

OSSERVAZIONE AL PIANO DI RICOSTRUZIONE DEL
CENTRO STORICO DEL COMUNE DI CENTO (FE)
RELATIVA AL LOTTO DI PROPRIETA' DEI F.LLI ANNA E ANDREA BONZAGNI
UBICATO IN VIA DONATI 5

- RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA E SISMICA -



OPEN PROJECT srl
VIA ZAGO 2/2
40128 BOLOGNA - ITALIA
TEL. +39 051 4150411
FAX +39 051 368664
e-mail: sede@openproject.it
www.openproject.it

GEO-PROBE

– *Studio Geologico Associato* –

2014.143/RG

Comune di Cento (FE)

STUDIO GEOLOGICO-TECNICO DEI TERRENI DEL PRIMO SOTTOSUOLO DI UN'AREA SITA IN VIA DONATI, SULLA QUALE IN PROGETTO IL RIPRISTRINO STRUTTURALE E FUNZIONALE DI UN FABBRICATO A SEGUITO DEI DANNI PROVOCATI DAL SISMA DEL MAGGIO 2012.

Dicembre 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.....	5
5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI	8
6. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	9
7. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	10
8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	12
9. MODELLAZIONE SISMICA.....	14
9.1. Vita nominale	14
9.2. Classi d'uso.....	14
9.3. Periodo di riferimento.....	15
9.4. Azione sismica	15
9.5. Categoria di sottosuolo.....	16
9.6. Condizioni topografiche.....	17
9.7. Amplificazione stratigrafica.....	18
9.8. Accelerazione massima al sito	18
9.9. Coefficiente sismico orizzontale e verticale	18
10. MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE	20
11. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	23
12. VALUTAZIONE INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	26
13. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE..	27
14. CONSIDERAZIONI FINALI	31

ALLEGATI:

- diagrammi penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono;
- stratigrafia trivellazione a secco;
- certificato penetrometria statica con punta meccanica;
- diagrammi penetrometria statica con punta meccanica;
- indagine sismica;
- verifica rischio di liquefazione.

* * *

1. PREMESSA

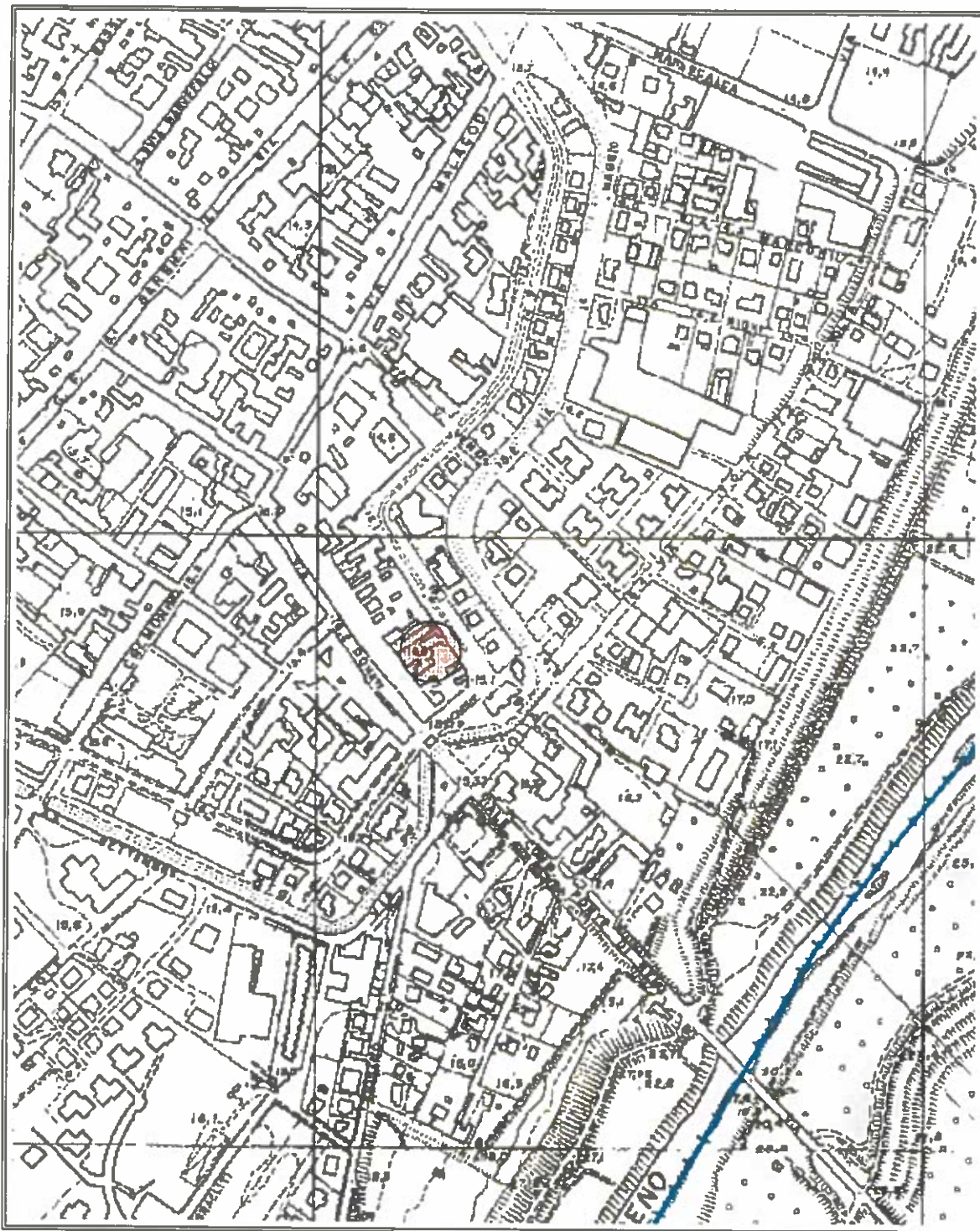
A seguito dell'incarico ricevuto dall'Open Project S.r.l. si trasmette, in conformità con le normative vigenti, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni di fondazione di un fabbricato per il quale è in progetto il ripristino strutturale e funzionale a seguito dei danni provocati dal sisma del Maggio 2012.

L'area in esame si ubica in via Donati, in Comune di Cento (FE) (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:5.000; elementi n. 202081-Cento e 202082 - Pieve di Cento) ed è identificata al catasto nel Foglio 63, Mapp. 407-494.

Il presente studio è stato articolato nei seguenti punti:

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

TAV. 1 - UBICAZIONE AREA IN ESAME



○ 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.
- Ordinanza del Commissario Delegato per la Ricostruzione n. 70 del 13/11/2012.

3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE

L'area in esame ricade in un settore deposizionale della bassa Pianura Padana caratterizzato da moderate ondulazioni che degradano progressivamente verso Nord; più esattamente si ubica ad una quota media di 15,00 m s.l.m., in una zona pressoché pianeggiante o di bassissima acclività.

La morfologia superficiale risente sia del costante intervento umano, volto a migliorarne l'efficienza dal punto di vista agricolo, sia della vicinanza del Fiume Reno che in fase di tracimazione e di sedimentazione ha depositato lenti alluvionali che si interdigitano tra di loro conferendo alla zona un andamento leggermente ondulato; a questi fattori si sono aggiunti interventi edificatori, a carattere prevalentemente civile abitazione e industriale nella prima periferia del centro di Cento, che hanno in parte mascherato la morfologia originaria.

Dal punto di vista geo-litologico, l'area è caratterizzata dalla presenza di formazioni continentali di deposizione fluviale costituite da sedimenti alluvionali fini (limi e limi sabbiosi) mentre i sedimenti grossolani (ghiaie) sono pressoché assenti; pertanto la litologia principale è rappresentata da depositi a matrice limo - argillosa di permeabilità bassa (10^{-6} ÷ 10^{-8} m/sec).

L'idrografia superficiale primaria è rappresentata dal Fiume Reno che sviluppa il proprio corso a Est della zona in esame, mentre quella secondaria da piccoli canali e fossi di scolo che in prossimità del centro abitato vengono incanalati e deviati.

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

L'andamento della prima falda superficiale, come evidenziato da indagini eseguite in aree limitrofe, si attesta generalmente ad una profondità media di 1,00÷2,00 m dal p.c. attuale, soggetta ad oscillazioni stagionali.

In passato parte della porzione Ovest dell'area in esame era occupata da un macero allungato in direzione Sud/Nord.

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 e classificare il suolo di fondazione del sito.

4.1. Indagine geognostica in sito

L'indagine geognostica in sito, eseguita dalla Geo-Probe S.r.l., è consistita nella esecuzione di n. 2 penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU) che, rispetto al p.c. attuale, hanno raggiunto la profondità di 12,00 m e di 12,60 m e di n. 1 sondaggio con il metodo della trivellazione a secco della lunghezza di 5,00 m; i punti di indagine, compatibilmente alla accessibilità dei luoghi, sono stati posizionati in prossimità del fabbricato in esame.

La necessità di utilizzare un penetrometro di piccole dimensioni per accedere all'area in esame e la presenza in superficie di terreni di scarsissime caratteristiche meccaniche, non ha consentito di spingere le prove con il piezocono oltre le profondità raggiunte; per tale ragione vengono utilizzati parte dei risultati di una penetrometria statica con punta meccanica (CPT 3) della lunghezza di 20,00 m eseguita immediatamente ad Ovest dell'area in esame.

L'esatta ubicazione dei punti di indagine viene riportata nella TAV. 2.

Per l'esecuzione delle prove con punta elettrica e piezocono è stato utilizzato un penetrometro statico montato su mezzo cingolato Pagani TG63 in grado di entrare nell'area cortiliva del fabbricato, mentre per la penetrometria statica con punta meccanica è stato impiegato un penetrometro statico montato su Unimog Mercedes 400L.

Entrambi con cella di carico da 200 kN, impiegano 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.

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

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

I risultati delle penetrometrie statiche vengono rappresentati in forma diagrammatica nella apposite tavole allegate, dove viene riportato il valore q_c (resistenza alla punta) il valore f_s (resistenza attrito laterale locale), espressi rispettivamente in MPa e kPa, il rapporto R_f (rapporto fra la resistenza laterale locale e la resistenza alla punta, espresso in %), che orientativamente ci permette una classificazione dei terreni attraversati, inoltre per quanto concerne le penetrometrie con piezocono si riporta la pressione interstiziale dei pori (pp), espressa in kPa, la velocità di avanzamento (F) e l'angolazione della strumentazione ($Tilt$) nel corso dell'avanzamento riferita alla verticale.

Le letture delle penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono vengono eseguite per avanzamenti di 1,0 cm, mentre quella con punta meccanica per avanzamenti di 20,0 cm.

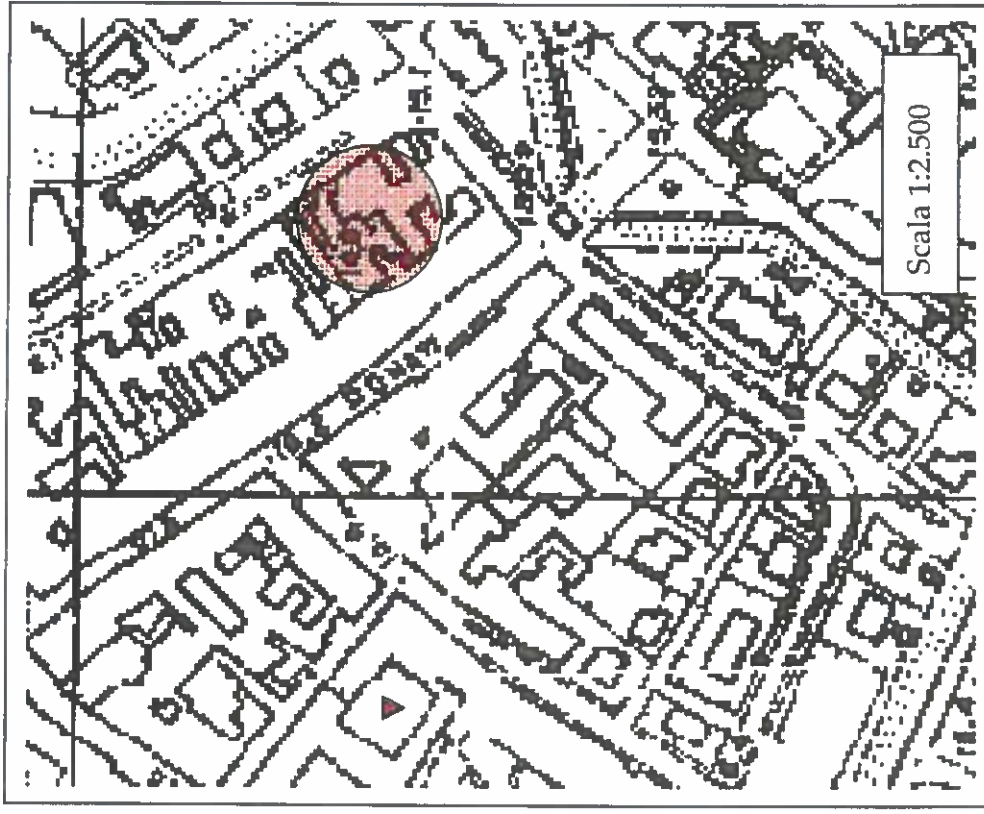
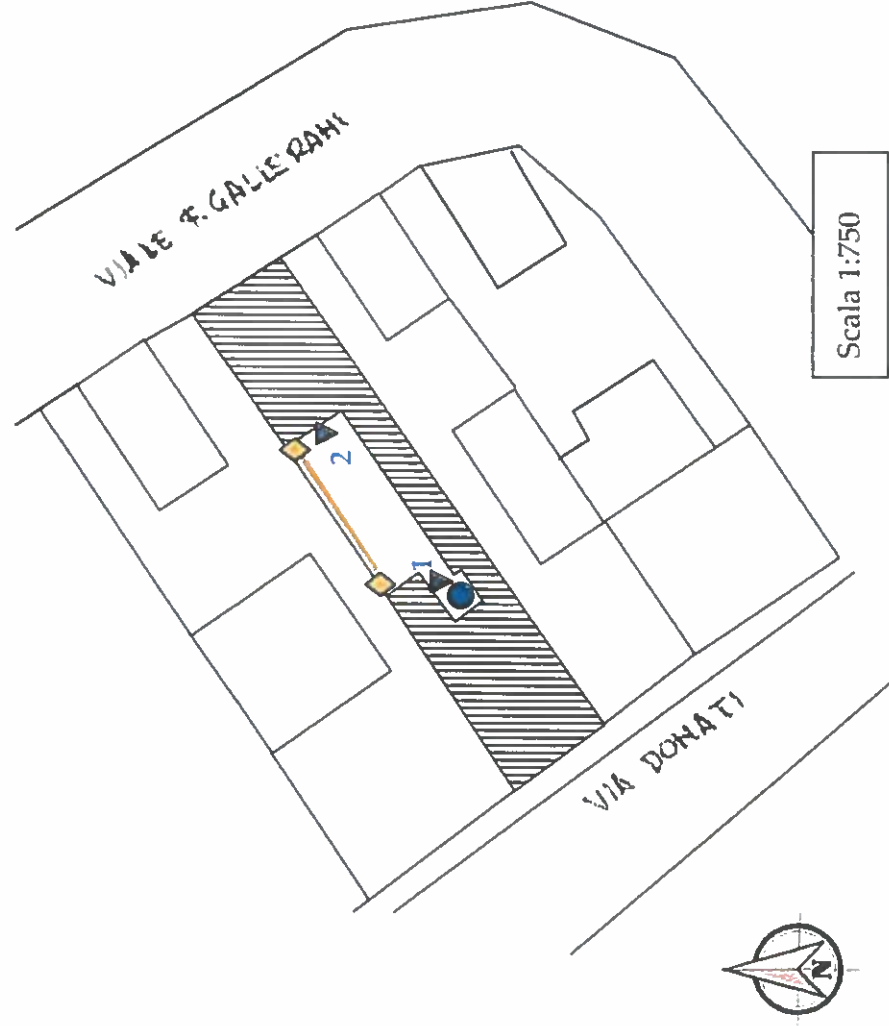
La trivellazione a secco è stata eseguita mediante aste elicoidali del diametro di 120 mm mosse da propulsore idraulico posto sull'autocarro Unimog Mercedes.

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

4.2. Indagine sismica

Al fine di determinare il parametro V_{s30} , 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. 2 - UBICAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA



- ▼ Penetrometrie statiche con punta elettrica e piezometro
- ▼ Penetrometria statica con punta meccanica
- Trivellazione a secco
- ◆ Indagine sismica

5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI

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

Schematicamente possiamo ricostruire la seguente successione stratigrafica:

al tetto sino ad una profondità media di 0,80÷1,00 m sono inizialmente presenti dei terreni di riporto di natura sabbiosa e limosa con diffusi frammenti di laterizi e ciottoli.

Sotto prevalgono delle argille limose e/o viceversa di colore grigio scuro, di consistenza da plastico molle a plastico tenera ($q_c = 0,2\div0,9$ MPa; $R_f = 3,6\div12,0$ %), inglobanti al tetto dell'intervallo lenti centimetriche di sabbie variabilmente limose di scarso addensamento ($q_c = 1,1\div1,5$ MPa; $R_f = 1,5\div2,0$ %).

A partire da 8,30÷8,60 m circa, e sino alla profondità indagata, si evidenziano delle argille limose di consistenza plastica ($q_c = 1,0\div1,9$ MPa; $R_f = 3,5\div11,0$ %).

I suddetti terreni sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica di superficie, presumibilmente in leggera pressione, il cui livello statico al termine dell'indagine, rispetto al p.c. attuale, nei fori di prova e sondaggio è stato misurato ad una profondità media di 1,80÷1,90 m, quote presumibilmente soggette a variazioni stagionali.

6. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

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

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

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

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	qc MPa	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)	Dr (%)
	da	a						
0	0,00	0,80÷1,00	R	-	-	-	-	-
A	0,80÷1,00	1,80÷1,90	AL/LA	0,2÷0,4	18,7÷18,8	10÷20	0	0
A1	1,80÷1,90	8,30÷8,60	AL/LA	0,2÷0,9	8,7÷9,0	10÷45	0	0
B	2,10÷2,60	2,80÷3,20	S/SL	1,1÷1,5	8,5÷8,6	0	28÷30	15÷25
C	8,30÷8,60	fine indag.	AL	1,0÷1,9	9,0÷9,2	50÷95	0	0

R = terreno di riporto;

AL/LA = argille limose e/o viceversa;

S/SL = sabbie variabilmente limose;

AL = argille limose.

7. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

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

Unità geotecnica 0

È costituita da terreno di riporto e si evidenzia sino ad una profondità media di 0,80÷1,00 m dal p.c. attuale.

Unità geotecnica A

È costituita da argille limose e/o viceversa di consistenza da plastico molle a plastico tenera ed umidità da media a medio elevata.

L'unità A si evidenzia da 0,80÷1,00 m circa sino ad una profondità media di 1,80÷1,90 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	0,3	8,8	15	0
CPTU 2	0,3	8,8	15	0

Unità geotecnica A1

È costituita da argille limose e/o viceversa di consistenza da plastico molle a plastico tenera, sature.

L'unità A1 si evidenzia da 1,80÷1,90 m sino ad una profondità media di 8,30÷8,60 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	0,6	8,8	30	0
CPTU 2	0,6	8,8	30	0

Unità geotecnica B

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

L'unità B si evidenzia in lenti da 2,10÷2,60 m sino ad una profondità variabile mediamente da 2,80 m a 3,20 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	1,3	8,5	0	30
CPTU 2	1,2	8,6	0	29

Unità geotecnica C

È costituita da argille limose, di consistenza plastica, presumibilmente sature.

L'unità C si evidenzia da circa 8,30÷8,60 m dal p.c. attuale sino alla profondità indagata, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	1,3	9,1	65	0
CPTU 2	1,4	9,1	70	0

8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

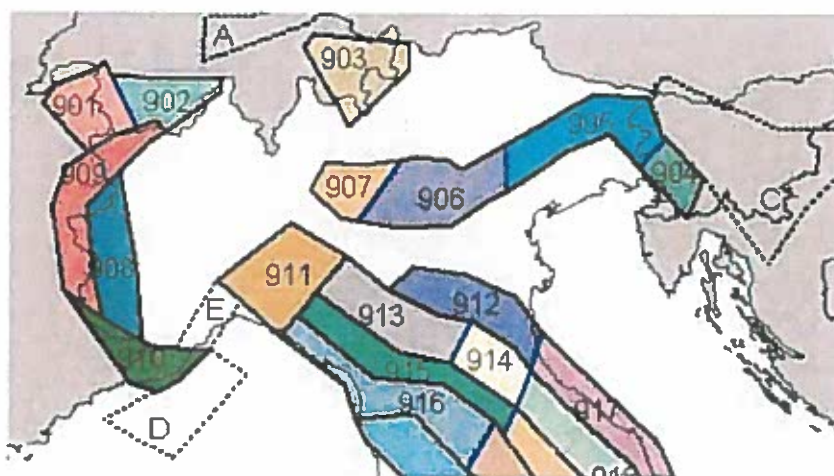
La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti di un sisma.

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

Il Comune di Cento (TAV. 3 – Mappa di pericolosità sismica) presenta un'accelerazione al suolo tipo A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni $PGA = 0,150 - 0,175g$.

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

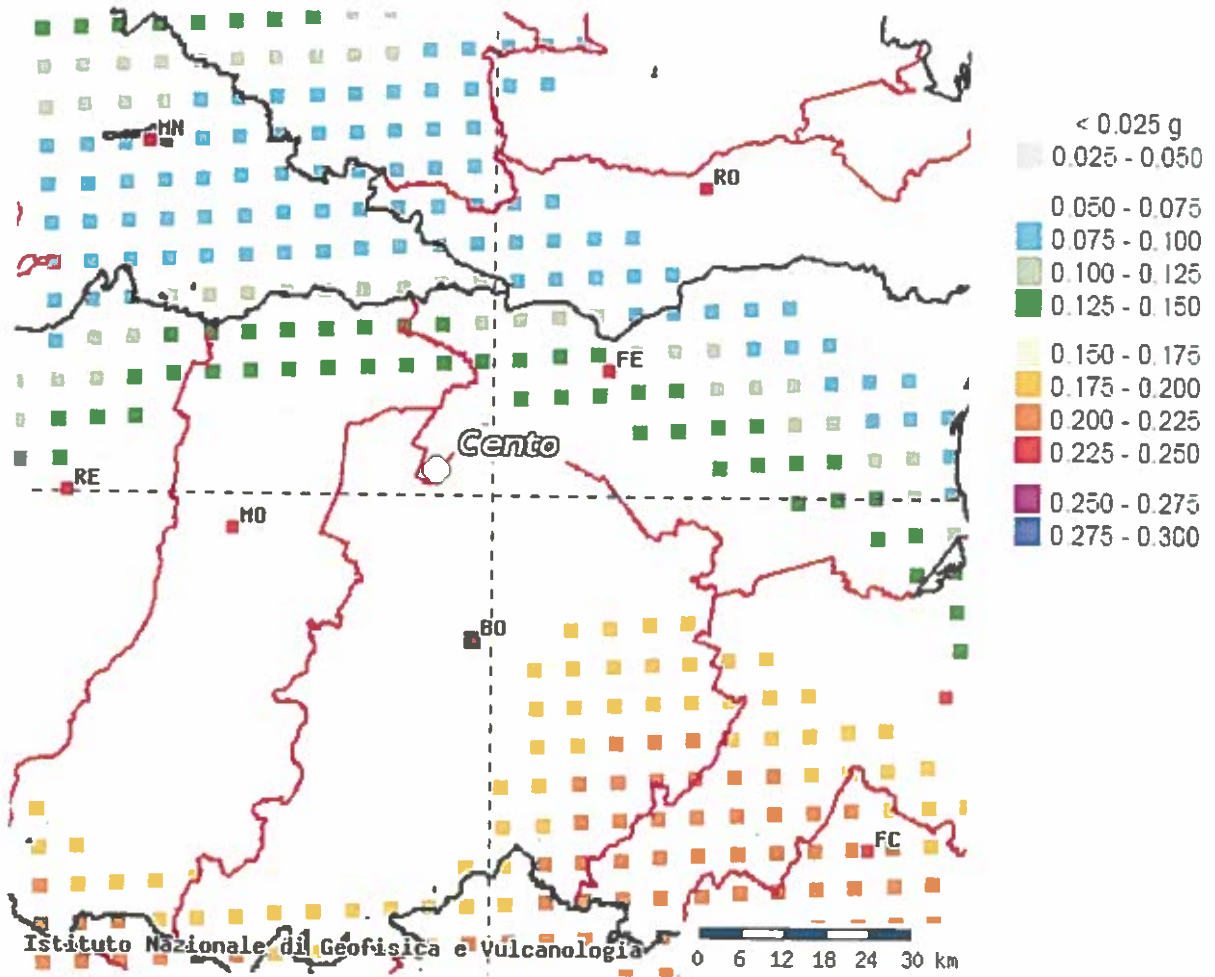
Come evidenziato dalla mappa delle zone sismogenetiche di cui si riporta uno stralcio, l'Emilia Romagna ricade nelle zone 911+914 alle quali è attribuito un valore di M pari a 6,14.



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

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

TAV. 3 – MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA



Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613 51 18

Studio Geologico Associato GEO-PROBE

9. MODELLAZIONE SISMICA

9.1. Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale (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 da realizzare nell'area in esame sono relative alla Classe II pertanto alle stesse è associato un coefficiente d'uso pari a $C_u = 1,0$

9.3. Periodo di riferimento

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

$$V_R = V_n \cdot C_u$$

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

9.4. Azione sismica

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

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

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

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

Nella seguente tabella vengono riportati i suddetti parametri elaborati per il sito in esame (individuato dalle coordinate Lat. 44.72428075, Long. 11.29260833 considerando un periodo di riferimento per l'azione sismica (VR) di 50 anni, in relazione al periodo di ritorno e agli stati limite di esercizio e agli stati limite ultimi e relative probabilità di superamento.

Stato limite		PVR (%)	TR (anni)	ag (g)	Fo (-)	Tc* (s)
Stati limite di esercizio	SLO	81	30	0,044	2,503	0,257
	SLD	63	50	0,056	2,485	0,270
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,157	2,591	0,273
	SLC	5	975	0,210	2,536	0,279

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_{s30} di propagazione delle onde di taglio entro i primo 30 m di profondità, e due categorie aggiuntive (S1 e S2) per le quali è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione della azione sismica.

Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Annessi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{PT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{PT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{v,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{PT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Categorie aggiuntive di sottosuolo

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u30} < 20$ 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 sensive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Come riportato nella relazione sismica allegata, i terreni del primo sottosuolo alla profondità media di 1,00 m presentano una V_{s30} pari a 180 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria D che comprende "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $C_{u30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine)".

9.6. Condizioni topografiche

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

Tabella 3.2.IV

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

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

Tabella 3.2.VI

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

L'area in esame si pone in corrispondenza di un'area di bassissima attività, 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	1,800	2,468
SLD	1,800	2,408
SLV	1,790	2,393
SLC	1,603	2,365

9.8 Accelerazione massima al sito

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

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

Nel nostro caso per i parametri considerati in precedenza e per lo stato limite SLV si ottiene un valore pari a 2,757 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 0,067.

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

$$k_v = 0,5 k_h = 0,0335$$

10. MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Come si evidenzia dalla "Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica", allegato 1.4 allo "Studio di microzonazione sismica e analisi della condizione limite per l'emergenza delle aree epicentrali dei terremoti delle Pianura Emiliana di Maggio-Giugno 2012" (Ordinanza del Commissario Delegato per la Ricostruzione n. 70 del 13/11/2012), della quale di seguito si riporta uno stralcio (TAV. 4), l'area in esame ricade nella zona LQ2 "Zona suscettibile di amplificazione e liquefazione" con substrato a profondità > 120 m e con presenza di terreni suscettibili di liquefazione tra 10 e 20 m dal piano campagna, pertanto è richiesta la verifica del rischio di liquefazione.

Sulla base dei risultati dell'indagine geofisica è stato possibile ricostruire i profili di velocità di propagazione delle onde di taglio Vs.

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

Per calcolare i Fattori di Amplificazione richiesti nell'analisi semplificata vengono calcolate le velocità equivalenti delle onde di taglio (V_{S30}) per lo spessore considerato del deposito di copertura secondo la formula:

$$V_{S30} = 30 / \sum (h_i / V_{Si})$$

dove:

h_i = spessore dello strato i -esimo;

V_{Si} = velocità dello strato i -esimo.

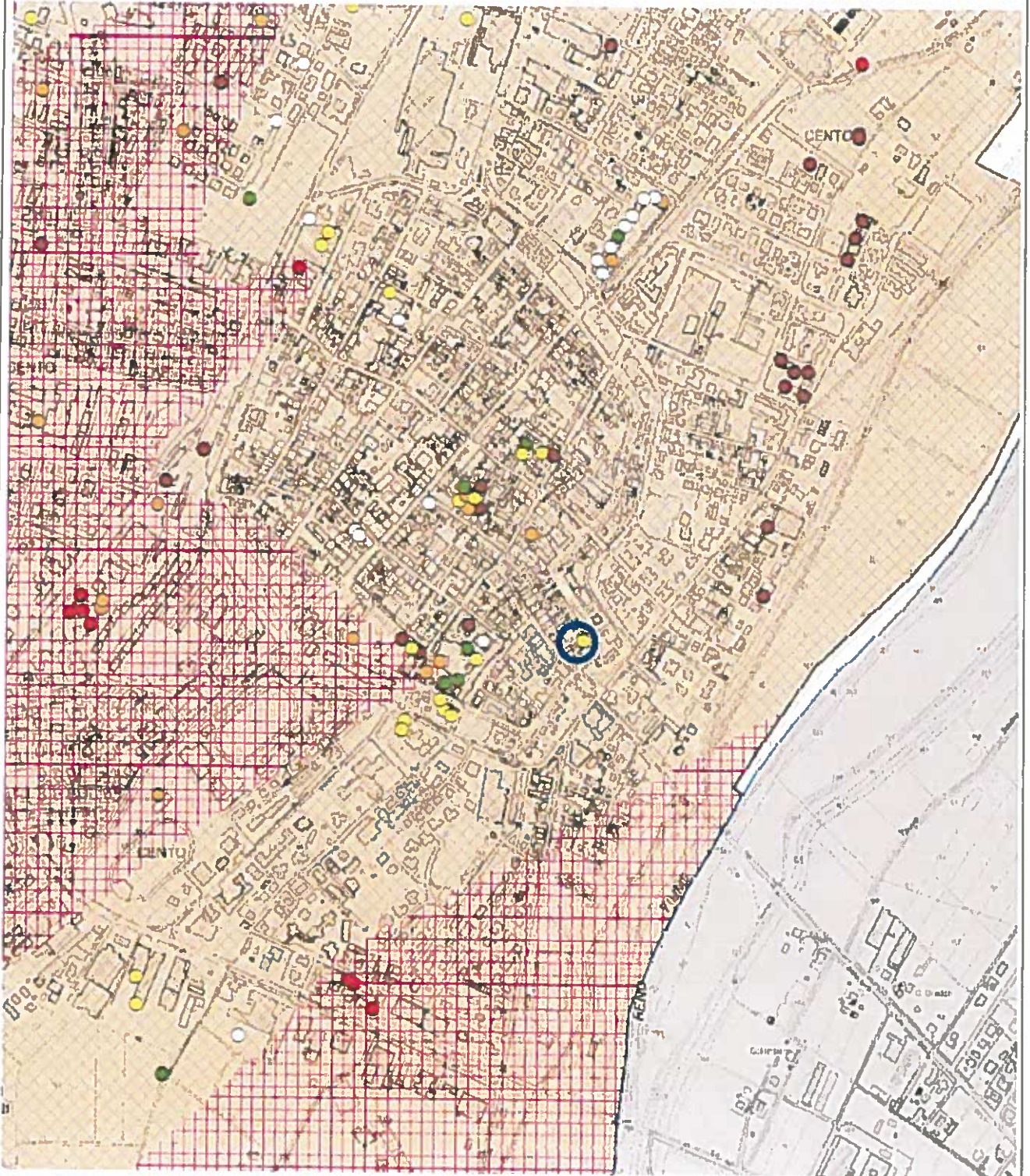
L'indagine sismica al p.c. ha evidenziato una V_{S30} pari a 176 m/sec ed una profondità del tetto del bedrock, inteso come superficie di forte contrasto di impedenza, superiore a $120,00 \pm 20,00$ m dal p.c. attuale per cui utilizzando le tabelle per il calcolo dei coefficienti di amplificazione sismica pubblicate sulla "Delibera dell'Assemblea legislativa Regione Emilia Romagna progr. N. 112 - oggetto n. 3121 del 2 maggio 2007" considerando un ambito di pianura caratterizzato da un substrato profondo (> 100 m dal p.c.), otteniamo un valore del Fattore di Amplificazione F.A. pari a 1,5.

Utilizzando le stesse tabelle e con gli stessi parametri visti in precedenza si ottengono i valori di intensità spettrale (S.I.) che per periodi propri del sito (T_0) compresi tra 0,1 e 0,5 sec e tra 0,5 e 1 sec valgono rispettivamente 1,8 e 2,5.

TAV. 4 - ALLEGATO 1.4 (CARTA MOPS)

Via Cimarosa, 119 - Casalecchio di Reno (BO) - Telefono (051) 613 51 18

Studio Geologico Associato GEO-PROBE



 Area in esame

Scala 1:10.000

ALLEGATO 1.4 - LEGENDA

Zone suscettibili di amplificazione e liquefazione.



Substrato a profondità ≥ 120 m
Presenza di terreni suscettibili di liquefazione già nei primi 10 m dal piano campagna



Substrato a profondità ≥ 120 m
Presenza di terreni suscettibili di liquefazione tra 10 e 20 m dal piano campagna



Substrato a profondità < 120 m
Presenza di terreni suscettibili di liquefazione già nei primi 10 m dal piano campagna



Substrato a profondità < 120 m
Presenza di terreni suscettibili di liquefazione tra 10 e 20 m dal piano campagna

Ai fini della progettazione (Norme Tecniche per le Costruzioni 2008), in queste zone (categoria di sottosuolo S2) non è ammessa la definizione dell'azione sismica tramite l'approccio semplificato descritto al punto 3.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008.

Prove geotecniche utilizzate per la stima della profondità degli orizzonti liquefacibili

- L1 - orizzonti liquefacibili (minimo 20 cm) presenti sotto falda già nei primi 5 m dal piano campagna
- L2 - orizzonti liquefacibili (minimo 1 m) presenti tra 5 m e 10 m dal piano campagna
- L3 - orizzonti liquefacibili (minimo 2 m) presenti tra 10 m e 15 m dal piano campagna
- L4 - orizzonti liquefacibili (minimo 2 m) presenti tra 15 m e 20 m dal piano campagna
- N - assenza di orizzonti liquefacibili (valutazione nei primi 20 m)
- X - dato non interpretabile
- punti di liquefazione

— fratture o allineamenti di punti di liquefazione

11. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

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

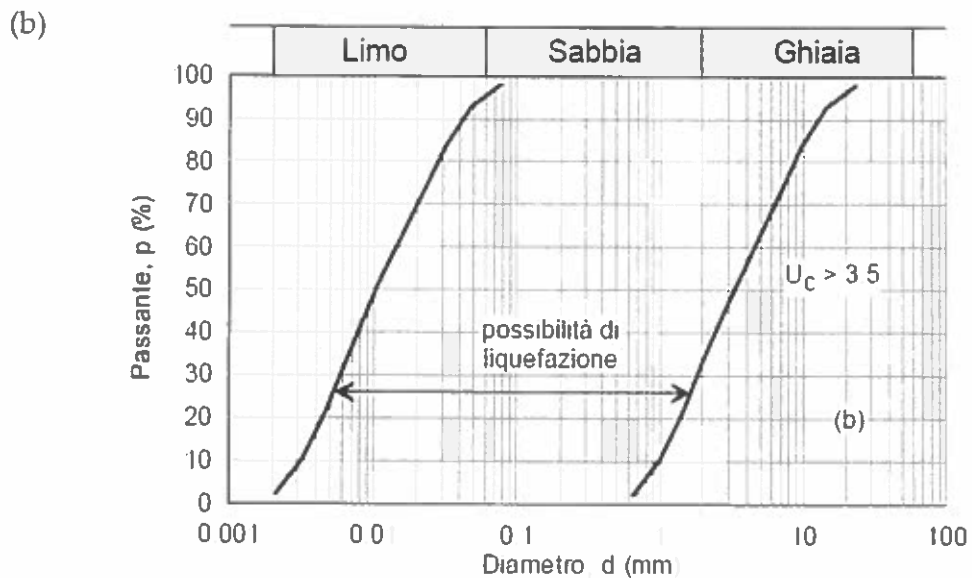
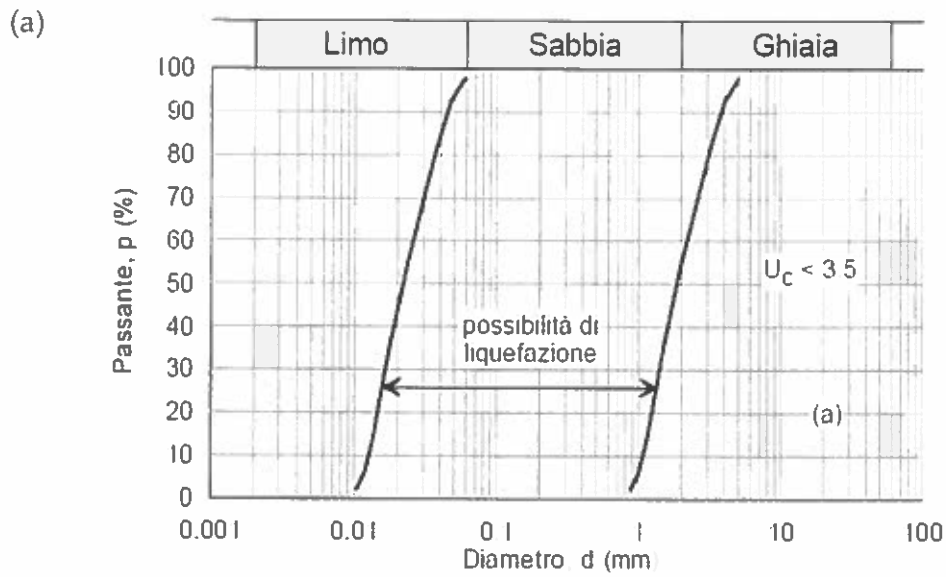
La verifica alla liquefazione può essere omessa quando risulta soddisfatta almeno uno delle seguenti circostanze come da N.T.C. 7.11.3.4.2:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5; come visto in precedenza sulla base degli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica - Gruppo di Lavoro MS 2008" le valutazioni vengono effettuate utilizzando la magnitudo massima attestata di 6,14 (non soddisfatta).
2. Accelerazione massima attesa al p.c. in condizioni di campo libero minore di 0,1g; nel nostro caso $a_{max} = F.A. \cdot a_g = 0,236$ g (non soddisfatta).

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

3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15,00 m dal p.c., per p.c. suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali; nel nostro caso nel corso delle indagini la falda è stata evidenziata a partire da una profondità media di 1,80+1,90 m dal p.c. attuale (non soddisfatta).
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $(q_{c1n}) > 180$; dalle prove penetrometriche eseguite risulta $(q_{c1n}) < 180$ (non soddisfatta).
5. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U < 3,5$ ed in figura (b) per terreni con $U > 3,5$; a livello operativo l'applicazione di questo criterio implica l'esecuzione di un sondaggio con prelievo di campioni di sabbia satura.

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



Il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione (FSL) è espresso attraverso il rapporto fra la resistenza ciclica normalizzata (CRR) e lo sforzo ciclico normalizzato (CSR); Se il rapporto (FSL) è maggiore di 1,2 il terreno è non liquefacibile, mentre diventa liquefacibile in caso contrario.

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

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

dove:

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

a_{max} = accelerazione massima al sito = F.A. • $a_g = 0,236$;

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

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

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

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

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

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

con:

$M_L = 6,14$, magnitudo massima attesa per le zone sismogenetiche 911÷914

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

La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

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

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

dove:

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

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

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

Le procedure di calcolo applicate alla CPTU 1 ed alla CPT 1, eseguita in prossimità del fabbricato in esame, hanno evidenziato la presenza di sottili lenti sabbiose potenzialmente liquefacibili.

12. VALUTAZIONE INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

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

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

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

dove:

$$F(z) = 0 \quad \text{per } FSL \geq 1,2$$

$$F(z) = 2 \cdot 10^6 \exp(-18,427 \cdot FSL) \quad \text{per } 1,2 > FSL > 0,95$$

$$F(z) = 1 - FSL \quad \text{per } FSL \leq 0,95$$

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

z = profondità dal piano campagna;

z_{crit} = profondità critica pari a 20 m.

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

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

Nell'area in esame le valutazioni analitiche hanno espresso un valore massimo di Indice del potenziale di Liquefazione IL variabile da 0,0 a 0,01, traducibile in altri termini in un rischio di liquefazione "Basso".

Uno schema delle verifiche eseguite viene riportato in allegato.

13. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE

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

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

$$Ed \leq Rd$$

dove:

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

Rd: valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

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

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

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

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

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;

$z\gamma$; z_c ; z_q = fattori correzione sismico inerziale;

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

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

Per quanto in esame si ipotizza la presenza di un sistema fondale diretto nastriforme attestato ad una profondità di 1,20÷1,40 m dal p.c. attuale, pertanto i terreni che interagiscono con le fondazioni sono rappresentati dalle argille limose di consistenza da plastico molle a plastico tenera appartenenti alla unità geotecnica A.

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

Trovandoci in presenza di terreni prevalentemente coesivi (limi ed argille) la verifica della capacità portante degli stessi viene eseguita in condizioni non drenate (condizioni più critiche); in questo caso l'angolo di attrito interno del terreno (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:

$$C_u = \frac{qc_m - \sigma'_{v0}}{N_{cp}}$$

dove:

qc_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 e della forma 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:

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

dove:

cud = coesione non drenata di progetto;

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

z_c = fattore correzione sismico inerziale;

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

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

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 6.2.11

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
Coazione 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 coazione 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.

Per un valore di kh pari a 0,067, si ottiene un valore di z_c pari a 0,978.

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

Tabella 6.4.I

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

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

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

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

$$c_{uk} = 18 \text{ kN/m}^2;$$

$$c_{ud} = 12,8 \text{ kN/m}^2;$$

$$z_c = 0,978;$$

$$s_c = 1,0;$$

$$q = 25,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$r_g = 1,0;$$

$$\gamma_R = 1,8.$$

$$R_d = (12,9 \cdot 5,14 \cdot 0,978 \cdot 1,0 + 25,0) \cdot 1,0/1,8 = 49,9 \text{ kN/m}^2$$

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

$$c_{uk} = 18 \text{ kN/m}^2;$$

$$c_{ud} = 18,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$z_c = 0,978;$$

$$s_c = 1,0;$$

$$q = 25,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$r_g = 1,0;$$

$$\gamma_R = 2,3.$$

$$R_d = (18,0 \cdot 5,14 \cdot 0,978 \cdot 1,0 + 25,0) \cdot 1,0/2,3 = 50,2 \text{ kN/m}^2$$

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

14. CONSIDERAZIONI FINALI

L'area in esame ricade in un settore deposizionale della bassa Pianura Padana caratterizzato da moderate ondulazioni che degradano progressivamente verso Nord; più esattamente si ubica ad una quota media di 15,00 m s.l.m., in una zona pressoché pianeggiante o di bassissima acclività.

La litologia del primo sottosuolo al tetto, al disotto di un orizzonte di terreno di riporto di natura sabbiosa e limosa con diffusi frammenti di laterizi e ciottoli dello spessore medio di 0,80÷1,00 m, risulta inizialmente caratterizzata dalla presenza di terreni di argille limose e/o viceversa di colore grigio scuro, di consistenza da plastico molle a plastico tenera, inglobanti al tetto dell'intervallo lenti centimetriche di sabbie variabilmente limose di scarso addensamento.

A partire da 8,30÷8,60 m circa, e sino alla profondità indagata, si evidenziano delle argille limose di consistenza plastica.

I suddetti terreni sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica di superficie, presumibilmente in leggera pressione, il cui livello statico al termine dell'indagine, rispetto al p.c. attuale, nei fori di prova e sondaggio è stato misurato ad una profondità media di 1,80÷1,90 m, quote presumibilmente soggette a variazioni stagionali.

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

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	qc MPa	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)	Dr (%)
	da	a						
0	0,00	0,80÷1,00	R	-	-	-	-	-
A	0,80÷1,00	1,80÷1,90	AL/LA	0,2÷0,4	18,7÷18,8	10÷20	0	0
A1	1,80÷1,90	8,30÷8,60	AL/LA	0,2÷0,9	8,7÷9,0	10÷45	0	0
B	2,10÷2,60	2,80÷3,20	S/SL	1,1÷1,5	8,5÷8,6	0	28÷30	15÷25
C	8,30÷8,60	fine indag.	AL	1,0÷1,9	9,0÷9,2	50÷95	0	0

I terreni del primo sottosuolo alla profondità media di 1,00 m presentano una Vs30 pari a 180 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria D che comprende *"Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SP30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine)"*.

Sulla base dell'indagine geognostica e dell'indagine sismica eseguita e utilizzando le tabelle per il calcolo dei coefficienti di amplificazione sismica pubblicate sulla *"Delibera dell'Assemblea legislativa Regione Emilia Romagna progr. N.*

112 – oggetto n. 3121 del 2 maggio 2007” considerando un ambito di pianura caratterizzato da un substrato profondo (> 100 m dal p.c.), otteniamo un valore del Fattore di Amplificazione F.A. pari a 1,5.

Utilizzando le stesse tabelle e con gli stessi parametri visti in precedenza si ottengono i valori di intensità spettrale (S.I.) che per periodi propri del sito (T_0) compresi tra 0,1 e 0,5 sec e tra 0,5 e 1 sec valgono rispettivamente 1,8 e 2,5.

Verifiche al rischio di liquefazione dei terreni hanno evidenziato la presenza di lenti sabbiose caratterizzate da un fattore di sicurezza FSL $< 1,2$; valutazioni analitiche hanno espresso un Indice del potenziale di Liquefazione IL variabile da 0,0 a 0,01, traducibile in altri termini in un rischio di liquefazione “Basso”.

I terreni del primo sottosuolo, nel caso di un sistema fondale diretto nastroforme attestato ad una profondità media di $1,20 \div 1,40$ m dal p.c. attuale, non considerando la superficie efficace dello stesso, consentono valori di resistenza di progetto dell'ordine di $49,9 \text{ kN/m}^2$ nel caso di verifica mediante “Approccio 1 Combinazione 2” e dell'ordine di $50,2 \text{ kN/m}^2$ nel caso di “Approccio 2”.

Casalecchio di Reno, 16 Dicembre 2014



ALLEGATI

Indagine geognostica



Indagini Geognostiche
 40033 Casalecchio di Reno (BO)
 Via Cimara, 119 - Tel. 051/6133072

CPTU (piezo cone penetration test)

Rapporto di Prova N. 14.0804/RSP

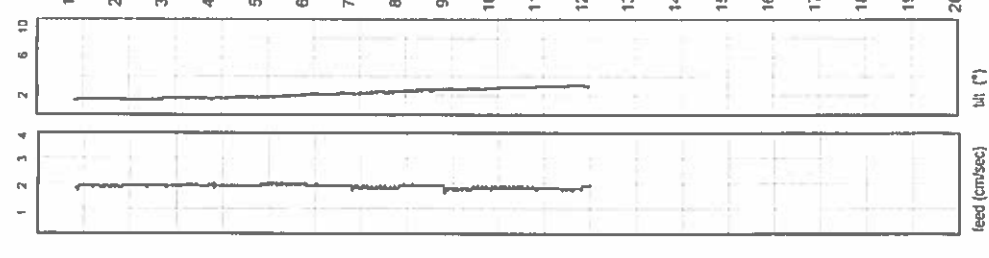
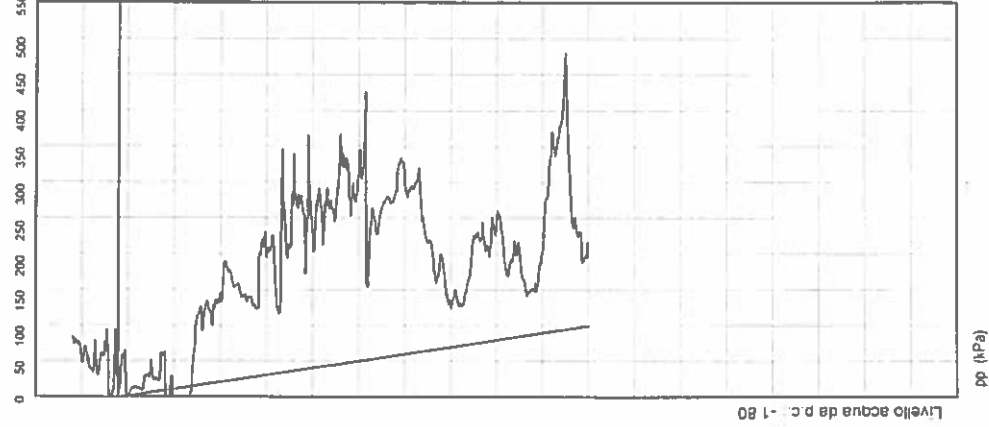
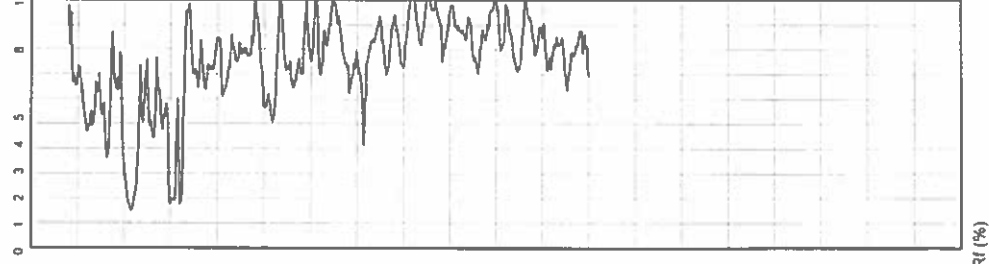
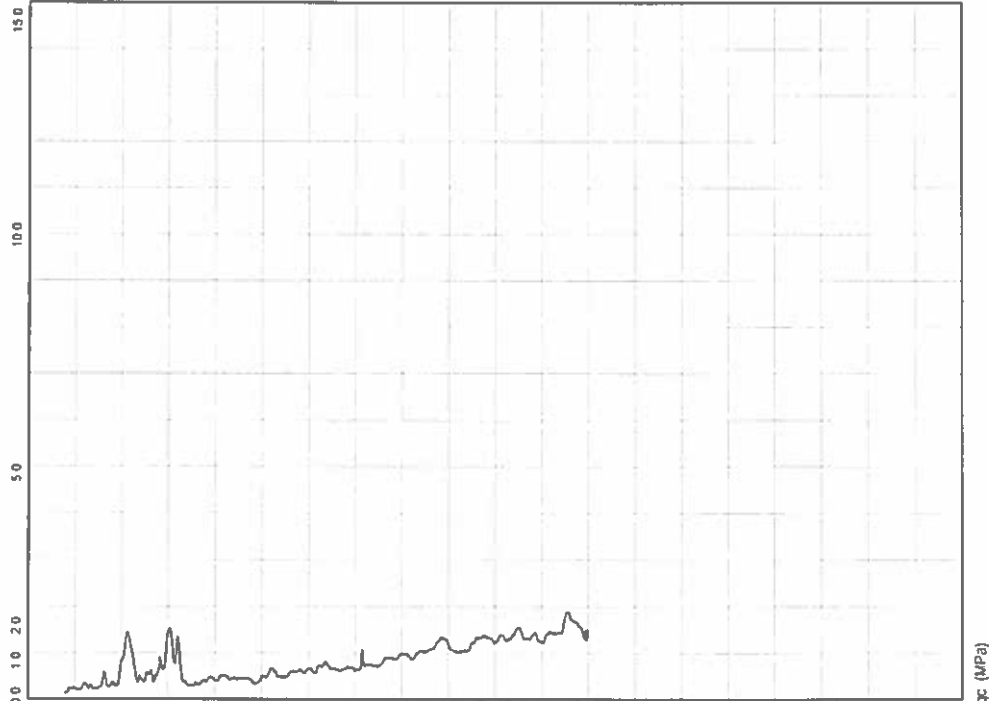
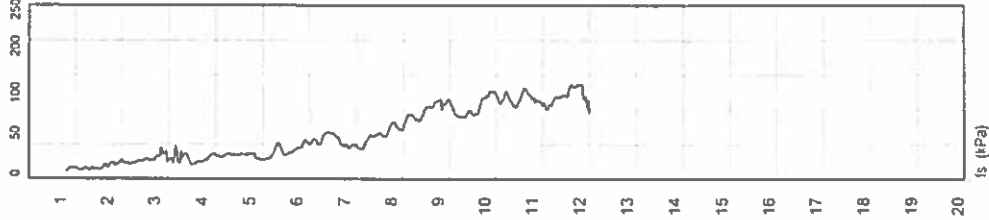
Committente : Open Project
 Località : Cento(FE)

Quota : ---
 Preforo : 0.80 m
 Data Prova : 14/11/2014
 Codice Lavoro : 2014.176

Cantiere: via Donati

Altrezzatura: Punta Pagani Mod. MKJ386 - Penetrometro da 200 kN

Note: ---



Procedura di Prova	IO_005	Normaliva di riferimento	ASTM D5578-12	Rapporto di Prova N°	14.0804/RSP	Data emissione	14/11/2014	Sperimentatore	Dr. Conti	Il Direttore di Laboratorio	Dr. Luca Conti
--------------------	--------	--------------------------	---------------	----------------------	-------------	----------------	------------	----------------	-----------	-----------------------------	----------------

CPTU (piezo cone penetration test)

Rapporto di Prova N. 14.0805/RSP

N. 2

Commitente : Open Project

Quota : ---

Località : Cento (FE)

Preforo : 0.80 m

Cantiere: via Donati

Altrezzaatura: Punta Pagani Mod. MKJ386 - Penetrometro da 200 kN

Data Prova : 14/11/2014

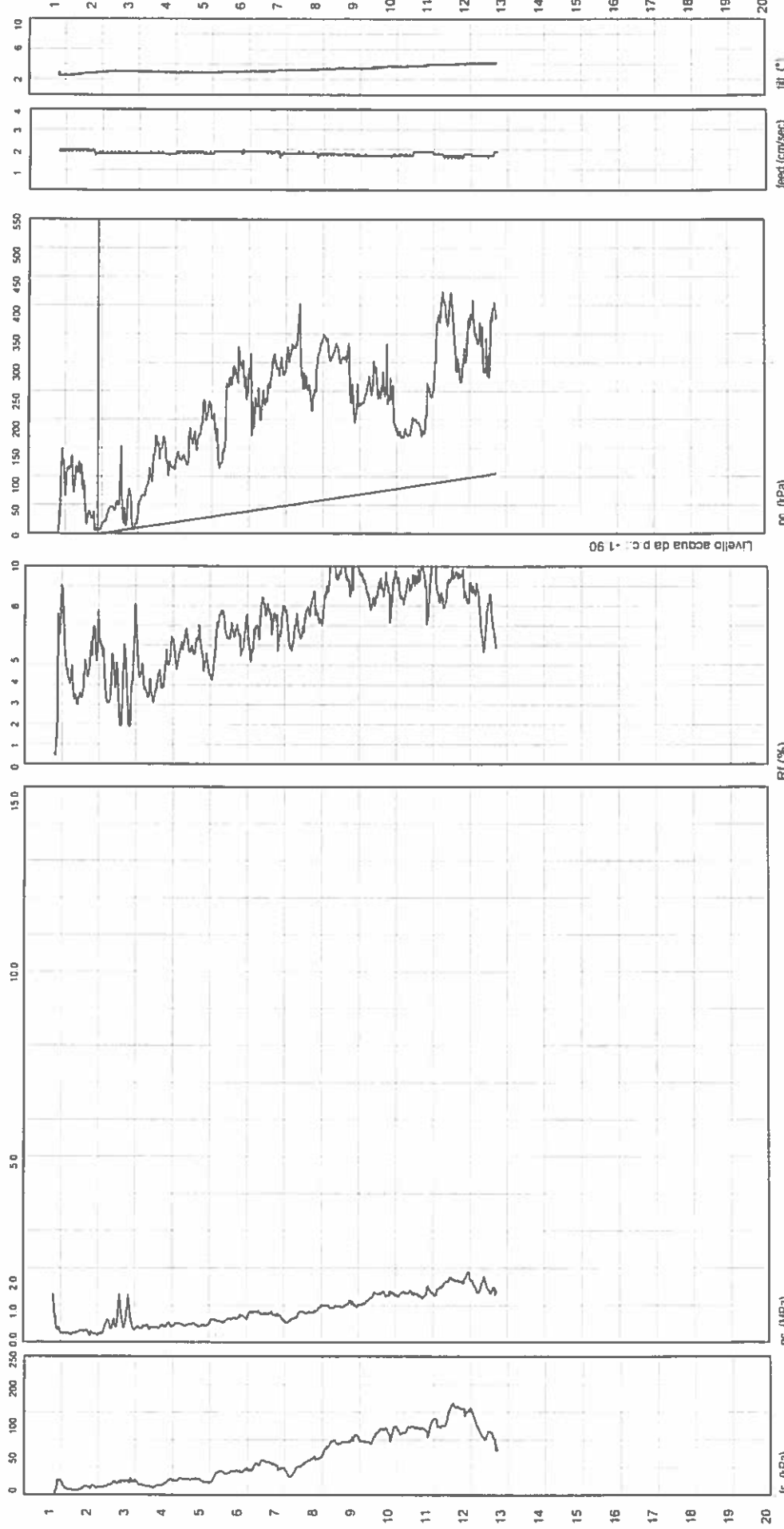
Note: ---

Codice Lavoro : 2014.176

GEO-PROBE S.r.l.

Indagini Geognostiche

40033 Casulicchio di Reno (BO)
Via Cimaraosa, 119 - Tel 051/6133072



Procedura di Prova	Normaliva di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	14.0805/RSP	0	14/11/2014	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE s.r.l. Indagini Geognostiche 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimara, 119 - Tel. 051/61.33.072		Committente	Open Project	Quota	--	Rap. Pr. N°14 C806/RSP	
		Località	Cento (FE)	Profondità	5.00 m	Codice Lavoro 2014 176	
		Cantiere	via Donati	Data Inizio	14/11/2014	SONDAGGIO	FOGLIO
		Perforazione	Trivellazione a secco d 100 mm	Data Fine	14/11/2014	1	1/1
		Attrezzatura	Cingolato Pagani TG 63	Il geologo	Dr. Conti		
Procedura di Prova	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data di emissione	Lo Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio		
--	14.0806/RSP	0	14/11/2014	Dr. Chelli	Dr. L. Conti		

Profondità [m]	Scala 1:50	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Campioni	Falda	Piezometro Norton
1.00	1		Terreno di riporto di natura sabbioso limosa con frammenti lapidei eterogenei.			
2	2		Argilla limosa di colore grigio scuro, inglobante sottili orizzonti centimetrici limo sabbiosi, terreno a consistenza plastico molle ed umidità da media alla totale saturazione idrica.		190	
3.10	3		Limo argilloso di colore da grigio grigio screziato a grigio azzurro, terreno a consistenza da plastico molle a plastico tenera, in totale saturazione idrica.			
5.00	4					
	5					
	6					
	7					
	8					
	9					
	10					
	11					
	12					
	13					
	14					
	15					

Committente: -
 Località : Cento (FE)
 Cantiere : via Vicini - ospedale SS Annunziata
 n° prova : 3
 Profondità falda : 1,20 m
 Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
 Note: ---

Rapporto di prova N°: **12.0091 /RSP**

Data prova: 07/03/2012
 Quota: ---
 Codice lavoro: 2011.153
 Procedura di prova: IO_003

L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
48		4.71	85.02	55	1.81	
28	41	2.75	65.40	42	2.38	
14	24	1.37	91.56	15	6.67	
21	35	2.06	130.80	16	6.35	
47	67	4.61	71.94	64	1.56	1,0 m
82	93	8.04	58.86	137	0.73	
31	40	3.04	45.78	66	1.51	
6	13	0.59	58.86	10	10.01	
20	29	1.96	45.78	43	2.33	
21	28	2.06	45.78	45	2.22	2,0 m
15	22	1.47	52.32	28	3.56	
13	21	1.27	52.32	24	4.11	
8	16	0.78	52.32	15	6.67	
6	14	0.59	45.78	13	7.78	
11	18	1.08	32.70	33	3.03	3,0 m
10	15	0.98	39.24	25	4.00	
11	17	1.08	45.78	24	4.25	
7	14	0.69	26.16	26	3.81	
12	16	1.18	32.70	36	2.78	
12	17	1.18	32.70	36	2.78	4,0 m
9	14	0.88	32.70	27	3.71	
10	15	0.98	26.16	37	2.67	
6	10	0.59	26.16	22	4.45	
7	11	0.69	26.16	26	3.81	
8	12	0.78	39.24	20	5.00	5,0 m
7	13	0.69	32.70	21	4.76	
9	14	0.88	39.24	22	4.45	
7	13	0.69	26.16	26	3.81	
6	10	0.59	26.16	22	4.45	
6	10	0.59	32.70	18	5.56	6,0 m
8	13	0.78	39.24	20	5.00	
13	19	1.27	52.32	24	4.11	
14	22	1.37	45.78	30	3.34	
13	20	1.27	45.78	28	3.59	
12	19	1.18	65.40	18	5.56	7,0 m
13	23	1.27	71.94	18	5.64	
15	26	1.47	91.56	16	6.23	
16	30	1.57	91.56	17	5.84	
14	28	1.37	52.32	26	3.81	
13	21	1.27	39.24	32	3.08	8,0 m
12	18	1.18	45.78	26	3.89	
12	19	1.18	45.78	26	3.89	
13	20	1.27	45.78	28	3.59	
12	19	1.18	65.40	18	5.56	
12	22	1.18	58.86	20	5.00	9,0 m
16	25	1.57	104.64	15	6.67	
21	37	2.06	130.80	16	6.35	
23	43	2.25	130.80	17	5.80	
24	44	2.35	124.26	19	5.28	
27	46	2.65	137.34	19	5.19	10,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	07/03/2012	Dott. Chelli	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **12.0091 /RSP**

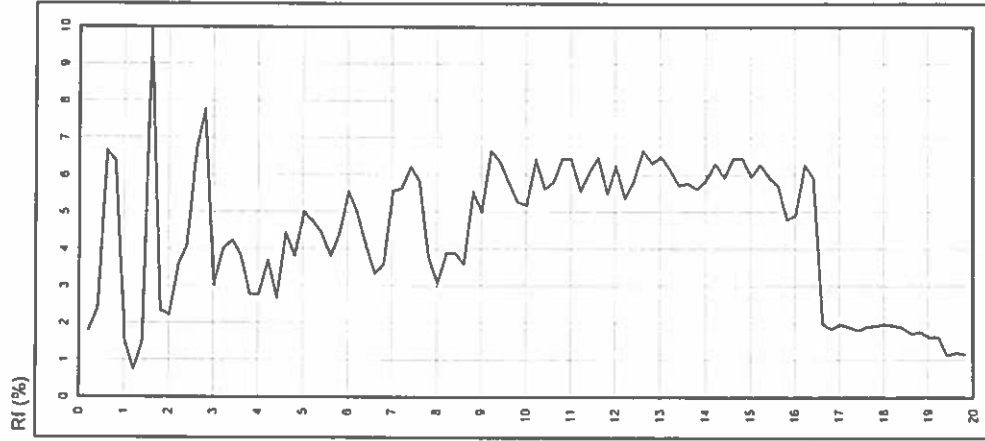
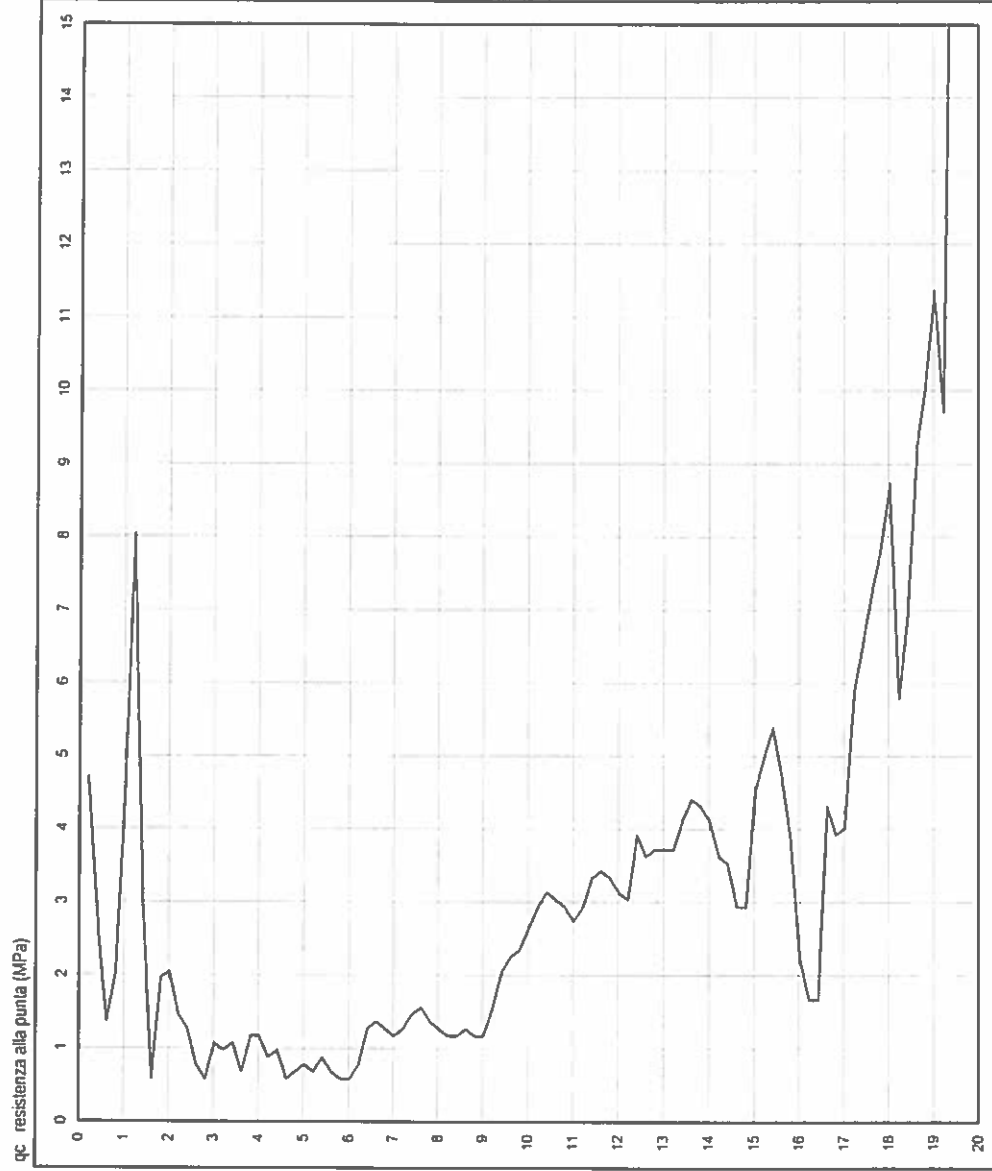
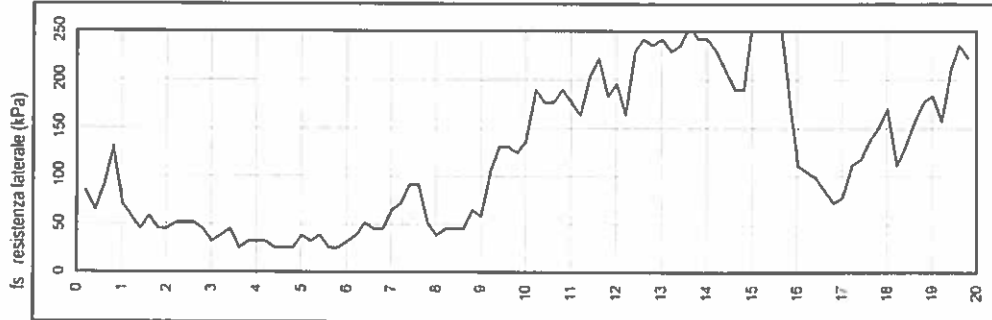
L1 kg/cm ²	L2 kg/cm ²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %	
30	51	2.94	189.66	16	6.45	
32	61	3.14	176.58	18	5.63	
31	58	3.04	176.58	17	5.81	
30	57	2.94	189.66	16	6.45	
28	57	2.75	176.58	16	6.43	11,0 m
30	57	2.94	163.50	18	5.56	
34	59	3.33	202.74	16	6.08	
35	66	3.43	222.36	15	6.48	
34	68	3.33	183.12	18	5.49	
32	60	3.14	196.20	16	6.25	12,0 m
31	61	3.04	163.50	19	5.38	
40	65	3.92	228.90	17	5.84	
37	72	3.63	241.98	15	6.67	
38	75	3.73	235.44	16	6.32	
38	74	3.73	241.98	15	6.50	13,0 m
38	75	3.73	228.90	16	6.14	
42	77	4.12	235.44	17	5.72	
45	81	4.41	255.06	17	5.78	
44	83	4.31	241.98	18	5.61	
42	79	4.12	241.98	17	5.88	14,0 m
37	74	3.63	228.90	16	6.31	
36	71	3.53	209.28	17	5.93	
30	62	2.94	189.66	16	6.45	
30	59	2.94	189.66	16	6.45	
46	75	4.51	268.14	17	5.95	15,0 m
51	92	5.00	313.92	16	6.28	
55	103	5.39	320.46	17	5.94	
48	97	4.71	268.14	18	5.70	
39	80	3.82	183.12	21	4.79	
23	51	2.25	111.18	20	4.93	16,0 m
17	34	1.67	104.64	16	6.28	
17	33	1.67	98.10	17	5.89	
44	59	4.31	85.02	51	1.97	
40	53	3.92	71.94	55	1.83	
41	52	4.02	78.48	51	1.95	17,0 m
60	72	5.88	111.18	53	1.89	
67	84	6.57	117.72	56	1.79	
74	92	7.25	137.34	53	1.89	
80	101	7.84	150.42	52	1.92	
89	112	8.73	170.04	51	1.95	18,0 m
59	85	5.78	111.18	52	1.92	
71	88	6.96	130.80	53	1.88	
94	114	9.22	156.96	59	1.70	
103	127	10.10	176.58	57	1.75	
116	143	11.37	183.12	62	1.61	19,0 m
99	127	9.71	156.96	62	1.62	
191	215	18.73	209.28	89	1.12	
201	233	19.71	235.44	84	1.19	
197	233	19.31	222.36	87	1.15	
204	238	20.00				20,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	07/03/2012	Dott. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.
 - Indagini Geognostiche -
 40033 CASALECCHIO DI RENO
 Via Cimarsa, 119 - Tel. 051/61.33 072

CPT (CONE PENETRATION TEST)
 N. 3
 Committente : Coop Costruzioni
 Località : Cento (FE)
 Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Rapporto di Prova N°: **12.0091 /RSP**
 Quota: ---
 Data prova : 07/03/2012
 Codice lavoro: 2011.153



Note: ---

Procedura di prova	IO_003	Normativa di riferimento	ASTM D 3441-94	Rev.	0	Data emissione	07/03/2012	Sperimentatore	Dott. Chelli	Il Direttore di Laboratorio	Dr. Luca Conti
--------------------	--------	--------------------------	----------------	------	---	----------------	------------	----------------	--------------	-----------------------------	----------------

Indagine sismica

Comune di Cento

RELAZIONE SISMICA

Indagine sismica con metodologia MASW per la valutazione del parametro V_{S30} in un'area situata in Via Giovanni Donati n°5 a Cento (FE)

Committente: Geo-Probe S.r.l.

Novembre 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	10
4. INDICAZIONE DEL SUBSTRATO SISMICO	11
5. VALUTAZIONE DEL PARAMETRO VS30	12
6. CONCLUSIONI	13

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 14 Novembre 2014 in un'area situata in Via Giovanni Donati n°5 a Cento (FE).

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 *Cento Est* n° 202081 della Carta Tecnica Regionale alla scala 1:5.000.

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

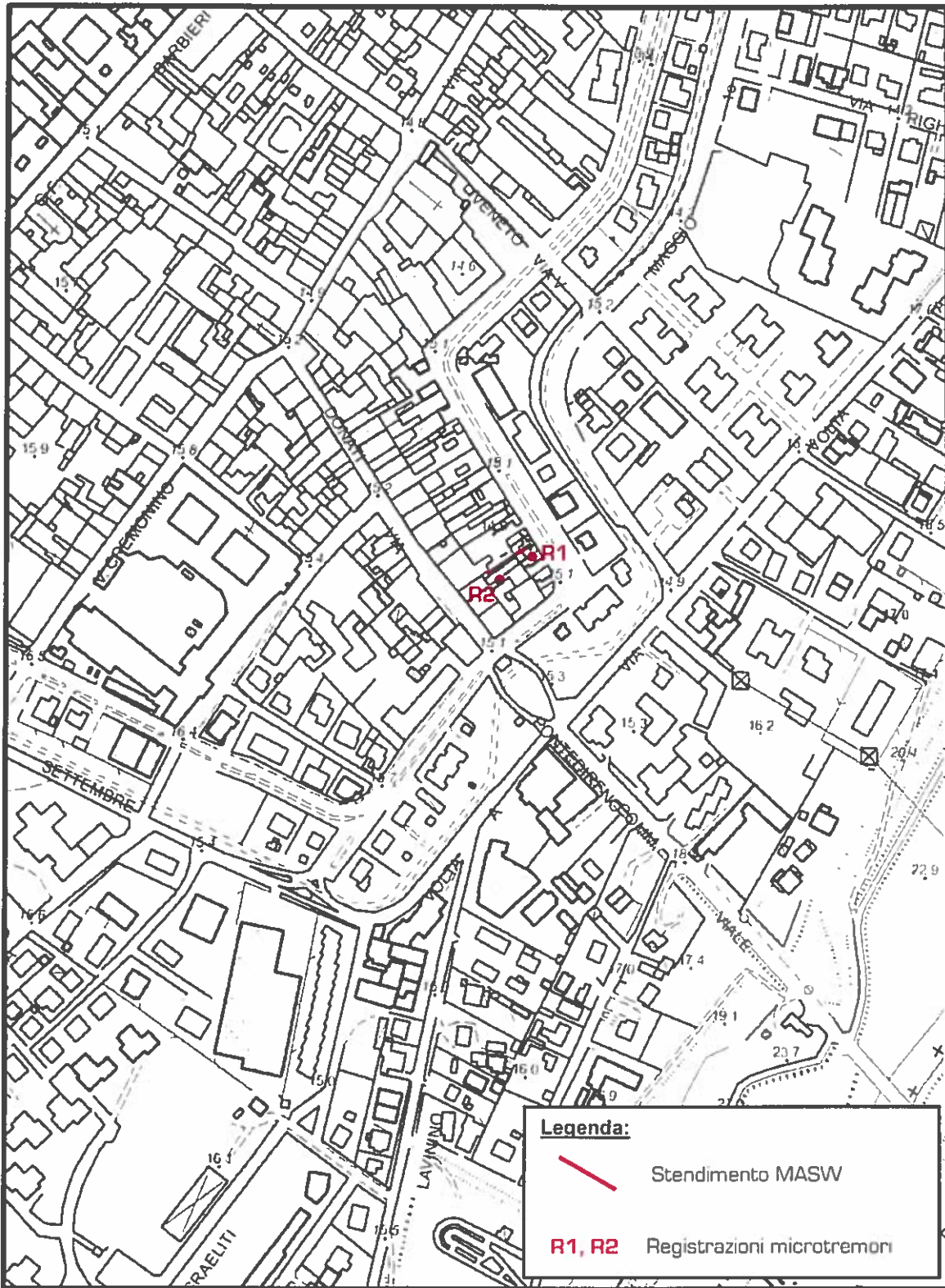


TAVOLA 1: Estratto dalla Carta Tecnica Regionale. Elemento *Cento Est* n° 202081 - Scala 1:5.000

2. METODOLOGIA MASW

2.1 DESCRIZIONE

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

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

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

2.2 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA E PARAMETRI DI ACQUISIZIONE DATI

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

- Sorgente: mazza da 8 kg
- Numero di battute efficaci: 1
- Distanza sorgente dal primo geofono: 6 m
- Geofoni: verticali con frequenza propria di 4.5 Hz
- Numero di geofoni: 19
- Distanza intergeofonica: 2 m
- Lunghezza dello stendimento: 36 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 *SoiSpy 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*.

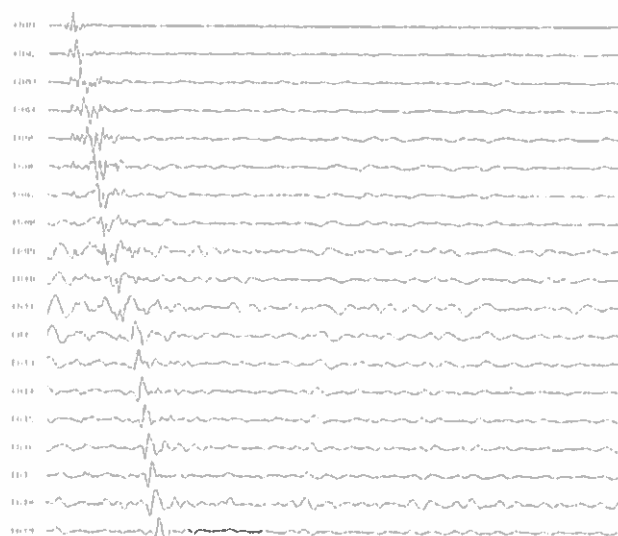


Figura 1: Arrivo delle onde ai vari geofoni a seguito del processo di stacking

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.

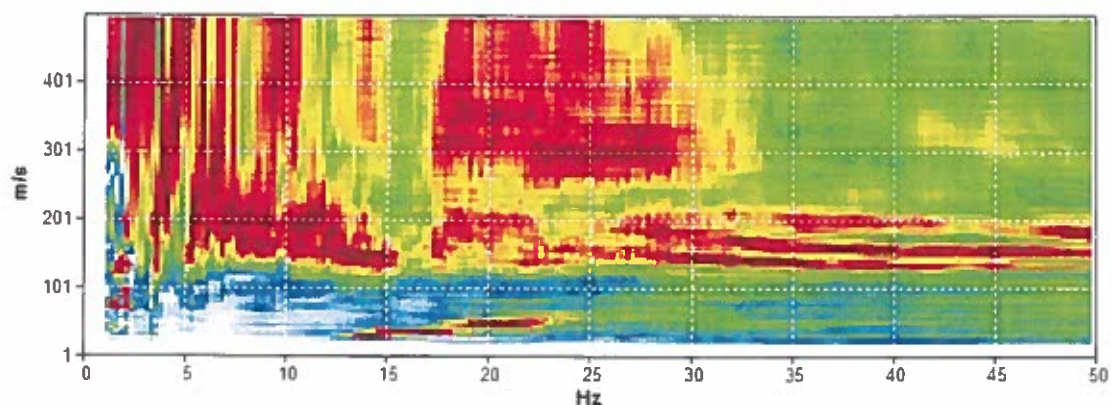


Figura 2: Spettro della velocità di fase rilevato dall'indagine MASW

Dallo spettro di velocità è possibile notare la presenza del modo fondamentale per frequenze superiori a 7 Hz. Si osservano inoltre alcuni salti a modi superiori per frequenze maggiori di 6 Hz.

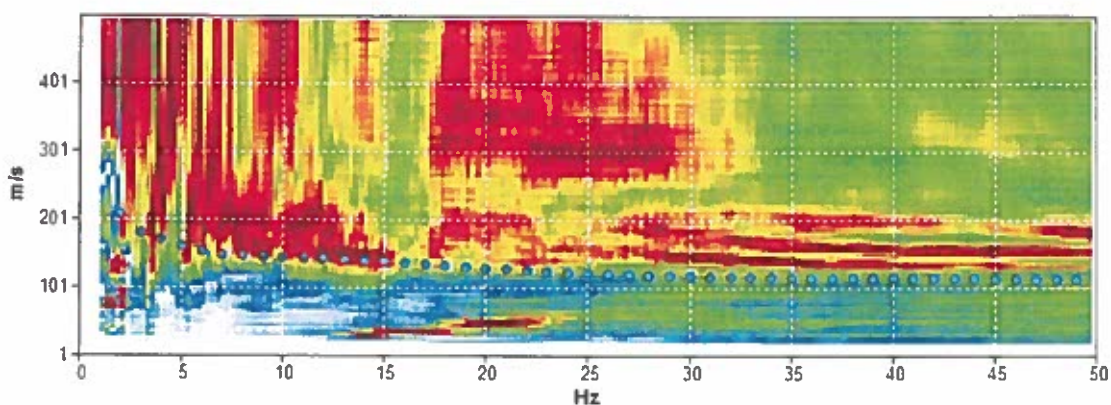


Figura 3: Spettro della velocità di fase rilevato dall'indagine MASW e curva del modello di dispersione

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. È possibile notare come, per frequenze superiori a 20 Hz, la curva sembri passare al di sotto della zona rossa a massima

intensità. Quest'ultima è stata però riconosciuta, in fase di elaborazione, come un modo superiore, pertanto la posizione della curva di ricostruzione della velocità risulta corretta. Tale ragionamento viene avvalorato dai risultati ottenuti da un profilo a metodologia Re.Mi., effettuato sfruttando lo stesso stendimento della MASW. Di seguito viene mostrato lo spettro della velocità di fase e, sovrapposta, la curva vista nei risultati della MASW; la corrispondenza risulta di buona qualità.

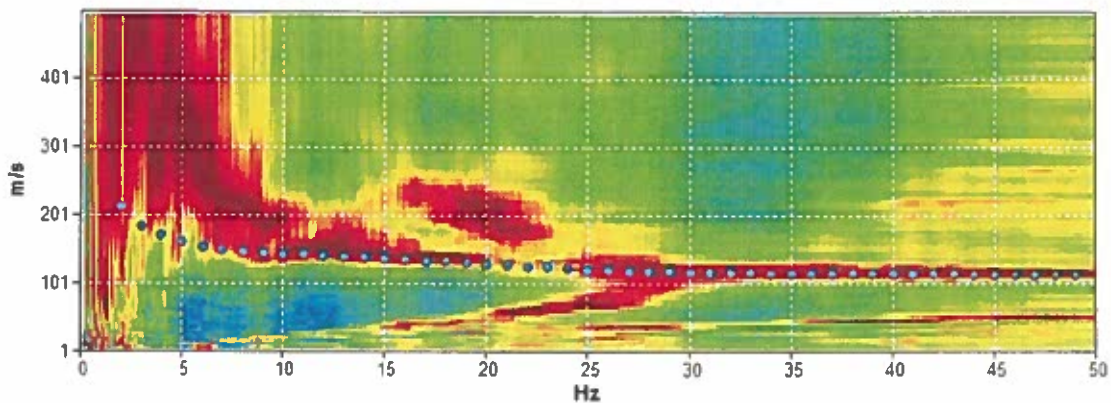


Figura 4: Spettro della velocità di fase rilevato dall'indagine Re.Mi. e curva del modello di dispersione

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 - 2.5	120
Strato sismico 2	2.5 - 15.0	160
Strato sismico 3	15.0 - 57.0	210
Strato sismico 4	57.0 - 237.0	380
Strato sismico 5	237.0 - 537.0	510
Strato sismico 6	a 537.0	680

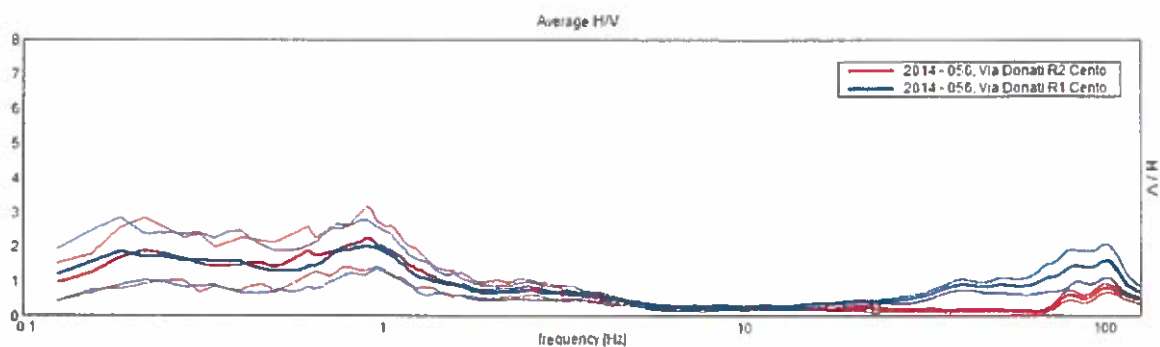


Grafico 1: Diagrammi HVSR indicanti gli spettri del moto del suolo rilevati nelle registrazioni R1 e R2

L'individuazione delle velocità degli strati sismici più profondi 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 delle velocità degli strati sismici più profondi.

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 3 Hz e le eventuali variazioni in frequenza che questi possono avere al variare della profondità di quota della fondazione.

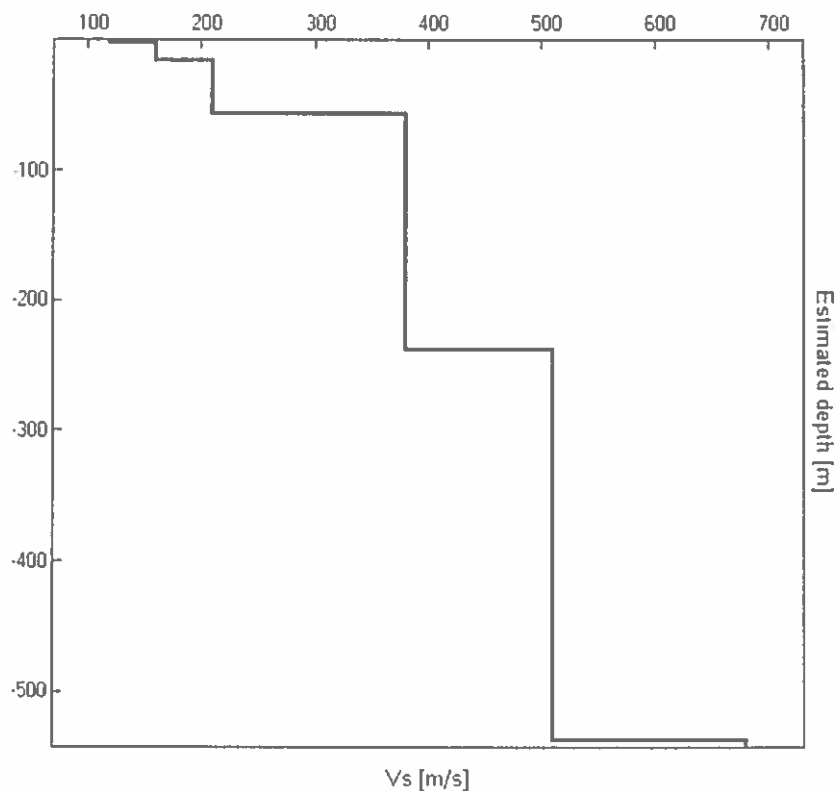
4. INDICAZIONE DEL SUBSTRATO SISMICO

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:



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

5. VALUTAZIONE DEL PARAMETRO VS30

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

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

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

$$V_{S30} (0.0+30.0) = 176 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (1.0+31.0) = 180 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (2.0+32.0) = 184 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (3.0+33.0) = 187 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (4.0+34.0) = 188 \text{ m/sec}$$

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:

$$V_{S30}(0.0+30.0) = 176 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30}(1.0+31.0) = 180 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30}(2.0+32.0) = 184 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30}(3.0+33.0) = 187 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30}(4.0+34.0) = 188 \text{ m/sec}$$

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 3 Hz e le eventuali variazioni in frequenza che questi possono avere al variare della profondità di quota della fondazione.

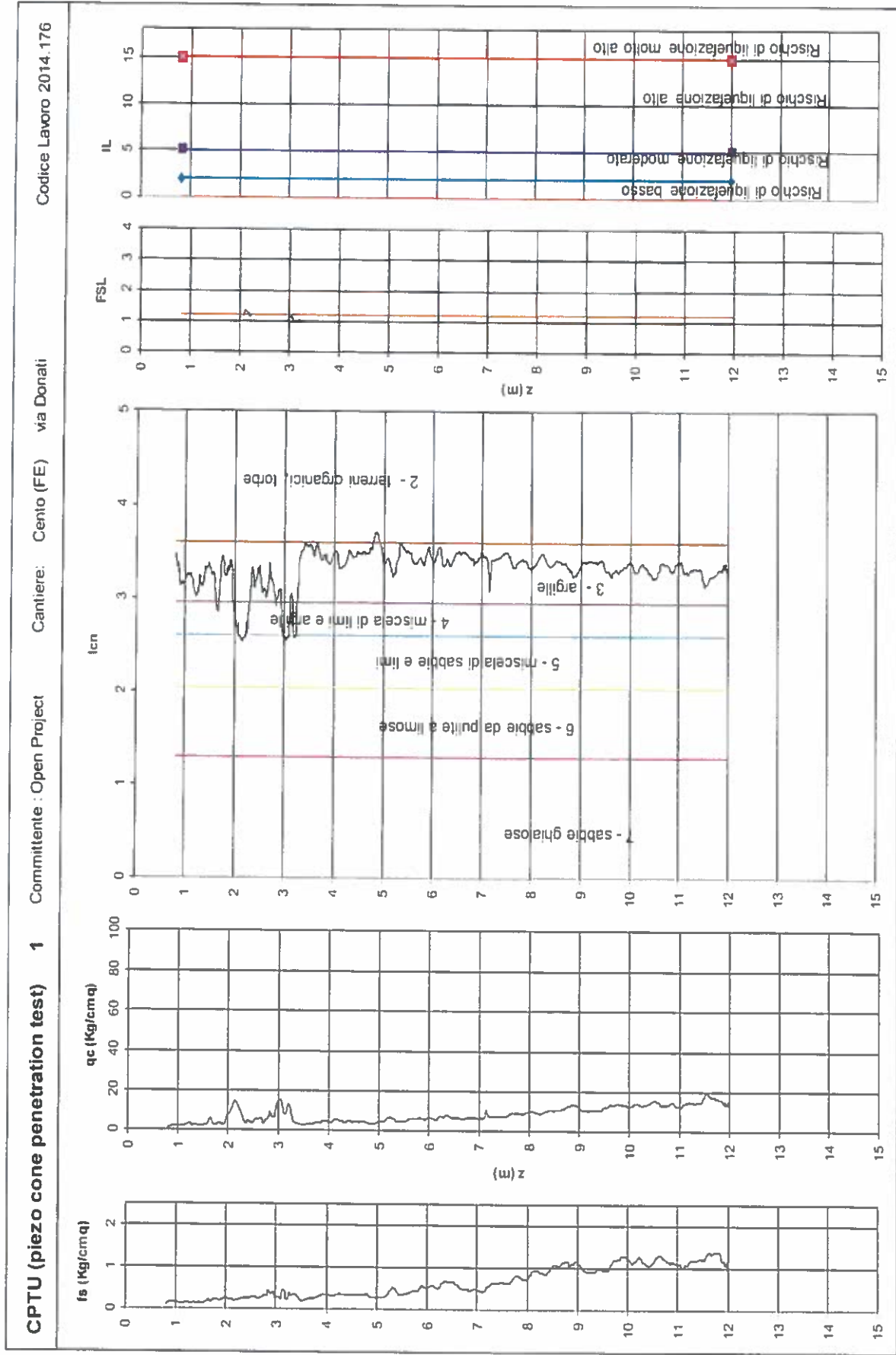
Lo scrivente resta a disposizione per qualsiasi ulteriore chiarimento o caso dubbio.

Zola Predosa, 20 Novembre 2014

Geologo Mirko Sita



Schema verifica rischio liquefazione



C P T (cone penetration test) 3

Committente :-

Località : Cento (FE)

via Vicini

Codice Lavoro : 2011.153

