

# Comune di Casalecchio di Reno

## Città Metropolitana di Bologna

### OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIE IN ATTUAZIONE AL P.U.A. DI RECUPERO E RIQUALIFICAZIONE AMBITO SUB 39.0



COMUNE DI CASALECCHIO DI RENO

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA, STRUTTURALE



Ing. Stefano Neri

PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI

SY.TEC S.r.l

Dott. Ing. Luciano Grulla

PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI

Studio Nocera S.r.l.

Ing. Filippo Borrini

CONSULENTI OPERE A VERDE:

Studio Silva S.r.l.

Consulenza a progettazione ambientale

Dott. Marco Sassatelli

INTERVENTO N°5

GEOLOGIA-GEOTECNICA

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE GEOLOGICA

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	CONTROLLATO	APPROVATO
00	09.2018	EMISSIONE	LG	SR	SN

FILE : CARTOGIO INTERVENTO N5.DWG

SCALA

TAVOLA

PEB.U.R.02



## COMUNE DI CASALECCHIO DI RENO (BO)

STUDIO GEOLOGICO TECNICO DEI TERRENI DEL  
PRIMO SOTTOSUOLO PER LA REALIZZAZIONE DI  
OPERE DI URBANIZZAZIONE OFFERENTI  
L'AMPLIAMENTO DEL CENTRO COMMERCIALE  
"SHOPVILLE GRAN RENO".

Committente:  
– PlannIng S.r.l.



Codice Lavoro: 2017.087/RG

Revisione 0.0      Novembre 2017

# 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. LAVORI IN PROGETTO .....	5
5. INDAGINE GEOGNOSTICA .....	6
6. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI ....	9
7. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	10
8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	11
9. MODELLAZIONE SISMICA .....	13
9.1. Vita nominale .....	13
9.2. Classi d'uso.....	13
9.3. Periodo di riferimento.....	14
9.4. Azione sismica .....	14
9.5. Categoria di sottosuolo .....	15
9.6. Condizioni topografiche .....	16
9.7. Amplificazione stratigrafica.....	17
9.8. Accelerazione massima al sito .....	17
9.9. Coefficiente sismico orizzontale e verticale .....	17
10. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	19
11. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE..	21
12. CONSIDERAZIONI FINALI .....	25

## ALLEGATI:

- certificati penetrometrie statiche con punta meccanica;
- diagrammi penetrometrie statiche con punta meccanica;
- stratigrafie sondaggi a carotaggio continuo;
- indagine sismica;
- classificazione orientativa dei terreni attraversati  
(Robertson, 1990).

\* \* \*

## 1. PREMESSA

A seguito dell'incarico ricevuto dalla PlannIng S.r.l., si trasmette, in conformità con le normative vigenti, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo per la realizzazione di opere di urbanizzazione offerenti l'ampliamento del Centro Commerciale "Shopville Gran Reno".

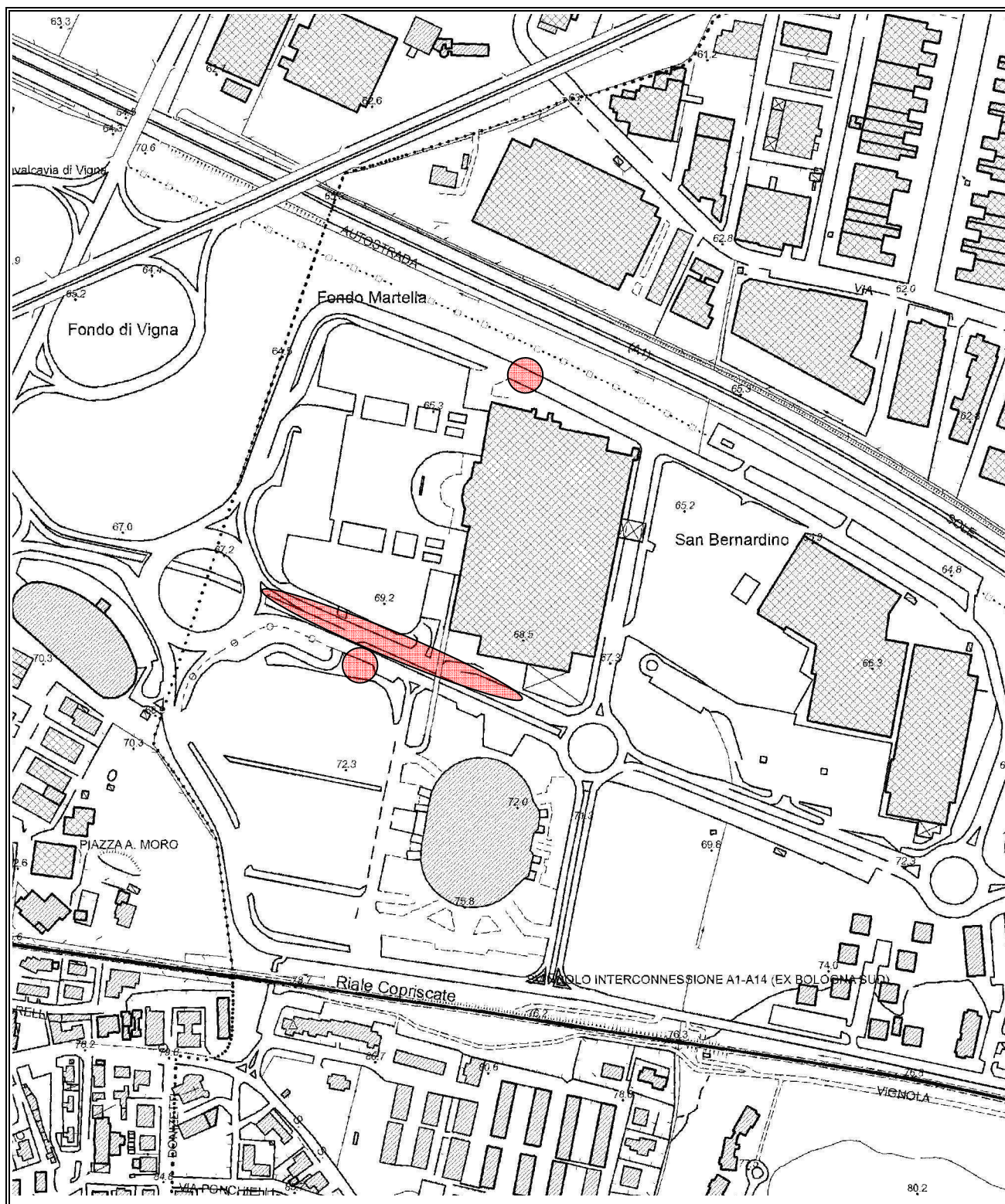
Le aree in esame si ubicano, in Comune di Casalecchio di Reno (BO) (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:5.000; elemento n. 220111 – Zola Predosa).

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



Aree in esame

Scala 1:10.000

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". D.M. 11 Marzo 1988.
- Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Circ. Min. LL. PP. n. 30483, 24 Settembre 1988.
- AGI: raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Giugno 1977.
- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio, Maggio 1990 (edizione provvisoria).
- Eurocodice Ec7 per l'ingegneria geotecnica, Settembre 1988.
- ISRM International Society for Rock Mechanics: Rock characterization testing and monitoring suggested methods - Commission on Testing Methods; 1981.
- "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.

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

Le aree in esame si ubicano ad una quota variabile mediamente da 65,00 m a 69,00 m s.l.m., nella zona compresa tra la fascia collinare pedeappenninica e l'alta Pianura Padana.

Da un punto di vista morfologico ci troviamo in presenza di leggere ondulazioni nella parte meridionale passanti verso Nord a terreni pianeggianti.

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. LAVORI IN PROGETTO

Come evidenziato in precedenza si tratta della realizzazione di opere di urbanizzazione attinenti l'ampliamento del Centro Commerciale "Shopville Gran Reno".

I dettaglio i lavori previsti sono i seguenti:

- a) interrimento del sottopasso stradale esistente ed il risezionamento della carreggiata di via De Curtis;
- b) inserimento di nuova rotatoria su via Marilyn Monroe all'uscita del nuovo parcheggio;
- c) opere infrastrutturali su tutte le strade esistenti compresa la realizzazione di una nuova cabina elettrica prefabbricata.

Di seguito i lavori in progetto verranno trattati separatamente.



## 5. INDAGINE GEOGNOSTICA

Nelle aree interessate dagli interventi, allo scopo di verificare la successione stratigrafica che caratterizza i terreni del primo sottosuolo e valutare le caratteristiche fisico meccaniche degli stessi, è stata eseguita un'indagine geognostica in sito; vengono inoltre utilizzati i dati di una indagine sismica locale eseguita in passato al fine di determinare il parametro Vs30 per poi classificare il suolo di fondazione del sito.

### 5.1. Indagine geognostica in sito

L'indagine geognostica in sito utilizzata, eseguita dalla Geo-Probe S.r.l., è consistita nell'esecuzione di n. 2 penetrometrie statiche con punta meccanica (CPT 2 e 9) della lunghezza di 7,20 m 5,80 m e n. 2 sondaggi con il metodo del carotaggio continuo (C 1/11 e C1/17) che rispetto al p.c. attuale hanno raggiunto profondità di 20,00 m.

I punti di indagine, compatibilmente con l'accessibilità dei luoghi, sono stati posizionati in corrispondenza delle aree oggetto di intervento; l'esatta ubicazione degli stessi viene riportata di seguito nella tavola 2.

Il penetrometro statico utilizzato, montato su autocarro Mercedes Unimog 400L con cella di carico da 200 kN, impiega una punta conica con apertura di 60° e superficie di 10 cm<sup>2</sup> per la misurazione della resistenza alla punta ed un manicotto di frizione (*friction jacket*) della superficie di 150 cm<sup>2</sup> per la misurazione dell'attrito laterale locale (punta meccanica tipo *Begemann*).

I risultati delle penetrometrie statiche vengono rappresentati in forma diagrammatica nelle apposite tavole allegate, dove viene riportato il valore  $q_c$  (resistenza alla punta), il valore  $f_s$  (resistenza attrito laterale locale), entrambi espressi in kg/cm<sup>2</sup>, ed il rapporto  $q_c/f_s$  che orientativamente ci permette una classificazione dei terreni attraversati (*Schmertmann J.H.*, 1978).

Le suddette letture vengono eseguite per avanzamenti di 20 cm.

Per l'esecuzione dei carotaggi continui è stata utilizzata una sonda perforatrice IPC modello DRILL 830L con le seguenti caratteristiche:

- Coppia alla rotazione	1182 Kgm
- Velocità di rotazione	457 rpm
- Corsa continua	400 cm
- Spinta testa di rotazione	5000 Kg
- Trazione testa di rotazione	5000 Kg
- Pressione pompe:	
1) schiuma	50 bar
2) a vite	24 bar

- Argano a fune d'acciaio 1100 Kg
- Aste di perforazione con nipples
  - a filetto conico
    - n. 1 x 3000 mm x 76 mm
    - n. 16 x 1500 mm x 76 mm
    - n. 1 x 750 mm x 76 mm
- Carotieri semplici
  - n. 2 x 1500 mm x 101 mm
- Campionatore Raymond per esecuzione di S.P.T.
- Rivestimento a filettatura tronco conica
  - con scarpa provvista di widia esterni
  - per alesare il foro - sp. 8 mm
    - n. 12 x 1500 x 127
- Scandaglio a filo graduato da 50 m
- Freatimetro BFK graduato della lunghezza di 50 m
- Penetrometro tascabile tipo tubolare SEB (scala 0÷4,5 kg/cm<sup>2</sup>)
- Scissometro tascabile S75 S76 (scala 0÷2 kg/cm<sup>2</sup>)

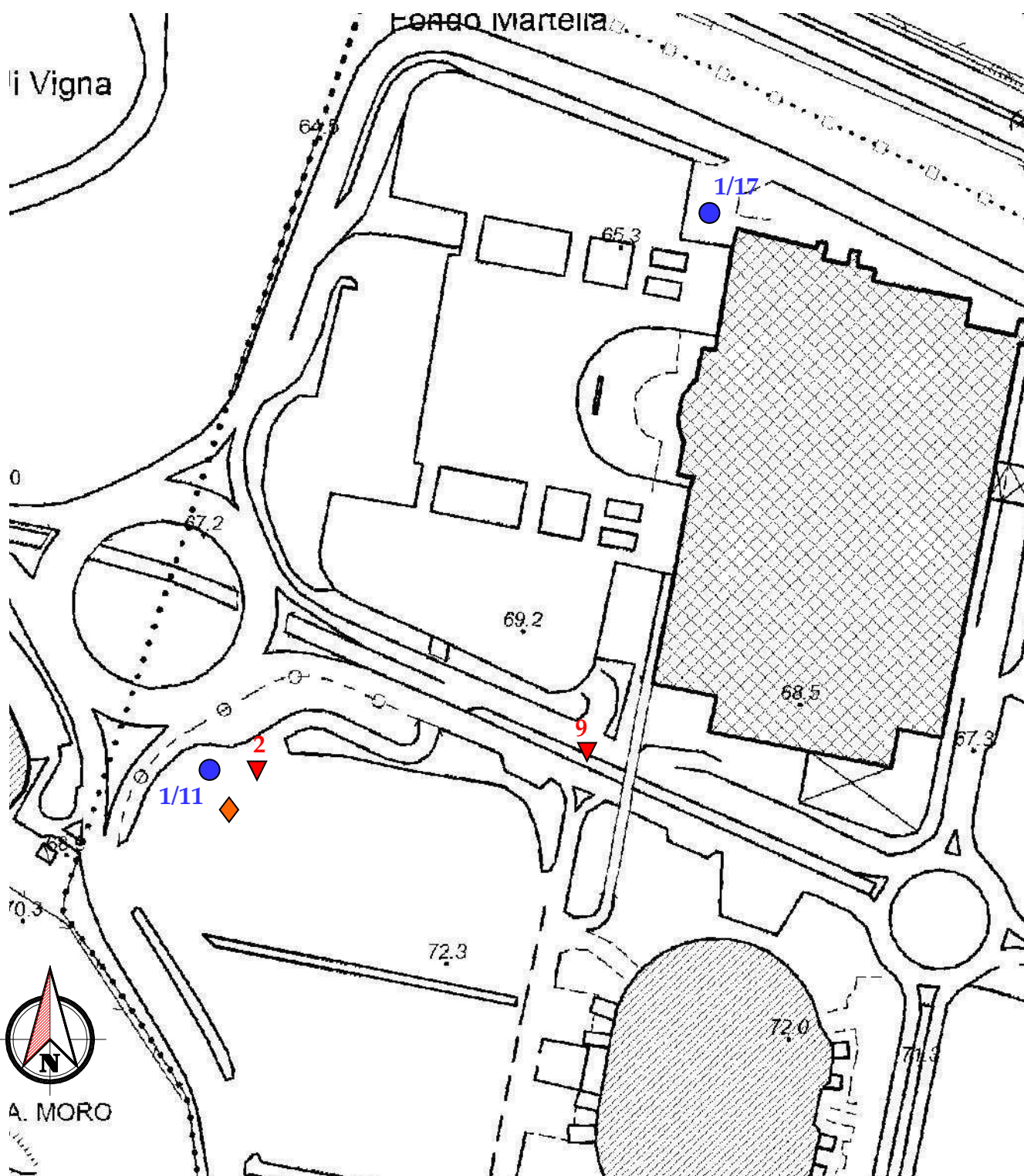
Il foro di sondaggio n. 1/17 è stato attrezzato con piezometro a tubo aperto tipo Norton del diametro di 80 mm e lunghezza di 20,70 m al fine di verificare nel tempo la presenza di eventuali falde freatiche e/o circolazioni idriche, protetto in testa da pozzetto carrabile.

Le stratigrafie dei carotaggi continui vengono riportate in allegato negli appositi moduli.

### **5.2. 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 eseguita in un'area limitrofa; la metodologia di indagine e l'elaborazione dei dati ottenuti viene riportata nell'apposita relazione allegata.

TAV. 2 - UBICAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA



- ▼ Penetrometria statica
- Carotaggio continuo
- ◆ Indagine sismica

Scala 1:2.500

## 6. 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, con riferimento al p.c. attuale, possiamo ricostruire la seguente successione stratigrafica:

nella fascia Nord, dove è prevista la nuova rotatoria su via Marilyn Monroe, al disotto del piano stradale sino ad una profondità di circa 0,80 m sono presenti delle ghiaie in matrice sabbiosa di buon addensamento costituenti il rilevato stradale.

Sotto, e sino a circa 2,70 m, si evidenziano delle sabbie limose di colore grigiastro, di addensamento da medio a medio buono ed umidità scarsa.

Sotto ancora prevalgono delle argille limose e/o viceversa di colore da grigio a nocciola, di consistenza plastica ed umidità medio scarsa.

Nella fascia meridionale, dove si prevede il risezionamento della carreggiata di via De Curtis e la messa in opera di una cabina elettrica, al disotto di un orizzonte di terreno di riporto (costituente il pacchetto stradale) e/o pedogenizzato dello spessore medio di 0,80÷1,00 m, sono presenti delle argille limose variabilmente sabbiose di colore nocciola, di consistenza da plastico dura a dura ( $q_c = 2,0\div4,5$  MPa;  $R_f = 2,9\div6,5$  %) ed umidità medio scarsa.

A partire da una profondità variabile mediamente da 4,60 m a 6,40 m si evidenziano delle sabbie e delle ghiaie con sabbia di addensamento da medio a medio buono ( $q_c = 6,6\div39,2$  MPa;  $R_f = 0,6\div1,9$  %), in corrispondenza delle quali si è interrotta l'indagine.

Al termine dell'indagine all'interno dei fori di prova e di sondaggio non è stata evidenziata la presenza di 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 maggior dettaglio in allegato, oltre alla stratigrafia dei carotaggi continui, viene riportata la litologia dei terreni del primo sottosuolo rilevata in corrispondenza delle penetrometrie statiche e ricostruita mediante la teoria dello *Schmertmann* (1978).



## 7. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

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

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

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica, con riferimento al p.c. attuale, 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	0,80÷1,00	P/R	---	---	---	---	---
A	0,80÷1,00	4,60÷6,40	ALS	2,0÷4,5	19,2÷19,5	100÷180	-	0
B	4,60÷6,40	9,20	S/GS	6,6÷39,2	18,5	0	32÷44	45÷95

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

ALS = argille limose variabilmente sabbiose;

S/GS= sabbie e ghiaie in matrice sabbiosa.

## 8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

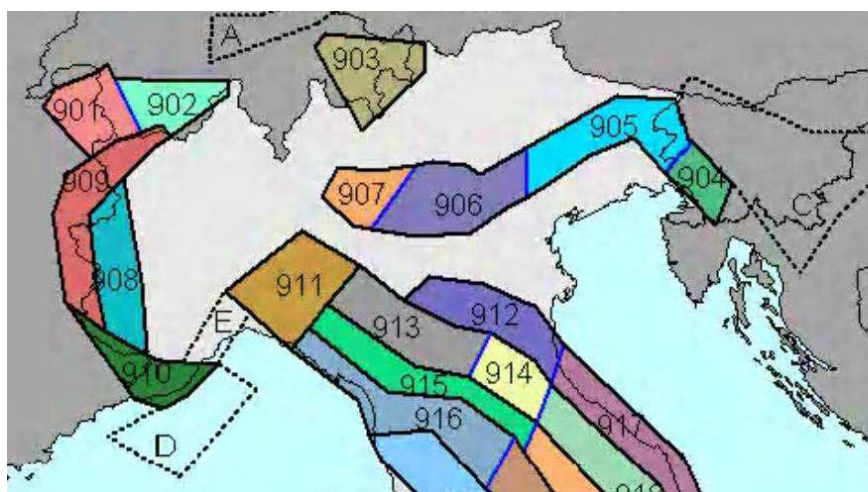
La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti di un sisma.

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.

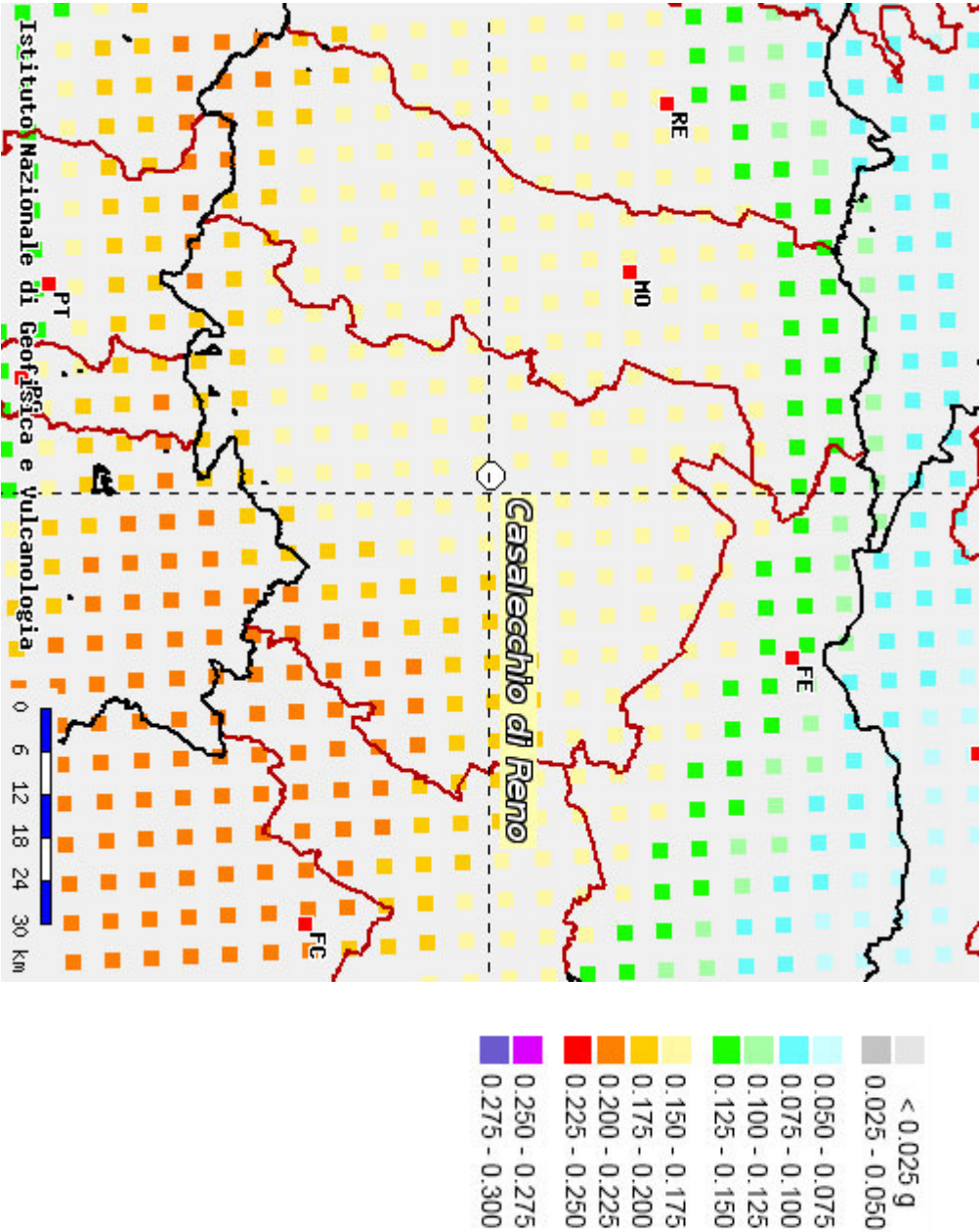
Come evidenziato dalla mappa delle zone sismogenetiche di cui si riporta uno stralcio, l'Emilia Romagna ricade nelle zone 911-914 alle quali è attribuito un valore di  $M$  pari a 6,14.



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



## 9. MODELLAZIONE SISMICA

### 9.1. Vita nominale

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

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

Tabella 2.4.I

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

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

### 9.2. Classi d'uso

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

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

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

Tabella 2.4.II

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

Le opere da realizzare nell'area in esame sono relative alla Classe II pertanto alle stesse è associato un coefficiente d'uso pari a  $C_U = 1,0$ .

### 9.3. 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  $V_R = 50$  anni.

### 9.4. Azione sismica

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

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

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

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



Nella seguente tabella vengono riportati i suddetti parametri elaborati per i siti in esame (individuati dalle coordinate Lat. 44.48869129; Log. 11.24670625), considerando un periodo di riferimento per l'azione sismica (VR) di 50 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	30	0,063	2,486	0,257
	SLD	63	50	0,066	2,491	0,271
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,163	2,391	0,309
	SLC	5	975	0,208	2,421	0,315

### 9.5. Categoria di sottosuolo

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

#### *Categorie di sottosuolo*

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

### Categorie aggiuntive di sottosuolo

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

Come riportato nella relazione sismica allegata, i terreni del primo sottosuolo con riferimento al p.c. attuale, presentano una  $V_{s30}$  pari a 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 spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < C_{u30} < 250$  kPa nei terreni a grana fine”)*.

### 9.6. Condizioni topografiche

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

Tabella 3.2.IV

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

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

Tabella 3.2.VI

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

L'area in esame si pone in un settore pressoché pianeggiante e/o moderatamente acclive, perciò si configura una categoria topografica tipo T1 cui è associato un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1,0.

### 9.7. 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  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  mediante le espressioni fornite nella seguente tabella.

Tabella 3.2.V

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,7 - 0,6 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,4 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per il sito in esame otteniamo:

Stato limite	$S_s$	$C_c$
SLO	1,500	1,643
SLD	1,500	1,616
SLV	1,466	1,547
SLC	1,398	1,536

### 9.8 Accelerazione massima al sito

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

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

Nel nostro caso per i parametri considerati in precedenza e per lo stato limite SLV si ottiene un valore pari a 2,344 m/sec<sup>2</sup>.

### 9.9 Coefficiente sismico orizzontale e verticale

Il coefficiente sismico orizzontale si ottiene mediante la relazione:

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

dove:

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



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

Nel nostro caso assumendo un valore di  $\beta_s$  pari a 0,24, si ottiene un coefficiente sismico orizzontale ( $k_h$ ) pari a 0,057.

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

$$k_v = 0,5 k_h = 0,0285$$

## 10. 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.

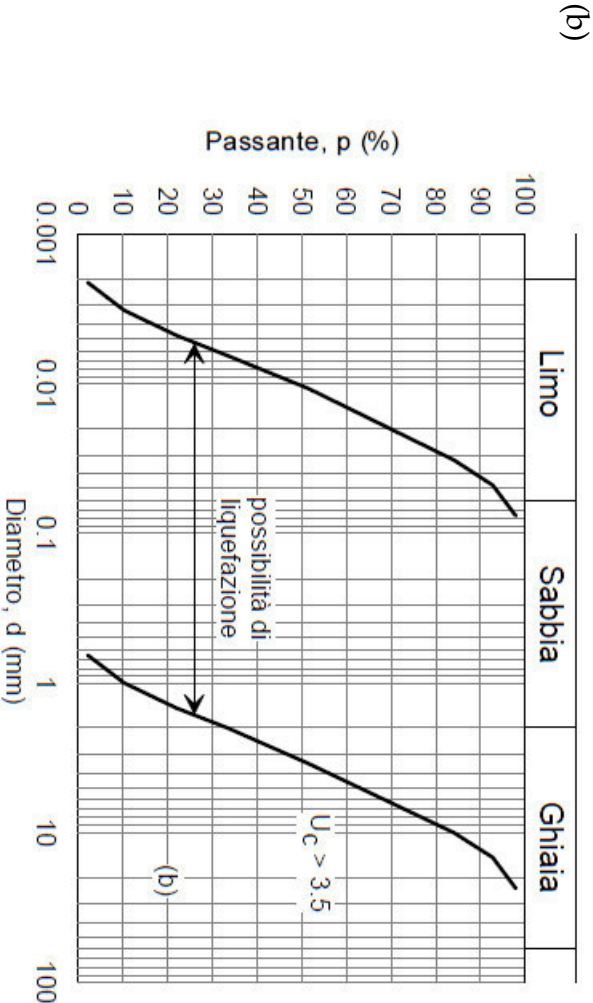
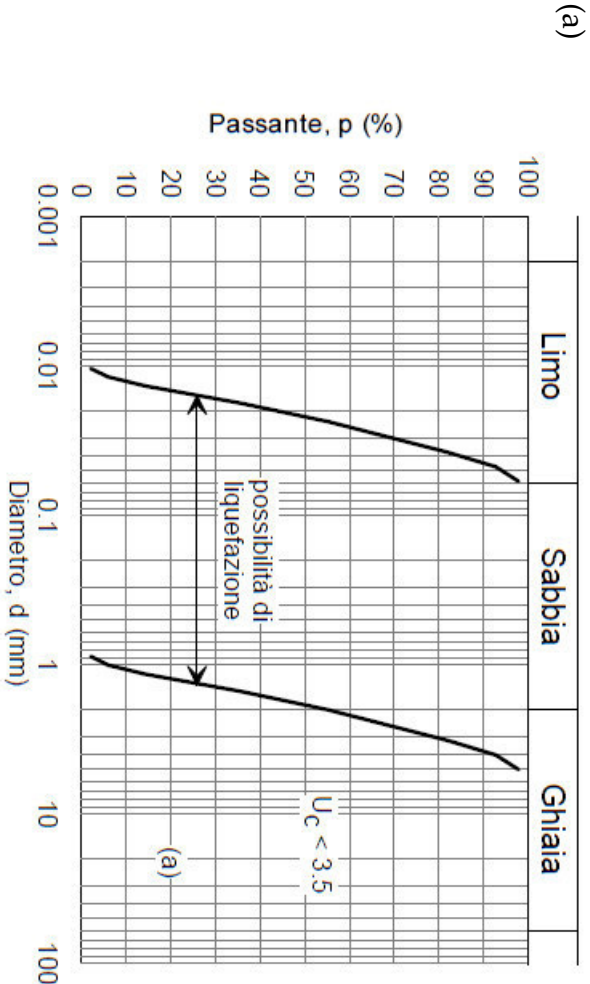
La verifica alla liquefazione può essere omessa quando risulta soddisfatta almeno uno delle seguenti circostanze come da N.T.C. 7.11.3.4.2:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5; come visto in precedenza sulla base degli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica – Gruppo di Lavoro MS 2008" le valutazioni vengono effettuate utilizzando la magnitudo massima attestata di 6,14 (*non soddisfatta*).
2. Accelerazione massima attesa al p.c. in condizioni di campo libero minore di 0,1g; nel nostro caso  $a_{maxs} = F.A. \cdot a_g = 0,239g$  (*non soddisfatta*).

Quando le condizioni 1 e 2 non risultano soddisfatte, le indagini devono essere finalizzate alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle successive condizioni:

3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15,00 m dal p.c., per p.c. suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali; nel nostro caso all'interno dei terreni indagati non è stata rilevata la presenza di falde freatiche o circolazioni idriche localizzate (*soddisfatta*).
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $(q_{c1n}) > 180$ ; la litologia è rappresentata da una alternanza di limi e argille e ghiaie e sabbie ben addensate non interessate da circolazioni idriche (*soddisfatta*).
5. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U < 3,5$  ed in figura (b) per terreni con  $U > 3,5$ ; a livello operativo l'applicazione di questo criterio implica l'esecuzione di un sondaggio con prelievo di campioni di sabbia satura.

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.



## 11. 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 sistema geotecnico.

La verifica della pressione ammissibile 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:

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

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;

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

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

Per la cabina elettrica si ipotizza l'adozione di un sistema fondale diretto nastriforme attestato ad una profondità di 1,00÷1,20 m, sufficiente a superare i terreni plastici di superficie, pertanto i terreni interessati dall'intervento sono rappresentati dalle argille limose di consistenza da plastico dura a dura appartenenti alla unità geotecnica A.

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

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 dell'approfondimento della fondazione, ipotizzando il piano di posa della fondazione orizzontale, che il carico trasmesso sulla stessa risulti centrato, e per una inclinazione del terreno  $\beta = 0$ , si riduce a:

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

dove:

$cud$  = coesione non drenata di progetto;

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

$z_c$  = fattore correzione sismico inerziale;

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

$s_c$  = fattore di forma delle fondazioni;

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

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

Per i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU) verrà utilizzato sia l'Approccio 1 Combinazione 2 ( $A_2+M_2+R_2$ ), che risulta dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico, che l'Approccio 2 ( $A_1+M_1+R_3$ ).

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

Tabella 6.2.II

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

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

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

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

dove:

$k_h$  = coefficiente sismico orizzontale.

Per un valore di  $k_h$  pari a 0,057, si ottiene un valore di  $z_c$  pari a 0,982.

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

Tabella 6.4.I

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

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

**Fondazione diretta nastriforme ( $B < 2,00$  m)**

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

$$c_{uk} = 90 \text{ kN/m}^2;$$

$$c_{ud} = 64,3 \text{ kN/m}^2;$$

$$z_c = 0,982;$$

$$q = 19,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$s_c = 1,0;$$

$$r_g = 1,0;$$

$$\gamma_R = 1,8.$$

$$R_d = (64,3 \cdot 5,14 \cdot 0,982 \cdot 1,0 + 19,0) \cdot 1,0/1,8 = 190,9 \text{ kN/m}^2$$

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

$$c_{uk} = 90 \text{ kN/m}^2;$$

$$c_{ud} = 90,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$z_c = 0,982;$$

$$q = 19,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$s_c = 1,0;$$

$$r_g = 1,0;$$

$$\gamma_R = 2,3.$$

$$R_d = (90,0 \cdot 5,14 \cdot 0,982 \cdot 1,0 + 19,0) \cdot 1,0/2,3 = 205,8 \text{ kN/m}^2$$

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

## 12. CONSIDERAZIONI FINALI

Le aree in esame si ubicano ad una quota variabile mediamente da 65,00 m a 69,00 m s.l.m., in una zona moderatamente acclive compresa tra la fascia collinare pedeappenninica e l'alta Pianura Padana.

La litologia del primo sottosuolo nella fascia Nord, dove è prevista la nuova rotatoria su via Marilyn Monroe, al disotto del piano stradale sino ad una profondità di circa 0,80 m risulta caratterizzata dalla presenza di ghiaie in matrice sabbiosa di buon addensamento costituenti il rilevato stradale.

Sotto, e sino a circa 2,70 m, si evidenziano delle sabbie limose di colore grigiastro, di addensamento da medio a medio buono ed umidità scarsa.

Nella fascia meridionale, dove si prevede il risezionamento della carreggiata di via De Curtis e la messa in opera di una cabina elettrica, al disotto di un orizzonte di terreno di riporto (pacchetto stradale) e/o pedogenizzato dello spessore di 0,80÷1,00 m, sono presenti delle argille limose variabilmente sabbiose di colore nocciola, di consistenza da plastico dura a dura ( $q_c = 2,0\div4,5$  MPa;  $R_f = 2,9\div6,5$  %) ed umidità medio scarsa, che da una profondità variabile da 4,60 m a 6,40 m sono sostituite da sabbie e delle ghiaie con sabbia di addensamento da medio a medio buono ( $q_c = 6,6\div39,2$  MPa;  $R_f = 0,6\div1,9$  %) ed umidità medio scarsa.

Al termine dell'indagine all'interno dei fori di prova e di sondaggio non è stata evidenziata la presenza di 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.

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	$q_c$ MPa	$\gamma$ (kN/mc)	$C_u$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$D_r$ (%)
	da	a						
0	0	0,80÷1,00	P/R	---	---	---	---	---
A	0,80÷1,00	4,60÷6,40	ALS	2,0÷4,5	19,2÷19,5	100÷180	-	0
B	4,60÷6,40	9,20	S/GS	6,6÷39,2	18,5	0	32÷44	45÷95

I del primo sottosuolo con riferimento il p.c. attuale, presentano una  $V_{s30}$  pari a 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 spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < C_{u30} < 250$  kPa nei terreni a grana fine)”*.



Nell'area in esame sedimenti potenzialmente liquefabili sono inesistenti, essendo la litologia di superficie rappresentata da una alternanza di limi e argille e ghiaie e sabbie ben addensate non interessate da circolazioni idriche.

Per la cabina elettrica in progetto si ipotizza l'adozione di un sistema fondale diretto nastriforme attestato ad una profondità media di  $1,00 \div 1,20$  m dal p.c. attuale, sufficiente a superare i terreni plastici di superficie.

I terreni argillosi e limosi, presente 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  $190,9 \text{ kN/m}^2$  nel caso di verifica mediante "Approccio 1 Combinazione 2" e di  $205,8 \text{ kN/m}^2$  nel caso di "Approccio 2".

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

Casalecchio di Reno, 06 Novembre 2017



*[Handwritten signature in blue ink]*

## **A L L E G A T I**

**Indagine geognostica**

Committente: Real Station s.r.l.

Rapporto di prova N°:

**11.0692 /RSP**

Località : Casalecchio di Reno (BO)

Cantiere : via Coppi

Data prova: 18/07/2011

n° prova : 2

Quota: ---

Profondità falda : assente

Codice lavoro: 2011.138

Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN

Procedura di prova: IO\_003

Note: ---

L1 kg/cm²	L2 kg/cm²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %
29		2,84	137,34	21	4,83
32	53	3,14	137,34	23	4,38
49	70	4,80	228,90	21	4,76
54	89	5,29	209,28	25	3,95
45	77	4,41	189,66	23	4,30
					1,0 m
38	67	3,73	189,66	20	5,09
30	59	2,94	137,34	21	4,67
38	59	3,73	196,20	19	5,27
37	67	3,63	183,12	20	5,05
48	76	4,71	294,30	16	6,25
					2,0 m
43	88	4,22	222,36	19	5,27
29	63	2,84	143,88	20	5,06
27	49	2,65	150,42	18	5,68
33	56	3,24	91,56	35	2,83
44	58	4,31	111,18	39	2,58
					3,0 m
45	62	4,41	104,64	42	2,37
21	37	2,06	117,72	17	5,72
25	43	2,45	104,64	23	4,27
27	43	2,65	124,26	21	4,69
37	56	3,63	202,74	18	5,59
					4,0 m
38	69	3,73	248,52	15	6,67
37	75	3,63	228,90	16	6,31
33	68	3,24	222,36	15	6,87
45	79	4,41	255,06	17	5,78
45	84	4,41	300,84	15	6,82
					5,0 m
38	84	3,73	189,66	20	5,09
38	67	3,73	196,20	19	5,27
34	64	3,33	209,28	16	6,28
39	71	3,82	189,66	20	4,96
29	58	2,84	150,42	19	5,29
					6,0 m
25	48	2,45	104,64	23	4,27
39	55	3,82	71,94	53	1,88
68	79	6,67	104,64	64	1,57
327	343	32,06	196,20	163	0,61
381	411	37,35	209,28	178	0,56
					7,0 m
400	432	39,22			

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	18/07/2011	Dr. Tabarroni	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. 2**

Committente : Real Station s.r.l.

Località : Casalecchio di Reno (BO) via Coppi

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Rapporto di Prova N°: **11.0692 /RSP**

Quota: ---

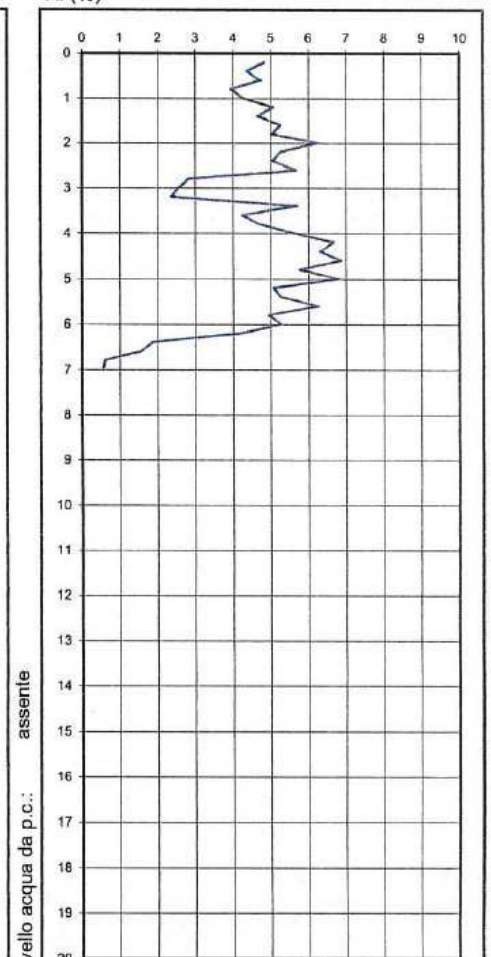
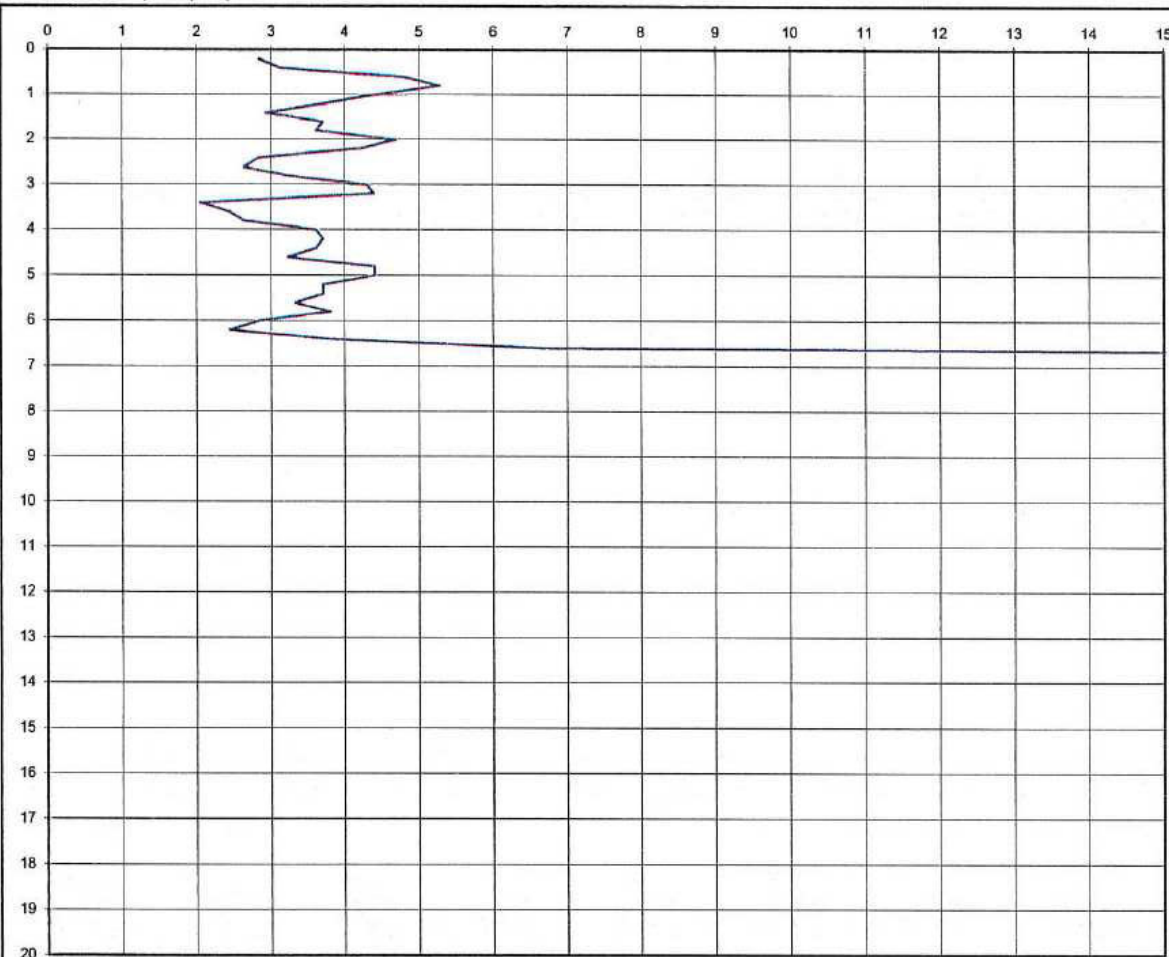
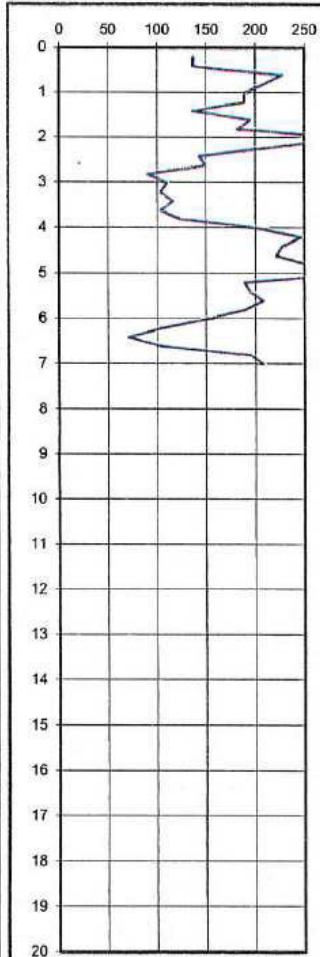
Data prova : 18/07/2011

Codice lavoro: 2011.138

fs resistenza laterale (kPa)

qc resistenza alla punta (MPa)

Rf (%)



Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-94	0	18/07/2011	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

Commitente: Planning S.r.l.

Rapporto di prova N°: **17.0254 /RSP**

Località: Casalecchio di Reno (BO)

Cantiere: via Antonio de Curtis

n° prova: 9

Data prova: 09/05/2017

Quota: --

Profondità falda: assente

Codice lavoro: 2017.060

Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN

Procedura di prova: IO\_003

Note: ---

L1 kg/cm²	L2 kg/cm²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %
8	17	0.78	58.86	13	7.50
8	17	0.78	52.32	15	6.67
10	18	0.98	52.32	19	5.34
6	14	0.59	45.78	13	7.78
18	25	1.76	98.10	18	5.56
34	49	3.33	91.56	36	2.75
43	57	4.22	104.64	40	2.48
35	51	3.43	104.64	33	3.05
29	45	2.84	143.88	20	5.06
35	57	3.43	104.64	33	3.05
36	52	3.53	117.72	30	3.34
27	45	2.65	85.02	31	3.21
28	41	2.75	85.02	32	3.10
28	41	2.75	78.48	35	2.86
33	45	3.24	104.64	31	3.23
30	46	2.94	91.56	32	3.11
30	44	2.94	78.48	37	2.67
25	37	2.45	91.56	27	3.74
81	95	7.94	58.86	135	0.74
20	29	1.96	104.64	19	5.34
23	39	2.25	91.56	25	4.06
36	50	3.53	111.18	32	3.15
34	51	3.33	111.18	30	3.34
105	122	10.29	130.80	79	1.27
190	210	18.63	137.34	136	0.74
137	158	13.43	111.18	121	0.83
218	235	21.37	137.34	156	0.64
214	235	20.98	111.18	189	0.53
328	345	32.16			

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	09/05/2017	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

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

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

**CPT** (CONE PENETRATION TEST)**N. 9**

Committente : Planning S.r.l.

Località : Casalecchio di Reno (BO)

via Antonio de Curtis

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Rapporto di Prova N°: **17.0254 /RSP**

Quota: --

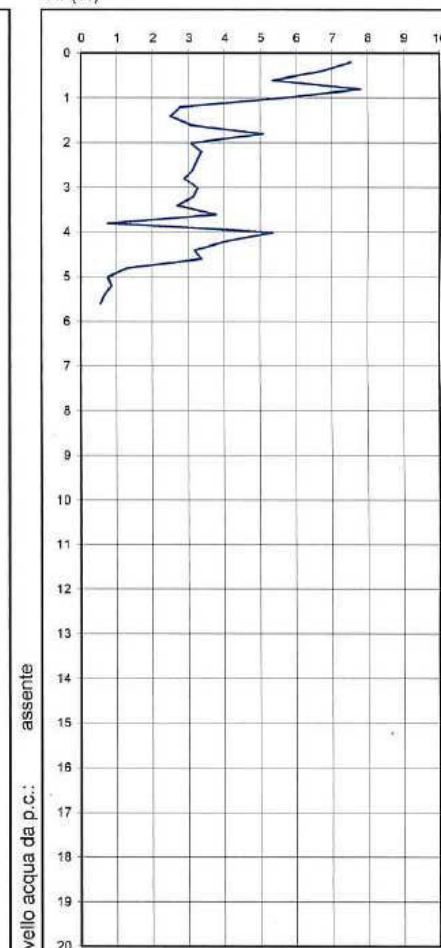
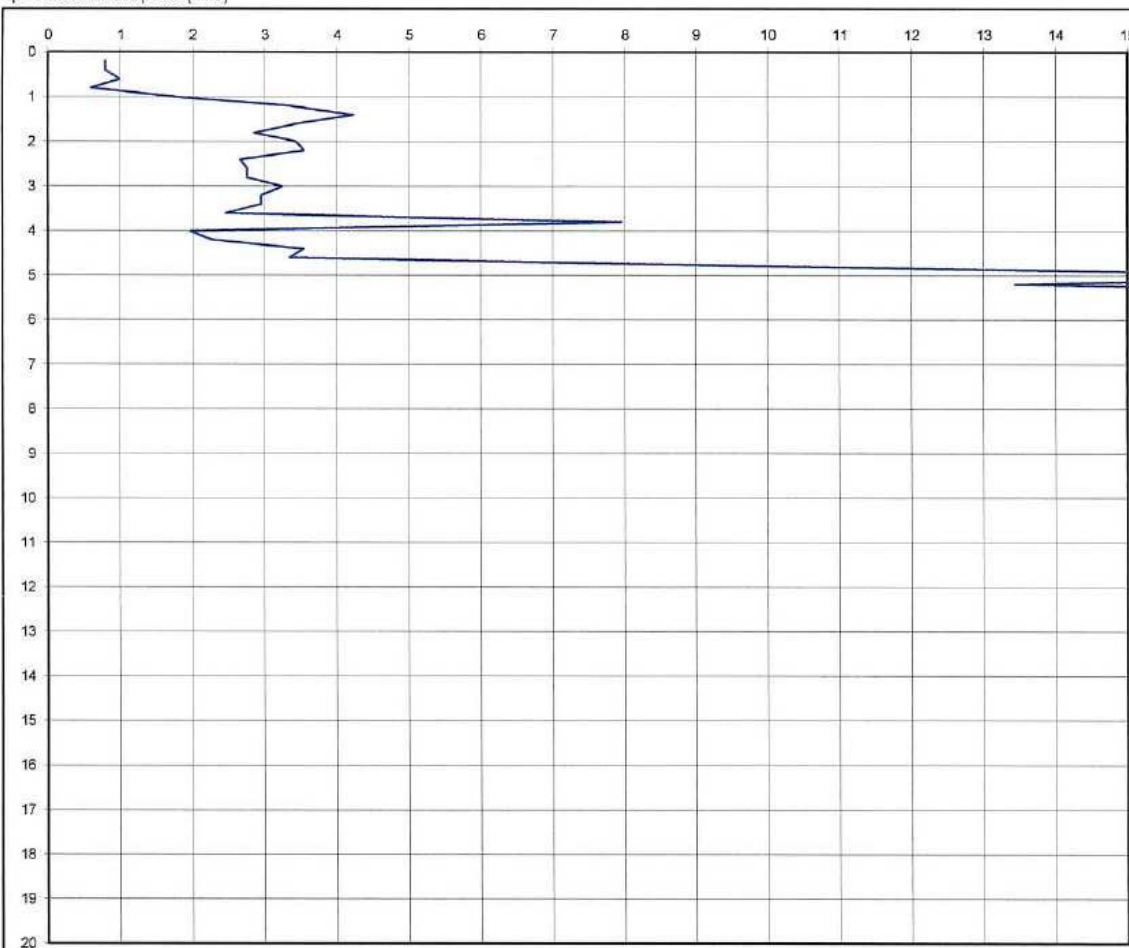
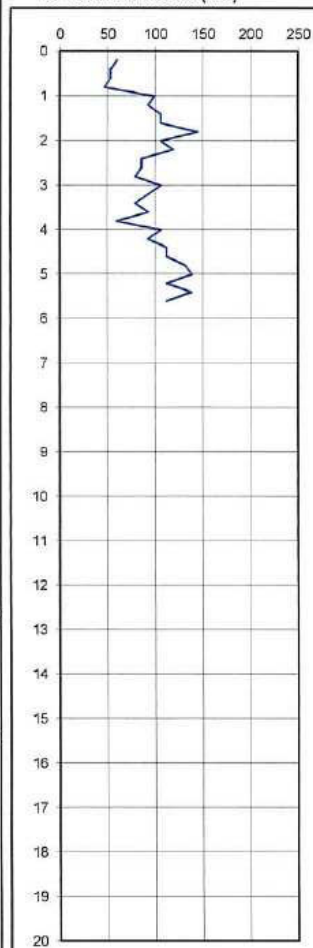
Data prova : 09/05/2017

Codice lavoro: 2017.060

fs resistenza laterale (kPa)

qc resistenza alla punta (MPa)

Rf (%)




Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-05	0	09/05/2017	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche



 <i>Indagini Geodimensioniche</i>		<b>Procedura di Prova</b> ID. 001		<b>Rapporto di Prova N°</b> 17.0356/RSP	
40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Linauro, 119 - tel. 051/61.33.072		<b>Comittente</b> <b>Planning</b>		<b>Rev</b> 0	
Località Casalecchio di Reno (BO)		Carattere Esercizio		Data di emissione 13/06/2017	
Caratterizzazione Carotaggio Continuo diam. 101		Sonda Drill 830L		Lo Spedimentatore Dr. Regazzi	
Data fine 13/06/2017		Il gestore Dr. Conti		Il Direttore di Laboratorio Dr. Conti	
Rap. PR N°17.0356/RSP Codice lavoro 17.060		SONDAGGIO 1		FOCUS 1/2	

[illegible]

Elevamento acqua nel toro di Nureddino

[illegible]

giusto il nome "partito di comunisti controllati"



<b>GEO-PROBIS</b> Ingeng. Geomorfiche			Contatore: Real Station 3.7.1 Località: <u>Catascosta di Reno (BO)</u> Cliente: <u>sia Capi</u> Indirizzo: <u>Carriaggio Carriano d'anni 101</u> Apparecchio: <u>CMV</u>		Quota: <u>—</u> Profondità: <u>20.00 m</u> Data mis.: <u>18/07/2011</u> Data fine: <u>18/07/2011</u> Esecutori: <u>Dr. Conti</u>		Rap. P. n° 11.0806RSP Carta L. 488/2011 150 SPDM/0101 Foglio: <u>1/1</u>		
Procedura di Prova NO_001		Rapporto di Prova n° 11.0806RSP		Rev. <u>0</u> Data di emissione 18/07/2011		Lu. Sperimentazione Dr. Ruggizi		Il Direttore di Laboratorio Dr. Conti	

Scala 1:50	Mantore	Longhezza clarave	Rivestimento	Profondità [m]	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Percentuale Carriaggio	Campioni	Prof. SPT	N° colpi SPT	Tipo di punta	Scala 1:50	P. P. [g/cm³]	V. T. [kg/cm³]	Falda	Picconetto Norton	Note
0.25-1.50																	
1.00-1.50																	
2.00-1.80																	
3.00-1.80																	
4.00-1.80																	
5.00-1.80																	
6.00-1.80																	
7.00-1.80																	
8.00-1.80																	
9.00-1.80																	
10.00-1.80																	
11.00-1.80																	
12.00-1.80																	
13.00-1.80																	
14.00-1.80																	
15.00-1.80																	
16.00-1.80																	
17.00-1.80																	
18.00-1.80																	
19.00-1.80																	
20.00-1.80																	

## Indagine sismica

---

**Comune di Casalecchio di Reno**

**RELAZIONE GEOFISICA**

Committente: Geo-Probe S.r.l.

**Determinazione della categoria del suolo di fondazione tramite la  
valutazione del parametro  $V_{s30}$  in un'area situata in Via Fausto Coppi a  
Casalecchio di Reno (BO)**

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. STMRK74B15A944T – 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 litostatigrafiche 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.

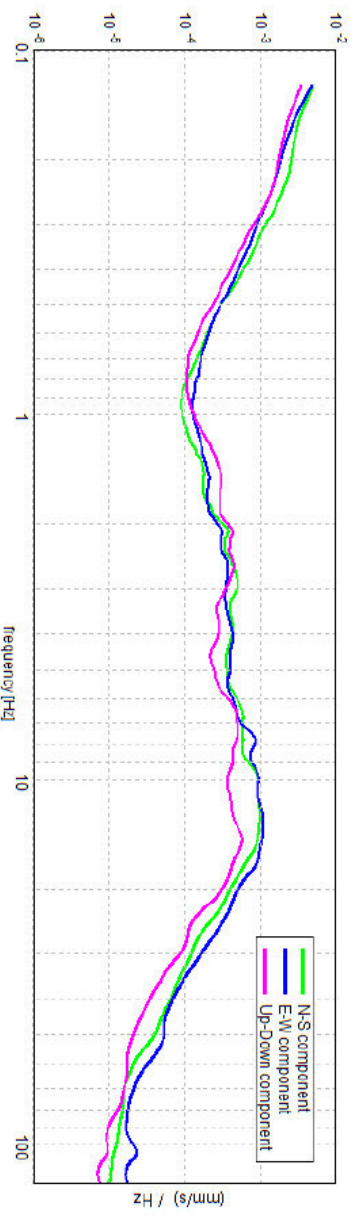


Grafico 1: Spettri delle tre componenti ortogonali rilevate nella registrazione R1.

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 HV ai dati stratigrafici ricavando così le velocità sismiche all'interno dei materiali.

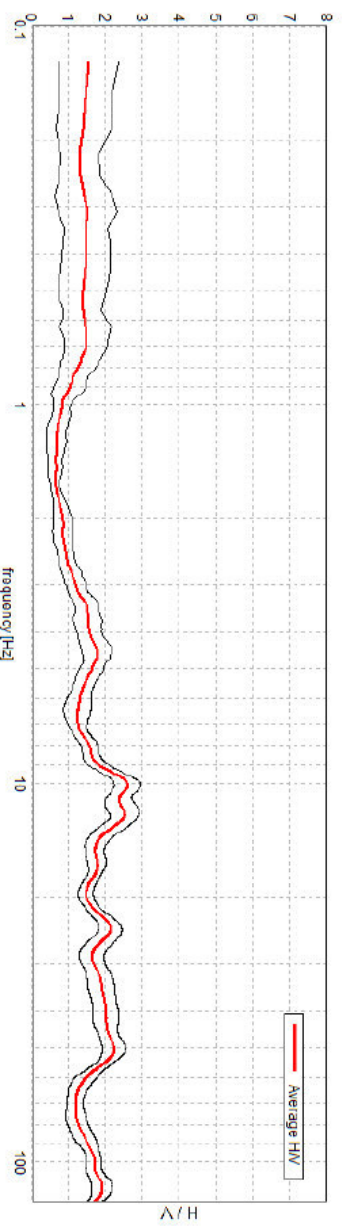


Grafico 2: Diagramma HVSR indicante lo spettro del moto del suolo rilevato nella registrazione R1.

**Geologo Mirko Sita**

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

Determinazione della categoria del suolo di fondazione tramite la valutazione del parametro  $V_{S30}$  in un'area situata in Via Fausto Coppi a Casalecchio di Reno (BO).  
 Committente: Geo-Probe S.r.l.

Luglio 2011 – 086

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



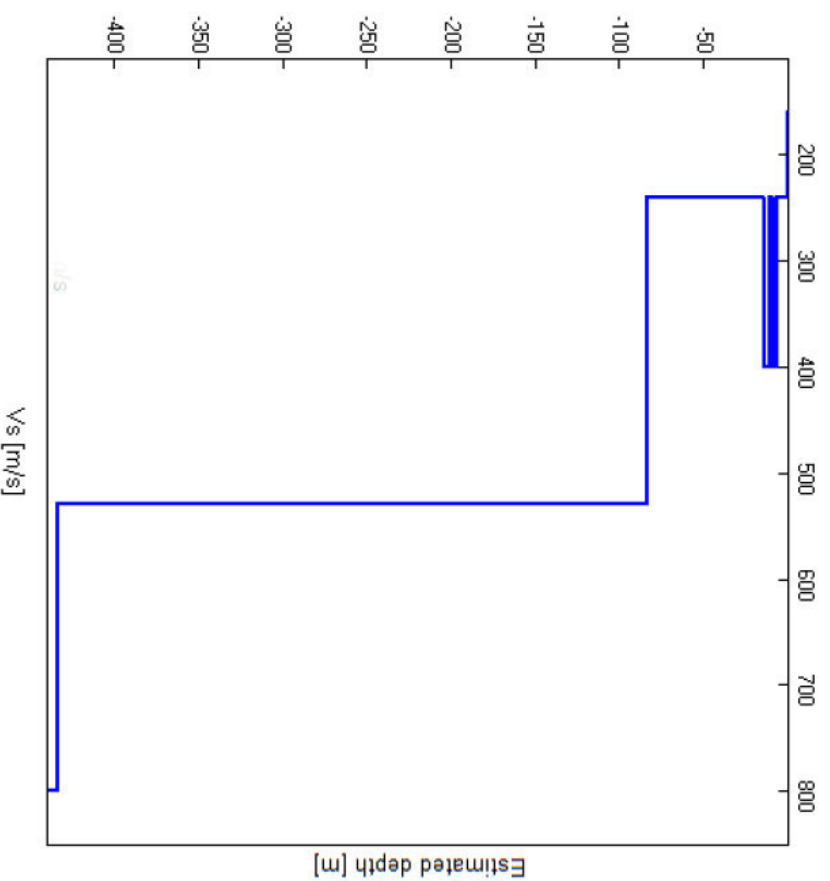
### 3.3.1 Indicazione del substrato sismico

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. STMRK74B15A944T – 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



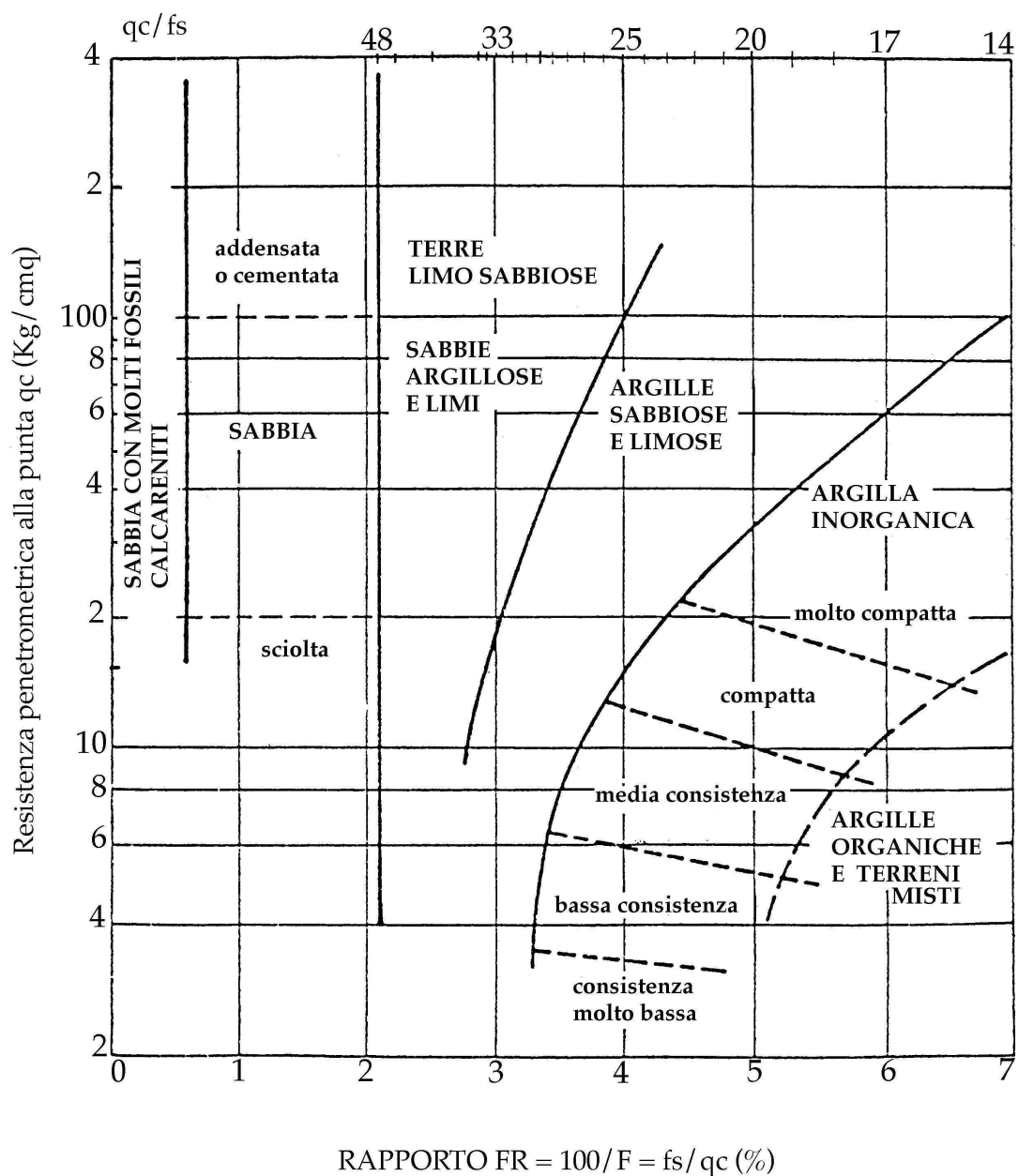
Geologo Mirko Sita

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

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

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

(Schmertmann, 1978)





Real Station s.r.l.  
via Coppi - Casalecchio di Reno (BO)  
CPT 2

11138002

Prof m	Strati	Tipologia	Gamma kg/m <sup>3</sup>	Gamma kg/m <sup>3</sup>	Sigma V kg/cm <sup>2</sup>	CU kg/cm <sup>2</sup>	FI	DR %	Mv cm <sup>2</sup> /Kg	Kvitz Kg/cm <sup>3</sup>	Perm cm/sec
0.20		Argilla molto compatta	1940	1940	0.039	1.450	0	0	0.007184	2.9000	2.00e-004
0.40		Argilla limosa	1944	1944	0.078	1.600	0	0	0.006250	3.2000	4.68e-004
1.00		Argilla sabbiosa e limosa	1960	1960	0.195	2.467	0	0	0.004054	3.2889	4.16e-004
		Argilla molto compatta	1948	1948	0.351	1.788	0	0	0.005594	3.5750	1.09e-004
1.80		Argilla molto compatta	1957	1957	0.429	2.275	0	0	0.004396	4.5500	1.29e-005
2.20		Argilla molto compatta	1939	1939	0.507	1.400	0	0	0.007764	2.8000	6.96e-005
2.80		Limo argilloso	1945	1945	0.546	1.650	0	0	0.010101	2.2000	9.01e-003
3.20		Sabbia argillosa e limosa	1850	1850	0.620	0.000	35	48	0.011236	2.9667	1.64e-002
3.80		Argilla compatta	1934	1934	0.736	1.217	0	0	0.010628	2.4333	2.30e-004
4.60		Argilla molto compatta	1949	1949	0.892	1.813	0	0	0.005517	3.6250	4.40e-006
5.00		Argilla molto compatta	1957	1957	0.970	2.250	0	0	0.004444	4.5000	3.19e-006
5.80		Argilla molto compatta	1950	1950	1.126	1.863	0	0	0.005369	3.7250	4.96e-005
6.20		Sabbia	1850	1850	1.241	0.000	31	31	0.017094	1.9500	4.52e-002
6.40		Sabbia	1850	1850	1.278	0.000	33	49	0.009804	3.4000	7.40e-002
7.20		Giunia	1850	1850	1.389	0.000	41	100	0.002708	18.4667	3.93e-001



Planning S.r.l.

via Antonio De Curtis - Casalecchio di Reno (BO)

CPT 9

17060009

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m <sup>3</sup>	Gamma kg/m <sup>3</sup>	Si ena *V kg/cm <sup>2</sup>	CU kg/cm <sup>2</sup>	FI %	DR %	Mv cm <sup>2</sup> /Kg	K kg/cm <sup>3</sup>	Per cm/sec
0.80		Argilla organica/t. misti	1892	1892	0.151	0.400	0	0	0.019231	1.6000	9.02e-006
1.00		Argilla compatta	1922	1922	0.190	0.900	0	0	0.021368	1.8000	7.72e-005
1.20		Limo argilloso	1946	1946	0.229	1.700	0	0	0.009804	2.2667	1.04e-002
1.40		Sabbia argillosa e Argilla limosa	1850	1850	0.266	0.000	39	63	0.011628	2.8667	1.59e-002
2.20		Limo argilloso	1946	1946	0.421	1.688	0	0	0.005926	3.3750	2.22e-003
2.80		Argilla limosa	1939	1939	0.538	1.383	0	0	0.012048	1.8444	6.00e-003
3.60		Ghiaia	1941	1941	0.693	1.475	0	0	0.006780	2.9500	4.76e-003
3.80		Argilla compatta	1850	1850	0.730	0.000	37	66	0.012346	4.0500	2.94e-001
4.20		Limo argilloso	1929	1929	0.807	1.075	0	0	0.014094	2.1500	3.63e-004
4.60		Sabbia densa o compatta	1947	1947	0.885	1.750	0	0	0.009524	2.3333	4.39e-003
5.20		Ghiaia	1900	1900	0.999	0.000	38	80	0.004630	7.2000	2.28e-001
5.80		Ghiaia	1850	1850	1.110	0.000	41	98	0.003947	12.6667	4.52e-001