	>5,00	punta	0	39	0	25

Fascia centrale (CPT 3 e 4)						
Profondità (m da p.c.)		Porzione palo	Valori medi		Valori caratteristici	
			Cu (kPa)	$\varphi$ (°)	$C_{uk}$ (kPa)	$\varphi_k$ (°)
da	a					
1,00	8,50	fusto	76	0	70	0
8,50	>8,50	fusto	0	39	0	38
8,50	>8,50	punta	0	39	0	25

Fascia di monte (CPT 5 e 6)						
Profondità (m da p.c.)		Porzione palo	Valori medi		Valori caratteristici	
			Cu (kPa)	$\varphi$ (°)	$C_{uk}$ (kPa)	$\varphi_k$ (°)
da	a					
1,00	7,00	fusto	104	0	97	0
7,00	13,00	fusto	168	0	158	0
13,00	>13,00	fusto	0	39	0	38
13,00	>13,00	punta	0	39	0	25



## 16. CONSIDERAZIONI FINALI

L'area in esame si posiziona ad una quota media di 195,00 m s.l.m., lungo un versante di acclività media elevata (28÷30 %) che si esaurisce in corrispondenza dell'alveo del Torrente Lavino.

Nell'area in esame, come del resto in quelle adiacenti, non si evidenziano segni di tensione in atto o incipienti indici di una precaria stabilità, conseguentemente la stessa si può ritenere perfettamente stabile.

La litologia del primo sottosuolo al tetto, al disotto di un orizzonte di terreno di riporto e/o pedogenizzato dello spessore medio di 0,80÷1,00 m, risulta inizialmente caratterizzata dalla presenza di limi argillosi e/o sabbiosi di colore da beige a giallo ocraceo, di consistenza da plastica a plastico dura ed umidità da medio scarsa a media, inglobanti localmente piccoli frammenti lapidei.

Il campione indisturbato, prelevato in corrispondenza dei suddetti terreni nel corso del sondaggio n. 1 alla profondità di 1,90÷2,40 m, è risultato costituito da argille con limo e/o viceversa di colore marrone screziato, con puntature nerastre, calcinelli ecc., di media plasticità ( $I_p = 29$ ), consistenza solido plastica ( $I_c = 0,89$ ) e di compressibilità medio elevata ( $LL = 47$ ) (classificazione U.S.C.S. = CL o OL).

Il contenuto in acqua ( $w$ ) è risultato pari mediamente al 21,10 % ed il peso di volume ( $\gamma$ ) pari a 19,03 kN/mc.

Alla prova di taglio diretto C.D. i valori di picco hanno indicato una coesione ( $c'$ ) pari a 21,41 kN/m<sup>2</sup> ed un angolo di attrito interno ( $\phi'$ ) di 21,05°.

I suddetti terreni nella fascia di valle si evidenziano sino ad una profondità variabile mediamente da 3,00 m a 4,00 m circa, mentre verso monte sono presenti sino a circa 6,00÷8,00 m.

Sotto si alternano delle ghiaie in matrice limo argillosa e/o sabbiosa localmente prevalente, di addensamento da medio scarso a medio, di umidità da media a medio elevata, con dei limi sabbiosi e/o viceversa di buona consistenza inglobanti ghiaietto e/o frammenti lapidei.

I suddetti terreni sono sopportati da un substrato sabbioso di colore da grigio azzurro a grigio chiaro, di addensamento elevato ed umidità scarsa, il cui tetto nella fascia di valle è stato rilevato ad una profondità di circa 4,80 m, mentre verso monte si evidenzia a partire da circa 13,00÷13,40 m.

Al termine dell'indagine all'interno dei fori di prova e sondaggio è stata evidenziata localmente la presenza di acqua, il cui livello statico è stato misurato ad una profondità di 7,00÷7,70 m; non si tratta di una vera falda freatica, ma di locali circolazioni idriche che permeano i terreni grossolani.

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica, con riferimento lo zero del rilievo topografico, è possibile distinguere il terreno secondo le unità geotecniche indicate nella tabella successiva.

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	qc/qd MPa	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)	Dr (%)
	da	A						
0	+7,70÷10,60	+6,70÷9,60	R/P	-	-	-	-	-
A	+6,70÷9,60	+1,00÷3,80	LAS	1,2÷2,7	19,1÷19,3	60÷124	0	0
B	+1,00÷3,80	+1,80÷-0,30	GLAS	10,5÷39,1 6,2÷20,3	18,5÷18,8	0	31÷36	31÷75
C	+1,80÷-0,30	-0,30÷-0,50	LASG	3,0÷7,2	19,3÷19,7	133÷280	0	0
D	-0,30÷-0,50	fine indag.	S/SL	24,0÷39,2 19,0÷23,4	18,5÷19,0	0	38÷40	90÷96

I terreni del primo sottosuolo presentano una Vs30 media pari a circa 300 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria C, che comprende *"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < Cu_{30} < 250$  kPa nei terreni a grana fine")*.

Nell'area in esame sedimenti potenzialmente liquefabili sono inesistenti, essendo la litologia di superficie rappresentata prevalentemente da argille limose di buona consistenza inglobanti lenti di ghiaie, sopportanti da un substrato sabbioso di consistenza semilapidea.

In considerazione delle caratteristiche fisico meccaniche dei terreni del primo sottosuolo e della tipologia di intervento si ritiene che per la palestra possa essere adottato un sistema fondale diretto di tipo nastriforme, che rispetto al p.c. fine lavori dovranno approfondirsi come minimo di 1,00 m al fine di evitare che i terreni di fondazione risentano eccessivamente delle variazioni climatiche stagionali.

Maggiori problematiche per il fabbricato ad uso spogliatoi in quanto, posizionandosi in corrispondenza della scarpata di valle, presumibilmente rende necessaria la scelta di una tipologia fondale diversa, tipo fondazioni profonde.

A monte della palestra, dove sono previsti gli sbancamento di maggiore entità, potrà essere adottato un angolo di scarpata dell'ordine di 50÷55°, mettendo sempre in opera un telo impermeabile che eviti scoscendimenti del terreno superficiale, specie in occasione di precipitazioni particolarmente copiose e persistenti.



Qualora gli spazi non consentano di conformare la scarpata di scavo secondo il suddetto angolo, si dovrà prevedere la realizzazione di una adeguata opera di contenimento.

A monte dei muri di contenimento sarà indispensabile predisporre un adeguato sistema drenante, in grado di raccogliere e smaltire in tempi brevi eventuali acque di circolazione superficiale.

Il rimodellamento della superficie topografica mediante riporti e sbancamenti dovrà essere eseguito in modo da non pregiudicare la stabilità dell'area e predisponendo opportune opere idrauliche atte alla regimentazione delle acque di circolazione idrica superficiale e del primo sottosuolo.

I terreni limo argillosi presenti al piano di posa delle fondazioni della palestra, nel caso di un sistema fondale diretto nastriforme, non considerando la superficie efficace delle stesse, consentono valori di resistenza di progetto dell'ordine di 150,0 kN/m<sup>2</sup> nel caso di verifica mediante "Approccio 1 Combinazione 2" e dell'ordine di 161,0 kN/m<sup>2</sup> nel caso di "Approccio 2".

In considerazione di quanto sopra si può pertanto affermare che, seguendo le prescrizioni riportate in precedenza, da un punto di vista geologico non vi è nulla che impedisca la realizzazione di quanto in progetto.

Casalecchio di Reno, 15 Novembre 2013



## ALLEGATI



## Indagine geognostica

Committente: Studio Ghedini  
 Località: Monte San Pietro (BO)  
 Cantiere: via Lavino 265 - Monte San Giovanni  
 n° prova: 1  
 Profondità falda: assente  
 Attrezzatura: Penetrometro da 100 kN  
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **13.0420 /RSP**

Data prova: 15/07/2013  
 Quota: ---  
 Codice lavoro: 2013.104  
 Procedura di prova: --

L1 kg/cm <sup>2</sup>	L2 kg/cm <sup>2</sup>	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
10		0,98	45,78	21	4,67	
11	18	1,08	58,86	18	5,46	
10	19	0,98	58,86	17	6,00	
18	27	1,76	91,56	19	5,19	
15	29	1,47	71,94	20	4,89	1,0 m
25	36	2,45	104,64	23	4,27	
23	39	2,25	91,56	25	4,06	
22	36	2,16	85,02	25	3,94	
16	29	1,57	71,94	22	4,59	
14	25	1,37	58,86	23	4,29	2,0 m
13	22	1,27	65,40	19	5,13	
12	22	1,18	71,94	16	6,11	
14	25	1,37	65,40	21	4,76	
13	23	1,27	85,02	15	6,67	
17	30	1,67	78,48	21	4,71	3,0 m
69	81	6,76	78,48	86	1,16	
33	45	3,24	85,02	38	2,63	
25	38	2,45	91,56	27	3,74	
26	40	2,55	85,02	30	3,34	
36	49	3,53	85,02	42	2,41	4,0 m
111	124	10,88	85,02	128	0,78	
268	281	26,27	156,96	167	0,60	
137	161	13,43	98,10	137	0,73	
175	190	17,16	111,18	154	0,65	
400	417	39,22				5,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	15/07/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti



Committente: Studio Ghedini  
 Località: Monte San Pietro (BO)  
 Cantiere: via Lavino 265 - Monte San Giovanni  
 n° prova: 2  
 Profondità falda: assente  
 Attrezzatura: Penetrometro da 100 kN  
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **13.0421 /RSP**

Data prova: 15/07/2013  
 Quota: ---  
 Codice lavoro: 2013.104  
 Procedura di prova: --

L1 kg/cm <sup>2</sup>	L2 kg/cm <sup>2</sup>	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
8		0,78	65,40	12	8,34	
27	37	2,65	150,42	18	5,68	
40	63	3,92	78,48	50	2,00	
24	36	2,35	130,80	18	5,56	
26	46	2,55	156,96	16	6,16	1,0 m
26	50	2,55	156,96	16	6,16	
25	49	2,45	130,80	19	5,34	
20	40	1,96	91,56	21	4,67	
17	31	1,67	71,94	23	4,32	
12	23	1,18	65,40	18	5,56	2,0 m
15	25	1,47	78,48	19	5,34	
19	31	1,86	71,94	26	3,86	
17	28	1,67	78,48	21	4,71	
19	31	1,86	85,02	22	4,56	
33	46	3,24	78,48	41	2,43	3,0 m
188	200	18,43	111,18	166	0,60	
65	82	6,37	45,78	139	0,72	
94	101	9,22	65,40	141	0,71	
318	328	31,18				

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	15/07/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Committente: Studio Ghedini  
 Località: Monte San Pietro (BO)  
 Cantiere: via Lavino 265 - Monte San Giovanni  
 n° prova: 3  
 Profondità falda: foro chiuso a 7.00 m  
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN  
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **13.0422 /RSP**

Data prova: 15/07/2013  
 Quota: ---  
 Codice lavoro: 2013.104  
 Procedura di prova: IO\_003

L1 kg/cm <sup>2</sup>	L2 kg/cm <sup>2</sup>	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
22		2,16	85,02	25	3,94	
25	38	2,45	124,26	20	5,07	
31	50	3,04	143,88	21	4,73	
34	56	3,33	150,42	22	4,51	
41	64	4,02	189,66	21	4,72	1,0 m
30	59	2,94	124,26	24	4,22	
25	44	2,45	104,64	23	4,27	
19	35	1,86	91,56	20	4,92	
22	36	2,16	117,72	18	5,46	
25	43	2,45	117,72	21	4,80	2,0 m
19	37	1,86	98,10	19	5,27	
16	31	1,57	98,10	16	6,25	
21	36	2,06	117,72	17	5,72	
24	42	2,35	150,42	16	6,39	
23	46	2,25	124,26	18	5,51	3,0 m
21	40	2,06	111,18	19	5,40	
23	40	2,25	143,88	16	6,38	
24	46	2,35	156,96	15	6,67	
23	47	2,25	130,80	17	5,80	
28	48	2,75	150,42	18	5,48	4,0 m
32	55	3,14	176,58	18	5,63	
36	63	3,53	235,44	15	6,67	
35	71	3,43	228,90	15	6,67	
37	72	3,63	163,50	22	4,51	
29	54	2,84	143,88	20	5,06	5,0 m
23	45	2,25	143,88	16	6,38	
24	46	2,35	150,42	16	6,39	
23	46	2,25	143,88	16	6,38	
36	58	3,53	156,96	22	4,45	
30	54	2,94	137,34	21	4,67	6,0 m
42	63	4,12	117,72	35	2,86	
32	50	3,14	117,72	27	3,75	
29	47	2,84	163,50	17	5,75	
39	64	3,82	189,66	20	4,96	
45	74	4,41	98,10	45	2,22	7,0 m
238	253	23,33	150,42	155	0,64	
49	72	4,80	85,02	57	1,77	
30	43	2,94	130,80	22	4,45	
30	50	2,94	104,64	28	3,56	
32	48	3,14	98,10	32	3,13	8,0 m
40	55	3,92	98,10	40	2,50	
46	61	4,51	98,10	46	2,18	
328	343	32,16	627,84	51	1,95	
399	495	39,12				

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	15/07/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Committente: Studio Ghedini  
 Località: Monte San Pietro (BO)  
 Cantiere: via Lavino 265 - Monte San Giovanni  
 n° prova: 4  
 Profondità falda: assente  
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN  
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **13.0423 /RSP**

Data prova: 15/07/2013  
 Quota: ---  
 Codice lavoro: 2013.104  
 Procedura di prova: IO\_003

L1 kg/cm <sup>2</sup>	L2 kg/cm <sup>2</sup>	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
27		2,65	85,02	31	3,21	
44	57	4,31	111,18	39	2,58	
36	53	3,53	91,56	39	2,59	
30	44	2,94	91,56	32	3,11	
27	41	2,65	78,48	34	2,96	1,0 m
26	38	2,55	71,94	35	2,82	
18	29	1,76	98,10	18	5,56	
14	29	1,37	85,02	16	6,19	
15	28	1,47	91,56	16	6,23	
24	38	2,35	117,72	20	5,00	2,0 m
17	35	1,67	91,56	18	5,49	
14	28	1,37	91,56	15	6,67	
14	28	1,37	71,94	19	5,24	
13	24	1,27	78,48	16	6,16	
14	26	1,37	65,40	21	4,76	3,0 m
13	23	1,27	71,94	18	5,64	
18	29	1,76	85,02	21	4,82	
14	27	1,37	65,40	21	4,76	
17	27	1,67	71,94	23	4,32	
18	29	1,76	104,64	17	5,93	4,0 m
22	38	2,16	104,64	21	4,85	
36	52	3,53	85,02	42	2,41	
17	30	1,67	91,56	18	5,49	
16	30	1,57	78,48	20	5,00	
14	26	1,37	78,48	17	5,72	5,0 m
13	25	1,27	78,48	16	6,16	
16	28	1,57	85,02	18	5,42	
19	32	1,86	78,48	24	4,21	
16	28	1,57	78,48	20	5,00	
17	29	1,67	78,48	21	4,71	6,0 m
12	24	1,18	58,86	20	5,00	
14	23	1,37	91,56	15	6,67	
58	72	5,69	65,40	87	1,15	
297	307	29,12	156,96	186	0,54	
400	424	39,22				7,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	15/07/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti



Committente: Studio Ghedini  
 Località: Monte San Pietro (BO)  
 Cantiere: via Lavino 265 - Monte San Giovanni  
 n° prova: 5  
 Profondità falda: assente  
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN  
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **13.0424 /RSP**

Data prova: 15/07/2013  
 Quota: ---  
 Codice lavoro: 2013.104  
 Procedura di prova: IO\_003

L1 kg/cm <sup>2</sup>	L2 kg/cm <sup>2</sup>	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
51		5.00	117.72	42	2.35	
33	51	3.24	91.56	35	2.83	
84	98	8.24	91.56	90	1.11	
50	64	4.90	117.72	42	2.40	
41	59	4.02	104.64	38	2.60	1,0 m
101	117	9.90	91.56	108	0.92	
57	71	5.59	130.80	43	2.34	
37	57	3.63	104.64	35	2.88	
26	42	2.55	170.04	15	6.67	
30	56	2.94	111.18	26	3.78	2,0 m
26	43	2.55	156.96	16	6.16	
22	46	2.16	111.18	19	5.15	
25	42	2.45	124.26	20	5.07	
22	41	2.16	104.64	21	4.85	
20	36	1.96	124.26	16	6.34	3,0 m
21	40	2.06	111.18	19	5.40	
16	33	1.57	78.48	20	5.00	
14	26	1.37	91.56	15	6.67	
16	30	1.57	98.10	16	6.25	
79	94	7.75	78.48	99	1.01	4,0 m
31	43	3.04	156.96	19	5.16	
20	44	1.96	130.80	15	6.67	
23	43	2.25	130.80	17	5.80	
22	42	2.16	130.80	16	6.06	
22	42	2.16	130.80	16	6.06	5,0 m
24	44	2.35	150.42	16	6.39	
26	49	2.55	150.42	17	5.90	
24	47	2.35	117.72	20	5.00	
20	38	1.96	117.72	17	6.00	
27	45	2.65	124.26	21	4.69	6,0 m
24	43	2.35	137.34	17	5.84	
20	41	1.96	111.18	18	5.67	
17	34	1.67	104.64	16	6.28	
20	36	1.96	124.26	16	6.34	
30	49	2.94	85.02	35	2.89	7,0 m
81	94	7.94	71.94	110	0.91	
157	168	15.39	98.10	157	0.64	
59	74	5.78	202.74	29	3.50	
63	94	6.18	222.36	28	3.60	
59	93	5.78	209.28	28	3.62	8,0 m
74	106	7.25	176.58	41	2.43	
50	77	4.90	176.58	28	3.60	
62	89	6.08	222.36	27	3.66	
55	89	5.39	202.74	27	3.76	
121	152	11.86	104.64	113	0.88	9,0 m
96	112	9.41	189.66	50	2.02	
302	331	29.61	189.66	156	0.64	
105	134	10.29	300.84	34	2.92	
152	198	14.90	241.98	62	1.62	
135	172	13.24	228.90	58	1.73	10,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	15/07/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **13.0424 /RSP**

L1 kg/cm <sup>2</sup>	L2 kg/cm <sup>2</sup>	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
150	185	14.71	255.06	58	1.73	
99	138	9.71	327.00	30	3.37	
91	141	8.92	313.92	28	3.52	
95	143	9.31	359.70	26	3.86	
70	125	6.86	274.68	25	4.00	11,0 m
77	119	7.55	287.76	26	3.81	
50	94	4.90	189.66	26	3.87	
95	124	9.31	163.50	57	1.76	
62	87	6.08	241.98	25	3.98	
119	156	11.67	228.90	51	1.96	12,0 m
88	123	8.63	359.70	24	4.17	
90	145	8.82	392.40	22	4.45	
126	186	12.35	183.12	67	1.48	
97	125	9.51	333.54	29	3.51	
91	142	8.92	313.92	28	3.52	13,0 m
130	178	12.75	477.42	27	3.75	
212	285	20.78	215.82	96	1.04	
387	420	37.94				

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	15/07/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Committente: Studio Ghedini  
 Località: Monte San Pietro (BO)  
 Cantiere: via Lavino 265 - Monte San Giovanni  
 n° prova: 6  
 Profondità falda: 7.70 m  
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN  
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **13.0425 /RSP**

Data prova: 15/07/2013  
 Quota: ---  
 Codice lavoro: 2013.104  
 Procedura di prova: IO\_003

L1 kg/cm <sup>2</sup>	L2 kg/cm <sup>2</sup>	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
33		3.24	85.02	38	2.63	
69	82	6.76	143.88	47	2.13	
85	107	8.33	163.50	51	1.96	
90	115	8.82	176.58	50	2.00	
50	77	4.90	117.72	42	2.40	1,0 m
22	40	2.16	85.02	25	3.94	
19	32	1.86	91.56	20	4.92	
16	30	1.57	85.02	18	5.42	
23	36	2.25	65.40	34	2.90	
16	26	1.57	78.48	20	5.00	2,0 m
15	27	1.47	98.10	15	6.67	
16	31	1.57	98.10	16	6.25	
19	34	1.86	98.10	19	5.27	
24	39	2.35	111.18	21	4.73	
19	36	1.86	117.72	16	6.32	3,0 m
18	36	1.76	111.18	16	6.30	
21	38	2.06	124.26	17	6.04	
22	41	2.16	117.72	18	5.46	
22	40	2.16	124.26	17	5.76	
23	42	2.25	143.88	16	6.38	4,0 m
26	48	2.55	117.72	22	4.62	
22	40	2.16	124.26	17	5.76	
21	40	2.06	137.34	15	6.67	
28	49	2.75	130.80	21	4.76	
23	43	2.25	143.88	16	6.38	5,0 m
25	47	2.45	130.80	19	5.34	
36	56	3.53	143.88	25	4.08	
31	53	3.04	143.88	21	4.73	
40	62	3.92	183.12	21	4.67	
29	57	2.84	183.12	16	6.44	6,0 m
30	58	2.94	163.50	18	5.56	
26	51	2.55	150.42	17	5.90	
26	49	2.55	143.88	18	5.64	
34	56	3.33	130.80	25	3.92	
44	64	4.31	124.26	35	2.88	7,0 m
42	61	4.12	137.34	30	3.34	
55	76	5.39	104.64	52	1.94	
77	93	7.55	130.80	58	1.73	
72	92	7.06	124.26	57	1.76	
60	79	5.88	111.18	53	1.89	8,0 m
105	122	10.29	98.10	105	0.95	
130	145	12.75	85.02	150	0.67	
60	73	5.88	85.02	69	1.45	
44	57	4.31	85.02	51	1.97	
39	52	3.82	176.58	22	4.62	9,0 m
34	61	3.33	143.88	23	4.32	
33	55	3.24	137.34	24	4.25	
46	67	4.51	78.48	57	1.74	
34	46	3.33	117.72	28	3.53	
32	50	3.14	111.18	28	3.54	10,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	15/07/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti



Segue Rapporto di Prova N°: **13.0425 /RSP**

L1 kg/cm <sup>2</sup>	L2 kg/cm <sup>2</sup>	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
30	47	2.94	150.42	20	5.11	
40	63	3.92	104.64	37	2.67	
30	46	2.94	150.42	20	5.11	
37	60	3.63	170.04	21	4.69	
45	71	4.41	163.50	27	3.71	11,0 m
52	77	5.10	183.12	28	3.59	
61	89	5.98	222.36	27	3.72	
87	121	8.53	281.22	30	3.30	
109	152	10.69	366.24	29	3.43	
97	153	9.51	353.16	27	3.71	12,0 m
87	141	8.53	327.00	26	3.83	
72	122	7.06	307.38	23	4.35	
79	126	7.75	313.92	25	4.05	
161	209	15.78	379.32	42	2.40	
149	207	14.61	392.40	37	2.69	13,0 m
172	232	16.86	320.46	53	1.90	
239	288	23.43	392.40	60	1.67	
400	460	39.22				

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	15/07/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti







**GEO-PROBE S.r.l.**

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

**CPT (CONE PENETRATION TEST)****N. 3**Rapporto di Prova N°: **13.0422 /RSP**

Committente :

Studio Ghedini

Località :

Monte San Pietro (BO)

via Lavino 265 - Monte San Giovanni

Attrezzatura :

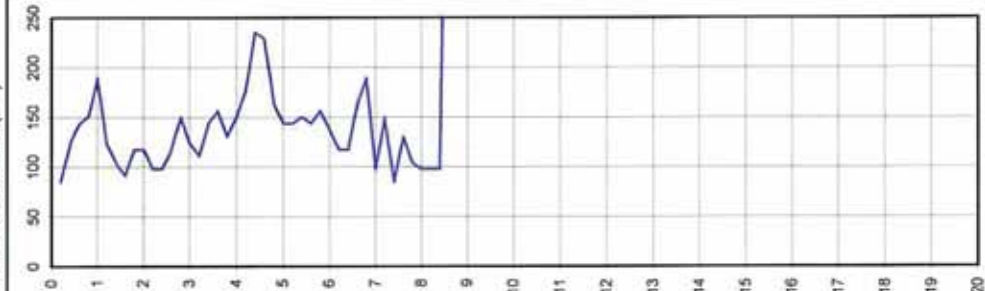
Penetrometro da 200 kN

Quota: ---

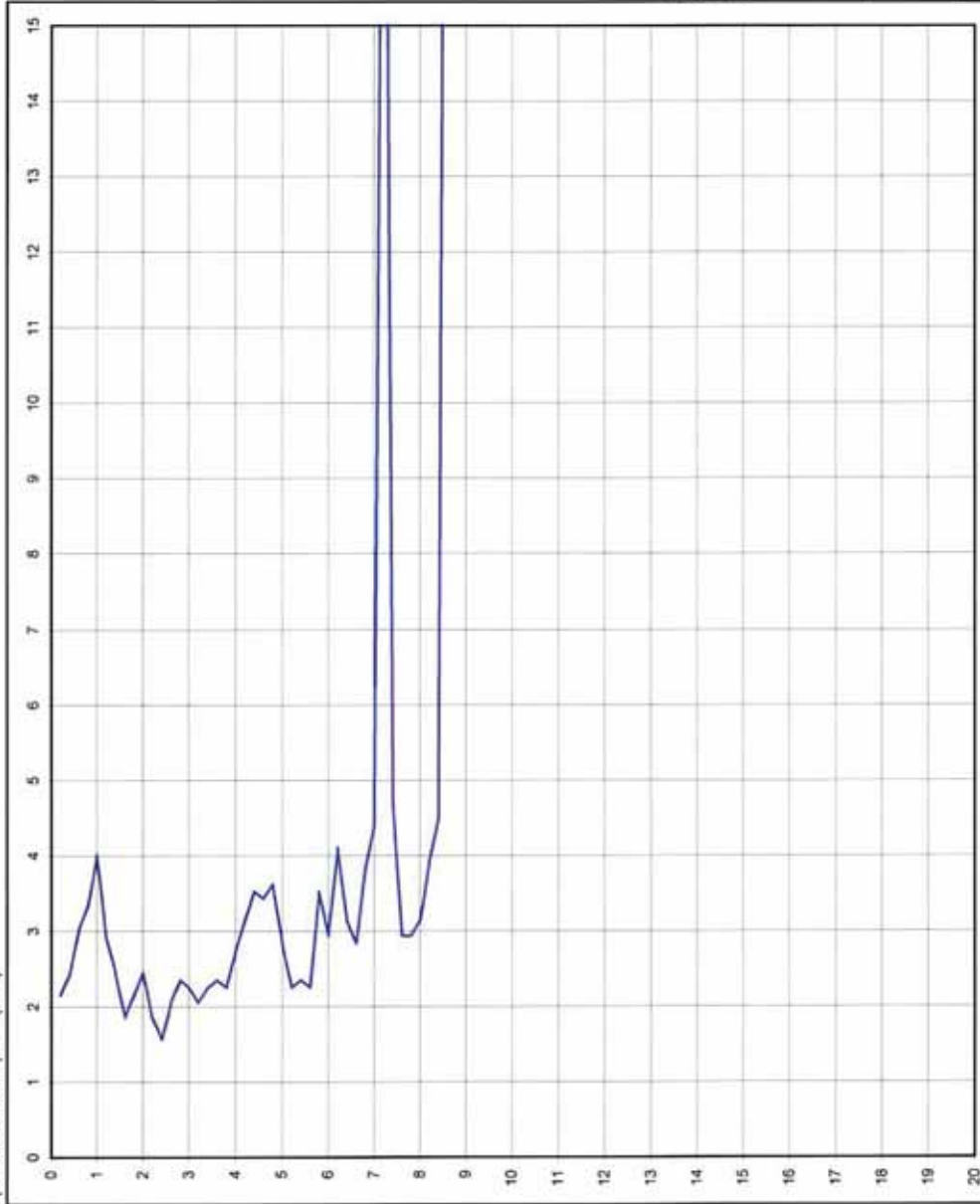
Data prova : 15/07/2013

Codice lavoro: 2013.104

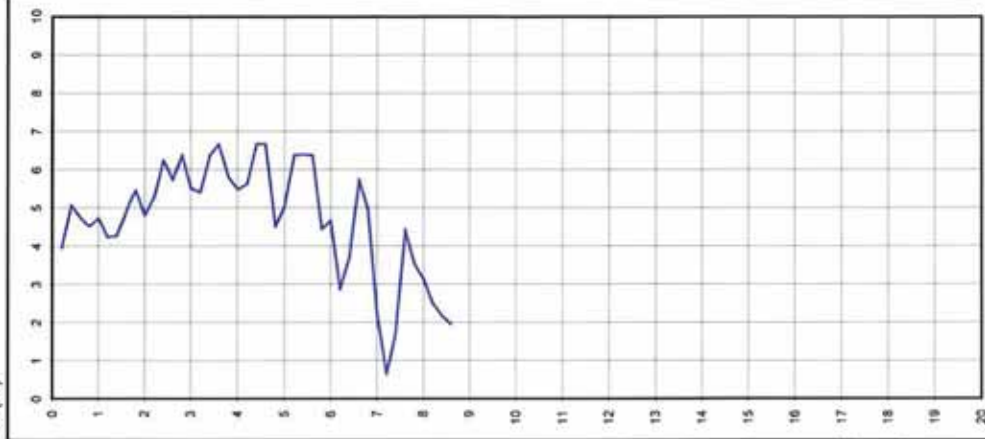
fts resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)



Livello acqua da p.c.: foro chiuso

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-05	0	15/07/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

**GEO-PROBE S.r.l.**

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

**C P T (CONE PENETRATION TEST)****N. 4****Rapporto di Prova N°: 13.0423 /RSP**

Committente :

Studio Ghedini

Quota: ---

Località :

Monte San Pietro (BO) via Lavino 265 - Monte San Giovanni

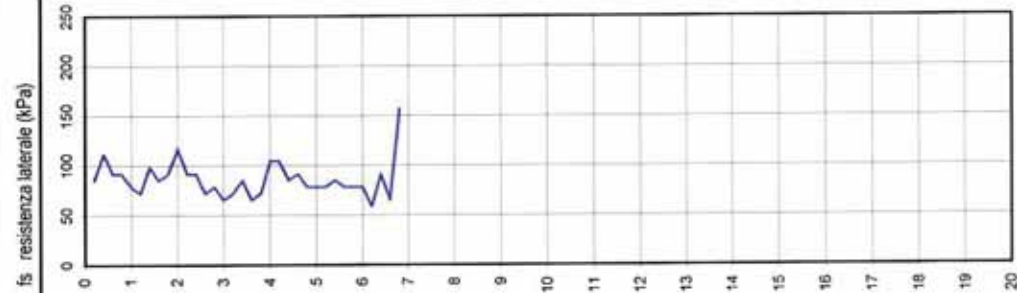
Data prova : 15/07/2013

Attrezzatura :

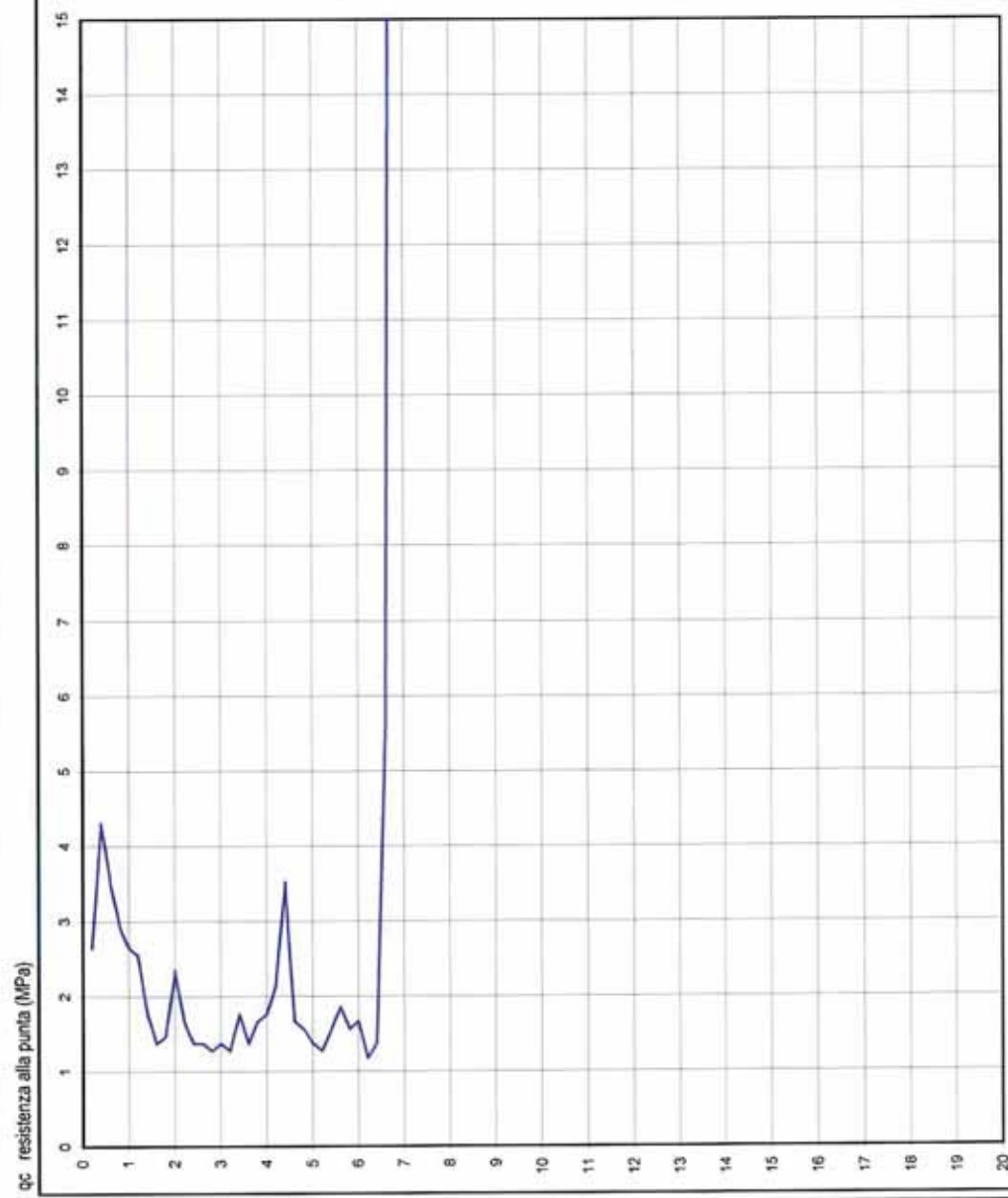
Penetrometro da 200 kN

Codice lavoro: 2013.104

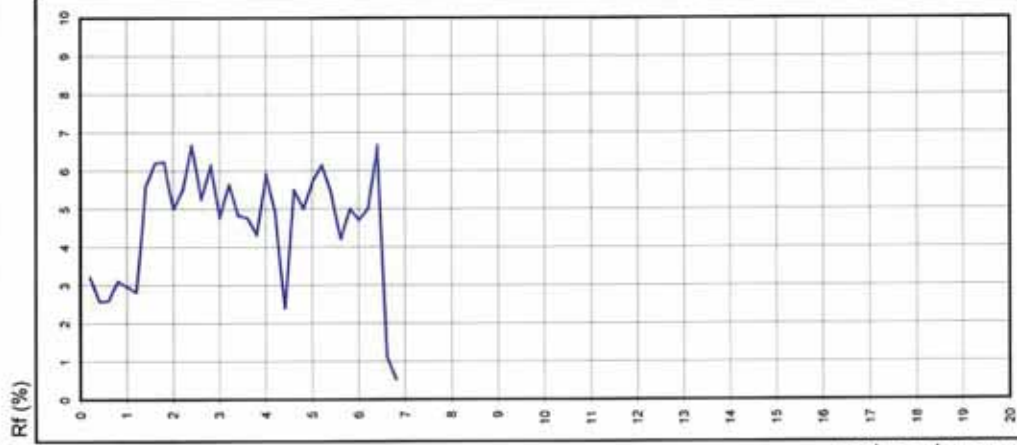
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)



Livello acqua da p.c.: assente

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-05	0	15/07/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

**GEO-PROBE S.r.l.**

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

**C P T (CONE PENETRATION TEST)****N. 5****Rapporto di Prova N°: 13.0424 /RSP**

Committente :

Studio Ghedini

Quota: ---

Località :

Monte San Pietro (BO) via Lavino 265 - Monte San Giovanni

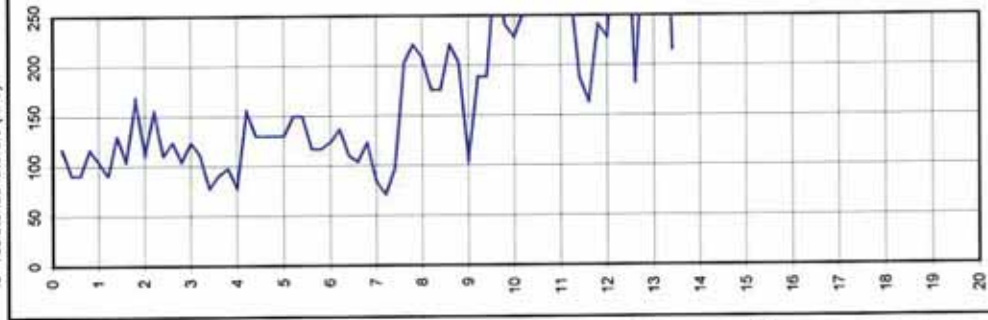
Data prova : 15/07/2013

Attrezzatura :

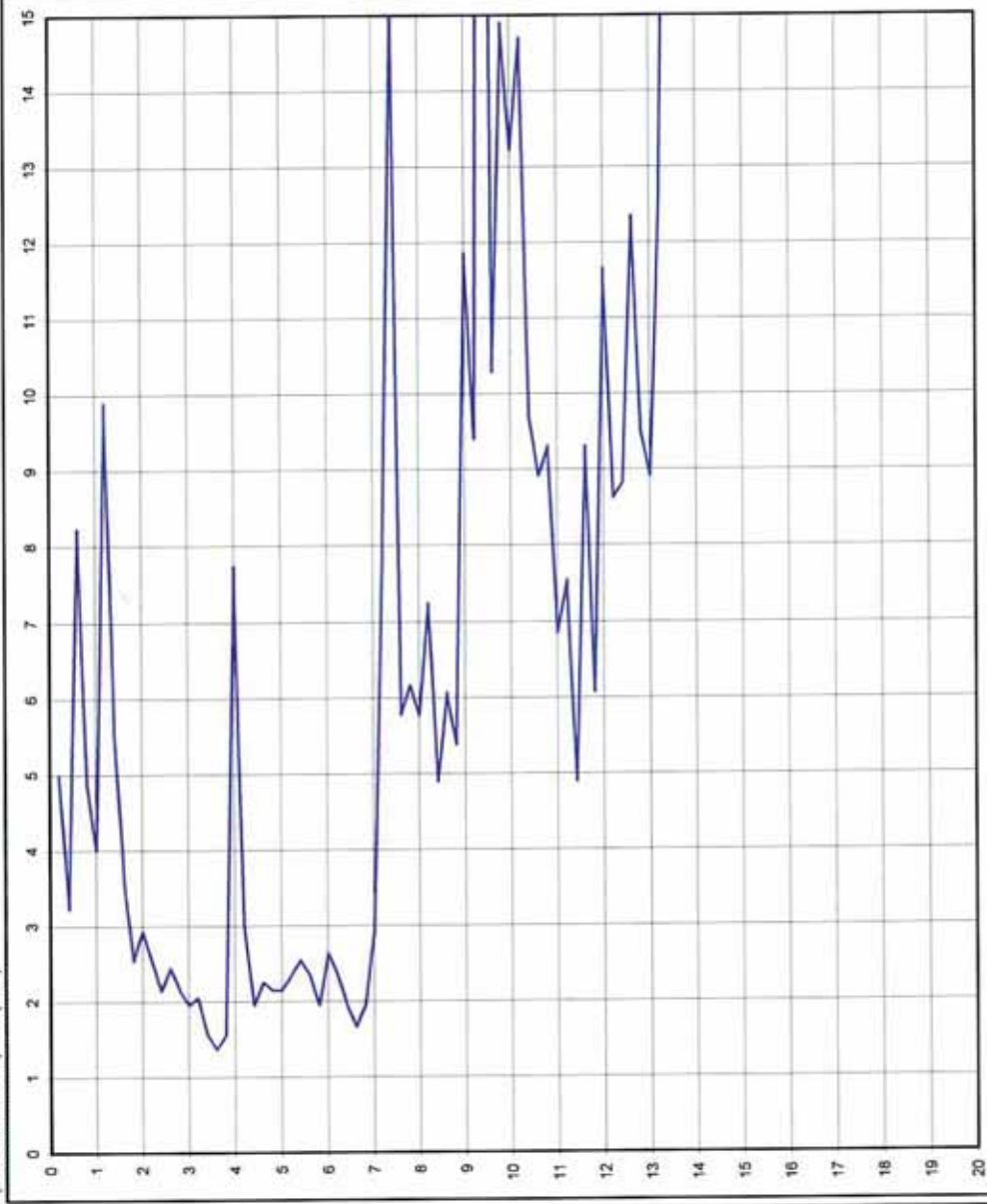
Penetrometro da 200 kN

Codice lavoro: 2013.104

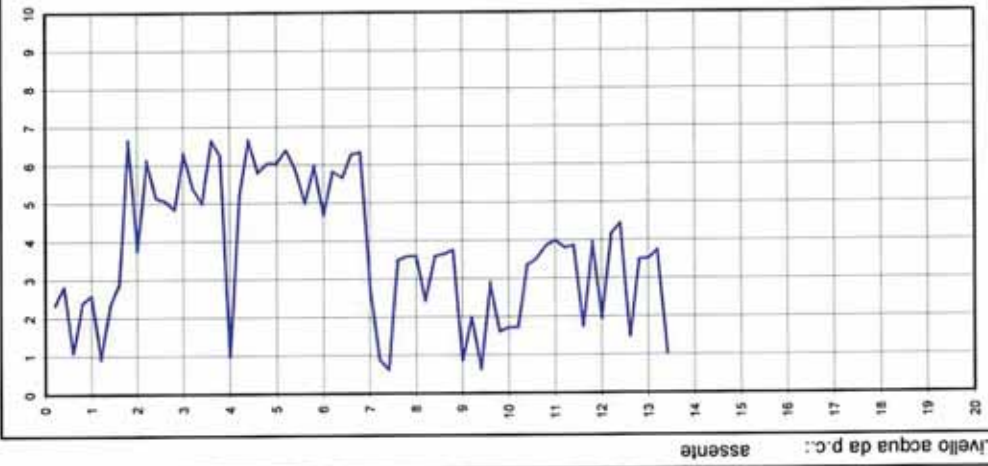
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)



Livello acqua da p.c.: assente

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-05	0	15/07/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti



**GEO-PROBE S.r.l.**

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

**C P T (CONE PENETRATION TEST)****N. 6****Rapporto di Prova N°: 13.0425 /RSP**

Committente :

Studio Ghedini

Quota: ---

Località :

Monte San Pietro (BO) via Lavino 265 - Monte San Giovanni

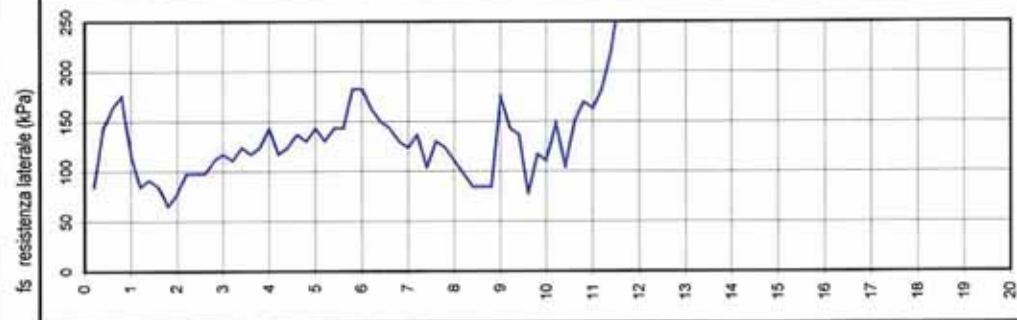
Data prova : 15/07/2013

Attrezzatura :

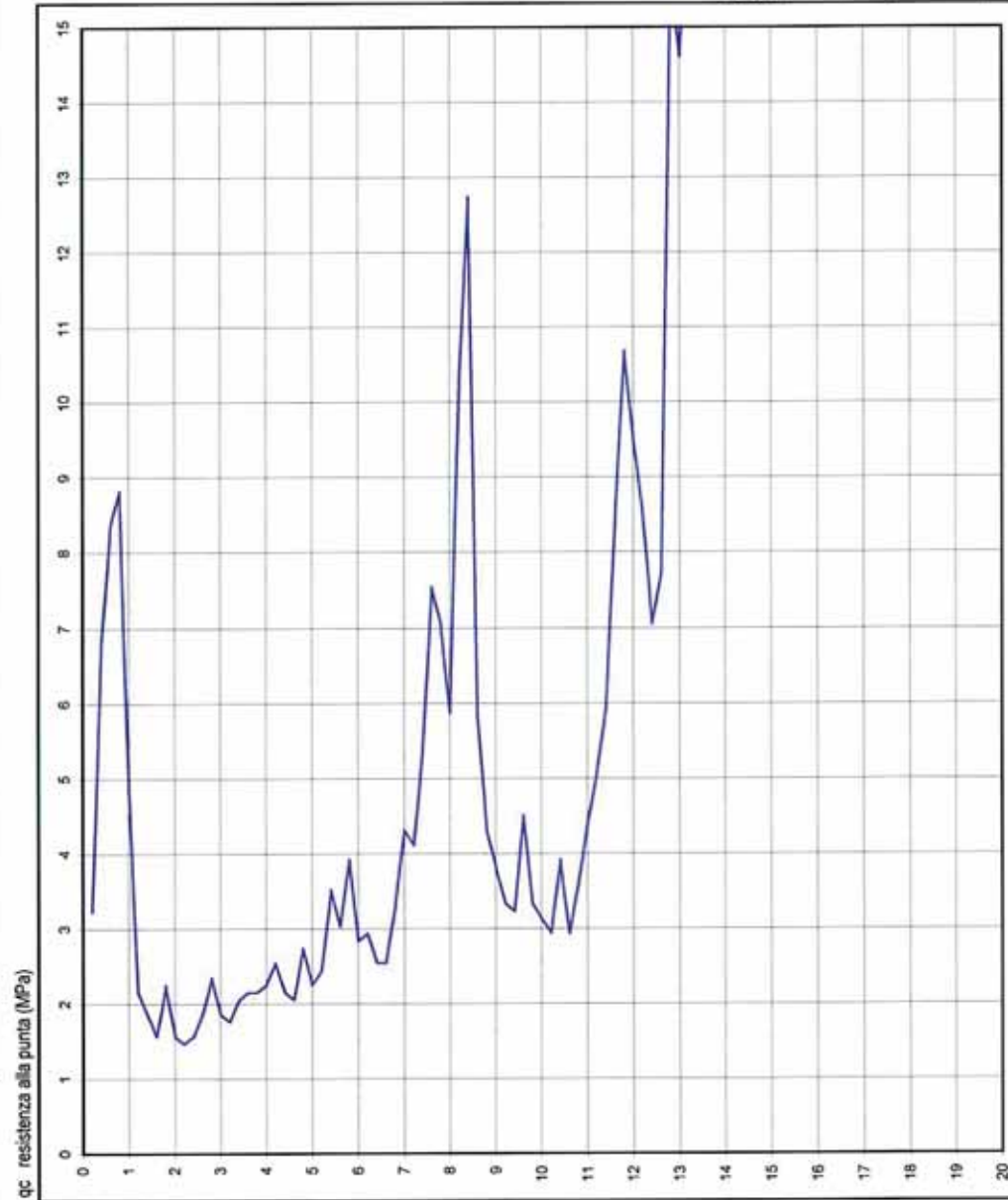
Penetrometro da 200 kN

Codice lavoro: 2013.104

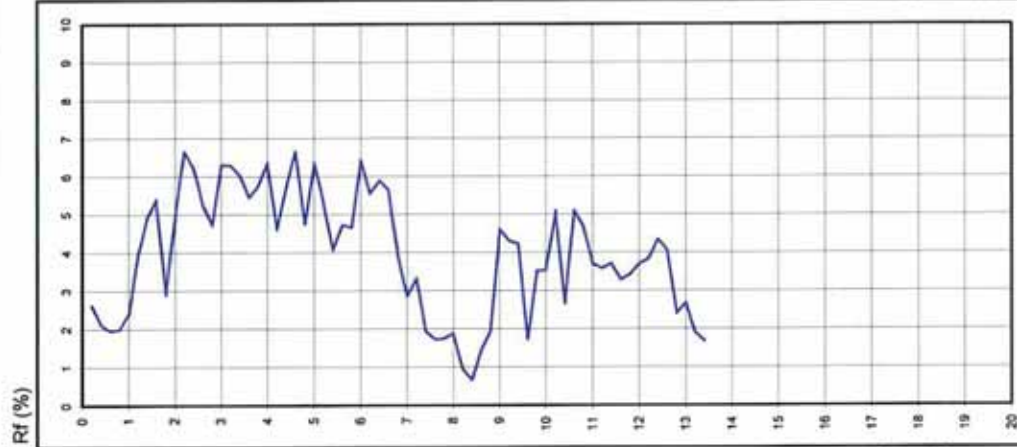
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)



Livello acqua da p.c.: 7.70 m

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-05	0	15/07/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Committente : Studio Ghedini  
 Località : Monte San Pietro (BO)  
 Cantiere : via Lavino 265 - Monte San Giovanni  
 n° prova : 1  
 Profondità falda : assente  
 Attrezzatura : Penetrometro dinamico Emilia-DPSH  
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **13.0426 /RSP**

Data prova: 15/07/2013  
 Quota: ---  
 Codice lavoro: 2013.104  
 Procedura di prova: ---

prof. (m)	N	qd MPa	
0,20	-	-	m 0
0,40	-	-	
0,60	-	-	
0,80	-	-	
1,00	-	-	m 1
1,20	-	-	
1,40	-	-	
1,60	-	-	
1,80	-	-	
2,00	-	-	m 2
2,20	-	-	
2,40	-	-	
2,60	-	-	
2,80	-	-	
3,00	-	-	m 3
3,20	-	-	
3,40	-	-	
3,60	-	-	
3,80	33	27,5	
4,00	9	7,5	m 4
4,20	8	6,2	
4,40	9	7,0	
4,60	13	10,1	
4,80	26	20,3	
5,00	30	23,4	m 5
5,20	33	24,1	
5,40	26	19,0	
5,60	26	19,0	
5,80	32	23,4	

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	15/07/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

**GEO-PROBE s.r.l.**

40033 Casalecchio di Reno (BO)

Via Cimara, 119 - Tel. 051/61.33.072

P.I. 04135500371

**DPSH 1**

Data prova: 15/07/2013

Quota ---

Codice lavoro: 2013.104

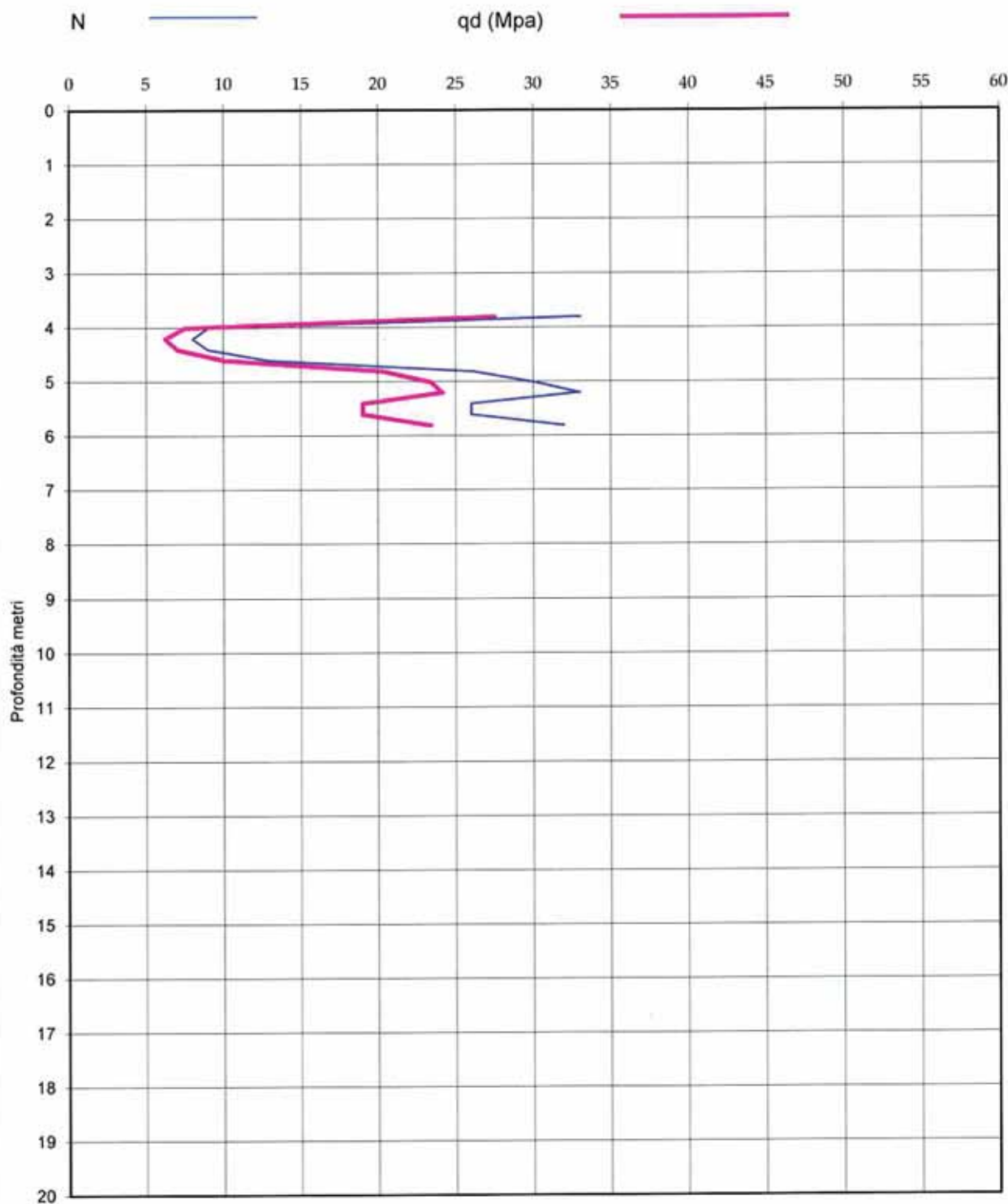
Committente: Studio Ghedini

**Rapporto di prova N. 13.0426 /RSP**

Località: Monte San Pietro (BO)

via Lavino 265 - Monte San Giovanni

Attrezzatura: Penetrometro dinamico Emilia-DPSH



Note: ---

Profondità acqua da p.c. : assente

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche

Procedure di prova	Rapporto di prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
---	<b>13.0426 /RSP</b>	0	15/07/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti



<b>GEO-PROBE</b> s.r.l. Indagini Geognostiche 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimara, 119 - Tel. 051/61.33.072		Committente: <u>Studio Ghedini</u>		Quota: <u>--</u>	Rap. Pr. N°13.0427/RSP	
		Località: <u>Monte San Pietro (BO)</u>		Profondità: <u>5.00 m</u>	Codice Lavoro 2013.104	
		Cantiere: <u>via Lavino 265 - Monte San Giovanni</u>		Data Inizio: <u>15/07/2013</u>	SONDAGGIO <b>1</b>	FOGLIO <b>1/1</b>
		Perforazione: <u>Trivellazione a secco d 120 mm</u>		Data Fine: <u>15/07/2013</u>		
		Attrezzatura: <u>Unimog U400L</u>		Il geologo: <u>Dr. Conti</u>		
Procedura di Prova --	Rapporto di Prova N° 13.0427/RSP	Rev. 0	Data di emissione 15/07/2013	Lo Sperimentatore Dr. Chelli	Il Direttore di Laboratorio Dr. L. Conti	

Profondità [m]	Scala 1:50	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Campioni	Falda	Piezometro Norton
1.00	1		Terreno di riporto di natura limo sabbiosa con frammenti lapidei eterogenei.			
2.60	2		Limo debolmente argilloso di colore beige; terreno a consistenza plastica ed umidità scarsa.		1.90	
3.50	3		Limo sabbioso di colore giallo ocraceo; terreno a consistenza plastico dura ed umidità media.		C.I.	
5.00	4		Limo argilloso di colore beige con screziature grigio scuro e beige giallastre, presenza di concrezioni calcaree e frammenti lapidei; terreno a consistenza plastico dura.		2.40	
	5					
	6					
	7					
	8					
	9					
	10					
	11					
	12					
	13					
	14					
	15					



## Analisi di laboratorio



## RIEPILOGO CERTIFICATI DI PROVA

DATA DI EMISSIONE: **31/07/2013**

COMMESSA N°: **13/104**

VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: **13/0267** **CSP**

DATA ACCETTAZIONE: **23/07/2013**

**RICHIEDENTE:** Dott. Geol. G. GRIMANDI

**CONSEGNATARIO:** Persona le tecnico della ditta GEO-PROBE srl

**COMMITTENTE:** GEO-PROBE SRL

**LOCALITA':** Monte San Pietro (BO)

**CANTIERE:** Via Lavino, 265 - Monte San Giovanni

**SONDAGGIO:** 1 **CAMPIONE:** 1

**PROFONDITA' (m):** 1.90-2.40 **CONTENITORE /PRESTAZIONE:** Fustella di acciaio

**PRELIEVO/PROVA ESEGUITO DA:** ditta GEO-PROBE srl

**DATA ESECUZIONE PROVE FS o PRELIEVO CAMPIONE:**

**OSSERVAZIONI:**

**PROVE e/o DETERMINAZIONI ESEGUITE SUL CAMPIONE o FUORI STAZIONE**

[illegible]

per SINERGIA srl

**CERTIFICATO n° :****CSP\_13/0267-01****COMMESSA :** 13/104**VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :****13/0267\_CSP****RICHIEDENTE :** Dott. Geol. G. GRIMANDI - GEO-PROBE srl**CONSEGNATARIO :** Personale tecnico della ditta GEO-PROBE srl**COMMITTENTE :** GEO-PROBE srl**LOCALITA' :** Monte San Pietro (BO)**CANTIERE :** Via Lavino, 265 - Monte San Giovanni**DATA DI ACCETTAZIONE :**

23/07/13

**DATA DI EMISSIONE :**

31/07/13

**DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :**

Fustella di acciaio

**Sondaggio :** 1 **Campione :** 1 **Profondità :** 1.90 - 2.40 m**DATA PRELIEVO :**

-

**PRELIEVO EFFETTUATO :** da ditta GEO-PROBE srl**DATI FORNITI da :** Committenza**OSSERVAZIONI :** -**IL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :**

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
DSC	Descrizione geotecnica del campione	1	ASTM D 2488-84

**DATA INIZIO PROVA:** 24/07/2013**DATA TERMINE PROVA:** 24/07/2013

TIMBRO BLU SULL' ORIGINALE

SPERIMENTATORE  
Dott. Geol. Paolo COLLIIl Direttore di Laboratorio  
Dott. Geol. Dario GRUNDLER

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

**CERTIFICATO n°****CSP\_13/0267-01****DATA EMISSIONE****31/07/2013**

Pagina 2 di 3

**DESCRIZIONE GEOTECNICA DEL CAMPIONE - ASTM D2488****SONDAGGIO :** 1 **CAMPIONE :** 1 **PROFONDITA' :** 1.90 + 2.40 m

Data descrizione : 24/07/13 Forma del campione : cilindrica  
Qualità del campione (AGI): Q.5.da 2.06m Dimensioni del campione : L = 42 cm;  $\phi$  = 8,4 cm

Profondità		Descrizione
da m	a m	
1.98	2.06	Campione rimaneggiato.
2.06	2.28	A con L / L con A di colore marrone giallastro scuro (HUE 10YR 4/4). Presenza di veli e puntature brunastre e nerastre, calcinelli, veli calcarei, frustoli e mica. Debole reazione a contatto con HCl 5%.
2.28	2.33	A L / A con L di colore marrone giallastro scuro (HUE 10YR 4/4). Presenza di veli e puntature brunastre e nerastre, calcinelli, veli calcarei, frustoli e mica. Debole reazione a contatto con HCl 5%.
2.33	2.40	A con L di colore marrone oliva chiaro (HUE 2.5Y 5/3). Presenza di veli e puntature brunastre e nerastre, clasti, frustoli, veli calcarei e mica. Media / Forte reazione a contatto con HCl 5%.

**LEGENDA :** A = Argilla/Argilloso L = Limo/Limoso S = Sabbia/Sabbioso T = Torba/Torboso  
G = Ghiaia/Ghiaioso F = Fine M = Medio C = Grossolano  
Per i colori si fa riferimento a: "Munsell Soil Color Charts" (sigla tra parentesi)  
⊥ = perpendicolare all'asse del campione = parallelo all'asse del campione

SCHEMA DEL CAMPIONE			P.P.	T.V.	PROVE ESEGUITE
Prof. Nominale (m)	Profondità reale (m)		(MPa)	(MPa)	
1.90					CNW, MVT, LIM, GRT, CLA, TDR
		1.98			
		2.06			
			0.26	⊥	
			0.28	⊥	
			0.24	⊥	
		2.28	0.26	⊥	
2.40		2.33	0.3	⊥	
			0.32	⊥	
	2.40	2.40			

DIRETTORE DI LABORATORIO

SPERIMENTATORE

40057 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949



CERTIFICATO n°

CSP\_13/0267-01

DATA EMISSIONE

31/07/2013

Pagina 3 di 3

## RAPPRESENTAZIONE FOTOGRAFICA DEL CAMPIONE

SONDAGGIO n°: 1      CAMPIONE: 1      PROFONDITA': 1.90 - 2.40 m



È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl

DIRETTORE DI LABORATORIO



SPERIMENTATORE

40057 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

**CERTIFICATO n° :****CSP\_13/0267-02****COMMESSA :** 13/104**VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :****13/0267\_CSP****RICHIEDENTE :** Dott. Geol. G. GRIMANDI - GEO-PROBE srl**CONSEGNATARIO :** Personale tecnico della ditta GEO-PROBE srl**COMMITTENTE :** GEO-PROBE srl**LOCALITA' :** Monte San Pietro (BO)**CANTIERE :** Via Lavino, 265 - Monte San Giovanni**DATA DI ACCETTAZIONE :**

23/07/13

**DATA DI EMISSIONE :**

31/07/13

**DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :**

Fustella di acciaio

**Sondaggio :** 1 **Campione :** 1 **Profondità :** 1.90 - 2.40 m**DATA PRELIEVO :**

-

**PRELIEVO EFFETTUATO :** da ditta GEO-PROBE srl**DATI FORNITI da :** Committenza**OSSERVAZIONI :** -**IL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :**

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
LIM	Determinazione del limite liquido e plastico	1	CNR-UNI 10014

**DATA INIZIO PROVA:** 30/07/13**DATA TERMINE PROVA:** 31/07/13

TIMBRO BLU SULL' ORIGINALE

SPERIMENTATORE  
Dott. Geol. Paolo COLLIIl Direttore di Laboratorio  
Dott. Geol. Dario GRUNDLER

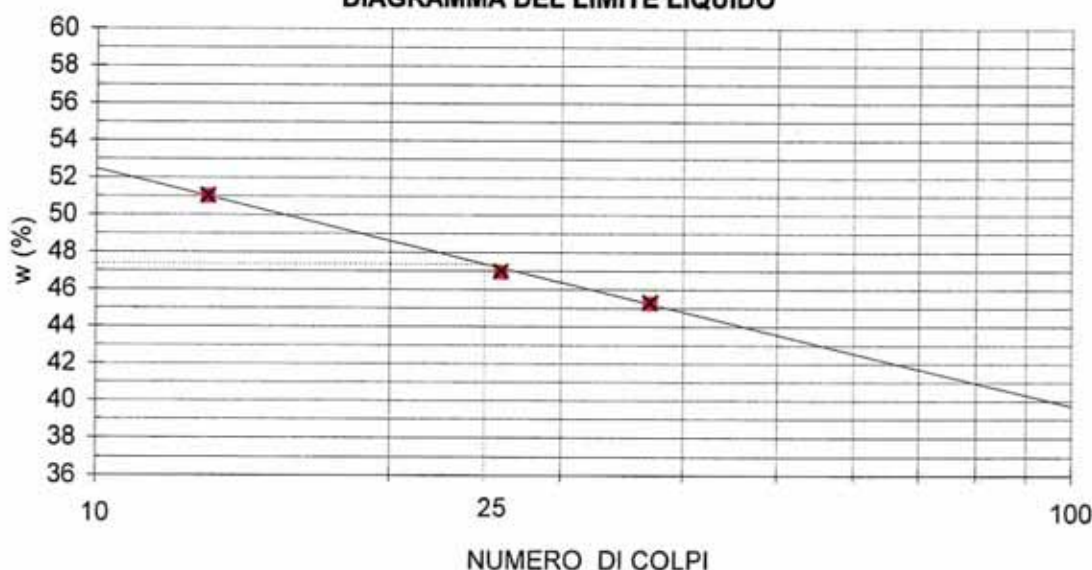
Cap. soc. € 43.350 i.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA 01909241208 - R.E.A. 398565

**CERTIFICATO n°****CSP\_13/0267-02****DATA EMISSIONE****31/07/2013**

Pagina 2 di 2

**DETERMINAZIONE DEI LIMITI DI CONSISTENZA - CNR-UNI 10014****SONDAGGIO : 1      CAMPIONE: 1      PROFONDITA': 1.90 + 2.40 m**

Profondità provino	m	2.06-2.16			
Determinazione	n°	1	2	3	4
Massa tara	g	46.3367	51.0387	46.4053	-
Numero colpi	-	13	37	26	-
Massa provino umido + tara	g	68.2553	73.9885	65.1197	-
Massa provino secco + tara	g	60.8484	66.8316	59.1361	-
Contenuto in acqua	%	51.0	45.3	47.0	-
<b>Limite Liquido <math>w_L</math></b>	%	<b>47</b>			

**DIAGRAMMA DEL LIMITE LIQUIDO**

Determinazione	n°	1	2	3	4
Massa tara	g	30.7935	32.3788	-	-
Massa provino umido + tara	g	33.2727	34.4592	-	-
Massa provino secco + tara	g	32.8795	34.1497	-	-
Contenuto in acqua	%	18.8	17.5	-	-
<b>Limite Plastico <math>w_P</math></b>	%	<b>18</b>			

**Indice di Plasticità ( $w_L - w_P$ )** **$I_p$** **29**

DIRETTORE DI LABORATORIO



Sperimentatore

40057 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949



**CERTIFICATO n° :****CSP\_13/0267-03****COMMESSA :** 13/104**VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :****13/0267\_CSP****RICHIEDENTE :** Dott. Geol. G. GRIMANDI - GEO-PROBE srl**CONSEGNATARIO :** Personale tecnico della ditta GEO-PROBE srl**COMMITTENTE :** GEO-PROBE srl**LOCALITA' :** Monte San Pietro (BO)**CANTIERE :** Via Lavino, 265 - Monte San Giovanni**DATA DI ACCETTAZIONE :**

23/07/13

**DATA DI EMISSIONE :**

31/07/13

**DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :**

Fustella di acciaio

**Sondaggio :** 1**Campione :** 1**Profondità :** 1.90 - 2.40 m**DATA PRELIEVO :**

-

**PRELIEVO EFFETTUATO :**

da ditta GEO-PROBE srl

**DATI FORNITI da :**

Committenza

**OSSERVAZIONI :** -**IL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :**

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
GRA	Analisi granulometrica	1	CNR BU n° 23-71

**DATA INIZIO PROVA:** 25/07/2013**DATA TERMINE PROVA:** 26/07/2013**RISULTATI DELLA PROVA****Massa provino:** 300.95 g**Profondità provino :** 2.06 - 2.16 m

VAGLI	APERTURA (mm)	PASSANTE ( % )	TRATTENUTO ( % )
10	2.00	99.28	0.72
40	0.42	91.88	7.40
200	0.075	69.44	22.44

TIMBRO BLU SULL' ORIGINALE

**SPERIMENTATORE**  
Dott. Geol. Paolo COLLI**Il Direttore di Laboratorio**  
Dott. Geol. Dario GRUNDLER

Cap. soc. € 43.350 i.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA 01909241208 - R.E.A. 398565

**CERTIFICATO n° :****CSP\_13/0267-04****COMMESSA :** 13/104**VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :****13/0267\_CSP****RICHIEDENTE :** Dott. Geol. G. GRIMANDI - GEO-PROBE srl**CONSEGNATARIO :** Personale tecnico della ditta GEO-PROBE srl**COMMITTENTE :** GEO-PROBE srl**LOCALITA' :** Monte San Pietro (BO)**CANTIERE :** Via Lavino, 265 - Monte San Giovanni**DATA DI ACCETTAZIONE :**

23/07/13

**DATA DI EMISSIONE :**

31/07/13

**DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :**

Fustella di acciaio

**Sondaggio :** 1 **Campione :** 1 **Profondità :** 1.90 - 2.40 m**DATA PRELIEVO :**

-

**PRELIEVO EFFETTUATO :**

da ditta GEO-PROBE srl

**DATI FORNITI da :**

Committenza

**OSSERVAZIONI :** -**IL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :**

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
TDR	Prova di taglio diretto CD	3	ASTM D 3080 / p.i.

**DATA INIZIO PROVA:** 24/07/13**DATA TERMINE PROVA:** 26/07/13

TIMBRO BLU SULL' ORIGINALE

SPERIMENTATORE  
Dott. Geol. Paolo COLLIIl Direttore di Laboratorio  
Dott. Geol. Dario GRUNDLER

**CERTIFICATO**
**CSP\_13/0267-04**

DATA EMISSIONE:

**31/07/2013**

Pagina 2 di 4

**PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. - ASTM D3080**
**SONDAGGIO :**
**1**
**CAMPIONE :**
**1**
**PROFONDITA':**
**1.90**
**+**
**2.40 m**

Provino	1	2	3	4	LEGENDA
condizione	CR	CR	CR	-	CR = come ricevuto
Classe AGI	Q.5.	Q.5.	Q.5.	-	R T99 = ricostruito AAHSTO T99
sezione	quadrata 36 cm <sup>2</sup>	quadrata 36 cm <sup>2</sup>	quadrata 36 cm <sup>2</sup>	quadrata 36 cm <sup>2</sup>	R T180 = ricostruito AAHSTO T180
z (m)	2.06-2.10	2.13-2.17	2.10-2.13	-	z = profondità del provino
h <sub>0</sub> (mm)	20.00	20.00	20.00	-	h <sub>0</sub> = altezza iniziale provino
w <sub>i</sub> (%)	21.18	20.79	21.32	-	w <sub>i</sub> = contenuto in acqua iniziale
Rifer. Certificato					w <sub>f</sub> = contenuto in acqua a fine prova
γ (Mg/m <sup>3</sup> )	1.884	1.921	1.905	-	γ = massa volumica totale
Rifer. Certificato					γ <sub>d</sub> = massa volumica provino secco
γ <sub>d</sub> (Mg/m <sup>3</sup> )	1.554	1.590	1.570	-	γ <sub>s</sub> = massa volumica della parte solida
G <sub>s</sub> (-) assunto	2.750	2.750	2.750	-	γ <sub>w</sub> = massa volumica dell' acqua alla temperatura T°
Rifer. Certificato					G <sub>s</sub> = peso specifico dei grani
γ <sub>s</sub> (Mg/m <sup>3</sup> )	2.738	2.738	2.738	-	T = temperatura dell' acqua
T (°C)	30	30	30	-	e = indice dei vuoti
γ <sub>w</sub> (Mg/m <sup>3</sup> )	0.99567	0.99567	0.99567	-	n = porosità
e (-)	0.762	0.722	0.744	-	S = grado di saturazione
n (%)	43.23	41.92	42.66	-	σ <sub>v</sub> = pressione verticale
S (%)	76.16	78.87	78.47	-	τ <sub>max</sub> = massima tensione di taglio misurata
σ <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	<b>98.1</b>	<b>200.0</b>	<b>392.3</b>	-	D <sub>o</sub> τ <sub>max</sub> = deformazione orizzontale alla massima tensione
τ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	<b>60.6</b>	<b>96.1</b>	<b>173.2</b>	-	τ <sub>r</sub> = resistenza al taglio residua
D <sub>o</sub> τ <sub>max</sub> (mm)	1.71	2.87	3.69	-	D <sub>oc</sub> = deformazione orizzontale cumulativa
h <sub>dc</sub> (mm)	19.66	19.21	18.32	-	v <sub>p</sub> = velocità avanzamento apparecchiatura - picco
t <sub>50</sub> (min)	-	-	0.3	-	v <sub>r</sub> = velocità avanzamento apparecchiatura - residuo
t <sub>i</sub> stim. (min)	-	-	13	-	h <sub>dc</sub> = altezza provino a fine consolidazione
v <sub>p</sub> (mm/min)	0.005	0.005	0.005	-	t <sub>i</sub> stim = tempo di rottura stimato
t <sub>i</sub> eff. (min)	342	574	738	-	t <sub>i</sub> eff. = tempo di rottura effettivo
v <sub>r</sub> (mm/min)	-	-	-	-	
τ <sub>r</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	-	-	-	-	
D <sub>oc</sub> (mm)	-	-	-	-	
w <sub>f</sub> (%)	21.29	20.39	18.71	-	
Rifer. Certificato					

DIRETTORE DI LABORATORIO



SPERIMENTATORE

40057 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949



**CERTIFICATO****CSP\_13/0267-04**

DATA EMISSIONE:

**31/07/2013**

Pagina 3 di 4

**PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. - ASTM D3080****SONDAGGIO :**

1

**CAMPIONE :**

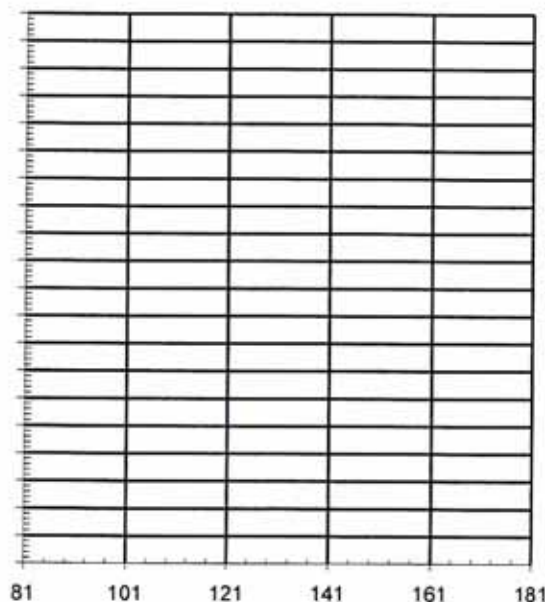
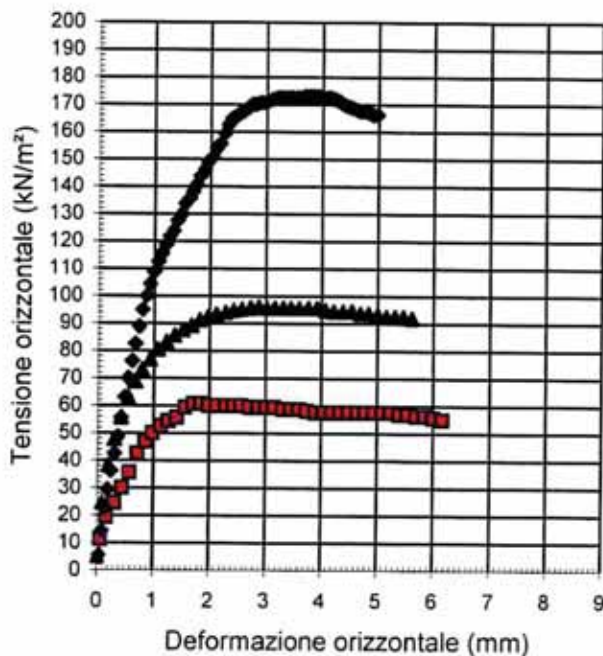
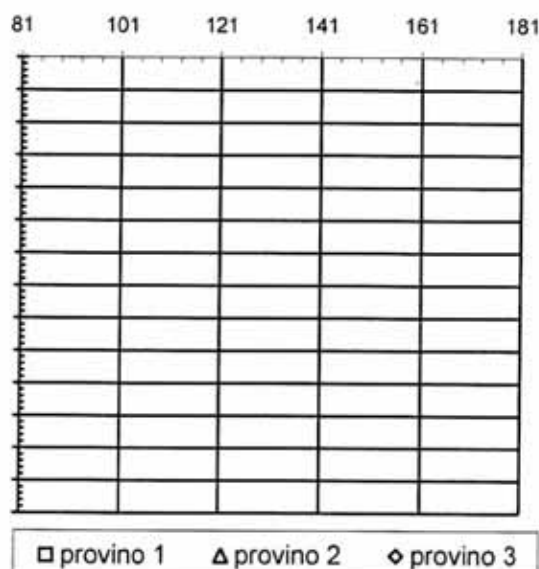
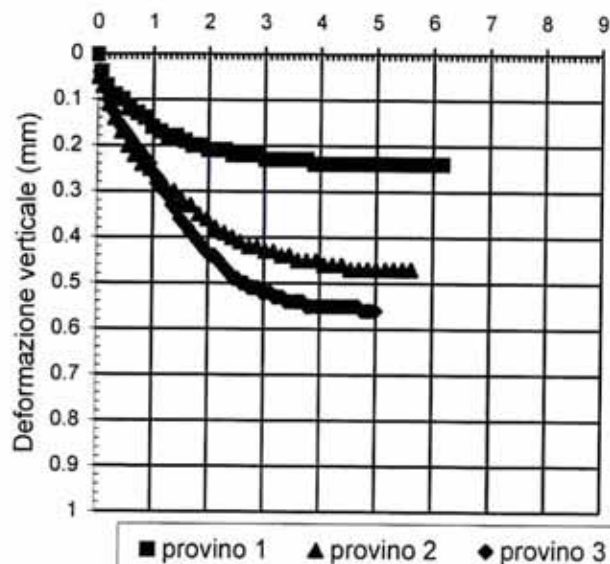
1

**PROFONDITA':**

1.90

+

2.40 m

**PICCO****RESIDUO**

DIRETTORE DI LABORATORIO



SPERIMENTATORE

40057 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

**CERTIFICATO**
**CSP\_13/0267-04**

DATA EMISSIONE:

31/07/2013

Pagina 4 di 4

**PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D.**
**ASTM D3080**
**SONDAGGIO :** 1 **CAMPIONE :** 1 **PROFONDITA' :** 1.90 ÷ 2.40 m

**DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI CONSOLIDAZIONE (ASTM D2435-96)**

RELATIVI ALL' INTERVALLO DI PRESSIONE

da **196** kPa a **392** kPa

PROVINO n. **3** PROFONDITA'

da **2.13** m a **2.17** m

**VALORI MISURATI**

Tempo (min)	Cedim. (mm)	Tempo (min)	Cedim. (mm)
0.1	1.290	960	1.680
0.25	1.330	1440	-
0.4	1.370	1800	-
0.5	1.390	2880	-
1	1.420	3600	-
2	1.450	5760	-
4	1.470		
8	1.510		
15	1.540		
30	1.570		
60	1.610		
120	1.630		
240	1.650		
480	1.670		

**VALORI CALCOLATI**
 $t_{90}$  (min) = 0.90

 $d_{90}$  (mm) = 1.41

 $t_{50}$  (min) = 0.25

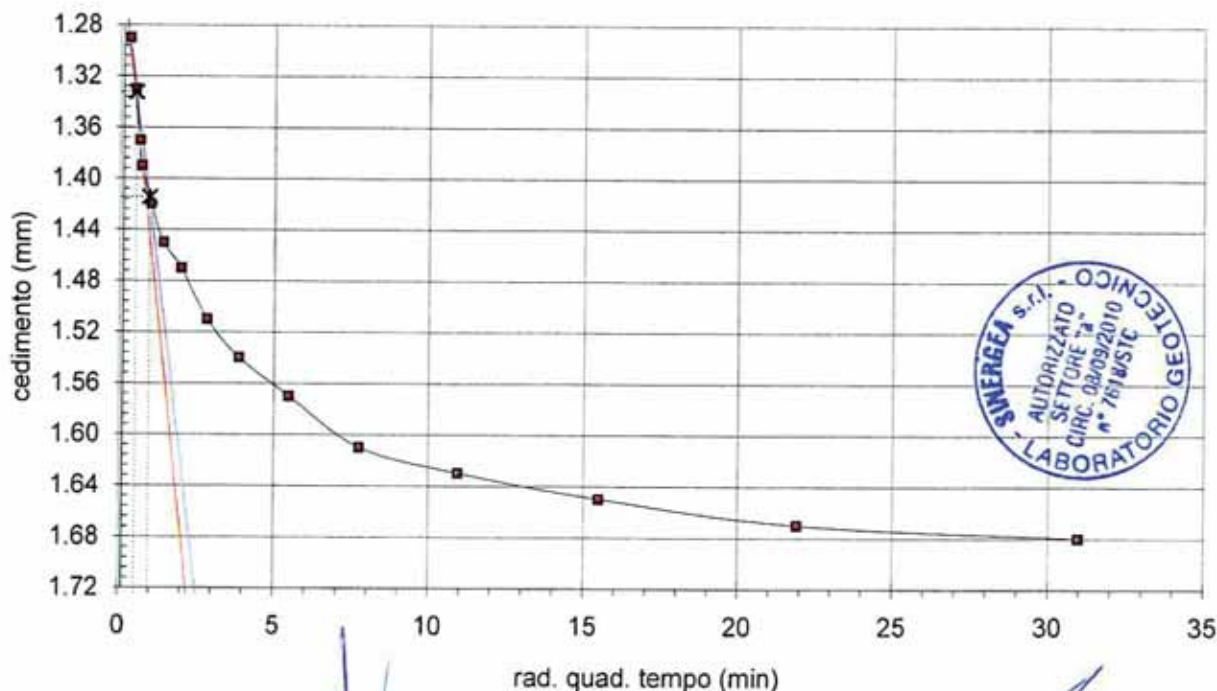
 $d_{50}$  (mm) = 1.33

Tempo per il raggiungimento della rottura

 $t_r$  (min) = 13

 $c_v$  (m<sup>2</sup>/sec) = 1.364E-06

 $m_v$  (m<sup>2</sup>/kN) = 2.232E-04

 $k_v$  (m/sec) = 2.974E-09


DIRETTORE DI LABORATORIO

SPERIMENTATORE

40057 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

# PROVA DI TAGLIO DIRETTO CD (ASTM D 3080) - INTERPOLAZIONE DATI

COMMITTENTE : GEO-PROBE srl

Pagina 1 di 1

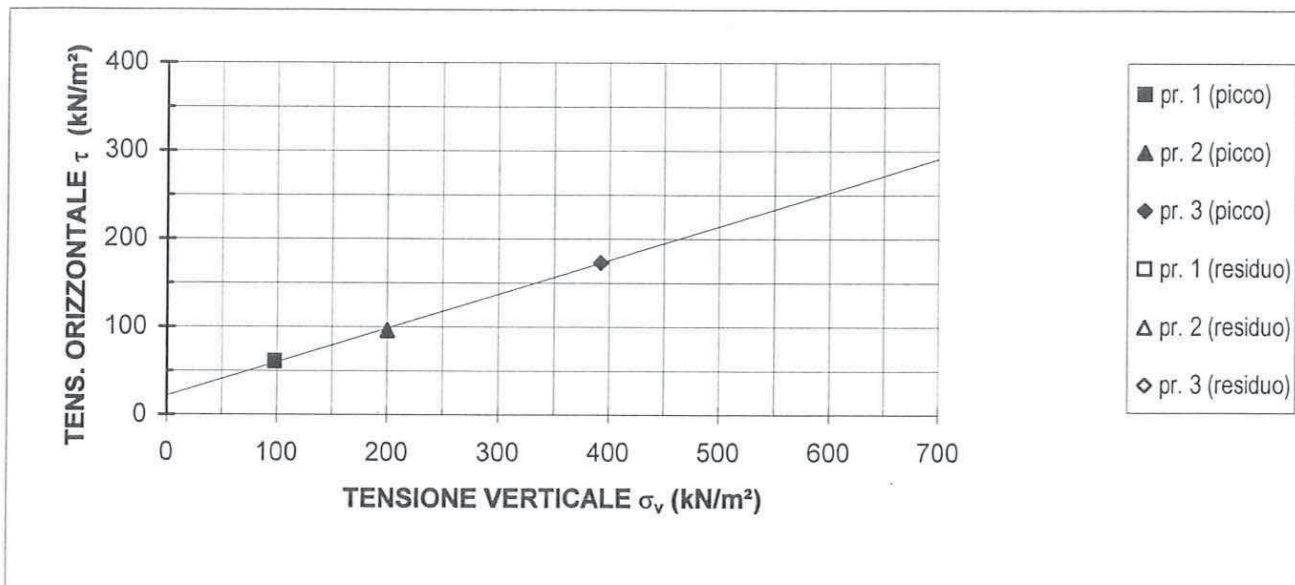
LOCALITA' : Monte San Pietro (BO)

CANTIERE : Via Lavino, 265 - Monte San Giovanni

SONDAGGIO : 1

CAMPIONE : 1

PROFONDITA': 1.90 ÷ 2.40 m



Risultati della regressione lineare			
	Valori di picco		Valori residui
Intercetta sull' asse y	=	21.41 $\text{kN/m}^2$	= - $\text{kN/m}^2$
inclinazione retta	=	21.05 ° sess.	= - ° sess.

L'interpretazione sopra riportata è frutto di una regressione lineare operata sulle tensioni massime determinate in laboratorio: la scelta dei parametri della resistenza al taglio più opportuni rispetto alle finalità prefissate spetta al Progettista o Professionista incaricato.

NOTE:



**RAPPORTO DI PROVA n° :****RSP\_13/0320-01****COMMESSA :** 13/104**VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :****10/0422\_SP****RICHIEDENTE :** Dott. Geol. G. GRIMANDI - GEO-PROBE srl**CONSEGNATARIO :** Personale tecnico della ditta GEO-PROBE srl**COMMITTENTE :** GEO-PROBE srl**LOCALITA' :** Monte San Pietro (BO)**CANTIERE :** Via Lavino, 265 - Monte San Giovanni**DATA DI ACCETTAZIONE :**

23/07/13

**DATA DI EMISSIONE :**

31/07/13

**DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :**

Fustella di acciaio

**Sondaggio :** 1 **Campione :** 1 **Profondità :** 1.90 - 2.40 m**DATA PRELIEVO :**

-

**PRELIEVO EFFETTUATO :** da ditta GEO-PROBE srl**DATI FORNITI da :** Committenza**OSSERVAZIONI :** -**IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :**

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
CLA	Classificazione di una terra	1	ASTM 2487

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

**RAPPORTO DI PROVA**

**RSP\_13/0320-01**

**DATA EMISSIONE:**

**31/07/13**

Pagina 2 di 2

**CLASSIFICAZIONE DI UNA TERRA**

**ASTM D 2487**

**SONDAGGIO :** 1

**CAMPIONE:** 1

**PROFONDITA':** 1.90 + 2.40 m

**CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE**

(CNR BU n° 23-71)

profondità	2.06	+	2.16	m
Rif. Certificato di Prova:	CSP_13/0267-03			
% in peso < 2.00 mm	=		99.28	
% in peso < 0.42 mm	=		91.88	
% in peso < 0.075 mm	=		69.44	
% in peso < 0.002 mm	=		-	

**CONTENUTO IN ACQUA**

(CNR-UNI 10008)

profondità	-	+	-	m
Rif. Certificato di Prova:				
w =	-		%	

**LIMITI DI CONSISTENZA**

(CNR-UNI 10014)

profondità	2.06	+	2.16	m
Rif. Certificato di Prova:	CSP_13/0267-02			
Limite Liquido	LL (%)	=	47	
Limite Plastico	LP (%)	=	18	
Indice Plastico	IP (%)	=	29	
Indice di Liquidità	IL	=	-	
Indice di Consistenza	IC	=	-	
Attività	A	=	-	

**CLASSIFICAZIONE U.S.C.S. - ASTM D 2487**

**CL o OL**

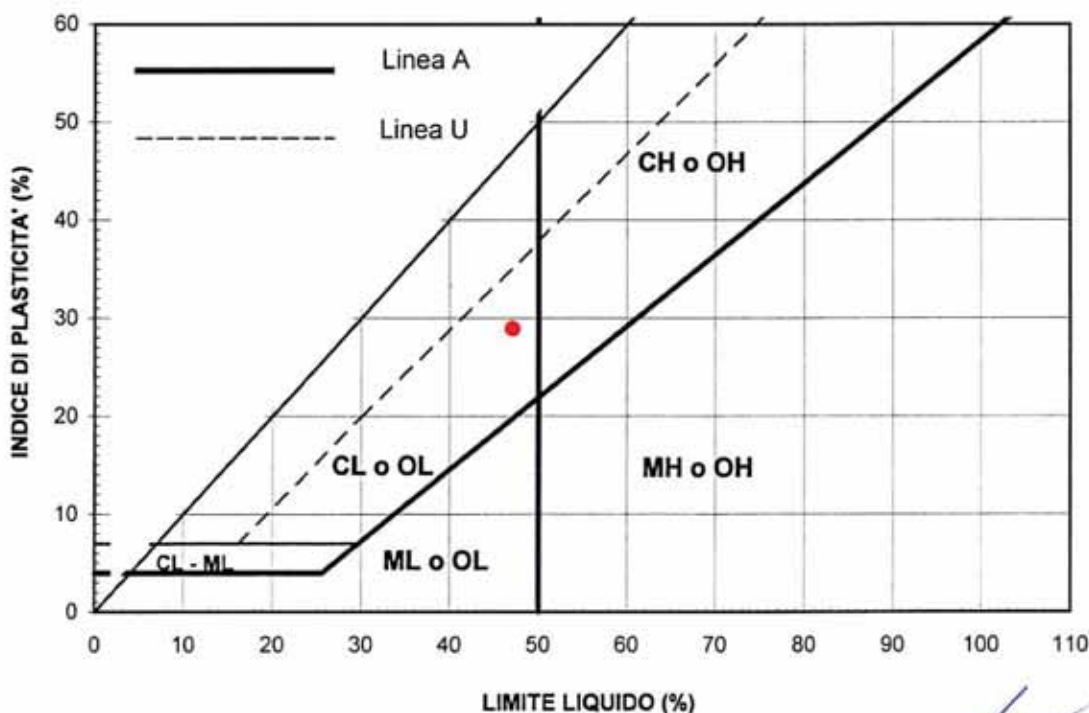
$$Cu = D_{60}/D_{10} = -$$

$$Cc = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60}) = -$$

Cu = coefficiente di uniformità

Cc = coefficiente di curvatura

**CARTA DI PLASTICITA' - U.S.C.S.**



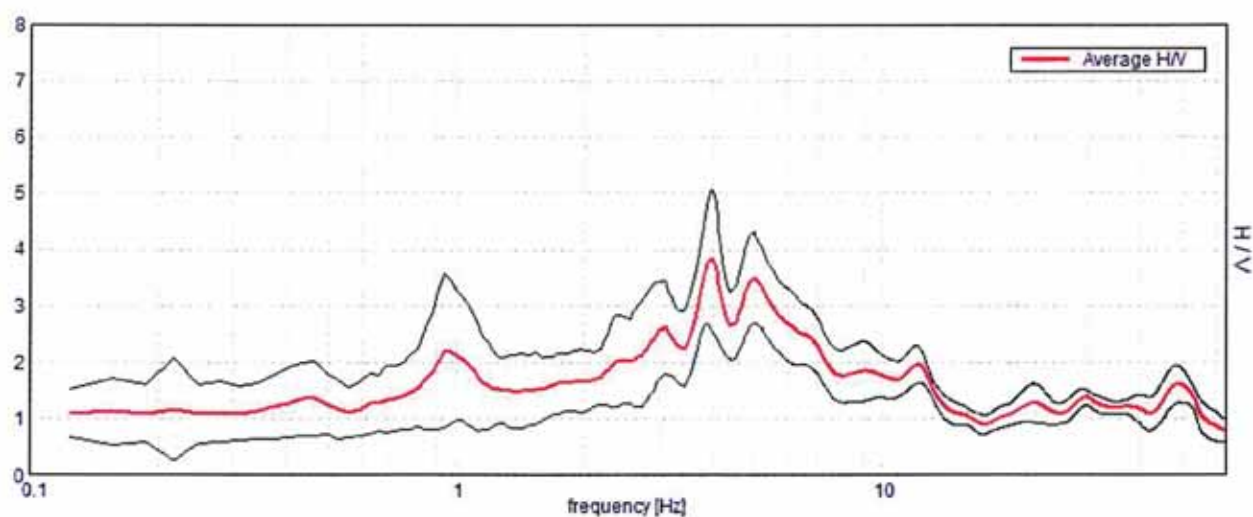
Sperimentatore

## Indagine sismica

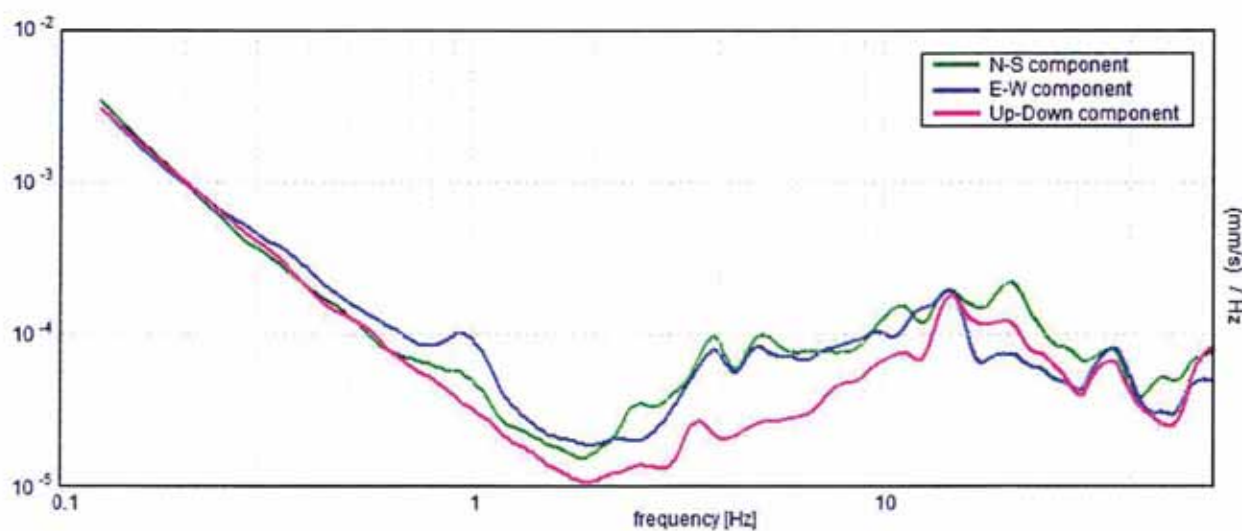


ACQUISIZIONE DATI	
Strumento	TRZ-0184/01-12
Inizio registrazione	12:09:15 del 15/07/13
Fine registrazione	12:29:15 del 15/07/13
Durata registrazione	20'00"
Frequenza campionamento	128 Hz
Lunghezza finestre	20 s
Tipo di lisciamento	Finestra triangolare
Lisciamento	10%

### RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



### SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
0.30	0.30	60
2.40	2.10	108
13.40	11.00	210
103.40	90.00	385
inf.	inf.	650

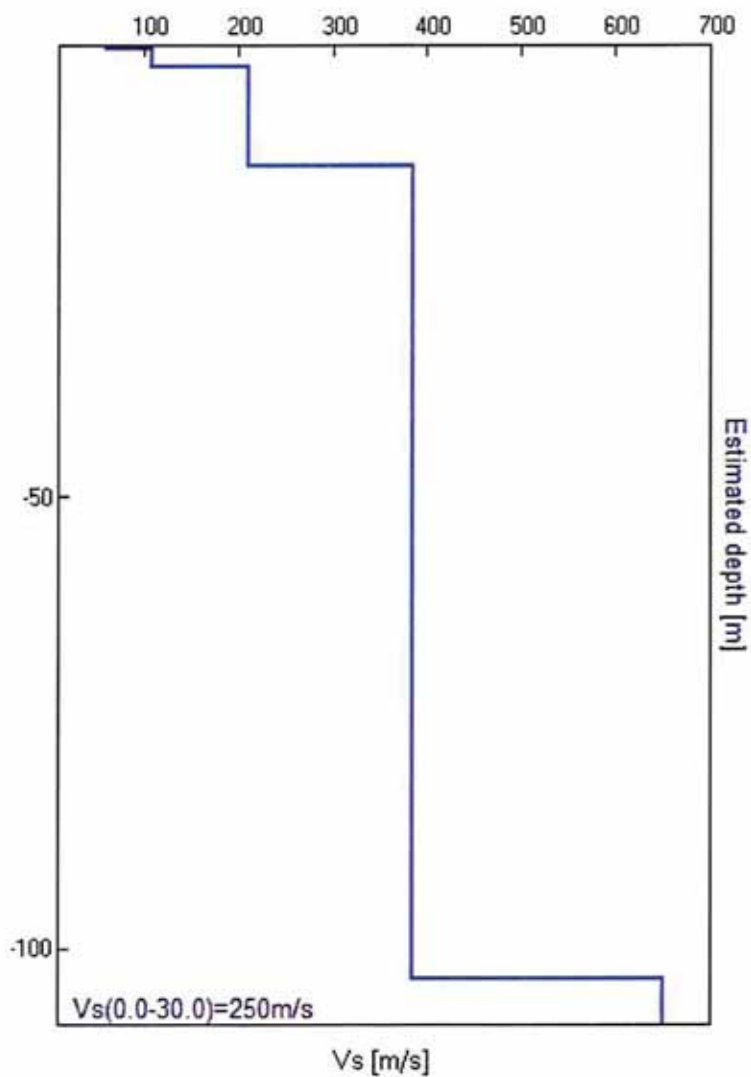
$V_s(0.0-30.0)=250 \text{ m/s}$

$V_s(1.0-30.1)=270 \text{ m/s}$

$V_s(2.0-30.2)=287 \text{ m/s}$

$V_s(3.0-30.3)=299 \text{ m/s}$

$V_s(4.0-30.4)=305 \text{ m/s}$

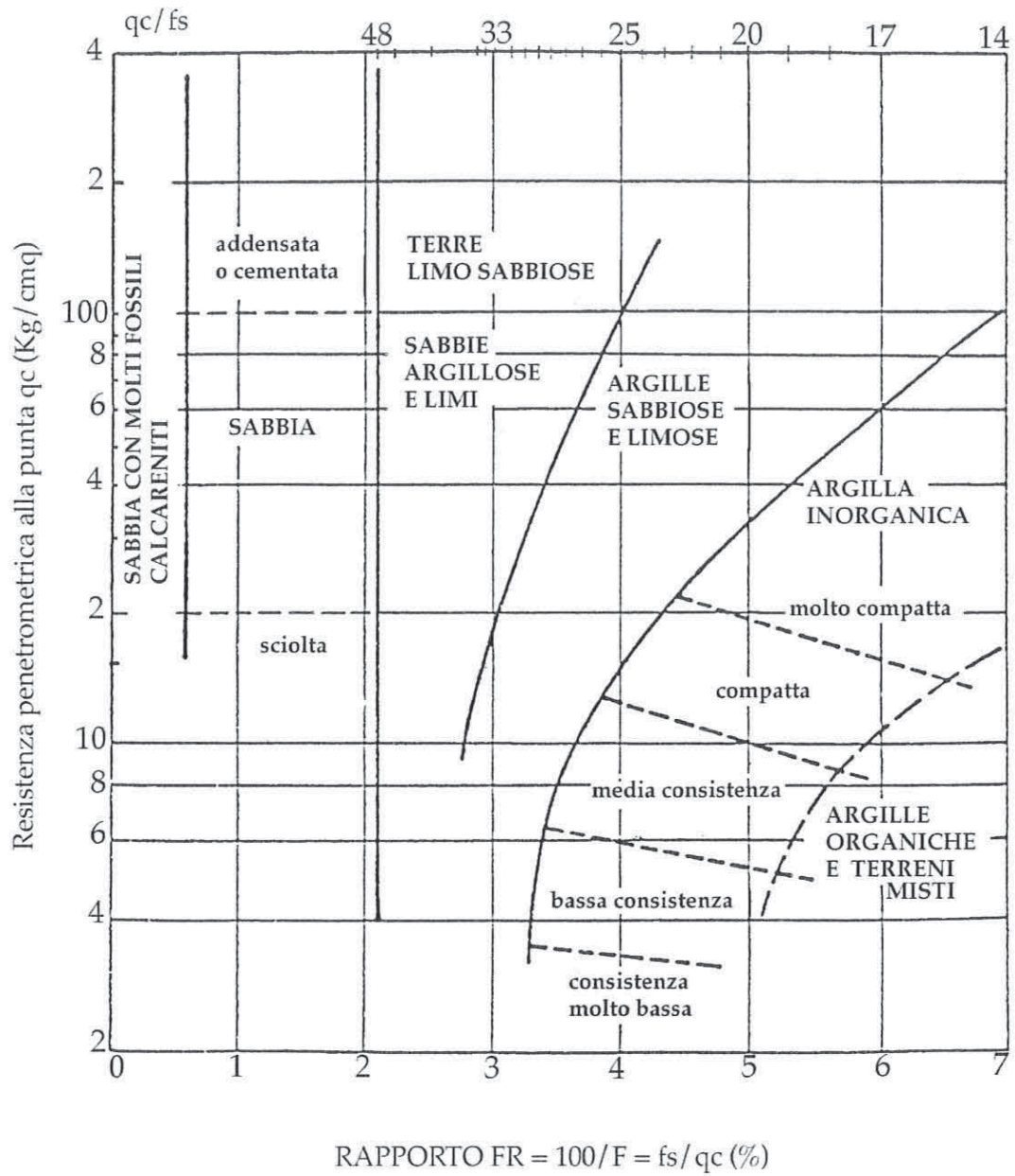


## **Classificazione orientativa dei terreni** *(Schmertmann, 1978)*



# CLASSIFICAZIONE ORIENTATIVA DEI TERRENI IN BASE AI DATI PENETROMETRICI STATICI $q_c$ E $f_s$

(Schmertmann, 1978)



Studio Ghedini

via Lavino 265 - Monte San Giovanni - Monte San Pietro (BO)

CPT 1

13104001

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m <sup>3</sup>	Gamma' kg/m <sup>3</sup>	Siama' V kg/cm <sup>2</sup>	CU kg/cm <sup>2</sup>	FI °	DR %	Mv cm <sup>2</sup> /Kg	K oriz Kg/cm <sup>3</sup>	Perm cm/sec
0.60	D	Argilla media	1902	1902	0.114	0.517	0	0	0.018145	1.0333	1.00e-004
1.00	C	Argilla compatta	1919	1919	0.191	0.825	0	0	0.026350	1.6500	2.09e-004
1.60	C	Argilla limosa	1932	1932	0.307	1.167	0	0	0.008571	2.3333	8.89e-004
	C	Argilla compatta	1913	1913	0.575	0.707	0	0	0.035354	1.4143	1.86e-004
3.00											
3.20		Sabbia	1850	1850	0.612	0.000	37	64	0.009662	3.4500	1.47e-001
3.40		Limo argilloso	1945	1945	0.651	1.650	0	0	0.010101	2.2000	1.23e-002
3.80	C	Argilla limosa	1935	1935	0.728	1.275	0	0	0.007843	2.5500	2.50e-003
4.00		Limo argilloso	1948	1948	0.767	1.800	0	0	0.009259	2.4000	1.79e-002
4.20		Sabbia	1850	1850	0.804	0.000	38	75	0.006006	5.5500	2.74e-001
4.40		Ghiaia	1850	1850	0.841	0.000	42	100	0.003731	13.4000	3.73e-001
4.80		Ghiaia	1850	1850	0.915	0.000	39	85	0.006410	7.8000	3.24e-001
5.00		Ghiaia	1850	1850	0.952	0.000	44	100	0.001500	10.0000	6.27e-001

Studio Ghedini

via Lavino 265 - Monte San Giovanni - Monte San Pietro (BO)

CPT 2

13104002

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m3	Gamma' kg/m3	Sigma'V kg/cm2	CU kg/cm2	FI %	DR %	Mv cm2/Kg	K orig Kg/cm3	Perm cm/sec
0.20		Argilla organica/t.	1892	1892	0.038	0.400	0	0	0.019231	1.6000	2.42e-007
0.40		Argilla molto	1938	1938	0.077	1.350	0	0	0.008418	2.7000	3.82e-005
0.60		Sabbia	1850	1850	0.114	0.000	43	77	0.016667	2.0000	3.65e-002
		Argilla molto compatta									
1.60		Argilla compatta	1933	1933	0.307	1.210	0	0	0.010761	2.4200	5.11e-005
			1919	1919	0.537	0.825	0	0	0.026350	1.6500	4.11e-004
2.80											
3.00		Limo argilloso	1945	1945	0.576	1.650	0	0	0.010101	2.2000	1.77e-002
3.20		Ghiaia	1850	1850	0.613	0.000	42	99	0.005319	9.4000	3.71e-001
3.40		Ghiaia	1850	1850	0.650	0.000	36	61	0.015385	3.2500	3.03e-001
3.60		Ghiaia	1850	1850	0.687	0.000	38	72	0.010638	4.7000	3.08e-001
3.80		Ghiaia	1850	1850	0.724	0.000	44	100	0.003145	15.9000	7.06e-001



Studio Ghedini

via Lavino 265 - Monte San Giovanni - Monte San Pietro (BO)

CPT 3

13104003

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m3	Gamma' kg/m3	Stima'V CU kg/cm2	FI kg/cm2	DR %	Mv cm2/Kg	K oriz Kg/cm3	Perm cm/sec	
0.40	C	Argilla compatta	1932	1932	0.077	1.175	0	0	0.011501	2.3500	4.13e-004
		Argilla limosa	1945	1945	0.155	1.625	0	0	0.006154	3.2500	2.85e-004
0.80	C										
1.00	C	Argilla sabbiosa e	1953	1953	0.194	2.050	0	0	0.004878	2.7333	2.02e-004
1.20	C	Argilla limosa	1942	1942	0.233	1.500	0	0	0.006667	3.0000	6.36e-004
1.40	C	Argilla compatta	1935	1935	0.272	1.250	0	0	0.010000	2.5000	6.61e-004
1.60	C	Argilla compatta	1924	1924	0.310	0.950	0	0	0.018797	1.9000	2.49e-004
		Argilla molto compatta	1932	1932	0.387	1.175	0	0	0.011501	2.3500	1.44e-004
2.00	C	Argilla compatta	1921	1921	0.464	0.875	0	0	0.022857	1.7500	5.88e-005
2.40	C										
		Argilla molto compatta	1932	1932	0.773	1.169	0	0	0.011641	2.3375	2.89e-005
4.00	C										
		Argilla molto compatta	1947	1947	0.929	1.750	0	0	0.005714	3.5000	1.63e-005
4.80	C										
		Argilla molto compatta	1934	1934	1.084	1.238	0	0	0.010219	2.4750	2.19e-005
5.60	C										
		Argilla limosa	1945	1945	1.162	1.650	0	0	0.006061	3.3000	3.26e-004
6.00	C										
6.20	C	Sabbia argillosa e	1850	1850	1.199	0.000	32	34	0.011905	2.8000	8.50e-003
6.40	C	Argilla limosa	1944	1944	1.238	1.600	0	0	0.006250	3.2000	1.58e-003
6.60	C	Argilla molto	1940	1940	1.276	1.450	0	0	0.007184	2.9000	2.69e-005
6.80	C	Argilla sabbiosa e	1951	1951	1.316	1.950	0	0	0.005118	2.6000	1.23e-004
7.00	C	Sabbia argillosa e	1850	1850	1.353	0.000	31	34	0.011111	3.0000	2.50e-002
7.20	C	Ghiata	1850	1850	1.390	0.000	39	92	0.004202	11.9000	3.46e-001
7.40	C	Sabbia	1850	1850	1.427	0.000	31	36	0.013605	2.4500	5.30e-002
		Argilla limosa	1942	1942	1.543	1.533	0	0	0.006512	3.0667	1.77e-003
8.00	C										
		Sabbia argillosa e	1850	1850	1.617	0.000	30	29	0.011628	2.8667	2.10e-002
8.40	C										
		Sabbia densa o compatta	1900	1900	1.693	0.000	40	100	0.001834	18.1750	5.14e-002
8.80	C										

Studio Ghedini

via Lavino 265 - Monte San Giovanni - Monte San Pietro (BO)

CPT 4

13104004

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m3	Gamma' kg/m3	Siama'VCU kg/cm2	kg/cm2	FI %	DR %	Mv cm2/Kg	K oriz Kg/cm3	Perm cm/sec
0.20		Argilla limosa	1938	1938	0.039	1.350	0	0	0.007407	2.7000	4.31e-003
0.40		Sabbia argillosa e	1850	1850	0.076	0.000	45	87	0.011364	2.9333	1.39e-002
		Limo argilloso	1945	1945	0.154	1.650	0	0	0.010101	2.2000	9.01e-003
0.80		Limo argilloso									
1.20		Argilla compatta	1937	1937	0.231	1.325	0	0	0.012579	1.7667	8.11e-003
1.80			1917	1917	0.346	0.783	0	0	0.029920	1.5667	4.08e-005
2.00		Argilla compatta	1933	1933	0.385	1.200	0	0	0.010965	2.4000	1.74e-004
			1916	1916	0.768	0.760	0	0	0.032250	1.5200	1.23e-004
4.00		Argilla compatta	1930	1930	0.807	1.100	0	0	0.013369	2.2000	2.41e-004
4.20		Limo argilloso	1948	1948	0.846	1.800	0	0	0.009259	2.4000	1.79e-002
4.40		Argilla compatta									
			1917	1917	1.229	0.770	0	0	0.031219	1.5400	1.39e-004
6.40											
6.60		Sabbia	1850	1850	1.266	0.000	33	44	0.011494	2.9000	1.48e-001
		Grigia									
7.00			1850	1850	1.340	0.000	41	100	0.002869	17.4250	4.69e-001



Studio Ghedini

via Lavina 265 - Monte San Giovanni - Monte San Pietro (BO)

CPT 5

13104005

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m <sup>3</sup>	Gamma' kg/m <sup>3</sup>	Sigma'VCU kg/cm <sup>2</sup>	FI kg/cm <sup>2</sup>	DR %	Mv cm <sup>2</sup> /Kg	K oriz Kg/cm <sup>3</sup>	Perm cm/sec
0.20		Sabbia arillosa e	1850	1850	0.037	0.000	45 100	0.009804	3.4000	1.99e-002
0.40		Limo arilloso	1945	1945	0.076	1.650	0 0	0.010101	2.2000	9.01e-003
0.60		Sabbia	1850	1850	0.113	0.000	45 100	0.007937	4.2000	1.60e-001
0.80		Sabbia arillosa e	1850	1850	0.150	0.000	43 79	0.010000	3.3333	1.84e-002
1.00		Sabbia arillosa e	1850	1850	0.187	0.000	40 68	0.012195	2.7333	1.30e-002
1.20		Sabbia	1850	1850	0.224	0.000	44 96	0.006601	5.0500	2.18e-001
1.40		Sabbia arillosa e	1850	1850	0.261	0.000	40 73	0.008772	3.8000	2.05e-002
1.60		Limo arilloso	1949	1949	0.300	1.850	0 0	0.009009	2.4667	7.87e-003
		Argilla molto compatta								
			1933	1933	0.609	1.200	0 0	0.010965	2.4000	8.24e-005
3.20		Argilla compatta								
			1916	1916	0.724	0.767	0 0	0.031557	1.5333	4.32e-005
3.80		Sabbia	1850	1850	0.761	0.000	36 64	0.008439	3.9500	1.88e-001
4.00		Argilla molto	1943	1943	0.800	1.550	0 0	0.006452	3.1000	9.23e-005
4.20		Argilla molto compatta								
			1931	1931	1.225	1.145	0 0	0.012187	2.2909	3.88e-005
6.40										
6.60		Argilla compatta	1920	1920	1.263	0.850	0 0	0.024510	1.7000	2.05e-005
6.80		Argilla molto	1926	1926	1.302	1.000	0 0	0.016667	2.0000	1.52e-005
7.00		Limo arilloso	1942	1942	1.341	1.500	0 0	0.011111	2.0000	7.87e-003
7.20		Sabbia	1850	1850	1.378	0.000	34 54	0.008230	4.0500	2.26e-001
7.40		Ghiaia	1850	1850	1.415	0.000	37 77	0.006369	7.8500	3.49e-001
		Sabbia argillosa e limosa	1850	1850	1.526	0.000	32 42	0.008287	4.0222	2.32e-003
8.00		Sabbia arillosa e	1850	1850	1.563	0.000	33 49	0.006757	4.9333	1.71e-002
8.20		Argilla sabbiosa e limosa	1965	1965	1.681	2.783	0 0	0.003593	3.7111	1.52e-003
8.80		Sabbia	1850	1850	1.755	0.000	34 60	0.006144	5.4250	1.01e-001
9.20		Ghiaia	1850	1850	1.792	0.000	39 95	0.003311	15.1000	3.48e-001
9.40		Sabbia arillosa e	1850	1850	1.829	0.000	34 58	0.004762	7.0000	6.96e-003
9.60		Sabbia densa o compatta	1900	1900	1.943	0.000	35 68	0.004577	7.2833	5.98e-002
10.20		Sabbia argillosa e limosa	1850	1850	2.054	0.000	33 52	0.005263	6.3333	2.09e-003
10.80		Argilla sabbiosa e limosa	1975	1975	2.133	3.675	0 0	0.002721	4.9000	8.09e-004
11.20		Argilla sabbiosa e	1961	1961	2.172	2.500	0 0	0.004000	3.3333	1.09e-003
11.40		Sabbia	1850	1850	2.209	0.000	32 51	0.007018	4.7500	5.41e-002
11.60		Argilla sabbiosa e	1969	1969	2.248	3.100	0 0	0.003226	4.1333	7.47e-004
11.80		Sabbia densa o	1900	1900	2.286	0.000	33 58	0.005602	5.9500	3.84e-002
12.00		Argilla sabbiosa e limosa	1982	1982	2.365	4.450	0 0	0.002247	5.9333	2.50e-004
12.40		Sabbia densa o	1900	1900	2.403	0.000	33 59	0.005291	6.3000	8.54e-002
12.60		Sabbia argillosa e limosa	1850	1850	2.477	0.000	32 48	0.005319	6.2667	2.39e-003
13.00		Sabbia e limo	1820	1820	2.514	0.000	33 59	0.005128	8.6667	1.51e-003
13.20		Ghiaia	1850	1850	2.588	0.000	37 88	0.003339	14.9750	1.97e-001



Studio Ghedini

via Lavina 265 - Monte San Giovanni - Monte San Pietro (BO)

CPT 6

13104006

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m3	Gamma' kg/m3	Stima VCU kg/cm2	FI kg/cm2	DR %	Mv cm2/Kg	K oriz Kg/cm3	Perm cm/sec
0.20		Lino argilloso	1945	1945	0.039	1.650	0 0	0.010101	2.7000	1.23e-002
0.40		Sabbia argillosa e Sabbia	1850	1850	0.076	0.000	45 100	0.007246	4.6000	2.88e-002
0.80	C		1850	1850	0.150	0.000	45 99	0.007619	4.3750	3.71e-002
1.00		Sabbia argillosa e	1850	1850	0.187	0.000	41 75	0.010000	3.3333	1.84e-002
1.20		Argilla limosa	1930	1930	0.226	1.100	0 0	0.009091	2.7000	1.18e-003
1.60	C	Argilla compatta	1921	1921	0.302	0.875	0 0	0.022857	1.7500	1.66e-004
1.80		Lino argilloso	1932	1932	0.341	1.150	0 0	0.014493	1.5333	7.80e-003
2.00		Argilla compatta								
2.20	C		1919	1919	0.405	0.825	0 0	0.026350	1.6500	5.67e-005
2.60										
2.80		Argilla compatta	1933	1933	0.533	1.200	0 0	0.010965	2.4000	3.04e-004
3.00		Argilla molto compatta	1923	1923	0.610	0.925	0 0	0.020020	1.8500	1.86e-005
3.20	C	Argilla molto compatta								
4.00										
4.20	C		1932	1932	0.997	1.165	0 0	0.011726	2.3300	4.79e-005
5.20										
5.60	C	Argilla limosa	1946	1946	1.074	1.675	0 0	0.005970	3.3500	4.46e-004
5.80		Argilla sabbiosa e Argilla molto compatta	1952	1952	1.113	2.000	0 0	0.005000	2.6667	2.20e-004
6.00	C		1940	1940	1.307	1.450	0 0	0.007184	2.9000	5.63e-005
6.80										
7.20		Sabbia argillosa e limosa	1850	1850	1.381	0.000	31 32	0.011623	2.8667	5.54e-003
7.40		Sabbia	1850	1850	1.418	0.000	32 40	0.012121	2.7500	3.98e-002
7.60		Sabbia	1850	1850	1.455	0.000	33 51	0.008658	3.8500	5.71e-002
7.80	FALDA	Sabbia	1850	850	1.471	0.000	33 49	0.009259	3.6000	5.38e-002
8.00		Sabbia	1850	850	1.489	0.000	32 42	0.011111	3.0000	4.41e-002
8.20		Sabbia densa o compatta	1900	900	1.525	0.000	35 65	0.005674	5.8750	2.69e-001
8.40	C		1850	850	1.542	0.000	32 42	0.011111	3.0000	9.09e-002
8.60		Sabbia	1850	850	1.559	0.000	31 31	0.015152	2.2000	3.79e-002
8.80		Argilla limosa								
9.00	C		1948	948	1.616	1.767	0 0	0.005660	3.5333	4.19e-004
9.40										
9.60		Sabbia	1850	850	1.633	0.000	31 31	0.014493	2.3000	5.63e-002
10.00		Argilla limosa								
10.20	C		1944	944	1.690	1.600	0 0	0.006250	3.2000	9.41e-004
10.40										
10.80		Sabbia argillosa e Argilla molto compatta	1850	850	1.707	0.000	30 25	0.012500	2.6667	1.16e-002
11.00	C		1946	946	1.745	1.675	0 0	0.005970	3.3500	1.65e-004
11.20		Argilla sabbiosa e	1957	957	1.764	2.250	0 0	0.004444	3.0000	1.54e-003
11.40		Argilla sabbiosa e limosa	1965	965	1.803	2.825	0 0	0.003540	3.7667	1.55e-003
11.60	C	Sabbia argillosa e	1850	850	1.820	0.000	33 51	0.005747	5.8000	3.61e-003
12.00		Sabbia argillosa e limosa	1850	850	1.854	0.000	34 57	0.004854	6.8667	2.13e-003
12.20		Argilla sabbiosa e	1981	981	1.873	4.350	0 0	0.002299	5.8000	8.43e-004
12.40		Argilla sabbiosa e limosa	1976	976	1.912	3.775	0 0	0.002649	5.0333	3.98e-004
12.60		Sabbia e limo								
13.00			1820	820	1.961	0.000	35 71	0.004149	10.7111	2.05e-002
13.20		Sabbia densa o compatta	1900	900	1.997	0.000	39 95	0.002087	15.9750	1.25e-001
13.60										

## Verifica stabilità fronte di scavo

Studio Ghedini

Via Lavino 265, Monte San Pietro (BO)

Sezione X-X'

$$\gamma_d = 1,90 \text{ t/m}^3$$

$$c'd = 14,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi'd = 13,4^\circ$$

