

# GEO-PROBE

– *Studio Geologico Associato* –

2014.034/RG

Comune di San Pietro in Casale (BO)

STUDIO GEOLOGICO-TECNICO DEI TERRENI DEL  
PRIMO SOTTOSUOLO DI UN'AREA SITA IN VIA  
STAGNO, OGGETTO DI PIANO URBANISTICO  
ATTUATIVO (P.U.A).

Marzo 2014



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

## INDICE

1. PREMESSA .....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	3
3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE .....	4
3.1. Lineamenti geomorfologici .....	4
3.2. Idrografia .....	4
3.3. Assetto geolitologico .....	4
3.4. Condizioni idrogeologiche .....	4
4. INDAGINE GEOGNOSTICA .....	6
5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI ...	9
6. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO .....	10
8. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE .....	11
8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA .....	14
9. MODELLAZIONE SISMICA .....	16
9.1. Vita nominale .....	16
9.2. Classi d'uso .....	16
9.3. Periodo di riferimento .....	17
9.4. Azione sismica .....	17
9.5. Categoria di sottosuolo .....	18
9.6. Condizioni topografiche .....	19
9.7. Amplificazione stratigrafica .....	20
9.8. Accelerazione massima al sito .....	20
9.9. Coefficiente sismico orizzontale e verticale .....	20
10. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI .....	22
11. MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE .....	25
11.1. Selezione del moto di riferimento .....	25
11.2. Elaborazione del modello sismico .....	27
11.3. Elaborazione dell'amplificazione .....	30
12. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE..	35
13. CONSIDERAZIONI FINALI .....	40

## ALLEGATI:

- *diagrammi penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono;*
- *stratigrafie trivellazioni a secco;*
- *indagine sismica;*
- *verifica rischio di liquefazione.*

\* \* \*

## 1. PREMESSA

A seguito dell'incarico ricevuto dall'Arch. Stellato, per conto dell'Impresa Edile Costel S.r.l., si trasmette, in conformità con le normative vigenti, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo di un'area oggetto di Piano Urbanistico Attuativo.

L'area in esame si ubica in via Stagno, in Comune di San Pietro in Casale (BO) (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:5.000; elemento n. 203052 – San Pietro in Casale Nord).

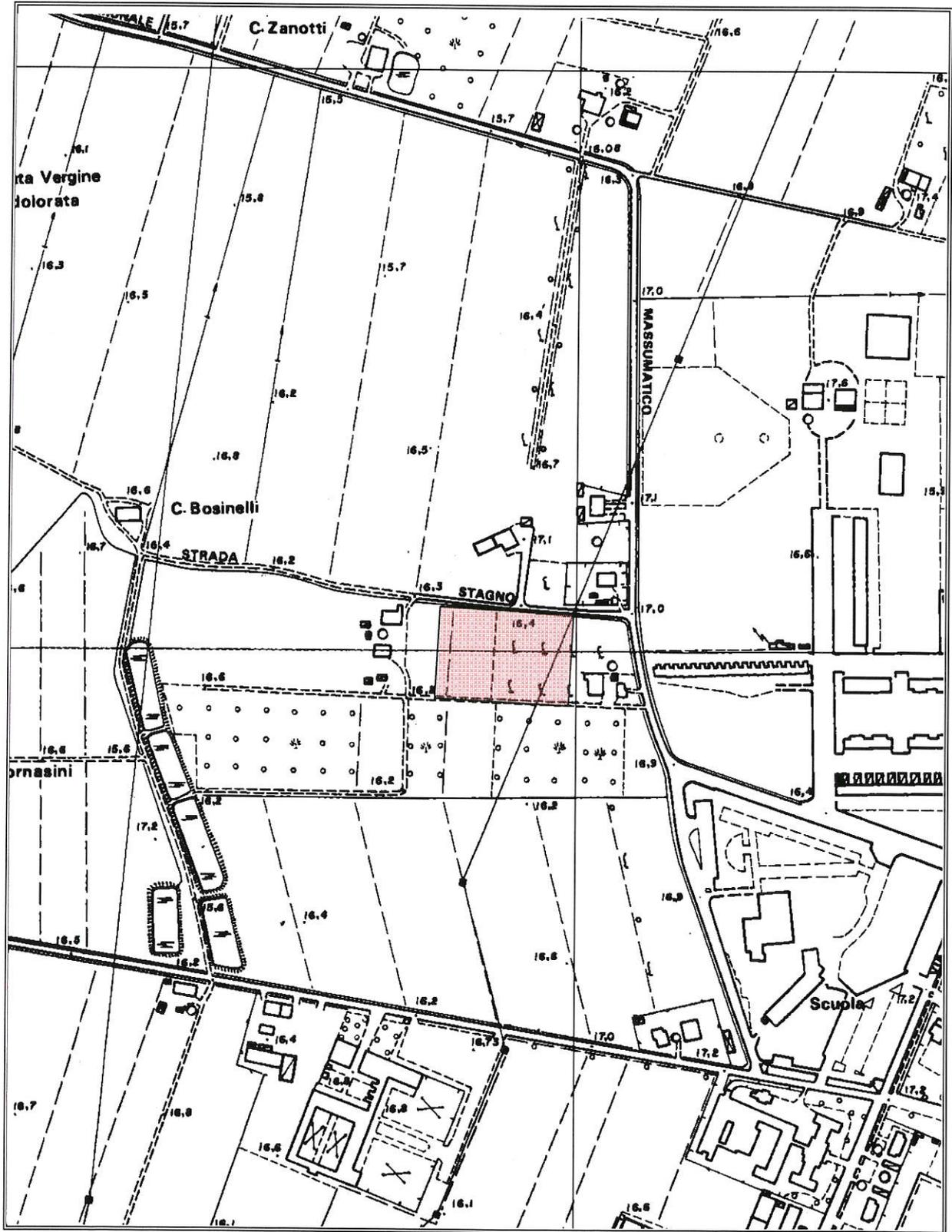
Il presente studio è stato articolato nei seguenti punti:

- a) analisi e descrizione della situazione morfologica e geo-litologica generale;
- b) determinazione della natura dei terreni costituenti il primo sottosuolo;
- c) determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche degli stessi;
- d) caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- e) analisi della risposta sismica locale;
- f) prescrizioni per la realizzazione delle opere di urbanizzazione.

TAV. 1 - UBICAZIONE AREA IN ESAME

Via Cimara, 119 - Casalecchio di Reno (BO) - Telefono (051) 613.51.18

Studio Geologico Associato GEO-PROBE



Area in esame

Scala 1:5.000

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

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

#### 3.1. Lineamenti geomorfologici

L'area in esame ricade in un settore deposizionale della bassa Pianura Padana caratterizzato da moderate ondulazioni che degradano progressivamente verso Nord.

Più esattamente si ubica ad una quota media di 16,00 m s.l.m., in una zona pressoché pianeggiante o di bassissima acclività.

La morfologia superficiale risente sia del costante intervento umano, volto a migliorarne l'efficienza dal punto di vista agricolo, sia della vicinanza degli scoli tributari del Fiume Reno, 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 sono aggiunti interventi edificatori di tipo civile abitazione e di viabilità primaria che hanno interessato le aree limitrofe.

#### 3.2. Idrografia

L'idrografia superficiale primaria è rappresentata dal Fiume Reno che sviluppa il proprio corso a Nord/Ovest della zona in esame, e quella secondaria da una serie di piccoli fossi di scolo che raccolgono le acque di precipitazione eccessive per incanalarle verso i collettori principali.

#### 3.3. Assetto geolitologico

Dal punto di vista geo-litologico, l'area è caratterizzata dalla presenza di formazioni continentali di deposizione fluviale costituite da sedimenti alluvionali fini (limi e limi sabbiosi) mentre i sedimenti grossolani (ghiaie) sono pressoché assenti; pertanto la litologia principale è rappresentata da depositi a matrice limosa di permeabilità da media a bassa ( $10^{-4}$ - $10^{-7}$  m/sec).

L'ambiente deposizionale in prossimità della superficie è fluviale continentale, mentre in profondità si evidenziano le formazioni marine e di ambiente costiero.

#### 3.4. Condizioni idrogeologiche

L'area in esame è caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali di pianura mentre in profondità sono presenti gli orizzonti sabbiosi di ambiente costiero e marino contenenti acqua in pressione, non di provenienza appenninica, bensì padana.

Nei terreni superficiali è quasi sempre presente una falda freatica alimentata dai corsi d'acqua, ormai pensili, e dall'infiltrazione di acque meteoriche.

L'acquifero è da considerarsi a livelli multipli con un primo livello superficiale in cui le falde si alimentano per dispersione da subalveo dei corsi d'acqua e per infiltrazione delle precipitazioni meteoriche e un secondo livello confinato nel quale le acque sono in parte fossili e caratterizzate da un ricambio molto lento.

L'andamento della prima falda superficiale si attesta generalmente ad una profondità media di 1,00÷3,00 m dal p.c. attuale, soggetta ad oscillazioni stagionali.

#### 4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Nell'area interessata dall'intervento, allo scopo di verificare la successione stratigrafica che caratterizza i terreni del primo sottosuolo e di valutare le caratteristiche fisico meccaniche degli stessi, è stata eseguita un'indagine geognostica in sito e un'indagine sismica locale, per determinare il parametro Vs30 e di classificare il suolo di fondazione del sito.

##### 4.1. Indagine geognostica in sito

L'indagine geognostica in sito, eseguita dalla Geo-Probe S.r.l., è consistita nella realizzazione di n. 4 penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono che, rispetto al p.c. attuale, hanno raggiunto profondità comprese tra 10,00 m e 20,00 m e di n. 2 sondaggi con il metodo della trivellazione a secco della lunghezza di 4,00 m.

I punti di indagine sono stati distribuiti per essere rappresentativi dell'area in esame; l'esatta ubicazione degli stessi viene riportata di seguito nella TAV. 2.

Per l'esecuzione delle prove con punta elettrica e piezocono è stato utilizzato un penetrometro statico montato su Unimog Mercedes 400L con cella di carico da 200 kN, che 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.

In aggiunta alla suddetta strumentazione si utilizza un filtro poroso situato immediatamente sopra alla estensione presente sulla punta conica, che permette di misurare la pressione dell'acqua interstiziale (pp) durante l'avanzamento.

Poiché tale pressione è legata al tipo di terreno e alla sua consistenza, il valore misurato permette di ottenere una descrizione dettagliata del profilo stratigrafico e, se combinato con la resistenza alla penetrazione misurata alla punta, anche un indice della storia tensionale del deposito.

I risultati delle penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono 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, il rapporto  $R_f$  (rapporto fra la resistenza laterale locale e la resistenza alla punta, espresso in %), che orientativamente ci permette una classificazione dei terreni attraversati, la pressione interstiziale dei pori (pp), espressa in kPa, la velocità di avanzamento (F) e l'angolazione della strumentazione (Tilt) nel corso dell'avanzamento riferita alla verticale.

Le suddette letture vengono eseguite per avanzamenti di 1,0 cm.

Le trivellazioni a secco sono state eseguite mediante aste elicoidali del diametro di 120 mm mosse da propulsore idraulico montato a retro di un autocarro Unimog Mercedes U400L.

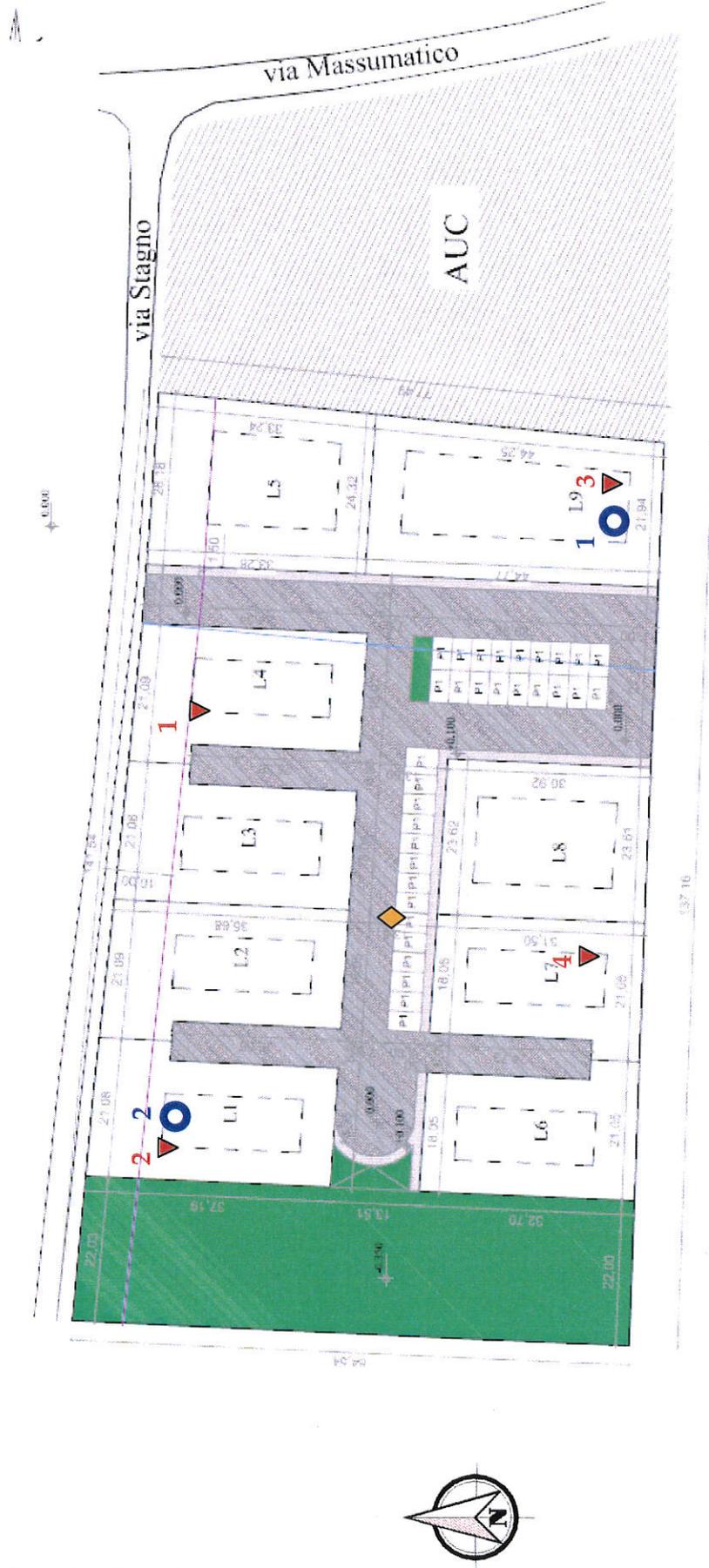
All'interno dei fori di sondaggio sono stati posti in opera piezometri a tubo aperto tipo "Norton", al fine di determinare nel tempo la eventuale presenza e soggiacenza di falde freatiche di superficie.

Le stratigrafie ottenute vengono riportate in allegato negli appositi moduli.

#### **4.2. Indagine sismica**

Al fine di determinare il parametro Vs30, necessario a classificare il suolo di fondazione del sito, è stata eseguita, da parte dello Studio tecnico Associato C.G.A., un'indagine sismica locale; la metodologia di indagine e l'elaborazione dei dati ottenuti viene riportata nell'apposita relazione allegata.

## TAV. 2 - UBICAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA



- ▼ Penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono
- Sondaggio a secco con piezometro
- ◆ Indagine sismica

Scala 1:1.000

## 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 sottile orizzonte di terreno pedogenizzato, sono inizialmente presenti dei limi argillosi e/o sabbiosi di colore da grigio marrone a nocciola, di consistenza plastica, plastico tenera ( $q_c = 0,5 \div 1,9$  MPa;  $R_f = 3,1 \div 14,2$  %) ed umidità da media ad elevata.

A partire dalla profondità media di  $1,20 \div 1,70$  m, e per circa  $4,00 \div 4,80$  m, si alternano dei limi sabbiosi e/o argillosi di colore da grigio marrone a nocciola, di consistenza da plastico molle - tenera ( $q_c = 0,3 \div 0,9$  MPa;  $R_f = 4,1 \div 12,2$  %) a plastica ( $q_c = 1,0 \div 1,9$  MPa;  $R_f = 2,6 \div 11,8$  %) e delle sabbie limose in lenti di colore marrone, di addensamento da medio scarso a medio ( $q_c = 2,0 \div 4,8$  MPa;  $R_f = 0,7 \div 2,0$  %), in totale saturazione idrica.

Sotto, e sino a circa  $11,60 \div 12,60$  m, prevalgono delle sabbie limose di addensamento da medio a medio buono ( $q_c = 2,0 \div 11,9$  MPa;  $R_f = 0,5 \div 2,2$  %) che, nella fascia Sud/Est sino alla profondità media di  $10,80$  m, sono sostituite da argille limose di consistenza da plastico molle a plastico tenera ( $q_c = 0,4 \div 0,9$  MPa;  $R_f = 3,3 \div 13,2$  %).

Oltre, e sino alla profondità indagata, sono presenti delle argille limose e/o viceversa di consistenza da plastica a plastico dura ( $q_c = 1,0 \div 3,2$  MPa;  $R_f = 3,4 \div 9,7$  %) inglobanti, ad una profondità variabile da  $17,70$  m a  $19,20$  m, una lente sabbiosa di addensamento medio buono ( $q_c = 3,0 \div 15,8$  MPa;  $R_f = 0,4 \div 1,8$  %).

I suddetti terreni sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica di superficie, il cui livello statico al termine dell'indagine, rispetto al p.c. attuale, è stato misurato ad una profondità media di  $1,20 \div 1,60$  m, quote presumibilmente soggette a variazioni stagionali.

## 6. 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	0,20÷0,40	P	-	-	-	-	-
A	0,20÷0,40	1,20÷1,70	LAS	0,5÷1,9	18,8÷19,3	25÷95	0	0
B	1,20÷1,70	5,50÷6,10	LAS	0,3÷1,9	8,6÷9,3	15÷95	0	0
B1	1,20÷2,40	3,30÷6,10	S/SL	2,0÷4,8	8,5÷8,6	0	30÷34	15÷55
C	5,50÷10,80	11,60÷12,60	S/SL	2,0÷11,9	8,5÷8,6	0	29÷35	15÷63
C1	6,10	10,80	AL	0,4÷0,9	8,7÷9,0	20÷45	0	0
D	11,60÷12,60	fine indag.	AL/LA	1,0÷3,2	9,0÷9,4	50÷139	0	0
D1	17,70÷19,20	18,40÷20,00	S/SL	3,0÷15,80	8,5÷8,6	0	30÷35	24÷72

P/R = terreno pedogenizzato;

LAS = limi argillosi e sabbiosi;

S/SL = sabbie e sabbie limose;

AL/LA = argille limose e/o viceversa.

## 7. 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 terreno pedogenizzato e si evidenzia sino ad una profondità media di 0,20÷0,40 m dal p.c. attuale.

### Unità geotecnica A

È costituita da limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza da plastico tenera a plastica ed umidità da media ad elevata.

L'unità A si evidenzia da circa 0,20÷0,40 m sino ad una profondità media di 1,20÷1,70 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPTU 1	1,0	19,0	50	0
CPTU 2	0,7	18,9	35	0
CPTU 3	1,2	19,1	60	0
CPTU 4	0,7	18,9	35	0

### Unità geotecnica B

È costituita da limi sabbiosi e/o argillosi di consistenza plastico tenera, saturi.

L'unità B si evidenzia da circa 1,20÷1,70 m sino ad una profondità media di 5,50÷6,10 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPTU 1	0,7	8,9	35	0
CPTU 2	0,6	8,8	30	0
CPTU 3	0,7	8,9	35	0
CPTU 4	0,7	8,9	35	0

Unità geotecnica B1

È costituita da lenti sabbiose variabilmente limose di addensamento da medio scarso a medio, sature.

L'unità B1 si evidenzia da circa 1,20÷2,40 m sino ad una profondità variabile da 3,30 m a 6,10 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPTU 1	3,6	8,5	0	33
CPTU 2	2,0	8,6	0	32
CPTU 3	1,8	8,6	0	32
CPTU 4	1,5	8,6	0	30

Unità geotecnica C

È costituita da sabbie limose di addensamento da medio scarso a medio, presumibilmente sature.

L'unità C si evidenzia da una profondità variabile da 5,50 m a 10,80 m sino ad una profondità media di 11,60÷12,60 m dal p.c. attuale ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPTU 1	5,6	8,5	0	33
CPTU 2	7,0	8,5	0	34
CPTU 3	3,7	8,5	0	31
CPTU 4	5,9	8,5	0	33

Unità geotecnica C1

È costituita da argille limose di consistenza plastico tenera, presumibilmente sature.

L'unità C1 si evidenzia nella fascia Sud/Est da circa 6,10 m sino ad una profondità media di 10,80 m dal p.c. attuale ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPTU 3	0,7	8,9	35	0

Unità geotecnica D

È costituita da argille limose e/o viceversa di consistenza plastica, presumibilmente sature.

L'unità D si evidenzia da circa 11,60÷12,60 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)	$\varphi$ (°)
CPTU 2	1,7	9,2	85	
CPTU 3	1,6	9,2	80	0

Unità geotecnica D1

È costituita da sabbie limose di addensamento medio, presumibilmente sature.

L'unità D1 si evidenzia da una profondità variabile da 17,70 m a 19,20 m sino ad una profondità media di 18,40÷20,00 m dal p.c. attuale ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)
CPTU 2	12,5	8,5	0	34
CPTU 3	7,3	8,5	0	32

## 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 di base 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 San Pietro in Casale (TAV. 3 – Mappa di pericolosità sismica) presenta un'accelerazione al suolo tipo A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni  $PGA = 0,150 - 0,175g$  e intensità macrosismica  $MCS = 7$ .

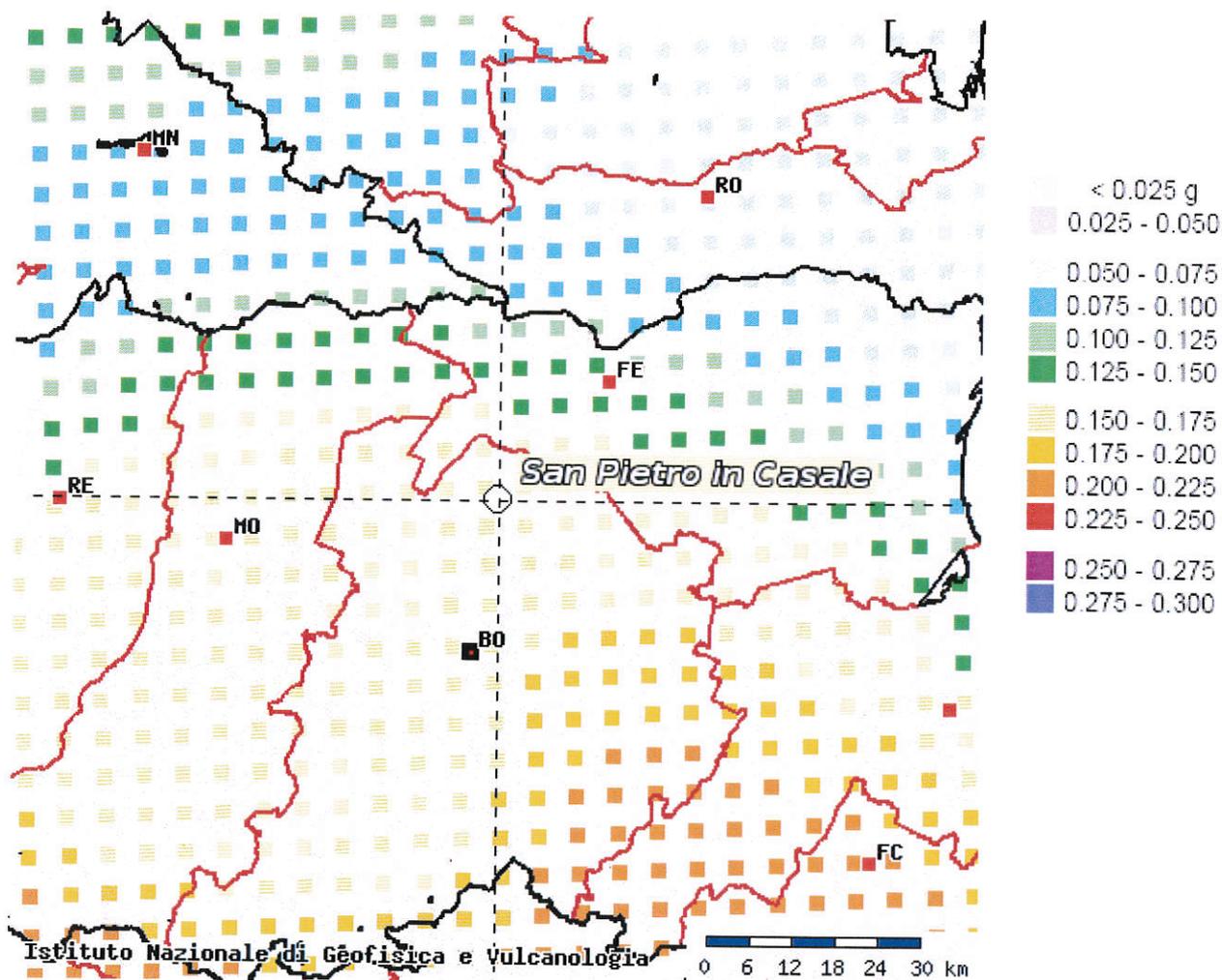
La Magnitudo dell'area si ottiene sulla base della seguente relazione proposta dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT):

$$M = \frac{1,93 + MCS}{1,78} = 5$$

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:

<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 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 il sito in esame, 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	0,045	2,494	0,258
	SLD	63	50	0,057	2,489	0,270
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,158	2,589	0,274
	SLC	5	975	0,210	2,532	0,280

### 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 primo 30 m di profondità, e due categorie aggiuntive (S1 e S2) per le quali è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione della azione sismica.

#### *Categorie di sottosuolo*

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

### Categorie aggiuntive di sottosuolo

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ 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 presentano una  $V_{s30}$ , riferita al p.c., pari a 218 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 corrispondenza di un'area di bassissima acclività, 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	1,617
SLV	1,455	1,610
SLC	1,381	1,597

### 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  $2,255/\text{sec}^2$ .

### 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 0,055.

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

$$k_v = 0,5 k_h = 0,0275$$

## 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.

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

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

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

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

Il rischio di liquefazione è espresso attraverso il rapporto fra lo sforzo ciclico normalizzato (CSR) e la resistenza ciclica normalizzata (CRR). Se il rapporto (Fs) è maggiore di 1 il terreno è non liquefacibile, mentre diventa liquefacibile in caso contrario.

Lo sforzo ciclico normalizzato può essere valutato nell'ipotesi di mezzo perfettamente rigido, in cui si propagano solo onde di taglio, con la seguente espressione semplificata che tiene conto del mezzo deformabile:

$$CSR = \frac{\tau_{hm}}{\sigma'_z} = 0,65 \times a_{\max s} \times \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} \times \frac{r_d}{g} \times \frac{1}{MSF}$$

dove:

$\tau_{hm}$  = tensione tangenziale media indotta dal sisma di progetto;

$a_{max}$  = accelerazione massima al sito;

$\sigma_z$  e  $\sigma'_z$  = valori della tensione litostatica totale ed effettiva alla profondità  $z$  dal p.c.;

$r_d$  = coefficiente funzione della profondità dal p.c. valutabile secondo il seguente schema:

$r_d = 1 - 0,00765z$  per  $z < 9,15$  m

$r_d = 1,174 - 0,0267z$  per  $9,15 < z < 23$  m

$r_d = 0,774 - 0,008z$  per  $23 < z < 30$  m

$r_d = 0,5$  per  $z > 30$  m

MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma ricavabile con le seguenti relazioni:

$MSF = (M/7,5)^{-3,3}$  per  $M \leq 7,5$  (Idriss 1990)

$MSF = (10^{2,24}) / (M^{2,56})$  per  $M > 7,5$  (Andrus e Stokoe 1997)

La resistenza ciclica normalizzata (CRR) può essere valutata mediante il metodo di Robertson e Wride (1998) che permette di correlare la resistenza al taglio mobilitata nel terreno con i risultati della prova penetrometrica statica.

La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

$$CRR = 0,83 \times \left[ \frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0,05 \rightarrow (q_{c1n})_{cs} < 50$$

$$CRR = 93 \times \left[ \frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,08 \rightarrow 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160$$

dove:

$$(q_{c1n})_{cs} = K_c \times q_{c1n}$$

è la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente (determinata mediante la procedura di Robertson e Wride 1998) e  $K_c$  è un fattore di correzione funzione dell'indice del tipo di terreno  $I_c$  così definito:

$I_c$	% fine	$K_c$
$\geq 2,6$	alto (limi/argille)	Non liquefacibile
$\leq 1,64$	basso	$K_c = 1$
$1,64 < I_c < 2,6$	medio	$K_c = -0,403 \cdot I_c^4 + 5,581I_c^3 - 21,63I_c^2 + 33,75 \cdot I_c - 17,88$

Dalle procedure di calcolo di Robertson e Wride (1998) applicate alle CPTU n. 2 e 3, è emerso che il fattore di sicurezza FS risulta  $> 1$  in corrispondenze di tutto l'intervallo indagato.

Il rischio di liquefazione, deve inoltre essere valutato in termini quantitativi mediante un indice rappresentativo del rischio di liquefazione e applicabile ai metodi che prevedono il calcolo del fattore di sicurezza.

Iwasaki et al., (1978) hanno introdotto il parametro "Indice del potenziale di Liquefazione PL", esplicabile mediante le seguenti relazioni:

$$P_L = \int_0^{z_{crit}} FS(z) \times w(z) \cdot dz$$

$$FS(z) = \begin{cases} 1 - FS(z) \rightarrow FS \leq 1.0 \\ 0 \rightarrow FS > 1.0 \end{cases}$$

$$w(z) = 10 - 0,5 \times z$$

dove:

$z$  = profondità dal piano campagna;

$z_{crit}$  = profondità critica pari a 20 m;

FS = Fattore di Sicurezza.

In base al valore di PL è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione attraverso la seguente tabella:

Valore PL	Rischio di liquefazione
PL = 0	Molto basso
$0 < PL \leq 5$	Basso
$5 < PL \leq 15$	Alto
$PL \geq 15$	Molto alto

Nell'area in esame le valutazioni analitiche hanno espresso un Indice del potenziale di Liquefazione pari a  $PL = 0,0$  traducibile in altri termini in un rischio di liquefazione "Molto Basso".

Uno schema delle verifiche eseguite viene riportato in allegato.

## 11. MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Nel sito in esame è stata condotta la valutazione degli effetti sismici di sito di III livello secondo lo schema seguente:

- 1) Definizione del modello geotecnico del sottosuolo attraverso indagini dirette e indirette;
- 2) Selezione di un moto di input (terremoto caratteristico) al bedrock;
- 3) Stima dell'amplificazione del moto in superficie rispetto al bedrock, in funzione della frequenza;
- 4) Stima dello spettro di risposta dell'oscillatore armonico tipo a un grado di libertà in termini di accelerazioni massime attese in funzione del periodo proprio della struttura per uno smorzamento assunto pari al 5%.

Al fine di effettuare la modellazione numerica per la valutazione degli effetti di sito è necessario avere a disposizione accelerogrammi e spettri di risposta da utilizzare come input sismici nella modellazione stessa.

Il modello geologico di sottosuolo e la correlabilità tra gli esiti litologici e meccanici ottenuti dalle prove geognostiche e geofisiche, consentono l'elaborazione di un'unica modellazione numerica generale di risposta sismica.

La verifica monodimensionale dell'amplificazione locale è stata eseguita tramite il software EERA e si compone di due fasi:

- elaborazione del modello;
- simulazione degli effetti indotti dal sisma di progetto.

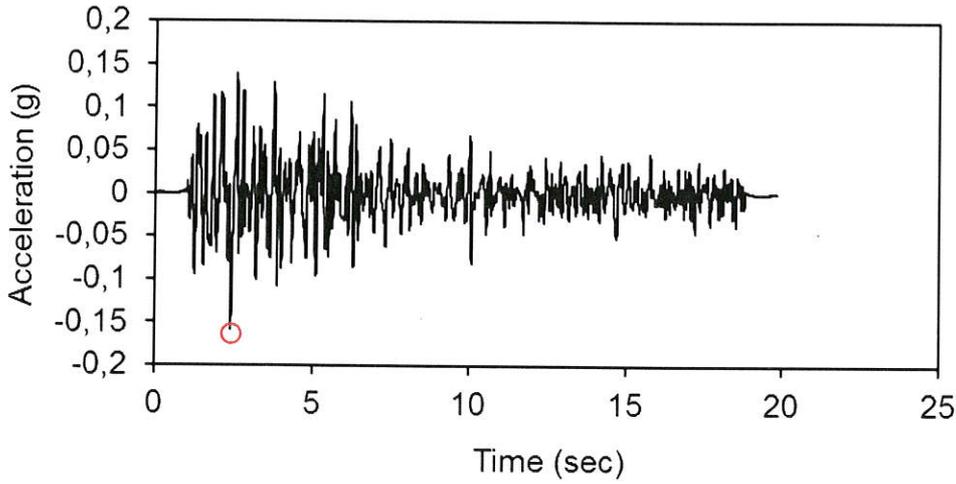
### 11.1. Selezione del moto di riferimento

Per produrre una simulazione di terremoto si è proceduto a calcolare il moto atteso in superficie a partire dai tre accelerogrammi reali relativi ad un sito in roccia (A) forniti dalla regione Emilia Romagna per il San Pietro in Casale e identificati dalle sigle 046, 126 e 354 con valore di accelerazione di picco di 0,163g.

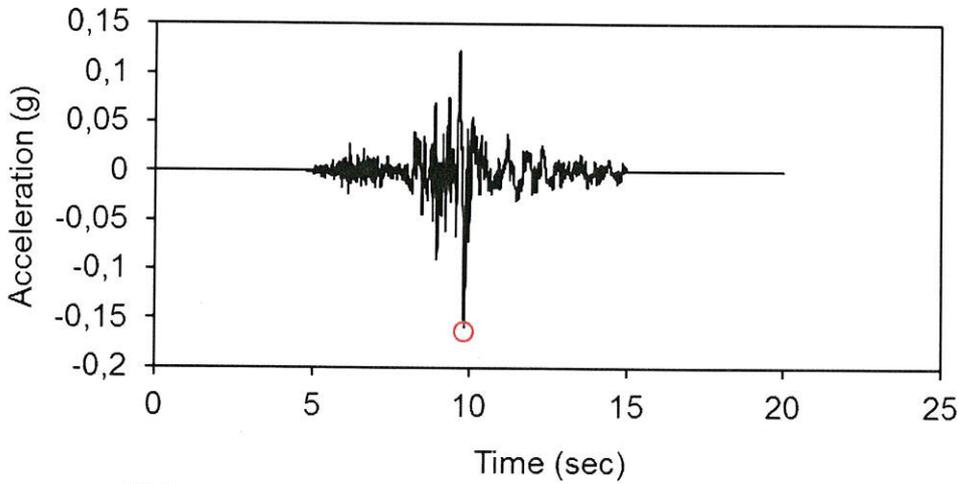
I relativi accelerogrammi vengono riportati nella pagina seguente.

### ACCELEROGRAMMI DI INPUT (0,163g)

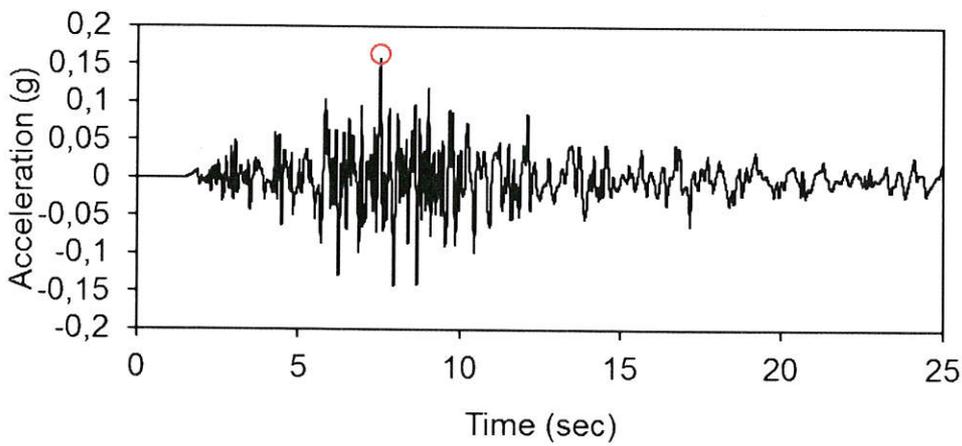
046



126



354



## 11.2. Elaborazione del modello sismico

La prima fase di elaborazione consiste nel costruire la colonna di sottosuolo di riferimento, rappresentata da strati caratterizzati da diversa tessitura e da diversi valori delle onde di taglio S ( $V_s$ ).

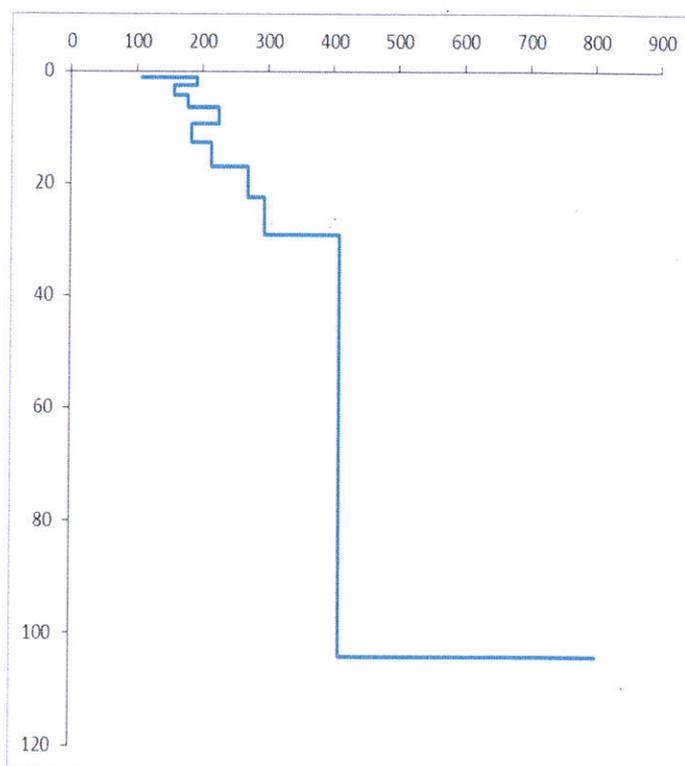
La stratigrafia che caratterizza il modello per i primi 30 metri deriva dagli esiti delle prove geognostiche eseguite mentre per l'attribuzione della velocità delle onde sismiche di taglio  $V_s$  relativa ai differenti strati della colonna sismica, si sono considerati gli esiti dell'indagine sismica eseguita.

L'indagine geofisica ha evidenziato una profondità del bedrock sismico cui corrisponde una  $V_s = 800$  m/sec è stata stimata di 104,00 m dal p.c. attuale.

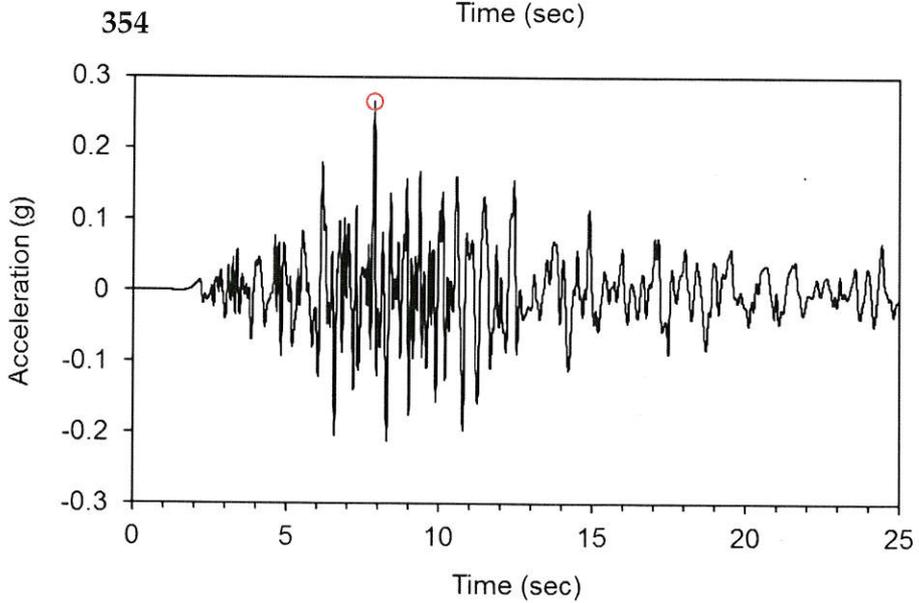
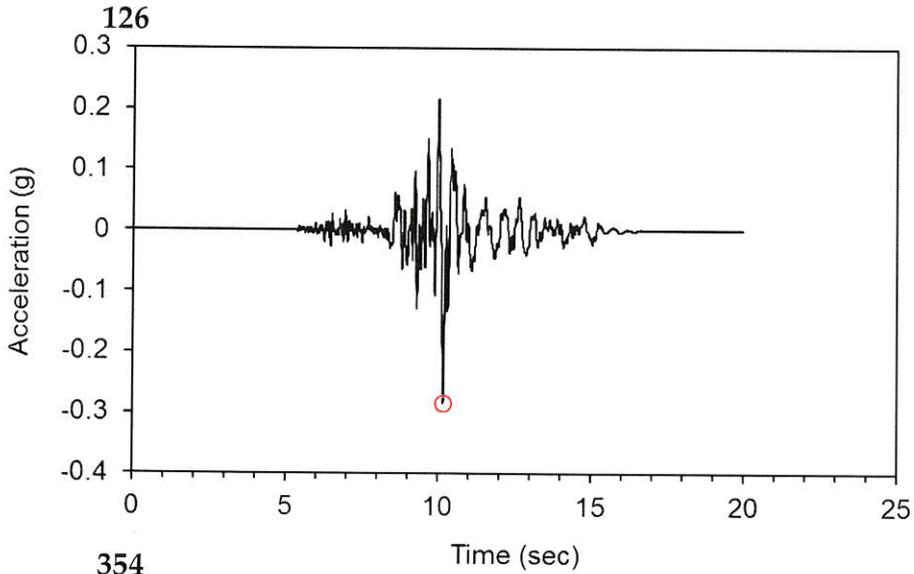
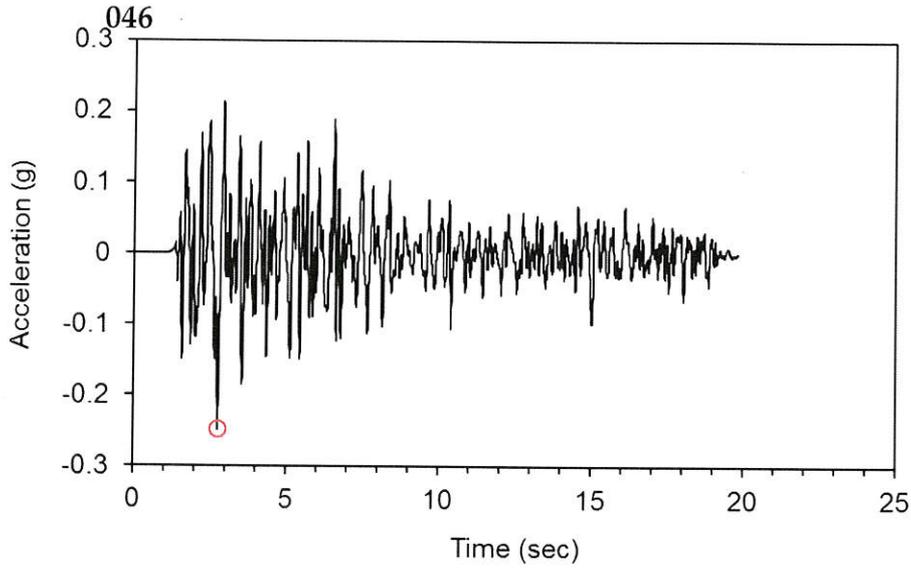
L'interpolazione tra il profilo di sottosuolo e le velocità delle onde sismiche di taglio permette di stimare i valori di accelerazione di picco attesi in superficie per i terremoti caratteristici.

I relativi accelerogrammi vengono riportati nella pagina seguente.

Strato sismico	Profondità (m)	$V_s$ (m/sec)
1	0,00÷1,10	106
2	1,10÷2,50	191
3	2,50÷4,30	157
4	4,30÷6,50	178
5	6,50÷9,20	224
6	9,20÷12,60	183
7	12,60÷16,90	214
8	16,90÷22,30	269
9	22,30÷29,00	294
10	29,00÷104,0	409
10	>104,0	800



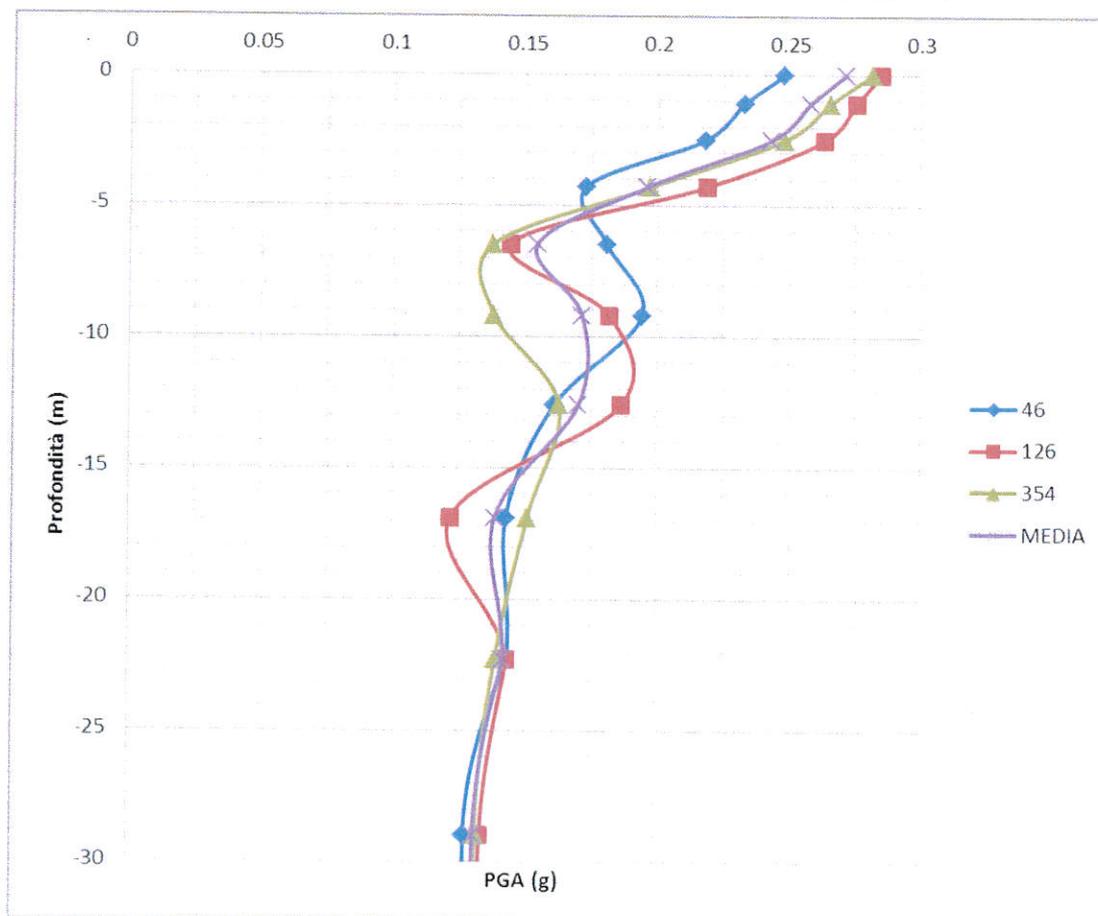
### ACCELEROGRAMMI DEL SITO



Di seguito in forma tabellare, viene riportato l'andamento dell'accelerazione di picco attesa in funzione della profondità per i tre terremoti di input e il rispettivo valore medio mentre in forma grafica viene riportato l'andamento nei primi 30,00 m.

Dalla stessa si evince come il valore di picco dell'accelerazione atteso in superficie ottenuto dalla simulazione è compreso tra 0,248g e 0,285g mentre il valore mediato è pari a 0,271g.

Profondità	PGA			
	046	0126	354	media
0	0.248	0.285	0.281	0.271
1.1	0.233	0.275	0.265	0.258
2.5	0.218	0.263	0.248	0.243
4.3	0.172	0.219	0.197	0.196
6.5	0.181	0.144	0.138	0.154
9.2	0.194	0.182	0.138	0.171
12.6	0.161	0.187	0.163	0.170
16.9	0.143	0.122	0.151	0.139
22.3	0.143	0.143	0.139	0.142
29.0	0.127	0.134	0.132	0.131
104	0.128	0.105	0.112	0.115



### 11.3. Elaborazione dell'amplificazione

La seconda fase di elaborazione consente di ottenere due differenti spettri di risposta, ognuno dei quali descrive il diverso comportamento relativo ad ogni singolo strato della colonna litologica tipo, rispetto all'input sismico utilizzato.

Poiché questi spettri vengono ripresi nell'ambito della verifica sismica del sito, nel nostro caso consideriamo come strato sismico il n. 2, sul quale presumibilmente verranno attestate le fondazioni delle opere in progetto.

Nella TAV. 4.1 vengono riportati i grafici della velocità spettrale; i risultati di questa analisi sono utilizzabili per il calcolo dell'Intensità Spettrale di Housner (IS), indicatore della pericolosità sismica definito come l'area sottesa dallo spettro di pseudovelocità in un intervallo prefissato di frequenze, e direttamente correlabile all'energia che viene dissipata nelle strutture durante il terremoto.

Il secondo spettro (TAV. 4.2) riguarda l'amplificazione locale intesa come il rapporto tra la massima ampiezza dell'accelerazione su affioramento rigido (PGA<sub>0</sub>) e la massima ampiezza dell'accelerazione alla superficie del deposito (PGA).

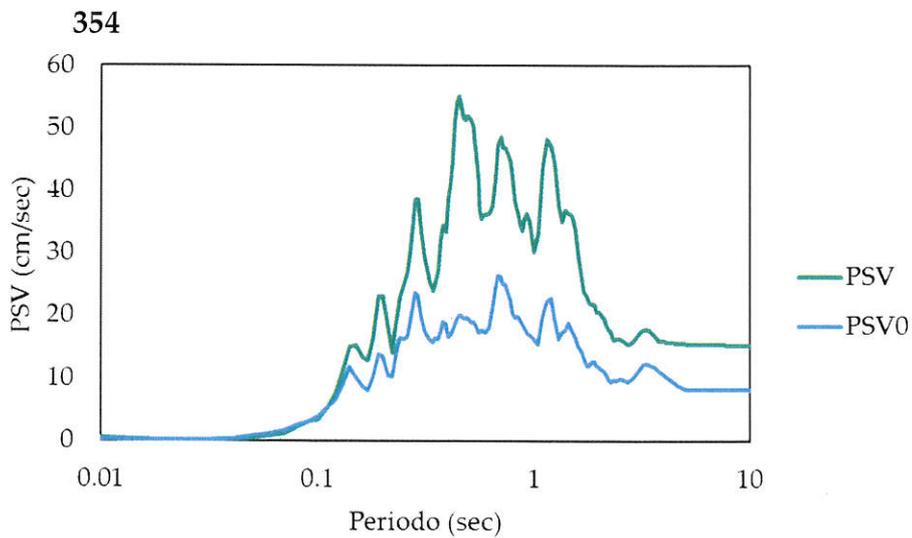
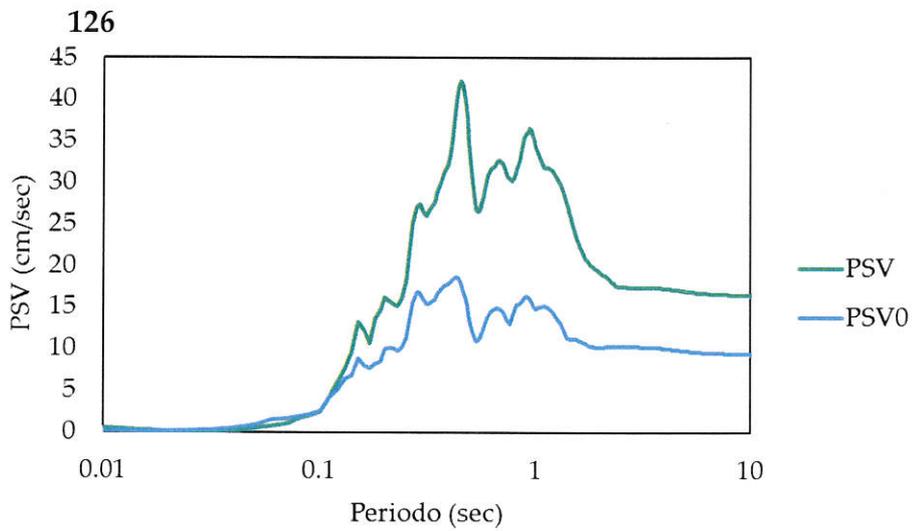
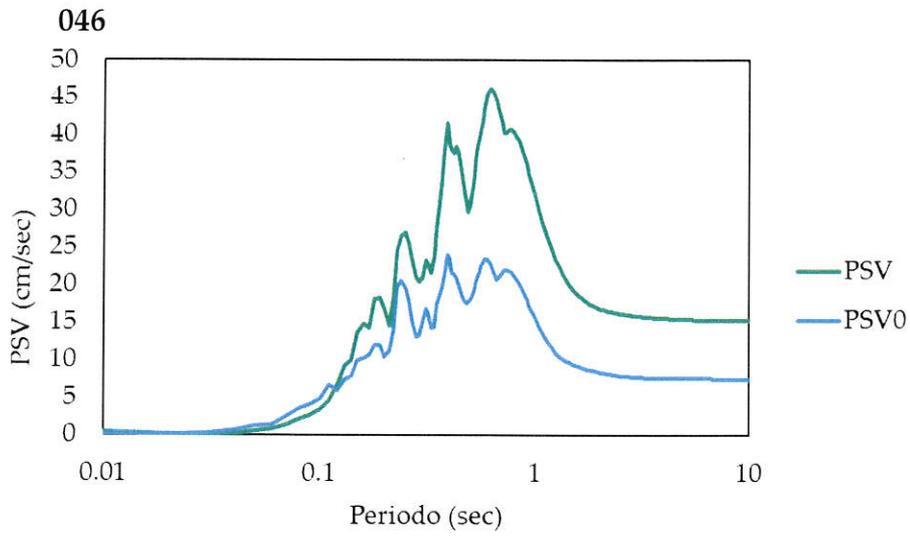
La variazione del fattore di amplificazione con la frequenza definisce la funzione di amplificazione del deposito, dalla quale si ricava la frequenza fondamentale, definita come la frequenza cui corrisponde il valore massimo della funzione di amplificazione.

Dalle funzioni di amplificazione ricavate dalle elaborazioni (TAV. 4.2) risulta che la frequenza fondamentale assume un valore di circa 2,2 Hz e il relativo fattore di amplificazione (F.A.) risulta dell'ordine di 3,0÷3,2.

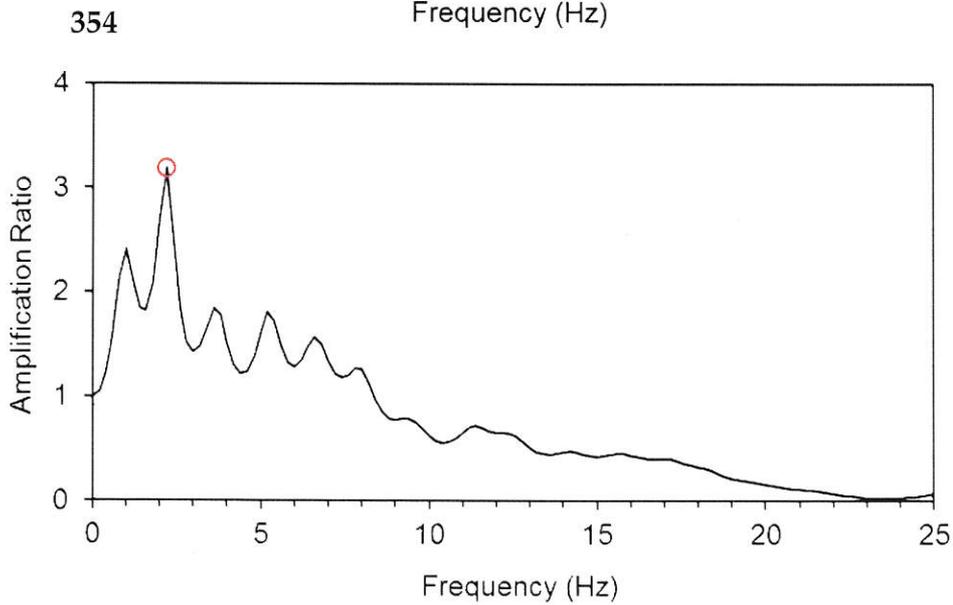
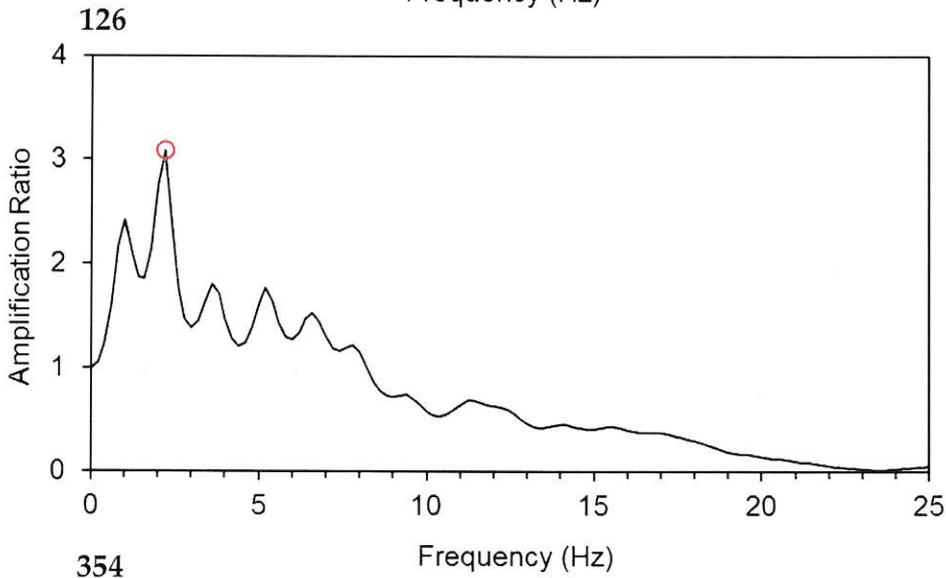
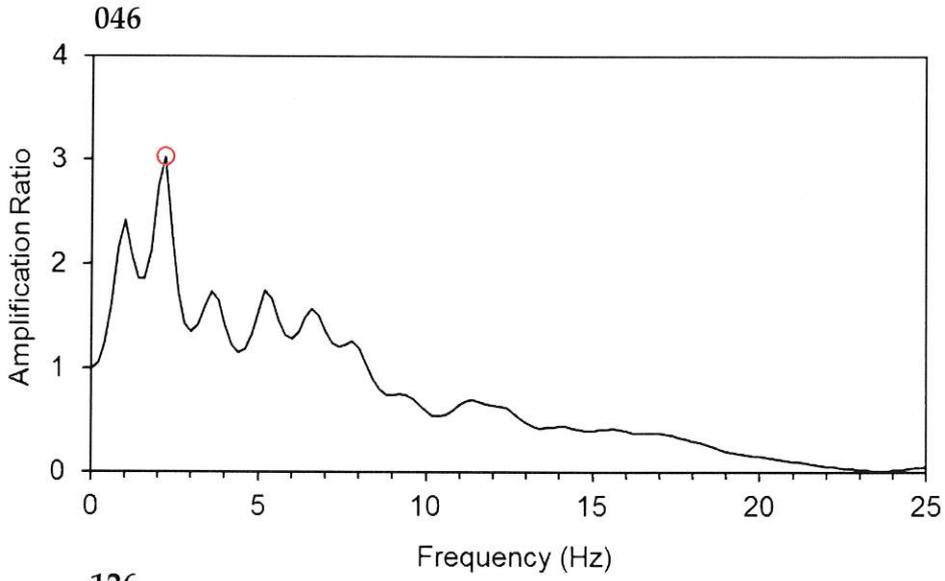
Nella tabella successiva vengono riportati i valori del Fattore di Amplificazione (F.A.), in termini di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA<sub>0</sub>) e di intensità spettrale ((IS), ottenuti per ciascuno dei tre sismi di progetto.

Segnale reg.	F.A. PGA/PGA <sub>0</sub>	F.A. IS 0,00÷0,50 sec	F.A. IS 0,50÷1,00 sec
046	3,0	1,55	1,92
126	3,1	1,83	2,26
354	3,2	1,91	2,03

TAV. 4.1 – Spettri di risposta relativi alla pseudovelocità (PSV)



TAV. 4.2 – Spettro di amplificazione PGA/PGA<sub>0</sub>



Nella TAV. 5 viene confrontato lo spettro in accelerazione, risultante dalla media dei tre spettri relativi agli accelerogrammi di input, e lo spettro elastico di progetto SLV (N.C.T. 3.2.3.5) ottenuto mediante il foglio di calcolo del Ministero dei Lavori Pubblici riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

I parametri utilizzati per determinare le forme spettrali sono i seguenti:

$V_n = 50$

Classe d'uso = II

Coefficiente d'uso = 1,0

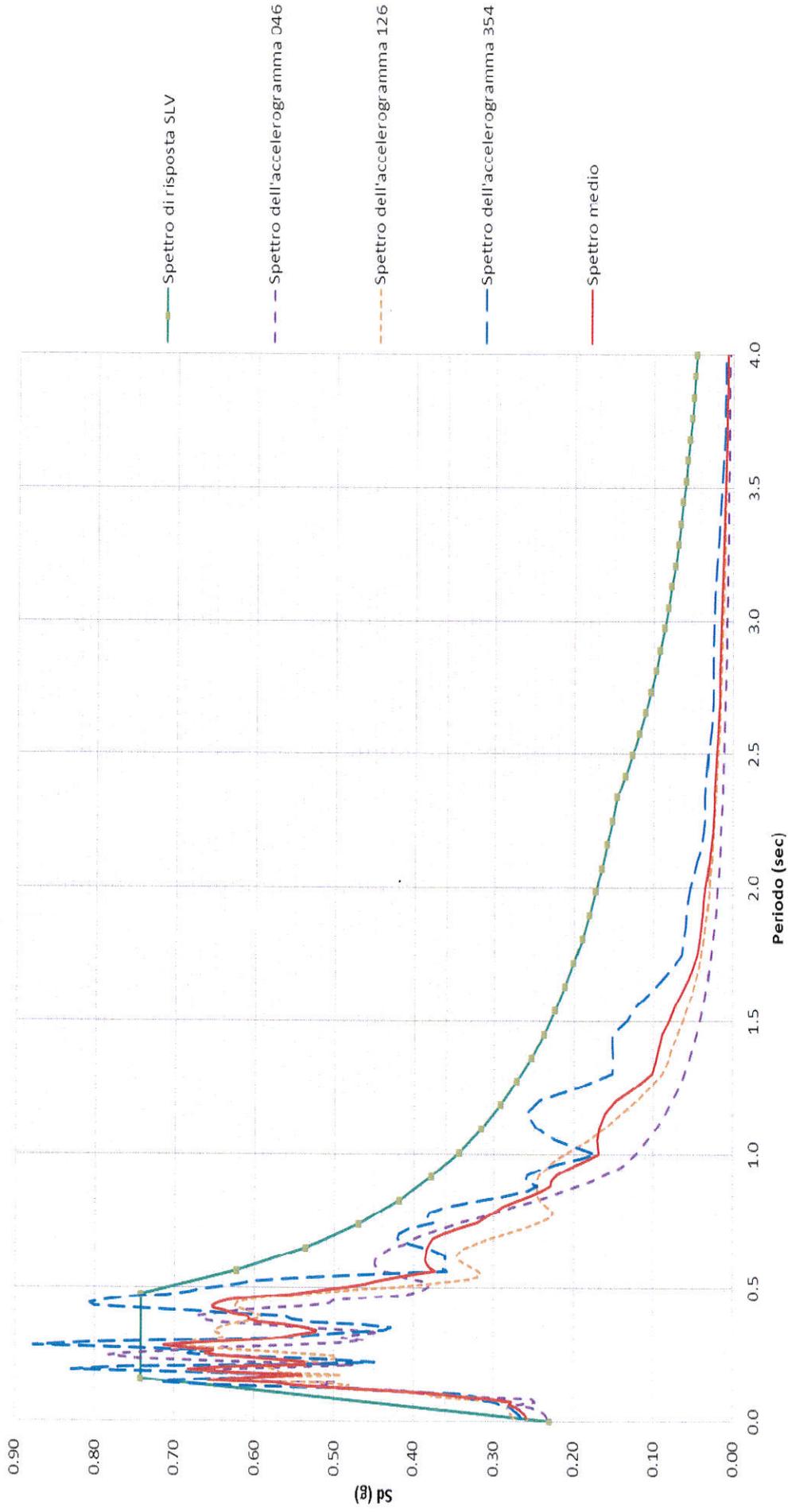
Categoria di sottosuolo = C

Categoria topografica = T1

Smorzamento = 5 %

Fattore di struttura = 1

TAV. 5– Spettri di risposta



## 12. 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.

Sulla base dei dati di resistenza meccanica ricavati dall'indagine geognostica eseguita è possibile valutare, in questa fase in via orientativa, la capacità portante dei terreni del primo sottosuolo.

I terreni presenti nell'area indagata, al disotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato, sono inizialmente rappresentati da limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza da plastica tenera a plastica che, da una profondità media di 1,20÷1,70 m, si alternano con lenti sabbioso limose di addensamento variabile da medio scarso a medio.

Di seguito, utilizzando i parametri di resistenza meccanica misurati nel corso dell'indagine geognostica, in modo indicativo, si verifica la resistenza di progetto dei suddetti terreni prendendo in esame sistemi fondali nastriformi attestati ad una profondità media di 1,00÷1,20 m dal p.c. attuale.

Si rimanda ad una analisi più approfondita e dettagliata l'esatta verifica della capacità portante, in relazione anche alle tipologie costruttive ed a particolari esigenze.

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.

All'ipotizzato piano di posa delle fondazioni i terreni sono rappresentati da limi sabbiosi e/o argillosi di consistenza plastico tenera con intercalazioni sabbioso limose, appartenenti alle unità geotecniche A B e B1.

La verifica della resistenza di progetto del terreno in condizioni statiche viene pertanto eseguita prendendo in esame le unità geotecniche suddette.

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

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

dove:

$q_{cm}$  = valore medio di resistenza meccanica del terreno posto al disotto del piano di posa delle fondazioni;

$\sigma'_{v0}$  = 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  $\beta = 0$ , si riduce a:

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

dove:

$cud$  = coesione non drenata di progetto;

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

$s_c$  = fattore di forma delle fondazioni; per fondazioni nastriformi vale 1,0;

$z_c$  = 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;

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

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

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

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

Tabella 6.2.II

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

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

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

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

dove:

$kh$  = coefficiente sismico orizzontale.

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**

$$D = 1,00 \text{ m}; L < 2,00 \text{ m};$$

$$\gamma = 19,0 \text{ kN/mc};$$

$$z_c = 0,982;$$

$$s_c = 1,0;$$

$$r_g = 1,0.$$

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

Punto N	Litologia	C <sub>uk</sub> (kPa)	C <sub>ud</sub> (kPa)	γ <sub>R</sub>	R <sub>d</sub> (kPa)
CPTU 1	LAS	38	27,1	1,8	<b>86,5</b>
CPTU 2	LAS	41	29,3	1,8	<b>92,7</b>
CPTU 3	LAS	35	25,0	1,8	<b>80,7</b>
CPTU 4	LAS	35	25,0	1,8	<b>80,7</b>

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

Punto N	Litologia	C <sub>uk</sub> (kPa)	C <sub>ud</sub> (kPa)	γ <sub>R</sub>	R <sub>d</sub> (kPa)
CPTU 1	LAS	38	38,0	2,3	<b>91,7</b>
CPTU 2	LAS	41	41,0	2,3	<b>98,2</b>
CPTU 3	LAS	35	35,0	2,3	<b>85,1</b>
CPTU 4	LAS	35	35,0	2,3	<b>85,1</b>

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

### 13. CONSIDERAZIONI FINALI

L'area in esame si sviluppa in un settore deposizionale della bassa Pianura Padana caratterizzato da leggere ondulazioni che degradano progressivamente verso Nord; pressoché pianeggiante si ubica ad una quota media di 16,00 m s.l.m.

La litologia del primo sottosuolo al tetto, al di sotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato, risulta caratterizzata dalla presenza limi argillosi e/o sabbiosi di colore da grigio marrone a nocciola, di consistenza da plastico tenera a plastica ed umidità da media ad elevata.

A partire dalla profondità media di 1,20÷1,70 m, e per circa 4,00÷4,80 m, si alternano dei limi sabbiosi e/o argillosi di colore da grigio marrone a nocciola, di consistenza da plastico molle plastico tenera a plastica e delle sabbie localmente limose in lenti di colore marrone di addensamento da medio scarso a medio, in totale saturazione idrica.

Sotto, e sino a circa 11,60÷12,60 m, prevalgono delle sabbie localmente limose di addensamento da medio a medio buono, che nella fascia Sud/Est, sino alla profondità media di 10,80 m, sono sostituite da argille limose di consistenza da plastico molle a plastico tenera.

Oltre, e sino alla profondità indagata, sono presenti delle argille limose e/o viceversa di consistenza da plastica a plastico dura inglobanti, ad una profondità variabile da 17,70 m a 19,20 m, una lente francamente sabbiosa di addensamento medio buono.

I suddetti terreni sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica di superficie, il cui livello statico al termine dell'indagine, rispetto al p.c. attuale, è stato misurato ad una profondità media di 1,20÷1,60 m, quote presumibilmente soggette a variazioni stagionali.

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	0,20÷0,40	P	-	-	-	-	-
A	0,20÷0,40	1,20÷1,70	LAS	0,5÷1,9	18,8÷19,3	25÷95	0	0
B	1,20÷1,70	5,50÷6,10	LAS	0,3÷1,9	8,6÷9,3	15÷95	0	0
B1	1,20÷2,40	3,30÷6,10	S/SL	2,0÷4,8	8,5÷8,6	0	30÷34	15÷55
C	5,50÷10,80	11,60÷12,60	S/SL	2,0÷11,9	8,5÷8,6	0	29÷35	15÷63
C1	6,10	10,80	AL	0,4÷0,9	8,7÷9,0	20÷45	0	0
D	11,60÷12,60	fine indag.	AL/LA	1,0÷3,2	9,0÷9,4	50÷139	0	0
D1	17,70÷19,20	18,40÷20,00	S/SL	3,0÷15,80	8,5÷8,6	0	30÷35	24÷72

I terreni del primo sottosuolo al p.c. presentano una  $V_{s30}$  pari a 218 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 di progetto le valutazioni analitiche hanno espresso un Indice del potenziale di Liquefazione PL pari a 0,00 traducibile in altri termini in un rischio di liquefazione *“Molto Basso”*.

La modellazione della risposta sismica locale ha consentito di determinare i valori del Fattore di Amplificazione (F.A.), in termini di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA0) e di intensità spettrale (IS).

Dalle funzioni di amplificazione ricavate dalle elaborazioni risulta che la frequenza fondamentale assume un valore di circa 2,2 Hz, ed il relativo fattore di amplificazione (FA) risulta dell'ordine di 3,0÷3,2, mentre il fattore di amplificazione (F.A.), in termini di intensità spettrale (IS), per periodi propri del sito ( $T_0$ ) compresi tra 0,1 e 0,5 sec varia da 1,55 a 1,91 sec, e per periodi compresi tra 0,5 e 1,0 sec varia da 1,92 a 2,26 sec.

I litotipi che caratterizzano il primo sottosuolo presentano valori di resistenza meccanica moderatamente omogenei, e per sistemi fondali diretti nastriformi attestati ad una profondità media di 1,00÷1,20 m dal p.c. attuale, non considerando la superficie efficace della fondazione, consentono valori di resistenza di progetto variabili da 80,7 kN/m<sup>2</sup> a 92,7 kN/m<sup>2</sup> con verifica mediante *“Approccio 1 Combinazione 2”* e da 85,1 kN/m<sup>2</sup> a 98,2 kN/m<sup>2</sup> nel caso di *“Approccio 2”*.

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

Casalecchio di Reno, 21 Marzo 2014



## ALLEGATI

## Indagine geognostica

**CPT U (piezo cone penetration test) N. 1**

**Rapporto di Prova N. 14.0213/RSP**

Committente : Impresa Edile Costel s.r.l.  
 Località : San Pietro in Casale (BO)  
 Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MH261 - Penetrometro da 200 kN

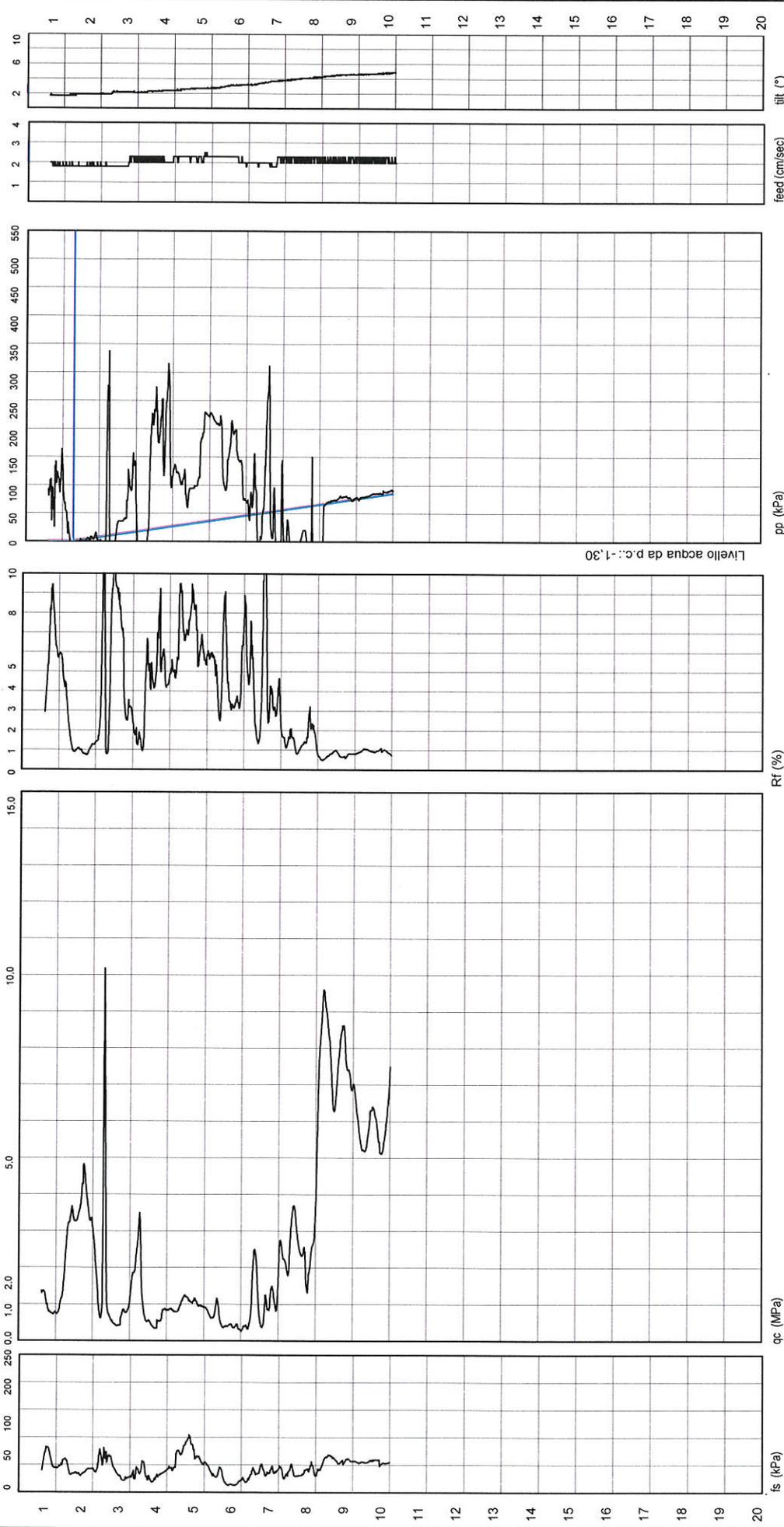
Quota : ---  
 Preforo : 0,60 m  
 Data Prova : 18/03/2014  
 Codice Lavoro : 2014.050

Cantiere: via Stagno

Note: ---



40033 Casalecchio di Reno (BO)  
 Via Cimmarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	14.0213/RSP	0	18/03/2014	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

**CPT U (piezo cone penetration test) N. 2**

**Rapporto di Prova N. 14.0214/RSP**

Committente : Impresa Edile Costel s.r.l.

Quota : ---

Località : San Pietro in Casale (BO)

Preforo : 0,85 m

Attrezzatura : Punta Pagani Mod. MH261 - Penetrometro da 200 kN

Data Prova : 17/03/2014

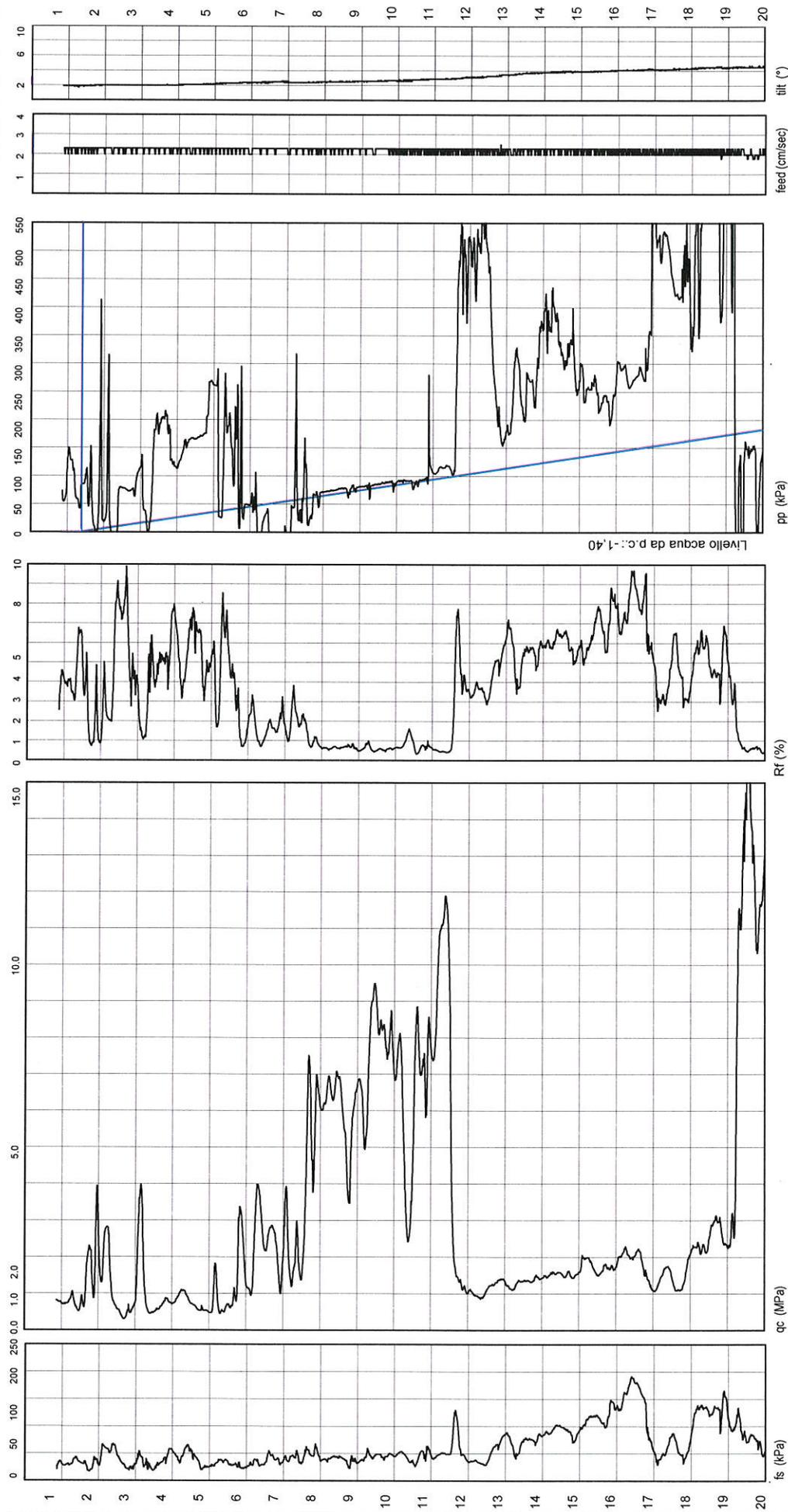
Cantiere : via Stagno

Codice Lavoro : 2014.050

Note: ---

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

40033 Casalecchio di Reno (BO)  
Via Cimara, 119 - Tel. 051/61.33.072



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	14.0214/RSP	0	17/03/2014	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

**CPTU (piezo cone penetration test) N. 3**

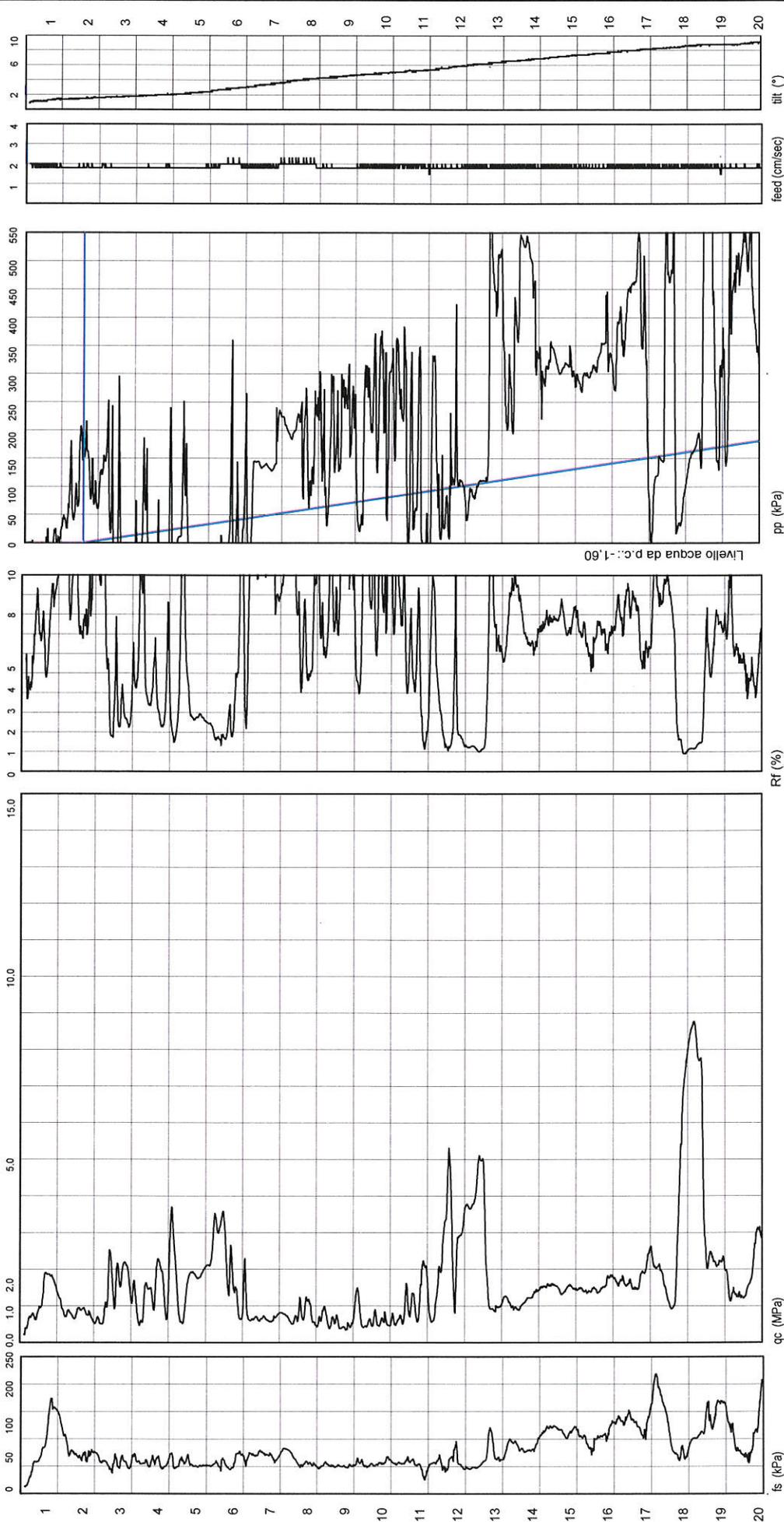
**Rapporto di Prova N. 14.0215/RSP**

Committente : Impresa Edile Costel s.r.l.  
 Località : San Pietro in Casale (BO)  
 Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MH261 - Penetrometro da 200 kN  
 Note: ---

Quota : ---  
 Preforo : 0,10 m  
 Data Prova : 17/03/2014  
 Codice Lavoro : 2014.050

Cantiere: via Stagno

**GEO-PROBE** S.r.l.  
 Indagini Geognostiche  
 40033 Casalecchio di Reno (BO)  
 Via Cimaraosa, 119 - Tel. 051/61.33.072



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	14.0215/RSP	0	17/03/2014	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

**CPTU (piezo cone penetration test) N. 4**

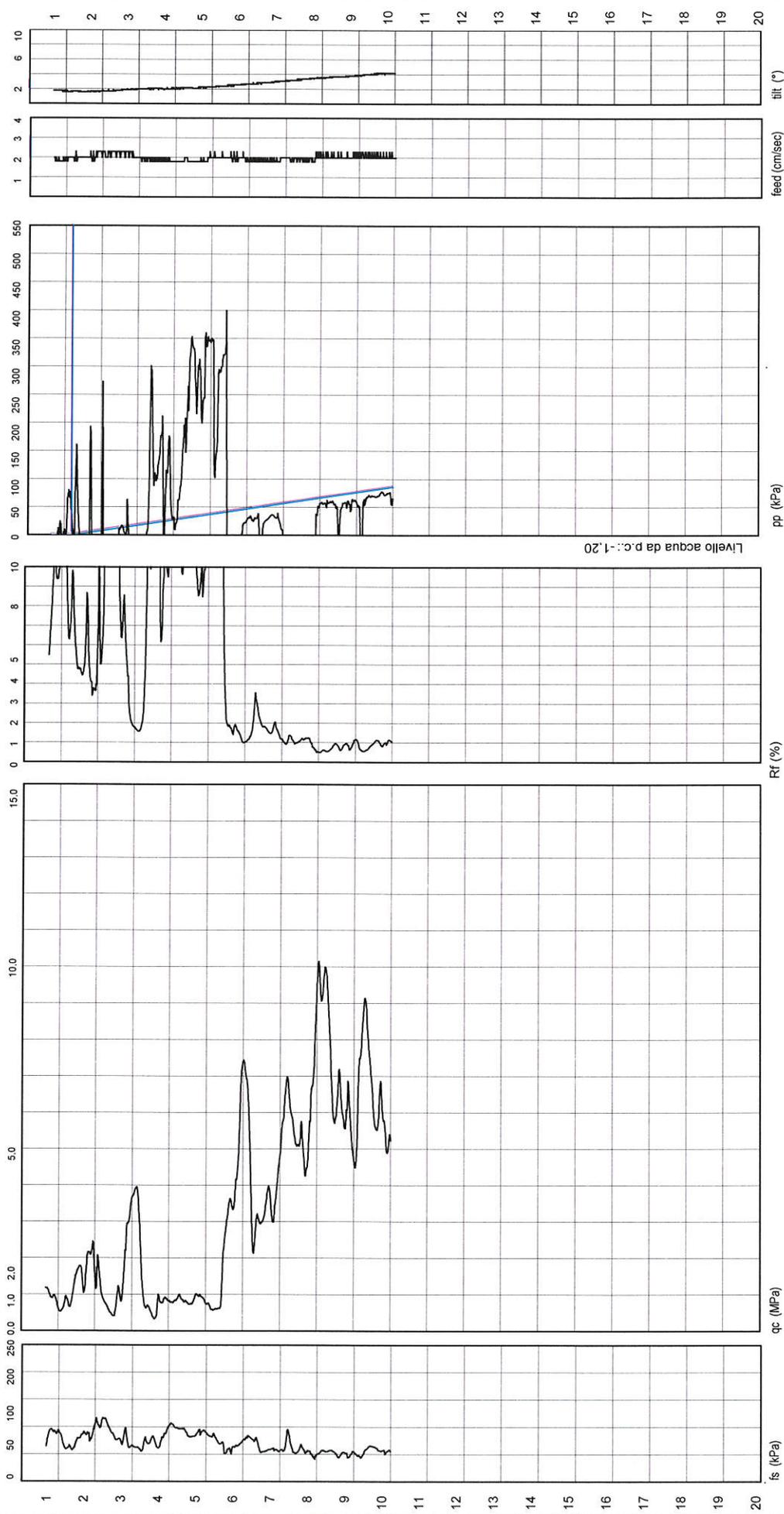
**Rapporto di Prova N. 14.0216/RSP**

Committente : Impresa Edile Costel s.r.l.  
 Località : San Pietro in Casale (BO) Cantiere: via Stagno  
 Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MH261 - Penetrometro da 200 kN  
 Note: ---

Quota : ---  
 Preforo : 0.65 m  
 Data Prova : 17/03/2014  
 Codice Lavoro : 2014.050

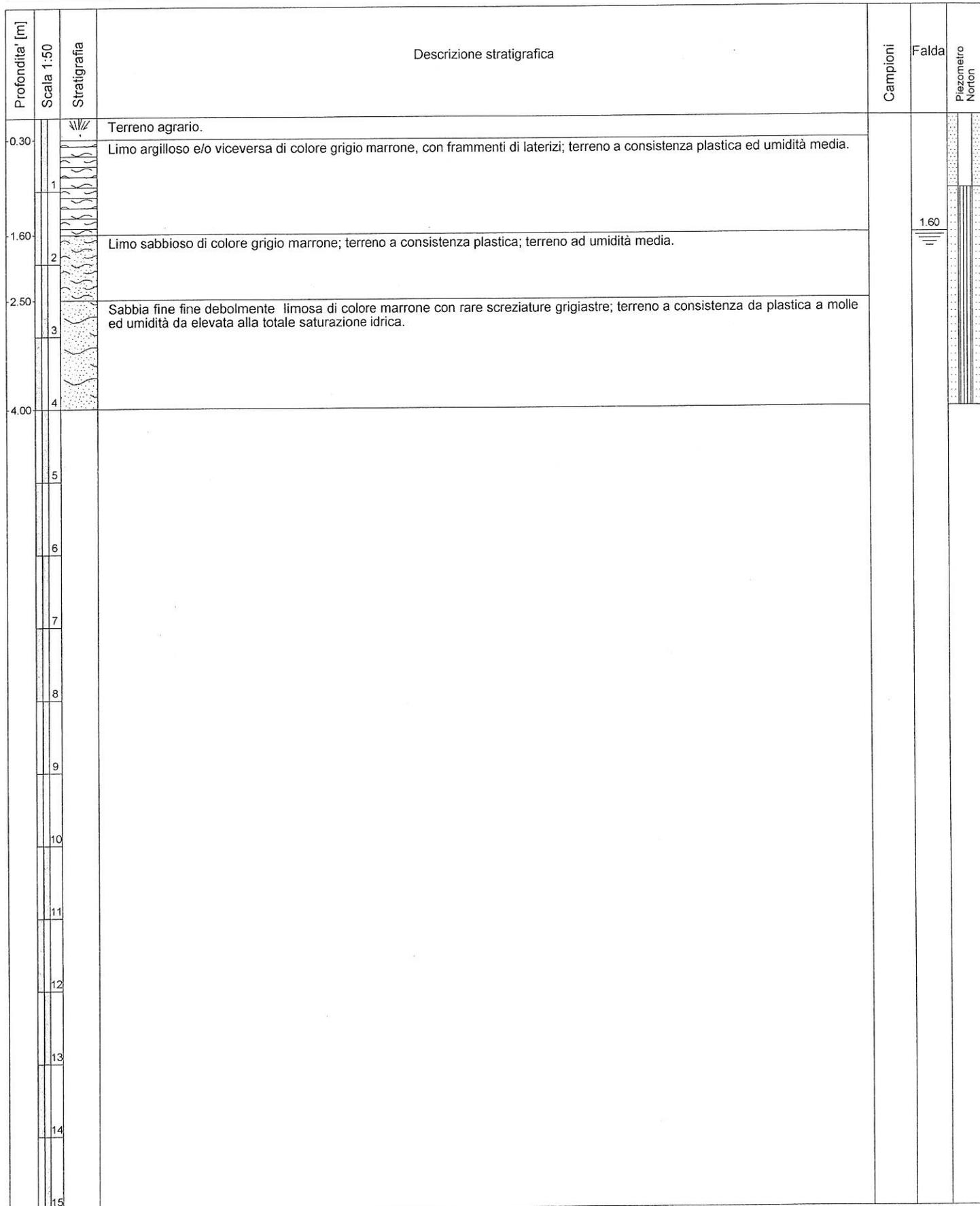
**GEO-PROBE** S.r.l.  
*Indagini Geognostiche*

40033 Casalecchio di Reno (BO)  
 Via Cimmarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	14.0216/RSP	0	17/03/2014	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

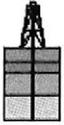
<b>GEO-PROBE</b> s.r.l. Indagini Geognostiche 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072	Committente: <u>Impresa Edile Costel</u>	Quota: <u>--</u>	Rap. Pr. N°14.0217/RSP		
	Località: <u>San Pietro in Casale (BO)</u>	Profondità: <u>4.00 m</u>	Codice Lavoro 2014.050		
	Cantiere: <u>via Stagno</u>	Data Inizio: <u>17/03/2014</u>	SONDAGGIO	FOGLIO	
	Perforazione: <u>Trivellazione a secco d 120 mm</u>	Data Fine: <u>17/03/2014</u>	<b>1</b>	<b>1/1</b>	
Attrezzatura: <u>Unimog U400L</u>	Il geologo: <u>Dr. Conti</u>				
Procedura di Prova --	Rapporto di Prova N° 14.0217/RSP	Rev. 0	Data di emissione 17/03/2014	Lo Sperimentatore Dr. Chelli	Il Direttore di Laboratorio Dr. L. Conti





## Indagine sismica

C.G.A.



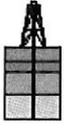
**Studio Tecnico Associato di Consulenze di Geologia e Ambiente del Dott. Geol. F. Barbieri e del Dott. Geol. M. Ropa**

Via E. Fermi n° 11/A - 40017 SAN GIOVANNI IN PERSICETO (BO) Codice Fiscale e P. IVA 04112290376

Tel. 051 - 687.11.13 FAX 051 - 687.43.28

**Committente: GEOPROBE S.r.l.**

**Rapporto di prova relativo all'esecuzione una una prova sismica MASW a uno shot e di due registrazioni dei microtremori HVSR in Via Stagno, nel Comune di San Pietro in Casale (BO).**



## SOMMARIO

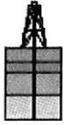
<b>SOMMARIO .....</b>	<b>1</b>
<b>INTRODUZIONE.....</b>	<b>3</b>
<b>METODOLOGIA D'INDAGINE .....</b>	<b>4</b>
INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA HVSR.....	6
<b>ELABORAZIONE DATI .....</b>	<b>7</b>
SISMICA CON METODOLOGIA MASW.....	7
<i>Analisi delle immagini di dispersione .....</i>	<i>7</i>
<i>Interpretazione .....</i>	<i>7</i>
Coefficiente di Poisson: .....	8
Densità Dinamica: .....	8
Modulo di taglio: .....	8
Modulo di Young:.....	8
INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA HVSR.....	9
HVSR 1.....	10
<i>Tracce in input: .....</i>	<i>10</i>
<i>Finestre selezionate .....</i>	<i>11</i>
<i>Grafici degli spettri.....</i>	<i>12</i>
<i>Mappa della stazionarietà degli spettri.....</i>	<i>12</i>
<i>Mappa della direzionalità degli spettri .....</i>	<i>12</i>
HVSR 2.....	13
<i>Tracce in input: .....</i>	<i>13</i>
<i>Finestre selezionate .....</i>	<i>14</i>
<i>Grafici degli spettri.....</i>	<i>15</i>
<i>Mappa della stazionarietà degli spettri.....</i>	<i>15</i>
<i>Mappa della direzionalità degli spettri .....</i>	<i>15</i>
<b>PRESENTAZIONE DEI RISULTATI .....</b>	<b>16</b>
HVSR 1.....	18
<i>Rapporto spettrale H/V .....</i>	<i>18</i>
<i>Grafico rapporto spettrale H/V .....</i>	<i>18</i>
<i>Verifiche SESAME:.....</i>	<i>18</i>
<i>Modello stratigrafico .....</i>	<i>19</i>
<i>Profondità del bed rock sismico.....</i>	<i>19</i>

C.G.A.



HVSR 2.....	20
<i>Rapporto spettrale H/V .....</i>	<i>20</i>
<i>Grafico rapporto spettrale H/V .....</i>	<i>20</i>
<i>Verifiche SESAME:.....</i>	<i>20</i>
<i>Modello stratigrafico .....</i>	<i>21</i>
<i>Profondità del bed rock sismico.....</i>	<i>21</i>

## APPENDICE 1 – FIGURE ED ELABORATI GRAFICI



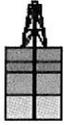
## INTRODUZIONE

Su incarico di Geoprobe S.r.l. è stato redatto questo rapporto di prova relativo all'esecuzione di una prova sismica MASW a uno shot e di due registrazioni dei microtremori HVSR in Via Stagno, nel Comune di San Pietro in Casale (BO).

Lo studio ha seguito il seguente sviluppo:

- esecuzione di n° 1 prova sismica a shot singolo con metodo MASW;
- esecuzione di due registrazioni dei microtremori HVSR;
- elaborazione dei dati raccolti.

L'ubicazione delle prove eseguite è rappresentata in figura n° 1.



## METODOLOGIA D'INDAGINE

### INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW

Il metodo MASW (*Multichannel Acquisition Surf Wave*) ha come obiettivo quello di ricostruire il profilo sismostratigrafico di un sito, valutando in particolare la distribuzione della velocità delle onde "S" sia per la ricostruzione del profilo del sottosuolo che per la definizione *in situ* della  $V_{s30}$ .

Al fine di migliorare il rapporto segnale disturbo per ogni punto di offset vengo eseguiti, in modalità iterativa, tre shots.

Il metodo MASW prevede la costruzione di una curva di dispersione per le onde di superficie, attraverso l'elaborazione di un'immagine di dispersione derivata dall'analisi della propagazione delle onde di Rayleigh.

La tecnica di prospezione MASW utilizza quindi un'immagine rappresentativa delle frequenze delle onde superficiali, espressa in funzione della velocità di fase delle stesse. Nell'immagine di dispersione (*Over Tone Image*) viene inoltre enfatizzata cromaticamente l'ampiezza delle vibrazioni evidenziando così le aree corrispondenti al miglior rapporto segnale/disturbo.

Una volta individuata la sequenza di frequenze e velocità di fase corrispondenti alla più probabile distribuzione della dispersione nel sottosuolo esaminato (analisi della curva di dispersione) si procede alla ricostruzione delle stratigrafia rappresentativa della distribuzione delle velocità delle onde S tramite l'utilizzo di un algoritmo di inversione.

La tecnica di prospezione MASW può essere così schematizzata:

- acquisizione delle onde superficiali;
- costruzione delle curve di dispersione (grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza);
- inversione delle curve di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$ .

### MODALITÀ ESECUTIVE

Le indagini MASW vengono eseguite disponendo sul terreno almeno 24 sensori (geofoni), posti ad intervallo costante, collegati ad un sismografo mediante un cavo multipolare.

Dopo l'allestimento del dispositivo di ricezione si provvede a generare artificialmente vibrazioni impulsive ad alta frequenza in corrispondenza di un punto prestabilito lungo il profilo (*punto di scoppio*): nello stesso istante di partenza della vibrazione viene trasmesso al sismografo il comando di avvio della registrazione (*trigger*). Da questo istante inizia l'acquisizione digitale, con intervallo di campionamento pari a 0.25 ms e tempo di registrazione pari ad almeno 1 secondo.

Ogni scoppio ed ogni registrazione per ogni distanza di offset se necessario vengono ripetuti tre volte.



Lo strumento utilizzato è il sismografo digitale A6000-S di produzione M.A.E. s.r.l. ad acquisizione digitale con dinamica a 24 bit.

Gli impulsi sismici sono stati generati con l'utilizzo di una massa battente da 10.0 Kg.

Nel caso specifico la geometria dell'array di indagine è riassunta nella seguente tabella:

MASW	n° geofoni	Spacing [m]	Offset [m]	Lunghezza array [m]
L1	24	1.00	7.00	30.00

Tabella n° 1 - Array dello stendimento MASW.

Le caratteristiche del sismografo e dei geofoni utilizzati sono di seguito sinteticamente riassunte:

#### SISMOGRAFO M.A.E. - A6000S

CPU NS Geode GXLV 233MHz
Memoria RAM 128 Mb PC100 Mhz
Hard Disk 512 Mb on Compact Flash Disk Udma/33
Batteria di riserva al Litio
Monitoraggio Hardware Winbond W83781D
Display LCD 10,5" TFT Transflective a colori, touch screen
Controller Fast Ethernet Intel 82559ER 10/100 Base-T
Alimentazione con alimentatore Switching 12 Volt 2Ah
Valigia in copolimeri di polypropylene antisciacchiamento
Temperatura di funzionamento da 0 a 60°C
Dimensioni e peso L280 X H220 X P170 mm, 3 Kg

Tabella n° 2 - Tabella delle caratteristiche del sismografo utilizzato.

#### GEOFONI GEOSPACE GS-11D

Natural Frequency	4,5 ± 0,75 Hz
Coil Resistance @ 25°C ± 5%	380 Ohms
Intrinsic Voltage Sensitivity with 380 Ohm Coil ± 10%	0,32 V/cm/s
Normalized Transduction Constant (V/in/sec)	0,42 (sq. root of Rc)
Open Circuit Damping	0,34 ± 20%
Damping Constant with 380 Ohm Coil	762
Optional Coil Resistances ± 5%	56,16 Ohms
Moving Mass ± 5%	23,6 g
Typical Case to Coil Motion P-P	0,18 cm
Harmonic Distortion with Driving Velocity of 0.7 in/sec (1.8 cm/sec) P-P	N/S

#### Dimensioni

Height (less terminals*)	3,35 cm
Diameter	3,18 cm
Weight	111 g

\* terminal height is 0,3429 cm

Tabella n° 3 - Tabella delle caratteristiche dei geofoni utilizzati.



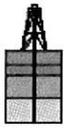
## INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA HVSR

Il metodo HVSR (Nogoshi e Igarashi 1971; Nakamura 1989) si basa sulla stima del rapporto tra lo spettro di ampiezza delle componenti orizzontali (H) e verticali (V) dei microtermori sismici ambientali registrati contemporaneamente e da una singola stazione.

La registrazione dei microtermori viene effettuato utilizzando un sensore a tre componenti (orientati sugli assi z, x e y di una terna cartesiana con l'asse delle ordinate posto in coincidenza con il Nord del campo magnetico terrestre) con frequenza naturale pari a 2 Hz.

La stazione registrante è un sismografo a 24 bit reali dello stesso tipo di quello utilizzato per la prova MASW.

I tempi di acquisizione sono funzione delle frequenze fondamentali che si intendono campionare, nel caso specifico il campionamento viene eseguito con target frequenze nel range  $0.2 < f_0 < 20$  Hz tempo di registrazione pari a 40' con frequenza di campionamento di 250 Hz.



## ELABORAZIONE DATI

### SISMICA CON METODOLOGIA MASW

#### **ANALISI DELLE IMMAGINI DI DISPERSIONE**

Le immagini di dispersione rappresentano, in forma grafica, lo spettro di dispersione delle onde di Rayleigh che si propagano nel sottosuolo dell'area indagata.

Le immagini illustrano la dispersione vera e propria intesa come variazione della velocità di fase in funzione delle frequenze dello spettro. Evidenziano inoltre l'ampiezza delle vibrazioni (energia associata) utilizzando variazioni di toni di colori.

L'obiettivo dell'analisi dell'immagine di dispersione è l'individuazione del "tono fondamentale" della vibrazione (fundamental mode), distinguendolo da tutti gli ipertoni associati (higher tone) e dai rumori di fondo (noise).

L'individuazione del "tono fondamentale" permette di giungere alla principale chiave di lettura della prospezione cioè all'individuazione della "curva di dispersione" e quindi, tramite inversione, alla ricostruzione della sequenza sismostratigrafica del sito indagato.

#### **INTERPRETAZIONE**

Il profilo delle  $V_s$  è determinato sulla base di un algoritmo iterativo di inversione che utilizza i dati ottenuti dallo studio della curva di dispersione. L'interpretazione è stata effettuata per entrambi i metodi di filtrazione adottati.

L'algoritmo si basa sulle seguenti considerazioni:

- la frequenza è direttamente legata alla profondità di indagine (basse frequenze alte profondità);
- la velocità di fase dipende essenzialmente dalle proprietà elastiche dei materiali interessati dal propagarsi della perturbazione.

L'algoritmo di inversione tiene inoltre conto della necessità di soddisfare la seguente relazione:

$$z_f = a \lambda_f$$

dove:

$z_f$  = profondità di propagazione della frequenza  $f$ ;

$a$  = coefficiente adimensionale;

$\lambda_f$  = lunghezza d'onda corrispondente alla frequenza  $f$ .

Le iterazioni necessarie per l'elaborazione in precedenza descritta avvengono tramite l'utilizzo di un programma di calcolo specifico (*Surfseis 4.2* del *Kansas Geological Survey*).

In Appendice 1 sono riportati sia i sismogrammi che le immagini di dispersione (*Over Tone Image*) relative alla somma di ogni shot effettuato, con relative curve di dispersione.

C.G.A.



Per quanto concerne il calcolo dei parametri elastici sono state utilizzate le seguenti formule:

**Coefficiente di Poisson:**

$$\nu = \frac{V_p^2 - V_s^2}{2(V_p^2 + V_s^2)}$$

Dove:

$V_p$  = velocità onde di compressione;

$V_s$  = velocità onde di taglio;

**Densità Dinamica:**

$$\gamma = 0.51V_p^{0.19}$$

Dove:

$\gamma$  = densità del mezzo attraversato;

$V_p$  = velocità onde di compressione;

**Modulo di taglio:**

$$G = \gamma V_s^2$$

Dove:

$\gamma$  = densità del mezzo attraversato;

$V_s$  = velocità onde di taglio;

**Modulo di Young:**

$$E = 2\gamma V_s^2(1 + \nu)$$

Dove:

$\nu$  = Coefficiente di Poisson



## INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA HVSR

Il calcolo del rapporto H/V si sviluppa secondo i seguenti step:

1. Scomposizione dei segnali in finestre temporali, nel caso specifico di almeno 40 s ognuna;
2. Scelta delle finestre nelle quali il segnale registrato risulta maggiormente stazionario (almeno 15);
3. Calcolo e smussamento dello spettro di ampiezza ricavato tramite la trasformata di Fourier per ognuna delle finestre selezionate;
4. Calcolo del rapporto H/V per ogni finestra;
5. Calcolo della media dei rapporti H/V delle singole finestre e costruzione della curva H/V definitiva.

Il picco a più elevato rapporto H/V e a frequenza più bassa, individuato sulla curva definitiva, è rappresentativo del salto di impedenza sismica tra la copertura e il bed rock sismico locale.

La frequenza corrispondente a tale picco è la frequenza fondamentale del sito ( $f_0$ ), dalla quale conoscendo il comportamento sismico della copertura e utilizzando la semplice regola matematica del IV d'onda è possibile stimare la profondità del bed rock sismico locale.

L'interpretazione delle prove HVSR è stata tarata sulla base della sismostratigrafia elaborata tramite la prova MASW eseguita.



## HVSR 1

### TRACCE IN INPUT:

Numero tracce: 3

Durata registrazione: 2400 s

Frequenza di campionamento: 250.00 Hz

Numero campioni: 600000

Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

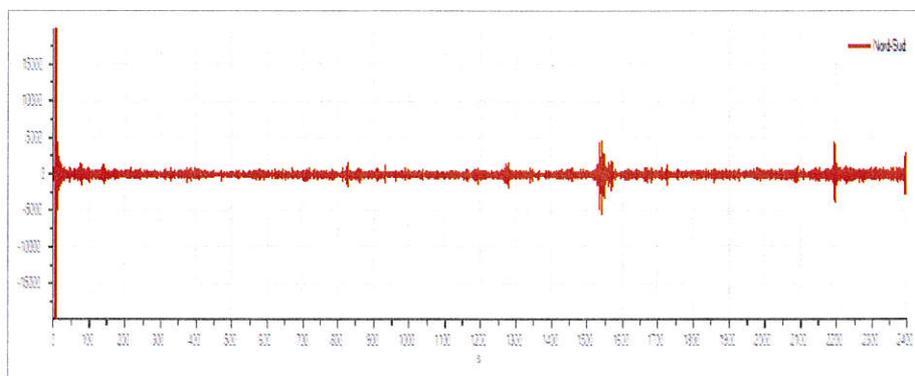


Figura n° 1 - Traccia in direzione Nord-Sud

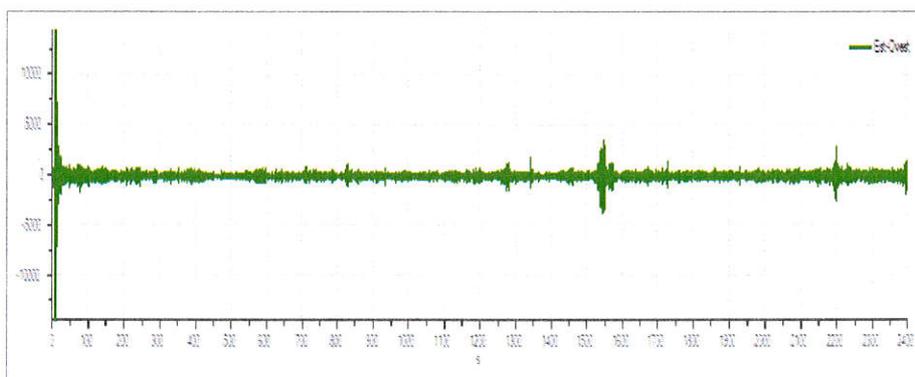


Figura n° 2 - Traccia in direzione Est-Ovest

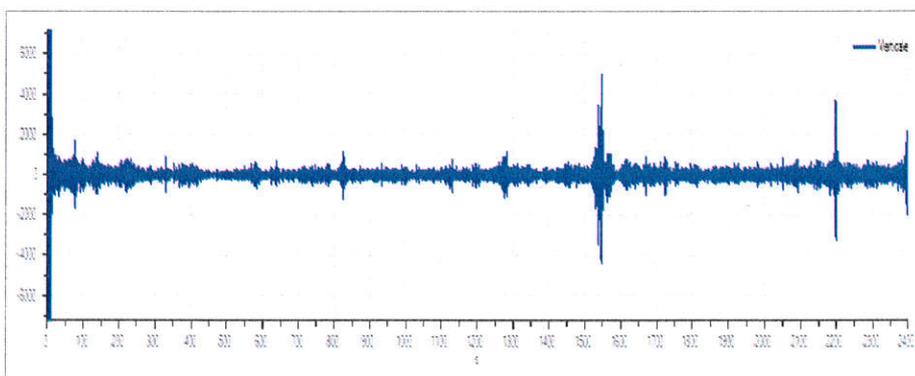
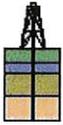
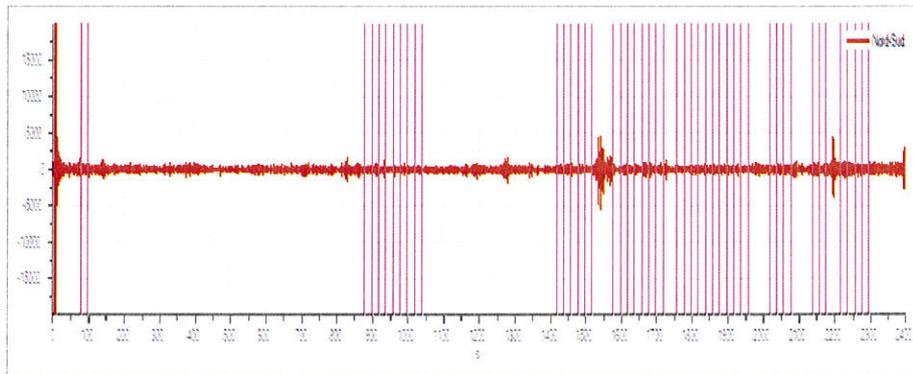


Figura n° 3 - Traccia in direzione verticale

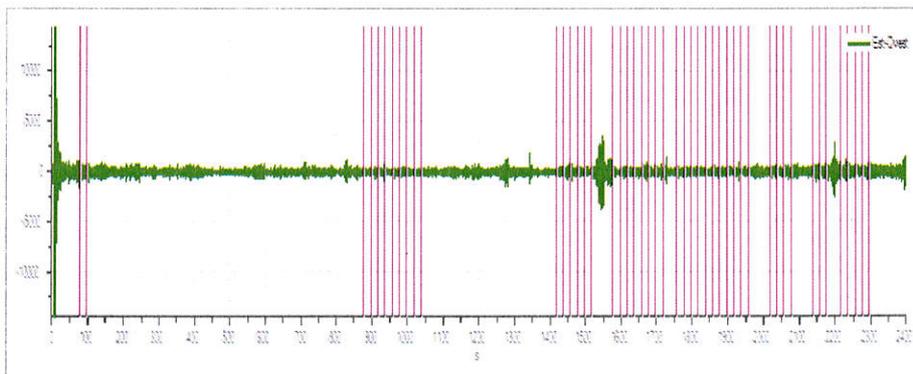


### **FINESTRE SELEZIONATE**

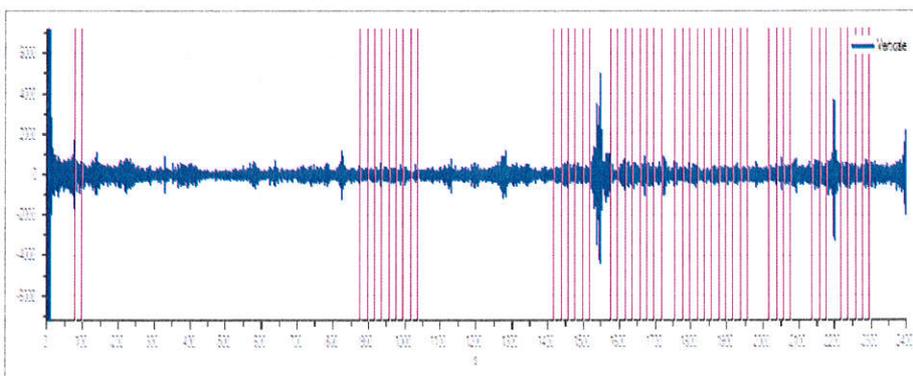
Numero totale finestre selezionate: 35  
 Numero finestre incluse nel calcolo: 35  
 Dimensione temporale finestre: 20.000 s  
 Tipo di lisciamento: Triangolare proporzionale  
 Percentuale di lisciamento: 10.00 %



*Figura n° 4 -Tracce e finestre selezionate in direzione Nord-Sud*



*Figura n° 5 - Tracce e finestre selezionate in direzione Est-Ovest*



*Figura n° 6 - Tracce e finestre selezionate in direzione verticale*



**GRAFICI DEGLI SPETTRI**

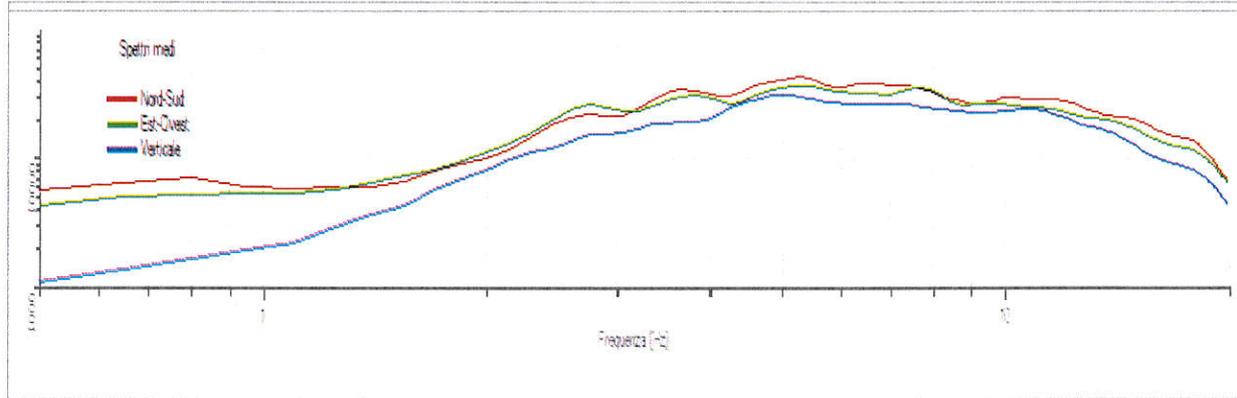


Figura n° 7 - Grafico degli spettri medi nelle tre direzioni

**MAPPA DELLA STAZIONARIETÀ DEGLI SPETTRI**

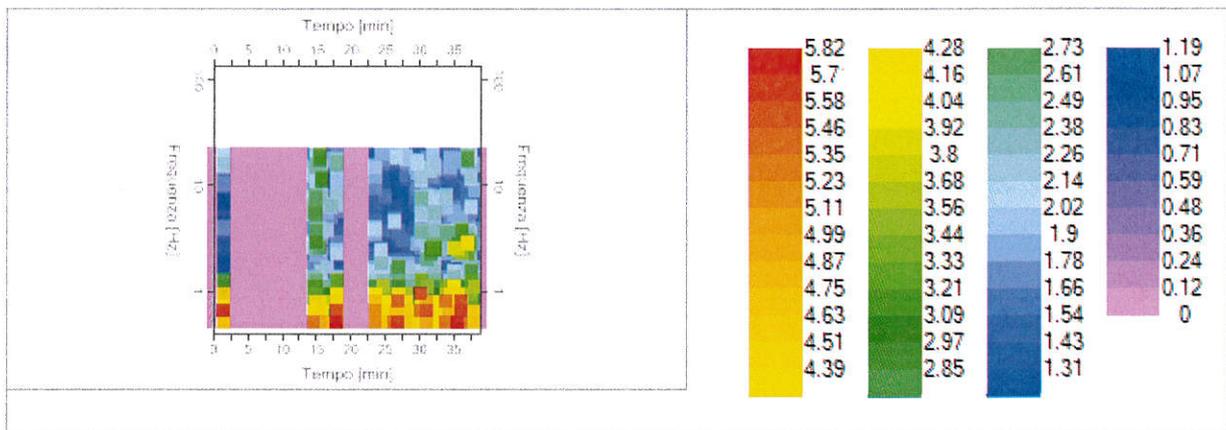


Figura n° 8 - Mappa della stazionarietà degli spettri

**MAPPA DELLA DIREZIONALITÀ DEGLI SPETTRI**

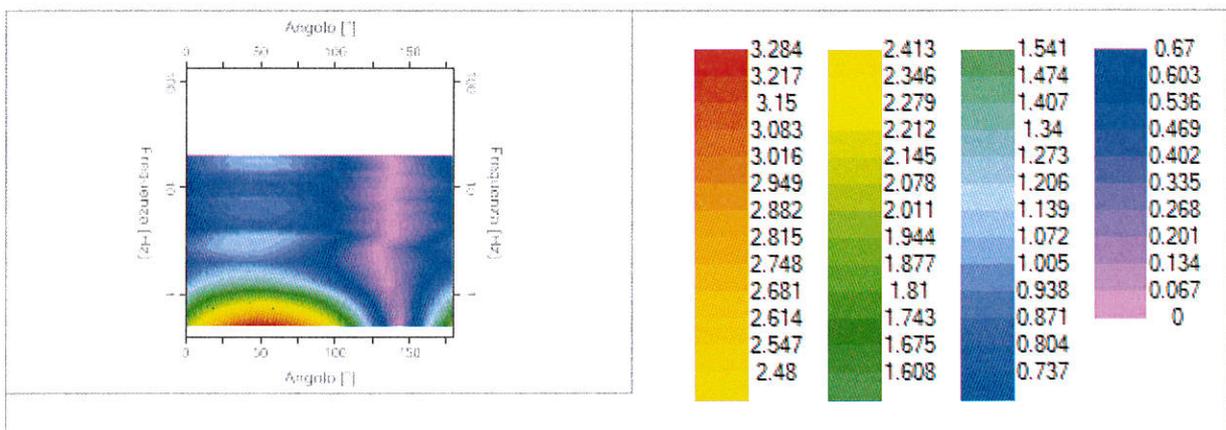


Figura n° 9 - Mappa della direzionalità degli spettri



## HVSR 2

### TRACCE IN INPUT:

Numero tracce: 3

Durata registrazione: 2400 s

Frequenza di campionamento: 250.00 Hz

Numero campioni: 600000

Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

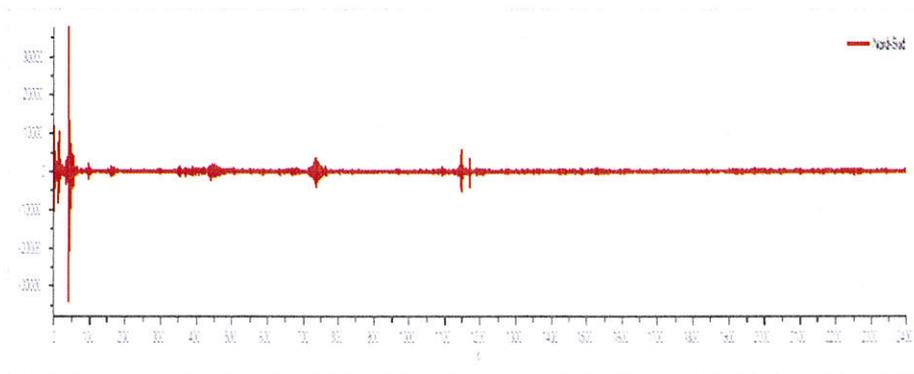


Figura n° 10 - Traccia in direzione Nord-Sud

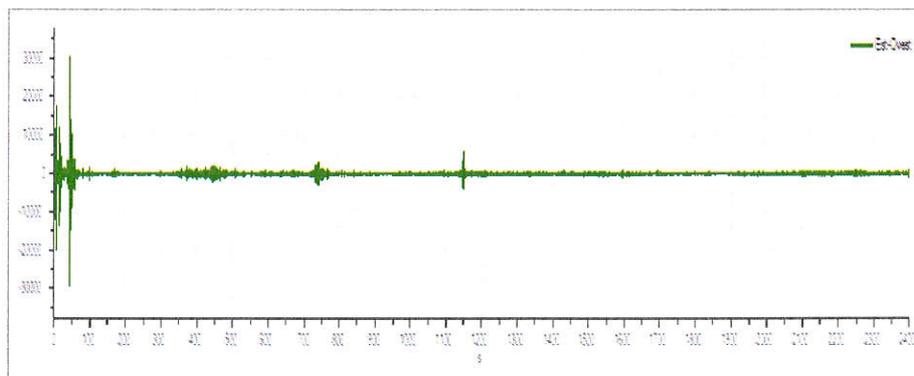


Figura n° 11 - Traccia in direzione Est-Ovest

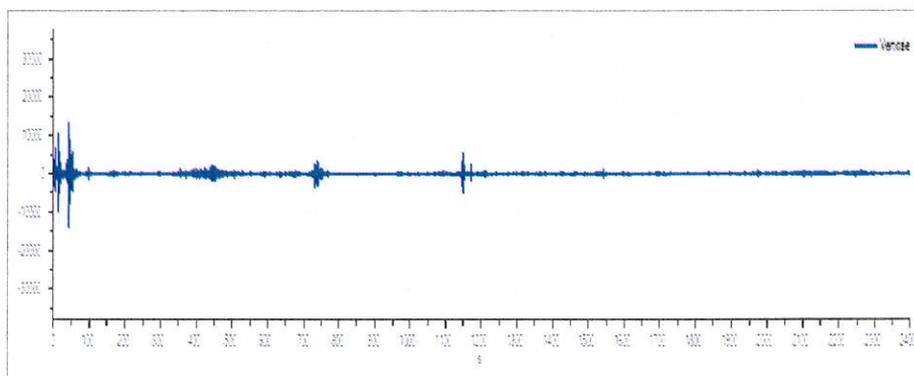


Figura n° 12 - Traccia in direzione verticale



### FINESTRE SELEZIONATE

Numero totale finestre selezionate: 21  
 Numero finestre incluse nel calcolo: 21  
 Dimensione temporale finestre: 20.000 s  
 Tipo di lisciamento: Triangolare proporzionale  
 Percentuale di lisciamento: 10.00 %

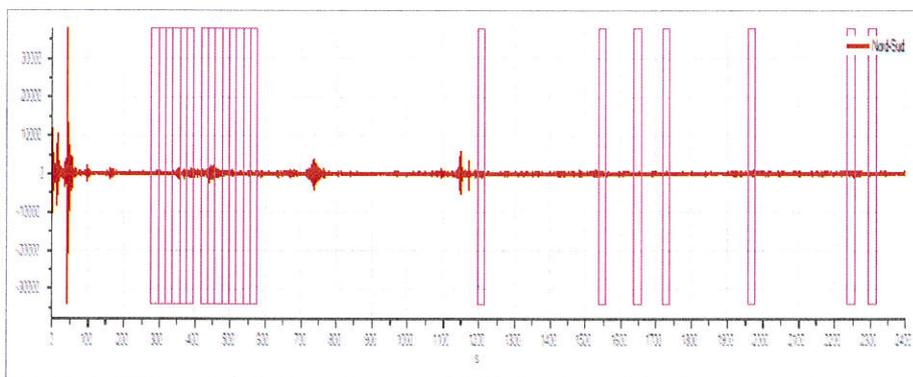


Figura n° 13 - Tracce e finestre selezionate in direzione Nord-Sud

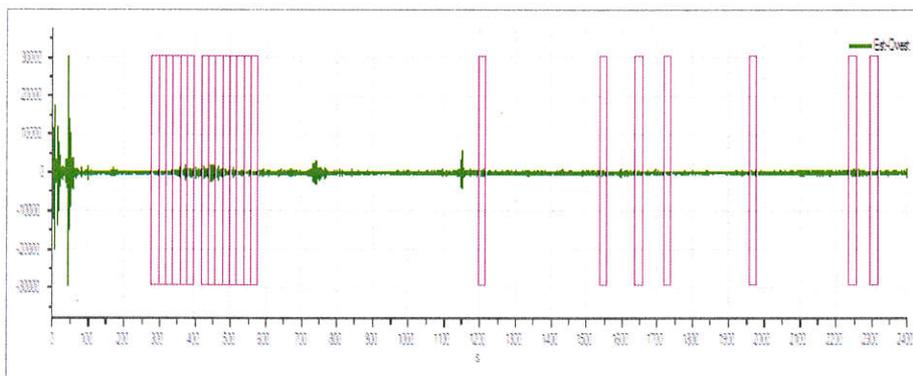


Figura n° 14 - Tracce e finestre selezionate in direzione Est-Ovest

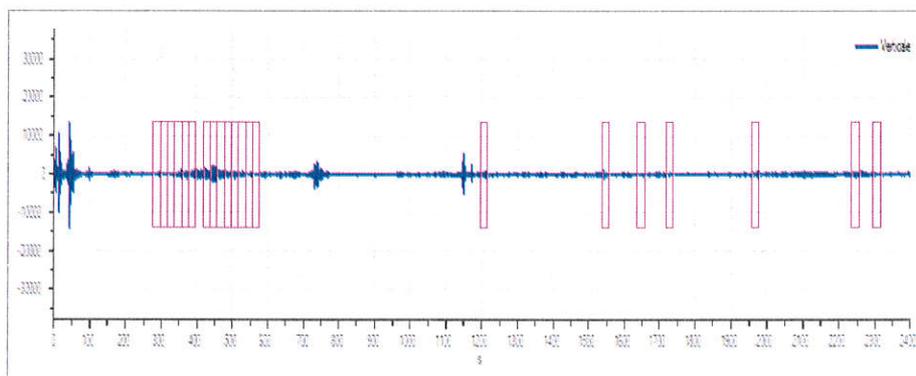
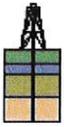


Figura n° 15 - Tracce e finestre selezionate in direzione verticale



**GRAFICI DEGLI SPETTRI**

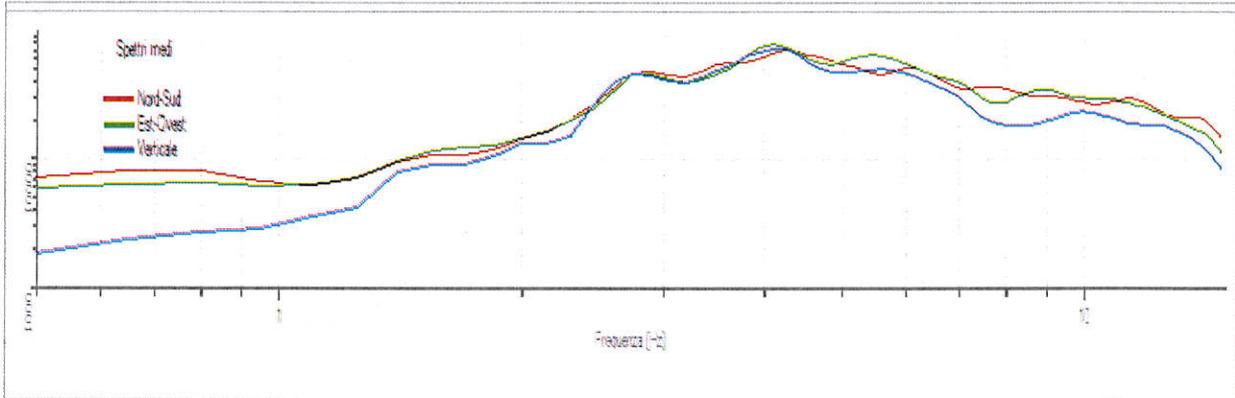


Figura n° 16 - Grafico degli spettri medi nelle tre direzioni

**MAPPA DELLA STAZIONARIETÀ DEGLI SPETTRI**

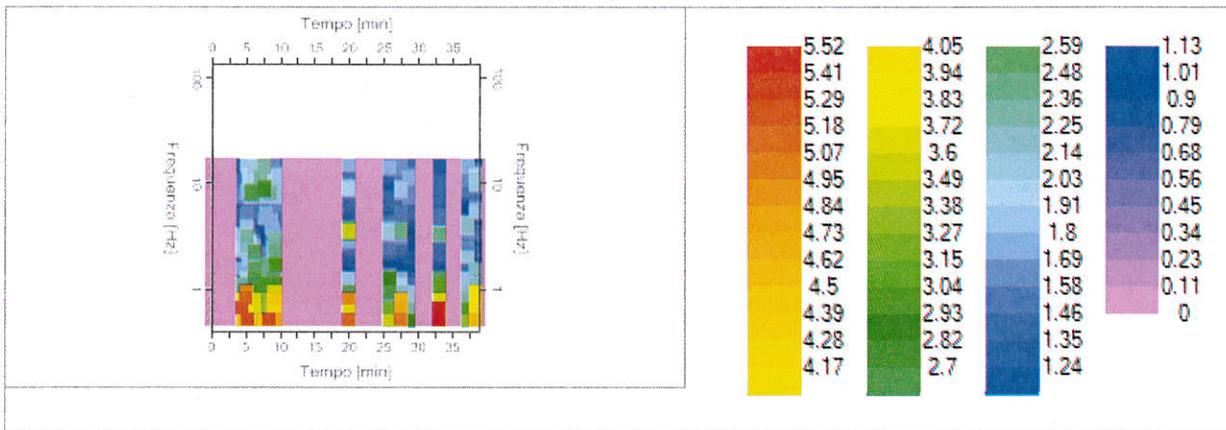


Figura n° 17 - Mappa della stazionarietà degli spettri

**MAPPA DELLA DIREZIONALITÀ DEGLI SPETTRI**

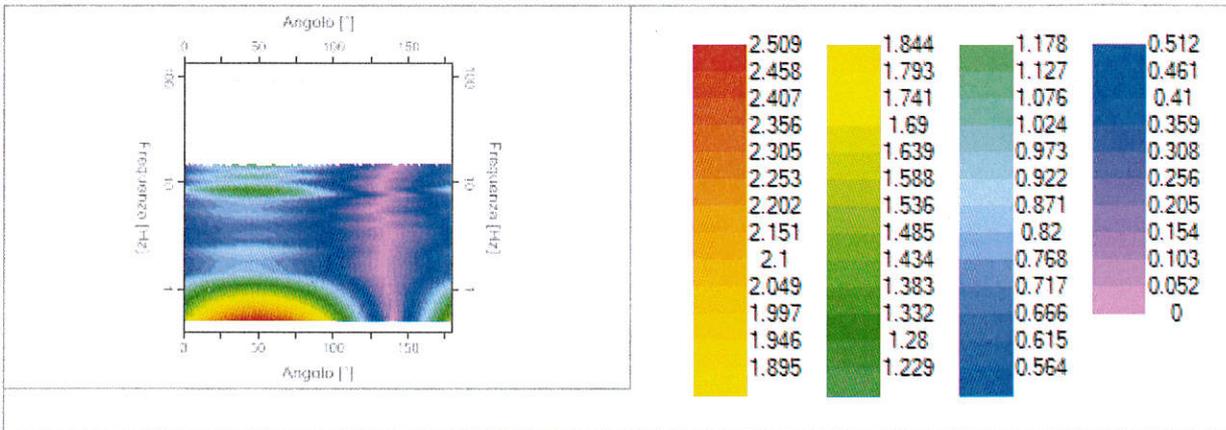


Figura n° 18 - Mappa della direzionalità degli spettri



## PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

I certificati delle indagini sismiche MASW eseguite sono riportate in appendice 1.

La stratigrafia sismica delle singole prove è riportata nelle seguenti tabelle:

Strato	Spessore medio (m)	Vs (m/s)
1	1.12	106.13
2	1.40	191.16
3	1.76	156.76
4	2.19	177.96
5	2.74	223.53
6	3.43	183.41
7	4.29	213.82
8	5.36	268.61
9	6.70	294.46
10	7.25	409.43

Tabella n° 4 – Stratigrafia da prova sismica e velocità di propagazione dell'onda sismica geofono 1012 Linea L1

Utilizzando le metodologie e le formule di cui al paragrafo relativo alla metodologia MASW e seguendo le prescrizioni dell'OPCM 3274/2003 e del D.M. 14.01.2008 la determinazione della  $V_{s30}$  è stata ottenuta utilizzando la formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{\Delta n} \frac{h_i}{V_{si}}}$$

dove:

$h_i$  = spessore dello strato iesimo;

$V_{sio}$  = Velocità orizzontale dello strato iesimo.

La  $V_{s30}$ , senza specifiche indicazioni dei progettisti, è calcolata per ogni shot di ogni linea sismica MASW eseguita a partire dal piano di campagna.

$V_{s30}$ [m/s]	<b>218.01</b>
-----------------	---------------

Tabella n° 5 – Valore calcolato di  $V_{s30}$  Linea L1



## DETERMINAZIONE DELLE CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE

Utilizzando le tabelle di seguito riportate, si è proceduto alla determinazione della Categoria di appartenenza dei terreni:

Categorie di suolo di fondazione:

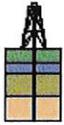
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s30}$ superiori a 800m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati 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 $V_{s30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
<b>C</b>	<i>Deposit</i> di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina 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.
<b>D</b>	<i>Deposit</i> di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ inferiori a 180 m/s.
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C e D e con spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_{s30} > 800$ m/s)
<b>S1</b>	Deposit di terreni caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ , che includono uno strato spesso almeno 8 m di terreni a grana fine di bassa consistenza oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche
<b>S2</b>	Deposit di terreno suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella n° 6 – Definizione dei profili stratigrafici

I terreni del sito appartengono alla Categoria **C**.

## PROPRIETÀ GEOFISICHE DEI TERRENI

Per ogni prova eseguita, sono rappresentati graficamente in Appendice 1 le colonne sismostratigrafiche relative a  $V_s$ ,  $V_p$ ,  $\gamma$  ed al coefficiente di poisson.



## HVSR 1

### RAPPORTO SPETTRALE H/V

Frequenza massima: 20.00 Hz

Frequenza minima: 0.50 Hz

Passo frequenze: 0.15 Hz

Tipo lisciamento:: Triangolare proporzionale

Percentuale di lisciamento: 10.00 %

Tipo di somma direzionale: Media aritmetica

Frequenza del picco del rapporto H/V: 0.50 Hz  $\pm$  0.12 Hz

### GRAFICO RAPPORTO SPETTRALE H/V

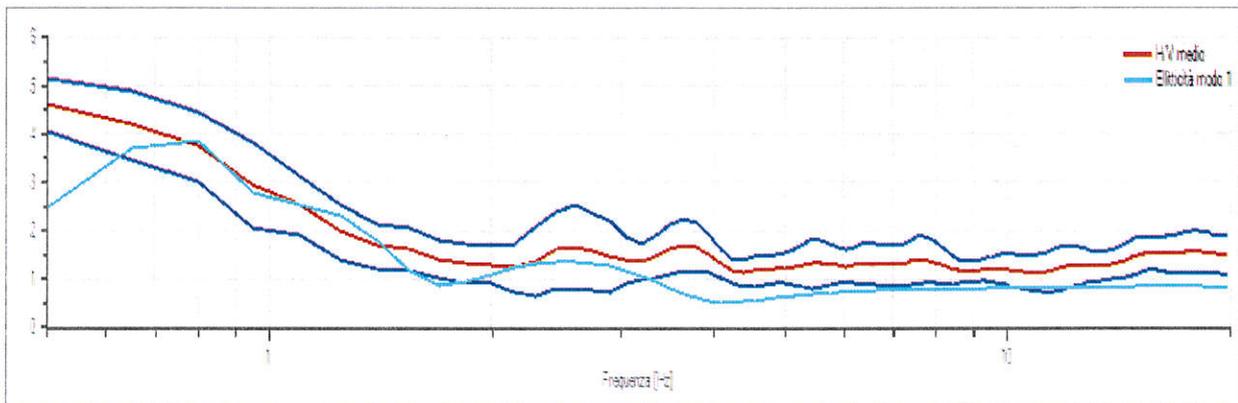
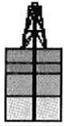


Figura n° 19 - Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

### VERIFICHE SESAME:

Verifica	Esito
$f_0 > 10/l_w$	Ok
$n_c(f_0) > 200$	Ok
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5H$	Ok
$\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5H$	
$\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	Ok
$\exists f^+ \in [f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	Ok
$A_0 > 2$	Ok
$f_{picco} > \lfloor A_{H/V}(f) \mp \sigma_A(f) \rfloor = f_0 + 5\%$	Ok
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	Ok
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	Ok

Tabella n° 7 - Esiti delle verifiche

**MODELLO STRATIGRAFICO**

Numero strati: 11

Frequenza del picco dell'ellitticità: 0.80 Hz

Valore di disadattamento: -1.00

Strato	Spessore medio (m)	V <sub>s</sub> (m/s)
1	1.12	106.00
2	1.40	191.00
3	1.76	157.00
4	2.19	178.00
5	2.74	224.00
6	3.43	183.00
7	4.29	214.00
8	5.36	269.00
9	6.70	294.00
10	75.00	409.00
11	255.00	800.00
12	100.00	1600.00

Tabella n° 8 – Dati della sismostratigrafia

**PROFONDITÀ DEL BED ROCK SISMICO**

Profondità bed rock sismico [m]	103.99
---------------------------------	--------

Tabella n° 9 – Profondità del bed rock sismico



## HVSR 2

### RAPPORTO SPETTRALE H/V

Frequenza massima: 15.00 Hz

Frequenza minima: 0.50 Hz

Passo frequenze: 0.15 Hz

Tipo lisciamento:: Triangolare proporzionale

Percentuale di lisciamento: 10.00 %

Tipo di somma direzionale: Media aritmetica

Frequenza del picco del rapporto H/V: 0.50 Hz  $\pm 0.35$  Hz

### GRAFICO RAPPORTO SPETTRALE H/V

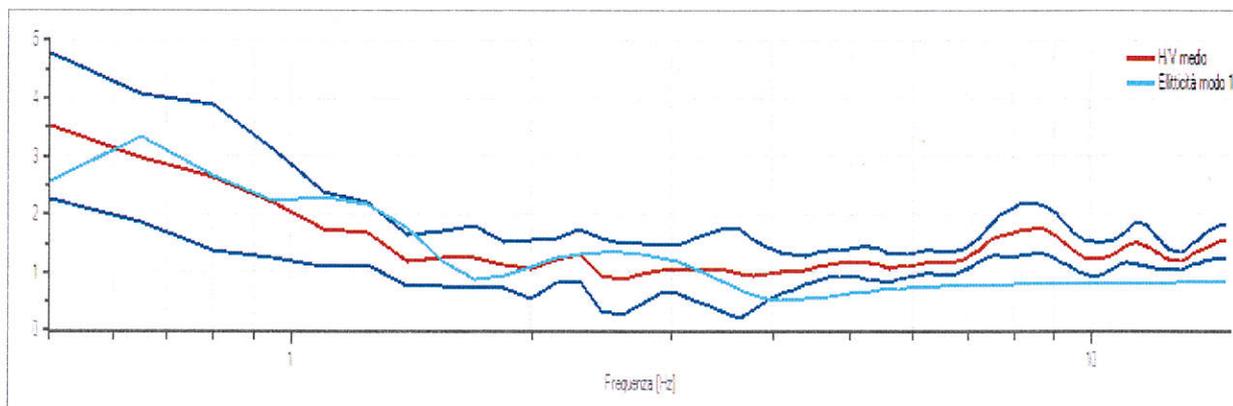


Figura n° 20 - Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

### VERIFICHE SESAME:

Verifica	Esito
$f_0 > 10/l_w$	Ok
$n_c(f_0) > 200$	Ok
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5H$	Ok
$\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5H$	
$\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	Ok
$\exists f^+ \in [f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	Ok
$A_0 > 2$	Ok
$f_{picco} > \lfloor A_{H/V}(f) \mp \sigma_A(f) \rfloor = f_0 + 5\%$	Ok
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	Ok
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	Ok

Tabella n° 10 - Esiti delle verifiche

C.G.A.



### MODELLO STRATIGRAFICO

Numero strati: 11

Frequenza del picco dell'ellitticità: 0.65 Hz

Valore di disadattamento: -1.00

Strato	Spessore medio (m)	V <sub>s</sub> (m/s)
1	1.12	106.00
2	1.40	191.00
3	1.76	157.00
4	2.19	178.00
5	2.74	224.00
6	3.43	183.00
7	4.29	214.00
8	5.36	269.00
9	6.70	294.00
10	75.00	409.00
11	280.00	800.00
12	100.00	1625.00

Tabella n° 11 – Dati della sismostratigrafia

### PROFONDITÀ DEL BED ROCK SISMICO

Profondità bed rock sismico [m]	103.99
---------------------------------	--------

Tabella n° 12 – Profondità del bed rock sismico

San Giovanni in Persiceto, 20.03.2014

I Geologi :



C.G.A.



Studio Tecnico Associato Consulenze di Geologia e Ambiente del Dott. Geol. F. Barbieri e del Dott. Geol. M. Ropa  
Via E. Fermi n° 11/A - 40017 SAN GIOVANNI IN PERSICETO (BO)  
Tel. 051 - 687.11.13 Fax 051 - 687.43.28

## APPENDICE 1

Figure ed elaborati grafici

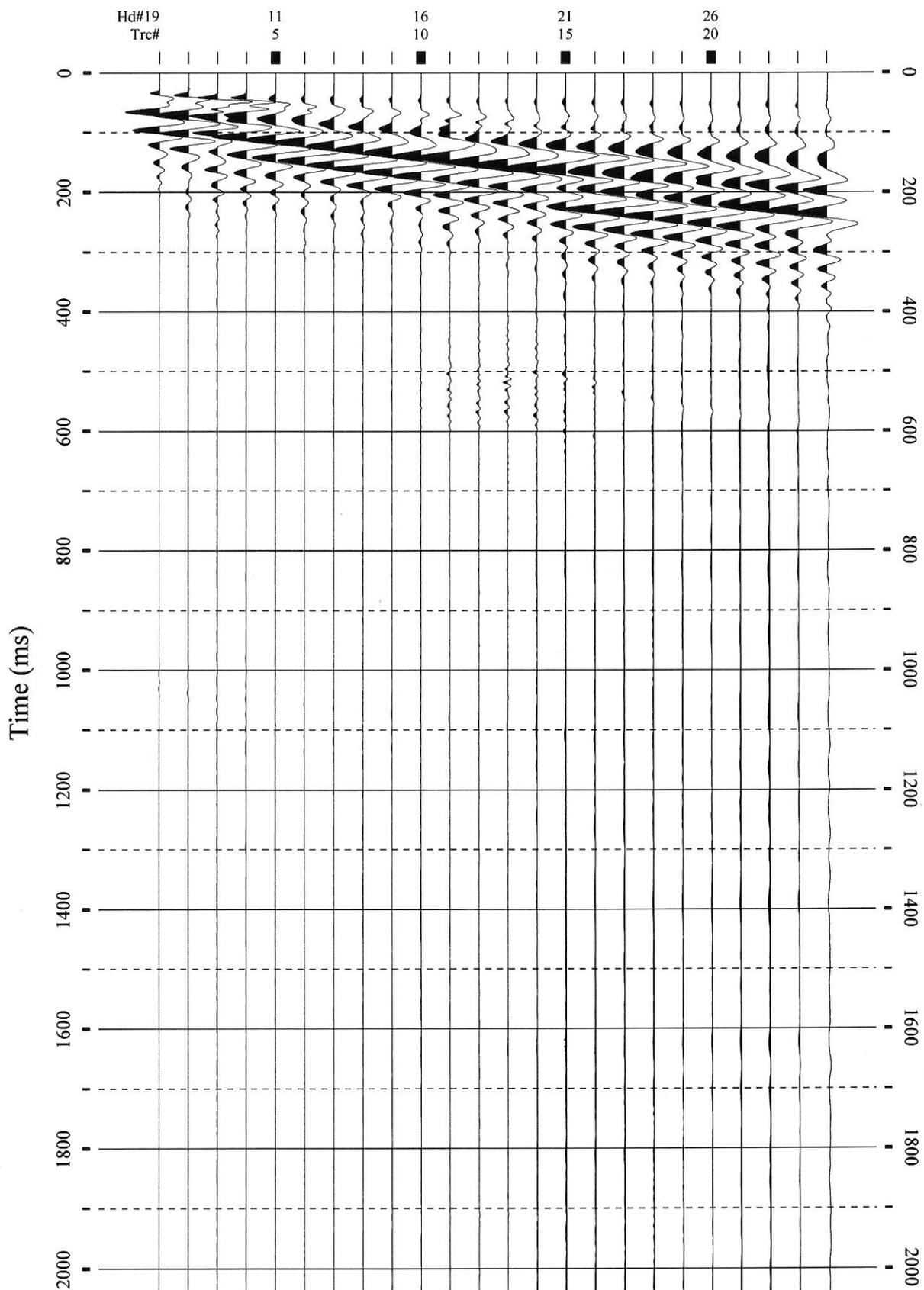
C.G.A.

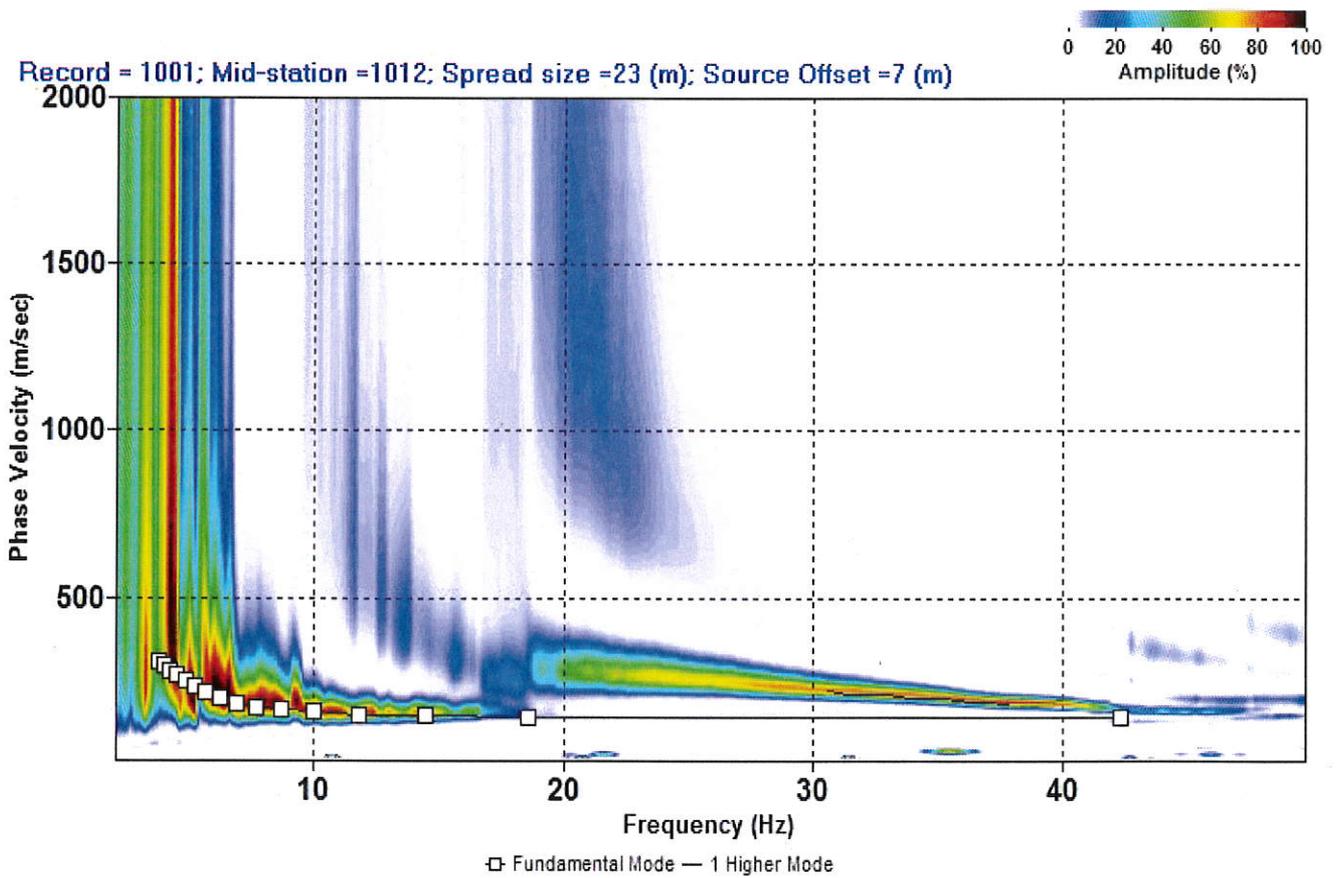


COMMITTENTE: GEOPROBE S.r.l. CANTIERE: Via Stagno - San Pietro in Casale (BO) Scala 1:2.000

Ubicazione delle prove eseguite







Line1A961(Geometry)(ActiveOT)(1001).DC

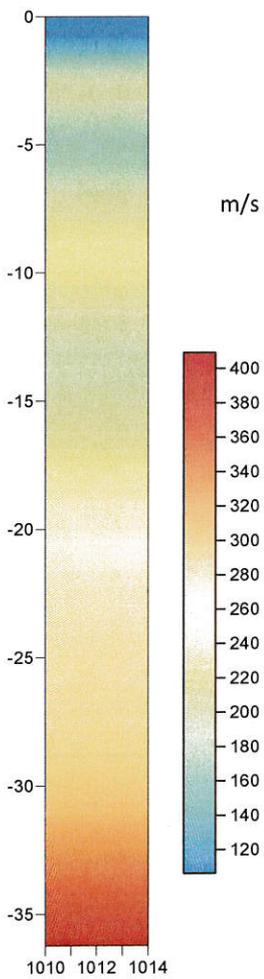


COMMITTENTE: Geoprobe S.r.l. CANTIERE: Via Stagno - San Pietro in Casale (BO)

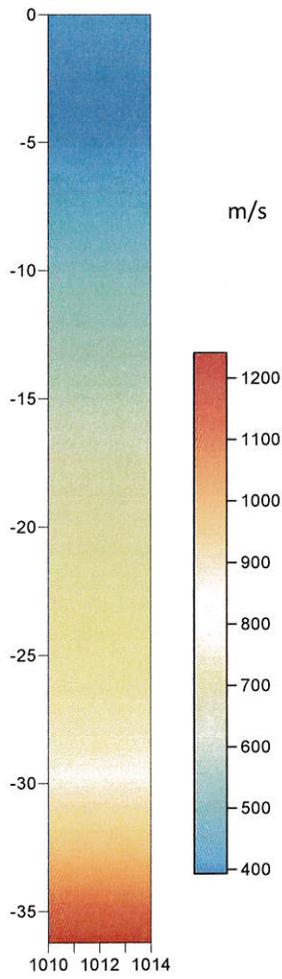
DATA ESECUZIONE: 19.03.2014

Scala 1:200

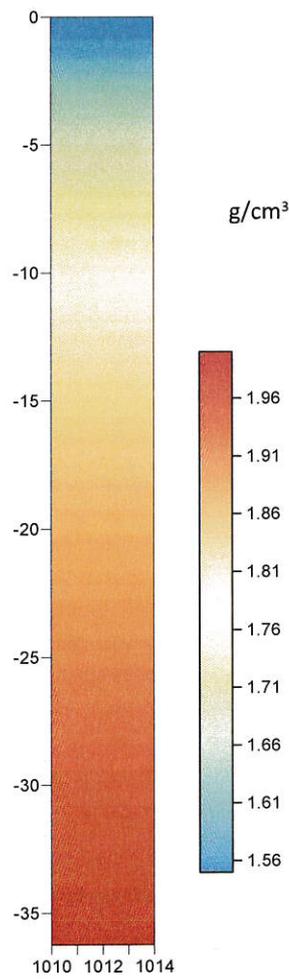
Velocità onde S



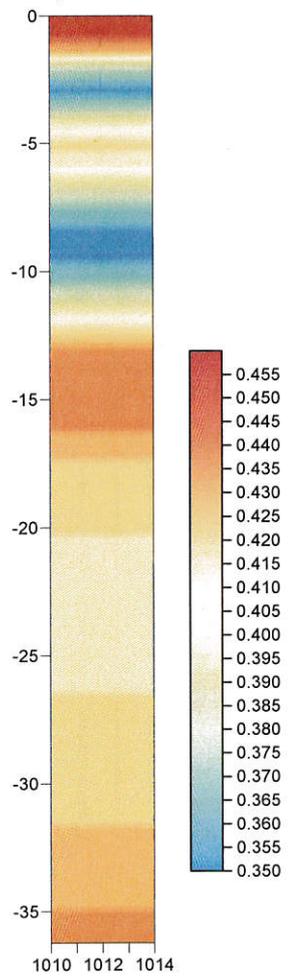
Velocità onde P



Densità



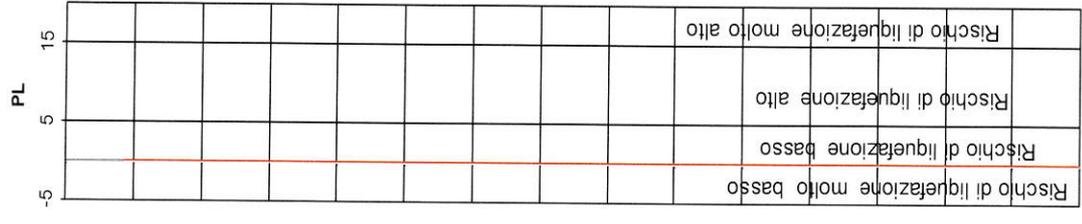
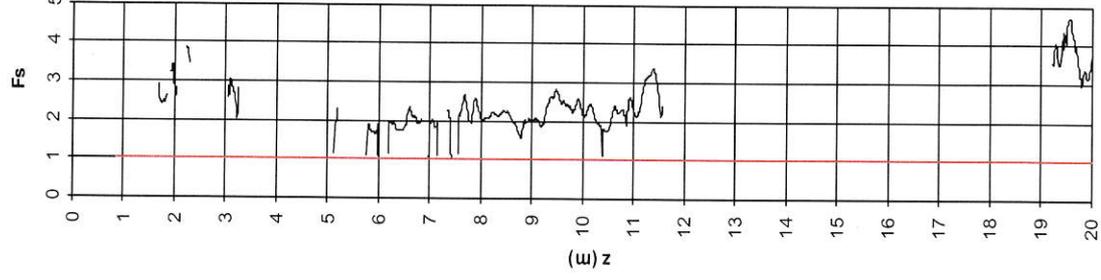
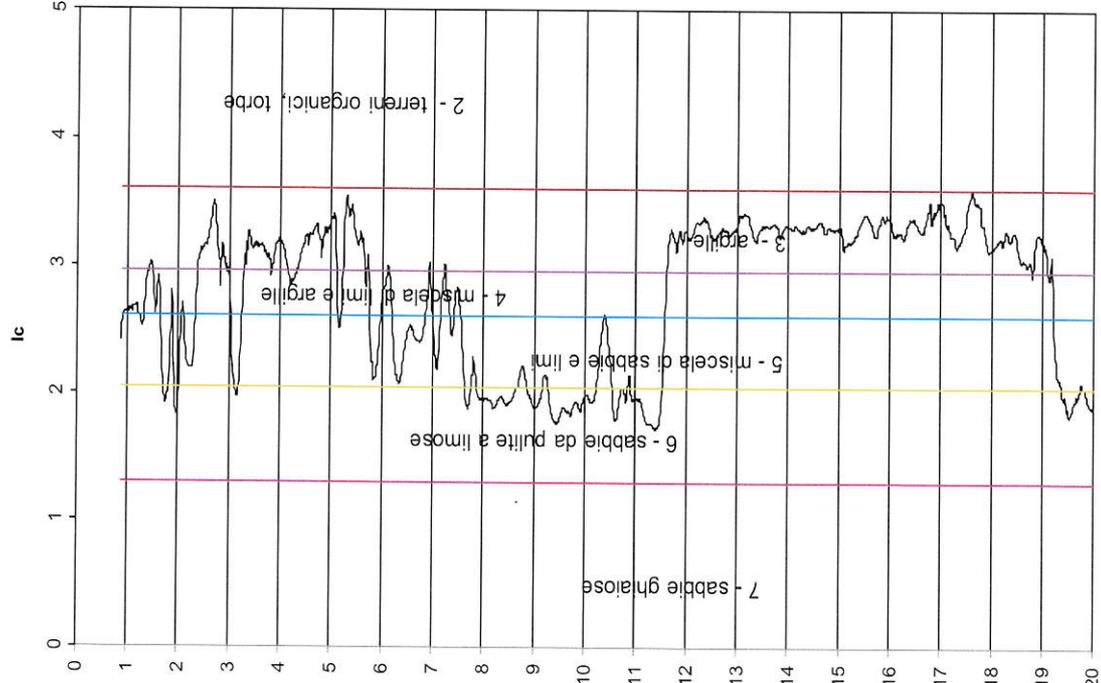
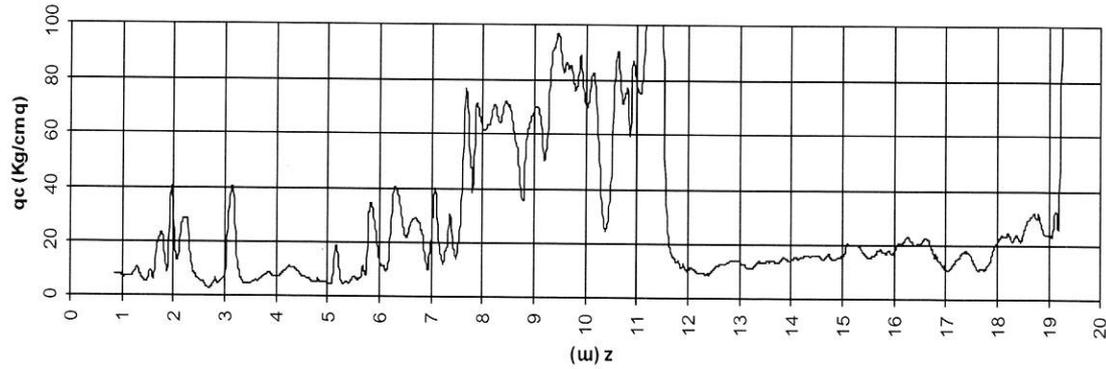
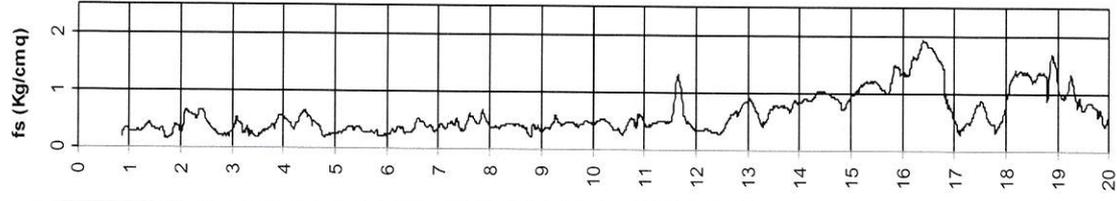
Poisson



## Schema verifica rischio liquefazione

**CPTU (piezo cone penet. test) 2**

Committente : Costel Srl Cantiere: San Pietro in Casale (BO) via Stagno Codice Lavoro 2014.050



2014.034/RG

**C P T U ( piezo cone penet. test) 2**

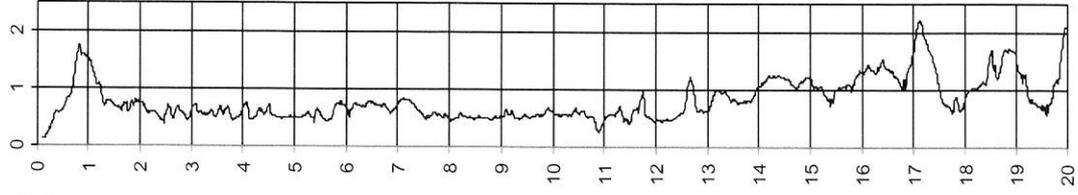
Committente : Costel Srl Cantiere: San Pietro in Casale (BO)

via Stagno

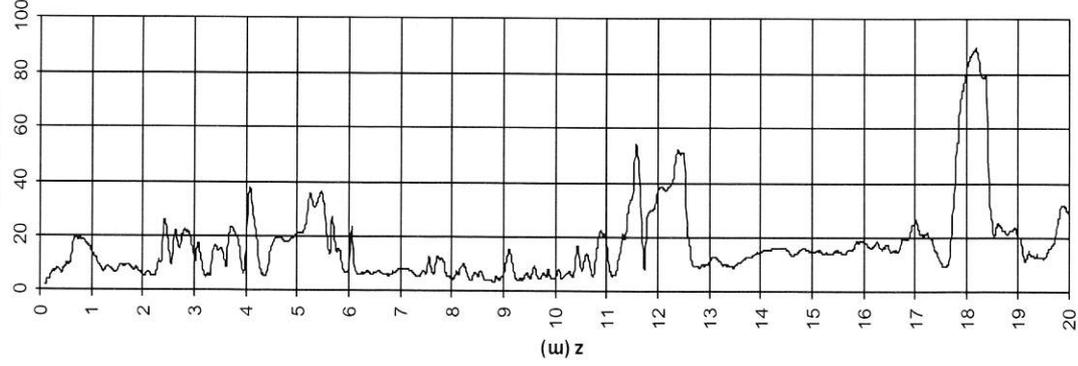
Codice Lavoro

2014.050

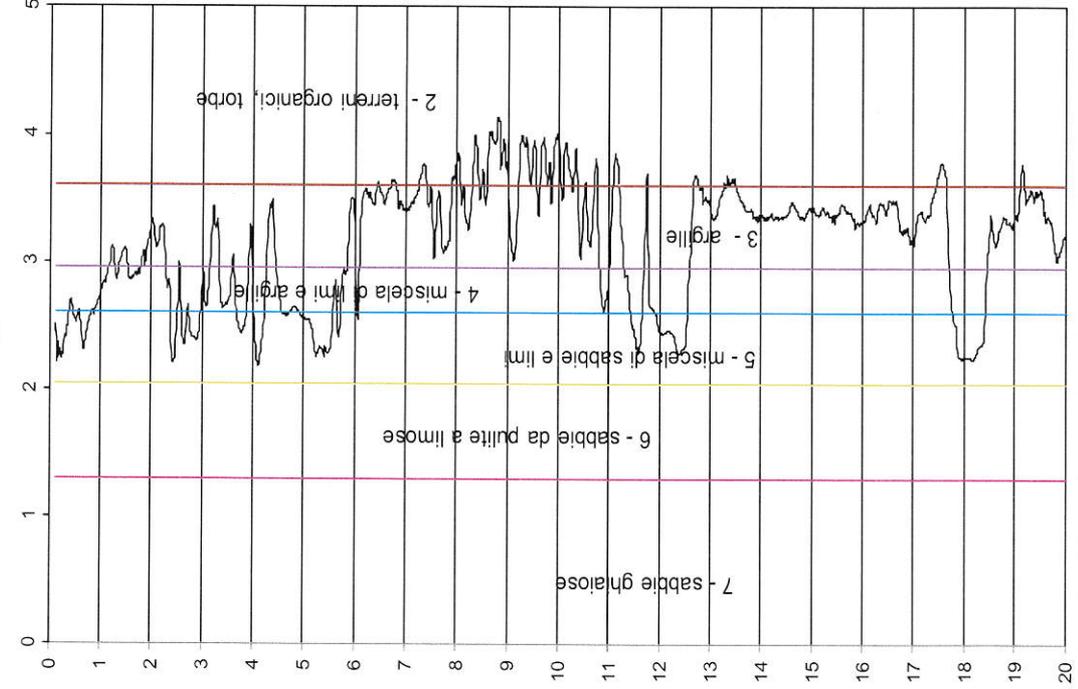
$f_s$  (Kg/cm<sup>2</sup>)



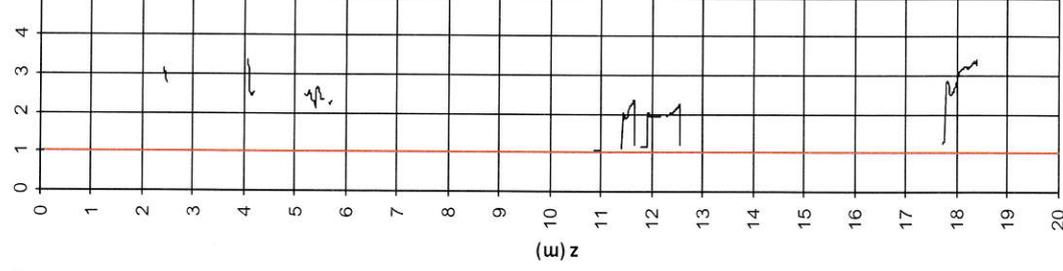
$q_c$  (Kg/cm<sup>2</sup>)



$I_c$



$F_s$



PL

