



## COMUNE DI SAN PIETRO IN CASALE (BO)

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

Committente:

– Impresa edile Costel S.r.l.



Codice Lavoro: 2014.034/RG

Revisione 1.0      Novembre 2018

# GEO-PROBE

– *Studio Geologico Associato* –

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

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

## INDICE

1. PREMESSA .....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	3
3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE .....	4
4. INDAGINE GEOGNOSTICA .....	6
5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI.....	9
6. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	10
7. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	11
8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA .....	14
9. MODELLAZIONE SISMICA .....	16
10. MICROZONAZIONE SISMICA .....	22
11. PARAMETRI SISMICI DEL SITO .....	25
12. DEFINIZIONE DELLA RSL MEDIANTE ANALISI NUMERICA .....	27
12.1 Dati generali .....	27
12.2 Elaborazione.....	28
13. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	36
14 VALUTAZIONE INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.....	39
15. STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI DALL'AZIONE SISMICA .....	40
16. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE..	41
17. SCHEDA DI SINTESI.....	45

### ALLEGATI:

- diagrammi penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono;
- stratigrafie trivellazioni a secco;
- indagine sismica;
- classificazione orientativa dei terreni attraversati  
(Robertson, 1990);
- procedure di calcolo RSL;
- verifica rischio di liquefazione;
- stima dei cedimenti post-sismici.

\* \* \*

## 1. PREMESSA

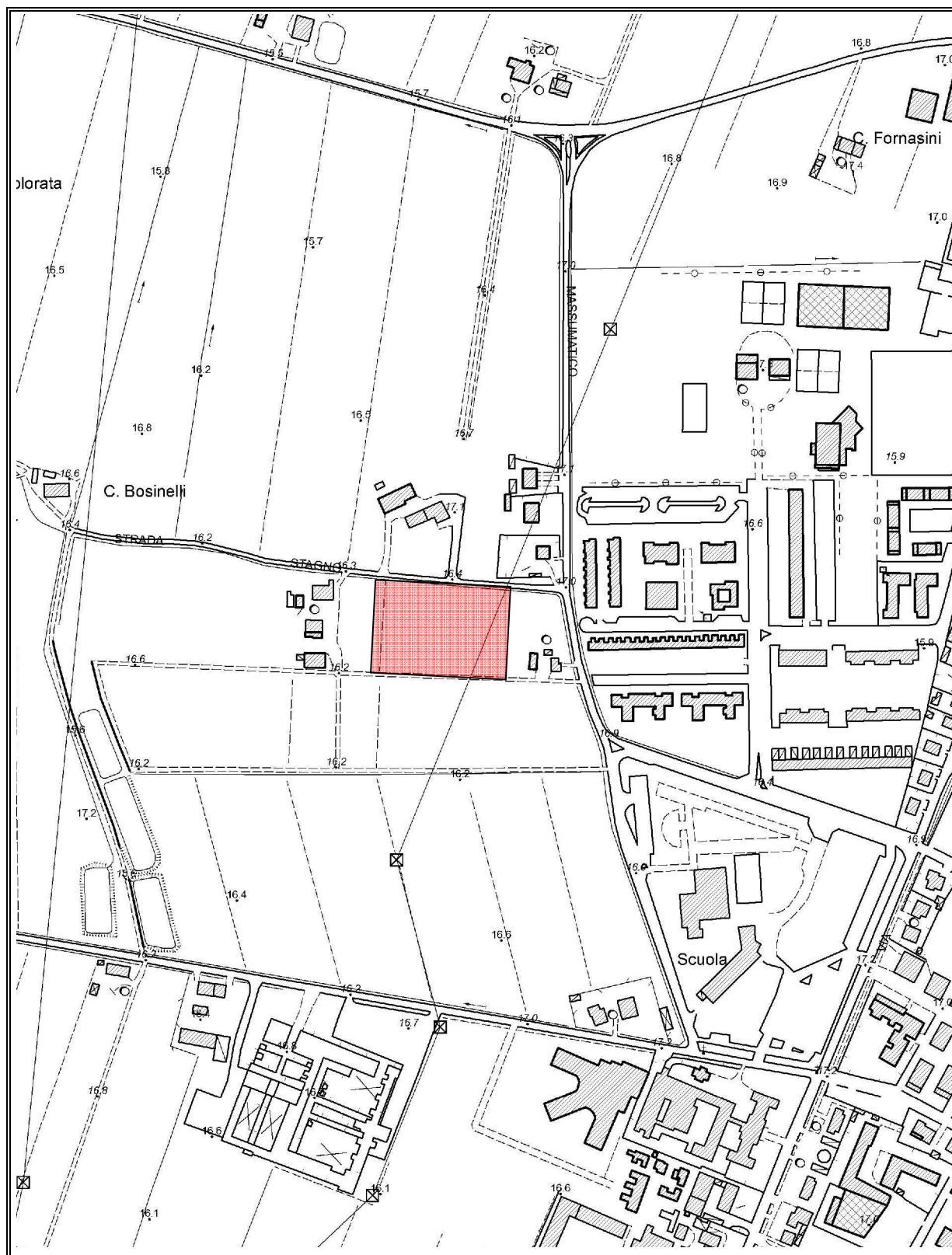
A seguito dell'incarico ricevuto dall'Arch. Stellato, per conto dell'Impresa Edile Costel S.r.l., si trasmette, in conformità con le normative vigenti, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo di un'area oggetto di Piano Urbanistico Attuativo.


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 geologico-geotecnica del sito;
- e) modellazione sismica dei terreni di fondazione;
- f) analisi della risposta sismica locale;
- g) valutazione della resistenza di progetto dei terreni di fondazione in condizioni statiche;
- h) scheda di sintesi.

TAV. 1 - UBICAZIONE AREA IN ESAME



 Area in esame

Scala 1:5.000

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". D.M. 11 Marzo 1988.
- Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Circ. Min. LL. PP. n. 30483, 24 Settembre 1988.
- AGI: raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Giugno 1977.
- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio, Maggio 1990 (edizione provvisoria).
- Eurocodice Ec7 per l'ingegneria geotecnica, Settembre 1988.
- ISRM International Society for Rock Mechanics: Rock characterization testing and monitoring suggested methods - Commission on Testing Methods; 1981.
- "Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 14 Gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 04/02/08, supplemento ordinario n. 30).
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008. Circolare Cons. Sup. LL.PP. n. 617/2009.
- Delibera dell'Assemblea legislativa Regione Emilia Romagna progr. N. 112 – oggetto n. 3121 del 2 maggio 2007.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 1661/2009 del 2 novembre 2009.
- Ordinanza del Commissario Delegato per la Ricostruzione n. 70 del 13/11/2012.
- "Raccomandazioni per la redazione della relazione geologica ai sensi delle N.C.T." a cura del Centro Studi del C.N.G.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 2193/2015 del 21 dicembre 2015.
- "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 17 Gennaio 2018 (G.U. n. 42 del 20/02/18, supplemento ordinario n. 8).

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

#### 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 valutare le caratteristiche fisico meccaniche degli stessi, sono state eseguite indagini geognostiche in sito e un'indagine sismica locale, al fine di determinare il parametro  $V_{seq}$  e 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  $60^\circ$  e superficie di  $10 \text{ cm}^2$  per la misurazione della resistenza alla punta ed un manicotto di frizione (*friction jacket*) della superficie di  $150 \text{ cm}^2$  per la misurazione dell'attrito laterale locale.

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
B	1,20÷1,70	5,50÷6,10	LAS	0,3÷1,9	8,6÷9,3	15÷95	-	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
D	11,60÷12,60	fine indag.	AL/LA	1,0÷3,2	9,0÷9,4	50÷139	-	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;

AL/LA = argille limose e/o viceversa;

LAS = limi argillosi e sabbiosi;

S/SL = sabbie e sabbie limose.

## 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	-
CPTU 2	0,7	18,9	35	-
CPTU 3	1,2	19,1	60	-
CPTU 4	0,7	18,9	35	-

### 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	-
CPTU 2	0,6	8,8	30	-
CPTU 3	0,7	8,9	35	-
CPTU 4	0,7	8,9	35	-

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	-

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	-

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

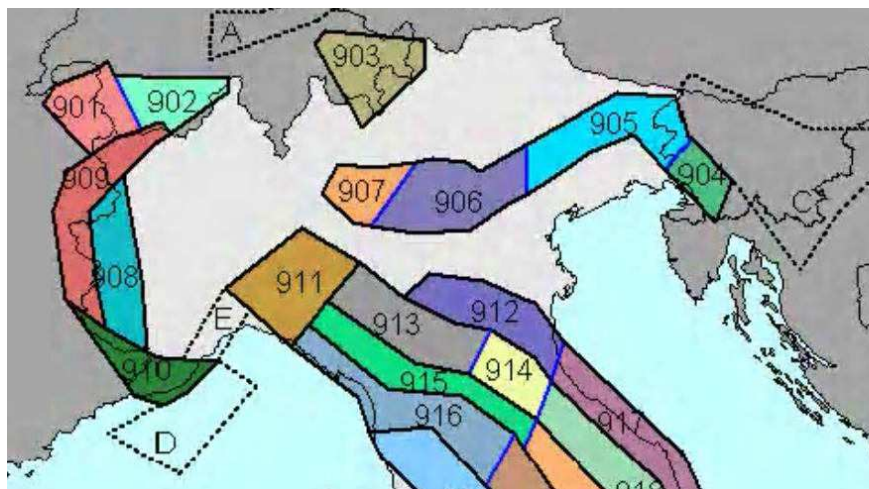
La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti di un sisma.

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  $PGA = 0,150 - 0,175g$ .

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

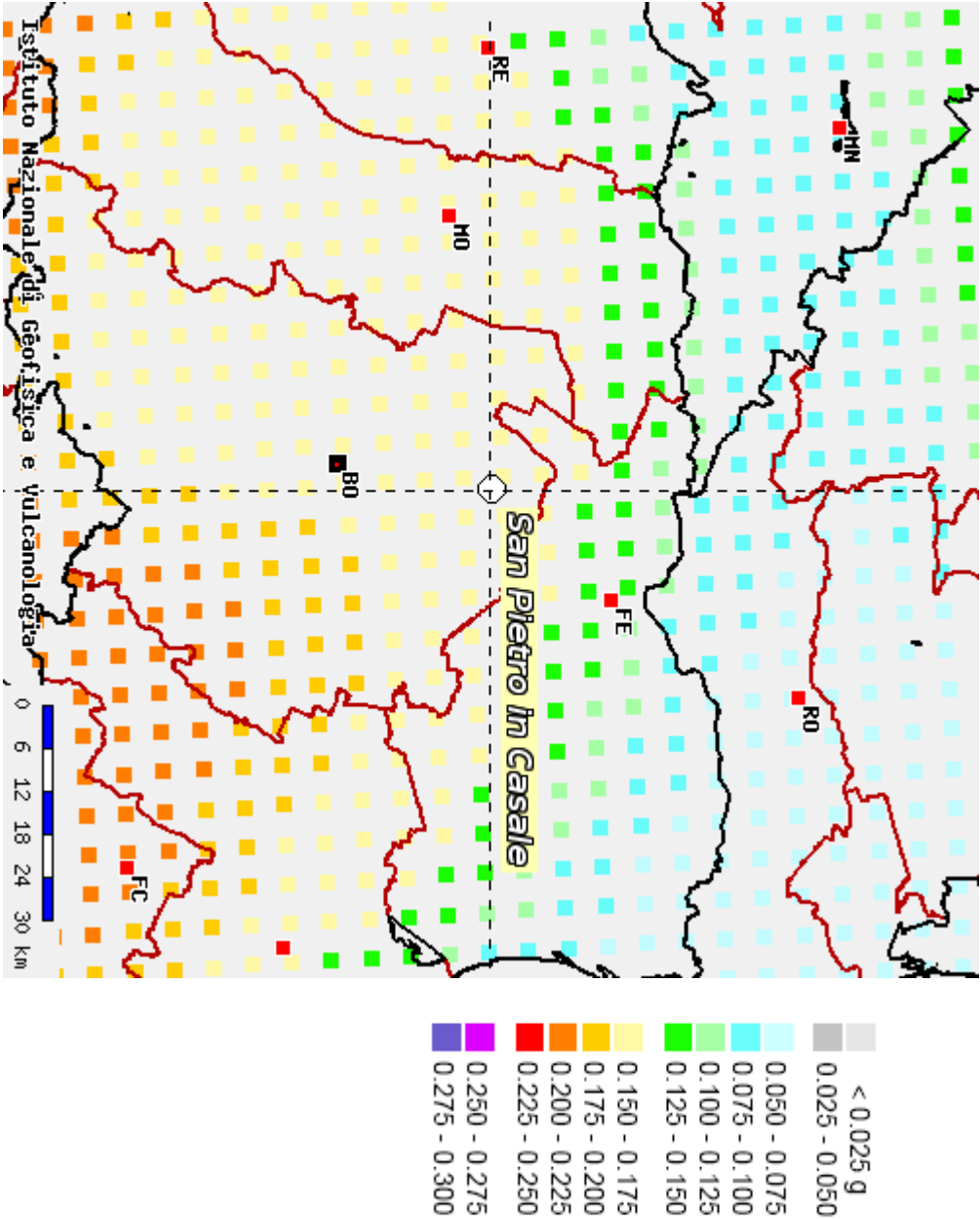
Come evidenziato dalla mappa delle zone sismogenetiche di cui si riporta uno stralcio, l'Emilia Romagna ricade nelle zone 911-914 alle quali è attribuito un valore di  $M$  pari a 6,14.



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

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

TAV. 3 – MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA



## 9. MODELLAZIONE SISMICA

### 9.1. Vita nominale

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

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

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

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

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

### 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 o B di cui al D.M. 5/11/2001 n. 6792 "Norme funzionali e geotecniche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e impianti di produzione di energia elettrica.

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

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

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

Le opere da realizzare nell'area in esame, sono relative alla Classe 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 e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

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

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

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

Nella seguente tabella vengono riportati i suddetti parametri elaborati per il sito in esame (individuato dalle coordinate WGS84 Lat. 44.705059; Long. 11.397219), 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	2,491	0,257
	SLD	63	50	0,057	2,489	0,270
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,158	2,588	0,274
	SLC	5	975	0,210	2,530	0,281

### 9.5. Categoria di sottosuolo

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

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

con:

hi = spessore dell'i-esimo strato;

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

N = numero di strati;

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

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

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

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

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

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

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

Come si evidenzia dall'indagine eseguita, i terreni del primo sottosuolo sono caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, e alla profondità di 1,00 m presentano una  $V_{seq}$  pari a circa 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 profondità del substrato superiori a 30,0 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”*.

#### 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 classificazione.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

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

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

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

Per il sito in esame otteniamo:

Stato limite	$S_s$	$C_c$
SLO	1,500	1,643
SLD	1,500	1,617
SLV	1,455	1,610
SLC	1,381	1,597

### 9.8. Amplificazione topografica

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

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

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

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

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

### 9.9 Accelerazione massima al sito

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

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g$$

Nel nostro caso per i parametri considerati in precedenza e per lo stato limite SLV si ottiene un valore pari a 2,255 m/sec<sup>2</sup>.

### 9.10 Coefficiente sismico orizzontale e verticale

Il coefficiente sismico orizzontale si ottiene mediante la relazione:

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

dove:

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

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

Nel nostro caso assumendo un valore di  $\beta_s$  pari a 0,24, si ottiene un coefficiente sismico orizzontale ( $k_h$ ) pari a 0,055.

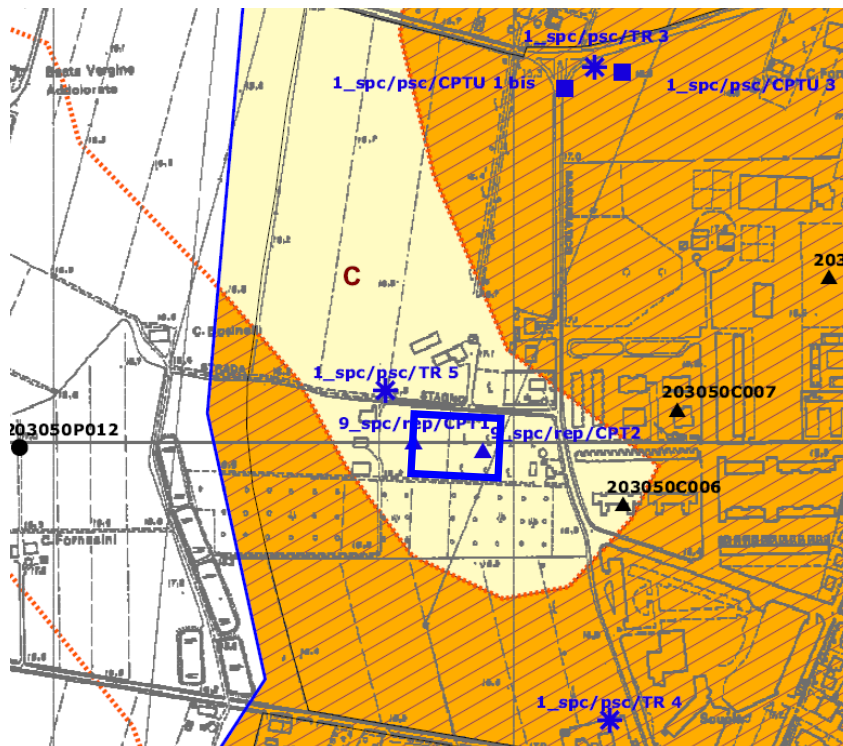
Il coefficiente sismico verticale ( $k_v$ ) si ottiene mediante la relazione:

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

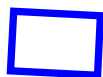
Nella Tavola 2C del PTCP della Provincia di Bologna “Rischio Sismico – Carta provinciale degli effetti locali attesi”, l’area in esame è classificata come L1 “Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale presenza di terreni predisponenti la liquefazione” (approfondimenti preliminari di III Livello).

This is a detailed historical map of Casale Monferrato, Italy. The map shows the town's layout, including streets, buildings, and landmarks. A blue rectangle highlights a specific area in the center of the town, labeled 'SAN PIETRO IN CASALE'. The map includes various streets, buildings, and landmarks, with a scale bar at the bottom right indicating distances up to 300m.

Nella TAV. 1a – Pericolosità sismica: Tavola comunale delle aree suscettibili di effetti locali del PSC Unione Reno Galliera, di cui di seguito si riporta una stralcio, l'area in esame rientra in una zona C, equivalente alla classificazione L1 del PTCP.



C = POSSIBILITA' DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E DI CEDIMENTI POST SISMA  
[equivalente a C (PTCP) = Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziali cedimenti]



Area in esame

Per la quantificazione della risposta sismica locale, il D.G.R. 2193/2015 propone la definizione semi quantitativa degli effetti di amplificazione locale semplificata (secondo livello di approfondimento); l'amplificazione è quantificata secondo i parametri FA PGA e FA SI che sono desunti dagli abachi riportati nell'Allegato A2 della suddetta delibera, riferiti a grandi situazioni morfologiche stratigrafiche che tengono conto delle caratteristiche litologiche e morfologiche e della profondità del bedrock sismico.

Le variabili da inserire negli abachi per la stima dell'amplificazione locale sono la velocità equivalente delle onde di taglio nel sottosuolo ( $V_{S30}$  o  $V_{SH}$ ) e gli spessori dei sedimenti superficiali che possono amplificare il moto sismico e/o la profondità del bedrock sismico.

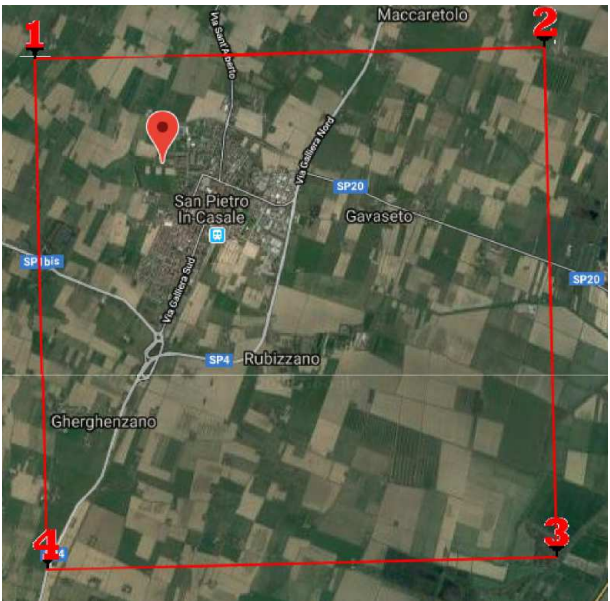
I dati del sottosuolo permettono di attribuire l'area di studio al macro contesto geologico "Pianura 2" caratterizzato dalla presenza di sedimenti alluvionali prevalentemente fini e dalla presenza di un'importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100,00 m dal p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150,00 m.

I parametri della microzonazione sismica semplificata sono riportati nella tabella seguente:

Macroambito	$V_{S30}$	FA PGA	FA SI1 ( $0,1 < T < 0,5s$ )	FA SI2 ( $0,5 < T < 1,0s$ )	FA SI3 ( $0,5 < T < 1,5s$ )
Pianura 2	218 m/sec	1,7	2,0	3,0	3,3

11. PARAMETRI SISMICI DEL SITO

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2 NTC08).

Coordinate del sito (WGS84)	Latitudine 44.705059 Longitudine 11.397219	
Strategia di progettazione	Vita nominale (Vn): 50 anni	
	Classe d'uso: II	
	Coefficiente d'uso (Cu): 1,0	
	ag: 0,158g	

Pericolosità sismica di base

Periodo di riferimento (Vr):	50	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLO:	30	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD:	50	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV:	475	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC:	975	[anni]
Tipo di interpolazione:	Media ponderata	

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame.

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	15843	44.7162	11.3805	1799.564
2	15844	44.7174	11.4508	4345.769
3	16066	44.6674	11.4525	6068.381
4	16065	44.6662	11.3823	4599.309

Parametri di pericolosità sismica.

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.045	2.491	0.257
SLD	50	0.057	2.489	0.270
SLV	475	0.158	2.588	0.274
SLC	975	0.210	2.530	0.281

## 12. DEFINIZIONE DELLA RSL MEDIANTE ANALISI NUMERICA

La procedura di calcolo adoperata per la valutazione della funzione di trasferimento utilizzando il software RSLIII della GeoStru, presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato:

- peso per unità di volume;
- velocità di propagazione delle onde di taglio;
- coefficiente di spinta laterale;
- modulo di taglio iniziale (opzionale);
- spessore;
- indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione.

Le procedure di calcolo utilizzate dal software della Geostru sono riportate in allegato.

### 12.1 Dati generali

La definizione del modello geotecnico del sottosuolo è stata fatta sulla base di indagini geognostiche e sismiche eseguite nell'area.

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 delle indagini sismiche eseguite.

#### Stratigrafia

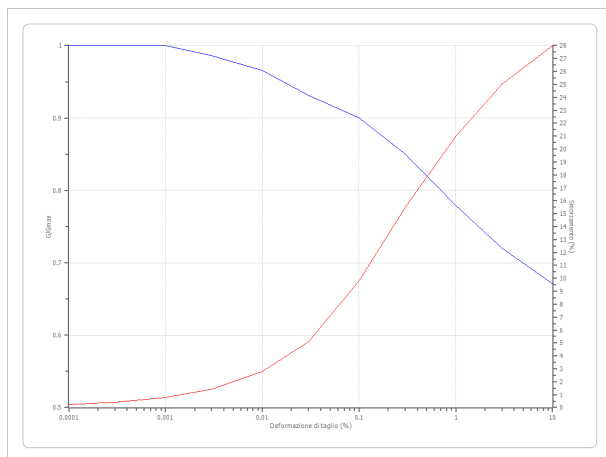
n.	Prof.tà [m]	Spess. [m]	Terreno	Gmax [MPa]	$\gamma$ . [kN/m <sup>3</sup> ]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	1.1	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	21.76	19.0	106.0	10.5
2	1.1	11.5	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	68.80	19.3	187.0	75.5
3	12.6	16.4	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	133.68	19.4	260.0	208.7
4	29.0	75.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	358.09	21.0	409.0	706.9
5	104.0	oo	Idriss (1990) Rock	1435.27	22.0	800	1126.6

Strato con falda: 1

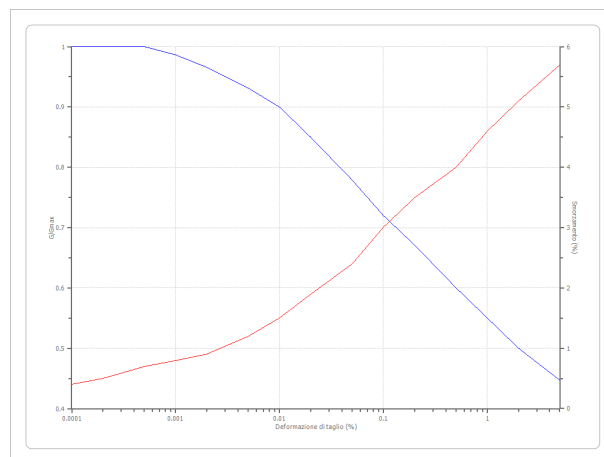
Strato rilevamento accelerogramma: 5 *Bedrock* – Affiorante (*outcrop*)

Ai singoli strati sono state applicate le curve di smorzamento riprodotte di seguito.

Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)



Idriss (1990) Rock



## 12.2 Elaborazione

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

In questo senso si è valutato di utilizzare sette accelerogrammi reali, registrati su roccia, spettro compatibili in media agli spettri di normativa definiti nelle NTC2008, estratti da SEISM-HOME di Eucentre, che permette di ottenere l'input sismico da utilizzare per analisi dinamiche non lineari, per un qualsiasi sito del territorio italiano riferiti ad un periodo di ritorno di 475 anni e tre segnali di riferimento relativi ad un sito in roccia (A) forniti dalla regione Emilia Romagna e identificati dalle sigle 046, 126 e 354.

Gli input selezionati sono stati scalati in funzione dell'ag massima attesa sul bedrock rigido (Categoria A) per il periodo di ritorno definito dalla strategia di progettazione considerata ( $ag = 0,158g$ ).

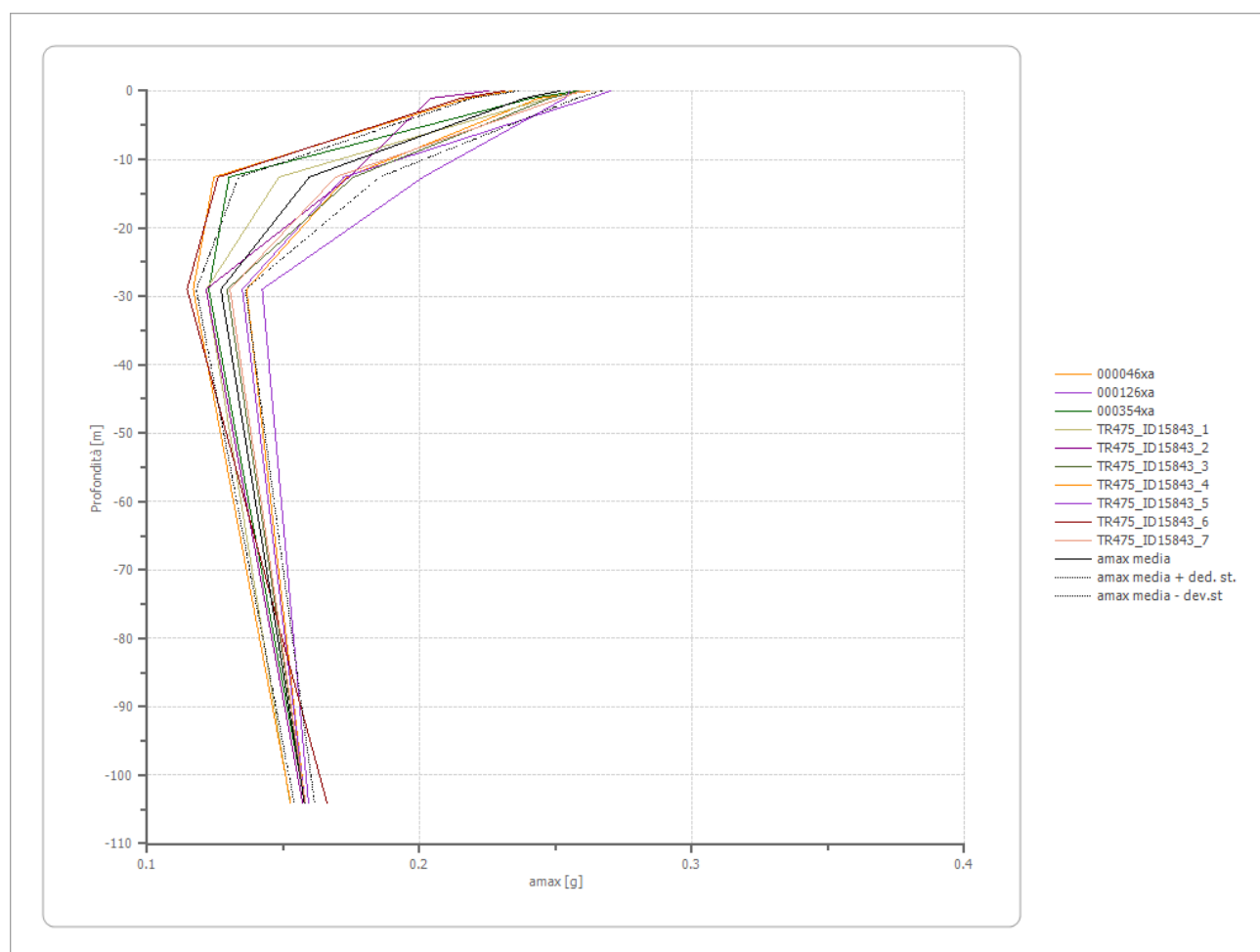
Le impostazioni di analisi adottate sono le seguenti.

Numero di iterazioni	50
Rapporto tra deformazione a taglio effettiva e deformazione massima: $[(M-1)/10]$	0.5
Tipo di modulo elastico	Shake 91
Massimo errore percentuale di convergenza	$1.55 \times 10^{-4}$

## Determinazione del rapporto $P_{ga}/P_{ga0}$ allo SLV

Dall'analisi si sono ottenuti i valori riassunti in tabella e in forma grafica.

Profondità	0	1.1	12.6	29.0	104.0	--
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	--
Accelerogramma	$P_{ga}$				$P_{ga0}$	$P_{ga}/P_{ga0}$
046 [g]	0.262	0.244	0.173	0.136	0.158	1.66
0126 [g]	0.270	0.263	0.172	0.135	0.158	1.71
0354 [g]	0.258	0.241	0.130	0.123	0.158	1.63
TR475_ID15843_1 [g]	0.260	0.247	0.148	0.122	0.152	1.71
TR475_ID15843_2 [g]	0.225	0.204	0.174	0.122	0.157	1.43
TR475_ID15843_3 [g]	0.259	0.248	0.176	0.129	0.158	1.64
TR475_ID15843_4 [g]	0.234	0.218	0.124	0.117	0.153	1.53
TR475_ID15843_5 [g]	0.255	0.253	0.201	0.142	0.159	1.60
TR475_ID15843_6 [g]	0.231	0.215	0.126	0.115	0.166	1.39
TR475_ID15843_7 [g]	0.259	0.252	0.169	0.130	0.158	1.64
media [g]	0.251	0.238	0.159	0.127	0.158	<b>1.6</b>



## SLV

Fattori di amplificazione ICMS 2008

Tai	0.160	[s]
Tvi	0.740	[s]
Tao	0.190	[s]
Tvo	0.470	[s]
Sami	3.825	[m/s <sup>2</sup> ]
Svmi	0.196	[m/s]
Samo	6.041	[m/s <sup>2</sup> ]
Svmo	0.395	[m/s]
<b>Fa</b>	<b>1.579</b>	<b>[-]</b>
<b>Fv</b>	<b>2.017</b>	<b>[-]</b>
TB	0.137	[s]
TC	0.411	[s]
TD	2.232	[s]
SA(0)	0.249	[g]
SA(TB)	0.616	[g]

Fattori di amplificazione su intensità spettrale

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	FA Housner
0.100	0.500	1.8
0.500	1.000	1.9
0.500	1.500	1.9
0.100	2.500	1.8

Spettro di accelerazione medio SLV

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.2514	0.26	0.6879	0.52	0.4581	0.98	0.2350	2.25	0.0499
0.01	0.2514	0.27	0.6737	0.53	0.4360	1.00	0.2211	2.30	0.0485
0.02	0.2525	0.28	0.6628	0.54	0.4173	1.05	0.2093	2.35	0.0477
0.03	0.2571	0.29	0.6321	0.55	0.4058	1.10	0.1973	2.40	0.0466
0.04	0.2700	0.30	0.6067	0.56	0.3952	1.15	0.1854	2.50	0.0435
0.05	0.3086	0.31	0.5969	0.57	0.3853	1.20	0.1708	2.60	0.0399
0.06	0.3443	0.32	0.5984	0.58	0.3731	1.25	0.1597	2.70	0.0361
0.07	0.3702	0.33	0.5952	0.60	0.3579	1.30	0.1452	2.80	0.0328
0.08	0.4054	0.34	0.5924	0.62	0.3405	1.35	0.1382	2.90	0.0305
0.09	0.4089	0.35	0.6053	0.64	0.3328	1.40	0.1248	3.00	0.0300
0.10	0.4317	0.36	0.6274	0.66	0.3276	1.45	0.1124	3.10	0.0292
0.11	0.4542	0.37	0.6470	0.68	0.3221	1.50	0.1051	3.20	0.0287
0.12	0.4736	0.38	0.6489	0.70	0.3205	1.55	0.1013	3.30	0.0274
0.13	0.5011	0.39	0.6496	0.72	0.3165	1.60	0.0956	3.40	0.0251
0.14	0.5491	0.40	0.6560	0.74	0.3031	1.65	0.0883	3.50	0.0226
0.15	0.5589	0.41	0.6405	0.76	0.2904	1.70	0.0828	3.60	0.0203
0.16	0.6193	0.42	0.6307	0.78	0.2892	1.75	0.0775	3.70	0.0186
0.17	0.6664	0.43	0.6174	0.80	0.2830	1.80	0.0725	3.80	0.0180
0.18	0.7093	0.44	0.6018	0.82	0.2765	1.85	0.0701	3.90	0.0173
0.19	0.7388	0.45	0.5925	0.84	0.2678	1.90	0.0674	4.00	0.0164
0.20	0.7111	0.46	0.5789	0.86	0.2618	1.95	0.0638		
0.21	0.6265	0.47	0.5693	0.88	0.2644	2.00	0.0599		
0.22	0.6253	0.48	0.5489	0.90	0.2680	2.05	0.0581		
0.23	0.6507	0.49	0.5246	0.92	0.2664	2.10	0.0560		
0.24	0.6819	0.50	0.5042	0.94	0.2607	2.15	0.0527		
0.25	0.6851	0.51	0.4825	0.96	0.2497	2.20	0.0514		

Spettro normalizzato SLV

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.2491	0.26	0.6158	0.52	0.4862	0.98	0.2580	2.25	0.1124
0.01	0.2759	0.27	0.6158	0.53	0.4770	1.00	0.2528	2.30	0.1099
0.02	0.3027	0.28	0.6158	0.54	0.4682	1.05	0.2408	2.35	0.1076
0.03	0.3295	0.29	0.6158	0.55	0.4597	1.10	0.2298	2.40	0.1053
0.04	0.3563	0.30	0.6158	0.56	0.4515	1.15	0.2198	2.50	0.1011
0.05	0.3831	0.31	0.6158	0.57	0.4435	1.20	0.2107	2.60	0.0972
0.06	0.4099	0.32	0.6158	0.58	0.4359	1.25	0.2023	2.70	0.0936
0.07	0.4367	0.33	0.6158	0.60	0.4214	1.30	0.1945	2.80	0.0903
0.08	0.4635	0.34	0.6158	0.62	0.4078	1.35	0.1873	2.90	0.0872
0.09	0.4903	0.35	0.6158	0.64	0.3950	1.40	0.1806	3.00	0.0843
0.10	0.5171	0.36	0.6158	0.66	0.3831	1.45	0.1744	3.10	0.0816
0.11	0.5439	0.37	0.6158	0.68	0.3718	1.50	0.1685	3.20	0.0790
0.12	0.5707	0.38	0.6158	0.70	0.3612	1.55	0.1631	3.30	0.0766
0.13	0.5975	0.39	0.6158	0.72	0.3511	1.60	0.1580	3.40	0.0744
0.14	0.6158	0.40	0.6158	0.74	0.3416	1.65	0.1532	3.50	0.0722
0.15	0.6158	0.41	0.6158	0.76	0.3327	1.70	0.1487	3.60	0.0702
0.16	0.6158	0.42	0.6019	0.78	0.3241	1.75	0.1445	3.70	0.0683
0.17	0.6158	0.43	0.5879	0.80	0.3160	1.80	0.1405	3.80	0.0665
0.18	0.6158	0.44	0.5746	0.82	0.3083	1.85	0.1367	3.90	0.0648
0.19	0.6158	0.45	0.5618	0.84	0.3010	1.90	0.1331	4.00	0.0632
0.20	0.6158	0.46	0.5496	0.86	0.2940	1.95	0.1296		
0.21	0.6158	0.47	0.5379	0.88	0.2873	2.00	0.1264		
0.22	0.6158	0.48	0.5267	0.90	0.2809	2.05	0.1233		
0.23	0.6158	0.49	0.5160	0.92	0.2748	2.10	0.1204		
0.24	0.6158	0.50	0.5056	0.94	0.2690	2.15	0.1176		
0.25	0.6158	0.51	0.4957	0.96	0.2633	2.20	0.1149		

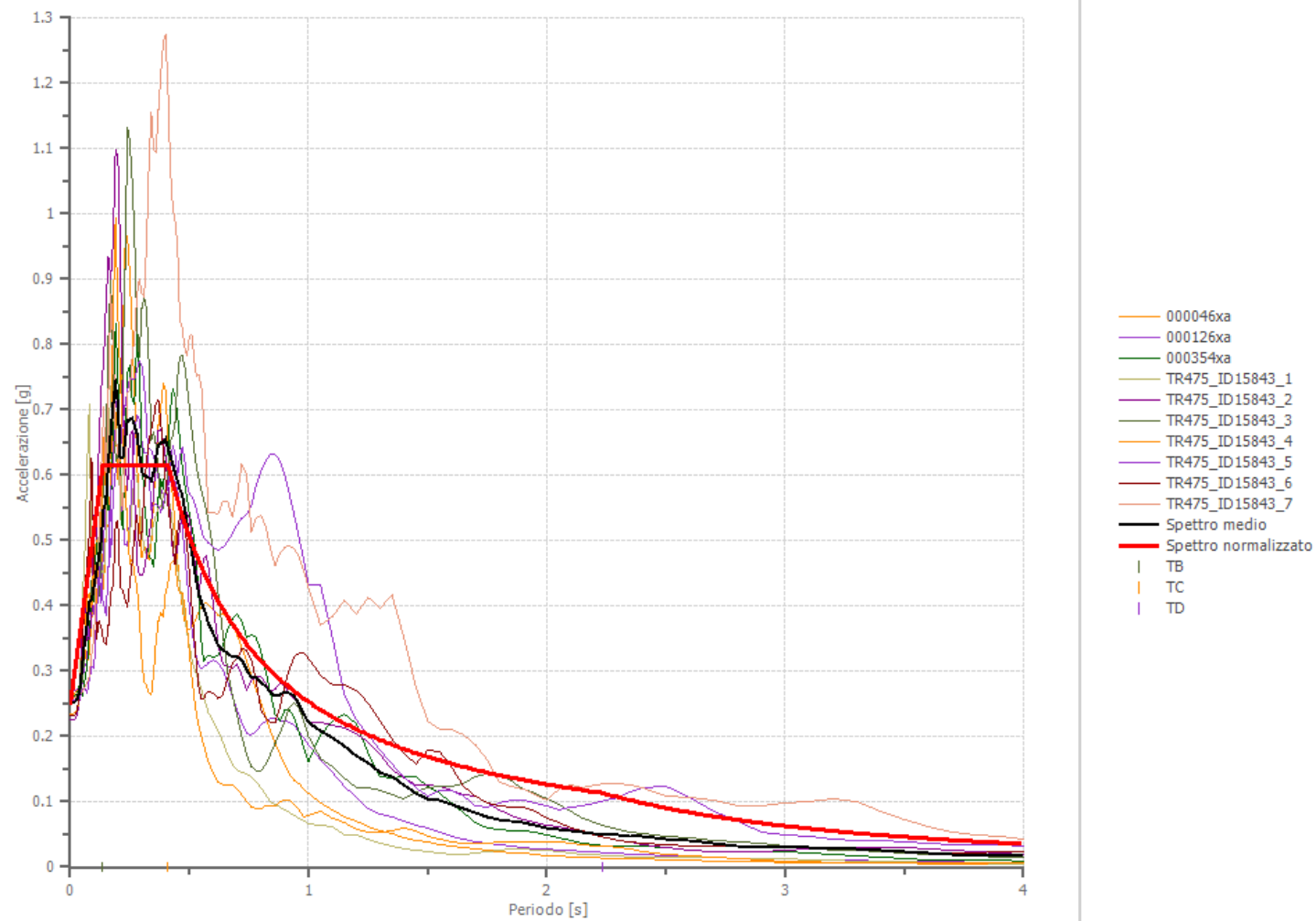
Parametri spettro normalizzato SLV

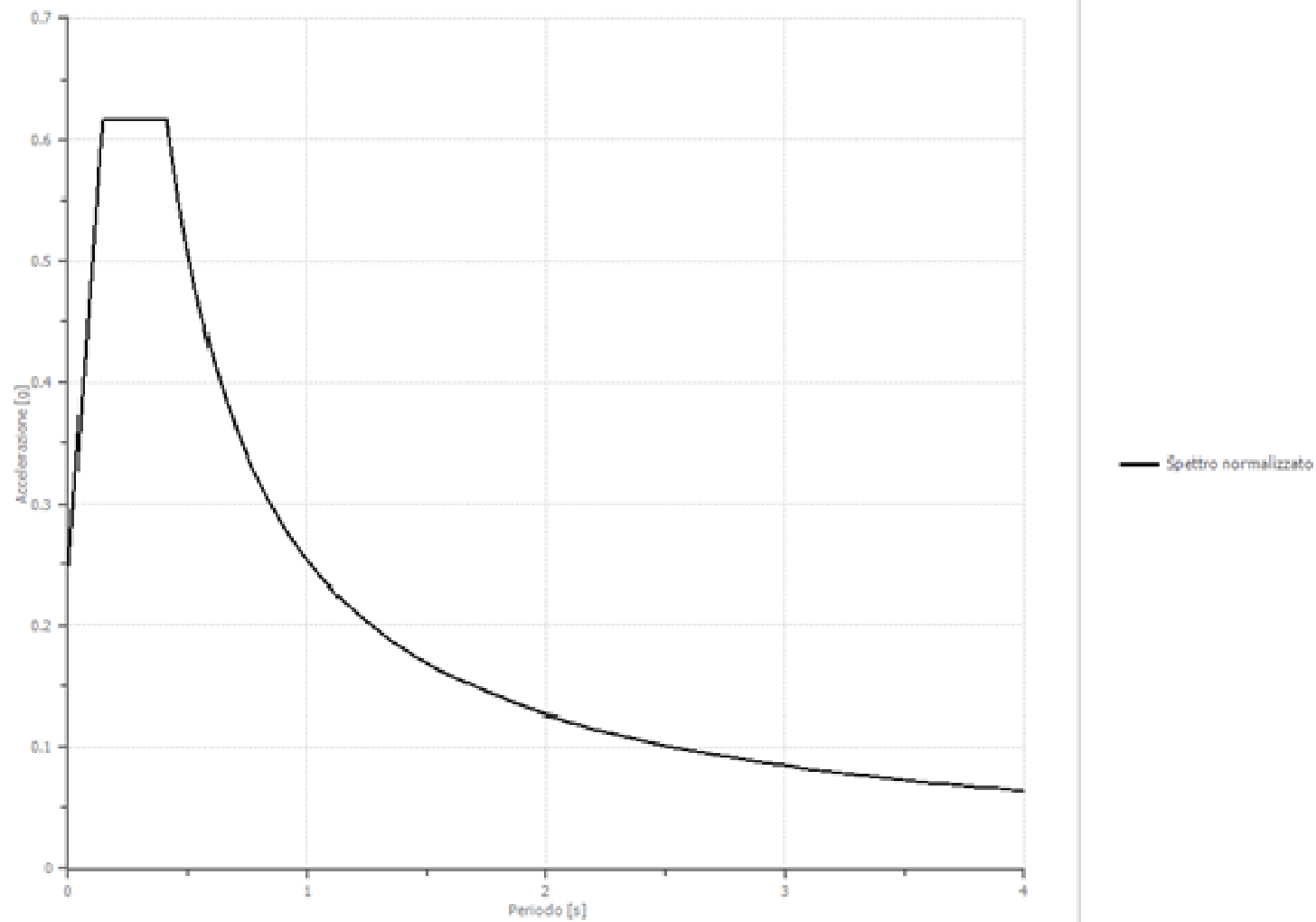
Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
0.249	2.472	--	0.137	0.411	2.232	0.249	0.616

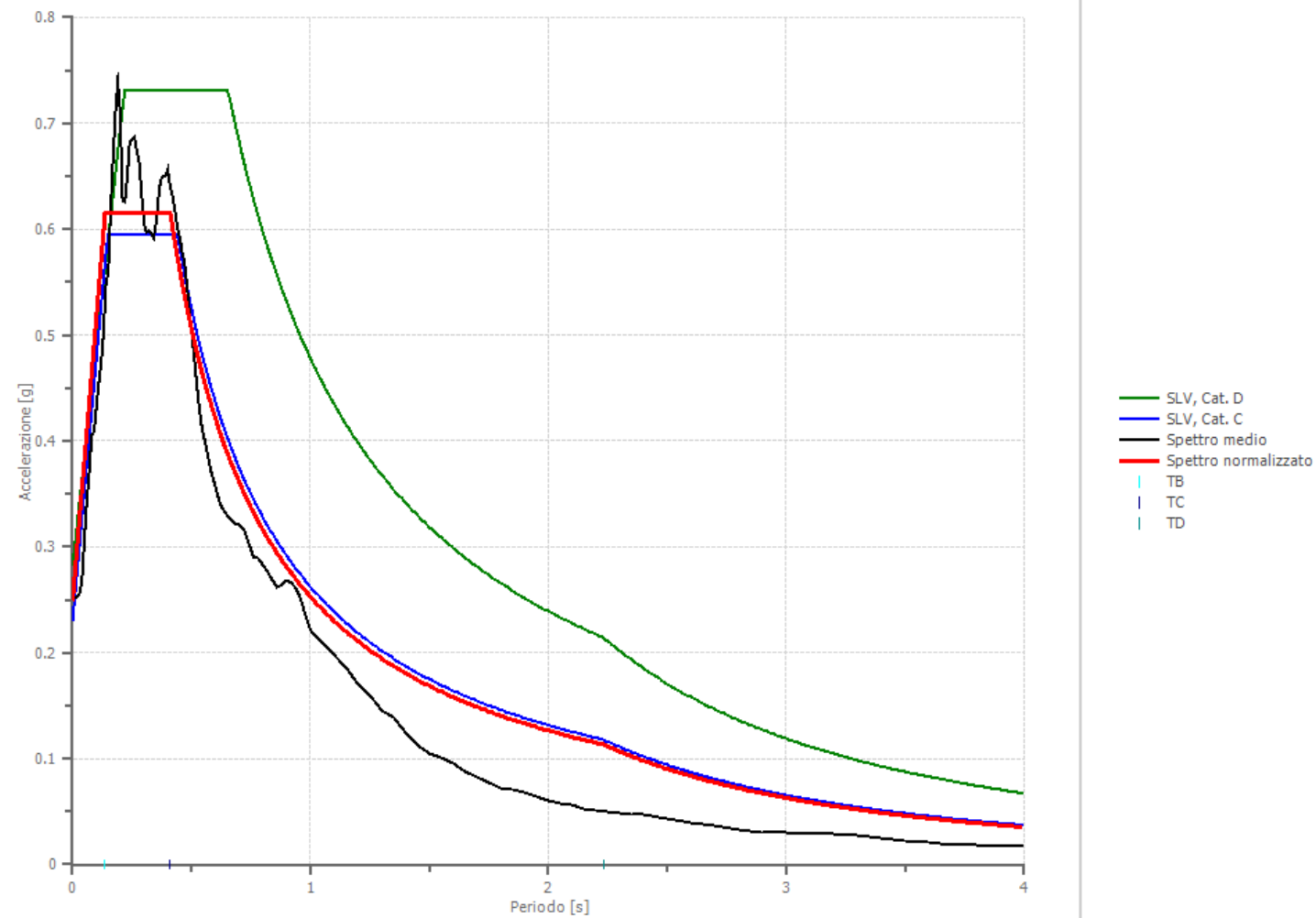
Di seguito si riportano in forma grafica gli spettri elaborati, lo spettro medio e lo spettro normalizzato allo stato limite SLV; lo spettro normalizzato (in rosso), ricavato dall'analisi numerica, è stato messo a confronto con gli spettri desumibili dall'analisi secondo la procedura semplificata (§ 3.2.2. NTC18) per un sottosuolo di categoria D-T1 (in verde) e C-T1 (in blu).

Dal confronto risulta evidente come la RSL restituisce uno spettro medio molto simile allo spettro di normativa per un suolo di categoria C.

La scelta definitiva in merito agli spettri da utilizzarsi nella progettazione rimane comunque di competenza esclusiva del Progettista.

**Confronto tra spettri elaborati, spettro medio e spettro normalizzato SLV**

**Spettro normalizzato SLV**

**Confronto con gli spettri NTC**

### 13. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

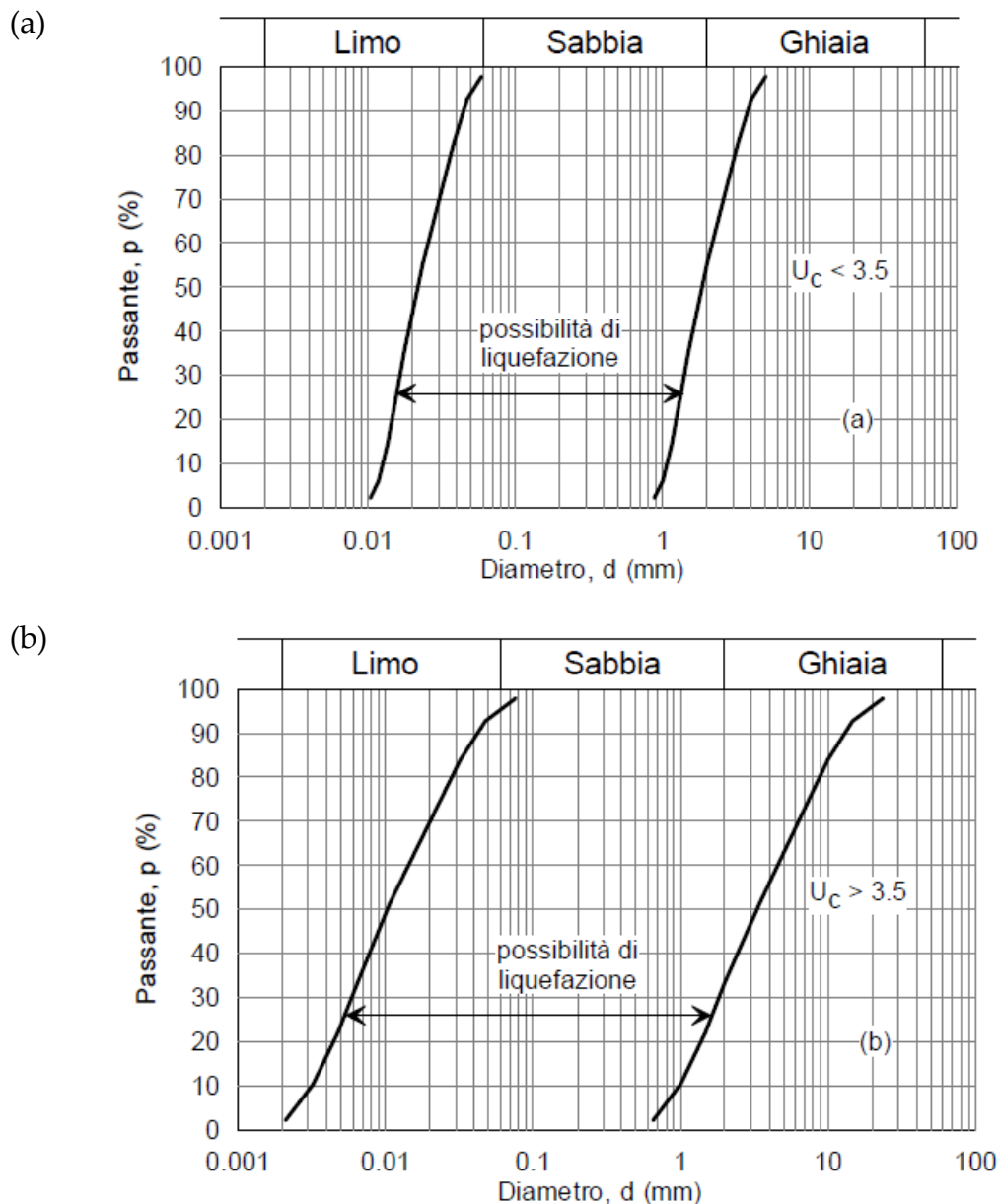
In occasione di un evento sismico particolare attenzione deve essere posta nella liquefazione dei terreni, ovvero la fluidificazione degli stessi con perdita improvvisa della resistenza al taglio, tendenza all'addensamento e conseguente riduzione di volume.

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

1. Accelerazioni massime attese al p.c. in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g; nel nostro caso  $a_{maxs} = 0,249g$  (*non soddisfatta*).

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

2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15,00 m dal p.c., per p.c. suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali; al termine dell'indagine all'interno dei suddetti terreni è stata rilevata la presenza di una falda freatica di superficie il cui livello statico è stato misurato ad una profondità media di  $1,20 \div 1,60$  m dal p.c. attuale, quote presumibilmente soggette a variazioni stagionali (*non soddisfatta*).
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $(q_{c1N}) > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa; dalle prove penetrometriche eseguite la litologia di superficie è rappresentata da limi argillosi e/o sabbiosi che, da una profondità media di  $1,20 \div 1,60$  m, si alternano con lenti sabbioso limose di addensamento variabile da medio scarso a medio (*non soddisfatta*).
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in figura (b) per terreni con  $U_c > 3,5$ ; a livello operativo l'applicazione di questo criterio implica l'esecuzione di un sondaggio con prelievo di campioni di sabbia satura.



Non essendo soddisfatta alcuna delle precedenti circostanze previste dalle N.T.C. 7.11.3.4.2, si è proceduto ad eseguire la verifica alla liquefazione.

Il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione (FSL) è espresso attraverso il rapporto fra la resistenza ciclica normalizzata (CRR) e lo sforzo ciclico normalizzato (CSR); Se il rapporto (FSL) è maggiore di 1,2 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:

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

dove:

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

$a_{maxs}$  = accelerazione massima al sito =  $S \cdot a_g = 0,249$ ;

$\sigma_z$  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.;

MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo massima attesa  $M = 6,14$ , per le zone sismogenetiche 911÷914.

La resistenza ciclica normalizzata (CRR) da prove CPTE/CPTU in accordo con quanto prescritto al punto A2.2 dell'All. A2 del D.G.R 2193/2015 viene valutata mediante il metodo di Boulanger e Idriss (2014) che permette di correlare la resistenza al taglio mobilitata nel terreno con i risultati della prova penetrometrica statica.

La procedura di calcolo si basa sulla seguente equazione:

$$CRR = \exp \left[ \frac{(q_{c1n})_{cs}}{113} \right] + \left[ \frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^2 - \left[ \frac{(q_{c1n})_{cs}}{140} \right]^3 + \left[ \frac{(q_{c1n})_{cs}}{137} \right]^4 - 2,80$$

dove  $(q_{c1n})_{cs}$  è funzione della resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente FC determinata sulla base dell'indice di classificazione del terreno  $I_c$ .

Il dettaglio della procedura di calcolo della resistenza alla liquefazione (Boulanger & Idriss 2014) eseguito mediante il software Cliq della Geologismiki, viene riportato nel diagramma di flusso in allegato.

Le procedure di calcolo applicate alle prove eseguite hanno evidenziato la presenza di sottili lenti caratterizzate da un coefficiente di sicurezza  $F_s < 1,2$ .

#### 14. VALUTAZIONE INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

La verifica alla liquefazione ha evidenziato la presenza di terreni potenzialmente liquefacibili, pertanto occorre effettuare la stima dell'indice di liquefazione IL in termini quantitativi.

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

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

dove:

$$\begin{aligned} F(z) &= 0 && \text{per } FSL \geq 1,2 \\ F(z) &= 2 \cdot 10^6 \exp(-18,427 \cdot FSL) && \text{per } 1,2 > FSL > 0,95 \\ F(z) &= 1 - FSL && \text{per } FSL \leq 0,95 \\ w(z) &= 10 - 0,5 \times z \end{aligned}$$

z = profondità dal piano campagna;

z<sub>crit</sub> = profondità critica pari a 15 m.

In base al valore di IL è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione attraverso la seguente tabella (Sonmez 2003):

Valore IL	Potenziale di liquefazione
IL = 0	Non liquefacibile (FSL ≥ 1,2)
0 < IL ≤ 2	Basso
2 < IL ≤ 5	Moderato
5 < IL ≤ 15	Alto
IL > 15	Molto alto

Nell'area in esame le valutazioni analitiche hanno espresso un Indice del potenziale di Liquefazione IL variabile da 4,33 a 4,88, traducibile in altri termini in un rischio di liquefazione "Moderato".

Uno schema delle verifiche eseguite viene riportato in allegato.

## 15. STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI DALL'AZIONE SISMICA

La stima dei cedimenti permanenti indotti dall'azione sismica, è stata condotta per i sedimenti fini coesivi a comportamento argilloso e per i terreni granulari saturi evidenziati fino ad una profondità di 20,00 m, utilizzando gli esiti delle prove penetrometriche e basandosi sulla classificazione di comportamento dei terreni proposta da Robertson (1990; 2009).

Nei sedimenti saturi a comportamento granulare (zone A1 e A2 della carta di Robertson) la stima dei cedimenti è stata effettuata utilizzando la metodologia di Zhang t al. (2002) in accordo con Robertson (2009), con il cedimento ottenuto mediante la valutazione della deformazione volumetrica post sismica indotta, calcolata in funzione della resistenza penetrometrica normalizzata e del fattore di sicurezza a liquefazione.

Il calcolo è stato effettuato con l'ausilio del programma CLiq della Geologismiki Geotechnical Software; i diagrammi di flusso delle procedure impiegate sono riportate in allegato.

Per i sedimenti fini coesivi a comportamento argilloso (zone B e C della carta di Robertson) il cedimento dovuto sia a fenomeni di riconsolidazione che a deformazioni di taglio indotte dalle sollecitazioni cicliche è stato stimato sulla base del metodo proposto da Robertson (2009) che si basa sulla valutazione del fattore di sicurezza alla deformazione post sismica, considerando il rapporto di resistenza ciclica del terreno (CRR) corrispondente al raggiungimento di una deformazione di taglio pari al 3% per un terremoto di riferimento di magnitudo pari a 7.5.

Per i sedimenti a comportamento granulare non saturi non si è proceduto ad alcuna determinazione in quanto gli stessi non sono presenti.

In allegato sono riassunti i valori dei cedimenti sismici (s) calcolati sulle verticali indagate.

## 16. 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 resistenza di progetto 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 plastico 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.

I terreni del primo sottosuolo sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica di superficie, il cui livello statico alla data di esecuzione dell'indagine nei fori di prova è stata misurata ad una profondità di 1,20÷1,60 m rispetto al p.c. attuale, presumibilmente soggetta a variazioni stagionali.

Di seguito, utilizzando i parametri di resistenza meccanica misurati nel corso delle penetrometrie statiche eseguite, in modo indicativo, non essendo a conoscenza della tipologia dei fabbricati in progetto e dell'approfondimento delle fondazioni degli stessi, si verifica la capacità portante dei suddetti terreni prendendo in esame sistemi fondali diretti di tipo nastriforme attestati, rispetto al p.c. attuale, alla profondità di circa 1,00÷1,20 m.

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.

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

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

dove:

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

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

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

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

$$R_d = (c_{ud} \cdot N_c \cdot z_c \cdot s_c \cdot g_c + q) \cdot r_g / \gamma_R$$

dove:

$c_{ud}$  = coesione non drenata di progetto;

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

$z_c$  = fattore correzione sismico inerziale;

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

$g_c$  = fattore dipendente dall'inclinazione del terreno;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

dove:

$kh$  = coefficiente sismico orizzontale.

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

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

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

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

#### Fondazione nastriforme

Profondità = - 1,20 m; B < 2,00 m

$$a_{max} = 0,249g$$

$$kh = 0,060$$

$$sc = 1,0;$$

$$z_c = 0,981;$$

$$rg = 1,0.$$

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

Punto N	Litologia	C <sub>uk</sub> (kPa)	C <sub>ud</sub> (kPa)	$\varphi'k$ (°)	$\varphi'd$ (°)	$\gamma_R$	R <sub>d</sub> (kPa)
1	LAS	38	38,0	-	-	2,3	<b>91,6</b>
2	LAS	41	41,0	-	-	2,3	<b>98,1</b>
3	LAS	35	35,0	-	-	2,3	<b>85,0</b>
4	LAS	35	35,0	-	-	2,3	<b>85,0</b>

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

## 17. SCHEDA DI SINTESI

### - CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO GEOTECNICA PRELIMINARE

<b>Inquadramento geologico generale</b>	Settore deposizionale della bassa Pianura Padana; assenza di processi morfodinamici
<b>Assetto geolitologico</b>	Formazioni continentali di deposizione fluviale costituite da sedimenti alluvionali fini (limi e limi sabbiosi)
<b>Indagine geognostica e prove di riferimento</b>	4 CPTU di lunghezza compresa tra 10,00 m e 20,00 m dal p.c. attuale, 2 sondaggi della lunghezza di 4,00 m
<b>Interferenza con falda</b>	Falda evidenziata ad una profondità media di 1,20÷1,60 m rispetto al p.c. attuale, presumibilmente soggetta a variazioni stagionali
<b>Liquefazione</b>	La presenza di una falda superficiale e di lenti sabbiose di addensamento da scarso a medio rappresentano fattori predisponenti fenomeni di liquefazione
<b>Resistenza di progetto</b>	I terreni presenti ad una profondità media di 1,00÷1,20 m dal p.c. attuale, nel caso di sistemi fondali diretti nastriformi, non considerando la superficie efficace degli stessi, consentono valori di resistenza di progetto compresi tra 85,0 kN/m <sup>2</sup> e 98,0 kN/m <sup>2</sup> nel caso di "Approccio 2"
<b>Condizioni di fattibilità e prescrizioni</b>	<p>Terreni che consentono normali tecniche costruttive (fondazioni superficiali); nel caso di edifici di particolare impegno costruttivo vi possono essere limitazioni dovute a pressioni di esercizio elevate o all'ammissibilità dei cedimenti.</p> <p>Gli eventuali scavi e il riutilizzo dei materiali scavati sono subordinati al rispetto delle normative vigenti</p>

## CARATTERIZZAZIONE SISMICA

<b>Indagini sismiche</b>	Masw abbinata a misura del Rumore Sismico Passivo (microtremori)
<b>Pericolosità sismica PTCP e PSC</b>	Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale presenza di terreni predisponenti la liquefazione" (approfondimenti preliminari di III Livello)
<b>Modellazione sismica</b>	$A_g = 0,158g$ ; Categoria Topografica T1; coefficiente di amplificazione topografica 1; $V_{seq} = 218 \text{ m/s}$ ; Categoria di sottosuolo C
<b>Microzonazione sismica II Livello</b>	Macrocontesto: Pianura 2; $V_{s30} = 218 \text{ m/sec}$ ; FA PGA = 1,7; FA SI1 = 2,0; FA SI2 = 3,0; FA SI3 = 3,3; PGA = 0,269g
<b>Analisi sismica III Livello</b>	FA PGA = 1,6; FA SI1 = 1,8; FA SI2 = 1,9; FA SI3 = 1,9; PGA = 0,249
<b>Liquefazione</b>	4,3<IL<4,8 – Rischio Moderato
<b>Cedimenti post sismici (s)</b>	8,3<s<8,5 cm
<b>Condizioni di fattibilità e prescrizioni</b>	Nessun elemento escludente o limitativo per gli interventi previsti

Casalecchio di Reno, 19 Novembre 2018



# ALLEGATI

2014.034-1/RG

## **Indagine geognostica**

2014.034-1/RG

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

Indagini Geognostiche

40033 Casalecchio di Reno (BO)  
Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072**C P T U (piezo cone penetration test)**

N. 1

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: ---

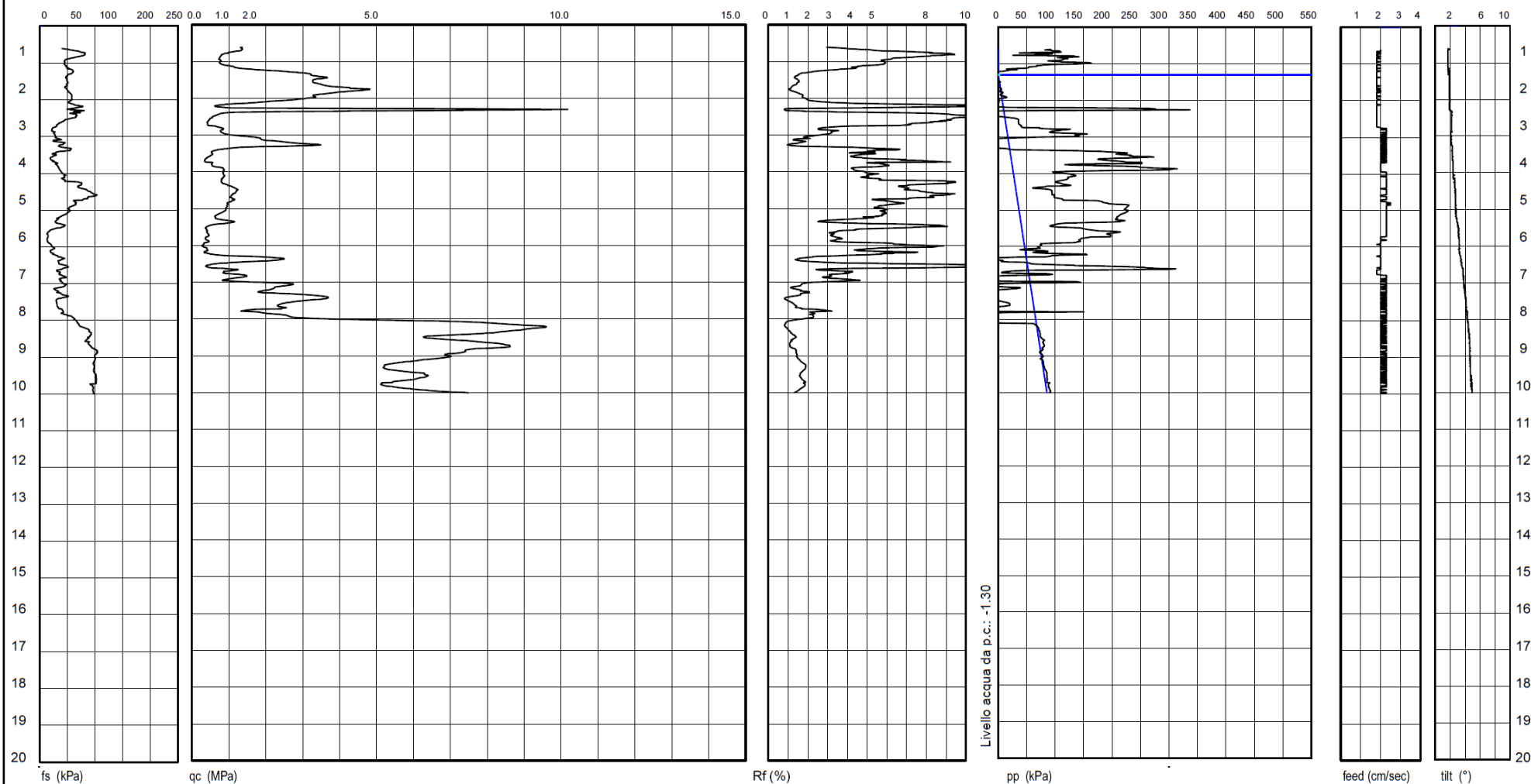
**Rapporto di Prova N. 14.0213/RSP**

Quota : ---

Preforo : 0.60 m

Data Prova : 18/03/2014

Codice Lavoro : 2014.050



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

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

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

# C P T U (piezo cone penetration test) N. 2

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: ---

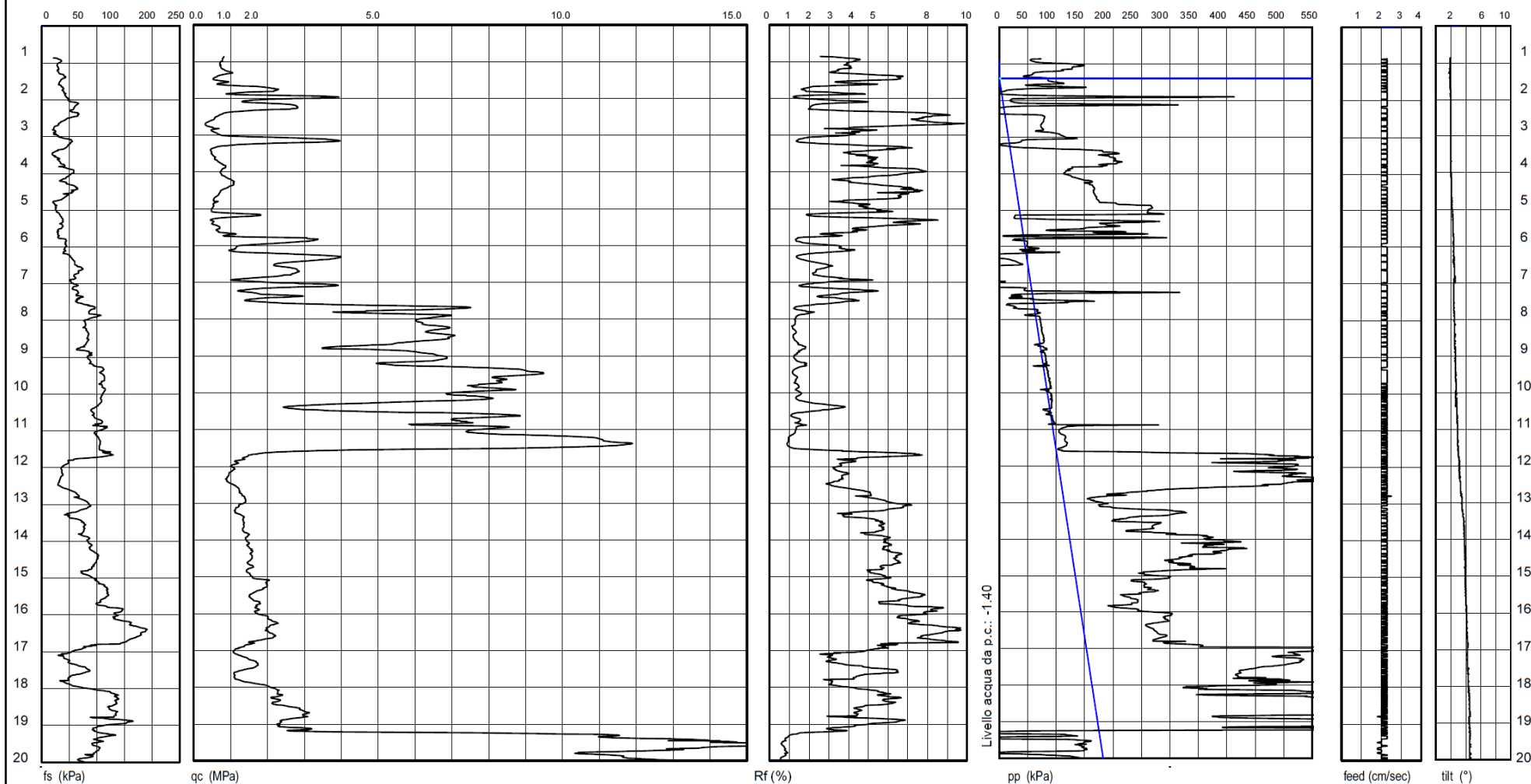
Rapporto di Prova N. 14.0214/RSP

Quota : ---

Preforo : 0.85 m

Data Prova : 17/03/2014

Codice Lavoro : 2014.050



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

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

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

# C P T U (piezo cone penetration test) N. 3

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: ---

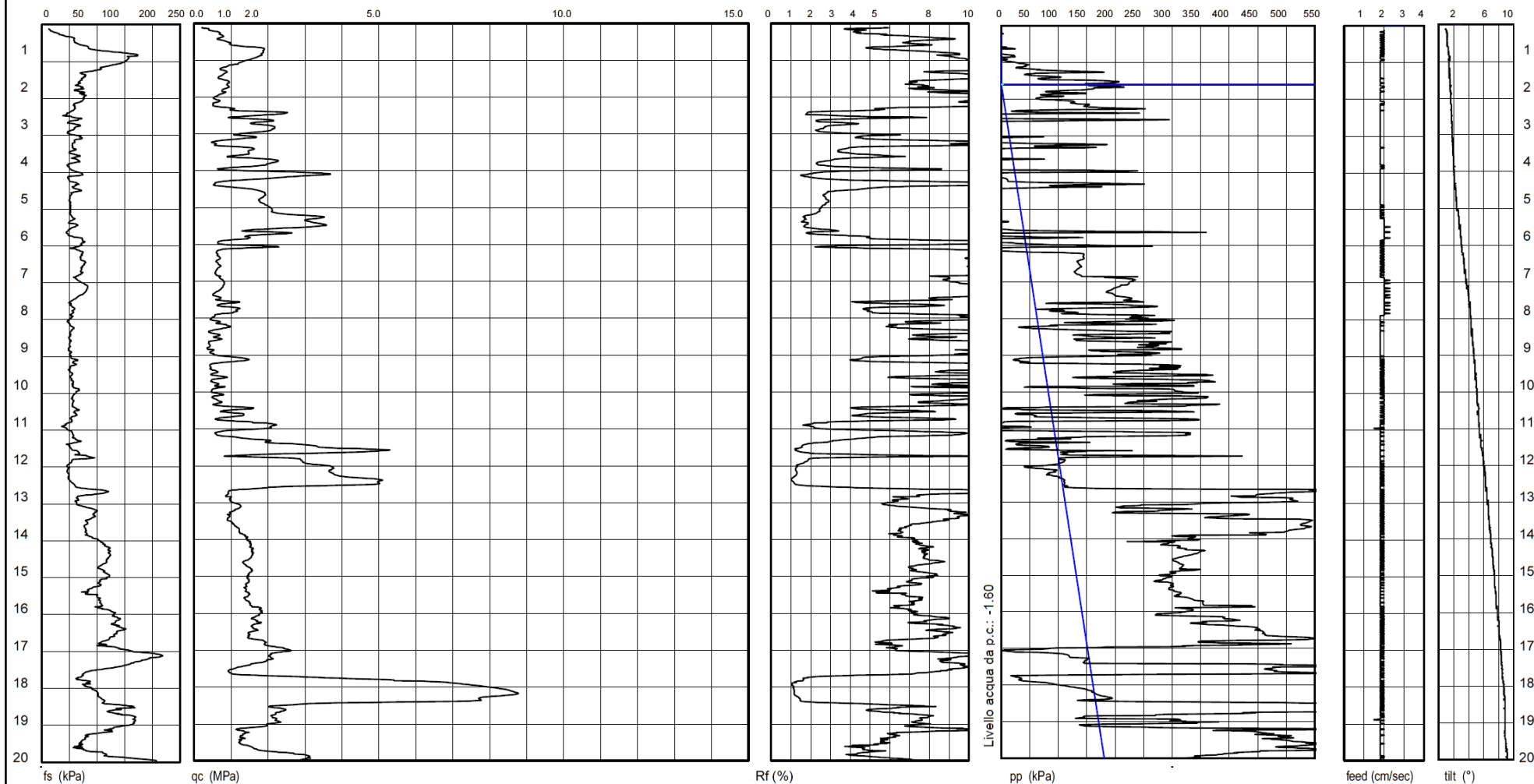
Rapporto di Prova N. 14.0215/RSP

Quota : ---

Preforo : 0.10 m

Data Prova : 17/03/2014

Codice Lavoro : 2014.050



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

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

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

# C P T U (piezo cone penetration test)

N. 4

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: ---

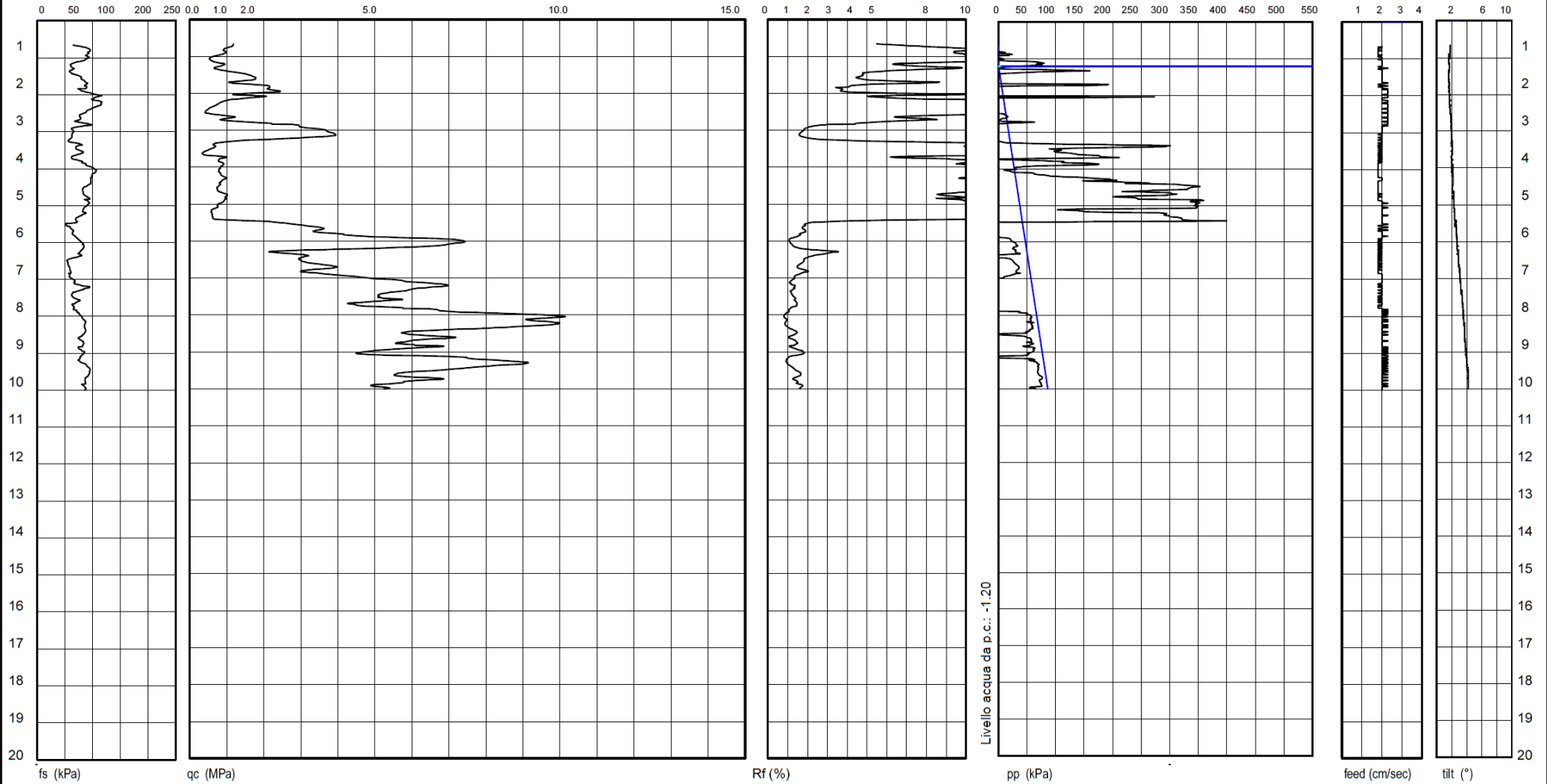
Rapporto di Prova N. 14.0216/RSP

Quota : ---

Preforo : 0.65 m

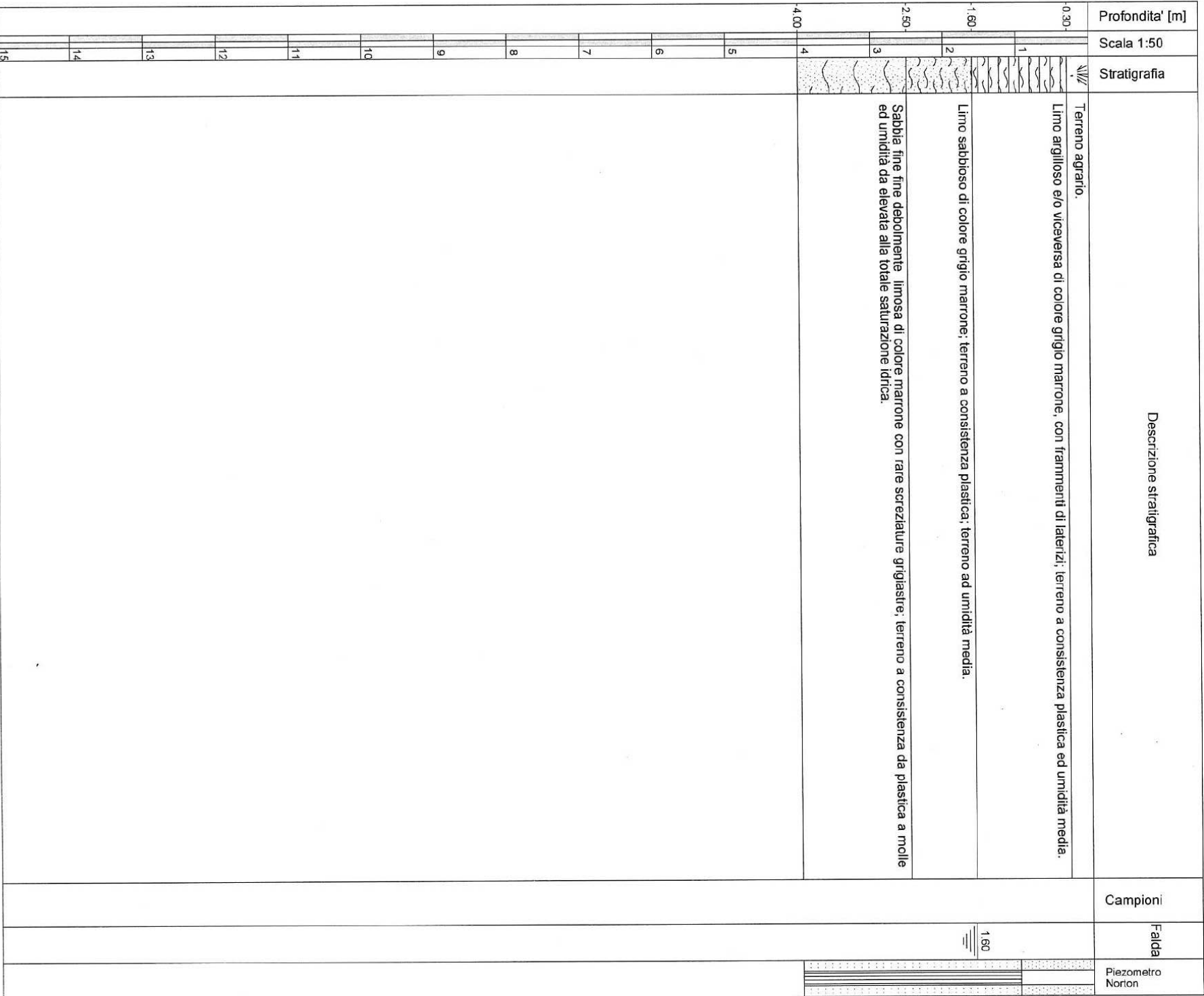
Data Prova : 17/03/2014

Codice Lavoro : 2014.050



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

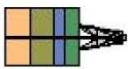
<div><div><b>GEO-PROBE</b> <i>Indagini Geognostiche</i> 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimaraosa, 119 - Tel. 051/61.33.072</div></div>		Committente: <u>Impresa Edile Costel</u>		Quota: <u>--</u>	Rep. Pr. N°14.0217/RSP
Località: <u>San Pietro in Casale (BO)</u>		Profondità: <u>4.00 m</u>		Codice Lavoro2014.050	
Cantiere: <u>Via Stagno</u>		Data Inizio: <u>17/03/2014</u>		SONDAGGIO	
Percorazione: <u>Trivellazione a secco d 120 mm</u>		Data Fine: <u>17/03/2014</u>		FOGLIO	
Attrezzatura: <u>Unimog U400L</u>		Il geologo: <u>Dr. Conti</u>		<b>1</b> <b>1/1</b>	
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



MODULO RSP-STIRATI (REV. 0 del 12/09)					
<b>GEO-PROBE</b> S.r.l. <i>Indagini Geognostiche</i> 40033 CASALECCHIO DI RENCO (BO) Via Cimaraosa, 119 - Tel. 051/61.33.072					
Procedura di Prova --	Rapporto di Prova N° 14.0218/RSP				
Rev.	0	Data di emissione 17/03/2014			
Lo Sperimentatore Dr. Chelli			Il Direttore di Laboratorio Dr. L. Conti		
Comittente: <u>Impresa Edile Costel</u>			Quota: <u>--</u>		
Località: <u>San Pietro in Casale (BO)</u>			Profondità: <u>4.00 m</u>		
Cantere: <u>via Stagno</u>			Data inizio: <u>17/03/2014</u>		
Perforazione: <u>Trivellazione a secco d 120 mm</u>			Data Fine: <u>17/03/2014</u>		
Attrezzatura: <u>Unimog U400L</u>			Il geologo: <u>Dr. Conti</u>		
			Rep. Pr. N°14.0218/RSP		
			Codice Lavoro 2014_050		
			SONDAGGIO		
			FOGLIO		
			<b>2</b>		
			<b>1/1</b>		

## **Indagine sismica**

2014.034-1/RG



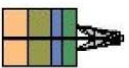
C.G.A.

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

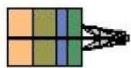
Committente: GEOPROBE S.r.l.

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>



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

**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:

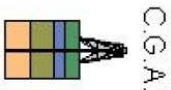
- acquisizione delle onde superficiali;
- costruzione delle curve di dispersione (grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza);
- inversione delle curve di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs.

### 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 MAE - A6000S

CPU NS Geode GXL V 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 copripilone di polipropilene antiscuacciamento
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%	0.33 V/cm/s
Normalized Transduction Constant (V/msec)	0.42 (sq.root of R/L)
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

Dimensions

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:

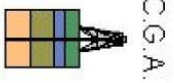
$z_f$  = profondità di propagazione della frequenza  $f$ ;

$a$  = 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.



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:**

$$\gamma = 0.5 W_p^{0.19}$$

Dove:

$\gamma$  = densità del mezzo attraversato;

$V_p$  = velocità onde di compressione;

#### **Modulo di taglio:**

$$G = \gamma W_s^2$$

Dove:

$\gamma$  = densità del mezzo attraversato;

$V_s$  = velocità onde di taglio;

#### **Modulo di Young:**

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

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.

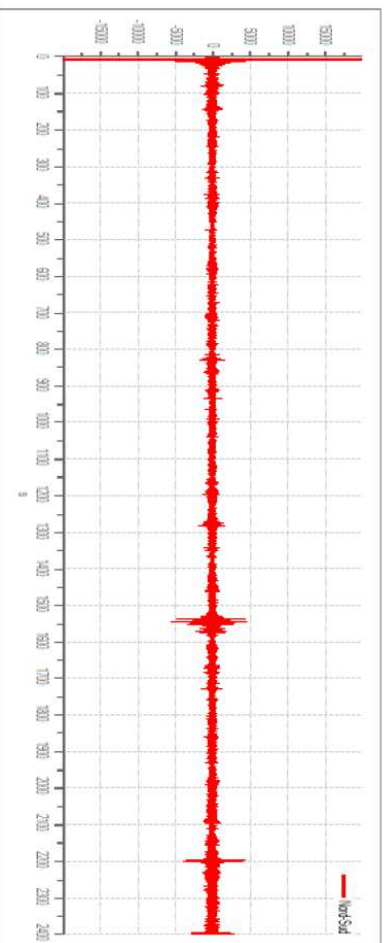


Figura n° 1 - Traccia in direzione Nord-Sud

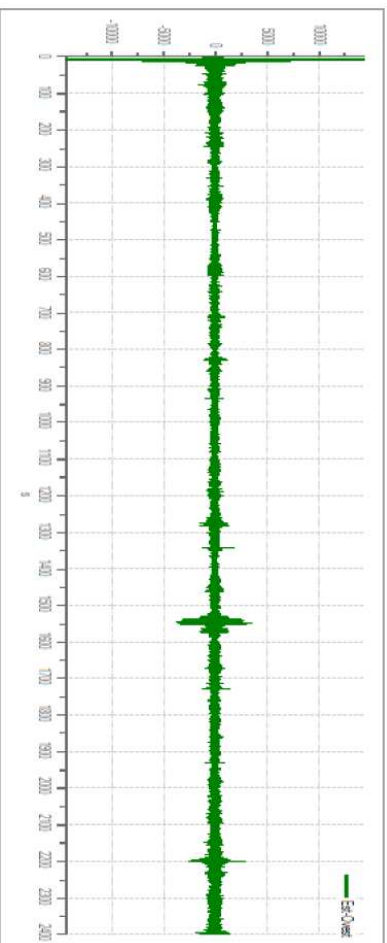


Figura n° 2 - Traccia in direzione Est-Ovest

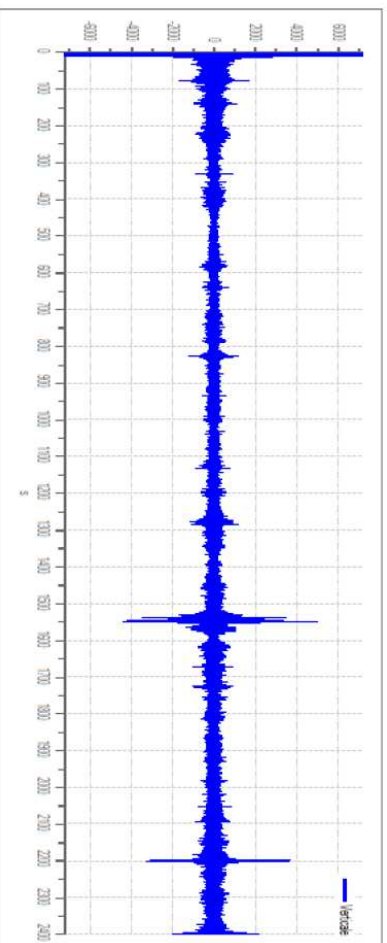
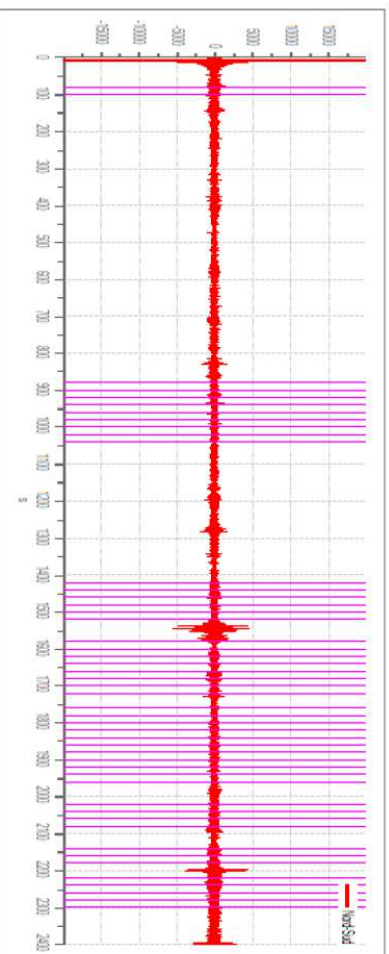


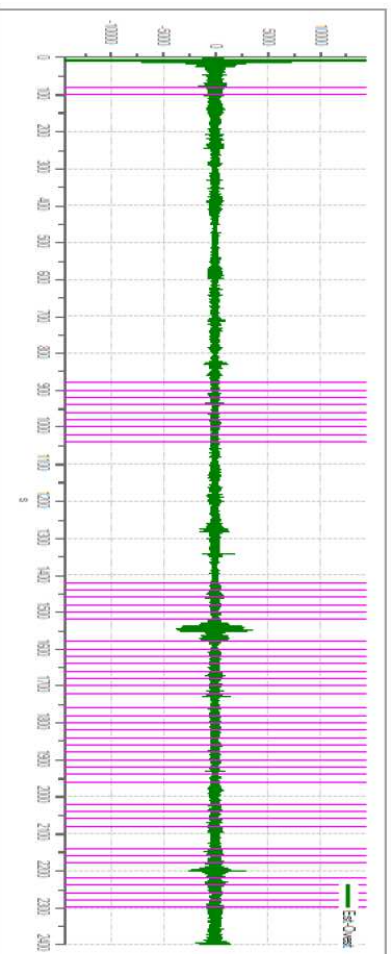
Figura n° 3 - Traccia in direzione verticale

### **FINESTRE SELEZIONATE**

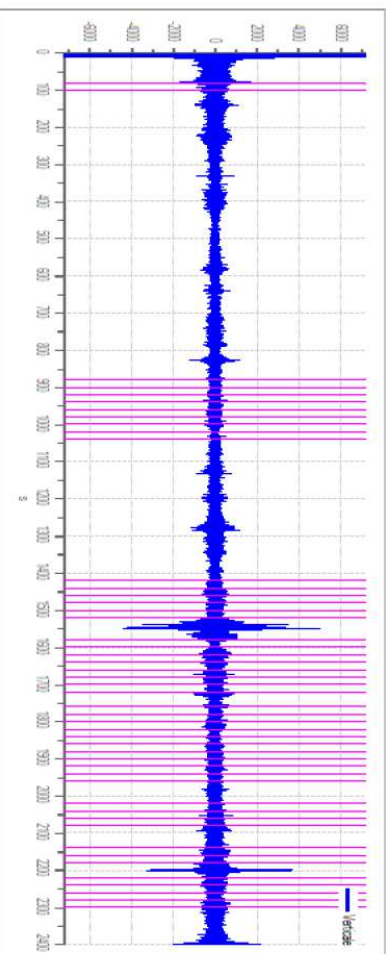
Numero totale finestre selezionate: 35  
Numero finestre incluse nel calcolo: 35  
Dimensione temporale finestre: 20.000 s  
Tipo di lisciamento: Triangolare proporzionale  
Percentuale di lisciamento: 10.00 %



*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

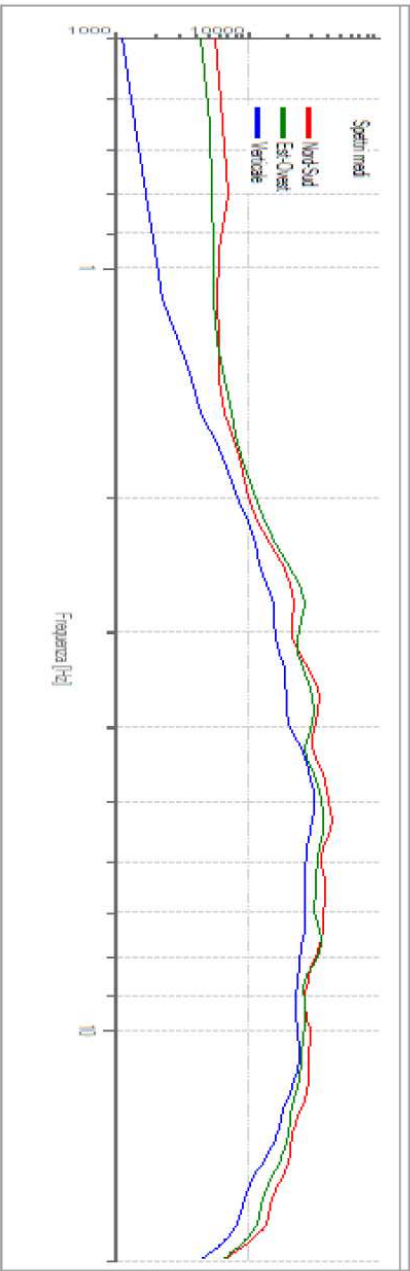


Figura n° 7 - Grafico degli spettri medi nelle tre direzioni

MAPPA DELLA STAZIONARIETÀ DEGLI SPETTRI

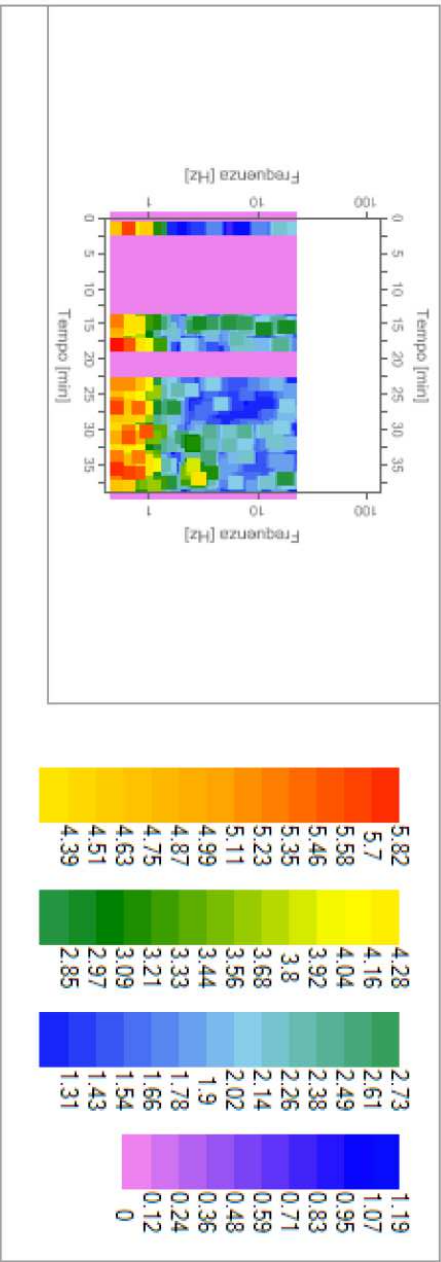


Figura n° 8 - Mappa della stazionarietà degli spettri

MAPPA DELLA DIREZIONALITÀ DEGLI SPETTRI

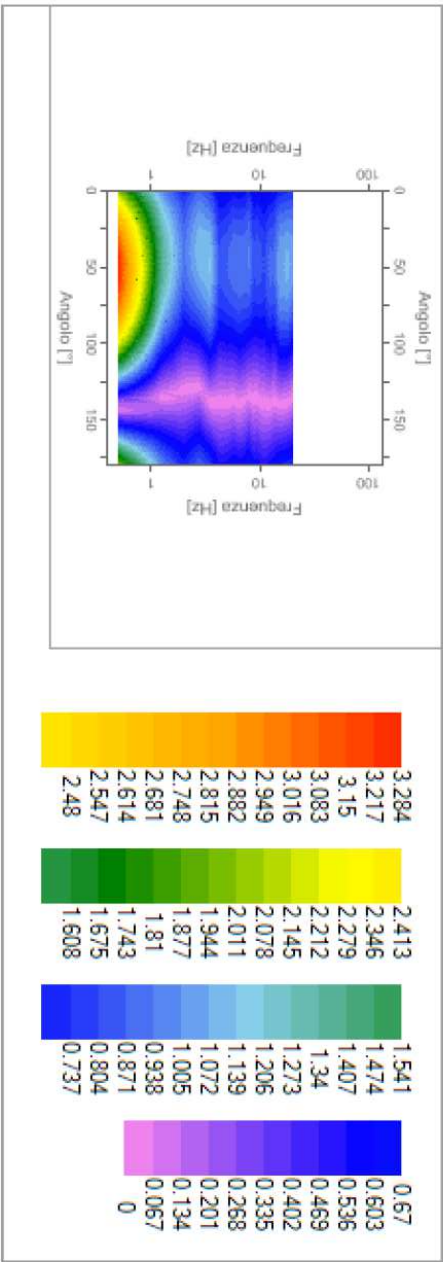


Figura n° 9 - Mappa della direzionalità degli spettri

## 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.

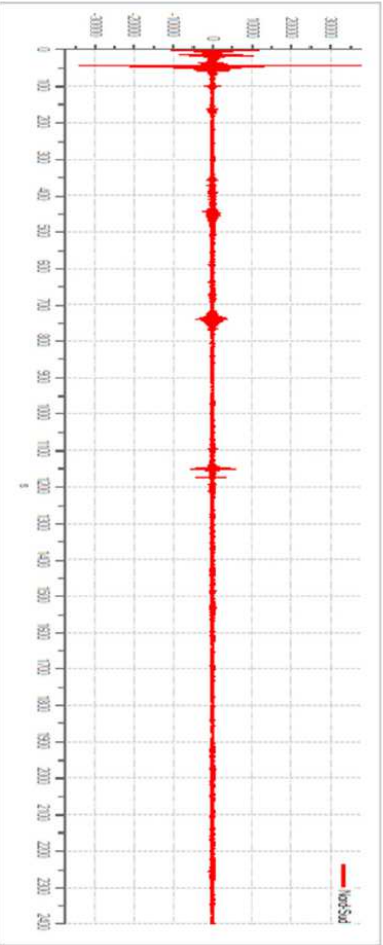


Figura n° 10 - Traccia in direzione Nord-Sud

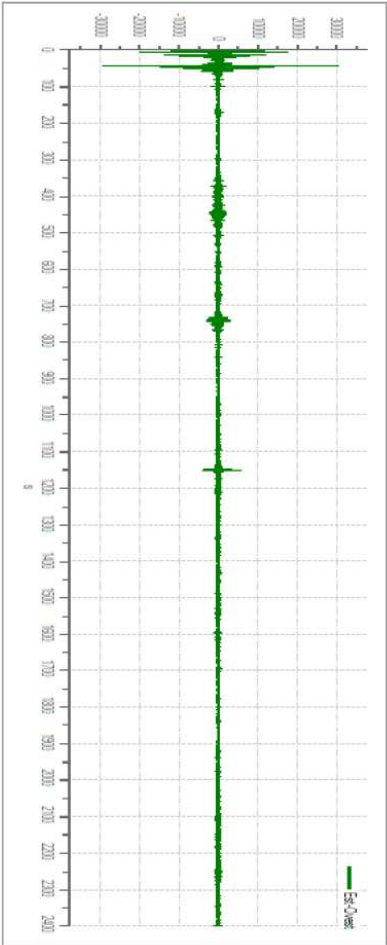


Figura n° 11 - Traccia in direzione Est-Ovest

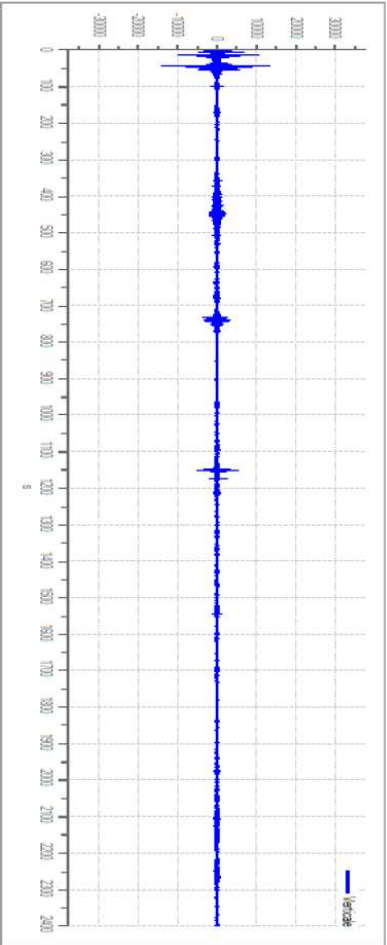
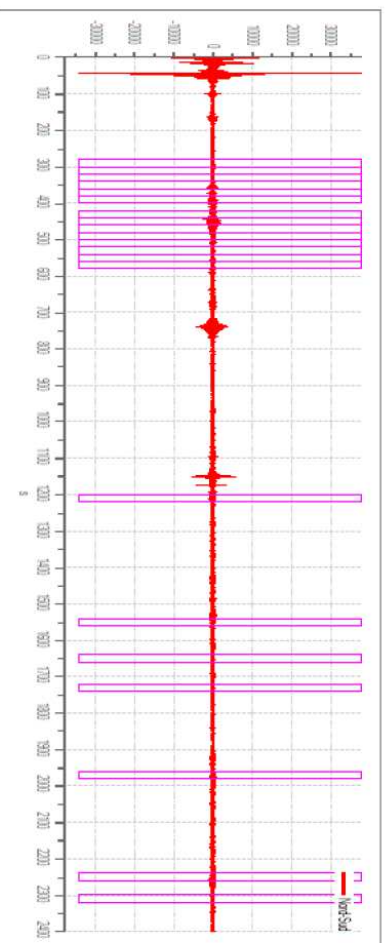


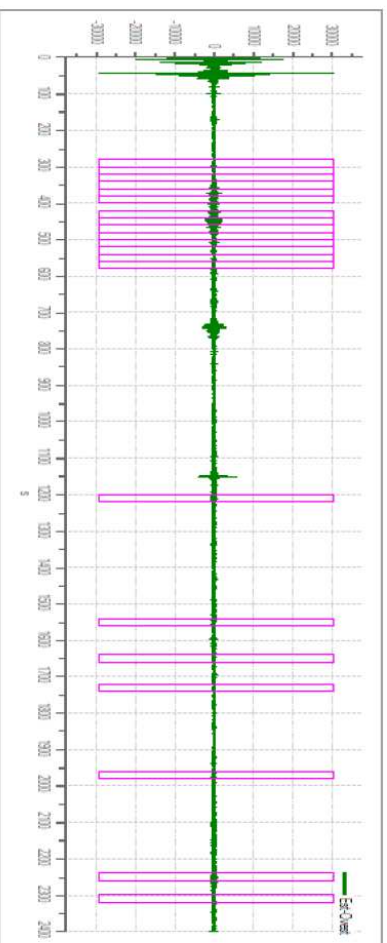
Figura n° 12 - Traccia in direzione verticale

### **FINESTRE SELEZIONATE**

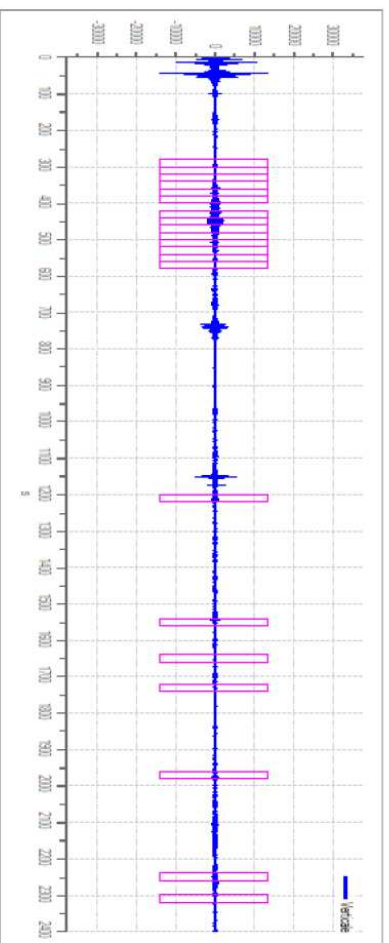
Numero totale finestre selezionate: 21  
Numero finestre incluse nel calcolo: 21  
Dimensione temporale finestre: 20.000 s  
Tipo di lisciamiento: Triangolare proporzionale  
Percentuale di lisciamiento: 10.00 %



*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

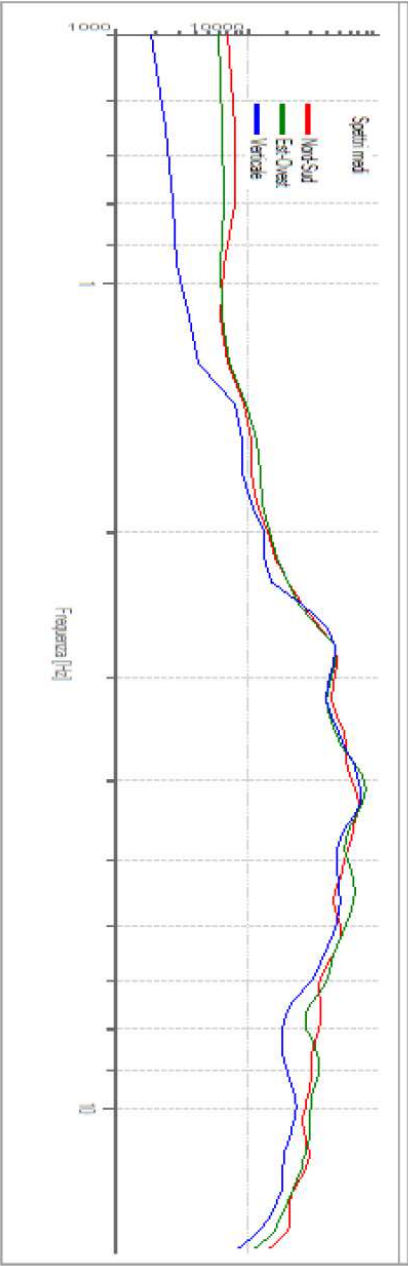


Figura n° 16 - Grafico degli spettri medi nelle tre direzioni

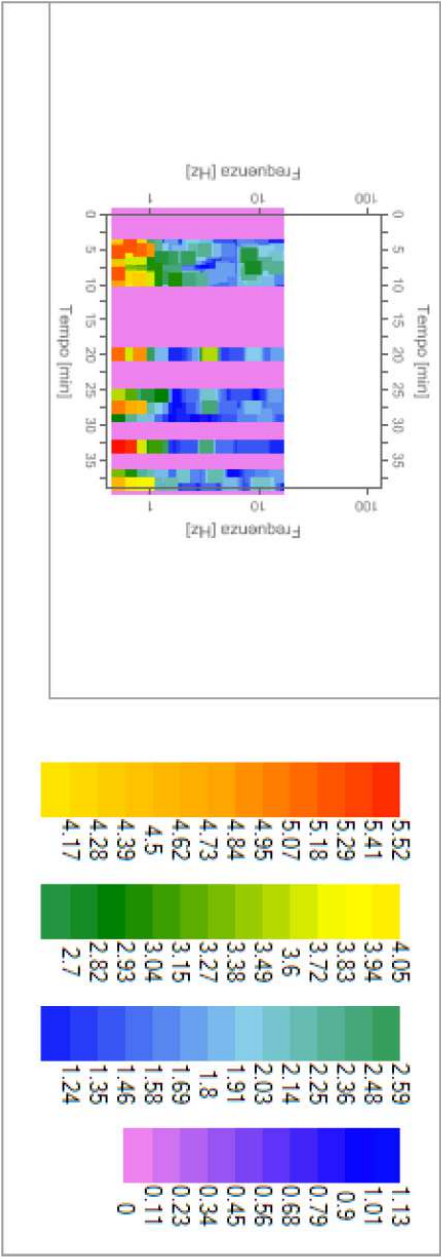


Figura n° 17 - Mappa della stazionarietà degli spettri

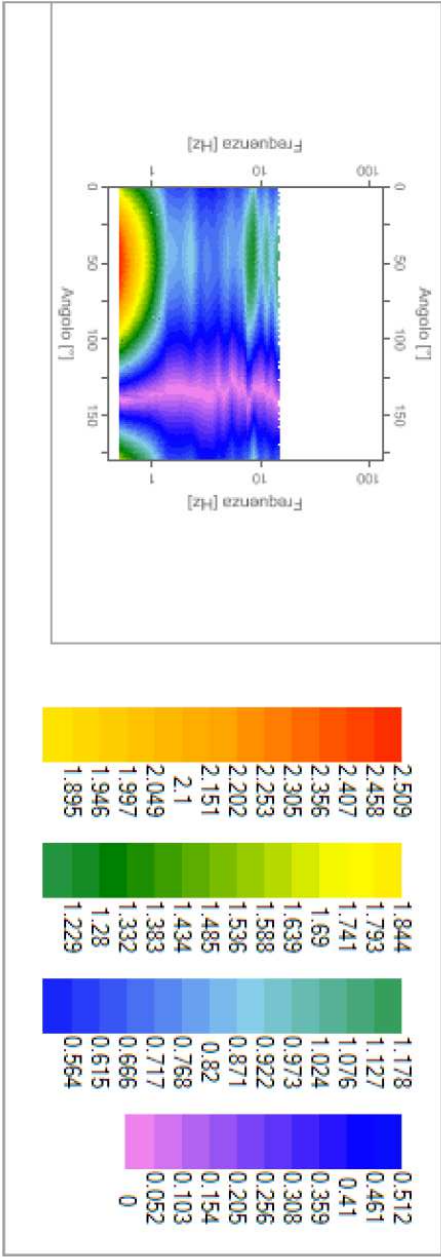


Figura n° 18 - Mappa della direzionalità degli spettri

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:

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

dove:

$h_i$  = spessore dello strato iesimo;

$V_{s10}$  = 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.

<b><math>V_{s30}</math> [m/s]</b>	<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>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 $V_{s30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o 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 $V_{s30}$ 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>	Depositi 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 di bassa consistenza oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche
<b>S2</b>	Depositi 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 lisciamiento:: Triangolare proporzionale  
Percentuale di lisciamiento: 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

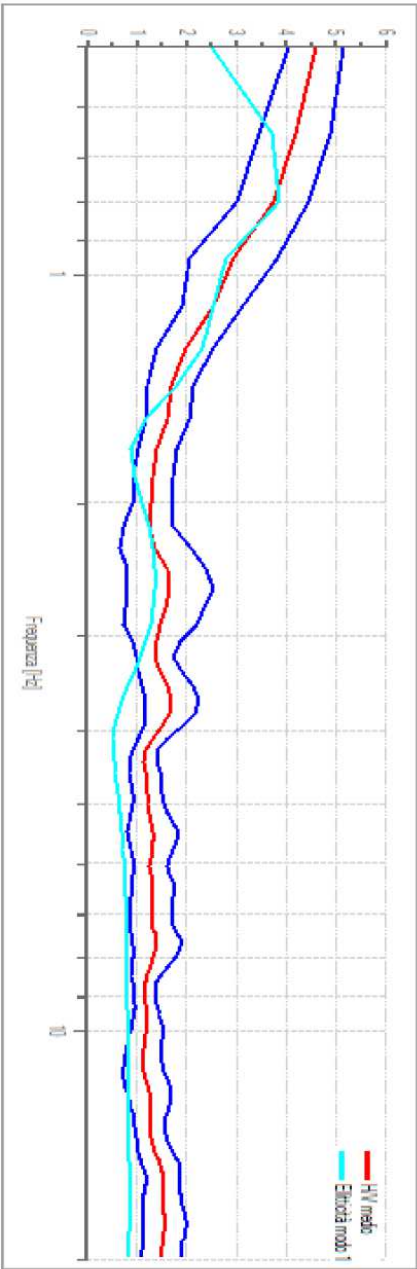


Figura n° 19 - Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

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

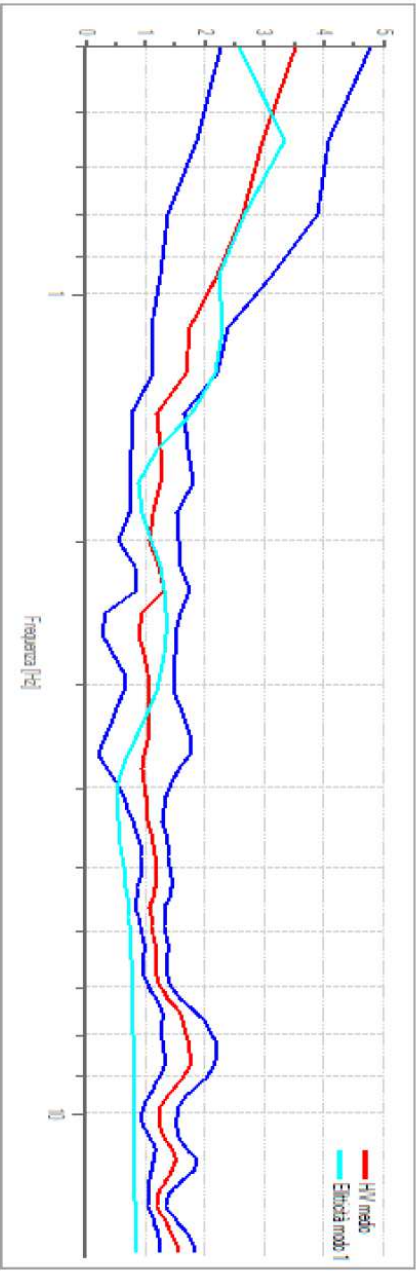
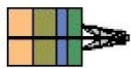


Figura n° 20 - Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

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
$\tilde{f}_{picco} > \lfloor A_{H/V}(f) \mp \sigma_A(f) \rfloor = f_0 + 5\%$	OK
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	OK
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	OK

Tabella n° 10 - Esiti delle verifiche



**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

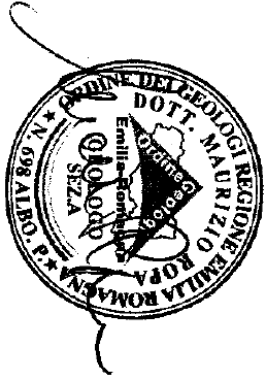
**PROFONDITÀ DEL BED ROCK SISMICO**

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

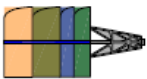
Tabella n° 12 – Profondità del bed rock sismico

San Giovanni in Persiceto, 20.03.2014

I Geologi :



C.G.A.

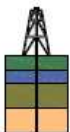


Studio Tecnico Associato Consulenze di Geologia e Ambiente del Dott. Geol. F. Barbieri e del Dott. Geol. M. Ropa  
Via E. Fermi n° 11/A - 40017 SAN GIOVANNI IN PERSICETO (BO)  
Tel. 051 - 687.11.13 Fax 051 - 687.43.28

## APPENDICE 1

Figure ed elaborati grafici

C.G.A.

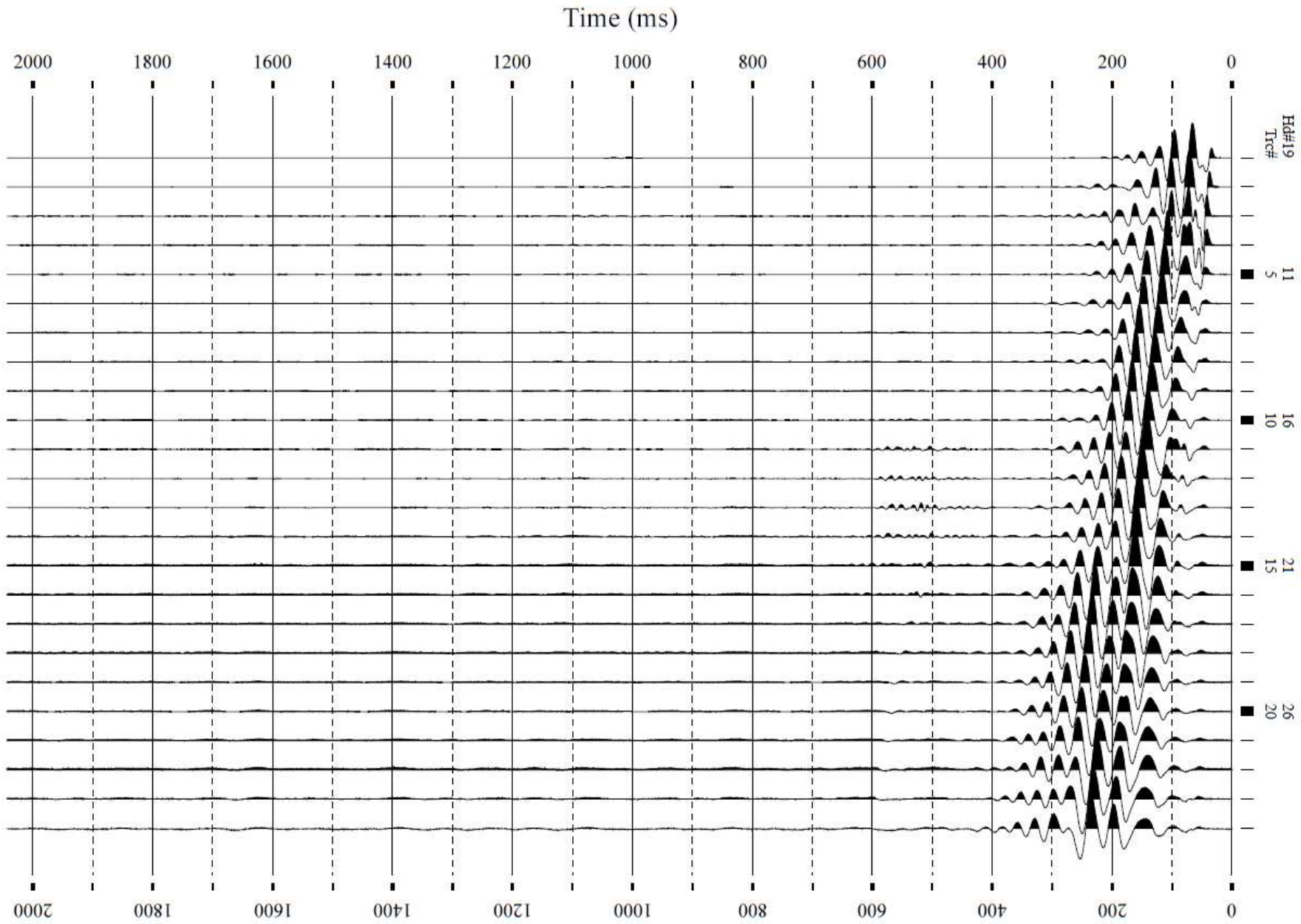


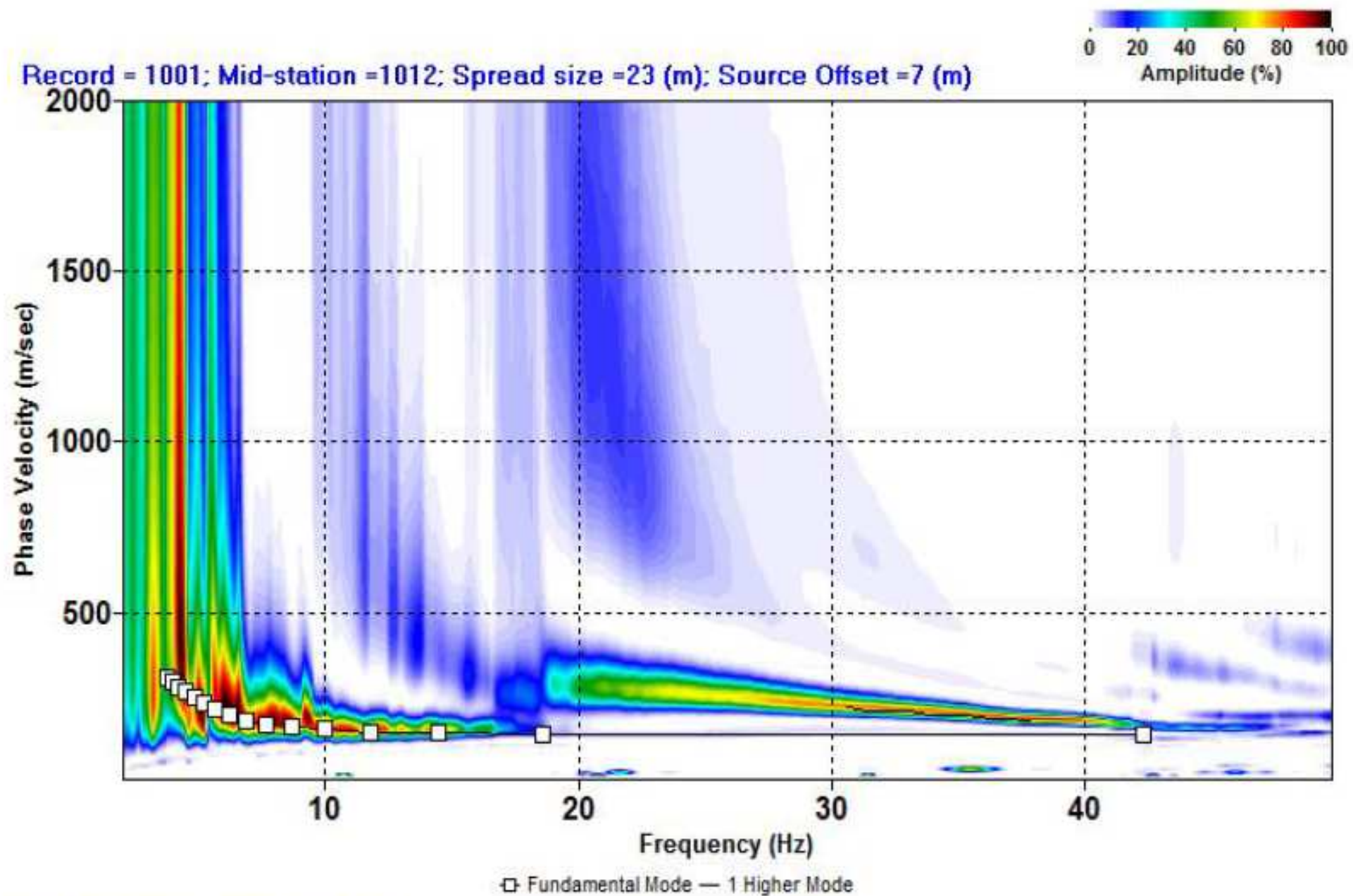
COMMITTENTE: GEOPROBE S.r.l. CANTIERE: Via Stagno - San Pietro in Casale (BO) Scala 1:2.000

Ubicazione delle prove eseguite



L:\2014A 961 - GF 420 - GeoprobeSrl - Via Stagno - san Pietro In Casale (BO)\IntMaswA961\Line1A961(Geometry).DAT  
Record Number = 1001



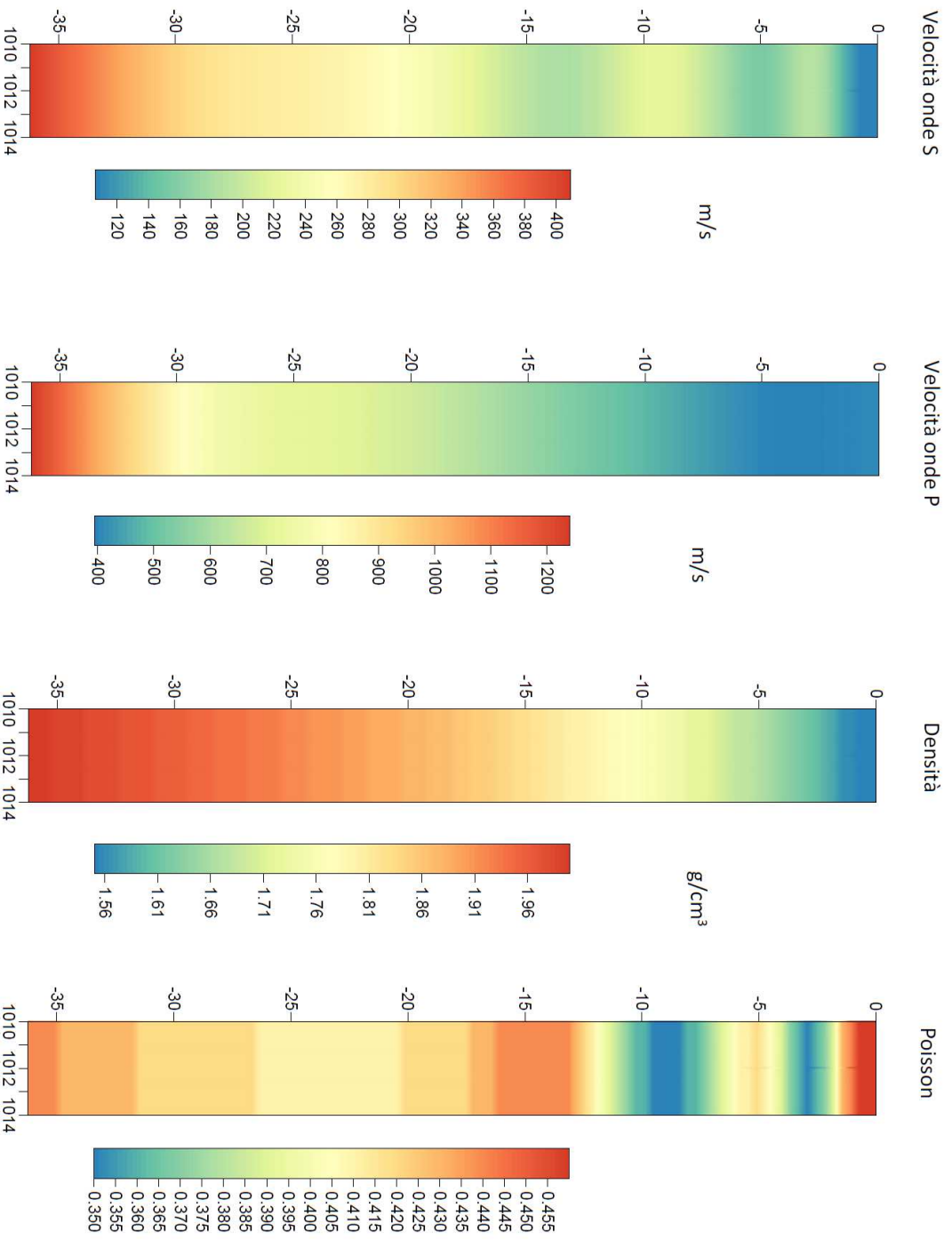


Line1A961(Geometry)(ActiveOT)(1001).DC

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

DATA ESECUZIONE: 19.03.2014

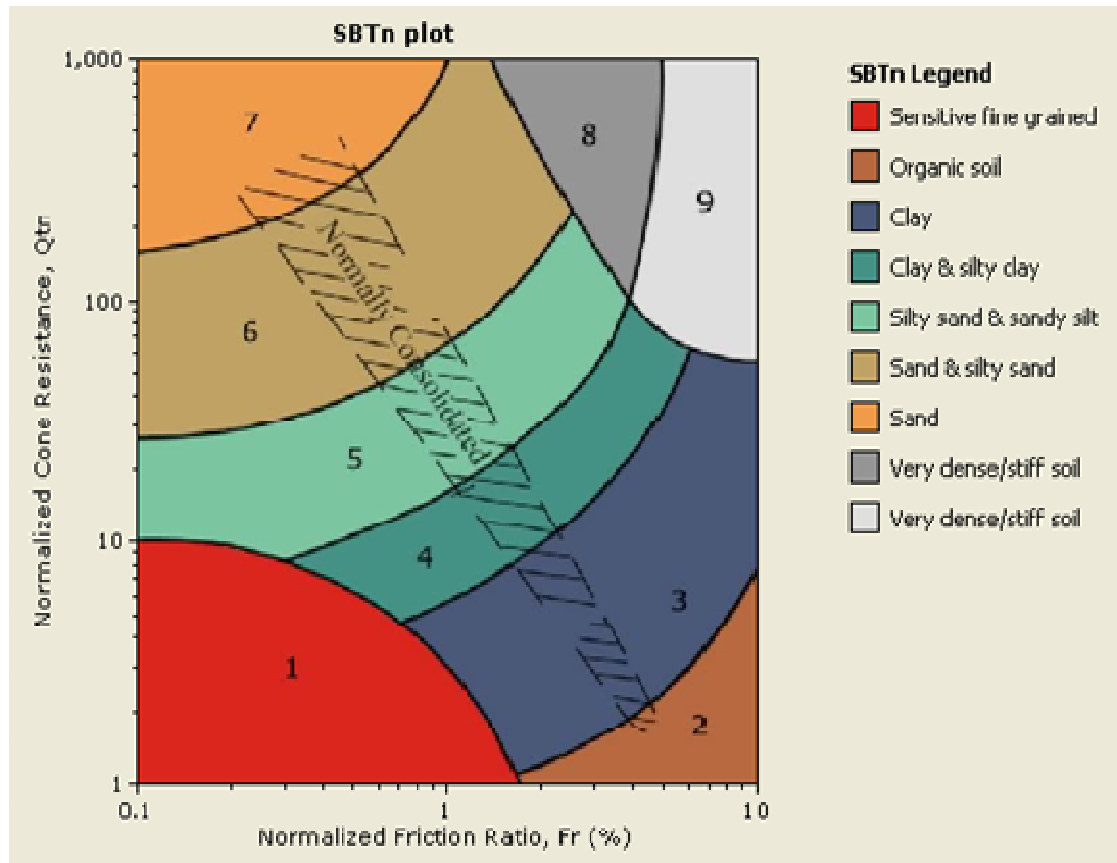
Scala 1:200



**Classificazione orientativa dei terreni**  
*(Robertson, 1990)*

# CLASSIFICAZIONE ORIENTATIVA DEI TERRENI IN BASE AI DATI PENETROMETRICI STATICI $Q_{tn}$ e $R_f$

(Robertson, 1990)



2014034-1/RG

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

Indagini geognostiche

40033 Casalecchio di Reno (BO)

via Cimarosa 119 - Tel. 051/613.30.72

**Project:** Impresa Edile Costel S.r.l.**Location:** San Pietro in Casale (BO) - via Stagno**CPT: 14.0213/RSP**

Total depth: 10.00 m, Date: 18/03/2014

Cone Type: MH261

Cone Operator: Dr. Chelli

Depth (m)	Elevation: 0.00 (m)	Description	qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )
0														
0.5		Clay & silty clay	1.3	3.18E-7	5.0	-	-	-	18.5	27.6	65.7	3.7	24.2	17.8
1		Clay	1.0	8.58E-8	4.2	-	-	-	13.8	26.0	47.2	2.3	14.9	17.6
1.5		Silty sand & sandy silt	3.2	3.75E-6	9.1	32.7	48.3	38.2	61.6	41.0	-	-	-	17.9
2		Silty sand & sandy silt	3.9	6.53E-6	10.7	36.2	50.3	38.1	72.4	45.4	-	-	-	18.0
2.5		Clay & silty clay	2.9	8.11E-6	8.7	-	-	-	43.9	42.1	52.9	1.6	10.4	18.0
3		Clay	0.7	2.42E-8	3.6	-	-	-	9.1	24.6	33.1	0.9	6.1	16.9
3.5		Silty sand & sandy silt	2.2	1.20E-6	7.2	29.5	36.6	36.1	34.6	36.4	-	-	-	17.4
4		Clay	0.6	6.50E-9	3.3	-	-	-	7.3	23.5	28.3	0.7	4.6	16.7
4.5		Clay	0.9	1.03E-8	4.4	-	-	-	11.6	32.0	41.4	0.9	6.1	17.4
5		Clay	1.2	8.45E-9	6.0	-	-	-	15.2	42.6	54.5	1.1	7.5	18.1
5.5		Clay	0.9	1.05E-8	4.7	-	-	-	11.7	33.2	42.9	0.8	5.4	17.3
6		Clay	0.5	1.63E-9	3.1	-	-	-	2.8	21.2	19.5	0.3	2.3	16.0
6.5		Clay	0.4	5.67E-10	2.9	-	-	-	1.5	21.2	14.5	0.2	1.6	16.2
7		Clay	1.2	7.19E-8	5.6	-	-	-	14.3	35.4	46.1	0.7	4.8	17.2
7.5		Silty sand & sandy silt	2.7	7.65E-7	9.0	36.9	32.0	34.8	38.6	45.5	-	-	-	17.5
8		Clay & silty clay	2.5	3.74E-7	9.2	-	-	-	34.8	49.5	97.9	1.3	8.6	17.7
8.5		Sand & silty sand	8.5	1.55E-5	21.4	66.5	53.1	37.9	133.0	83.3	-	-	-	18.8
9		Silty sand & sandy silt	7.4	5.92E-6	20.4	69.0	48.9	37.7	138.1	86.5	-	-	-	19.0
9.5		Silty sand & sandy silt	5.5	1.38E-6	17.5	66.0	41.6	37.4	83.1	82.7	-	-	-	18.9
10		Silty sand & sandy silt	6.0	1.77E-6	18.4	68.4	42.5	37.3	103.5	85.8	-	-	-	19.0

2014034-1/RG

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

Indagini geognostiche

40033 Casalecchio di Reno (BO)

via Cimarosa 119 - Tel. 051/613.30.72

**Project: Impresa Edile Costel S.r.l.****Location: San Pietro in Casale (BO) - via Stagno****CPT: 14.0214/RSP**

Total depth: 20.00 m, Date: 18/03/2014

Cone Type: MH261

Cone Operator: Dr. Chelli

Depth (m)	Elevation: 0.00 (m)	Description	qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m³)
0.5														
1.0		Clay & silty clay	0.8	8.90E-8	3.2	-	-	-	11.3	20.8	40.4	1.7	11.5	16.9
1.5		Clay	0.7	3.27E-8	3.3	-	-	-	9.6	21.6	34.4	1.3	8.5	16.9
2.0		Silty sand & sandy silt	2.1	1.51E-7	6.8	29.1	42.0	37.4	33.9	33.3	-	-	-	17.9
2.5		Silty sand & sandy silt	2.1	6.27E-7	7.5	33.5	42.3	38.2	33.9	33.3	-	-	-	17.9
3.0		Clay	0.6	7.37E-9	3.1	-	-	-	7.4	22.9	27.5	0.8	5.5	16.8
3.5		Clay & silty clay	2.2	1.26E-6	7.5	-	-	-	39.4	38.2	49.1	1.2	8.2	17.6
4.0		Clay	0.6	6.48E-9	3.1	-	-	-	7.4	22.3	27.2	0.7	4.6	16.6
4.5		Clay	0.8	8.77E-9	4.0	-	-	-	10.6	29.7	37.9	0.9	5.9	17.3
5.0		Clay	1.1	1.97E-8	5.0	-	-	-	13.8	33.8	49.5	1.1	7.1	17.5
5.5		Clay	0.7	4.17E-9	3.5	-	-	-	7.4	26.7	30.0	0.6	4.1	16.8
6.0		Clay	0.9	2.75E-8	4.4	-	-	-	9.8	29.3	37.5	0.7	4.6	16.9
6.5		Clay & silty clay	1.9	3.89E-7	7.3	-	-	-	25.5	40.6	60.8	1.0	6.7	17.5
7.0		Silty sand & sandy silt	2.9	6.11E-7	10.3	43.5	36.8	36.5	41.8	54.0	-	-	-	18.1
7.5		Clay & silty clay	2.3	2.68E-7	8.9	-	-	-	30.7	50.2	83.8	1.2	8.2	18.0
8.0		Clay & silty clay	2.0	8.42E-8	8.6	-	-	-	26.6	52.1	90.8	1.3	8.5	18.1
8.5		Silty sand & sandy silt	6.1	3.79E-6	17.6	62.2	45.8	37.5	112.9	77.9	-	-	-	18.8
9.0		Silty sand & sandy silt	6.7	5.10E-6	18.8	64.0	47.3	37.3	128.1	80.3	-	-	-	18.8
9.5		Silty sand & sandy silt	5.8	2.53E-6	17.3	62.9	42.7	37.0	106.1	78.8	-	-	-	18.8
10.0		Sand & silty sand	8.7	7.39E-6	23.7	78.1	51.7	38.2	156.2	97.9	-	-	-	19.2
10.5		Silty sand & sandy silt	7.8	4.27E-6	22.2	76.4	47.9	37.8	151.8	95.8	-	-	-	19.2
11.0		Silty sand & sandy silt	5.7	2.41E-6	18.0	73.3	44.1	37.3	100.3	86.1	-	-	-	18.9
11.5		Silty sand & sandy silt	7.7	4.13E-6	22.2	76.9	46.1	37.4	146.4	96.4	-	-	-	19.1
12.0		Sand & silty sand	10.8	1.63E-5	27.3	84.1	54.2	38.2	168.2	105.4	-	-	-	19.2
12.5		Clay	1.9	6.65E-8	9.0	-	-	-	21.5	59.0	72.5	0.7	4.4	17.9
13.0		Clay	1.2	3.34E-9	6.2	-	-	-	7.8	42.9	46.7	0.4	2.7	17.1
13.5		Clay	1.4	2.43E-9	7.8	-	-	-	10.9	56.1	56.2	0.5	3.2	17.8
14.0		Clay	1.4	2.14E-9	8.3	-	-	-	11.9	60.5	60.4	0.5	3.3	18.0
14.5		Clay	1.6	2.28E-9	9.0	-	-	-	14.7	66.7	67.9	0.5	3.6	18.3
15.0		Clay	1.7	2.16E-9	9.9	-	-	-	16.6	72.4	73.1	0.6	3.7	18.5
15.5		Clay	1.6	1.96E-9	9.6	-	-	-	14.4	69.8	69.1	0.5	3.4	18.3
16.0		Clay	2.0	3.44E-9	11.1	-	-	-	23.0	80.8	88.4	0.6	4.3	18.7
16.5		Clay	1.8	1.33E-9	10.7	-	-	-	15.8	81.5	74.5	0.5	3.5	18.7
17.0		Clay	2.2	2.21E-9	12.6	-	-	-	25.3	94.9	96.0	0.7	4.4	19.1
17.5		Clay	2.2	1.41E-9	12.9	-	-	-	23.4	100.0	93.0	0.6	4.1	19.2
18.0		Clay	1.5	1.50E-9	9.0	-	-	-	9.3	65.5	59.1	0.4	2.6	17.9
18.5		Clay	1.8	4.16E-9	9.9	-	-	-	14.7	67.6	75.2	0.5	3.2	17.9
19.0		Clay	1.4	1.50E-9	8.5	-	-	-	7.5	60.5	53.9	0.3	2.2	17.7
19.5		Clay	2.4	4.56E-9	13.0	-	-	-	26.8	91.2	104.3	0.6	4.2	18.7
20.0		Sand & silty sand	3.1	2.20E-8	15.2	-	-	-	38.5	100.8	136.5	0.8	5.4	18.9
20.5			12.5	1.72E-5	31.7	97.8	48.6	36.8	192.2	122.6	-	-	-	19.2

Tip resistance (MPa)

Ic

2014034-1/RG

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

Indagini geognostiche

40033 Casalecchio di Reno (BO)

via Cimarosa 119 - Tel. 051/613.30.72

**Project:** Impresa Edile Costel S.r.l.**Location:** San Pietro in Casale (BO) - via Stagno**CPT: 14.0215/RSP**

Total depth: 20.00 m, Date: 18/03/2014

Cone Type: MH261

Cone Operator: Dr. Chelli

Depth (m)	Elevation: 0.00 (m)	Description	qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m³)
0														
0.5		Very dense/stiff soil	0.7	1.71E-7	2.8	-	-	-	10.0	17.0	35.6	3.8	25.0	17.1
1		Very dense/stiff soil	1.7	1.39E-7	6.9	-	-	-	23.8	41.9	84.8	4.5	29.6	18.8
1.5		Clay	0.9	1.24E-8	4.5	-	-	-	12.4	32.5	44.4	1.9	12.4	18.1
2		Clay	0.9	1.28E-8	4.4	-	-	-	12.3	31.9	43.8	1.4	9.4	17.8
2.5		Clay	0.7	7.72E-9	3.9	-	-	-	9.8	30.3	34.9	1.0	6.9	17.7
3		Clay & silty clay	1.9	3.01E-7	7.0	-	-	-	25.7	39.3	80.2	1.9	12.4	17.8
3.5		Clay	1.1	2.73E-8	5.2	-	-	-	14.2	35.2	51.2	1.2	7.8	17.7
4		Clay	1.6	1.85E-7	6.6	-	-	-	21.7	40.6	65.1	1.3	8.5	17.8
4.5		Clay & silty clay	1.8	1.01E-7	7.1	-	-	-	24.3	42.8	86.7	1.5	9.9	17.8
5		Clay & silty clay	2.1	1.67E-7	8.0	-	-	-	27.9	45.2	97.2	1.6	10.6	17.8
5.5		Silty sand & sandy silt	3.2	7.76E-7	10.6	42.5	36.5	36.5	43.5	53.2	-	-	-	18.1
6		Clay	1.5	7.48E-8	6.9	-	-	-	19.2	44.2	65.8	1.0	6.7	17.8
6.5		Clay	0.7	6.46E-10	5.0	-	-	-	5.2	40.2	29.4	0.4	2.9	17.7
7		Clay	0.8	7.40E-10	5.2	-	-	-	6.1	42.6	33.0	0.5	3.0	17.8
7.5		Clay	1.1	3.91E-9	5.8	-	-	-	11.4	42.6	46.3	0.6	4.0	17.6
8		Organic soil	0.7	7.00E-10	4.8	-	-	-	4.1	38.2	28.1	0.3	2.3	17.4
8.5		Organic soil	0.5	2.77E-10	4.1	-	-	-	1.6	35.3	18.6	0.2	1.4	17.2
9		Organic soil	0.8	1.59E-9	5.3	-	-	-	5.5	40.9	31.6	0.4	2.4	17.5
9.5		Organic soil	0.7	4.69E-10	5.1	-	-	-	3.2	41.5	26.6	0.3	1.9	17.5
10		Organic soil	0.7	4.97E-10	5.3	-	-	-	3.4	42.3	28.1	0.3	1.9	17.5
10.5		Clay	1.1	2.30E-9	6.4	-	-	-	9.1	48.3	45.6	0.5	3.0	17.7
11		Clay	1.5	2.01E-8	7.5	-	-	-	15.9	50.4	64.4	0.6	4.1	17.7
11.5		Clay & silty clay	3.3	3.95E-7	12.1	-	-	-	43.0	64.7	112.2	1.0	6.9	18.0
12		Silty sand & sandy silt	4.5	1.08E-6	14.8	56.4	33.5	34.8	60.5	70.7	-	-	-	18.1
12.5		Clay	1.3	3.03E-9	7.9	-	-	-	9.3	60.9	51.8	0.4	2.9	18.1
13		Clay	1.4	1.25E-9	8.5	-	-	-	10.5	62.7	57.0	0.5	3.0	18.1
13.5		Clay	1.6	1.39E-9	9.5	-	-	-	14.3	72.4	67.5	0.5	3.5	18.5
14		Clay	1.6	1.12E-9	9.9	-	-	-	14.0	76.5	68.1	0.5	3.4	18.6
14.5		Clay	1.6	1.10E-9	9.6	-	-	-	11.9	72.8	64.6	0.5	3.0	18.4
15		Clay	1.9	1.43E-9	11.1	-	-	-	17.4	85.3	79.2	0.5	3.6	18.8
15.5		Clay	1.7	9.41E-10	11.1	-	-	-	14.1	85.8	72.5	0.5	3.2	18.8
16		Clay	2.2	2.00E-9	12.8	-	-	-	22.9	98.3	93.9	0.6	4.0	19.1
16.5		Clay	1.8	1.89E-8	10.3	-	-	-	14.9	75.6	74.4	0.5	3.1	18.4
17		Silty sand & sandy silt	7.6	1.78E-6	23.8	87.5	37.8	35.8	137.7	109.4	-	-	-	19.0
17.5		Clay	2.9	1.46E-8	14.8	-	-	-	34.1	103.3	126.1	0.8	5.0	19.1
18		Clay	2.2	1.28E-9	13.6	-	-	-	20.9	102.9	94.3	0.6	3.6	19.1
18.5		Clay	1.6	1.02E-9	10.2	-	-	-	9.0	75.6	62.0	0.4	2.3	18.3
19		Clay	3.0	6.32E-9	15.9	-	-	-	36.8	110.8	133.6	0.7	4.9	19.2
19.5		Clay												
20		Clay												

Tip resistance (MPa)

Ic

2014034-1/RG

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

Indagini geognostiche

40033 Casalecchio di Reno (BO)

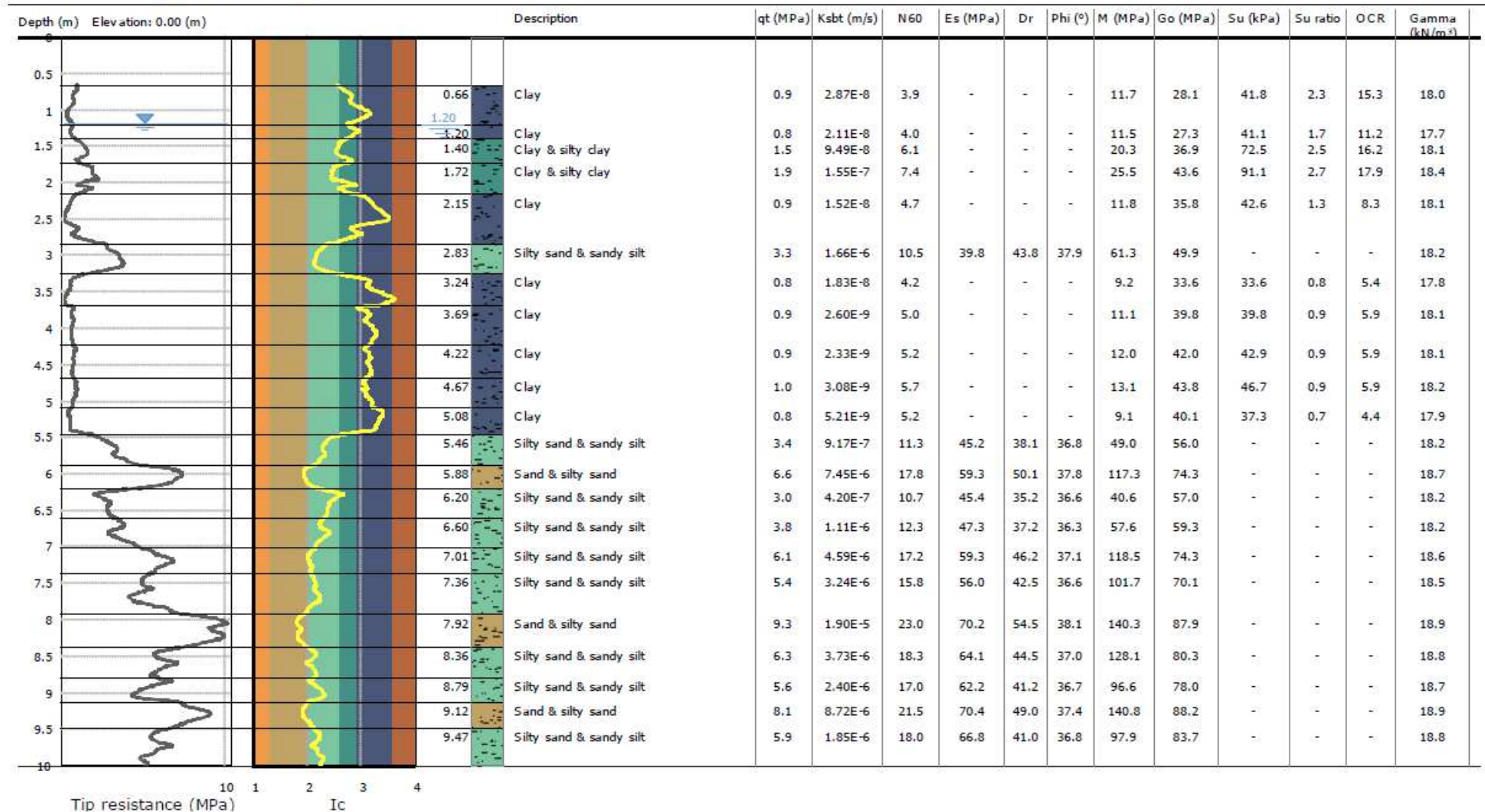
via Cimarosa 119 - Tel. 051/613.30.72

**Project:** Impresa Edile Costel S.r.l.**Location:** San Pietro in Casale (BO) - via Stagno**CPT: 14.0216/RSP**

Total depth: 10.00 m, Date: 18/03/2014

Cone Type: MH261

Cone Operator: Dr. Chelli



This software is licensed to: Graziano Grimandi

Presented below is a list of formulas used for the estimation of various soil properties. The formulas are presented in SI unit system and assume that all components are expressed in the same units.

**:: Unit Weight,  $g$  (kN/m<sup>3</sup>) ::**

$$g = g_w \cdot \left( 0.27 \cdot \log(R_r) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_c}{p_a}\right) + 1.236 \right)$$

where  $g_w$  = water unit weight

**:: Permeability,  $k$  (m/s) ::**

$$I_c < 3.27 \text{ and } I_c > 1.00 \text{ then } k = 10^{0.952-3.04 \cdot I_c}$$

$$I_c \leq 4.00 \text{ and } I_c > 3.27 \text{ then } k = 10^{-4.52+1.37 \cdot I_c}$$

**::  $N_{spt}$  (blows per 30 cm) ::**

$$N_{60} = \left( \frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1266-0.2817 \cdot I_c}}$$

$$N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1266-0.2817 \cdot I_c}}$$

**:: Young's Modulus,  $E_s$  (MPa) ::**

$$(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c - 1.68}$$

(applicable only to  $I_c < I_{c\_critff}$ )

**:: Relative Density,  $D_r$  (%) ::**

$$100 \cdot \frac{\sqrt{Q_{tn}}}{\sqrt{K_{Df}}} \quad \left( \begin{array}{l} \text{applicable only to SBT}_{n: 5, 6, 7 \text{ and } 8} \\ \text{or } I_c < I_{c\_critff} \end{array} \right)$$

**:: State Parameter,  $\psi$  ::**

$$\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn,cs})$$

**:: Peak drained friction angle,  $\phi$  (°) ::**

$$\phi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_{tn})$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 5, 6, 7 and 8)

**:: 1-D constrained modulus,  $M$  (MPa) ::**

$$\text{If } I_c > 2.20$$

$$a = 14 \text{ for } Q_{tn} > 14$$

$$a = Q_{tn} \text{ for } Q_{tn} \leq 14$$

$$M_{CPT} = a \cdot (q_t - \sigma_v)$$

$$\text{If } I_c \leq 2.20$$

$$M_{CPT} = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c - 1.68}$$

**:: Small strain shear Modulus,  $G_0$  (MPa) ::**

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c - 1.68}$$

**:: Shear Wave Velocity,  $V_s$  (m/s) ::**

$$V_s = \left( \frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$$

**:: Undrained peak shear strength,  $S_u$  (kPa) ::**

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 1, 2, 3, 4 and 9 or  $I_c > I_{c\_critff}$ )

**:: Remolded undrained shear strength,  $S_u(rem)$  (kPa) ::**

$$S_{u(rem)} = f_s \quad \left( \begin{array}{l} \text{applicable only to SBT}_{n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9} \\ \text{or } I_c > I_{c\_critff} \end{array} \right)$$

**:: Overconsolidation Ratio, OCR ::**

$$k_{OCR} = \left[ \frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{-1.25} \text{ or user defined}$$

$$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 1, 2, 3, 4 and 9 or  $I_c > I_{c\_critff}$ )

**:: In situ Stress Ratio,  $K_0$  ::**

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{sh\phi'}$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 1, 2, 3, 4 and 9 or  $I_c > I_{c\_critff}$ )

**:: Soil Sensitivity,  $S_t$  ::**

$$S_t = \frac{N_s}{F_r}$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 1, 2, 3, 4 and 9 or  $I_c > I_{c\_critff}$ )

**:: Effective Stress Friction Angle,  $\phi'$  (°) ::**

$$\phi' = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + b \log q_t)$$

(applicable for  $0.10 < B_q < 1.00$ )

## References

- Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 5<sup>th</sup> Edition, November 2012
- Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11): 1337-1355 (2009)

## Procedura di calcolo RSL

2014.034-1/RG

## Funzione di trasferimento

La procedura di calcolo adoperata per la valutazione della funzione di trasferimento presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato:

- peso per unità di volume;
- velocità di propagazione delle onde di taglio;
- coefficiente di spinta laterale;
- modulo di taglio iniziale (opzionale);
- spessore;
- indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione.

Schematicamente la procedura è riassumibile nel seguente modo:

1. Valutazione dello spettro di Fourier dell'accelerogramma;
2. Ricerca di un errore relativo piccolo seguendo la procedura di:
  - 2.1. Stima della funzione di trasferimento;
  - 2.2. Valutazione della deformazione indotta in ciascuno strato;
  - 2.3. Correzione del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso per ogni strato;

Le operazioni 2.1 - 2.2 - 2.3 sono ripetute fino a quando la differenza di deformazione tra un'iterazione e la precedente non rimane sotto a una soglia ritenuta accettabile.
3. Trasformazione inversa di Fourier dello spettro in precedenza calcolato e opportunamente pesato per mezzo della funzione di trasferimento calcolata.

Attraverso questa procedura è possibile "trasferire" l'accelerogramma dal bedrock in superficie. La deformazione per ciascuno strato è corretta sulla base del rapporto fra deformazione effettiva e massima come suggerito dalla letteratura scientifica, ovvero

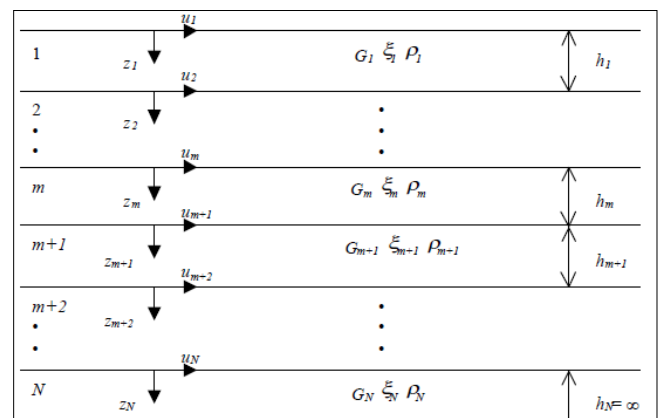
$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} = \frac{M-1}{10}$$

dove  $M$  rappresenta la magnitudo del sisma.

Per la valutazione della funzione di trasferimento, si considera un suolo variamente stratificato composto da  $N$  strati orizzontali di cui l' $N$ -esimo è il letto di roccia (*bedrock*).

Ponendo come ipotesi che ciascuno strato si comporti come un solido di Kelvin-Voigt

$\tau = G \gamma + \mu \frac{\partial \gamma(z,t)}{\partial t}$ , la propagazione delle onde di taglio che attraversano gli strati verticalmente può essere definita dall'equazione dell'onda:



$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \mu \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1)$$

dove:  $u$  rappresenta lo spostamento;  $t$  il tempo;  $\rho$  la densità;  $G$  il modulo di deformazione al taglio;  $\mu$  la viscosità. Per onde armoniche lo spostamento può essere scritto come:

$$u(x, t) = U(x) e^{i\omega t} \quad (2)$$

che sostituita nella (1) pone

$$(G + i\omega\mu) \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho\omega^2 U \quad (3)$$

Dove  $\omega$  rappresenta la frequenza angolare. La (3) può essere riscritta come

$$G^* \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho\omega^2 U \quad (4)$$

avendo posto  $G^* = G + i\omega\mu$ , ovvero il modulo di deformazione al taglio *complesso*. Questo può essere ulteriormente riscritto come

$$G^* = G(1 + 2i\xi) \quad (5)$$

avendo posto

$$\mu = \frac{2G}{\omega} \xi \quad (6)$$

dove  $\xi$  rappresenta il coefficiente di smorzamento viscoso. Ciò posto, e fatta convenzione che l'apice \* indichi la natura complessa della variabili in gioco, la soluzione dell'equazione generica dell'onda è la seguente:

$$u(x, t) = E e^{i(\omega t + k^* z)} + F e^{i(\omega t - k^* z)} \quad (7)$$

dove  $E$  e  $F$  dipendono dalle condizioni al contorno e rappresentano l'ampiezza d'onda che viaggia rispettivamente verso l'alto ( $-z$ ) e verso il basso ( $+z$ ), mentre  $k^*$  rappresenta il numero d'onda complesso dato dalla seguente espressione:

$$k^* = \omega \sqrt{\frac{\rho}{G^*}} \quad (8)$$

Il taglio invece è dato da:

$$\tau(x, t) = G^* \frac{dU}{dz} e^{i\omega t} = i k^* G^* [E e^{i(\omega t + k^* z)} + F e^{i(\omega t - k^* z)}] e^{i\omega t} \quad (9)$$

Per il generico strato  $m$  di spessore  $h_m$  gli spostamenti, rispettivamente in sommità ( $z = 0$ ) e al fondo ( $z = h_m$ ), sono:

$$u_m(0, t) = (E_m + F_m) e^{i\omega t} \quad (10)$$

$$u_m(h_m, t) = (E_m e^{i k_m^* h_m} + F_m e^{-i k_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (11)$$

Poiché deve essere rispettata la congruenza sullo spostamento all'interfaccia tra gli strati, ovvero lo spostamento in sommità ad uno strato deve essere uguale allo spostamento sul fondo di quello immediatamente sopra, se ne deduce che:

$$u_m(z = h_m, t) = u_{m+1}(z = 0, t) \quad (12)$$

Usando la (10), (11) e la (12), ne consegue che

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{i k_m^* h_m} + F_m e^{-i k_m^* h_m} \quad (13)$$

Il taglio in sommità e al fondo dell' $m$ -esimo strato è dato da:

$$\tau_m(0, t) = ik_m^* G_m^* [E_m - F_m] e^{i\omega t} \quad (14)$$

$$\tau_m(h_m, t) = ik_m^* G_m^* [E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}] e^{i\omega t} \quad (15)$$

Poiché fra uno strato e l'altro il taglio deve essere continuo si ha

$$\tau_m(z = h_m, t) = \tau_{m+1}(z = 0, t) \quad (16)$$

ovvero

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} (E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}) \quad (17)$$

Sommando la (13) alla (17) e sottraendo la (17) alla (13) si ottiene

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (18)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (19)$$

Dove  $\alpha_m^*$  rappresenta il rapporto di impedenza complesso all'interfaccia tra i piani  $m$  ed  $m+1$ , ed è dato dalla seguente espressione:

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} = \sqrt{\frac{\rho_m G_m^*}{\rho_{m+1} G_{m+1}^*}} \quad (20)$$

Poiché in superficie il taglio è nullo,

$$\tau_1(0, t) = ik_1^* G_1^* [E_1 - F_1] e^{i\omega t} = 0$$

Da cui  $E_1 = F_1$ .

Le equazioni (18) e (19) possono essere poi applicate agli strati successivi da 2 ad  $m$ . La funzione di trasferimento  $A_{mn}$  che lega gli spostamenti in sommità dei piani  $m$  ed  $n$  è definita dalla seguente espressione:

$$A_{mn} = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (21)$$

La velocità  $u'(z, t)$  e l'accelerazione  $u''(z, t)$  sono legati allo spostamento dalle relazioni

$$u'(z, t) = \frac{\partial u}{\partial t} = i\omega u(z, t) \quad u''(z, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 u(z, t) \quad (22)$$

La funzione di trasferimento  $A_{mn}$  può essere espressa anche in funzione delle velocità e dell'accelerazione al tetto degli strati  $n$  ed  $m$ :

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{u'_m}{u'_n} = \frac{u''_m}{u''_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (23)$$

La deformazione tangenziale  $\gamma$  alla profondità  $z$  e al tempo  $t$  è definita dalla relazione:

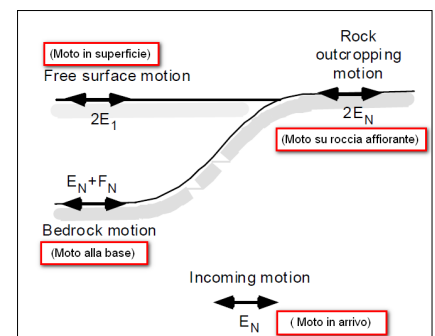
$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik^* (E e^{ik^* z} - F e^{-ik^* z}) e^{i\omega t} \quad (24)$$

e la corrispondente tensione alla profondità  $z$  ed al tempo  $t$  dalla:

$$\tau(z, t) = G^* \gamma(z, t) \quad (25)$$

Ai fini di una corretta interpretazione del problema della risposta sismica locale, è utile riprodurre la rappresentazione schematica di figura in cui è riportata la terminologia utilizzata per lo studio del moto sismico di un deposito che poggia su un basamento roccioso.

Le onde di taglio si propagano verticalmente attraverso il bedrock con



ampiezza pari ad  $E_N$ ; al tetto del bedrock, sotto il deposito degli strati di terreno, il moto ha un'ampiezza pari a  $E_N + F_N$ . Sulla roccia affiorante, poiché le tensioni tangenziali sono nulle ( $E_N = F_N$ ), il moto avrà ampiezza pari a  $2E_N$ . La funzione di trasferimento dal *bedrock* al *bedrock*-affiorante è la seguente:

$$A_{NN}(\omega) = \frac{2E_N}{E_N + F_N} \quad (26)$$

A è non lineare poiché  $G$  è funzione di  $\gamma$ . Nella procedura di calcolo, infatti, da una stima iniziale del modulo di deformazione al taglio, si ottiene la tensione ipotizzando un legame lineare, per poi ottenere un nuovo valore di  $\gamma$ . Grazie a questo valore aggiornato si valuta un nuovo modulo  $G$  così da ripetere la procedura fino a quando la differenza tra la deformazione aggiornata e quella ottenuta dalla precedente iterazione è ritenuta accettabile. Il modello per  $G(\gamma)$  adoperato è quello suggerito da Ishibashi e Zhang (1993) che tiene conto degli effetti della pressione di confinamento e dell'indice di plasticità:

$$G = G_{max} K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (27)$$

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (28)$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3}) \quad (29)$$

$$n(PI) = \begin{cases} 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{per } 0 < PI \leq 15 \\ 7.00 \times 10^{-7} PI^{1.876} & \text{per } 15 \leq PI \leq 70 \\ 2.70 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{per } PI > 70 \end{cases} \quad (30)$$

Dove  $G_{max}$  è dato dalla relazione

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (31)$$

Dove  $\rho$  è la densità del terreno e  $V_s$  la velocità di propagazione delle onde di taglio nello stesso. La (31) fornisce il valore iniziale di  $G$  per la prima iterazione.

Per quanto riguarda invece il coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ , in conseguenza del modello introdotto dalla (24) si ha:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.3})}{2} \left[ 0.586 \left( \frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (32)$$

da cui si deduce che anche  $\xi$  deve essere ricalcolato ad ogni iterazione.

### **Fattori di amplificazione**

I fattori di amplificazione sono così determinati (procedura sec. Linee Guida Protezione Civile).

1. Si determina il periodo di massimo valore dello spettro medio di input  $T_{ai}$  e dello spettro medio di output  $T_{ao}$ ;

Si ricavano i valori medi degli spettri di input ( $S_{ami}$ ) e di output ( $S_{amo}$ ) nell'intorno  $T_{ai}$  e  $T_{ao}$  come:

$$S_{am} = \frac{1}{T_a} \int_{0.5T_a}^{1.5T_a} SA(T) dT$$

dove

Sam è lo spettro medio, e può essere Sami o Samo

SA(T) è lo spettro di risposta elastico in accelerazione pari a Sai per l'input, Sao per l'output

Ta vale Tai per l'input Tao per l'output

Si determinano i periodi propri Tvi e Tvo di massimo valore degli spettri di pseudovelocità così definiti

$$S_v(T) = SA(T) \frac{T}{2\pi}$$

dove Sv(T) corrisponde rispettivamente a Svi(T) per l'input e Svo(T) per l'output

Si calcolano i valori medi degli spettri medi di pseudovelocità (Svmi) e (Svmo) nell'intorno di Tvi e Tvo

$$S_{vm} = \frac{1}{0.4T_v} \int_{0.3T_v}^{1.2T_v} S_v(T) dT$$

dove

Svm è il valore medio dello spettro e può essere Svmi o Svmo, rispettivamente per l'input e l'output

Tv può essere Tvi e Tvo, rispettivamente per l'input e l'output

L'intervallo di integrazione è ridotto rispetto a quello dell'accelerazione perché lo spettro di velocità ha,

generalmente, un andamento più regolare.

Il valore di Fa è pari a

$$F_a = \frac{S_{amo}}{S_{ami}}$$

Il valore di Fv è pari a

$$F_v = \frac{S_{vmo}}{S_{vmi}}$$

Per determinare i valori dello spettro normalizzato valgono le seguenti relazioni:

Periodo TC

$$TC = 2\pi \frac{S_{vmi} * F_v}{S_{ami} * F_a}$$

Periodo TB

$$TB = \frac{1}{3} TC$$

Il ramo iniziale dello spettro fra T=0 e T=TB si assume lineare con

$$SA(0) = S_{ai}(0) * F_a$$

$$SA(TB) = S_{ami} * F_a$$

Il ramo dello spettro ad accelerazione spettrale costante, tra TB e TC, ha ordinata pari a

$$SA = S_{ami} * F_a$$

Il ramo dello spettro a velocità costante per T>TC ha ordinate pari a

$$SA = S_{ami} * F_a * \frac{TC}{T}$$

## Schema verifica rischio liquefazione

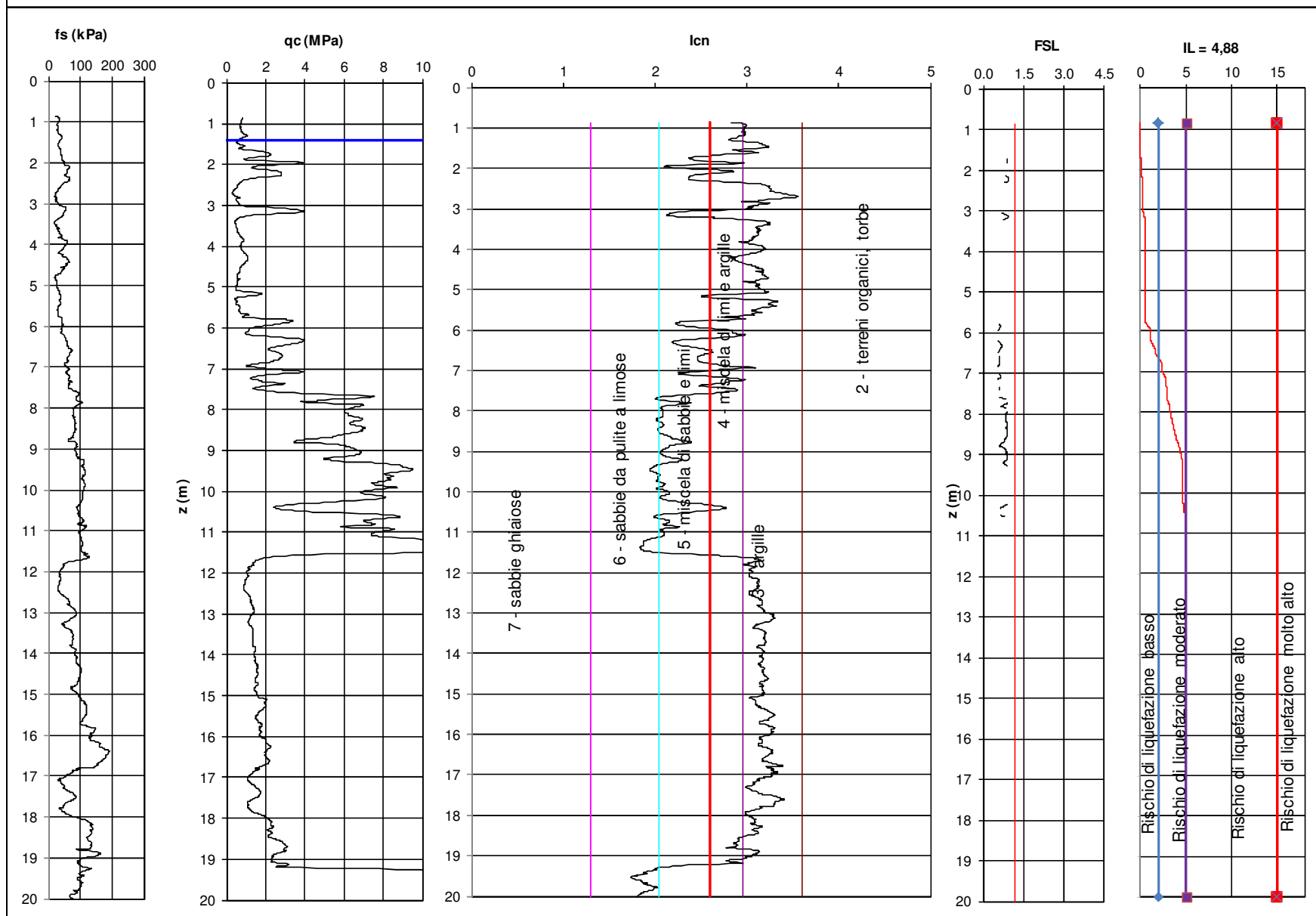
2014.034-1/RG

**CPTU (piezo cone penetration test)**

2 Committente : Costel S.r.l.

Cantieri San Pietro in Casale (BO) via Stagno

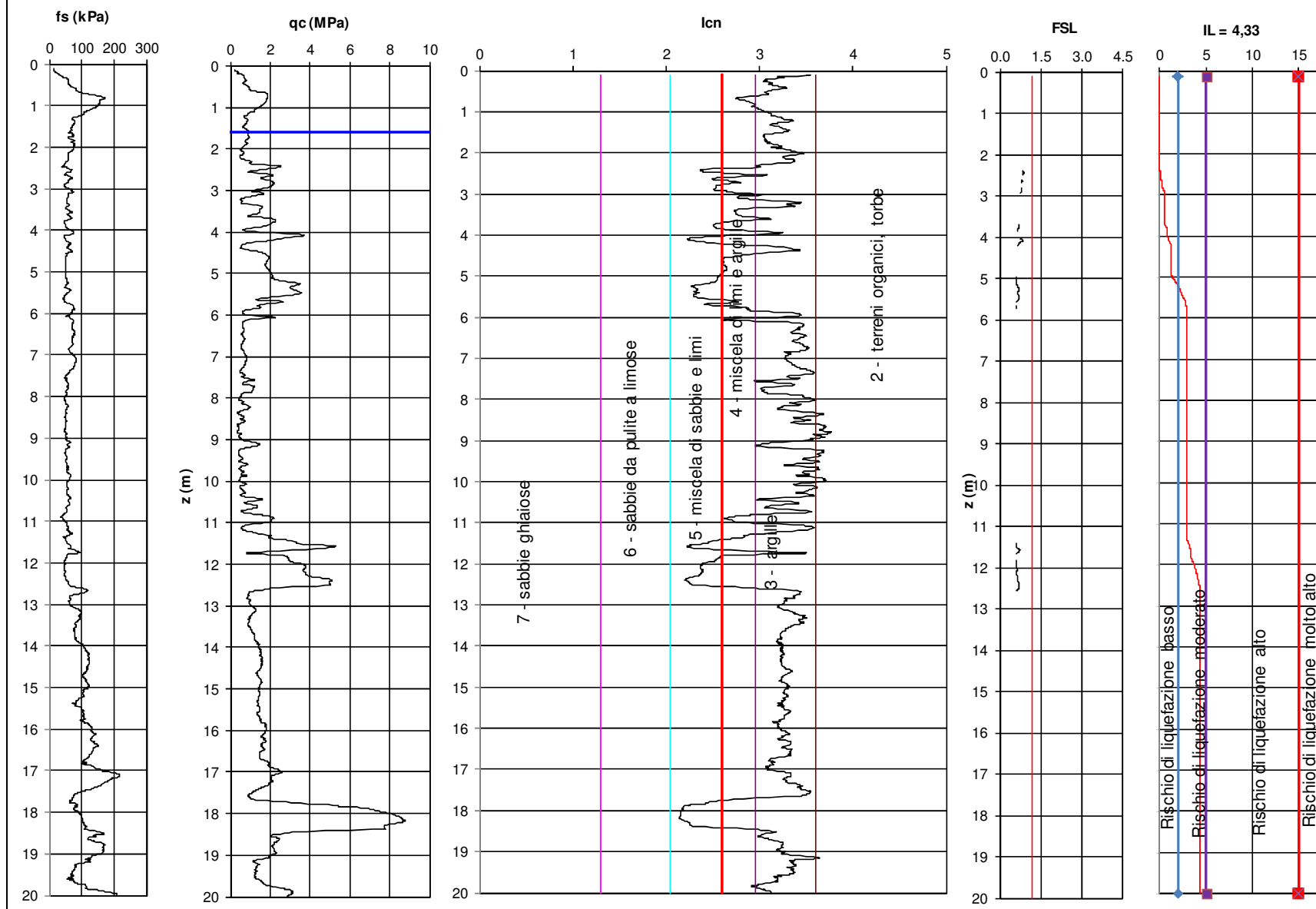
Codice Lavoro 2014.050



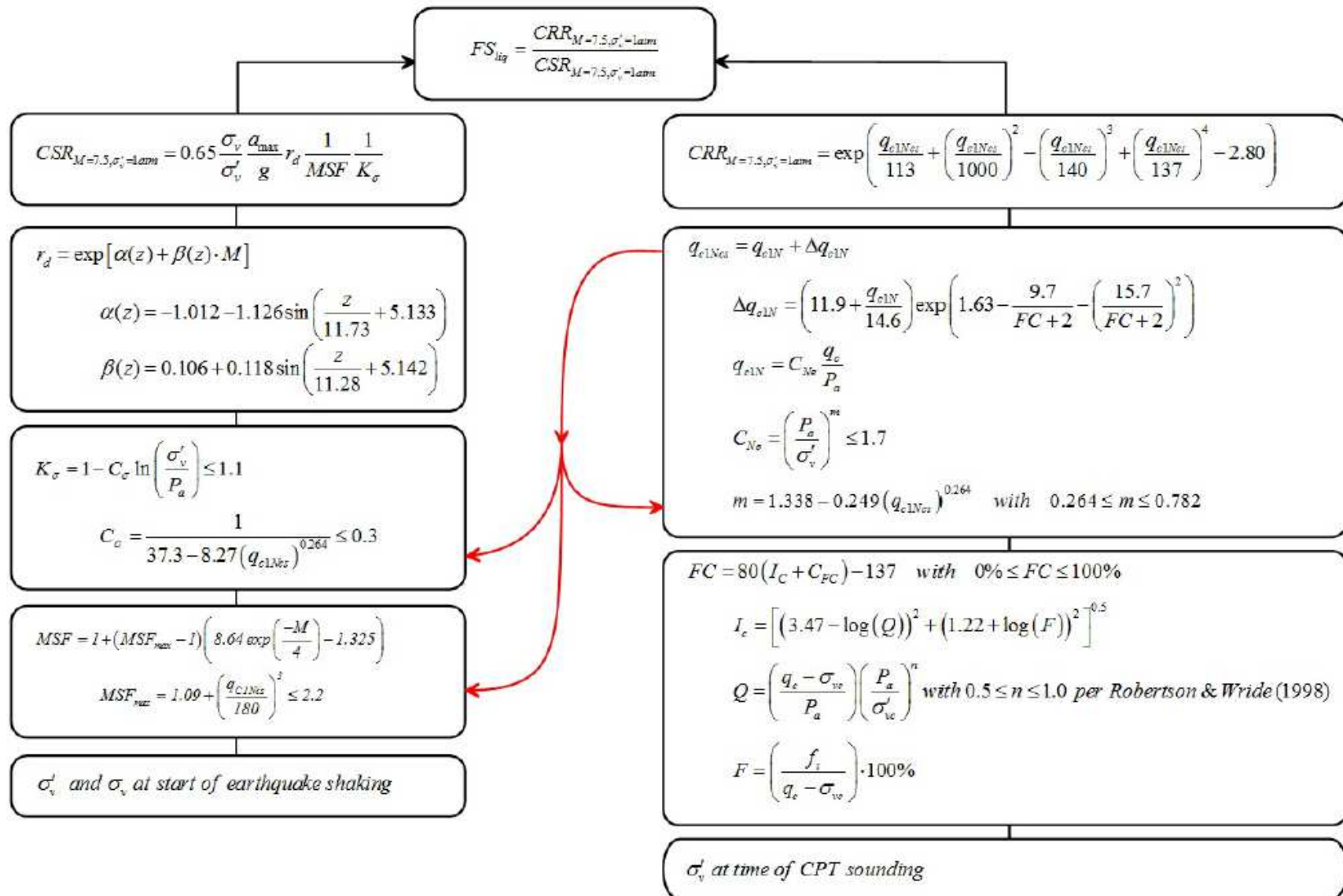
**CPTU (piezo cone penetration test)****3** Committente : Costel S.r.l.

Cantieri San Pietro in Casale (BO) via Stagno

Codice Lavoro 2014.050



## Procedure for the evaluation of soil liquefaction resistance, Boulanger &amp; Idriss(2014)





**GEO-PROBE S.r.l.**  
Indagini geognostiche  
40033 Casalecchio di Reno (BO)  
via Cimarosa 119 - Tel. 051/613.30.72

Project title : Impresa Edile Costel S.r.l.

Location : San Pietro in Casale (BO) - via Stagno

### Overall vertical settlements report

