

**COMUNE DI CASALECCHIO DI RENO**  
PROVINCIA DI BOLOGNA

Progetto esecutivo (art. 33 D.P.R. 207/10)


**PROGETTO ESECUTIVO DELL' UNITA' DI ATTUAZIONE  
DENOMINATA U.A. 8**

**REALIZZAZIONE DI UNA BARRIERA ANTIRUMORE AL  
SERVIZIO DI UNIPOL ARENA IN VIA COPPI**

PE\_E02.Rev.1 – RELAZIONI SPECIALISTICHE  
**PE\_E02.2.2– RELAZIONE GEOTECNICA  
RELAZIONE GEOLOGICA**

Committente

**REAL STATION srl**  
Via GINO CERVI n.2  
40033 - CASALECCHIO DI RENO (BOLOGNA)

<b>Il Progettista</b> Dott. Arch. Ivano Ballarini Via Don P. Leuratti, 32 - Reggio Emilia 0522 1729169 – <a href="mailto:i.ballarini@awn.it">i.ballarini@awn.it</a>	<b>Il Direttore dei Lavori</b>
	

	EMISSIONE	
	Progetto esecutivo	
<b>Rev. 1</b>	<b>Progetto esecutivo modificato in accoglimento osservazioni Verificatore</b>	<b>11/02/2019</b>
<b>TABELLA REVISIONI</b>		

**DOTT. ING. FANTUZZI EMANUELE**

**VIA TOSCANA N° 45/1**

**43100 PARMA**

**TEL. 0521270684 – FAX 0521799105 web [www.ingfantuzzi.it](http://www.ingfantuzzi.it) e-mail [studio@ingfantuzzi.it](mailto:studio@ingfantuzzi.it)**

**COMMITTENTE: MATIS INSONORIZZAZIONI S.r.l. – Via Don Milani n° 30/a –**

**GATTATICO (RE)**

**COMMESSA: UNIPOL ARENA – VIA FAUSTO COPPI – CASALECCHIO DI RENO (BO)**

**RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI PER  
STRUTTURE PER BARRIERA MOBILE**

**PARMA 26/07/2018 – emissione**

**IL PROGETTISTA**



Dott. Ing. Fantuzzi Emanuele - Via Toscana n° 45/1 – 43100 - Parma
Tel 0521270684 – fax 0521799105 – email <a href="mailto:studio@ingfantuzzi.it">studio@ingfantuzzi.it</a>





### **ANALISI DEI CARICHI**

Per il calcolo delle strutture in oggetto si sono adottati i seguenti carichi:

Peso proprio pannelli fonoisolanti	30 daN/m <sup>2</sup>
Peso proprio acciaio	7850 daN/m <sup>3</sup>
Peso proprio cls	2500 daN/m <sup>3</sup>

### **Azione eolica**

### **Azione eolica**

### **LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO**

## **LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO**

Località: CASALECCHIO DI RENO  
Provincia: BOLOGNA  
Regione: EMILIA-ROMAGNA

Coordinate GPS:  
Latitudine : 44,47800 N  
Longitudine: 11,27700 E

Altitudine s.l.m.: 61,0 m

## **CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE E DEL VENTO**

Normativa di riferimento:  
D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI  
Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

### **VENTO:**

Zona vento = 2  
Velocità base della zona,  $V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$  (Tab. 3.3.I)  
Altitudine base della zona,  $A_o = 750 \text{ m}$  (Tab. 3.3.I)  
Altitudine del sito,  $A_s = 61 \text{ m}$   
Velocità di riferimento,  $V_b = 25,00 \text{ m/s}$  ( $V_b = V_{b.o}$  per  $A_s \leq A_o$ )

Periodo di ritorno,  $T_r = 50$  anni

$C_r = 1$  per  $T_r = 50$  anni

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto,  $V_r = V_b C_r = 25,00$  m/s

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Categoria esposizione: (Entroterra fino a 500 m di altitudine) tipo IV

( $K_r = 0,22$ ;  $Z_o = 0,30$  m;  $Z_{min} = 8$  m)

Pressione cinetica di riferimento,  $q_b = 39$  daN/mq

Coefficiente di forma,  $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico,  $C_d = 1,00$

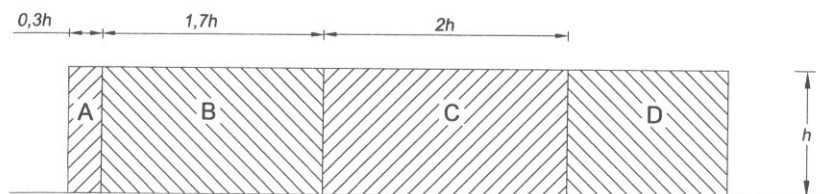
Coefficiente di esposizione,  $C_e = 1,63$

Coefficiente di esposizione topografica,  $C_t = 1,00$

Altezza dell'edificio,  $h = 7,30$  m

Pressione del vento,  $p = q_b C_e C_p C_d = 64$  daN/mq

La valutazione del coefficiente di forma viene eseguita secondo il CNR-DT207/2008 da cui si allega il seguente stralcio



**Figura G.21** – Suddivisione di muri e parapetti in aree di uguale pressione complessiva.

**Tabella G.X** – Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti.

$\varphi$	Chiusura laterale	$l/h$	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	

Si ricade nel caso in cui valore  $l/h > 10$  per cui i valori di  $c_p$  sono pari a:

- ZONA A 3,4
- ZONA B 2,1
- ZONA C 1,7
- ZONA D 1,2
- Si allega un prospetto con indicate le varie zone:
- 
- 



Nella nostra zona vi sono anche schermature dovute all'edificio esistente UNIPOL ARENA e rialzo stradale.

**Tabella G.XI – Fattore di schermatura per muri e parapetti.**

Rapporto di spaziatura $x/h$	$\varphi = 1,0$	$\varphi = 0,8$
$0 \leq x/h \leq 5$	$\psi_s = 0,3$	
$5 \leq x/h \leq 10$	$\psi_s = 0,07 \cdot (x/h) - 0,05$	$\psi_s = 0,03 \cdot (x/h) + 0,15$
$10 \leq x/h \leq 15$	$\psi_s = 0,04 \cdot (x/h) + 0,25$	$\psi_s = 0,04 \cdot (x/h) + 0,05$
$15 \leq x/h \leq 20$	$\psi_s = 0,03 \cdot (x/h) + 0,40$	$\psi_s = 0,07 \cdot (x/h) - 0,40$

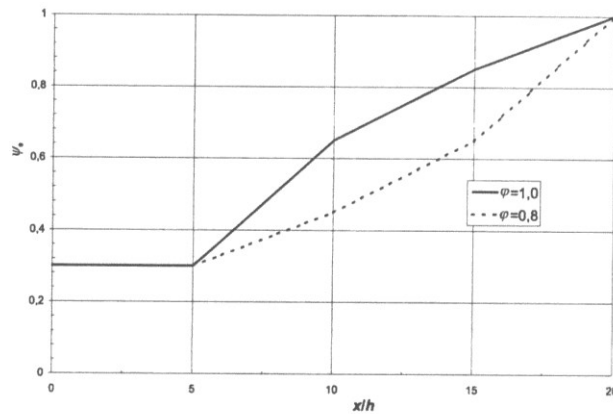


Figura G.23 – Coefficiente di schermatura  $\psi_s$ .

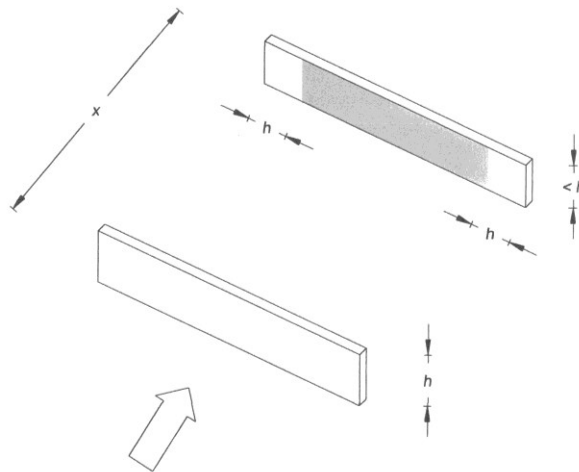


Figura G.24 – Effetto di schermatura.

Considerando un valore  $x/h = 10$  si ottiene  $\psi = 0,65$

## TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA:

Zona: I

T min = -15.24° [NTC 3.5.1]

T max = 41.63° [NTC 3.5.2]

Azione Sismica

Zona sismica 3

Long 11°,248 Lat . 44°,485621

Stato limite		PVR (%)	TR (anni)	ag (g)	Fo (-)	Tc* (s)
Stati limite di esercizio	SLO	81	45	0,064	2,489	0,268
	SLD	63	75	0,078	2,489	0,277
Stati limite ultimi	SLV	10	712	0,187	2,403	0,312
	SLC	5	1462	0,234	2,434	0,320

Terreno tipo C ( $V_s = 254$  m/s)

Coefficiente di topografia  $St = 1$

Per il sito in esame otteniamo:

Stato limite	Ss	Cc
SLO	1,500	1,622
SLD	1,500	1,603
SLV	1,430	1,541
SLC	1,358	1,530

### **NORMATIVA VIGENTE**

- Legge 05/11/1971 n°1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. LL. PP. 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni"

### **CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

- cls C25/30
- acciaio B450C
- acciaio S275

### **CALCOLO DELL'APPOGGIO DELLA FONDAZIONE DEL MODULO MOBI – ZONA C E D**

I parametri geologici sono stati ricavati dalla relazione geologica redatta per le tribune dell'UNIPOL ARENA dal Dott. Geologo Graziano Grimandi in data novembre 2018.

I valori caratteristici ricavati sono:





## COMUNE DI BOLOGNA

STUDIO GEOLOGICO-TECNICO DEI TERRENI  
DEL PRIMO SOTTOSUOLO DI UN'AREA SITA IN  
VIA GINO CERVI N. 2, DOVE È IN PROGETTO  
LA REALIZZAZIONE DI UNA TRIBUNA E DUE  
NUOVI ACCESSI ESTERNI SUL LATO SUD  
DELL'UNIPOL ARENA.

Committente:



Codice Lavoro: 2018.091/RG

Revisione 0.0    Novembre 2018

# GEO-PROBE

– *Studio Geologico Associato* –

Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono 051.613.51.18

Email: [geoprobe@geo-probe.com](mailto:geoprobe@geo-probe.com)

## 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, vengono definiti i parametri geomeccanici.

### Unità geotecnica 0

È costituita da terreni di riporto e/o pedogenizzati e si evidenzia sino ad una profondità media di 0,40÷0,80 m dal p.c. attuale.

### Unità geotecnica A

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

L'unità A si evidenzia da 0,40÷0,80 m sino ad una profondità variabile da 6,40 m a 7,40 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPT 10	3,2	19,4	139	-
CPT 12	3,5	19,5	147	-

### Unità geotecnica B

È costituita da sabbie ghiaiose e ghiaie, di addensamento da medio a medio elevato, ed umidità presumibilmente media.

L'unità B si evidenzia nella fascia di monte da una profondità media di 6,40 m dal p.c. attuale sino alla profondità indagata, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPT 12	17,2	18,5	0	36

### Unità geotecnica B1

È costituita da sabbie limose di addensamento da medio a medio buono ed umidità presumibilmente media.

L'unità B1 si evidenzia nella fascia di valle da una profondità media di 7,40 m dal p.c. attuale sino alla profondità indagata, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPT 10	6,0	18,5	0	31

Come si evidenzia dall'indagine eseguita, i terreni del primo sottosuolo sono caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, ed al p.c. presentano una  $V_{seq}$  pari a circa 254 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 profondità del substrato superiori a 30,0 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*

Si analizza la zona C essendo la più gravosa

Dalla relazione di calcolo si ricava che il modulo è costituito da:

Il modulo è costituito da:

- Un blocco in cls di dimensioni max 2,40\*1,80\*0,65
- Una parete in pannelli fonoassorbenti di altezza 6,55.
- Telaio in acciaio composto da HEA200

Si ottiene:

1. Peso blocco cls =  $[2,40*1,80*0,65]*2500 = 7020$  daN
2. peso pannello fonoassorbente =  $2,35*6,55*30 = 461$  daN
3. Peso struttura in acciaio =  $2*(42,3*6,55+0,35*0,35*0,035*7850) = 621$  daN

Si ricava un carico in fondazione pari a:

$$M_{stab} = 1,3*(7020+461+621) = 10532 \text{ daNm}$$

Calcolo del momento ribaltante

$$M_{rib} = 6206 \text{ daNm}$$

Si ricava

$$e = 620600/10532 = 58,9252 \text{ cm}$$

E quindi

$$\sigma_t = 10532/[240*(180-2*58,9252)] = 0,7061 \text{ daN/cm}^2 \text{ (tensione accettabile sotto azione eolica)}$$

Per il calcolo dei cedimento si ottiene una tensione sul terreno pari a:

$$N_{sle\text{ perm}} = 10532 \text{ daN}$$

$$\sigma_t = 10532/[240*180] = 0,2438 \text{ daN/cm}^2 \text{ (tensione talmente modesta da non causare cedimenti rilevabili)}$$

Come armatura della platea si prevede un'armatura pari al minimo di regolamento e quindi pari a  $0,1\%*20*100 = 2 \text{ cm}^2/\text{m}$  sia inferiore che superiore; quindi doppia rete  $\phi 8/25 \times 25''$  o equivalente

Dott. Ing. Fantuzzi Emanuele - Via Toscana n° 45/1 – 43100 - Parma
Tel 0521270684 – fax 0521799105 – email studio@ingfantuzzi.it

## **INDICE**

<b><u>PREMESSA</u></b>	<b>3</b>
<b><u>ANALISI DEI CARICHI</u></b>	<b>4</b>
<b><u>NORMATIVA VIGENTE</u></b>	<b>8</b>
<b><u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u></b>	<b>9</b>
<b><u>CALCOLO DELL'APPOGGIO DELLA FONDAZIONE DEL MODULO MOBI – ZONA C E D</u></b>	<b>9</b>
<b><u>INDICE</u></b>	<b>14</b>



## COMUNE DI BOLOGNA

STUDIO GEOLOGICO-TECNICO DEI TERRENI  
DEL PRIMO SOTTOSUOLO DI UN'AREA SITA IN  
VIA GINO CERVI N. 2, DOVE È IN PROGETTO  
LA REALIZZAZIONE DI UNA TRIBUNA E DUE  
NUOVI ACCESSI ESTERNI SUL LATO SUD  
DELL'UNIPOL ARENA.

Committente:



Codice Lavoro: 2018.091/RG

Revisione 0.0      Novembre 2018

# GEO-PROBE

— *Studio Geologico Associato* —

Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono 051.613.51.18

Email: [geoprobe@geo-probe.com](mailto:geoprobe@geo-probe.com)



## INDICE

1. PREMESSA .....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	3
3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE .....	4
4. INDAGINE GEOGNOSTICA .....	5
5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI ....	8
6. LAVORI IN PROGETTO .....	9
7. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	10
8. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	11
9. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	12
10. MODELLAZIONE SISMICA.....	14
11. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	20
13. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE..	22
14. CONSIDERAZIONI FINALI .....	26

## ALLEGATI:

- certificati penetrometrie statiche;
- diagrammi penetrometrie statiche;
- stratigrafia trivellazione a secco;
- indagine sismica;
- analisi di laboratorio;
- classificazione orientativa dei terreni attraversati  
(Schmertmann, 1978).

\* \* \*

## 1. PREMESSA

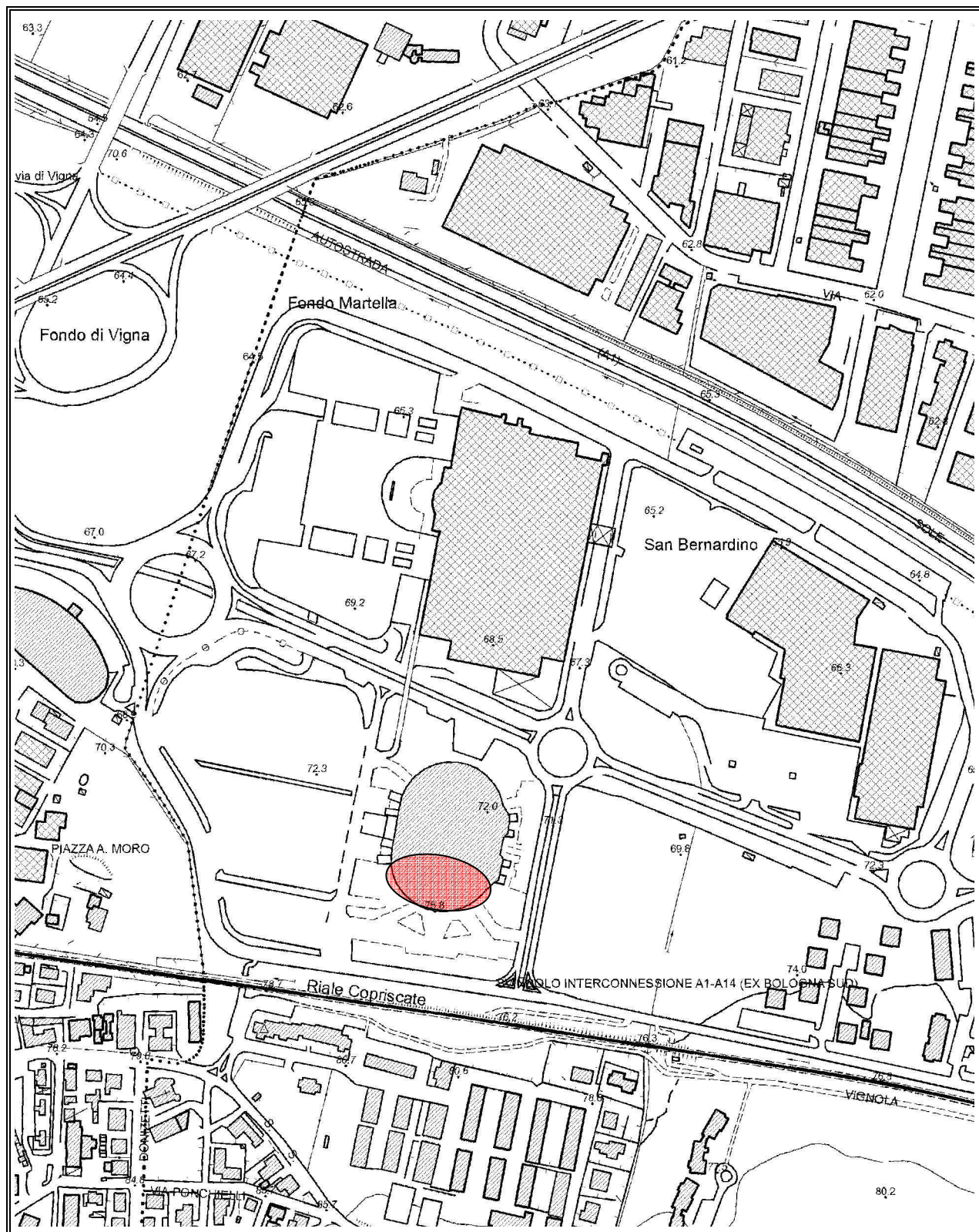
A seguito dell'incarico ricevuto dallo Studio SICarchitetture si trasmette, in conformità con le normative vigenti, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo per la messa in opera di una tribuna e di due nuovi accessi nella porzione Sud dell'Unipol Arena.

L'area in esame si ubica in via Gino Cervi n. 2, in Comune di Casalecchio di Reno (BO) (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:5.000; elemento n. 220111 – Zola Predosa).

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 geologico-geotecnica del sito;
- e) modellazione sismica dei terreni di fondazione;
- f) valutazione della resistenza di progetto dei terreni di fondazione in condizioni statiche.

## TAV. 1 - UBICAZIONE AREA IN ESAME



Scala 1:5.000



Area in esame

## 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.
- "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.
- Ordinanza del Commissario Delegato per la Ricostruzione n. 70 del 13/11/2012.
- "Raccomandazioni per la redazione della relazione geologica ai sensi delle N.C.T." a cura del Centro Studi del C.N.G.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 2193/2015 del 21 dicembre 2015.
- "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 17 Gennaio 2018 (G.U. n. 42 del 20/02/18, supplemento ordinario n. 8).

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

L'area in esame si sviluppa ad una quota media di 72,00 m s.l.m., in un settore deposizionale dell'alta Pianura Padana pressoché pianeggiante, caratterizzato da leggere ondulazioni che degradano progressivamente verso Nord, dove la morfologia originaria risulta alterata dai numerosi interventi edificatori prevalentemente a carattere terziario e di viabilità primaria.

La morfologia superficiale risente sia del costante intervento umano, volto a migliorarne l'efficienza dal punto di vista agricolo, sia della vicinanza di vari fossi di scolo e canali che, in fase di tracimazione e di sedimentazione, hanno depositato lenti alluvionali che si interdigitano tra di loro conferendo alla zona un andamento leggermente ondulato.

A questi fattori si è aggiunta un'intensa opera di urbanizzazione che ha mascherato in parte la morfologia originaria.

Da un punto di vista geo-litologico, come si evidenzia nella Carta Geologica della Regione Emilia - Romagna, a Sud dell'area in esame si evidenziano terreni di età pliocenica, sui quali poggiano i sedimenti Pleistocenici e Calabrianici (conglomerati e sabbie gialle), verso Nord sono invece presenti depositi alluvionali quaternari caratterizzati essenzialmente da materiali medio fini (argille e limi) interrotti localmente da sottili lenti grossolane (sabbie).

L'idrografia superficiale primaria è rappresentata dal Torrente Lavino che sviluppa il proprio corso ad Ovest dell'area in esame, mentre quella secondaria, in parte mascherata dalle opere di urbanizzazione, è costituita da piccoli fossi di scolo e rii bordanti le zone coltivate, che raccolgono le acque di precipitazione eccessive per incanalarle verso i collettori principali.



#### 4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Allo scopo di ricostruire la successione stratigrafica che caratterizza i terreni del primo sottosuolo e valutare le caratteristiche fisico meccaniche degli stessi vengono utilizzati i risultati di una indagine geognostica in sito eseguita in precedenza in aree limitrofe, mentre al fine di determinare il parametro  $V_{seq}$  e classificare il suolo di fondazione del sito vengono utilizzati i risultati di una indagine sismica eseguita immediatamente ad Ovest dell'area in esame.

##### 4.1. Indagine geognostica in sito

L'indagine geognostica in sito utilizzata, eseguita dalla Geo-Probe S.r.l., consiste in n. 2 penetrometrie statiche con punta meccanica (CPT 10 e 12) che rispetto al p.c. attuale hanno raggiunto la profondità di 12,00 m e 9,00 m e di n. 1 sondaggio con il metodo della trivellazione a secco della lunghezza di 4,00 m.

Da evidenziare che la penetrometria statica n. 10 e la trivellazione a secco sono state eseguite a valle dell'intervento ad una quota di circa 70,00 m s.l.m., mentre la penetrometria n. 12 a monte dello stesso, ad una quota di circa 73,90 m sul livello del mare.

L'esatta ubicazione dei punti di indagine viene riportata di seguito nella TAV. 2.

Il penetrometro statico utilizzato, montato su Unimog Mercedes 400L con cella di carico da 200 kN, impiega una punta conica con apertura di  $60^\circ$  e superficie di  $10 \text{ cm}^2$  per la misurazione della resistenza alla punta ed un manicotto di frizione (*friction jacket*) della superficie di  $150 \text{ cm}^2$  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  $q_c$  (resistenza alla punta), il valore  $f_s$  (resistenza attrito laterale locale), espressi rispettivamente in MPa e kPa, ed il rapporto  $R_f$  che orientativamente ci permette una classificazione dei terreni attraversati (*Schmertmann J.H., 1978*).

Le suddette letture vengono eseguite per avanzamenti di 20 cm.

La trivellazione a secco è stata eseguita mediante aste elicoidali del diametro di 120 mm mosse da propulsore idraulico posto a retro dell'autocarro Mercedes.

Nel corso della trivellazione a secco alla profondità di 1,20÷1,60 m, mediante campionatore a pareti sottili tipo Shelby, è stato prelevato un campione indisturbato di terreno da sottoporre ad analisi di laboratorio.

La stratigrafia ottenute viene riportata in allegato nell'apposito modulo.



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

Sul campione indisturbato, prelevato nel corso della trivellazione a secco alla profondità di 1,20÷1,60 m, da parte del laboratorio terre Sinergea S.r.l. sono state eseguite le seguenti analisi di laboratorio:

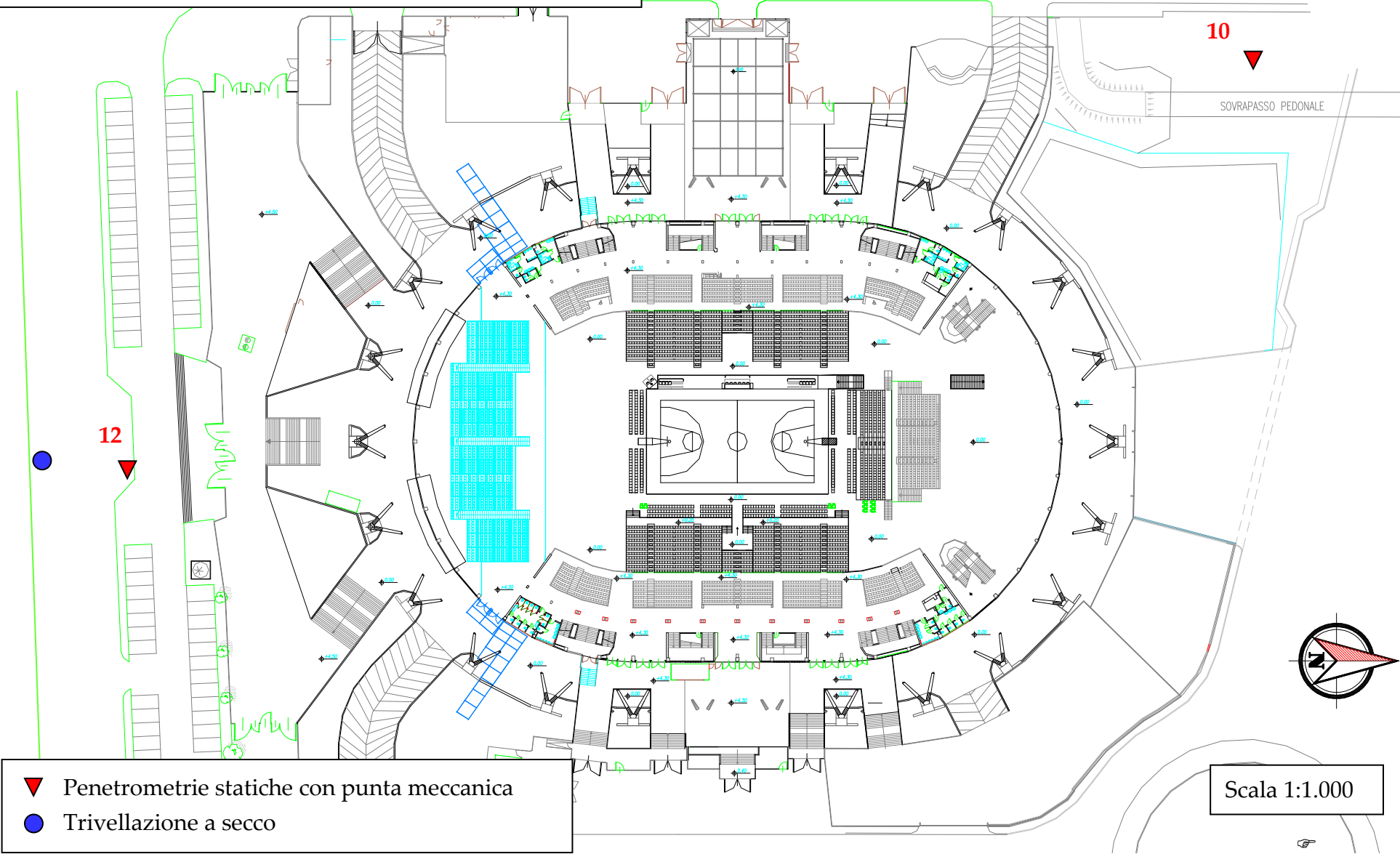
- a) apertura e descrizione dei campioni con esecuzione prove di consistenza speditive al pocket penetrometer (ASTM D 2488-84);
- b) analisi granulometrica per vagliatura (ASTM D 422);
- c) determinazione del limite liquido e del limite plastico (ASTM D 4318);
- d) peso specifico dei grani (ASTM D 854);
- e) prova di taglio diretto consolidata drenata (ASTM D 3080).

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

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

Al fine di determinare il parametro Vs30, necessario a classificare il suolo di fondazione del sito, vengono utilizzati i risultati di una indagine sismica locale eseguita dal Dr. Mirko Sita immediatamente a Ovest dell'area in esame; l'ubicazione, la metodologia di indagine e l'elaborazione dei dati ottenuti viene riportata nell'apposita relazione allegata.

TAV. 2 - 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  $0,40 \div 0,80$  m, sono inizialmente presenti dei limi argillosi e/o debolmente sabbiosi di colore marrone con screziature beige, di consistenza prevalentemente plastica dura ( $q_c = 2,0 \div 3,6$  MPa;  $R_f = 3,6 \div 5,0$  %), ed umidità scarsa, inglobanti orizzonti di consistenza dura ( $q_c = 3,8 \div 4,3$  MPa;  $R_f = 2,8 \div 5,1$  %) e concrezioni calcaree.

Il campione indisturbato, prelevato nel corso del sondaggio alla profondità di  $1,20 \div 1,60$  m, è risultato costituito da argilla limosa di colore bruno grigiastro scuro con presenza di veli e puntature brunastre e nerastre, (passante al vaglio 200 = 93,38 %), di plasticità medio elevata ( $I_p = 35$ ) e di compressibilità elevata ( $LL = 62$ ), con peso specifico dei grani medio pari a 1,850 Mg/mc; dalla prova di taglio consolidata drenata si è ottenuta una coesione ( $c'$ ) pari a 14,23 kN/m<sup>2</sup> ed un angolo di attrito interno ( $\phi$ ) di 20,12°.

I suddetti terreni si evidenziano sino ad una profondità variabile da 6,40 m (fascia di monte; CPT 12) a 7,40 m circa, dove vengono sostituiti da ghiaie di addensamento da medio a medio buono ( $q_c = 9,7 \div 31,9$  MPa;  $R_f = 0,5 \div 0,9$  %) in matrice sabbiosa, prevalente nella fascia di valle (CPT 10) ( $q_c = 4,5 \div 8,4$  MPa;  $R_f = 1,5 \div 2,2$  %).

Al termine dell'indagine all'interno dei fori di prova e sondaggio non è stata evidenziata la presenza di una falda freatica di superficie e/o circolazioni idriche localizzate; indagini limitrofe hanno evidenziato come la falda si evidenzia generalmente a partire da profondità mediamente superiori a 20,00 m.

Per un maggiore dettaglio in allegato, oltre alla stratigrafia della trivellazione a secco, viene riportata la litologia dei terreni del primo sottosuolo rilevata in corrispondenza delle penetrometrie statiche e ricostruita mediante la teoria dello *Schmertmann* (1978).

## 6. LAVORI IN PROGETTO

Come evidenziato in precedenza si tratta della messa in opera di una tribuna e di due nuovi accessi (passerelle) nella porzione Sud dell'Unipol Arena.

Gli interventi in progetto, ed in particolar modo le passerelle, si posizionano una fascia soggetta a forte antropizzazione, dove la morfologia è stata fortemente modificata mediante la realizzazione di sbancamenti e la messa in opera di riporti.

Mentre per quanto riguarda la tribuna si prevede di appoggiare la struttura direttamente sulla pavimentazione interna, per quanto riguarda le due passerelle si prevede l'adozione di una serie di fondazioni dirette di tipo nastriforme che si svilupperanno a partire dal bordo esterno del palasport sino alla porzione superiore della scarpata bordo strada, coprendo un dislivello di circa 3,80 m.

L'indagine geognostica ha evidenziato come la litologia del primo sottosuolo, al disotto di un orizzonte di terreno di riporto e/o pedogenizzato dello spessore medio di 0,40÷0,80 m, risulta caratterizzata dalla presenza di limi argillosi e/o debolmente sabbiosi di consistenza prevalentemente plastico dura, che a partire da una profondità variabile da 6,40 m a 7,40 m circa, vengono sostituiti da ghiaie di addensamento da medio a medio buono.

Al termine dell'indagine all'interno dei fori di prova e sondaggio non è stata evidenziata la presenza di una falde freatica di superficie e/o circolazioni idriche localizzate; indagini limitrofe hanno evidenziato come la falda si evidenzia generalmente a partire da profondità mediamente superiori a 20,00 m.

In considerazione delle buone caratteristiche fisico meccaniche che caratterizzano i terreni del primo sottosuolo e della tipologia di intervento, si ritiene adeguato il sistema fondale ipotizzato.

Le fondazioni dovranno superare costantemente i terreni di riporto presenti e attestarsi ad una profondità minima di 1,20÷1,40 m dal p.c. fine lavori, al fine di evitare che i terreni di fondazione risentano eccessivamente delle variazioni climatiche stagionali.

In considerazione della forte antropizzazione che ha subito l'area, nel corso degli scavi delle fondazioni dovrà essere costantemente verificato che il piano di posa delle stesse superi eventuali riporti presenti; in caso contrario si dovrà intervenire con una bonifica che ne preveda la rimozione e la sostituzione con magrone.

## 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 è possibile distinguere il terreno secondo le unità geotecniche indicate nella tabella successiva.

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	qc MPa	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)	Dr (%)
	da	a						
0	0,00	0,40÷0,80	R/P	-	-	-	-	-
A	0,40÷0,80	6,40÷7,40	LAS	2,0÷4,3	19,3÷19,6	100÷170	-	-
B	6,40	fine indag.	S/GS	9,7÷31,9	18,5÷18,6	0	29÷32	23÷48
B1	7,40	fine indag.	S/SL	4,5÷8,4	18,5÷18,6	0	34÷39	52÷93

R/P = terreno di riporto e/o pedogenizzato

LAS = limi argillosi e sabbiosi;

S/SG = sabbie e ghiaie in matrice sabbiosa;

S/SL = sabbie limose.

## 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, vengono definiti i parametri geomeccanici.

### Unità geotecnica 0

È costituita da terreni di riporto e/o pedogenizzati e si evidenzia sino ad una profondità media di 0,40÷0,80 m dal p.c. attuale.

### Unità geotecnica A

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

L'unità A si evidenzia da 0,40÷0,80 m sino ad una profondità variabile da 6,40 m a 7,40 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPT 10	3,2	19,4	139	-
CPT 12	3,5	19,5	147	-

### Unità geotecnica B

È costituita da sabbie ghiaiose e ghiaie, di addensamento da medio a medio elevato, ed umidità presumibilmente media.

L'unità B si evidenzia nella fascia di monte da una profondità media di 6,40 m dal p.c. attuale sino alla profondità indagata, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPT 12	17,2	18,5	0	36

### Unità geotecnica B1

È costituita da sabbie limose di addensamento da medio a medio buono ed umidità presumibilmente media.

L'unità B1 si evidenzia nella fascia di valle da una profondità media di 7,40 m dal p.c. attuale sino alla profondità indagata, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPT 10	6,0	18,5	0	31



## 9. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

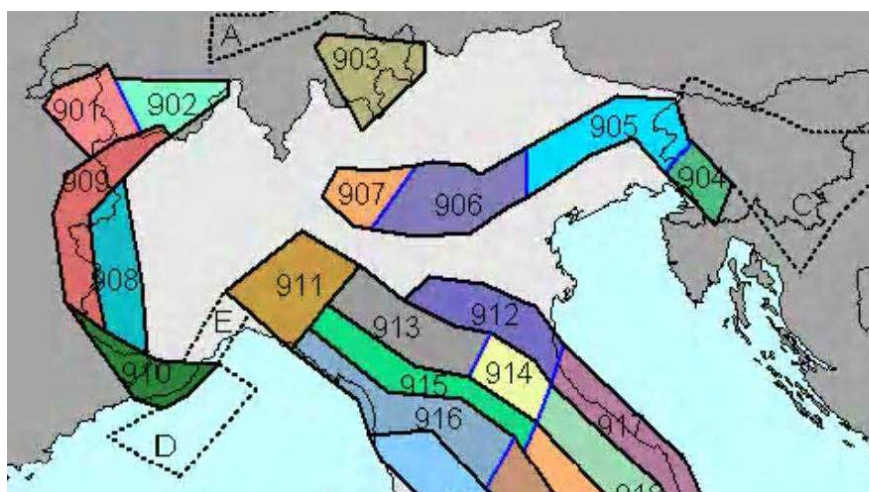
La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti di un sisma.

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 Casalecchio di Reno (TAV. 3 – Mappa di pericolosità sismica) presenta un'accelerazione al suolo tipo A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni  $PGA = 0,150 - 0,175g$

La Magnitudo dell'area si ottiene, come riportato negli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica – Gruppo di Lavoro MS 2008" sulla base della zonazione sismogenetica ZS 9, secondo la quale la sismicità può essere distribuita in 36 zone, a ciascuna delle quali è associata una magnitudo massima.

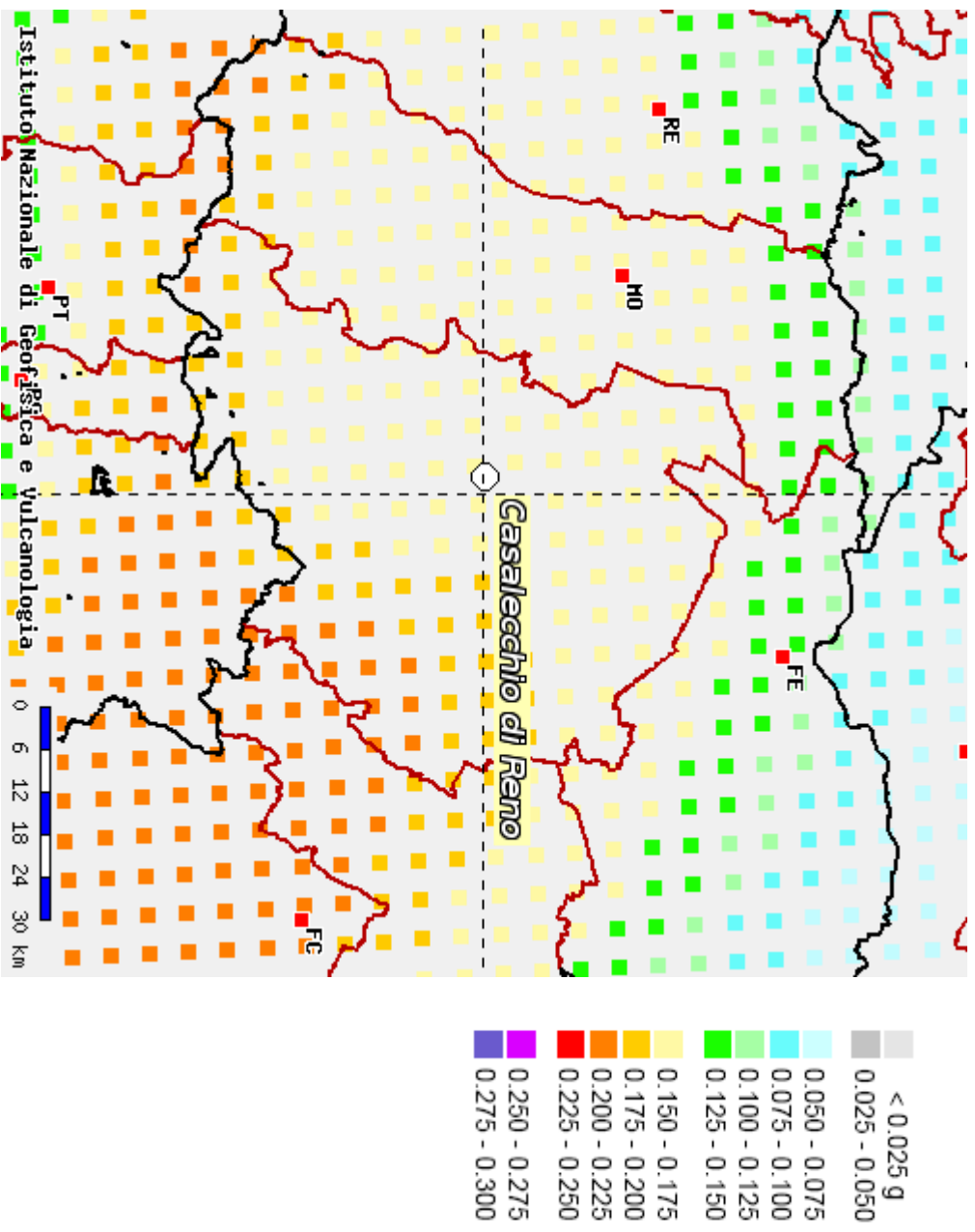
Come evidenziato dalla mappa delle zone sismogenetiche di cui si riporta uno stralcio, l'Emilia Romagna ricade nelle zone 911-914 alle quali è attribuito un valore di  $M$  pari a 6,14.



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. 3 – MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA



## 10. MODELLAZIONE SISMICA

### 10.1. Vita nominale

La vita nominale di progetto di un'opera ( $V_N$ ) 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.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per diversi tipi di costruzione

TIPI DI COSTRUZIONE		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Nell'area in esame sono previste opere tipo "2" per le quali si prevede una vita nominale  $V_N$  minima di 50 anni.

### 10.2. 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:

<i>Classe I</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
<i>Classe II</i>	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.
<i>Classe III</i>	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.
<i>Classe IV</i>	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 o 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 o 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 elettrica.

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

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_u$

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

Le opere da realizzare nell'area in esame, sono relative alla Classe III, pertanto alle stesse è associato un coefficiente d'uso pari a  $C_u = 1,5$

### 10.3. 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.

### 10.4. 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 e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

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  $S_e(T)$ , 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  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  valore di riferimento per la determinazione del 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 (individuato dalle coordinate WGS84 Lat. 44.485621; Long. 11.248000), 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	0,064	2,489	0,268
	SLD	63	75	0,078	2,489	0,277
Stati limite ultimi	SLV	10	712	0,187	2,403	0,312
	SLC	5	1462	0,234	2,434	0,320

### 10.5. Categoria di sottosuolo

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche e dai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio Vseq (in m/s) definita dalla espressione:

$$V_{Seq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{Si}}}$$

con:

hi = spessore dell'i-esimo strato;

Vsi = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N = numero di strati;

H= profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio Vseq è definita dal parametro Vs30, ottenuto ponendo H = 30 nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II, di seguito riportata:

Tab. 3.2.II – *Categoria di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Come si evidenzia dall'indagine eseguita, i terreni del primo sottosuolo sono caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, ed al p.c. presentano una  $V_{seq}$  pari a circa 254 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 profondità del substrato superiori a 30,0 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.”*

In considerazione di quanto sopra non si ritiene necessario un'analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

#### 10.6. Condizioni topografiche

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

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii 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 $i > 30^\circ$

### 10.7. 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.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

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	1,622
SLD	1,500	1,603
SLV	1,430	1,541
SLC	1,358	1,530

### 10.8. Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tab. 3.2.V – Valori massimi dei coefficienti di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove  $S_T$  assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove  $S_T$  assume un valore unitario.



L'area in esame si pone in corrispondenza di una superficie pressoché pianeggiante, perciò si configura una categoria topografica tipo T1 cui è associato un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1,0.

### **10.9 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 2,623 m/sec<sup>2</sup>.

### **9.10 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 0,064.

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

$$k_v = 0,5 k_h = 0,032$$



## 11. 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.

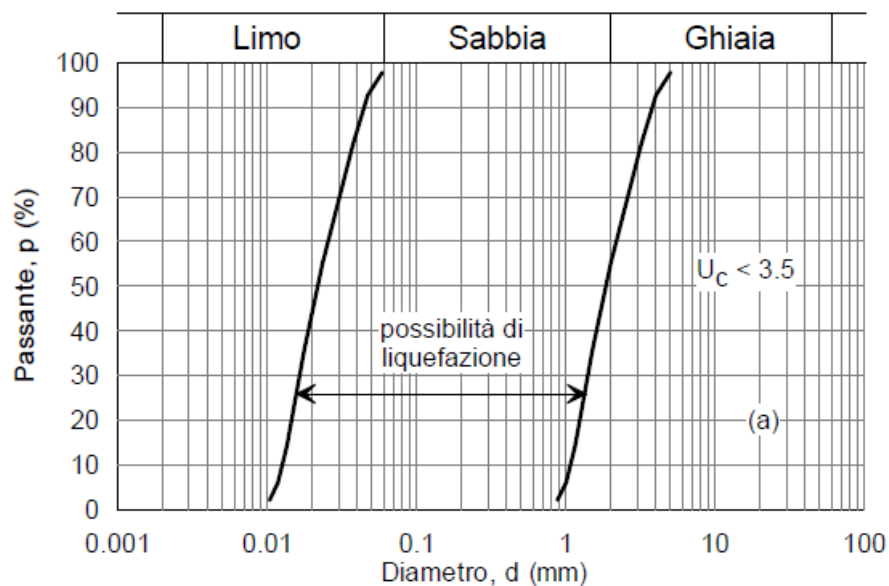
La verifica alla liquefazione può essere omessa quando risulta soddisfatta almeno uno delle seguenti circostanze come da N.T.C. 7.11.3.4.2:

1. Accelerazioni massime attese al p.c. in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g; nel nostro caso  $a_{maxs} = S \cdot a_g = 0,267g$  (*non soddisfatta*).

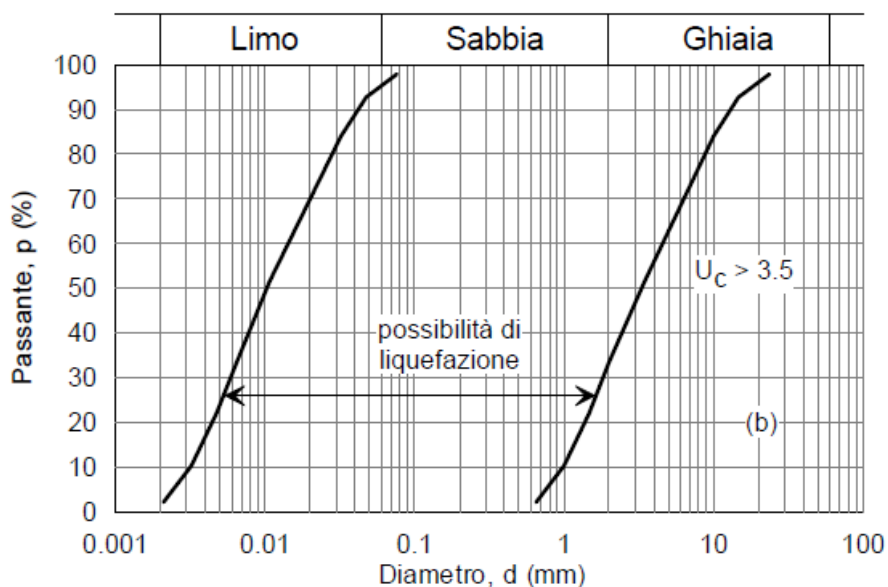
Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle successive condizioni:

2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15,00 m dal p.c., per p.c. suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali; al termine dell'indagine linterno dei fori di prova non è stata rilevata la presenza di acque di falda e/o circolazioni idriche localizzate; indagini limitrofe hanno evidenziato la presenza di acqua a profondità mediamente superiori a 20,00 m (*soddisfatta*).
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $(q_{c1N}) > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa; l'indagine eseguita ha evidenziato la presenza di terreni prevalentemente limo argillosi di consistenza elevata sopportate da sabbie e ghiaie di buon addensamento (*soddisfatta*).
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in figura (b) per terreni con  $U_c > 3,5$ ; a livello operativo l'applicazione di questo criterio implica l'esecuzione di un sondaggio con prelievo di campioni di sabbia satura.

(a)



(b)



Essendo soddisfatta almeno una delle precedenti circostanze previste dalle N.T.C. 7.11.3.4.2, non si è proceduto ad eseguire la verifica alla liquefazione.

### 13. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO 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:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

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

Rd: 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 resistenza di progetto viene effettuata considerando un sistema fondale diretto nastriforme attestato sui limi argillosi di consistenza plastico dura, appartenenti alla unità geotecnica A.

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:

$$C_u = \frac{q_{cm} - \sigma'_{vo}}{N_{cp}}$$

dove:

$q_{cm}$  = 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 della forma e 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  $\beta = 30^\circ$ , si riduce a:

$$R_d = (cud \cdot N_c \cdot z_c \cdot s_c \cdot g_c + q) \cdot r_g / \gamma_R$$

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  $1 + 0,2 \cdot (B/L)$ ;

$g_c$  = fattore dipendente dall'inclinazione del terreno; per un valore di angolo di scarpata pari a circa  $30^\circ$  vale circa 0,76;

$q = (\gamma \cdot D)$  = 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.

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  viene determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2II e tenendo conto, dove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera.

La verifica della resistenza di progetto allo stato limite ultimo (SLU) viene effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) prevista dall'approccio 2 tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella Tab. 6.2.II.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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 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 0,064, si ottiene un valore di  $z_c$  pari a 0,980.

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

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali per le verifiche SLU di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

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

**Fondazione diretta nastriforme ( $B < 2,50$  m)**

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

$$c_{uk} = 100 \text{ kN/m}^2;$$

$$c_{ud} = 100,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$z_c = 0,980;$$

$$s_c = 1,0;$$

$$g_c = 0,76;$$

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

$$r_g = 1,0;$$

$$\gamma_R = 2,3.$$

$$R_d = (100,0 \cdot 5,14 \cdot 0,980 \cdot 1,0 \cdot 0,76 + 19,2) \cdot 1,0/2,3 = 174,8 \text{ kN/m}^2$$

Sarà cura del progettista, sulla base della conoscenza dei parametri, della geometria e delle azioni di progetto, la verifica della disequazione  $E_d < R_d$ .

#### 14. CONSIDERAZIONI FINALI

L'area in esame si sviluppa ad una quota media di 72,00 m s.l.m., in un settore deposizionale dell'alta Pianura Padana pressoché pianeggiante, caratterizzato da leggere ondulazioni che degradano progressivamente verso Nord, dove la morfologia originaria risulta alterata dai numerosi interventi edificatori prevalentemente a carattere terziario e di viabilità primaria.

La litologia del primo sottosuolo al tetto, al disotto di un orizzonte di terreno di riporto e/o pedogenizzato dello spessore medio di 0,40÷0,80 m, risulta inizialmente caratterizzata dalla presenza di limi argillosi e/o debolmente sabbiosi di colore marrone con screziature beige, di consistenza prevalentemente plastico dura ( $q_c = 2,0\div3,6$  MPa;  $R_f = 3,6\div5,0$  %), ed umidità scarsa, inglobanti orizzonti di consistenza dura ( $q_c = 3,8\div4,3$  MPa;  $R_f = 2,8\div5,1$  %) e concrezioni calcaree.

Il campione indisturbato, prelevato nel corso del sondaggio alla profondità di 1,20÷1,60 m, è risultato costituito da argilla limosa di colore bruno grigiastro scuro con presenza di veli e puntature brunastre e nerastre, (passante al vaglio 200 = 93,38 %), di plasticità medio elevata ( $I_p = 35$ ) e di compressibilità elevata ( $LL = 62$ ), con peso specifico dei grani medio pari a 1,850 Mg/mc; dalla prova di taglio consolidata drenata si è ottenuta una coesione ( $c'$ ) pari a 14,23 kN/m<sup>2</sup> ed un angolo di attrito interno ( $\phi$ ) di 20,12°.

I suddetti terreni si evidenziano sino ad una profondità variabile da 6,40 m (fascia di monte) a 7,40 m circa, dove vengono sostituiti da ghiaie di addensamento da medio a medio buono ( $q_c = 9,7\div31,9$  MPa;  $R_f = 0,5\div0,9$  %) in matrice sabbiosa, prevalente nella fascia di valle ( $q_c = 4,5\div8,4$  MPa;  $R_f = 1,5\div2,2$  %).

Al termine dell'indagine all'interno dei fori di prova e sondaggio non è stata evidenziata la presenza di una falde freatica di superficie e/o circolazioni idriche localizzate; indagini limitrofe hanno evidenziato come la falda si evidenzia generalmente a partire da profondità mediamente superiori a 20,00 m.

Per quanto riguarda la tribuna si prevede di appoggiare la struttura direttamente sulla pavimentazione interna, per quanto riguarda le due passerelle si prevede l'adozione di una serie fondazioni dirette di tipo nastriforme che si svilupperanno a partire dal bordo esterno del palasport sino alla porzione superiore della scarpata bordo strada, coprendo un dislivello di circa 3,80 m.

Le fondazioni dovranno superare costantemente i terreni di riporto presenti e attestarsi ad una profondità minima di 1,20÷1,40 m dal p.c. fine lavori, al fine di evitare che i terreni di fondazione risentano eccessivamente delle variazioni climatiche stagionali.

In considerazione della forte antropizzazione che ha subito l'area, nel corso degli scavi delle fondazioni dovrà essere costantemente verificato che il piano di posa delle stesse superi eventuali riporti presenti; in caso contrario si dovrà intervenire con una bonifica che ne preveda la rimozione e la sostituzione con magrone.

I terreni del primo sottosuolo sono caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, ed al p.c. presentano una  $V_{seq}$  pari a circa 254 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 profondità del substrato superiori a 30,0 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s."*

In considerazione di quanto sopra non si ritiene necessario un'analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Nell'area in esame sedimenti potenzialmente liquefabili sono inesistenti, essendo la litologia di superficie rappresentata da limo argillosi di consistenza elevata sopportate da sabbie e ghiaie di buon addensamento non interessate da circolazioni idriche.

I terreni limo argillosi presenti all'ipotizzato piano di posa delle fondazioni, nel caso di un sistema fondale diretto nastriforme, non considerando la superficie efficace dello stesso, consentono valori di resistenza di progetto dell'ordine di 174,8 kN/m<sup>2</sup> (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, 21 Novembre 2018





**ALLEGATI**

**Indagine geognostica**

Rapporto di prova N°: **17.0255 /RSP**

Commitente: -  
Località : Casalechio di Reno (BO)  
Cantiere : via Antonio de Curtis  
n° prova : 10  
Profondità falda : assente  
Attrezzatura: Penetrometro da 200 KN  
Note: ---

Data prova: 10/05/2017  
Quota: --  
Codice lavoro: 2017.060  
Procedura di prova: IO\_003

L1	L2	qc	fs	qc/fs	Rf
kg/cm²	kg/cm²	MPa	kPa	-	%
7		0.69	78.48	9	11.44
18	30	1.76	98.10	18	5.56
36	51	3.53	163.50	22	4.63
32	57	3.14	150.42	21	4.79
32	55	3.14	137.34	23	4.38
36	57	3.53	163.50	22	4.63
43	68	4.22	170.04	25	4.03
44	70	4.31	170.04	25	3.94
43	69	4.22	176.58	24	4.19
35	62	3.43	170.04	20	4.96
32	58	3.14	163.50	19	5.21
32	57	3.14	156.96	20	5.00
35	59	3.43	170.04	20	4.96
32	58	3.14	137.34	23	4.38
41	62	4.02	130.80	31	3.25
32	52	3.14	137.34	23	4.38
42	63	4.12	85.02	48	2.06
68	81	6.67	117.72	57	1.77
21	39	2.06	91.56	22	4.45
25	39	2.45	111.18	22	4.54
34	51	3.33	124.26	27	3.73
31	50	3.04	111.18	27	3.66
27	44	2.65	104.64	25	3.95
29	45	2.84	130.80	22	4.60
20	40	1.96	104.64	19	5.34
20	36	1.96	98.10	20	5.00
30	45	2.94	111.18	26	3.78
26	43	2.55	104.64	24	4.11
25	41	2.45	104.64	23	4.27
27	43	2.65	98.10	27	3.71
27	42	2.65	98.10	27	3.71
30	45	2.94	78.48	37	2.67
42	54	4.12	85.02	48	2.06
46	59	4.51	85.02	53	1.89
38	51	3.73	85.02	44	2.28
32	45	3.14	104.64	30	3.34
28	44	2.75	98.10	28	3.57
51	66	5.00	91.56	55	1.83
28	42	2.75	98.10	28	3.57
46	61	4.51	85.02	53	1.89
40	53	3.92	85.02	46	2.17
65	78	6.37	117.72	54	1.85
68	86	6.67	104.64	64	1.57
75	91	7.35	130.80	56	1.78
75	95	7.35	137.34	54	1.87
81	102	7.94	130.80	61	1.65
79	99	7.75	130.80	59	1.69
61	81	5.98	111.18	54	1.86
53	70	5.20	98.10	53	1.89
50	65	4.90	98.10	50	2.00

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	10/05/2017	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **17.0255 /RSP**

L1	L2	qc	fs	qc/fs	Rf
kg/cm²	kg/cm²	MPa	kPa	-	%
44	59	4.31	98.10	44	2.27
44	59	4.31	98.10	44	2.27
29	44	2.84	104.64	27	3.68
68	84	6.67	117.72	57	1.77
85	103	8.33	137.34	61	1.65
11,0 m					
86	107	8.43	143.88	59	1.71
78	100	7.65	130.80	58	1.71
79	99	7.75	111.18	70	1.44
69	86	6.76	117.72	57	1.74
44	62	4.31			
12,0 m					

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	10/05/2017	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

**Rapporto di prova N°: 17.0257 /RSP**

Committente: -  
Località: Casalecchio di Reno (BO)  
Cantiere: via Fausto Coppi  
n° prova: 12  
Profondità falda: assente  
Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN  
Note: ---

Data prova: 10/05/2017  
Quota: --  
Codice lavoro: 2017.060  
Procedura di prova: IO\_003

L1	L2	qc	fs	qc/fs	Rt
kg/cm²	kg/cm²	MPa	kPa	-	%
8		0.78	52.32	15	6.67
33	41	3.24	58.86	55	1.82
224	233	21.96	130.80	168	0.60
107	127	10.49	78.48	134	0.75
26	38	2.55	143.88	18	5.64
23	45	2.25	130.80	17	5.80
15	35	1.47	85.02	17	5.78
20	33	1.96	85.02	23	4.34
25	38	2.45	104.64	23	4.27
35	51	3.43	156.96	22	4.57
46	70	4.51	170.04	27	3.77
41	67	4.02	196.20	20	4.88
35	65	3.43	170.04	20	4.96
41	67	4.02	176.58	23	4.39
35	62	3.43	150.42	23	4.38
38	61	3.73	170.04	22	4.56
39	65	3.82	176.58	22	4.62
44	71	4.31	222.36	19	5.15
34	68	3.33	150.42	22	4.51
41	64	4.02	163.50	25	4.07
40	65	3.92	163.50	24	4.17
44	69	4.31	156.96	27	3.64
42	66	4.12	124.26	33	3.02
32	51	3.14	98.10	32	3.13
39	54	3.82	117.72	32	3.08
39	57	3.82	111.18	34	2.91
41	58	4.02	111.18	36	2.77
42	59	4.12	111.18	37	2.70
42	59	4.12	104.64	39	2.54
37	53	3.63	98.10	37	2.70
35	50	3.43	137.34	25	4.00
36	57	3.53	117.72	30	3.34
73	91	7.16	111.18	64	1.55
109	126	10.69	78.48	136	0.73
214	226	20.98	124.26	169	0.59
162	181	15.88	124.26	128	0.78
164	183	16.08	124.26	129	0.77
126	145	12.35	111.18	111	0.90
142	159	13.92	104.64	133	0.75
99	115	9.71	91.56	106	0.94
168	182	16.47	104.64	157	0.64
194	210	19.02	124.26	153	0.65
216	235	21.18	117.72	180	0.56
284	302	27.84	156.96	177	0.56
326	350	31.96			9.0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	10/05/2017	Dr. Conti	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. 10**Rapporto di Prova N°: **17.0255 /RSP**

Committente : -

Località : Casalecchio di Reno (BO)

via Antonio de Curtis

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Quota: --

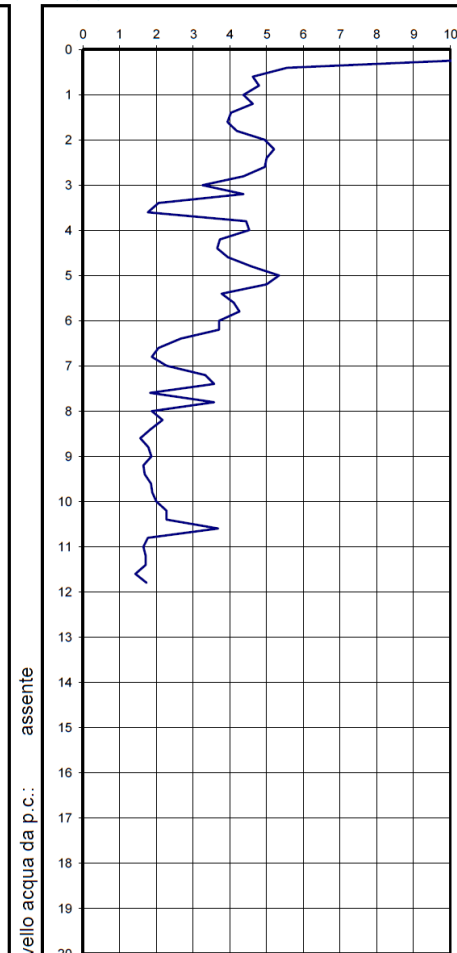
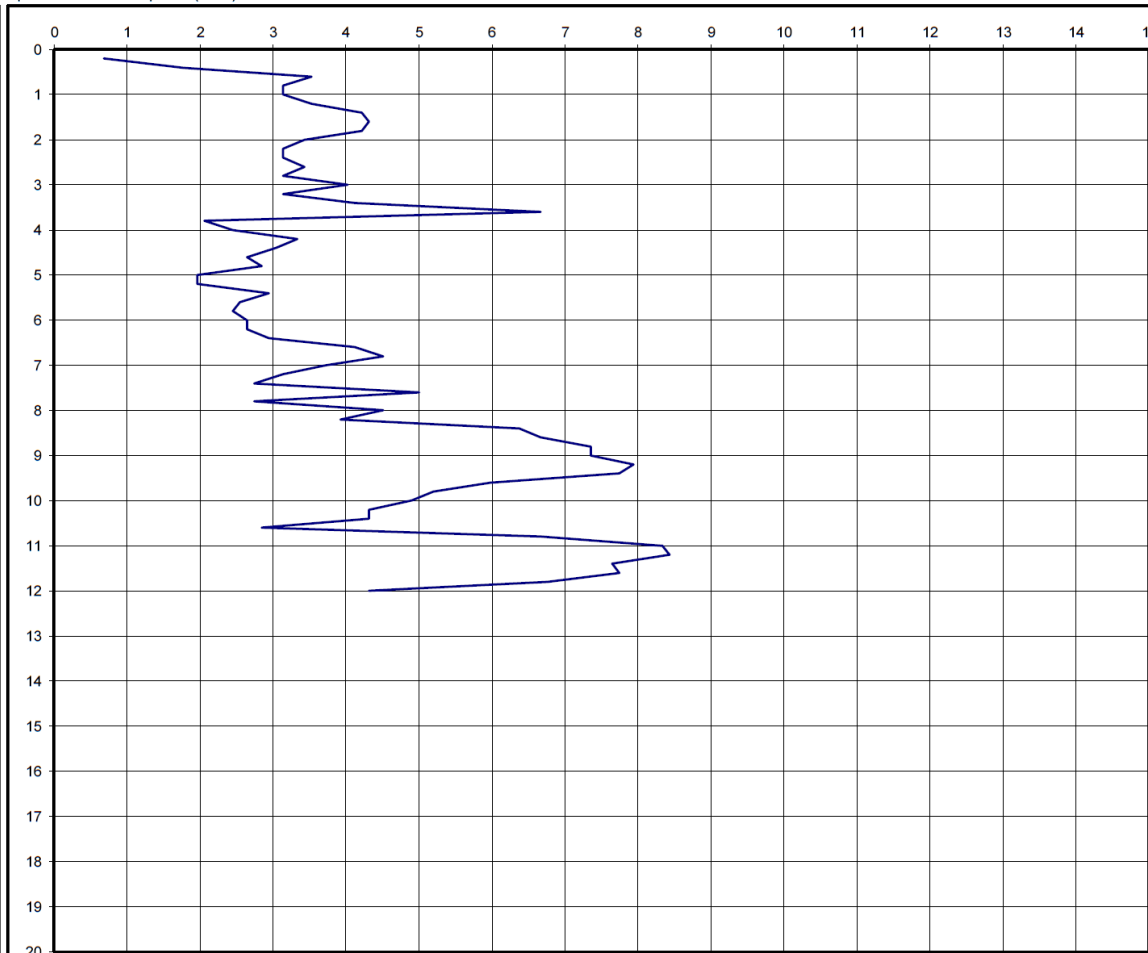
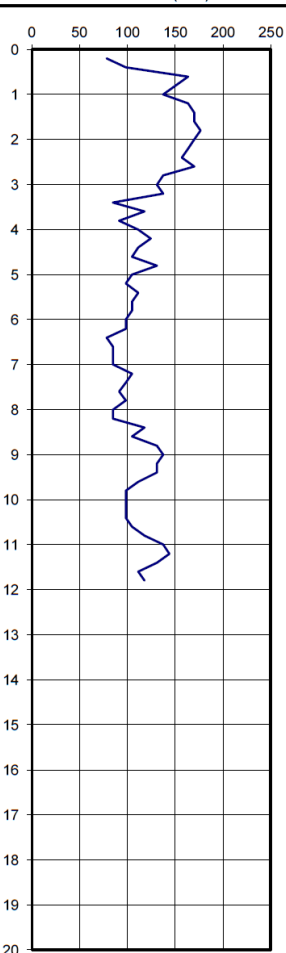
Data prova : 10/05/2017

Codice lavoro: 2017.060

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	10/05/2017	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche

**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. 12**Rapporto di Prova N°: **17.0257 /RSP**

Committente : -

Località : Casalecchio di Reno (BO) via Fausto Coppi

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Quota: --

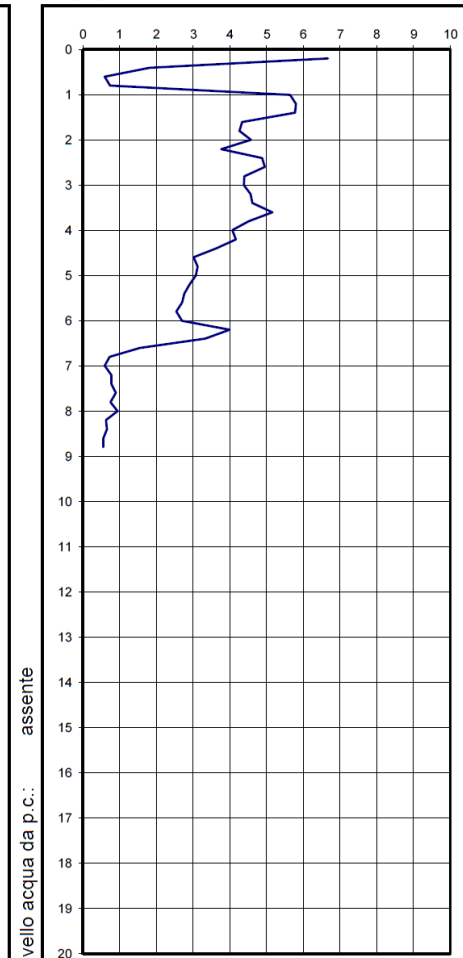
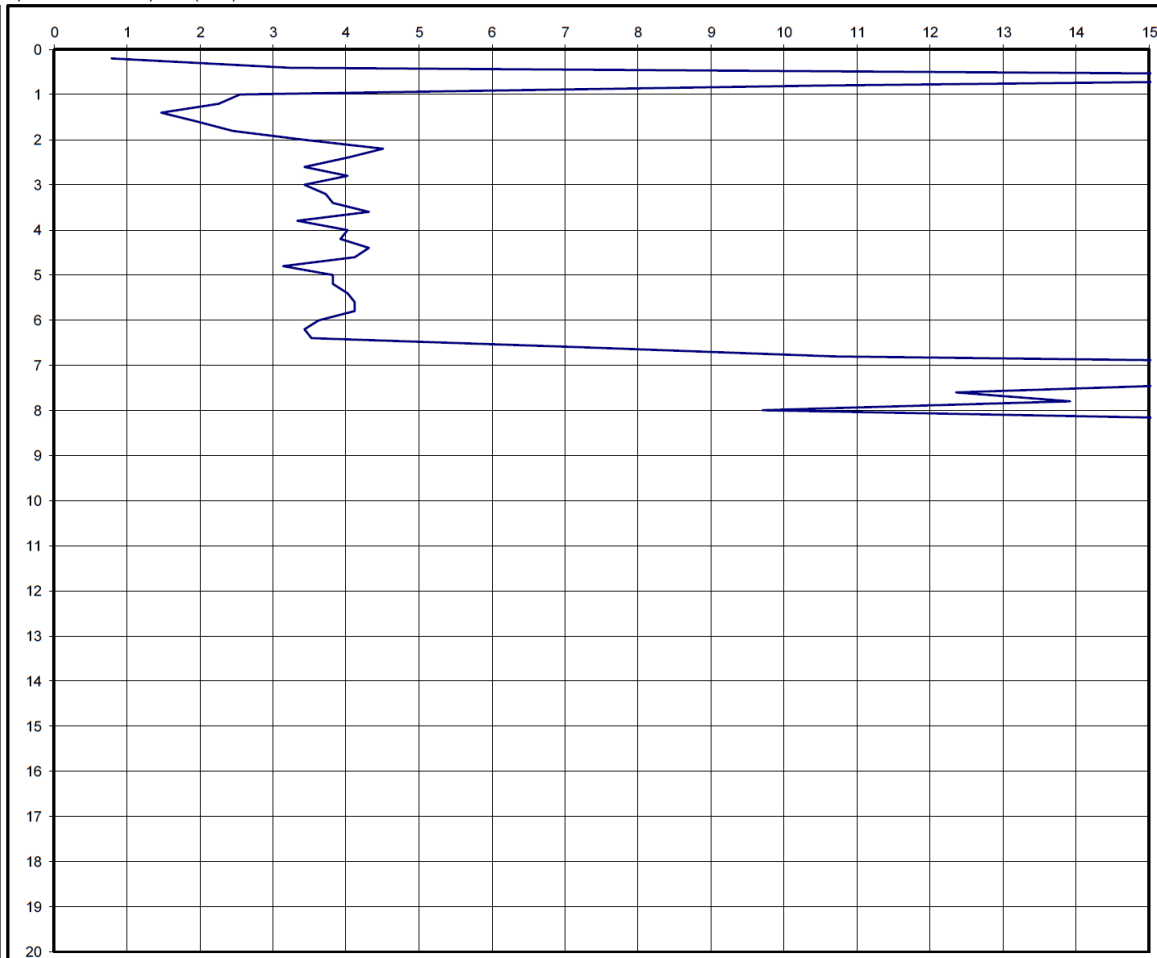
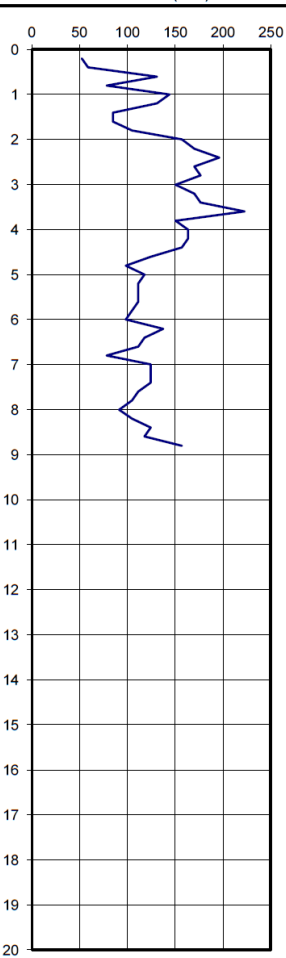
Data prova : 10/05/2017

Codice lavoro: 2017.060

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	10/05/2017	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche





**Indagine sismica**

---

## ***Comune di Casalecchio di Reno***

### **RELAZIONE GEOFISICA**

*Committente: Geo-Probe S.r.l.*

<p><i>Determinazione della categoria del suolo di fondazione tramite la valutazione del parametro <math>V_{s30}</math> in un'area situata in Via Fausto Coppi a Casalecchio di Reno (BO)</i></p>
--

Luglio 2011

---

***Geologo Mirko Sita***

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa  
Tel. 051.757378   Cell. 349.4515174  
C.F. STMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

---

## INDICE

1. INTRODUZIONE.....	1
2. RUMORE SISMICO AMBIENTALE.....	3
3. MISURAZIONE DEL RUMORE SISMICO AMBIENTALE.....	4
3.1 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA.....	4
3.2 ACQUISIZIONE DATI.....	6
3.3 INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI.....	7
3.3.1 Indicazione del substrato sismico.....	9
3.4 VALUTAZIONE DEL PARAMETRO $V_{s30}$ E DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DEL SUOLO DI FONDAZIONE .....	10
4. CONCLUSIONI.....	11

---

**Geologo Mirko Sita**

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa  
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174  
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

---

## 1. INTRODUZIONE

Su incarico della ditta Geo-Probe S.r.l. è stata redatta la presente relazione riportante i risultati ottenuti da una registrazione del rumore sismico ambientale di fondo (microtremore) effettuata dallo scrivente in data 20 Luglio 2011 in un'area situata in Via Fausto Coppi a Casalecchio di Reno (BO).

Lo scopo dell'indagine, su richiesta della stessa Geo-Probe S.r.l., è consistito nella determinazione del parametro  $V_{S30}$  al fine di classificare il suolo di fondazione del sito in accordo con la normativa vigente:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (14/01/2008): *Norme tecniche per le costruzioni* (G.U. n. 29 del 04/02/2008) – Suppl. Ordinario n° 30

L'area di intervento è ubicata nell'Elemento *Zola Predosa* n° 220111 della Carta Tecnica Regionale alla scala 1:5.000.

L'ubicazione del punto di registrazione è indicata in Tavola 1 di seguito riportata.

---

**Geologo Mirko Sira**

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa  
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174  
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

---





## 2. RUMORE SISMICO AMBIENTALE

Il rumore sismico ambientale è conosciuto anche con il termine *microtremore*, dato che si manifesta con oscillazioni decisamente di piccola ampiezza (1~10  $\mu\text{m}$ ) e nettamente inferiori rispetto a quelle presenti nel campo prossimo all'epicentro di un terremoto. È costituito in piccola parte da onde di volume (P o S) e per lo più da onde superficiali (in particolare onde di Rayleigh) prodotte da interferenza delle prime e con velocità prossime alle onde S.

La sua permanente presenza sull'intera superficie terrestre è dovuta a:

- fenomeni atmosferici (in particolare al moto delle onde oceaniche e del vento);
- attività antropica (come industrie e traffico);
- attività dinamica terrestre.

L'acquisizione dei microtremori viene effettuata con strumenti a metodologia passiva, in quanto agiscono direttamente come sorgente di eccitazione e non richiedono pertanto l'utilizzo di battute o esplosioni classiche della sismica attiva.

La tecnica maggiormente sfruttata per lo studio dei microtremori è quella dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale e conosciuta come HVSr (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*). È infatti un'opinione accettata in letteratura che le singole componenti del rumore ambientale possono presentare ampie variazioni in funzione dei disturbi naturali ed antropici, mentre il rapporto delle componenti orizzontali e della componente verticale tende a rimanere costante conservando così il picco della frequenza di risonanza fondamentale.

Lo sviluppo di questa metodologia ha visto come massimo fautore Nakamura (1989), il quale si è basato su tre assunzioni fondamentali:

1. Considerare l'origine dei microtremori solo da sorgenti superficiali e trascurare le sorgenti profonde.
2. Considerare l'amplificazione come conseguenza della propagazione delle onde all'interno di

---

**Geologo Mirko Sita**

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa  
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174  
C.F. STMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

---

uno strato soffice situato al di sopra di un semispazio rigido e omogeneo tale da creare un forte contrasto di impedenza sismica tra le due parti.

3. Considerare la componente verticale del moto non soggetta a fenomeni di amplificazione dallo strato superficiale ad eccezione delle onde di Rayleigh.

Le registrazioni dei microtremori possono offrire un valido aiuto per ricavare indicazioni riguardanti variazioni litostatiche e per la determinazione della velocità delle onde di taglio. In considerazione di quest'ultimo punto risulta evidente il loro utilizzo pratico ai fini del calcolo del parametro  $V_{S30}$ .

### 3. MISURAZIONE DEL RUMORE SISMICO AMBIENTALE

#### 3.1 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Le registrazioni del rumore sismico ambientale sono state effettuate tramite tromografo digitale *Tromino* della Micromed S.p.A., il quale permette sia l'acquisizione digitale in alta risoluzione in modo passivo e non intrusivo sia il pre-processing dei dati. È costituito da tre velocimetri elettrodinamici ortogonali (N-S, E-W e in senso verticale) con autobloccaggio in fase di non acquisizione e da un GPS interno.

Considerando il suolo come un corpo viscoelastico risulta possibile effettuare la misurazione delle frequenze proprie di oscillazione, riconosciute come funzioni delle proprietà meccaniche dei materiali e della morfologia attorno al sito in esame.

Tramite lo strumento utilizzato per questa indagine, oltre alla registrazione del rumore sismico, è possibile ricavare queste frequenze di risonanza del sottosuolo e anche quelle degli edifici, conoscendo le quali si creano basi utili in fase di progettazione per evitare la produzione di fenomeni di amplificazione sismica dovuti all'accoppiamento tra le due vibrazioni nel caso coincidessero i loro valori in frequenza.

---

**Geologo Mirko Sita**

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa  
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174  
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

---

Ciò produrrebbe un notevole aumento della sollecitazione sulle strutture in caso di evento sismico.

Le principali note tecniche di questo tromografo digitale presentate dalla ditta costruttrice sono di seguito esposte:

PRINCIPALI NOTE TECNICHE	
<b>Alimentazione</b>	2 batterie alcaline x 1.5 VDC AA
<b>Voltaggio interno</b>	+3.3 V, +3.6 V per la sezione analogica
<b>Consumi</b>	75 mW (GPS disattivato), 450 mW (GPS attivo)
<b>Durata delle batterie</b>	80 h di misura continua con GPS disattivato
<b>Numero di canali</b>	3+1 analogici
<b>Amplificatori</b>	tutti canali con input differenziali
<b>Rumore</b>	< 0.5 $\mu$ V r.m.s. @128 Hz sampling
<b>Impedenza dell'input</b>	10 <sup>6</sup> Ohm
<b>Range di frequenze</b>	DC - 360 Hz
<b>Frequenza di campionamento</b>	16384 Hz per canale
<b>Frequenze di sovracampionamento</b>	32x, 64x, 128x
<b>Conversione A/D</b>	equivalente a 24 bit
<b>Massimo input analogico</b>	51.2 mV (781 nV/digit)
<b>Display grafico</b>	grafico, 128 x 64 pixel, retroilluminato
<b>Tastiera</b>	4 tasti a membrana
<b>Orologio</b>	interno, permanente con datario e allarme, può essere visualizzato anche durante l'acquisizione
<b>GPS</b>	12 canali con time-marker (precisione 1 $\mu$ s), può essere visualizzato anche durante l'acquisizione
<b>Livella</b>	a bolla d'aria, elevata precisione orizzontale, sensibilità 5' d'arco (0.083°)
<b>Connessioni</b>	porta USB, tipo B
<b>Registrazione dati</b>	memoria interna, standard 512 Mb, opzionale fino a 2 Gb
<b>Dimensione e peso</b>	10 x 14 x 7.7 (altezza) cm 1.1 kg contenitore di alluminio
<b>Accoppiamento col terreno</b>	su punte e cuscinetto reologico
<b>Condizioni operative</b>	temperatura - 10 / +70°C umidità 0-90% senza condensa
<b>Impermeabilità</b>	indice di protezione IP = 65 (resistente alla polvere, resistente agli spruzzi)
<b>Sensori</b>	3 velocimetri elettodinamici ortogonali ad alta risoluzione autobloccaggio quando non in acquisizione

**Tabella 1:** Principali note tecniche dello strumento di acquisizione.

**Geologo Mirko Sita**

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa

Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174

C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201



L'elaborazione dei dati prevede i seguenti passaggi ed è stata effettuata tramite software *Grilla*, in dotazione allo strumento, con cui è possibile effettuare analisi spettrali e analisi HVSR (in funzione del tempo ed in funzione della direzione):

1. suddivisione della registrazione del rumore sismico nelle sue tre componenti in intervalli della durata di qualche decina di secondi ciascuno;
2. analisi spettrale del segnale nelle tre componenti;
3. correzione da andamenti anomali (*detrend*);
4. riduzione della dispersione del segnale (*tapering*);
5. calcolo della FFT (*Fast Fourier Transform*) e analisi spettrale PSD (*Power Spectral Density*);
6. lisciamiento;
7. media degli HVSR calcolati sulla varie finestre.

### 3.2 ACQUISIZIONE DATI

Al fine di tarare al meglio gli spessori e le velocità sismiche degli strati la registrazione è stata eseguita in prossimità del sondaggio a carotaggio continuo effettuato nell'area in esame.

Le misure sono state effettuate su terreno soffice argilloso ad erba corta. Le condizioni meteo durante la registrazione sono state buone. Il vento è stato di debole entità e dunque tale da non creare disturbo ai dati.

Lo scrivente ritiene che non ci siano state altre condizioni sfavorevoli atte a produrre vibrazioni aggiuntive a quelle di interesse.

---

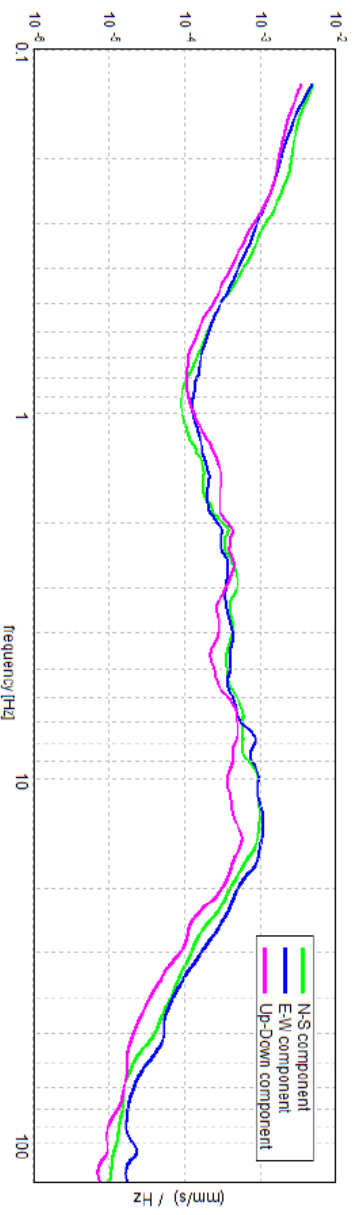
**Geologo Mirko Sita**

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa  
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174  
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

---

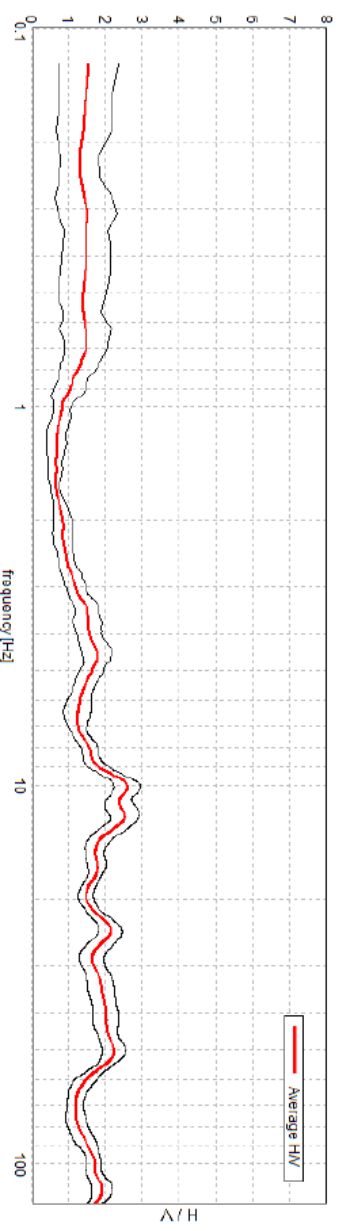
### 3.3 INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

Il grafico 1, indicante gli spettri delle tre componenti ortogonali tra loro, non mostra particolari andamenti imputabili a fonti di rumore antropico. Anche l'accoppiamento dello strumento con il terreno risulta di buona qualità, dal momento che nessuna delle tre curve tende ad avere un andamento completamente discordante da quello delle altre due. Pertanto i picchi principali e secondari presenti nel grafico 2, indicante il diagramma HVSR, sono da considerare naturali.



**Grafico 1:** Spettri delle tre componenti ortogonali rilevate nella registrazione R1.

Il grafico 2 mostra un picco principale a circa 10 Hz riconosciuto come il contatto tra i materiali fini superficiali e le ghiaie rinvenuto alla profondità di 7.1 m nel carotaggio continuo. Tale picco è stato sfruttato per ancorare il diagramma H/V ai dati stratigrafici ricavando così le velocità sismiche all'interno dei materiali.



**Grafico 2:** Diagramma HVSR indicante lo spettro del moto del suolo rilevato nella registrazione R1.

**Geologo Mirko Sita**

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa  
 Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174  
 C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

Le velocità estratte per gli spessori dei materiali nel punto di registrazione R1 vengono di seguito esposte.

	Profondità (m)	$V_s$ (m/sec)
Strato sismico 1	0.0 – 0.7	160
Strato sismico 2	0.7 – 7.1	240
Strato sismico 3	7.1 – 9.2	400
Strato sismico 4	9.2 – 11.8	240
Strato sismico 5	11.8 – 14.8	400
Strato sismico 6	14.8 – 84.8	240
Strato sismico 7	84.8 – 434.8	530
Strato sismico 8	da 434.8	800

**Geologo Mirko Sita**

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa  
 Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174  
 C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

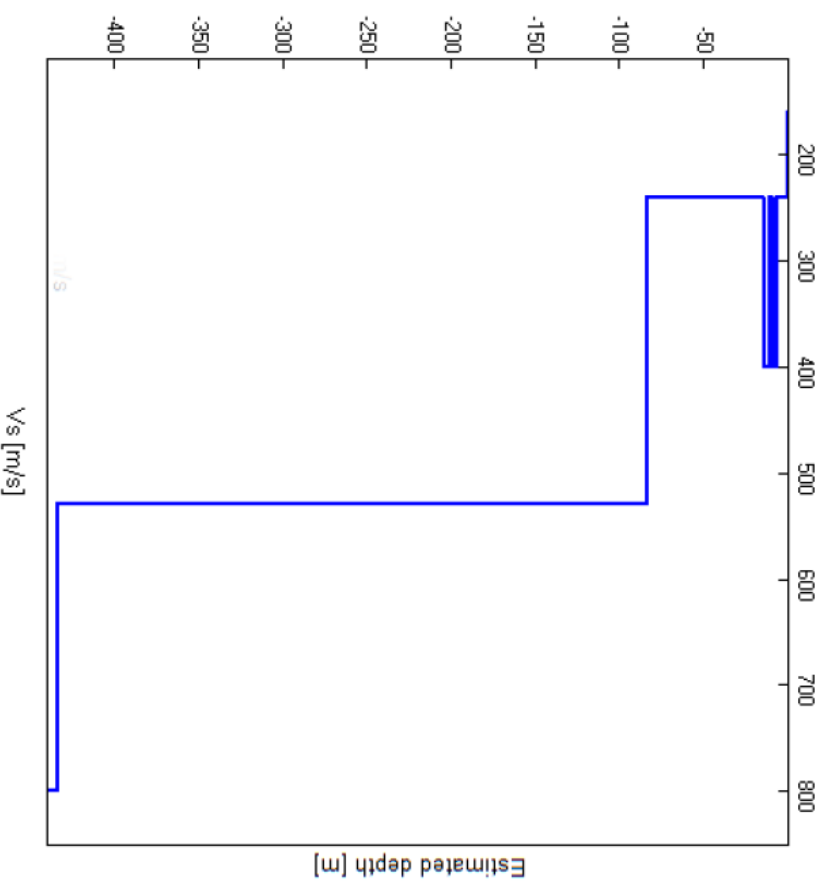
### 3.3.1 Indicazione del substrato sismico

Il *substrato sismico* viene definito come lo strato sismico in cui  $V_s$  risulta maggiore o uguale ad 800 m/s.

Il software di elaborazione dei dati registrati con il tromografo digitale Tromino comprende un codice che simula le onde di superficie (Rayleigh e Love). Ciò permette di creare una curva HV sintetica e conseguentemente stimare l'andamento della velocità nella verticale di indagine.

Ovviamente questo approccio può essere basato solo su una buona conoscenza della stratigrafia, per lo meno superficiale, ed in particolare sulla profondità di almeno un riflettore sismico utile ad ancorare le frequenze della curva HVSR.

Nel caso in esame si è ottenuto il seguente profilo di velocità:



Il risultato mostra la presenza del substrato sismico alla profondità di circa 430 metri.

---

**Geologo Mirko Sita**

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa  
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174  
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

---

### 3.4 VALUTAZIONE DEL PARAMETRO $V_{s30}$ E DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DEL

#### SUOLO DI FONDAZIONE

Sulla base dei risultati ricavati nel paragrafo 3.3, ed in accordo con l'attuale normativa, viene calcolato il valore del parametro  $V_{s30}$  tramite la formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{si}}}$$

Da cui, rispetto al piano campagna, si ottiene:

$$V_{s30} (0.0 \div 30.0) = 254 \text{ m/sec}$$

Considerando invece varie possibili profondità dell'intervento che verrà effettuato nell'area in esame, si ricava:

$$V_{s30} (1.0 \div 31.0) = 258 \text{ m/sec}$$

$$V_{s30} (2.0 \div 32.0) = 258 \text{ m/sec}$$

$$V_{s30} (3.0 \div 33.0) = 258 \text{ m/sec}$$

$$V_{s30} (4.0 \div 34.0) = 258 \text{ m/sec}$$

Per le velocità sopra elencate, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, viene associata una categoria di suolo di fondazione di tipo C definita:

C - *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 metri, 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 fina).

**Geologo Mirko Sita**

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa  
 Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174  
 C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

#### 4. CONCLUSIONI

I risultati della registrazione dei microtremori vengono sinteticamente esposti di seguito:

1. Il sito in esame mostra un picco principale a circa 10 Hz riconosciuto come il contatto tra i materiali fini superficiali e le ghiaie rinvenuto alla profondità di 7.1 m nel carotaggio continuo;

2. Rispetto al piano campagna si ottiene:

$$V_{S30} (0.0\div30.0) = 254 \text{ m/sec}$$

Considerando invece varie possibili profondità dell'intervento che verrà effettuato nell'area in esame, si ricava:

$$V_{S30} (1.0\div31.0) = 258 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (2.0\div32.0) = 258 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (3.0\div33.0) = 258 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (4.0\div34.0) = 258 \text{ m/sec}$$

3. La categoria del suolo di fondazione per le velocità sopra elencate è pertanto di tipo C.

Lo scrivente resta a disposizione per qualsiasi ulteriore chiarimento o caso dubbio.

Zola Predosa, 21 Luglio 2011

Geologo Mirko Sita



**Geologo Mirko Sita**

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa  
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174  
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

## **Analisi di laboratorio**



**RIEPILOGO CERTIFICATI DI PROVA**DATA DI EMISSIONE: **14/06/2017**COMMESSA N°: **17/079**VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: **17/0231** **CSP**DATA ACCETTAZIONE: **11/05/2017**

RICHIEDENTE: Dott. Geol. Graziano GRIMANDI - Amministratore GEO-PROBE srl

CONSEGNA TARIFFARIO: Dott. Geol. Graziano GRIMANDI

COMMITTENTE: GEO-PROBE SRL

LOCALITA': CASALECCHIO DI RENO (BO)

CANTIERE: VIA COPPI

SONDAGGIO: S1 CAMPIONE: 1

PROFONDITA' (m): 1.20-1.55 CONTENITORE /PRESTAZIONE: Fustella acciaio

PRELIEVO/PROVA ESEGUITO DA: GEO-PROBE SRL

DATA ESECUZIONE PROVE FS o PRELIEVO CAMPIONE:

OSSERVAZIONI:

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

CODICE PROVA	DESCRIZIONE SINTETICA	Q.tà	NORME DI RIFERIMENTO	CERTIFICATO DI PROVA
DSC01a	Estrazione, descrizione geotecnica di campioni da fustelle e rappresentazione fotografica	1	ASTM D 2488-84	CSP 17/0231-01
GRT08b	Analisi granulometrica per vagliatura - 3 vagli - terre < 4 mm	1	ASTM D 422	CSP 17/0231-02
LIM03	Determinazione del Limite Liquido (multipoint-Method A) e del Limite Plastico	1	ASTM D 4318	CSP 17/0231-03
TDR01a	Prova di taglio diretto, Consolidata Drenata (C.D.), eseguita su tre provini	1	ASTM D 3080	CSP 17/0231-04

per SINERGEA srl



**CERTIFICATO n° : CSP\_17/0231-01****COMMESSA : 17/079                      VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 17/0231\_CSP****RICHIEDENTE :**                      Dott. Geol. Graziano GRIMANDI**CONSEGNA TARIO :**                      Dott. Geol. Graziano GRIMANDI - Amministratore GEO-PROBE srl**COMMITTENTE :**                      GEO-PROBE srl**LOCALITA' :**                      CASALECCHIO DI RENO**CANTIERE :**                      VIA COPPI**DATA DI ACCETTAZIONE :**                      11/05/17                      **DATA DI EMISSIONE :**                      14/06/17**DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :**                      fustella acciaio**Sondaggio : S1                      Campione : 1                      Profondità : 1.20 - 1.55                      m****DATA PRELIEVO :**                      -**PRELIEVO EFFETTUATO :**                      GEO-PROBE srl**DATI FORNITI da :**                      Comittenza**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:	26/05/2017		
DATA TERMINE PROVA:	26/05/2017		

TIMBRO BLU SULL' ORIGINALE

SPERIMENTATORE  
Dott. Enrico BERTOCCHIIl Direttore di Laboratorio  
Dott. Geol. Dario GRUNDLER

14/06/2017

- ASTM D2488

$$\therefore L = 28 \text{ cm}; \phi = 8,4 \text{ cm}$$

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)  
               **L** =    perpendicolare all'asse del campione    =    parallelo all'asse del campione

**LEGENDA:** CNW = contenuto in acqua  
MVT = massa volumica

Il significato degli altri codici, è riportato sulla prima pagina dei certificati di prova

## SPERIMENTATORE

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



CERTIFICATO n°

CSP\_17/0231-01

DATA EMISSIONE:

14/06/2017

Pagina 3 di 3

## RAPPRESENTAZIONE FOTOGRAFICA DEL CAMPIONE

SONDAGGIO n° : S1      CAMPIONE: 1      PROFONDITA': 1.20 - 1.55 m



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

DIRETTORE DI LABORATORIO



SPERIMENTATORE

## CERTIFICATO n° : CSP\_17/0231-02

COMMESSA : 17/079 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 17/0231\_CSP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. Graziano GRIMANDI

CONSEGnatARIO : Dott. Geol. Graziano GRIMANDI - Amministratore GEO-PROBE srl

COMMITTENTE : GEO-PROBE srl

LOCALITA' : CASALECCHIO DI RENO

CANTIERE : VIA COPPI

DATA DI ACCETTAZIONE : 11/05/17 DATA DI EMISSIONE : 14/06/17

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : fustella acciaio

Sondaggio : S1 Campione : 1 Profondità : 1.20 - 1.55 m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : GEO-PROBE srl

DATI FORNITI da : Comittenza

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	ASTM D 422

DATA INIZIO PROVA: 06/06/2017 DATA TERMINE PROVA: 09/06/2017

Massa provino: 228.2 g  
 RISULTATI DELLA PROVA  
 Profondità provino : 1.45-1.55 m

VAGLI	APERTURA (mm)	PASSANTE (%)	TRATTENUTO (%)
10	2.00	99.88	0.12
40	0.42	98.99	0.89
200	0.075	93.38	5.60

TIMBRO BLU SULL' ORIGINALE

SPERIMENTATORE

Dott. Enrico BERTOCCHI

Il Direttore di Laboratorio  
Dott. Geol. Dario GRUNDLER





Autorizzato ad effettuare e certificare prove sulle terre con decreto n° 10323 del 29/10/2012 (settore A Circ. 08/09/2010 n° 7618/STC)  
40057 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

## CERTIFICATO n° : CSP\_17/0231-03

COMMESSA : 17/079 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 17/0231\_CSP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. Graziano GRIMANDI

CONSEGNA TARIO : Dott. Geol. Graziano GRIMANDI - Amministratore GEO-PROBE srl

COMMITTENTE : GEO-PROBE srl

LOCALITA' : CASALECCHIO DI RENO

CANTIERE : VIA COPPI

DATA DI ACCETTAZIONE : 11/05/17 DATA DI EMISSIONE : 14/06/17

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : fustella acciaio

Sondaggio : S1 Campione : 1 Profondità : 1.20 - 1.55 m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : GEO-PROBE srl

DATI FORNITI da : Comittenza

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	ASTM D 4318

DATA INIZIO PROVA: 13/06/17

DATA TERMINE PROVA: 14/06/17

TIMBRO BLU SULL' ORIGINALE

SPERIMENTATORE

Dott. Enrico BERTOCCHI

Il Direttore di Laboratorio

Dott. Geol. Dario GRUNDLER



Cap. soc. € 10.000 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

CERTIFICATO n°

CSP\_17/0231-03

DATA EMISSIONE:

14/06/2017

Pagina 2 di 2

DETERMINAZIONE DEI LIMITI DI CONSISTENZA

- ASTM D4318 - Metodo A

SONDAGGIO : S1

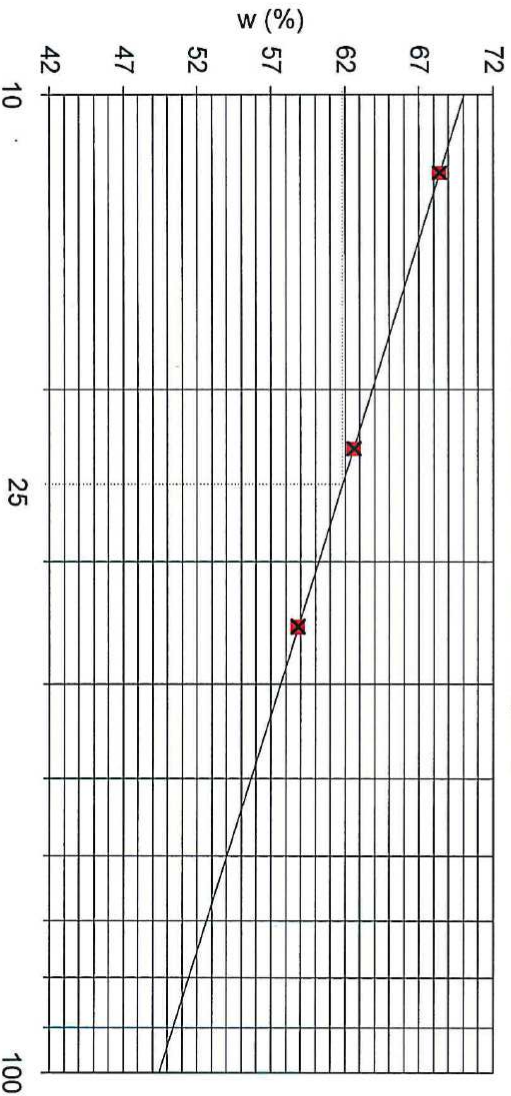
CAMPIONE: 1

PROFONDITA':

1.20 ÷ 1.55 m

Profondità provino	m	1.45-1.55			
Determinazione	n°	1	2	3	4
Massa tara	g	31.9441	51.0363	43.4296	-
Numero colpi	-	12	35	23	-
Massa provino umido + tara	g	56.7140	88.5545	62.8425	-
Massa provino secco + tara	g	46.6523	74.6583	55.3680	-
Contenuto in acqua	%	68.4	58.8	62.6	-
<b>Limite Liquido <math>w_L</math></b>	<b>%</b>	<b>62</b>			

DIAGRAMMA DEL LIMITE LIQUIDO



NUMERO DI COLPI

Determinazione	n°	1	2	3	4
Massa tara	g	13.9188	13.3664	-	-
Massa provino umido + tara	g	16.8413	16.0717	-	-
Massa provino secco + tara	g	16.2211	15.5069	-	-
Contenuto in acqua	%	26.9	26.4	-	-
<b>Limite Plastico <math>w_P</math></b>	<b>%</b>	<b>27</b>			

Indice di Plasticità ( $w_L - w_P$ )

$I_p$

35

DIRETTORE DI LABORATORIO



Sperimentatore

Autorizzato ad effettuare e certificare prove sulle terre con decreto n° 10323 del 29/10/2012 (settorio A Circo. 08/09/2010 n° 7618/STC)  
40057 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quanto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

**CERTIFICATO n° :****CSP\_17/0231-04****COMMESSA :** 17/079**VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :****17/0231\_CSP****RICHIEDENTE :** Dott. Geol. Graziano GRIMANDI**CONSEGNETARIO :** Dott. Geol. Graziano GRIMANDI - Amministratore GEO-PROBE srl**COMMITTENTE :** GEO-PROBE srl**LOCALITA' :** CASALECCHIO DI RENO**CANTIERE :** VIA COPPI**DATA DI ACCETTAZIONE :** 11/05/17**DATA DI EMISSIONE :** 14/06/17**DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :** fustella acciaio

<b>Sondaggio :</b>	S1	<b>Campione :</b>	1	<b>Profondità :</b>	1.20 - 1.55	m
--------------------	----	-------------------	---	---------------------	-------------	---

**DATA PRELIEVO :** -**PRELIEVO EFFETTUATO :** GEO-PROBE srl**DATI FORNITI da :** Comittenza**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:** 26/05/17**DATA TERMINE PROVA:** 30/05/17

TIMBRO BLU SULL' ORIGINALE

SPERIMENTATORE  
Dott. Enrico BERTOCCHIIl Direttore del Laboratorio  
Dott. Geol. Dario GRUNDLER



CERTIFICATO n°

CSP\_17/0231-04

DATA EMISSIONE:

14/06/2017

Pagina 2 di 4

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D.

ASTM D3080

SONDAGGIO : S1

CAMPIONE : 1

PROFONDITA':

1.20 + 1.55 m

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

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)	152-1.55	1.45-1.49	1.49-1.52	-	= ricostruito come indicato in "Osservazioni"
h <sub>0</sub> (mm)	20.00	20.00	20.00	-	= profondità del provino
w <sub>l</sub> (%)	23.78	23.06	23.60	-	= altezza iniziale provino
Rifer. Certificato					= contenuto in acqua iniziale
γ (Mg/m <sup>3</sup> )	1.862	1.837	1.866	-	= contenuto in acqua a fine prova
Rifer. Certificato					
γ <sub>d</sub> (Mg/m <sup>3</sup> )	1.504	1.493	1.510	-	γ = massa volumica totale
G <sub>s</sub> (-) assunto	2.750	2.750	2.750	-	γ <sub>d</sub> = massa volumica provino secco
Rifer. Certificato					γ <sub>s</sub> = massa volumica della parte solida
γ <sub>s</sub> (Mg/m <sup>3</sup> )	2.745	2.745	2.745	-	γ <sub>w</sub> = massa volumica dell'acqua alla temperatura T°
T (°C)	20	20	20	-	G <sub>s</sub> = peso specifico dei grani
γ <sub>w</sub> (Mg/m <sup>3</sup> )	0.99823	0.99823	0.99823	-	T = temperatura dell'acqua
e (-)	0.825	0.839	0.819	-	e = indice dei vuoti
n (%)	45.21	45.62	45.01	-	n = porosità
S (%)	79.08	75.47	79.13	-	S = grado di saturazione
σ <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	100.0	196.1	392.3	-	σ <sub>v</sub> = pressione verticale
T <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	50.4	86.7	157.7	-	T <sub>max</sub> = massima tensione di taglio misurata
D <sub>o</sub> T <sub>max</sub> (mm)	0.73	1.08	2.06	-	D <sub>o</sub> T <sub>max</sub> = deformazione orizzontale cumulativa
h <sub>dc</sub> (mm)	19.69	19.55	19.06	-	γ <sub>p</sub> = velocità avanzamento apparecchiatura - picco
t <sub>50</sub> (min)			1.7	-	γ <sub>r</sub> = velocità avanzamento apparecchiatura - residuo
t <sub>r</sub> stim. (min)			85	-	h <sub>dc</sub> = altezza provino a fine consolidazione
V <sub>p</sub> (mm/min)	0.005	0.005	0.005	-	t <sub>r</sub> stim = tempo di rottura stimato
t <sub>r</sub> eff. (min)	146	216	412	-	t <sub>r</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>r</sub> (%)	25.59	23.28	24.00	-	
Rifer. Certificato					

DIRETTORE DI LABORATORIO



SPERIMENTATORE



CERTIFICATO n°

CSP\_17/0231-04

DATA EMISSIONE:

14/06/2017

Pagina 3 di 4

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D.

ASTM D3080

SONDAGGIO : S1

CAMPIONE : 1

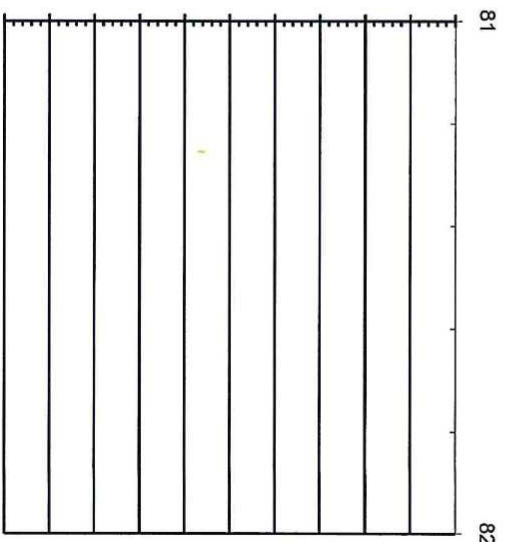
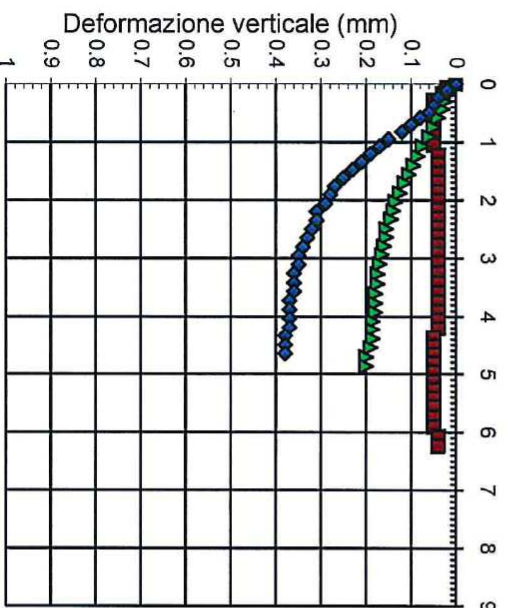
PROFONDITA':

1.20

÷ 1.55 m

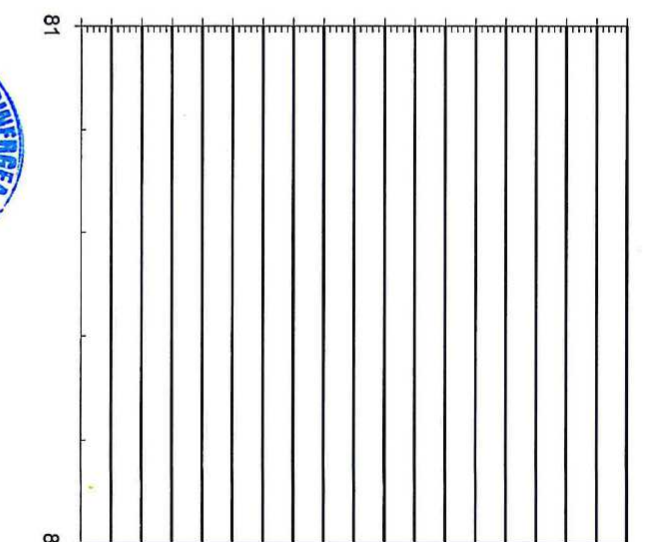
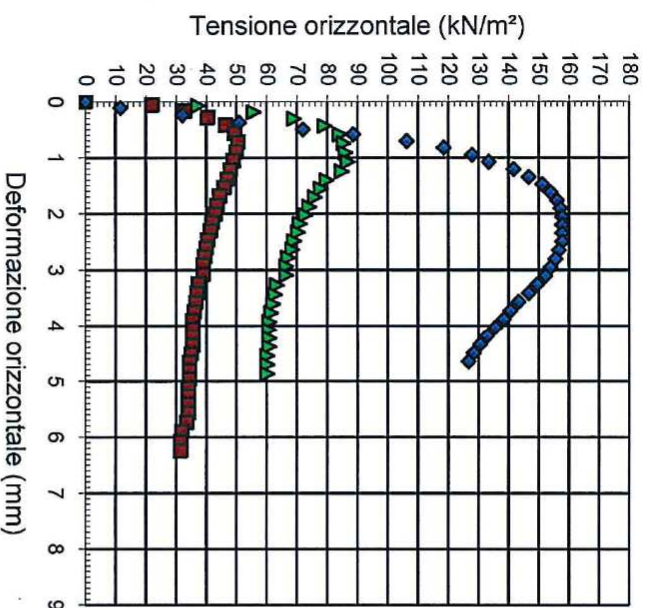
PICCO

RESIDUO



■ provino 1 ▲ provino 2 ◆ provino 3

□ provino 1 ▲ provino 2 ◆ provino 3



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

DIRETTORE DI LABORATORIO



SPERIMENTATORE

CERTIFICATO n°

CSP\_17/0231-04

DATA EMISSIONE:

14/06/2017

Pagina 4 di 4

## PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D.

ASTM D3080

SONDAGGIO :

S1

CAMPIONE :

1

PROFONDITA' :

1.20

÷

1.55 m

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

RELATIVI ALL'INTERVALLO DI PRESSIONE  
PROVINO n. 3 PROFONDITA'da 196 kPa a 392 kPa  
da 1.49 m a 1.52 m

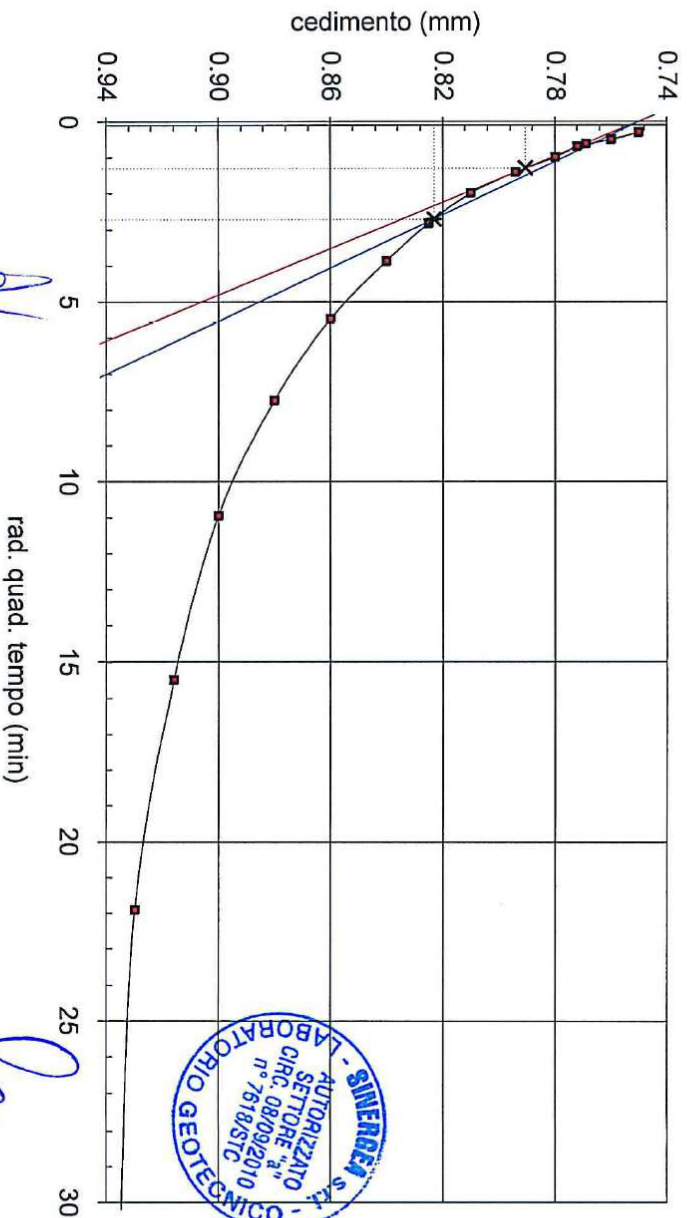
## VALORI MISURATI

Tempo (min)	Cedim. (mm)	Tempo (min)	Cedim. (mm)
0.1	0.750	960	0.935
0.25	0.760	1440	0.937
0.4	0.769	1800	-
0.5	0.772	2880	-
1	0.780	3600	-
2	0.794	5760	-
4	0.810		
8	0.825		
15	0.840		
30	0.860		
60	0.880		
120	0.900		
240	0.916		
480	0.930		

## VALORI CALCOLATI

$t_{90}$	(min) =	7.29
$d_{90}$	(mm) =	0.82
$t_{50}$	(min) =	1.69
$d_{50}$	(mm) =	0.79
Tempo per il raggiungimento della rottura		
$t_r$	(min) =	85
$c_v$	(m <sup>2</sup> /sec) =	1.789E-07
$m_v$	(m <sup>2</sup> /kN) =	1.260E-04
$k_v$	(m/sec) =	2.204E-10

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



DIRETTORE DI LABORATORIO

SPERIMENTATORE

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

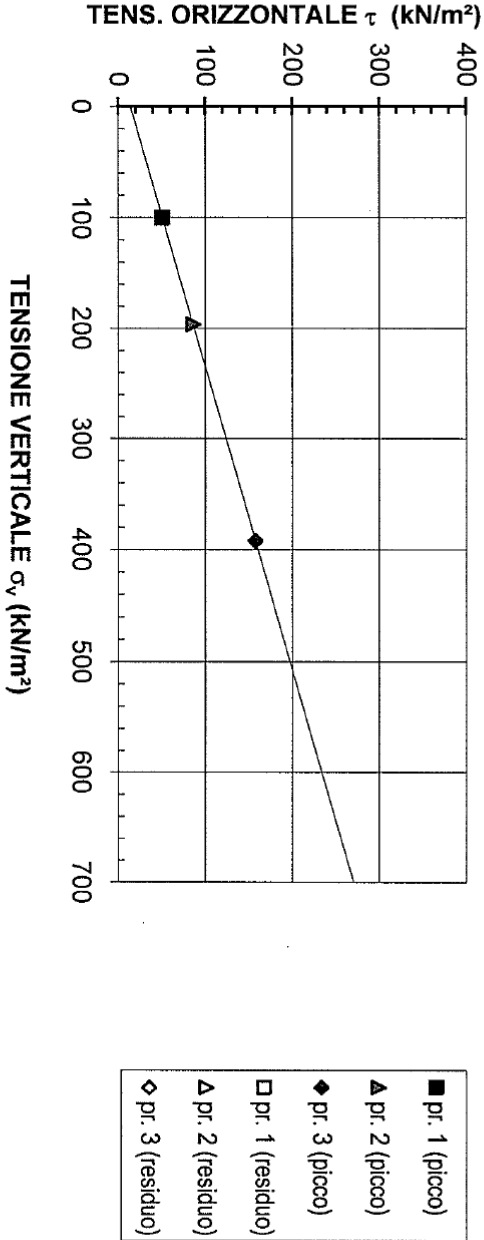
COMMITTENTE : GEO-PROBE srl

Pagina 1 di 1

LOCALITA' : CASALECCHIO DI RENO

CANTIERE : VIA COPPI

SONDAGGIO : S1      CAMPIONE : 1      PROFONDITA': 1.20 ÷ 1.55 m



Risultati della regressione lineare			
Valori di picco		Valori residui	
Intercetta sull' asse y	= 14.23 kN/m <sup>2</sup>	= -	= - kN/m <sup>2</sup>
inclinazione retta	= 20.12 ° 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:

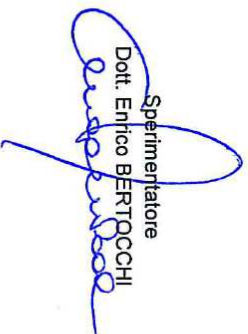
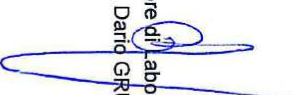
**RAPPORTO DI PROVA n° : RSP\_17/0160-01****COMMESSA : 17/079                      VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 17/0160\_SP****RICHIEDENTE :**     Dott. Geol. Graziano GRIMANDI - Amministratore GEO-PROBE srl**CONSEGNA TARIO :** Dott. Geol. Graziano GRIMANDI**COMMITTENTE :**    GEO-PROBE srl**LOCALITA' :**        CASALECCHIO DI RENO (BO)**CANTIERE :**        VIA COPPI**DATA DI ACCETTAZIONE :**    11/05/17                      **DATA DI EMISSIONE :**    30/06/2017**DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE :**            Fustella acciaio

<b>Sondaggio : S1</b>	<b>Campione : 1</b>	<b>Profondità : 1.20</b>	<b>- 1.55</b>	<b>m</b>
-----------------------	---------------------	--------------------------	---------------	----------

**DATA PRELIEVO :**            -**PRELIEVO EFFETTUATO :** da Committenza**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

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

  
Sperimentatore  
Dott. Enrico BERTOCCHI  
Il Direttore di Laboratorio  
Dott. Geol. Dario GRUNDLER



RAPPORTO DI PROVA n° RSP\_17/0160-01 DATA EMISSIONE: 30/06/17

Pagina 2 di 2

CLASSIFICAZIONE DI UNA TERRA

ASTM D 2487

SONDAGGIO : S1 CAMPIONE: 1 PROFONDITA': 1.20 ÷ 1.55 m

## CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE

(ASTM D 422)

profondità	1.45 ÷ 1.55	m
Rif. Certificato di Prova:	CSP_17/0231-02	
% in peso < 2.00 mm	=	99.88
% in peso < 0.42 mm	=	98.99
% in peso < 0.075 mm	=	93.38
% in peso < 0.002 mm	=	-

## CONTENUTO IN ACQUA

(ASTM D 2216)

profondità	1.49 ÷ 1.52	m
Rif. Certificato di Prova:	CSP_17/0231-04	
w	=	23.60 %

## LIMITI DI CONSISTENZA

(ASTM D 4318)

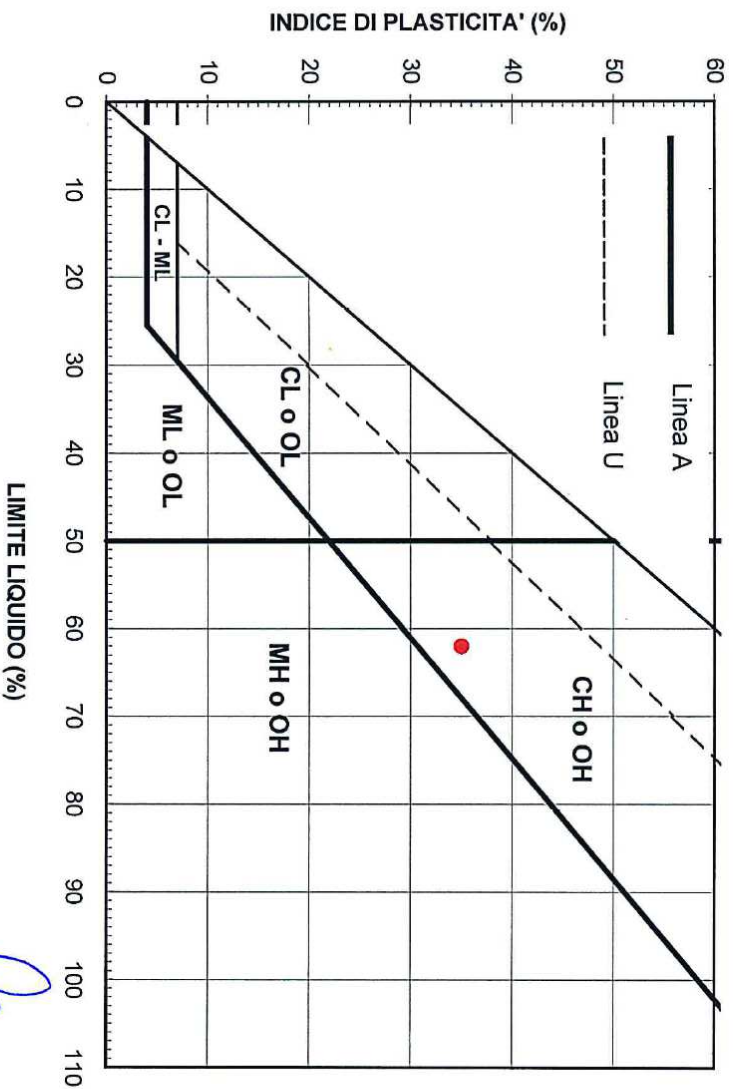
profondità	1.45 ÷ 1.55	m
Rif. Certificato di Prova:	CSP_17/0231-03	
Limite Liquido	LL (%) =	62
Limite Plastico	LP (%) =	27
Indice Plastico	IP (%) =	35
Indice di Liquidità	IL =	-0.10
Indice di Consistenza	IC =	1.10
Attività	A =	-

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

CH o OH

$Cu = D_{60}/D_{10}$	=	-
$Cc = (D_{30})^2/(D_{10} \times D_{60})$	=	-
Cu = coefficiente di uniformità		
Cc = coefficiente di curvatura		

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

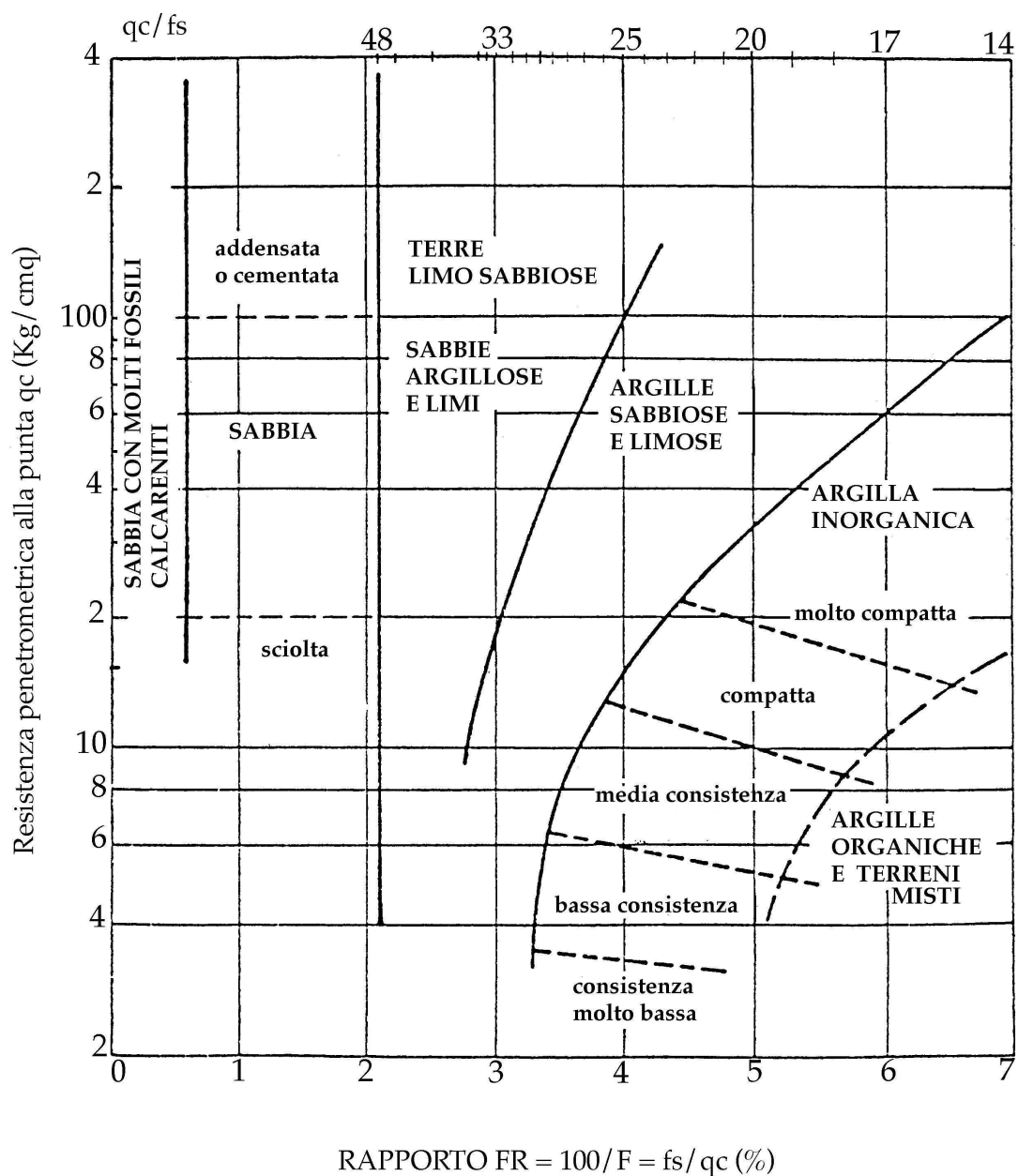


Sperimentatore

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

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

(Schmertmann, 1978)





Planning srl  
via Antonio De Curtis - Casalecchio di Reno (BO)  
CPT 10

17060010

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m <sup>3</sup>	Gamma kg/m <sup>3</sup>	Stima γ <sub>s</sub> kg/cm <sup>2</sup>	CU kg/cm <sup>2</sup>	FI	DR	M <sub>v</sub> cm <sup>2</sup> /Kg	K <sub>o</sub> r <sub>1</sub> z	Perm cm/sec
0.20		Argilla arenaria/t.	1887	1887	0.038	0.350	0	0	0.020408	1.4000	1.24e-010
0.40		Argilla compatto	1922	1922	0.076	0.900	0	0	0.021368	1.8000	7.72e-005
		Argilla limosa	1946	1946	0.232	1.700	0	0	0.005882	3.4000	2.80e-004
1.20		Argilla sabbiosa e limosa	1955	1955	0.349	2.167	0	0	0.004615	2.8899	7.94e-004
1.80		Argilla molto compatto	1945	1945	0.544	1.660	0	0	0.006024	3.3200	1.55e-004
2.80		Sabbia argillosa e Argilla limosa	1850	1850	0.581	0.000	35	47	0.012195	2.7333	4.37e-003
3.00		Argilla compatto	1944	1944	0.620	1.600	0	0	0.006250	3.2000	4.68e-004
3.20		Sabbia	1850	1850	0.657	0.000	34	45	0.015873	2.1000	3.24e-002
3.40		Sabbia	1850	1850	0.694	0.000	36	61	0.009804	3.4000	5.37e-002
4.00		Argilla compatto	1932	1932	0.771	1.150	0	0	0.012077	2.3000	4.80e-004
4.40		Argilla limosa	1945	1945	0.849	1.625	0	0	0.006154	3.2500	1.76e-003
5.20		Argilla compatto	1933	1933	1.003	1.200	0	0	0.010965	2.4000	3.35e-004
5.40		Argilla limosa	1942	1942	1.042	1.500	0	0	0.006667	3.0000	1.56e-003
6.20		Limo argilloso	1937	1937	1.197	1.313	0	0	0.007619	2.6250	1.16e-003
6.40		Sabbia	1942	1942	1.236	1.500	0	0	0.011111	2.0000	1.17e-002
6.80		Limo argilloso	1850	1850	1.310	0.000	31	34	0.015152	2.2000	3.79e-002
7.20		Limo argilloso	1947	1947	1.388	1.750	0	0	0.009524	2.3333	9.73e-003
7.40		Argilla limosa	1939	1939	1.427	1.400	0	0	0.007143	2.8000	2.28e-003
7.60		Sabbia	1850	1850	1.464	0.000	32	37	0.013072	2.5500	4.89e-002
7.80		Argilla limosa	1939	1939	1.502	1.400	0	0	0.007143	2.8000	2.28e-003
8.20		Sabbia	1850	1850	1.576	0.000	31	30	0.015904	2.1500	3.51e-002
8.60		Sabbia	1850	1850	1.650	0.000	32	44	0.010025	3.3250	5.92e-002
9.40		Sabbia	1850	1850	1.798	0.000	32	48	0.008502	3.8750	5.60e-002
10.00		Sabbia	1850	1850	1.909	0.000	31	34	0.012195	2.7333	4.24e-002
10.40		Sabbia argillosa e limosa	1850	1850	1.983	0.000	30	26	0.011364	2.9333	2.29e-002
10.60		Argilla limosa	1940	1940	2.022	1.450	0	0	0.006897	2.9000	1.81e-003
11.80		Sabbia argillosa e	1850	1850	2.244	0.000	31	43	0.008502	3.8750	6.37e-002
12.00		Sabbia argillosa e	1850	1850	2.281	0.000	29	23	0.011364	2.9333	1.06e-002

Planring srl  
via Antonio De Curtis - Casalecchio di Reno (BO)  
CPT 12 170E0012

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m <sup>3</sup>	Gamma* kg/m <sup>3</sup>	Si.cena* kg/cm <sup>2</sup>	V <sup>CU</sup> kg/cm <sup>2</sup>	FI °	DR %	M <sub>v</sub> cm <sup>2</sup> /kg	K <sub>o</sub> r12 kg/cm <sup>3</sup>	Perm cm/sec
0.20		Argilla arenacea/t.	1892	1892	0.038	0.400	0	0	0.019231	1.6000	9.60e-006
0.40		Sabbia	1850	1850	0.075	0.000	44	78	0.020202	1.6500	4.95e-002
0.60		Ghiaia	1850	1850	0.112	0.000	45100	0	0.0046411	2.0000	3.75e-001
0.80		Ghiaia	1850	1850	0.149	0.000	45100	0	0.003346	5.3500	2.51e-001
1.20		Argilla molto compatta	1934	1934	0.226	1.225	0	0	0.010466	2.4500	4.07e-005
1.40		Argilla compatta	1906	1906	0.265	0.750	0	0	0.033333	1.5000	5.57e-005
1.80		Argilla compatta	1931	1931	0.342	1.125	0	0	0.012698	2.2500	6.60e-004
2.00		Argilla limosa	1947	1947	0.380	1.750	0	0	0.005714	3.5000	2.99e-004
2.40		Argilla sabbiosa e limosa	1955	1955	0.459	2.175	0	0	0.004598	2.9000	4.80e-004
2.60		Argilla molto limosa	1947	1947	0.498	1.750	0	0	0.005714	3.5000	1.35e-004
2.80		Argilla sabbiosa e limosa	1953	1953	0.537	2.050	0	0	0.004878	2.7333	3.99e-004
3.40		Argilla limosa	1950	1950	0.654	1.957	0	0	0.005357	3.7333	3.22e-004
3.60		Argilla sabbiosa e limosa	1956	1956	0.693	2.200	0	0	0.004545	2.9333	6.70e-005
3.80		Argilla limosa	1946	1946	0.732	1.700	0	0	0.005882	3.4000	3.52e-004
4.60		Argilla limosa	1954	1954	0.888	2.087	0	0	0.004750	2.7833	1.55e-003
4.80		Limo argilloso	1944	1944	0.927	1.600	0	0	0.010417	2.1333	5.30e-003
5.20		Sabbia argillosa e limosa	1850	1850	1.001	0.000	32	35	0.012821	2.6000	6.83e-003
5.80		Sabbia argillosa e limosa	1850	1850	1.112	0.000	32	35	0.012000	2.7778	1.18e-002
6.40		Argilla limosa	1948	1948	1.229	1.800	0	0	0.005556	3.6000	3.36e-003
6.60		Sabbia	1850	1850	1.266	0.000	34	52	0.009132	3.6500	7.71e-002
6.80		Ghiaia	1850	1850	1.303	0.000	35	66	0.009174	5.4500	2.98e-001
7.40		Ghiaia	1850	1850	1.414	0.000	38	81	0.005556	9.0000	3.12e-001
8.00		Sabbia densa o compatta	1900	1900	1.528	0.000	35	67	0.005450	6.1167	2.44e-001
8.40		Ghiaia	1850	1850	1.602	0.000	37	79	0.005525	9.0500	3.44e-001
9.00		Ghiaia	1850	1850	1.713	0.000	39	93	0.00363213	7667	4.15e-001