



Comune di Sasso Marconi



PIANO OPERATIVO COMUNALE

POC – VARIANTE N. 1

ai sensi della L.R. 20/2000

ADOZIONE: delibera C.C. n. 46 del 20/04.2009

APPROVAZIONE: delibera C.C. n. 41 del 23.07.2012

POC - VARIANTE N. 2

ADOZIONE: delibera C.C. n. 77 del 29.11.2010

1° APPROVAZIONE: delibera C.C. n. 46 del 21.07.2011

2° APPROVAZIONE: delibera C.C. n. 54 del 19.09.2011

Nota esplicativa e rettifica approvate con delibera di C.C. n. 62 del 24.10.2011

POC – VARIANTE N. 3

ai sensi della L.R. 20/2000

APPROVAZIONE:

ADOZIONE:

Sindaco:
Stefano Mezzetti

Assessore all'urbanistica:
Andrea Mantovani

Segretario:
Paolo Dall'Olio

ufficio tecnico:
ing. Andrea Negroni
arch. Elena De Angelis

Studio Geologico GEO-PROBE
Dott. Graziano Grimandi

Relazione geologica

Marzo 2014



GEO-PROBE

– *Studio Geologico Associato* –

2014.042/RG

Comune di Sasso Marconi (BO)

STUDIO GEOLOGICO-TECNICO DEI TERRENI DEL
PRIMO SOTTOSUOLO DI UN'AREA SITA IN VIA
MARANINA, PER LA QUALE È RICHIESTA UNA
VARIANTE AL POC (COMPARTO AN.5).

Marzo 2014



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

INDICE

1. PREMESSA	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE	4
4. INDAGINE GEOGNOSTICA.....	7
5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI	11
6. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	12
7. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	13
8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	15
9. MODELLAZIONE SISMICA.....	17
9.1. Vita nominale	17
9.2. Classi d'uso.....	17
9.3. Periodo di riferimento.....	18
9.4. Azione sismica	18
9.5. Categoria di sottosuolo.....	19
9.6. Condizioni topografiche.....	20
9.7. Amplificazione stratigrafica.....	21
9.8. Accelerazione massima al sito	21
9.9. Coefficiente sismico orizzontale e verticale.....	21
10. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	23
11. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE..	24
12. MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE	31
12.1 Selezione del moto di riferimento	31
12.2 Elaborazione del modello sismico.....	33
12.3 Elaborazione dell'amplificazione	36
13. CONSIDERAZIONI FINALI	41

ALLEGATI:

- certificati penetrometrie statiche;
- diagrammi penetrometrie statiche;
- certificati penetrometrie dinamiche superpesanti;
- diagrammi penetrometrie dinamiche superpesanti;
- stratigrafie trivellazioni a secco;
- indagine sismica;
- classificazione orientativa dei terreni attraversati
(Schmertmann, 1978).

* * *

1. PREMESSA

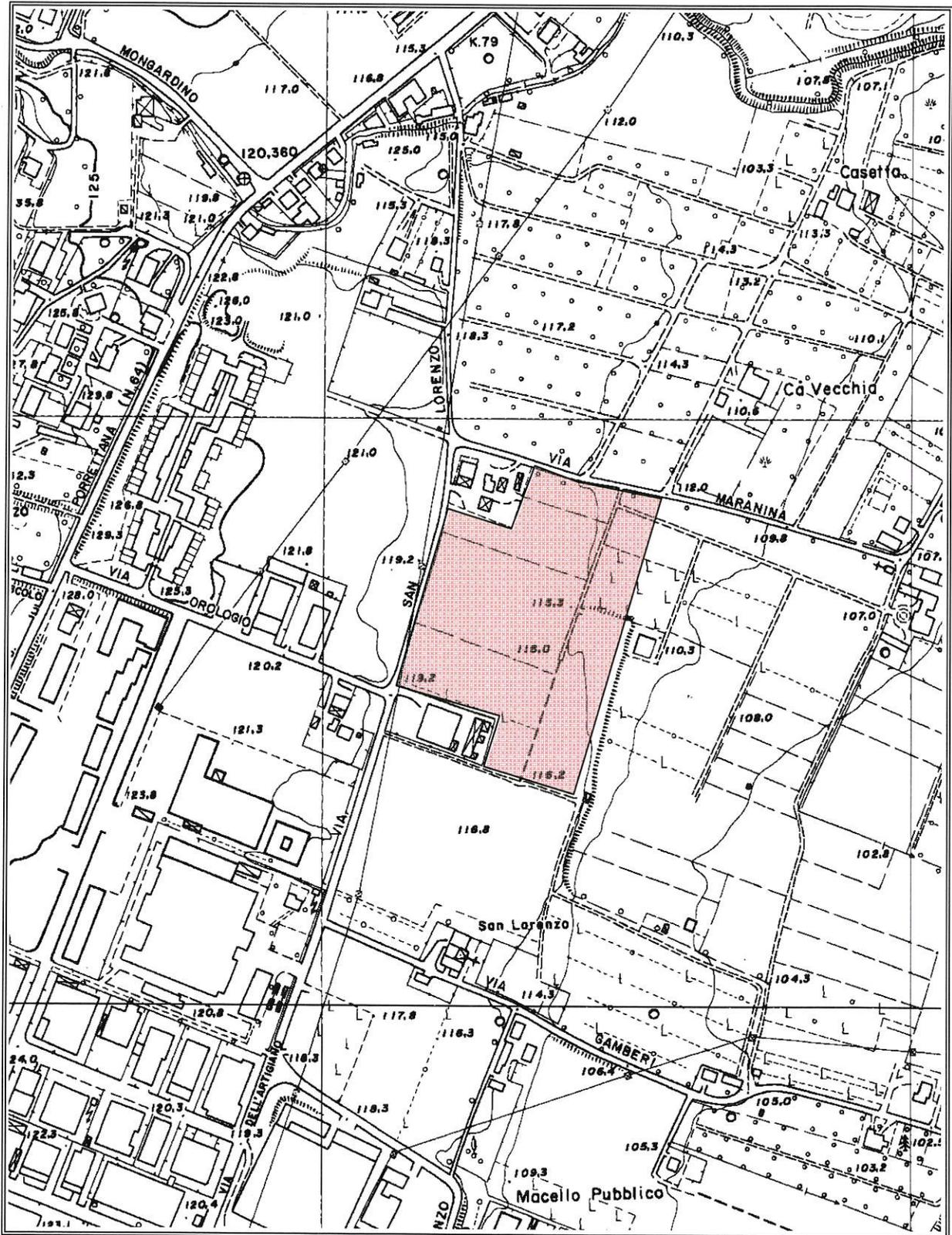
A seguito dell'incarico ricevuto dallo Studio Prog.e.a si trasmette, in conformità con le normative vigenti, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo di un'area per la quale è richiesta una variante al POC.

L'area in esame si ubica in via Maranina, in Comune di Sasso Marconi (BO) (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:5.000; elemento n. 220163 – Borghetti), ed interessa il Comparto AN.5.

Il presente studio è stato articolato nei seguenti punti:

- a) analisi e descrizione della situazione morfologica e geo-litologica generale;
- b) determinazione della natura dei terreni costituenti il primo sottosuolo;
- c) determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche degli stessi;
- d) caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- e) analisi della risposta sismica locale;
- f) valutazione della resistenza di progetto dei terreni di fondazione in condizioni statiche.

TAV. 1 - UBICAZIONE AREA IN ESAME



Area in esame

Scala 1:5.000

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE

3.1. Lineamenti geomorfologici

L'area in esame è compresa fra le prime propaggini appenniniche caratterizzate da versanti variabilmente acclivi che decrescono progressivamente verso Nord in direzione dell'alta Pianura Padana.

Più esattamente si ubica, ad una quota media di 115,0 m s.l.m., in una fascia pressoché pianeggiante o scarsamente acclive posta in sinistra orografica del Fiume Reno.

3.2. Idrografia

L'idrografia principale è rappresentata dal Fiume Reno che sviluppa il suo corso ad Est dell'area in esame e quella secondaria da numerosi rii a decorso dendritico che incidono profondamente i versanti, con un andamento che si sviluppa generalmente lungo la direttrice Ovest/Est per poi affluire nell'asse idrografico principale.

I numerosi fossi e rii che caratterizzano il reticolo idrografico, sia in destra che in sinistra idrografica del Reno, apportano discrete quantità di materiali fini che danno origine alla formazione di conoidi più o meno estese, distribuite lungo tutto l'asse idrografico principale, e particolarmente evidenti a Nord della zona esaminata.

3.3. Assetto geolitologico

Da un punto di vista geo-litologico, secondo quanto riportato nella Carta Geologica dell'Appennino Emiliano Romagnolo (TAV. 2; Scala 1:10.000 Sezione 220160 - Sasso Marconi), l'area oggetto di intervento ricade in parte all'interno dei terreni classificati come appartenenti a conoide torrentizia in evoluzione (**i1**), costituiti da depositi alluvionali recenti prevalentemente ghiaiosi a forma di ventaglio aperto verso valle, e in parte nei terreni appartenenti alla Successione neogenico quaternaria del margine appenninico padano (Subsistema di Ravenna, **AES8** e Unità di Modena, **AES8a**), costituiti da ghiaie passanti a sabbie e limi organizzati in numerosi ordini di terrazzi alluvionali.

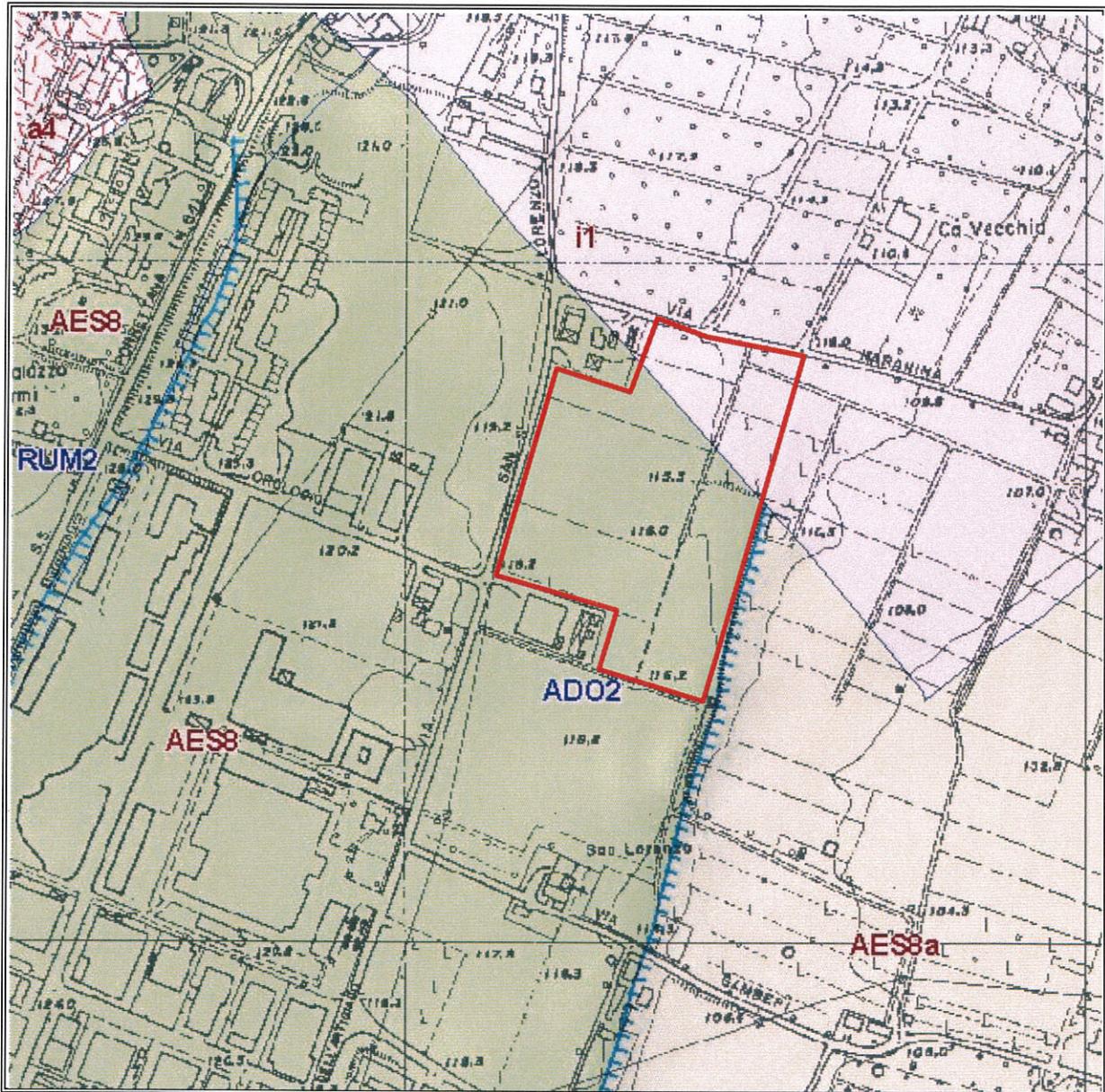
Suddetti litotipi ricoprono il substrato rappresentato dalla Formazione di Monte Adone (**ADO2**) in particolare dal Membro delle Ganzole, ovvero da litofacies arenitiche di età Pliocenica e ad Ovest dalla Formazione di Monterumici, Membro di Cà di Mazza (**RUM2**), costituito da sabbie e arenarie in strati sottili.

3.4. Condizioni idrogeologiche

L'area in esame appartiene all'unità idrogeologica del sistema fluviale del Reno. Tale unità poggia su un substrato pliocenico di facies marina costituito da areniti e subordinate peliti sabbiose.

L'unità idrogeologica è costituita da ghiaie e sabbie ordinate in terrazzi alluvionali disposti con direzione antiappenninica lungo il fondovalle del Reno; i depositi alluvionali sono indirettamente connessi e il regime idrico sotterraneo è tipicamente caratterizzato da falde a volte confinate e a volte comunicanti in un sistema complesso.

TAV. 2 - CARTA GEO-LITOLOGICA



Area in esame

Scala 1:10.000

- i1** *conoide torrentizia in evoluzione;*
- AES8** *Subsistema di Ravenna;*
- AES8a** *Unità di Modena;*
- RUM2** *Formazione di Monte Rumici – membro Cà di Mazza (Pliocene inf.);*
- ADO2** *Formazione di Monte Adone – membro delle Ganzole (plioc. medio e sup.).*

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, è stata eseguita un'indagine geognostica in sito e un'indagine sismica locale, al fine di determinare il parametro Vs30 per poi classificare il suolo di fondazione del sito.

4.1. Indagine geognostica in sito

L'indagine geognostica, eseguita dalla Geo-Probe S.r.l., è consistita nell'esecuzione di n. 5 penetrometrie statiche con punta meccanica (CPT) di lunghezza compresa tra 1,60 m e 4,40 m, n. 5 penetrometrie dinamiche superpesanti (DPSH) della lunghezza compresa tra 3,80 m e 6,40 m e di n. 3 sondaggi con il metodo della trivellazione a secco che, rispetto al p.c. attuale, hanno raggiunto profondità comprese tra 6,00 m e 8,00 m.

I punti di indagine, compatibilmente all'accessibilità dei luoghi, sono stati distribuiti per essere rappresentativi dell'area in esame; l'esatta ubicazione degli stessi viene riportata di seguito nella TAV. 3.

Il penetrometro statico utilizzato, montato su mezzo cingolato Pagani TG63 con cella di carico da 100 kN, impiega una punta conica con apertura di 60° e superficie di 10 cm² per la misurazione della resistenza alla punta ed un manicotto di frizione (*friction jacket*) della superficie di 150 cm² per la misurazione dell'attrito laterale locale (punta meccanica tipo *Begemann*).

I risultati delle penetrometrie statiche vengono rappresentati in forma diagrammatica nelle apposite tavole allegate, dove viene riportato il valore q_c (resistenza alla punta), il valore f_s (resistenza attrito laterale locale), espressi rispettivamente in MPa e kPa, ed il rapporto R_f che orientativamente ci permette una classificazione dei terreni attraversati (*Schmertmann J.H., 1978*).

Le suddette letture vengono eseguite per avanzamenti di 20 cm.

Il penetrometro dinamico superpesante, montato sul mezzo cingolato, è del tipo *EMILIA-DPSH* e presenta le seguenti caratteristiche:

peso del maglio	= 63,5 kg
altezza di caduta	= 75 cm
diametro base punta	= 50,5 mm
angolo apertura cono	= 60°
area base cono	= 20 cm ²
peso delle aste	= 6,2 kg

Il conteggio del numero dei colpi (N) necessari all'infissione è stato effettuato ogni 20 cm di avanzamento (N_{20}).

La prova penetrometrica dinamica super pesante (DPSH - *Dynamic Probing Superheavy*) consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio, prolungabile con successive aste, utilizzando un maglio di massa M per un'altezza di caduta costante H.

Mediante la formula detta degli "Olandesi" è possibile determinare il valore di resistenza dinamica (qd), tramite il quale si può valutare, in modo approssimativo, la capacità portante dei terreni.

$$qd = \frac{M}{M + M'} \cdot \frac{M \cdot H}{A \cdot e}$$

dove:

M = massa del maglio;

M' = peso totale dell'asta di guida, testa della battuta e batteria delle aste;

H = altezza di caduta;

A = area della sezione trasversale della base della punta conica;

e = penetrazione media di un colpo.

Mediante il numero di colpi (N) misurati nel corso della prova penetrometrica dinamica superpesante è inoltre possibile risalire al numero di colpi relativi alla prova Standard Penetration Test (N_{SPT}) ed utilizzare le correlazioni messe a punto per questo tipo di prova.

Varie esperienze eseguite in Italia e all'estero in formazioni con materiali compresi in una ampia gamma granulometrica hanno indicato la seguente relazione:

$$N'_{30(DPSH)}/N_{SPT} = 1,0 \div 1,15$$

I risultati delle penetrometrie dinamiche superpesanti vengono rappresentati in forma diagrammatica negli appositi moduli allegati dove si riporta in numero di colpi (N) misurati per l'avanzamento e il valore qd (valore di resistenza dinamica) espresso in MPa.

Le trivellazioni a secco sono state eseguite mediante aste elicoidali del diametro di 120 mm mosse da propulsore idraulico posto a retro di autocarro Unimog Mercedes 400L.

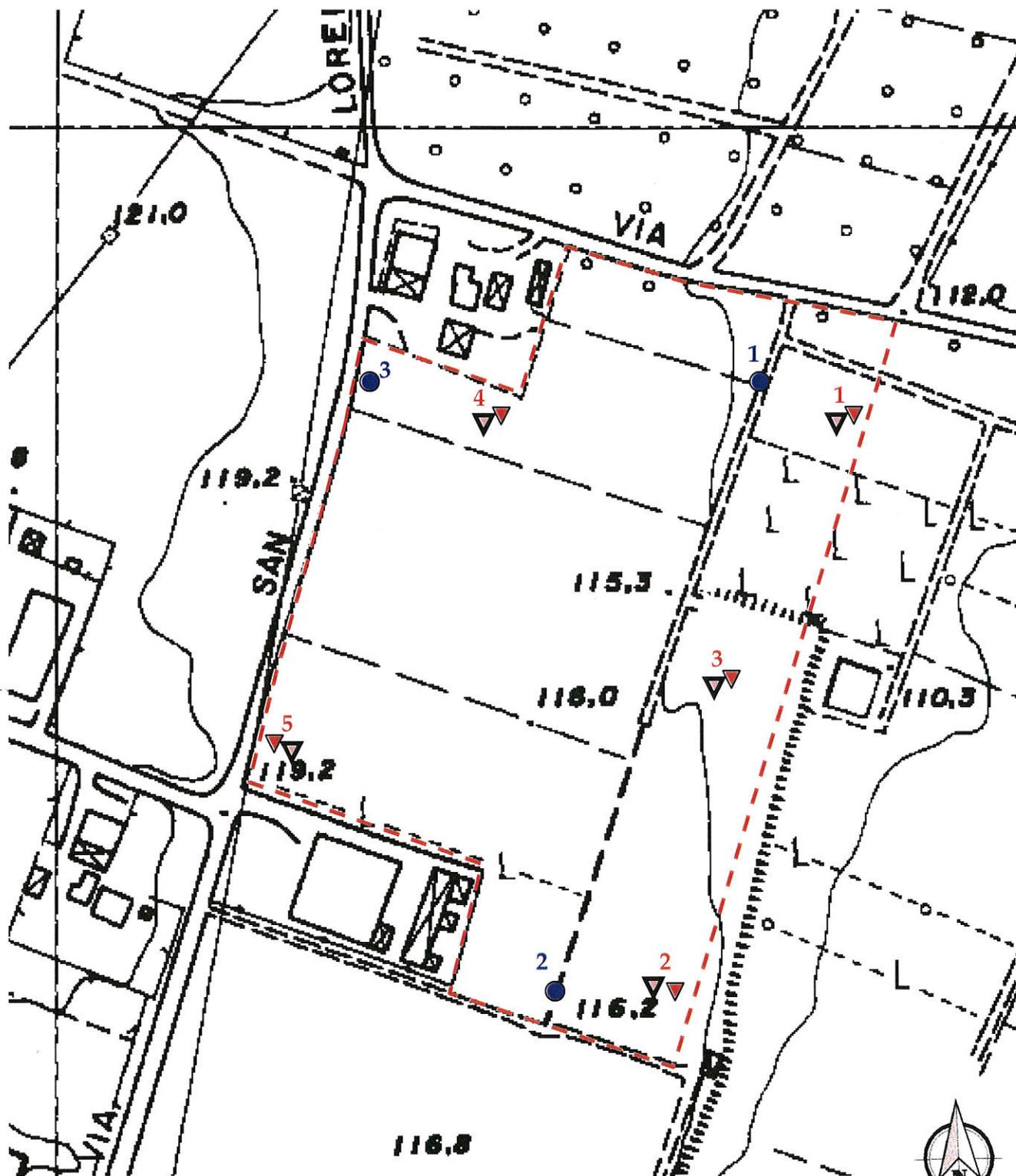
All'interno dei fori di sondaggio sono stati posti in opera piezometri a tubo aperto "Norton", al fine di determinare nel tempo la eventuale presenza e soggiacenza di falde freatiche di superficie.

Le stratigrafie ottenute vengono riportate in allegato negli appositi moduli

4.2. Indagine sismica

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

TAV. 3 - UBICAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA



- ▼ Penetrometrie statiche
- ▼ Penetrometrie dinamiche superpesanti
- Trivellazioni a secco
- ◆ Indagine sismica

Scala 1:2.000

5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI

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

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

al tetto, al disotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato dello spessore medio di $0,20 \div 0,60$ m, sono inizialmente presenti dei limi argillosi e/o sabbiosi passanti localmente ad argille limose di colore da marrone a marrone rossastro, di consistenza da plastica ($q_c = 1,0 \div 1,9$ MPa; $R_f = 4,3 \div 6,7$ %) ($q_d = 1,0 \div 2,9$ MPa) a plastico dura ($q_c = 2,2 \div 2,9$ MPa; $R_f = 3,2 \div 3,3$ %) ($q_d = 2,7 \div 3,6$ MPa) ed umidità da medio scarsa a medio elevata.

Da una profondità variabile da $0,80 \div 2,00$ m (fascia Est) a $3,00 \div 3,60$ m, sono presenti delle ghiaie di addensamento da medio ad elevato ($q_c = 12,8 \div 37,2$ MPa; $R_f = 0,5 \div 0,7$ %) ($q_d = 7,8 \div 37,8$), in matrice limo argillosa e/o sabbiosa di colore marrone a tratti prevalente ($q_c = 4,1 \div 7,2$ MPa; $R_f = 1,7 \div 2,4$ %) ($q_d = 3,6 \div 8,2$ MPa), ed umidità da elevata alla totale saturazione idrica.

Suddetti litotipi sono sopportati da marne di colore da nocciola a grigio, di consistenza elevata ($q_d = 30,0 \div 79,2$ MPa) ed umidità scarsa, il cui tetto è stato evidenziato a partire da una profondità variabile da $3,80 \div 4,00$ m (fascia Est) a $5,00 \div 6,60$ m.

I suddetti terreni sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica, localmente in leggera pressione, permeante i terreni grossolani e sopportata dal substrato marnoso, il cui livello statico, al termine dell'indagine, rispetto al p.c. attuale è stato misurato a profondità variabili da 1,70 m a 3,80 m, quote presumibilmente soggette a variazioni stagionali.

Per un maggior dettaglio in allegato, oltre le stratigrafie delle trivellazioni a secco, viene riportata la litologia dei terreni del primo sottosuolo rilevata in corrispondenza delle penetrometrie statiche e ricostruita mediante la teoria dello *Schmertmann* (1978).

6. 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/qd MPa	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)	Dr (%)
	da	a						
0	0,00	0,20÷0,60	P	-	-	-	-	-
A	0,20÷0,60	0,80÷3,60	LAS/AL	1,0÷2,9 1,0÷3,6	19,0÷19,3	50÷135	0	0
B	0,80÷3,60	3,80÷6,60	GLAS	4,1÷37,2 3,6÷37,8	8,5÷8,6	0	35÷45	54÷100
C	3,80÷6,60	fine indag.	M	- 30,0÷79,2	20,0÷20,5	>400	0	0

P = terreno pedogenizzato;

LAS/AL = limi argillosi e/o sabbiosi passanti ad argille limose;

GLAS = ghiaie in matrice limo sabbiosa e/o sabbiosa;

M = Marne.

7. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica è stato possibile suddividere il volume significativo di terreno in unità geotecniche, delle quali di seguito, vengono definiti i parametri geomeccanici.

Unità geotecnica 0

È costituita da terreno pedogenizzato e si evidenzia sino ad una profondità media di 0,20÷0,60 m dal p.c. attuale.

Unità geotecnica A

È costituita da limi argillosi e/o sabbiosi passanti localmente ad argille limose di consistenza da plastica a plastico dura, ed umidità da medio scarsa a medio elevata.

L'unità A si evidenzia da 0,20÷0,60 m sino ad una profondità variabile mediamente da 0,80 m a 3,60 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc/qd (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPT 1	1,3	19,1	65	0
DPSH 1	1,7	19,2	77	
CPT 2	2,3	19,2	111	0
DPSH 2	2,4	19,2	107	0
CPT 3	1,0	19,0	50	0
DPSH 3	1,1	19,0	50	0
CPT 4	2,0	19,2	100	0
DPSH 4	2,9	19,3	120	0
CPT 5	2,2	19,2	107	0
DPSH 5	2,4	19,2	107	0

Unità geotecnica B

È costituita da ghiaie in matrice limoso argillosa e/o sabbiosa localmente prevalente, di addensamento da medio a buono, di umidità da molto elevata alla totale saturazione idrica.

L'unità B si evidenzia da 0,80÷3,60 m sino ad una profondità variabile mediamente da 3,80 m a 6,60 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc/qd (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPT 1	29,6	8,5	0	41
DPSH 1	20,9	8,5	0	41
CPT 2	18,0	8,5	0	39
DPSH 2	11,5	8,5	0	37
CPT 3	16,0	8,5	0	38
DPSH 3	13,1	8,5	0	38
CPT 4	25,1	8,5	0	40
DPSH 4	16,6	8,5	0	38
CPT 5	16,1	8,5	0	38
DPSH 5	16,2	8,5	0	38

Unità geotecnica C

È costituita da marne di consistenza elevata ed umidità scarsa.

L'unità C si evidenzia da 3,80÷6,60 m dal p.c. attuale circa sino alla profondità di indagata, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qd (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
DPSH 1	> 40	20,5	> 400	0
DPSH 2	> 40	20,5	> 400	0
DPSH 3	> 40	20,5	> 400	0
DPSH 4	> 40	20,5	> 400	0
DPSH 5	> 40	20,5	> 400	0

8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

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

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

Il Comune di Sasso Marconi (TAV. 4 – Mappa di pericolosità sismica) presenta un'accelerazione al suolo tipo A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni $PGA = 0,150 - 0,175g$ e intensità macrosismica $MCS = 8$.

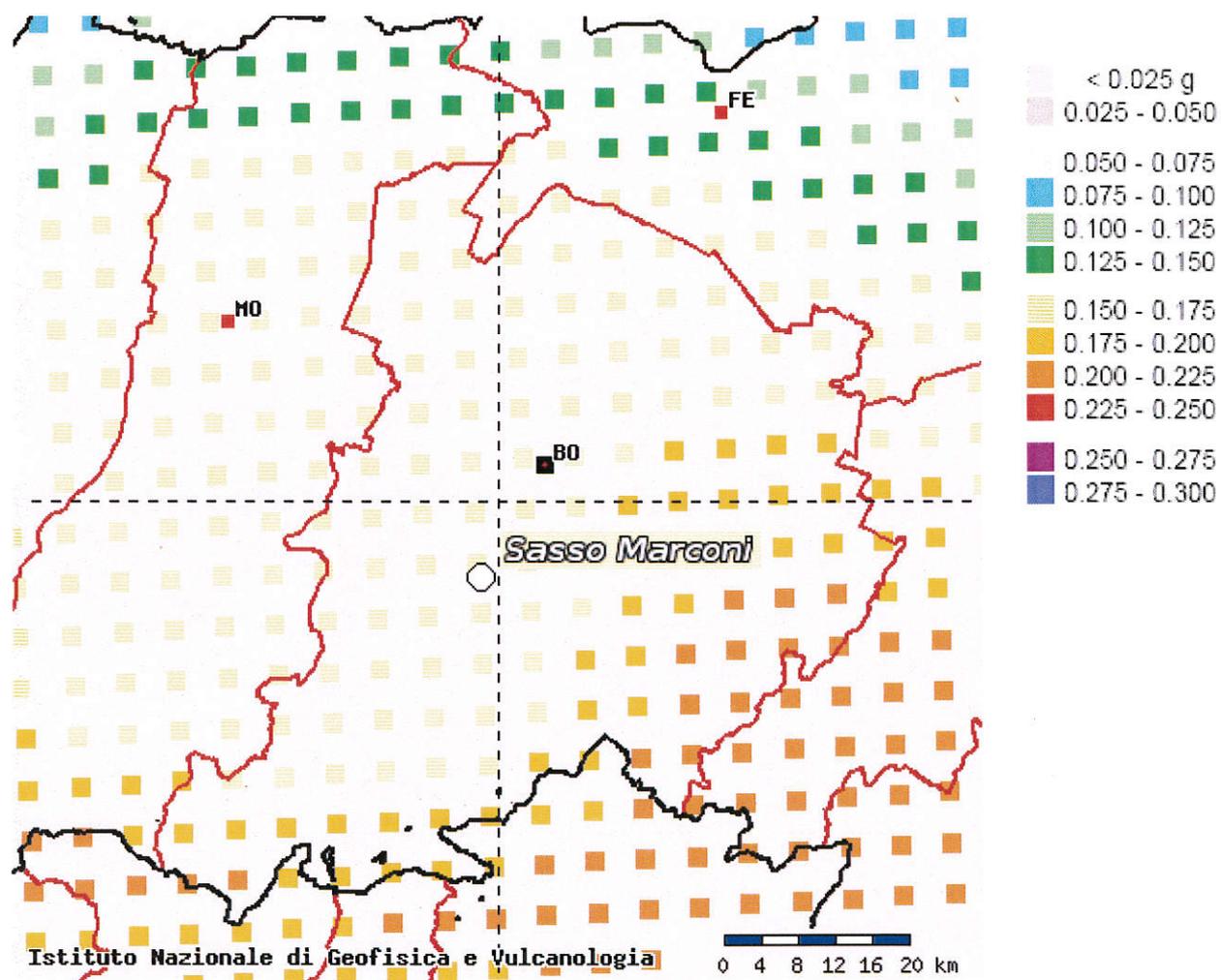
La Magnitudo dell'area si ottiene sulla base della seguente relazione proposta dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT):

$$M = \frac{1,93 + MCS}{1,78} = 6$$

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. 4 - MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA



9. MODELLAZIONE SISMICA

9.1. Vita nominale

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

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

Tabella 2.4.I

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_n (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 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 $V_n \geq 50$ anni.

9.2. Classi d'uso

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

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

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

Tabella 2.4.II

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

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

9.3. Periodo di riferimento

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

$$V_R = V_n \cdot C_U$$

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

9.4. Azione sismica

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

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

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

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

Nella seguente tabella vengono riportati i suddetti parametri elaborati per il sito in esame, considerando un periodo di riferimento per l'azione sismica 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)	F ₀ (-)	T _c * (s)
Stati limite di esercizio	SLO	81	30	0,056	2,489	0,258
	SLD	63	50	0,070	2,481	0,270
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,163	2,466	0,295
	SLC	5	975	0,204	2,476	0,307

9.5. Categoria di sottosuolo

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

Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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.</i>
B	<i>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 $c_{v,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>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 $70 < c_{v,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>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 $c_{v,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_i > 800$ m/s).</i>

Categorie aggiuntive di sottosuolo

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

Come evidenziato nella relazione sismica allegata, i terreni del primo sottosuolo presentano una V_{s30} pari a 488 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria B, che comprende "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s 800 m/s (ovvero $N_{SPT30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine".

9.6. Condizioni topografiche

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

Tabella 3.2.IV

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

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

Tabella 3.2.VI

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

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

9.7. Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1; per le altre categorie vengono calcolati in funzione di a_g , F_0 e T_c^* mediante le espressioni fornite nella seguente tabella.

Tabella 3.2.V

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

Per il sito in esame otteniamo:

Stato limite	S_s	C_c
SLO	1,200	1,443
SLD	1,200	1,430
SLV	1,200	1,404
SLC	1,197	1,393

9.8 Accelerazione massima al sito

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

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

Nel nostro caso per i parametri considerati in precedenza e per lo stato limite SLV si ottiene un valore pari a 1,919 m/sec².

9.9 Coefficiente sismico orizzontale e verticale

Il coefficiente sismico orizzontale si ottiene mediante la relazione:

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

dove:

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

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

Nel nostro caso assumendo un valore di β_s pari a 0,24, si ottiene un coefficiente sismico orizzontale (k_h) pari a 0,047.

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

$$k_v = 0,5 k_h = 0,0235$$

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 limoso - argillosa e falda al piano campagna.

Nell'area in esame sedimenti potenzialmente liquefabili sono inesistenti, essendo la litologia di superficie rappresentata da argille e limi di buona consistenza e da ghiaie di addensamento da medio ad elevato, sopportate in breve da un substrato marnoso.

11. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE

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

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

$$Ed \leq Rd$$

dove:

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

Rd: valore di progetto della resistenza del terreno.

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

Come visto in precedenza i terreni presenti nell'area indagata, al di sotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato dello spessore medio di 0,20÷0,60 m, sono caratterizzati dalla presenza di limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza da plastica a plastica dura che, da una profondità variabile da 0,80 m a 3,60 m, sono sostituiti da ghiaie di addensamento da medio ad elevato in matrice sabbioso limosa a tratti prevalente.

Di seguito, utilizzando i parametri di resistenza meccanica misurati nel corso dell'indagine geognostica, in modo indicativo, si verifica la resistenza di progetto dei suddetti terreni prendendo in esame sistemi fondali diretti di tipo nastroforme attestati, rispetto al p.c. attuale, ad una profondità di 1,20 m e di 3,00 m.

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

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

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

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

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

dove:

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

B = larghezza della fondazione;

N_γ ; N_c ; N_q = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

c' = coesione del terreno;

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

s_γ ; s_c ; s_q = fattori di forma della fondazione;

d_γ ; d_c ; d_q = fattori di profondità della fondazione;

i_γ ; i_c ; i_q = fattori inclinazione carico sulla fondazione;

g_γ ; g_c ; g_q = fattori dipendenti dall'inclinazione del terreno;

b_γ ; b_c ; b_q = fattori dipendenti dall'inclinazione della fondazione;

z_γ ; z_c ; z_q = fattori correzione sismico inerziale;

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

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

Agli ipotizzati piani di posa delle fondazioni i terreni sono rappresentati da limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza da plastica a plastica dura e da ghiaie di addensamento da medio ad elevato in matrice sabbioso limosa a tratti prevalente, appartenenti alle unità geotecniche A e B.

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

11.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:

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

dove:

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

σ'_{v0} = tensione verticale efficace;

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

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

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

dove:

cud = coesione non drenata di progetto;

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

s_c = fattore di forma delle fondazioni; per fondazioni a plinti vale 1,2;

z_c = fattore correzione sismico inerziale;

$q = (\gamma \cdot D)$ = 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 (V_d) ottenuti applicando, ai valori caratteristici (V_k), dei coefficienti parziali riduttivi funzione della tipologia di Approccio utilizzata.

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

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

Tabella 6.2.II

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE		
		γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi' k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c' k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	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 (c_{uk}), trovandoci in presenza di una fondazione rigida cui è associata un importante volume significativo di terreno, è definito come il 5° percentile della distribuzione lognormale della media dei dati delle verticali indagate nel volume di influenza, al quale viene applicato il coefficiente M1 o M2 previsto dalla Normativa per ottenere il valore di c_{ud} .

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

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

dove:

kh = coefficiente sismico orizzontale.

Il valore 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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

11.B Ghiaie in matrice sabbioso limosa

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:

$$R_d = (1/2 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot z_\gamma \cdot S_\gamma + q' \cdot N_q \cdot z_q \cdot S_q) \cdot r_g / \gamma_R$$

dove:

N_γ ; N_q = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

S_γ ; S_q = fattori di forma della fondazione; pari rispettivamente a $1 - 0,4 \cdot (B/L)$ e

$1 + (B/L) \cdot \text{tg } \varphi$, con φ = angolo di attrito interno del terreno;

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

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

$z_\gamma ; z_q =$ fattori correzione sismico inerziale;

$r_g =$ 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 (V_d) ottenuti applicando, ai valori caratteristici (V_k), dei coefficienti parziali riduttivi funzione della tipologia di Approccio utilizzata.

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

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

Tabella 6.2.II

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE		
		γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c' k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{c_u}	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:

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

$$z_\gamma = z_q$$

dove:

k_h = 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:

Profondità fondazione = 1,20 m; B < 2,00 m

$\gamma = 19,0$ kN/mc;

$s_c = 1,0$;

$r_g = 1,0$.

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

Punto N	Litologia	C_{uk} (kPa)	C_{ud} (kPa)	$\varphi'k$ (°)	$\varphi'd$ (°)	γ_R	Rd (kPa)
1	GS/S	-	-	35	29,3	1,8	270,2
2	LAS	80	57,1	-	-	1,8	173,3
3	LAS	50	35,7	-	-	1,8	113,1
4	LAS	111	79,3	-	-	1,8	235,7
5	LAS	90	64,3	-	-	1,8	193,5

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

Punto N	Litologia	C_{uk} (kPa)	C_{ud} (kPa)	$\varphi'k$ (°)	$\varphi'd$ (°)	γ_R	Rd (kPa)
1	GS/S	-	-	35	35,0	2,3	449,9
2	LAS	80	80	-	-	2,3	186,0
3	LAS	50	50	-	-	2,3	120,0
4	LAS	111	111	-	-	2,3	254,3
5	LAS	90	90	-	-	2,3	208,0

Profondità fondazione = 3,00 m; B < 2,00 m

$\gamma = 19,0$ kN/mc;

sc = 1,0;

rg = 1,0.

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

Punto N	Litologia	C _{uk} (kPa)	C _{ud} (kPa)	$\varphi'k$ (°)	$\varphi'd$ (°)	γR	R _d (kPa)
1	GS/S	-	-	36	30,2	1,8	311,8
2	GS/S	-	-	33	27,5	1,8	226,5
3	GS/S	-	-	34	28,4	1,8	251,6
4	GS/S	-	-	35	29,3	1,8	279,9
5	GS/S	-	-	34	28,4	1,8	251,6

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

Punto N	Litologia	C _{uk} (kPa)	C _{ud} (kPa)	$\varphi'k$ (°)	$\varphi'd$ (°)	γR	R _d (kPa)
1	GS/S	-	-	36	36	2,3	510,5
2	GS/S	-	-	33	33	2,3	345,1
3	GS/S	-	-	34	34	2,3	392,2
4	GS/S	-	-	35	35	2,3	446,9
5	GS/S	-	-	34	34	2,3	392,2

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

12. 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:

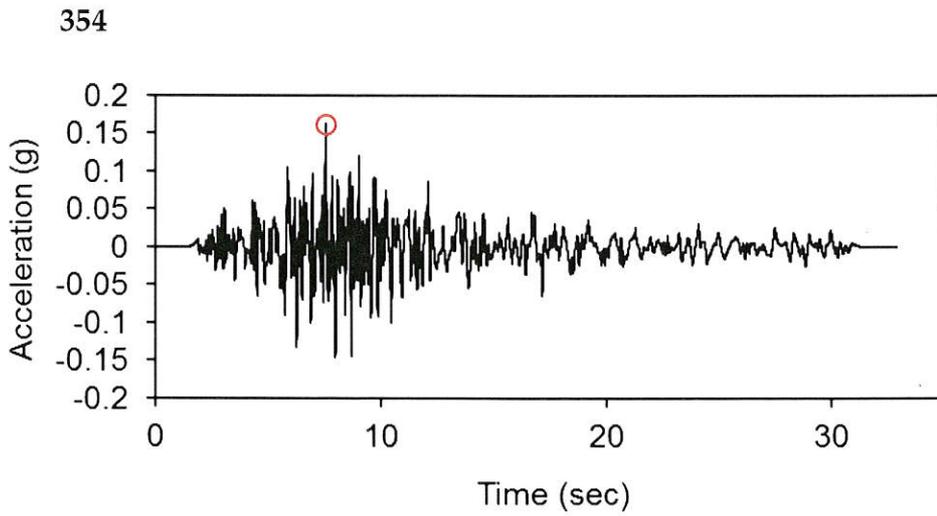
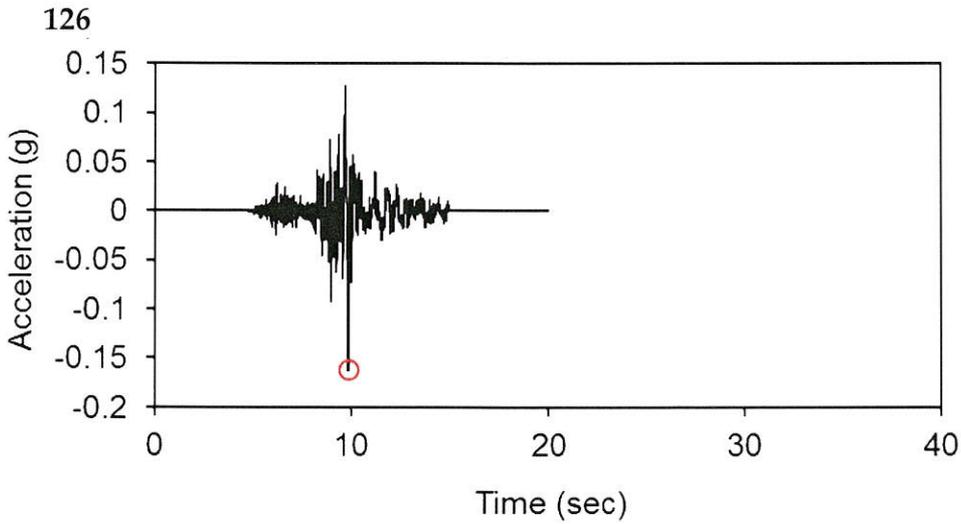
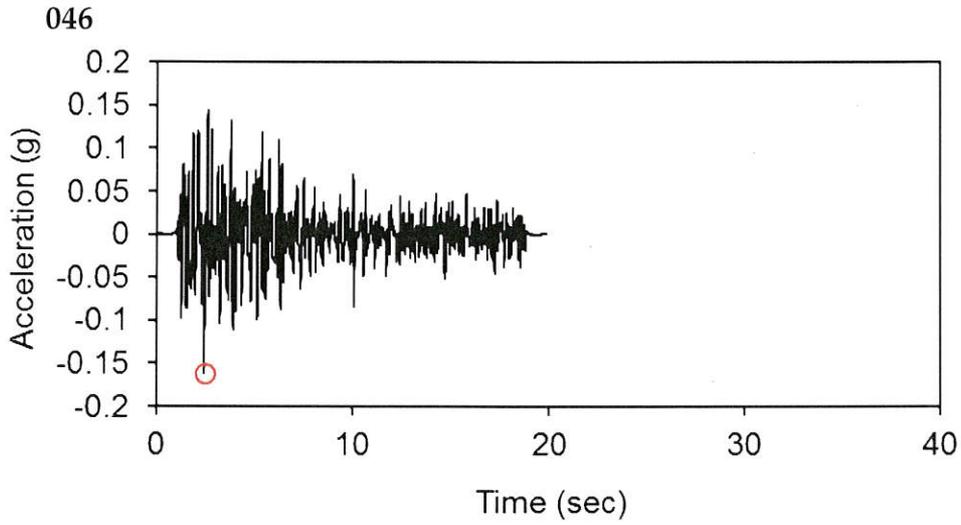
- elaborazione del modello;
- simulazione degli effetti indotti dal sisma di progetto.

12.1 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 Sasso Marconi e identificati dalle sigle 046, 126 e 354 con valore di accelerazione di picco di 0,162g.

I relativi accelerogrammi vengono riportati nella pagina seguente.

ACCELEROGRAMMI DI INPUT (0,162g)



12.2 Elaborazione del modello sismico

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

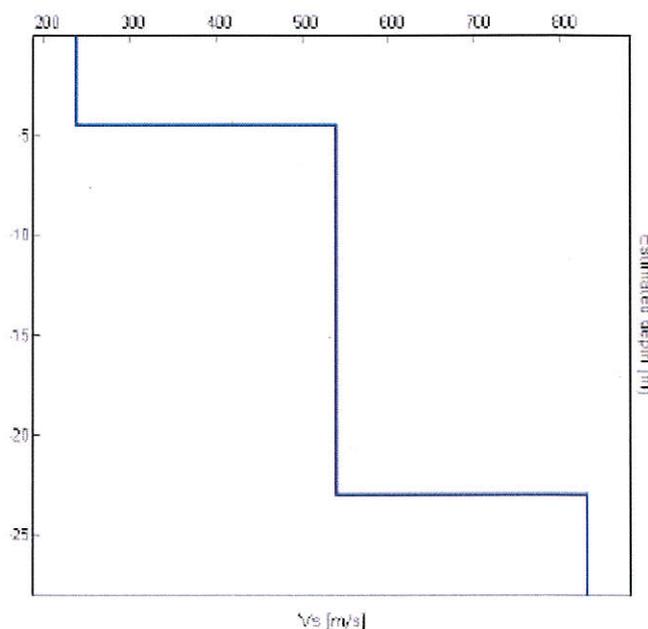
La stratigrafia che caratterizza il modello per i primi 30 metri deriva dagli esiti delle prove geognostiche eseguite mentre per l'attribuzione della velocità delle onde sismiche di taglio V_s relativa ai differenti strati della colonna sismica, si sono considerati gli esiti dell'indagine sismica eseguita.

Sulla base dei risultati dell'indagine geofisica la profondità del bedrock sismico cui corrisponde una $V_s = 800$ m/sec è stata stimata di 23,00 m dal p.c. attuale.

DISTRIBUZIONE DELLE V_s

Strato sismico	Profondità (m)	V_s (m/sec)
1	0,00÷4,50	240
2	4,50÷23,00	540
3	>23,00	830

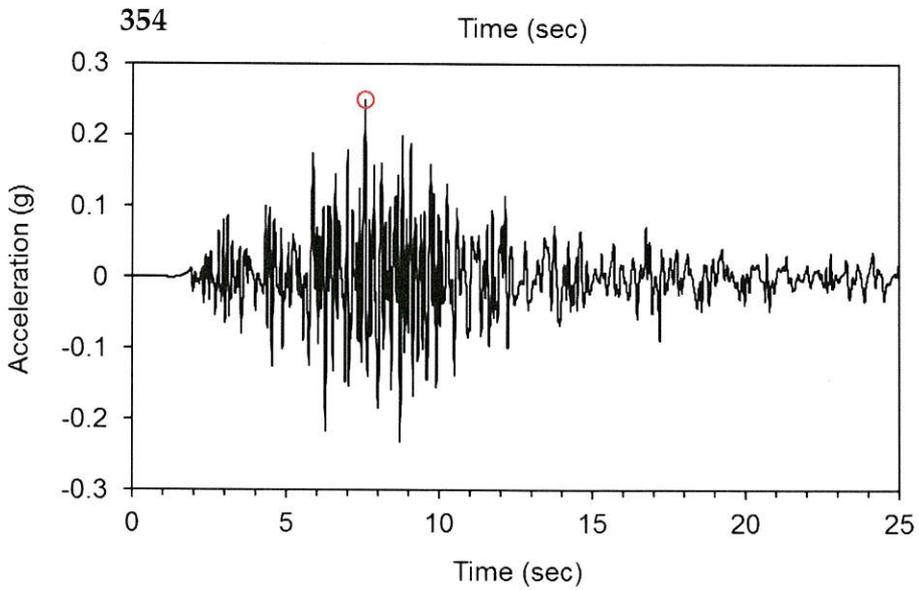
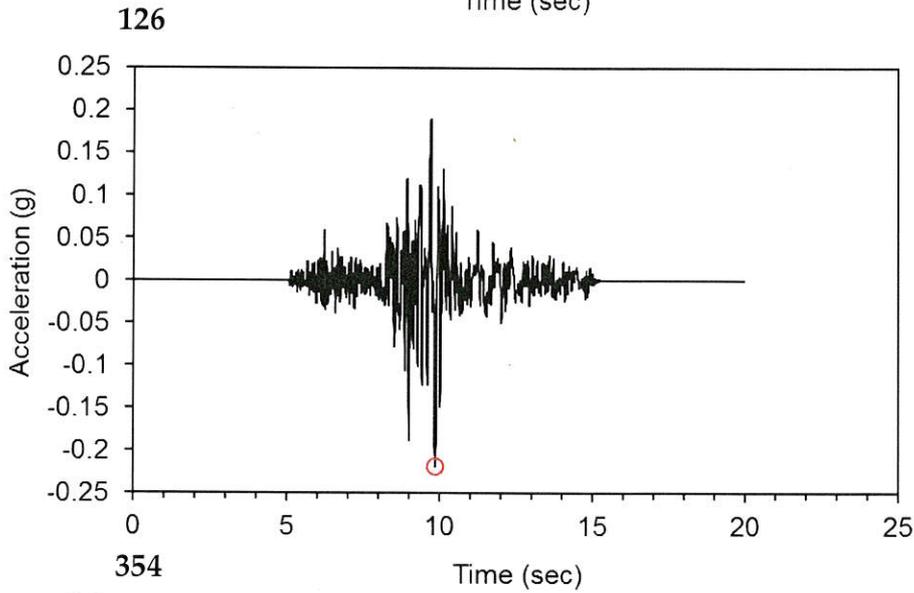
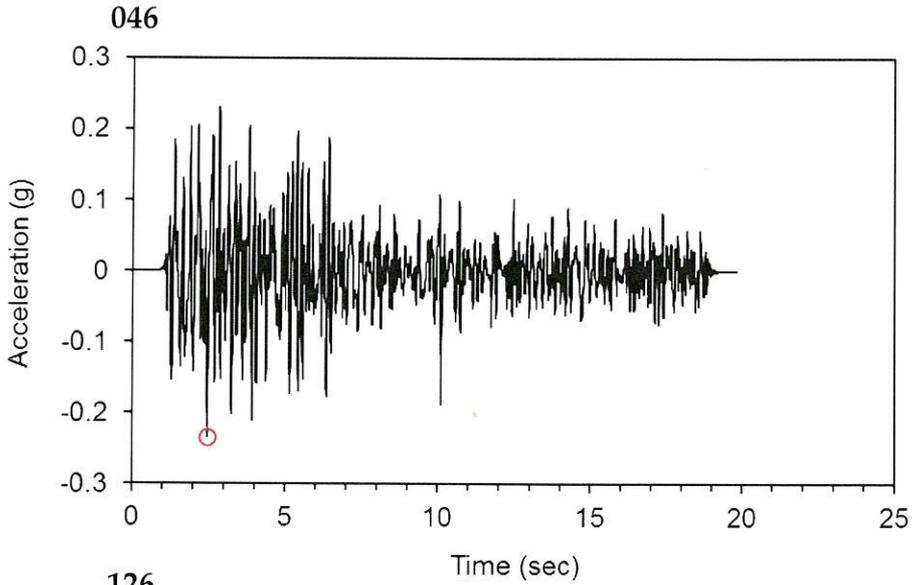
PROFILO DI VELOCITÀ



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.

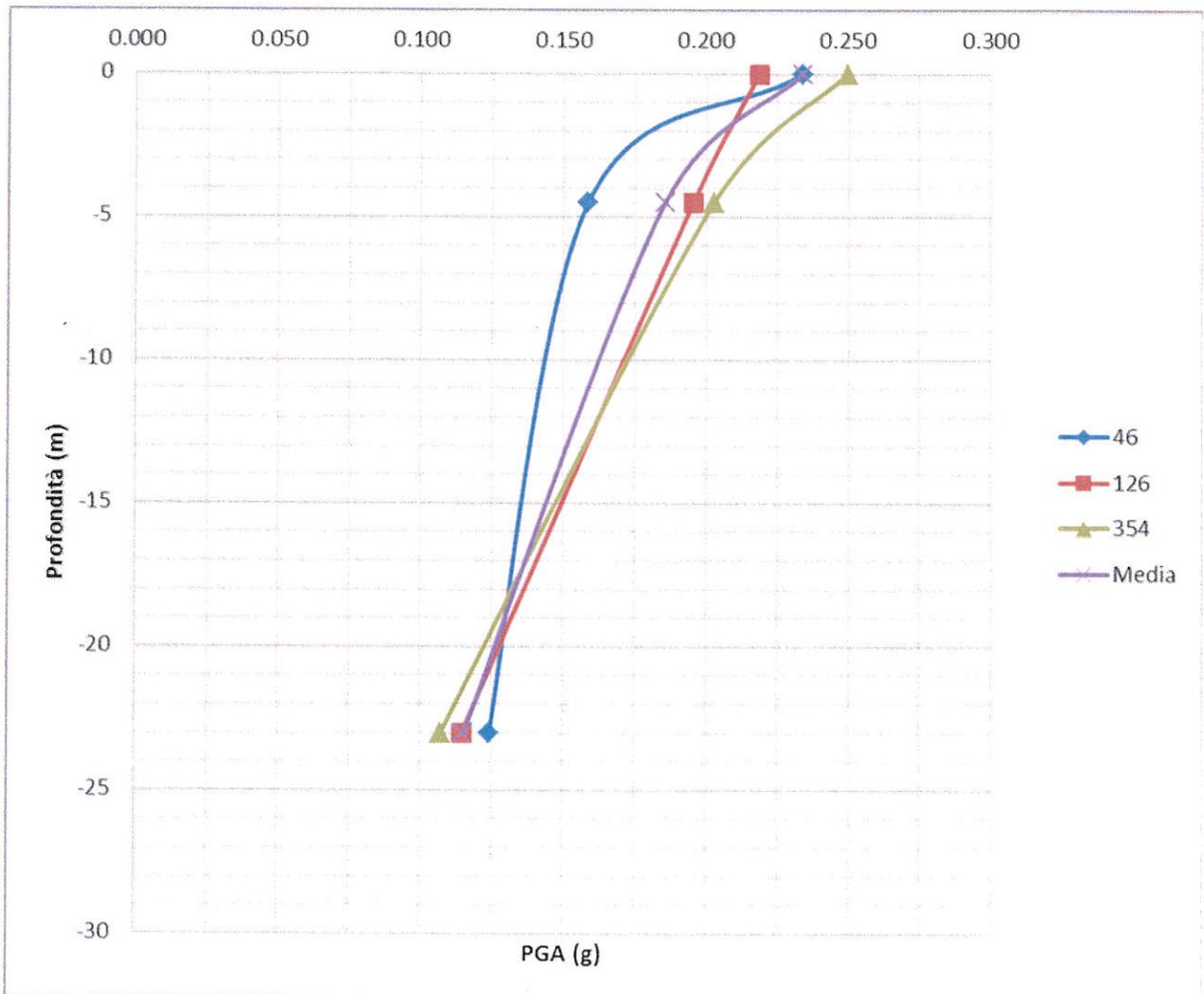
ACCELEROGRAMMI DEL SITO (strato sismico 1)



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 0,218g e 0,250g mentre il valore mediato è pari a 0,234g.

Profondità	PGA			
	046	0126	354	media
0	0.234	0.218	0.250	0.234
4,5	0.159	0.195	0.203	0.186
23,0	0.124	0.115	0.107	0.115



12.3 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. 1, sul quale presumibilmente verranno attestate le fondazioni delle opere in progetto.

Nella TAV. 5.1 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. 5.2) 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).

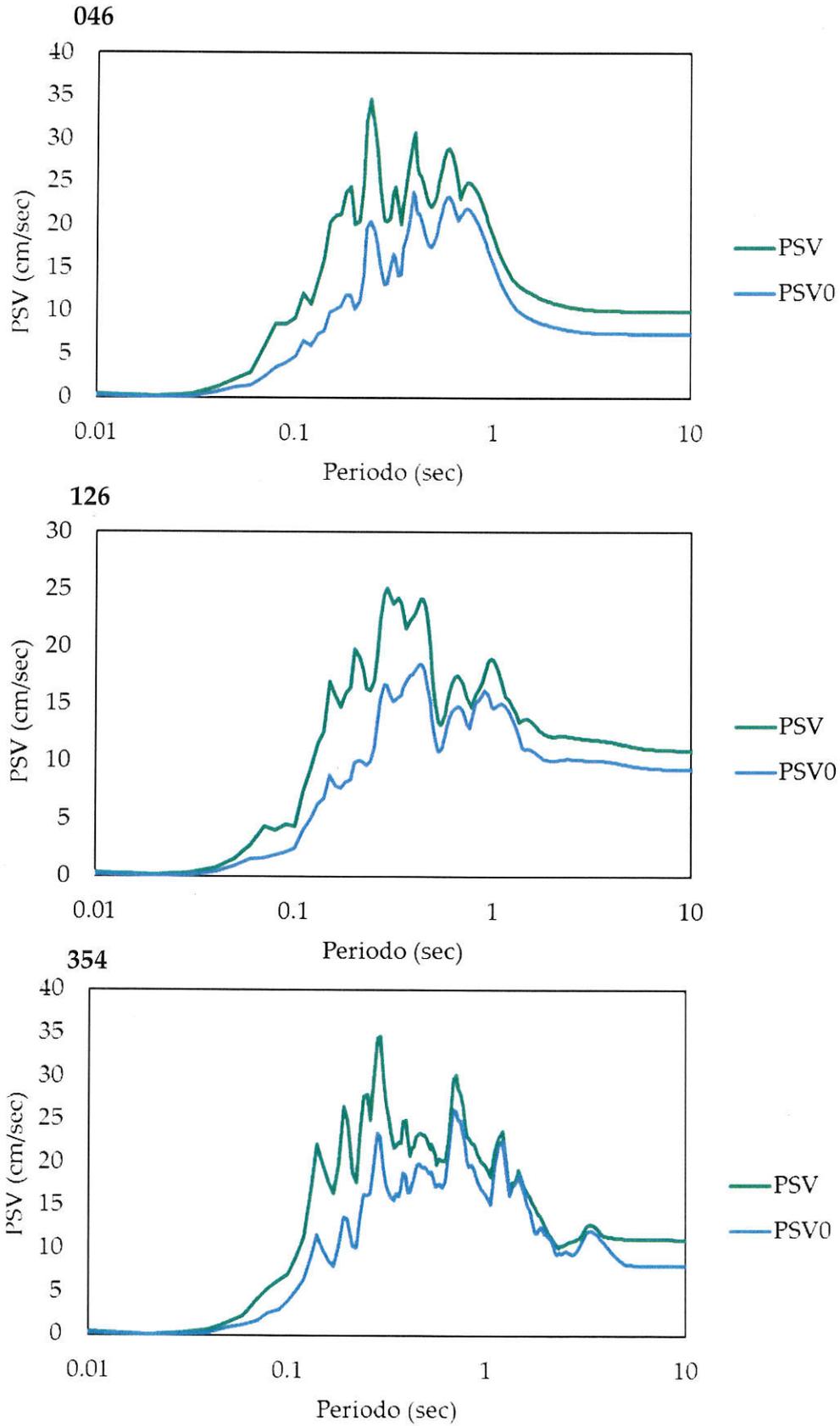
La variazione del fattore di amplificazione con la frequenza definisce la funzione di amplificazione del deposito, dalla quale si ricava la frequenza fondamentale, definita come la frequenza cui corrisponde il valore massimo della funzione di amplificazione.

Dalle funzioni di amplificazione ricavate dalle elaborazioni (TAV. 4.2) risulta che la frequenza fondamentale assume un valore di circa 13,6 Hz e il relativo fattore di amplificazione (F.A.) risulta compreso tra 3,27 e 3,32.

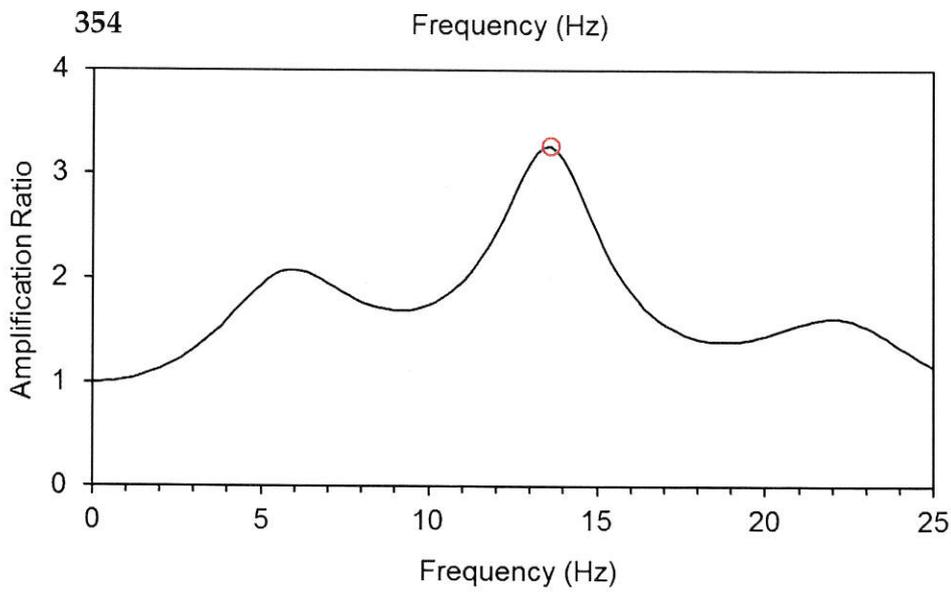
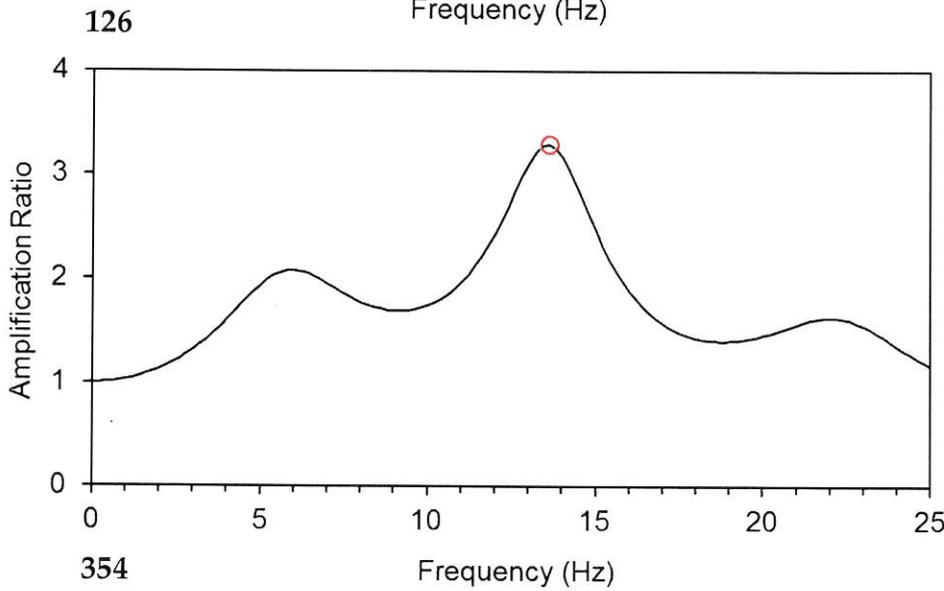
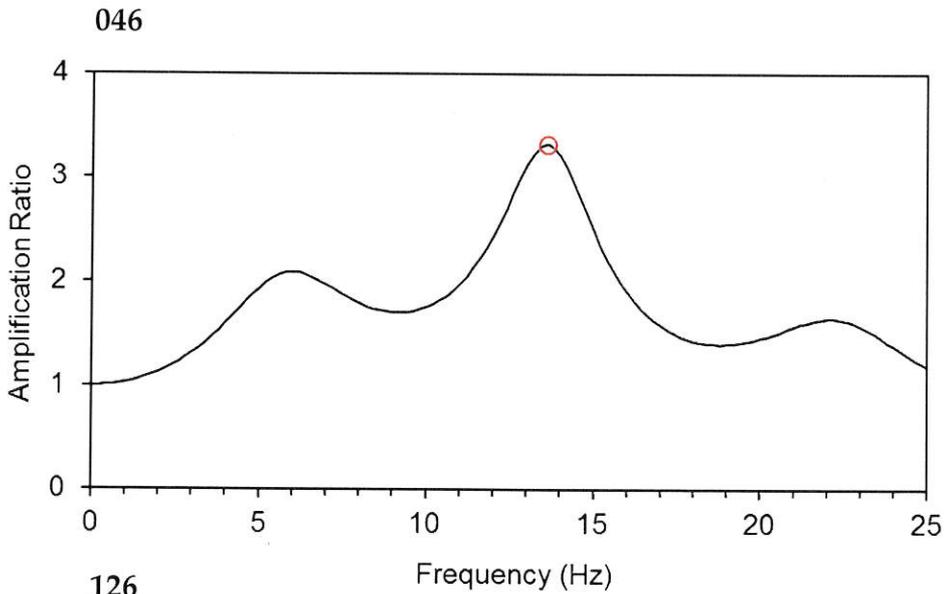
Nella tabella successiva vengono riportati i valori del Fattore di Amplificazione (F.A.), in termini di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA₀) e di intensità spettrale (IS), ottenuti per ciascuno dei tre sismi di progetto.

Segnale reg.	F.A. PGA/PGA ₀	F.A. IS 0,00÷0,50 sec	F.A. IS 0,50÷1,00 sec
046	3,32	1,51	1,19
126	3,30	1,50	1,16
354	3,27	1,48	1,15

TAV. 5.1 – Spettri di risposta relativi alla pseudovelocità (PSV)



TAV. 5.2 – Spettro di amplificazione PGA/ PGA₀



Nella TAV. 6 vengono confrontati i tre spettri in accelerazione, lo spettro risultante dalla media dei tre, e lo spettro inelastico di progetto SLV (N.C.T. 3.2.3.5) ottenuto mediante il foglio di calcolo del Ministero dei Lavori Pubblici riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

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

$V_n = 50$

Classe d'uso = II

Coefficiente d'uso = 1,0

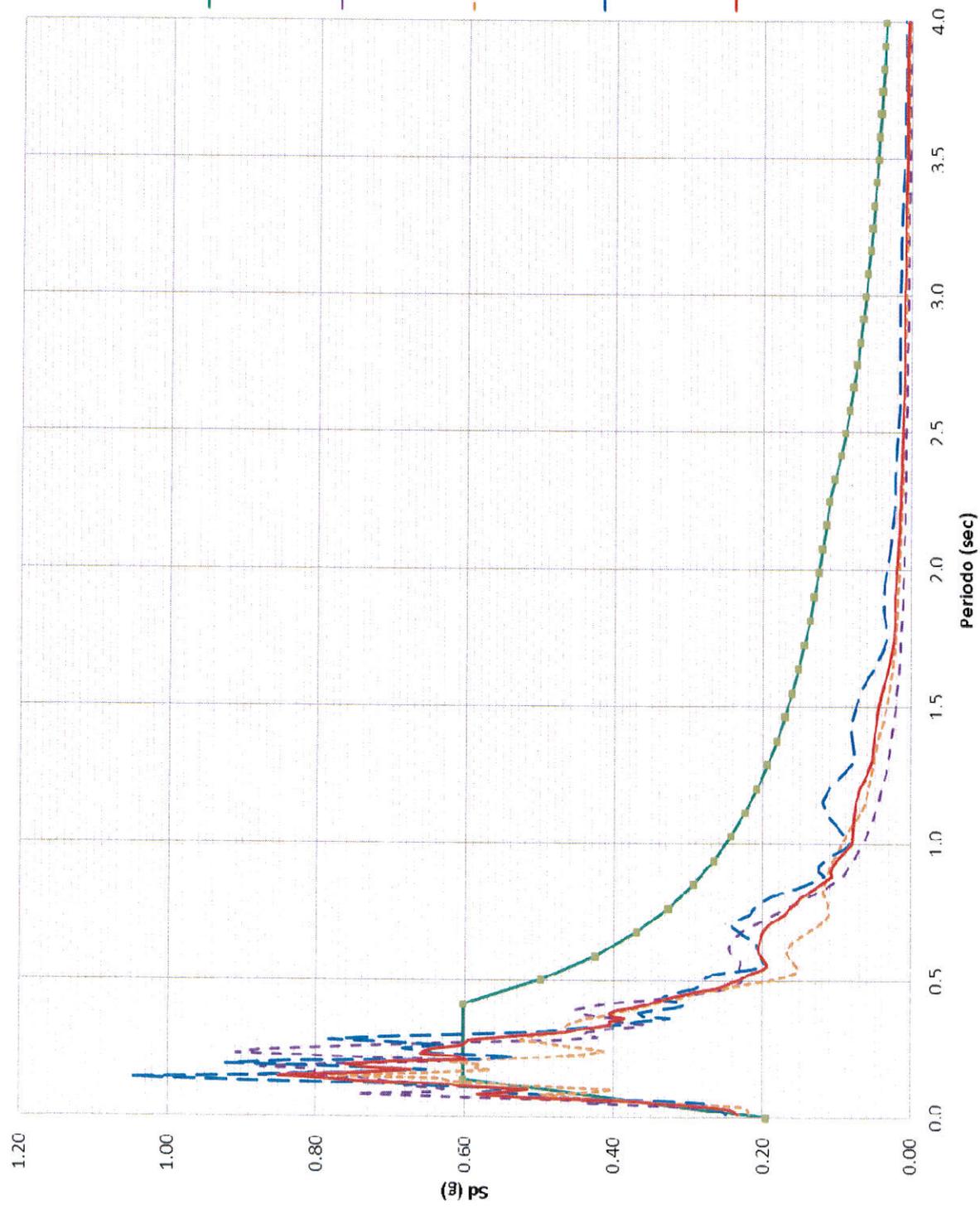
Categoria di sottosuolo = C

Categoria topografica = T1

Smorzamento = 5 %

Fattore di struttura = 1

TAV. 6– Spettri di risposta



13. CONSIDERAZIONI FINALI

L'area in esame si ubica ad una quota media di 115,00 m s.l.m., in una fascia pressoché pianeggiante o scarsamente acclive posta in sinistra orografica del Fiume Reno.

La litologia del primo sottosuolo al tetto, al disotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato dello spessore medio di 0,20÷0,60 m, risulta inizialmente caratterizzata dalla presenza di limi argillosi e/o sabbiosi di colore da marrone a marrone rossastro, di consistenza da plastica a plastico dura ed umidità da medio scarsa a medio elevata.

Da una profondità variabile da 0,80÷2,00 m (fascia Est) a 3,00÷3,60 m, sono presenti delle ghiaie di addensamento da medio ad elevato, in matrice limo argillosa e/o sabbiosa di colore marrone a tratti prevalente, ed umidità da elevata alla totale saturazione idrica.

Suddetti litotipi sono sopportati da marne di colore da nocciola a grigio, di consistenza elevata ed umidità scarsa, il cui tetto è stato evidenziato a partire da una profondità variabile da 3,80÷4,00 m (fascia Est) a 5,00÷6,60 m.

I suddetti terreni sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica, localmente in leggera pressione, permeante i terreni grossolani e sopportata dal substrato marnoso, il cui livello statico, al termine dell'indagine, rispetto al p.c. attuale è stato misurato a profondità variabili da 1,70 m a 3,80 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/qd MPa	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)	Dr (%)
	da	a						
0	0,00	0,20÷0,60	P	-	-	-	-	-
A	0,20÷0,60	0,80÷3,60	LAS/AL	1,0÷2,9 1,0÷3,6	19,0÷19,3	50÷135	0	0
B	0,80÷3,60	3,80÷6,60	GLAS	4,1÷37,2 3,6÷37,8	8,5÷8,6	0	35÷45	54÷100
C	3,80÷6,60	fine indag.	M	- 30,0÷79,2	20,0÷20,5	>400	0	0

I terreni del primo sottosuolo presentano una Vs30 pari a 488 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria B, che comprende "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a

30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s 800 m/s (ovvero $N_{SPT30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine”.

Nell'area in esame sedimenti potenzialmente liquefabili sono inesistenti, essendo la litologia di superficie rappresentata da argille e limi di buona consistenza e da ghiaie di addensamento da medio ad elevato, sopportate in breve da un substrato marnoso.

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

Dalle funzioni di amplificazione ricavate dalle elaborazioni risulta che la frequenza fondamentale assume un valore di circa 13,6 Hz, ed il relativo fattore di amplificazione (FA) risulta compreso tra 3,27 e 3,32, 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 1,48 a 1,51 sec, e per periodi compresi tra 0,5 e 1,0 sec varia da 1,15 a 1,19 sec.

I terreni presenti ad una profondità media di 1,00÷1,20 m dal p.c. attuale, nel caso di sistemi fondali diretti nastriforme, non considerando la superficie efficace degli stessi, consentono valori di resistenza di progetto compresi tra 112,1 kN/m² a 270,2 kN/m² nel caso di verifica mediante “Approccio 1 Combinazione 2” e tra 120,0 kN/m² e 449,9 kN/m² nel caso di “Approccio 2”, mentre alla profondità di circa 3,00 m, sempre per le stesse condizioni, risultano rispettivamente pari a 226,5÷311,8 kN/m² (Approccio 1 Combinazione 2) e pari a 392,2÷510,5 kN/m² (Approccio 2).

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

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

Casalecchio di Reno, 28 Marzo 2014



ALLEGATI

Indagine geognostica

Committente: Studio Progea
 Località : Sasso Marconi (BO)
 Cantiere : via Maranina
 n° prova : 1
 Profondità falda : assente
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **14.0234 /RSP**

Data prova: 21/03/2014
 Quota: --
 Codice lavoro: 2014.056
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
3		0,29	19,62	15	6,67	
3	6	0,29	32,70	9	11,12	
14	19	1,37	78,48	17	5,72	
13	25	1,27	78,48	16	6,16	
131	143	12,84	104,64	123	0,81	1,0 m
248	264	24,31	150,42	162	0,62	
355	378	34,80	202,74	172	0,58	
400	431	39,22				

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	21/03/2014	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Committente: Studio Progea
 Località : Sasso Marconi (BO)
 Cantiere : via Maranina
 n° prova : 2
 Profondità falda : 1.50 m
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: 14.0235 /RSP

Data prova: 21/03/2014
 Quota: --
 Codice lavoro: 2014.056
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
4		0,39	32,70	12	8,34	
2	7	0,20	39,24	5	20,01	
9	15	0,88	39,24	22	4,45	
19	25	1,86	98,10	19	5,27	
27	42	2,65	124,26	21	4,69	1,0 m
27	46	2,65	150,42	18	5,68	
32	55	3,14	143,88	22	4,59	
43	65	4,22	78,48	54	1,86	
10	22	0,98	58,86	17	6,00	
173	182	16,96	124,26	136	0,73	2,0 m
221	240	21,67	137,34	158	0,63	
299	320	29,31	176,58	166	0,60	
400	427	39,22				

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	21/03/2014	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Committente: Studio Progea
 Località : Sasso Marconi (BO)
 Cantiere : via Maranina
 n° prova : 3
 Profondità falda : 1.90 m
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **14.0236 /RSP**

Data prova: 21/03/2014
 Quota: --
 Codice lavoro: 2014.056
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
4		0,39	26,16	15	6,67	
4	8	0,39	45,78	9	11,67	
11	18	1,08	58,86	18	5,46	
14	23	1,37	58,86	23	4,29	
11	20	1,08	65,40	16	6,06	1,0 m
10	20	0,98	65,40	15	6,67	
11	21	1,08	65,40	16	6,06	
11	21	1,08	71,94	15	6,67	
11	22	1,08	71,94	15	6,67	
11	22	1,08	52,32	21	4,85	2,0 m
9	17	0,88	58,86	15	6,67	
42	51	4,12	91,56	45	2,22	
44	58	4,31	104,64	41	2,43	
138	154	13,53	98,10	138	0,73	
257	272	25,20	156,96	161	0,62	3,0 m
355	379	34,80	209,28	166	0,60	
400	432	39,22				

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	21/03/2014	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

Committente: Studio Progea
 Località : Sasso Marconi (BO)
 Cantiere : via Maranina
 n° prova : 4
 Profondità falda : 1.00 m
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: 14.0237 /RSP

Data prova: 21/03/2014
 Quota: --
 Codice lavoro: 2014.056
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
16		1,57	98,10	16	6,25	
15	30	1,47	91,56	16	6,23	
18	32	1,76	111,18	16	6,30	
20	37	1,96	124,26	16	6,34	
19	38	1,86	104,64	18	5,62	1,0 m
22	38	2,16	111,18	19	5,15	
26	43	2,55	156,96	16	6,16	
25	49	2,45	143,88	17	5,87	
24	46	2,35	130,80	18	5,56	
25	45	2,45	150,42	16	6,14	2,0 m
33	56	3,24	183,12	18	5,66	
29	57	2,84	150,42	19	5,29	
186	209	18,24	137,34	133	0,75	
248	269	24,31	150,42	162	0,62	
333	356	32,65	189,66	172	0,58	3,0 m
400	429	39,22				

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	21/03/2014	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

Committente: Studio Progea
 Località : Sasso Marconi (BO)
 Cantiere : via Maranina
 n° prova : 5
 Profondità falda : 1.50 m
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: 14.0238 /RSP

Data prova: 21/03/2014
 Quota: --
 Codice lavoro: 2014.056
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
14		1,37	78,48	17	5,72	
15	27	1,47	91,56	16	6,23	
18	32	1,76	111,18	16	6,30	
23	40	2,25	117,72	19	5,22	
24	42	2,35	143,88	16	6,11	1,0 m
22	44	2,16	124,26	17	5,76	
22	41	2,16	117,72	18	5,46	
18	36	1,76	91,56	19	5,19	
17	31	1,67	104,64	16	6,28	
26	42	2,55	137,34	19	5,39	2,0 m
22	43	2,16	111,18	19	5,15	
30	47	2,94	143,88	20	4,89	
32	54	3,14	202,74	15	6,46	
31	62	3,04	170,04	18	5,59	
28	54	2,75	143,88	19	5,24	3,0 m
43	65	4,22	91,56	46	2,17	
64	78	6,27	111,18	56	1,77	
73	90	7,16	156,96	46	2,19	
182	206	17,84	124,26	144	0,70	
242	261	23,73	150,42	158	0,63	4,0 m
380	403	37,25	222,36	168	0,60	
400	434	39,22				

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	21/03/2014	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

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

40033 CASALECCHIO DI RENO
Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)

N. 1

Rapporto di Prova N°: **14.0234 /RSP**

Committente : Studio Progea

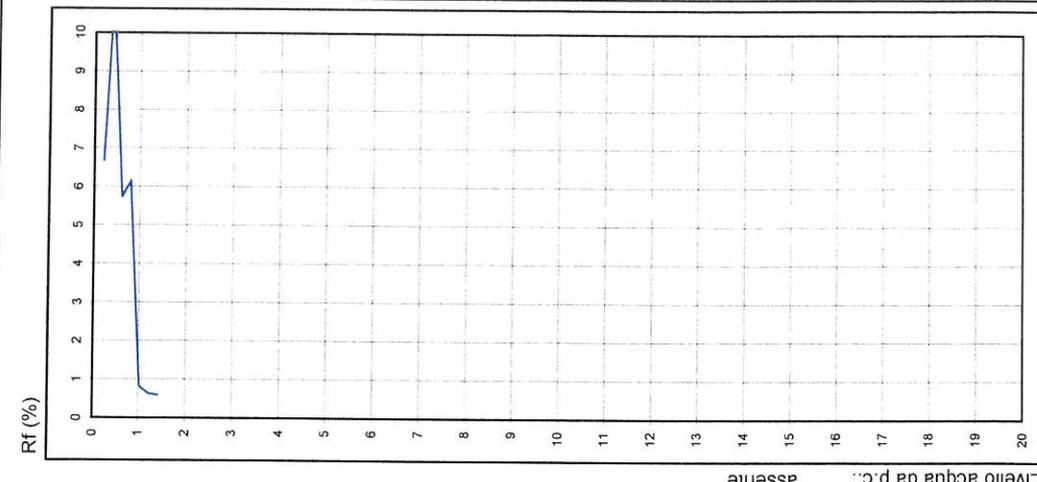
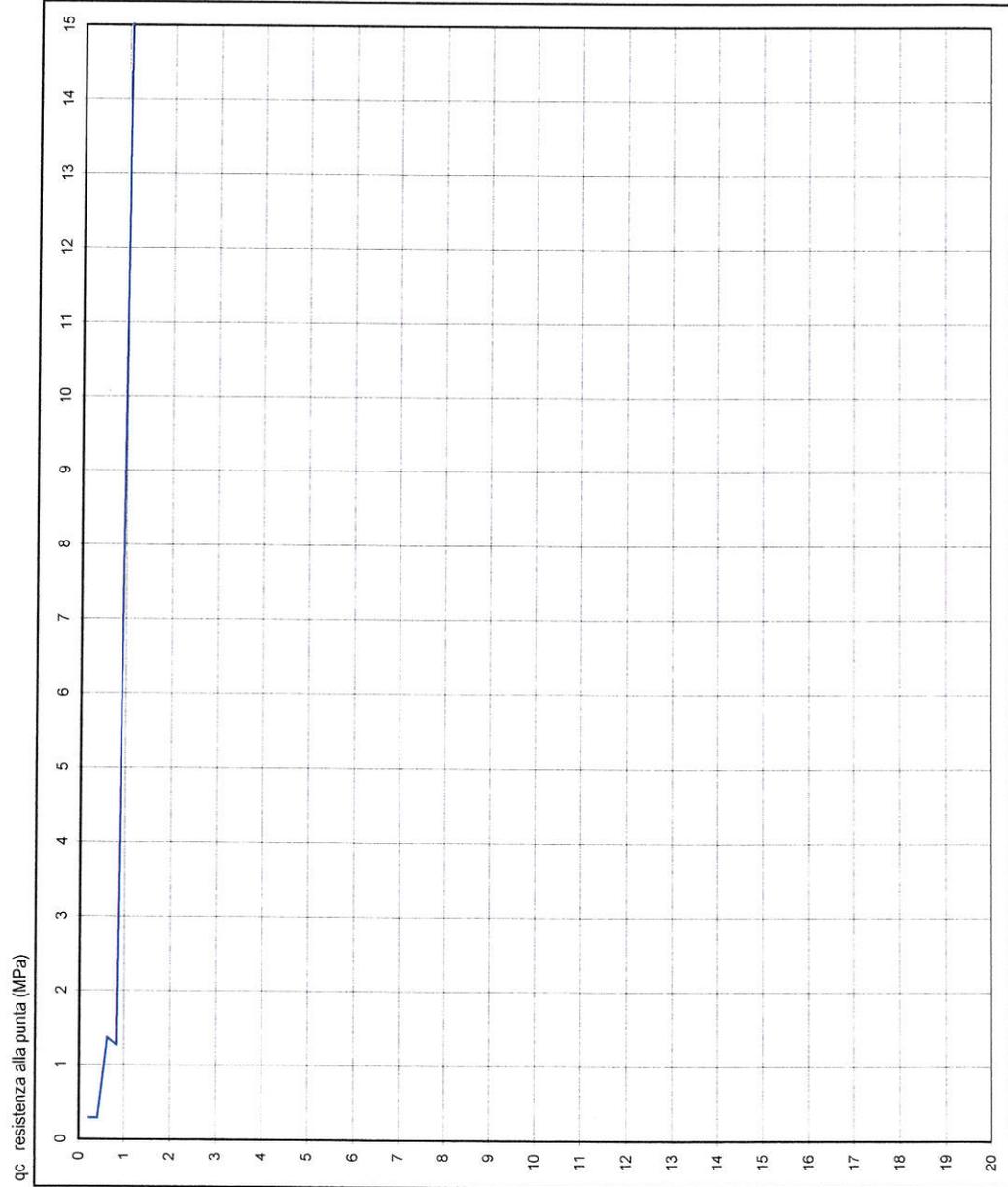
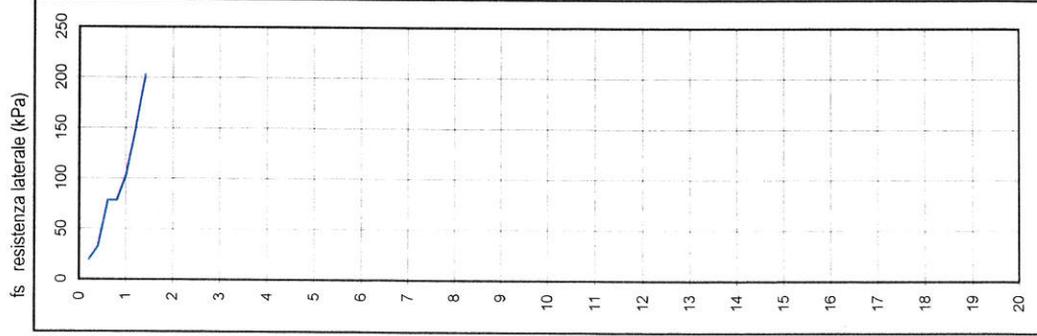
Quota: --

Località : Sasso Marconi (BO) via Maranina

Data prova : 21/03/2014

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Codice lavoro: 2014.056



Livello acqua da p.c.: assente

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-05	0	21/03/2014	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

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

40033 CASALECCHIO DI RENO
Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)

N. 2

Rapporto di Prova N°: **14.0235 /RSP**

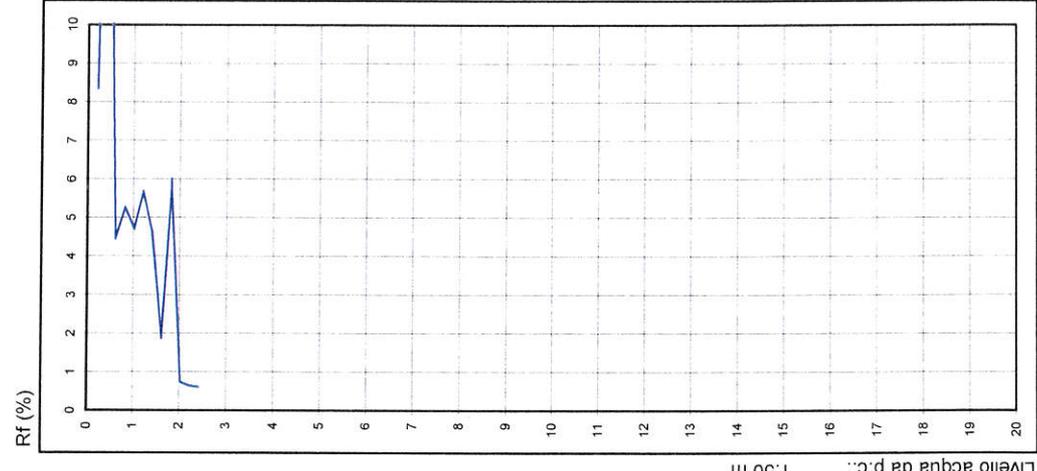
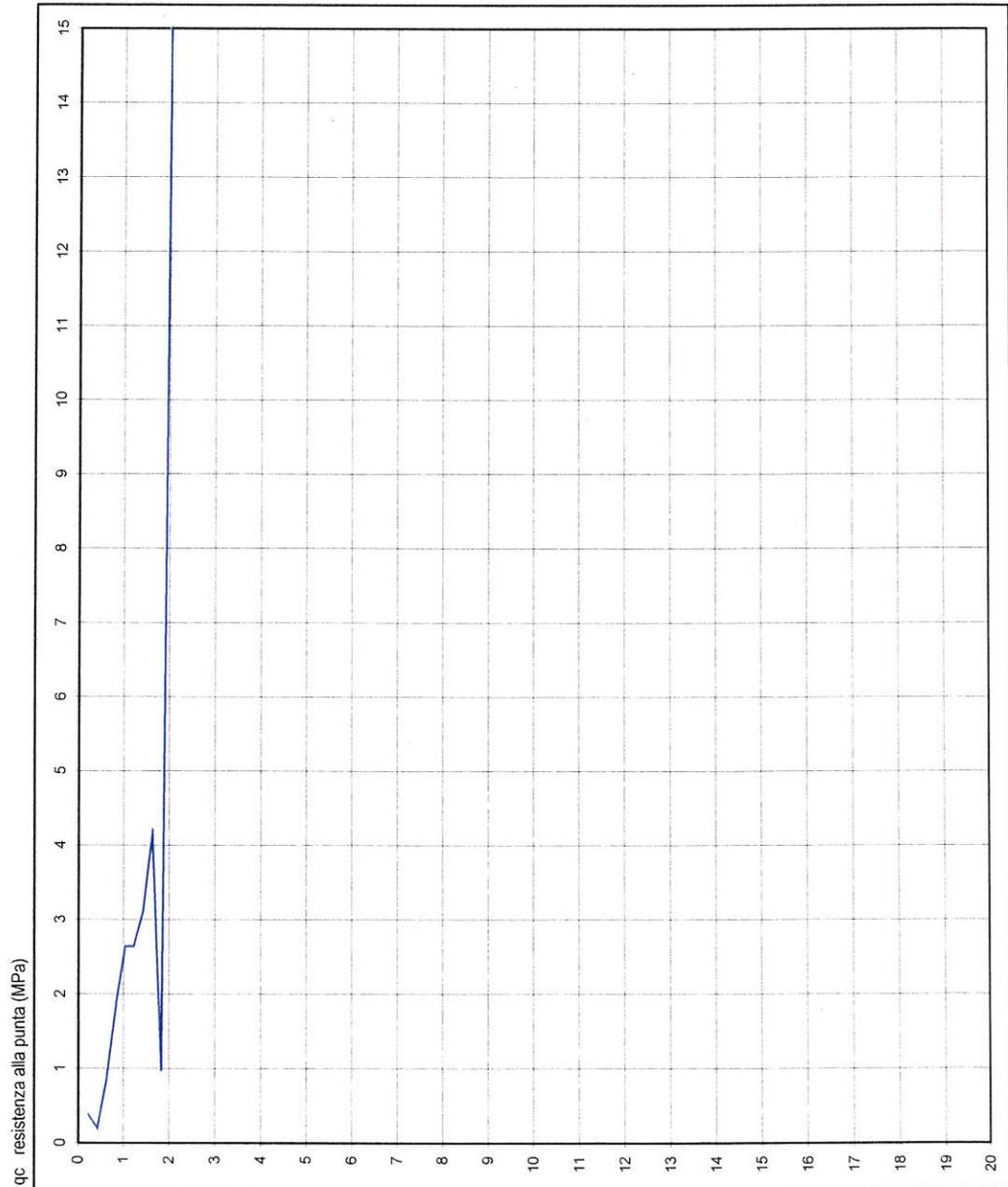
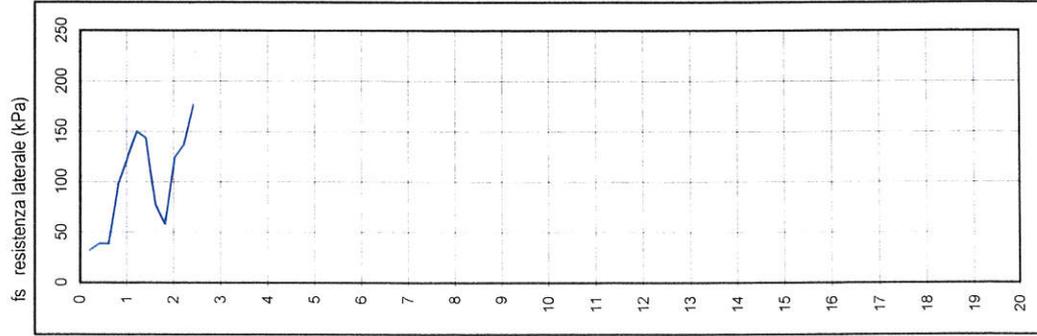
Quota: --

Committente : Studio Progea
Località : Sasso Marconi (BO) via Maranina

Data prova : 21/03/2014

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Codice lavoro: 2014.056



Livello acqua da p.c.: 1.50 m

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-05	0	21/03/2014	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)

N. 3

Rapporto di Prova N°: **14.0236 /RSP**

Committente : Studio Progea

Località : Sasso Marconi (BO)

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

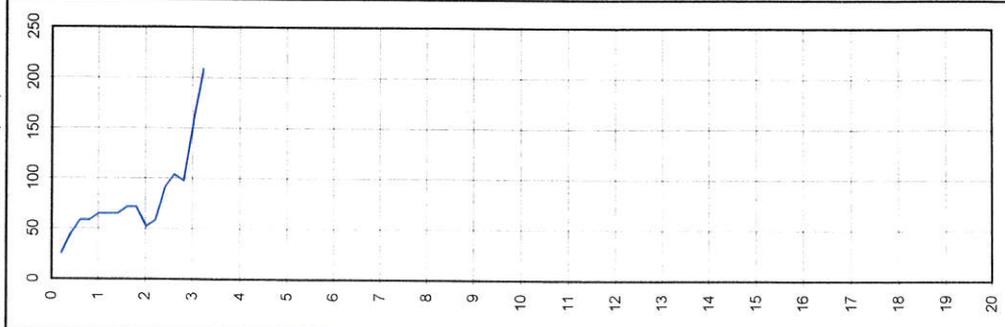
via Maranina

Quota: --

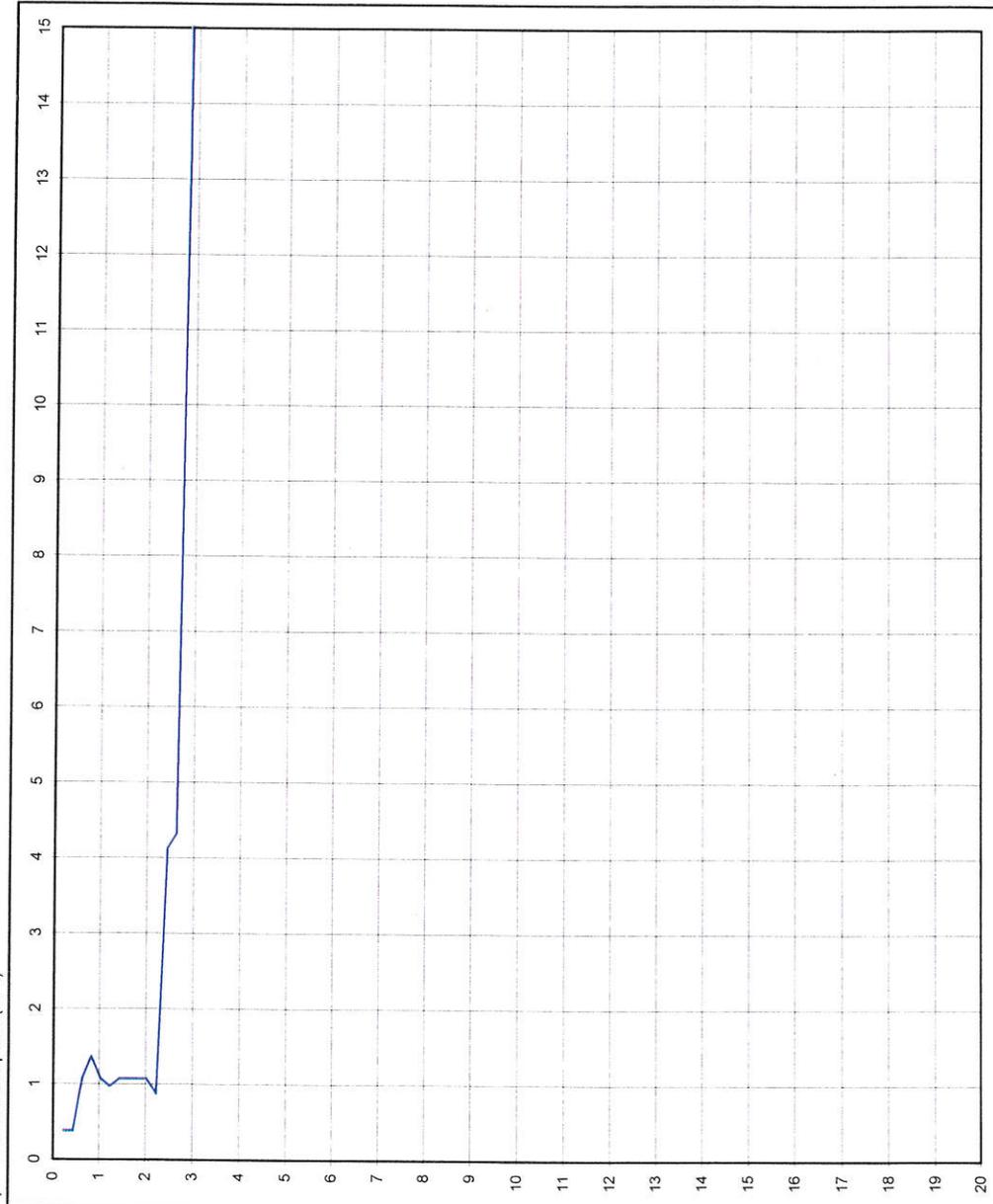
Data prova : 21/03/2014

Codice lavoro: 2014.056

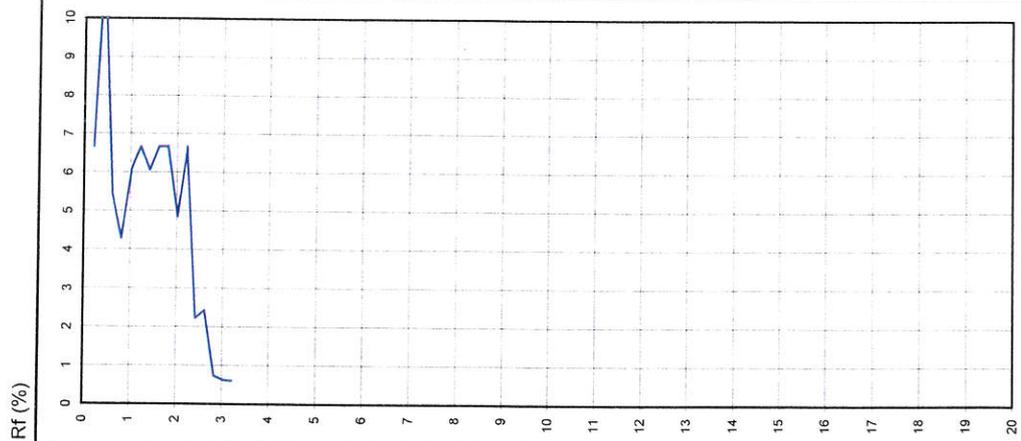
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Livello acqua da p.c.: 1.90 m



Note: ----

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-05	0	21/03/2014	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)

N. 4

Rapporto di Prova N°: **14.0237 /RSP**

Committente : Studio Progea

Località : Sasso Marconi (BO)

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

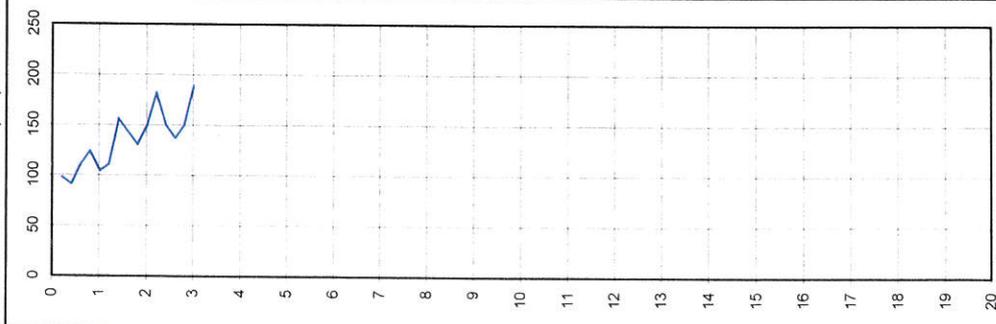
via Maranina

Quota: --

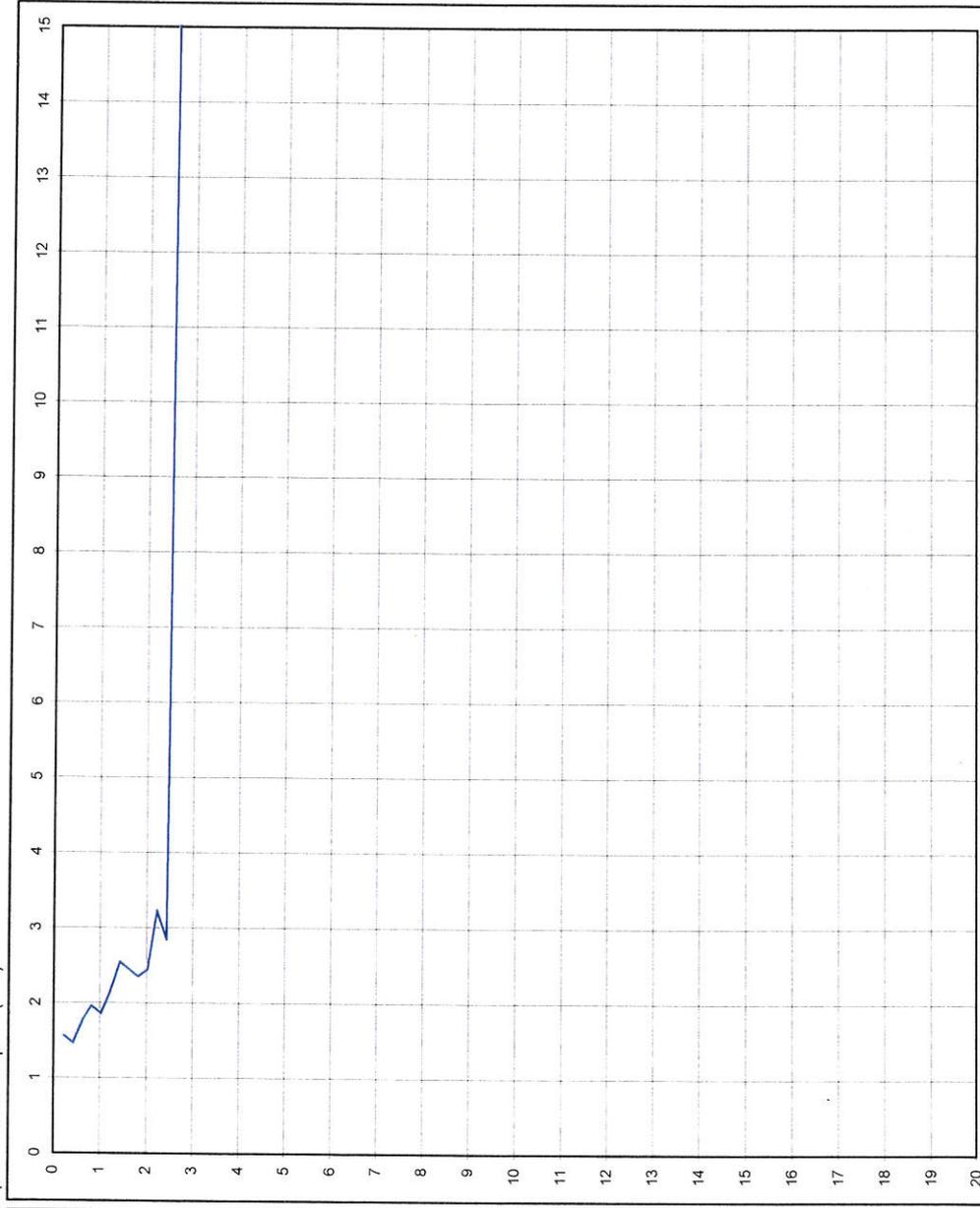
Data prova : 21/03/2014

Codice lavoro: 2014.056

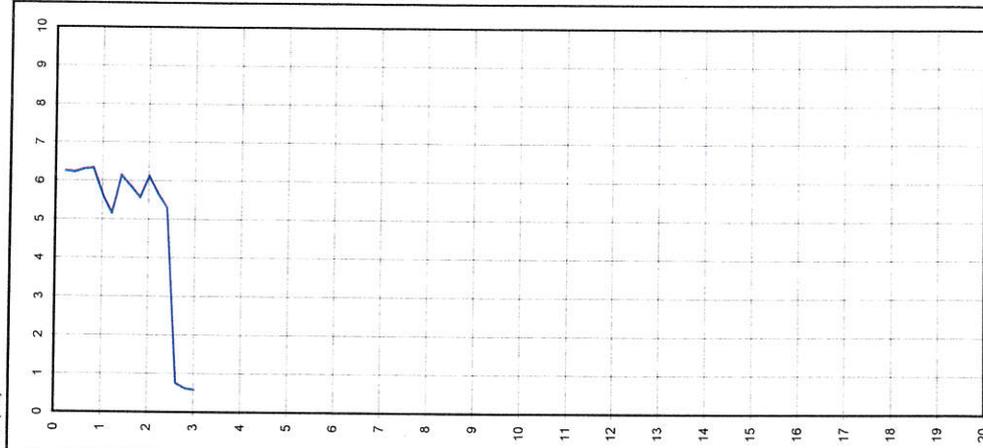
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)



Livello acqua da p.c.: 1,00 m

Note: ---

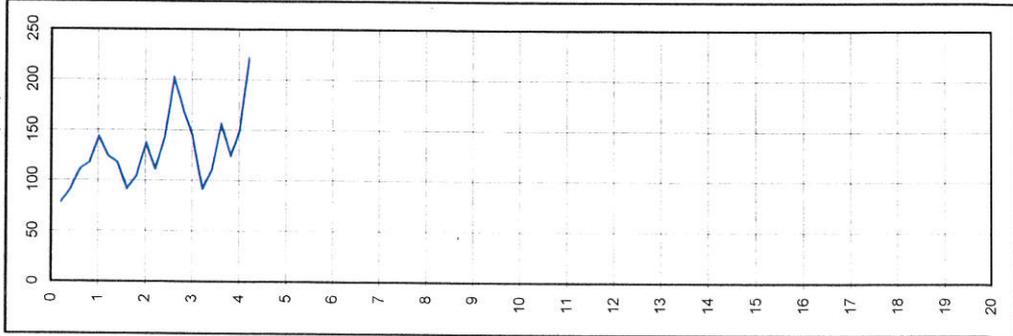
Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-05	0	21/03/2014	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

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

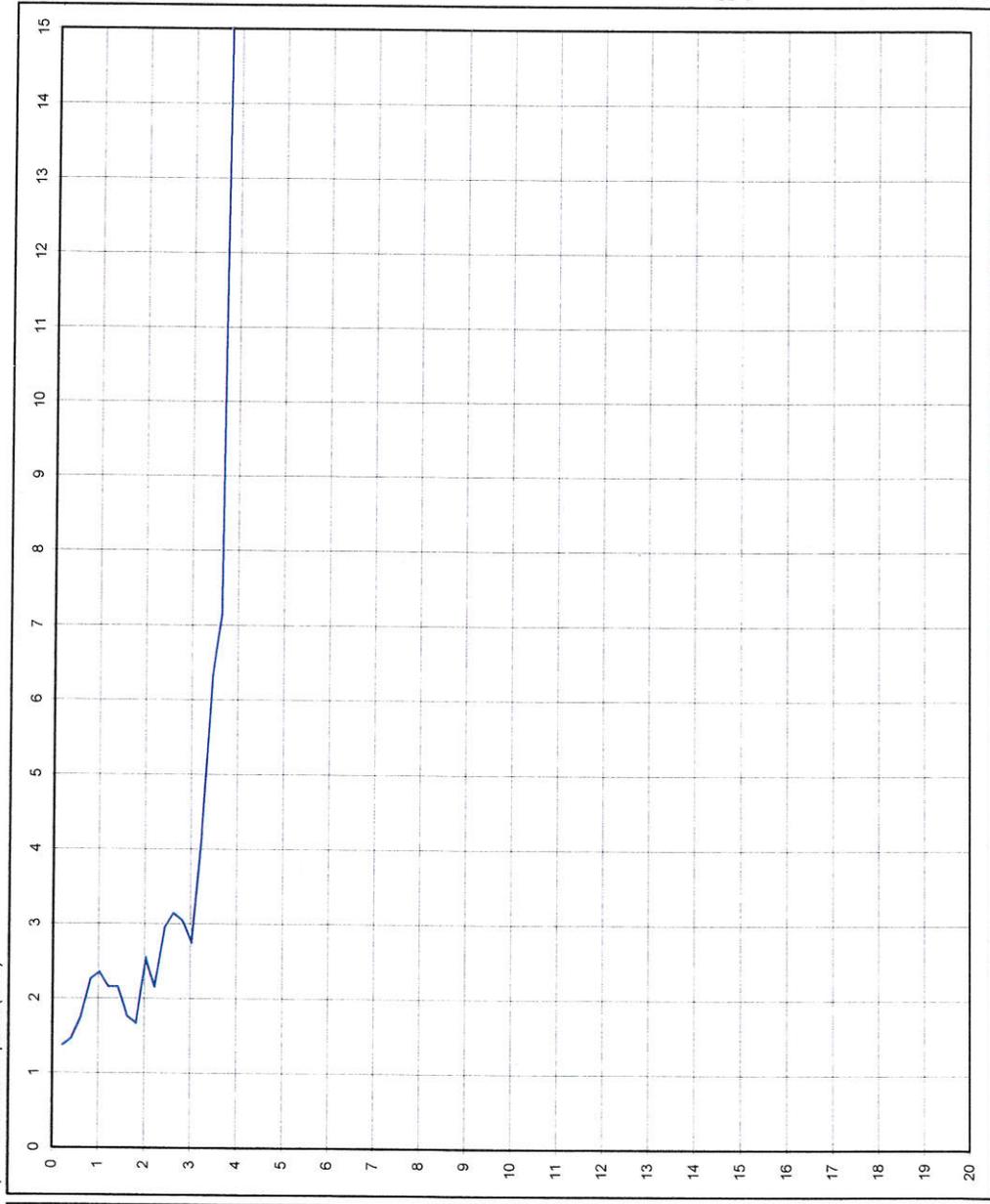
CPT (CONE PENETRATION TEST)
 N. 5
 Committente : Studio Progea
 Località : Sasso Marconi (BO) via Maranina
 Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Rapporto di Prova N°: 14.0238 /RSP
 Quota: --
 Data prova : 21/03/2014
 Codice lavoro: 2014.056

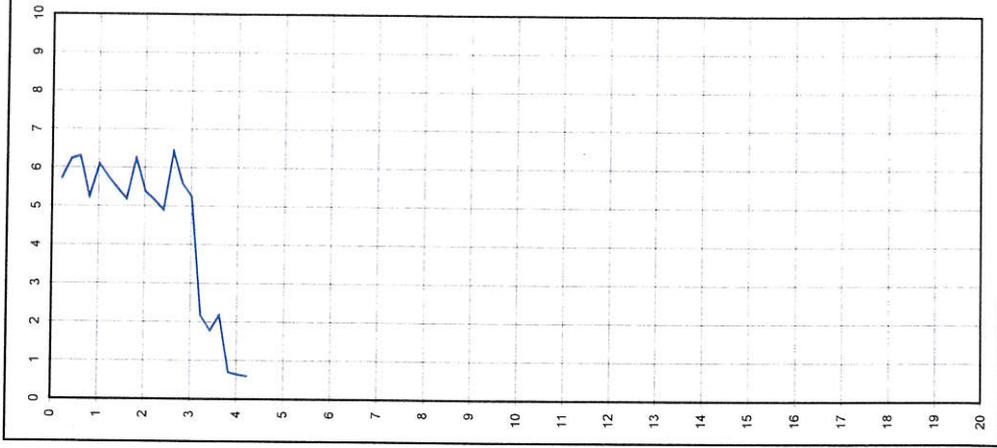
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)



Livello acqua da p.c.: 1.50 m

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-05	0	21/03/2014	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Committente : Studio Progea
 Località : Sasso Marconi (BO)
 Cantiere : via Maranina
 n° prova : 1
 Profondità falda : 1.50 m
 Attrezzatura: Penetrometro dinamico Emilia-DPSH
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **14.0239 /RSP**

Data prova: 21/03/2014

Quota: ---

Codice lavoro: 2014.056

Procedura di prova: ---

prof. (m)	N	qd MPa	
0,20	1	1,1	m 0
0,40	1	1,1	
0,60	3	3,2	
0,80	2	2,1	
1,00	1	1,1	m 1
1,20	7	6,8	
1,40	21	20,3	
1,60	36	34,9	
1,80	32	31,0	
2,00	39	37,8	m 2
2,20	11	9,9	
2,40	7	6,3	
2,60	23	20,6	
2,80	26	23,3	
3,00	19	17,0	m 3
3,20	18	15,0	
3,40	20	16,7	
3,60	39	32,5	
3,80	65	54,2	

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	21/03/2014	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Committente : Studio Progea
 Località : Sasso Marconi (BO)
 Cantiere : via Maranina
 n° prova : 2
 Profondità falda : 1.50 m
 Attrezzatura: Penetrometro dinamico Emilia-DPSH
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **14.0240 /RSP**

Data prova: 21/03/2014
 Quota: ---
 Codice lavoro: 2014.056
 Procedura di prova: ---

prof. (m)	N	qd MPa	
0,20	1	1,1	m 0
0,40	1	1,1	
0,60	1	1,1	
0,80	1	1,1	
1,00	2	2,1	m 1
1,20	5	4,8	
1,40	3	2,9	
1,60	3	2,9	
1,80	3	2,9	
2,00	8	7,8	m 2
2,20	10	9,0	
2,40	5	4,5	
2,60	6	5,4	
2,80	7	6,3	
3,00	18	16,1	m 3
3,20	15	12,5	
3,40	14	11,7	
3,60	36	30,0	
3,80	95	79,2	

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	21/03/2014	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Committente : Studio Progea
 Località : Sasso Marconi (BO)
 Cantiere : via Maranina
 n° prova : 3
 Profondità falda : 1.90 m
 Attrezzatura: Penetrometro dinamico Emilia-DPSH
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **14.0241 /RSP**

Data prova: 21/03/2014
 Quota: ---
 Codice lavoro: 2014.056
 Procedura di prova: ---

prof. (m)	N	qd MPa	
0,20	1	1,1	m 0
0,40	1	1,1	
0,60	1	1,1	
0,80	1	1,1	
1,00	1	1,1	m 1
1,20	1	1,0	
1,40	1	1,0	
1,60	1	1,0	
1,80	2	1,9	
2,00	1	1,0	m 2
2,20	1	0,9	
2,40	2	1,8	
2,60	4	3,6	
2,80	12	10,8	
3,00	18	16,1	m 3
3,20	15	12,5	
3,40	8	6,7	
3,60	23	19,2	
3,80	65	54,2	
4,00	75	62,5	m 4

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	21/03/2014	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

Committente : Studio Progea
 Località : Sasso Marconi (BO)
 Cantiere : via Maranina
 n° prova : 4
 Profondità falda : 1.00 m
 Attrezzatura: Penetrometro dinamico Emilia-DPSH
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **14.0242 /RSP**

Data prova: 21/03/2014
 Quota: ---
 Codice lavoro: 2014.056
 Procedura di prova: ---

prof. (m)	N	qd MPa	
0,20	4	4,2	m 0
0,40	3	3,2	
0,60	3	3,2	
0,80	2	2,1	
1,00	3	3,2	m 1
1,20	3	2,9	
1,40	3	2,9	
1,60	3	2,9	
1,80	3	2,9	
2,00	3	2,9	m 2
2,20	4	3,6	
2,40	3	2,7	
2,60	7	6,3	
2,80	33	29,6	
3,00	51	45,7	m 3
3,20	40	33,4	
3,40	27	22,5	
3,60	14	11,7	
3,80	10	8,3	
4,00	8	6,7	m 4
4,20	15	11,7	
4,40	23	17,9	
4,60	22	17,1	
4,80	17	13,3	
5,00	27	21,0	m 5
5,20	60	43,9	
5,40	105	76,8	

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	21/03/2014	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

Committente : Studio Progea
 Località : Sasso Marconi (BO)
 Cantiere : via Maranina
 n° prova : 5
 Profondità falda : 1.50 m
 Attrezzatura: Penetrometro dinamico Emilia-DPSH
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **14.0243 /RSP**

Data prova: 21/03/2014
 Quota: ---
 Codice lavoro: 2014.056
 Procedura di prova: ---

prof. (m)	N	qd MPa	
0,20	1	1,1	m 0
0,40	1	1,1	
0,60	1	1,1	
0,80	1	1,1	
1,00	3	3,2	m 1
1,20	3	2,9	
1,40	2	1,9	
1,60	2	1,9	
1,80	2	1,9	
2,00	3	2,9	m 2
2,20	4	3,6	
2,40	4	3,6	
2,60	5	4,5	
2,80	4	3,6	
3,00	4	3,6	m 3
3,20	7	5,8	
3,40	8	6,7	
3,60	9	7,5	
3,80	8	6,7	
4,00	28	23,3	m 4
4,20	32	24,9	
4,40	26	20,3	
4,60	25	19,5	
4,80	34	26,5	
5,00	35	27,3	m 5
5,20	26	19,0	
5,40	9	6,6	
5,60	29	21,2	
5,80	25	18,3	
6,00	18	13,2	m 6
6,20	17	11,7	
6,40	65	44,8	

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	21/03/2014	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE s.r.l.

40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimara, 119 - Tel. 051/61.33.072
P.I. 04135500371

D P S H 1

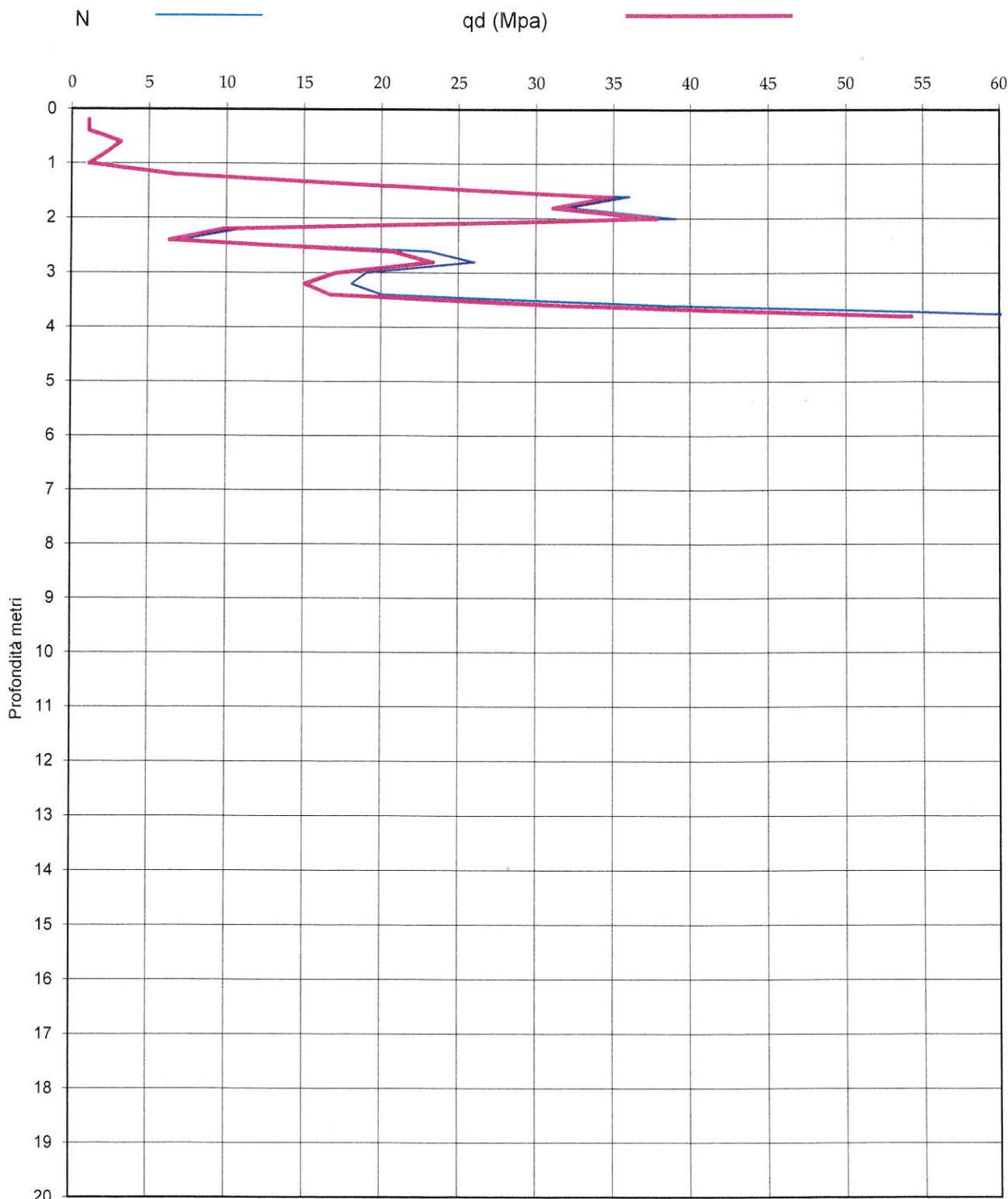
Data prova: 21/03/2014
Quota ---
Codice lavoro: 2014.056

Committente: Studio Progea

Rapporto di prova N. 14.0239 /RSP

Località: Sasso Marconi (BO) via Maranina

Attrezzatura: Penetrometro dinamico Emilia-DPSH



Profondità acqua da p.c. : 1.50 m

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche

Note: ---

Procedure di prova	Rapporto di prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
---	14.0239 /RSP	0	21/03/2014	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE s.r.l.

40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072
P.I. 04135500371

D P S H 2

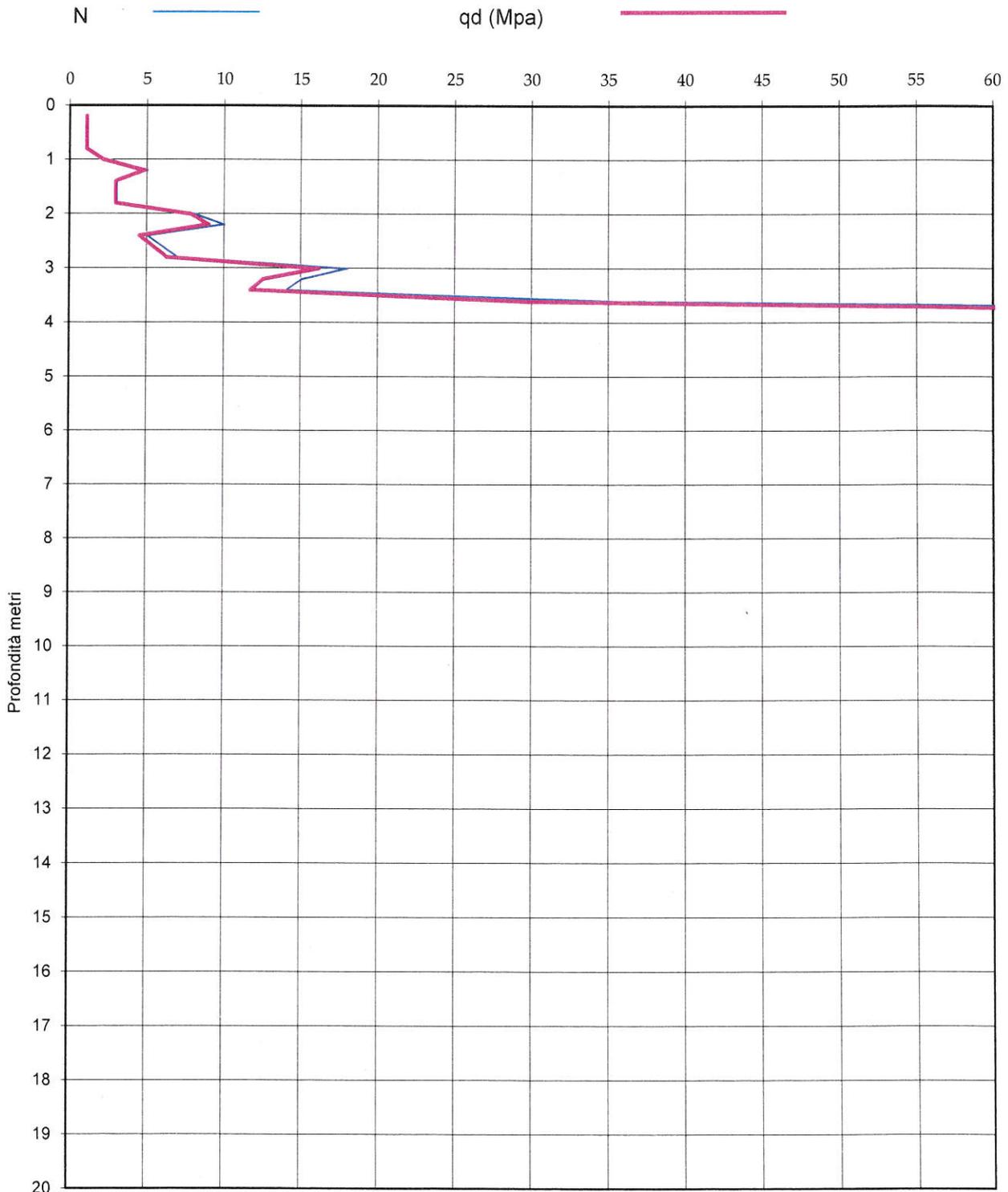
Data prova: 21/03/2014
Quota ---
Codice lavoro: 2014.056

Committente: Studio Progea

Rapporto di prova N. 14.0240 /RSP

Località: Sasso Marconi (BO) via Maranina

Attrezzatura: Penetrometro dinamico Emilia-DPSH



Profondità acqua da p.c. : 1.50 m

Note: ---

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche

Procedure di prova	Rapporto di prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
---	14.0240 /RSP	0	21/03/2014	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072
P.I. 04135500371

D P S H 3

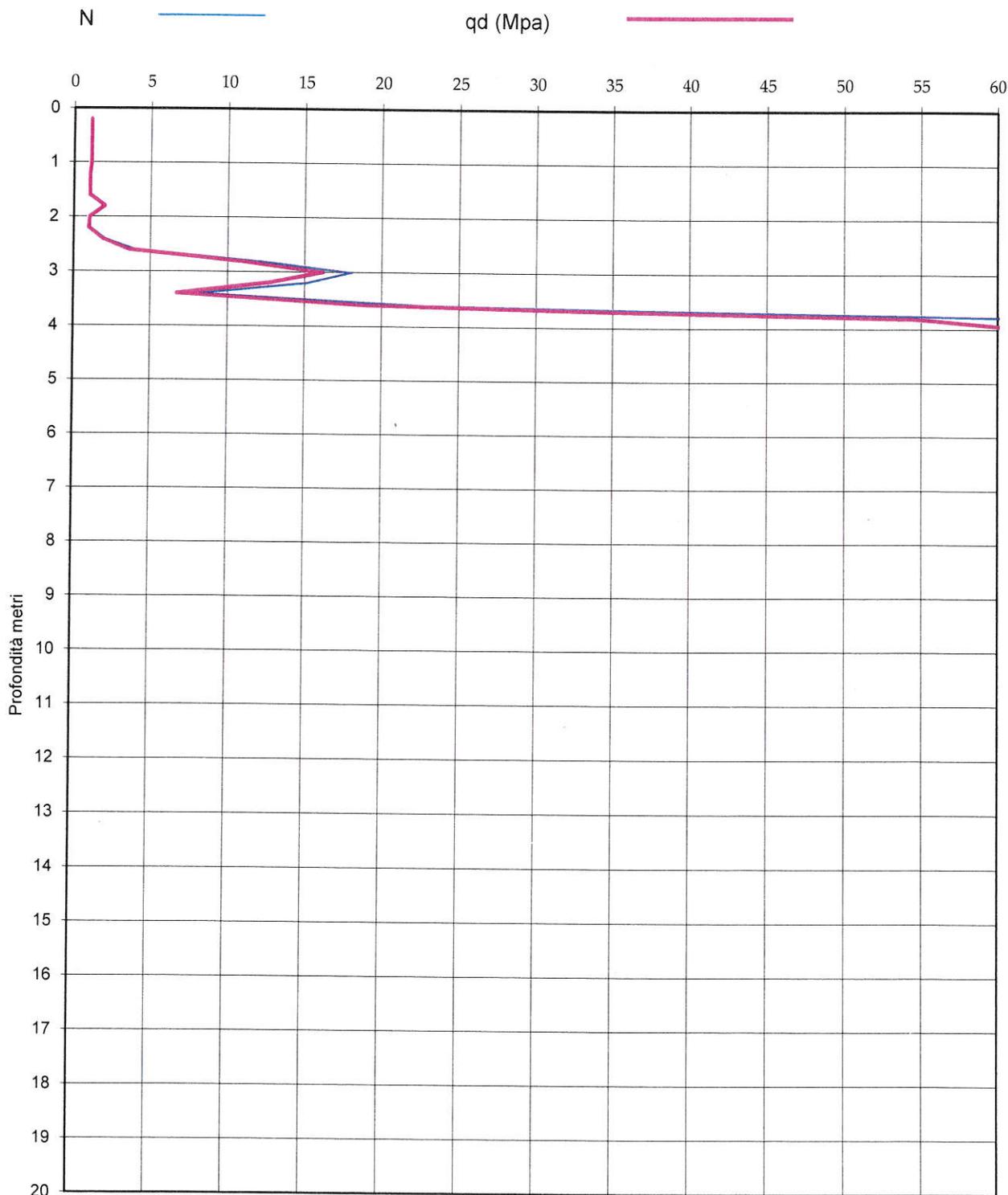
Data prova: 21/03/2014
Quota ---
Codice lavoro: 2014.056

Committente: Studio Progea

Rapporto di prova N. 14.0241 /RSP

Località: Sasso Marconi (BO) via Maranina

Attrezzatura: Penetrometro dinamico Emilia-DPSH



Profondità acqua da p.c. : 1.90 m

Note: ---

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche

Procedure di prova	Rapporto di prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
---	14.0241 /RSP	0	21/03/2014	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE s.r.l.

40033 Casalecchio di Reno (BO)

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

P.I. 04135500371

D P S H 4

Data prova: 21/03/2014

Quota ---

Codice lavoro: 2014.056

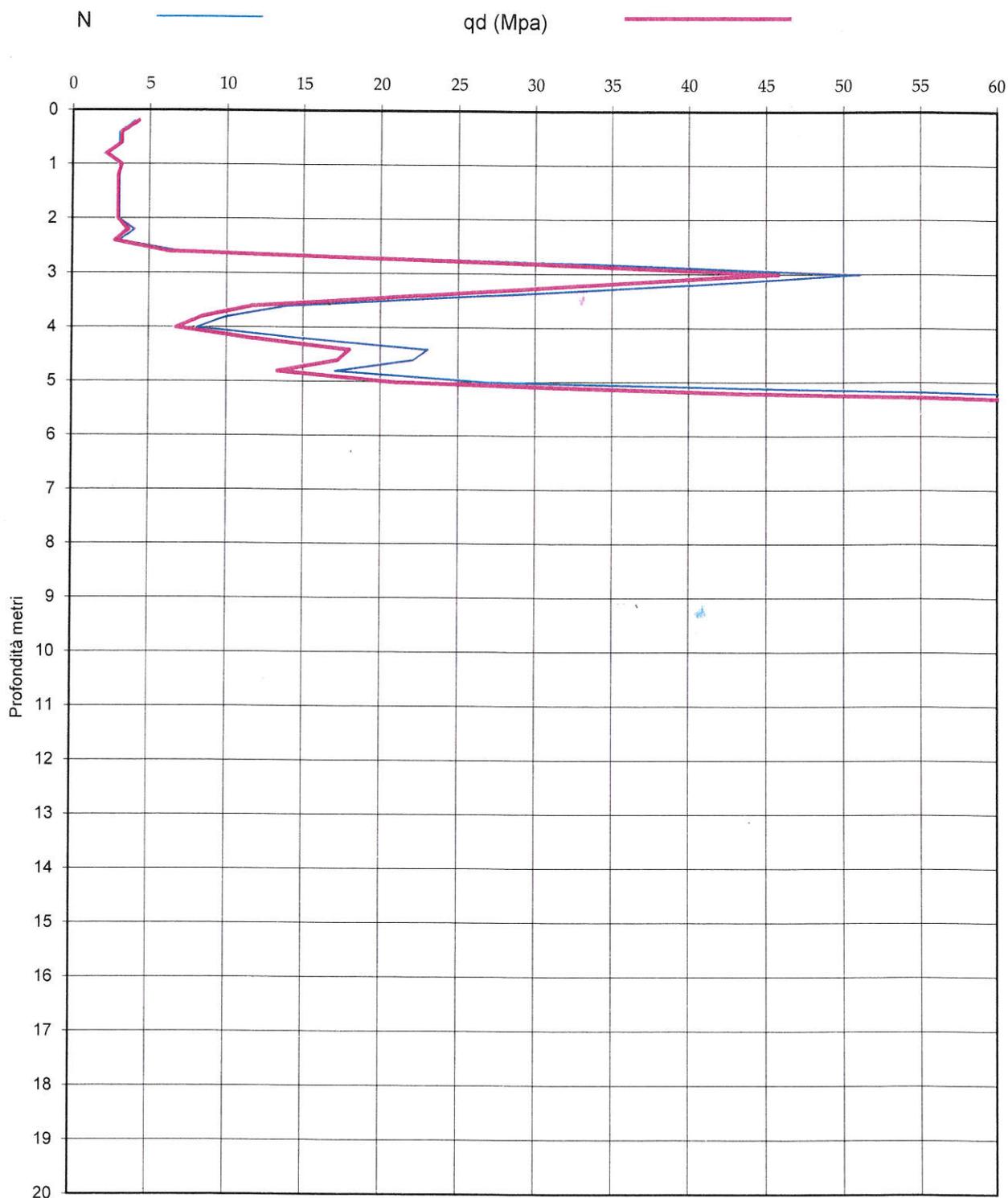
Committente: Studio Progea

Rapporto di prova N. 14.0242 /RSP

Località: Sasso Marconi (BO)

via Maranina

Attrezzatura: Penetrometro dinamico Emilia-DPSH



Note: ---

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche

Procedure di prova	Rapporto di prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
---	14.0242 /RSP	0	21/03/2014	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE s.r.l.

40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072
P.I. 04135500371

D P S H 5

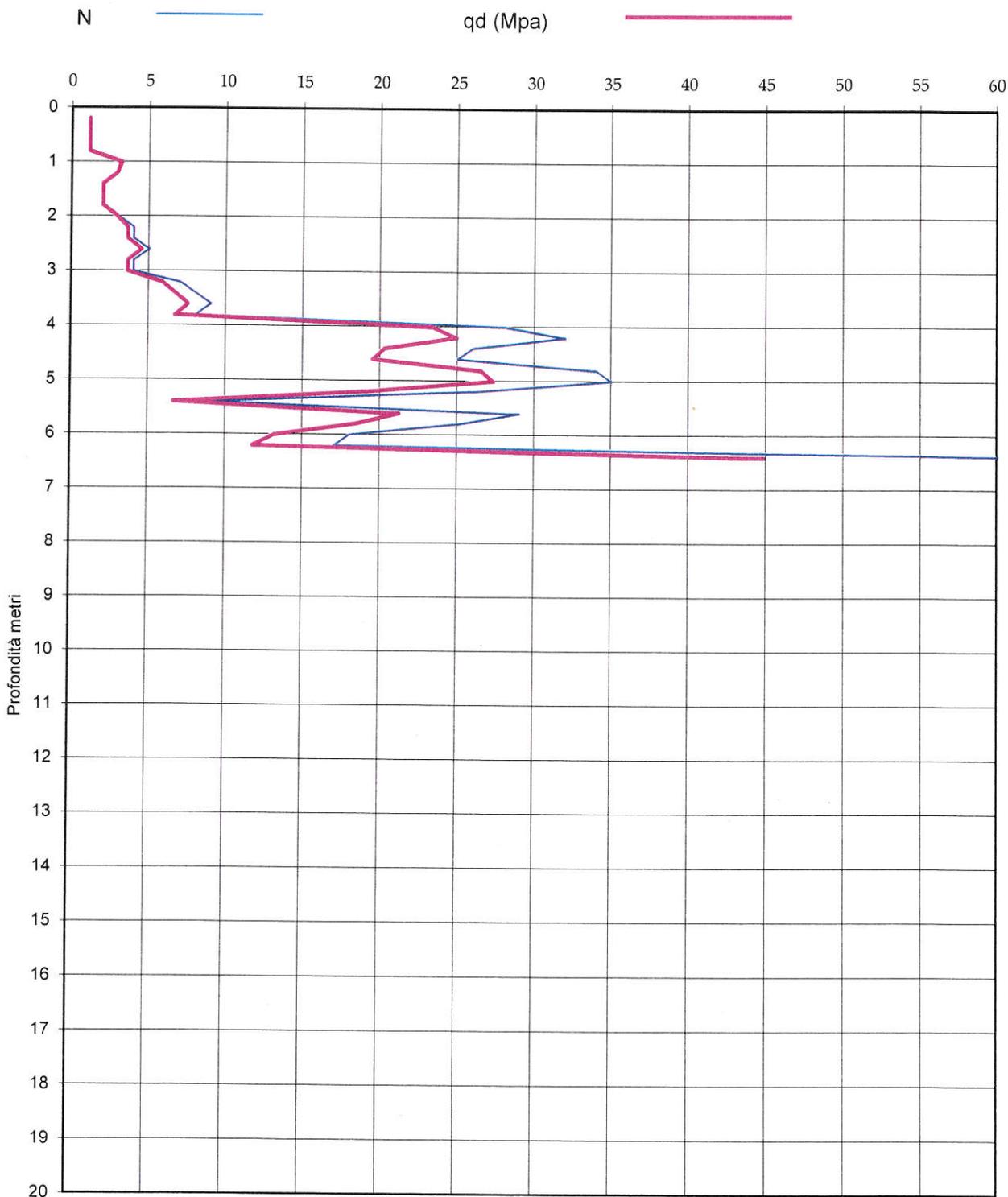
Data prova: 21/03/2014
Quota ---
Codice lavoro: 2014.056

Committente: Studio Progea

Rapporto di prova N. 14.0243 /RSP

Località: Sasso Marconi (BO) via Maranina

Attrezzatura: Penetrometro dinamico Emilia-DPSH



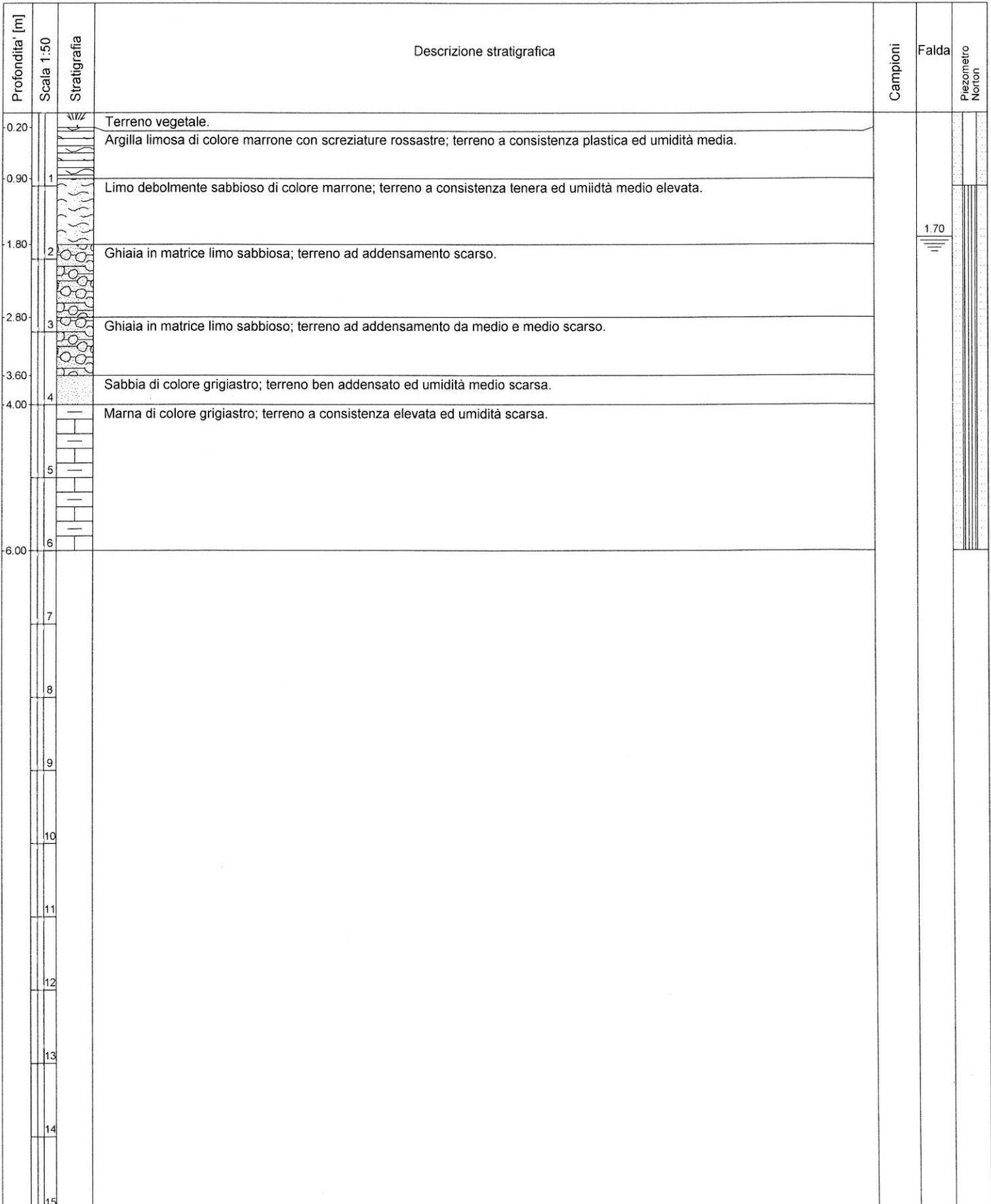
GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche

Profondità acqua da p.c. : 1.50 m

Note: ---

Procedure di prova	Rapporto di prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
---	14.0243 /RSP	0	21/03/2014	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE s.r.l. <i>Indagini Geognostiche</i> 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072	Committente: <u>Studio Progea</u>	Quota: <u>--</u>	Rap. Pr. N°14.0244/RSP		
	Località: <u>Sasso Marconi (BO)</u>	Profondità: <u>6.00 m</u>	Codice Lavoro 2014.056		
	Cantiere: <u>via Maranina</u>	Data Inizio: <u>20/03/2014</u>	SONDAGGIO	FOGLIO	
	Perforazione: <u>Trivellazione a secco d 120 mm</u>	Data Fine: <u>20/03/2014</u>	1	1/1	
Attrezzatura: <u>Unimog U400L</u>	Il geologo: <u>Dr. Conti</u>				
Procedura di Prova --	Rapporto di Prova N° 14.0244/RSP	Rev. 0	Data di emissione 20/03/2014	Lo Sperimentatore Dr. Chelli	Il Direttore di Laboratorio Dr. L. Conti



GEO-PROBE s.r.l. Indagini Geognostiche 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072		Committente: <u>Studio Progea</u>	Quota: <u>--</u>	Rap. Pr. N°14.0246/RSP	
		Località: <u>Sasso Marconi (BO)</u>	Profondità: <u>8.00 m</u>	Codice Lavoro 2014.056	
		Cantiere: <u>via Maranina</u>	Data Inizio: <u>20/03/2014</u>	SONDAGGIO	FOGLIO
		Perforazione: <u>Trivellazione a secco d 120 mm</u>	Data Fine: <u>20/03/2014</u>		
Attrezzatura: <u>Unimog U400L</u>		Il geologo: <u>Dr. Conti</u>			
Procedura di Prova --	Rapporto di Prova N° 14.0246/RSP	Rev. 0	Data di emissione 20/03/2014	Lo Sperimentatore Dr. Chelli	Il Direttore di Laboratorio Dr. L. Conti

Profondità [m]	Scala 1:50	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Campioni	Falda	Piezometro Norton
0.30			Terreno agrario.			
	1		Limo argilloso debolmente sabbioso di colore marrone; terreno a consistenza plastica ed umidità media.			
1.40	2		Argilla limosa di colore marrone; terreno a consistenza da plastica a plastico dura ed umidità medio scarsa.			
3.60	3					
	4		Ghiaia in matrice limo argillosa; terreno ad addensamento scarso ed umidità da media ad elevata sino alla totale saturazione idrica.		3.80	
	5					
	6					
6.60	7		Marna di colore grigiastro; terreno semilapideo ad umidità scarsa.			
	8					
8.00	9					
	10					
	11					
	12					
	13					
	14					
	15					

Indagine sismica

Comune di Sasso Marconi

RELAZIONE SISMICA

Indagine sismica con metodologia MASW per la valutazione del parametro V_{S30} in un'area situata in Via Maranina a Sasso Marconi (BO)

Committente: Geo-Probe S.r.l.

Marzo 2014

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 25 Marzo 2014 in un'area situata in Via Maranina a Sasso Marconi (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 n° 30

L'area di intervento è ubicata nell'Elemento *Borghetti* n° 220163 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.

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: 10 m
- Geofoni: verticali con frequenza propria di 4.5 Hz
- Numero di geofoni: 16
- Distanza intergeofonica: 3 m
- Lunghezza dello stendimento: 45 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 k Ω (12 k Ω attenuated mode)

Dynamic range: from ± 3.2 mV to ± 665 mV (8 options)

Resolution/Gain: from 0.1 μ V/digit to 20 μ V/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)

Manufacturer: 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*.

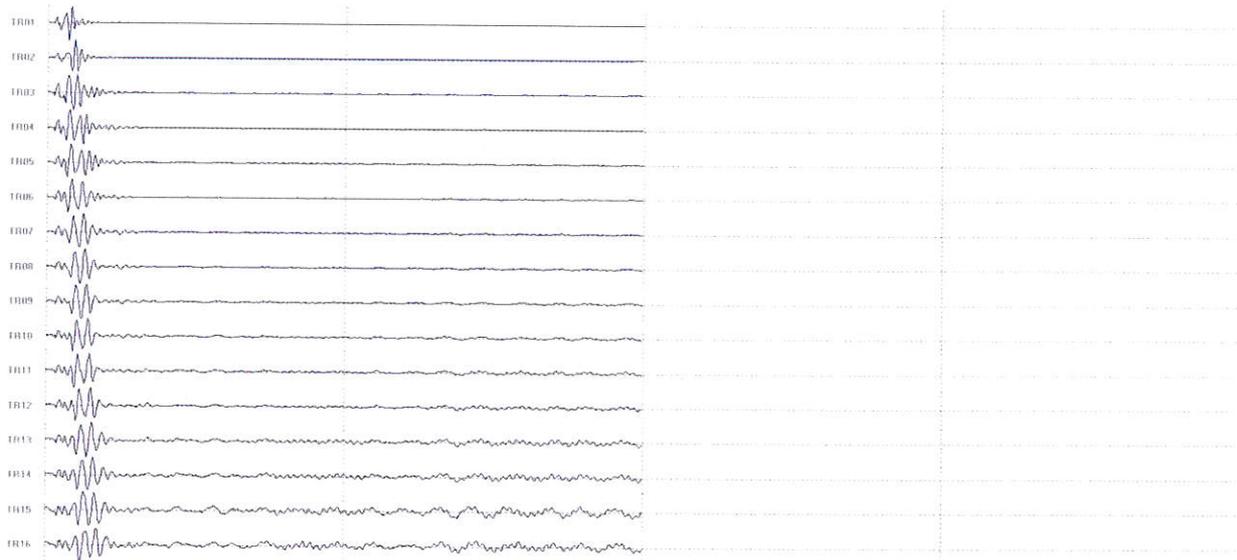


Figura 1: Arrivo delle onde ai vari geofoni a seguito del processo di stacking

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.

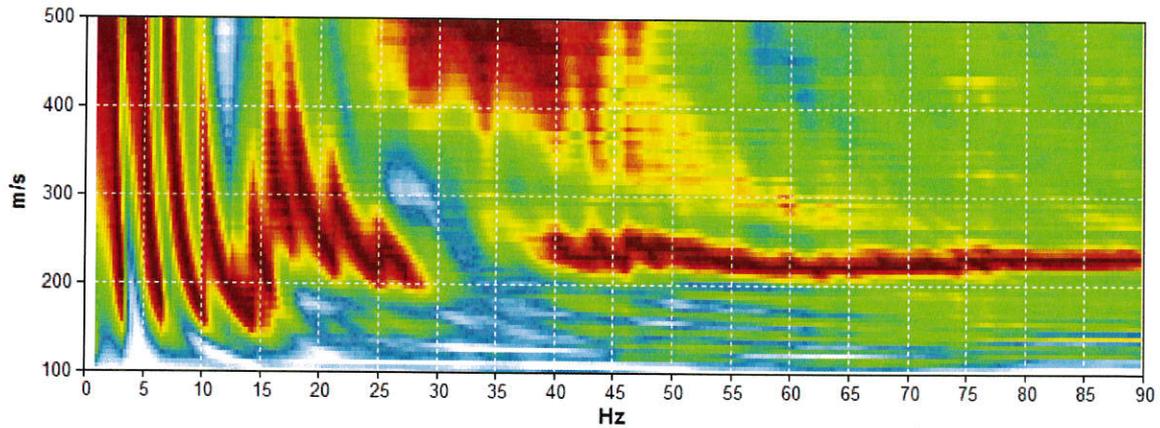


Figura 2: Spettro della velocità di fase rilevato dall'indagine MASW

Dallo spettro di velocità è possibile notare la presenza del modo fondamentale per frequenze superiori a 36 Hz. Si osservano inoltre alcuni salti a modi superiori per frequenze superiori a 26 Hz.

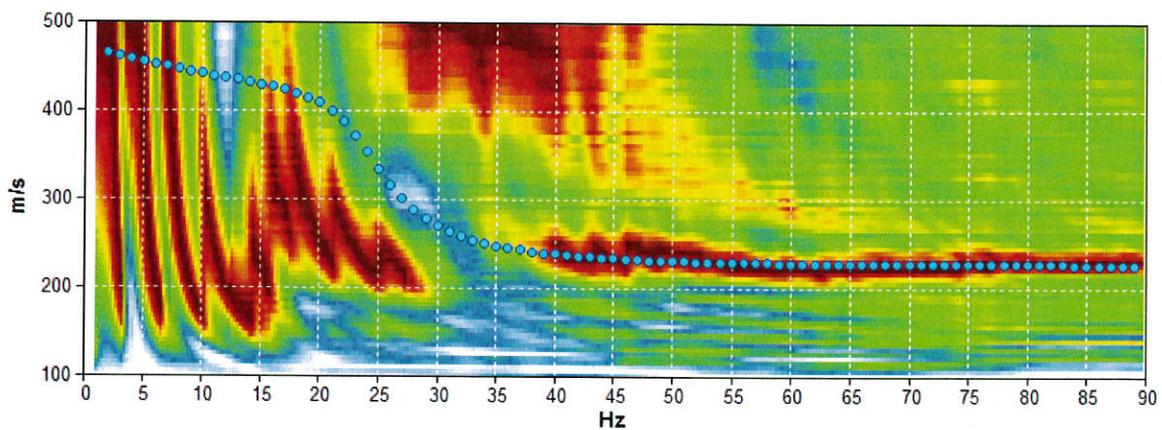


Figura 3: Spettro della velocità di fase rilevato dall'indagine MASW e curva del modello di dispersione

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 - 4.5	240
Strato sismico 2	4.5 - 23.0	540
Strato sismico 3	a 23.0	830

L'individuazione della velocità dello stato sismico 3 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 dello stato sismico 3.

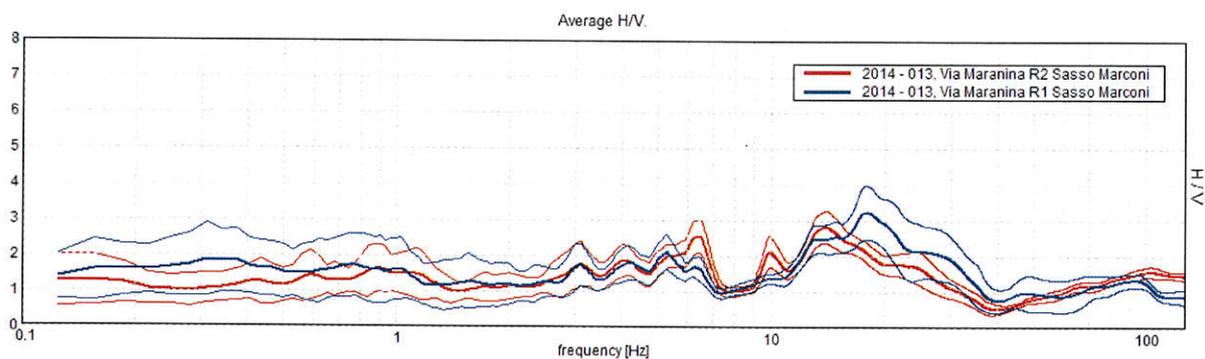


Grafico 1: Diagrammi HVSR indicanti gli spettri del moto del suolo rilevati nelle registrazioni R1 e R2

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 per valori inferiori a 1.3 Hz e per valori compresi tra 2.5 Hz e 40 Hz e le eventuali variazioni in frequenza che questi possono avere al variare della profondità di quota della fondazione.

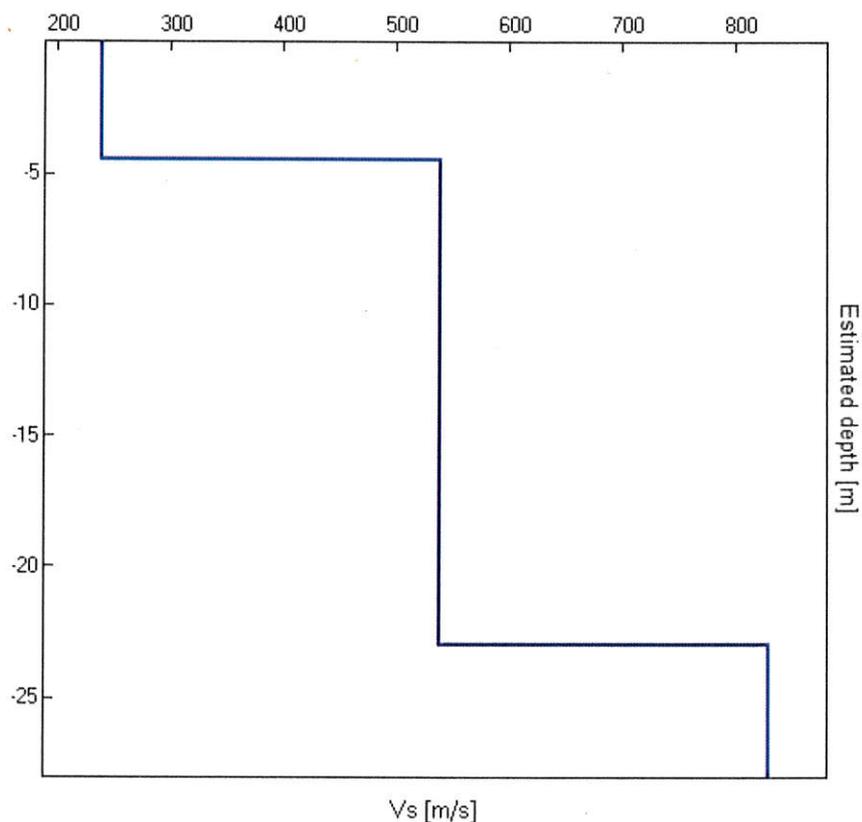
4. INDICAZIONE DEL SUBSTRATO SISMICO

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 tomografo 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:



Il risultato mostra la presenza del substrato sismico alla profondità di circa 23 metri.

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:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{Si}}}$$

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

$$V_{S30} (0.0+30.0) = 488 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (1.0+31.0) = 513 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (2.0+32.0) = 540 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (3.0+33.0) = 571 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (4.0+34.0) = 605 \text{ m/sec}$$

6. CONCLUSIONI

I risultati dell'indagine sismica MASW e delle registrazioni dei microtrempi 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:

$$V_{S30 (0.0 \div 30.0)} = 488 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30 (1.0 \div 31.0)} = 513 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30 (2.0 \div 32.0)} = 540 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30 (3.0 \div 33.0)} = 571 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30 (4.0 \div 34.0)} = 605 \text{ m/sec}$$

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 per valori inferiori a 1.3 Hz e per valori compresi tra 2.5 Hz e 40 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, 27 Marzo 2014

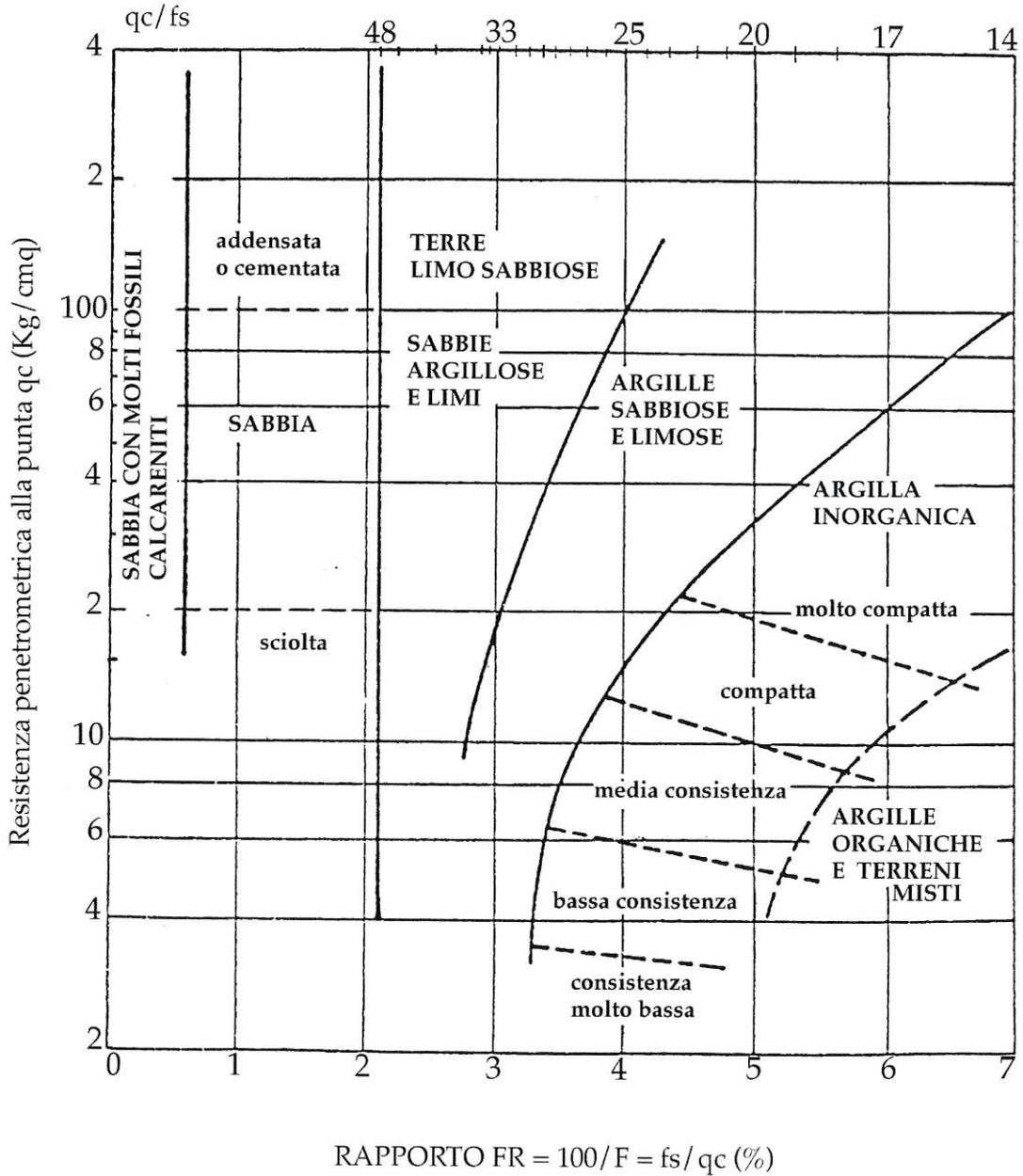
Geologo Mirko Sita



Classificazione orientativa dei terreni
(Schmertmann, 1978)

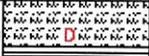
CLASSIFICAZIONE ORIENTATIVA DEI TERRENI IN BASE AI DATI
PENETROMETRICI STATICI q_c E f_s

(Schmertmann, 1978)



Studio Progea
via Maramina - Sasso Marconi (BO)
CPT 1

14056001

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma * kg/m ³	Siema *v kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI °	DR %	Mv cm ² /Kg	K oriz kg/cm ³	Perm cm/sec
0.40		Argilla organica/t. misti	1855	1855	0.074	0.150	0	0	0.037037	0.6000	1.93e-007
0.80		Argilla compatta	1912	1912	0.151	0.675	0	0	0.037037	1.3500	4.56e-005
1.00		Sabbia densa o Ghiaia	1900	1900	0.189	0.000	45	100	0.005089	6.5500	2.59e-001
1.60			1850	1850	0.300	0.000	45	100	0.002991	16.7167	3.93e-001

Studio Progea
via Maramina - Sasso Marconi (BO)
CPT 2

14056002

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma* kg/m ³	Siema*V kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI %	DR %	Mv cm ² /Kg	K oriz Kg/cm ³	Perm cm/sec
0.60		Argilla organica/t. misti	1874	1874	0.112	0.250	0	0	0.025000	1.0000	1.89e-006
0.80		Argilla compatta Argilla molto compatta	1924	1924	0.151	0.950	0	0	0.018797	1.9000	1.27e-004
1.40		Argilla molto compatta	1940	1940	0.267	1.433	0	0	0.007370	2.8567	1.53e-004
1.60	FALDA	Sabbia	1850	850	0.284	0.000	38	62	0.015504	2.1500	4.60e-002
1.80		Argilla organica/t.	1900	900	0.302	0.500	0	0	0.018182	2.0000	3.15e-005
2.00		Ghiaia Ghiaia	1850	850	0.319	0.000	45	100	0.005780	8.6500	2.98e-001
2.60		Ghiaia	1850	850	0.370	0.000	45	100	0.003261	15.3333	4.08e-001

Studio Progea
via Maramina - Sasso Marconi (BO)
CPT 3

14056003

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma* kg/m ³	Siema* kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI °	DR %	Mv cm ² /Kg	K oriz Kg/cm ³	Perm cm/sec
0.40	Argilla organica/t. misti	Argilla organica/t. misti	1866	1866	0.075	0.200	0	0	0.029412	0.8000	6.35e-008
	Argilla organica/t. misti	Argilla organica/t. misti	1905	1905	0.341	0.554	0	0	0.017722	2.2571	3.69e-005
1.80	FALDA										
2.00	Argilla media	Argilla media	1904	904	0.359	0.550	0	0	0.018182	1.1000	2.84e-004
2.20	Argilla organica/t. Sabbia argillosa e limosa	Argilla organica/t. Sabbia argillosa e limosa	1896	896	0.377	0.450	0	0	0.018519	1.8000	8.62e-006
2.60	Ghiaia	Ghiaia	1850	850	0.411	0.000	37	55	0.011628	2.8667	2.10e-002
2.80	Ghiaia	Ghiaia	1850	850	0.428	0.000	42	95	0.007246	6.9000	3.02e-001
3.40	Ghiaia	Ghiaia	1850	850	0.479	0.000	45	100	0.002954	16.8667	3.84e-001

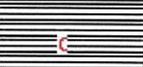
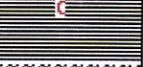
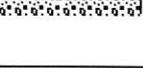
Studio Progea
via Maramina - Sasso Marconi (BO)
CPT 4

14056004

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma' kg/m ³	Sigma ^v kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI °	DR %	Mv cm ² /Kg	K _{oriz} Kg/cm ³	Perm cm/sec
0.60		Argilla compatta	1919	1919	0.115	0.817	0	0	0.027011	1.6333	2.34e-005
0.80		Argilla molto	1926	1926	0.154	1.000	0	0	0.016667	2.0000	1.52e-005
1.00		Argilla compatta	1924	1924	0.192	0.950	0	0	0.018797	1.9000	6.42e-005
		Argilla molto									
		Argilla molto									
		Argilla molto	1937	937	0.323	1.314	0	0	0.008936	2.6286	3.85e-005
2.40		Argilla molto									
2.60		Sabbia densa o Ghiaia	1900	900	0.341	0.000	45100	0.003584	9.3000	2.88e-001	
3.20		Sabbia densa o Ghiaia	1850	850	0.392	0.000	45100	0.003058	16.3500	4.04e-001	

Studio Progea
via Maramina - Sasso Marconi (BO)
CPT 5

14056005

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma* kg/m ³	Sigma*V kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI °	DR %	Mv cm ² /Kg	K orizz Kg/cm ³	Perm cm/sec
0.60		Argilla compatta	1917	1917	0.115	0.783	0	0	0.029920	1.5667	3.24e-005
1.40		Argilla molto compatta	1931	1931	0.270	1.138	0	0	0.012382	2.2750	5.15e-005
1.80		Argilla compatta	1921	921	0.306	0.875	0	0	0.022857	1.7500	5.88e-005
3.00		Argilla molto compatta	1939	939	0.419	1.408	0	0	0.007663	2.8167	5.23e-005
3.20		Sabbia argillosa e Sabbia	1850	850	0.436	0.000	36	54	0.011628	2.8667	2.76e-002
3.60		Sabbia	1850	850	0.470	0.000	38	69	0.009732	3.4250	3.67e-002
3.80		Ghiaia	1850	850	0.487	0.000	43	100	0.005495	9.1000	3.16e-001
4.40		Ghiaia	1850	850	0.538	0.000	45	100	0.002935	17.0333	3.75e-001