GEO-PROBE

– Studio Geologico Associato –

2013.109/RG

Comune di Pieve di Cento (BO)

STUDIO GEOLOGICO-TECNICO DEI TERRENI DEL PRIMO SOTTOSUOLO DI UN'AREA SITA IN VIA PRADOLE, PER LA QUALE SI RICHIEDE UNA VARIANTE AL PSC – AMBITO ANS-C14.

Novembre 2013

ERRATA CORRIGE:
L'AMBITO ANS-C14 è da intendersi come AMBITO AUC-C



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

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

INDICE

1. PREMESSA 1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 3
3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE 4
4. INDAGINE GEOGNOSTICA 5
5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI 8
6. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO 9
7. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE 10
8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA 13
9. MODELLAZIONE SISMICA 15
9.1. Vita nominale 15
9.2. Classi d'uso 15
9.3. Periodo di riferimento 16
9.4. Azione sismica 16
9.5. Categoria di sottosuolo 17
9.6. Condizioni topografiche 18
9.7. Amplificazione stratigrafica 19
9.8. Accelerazione massima al sito 19
9.9. Coefficiente sismico orizzontale e verticale 19
10. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI 21
11. MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE 24
11.1. Selezione del moto di riferimento 24
11.2. Elaborazione del modello sismico 26
11.3. Elaborazione dell'amplificazione 29
12. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE .. 34
13. CONSIDERAZIONI FINALI 41

ALLEGATI:

- *diagrammi penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono;*
- *stratigrafia trivellazione a secco;*
- *diagrammi prove di dissipazione.*
- *indagine sismica;*
- *verifica rischio liquefazione dei terreni.*

* * *

☞

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

1. PREMESSA

A seguito dell'incarico ricevuto dalla Sig.ra Alberghini Berta si trasmette, in conformità con le vigenti normative, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo di un'area per la quale si richiede una variante al PSC.

L'area in esame si ubica in via Pradole, in Comune di Pieve di Cento (BO), nel Comune omonimo (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:5.000; elemento n. 202082 – Pieve di Cento) e interessa l'ambito ANS-C14.

Il presente studio è stato articolato nei seguenti punti:

a) analisi e descrizione della situazione morfologica e geo-litologica generale;

b) determinazione della natura dei terreni costituenti il primo sottosuolo;

c) determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche degli stessi;

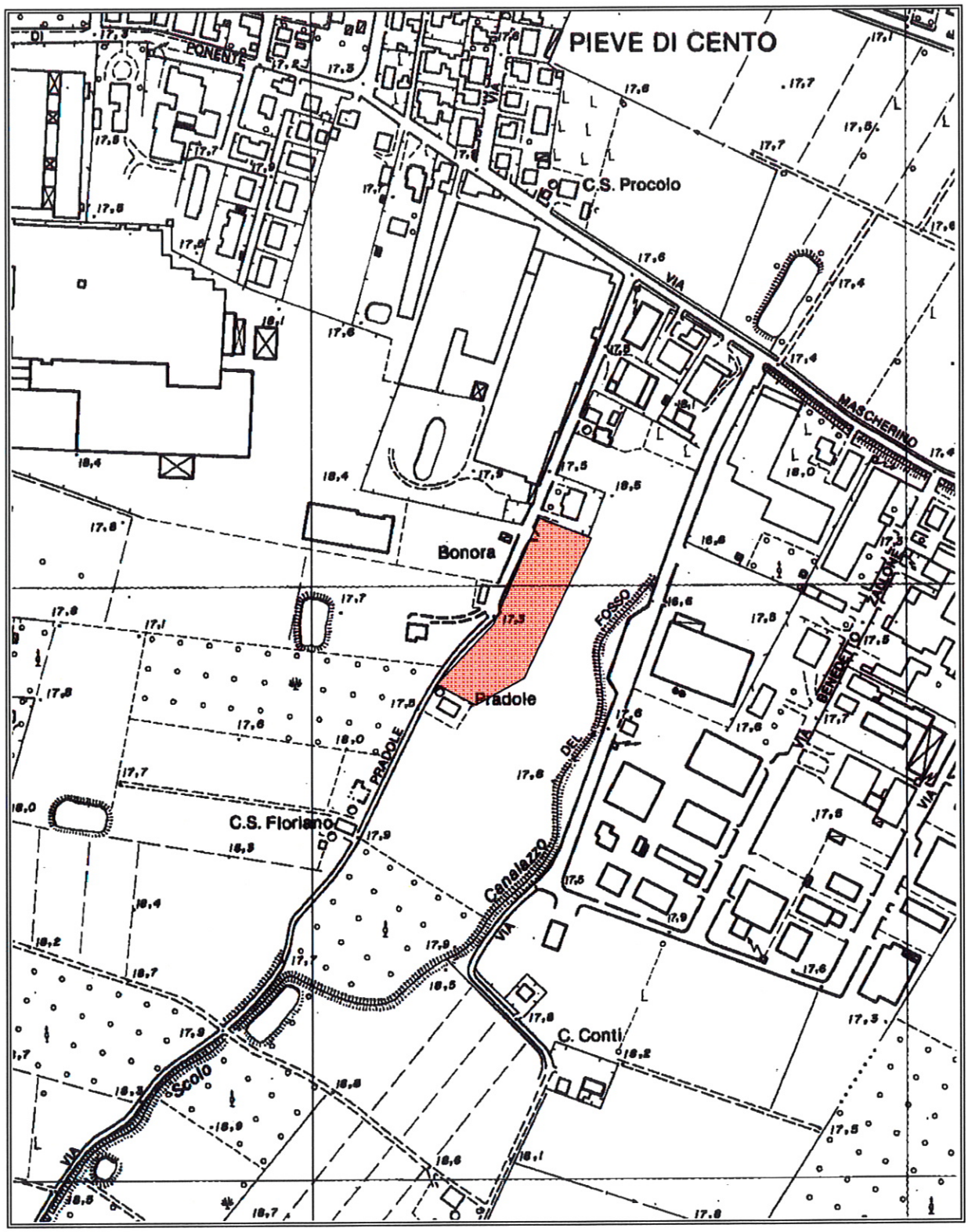
d) caratterizzazione e modellazione geologica del sito;

e) modellazione sismica dei terreni di fondazione;

f) valutazione della resistenza di progetto dei terreni di fondazione in condizioni statiche.

☞

TAV. 1 - UBICAZIONE AREA IN ESAME



Scala 1:5.000

Area in esame

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

Studio Geologico Associato GEO-PROBE Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". D.M. 11 Marzo 1988.
- Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Circ. Min. LL. PP. n. 30483, 24 Settembre 1988.
- AGI: raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Giugno 1977.
- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio, Maggio 1990 (edizione provvisoria).
- Eurocodice Ec7 per l'ingegneria geotecnica, Settembre 1988.
- ISRM International Society for Rock Mechanics: Rock characterization testing and monitoring suggested methods - Commission on Testing Methods; 1981.
- "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica". O.P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 e successive modifiche.
- "Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 14 Gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 04/02/08, supplemento ordinario n. 30).
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008. Circolare Cons. Sup. LL.PP. n. 617/2009.
- Delibera dell'Assemblea legislativa Regione Emilia Romagna progr. N. 112 – oggetto n. 3121 del 2 maggio 2007.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 1661/2009 del 2 novembre 2009.
- Ordinanza del Commissario Delegato per la Ricostruzione n. 70 del 13/11/2012.

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

3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE

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 17,00 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 presenza del Fiume Reno che in fase di tracimazione e di sedimentazione ha depositato lenti alluvionali che si interdigitano tra di loro conferendo alla zona un andamento leggermente ondulato; a questi fattori si sono aggiunti interventi edificatori, a carattere prevalentemente civile abitazione e industriale nella prima periferia del centro di Pieve di Cento, che hanno in parte mascherato la morfologia originaria.

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 limo - argillosa di permeabilità bassa (10^{-6}÷10^{-8} m/sec).

L'idrografia superficiale primaria è rappresentata dal Fiume Reno che sviluppa il proprio corso a Ovest della zona in esame, ad una distanza di circa 500,00 m, mentre quella secondaria da piccoli canali e fossi di scolo (Scolo Canalazzo del Fosso) che in prossimità del centro abitato vengono incanalati e deviati.

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, come evidenziato da indagini eseguite in aree limitrofe, si attesta generalmente ad una profondità media di 2,00÷3,00 m dal p.c. attuale, soggetta ad oscillazioni stagionali.

Studio Geologico Associato GEO-PROBE Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Nell'area interessata dall'intervento, allo scopo di verificare la successione stratigrafica che caratterizza i terreni del primo sottosuolo e valutare le caratteristiche fisico meccaniche degli stessi, si è provveduto ad eseguire un'indagine in sito e una indagine sismica locale al fine di determinare il parametro V_{S30} per poi classificare il suolo di fondazione.

4.1. Indagine geognostica in sito

L'indagine geognostica, eseguita dalla Geo-Probe S.r.l, è consistita nell'esecuzione di n. 3 penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU) della lunghezza di 20,00 m e di n. 1 sondaggio con il metodo della trivellazione a secco della lunghezza di 4,00 m

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

Per l'esecuzione delle prove con punta elettrica e piezocono è stato utilizzato un penetrometro statico montato su Unimog Mercedes 400L con cella di carico da 200 kN, che impiega una punta conica con apertura di 60° e superficie di 10 cm^2 per la misurazione della resistenza alla punta ed un manicotto di frizione (*friction jacket*) della superficie di 150 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 della penetrometria statica con punta elettrica e piezocono vengono rappresentati in forma diagrammatica nella apposita tavola allegata, 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 Rf (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.

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

Nel corso delle prove penetrometriche con piezocono, sono state eseguite prove di dissipazione (*Dissapation test*) per la misura della variazione nel tempo della pressione dell'acqua nei pori (U), alle date profondità.

La prova di dissipazione viene eseguita misurando la velocità con cui avviene la dissipazione della pressione dei pori in eccesso fino a una certa percentuale del valore di equilibrio, che di solito coincide con il valore della pressione idrostatica agente alla profondità del trasduttore.

Mediante l'interpretazione della curva di dissipazione in cui sono riportati, in un grafico semi logaritmico, il tempo espresso in secondi e la pressione dei pori espressa in MPa, è possibile ricavare il coefficiente di consolidazione, che a sua volta dipende dalla compressibilità e dalla permeabilità del terreno, e il coefficiente di permeabilità.

Generalmente la prova viene arrestata dopo avere raggiunto una percentuale stabilita di dissipazione (60-80%) dell'eccesso della pressione dei pori, altre volte la dissipazione viene spinta fino a raggiungere l'equilibrio, ottenendo importanti informazioni sugli aspetti idrogeologici del deposito.

Complessivamente sono state eseguite n. 5 prove di dissipazione; i risultati delle stesse in forma diagrammatica, vengono riportati in allegato negli appositi moduli.

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

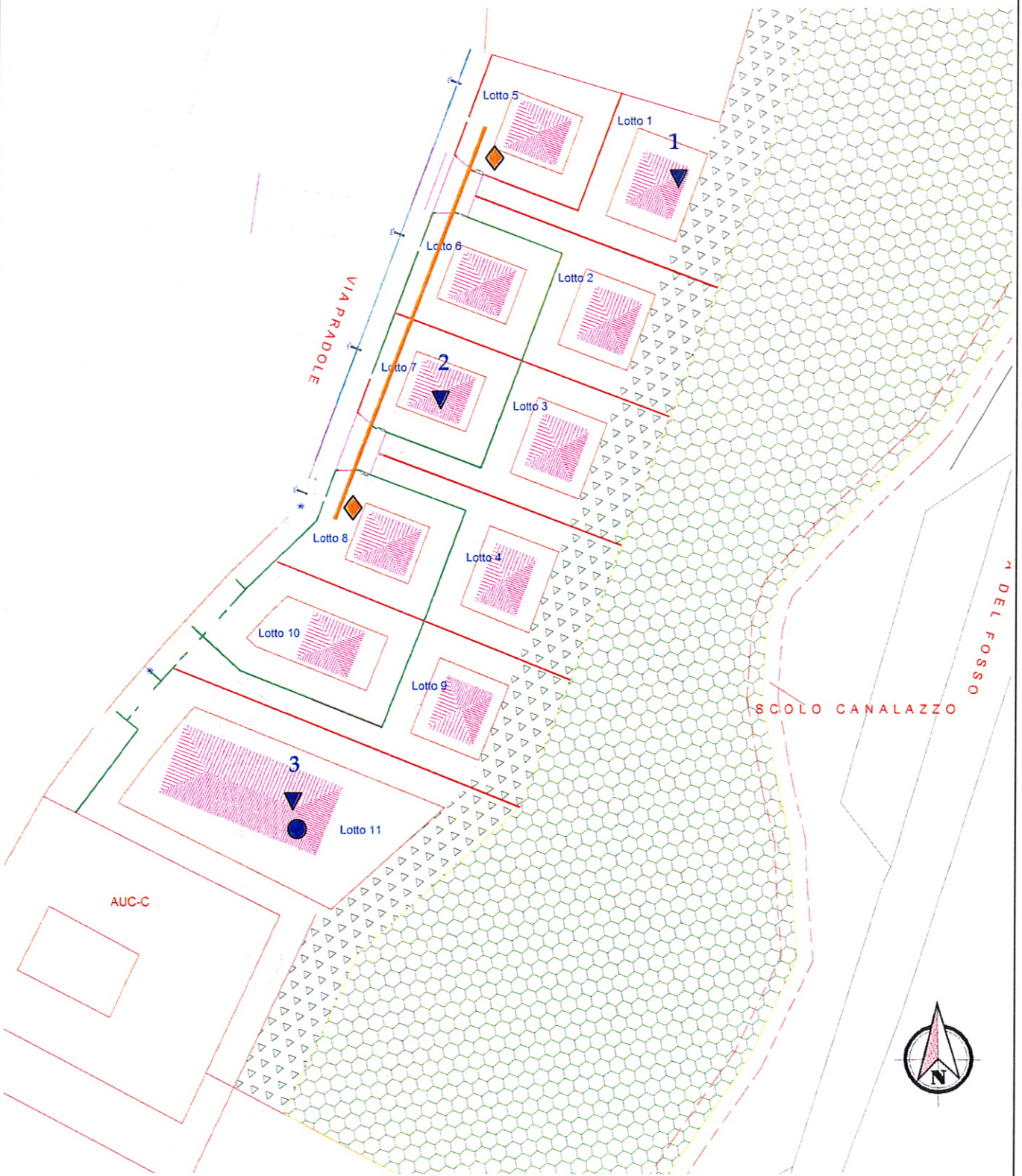
La stratigrafia della trivellazione a secco viene riportata in allegato nell'apposito modulo

4.2. Indagine sismica

Al fine di determinare il parametro Vs30, necessario a classificare il suolo di fondazione del sito, vengono utilizzati i risultati di una indagine sismica locale eseguita dal Dr. Mirko Sita; 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

● Trivellazione a secco

◆/ Indagine sismica

Scala 1:1.000

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

Studio Geologico Associato GEO-PROBE Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI

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

Schematicamente possiamo ricostruire la seguente successione stratigrafica:

al tetto, al disotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato e/o di riporto, dello spessore medio di 0,40÷0,80 m, sono inizialmente presenti dei limi argillosi e/o debolmente sabbiosi di colore marrone, di consistenza da plastica a plastico dura (q_c = 0,9÷2,5 MPa; Rf = 2,1÷6,0 %) ed umidità scarsa.

A partire da una profondità media di 1,20÷2,00 m, e sino a circa 2,40÷2,80 m si evidenziano delle sabbie variabilmente limose di colore nocciola ed addensamento da scarso a medio (q_c = 1,5÷3,7 MPa; Rf = 0,8÷2,3 %), in totale saturazione idrica, con sottili intercalazioni limo argillose di consistenza plastico tenera (q_c = 0,8÷0,9 MPa; Rf = 2,5÷14,9 %).

Sotto si alternano dei limi argillosi e/o viceversa, di colore grigio marrone, di consistenza da plastico molle a plastica (q_c = 0,4÷1,5 MPa; Rf = 3,4÷12,8 %) ed umidità molto elevata che, alle profondità di 4,00÷4,40 m e di 9,90÷10,40 m inglobano orizzonti sabbiosi variabilmente limosi di addensamento da scarso a medio (q_c = 1,0÷4,6 MPa; Rf = 0,7÷2,4 %).

Da una profondità media di 11,40÷12,40 m prevalgono dei limi argillosi e/o viceversa di consistenza da plastica a plastico dura (q_c = 1,0÷2,8 MPa; Rf = 3,9÷11,5 %).

Suddetti litotipi sono sopportati da sabbie localmente limose di addensamento da medio scarso ad elevato (q_c =2,4÷> 10,0 MPa; Rf = 1,0÷2,0 %), con intercalazioni argilloso limose di consistenza da plastica a plastico dura (q_c = 1,5÷2,6 MPa; Rf = 6,3÷14,1 %), il cui tetto è stato evidenziato ad una profondità media di 19,70÷20,20 m dal p.c. attuale.

I suddetti terreni sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica di superficie il cui livello statico, alla data di esecuzione dell'indagine, rispetto al p.c. è stato misurato a partire dalla profondità di 1,90÷2,00 m, quote presumibilmente soggette a variazioni stagionali.

☞

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

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	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)	Dr (%)
	da	a						
0	0,00	0,40÷0,80	P/R	-	-	-	-	-
A	0,40÷0,80	1,20÷2,00	LAS	0,9÷2,5	19,0÷19,3	45÷118	0	0
B	1,20÷2,00	2,40÷2,80	S/SL	1,5÷3,7	8,5÷8,6	0	33÷36	31÷47
C	2,40÷2,80	11,60÷12,40	LA/AL	0,4÷1,5	8,7÷9,2	20÷75	0	0
C1	4,00÷4,40	4,80÷5,40	S/SL	1,9÷4,6	8,5÷8,6	0	30÷35	15÷47
C2	9,90÷11,20	10,80÷11,40	S/SL	1,0÷3,5	8,5÷8,6	0	28÷31	15÷25
D	11,40÷12,40	19,70÷20,20	LA/AL	1,0÷2,8	9,0÷9,3	50÷127	0	0

P/R = terreno pedogenizzato e/o di riporto;
LAS = limi argillosi e sabbiosi;
S/SL = sabbie variabilmente limose;
LA/AL = limi argillosi e/o viceversa.

Studio Geologico Associato GEO-PROBE Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

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

Unità geotecnica A

È costituita da limi argillosi e/o debolmente sabbiosi di consistenza prevalentemente plastica, ed umidità scarsa, inglobanti orizzonti plastico duri.

L'unità A si evidenzia da 0,40÷0,80 m sino ad una profondità media di 1,20÷2,20 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	1,7	19,2	85	0
CPTU 2	1,5	19,2	75	0
CPTU 3	1,5	19,2	75	0

Unità geotecnica B

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

L'unità B si evidenzia da 1,20÷2,00 m sino ad una profondità media di 2,40÷2,80 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	2,7	8,0	0	34
CPTU 2	2,8	8,0	0	34
CPTU 3	2,2	8,0	0	33

☞

Studio Geologico Associato GEO-PROBE Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

Unità geotecnica C

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

L'unità C si evidenzia da 2,40÷2,80 m sino ad una profondità media di 11,60÷12,40 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	0,8	8,9	40	0
CPTU 2	0,8	8,9	40	0
CPTU 3	0,8	8,9	40	0

Unità geotecnica C1

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

L'unità C1 si evidenzia da circa 4,00÷4,40 m sino ad una profondità media di 4,80÷5,40 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	1,4	8,0	0	30
CPTU 2	2,3	8,5	0	32
CPTU 3	3,0	8,5	0	33

Unità geotecnica C2

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

L'unità C2 si evidenzia da circa 9,90÷11,20 m sino ad una profondità media di 10,80÷11,40 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	2,4	8,0	0	29
CPTU 2	2,7	8,0	0	30
CPTU 3	2,3	8,0	0	29

Studio Geologico Associato GEO-PROBE Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

Unità geotecnica D

È costituita da limi argillosi e/o viceversa di consistenza da plastica a plastico dura, ed umidità scarsa.

L'unità D si evidenzia da 11,40÷12,40 m sino ad una profondità media di 19,70÷20,20 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	1,7	9,2	85	0
CPTU 2	1,7	9,2	85	0
CPTU 3	1,7	9,2	85	0

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

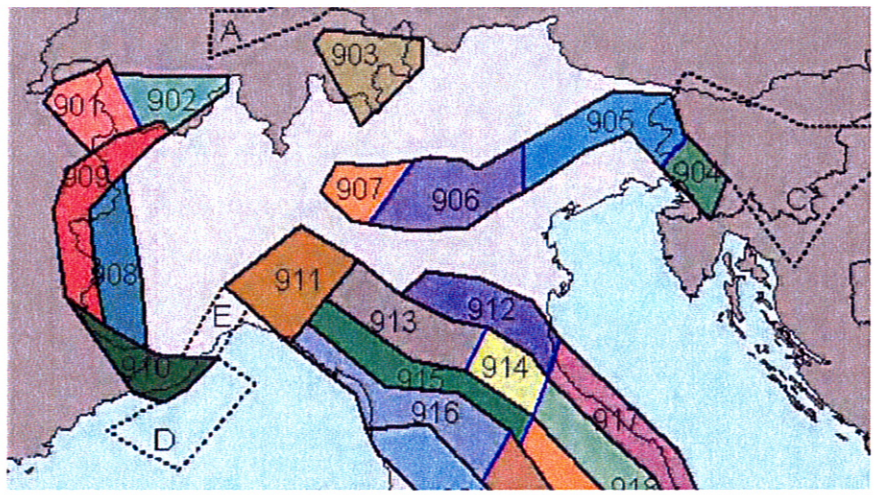
La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti di un sisma.

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

Il Comune di Pieve di Cento (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.

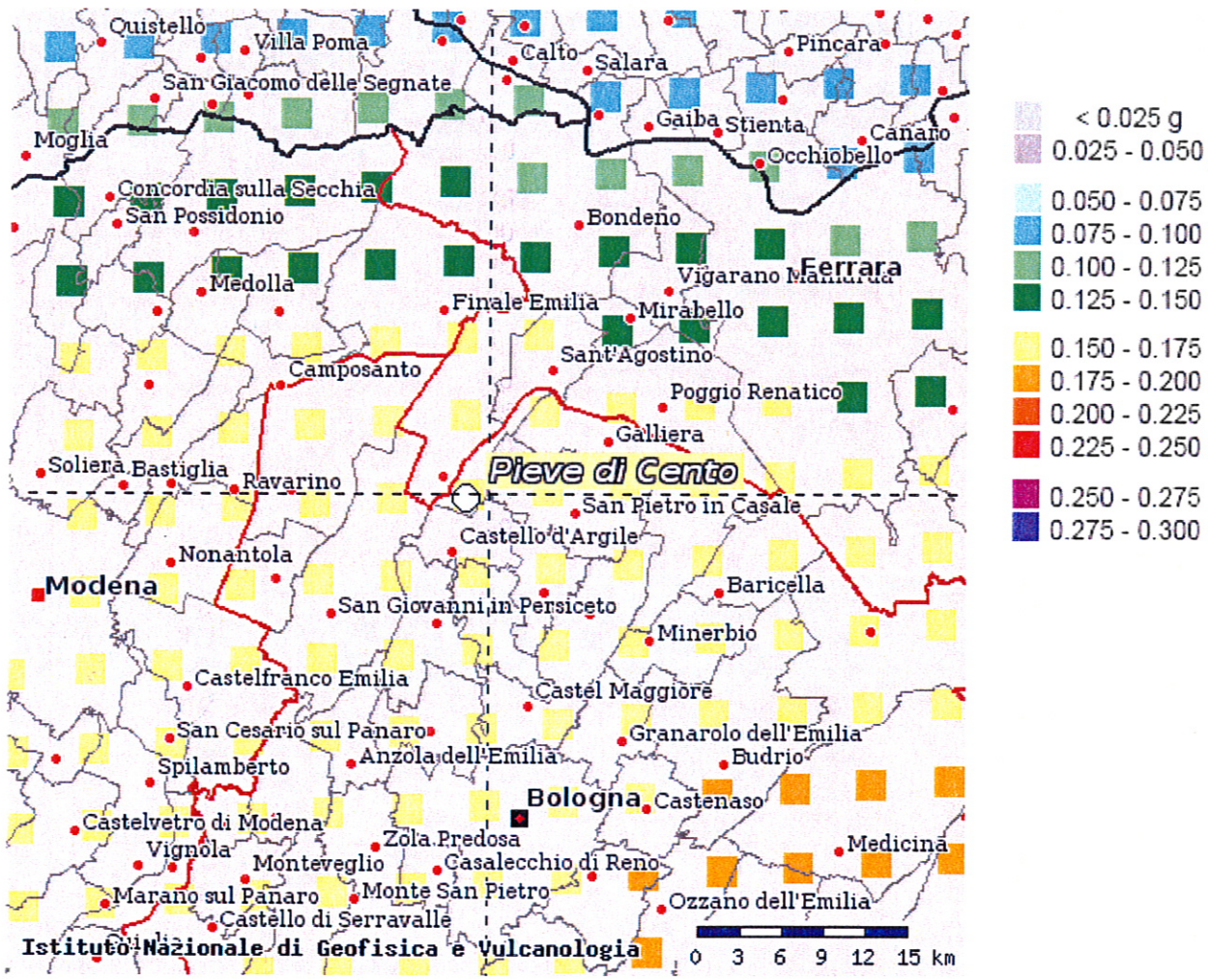


La pericolosità sismica in un generico sito viene definita in termini di valori di accelerazione orizzontale massima e di spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale, in corrispondenza dei punti di un reticolo e per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o 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



Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

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

Studio Geologico Associato GEO-PROBE

9. MODELLAZIONE SISMICA

9.1. Vita nominale

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

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

Tabella 2.4.I

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

Nell'area in esame, sono previste opere tipo "2 "per le quali si prevede una vita nominale Vn ≥ 50 anni.

9.2. Classi d'uso

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

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

☞

Studio Geologico Associato GEO-PROBE Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

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

Tabella 2.4.II

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE Cu	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 Cu = 1,0

9.3. Periodo di riferimento

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

$$V_R = V_n \bullet C_U$$

Per il sito in esame il periodo di riferimento è pari a VR = 50 anni.

9.4. Azione sismica

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

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

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

- ag — accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo — valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- Tc* — periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Studio Geologico Associato GEO-PROBE Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

Nella seguente tabella vengono riportati i suddetti parametri elaborati per il sito in esame, considerando un periodo di riferimento per l'azione sismica (VR) di 50 anni, in relazione al periodo di ritorno e agli stati limite di esercizio e agli stati limite ultimi e relative probabilità di superamento.

Stato limite		PVR (%)	TR (anni)	ag (g)	Fo (-)	Tc* (s)
Stati limite di esercizio	SLO	81	30	0,045	2,494	0,257
	SLD	63	50	0,057	2,492	0,270
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,158	2,590	0,274
	SLC	5	975	0,210	2,533	0,280

9.5. Categoria di sottosuolo

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

Categorie di sottosuolo

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

☞

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

Studio Geologico Associato GEO-PROBE

Categorie aggiuntive di sottosuolo

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

Secondo quanto riportato nella relazione sismica allegata, i terreni che caratterizzano il primo sottosuolo al p.c. presentano una Vs30 pari a 188 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria C, che comprende *"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15<N_{SPT30}<50 nei terreni a grana grossa e 70<Cu_{30}<250 kPa nei terreni a grana fine")*.

9.6. Condizioni topografiche

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

Tabella 3.2.IV

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

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

Tabella 3.2.VI

CATEGORIA	T1	T2	T3	T4
COEFFICIENTE St	1	1,2	1,2	1,4

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

☞

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

9.7. Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti Ss e Cc valgono 1; per le altre categorie vengono calcolati in funzione di ag, Fo e Tc* mediante le espressioni fornite nella seguente tabella.

Tabella 3.2.V

Categoria sottosuolo	Ss	Cc
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,4-0,4 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (Tc^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,7-0,6 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (Tc^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,4-1,50 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (Tc^*)^{-050}$
E	$1,00 \leq 2,00-1,10 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (Tc^*)^{-0,40}$

Per il sito in esame otteniamo:

Stato limite	Ss	Cc
SLO	1,500	1,645
SLD	1,500	1,617
SLV	1,455	1,610
SLC	1,381	1,598

9.8 Accelerazione massima al sito

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = Ss \cdot St \cdot a_g$$

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^2.

9.9 Coefficiente sismico orizzontale e verticale

Il coefficiente sismico orizzontale si ottiene mediante la relazione:

$$kh = \frac{\beta s \times a_{max}}{g}$$

dove:

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

	Categoria di sottosuolo	
	A	**B, C, D, E**
	βs	βs
0,2< ag (g) ≤0,4	0,30	0,28
0,1< ag (g) ≤0,2	0,27	0,24
ag (g) ≤0,1	0,20	0,20

Nel nostro caso assumendo un valore di βs pari a 0,24 relativamente allo stato limite SLV, si ottiene un coefficiente sismico orizzontale (kh) pari a 0,055.

Il coefficiente sismico verticale si ottiene mediante la relazione:

$$kv = 0,50\ kh = 0,0275$$

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

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

Studio Geologico Associato GEO-PROBE

10. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

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

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

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

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

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

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

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

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

dove:

☞

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

τ_{hm} = tensione tangenziale media indotta dal sisma di progetto;

a_{max} = accelerazione massima al sito;

σ_z e σ'_z = valori della tensione litostatica totale ed effettiva alla profondità z dal p.c.;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

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

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

dove:

$$(qc1n)cs = Kc \times qc1n$$

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

Ic	% fine	Kc
≥2,6	alto (limi/argille)	Non liquefacibile
≤ 1,64	basso	Kc = 1
1,64 < Ic< 2,6	medio	$Kc = -0{,}403 \bullet Ic^4 + 5.581Ic^3 - 21{,}63Ic^2 + 33{,}75 \bullet Ic - 17{,}88$

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

Dalle procedure di calcolo di Robertson e Wride (1998) applicate alle CPTU 1÷3 è emerso che il fattore di sicurezza FS risulta inferiore a 1 in corrispondenza delle lenti sabbiose denominate U.G. C1 e C2.

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

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

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

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

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

dove:
z = profondità dal piano campagna;
zcrit = profondità critica pari a 20 m;
FS = Fattore di Sicurezza.

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

Valore PL	**Rischio di liquefazione**
PL = 0	Molto basso
0 < PL ≤ 5	Basso
5 < PL ≤ 15	Alto
PL ≥ 15	Molto alto

Nell'area di progetto le valutazioni analitiche hanno espresso un Indice del potenziale di Liquefazione PL compreso tra 0,14 e 0,41 traducibile in altri termini in un rischio di liquefazione "Basso".

Uno schema delle verifiche eseguite viene riportato in allegato.

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

11. MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

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

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

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

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

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

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

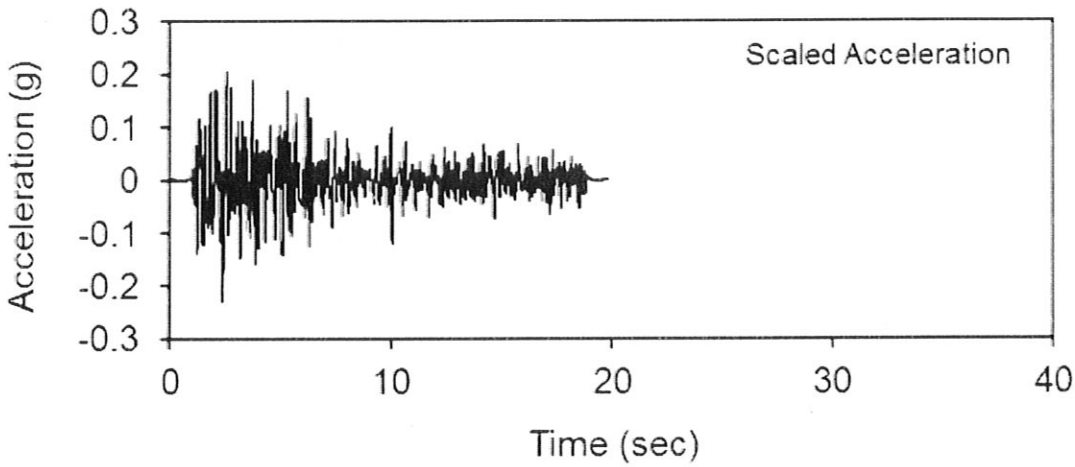
11.1. Selezione del moto di riferimento

Per produrre una simulazione di terremoto si è proceduto a calcolare il moto atteso in superficie a partire dai tre accelerogrammi reali relativi ad un sito in roccia (A) forniti dalla regione Emilia Romagna per il Comune di Pieve di Cento e identificati dalle sigle 046, 126 e 354 con valore di accelerazione di picco di 0,158g; gli stessi sono stati scalati sino ad ottenere un valore di picco PGA pari a 0,230g

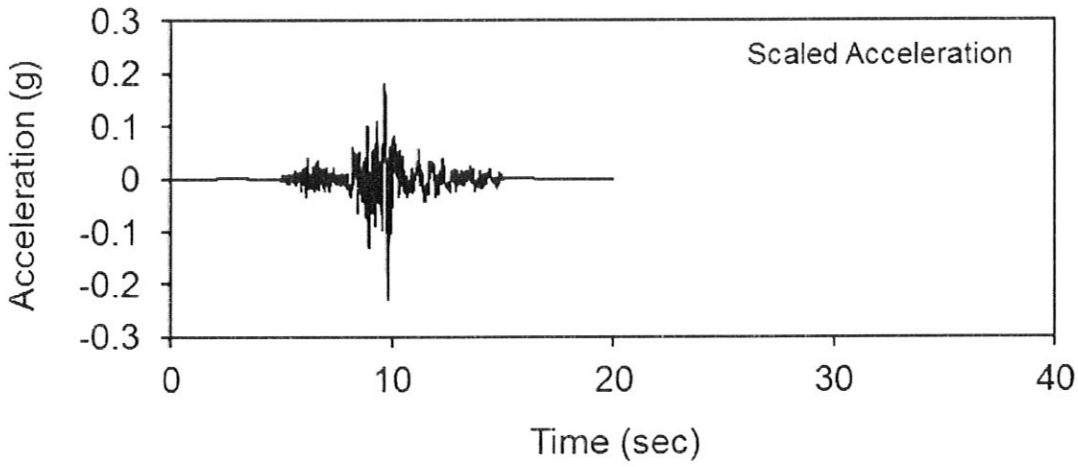
I relativi accelerogrammi vengono riportati nella pagina seguente.

ACCELEROGRAMMI DI INPUT (0,230g)

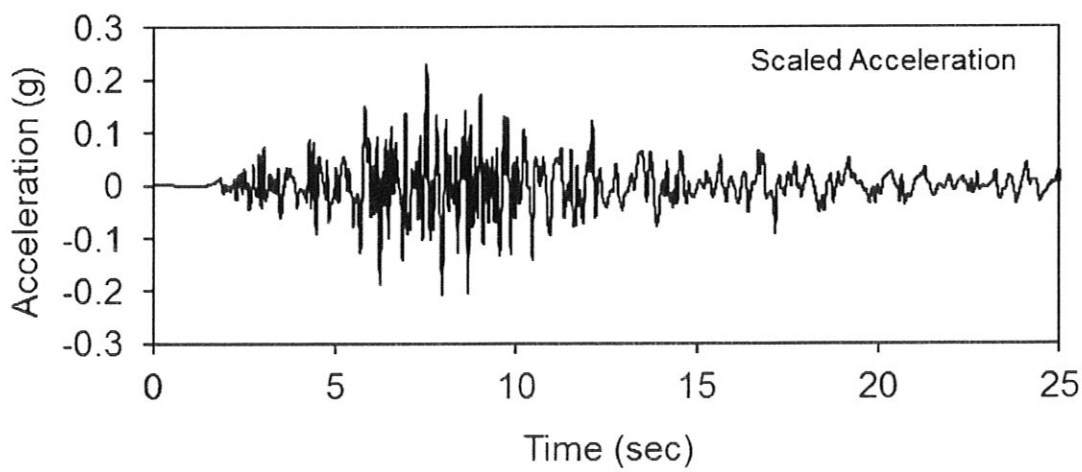
046



126



354



Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

11.2. Elaborazione del modello sismico

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

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 Vs relativa ai differenti strati della colonna sismica, si sono considerati gli esiti dell'indagine sismica eseguita.

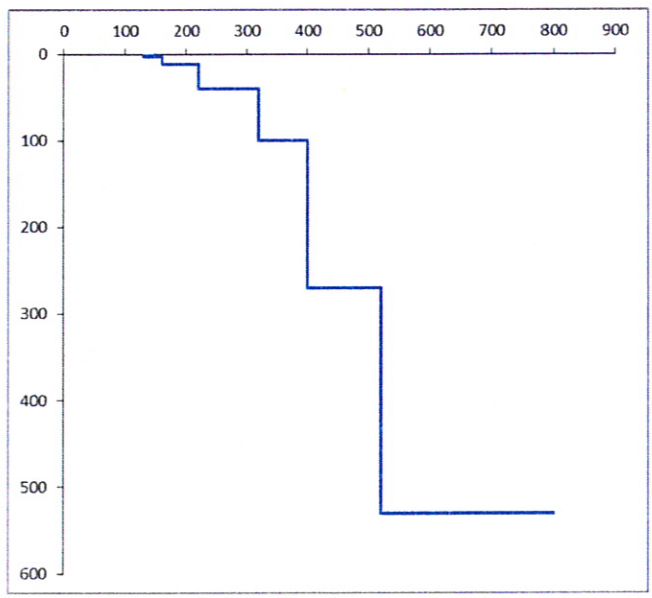
L'indagine geofisica non ha consentito di determinare la profondità del bedrock sismico pertanto il profilo di Vs è stato estrapolato in profondità sino a valori di Vs=800 m/s mantenendo lo stesso gradiente dell'ultimo tratto della curva sperimentale, come indicato dalla delibera dell'Assemblea legislativa Regione Emilia Romagna progr. N. 112 – oggetto n. 3121 del 2 maggio 2007.

Con la suddetta procedura la profondità del bedrock sismico cui corrisponde una Vs = 800 m/sec è stata stimata di 530 m dal p.c. attuale.

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

I relativi accelerogrammi vengono riportati nella pagina seguente.

Strato sismico	Profondità (m)	Vs (m/sec)
1	0,00÷1,50	150
2	1,50÷3,00	130
3	3,00÷12,00	160
4	12,00÷40,00	220
5	40,00÷100,00	320
6	100,00÷270,00	400
7	270,00÷530,00	520
8	> 530,00	800

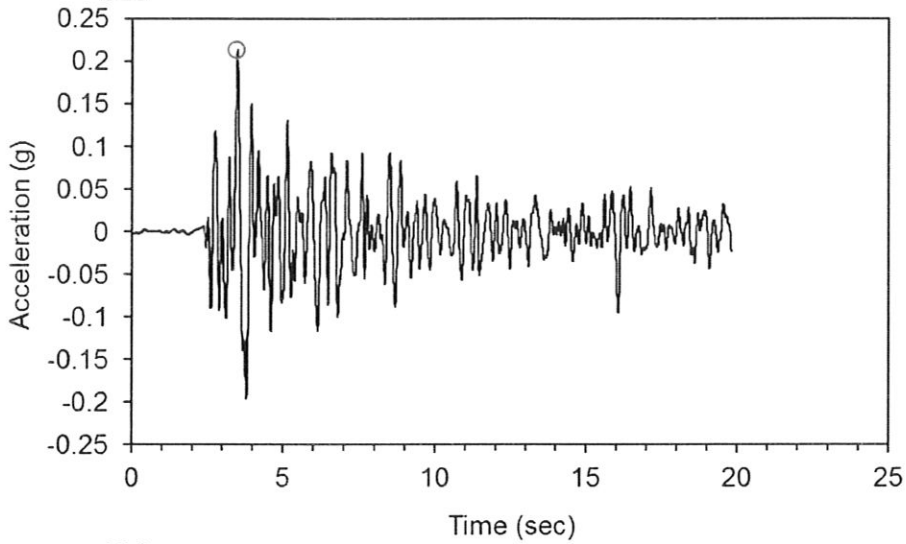


Studio Geologico Associato GEO-PROBE

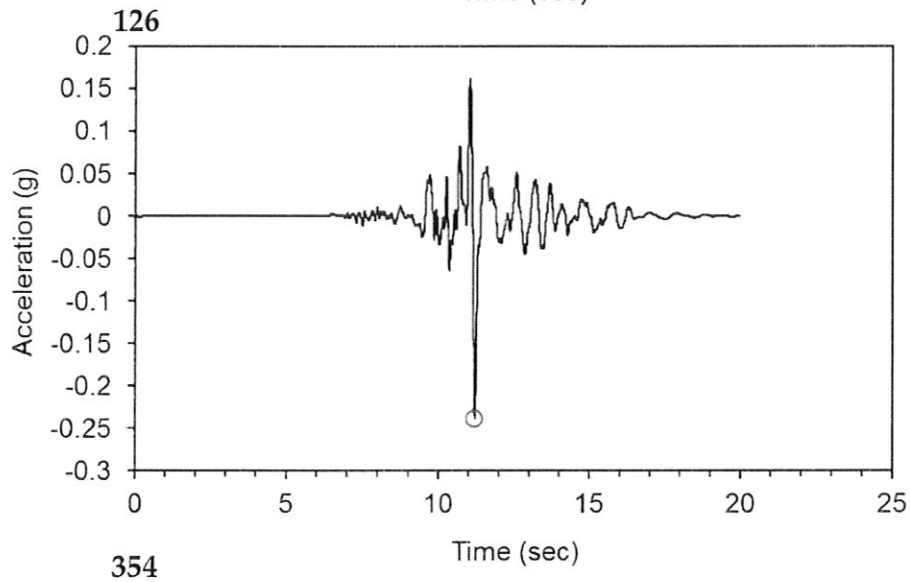
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

ACCELEROGRAMMI DEL SITO (

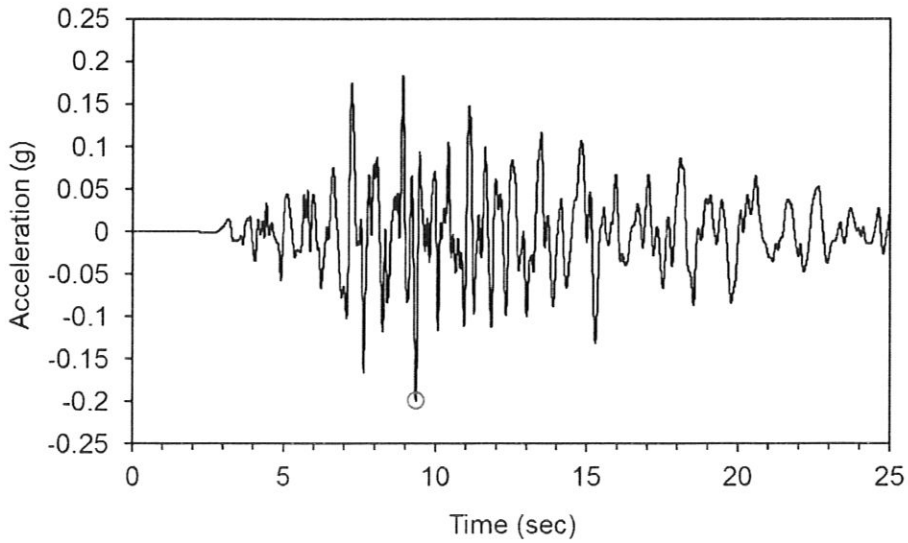
046



126



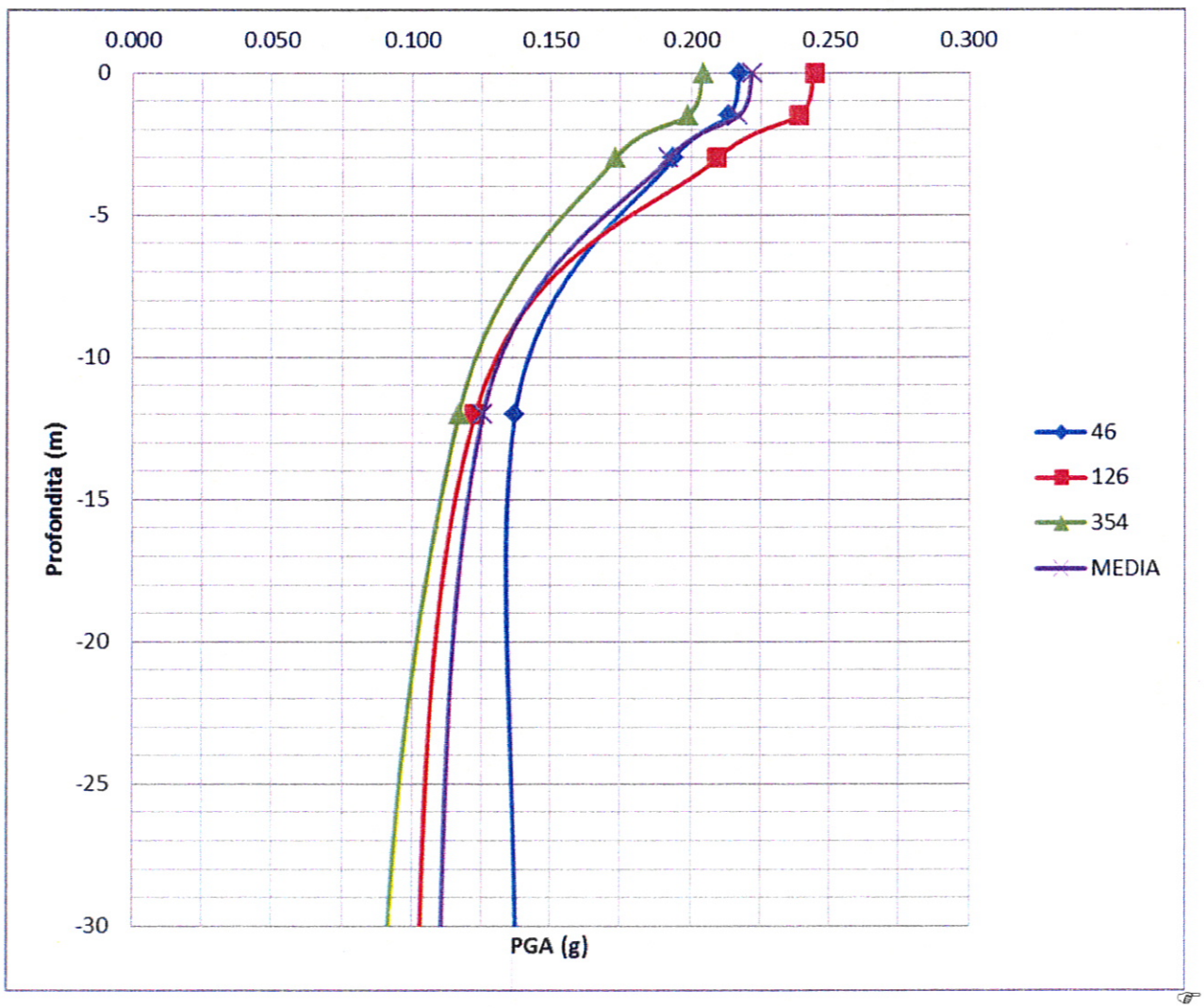
354



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

Dalla stessa si evince come il valore di picco dell'accelerazione atteso in superficie ottenuto dalla simulazione è compreso tra 0,217g e 0,244g mentre il valore mediato è pari a 0,222.

Profondità	PGA			
	046	0126	354	media
0	0.217	0.244	0.204	0.222
1.5	0.214	0.239	0.199	0.217
3.0	0.194	0.209	0.173	0.192
12.0	0.137	0.122	0.117	0.125
100.0	0.137	0.102	0.088	0.109
270.0	0.112	0.120	0.110	0.114
400.0	0.127	0.133	0.137	0.132
530	0.147	0.152	0.146	0.148



Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

Studio Geologico Associato GEO-PROBE Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

11.3. Elaborazione dell'amplificazione

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

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

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

Il secondo spettro (TAV. 4.2) riguarda l'amplificazione locale intesa come il rapporto tra la massima ampiezza dell'accelerazione su affioramento rigido (PGA_0) e la massima ampiezza dell'accelerazione alla superficie del deposito (PGA).

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

Dalle funzioni di amplificazione ricavate dalle elaborazioni (TAV. 4.2) risulta che la frequenza fondamentale assume un valore di circa 0,2 Hz e il relativo fattore di amplificazione (F.A.) risulta compreso tra 2,17 e 2,20.

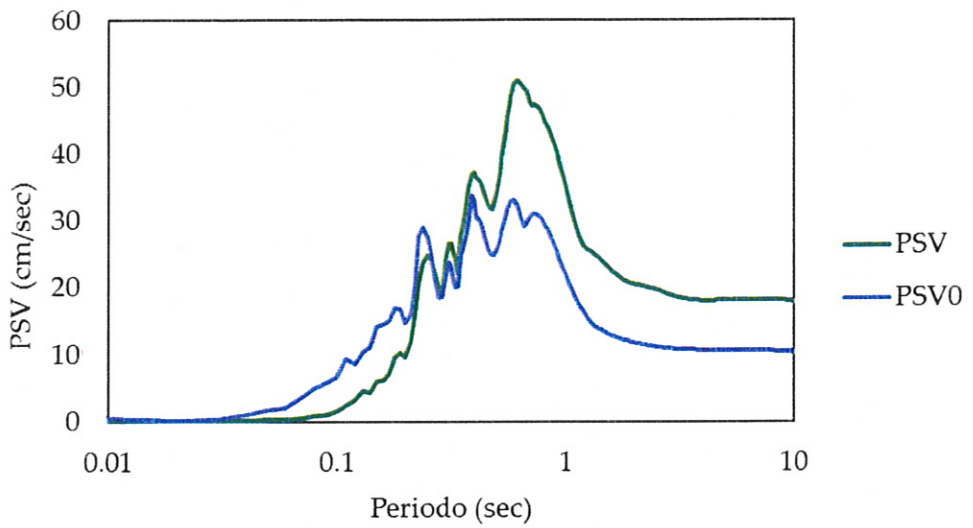
Nella tabella successiva vengono riportati i valori del Fattore di Amplificazione (F.A.), in termini di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA_0) e di intensità spettrale ((IS), ottenuti per ciascuno dei tre sismi di progetto.

Segnale reg.	F.A. PGA/PGA_0	F.A. IS 0,00÷0,50 sec	F.A. IS 0,50÷1,00 sec
046	2,17	1,00	1,53
126	2,18	1,02	1,56
354	2,20	1,00	1,61

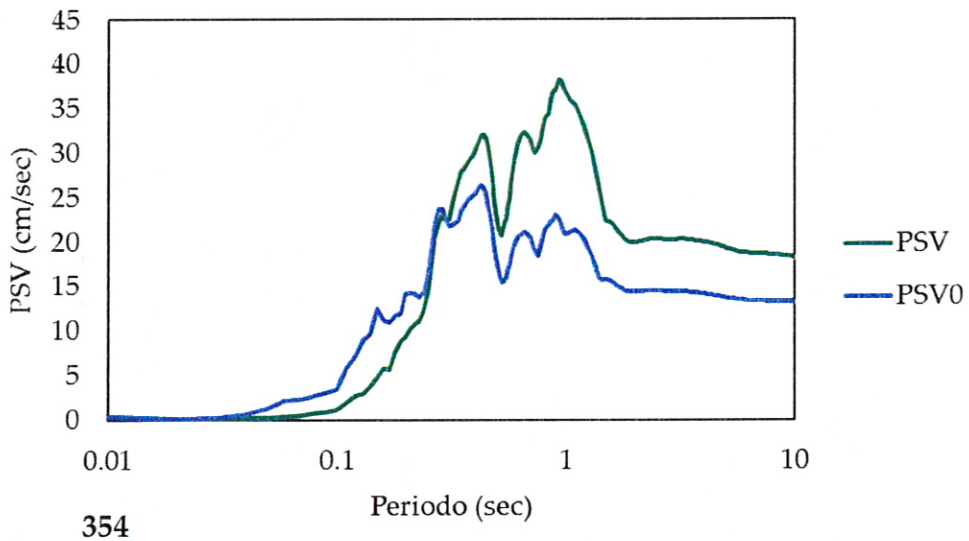
☞

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

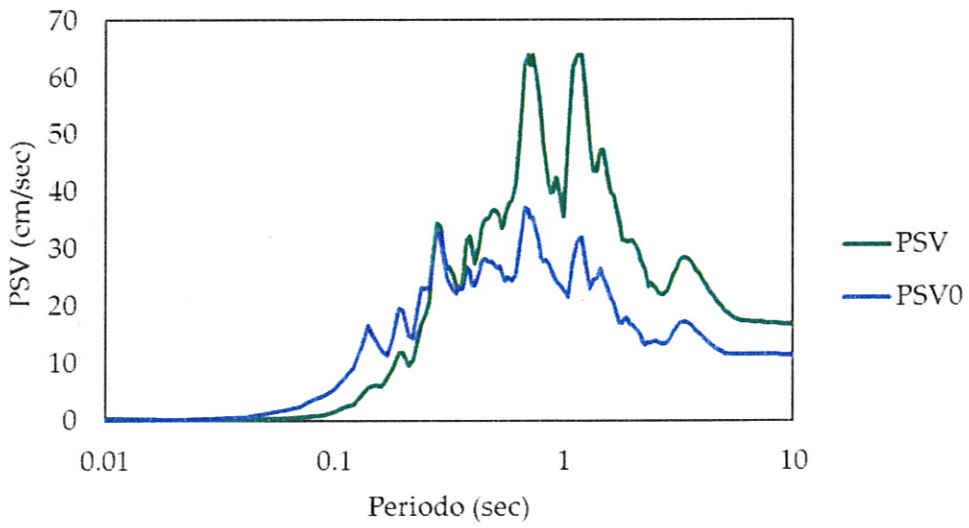
046



126



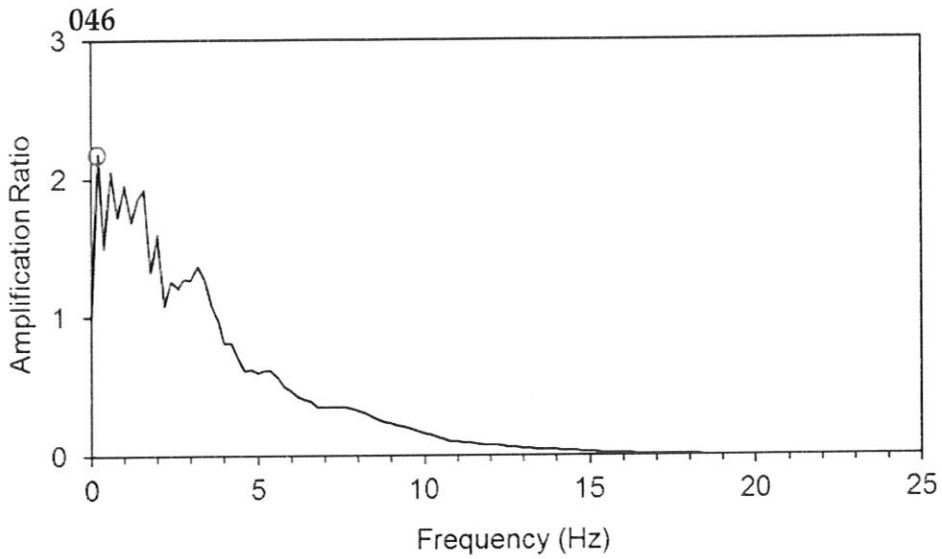
354

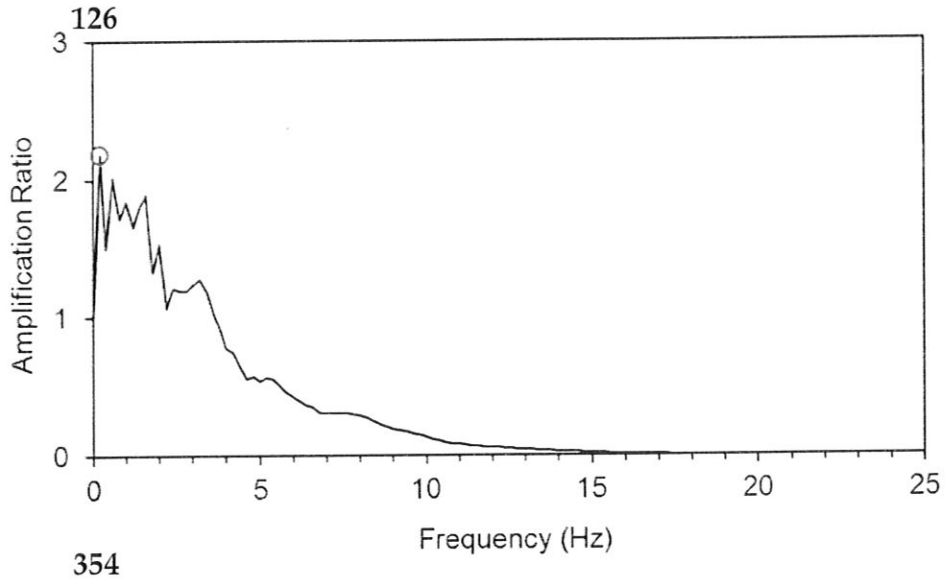


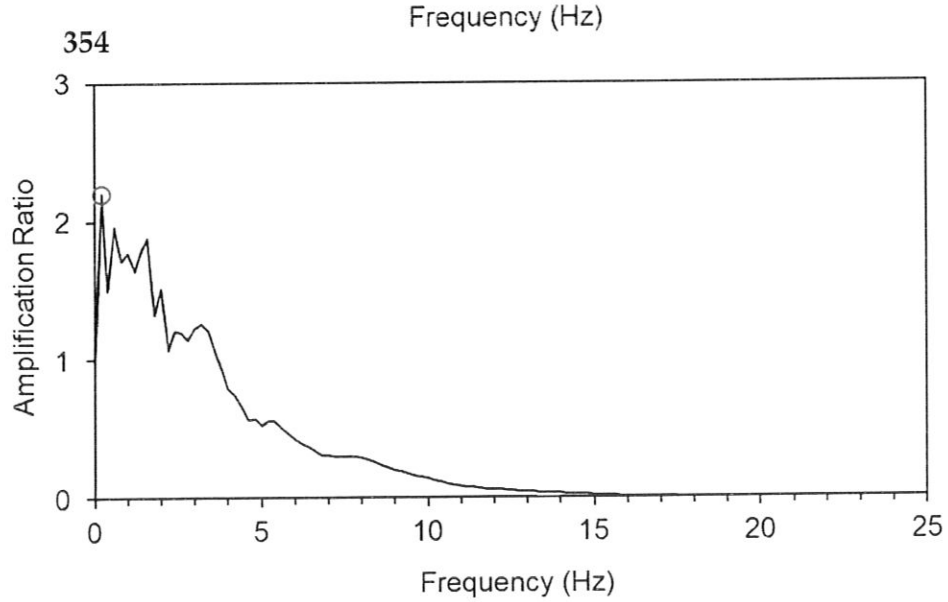
Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

TAV. 4.2 – Spettro di amplificazione PGA/PGA0







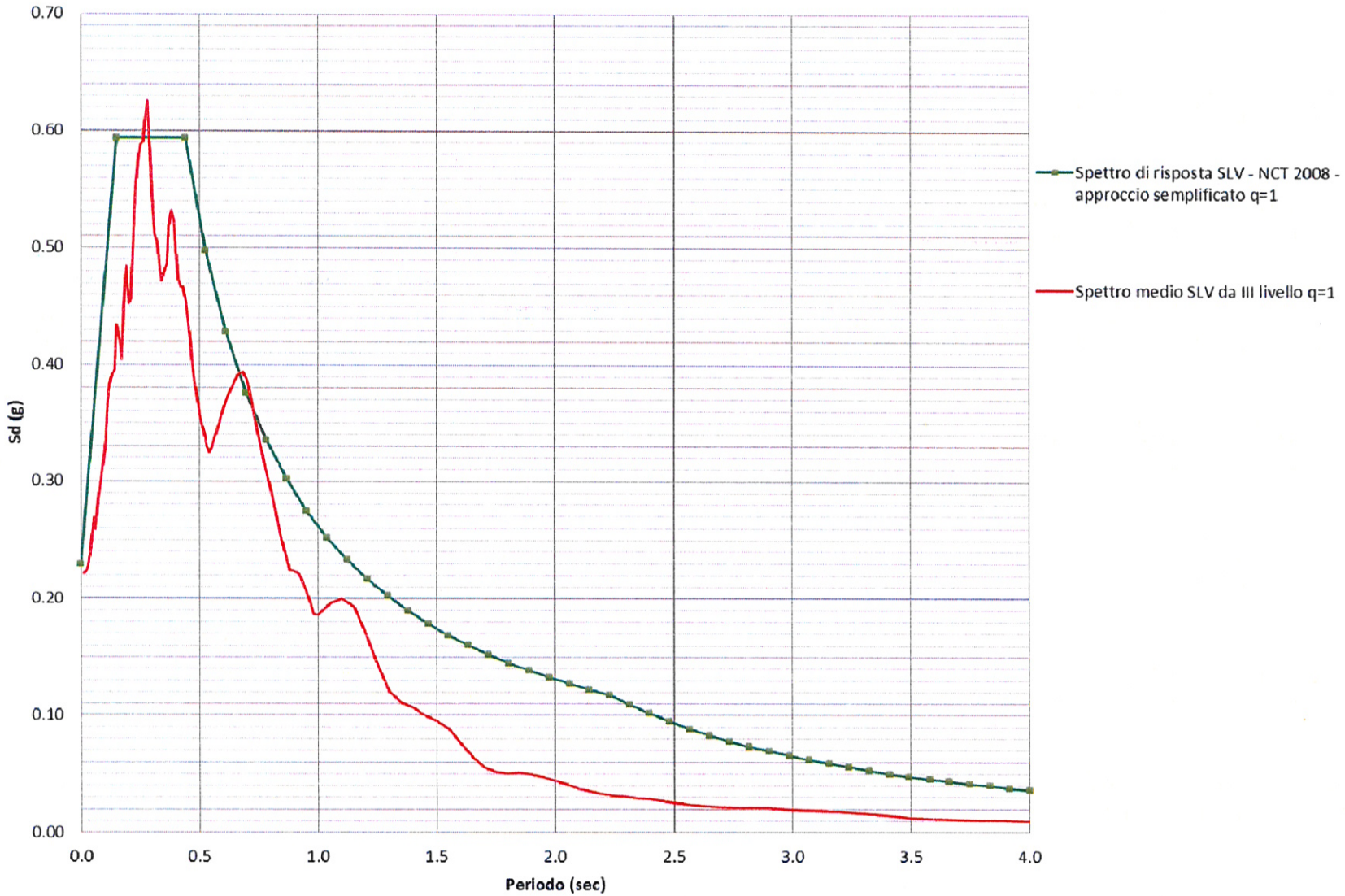
Nella TAV. 5 viene confrontato lo spettro in accelerazione, risultante dalla media dei tre spettri relativi agli accelerogrammi di input, e lo spettro elastico di progetto SLV (N.C.T. 3.2.3.5) ottenuto mediante il foglio di calcolo del Ministero dei Lavori Pubblici riferito alla probabilità di superamento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

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

Vn = 50
Classe d'uso = II
Coefficiente d'uso = 1,0
Categoria di sottosuolo = C
Categoria topografica = T1
Smorzamento = 5 %
Fattore di struttura = 1

Studio Geologico Associato GEO-PROBE Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

TAV. 5– Spettri di risposta



Studio Geologico Associato GEO-PROBE

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

12. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE

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

Come evidenziato in precedenza nell'area indagata, i terreni del primo sottosuolo, al di sotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato e/o di riporto sono caratterizzati dalla presenza di limi argillosi e sabbiosi di consistenza da plastica a plastico dura, sostituiti da una profondità variabile mediamente da 1,20 m a 2,00 m circa, e per circa 1,00÷1,20 m, da sabbie variabilmente limose di addensamento da scarso a medio in totale saturazione idrica, a loro volta sopportate da limi argillosi di consistenza da plastica a plastico molle.

Di seguito, utilizzando i parametri di resistenza meccanica misurati nel corso dell'indagine, si verifica la capacità portante dei suddetti terreni ipotizzando la presenza di un sistema fondale diretto nastriforme attestato sia all'interno dei limi argillosi, appartenenti alla unità geotecnica A, che alle sottostanti sabbie variabilmente limose (unità geotecnica B).

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

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

$$Ed \leq Rd$$

dove:

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

Rd: valore di progetto della resistenza del terreno.

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

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

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

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

Studio Geologico Associato GEO-PROBE

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

Studio Geologico Associato GEO-PROBE

dove:

γ' = peso di volume del terreno posto al disotto della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

$N\gamma$; Nc; Nq = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

c' = coesione del terreno;

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

$s\gamma$; sc; sq = fattori di forma della fondazione;

$d\gamma$; dc; dq = fattori di profondità della fondazione;

$i\gamma$; ic; iq = fattori inclinazione carico sulla fondazione;

$g\gamma$; gc; gq = fattori dipendenti dall'inclinazione del terreno;

$b\gamma$; bc; bq = fattori dipendenti dall'inclinazione della fondazione;

$z\gamma$; zc; zq = fattori correzione sismico inerziale;

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

γR = coefficiente parziale per la verifica agli stati ultimi di fondazioni superficiali.

12.A Terreni limo argillosi

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 (φ) 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:

$$Cu = \frac{qc_m - \sigma' vo}{Ncp}$$

dove:

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

σ'_{VO} = tensione verticale efficace;

Ncp = 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:

$$Rd = (cud \bullet Nc \bullet sc \bullet zc + q) \bullet rg/\gamma R$$

dove:

cu*d* = coesione non drenata di progetto;

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

☞

Studio Geologico Associato GEO-PROBE Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

s_c = fattore di forma delle fondazioni;

z_c = fattore correzione sismico inerziale;

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

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

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

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

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

Tabella 6.2.II

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

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

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

$$z_c = 1 - 0{,}32 \bullet k_h$$

dove:

kh = coefficiente sismico orizzontale.

Per un valore di kh pari a 0,055, si ottiene un valore di zc pari a 0,982.

☞

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

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

Tabella 6.4.I

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

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

Fondazione diretta nastriforme (B < 2,00 m)

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

cu*k* = 50 kN/m^2;
cu*d* = 35,7 kN/m^2;
zc = 0,982;
sc = 1,0;
q = 19,0 kN/m^2;
rg = 1,0;
$\gamma_R = 1,8$.

Rd = (35,7 • 5,14 • 0,982 • 1,0 + 19,0) • 1,0/1,8 = 110,6 kN/m^2

- Approccio 2 (A1+M1+R3)

cu*k* = 50 kN/m^2;
cu*d* = 50,0 kN/m^2;
zc = 0,982;
sc = 1,0;
q = 19,0 kN/m^2;
rg = 1,0;
$\gamma_R = 2,3$.

Rd = (50,0 • 5,14 • 0,982 • 1,0 + 19,0) • 1,0/2,3 = 118,0 kN/m^2

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

Studio Geologico Associato GEO-PROBE

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

12.B Sabbie limose

In presenza di terreni prevalentemente incoerenti la verifica della capacità portante degli stessi viene eseguita ponendo la coesione uguale a zero e la resistenza al taglio viene affidata solamente all'angolo di attrito interno del terreno.

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:

$$Rd = (1/2 \bullet \gamma' \bullet B \bullet N\gamma \bullet z\gamma \bullet S\gamma + q' \bullet Nq \bullet zq \bullet Sq) \bullet rg/\gamma R$$

dove:

$N\gamma$; Nq = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

$S\gamma$; Sq = fattori di forma della fondazione; pari rispettivamente a $1-0{,}4 \bullet (B/L)$ e $1+ (B/L) \bullet tg\ \varphi$, con φ = angolo di attrito interno del terreno;

γ' = peso dell'unità di volume del terreno;

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

B = larghezza della fondazione, assunta unitaria;

$z\gamma$; zq = fattori correzione sismico inerziale;

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

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

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

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

☞

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

Tabella 6.2.II

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

Il valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio del terreno ($\varphi'k$), trovandoci in presenza di una fondazione rigida cui è associata un importante volume significativo di terreno, è definito come il 5° percentile della media dei dati delle verticali indagate nel volume di influenza (distribuzione di Student), al quale viene applicato il coefficiente M1 o M2 previsto dalla Normativa per ottenere il valore di $\varphi'd$.

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma vengono introdotti i fattori correttivi z ottenuti dalle formule:

$$zq = (1 - kh/tg\varphi)^{0,35}$$

$$z_\gamma = zq$$

dove:

kh = coefficiente sismico orizzontale.

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

Tabella 6.4.I

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

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

Studio Geologico Associato GEO-PROBE

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

Fondazione diretta nastriforme (B < 2,00 m)

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

$\varphi'k = 31°$;
$\varphi'd = 25,7°$;
$z\gamma = zq = 0,958$;
$\gamma' = 8,5$ kN/m^2;
$q = 19,0$ kN/m^2;
$rg = 1,0$;
$N\gamma = 12,01$;
$Nq = 11,48$.

$$Rd = (0,5 \bullet 8,5 \bullet 1,0 \bullet 12,01 \bullet 0,958 + 19,0 \bullet 11,48 \bullet 0,958) \bullet 1,0/1,8 = 143,3 \text{ kN/m}^2$$

- Approccio 2 (A1+M1+R3)

$\varphi'k = 31°$;
$\varphi'd = 31°$;
$z\gamma = zq = 0,967$;
$\gamma' = 8,5$ kN/m^2;
$q = 19,0$ kN/m^2;
$rg = 1,0$;
$N\gamma = 25,99$;
$Nq = 20,63$.

$$Rd = (0,5 \bullet 8,5 \bullet 1,0 \bullet 25,99 \bullet 0,967 + 19,0 \bullet 20,63 \bullet 0,967) \bullet 1,0/2,3 = 211,2 \text{ kN/m}^2$$

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

Studio Geologico Associato GEO-PROBE Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

13. CONSIDERAZIONI FINALI

L'area in esame si ubica ad una quota media di 17,00 m s.l.m., in un settore deposizionale della bassa Pianura Padana pressoché pianeggiante, caratterizzato da moderate ondulazioni che degradano progressivamente verso Nord.

La litologia del primo sottosuolo al tetto, al disotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato e/o di riporto dello spessore medio di 0,40÷0,80 m, risulta inizialmente caratterizzata dalla presenza di limi argillosi e sabbiosi di colore marrone, di consistenza da plastica a plastico dura ed umidità scarsa.

A partire da una profondità media di 1,20÷2,00 m, e sino a circa 2,40÷2,80 m, si evidenziano delle sabbie variabilmente limose di colore nocciola, di addensamento da scarso a medio in totale saturazione idrica, con sottili intercalazioni limo argillose di consistenza da plastico tenera a plastica.

Sotto si alternano dei limi argillosi e/o viceversa, di colore grigio marrone di consistenza da plastico molle a plastica ed umidità molto elevata che, alle profondità di 4,00÷4,40 m e di 9,90÷10,40 m, inglobano orizzonti sabbiosi variabilmente limosi di addensamento da scarso a medio.

Da una profondità media di 11,40÷12,40 m prevalgono dei limi argillosi e/o viceversa di consistenza da plastica a plastico dura.

Suddetti litotipi sono sopportati da sabbie limose di addensamento da medio scarso ad elevato, con intercalazioni argilloso limose di consistenza plastica, plastico dura il cui tetto è stato evidenziato ad una profondità media di 19,70÷20,20 m dal p.c. attuale.

I suddetti terreni sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica di superficie il cui livello statico, alla data di esecuzione dell'indagine, rispetto al p.c. è stato misurato a partire dalla profondità di 1,90÷2,00 m, quote presumibilmente soggette a variazioni stagionali.

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica è possibile distinguere il terreno secondo le unità geotecniche indicate nella tabella successiva.

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	qc MPa	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)	Dr (%)
	da	a						
0	0,00	0,40÷0,80	P/R	-	-	-	-	-
A	0,40÷0,80	1,20÷2,00	LAS	0,9÷2,5	19,0÷19,4	45÷118	0	0
B	1,20÷2,00	2,40÷2,80	S/SL	1,5÷3,7	8,0÷8,5	0	33÷36	31÷47
C	2,40÷2,80	11,60÷12,40	LA/AL	0,4÷1,5	8,7÷9,2	20÷75	0	0
C1	4,00÷4,40	4,80÷5,40	SL/LS	1,9÷4,6	8,0÷8,5	0	30÷35	15÷47
C2	9,90÷11,20	10,80÷11,40	SL/LS	1,0÷3,5	8,0÷8,5	0	28÷31	15÷25
D	11,40÷12,40	19,70÷20,20	AL	1,0÷2,8	9,0÷9,4	50÷127	0	0

☞

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

I terreni che caratterizzano il primo sottosuolo al p.c. presentano una Vs30 pari a 188 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria C, che comprende "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15<N_{SPT30}<50 nei terreni a grana grossa e 70<Cu_{30}<250 kPa nei terreni a grana fine")*.

Nell'area di progetto le valutazioni analitiche hanno espresso un Indice del potenziale di Liquefazione compreso tra 0,14 e 0,42 traducibile in altri termini in un rischio di liquefazione "Basso".

La modellazione della risposta sismica locale ha consentito di determinare i valori del Fattore di Amplificazione (F.A.), in termini di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA_0) e di intensità spettrale (IS).

Dalle funzioni di amplificazione ricavate dalle elaborazioni risulta che la frequenza fondamentale assume un valore di circa 0,2 Hz, ed il relativo fattore di amplificazione (FA) risulta compreso tra 2,17 e 2,20, mentre il fattore di amplificazione (F.A.), in termini di intensità spettrale (IS), per periodi propri del sito (T_0) compresi tra 0,1 e 0,5 sec varia da 1,00 a 1,02 sec, e per periodi compresi tra 0,5 e 1,0 sec varia da 1,53 a 1,61 sec.

I terreni limo argillosi appartenenti all'unità geotecnica A , nel caso di un sistema fondale diretto nastriforme, non considerando la superficie efficace dello stesso, consentono valori di resistenza di progetto dell'ordine di 110,6 kN/m^2 nel caso di verifica mediante "Approccio 1 Combinazione 2" e dell'ordine di 118,0 kN/m^2 nel caso di "Approccio 2", mentre le sottostanti sabbie limose (unità geotecnica B), sempre per le stesse condizioni, consentono valori di resistenza di progetto dell'ordine di 143,3 kN/m^2 nel caso di verifica mediante "Approccio 1 Combinazione 2" e dell'ordine di 211,2 kN/m^2 nel caso di "Approccio 2".

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

Casalecchio di Reno, 15 Novembre 2013

ORDINE DEI GEOLOGI REGIONE EMILIA ROMAGNA
DOTT. GRAZIANO GRIMANDI
Ordine Geologi Emilia-Romagna
GEOLOGO
SEZIA
N. 407 ALBO P.

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

ALLEGATI

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

Indagine geognostica

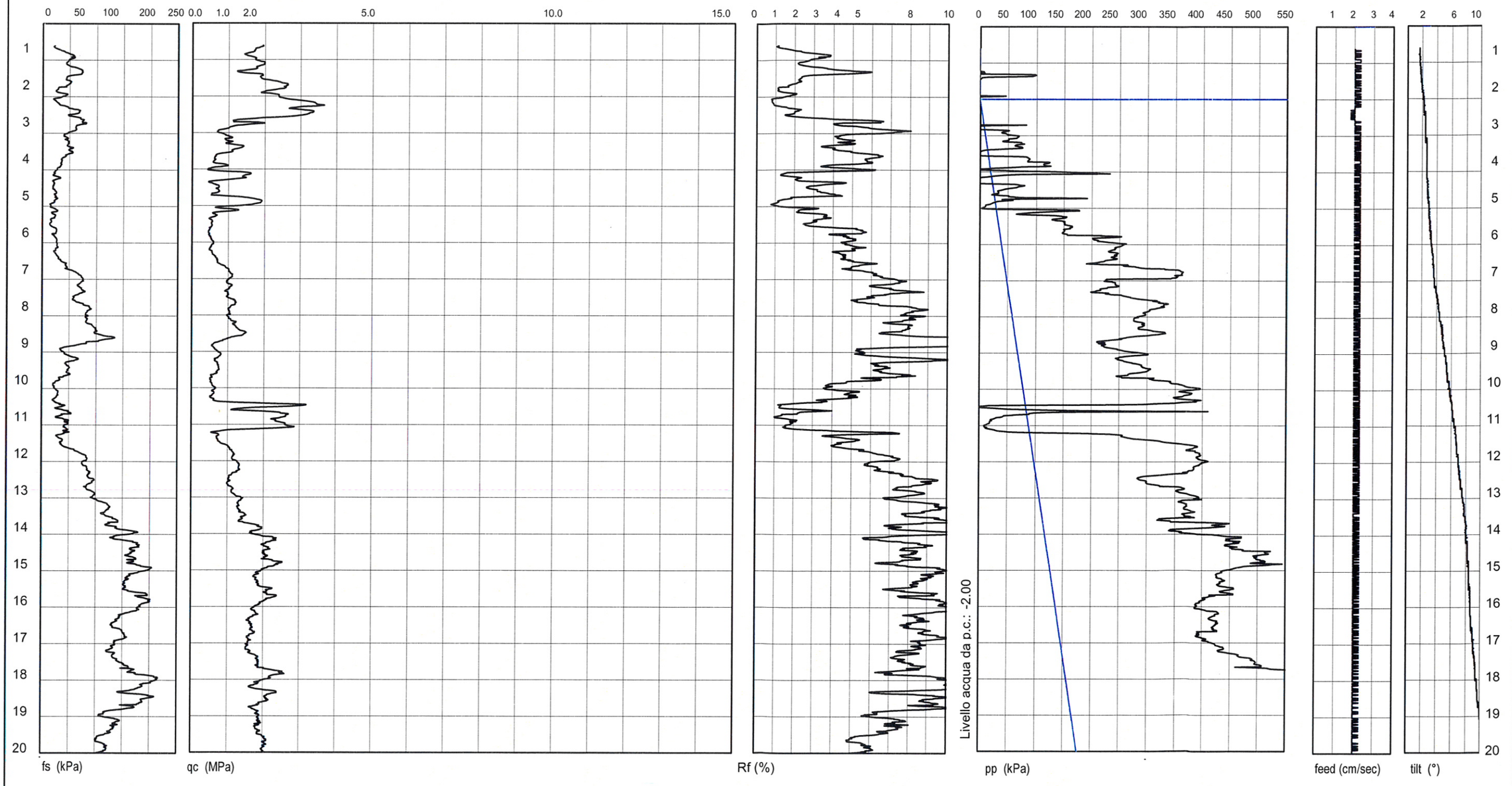
GEO-PROBE S.r.l.
Indagini Geognostiche
40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimarosa, 119 – Tel. 051/61.33.072

C P T U (piezo cone penetration test) N. 1

Rapporto di Prova N. 13.0660/RSP

Committente : Sig. Alberghini Berta
Località : Pieve di Cento (BO) Cantiere: via Pradole
Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MH261 - Penetrometro da 200 kN
Note: ---

Quota : ---
Preforo : 0.60 cm
Data Prova : 31/10/2013
Codice Lavoro : 2013.155



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	**13.0660/RSP**	0	31/10/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

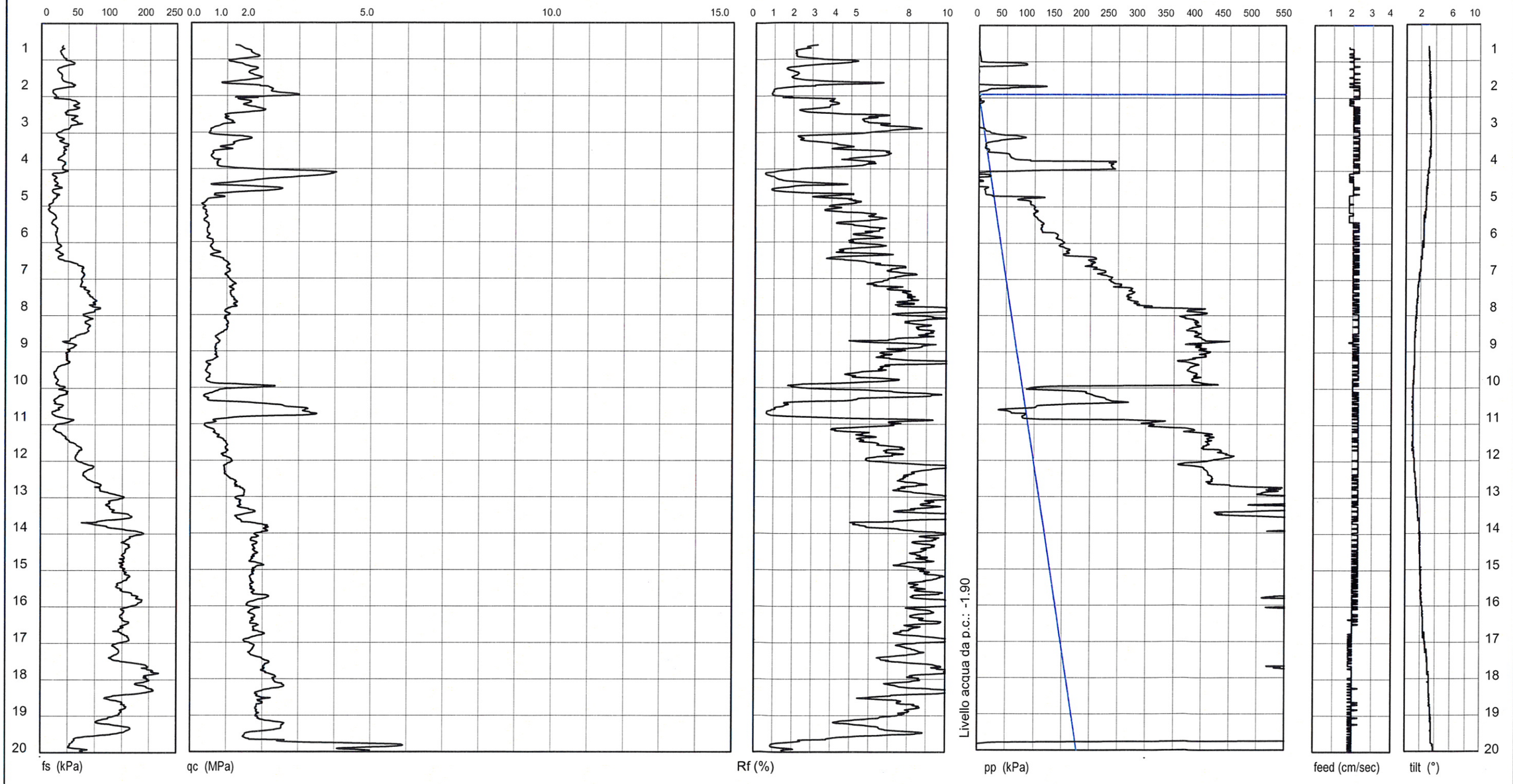
GEO-PROBE S.r.l.
Indagini Geognostiche
40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimarosa, 119 – Tel. 051/61.33.072

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

Rapporto di Prova N. 13.0662/RSP

Committente : Sig. Alberghini Berta
Località : Pieve di Cento (BO) Cantiere: via Pradole
Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MH261 - Penetrometro da 200 kN
Note: ---

Quota : ---
Preforo : 0.60 cm
Data Prova : 31/10/2013
Codice Lavoro : 2013.155



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	**13.0662/RSP**	0	31/10/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

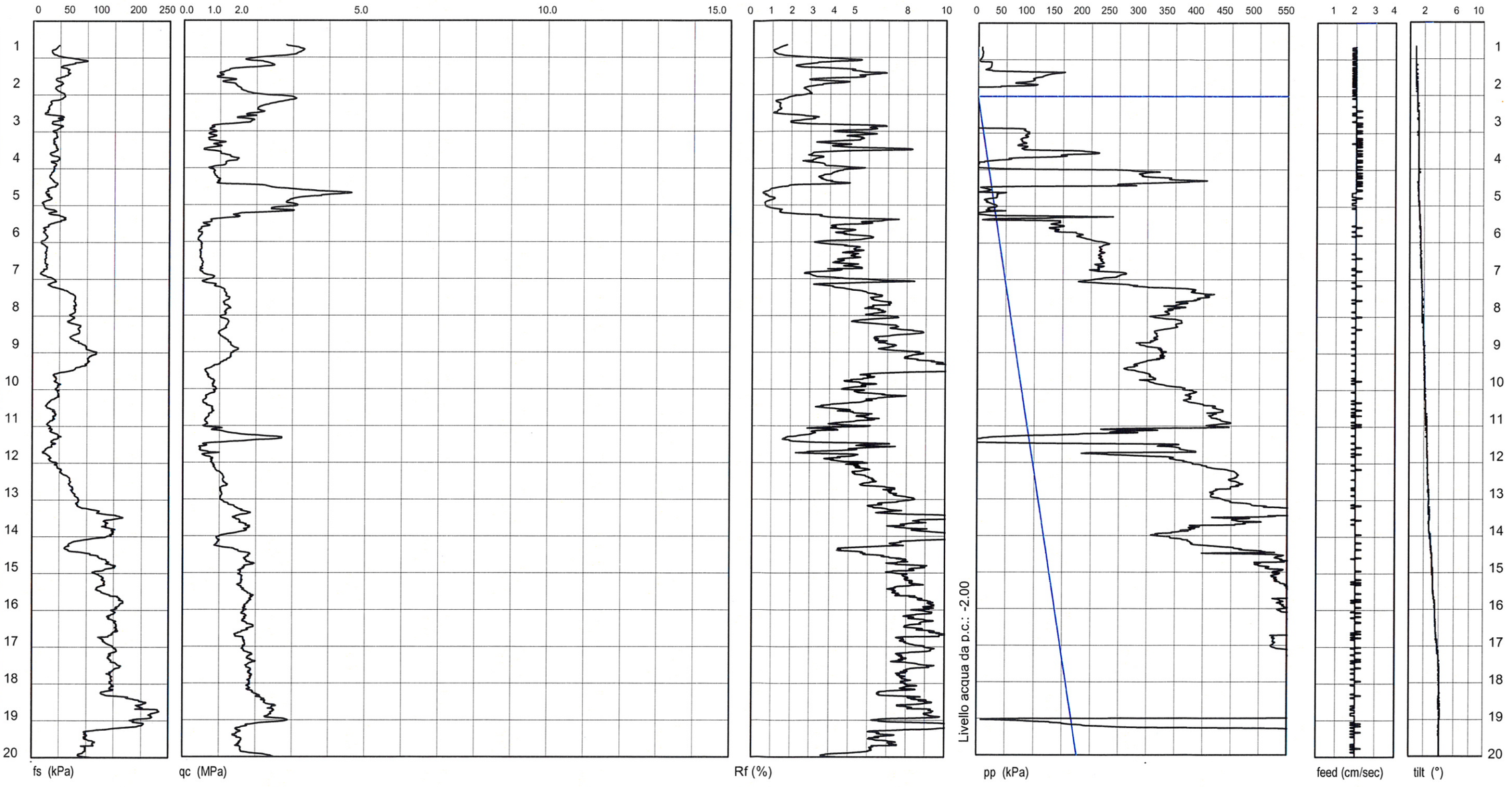
GEO-PROBE S.r.l.
Indagini Geognostiche
40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimarosa, 119 – Tel. 051/61.33.072

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

Rapporto di Prova N. 13.0667/RSP

Committente : Sig. Alberghini Berta
Località : Pieve di Cento (BO) Cantiere: via Pradole
Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MH261 - Penetrometro da 200 kN
Note: ---

Quota : ---
Preforo : 0.65 cm
Data Prova : 31/10/2013
Codice Lavoro : 2013.155



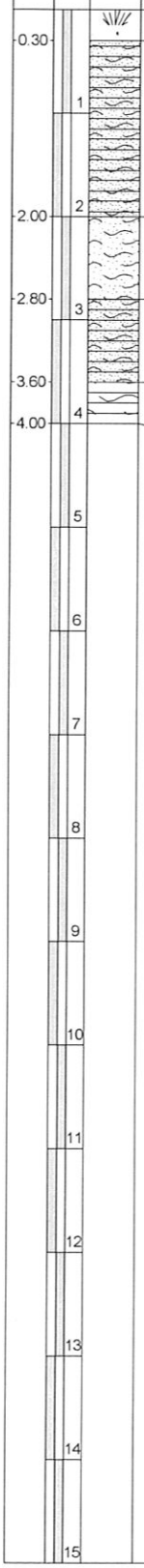
Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	**13.0667/RSP**	0	31/10/2013	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

MOD.0_RSP_STRAT (Rev. 0 del 12/09)

GEO-PROBE s.r.l.
Indagini Geognostiche
40033 CASALECCHIO DI RENO (BO)
Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

Committente: Sig.ra Alberghini Berta	Quota: --	Rap. Pr. N°13.0669/RSP	
Località: Pieve di Cento (BO)	Profondità: 4.00 m	Codice Lavoro2013.155	
Cantiere: via Pradole	Data Inizio: 31/10/2013	SONDAGGIO 1	FOGLIO 1/1
Perforazione: Trivellazione a secco d 120 mm	Data Fine: 31/10/2013		
Attrezzatura: Unimog U400L	Il geologo: Dr. Conti		

Procedura di Prova	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data di emissione	Lo Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
--	13.0669/RSP	0	31/10/2013	Dr. Chelli	Dr. L. Conti



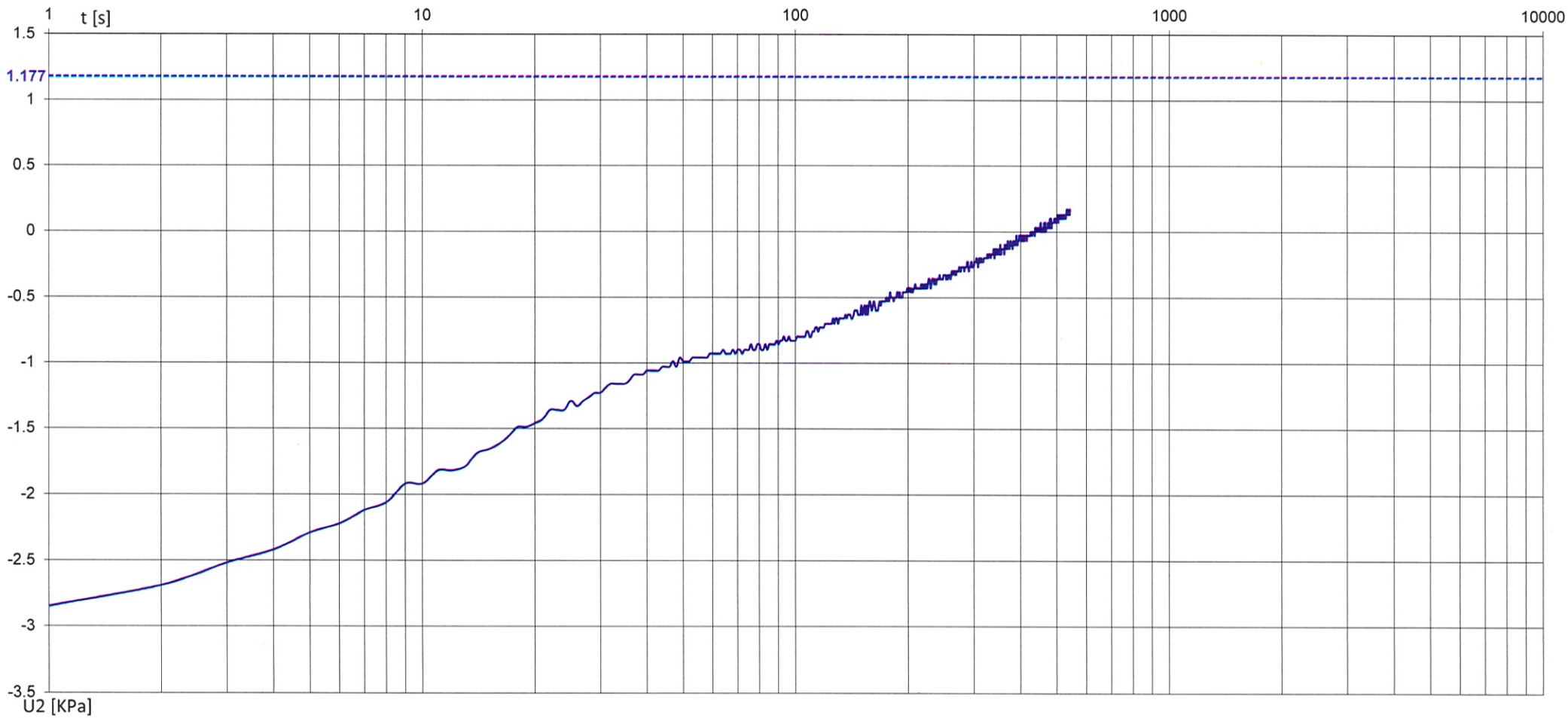
Descrizione stratigrafica	Campioni	Falda	Piezometro Norton
Terreno agrario.			
Limo argilloso sabbioso di colore marrone; terreno a consistenza plastica ed umidità scarsa.			
Limo sabbioso e/o viceversa di colore nocciola; terreno ad addensamento scarso ed umidità da molto elevata alla totale saturazione idrica.		2.00	
Limo argilloso sabbioso di colore grigio marrone; terreno a consistenza plastico molle ed umidità molto elevata.			
Argilla limosa di colore grigio con livelli di alterazione ocracei con resti vegetali; terreno a consistenza plastica ed umidità medio elevata.			

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

CPTU N. 2 DISSIPAZIONE N. 1

Committente : Sig.ra Alberghini Berta
Località : Pieve di Cento (BO) Cantiere: via Pradole
Attrezzatura: Punta Pagani Mod. M261 - Penetrometro da 200 kN
Note: ---

Rapporto di Prova N. 13.0663/RSP
Quota diss. : 2.02 m da p.c.
Falda : 1.90 m da p.c.
Data Prova : 31/10/2013
Codice Lavoro : 2013.155



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	13.0663/RSP	0	31/10/2013	Dr. Marco Chelli	Dr. Luca Conti

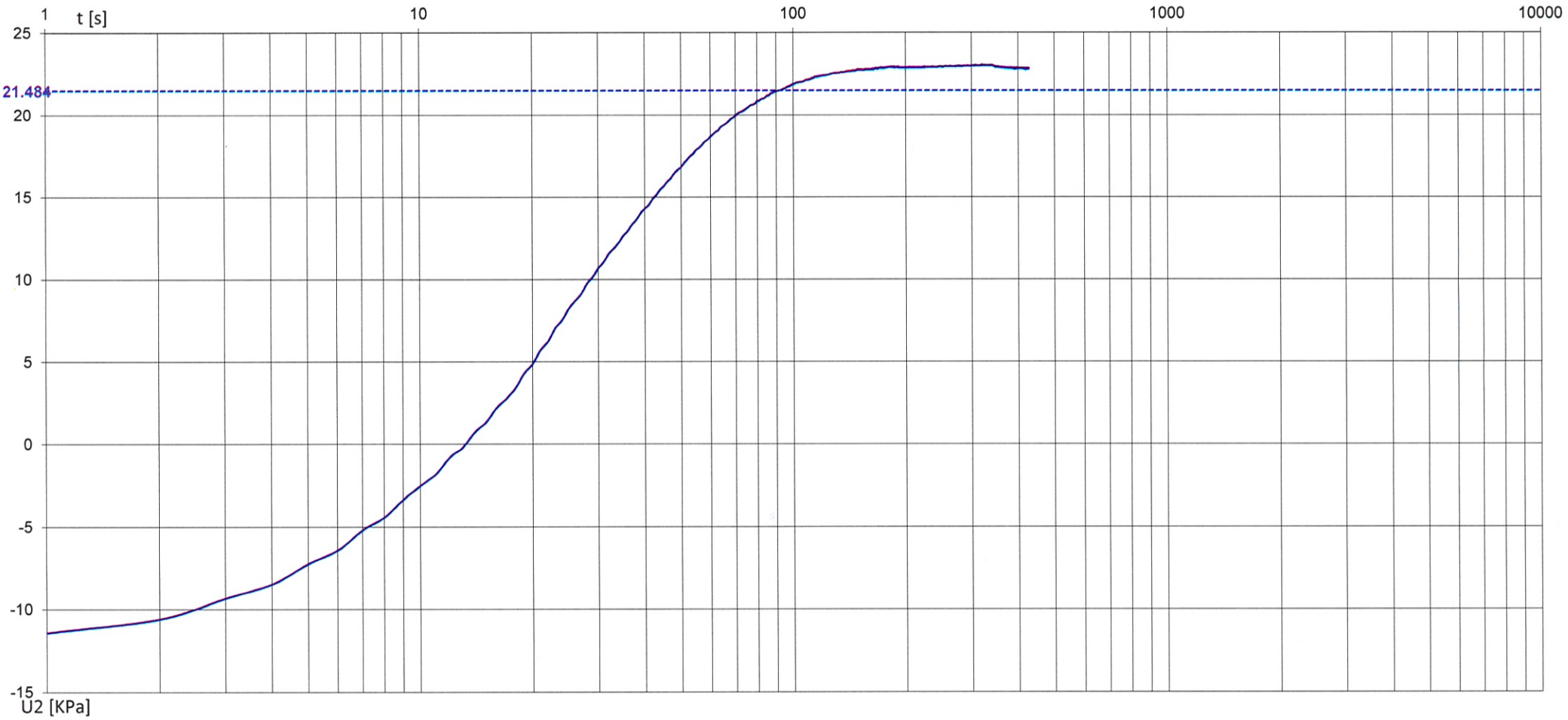
GEO-PROBE S.r.l.
Indagini Geognostiche
40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimarosa, 119 – Tel. 051/61.33.072

CPTU N. 2 DISSIPAZIONE N. 2

Rapporto di Prova N. 13.0664/RSP

Committente : Sig.ra Alberghini Berta
Località : Pieve di Cento (BO) Cantiere: via Pradole
Attrezzatura: Punta Pagani Mod. M261 - Penetrometro da 200 kN
Note: ---

Quota diss. : 4.09 m da p.c.
Falda : 1.90 m da p.c.
Data Prova : 31/10/2013
Codice Lavoro : 2013.155



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	13.0664/RSP	0	31/10/2013	Dr. Marco Chelli	Dr. Luca Conti

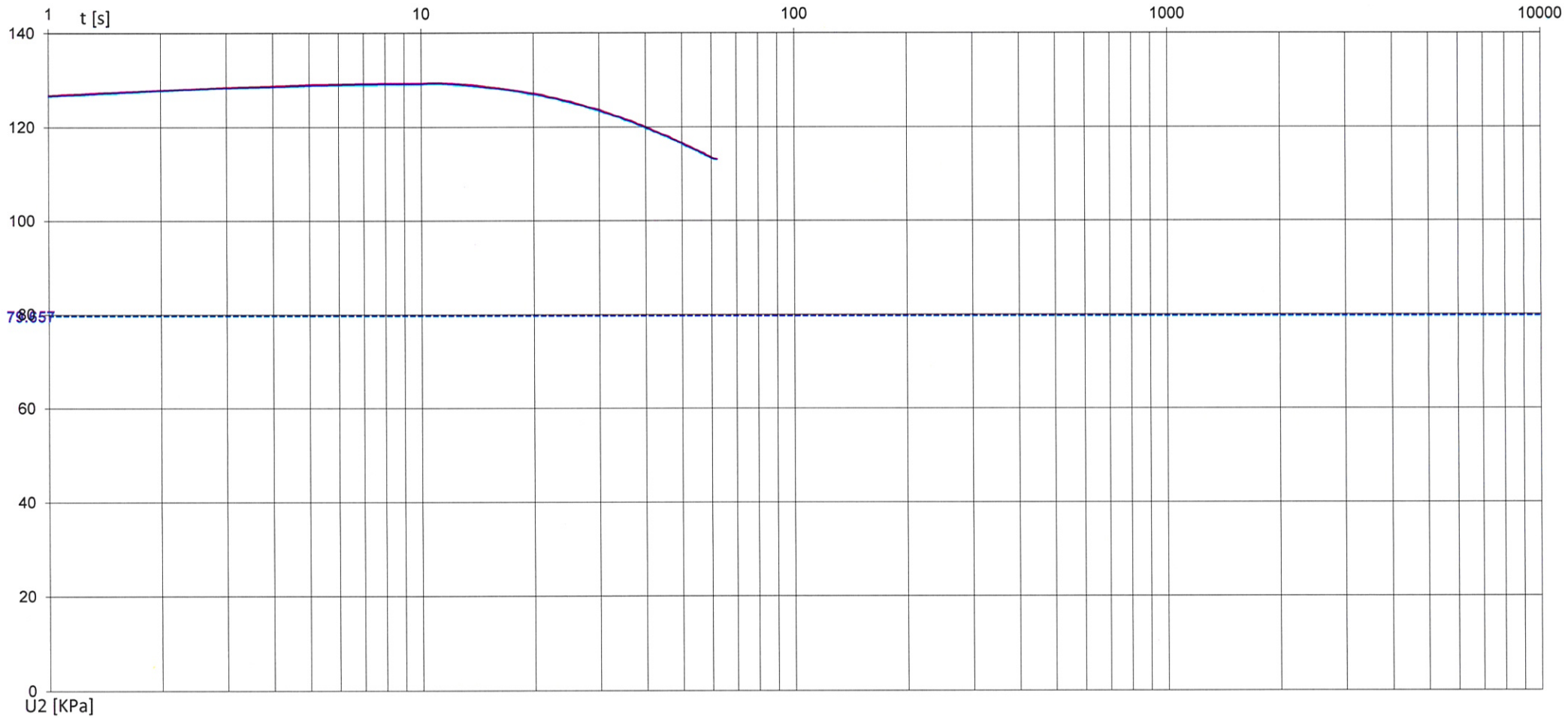
GEO-PROBE S.r.l.
Indagini Geognostiche
40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimarosa, 119 – Tel. 051/61.33.072

CPTU N. 2 DISSIPAZIONE N. 3

Rapporto di Prova N. 13.0665/RSP

Committente : Sig.ra Alberghini Berta
Località : Pieve di Cento (BO) Cantiere: via Pradole
Attrezzatura: Punta Pagani Mod. M261 - Penetrometro da 200 kN
Note: ---

Quota diss. : 10.02 m da p.c.
Falda : 1.90 m da p.c.
Data Prova : 31/10/2013
Codice Lavoro : 2013.155



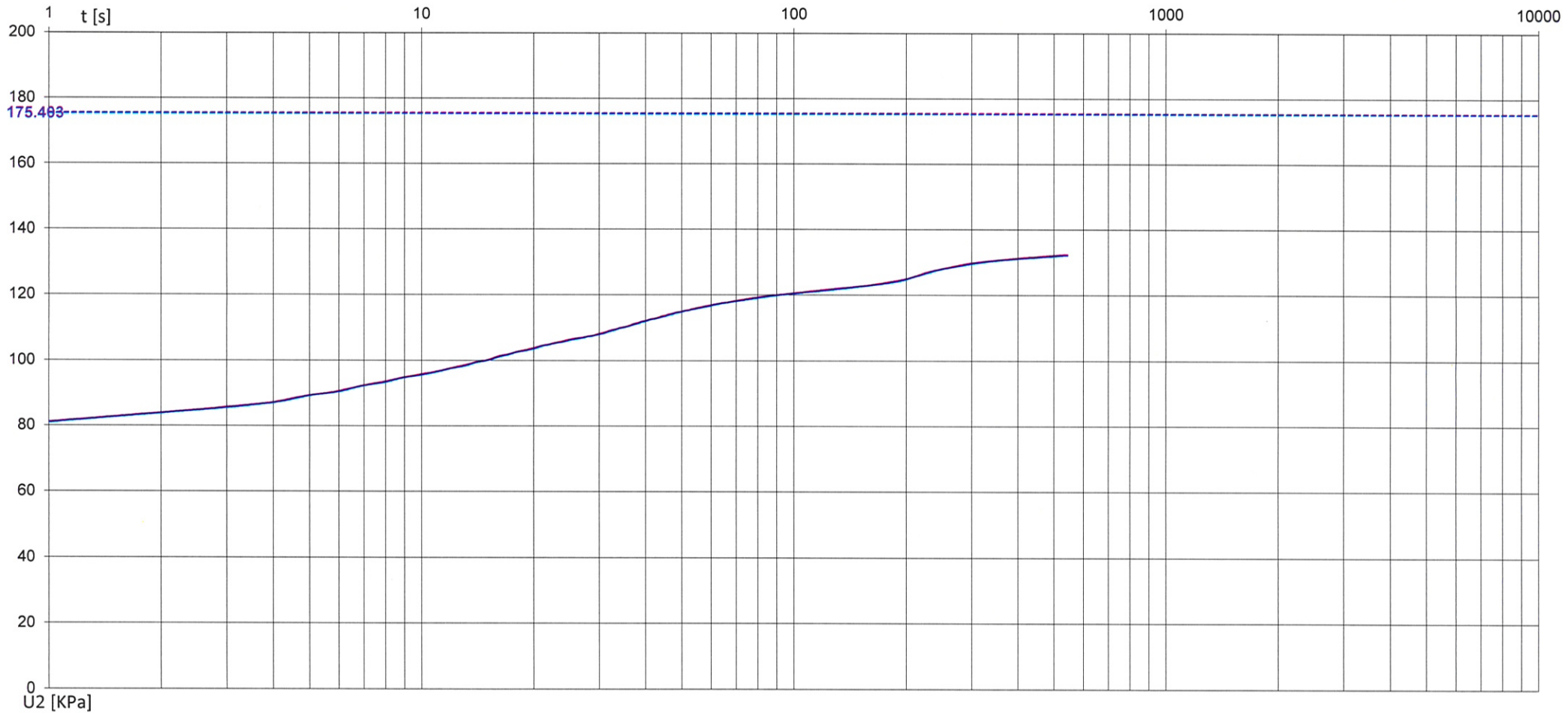
Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	13.0665/RSP	0	31/10/2013	Dr. Marco Chelli	Dr. Luca Conti

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

CPTU N. 2 DISSIPAZIONE N. 4

Committente : Sig.ra Alberghini Berta
Località : Pieve di Cento (BO) Cantiere: via Pradole
Attrezzatura: Punta Pagani Mod. M261 - Penetrometro da 200 kN
Note: ---

Rapporto di Prova N. 13.0666/RSP
Quota diss. : 19.78 m da p.c.
Falda : 1.90 m da p.c.
Data Prova : 31/10/2013
Codice Lavoro : 2013.155



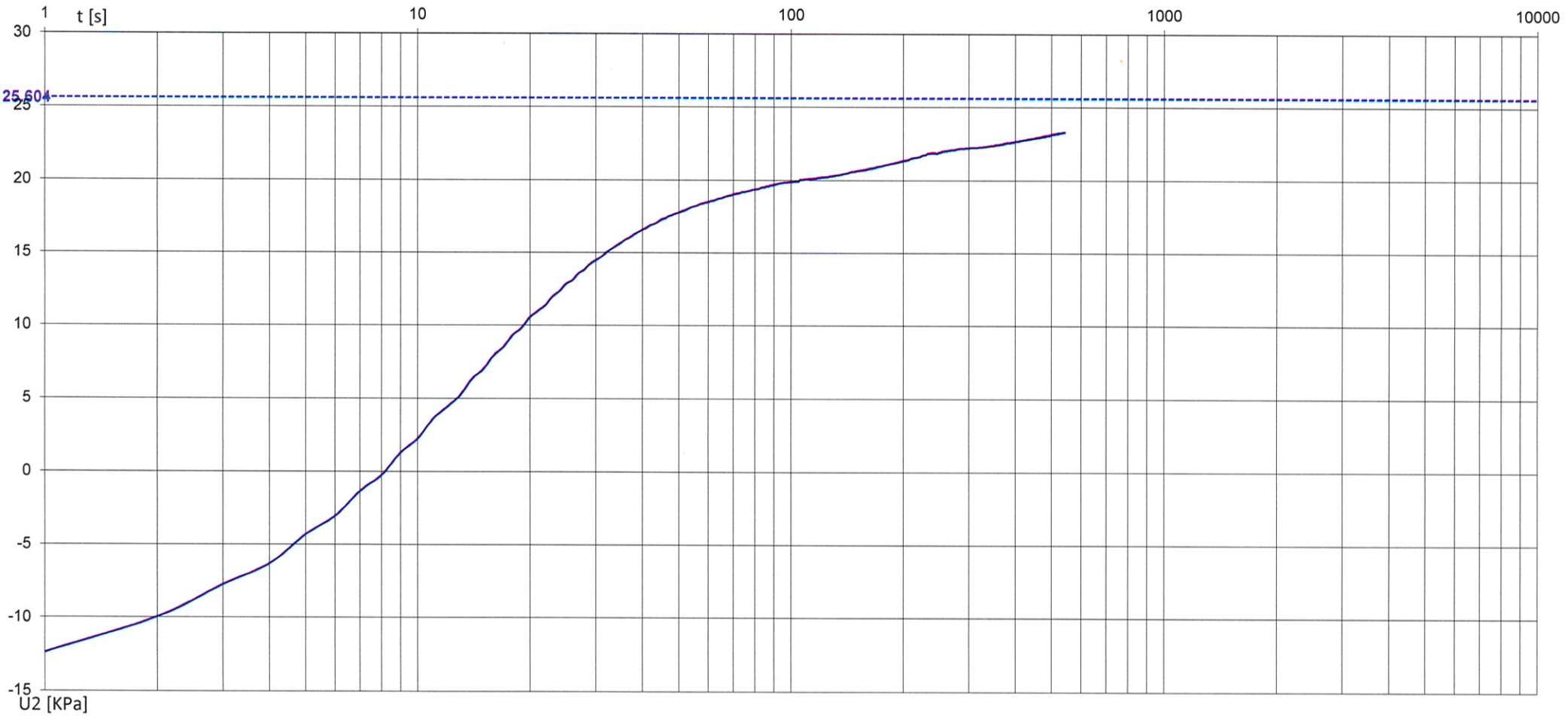
Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	13.0666/RSP	0	31/10/2013	Dr. Marco Chelli	Dr. Luca Conti

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

CPTU N. 3 DISSIPAZIONE N. 1

Committente : Sig.ra Alberghini Berta
Località : Pieve di Cento (BO) Cantiere: via Pradole
Attrezzatura: Punta Pagani Mod. M261 - Penetrometro da 200 kN
Note: ---

Rapporto di Prova N. 13.0668/RSP
Quota diss. : 4.61 m da p.c.
Falda : 2.00 m da p.c.
Data Prova : 31/10/2013
Codice Lavoro : 2013.155



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	13.0668/RSP	0	31/10/2013	Dr. Marco Chelli	Dr. Luca Conti

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

Indagine sismica

Comune di Pieve di Cento

RELAZIONE SISMICA

Indagine sismica con metodologia MASW per la valutazione del parametro V_{S30} in un'area situata in Via Pradole a Pieve di Cento (BO)

Committente: Geo-Probe S.r.l.

Novembre 2013

Geologo Mirko Sita
Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa (BO)
Cell. 349.4515174 – E-mail: info@mirkosita.it – Web: www.mirkosita.it
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

INDICE:

1. INTRODUZIONE 2

2. METODOLOGIA MASW 4

2.1 DESCRIZIONE 4
2.2 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA E PARAMETRI DI ACQUISIZIONE DATI 4
2.3 ELABORAZIONE DATI 6
2.4 INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI 7

3. INDICAZIONE DELLE FREQUENZE DI RISONANZA DEL TERRENO 9

4. INDICAZIONE DEL SUBSTRATO SISMICO 10

5. VALUTAZIONE DEL PARAMETRO VS30 11

6. CONCLUSIONI 12

1. INTRODUZIONE

Su incarico della ditta Geo-Probe S.r.l. è stata redatta la presente relazione riportante i risultati ottenuti da un profilo sismico con metodologia MASW e da due registrazioni del rumore sismico ambientale (microtremori) eseguiti dallo scrivente in data 8 Novembre 2013 in un'area situata in Via Pradole a Pieve di Cento (BO).

Lo scopo dell'indagine, su richiesta della stessa Geo-Probe S.r.l., è consistito nella ricostruzione delle velocità delle onde di taglio V_S in profondità e nella conseguente determinazione del parametro V_{S30} al fine di classificare il suolo di fondazione del sito in accordo con la normativa vigente:
Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (14/01/2008): *Norme tecniche per le costruzioni* (G.U. n. 29 del 04/02/2008) – Suppl. Ordinario nº 30

L'area di intervento è ubicata nell'Elemento *Pieve di Cento* n° 202082 della Carta Tecnica Regionale alla scala 1:5.000.

L'ubicazione dello stendimento e dei punti di registrazione dei microtremori è indicata in Tavola 1 di seguito riportata.

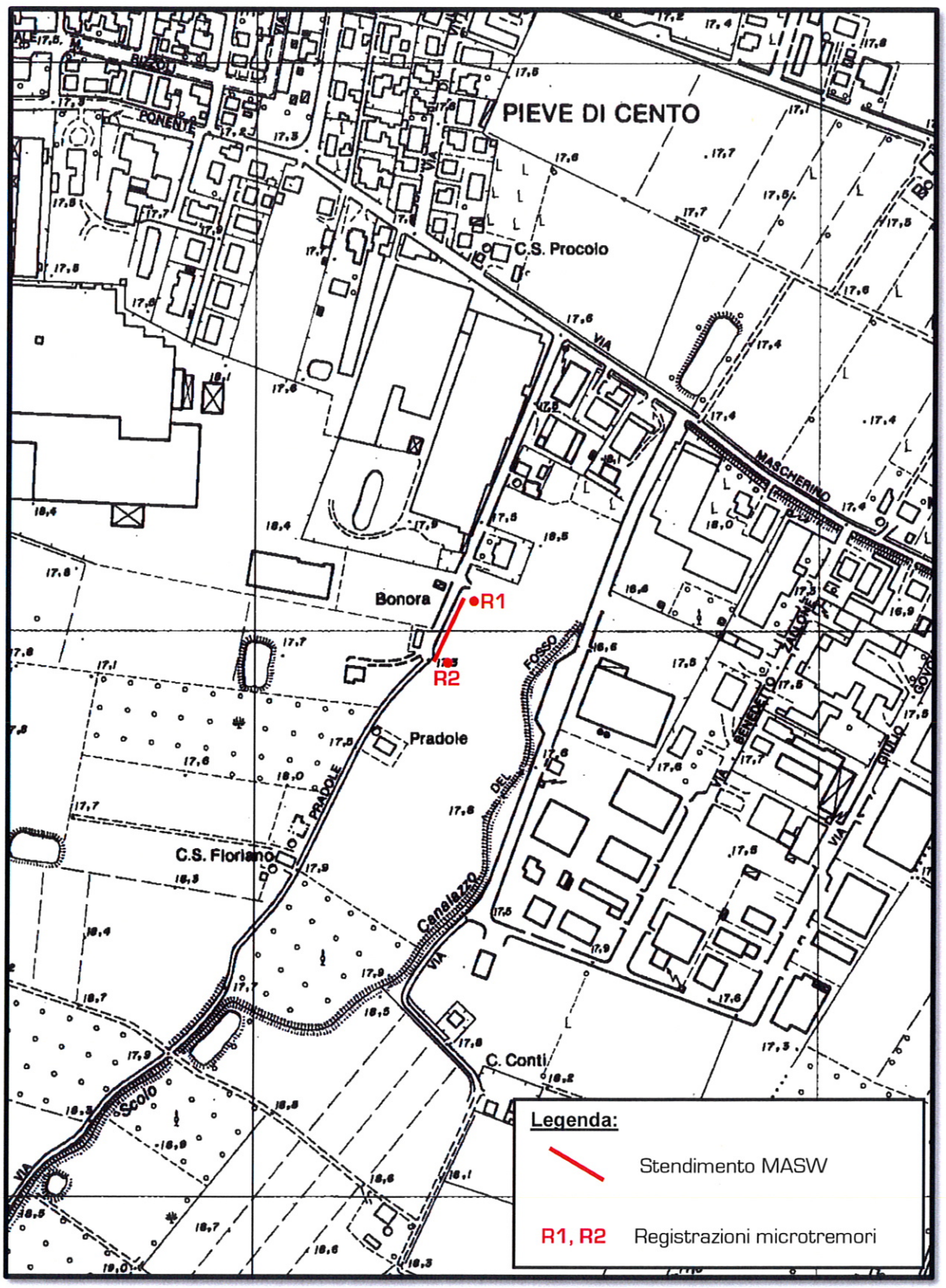


TAVOLA 1: Estratto dalla Carta Tecnica Regionale, Elemento *Pieve di Cento* n° 202082 - Scala 1:5.000

2. METODOLOGIA MASW

2.1 DESCRIZIONE

L'indagine sismica di tipo MASW *(multichannel analysis of surface waves)* è una tecnica di analisi del sottosuolo che sfrutta la propagazione delle onde superficiali nel terreno per determinare l'andamento della velocità delle onde S.

La registrazione avviene utilizzando la strumentazione classica per le indagini sismiche a rifrazione, ovvero tramite uno stendimento lineare composto da geofoni posti a distanza fissa tra loro. Per il seguente lavoro è stato effettuato il metodo attivo, ovvero le onde superficiali sono state prodotte da una sorgente impulsiva sul piano campagna.

Per migliorare la qualità dei dati si è aumentato il rapporto segnale/rumore producendo più energizzazioni e sommandole tra loro in quel processo che viene comunemente chiamato *stacking*.

2.2 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA E PARAMETRI DI ACQUISIZIONE DATI

La strumentazione ed i parametri utilizzati per l'acquisizione dei dati in campagna vengono sinteticamente indicati di seguito:

- Sorgente: mazza da 8 kg
- Numero di battute efficaci: 5
- Distanza sorgente dal primo geofono: 5 m
- Geofoni: verticali con frequenza propria di 4.5 Hz
- Numero di geofoni: 15
- Distanza intergeofonica: 3 m
- Lunghezza dello stendimento: 42 m
- Unità di acquisizione: notebook + sistema sismico digitale multicanale SoilSpy Rosina (caratteristiche tecniche nella pagina seguente)
- Software di acquisizione: SoilSpy Rosina Software
- Frequenza di campionamento: 512 Hz
- Tempo di registrazione: 2 sec

Caratteristiche tecniche di SoilSpy Rosina
Array-PC connection: via USB interface
Geophone-Array connection: bipolar, one for each module
Input impedance: 20 kΩ (12 kΩ attenuated mode)
Dynamic range: from ±3.2 mV to ±665 mV (8 options)
Resolution/Gain: from 0.1 µV/digit to 20 µV/digit (8 options)
Sampling rate: 89 kHz on each channel, sub-sampling through averaging
Data output: 256, 512, 1024 or 2048 Hz on each channel
Conversion: synchronized on each channel
Maximum continuous recording time: limited only by PC memory storage capability
Data transmission: asynchronous bidirectional serial, 1MBaud
Status indicators: LED
Average consumption: 120 mA @256Hz. 130 mA @512Hz. 150 mA @1024Hz
Power supply: 5V. Powered directly from the PC via USB. No external additional batteries
Internal Voltage: +3.3V
Number of channels: 1 for each module, analog band DC-360 Hz
Number of modules: 16 or 32 (16+16). Other combinations on demand
System Size: Single module: 0.053L x 0.063W x 0.022H meters. Cable winder (external rim): 0.370L x 0.30W x 0.220H meters
Weight: ~5 kg included cable winder for the 24 module – 5 m interspace system
Operating environmental conditions: temperature 0-50°C, humidity 0-100%
Storage and transport conditions: temperature –20-60°C, humidity 0-95% without condensation
Impermeability: IP protection index 65 (dust proof, splash proof)
Manifacturer: Micromed S.p.A. - Via Giotto 2 - 31021 - Mogliano Veneto (TV) – Italy

Il valore della velocità delle onde S valutata tramite il metodo MASW risente di un errore strumentale che può essere considerato intorno al 20% del valore stesso. Tale errore, comunque presente anche in un'esecuzione *ad hoc* della prova, deve pertanto essere considerato in fase di attribuzione della categoria di sottosuolo qualora il valore del parametro V_{S30} risultasse prossimo al "valore limite" minore che separa la categoria dentro cui ricade da quella sottostante più cautelativa.

2.3 ELABORAZIONE DATI

Lo *stacking* delle onde, effettuato con il software *SoilSpy Rosina*, ha permesso di ottenere il pacchetto dati mostrato in figura 1, in cui in ogni riga è visibile l'arrivo a ciascun geofono. Il geofono 1 è stato utilizzato come *trigger*.

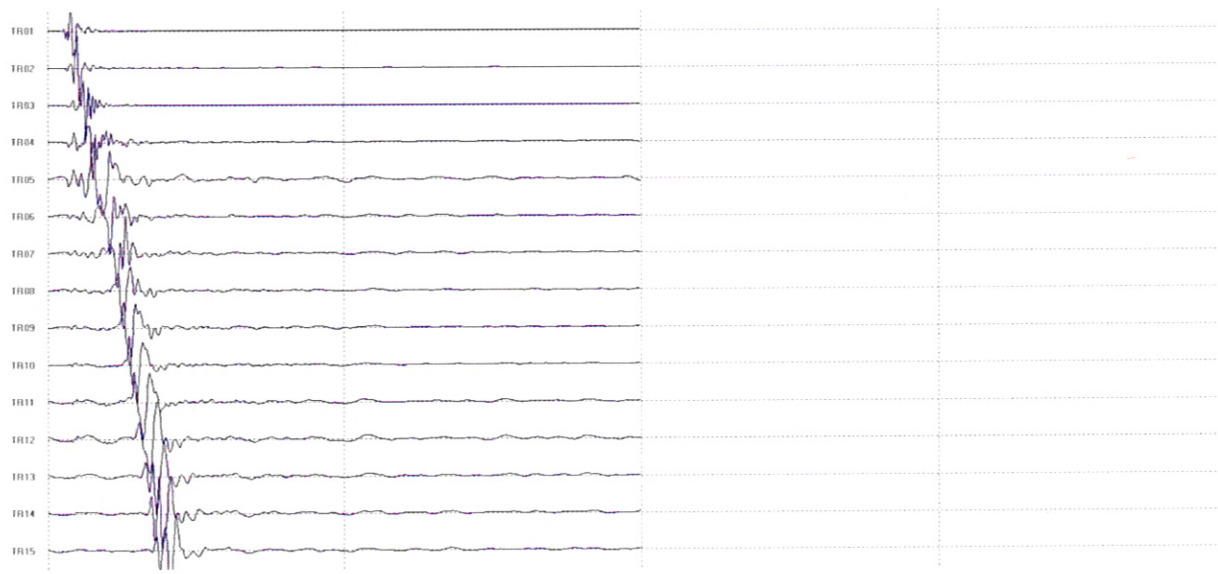


Figura 1: Arrivo delle onde ai vari geofoni a seguito del processo di stacking

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

1. Creazione degli spettri della velocità di fase: dell'intero arrivo delle onde viene scelta una finestra contenente le onde superficiali;
2. Determinazione dello spettro di velocità di fase della finestra scelta;
3. Individuazione della curva di dispersione;
4. Creazione del modello di inversione per la determinazione delle velocità delle onde S.

2.4 INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

La figura 2 mostra lo spettro delle velocità di fase registrato nell'area in oggetto.

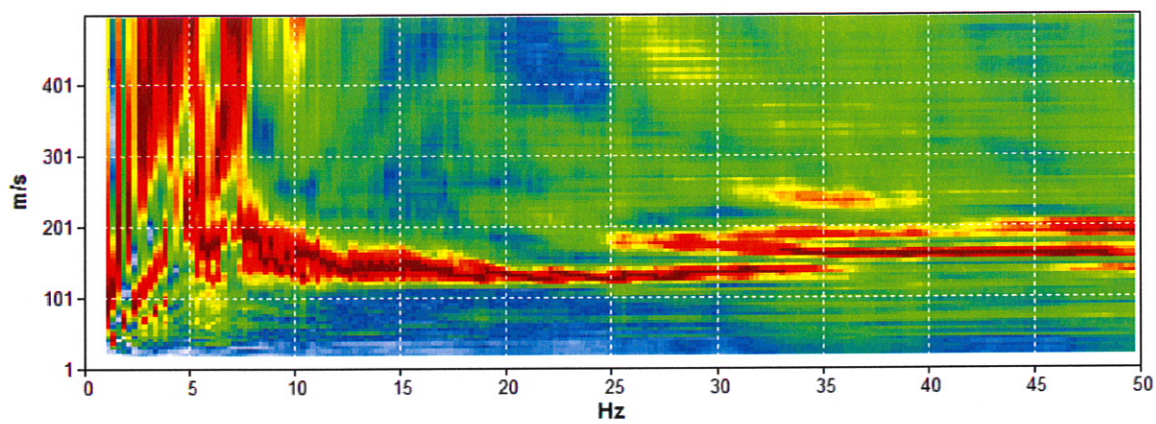


Figura 2: Spettro della velocità di fase rilevato dall'indagine MASW

Dallo spettro di velocità è possibile notare la presenza del modo fondamentale per frequenze superiori a 8 Hz. Si osservano inoltre alcuni salti a modi superiori per frequenze comprese tra 8 Hz e 13 Hz e per frequenze superiori a 25 Hz.

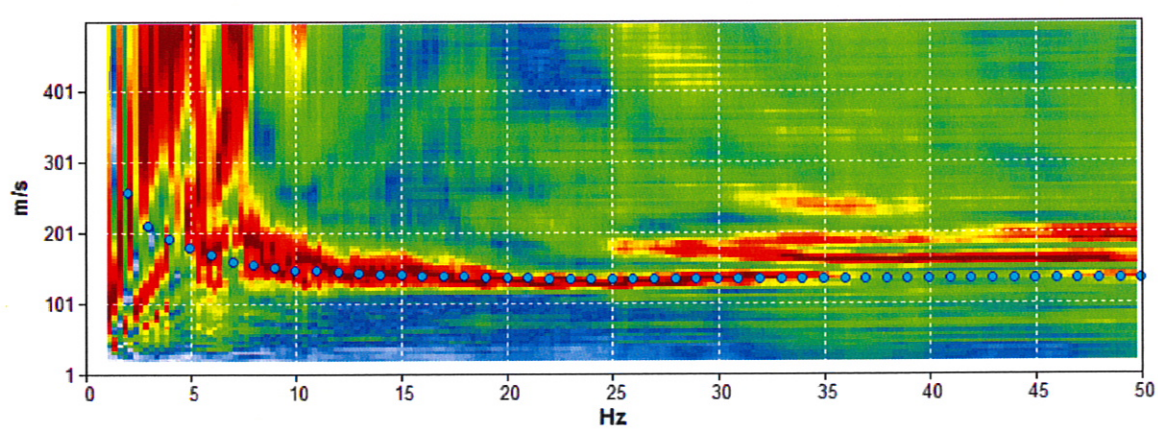


Figura 3: Spettro della velocità di fase rilevato dall'indagine MASW e curva del modello di dispersione

Il processo di inversione effettuato per stimare la velocità delle onde S porta al tracciamento della curva a punti azzurri sopra esposta, la quale deve risultare il più possibile sovrapposta alla zona di massima intensità dello spettro riferita al modo fondamentale, ovvero alla curva di dispersione.

Da tale modello di inversione sono state ricavate le velocità delle onde S nei primi strati di seguito esposti.

	Profondità (m)	V_S (m/sec)
Strato sismico 1	0.0 - 1.5	150
Strato sismico 2	1.5 - 3.0	130
Strato sismico 3	3.0 - 12.0	160
Strato sismico 4	12.0 - 40.0	220
Strato sismico 5	40.0 - 100.0	320
Strato sismico 6	100.0 - 270.0	400
Strato sismico 7	a 270.0	520

L'individuazione delle velocità degli strati sismici 5, 6 e 7 è stata determinata tramite le registrazioni effettuate con il sismografo digitale Tromino in coppia alla tecnica MASW.

È stato così possibile registrare le seguenti curve H/V che, grazie al codice del software *Grilla* di elaborazione dati, hanno permesso di creare una curva H/V sintetica e conseguentemente di stimare l'andamento della velocità nella verticale di indagine degli strati sismici 5, 6 e 7.

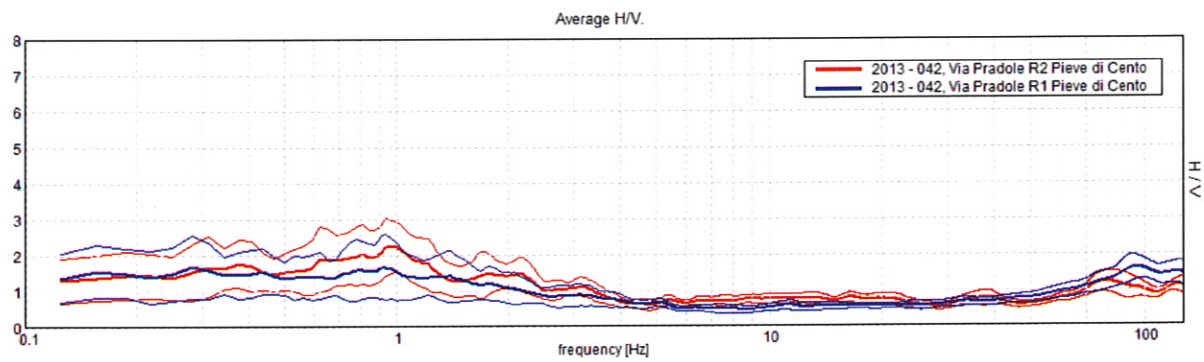


Grafico 1: Diagrammi HVSR indicanti gli spettri del moto del suolo rilevati nelle registrazioni R1 e R2

3. INDICAZIONE DELLE FREQUENZE DI RISONANZA DEL TERRENO

Volendo completare l'aspetto sismico di questi risultati non ci si può esimere dall'affrontare il fenomeno di doppia risonanza che viene a crearsi in caso di terremoto quando i valori della frequenza di risonanza del terreno e quelli della struttura costruita su esso coincidono. Ciò comporta un effetto massimo di amplificazione del sisma con possibile conseguente danneggiamento o crollo della struttura. Nel rispetto di questo ragionamento, in base ai risultati esposti nel grafico 1, risulta pertanto consigliata in fase di progettazione della struttura la considerazione dei picchi maggiori indicanti le frequenze di risonanza del terreno tra 0.25 Hz e 1.5 Hz, a 2 Hz ed a 3.2 Hz e le eventuali variazioni in frequenza che questi possono avere al variare della profondità di quota della fondazione.

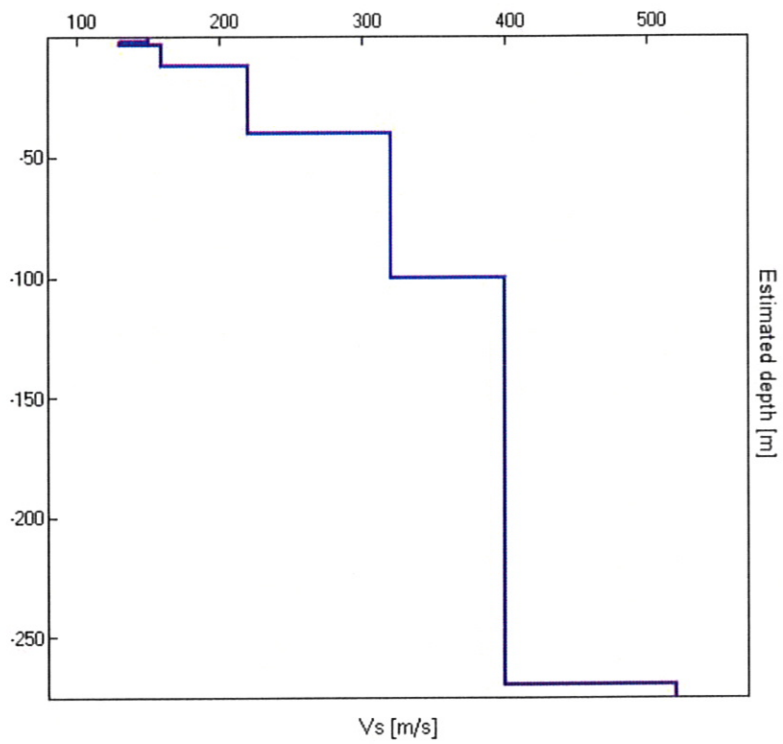
4. INDICAZIONE DEL SUBSTRATO SISMICO

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

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

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

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



Dati i contenuti contrasti sismici la prova non è stata in grado di poter definire la profondità del bedrock sismico. Nel caso questa dovesse servire per studi approfonditi si dovrà dunque procedere per interpolazione a partire dal presente modello di velocità.

5. VALUTAZIONE DEL PARAMETRO VS30

Sulla base dei risultati ricavati nel paragrafo 2.4, ed in accordo con l'attuale normativa, viene calcolato il valore del parametro V_{S30} tramite la formula:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum i=1,N \frac{hi}{V_{si}}}$$

Da cui, a seconda della profondità dal piano campagna dell'intervento che verrà effettuato nell'area in esame, si ottiene:

$V_{S30\ (0.0 \div 30.0)}$= 188 m/sec

$V_{S30\ (1.0 \div 31.0)}$= 190 m/sec

$V_{S30\ (2.0 \div 32.0)}$= 194 m/sec

$V_{S30\ (3.0 \div 33.0)}$= 198 m/sec

$V_{S30\ (4.0 \div 34.0)}$= 200 m/sec

6. CONCLUSIONI

I risultati dell'indagine sismica MASW e delle registrazioni dei microtremori vengono sinteticamente esposti di seguito:

VALORI DI V_{S30}: A seconda della profondità dal piano campagna dell'intervento che verrà effettuato nell'area in esame si ottiene:

$$V_{S30\,(0.0\div30.0)} = 188 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30\,(1.0\div31.0)} = 190 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30\,(2.0\div32.0)} = 194 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30\,(3.0\div33.0)} = 198 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30\,(4.0\div34.0)} = 200 \text{ m/sec}$$

FREQUENZE DI RISONANZA: Per evitare fenomeni di doppia risonanza in caso di evento sismico risulta consigliata in fase di progettazione della struttura la considerazione dei picchi maggiori indicanti le frequenze di risonanza del terreno tra 0.25 Hz e 1.5 Hz, a 2 Hz ed a 3.2 Hz e le eventuali variazioni in frequenza che questi possono avere al variare della profondità di quota della fondazione.

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

Zola Predosa, 11 Novembre 2013

Geologo Mirko Sita

Studio Geologico Associato GEO-PROBE
Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

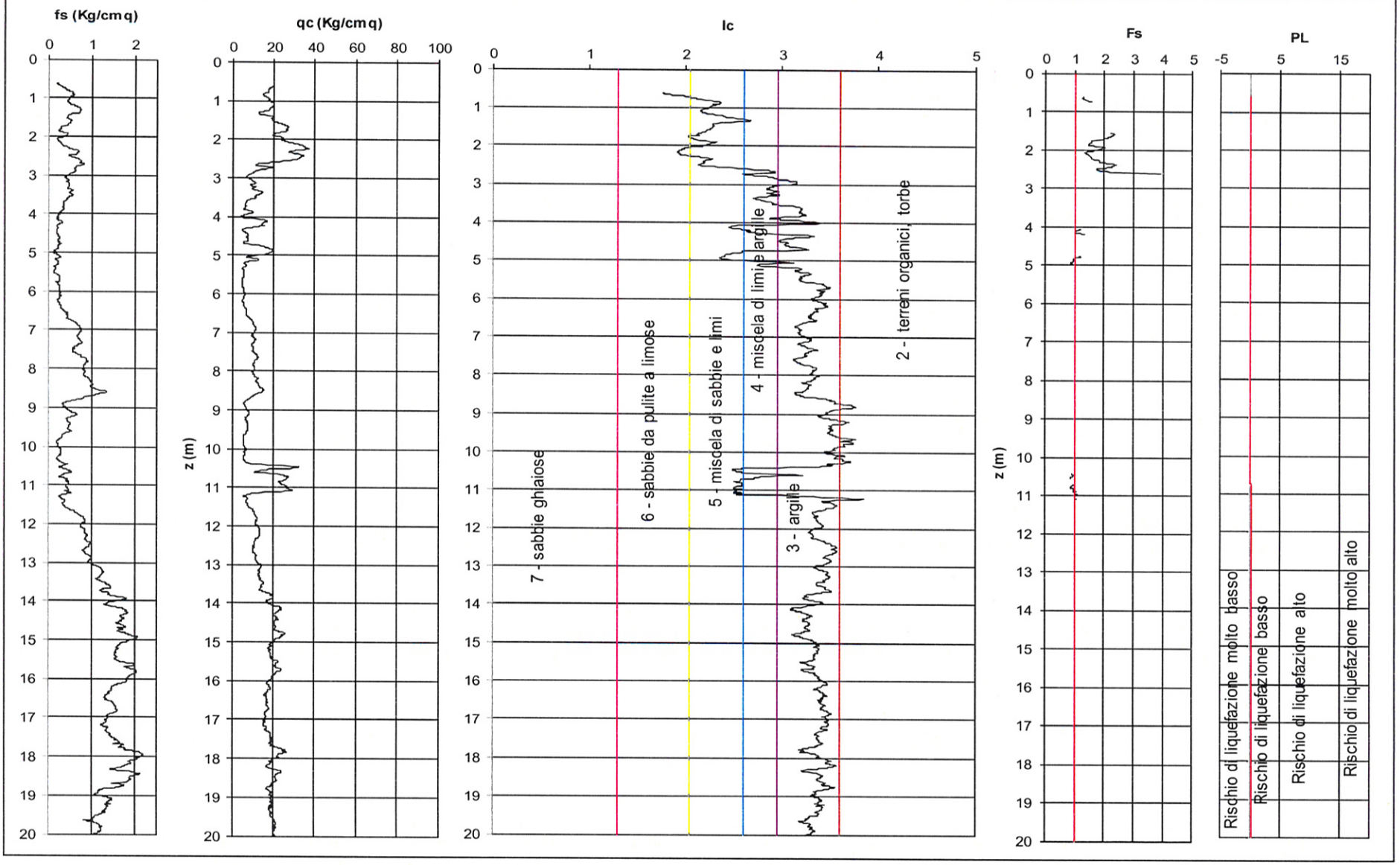
Schema verifica rischio liquefazione

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

Studio Geologico Associato GEO-PROBE

2013.109/RG

CPTU (piezo cone penetration test) **1** Committente : Alberghini Berta Cantiere: Pieve di Cento (BO) via Pradole Codice Lavoro 2013.155

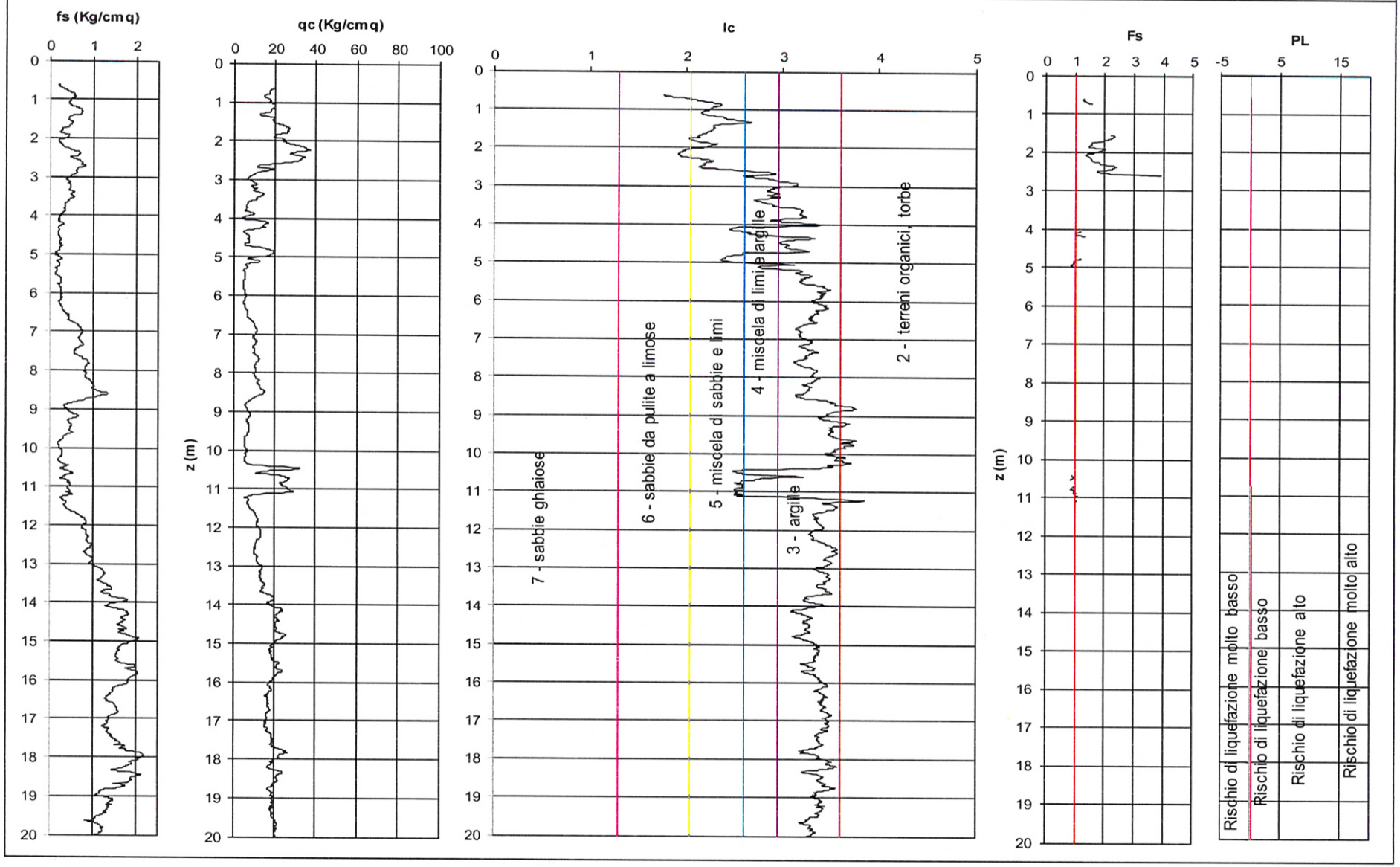


Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

Studio Geologico Associato GEO-PROBE

2013.109/RG

CPTU (piezo cone penetration test) **1** Committente : Alberghini Berta Cantiere: Pieve di Cento (BO) via Pradole Codice Lavoro 2013.155



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

Studio Geologico Associato GEO-PROBE

2013.109/RG

CPTU (piezo cone penetration test) **3** Committente : Alberghini Berta Cantiere: Pieve di Cento (BO) via Pradole Codice Lavoro 2013.155

