

Comune di Soliera

Provincia di Modena

RELAZIONE GEOLOGICA inerente le indagini eseguite, la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. DM 14/01/08)

RELAZIONE GEOTECNICA basata sulle indagini geognostiche effettuate, al fine della caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno del sito (6.2.2. DM 14/01/08)

Relazione concernente la "RISPOSTA SISMICA DEL SITO" (D.M. 14/01/08 - NNTC), la verifica a possibili fenomeni di liquefazione (D.M. 14 /01/2008) e a potenziali cedimenti post-sismici e amplificazione litologica nell'ambito di una MICROZONAZIONE SISMICA dell'area (Delibera di Assemblea Legislativa Regionale n.112/2007)



OGGETTO:

**Studio geologico, geotecnico e sismico
inerente lo studio del terreno di fondazione
di un'area destinata a zona residenziale C,
sita in Via Donatori di Sangue**



Dott. Geol. Pier Luigi Dallari
Gennaio 2014
Rif. 766/13

ASSOCIATO



GEO GROUP s.r.l.

Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA

Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019

E-mail: geo.group@libero.it

P.IVA e C.F. 02981500362

www.geogroupmodena.it



**AZIENDA CON SISTEMA
DI GESTIONE QUALITÀ
CERTIFICATO DA DNV
= ISO 9001 =**

Relazione Tecnica comprendente:

RELAZIONE GEOLOGICA inerente le indagini geognostiche eseguite, la definizione delle unità litotecniche, gli eventuali processi geomorfici al fine della modellazione geologica del sito (6.2.1. DM 14/01/08)

RELAZIONE GEOTECNICA basata sulle indagini eseguite, fornisce tutti i dati geotecnici necessari per il progetto e la caratterizzazione e la modellazione del volume significativo di terreno interessato (6.2.2. DM 14/01/08)

Relazione concernente la “**RISPOSTA SISMICA DEL SITO**” (ai sensi del D. M. 14/01/2008 NNTC), la Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) (par. 6.4 del D.M. 14/01/08) e la verifica a possibili fenomeni di liquefazione

MICROZONAZIONE SISMICA dell'area, ai sensi della Delibera di Assemblea Legislativa n.112/2007, art. 16 – c.1 “Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica”

Oggetto:

Studio geologico, geotecnico e sismico inerente lo studio del terreno di fondazione di un'area destinata a zona residenziale C, sita in Via Donatori di Sangue nel Comune di Soliera (MO).

Indice del contenuto

1	PREMESSE	3
1.1	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	4
2	RELAZIONE GEOLOGICA	5
2.1	MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA	5
2.2	INDAGINI GEOGNOSTICHE	5
2.2.1	Prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT	6
2.3	CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	8
3	RELAZIONE GEOTECNICA	10
3.1	INDAGINI GEOTECNICHE	10
3.2	MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	10
4	CLASSIFICAZIONE e CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO – PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE (CALCOLO DEGLI SLU)	12
4.1	SISMICITÀ DELL'AREA	12
4.2	INDAGINI GEOFISICHE	16
4.2.1	Indagine sismica a rifrazione con metodo dei microtremori (Re.Mi)	16
4.2.2	Indagine sismica a rifrazione – tecnica MASW	19
4.2.3	Indagini sismiche Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSr) – Metodo di Nakamura	21
4.3	VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) – PAR.6.4 DM 14/01/08	23
4.4	MICROZONAZIONE SISMICA: Rischio Sismico	28
4.5	PRIMO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO: Carta delle aree suscettibili di effetti locali	29
4.5.1	II LIVELLO DI APPROFONDIMENTO: Carta di microzonazione sismica	30
4.6	AZIONE SISMICA: STUDIO DI MICROZONAZIONE SISMICA (III LIVELLO DI APPROFONDIMENTO)	31
4.6.1	R.S.L. mediante verifica monodimensionale in campo lineare equivalente dell'amplificazione locale	31
4.7	STIMA DEI CEDIMENTI POST-SISMICI	39
4.7.1	Cedimenti post-sismici dei terreni coesivi	39
4.7.2	Cedimenti post-sismici dei terreni incoerenti saturi	41
4.8	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	42
5	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	46

Tavole

Tav. n. 1:	“Carta Corografica”	scala 1: 25.000
Tav. n. 2:	“Carta Topografica”	scala 1: 10.000
Tav. n. 3:	“Ripresa fotografica generale dell'area di interesse”	scala grafica
Tav. n. 4:	“Carta della litologia di superficie”	scala 1: 100.000
Tav. n. 5:	“Indagini geognostiche”	scala grafica
Tav. n. 6:	“Carta dei depositi del sottosuolo che influenzano il moto sismico in superficie”	scala grafica
Tav. n. 7:	“Carta delle aree potenzialmente soggette ad effetti locali per eventi sismici”	scala grafica
Tav. n. 8:	“Rischio sismico: carta delle aree suscettibili di effetti locali”	scala grafica
Tav. n. 9:	“Carta di microzonazione sismica”	scala grafica

Allegati

ALL. n. 1	Prove penetrometriche statiche CPT corredate di interpretazione geotecnica
ALL. n. 2	Indagini sismiche
ALL. n. 3	Verifica alla liquefazione

1 PREMESSE

Nei mesi di Dicembre 2013 e di Gennaio 2014, su incarico del Comune di Soliera, è stata eseguita la presente relazione geologica, geotecnica e sismica inerente lo studio del terreno di fondazione di un'area destinata a zona residenziale C, all'interno di una variante al PSC, POC e RUE, sita in Via Donatori di Sangue nel Comune di Soliera (MO).

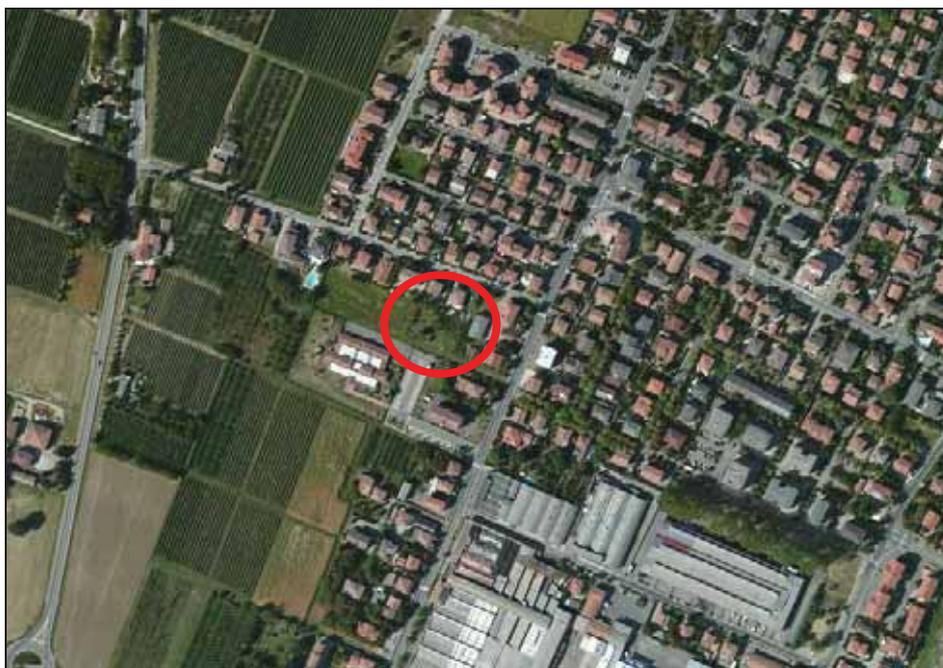


Fig. 1.1: Ripresa aerea dell'area di interesse, tratta da Bing Mappe.



Fig. 1.2: Ripresa fotografica del lotto in oggetto.

Per ottemperare alle richieste del **D.M. 14/01/2008** il presente studio verrà suddiviso nelle seguenti sezioni:

- 1) **RELAZIONE GEOLOGICA** riguardante le indagini geognostiche eseguite, la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. DM 14/01/08);
- 2) **RELAZIONE GEOTECNICA** basata sulle indagini eseguite, fornisce la caratterizzazione e la modellazione del volume significativo di terreno interessato (6.2.2. DM 14/01/08);
- 3) Relazione concernente la **“RISPOSTA SISMICA DEL SITO”** (ai sensi del D. M. 14/01/2008 NNTC) , la verifica dello Stato Limite Ultimo (SLU) (par. 6.4 del D.M. 14/01/08) e la verifica a possibili fenomeni di liquefazione (D.M. 14 /01/2008).
- 4) **MICROZONAZIONE SISMICA DELL'AREA** ai sensi della Delibera Assemblea Legislativa (DAL) n. 112/2007 Art. 16 c.1 "indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica".

1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area in esame è sita a sud-ovest del centro abitato del Comune di Soliera (MO), come illustrato nella "Carta corografica", alla scala 1: 25.000 (**tav. n. 1**), tavola CTR 201_NE "Carpì", nella "Carta topografica" alla scala 1: 10.000, sezioni (**tav. n. 2**) CTR n°201070 "Ganaceto" e n°201080 "Soliera", e nella "Ripresa fotografica generale" (**tav. n. 3 e figg. 1.1 e 1.2**), riportate in allegato. Catastralmente l'area ricade nel FOGLIO 33, MAPPALI 279/278/281/282 del Catasto del Comune di Soliera. Le coordinate geografiche relative al sito in oggetto, calcolate mediante apposito software ed utilizzando la maglia di punti riportata in figura 1.3 sono le seguenti:

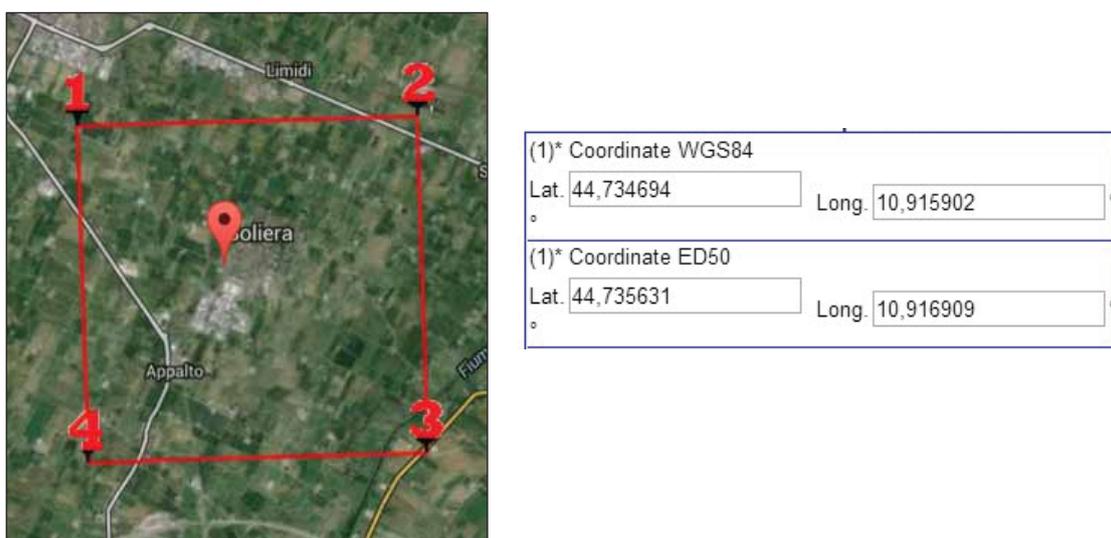


Fig. 1.3: Maglia di punti che identificano l'area di interesse

2 RELAZIONE GEOLOGICA

2.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA

L'area oggetto di studio è collocata in Via Donatori di Sangue nel Comune di Soliera (MO), ad una quota topografica media di circa 26.9 m s.l.m..

Dal punto di vista geologico nell'area affiorano i depositi di seguito illustrati e riportati nella "Carta della litologia di superficie" (**tav. n. 4**), tratta dalla "Carta geologica e dei suoli", a scala 1:5.000, redatta dal CARG, Servizio geologico, sismico e dei suoli della Regione Emilia Romagna:

AES8 – Subsistema di Ravenna

Ghiaie e ghiaie sabbiose, passanti a sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzi alluvionali. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. A tetto suoli a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente fino a 150 cm e parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. Contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. Potenza fino a oltre 25 m.

Olocene (età radiometrica della base: 11.000 - 8.000 anni). Nell'area in esame affiora la litofacies limosa.

Nell'area mancano evidenze geomorfologiche degne di nota, la zona è completamente pianeggiante con una leggera inclinazione verso nord-nord est in concordanza con l'andamento generale della Pianura Padana.

2.2 INDAGINI GEOGNOSTICHE

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia degli interventi in progetto, la campagna geognostica è stata espletata mediante le seguenti indagini geognostiche:

- **n. 2 prove penetrometriche statiche CPT, eseguite in data 11/12/2013;**
- **n.1 indagine sismica a rifrazione con metodo Re.Mi., eseguita in data 11/12/2013;**
- **n.1 indagine sismica a rifrazione con metodo MASW, eseguita in data 11/12/2013;**
- **n. 2 indagini sismiche passive HVSR, eseguite in data 11/12/2013.**

L'ubicazione delle indagini geotecniche è illustrata nella **tav. n. 5**, riportata in allegato, mentre i diagrammi relativi alle CPT eseguite, dotati d'interpretazione geotecnica, sono

presenti nell'allegato n. 1; in allegato n. 2 sono, invece, visibili i grafici e i risultati delle indagini sismiche eseguite.

2.2.1 Prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT

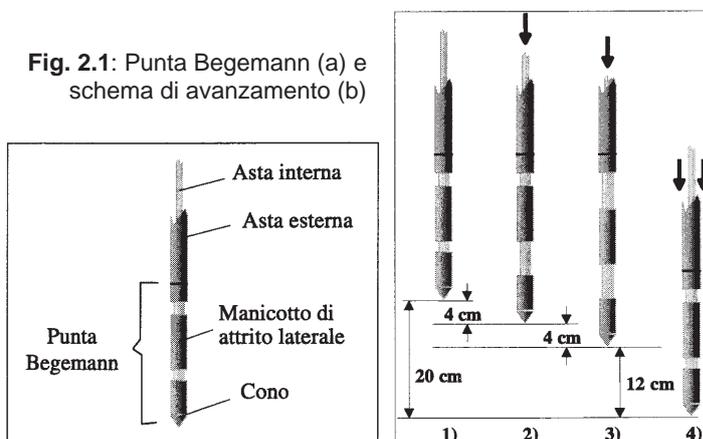
Nell'area di interesse sono state eseguite, in data 11/12/2013, **n. 2 prove penetrometriche statiche CPT**, spinte rispettivamente fino alla profondità di:

CPT 1	-20.00 m da p.c.
CPT 2	-15.00 m da p.c.

Nell'Allegato n. 1 sono riportati i grafici e le tabelle riguardanti le prove eseguite, corredate dell'elaborazione geotecnica e litostratigrafica.

Le caratteristiche tecniche dello strumento impiegato sono le seguenti:

Punta meccanica	Begemann
Spinta	100 kN
Intervalli di misura	20 cm
Parametri registrati	R_p (resistenza alla punta)
	R_I (resistenza attrito laterale)
Area punta	10 cm²
Angolo alla punta	60°



La prova penetrometrica statica CPT (*Cone Penetration Test*) viene realizzata infiggendo nel terreno, alla velocità di 2 cm/sec, la punta meccanica Begemann (**fig. 2.1**). La punta presenta alla sua estremità inferiore un cono avente un angolo al vertice di 60°, un diametro alla base di 36 mm e quindi un'area di base di 10 cm². Esso supporta lungo il suo stelo un manicotto d'attrito, la cui superficie laterale è di 150 cm². I valori degli sforzi di reazione che il suolo oppone alla penetrazione della punta, allo scorrimento del

manicotto laterale e l'avanzamento dell'insieme punta più aste, verranno registrati ogni 20 cm di avanzamento in profondità.

L'esecuzione della prova avviene tramite il seguente schema di avanzamento (**fig. 2.2**):

- 1) posizione di riposo con punta completamente chiusa;
- 2) spinta esercitata sulle aste interne con avanzamento di 4 cm del solo cono; visualizzazione dello sforzo di punta (R_p);
- 3) spinta esercitata sulle aste interne con avanzamento di 4 cm di cono + manicotto; visualizzazione dello sforzo di punta + attrito laterale (R_l);
- 4) spinta esercitata sulle aste esterne con avanzamento di 12 cm e ritorno alla posizione di riposo con punta completamente chiusa; visualizzazione dello sforzo di punta + attrito + attrito della batteria di aste (R_t).

Nella fase d'avanzamento in cui viene letta la resistenza alla punta, il display restituisce automaticamente il carico unitario di resistenza (R_p) tenuto conto della superficie di infissione di circa 10 cm^2 . Nella fase di avanzamento in cui viene letta la somma delle resistenze alla punta ed al manicotto di frizione il display visualizza il carico assoluto espresso in kg diviso per 10 (R_l).

Ad ogni profondità di misura (x), i valori reali della resistenza alla penetrazione della punta " q_c " e dell'attrito laterale locale " f_s " possono essere calcolati tramite le seguenti formule:

$$q_c(x) = R_p(x) \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

dove:

$$AP \text{ (Area Punta)} = 10 \text{ cm}^2$$

$$AM \text{ (Area Manicotto Laterale)} = 150 \text{ cm}^2$$

$$f_s(X) = (R_l(x+1) - R_p(x+1)) \cdot (AP/AM) = (R_l(x+1) - R_p(x+1)) / 15$$

La particolare punta utilizzata per la perforazione *Friction Jacket Cone* è servita a determinare, oltre al carico di rottura, anche la litologia dei terreni investigati: dal rapporto tra la resistenza penetrometrica alla punta e la resistenza laterale locale è infatti possibile risalire, attraverso l'esperienza di **Begemann**, modificata da **Schmertmann** (di seguito descritti), alla granulometria, e di conseguenza alla litologia, dei terreni attraversati dall'indagine.

Metodo di Begemann:

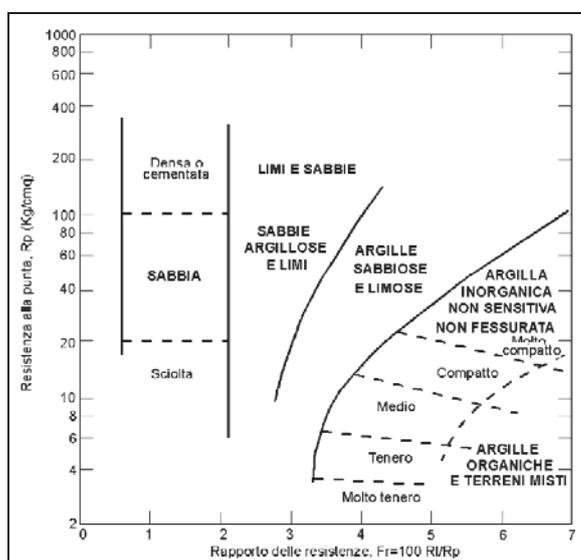
Il metodo di BEGEMANN considera il **rapporto tra R_p e R_l** come parametro indicativo delle variazioni litologiche. In particolare l'Autore suggerisce le seguenti correlazioni:

Rapporto Rp/RI	Litologia
$Rp/RI < 15$	Argilla organica e torba
$15 < Rp/RI < 20$	Limo e/o argilla inorganica
$30 < Rp/RI < 60$	Limo sabbioso e sabbia limosa
$Rp/RI > 60$	Sabbie o sabbia più ghiaia

Va ricordato che tali correlazioni sono valide solo per terreni immersi in falda.

Metodo di Schmertmann:

Il metodo di SCHMERTMANN considera come indicativo della litologia della verticale indagata il rapporto delle resistenze **Fr** (con $Fr\% = 100 RI/Rp$), secondo il grafico seguente:



2.3 CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle prove penetrometriche eseguite in sito, illustrate nell'**allegato n. 1**, si può riassumere quanto segue:

- le prove penetrometriche CPT eseguite hanno rilevato una buona omogeneità litostratigrafica sia in senso verticale che orizzontale.
- Al di sotto del primo strato di sottofondo cortilivo, si rileva un primo strato di **argilla limosa a medio-scarso consistenza** ($0.69 \text{ MPa} < Rp < 1.96 \text{ MPa}$) fino alla profondità di circa -15.80 m da p.c. nella CPT 1 e fino a -15.00 m da p.c. (fondo foro) nella CPT 2. La CPT 1 presenta sottili livelli di **sabbia limosa poco**

addensata alle quote pari a -7.00 m da p.c., -7.60 m da p.c. e -11.40 m da p.c.; la CPT 2, invece, presenta uno strato di **sabbia limosa poco addensata** dalla quota pari a -7.60 m da p.c. alla quota pari a -8.00 m da p.c.. Infine, nella CPT 2, fino alla massima profondità investigata pari a -20.00 m da p.c. si trova uno strato di **argilla limosa consistente** ($1.86 \text{ MPa} < R_p < 3.33 \text{ MPa}$).

- Per quanto riguarda il grado di consolidazione dei materiali coesivi, è stata rinvenuta la presenza di terreni sovraconsolidati **SC** (con $OCR > 4$) fino a -5.00 m dal p.c. nella CPT 1 e fino a -4.40 m da p.c. nella CPT 2, seguiti da un'alternanza di terreni leggermente sovraconsolidati **LC** ($2 < OCR < 4$), terreni normalconsolidati **NC** ($1 < OCR < 2$) e terreni sovraconsolidati **SC** (con $OCR > 4$) fino a fondo foro.
- Al termine delle prove penetrometriche è stata rilevata la soggiacenza della falda freatica all'interno dei fori di sondaggio. La quota si attesta alla profondità pari a **$D_w = -2.00 \text{ m da p.c.}$** in entrambe le verticali d'indagine.

3 RELAZIONE GEOTECNICA

3.1 INDAGINI GEOTECNICHE

In relazione alla litologia presente nell'area ed in base al futuro progetto, sono state eseguite le seguenti indagini geotecniche:

- **n. 2 prove penetrometriche statiche CPT, eseguite in data 11/12/2013.**

L'ubicazione delle indagini geotecniche è illustrata nella **tav. n. 5**, riportata in allegato; i diagrammi delle prove penetrometriche CPT, dotati d'interpretazione geotecnica, sono presenti nell'**allegato n. 1**.

3.2 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Il modello geotecnico è finalizzato a fornire tutti i dati geotecnici necessari per un futuro intervento. Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle indagini geotecniche eseguite, illustrate nell'**allegato n. 1** e precedentemente descritte, si può riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato:

Strato	Profondità	falda	Litotipo	Parametri geotecnici	
1	0.0 – 4.20 m da p.c.	- 2.00 m da p.c.	Argilla o argilla limosa a medio- scarsa consistenza	γ	1800 kg/m ³ ≈ 18.00 kN/m ³
				γ'	2100 kg/m ³ ≈ 21.00 kN/m ³
				C_{uk}	0.45 kg/cm ² ≈ 45.0 kN/m ²
				C'_k	0.045 kg/cm ² ≈ 4.5 kN/m ²
				M_0	35.0 kg/cm ² ≈ 3500 kN/m ²
				E_s	63.0 kg/cm ² ≈ 6300 kN/m ²
				ϕ_k	21°
				ν	0.45
2	4.20 – 7.60 m da p.c.		Argilla o argilla limosa a scarsa consistenza	γ	1750 kg/m ³ ≈ 17.50 kN/m ³
				γ'	2050 kg/m ³ ≈ 20.50 kN/m ³
				C_{uk}	0.35 kg/cm ² ≈ 35.0 kN/m ²
				C'_k	0.035 kg/cm ² ≈ 3.5 kN/m ²
				M_0	30.0 kg/cm ² ≈ 3000 kN/m ²
				E_s	49.0 kg/cm ² ≈ 4900 kN/m ²
				ϕ_k	18°
				ν	0.50
3	7.60 – 8.00 m da p.c.		Sabbia o sabbia limosa poco addensata	γ	1800 kg/m ³ ≈ 18.00 kN/m ³
				γ'	2100 kg/m ³ ≈ 21.00 kN/m ³
				D_r	25 %
				E_s	50.0 kg/cm ² ≈ 5000 kN/m ²
				ϕ_k	28°
				ν	0.35
4	8.00 – 8.60 m da p.c.		Argilla o argilla limosa a scarsa consistenza	γ	1750 kg/m ³ ≈ 17.50 kN/m ³
				γ'	2050 kg/m ³ ≈ 20.50 kN/m ³
				C_{uk}	0.35 kg/cm ² ≈ 35.0 kN/m ²
				C'_k	0.035 kg/cm ² ≈ 3.5 kN/m ²

				M_0	30.0 kg/cm ² ≈ 3000 kN/m ²
				E_s	49.0 kg/cm ² ≈ 4900 kN/m ²
				ϕ_k	18°
				v	0.50
5	8.60 – 10.40 m da p.c.	Argilla o argilla limosa mediamente consistente		γ	1850 kg/m ³ ≈ 18.50 kN/m ³
				γ'	2150 kg/m ³ ≈ 21.50 kN/m ³
				C_{uk}	0.50 kg/cm ² ≈ 50.0 kN/m ²
				C'_k	0.05 kg/cm ² ≈ 5.0 kN/m ²
				M_0	40.0 kg/cm ² ≈ 4000 kN/m ²
				E_s	70.0 kg/cm ² ≈ 7000 kN/m ²
				ϕ_k	23°
			v	0.40	
6	10.40 – 11.60 m da p.c.	Argilla o argilla limosa a scarsa consistenza		γ	1750 kg/m ³ ≈ 17.50 kN/m ³
				γ'	2050 kg/m ³ ≈ 20.50 kN/m ³
				C_{uk}	0.35 kg/cm ² ≈ 35.0 kN/m ²
				C'_k	0.035 kg/cm ² ≈ 3.5 kN/m ²
				M_0	30.0 kg/cm ² ≈ 3000 kN/m ²
				E_s	49.0 kg/cm ² ≈ 4900 kN/m ²
				ϕ_k	18°
			v	0.50	
7	11.60 – 13.40 m da p.c.	Argilla o argilla limosa a media consistenza		γ	1850 kg/m ³ ≈ 18.50 kN/m ³
				γ'	2150 kg/m ³ ≈ 21.50 kN/m ³
				C_{uk}	0.60 kg/cm ² ≈ 60.0 kN/m ²
				C'_k	0.06 kg/cm ² ≈ 6.0 kN/m ²
				M_0	45.0 kg/cm ² ≈ 4500 kN/m ²
				E_s	84.0 kg/cm ² ≈ 8400 kN/m ²
				ϕ_k	24°
			v	0.40	
8	13.40 – 15.20 m da p.c.	Argilla o argilla limosa a medio- scarsa consistenza		γ	1800 kg/m ³ ≈ 18.00 kN/m ³
				γ'	2100 kg/m ³ ≈ 21.00 kN/m ³
				C_{uk}	0.45 kg/cm ² ≈ 45.0 kN/m ²
				C'_k	0.045 kg/cm ² ≈ 4.5 kN/m ²
				M_0	35.0 kg/cm ² ≈ 3500 kN/m ²
				E_s	63.0 kg/cm ² ≈ 6300 kN/m ²
				ϕ_k	21°
			v	0.45	
9	15.20 – 20.00 m da p.c.	Argilla o argilla limosa a consistente		γ	1900 kg/m ³ ≈ 19.00 kN/m ³
				γ'	2200 kg/m ³ ≈ 22.00 kN/m ³
				C_{uk}	0.80 kg/cm ² ≈ 80.0 kN/m ²
				C'_k	0.08 kg/cm ² ≈ 8.0 kN/m ²
				M_0	70.0 kg/cm ² ≈ 7000 kN/m ²
				E_s	112.0 kg/cm ² ≈ 11200 kN/m ²
				ϕ_k	25°
			v	0.35	
Legenda			γ =	peso specifico terreno naturale	
			γ' =	peso specifico terreno saturo	
			C_{uk} =	coesione non drenata caratteristica	
			C'_k =	coesione efficace caratteristica	
			D_r =	densità relativa	
			M_0 =	modulo di deformazione edometrico	
			E_s =	modulo elastico	
		ϕ_k =	angolo d'attrito caratteristico		

4 CLASSIFICAZIONE e CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO – PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE (CALCOLO DEGLI SLU)

4.1 SISMICITÀ DELL'AREA

Con l'entrata in vigore del **D.M. 14/01/2008** recante “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”, il Comune di Soliera (MO) è stato classificato in **classe di sismicità 3**.

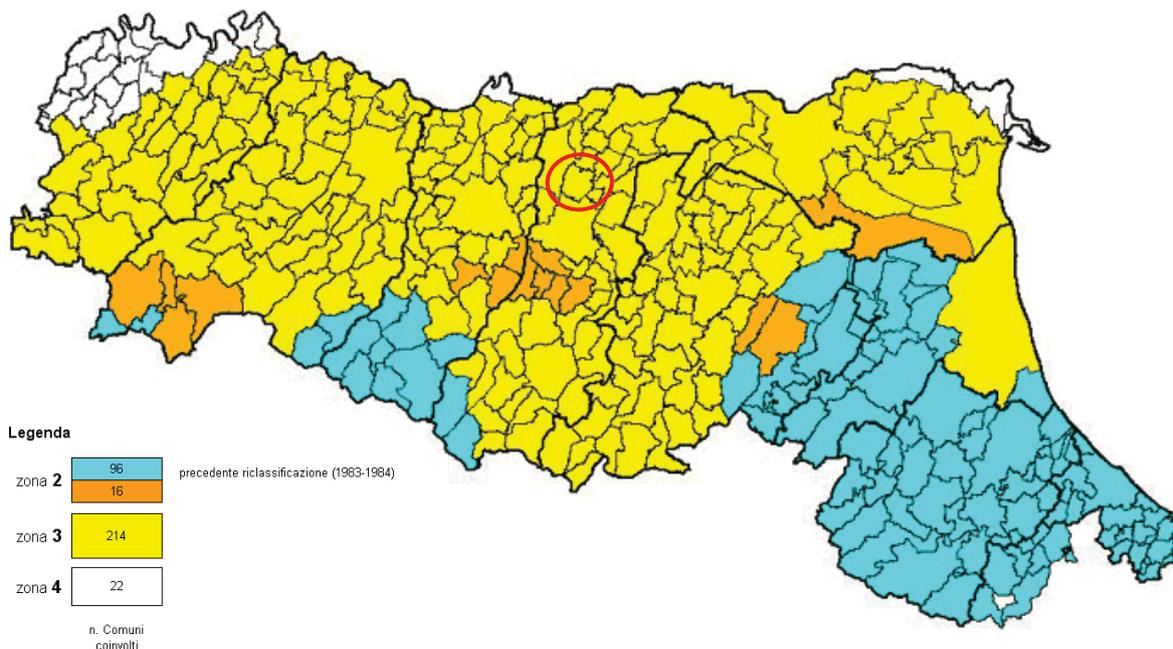


Fig. 4.1: Classificazione sismica vigente dei comuni della regione Emilia-Romagna ed ubicazione del territorio comunale di Soliera (MO).

Sulla base della nuova normativa sismica per gli edifici sopracitata, secondo le indagini geofisiche eseguite in situ, si classifica il terreno di fondazione come appartenente alla **categoria C**, corrispondente a *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine di media consistenza con spessori superiori a 30 metri, 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 $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u30} < 250$ KPa nei terreni a grana fine).*

Inoltre, sulla base della classificazione nazionale che fa ricadere l'area in esame in **classe 3**, il valore di a_g , espresso come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in tale classe era pari ad $a_g = 0.15g$.

Ora, sulla base dei contenuti del **D.M. 14/01/2008** “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” è stato definito, per il sito in studio, un parametro di accelerazione massima attesa a_g , in relazione ad un tempo di riferimento T_R stimato di **475 anni (SLV)** e considerando la classe d'uso dell'edificio pari a **II**, per l'area in oggetto, identificata dalle

seguenti coordinate geografiche (Sistema di riferimento **ED50**): Latitudine: 44.735631°, Longitudine 10.916909°, tale parametro è risultato pari ad **a_g attesa = 0.157g**

Determinazione dei parametri sismici				
(1)* Coordinate WGS84				
Lat.	44,734694	Long.	10,915902	°
(1)* Coordinate ED50				
Lat.	44,735631	Long.	10,916909	°
Classe dell'edificio				
II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e si				Cu = 1
Vita nominale				50
(Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)				
Interpolazione				Media ponderata
Calcola				
Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0,045	2,488	0,252
Danno (SLD)	50	0,056	2,505	0,267
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,157	2,570	0,272
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,210	2,524	0,279
Periodo di riferimento per l'azione sismica:		50		

Poiché tale valore di accelerazione sismica orizzontale a_g si riferisce al *bedrock*, per definire il valore di a_g in superficie si calcola inizialmente il fattore stratigrafico S_s caratteristico dell'area secondo il NTC 2008 D.M. 14/01/2008 da cui, essendo in classe C si avrà:

$$1,00 \leq S_s = 1,70 - (0,60 \cdot F_o \cdot a_g/g) \leq 1,50 \quad (4.1)$$

dove:

Fo = Fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2; per il sito oggetto di studio tale valore, calcolato mediante l'utilizzo di apposito software, risulta pari a **2.570**;

ag/g = accelerazione orizzontale del sito, con tempo di ritorno pari a **475 anni**/accelerazione di gravità;

Ss = Coefficiente di amplificazione stratigrafica o fattore stratigrafico, calcolato tramite la relazione (4.1); per il sito oggetto di studio risulta pari a **1.46**.

Successivamente, sulla base delle condizioni topografiche del sito studiato, si ricava il fattore topografico ST dalla seguente tabella:

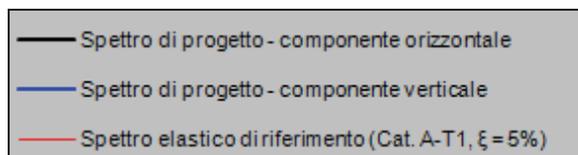
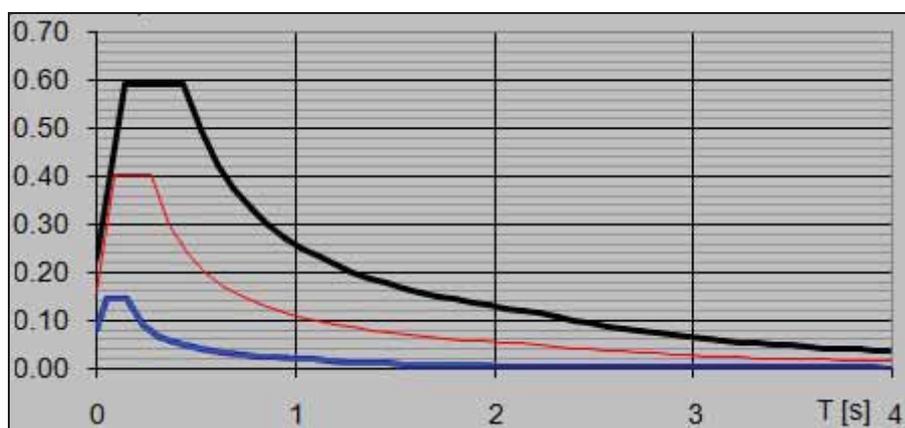
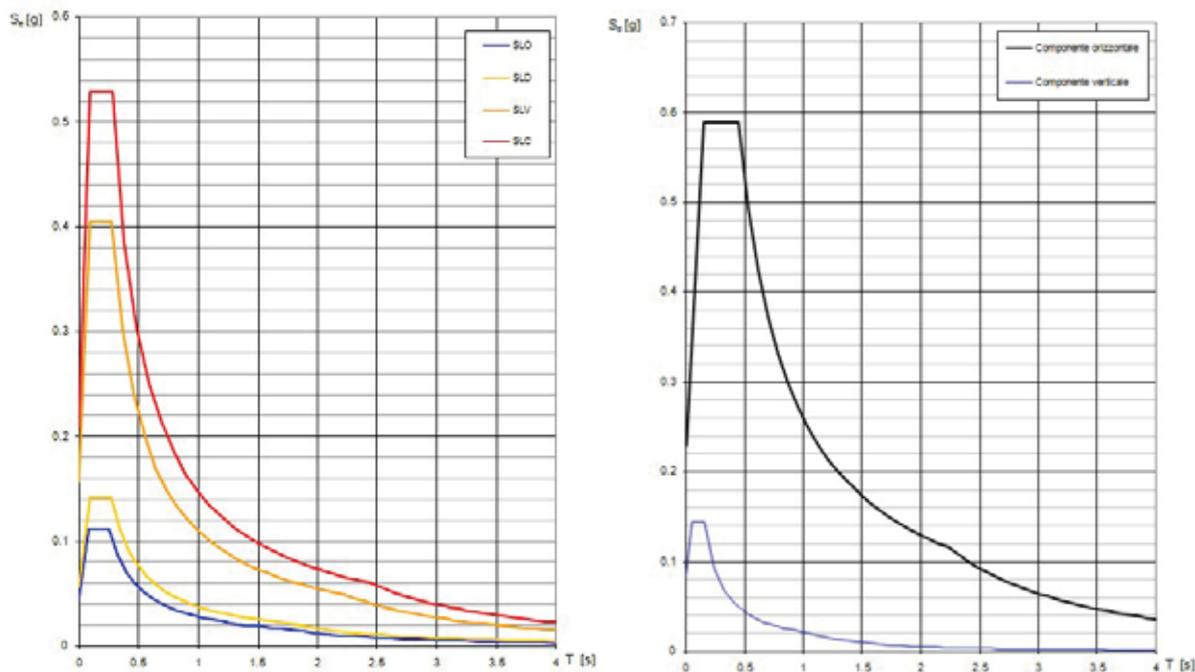
Categoria topografica	Ubicazione opera/intervento	ST
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$	1.0
T2	Pendii con inclinazione media $> 15^\circ$	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $> 30^\circ$	1.4

Per l'area studiata, appartenente alla categoria topografica T1, si ottiene un fattore topografico **ST pari a 1.0**.

In base ai valori del fattore stratigrafico Ss e del fattore topografico St si procede al calcolo dell' accelerazione massima orizzontale A_{max} :

$$A_{max} = Ss \cdot St \cdot a_g = 1.46 \cdot 1 \cdot 0.157g = 0.229g$$

Spettri di risposta del sito oggetto di studi



Spettri elastici del sito desunti dal programma Spettri-NTC v.1.0.3

4.2 INDAGINI GEOFISICHE

Per la classificazione sismica dell'area di studio, in data 11/12/2013, sono state eseguite in sito le seguenti indagini geofisiche:

- **n.1 indagine sismica a rifrazione con metodo Re.Mi.;**
- **n.1 indagine sismica a rifrazione con metodo MASW;**
- **n. 2 indagini sismiche passive HVSR.**

L'ubicazione delle indagini eseguite è riportata nella **Tav. n. 5**, mentre in **Allegato n. 2** sono presenti i grafici relativi ai risultati ottenuti dall'elaborazione delle indagini sismiche eseguite.

4.2.1 Indagine sismica a rifrazione con metodo dei microtremori (Re.Mi)

La caratterizzazione geotecnica dei terreni dal punto di vista sismico richiede come elemento indispensabile la conoscenza del profilo delle velocità delle onde di taglio Vs degli strati del terreno presenti nel sito di studio, fino alla profondità di almeno 30 metri dal piano di posa delle fondazioni.

La normativa, sulla base del suddetto profilo, fornisce una classificazione dei suoli suddivisa nelle tipologie A, B, C, D, E ed S1, S2.

Per misurare le velocità delle onde di taglio si possono eseguire rilievi in foro di sondaggio meccanico con tecnica down-hole, se si dispone di un foro singolo o cross-hole fra due fori, oppure prospezioni sismiche mediante stendimenti superficiali utilizzando geofoni orizzontali con opportune energizzazioni del terreno o tramite geofoni verticali acquisendo i segnali dei microtremori rifratti ambientali.

Questa tecnica, nota con la sigla Re.Mi. (Refraction Microtremors), permette di ricostruire il profilo verticale delle Vs con procedimenti di modellazione diretta delle velocità di fase delle onde relative ai rumori sismici locali, rifratte alla superficie.

Nell'approccio teorico si utilizzano le onde superficiali di Rayleigh per la determinazione dei parametri di comportamento meccanico dei terreni a bassi livelli di deformazione, modulo di taglio e coefficiente di smorzamento, e si basa sulle proprietà dispersive che queste onde subiscono durante l'attraversamento di tali terreni.

Le onde di Rayleigh costituiscono un particolare tipo di onde superficiali che si trasmettono sulla superficie libera di un mezzo isotropo e omogeneo, e sono il risultato dell'interferenza tra onde di pressione "P" e di taglio "S".

In un mezzo stratificato queste onde sono di tipo dispersivo e vengono definite di pseudo-Rayleigh o di superficie.

La dispersione è una deformazione di un treno d'onde dovuta ad una variazione di propagazione di velocità con la frequenza; le componenti a frequenza minore penetrano più in profondità rispetto a quelle a frequenza maggiore.

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde Rayleigh, *Velocità/frequenza* può essere convertito mediante opportuno software in profilo *Velocità/profondità*.

La metodologia permette di raggiungere livelli di profondità generalmente compresi fra 1/4 e 1/3 della lunghezza dello stendimento dei geofoni.

$$\text{Esempio: Profondità} = (\text{Lunghezza stendimento} / 4 \div 3) = (120 \text{ ml} / 4 \div 3) = 30 \div 40 \text{ ml}$$

Lo studio analitico del metodo Re.Mi. consente di operare favorevolmente in ambienti fortemente inquinati da rumori urbani e/o industriali.

Una volta determinate le velocità delle onde di taglio fino alla massima profondità raggiunta, si calcola una media pesata dei valori delle Vs di ogni strato per una profondità di 30 metri dal piano campagna e con tale parametro è possibile catalogare il sito nella classe di riferimento dell'ordinanza in oggetto.

Modalità operative

L'indagine sismica è stata eseguita in sito utilizzando 24 geofoni verticali con frequenza naturale di 14 Hz fissati al terreno ad intervalli regolari di 5 metri per una lunghezza complessiva dello stendimento pari a 115 metri.

I dati sono stati registrati mediante un sismografo *GEODE Geometrics 24 bit* con filtri disinseriti, velocità di campionamento (sample rate) di 2 millisecondi e lunghezza delle acquisizioni di 30 secondi.

Complessivamente sono stati registrati 10 files ad intervalli irregolari nell'arco di circa 1 ora di tempo.

Classificazione del terreno in base alle $V_{s,30}$ – D.M. 14/01/2008

L'elaborazione (**Allegato n. 2**) restituisce un grafico che riporta la curva di dispersione attraverso un'immagine a colori che mostra il profilo delle velocità delle onde di Rayleigh come velocità di fase e frequenza. Analizzando tale grafico si ottiene un modello teorico dell'andamento delle Vs con la profondità fino ad una quota di -30.00 m dal piano di posa delle fondazioni, attraverso la formula:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_i \frac{h_i}{V_{si}}}$$

Tale valore, nell'area indagata, è risultato pari a:

RE.Mi	$V_{s30} = 224 \text{ m/s}$	Categoria C
-------	---	--------------------

Quindi, secondo la classificazione del suolo, secondo le indicazioni del D.M. 14 Gennaio 2008 e in base ai risultati ottenuti dall'indagine geofisica Re.Mi. si classifica il terreno di fondazione del lotto come appartenente alla **categoria C**, corrispondente a "DEPOSITI DI TERRENI A GRANA GROSSA MEDIAMENTE ADDENSATI O TERRENI A GRANA FINA MEDIAMENTE CONSISTENTI CON SPESSORI SUPERIORI A 30 METRI, 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 CON VALORI DI $15 < N_{SPT,30} < 50$ NEI TERRENI A GRANA GROSSA E $70 < C_{u30} < 250 \text{ kPa}$ NEI TERRENI A GRANA FINA)".



Fig. 4.2: Ripresa fotografica di parte dello stendimento Re.Mi eseguito.

4.2.2 Indagine sismica a rifrazione – tecnica MASW

Per potere classificare con precisione l'area da un punto di vista sismico, è stata eseguita nell'area in oggetto n.1 indagine sismica a rifrazione con metodo MASW, ubicata come riportato nella **tav. n. 5** e i cui risultati sono riportati in **Allegato n. 2**.

Per misurare le velocità delle onde di taglio si possono eseguire prospezioni sismiche mediante stendimenti superficiali, utilizzando geofoni verticali da 4,5 Hz ed acquisendo attivamente i segnali delle onde rifratte alla superficie mediante una sorgente artificialmente provocata. Questa tecnica, nota con la sigla **MASW** (Multichannel Analysis of Surface Waves), permette di ricostruire il profilo verticale delle Vs con procedimenti di modellazione diretta delle velocità di fase delle onde, rifratte alla superficie. Partendo dal sismogramma registrato mediante sorgente energizzante in asse con lo stendimento, viene eseguita un'analisi spettrale che ha consentito di elaborare un'immagine della distribuzione del segnale di velocità sismica in funzione delle diverse frequenze che lo compongono. Da tale elaborazione, tramite una fase di "picking" del segnale ad elevata intensità è stata ottenuta la "**curva di dispersione**", dalla cui inversione è stato calcolato il **modello sismo-stratigrafico** espresso in termini di velocità delle onde di taglio (Vs). I dati sono stati registrati mediante un sismografo *Geode Geometrics* 24 bit con filtri disinseriti, velocità di campionamento (sample rate) di 0.2 millisecondi e lunghezza delle acquisizioni di 1 secondo. Si effettuano battute poste ad offset diversi (es. 10.00 m da geofono 1 e 5.00 m da geofono 1) mediante grave da 8,0 kg di massa.

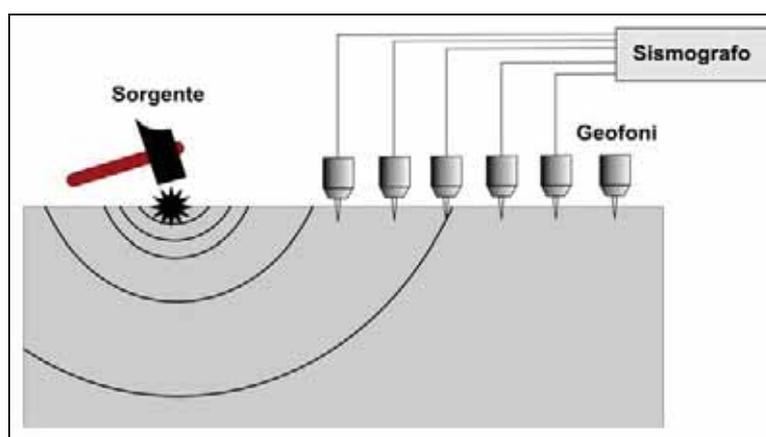


Fig. 4.3: Schema di Array lineare e punto energizzante.

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, $V(\text{fase})/\text{freq.}$, può essere convertito nel profilo $V_s/\text{profondità}$. Tale metodo non è univoco e quindi il modello che ne scaturisce è un modello teorico; per questo motivo è preferibile operare in presenza di dati di taratura (come nel caso specifico) onde ricavare il modello reale.

L'indagine eseguita ha permesso la determinazione dell'andamento della velocità delle Vs fino a circa 35 m di profondità. Dall'indagine è stata ricavata la V_{s30} desunta dalla formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{v_i}}$$

Tale valore, nell'area indagata, per la classificazione sismica dei terreni di fondazione seguendo le indicazioni del **D.M. 14/01/2008**, è risultata pari a:

MASW 1	Vs30 = 236 m/s	categoria C
--------	-----------------------	--------------------

Pertanto secondo la classificazione del suolo, si definisce il terreno di fondazione dell'area studiata come appartenente alla **categoria C**, *corrispondente a 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 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).*



Fig. 4.4: Ripresa fotografica di parte dello stendimento Masw.

4.2.3 Indagini sismiche Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSr) – Metodo di Nakamura

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di **indagine sismica passiva HVSr** (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura*) è finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito. Esse sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che nell'ammasso roccioso. L'utilizzo di algoritmi di calcolo finalizzati ad una modellizzazione sintetica dello spettro H/V, permette di correlare ogni picco spettrale con le discontinuità presenti nel sottosuolo (per esempio i cambi litologici). I dati che si possono ricavare sono spessori, profondità e velocità di propagazione delle onde di taglio all'interno del sismo-strato individuato. Tramite l'elaborazione di moti superiori e l'analisi dell'andamento delle tre componenti del moto, è possibile distinguere i picchi di origine naturale da quelli generati dai moti superiori o da artefatti, al fine di garantire una corretta interpretazione dello spettro sismico registrato. La tecnica dei rapporti spettrali (HVSr) trova la sua massima applicazione negli studi di microzonazione sismica poiché fornisce un parametro fondamentale (frequenza propria di risonanza di sito) per una corretta progettazione di edifici antisismici. Negli ultimi anni si è affermata anche per la sua versatilità poiché si è dimostrato come lo spettro sismico può rappresentare un modello sismo – stratigrafico del sottosuolo.

La tecnica **HVSr** è totalmente **non invasiva, molto rapida**, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un "velocimetro triassiale" conforme alle norme SESAME.

I risultati che si possono ottenere da indagini sismiche HVSr sono:

- La **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto **dimensionamento degli edifici antisismici**. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare strutture aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno, per evitare l'effetto di "**doppia risonanza**", fenomeno estremamente pericoloso per la stabilità delle costruzioni.
- La **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se, in caso di sisma, la costruzione potrà essere o meno a rischio.

- La **velocità media delle onde di taglio V_s** calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'**affidabilità del risultato**, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, etc.) e riconoscibile nella **curva H/V**. E' possibile calcolare la **V_{s30}** e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008.
- La **stratigrafia del sottosuolo** con un *range* di indagine compreso tra 0.5 e 700 m di profondità, anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri. Il principio su cui si basa la tecnica **HVSR**, in termini di **stratigrafia del sottosuolo**, è rappresentato dalla definizione di strato, inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un **contrasto d'impedenza**, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Sulla base dei dati ottenuti dall'elaborazione delle n. 2 indagini sismiche HVSR non è stato riscontrato nessun picco di frequenza caratteristico per il sito in studio.

4.3 VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) – PAR.6.4 DM 14/01/08

In relazione a quanto esposto nel D.M. 14 Gennaio 2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, si procede alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).

Nelle verifiche agli stati limite si distinguono:

- EQU: stato limite di equilibrio come corpo rigido;
- STR: stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
- GEO: stato limite di resistenza del terreno.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Dove: Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni;

Rd = valore di progetto della resistenza del terreno.

Per quanto riguarda le azioni, i relativi coefficienti parziali γ_F sono indicati nella seguente tabella:

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parziale γ_F (o γ_F)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tab. n. 4.1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Nella **Tab. n. 4.1** il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} = coefficiente parziale del peso proprio della struttura;

γ_{G2} = coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} = coefficiente parziale delle azioni variabili.

Si precisa che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

La resistenza Rd del terreno può essere determinata:

- 1) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella

seguinte tabella e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R relativi al particolare tipo di opera:

Parametro cui applicare il coefficiente parziale		Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Descrizione	Simbolo			
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_Y	1,00	1,00

Tab. 4.2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

- 2) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati delle prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi al particolare tipo di opera;
- 3) sulla base di misure dirette effettuate su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi al particolare tipo di opera.

Si precisa che per le rocce ed i materiali lapidei, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale q_u , deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu} = 1,6$.

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

La verifica nei confronti degli stati limite ultimi viene effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- a) SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - Collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - Stabilità globale.
- b) SLU di tipo strutturale (STR):
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

- Stabilità globale, utilizzando la combinazione “2” (A2+M2+R2) e tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenze globali
- c) Le rimanenti verifiche devono essere effettuate seguendo almeno uno dei seguenti approcci (ed utilizzando i valori dei coefficienti parziali):
 - **Approccio 1:** Combinazione 1 (A1+M1+R1)
Combinazione 2 (A2+M2+R2)
 - **Approccio 2:** Combinazione (A1+M1+R3)

VERIFICA	COEFF.PARZIALE (R1)	COEFF.PARZIALE (R2)	COEFF.PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 4.3: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Fattori correttivi sismici: Paolucci e Pecker (1997)

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma nei riguardi della determinazione del q_{lim} vengono introdotti, all'interno della formula di Hansen, i fattori correttivi z:

$$z_c = 1 - 0.32 \cdot K_h \quad z_q = \left(1 - \frac{K_h}{\tan \varphi}\right)^{0.25} \quad z_\gamma = z_q$$

Dove il K_h è il coefficiente sismico orizzontale. Le verifiche sono state effettuate considerando quindi i seguenti parametri sismici:

- a_{MAX} (ag/g): **0.229 g** (relativa a SLV; $T_r = 475$ anni)
- coefficiente intensità sismica del terreno K_h : **0.055**

Nel nostro caso specifico, per quanto riguarda le **future opere di fondazione**, nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi è stato calcolato lo **SLU sia a breve che a lungo termine** per un ipotetico fabbricato in progetto, **sia in condizioni statiche che pseudostatiche** utilizzando i seguenti approcci di calcolo:

1) Approccio 1 - combinazione 2 (A2 + M2 + R2);

2) Approccio 2 - combinazione (A1 + M1 + R3).

In fase esecutiva si calcoleranno su dati più precisi gli SLU in condizioni statiche e pseudostatiche per ogni singolo fabbricato in progetto.

L'**Approccio 1** prevede due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti, la prima combinazione **(A1+M1+R1)** è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda

combinazione **(A2+M2+R2)**, da Noi utilizzata, è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Il secondo approccio progettuale **Approccio 2**, sempre da Noi utilizzato, prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti **(A1+M1+R3)** da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Utilizzando quindi l'**Approccio 1** - combinazione **2 (A2+M2+R2)** lo stato limite ultimo nel caso ipotizzato, ottenuto in condizioni **non drenate** ($C_u \neq 0$; $\varphi = 0$), applicando il coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata secondo la relazione $C_{u,d} = C_{u,k} / 1.4$ ($C_{u,d}$ = coesione non drenata di progetto; $C_{u,k}$ = coesione non drenata caratteristica), sarà pari a:

CONDIZIONE STATICA

ipotesi di fabbricato residenziale fondazioni nastriformi

Carico limite ultimo SLU - Breve Termine – Condizioni non drenate

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU
- 1.00 m da p.c.	1.00 m x 5.00 m	1.15 Kg/cm ² \approx 115 kN/m ²

Utilizzando sempre l'**Approccio 1**, combinazione **2 (A2+M2+R2)** è stato calcolato lo stato limite ultimo, in condizioni “drenate” ($C_u \neq 0$; $\varphi \neq 0$), considerando un angolo di attrito caratteristico del valore $\varphi'_k = 21^\circ$. Applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito secondo la relazione: $\text{tg}\varphi'_d = \text{tg}\varphi'_k / 1,25$ (φ'_d = angolo d'attrito di progetto) ne deriva il seguente valore ridotto: $\varphi'_d \approx 17^\circ$ per l'ipotetico fabbricato. Quindi è stato ottenuto uno stato limite ultimo pari a:

CONDIZIONE STATICA

ipotesi di fabbricato residenziale fondazioni nastriformi

Carico limite ultimo SLU - Lungo Termine – Condizioni drenate

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU
- 1.00 m da p.c.	1.00 m x 5.00 m	0.99 Kg/cm ² \approx 99 kN/m ²

CONDIZIONE SISMICA PSEUDOSTATICA (PAOLUCCI E PECKER [1997])

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU
- 1.00 m da p.c.	1.00 m x 5.00 m	0.94 Kg/cm ² \approx 94 kN/m ²

Utilizzando invece **l'Approccio 2 - combinazione (A1+M1+R3)** il carico limite ultimo nel caso in esame, ottenuto in condizioni **non drenate** ($C_u \neq 0$; $\varphi = 0$), applicando il coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata secondo la seguente relazione $C_{u,d} = C_{u,k} / 1.0$, per cui si avrà $C_{u,d} = C_{u,k}$, sarà pari a:

CONDIZIONE STATICA

ipotesi di fabbricato residenziale fondazioni nastriformi

Carico limite ultimo SLU - Breve Termine – Condizioni non drenate

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU
- 1.00 m da p.c.	1.00 m x 5.00 m	1.23 Kg/cm ² \approx 123 kN/m ²

Per quanto riguarda il carico limite ultimo in condizioni “drenate”, sempre seguendo l'Approccio 2, combinazione (A1+M1+R3), è stato calcolato lo stato limite ultimo, in condizioni “drenate” ($C_u \neq 0$; $\varphi \neq 0$), considerando un angolo di attrito caratteristico del valore $\varphi'_k = 21^\circ$. Applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito secondo la relazione: $\text{tg}\varphi'_d = \text{tg}\varphi'_k / 1$ ($\varphi'_d =$ angolo d'attrito di progetto) ne deriva il seguente valore ridotto: $\varphi'_d \approx 21^\circ$ per l'ipotetico fabbricato. Quindi è stato ottenuto uno stato limite ultimo pari a:

CONDIZIONE STATICA

ipotesi di fabbricato residenziale fondazioni nastriformi

Carico limite ultimo SLU - Lungo Termine – Condizioni drenate

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU
- 1.00 m da p.c.	1.00 m x 5.00 m	1.22 Kg/cm ² \approx 122 kN/m ²

CONDIZIONE SISMICA PSEUDOSTATICA (PAOLUCCI E PECKER [1997])

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU
- 1.00 m da p.c.	1.00 m x 5.00 m	1.17 Kg/cm ² \approx 117 kN/m ²

4.4 MICROZONAZIONE SISMICA: Rischio Sismico

L'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna con deliberazione n.112-oggetto n°2131 del 02/05/2007 ha approvato l'atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c.1, della LR 20/2000: "*Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica*" e dei suoi allegati.

In tale documento sono forniti i criteri per l'individuazione delle aree soggette ad effetti locali e per la microzonazione sismica del territorio con particolare riguardo alla tipologia ed al livello di approfondimento degli studi da effettuare per una migliore definizione della risposta sismica locale.

E' ormai accertato da numerosi studi a livello internazionale che, a parità di magnitudo e localizzazione della sorgente sismica (ipocentro), terreni a caratteristiche fisico meccaniche diverse subiscono deformazioni di intensità differente. Strumentalmente, ciò è rilevabile attraverso la modifica del moto sismico (*accelerogramma* o *spettro di risposta elastico*) impressa in termini di accelerazione in un dato periodo di tempo. Il moto sismico, impresso alle particelle, si propaga in modo contiguo nel terreno ampliandosi o smorzandosi in funzione del grado di addensamento e viscosità del materiale attraversato, caratterizzandosi per velocità delle onde di taglio ($V_{s,h}$), più veloci tanto più il mezzo attraversato è addensato.

Tutto ciò risulta di primaria importanza per un'attenta analisi della risposta sismica locale, al fine di individuare delle aree soggette ad effetti locali e per orientare un'accurata indagine di campagna finalizzata alla definizione delle proprietà di seguito elencate:

Indagine geologica e geomorfologia classica:

- a) stratigrafia delle formazioni superficiali con definizione del contatto tra copertura superficiale e bedrock;
- b) morfologia di dettaglio dell'area con rilievo delle forme lineari o strutturali che possono generare amplificazione del moto sismico.

Studi geofisici specifici:

- c) profili di velocità delle onde sismiche trasversali V_s e longitudinali dentro le formazioni superficiali.

Recentemente, per la valutazione della **pericolosità sismica di base** si può fare riferimento all'Allegato A4 della Dal. Regione Emilia-Romagna n. 112 del 2.5.2007 "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione

territoriale e urbanistica” in cui sono riportati i valori di accelerazione massima orizzontale al suolo (con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) per ogni Comune della Regione.

Secondo tale classificazione il Comune di Soliera presenta un valore di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo (cioè per periodo $T=0$) $a_{refg} = 0.158$ (espressa sempre in frazione dell'accelerazione di gravità).

E' altresì stato da Noi calcolato, sulla base dei contenuti del **D.M. 14/01/2008** “Nuove norme tecniche per le costruzioni” il parametro di accelerazione massima attesa a_g in relazione ad un tempo di riferimento T_R stimato di 475 anni (SLV), identificato (**sistema ED 50**) dalle seguenti coordinate geografiche: Latitudine: 44.735631°, Longitudine 10.916909°, tale parametro è risultato pari ad $a_{g\ attesa} = 0.157g$.

4.5 PRIMO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO: Carta delle aree suscettibili di effetti locali

Il primo livello di approfondimento raggruppa gli studi e la cartografia di base propedeutica alla redazione della “*Carta degli Effetti Attesi*” in cui sono evidenziate le zone caratterizzate da differenti scenari di pericolosità locale con indicazione degli effetti locali attesi.

Dalla consultazione della tavola 2.2a 01 “Rischio sismico: carta delle aree suscettibili di effetti locali” degli Elaborati cartografici di Piano del PTCP del 2009 vigente per la Provincia di Modena, riportata nella **tavola n. 8**, redatta sulla base delle **tavole n. 6 e n. 7** in allegato, è emerso che l'area studiata ricade in una zona classificata come “*Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale di liquefazione*” e “*Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziali cedimenti*”.

Gli studi richiesti per tali aree sono quindi la valutazione del coefficiente di amplificazione litologico, del potenziale di liquefazione e dei cedimenti attesi (approfondimenti di III livello).

Tenendo conto anche dei recenti eventi sismici che hanno colpito l'area in esame si è reputato giusto procedere ad approfondimenti di III livello per la valutazione del coefficiente di amplificazione litologico, per la stima degli eventuali cedimenti e del potenziale di liquefazione.

4.5.1 II LIVELLO DI APPROFONDIMENTO: Carta di microzonazione sismica

Una volta identificati gli scenari che individuano il livello di approfondimento dell'area in oggetto, dovrà essere valutato il coefficiente di amplificazione litologico, quindi sarà necessario effettuare studi di microzonazione sismica di dettaglio del territorio indagato.

A tale scopo è stata redatta la “**Carta di Microzonazione Sismica**” (tav. n. 9) quale sintesi dei risultati delle indagini per la definizione del modello sismostratigrafico e dei profili di velocità di propagazione delle onde di Taglio Vs.

Sulla base di dati bibliografici raccolti per l'area in oggetto e dei risultati ottenuti dalle indagini geognostiche eseguite in sito (indagini sismiche **Re.Mi.: $V_{s30} = 224$ m/s e MASW: $V_{s30} = 236$ m/s**), premesso che tale area ricade, secondo l'allegato A2 del D.A.L. 112 della L.R. 20/2000, all'interno dell'ambito definito come: “**PIANURA 2**” **caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decametrici, talora con intercalazioni di orizzonti di ghiaie (di spessore anche di decine di metri), con substrato profondo (≥ 100 m da p.c.),** si riportano, per la microarea sismica zonizzata e indagata, i coefficienti di amplificazione sismica così come illustrato nella **Tavola n. 9**:

Da indagini MASW e Re.Mi.:

F.A. P.G.A. = 1,5

F.A. SI (0,1<T₀<0,5) = 1,8

F.A. SI (0,5<T₀<1,0) = 2,5

dove:

- PGA= accelerazione massima orizzontale alla superficie
- SI = indice di Housner
- F.A. P.G.A.= Fattore di amplificazione P.G.A.
- F.A. 0.1-0.5 (intensità spettrale 0.1sec<T₀<0.5sec);
- F.A. 0.5-1.0 (intensità spettrale 0.5sec<T₀<1.0sec)

4.6 AZIONE SISMICA: STUDIO DI MICROZONAZIONE SISMICA (III LIVELLO DI APPROFONDIMENTO)

Alla luce di quanto esposto nel § 3.2.2 del D.M. 14/01/2008 e in accordo con la D.a.l. 112/2007 della Regione Emilia Romagna, è stata definita l'azione sismica di progetto secondo uno **studio di microzonazione sismica con III livello di approfondimento**. Per ottemperare ai riferimenti normativi citati è stata in primo luogo eseguita una risposta sismica locale (RSL), come indicato § 7.11.3 del D.M. 14/01/2008, mediante analisi numerica monodimensionale in campo lineare equivalente considerando il codice di calcolo EERA. I valori ottenuti sulla base dell'analisi monodimensionale sono stati in seguito confrontati con il calcolo dell'azione sismica riferita all'approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di parametri di amplificazione del moto sismico, in funzione delle categorie di sottosuolo di riferimento.

4.6.1 R.S.L. mediante verifica monodimensionale in campo lineare equivalente dell'amplificazione locale

Ai fini della restituzione dello spettro sismico è stata svolta la verifica dell'amplificazione del sito mediante l'utilizzo di un modello simulato in campo del lineare equivalente. Tale analisi è svolta per ottemperare a ciò che è richiesto dalla normativa nazionale vigente (NNTC 2008), la normativa regionale dell'Emilia Romagna (D.a.l. n° 112/2007).

L'analisi monodimensionale in campo lineare equivalente è stata svolta attraverso il codice di calcolo EERA (*Equivalent linear Earthquake site Response Analysis of Layered Soil Deposits*) sviluppato dal dipartimento di ingegneria civile della "University of Memphis".

Il codice di calcolo EERA è in grado di valutare la risposta sismica di un deposito di terreno, schematizzandolo come un sistema di N strati orizzontali omogenei, isotropi e visco-elastici, sovrastanti un semispazio uniforme, attraversati da un treno di onde di taglio che incidono verticalmente le superfici. Ogni strato è descritto per mezzo dello spessore H , del modulo di taglio massimo G_{max} o dalla corrispondente velocità massima V_{max} , dal valore dello smorzamento D , dal peso dell'unità di volume γ e dalle curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato ($G / G_0 - \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D - \gamma$) con la deformazione di taglio γ .

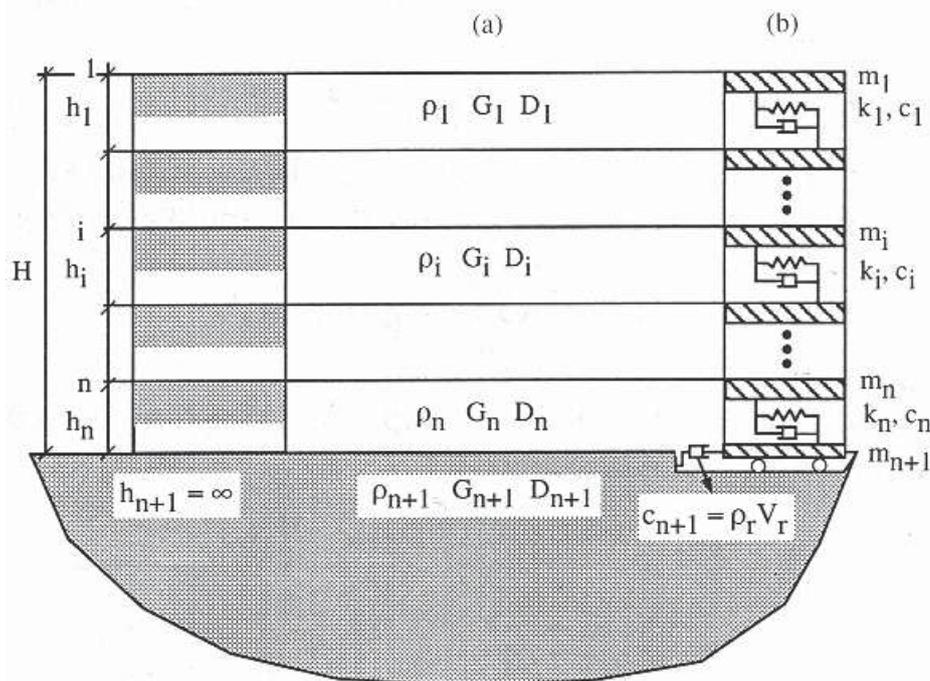


Fig. 4.5: Modello a strati continui adottato per la simulazione con il codice di calcolo EERA.

Il modello simulato per tale analisi deriva dai dati ottenuti dalle prove che compongono la campagna geognostica eseguita in sito. Tale profilo approssima il comportamento del sottosuolo, dal punto di vista sismico, in corrispondenza dell'area studiata. Il profilo considerato deriva dall'interpolazione dei dati provenienti dalle indagini geofisiche eseguite e i dati, di natura bibliografica, disponibili per il sito di riferimento.

Sulla base di quest'ultimi è stato possibile stimare la profondità del suolo rigido (bedrock sismico). Considerando quindi la presenza di un bedrock sismico alla profondità di circa - 180 m da p.c. di profondità, è stata svolta un'interpolazione polinomiale tra i dati di superficie e quelli bibliografici. Il risultato è un profilo che individua le caratteristiche meccaniche principali del sottosuolo, relativa all'area in oggetto.

Il profilo considerato risulta essere il seguente:

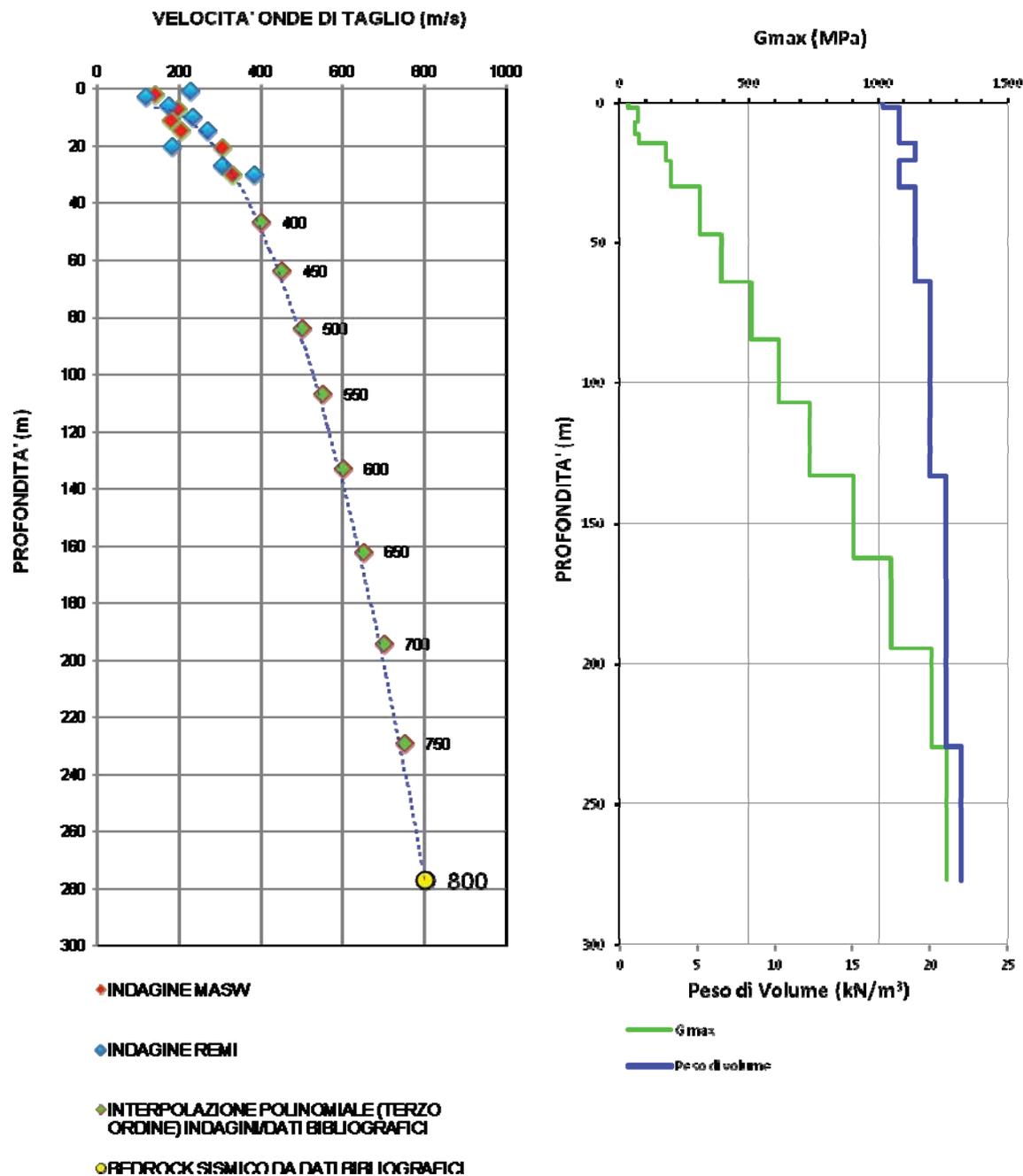


Fig. 4.6: A destra: Gradiente delle velocità relativo alle onde di taglio nel sottosuolo. A sinistra: gradiente relativo a modulo di taglio massimo e al peso di volume.

Il modello lineare visco-elastico fa riferimento al modello reologico di Kelvin-Voigt, costituito da una molla e uno smorzatore viscoso in parallelo. Tale modello è descritto quindi dalla rigidità (**G**) e dallo smorzamento (**D**). Per descrivere la stratigrafia relativa al sito in oggetto dal punto di vista dei due principali parametri appena descritti, sono state considerate curve di decadimento dei moduli di rigidità e smorzamento, al variare della deformazione percentuale $\gamma(\%)$, per ciascun materiale costituente il

modello. Si riportano successivamente le curve di decadimento considerate per l'esecuzione del calcolo di risposta sismica locale:

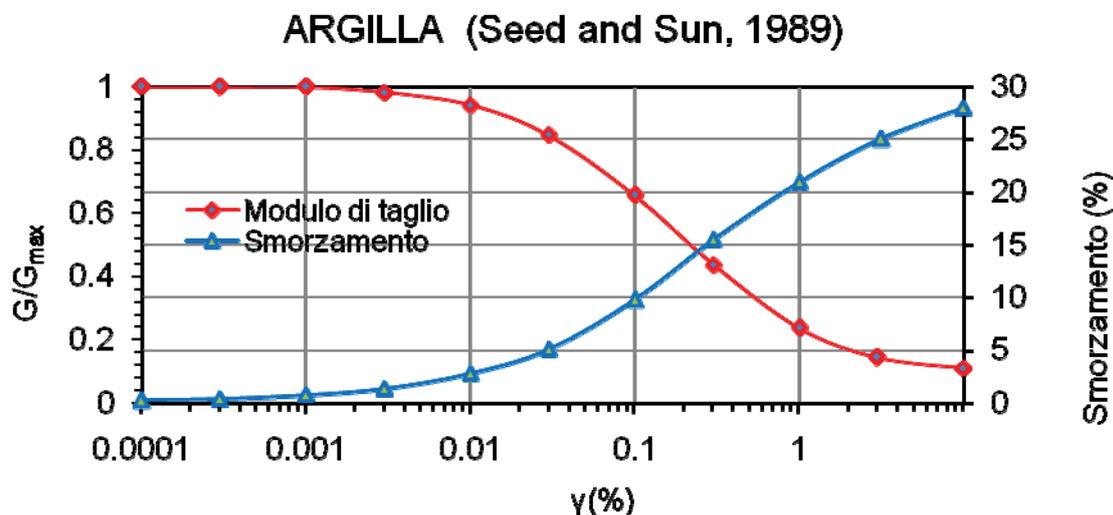


Fig. 4.7: Curva di decadimento dei moduli G/G_{max} e D , utilizzata per descrivere il comportamento dei materiali coesivi che compongono il sottosuolo in oggetto.

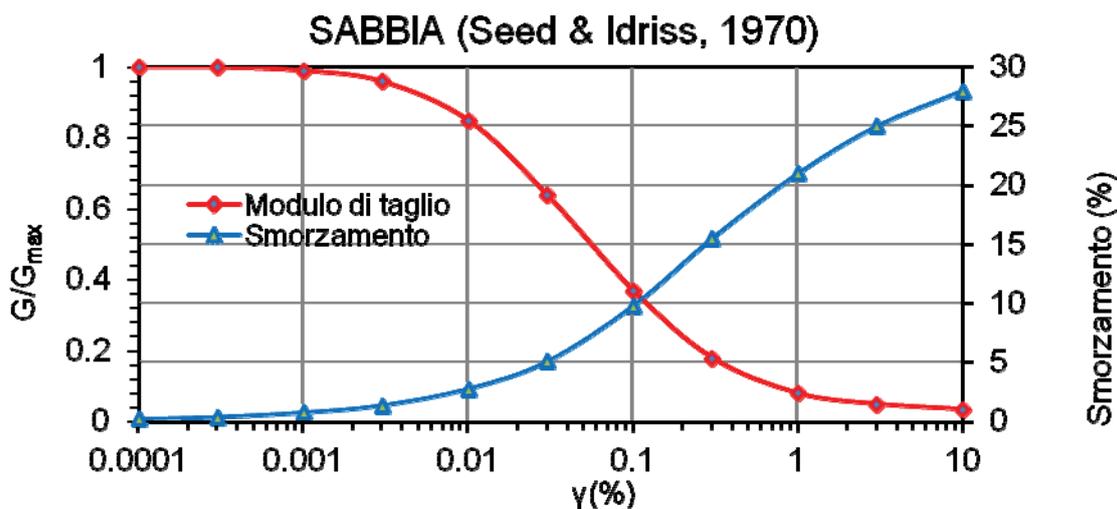
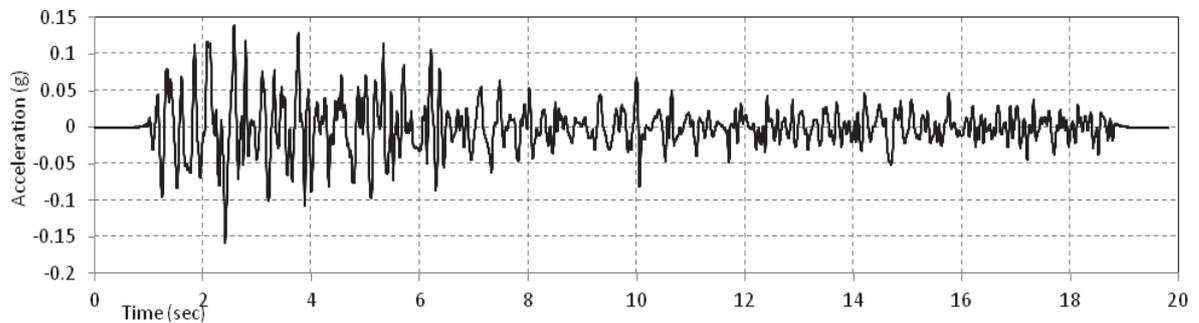


Fig. 4.8: Curva di decadimento dei moduli G/G_{max} e D , utilizzata per descrivere il comportamento dei livelli sabbiosi che si rinvergono nel sottosuolo in oggetto.

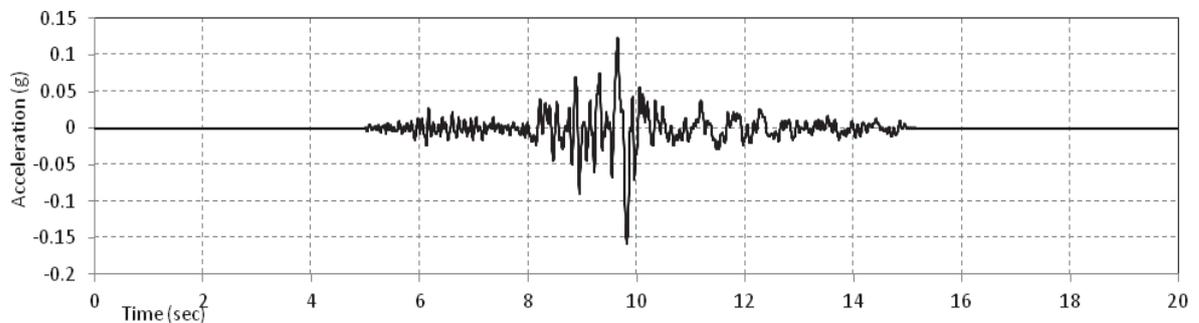
Per quanto riguarda il moto sismico, sono stati considerati accelerogrammi, riferiti al suolo rigido, forniti dalla Regione Emilia Romagna. Si tratta di 3 accelerogrammi, selezionati dalla banca dati accelerometrica "European Strong Motion database" e forniti per il Comune di Soliera dal Servizio Geologico della Regione Emilia Romagna. I tre segnali di riferimento, che vengono implementati all'interno del codice di calcolo, corrispondono ad un sisma di natura impulsiva (INPUT 000046), un sisma con ampio

contenuto in frequenze (INPUT 000156) ed infine un sisma con componente predominante alle alte frequenze (INPUT 000354).

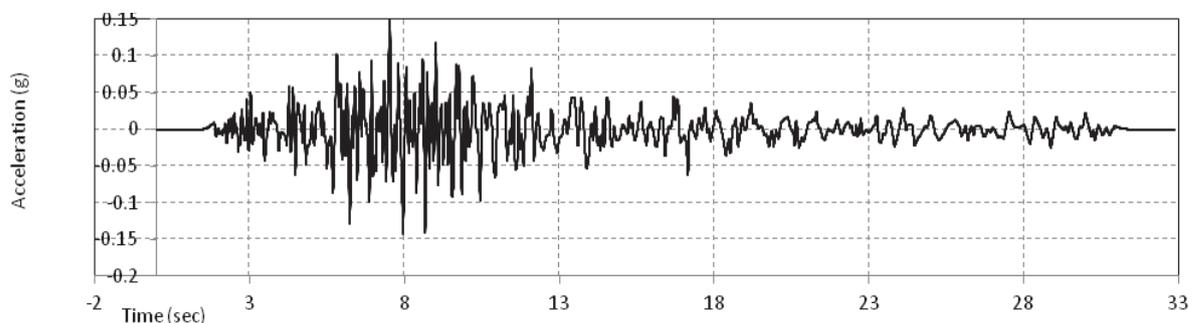
INPUT 000046



INPUT 000126



INPUT 000354



Definiti i parametri che descrivono il comportamento del sottosuolo nel campo elastico lineare e descritti gli accelerogrammi su suolo rigido validi per il territorio comunale di Soliera, il codice di calcolo ha generato le seguenti forme spettrali in termini accelerazione e velocità alla superficie:

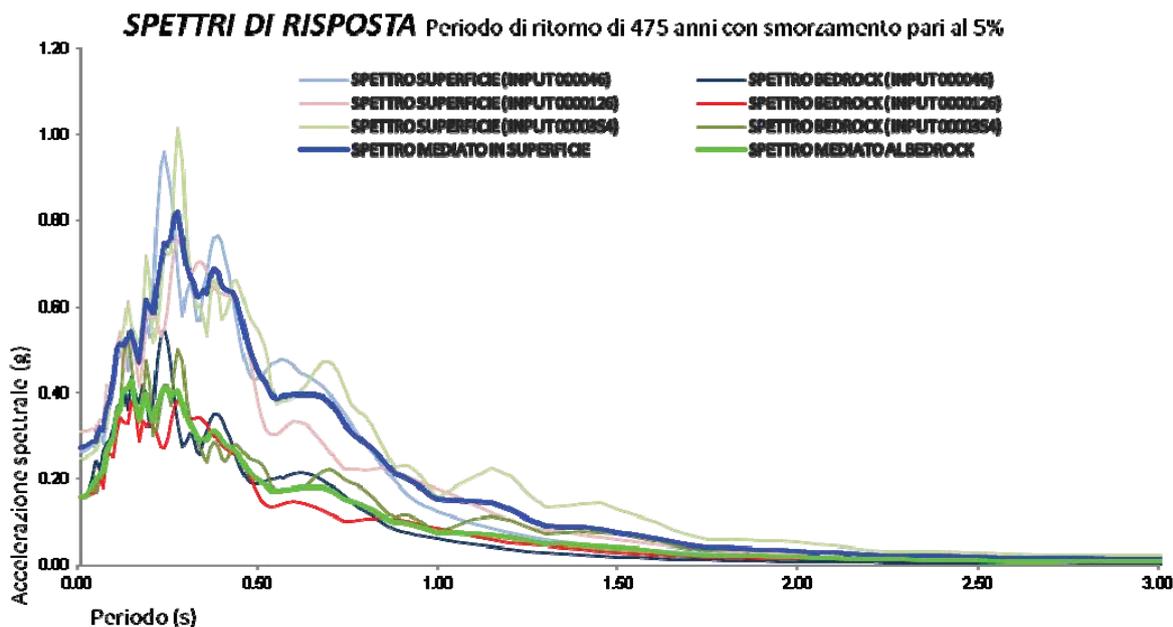


Fig. 4.9: Accelerazioni spettrali, derivate durante il calcolo eseguito.

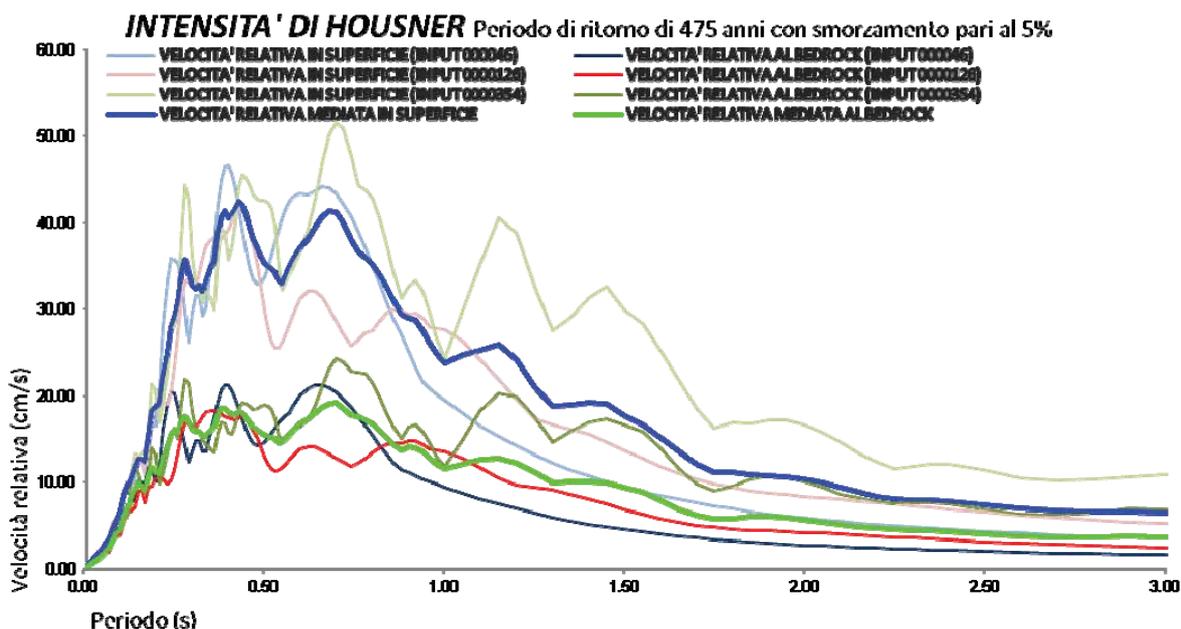


Fig. 4.10: Velocità relative, derivate durante il calcolo eseguito.

Dall'analisi di risposta sismica locale, svolta attraverso il codice di calcolo EERA e considerando un modello continuo lineare equivalente, è emerso che il valore di PGA, attesa alla superficie alla superficie e considerando un tempo di ritorno pari a 475 anni, è pari a **0.273 g**. I valori evidenziati durante l'analisi in oggetto sono riassunti nella seguente tabella:

PGA ₀ di riferimento valida per il territorio comunale di Soliera (NNTC 2008)	0.158 g
PGA in superficie ottenuta dal modello simulato	0.273 g
Fattore di amplificazione della PGA	1.73
Fattore di amplificazione d'intensità spettrale compresa tra l'intervallo di frequenza 0.1 e 0.5 s	2.34
Fattore di amplificazione d'intensità spettrale compresa tra l'intervallo di frequenza 0.5 e 1.0 s	2.14

Successivamente viene riportata la funzione di trasferimento, individuata durante l'analisi svolta mediante il codice di calcolo EERA, relativa al modello considerato. Come visibile successivamente, per il sito in oggetto, si ottiene la massima amplificazione per una frequenza pari a **2 Hz**.

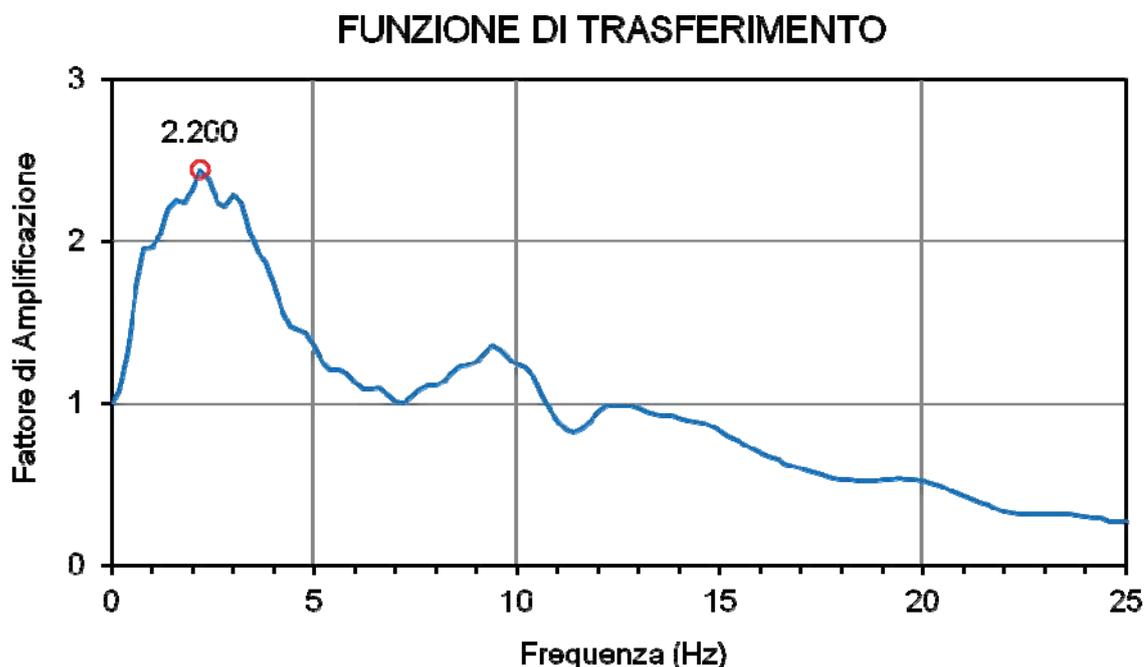


Fig. 4.11: Funzione di trasferimento ottenuta.

Dati i valori di accelerazione ottenuti dal calcolo eseguito è stato infine svolto un confronto con lo spettro di accelerazione, definito secondo i criteri delle NNTC 2008, considerando una classe di sottosuolo tipo C e un tempo di ritorno pari a 475 anni.

Lo spettro di accelerazione ottenuto tramite la modellazione eseguita è stato invece normalizzato secondo quanto descritto nel All. n. 4 della D.a.l. 112/2007. Così facendo è stato ottenuto lo spettro a probabilità uniforme, sulla base dei risultati ottenuti mediante il codice di calcolo EERA.

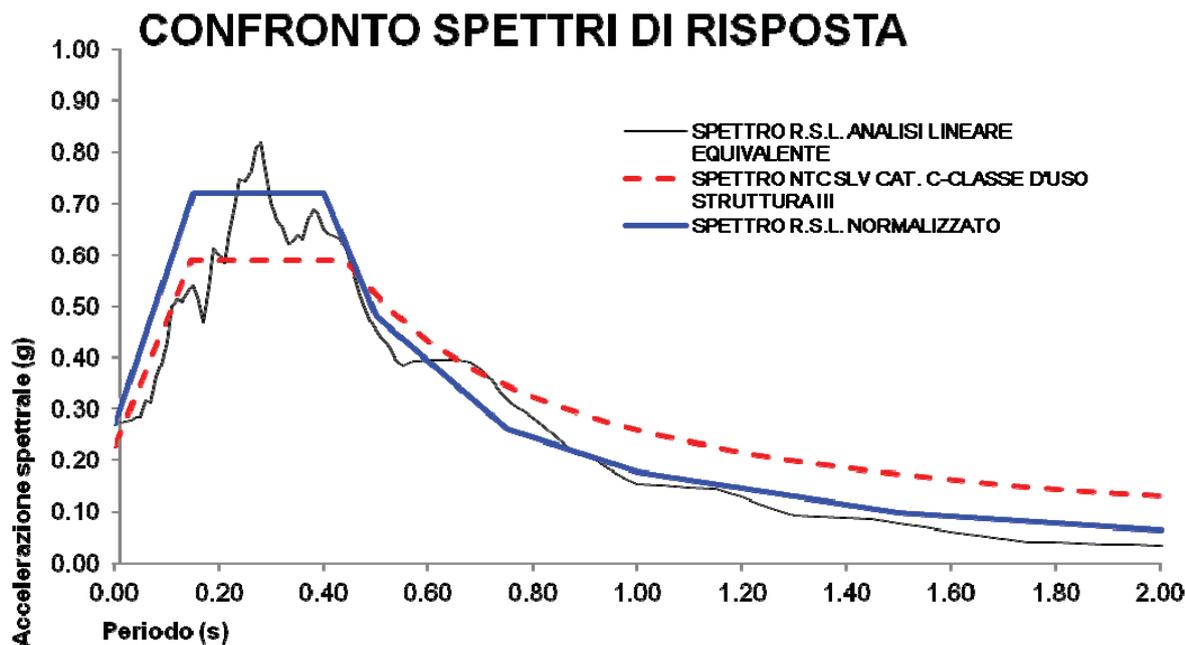


Fig. 4.12: Confronto tra lo spettro di accelerazione calcolato secondo NNTC (CAT. C) (in rosso tratteggiato) e lo spettro di accelerazione ottenuto dal calcolo mediante il codice EERA (in blu).

Da quanto è possibile osservare in **Fig. n. 4.12**, lo spettro calcolato per una categoria di sottosuolo C, sottostima l'azione sismica per il sito in oggetto. Considerando invece lo spettro normalizzato, ottenuto sulla base dell'analisi mediante il codice EERA, è possibile definire un'azione sismica maggiore. Il nuovo spettro ottenuto è caratterizzato dai seguenti parametri:

PGA (g)	Tr (anni)	F_0	T_s^* (s)	S	n	Tb (s)	Tc (s)	Td (s)
0.273	475	2.92	0.270	1.73	1	0.146	0.439	2.691

Tab. 4.4: Parametri che identificano lo spettro normalizzato, derivato dall'analisi mediante il codice di calcolo EERA.

4.7 STIMA DEI CEDIMENTI POST-SISMICI

La generazione di sovrappressioni interstiziali durante l'applicazione di carichi ciclici, in condizioni non drenate, provoca all'interno dei terreni una riduzione degli sforzi efficaci. Una volta che il sistema è soggetto a drenaggio, la pressione in eccesso si dissipa e il terreno è soggetto a una variazione dell'indice dei vuoti. Così facendo si generano deformazioni volumetriche negative, che comportano l'instaurarsi di cedimenti permanenti all'interno del terreno stesso.

Per tale motivo, durante input sismico, i terreni subiscono un fenomeno di riconsolidazione dovuta all'applicazione di un carico ciclico. Pertanto risulta essenziale stimare la potenziale deformazione volumetrica del sottosuolo, considerando l'azione sismica di riferimento.

I cedimenti post-sismici sono stati calcolati secondo quanto descritto nel All. n. 3 della D.a.I. n. 112/2007. Per tale stima sono state considerate le n. 2 prove CPT eseguite in corrispondenza dell'area di interesse.

4.7.1 Cedimenti post-sismici dei terreni coesivi

La stima dei cedimenti post-sismici nei terreni coesivi viene eseguito mediante la seguente formula:

$$\Delta H = \varepsilon_{vr} H$$

dove H è l'altezza dello strato e ε_{vr} (%) è la deformazione volumetrica post-ciclica. ε_{vr} è stato stimato, come da procedura descritta nel All. n. 3 della D.a.I. n. 112/2007, secondo la seguente relazione

$$\varepsilon_{vr} = \frac{\alpha C_r}{1 + e_0} \log \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_0}} \right)$$

in cui α (costante sperimentale) è stata posta uguale a 1, l'indice dei vuoti e il parametro C_r è stato ricavato dal modulo edometrico, che a sua volta è stato derivato dall'elaborazione delle prove CPT eseguite considerando la relazione di Mitchell e Gardner (1975).

La stima dei cedimenti è stata svolta considerando le n. 2 verticali relative alle CPT eseguite in corrispondenza dell'area in oggetto. Per lo svolgimento del calcolo la superficie piezometrica è stata considerata a -2.00 m da p.c.. Per quanto riguarda l'azione sismica, è stato considerato il valore di PGA di 0.273 g, derivato dall'analisi svolta mediante il codice di calcolo EERA. Come descritto nel All. n. 3, contenuto nella D.a.l. n. 112/2007, la stima è stata svolta solamente per i **livelli coesivi** molto soffici ($c_u \leq 70$ kPa) e plastici ($I_p \geq 30$ %).

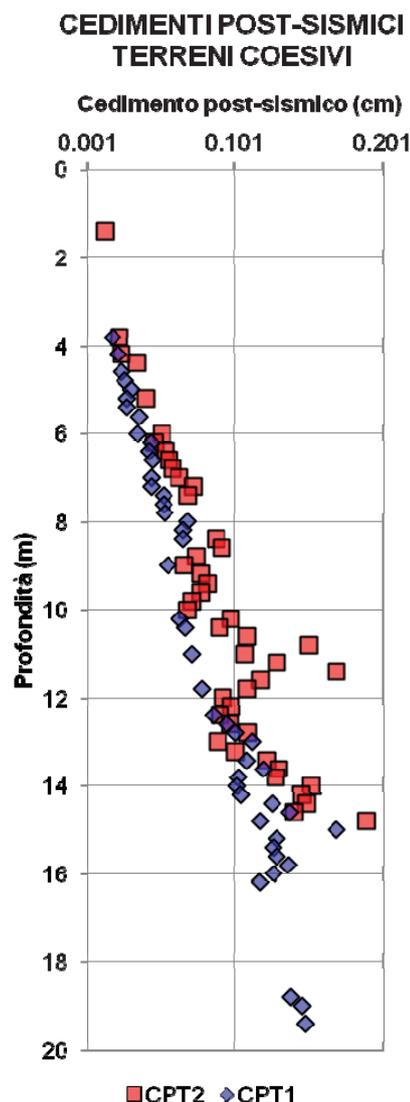
Si riportano successivamente i valori di cedimenti post-sismici, relativi ai terreni a natura coesiva, calcolati per ciascuna indagine CPT:

CEDIMENTI POST-SISMICI DEI TERRENI COESIVI

CPT 1	CEDIMENTO POST SISMICO (cm)
TOTALE	4.076* * (calcolati su una verticale di 20.00 m)
CPT 2	CEDIMENTO POST SISMICO (cm)
TOTALE	4.228* * (calcolati su una verticale di 15.00 m)

Tab. 4.5: Sommatoria dei cedimenti post-sismici totali, calcolati per ciascuna verticale di prova considerata.

Fig. 4.13: Grafico dei valori di cedimenti post-sismici, calcolati per ogni step (0.20 cm) di lettura.



4.7.2 Cedimenti post-sismici dei terreni incoerenti saturi

I cedimenti post-sismici dei terreni granulari viene valutata con l'analogia formula appena descritta:

$$\Delta H = \varepsilon_{vr} H$$

dove H è l'altezza dello strato e ε_{vr} (%) è la deformazione volumetrica post-ciclica. ε_{vr} è stato stima, come da procedura descritta nel All. n. 3 della D.a.l. n. 112/2007, secondo la seguente relazione

$$\varepsilon_{vr} = \frac{\alpha C_r}{1 + e_0} \log \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_0}} \right)$$

in cui α (costante sperimentale) è stata posta uguale a 1, l'indice dei vuoti e il parametro C_r è stato ricavato dal modulo edometrico, che a sua volta è stato derivato dall'elaborazione delle prove CPT eseguite considerando la relazione di Robertson e Campanella (1983).

I cedimenti ottenuti, in relazione ai terreni incoerenti saturi, sono risultati nulli, poiché nei primi 20 metri di sottosuolo non sono stati evidenziati significanti livelli composti da terreni granulari.

4.8 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio, con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. I fenomeni di liquefazione interessano i **depositi sabbiosi saturi** e dipendono da:

- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata;
- genesi e storia geologica dei terreni;
- fattori ambientali.

Un ***terreno incoerente saturo***, in assenza di sollecitazioni sismiche, è soggetto soltanto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti (in campo libero e con superficie piana).

Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno è soggetto ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza.

Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Di conseguenza, maggiore è la ***durata di un terremoto*** (maggior numero di cicli), più alta è la possibilità che si arrivi alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'***ampiezza della vibrazione*** e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione.

Il terreno può essere però soggetto a sforzi di taglio statici dovuti alla presenza di strutture in superficie o alla sua particolare posizione (per es. al di sotto di un versante). In questo caso l'instaurarsi del fenomeno della liquefazione dipende, oltre che dalle caratteristiche del sisma, anche dal rapporto che si stabilisce tra le tensioni di taglio indotte da quest'ultimo e quelle statiche preesistenti al terremoto.

La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso.

Tanto minore è il **grado di addensamento** del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione.

Anche la **distribuzione**, la **forma delle particelle** e il **grado di uniformità** influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per il modo di dissiparsi della pressione interstiziale in eccesso.

Per quanto riguarda la **storia delle sollecitazioni sismiche**, si può affermare che precedenti deformazioni moderate influiscano positivamente sulla resistenza del deposito, mentre una storia caratterizzata da alti livelli di deformazione (deposito già soggetto a liquefazione) ha effetti negativi sul potenziale di riliquefazione.

I depositi sabbiosi con più alto potenziale di liquefazione sono i più recenti. A parità di composizione e di altre condizioni lo stesso deposito, se più antico, avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti con il tempo.

Inoltre, la struttura di un deposito antico sarà resa più stabile e omogenea per gli effetti delle vibrazioni indotte da precedenti terremoti di piccola entità.

Dopo aver caratterizzato il terreno attraverso l'interpretazione di dati da prove penetrometriche statiche CPT, è stata eseguita una stima del rischio di liquefazione di terreni sotto falda in condizioni sismiche, mediante il metodo semplificato di “**Robertson e Wride**”.

I metodi semplificati richiedono che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione dell'*accelerazione sismica orizzontale massima* in superficie e della *magnitudo di riferimento*.

I dati del sisma di progetto sono stati ricavati attraverso l'analisi probabilistica dei dati del Catalogo Sismico Nazionale.

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la **resistenza al taglio mobilabile nello strato (R)** e lo **sforzo tangenziale indotto dal sisma (T)**. In pratica si avrà:

$$F_s = \frac{R}{T}.$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione se il coefficiente di sicurezza F_s sarà minore di 1.

La grandezza **T** dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto). **R** è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche statiche.

La grandezza **T** viene ricavata attraverso la relazione:

$$T = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} r_d \frac{1}{MSF};$$

dove:

a_{\max}	= accelerazione sismica massima;
g	= accelerazione di gravità = 980.7 cm/s ² ;
σ_{v0}	= pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
σ_{v0}'	= pressione verticale efficace 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 $z \leq 9.15$ m $r_d = 1.174 - 0.0267z$ per $9.15 < z \leq 23$ m $r_d = 0.774 - 0.008z$ per $23 < z \leq 30$ m $r_d = 0.5$ per $z > 30$ m

MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma.

Il metodo di **Robertson e Wride** permette di correlare la resistenza al taglio **R** mobilitata nel terreno con i risultati delle prove penetrometriche statiche (CPT). La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

$$R = 0.883 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{per } (q_{c1n})_{cs} < 50 \text{ e}$$

$$R = 93 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{per } 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160.$$

La grandezza $(q_{c1n})_{cs}$ rappresenta la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente.

Viene considerato **non** liquefacibile un deposito in cui sia $F_s > 1$.

Calcolo dell'indice di liquefacibilità

Una stima del rischio di liquefazione complessivo lungo una verticale di calcolo viene fornita dal parametro indice di liquefazione **IL**. Tale indice viene definito dalla seguente relazione:

$$IL = \sum_{i=1}^n FW(z) \Delta z$$

dove:

n = numero degli intervalli di calcolo di F_s lungo la verticale;

F = $1 - F_s$ per $F_s \leq 1$ e $F = 0$ per $F_s > 1$;

Δz = spessore dell'intervallo di calcolo;

$W(z) = 10 - 0,5z$, con z = profondità di calcolo (massimo 20 m).

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

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

Nel nostro caso, elaborando i valori risultati dalla CPT n. 1, è stato ottenuto un valore di **IL = 0.4**, indice di un **rischio di liquefazione "basso"**, considerando una magnitudo di riferimento **M = 6.14**, una accelerazione massima al suolo, ricavata da **EERA A_{max} = 0.273 g (secondo D.M. 14/01/2008)** e considerando la soggiacenza della falda freatica alla profondità **Dw = - 2.00 m da p.c..**

5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La presente relazione, redatta ai sensi *del D.M. 14 Gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni"*, è stata stilata per un'area che sarà destinata a zona residenziale C, sita in Via Donatori di Sangue nel Comune di Soliera (MO).

Ai sensi della D.A.L. della Regione Emilia Romagna n.112/2007 si sono inoltre eseguiti gli studi di microzonazione sismica dell'area.

Sulla base delle indagini eseguite si possono dare delle prime indicazioni per l'esecuzione dei futuri fabbricati. Saranno da preferire fondazioni dirette superficiali tipo travi rovesce o platea generale in c.a.. Ipotizzando tali tipologie si può indicativamente considerare, con piano di posa a **D = -1.00 m** da p.c., e larghezza della fondazione pari a **B = 1.00 m**, una portata ammissibile sul terreno pari a **Q_{amm} = 0.90 Kg/cm² ≈ 90.0 kN/m²**.

Tali dati sono puramente indicativi, in quanto in fase esecutiva le indagini già eseguite dovranno essere integrate da indagini puntuali e in numero adeguato per ogni singolo edificio in progetto.

In relazione a quanto esposto nel Testo Unico Nuove Norme Tecniche per le costruzioni in zona sismica, redatto dal Ministero delle infrastrutture e dei trasporti edito nel Gennaio 2008, si è proceduto alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) per un ipotetico fabbricato. Per quanto riguarda le **opere di fondazione ipotizzate**, nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi è stato calcolato lo SLU **sia a breve che a lungo termine** determinato **sia in condizioni statiche che pseudostatiche** (PAOLUCCI E PECKER [1997]) per l'ipotetico fabbricato considerato, utilizzando i seguenti approcci di calcolo:

1) Approccio 1 - combinazione 2 (A2 + M2 + R2);

2) Approccio 2 - combinazione (A1 + M1 + R3).

Si riassumono nella seguente tabella i valori di portanza del terreno di fondazione sia calcolati alle tensioni ammissibili **TA (con F.S. = 3)** che agli stati limite ultimi **SLU sempre per un ipotetico fabbricato**.

Fabbricato residenziale – Fondazioni nastriformi

T.A. F.S. = 3	SLU – APPROCCIO 1 (A2 + M2 + R2) – F.S.= 1.8			SLU – APPROCCIO 2 (A1 + M1 + R3) – F.S.= 2.3		
	CONDIZIONI NON DRENATE STATICHE	CONDIZIONI DRENATE		CONDIZIONI NON DRENATE STATICHE	CONDIZIONI DRENATE	
		STATICHE	SISMICHE PSEUDOSTATICHE		STATICHE	SISMICHE PSEUDOSTATICHE
0.90 kg/cm ² ≈ 90 kN/m ²	1.15 kg/cm ² ≈ 115 kN/m ²	0.99 kg/cm ² ≈ 99 kN/m ²	0.94 kg/cm ² ≈ 94 kN/m ²	1.23 kg/cm ² ≈ 123 kN/m ²	1.22 kg/cm ² ≈ 122 N/m ²	1.17 kg/cm ² ≈ 117 kN/m ²

Per effettuare, invece, la caratterizzazione sismica del terreno sono state eseguite n. 1 indagine sismica passiva *Re.Mi*, n.1 indagine sismica con metodo *MASW* e n. 2 indagini sismiche passive *HVSR* da cui si sono ricavati i risultati esposti di seguito.

Re.Mi.	Vs30 = 224 m/s	categoria C
MASW	Vs30 = 236 m/s	

Gli spettri H/V ottenuti dall'elaborazione delle n. 2 indagini sismiche passive HVSR eseguite in sito non hanno evidenziato alcuna frequenza caratteristica di sito.

In base a tali risultati, e sulla base della nuova normativa sismica per gli edifici (**D.M. 14 Gennaio 2008**), si classifica il terreno di fondazione in esame come appartenente alla **categoria C**, corrispondente a *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 metri, 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 con valori di $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).*

Ora, sulla base dei contenuti del **D.M. 14/01/2008** "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" è stato definito, per il sito in studio, un parametro di accelerazione massima attesa a_g , in relazione ad un tempo di riferimento T_R stimato di **475 anni (SLV)** e considerando la classe d'uso dell'edificio pari a **II**, per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (Sistema di riferimento **ED50**): Latitudine: 44.735631°, Longitudine 10.916909°, tale parametro è risultato pari ad **a_g attesa = 0.157_g**

Tale valore di accelerazione sismica orizzontale a_g si riferisce al *bedrock*; dopo gli opportuni calcoli il valore di a_g in superficie è risultato: **$A_{max} = 0.229_g$**

Si sono, inoltre, eseguiti gli studi di microzonazione sismica, ai sensi della D.A.L. della Regione Emilia Romagna n.112/2007, che hanno portato a determinare che gli

approfondimenti richiesti per l'area in esame sono: valutazione del coefficiente di amplificazione litologico, stima dei cedimenti attesi e del potenziale di liquefazione.

Tenendo conto di ciò si è quindi proceduto ad **approfondimenti di III livello** per la valutazione del coefficiente di amplificazione litologico, per la stima degli eventuali cedimenti e del potenziale di liquefazione. Per ottemperare ai riferimenti normativi citati è stata in primo luogo eseguita una risposta sismica locale (RSL), come indicato § 7.11.3 del D.M. 14/01/2008, mediante analisi numerica monodimensionale in campo lineare equivalente considerando il codice di calcolo **EERA**. I risultati sono esposti nel paragrafo 4.6 e hanno portato ai seguenti risultati, considerando un modello continuo lineare equivalente:

PGA ₀ di riferimento valida per il territorio comunale di Soliera (NNTC 2008)	0.158 g
PGA in superficie ottenuta dal modello simulato	0.273 g
Fattore di amplificazione della PGA	1.73
Fattore di amplificazione d'intensità spettrale compresa tra l'intervallo di frequenza 0.1 e 0.5 s	2.34
Fattore di amplificazione d'intensità spettrale compresa tra l'intervallo di frequenza 0.5 e 1.0 s	2.14

Sono inoltre stati calcolati i cedimenti post sismici sia per i livelli coesivi che incoerenti, riassunti nel paragrafo 4.7.

La verifica alla liquefazione, eseguita secondo il metodo di **Robertson e Wride**, ha fornito un valore di "indice di liquefacibilità" **IL = 0.4** segno di un **rischio di liquefazione "basso"** (si veda § 4.8).

Pertanto tutto ciò premesso si può concludere affermando che l'area indagata non presenta alcuna criticità dal punto di vista geologico, geotecnico e sismico.

A disposizione per ulteriori chiarimenti cogliamo l'occasione per porgere distinti saluti.

Modena, 10 Gennaio 2014

Dott. Geol. Pier Luigi Dallari



GEO GROUP s.r.l.

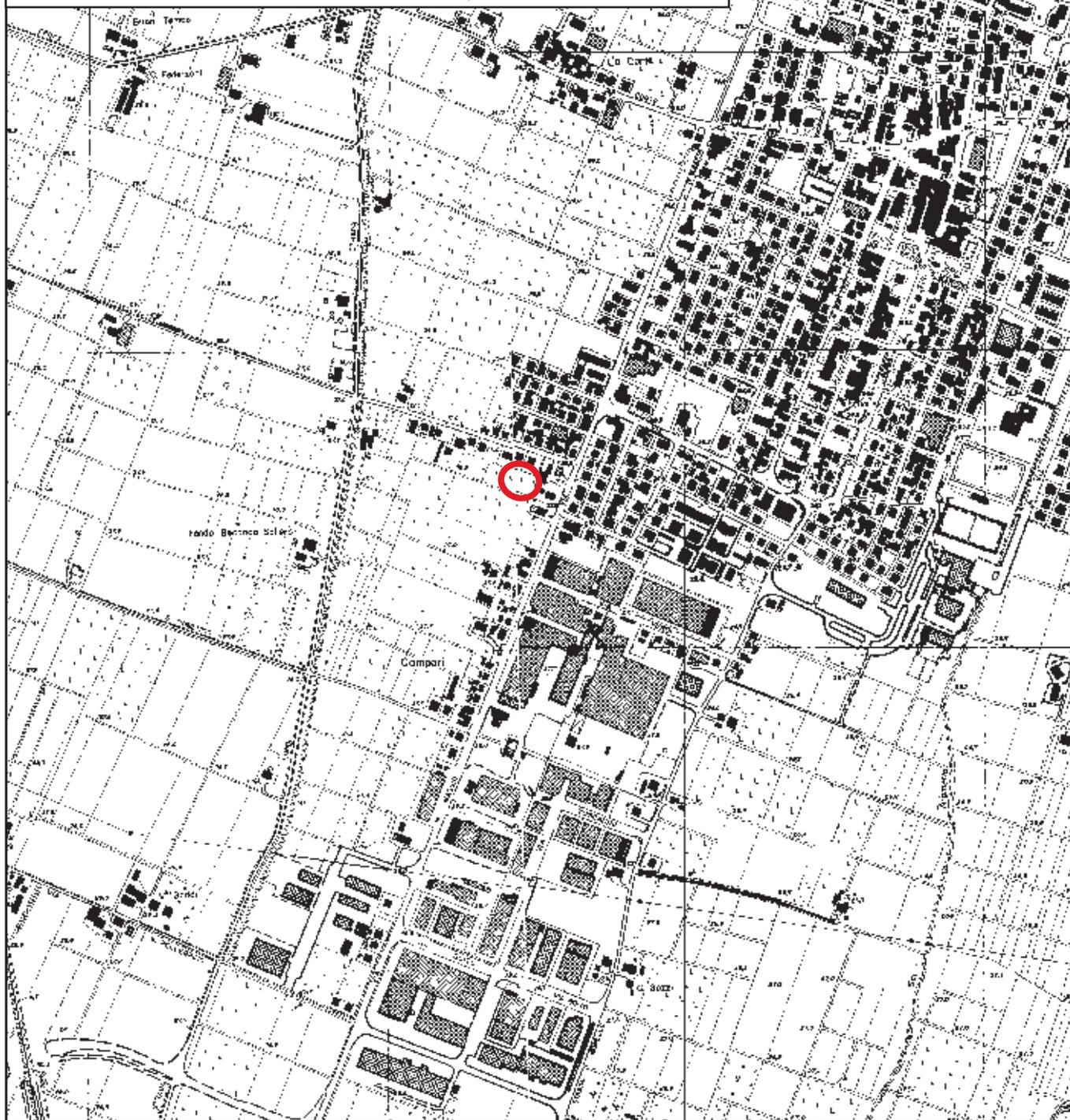
**Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche**

Tavole

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it

Sezioni CTR n. 201070 *Ganaceto*, n. 201080 *Soliera*



Tav. n. 2 "Carta topografica"

Scala 1: 10000



Legenda



Area di interesse

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it



Tav. n. 3 "Ripresa fotografica generale dell'area di interesse"

(tratta da "Bing Mapped")

Scala grafica



Area oggetto di studio

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it



Tav. n. 4 “Carta della litologia di superficie”

Scala 1: 5000



Legenda



Area di interesse

Ambiente deposizionale e litologia affiorante



Limo - Piana alluvionale

*Successione neogenico-quadernaria del margine
appenninico padano*



AES8 - Subsistema di Ravenna
Ghiaie, sabbie e limi organizzate in i terrazzi
alluvionali; a tetto suoli con basso grado di
alterazione.
Olocene



Traccia di alveo fluviale abbandonato

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it



Tav. n. 5 “Indagini geognostiche”

(tratta da “Bing Mapped”)

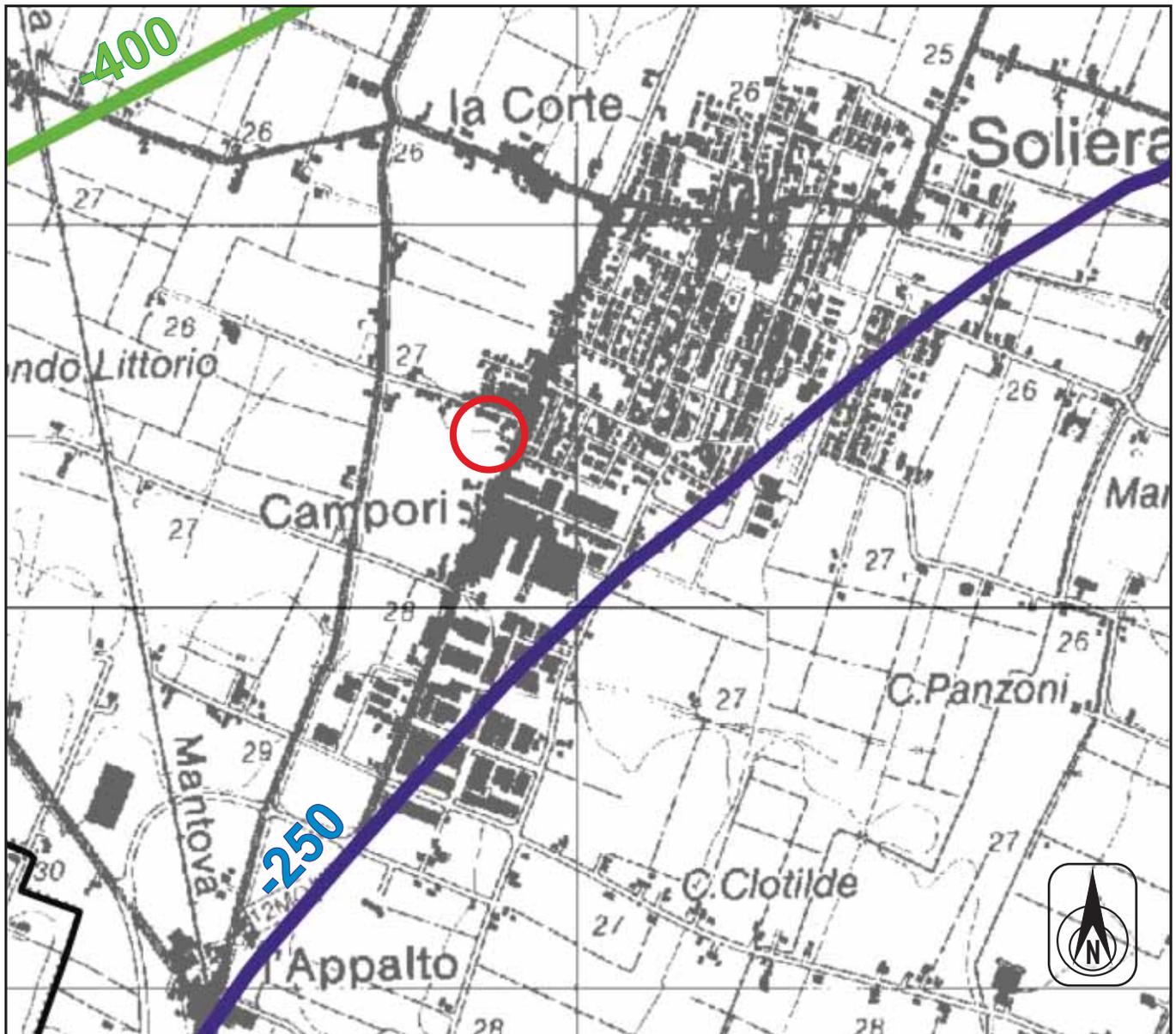
Scala grafica

Legenda

-  Prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT
-  Indagine sismica passiva HVSr
-  Indagine sismica MASW
-  Indagine sismica REMI

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it



Tav. n. 6

“Quadro Conoscitivo Tav. 3.1 - Carta dei depositi del sottosuolo che influenzano il moto sismico in superficie”

Scala grafica

Legenda

	ghiaie affioranti
	ghiaie
	sucessioni alluvionali prevalentemente fini (argille e limi)
	sabbie
	isobate della superficie superiore (con indicazione della quota riferita al livello medio del mare)
	isobate della base del ciclo alluvionale superiore / tetto del ciclo alluvionale inferiore (con indicazione della quota riferita al livello medio del mare)
	isobate della base dei depositi alluvionali / tetto substrato marino (con indicazione della quota riferita al livello medio del mare)

 Area di interesse

Tratta da:



GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it



Tav. n. 7

“QC Tav. 2a 1 - Carta delle aree potenzialmente soggette ad effetti locali per eventi sismici”

Legenda

Scala grafica

Depositi che possono determinare effetti locali	
	ghiaie di conoide effetti attesi: amplificazione; studi: valutazione amplificazione
	sabbie di canale effetti attesi: amplificazione, potenziale liquefazione e cedimenti; studi: valutazione amplificazione, stima del rischio di liquefazione e dei cedimenti attesi
	limi e argille (peliti) di piana alluvionale effetti attesi: amplificazione, possibili cedimenti; studi: valutazione amplificazione e stima dei cedimenti attesi
	sabbie sepolte del Po effetti attesi: amplificazione, potenziale liquefazione e cedimenti; studi: valutazione amplificazione, stima del rischio di liquefazione e dei cedimenti attesi



Area di interesse

Tratta da:



GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it



Tav. n. 8

Tav. 2.2a 01 "Rischio sismico: carta delle aree suscettibili di effetti locali"

Scala grafica

Legenda

7	Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale liquefazione <small>Studi": valutazione del coefficiente di amplificazione litologico, del potenziale di liquefazione e dei cedimenti attesi; "Microzonazione sismica": approfondimenti di II livello.</small>
8	Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziali cedimenti <small>Studi": valutazione del coefficiente di amplificazione litologico e dei cedimenti attesi; "Microzonazione sismica": sono ritenuti sufficienti approfondimenti di II livello per la valutazione del coefficiente di amplificazione litologico e sono richiesti approfondimenti di III livello per la stima degli eventuali cedimenti.</small>



Area di interesse

Tratta da:



GEO GROUP S.R.L.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019 - E-mail: geo.group@libero.it

Tav. n. 9 "Carta di Microzonazione Sismica"

L.R. 20/2000 D.A.L. 112/07



MICROAREA INDAGATA:
valutazione del coefficiente di amplificazione litologico (III livello) e stima dei cedimenti attesi (III livello)

- Legenda**
- Prova penetrometrica statica CPT
 - Indagine sismica metodo Re.Mi.
 - ↔ Indagine sismica metodo MASW
 - ↔ Indagine sismica passiva HVSR

Carta di Microzonazione Sismica
Scala grafica

2° e 3° livello di approfondimento
L.R. 20/2000 D.G.R. 112

Microarea indagata mediante:
n. 1 indagine sismica con metodo MASW
n. 1 indagine sismica passiva Re.Mi
n. 2 indagini sismiche passive HVSR

PIANURA 2: caratterizzata da profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decacimetrici, talora con intercalazioni di orizzonti di ghiaie (di spessore anche di decine di metri), con substrato profondo (≥ 100 m d.a.p.c.)

Il livello di approfondimento

FATTORE DI AMPLIFICAZIONE F.A. MEDIO
F.A. PGA = 1.5
(PGA accelerazione massima orizz. alla superficie)
F.A. (intensità spettrale $0.1s < T_0 < 0.5s$) = 1.8
F.A. (intensità spettrale $0.5s < T_0 < 1.0s$) = 2.5

III livello di approfondimento

CALCOLO DEI CEDIMENTI POST SISMICI
dH = 4.076 cm (CPT 1)
dH = 4.228 cm (CPT 2)

PGA di rif. per territorio di Soliera = **0.158 g**
PGA in sup. da modello simulato EERA = **0.273 g**
Fattore di amplificazione della PGA = **1.73**
F.A. (intensità spettrale $0.1s < T_0 < 0.5s$) = **2.34**
F.A. (intensità spettrale $0.5s < T_0 < 1.0s$) = **2.14**

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 1

Prove penetrometriche statiche CPT corredate di interpretazione geotecnica

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA FATTORI DI CONVERSIONE

Strumento utilizzato:
Pagani TG63-100 -

Caratteristiche:

- punta conica meccanica \varnothing 35.7 mm, area punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- punta conica meccanica angolo di apertura: $\alpha = 60^\circ$
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' ($\varnothing = 35.7 \text{ mm} - h = 133 \text{ mm} - A_m = 150 \text{ cm}^2$)
- velocità di avanzamento costante $V = 2 \text{ cm/sec}$ ($\pm 0,5 \text{ cm / sec}$)
- spinta max nominale dello strumento S_{max} variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione $CT = \text{SPINTA (Kg)} / \text{LETTURA DI CAMPAGNA}$
(dato tecnico legato alle caratteristiche del penetrometro utilizzato, fornito dal costruttore)

fase 1 - resistenza alla punta: $q_c \text{ (MPa)} = (L_1) \times CT / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale: $f_s \text{ (kPa)} = [(L_2) - (L_1)] \times CT / 150$

fase 3 - resistenza totale : $R_t \text{ (kPa)} = (L_t) \times CT$

- Prima lettura = lettura di campagna durante l' infissione della sola punta (fase 1)
- Seconda lettura = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto (fase 2)
- Terza lettura = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (fase 3)

N.B. : la spinta $S \text{ (Kg)}$, corrispondente a ciascuna fase, si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna L per la costante di trasformazione CT .

N.B. : causa la distanza intercorrente (20 cm circa) fra il centro del manicotto laterale e la punta conica del penetrometro, la resistenza laterale locale f_s viene computata 20 cm sopra la punta.

CONVERSIONI

1 kN (kiloNewton) = 1000 N \approx 100 kg = 0,1 t

1 MN (megaNewton) = 1.000 kN = 1.000.000 N \approx 100 t

1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m² = 0,001 MN/m² = 0,001 MPa \approx 0,1 t/m² = 0,01 kg/cm²

1 MPa (megaPascal) = 1 MN/m² = 1.000 kN/m² = 1000 kPa \approx 100 t/m² = 10 kg/cm²

1 kg/cm² = 10 t/m² \approx 100 kN/m² = 100 kPa = 0,1 MN/m² = 0,1 MPa

1 t = 1000 kg \approx 10 kN

LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE CORRELAZIONI GENERALI

Valutazioni in base al rapporto: $F = (q_c / f_s)$

Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977

Valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

$F = q_c / f_s$	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F \leq 1470 \text{ kPa}$	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$1470 \text{ kPa} < F \leq 2940 \text{ kPa}$	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$2940 \text{ kPa} < F \leq 5880 \text{ kPa}$	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 5880 \text{ kPa}$	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ricavabili in base ai valori di q_c e di $FR = (f_s / q_c) \% :$

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

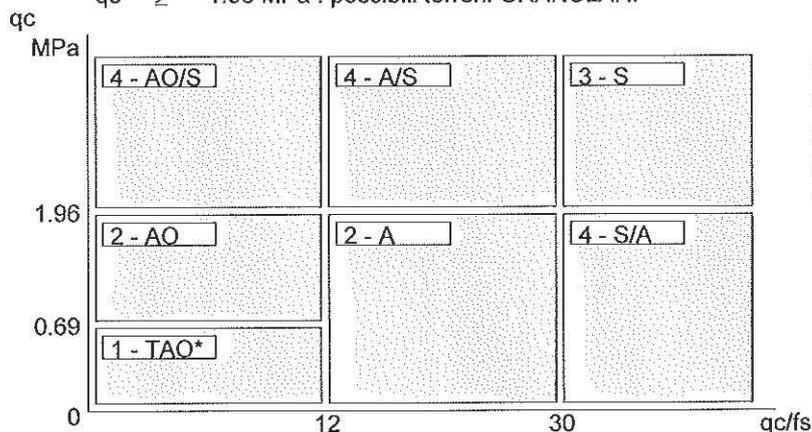
- $1/3 \pm 1/2$ di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato (inalterato) , per depositi coesivi.

LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI SPECIFICHE TECNICHE

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al rapporto qc / fs (Begemann 1965 - A.G.I. 1977) prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

$qc \leq 1.96$ MPa : possibili terreni COESIVI
 $qc \geq 1.96$ MPa : possibili terreni GRANULARI

anche se $(qc / fs) > 30$
anche se $(qc / fs) < 30$



NATURA LITOLOGICA

- 1 - COESIVA (TORBOSA) ALTA COMPRIM.
- 2 - COESIVA IN GENERE
- 3 - GRANULARE
- 4 - COESIVA / GRANULARE

PARAMETRI GEOTECNICI (validità orientativa) - simboli - correlazioni - bibliografia

- γ' = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno [correlazioni : γ' - qc - natura]
(Terzaghi & Peck 1967 - Bowles 1982)
- σ'_{vo} = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno (valutata in base ai valori di γ')
- Cu = coesione non drenata (terreni coesivi) [correlazioni : Cu - qc]
- OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi) [correlazioni : OCR - Cu - σ'_{vo}]
(Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983)
- Eu = modulo di deformazione non drenato (terreni coesivi) [correl. : Eu - Cu - OCR - lp lp = ind.plast.]
 Eu_{50} - Eu_{25} corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (Duncan & Buchigani 1976)
- E' = modulo di deformazione drenato (terreni granulari) [correlazioni : E' - qc]
 E'_{50} - E'_{25} corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (coeff. di sicurezza $F = 2 - 4$ rispettivamente)
Schmertmann 1970 / 1978 - Jamiolkowski ed altri 1983)
- Mo = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [correl. : Mo - qc - natura]
Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973)
- Dr = densità relativa (terreni granulari N. C. - normalmente consolidati)
[correlazioni : Dr - Rp - σ'_{vo} (Schmertmann 1976)]
- ϕ' = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C.) [correl. : ϕ' - Dr - qc - σ'_{vo})
 ϕ'_{Ca} - Caquot (1948) ϕ'_{Ko} - Koppejan (1948)
 ϕ'_{DB} - De Beer (1965) ϕ'_{Sc} - Schmertmann (1978)
 ϕ'_{DM} - Durgunoglu & Mitchell (1975) (sabbie N.C.) ϕ'_{Me} - Meyerhof (1956 / 1976) (sabbie limose)
- F.L. = accelerazione al suolo che può causare liquefazione (terreni granulari)
(g = accelerazione gravità)(Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976) [correlazioni : (A_{max}/g) - Dr]
- Vs = velocità di propagazione delle onde sismiche (Iyisan 1996)

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

CPT

1

riferimento **624-2013**

certificato n° **4809**

Committente: **Studio tecnico**
Cantiere: **Studio terreno di fondazione**
Località: **Soliera, via Donatori di sangue**

U.M.: **MPa** Data eseg.: **11/12/2013**
Pagina: **1/4** Data certificato: **13/12/2013**
Elaborato: Falda: **-2.00 m da p.c.**

H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf	H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf
m	-	-	-	MPa	kPa	-	%	m	-	-	-	MPa	kPa	-	%
0.20	0.00	0.00	0.00	100.00	0	0		15.20	9.00	17.00	0.88	47.00	19	5.2	
0.40	10.00	25.00	0.98	107.00	9	10.7		15.40	14.00	21.00	1.37	80.00	18	5.7	
0.60	12.00	28.00	1.18	80.00	15	6.7		15.60	15.00	27.00	1.47	100.00	15	6.7	
0.80	10.00	22.00	0.98	80.00	13	8.0		15.80	17.00	32.00	1.67	113.00	15	6.6	
1.00	8.00	20.00	0.78	53.00	15	6.6		16.00	22.00	39.00	2.16	120.00	18	5.5	
1.20	8.00	16.00	0.78	47.00	17	5.9		16.20	24.00	42.00	2.35	133.00	18	5.5	
1.40	11.00	18.00	1.08	67.00	16	6.1		16.40	23.00	43.00	2.25	133.00	17	5.8	
1.60	19.00	29.00	1.86	93.00	20	4.9		16.60	24.00	44.00	2.35	133.00	18	5.5	
1.80	16.00	30.00	1.57	113.00	14	7.1		16.80	29.00	49.00	2.84	180.00	16	6.2	
2.00	16.00	33.00	1.57	73.00	22	4.6		17.00	25.00	52.00	2.45	147.00	17	5.9	
2.20	12.00	23.00	1.18	53.00	23	4.4		17.20	23.00	45.00	2.25	133.00	17	5.8	
2.40	7.00	15.00	0.69	40.00	18	5.7		17.40	32.00	52.00	3.14	173.00	18	5.4	
2.60	16.00	22.00	1.57	80.00	20	5.0		17.60	34.00	60.00	3.33	213.00	16	6.3	
2.80	10.00	22.00	0.98	47.00	21	4.7		17.80	30.00	62.00	2.94	173.00	17	5.8	
3.00	8.00	15.00	0.78	33.00	24	4.1		18.00	23.00	49.00	2.25	140.00	16	6.1	
3.20	8.00	13.00	0.78	27.00	30	3.4		18.20	21.00	42.00	2.06	147.00	14	7.0	
3.40	9.00	13.00	0.88	33.00	27	3.7		18.40	22.00	44.00	2.16	127.00	17	5.8	
3.60	10.00	15.00	0.98	47.00	21	4.7		18.60	19.00	38.00	1.86	147.00	13	7.7	
3.80	8.00	15.00	0.78	67.00	12	8.4		18.80	22.00	44.00	2.16	113.00	19	5.1	
4.00	17.00	27.00	1.67	87.00	20	5.1		19.00	29.00	46.00	2.84	193.00	15	6.7	
4.20	13.00	26.00	1.27	67.00	19	5.2		19.20	31.00	60.00	3.04	40.00	78	1.3	
4.40	8.00	18.00	0.78	40.00	20	5.0		19.40	28.00	34.00	2.74	173.00	16	6.2	
4.60	11.00	17.00	1.08	47.00	23	4.3		19.60	31.00	57.00	3.04	173.00	18	5.6	
4.80	12.00	19.00	1.18	60.00	20	5.0		19.80	24.00	50.00	2.35	180.00	13	7.5	
5.00	11.00	20.00	1.08	47.00	23	4.3		20.00	24.00	51.00	2.35				
5.20	8.00	15.00	0.78	40.00	20	5.0									
5.40	10.00	16.00	0.98	33.00	30	3.3									
5.60	10.00	15.00	0.98	33.00	30	3.3									
5.80	9.00	14.00	0.88	60.00	15	6.7									
6.00	11.00	20.00	1.08	53.00	21	4.8									
6.20	10.00	18.00	0.98	40.00	25	4.0									
6.40	11.00	17.00	1.08	67.00	16	6.1									
6.60	12.00	22.00	1.18	47.00	26	3.9									
6.80	10.00	17.00	0.98	80.00	13	8.0									
7.00	12.00	24.00	1.18	20.00	60	1.7									
7.20	11.00	14.00	1.08	40.00	28	3.6									
7.40	9.00	15.00	0.88	53.00	17	5.9									
7.60	19.00	27.00	1.86	27.00	70	1.4									
7.80	15.00	19.00	1.47	40.00	38	2.7									
8.00	9.00	15.00	0.88	33.00	27	3.7									
8.20	9.00	14.00	0.88	40.00	23	4.4									
8.40	10.00	16.00	0.98	53.00	19	5.3									
8.60	12.00	20.00	1.18	67.00	18	5.6									
8.80	11.00	21.00	1.08	53.00	21	4.8									
9.00	12.00	20.00	1.18	53.00	23	4.4									
9.20	8.00	16.00	0.78	60.00	13	7.5									
9.40	17.00	26.00	1.67	93.00	18	5.5									
9.60	18.00	32.00	1.76	93.00	19	5.2									
9.80	16.00	30.00	1.57	80.00	20	5.0									
10.00	10.00	22.00	0.98	60.00	17	6.0									
10.20	11.00	20.00	1.08	60.00	18	5.5									
10.40	10.00	19.00	0.98	47.00	21	4.7									
10.60	9.00	16.00	0.88	33.00	27	3.7									
10.80	9.00	14.00	0.88	40.00	23	4.4									
11.00	10.00	16.00	0.98	40.00	25	4.0									
11.20	8.00	14.00	0.78	40.00	20	5.0									
11.40	8.00	14.00	0.78	7.00	114	0.9									
11.60	19.00	20.00	1.86	60.00	32	3.2									
11.80	14.00	23.00	1.37	60.00	23	4.3									
12.00	12.00	21.00	1.18	80.00	15	6.7									
12.20	13.00	25.00	1.27	60.00	22	4.6									
12.40	16.00	25.00	1.57	60.00	27	3.8									
12.60	12.00	21.00	1.18	60.00	20	5.0									
12.80	10.00	19.00	0.98	67.00	15	6.7									
13.00	16.00	26.00	1.57	80.00	20	5.0									
13.20	11.00	23.00	1.08	40.00	28	3.6									
13.40	11.00	17.00	1.08	47.00	23	4.3									
13.60	9.00	16.00	0.88	33.00	27	3.7									
13.80	8.00	13.00	0.78	47.00	17	5.9									
14.00	18.00	25.00	1.76	47.00	38	2.6									
14.20	20.00	27.00	1.96	80.00	25	4.0									
14.40	14.00	26.00	1.37	47.00	30	3.4									
14.60	16.00	23.00	1.57	47.00	34	2.9									
14.80	7.00	14.00	0.69	53.00	13	7.6									
15.00	8.00	16.00	0.78	53.00	15	6.6									

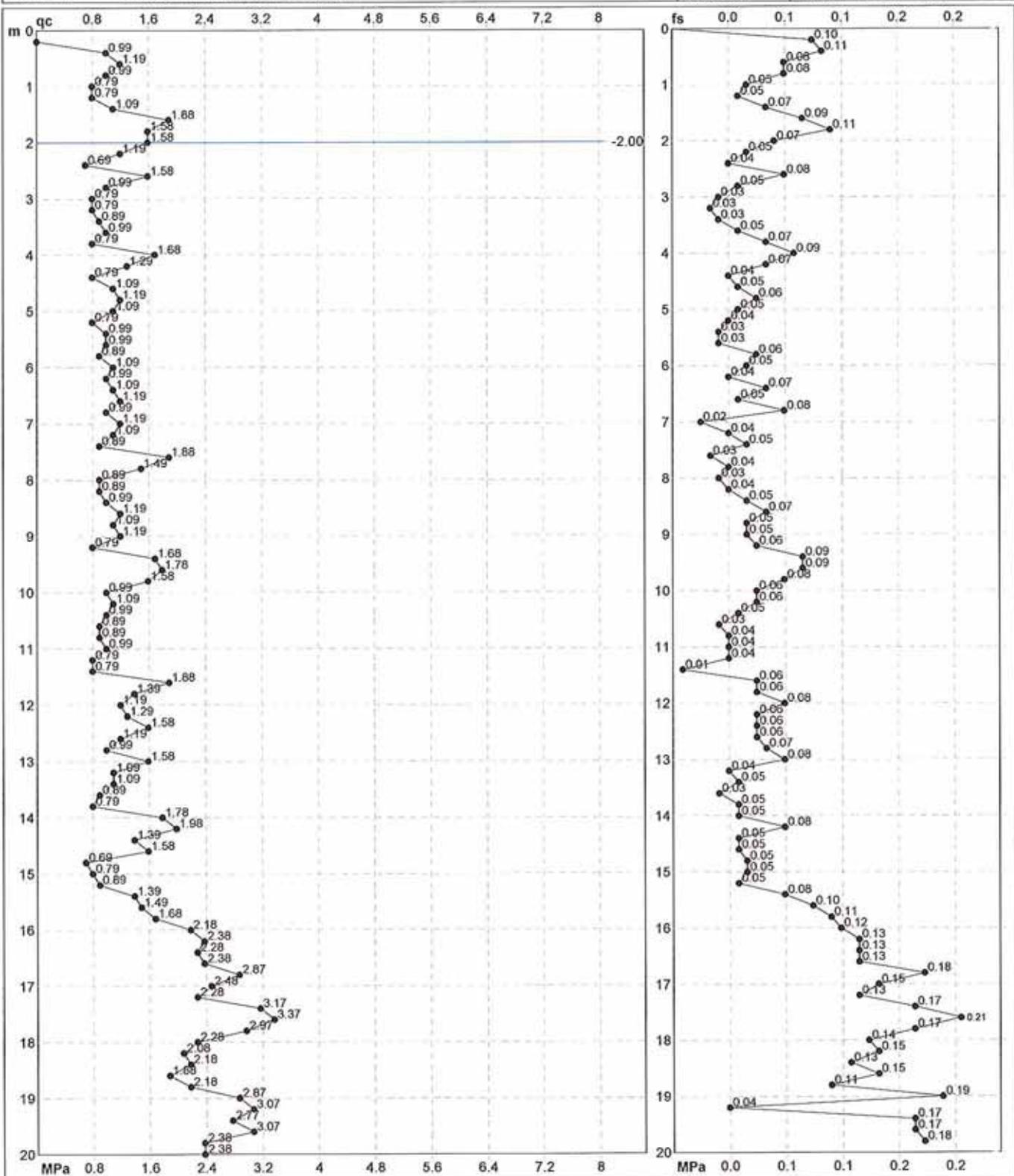
H = profondità
L1 = prima lettura (punta)
L2 = seconda lettura (punta + laterale)
Lt = terza lettura (totale)
CT = 10.00 costante di trasformazione
qc = resistenza di punta
fs = resistenza laterale calcolata
0.20 m sopra quota qc
F = rapporto Begemann (qc / fs)
Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)*100

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA DIAGRAMMI DI RESISTENZA

CPT	1
riferimento	624-2013
certificato n°	4809

Committente: **Studio tecnico**
Cantiere: **Studio terreno di fondazione**
Località: **Soliera, via Donatori di sangue**

U.M.: **MPa** Data esec.: **11/12/2013**
Scala: **1:100**
Pagina: **2/4** Data certificato: **13/12/2013**
Elaborato: Falda: **-2.00 m da p.c.**



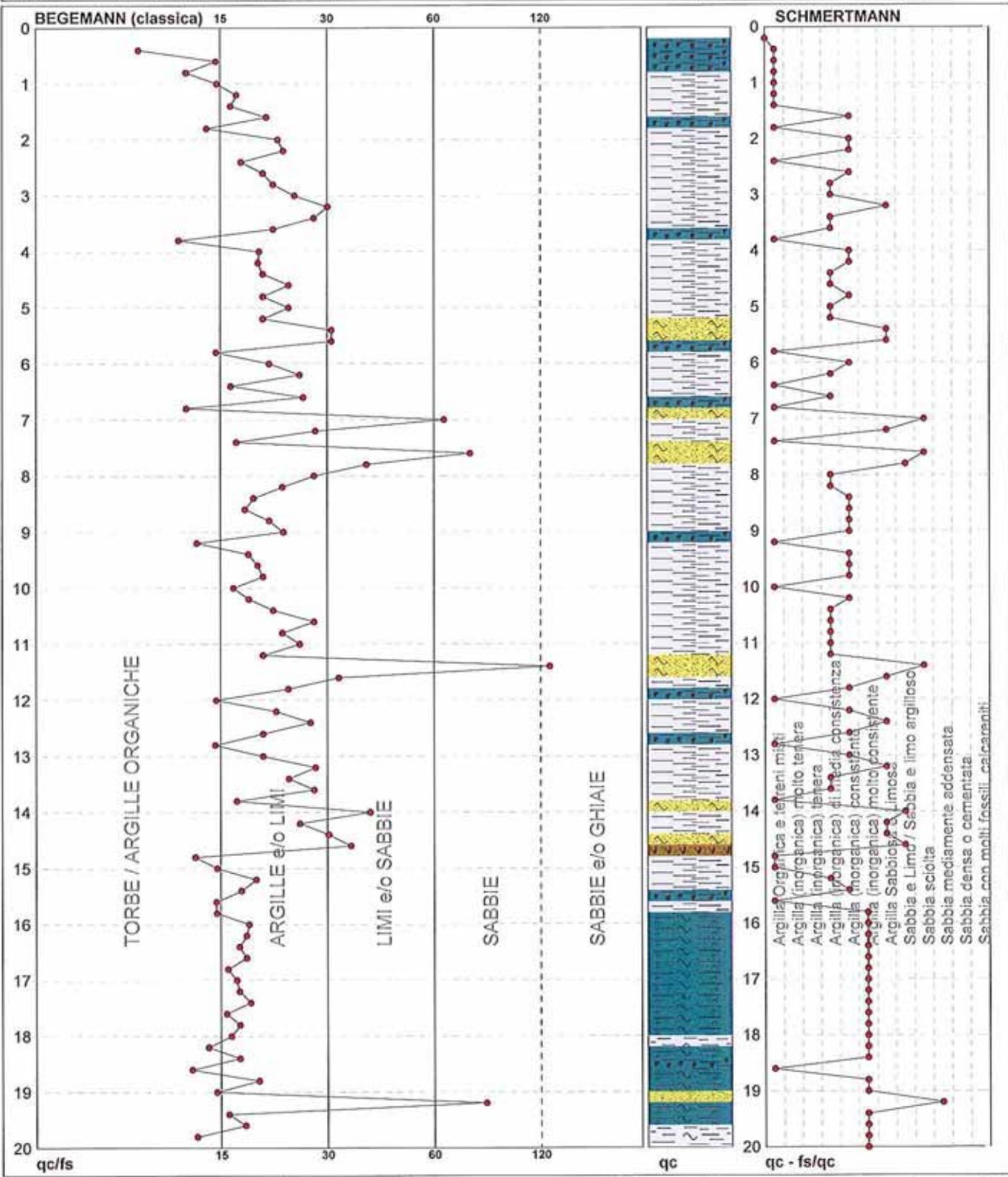
Penetrometro: Pagani TG63-100	Preforo: m
Responsabile:	Corr.astine: kN/ml
Assistente:	Corr.astine: kN/ml

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT	1
riferimento	624-2013
certificato n°	4809

Committente: Studio tecnico
Cantiere: Studio terreno di fondazione
Località: Soliera, via Donatori di sangue

U.M.: MPa Data eseg.: 11/12/2013
Scala: 1:100
Pagina: 3/4 Data certificato: 13/12/2013
Elaborato: Falda: -2.00 m d.a.p.c.



Torbe / Argille org. :	16 punti, 16.16%	Argilla Organica e terreni misti:	22 punti, 22.22%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	9 punti, 9.09%
Argille e/o Limi :	73 punti, 73.74%	Argilla (inorganica) media consist.	20 punti, 20.20%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.:	3 punti, 3.03%
Limi e/o Sabbie :	7 punti, 7.07%	Argilla (inorganica) consistente:	21 punti, 21.21%	Sabbia sciolta:	3 punti, 3.03%
Sabbie:	3 punti, 3.03%	Argilla (inorganica) molto consist.:	19 punti, 19.19%	Sabbia mediamente addensata:	1 punto, 1.01%

**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI**

CPT

2

riferimento **624-2013**

certificato n° **4812**

Committente: **Studio tecnico**
Cantiere: **Studio terreno di fondazione**
Località: **Soliera, via Donatori di sangue**

U.M.: **MPa** Data eseg.: **11/12/2013**
Pagina: **1/4** Data certificato: **13/12/2013**
Elaborato: Falda: **-2.00 m** da p.c.

H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %	H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %
0.20	0.00	0.00		0.00	67.00		0								
0.40	9.00	19.00		0.88	67.00	13	7.4								
0.60	10.00	20.00		0.98	80.00	13	8.0								
0.80	11.00	23.00		1.08	67.00	16	6.1								
1.00	10.00	20.00		0.98	80.00	13	8.0								
1.20	11.00	23.00		1.08	53.00	21	4.8								
1.40	13.00	21.00		1.27	67.00	19	5.2								
1.60	18.00	28.00		1.76	73.00	25	4.1								
1.80	19.00	30.00		1.86	140.00	14	7.4								
2.00	17.00	38.00		1.67	93.00	18	5.5								
2.20	22.00	36.00		2.16	120.00	18	5.5								
2.40	21.00	39.00		2.06	120.00	18	5.7								
2.60	16.00	34.00		1.57	67.00	24	4.2								
2.80	10.00	20.00		0.98	53.00	19	5.3								
3.00	10.00	18.00		0.98	47.00	21	4.7								
3.20	10.00	17.00		0.98	33.00	30	3.3								
3.40	12.00	17.00		1.18	47.00	26	3.9								
3.60	10.00	17.00		0.98	47.00	21	4.7								
3.80	13.00	20.00		1.27	53.00	25	4.1								
4.00	17.00	25.00		1.67	80.00	21	4.7								
4.20	15.00	27.00		1.47	73.00	21	4.9								
4.40	9.00	20.00		0.88	53.00	17	5.9								
4.60	7.00	15.00		0.69	27.00	26	3.9								
4.80	6.00	10.00		0.59	40.00	15	6.7								
5.00	7.00	13.00		0.69	33.00	21	4.7								
5.20	9.00	14.00		0.88	40.00	23	4.4								
5.40	6.00	12.00		0.59	27.00	22	4.5								
5.60	8.00	12.00		0.78	27.00	30	3.4								
5.80	7.00	11.00		0.69	27.00	26	3.9								
6.00	8.00	12.00		0.78	40.00	20	5.0								
6.20	10.00	16.00		0.98	40.00	25	4.0								
6.40	9.00	15.00		0.88	53.00	17	5.9								
6.60	8.00	16.00		0.78	33.00	24	4.1								
6.80	9.00	14.00		0.88	53.00	17	5.9								
7.00	8.00	16.00		0.78	40.00	20	5.0								
7.20	6.00	12.00		0.59	27.00	22	4.5								
7.40	8.00	12.00		0.78	47.00	17	5.9								
7.60	15.00	22.00		1.47	27.00	58	1.8								
7.80	28.00	32.00		2.74	20.00	140	0.7								
8.00	24.00	27.00		2.35	33.00	73	1.4								
8.20	11.00	16.00		1.08	33.00	33	3.0								
8.40	7.00	12.00		0.69	47.00	15	6.7								
8.60	7.00	14.00		0.69	53.00	13	7.6								
8.80	10.00	18.00		0.98	53.00	19	5.3								
9.00	12.00	20.00		1.18	47.00	26	3.9								
9.20	10.00	17.00		0.98	47.00	21	4.7								
9.40	10.00	17.00		0.98	60.00	17	6.0								
9.60	11.00	20.00		1.08	53.00	21	4.8								
9.80	14.00	22.00		1.37	87.00	16	6.2								
10.00	15.00	28.00		1.47	73.00	21	4.9								
10.20	9.00	20.00		0.88	60.00	15	6.7								
10.40	10.00	19.00		0.98	47.00	21	4.7								
10.60	7.00	14.00		0.69	27.00	26	3.9								
10.80	4.00	8.00		0.39	20.00	20	5.0								
11.00	8.00	11.00		0.78	33.00	24	4.1								
11.20	6.00	11.00		0.59	27.00	22	4.5								
11.40	4.00	8.00		0.39	27.00	15	6.8								
11.60	8.00	12.00		0.78	40.00	20	5.0								
11.80	10.00	16.00		0.98	60.00	17	6.0								
12.00	13.00	22.00		1.27	60.00	22	4.6								
12.20	13.00	22.00		1.27	80.00	16	6.2								
12.40	14.00	26.00		1.37	53.00	26	3.8								
12.60	13.00	21.00		1.27	53.00	25	4.1								
12.80	12.00	20.00		1.18	73.00	16	6.1								
13.00	16.00	27.00		1.57	67.00	24	4.2								
13.20	13.00	23.00		1.27	47.00	28	3.6								
13.40	10.00	17.00		0.98	40.00	25	4.0								
13.60	9.00	15.00		0.88	33.00	27	3.7								
13.80	10.00	15.00		0.98	47.00	21	4.7								
14.00	8.00	15.00		0.78	47.00	17	5.9								
14.20	9.00	16.00		0.88	53.00	17	5.9								
14.40	9.00	17.00		0.88	53.00	17	5.9								
14.60	10.00	18.00		0.98	53.00	19	5.3								
14.80	8.00	18.00		0.78	67.00	12	8.4								
15.00	12.00	22.00		1.18	0.00	12	0.0								

H = profondità
L1 = prima lettura (punta)
L2 = seconda lettura (punta + laterale)
Lt = terza lettura (totale)
CT = 10.00 costante di trasformazione

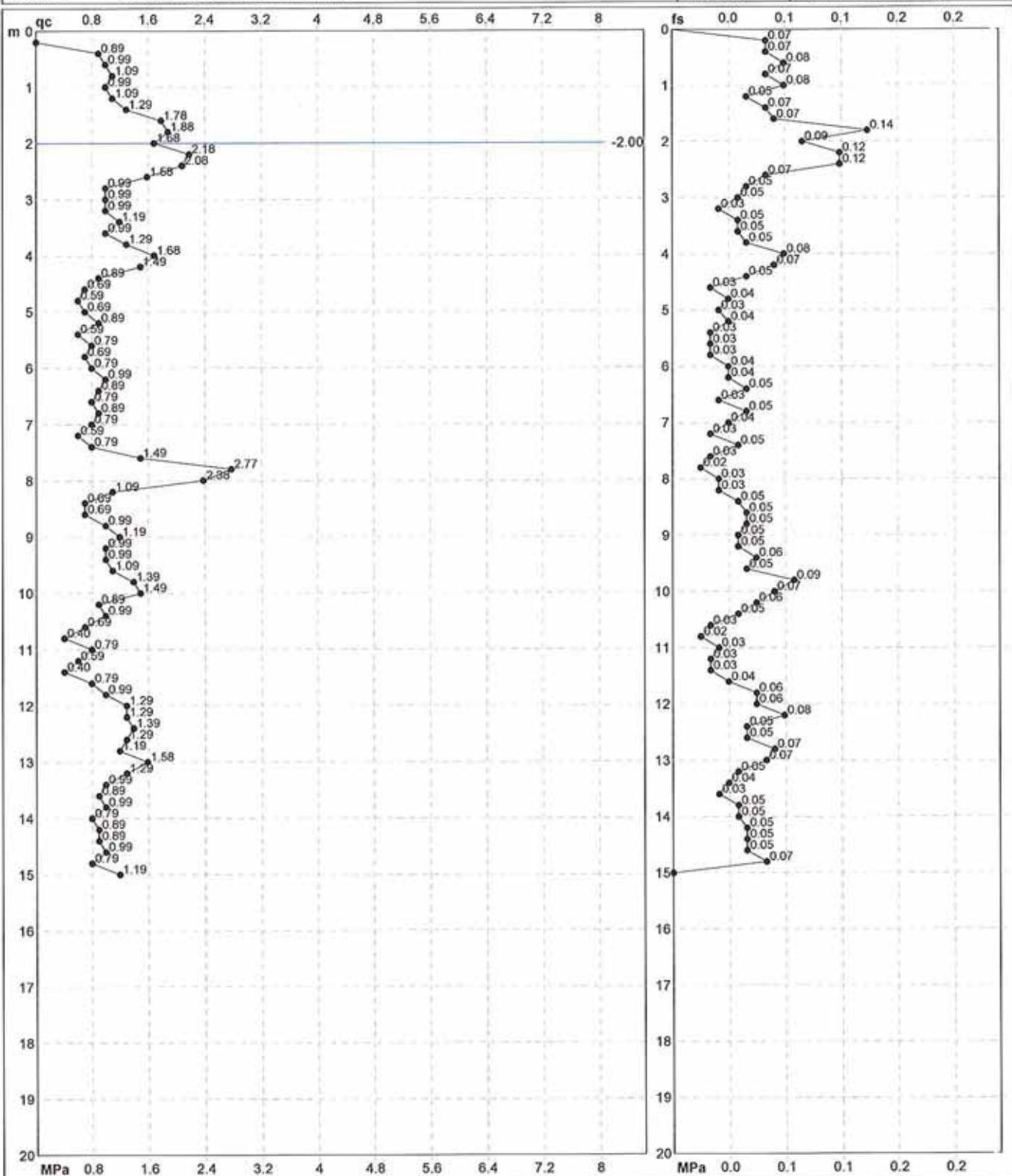
qc = resistenza di punta
fs = resistenza laterale calcolata
0.20 m sopra quota qc
F = rapporto Begemann (qc / fs)
Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)*100

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA DIAGRAMMI DI RESISTENZA

CPT	2
riferimento	624-2013
certificato n°	4812

Committente: **Studio tecnico**
Cantiere: **Studio terreno di fondazione**
Località: **Soliera, via Donatori di sangue**

U.M.: **MPa** Data exec.: **11/12/2013**
Scala: **1:100**
Pagina: **2/4** Data certificato: **13/12/2013**
Elaborato: Falda: **-2.00 m da p.c.**



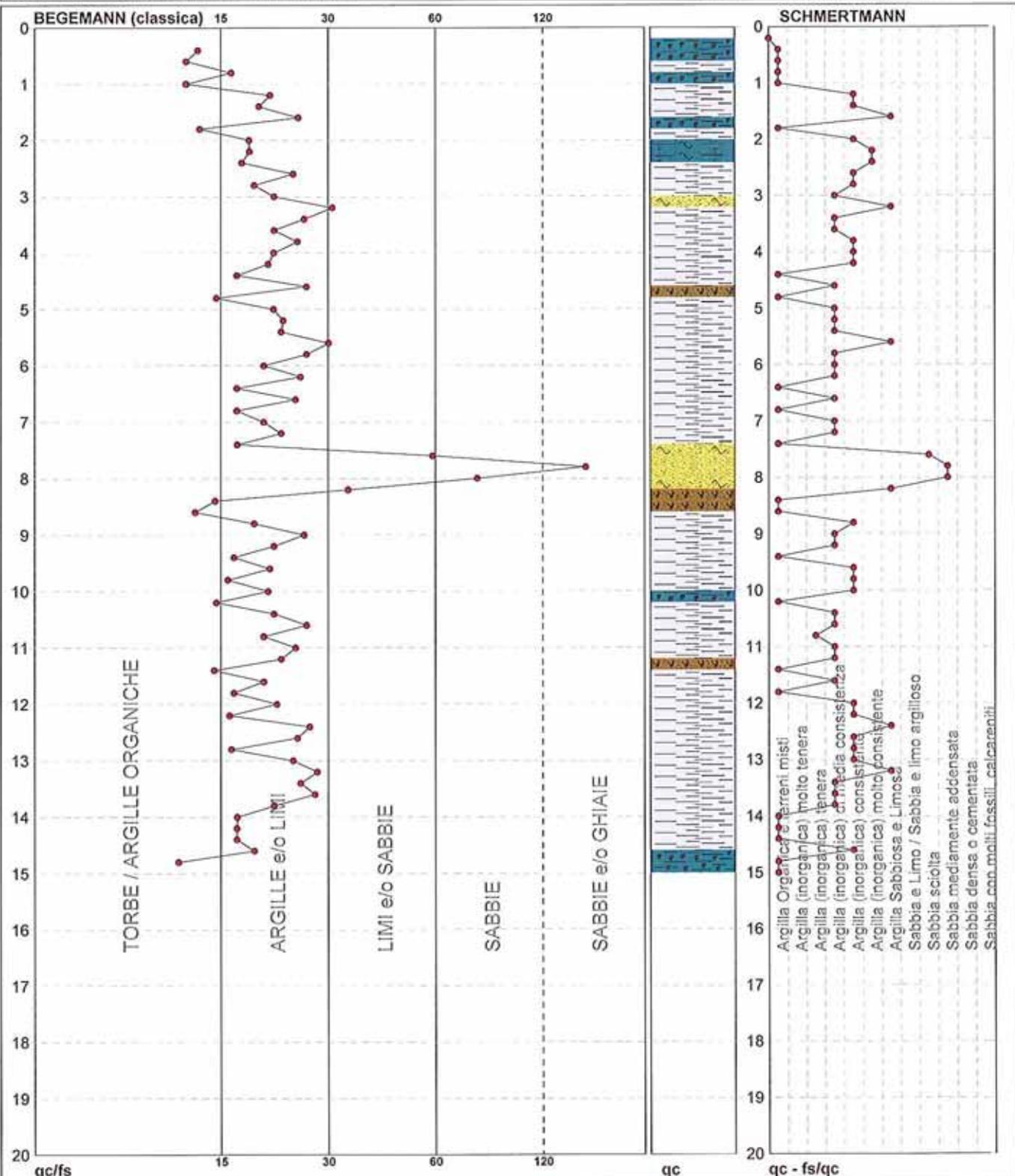
Penetrometro: Pagani TG63-100	Preforo: m
Responsabile:	Corr.astine: kN/ml
Assistente:	Corr.astine: kN/ml

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT	2
riferimento	624-2013
certificato n°	4812

Committente: Studio tecnico
Cantiere: Studio terreno di fondazione
Località: Soliera, via Donatori di sangue

U.M.: MPa Data eseg.: 11/12/2013
Scala: 1:100
Pagina: 3/4 Data certificato: 13/12/2013
Elaborato: Falda: -2.00 m da p.c.



Torbe / Argille org. :	37 punti, 37.37%	Argilla Organica e terreni misti:	20 punti, 20.20%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	6 punti, 6.06%
Argille e/o Limi :	58 punti, 58.59%	Argilla (inorganica) tenera:	1 punti, 1.01%	Sabbia sciolta:	1 punti, 1.01%
Limi e/o Sabbie :	3 punti, 3.03%	Argilla (inorganica) media consist.:	23 punti, 23.23%	Sabbia mediamente addensata:	2 punti, 2.02%
Sabbie:	1 punti, 1.01%	Argilla (inorganica) consistente:	18 punti, 18.18%		
Sabbie e/o Ghiaie :	1 punti, 1.01%	Argilla (inorganica) molto consist.:	2 punti, 2.02%		

GEO GROUP s.r.l.

**Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche**

ALLEGATO N° 2

Indagini sismiche

GEO GROUP s.r.l.

**Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche**

Indagine sismica RE.MI



GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: geo.group@libero.it

Indagine sismica Re.Mi. n. 1

Pagina 1/3

RIFERIMENTO **Rif. 766/13**

Committente: **Geo Group Srl**

Località: **Soliera (MO)**

Cantiere: **Via Donatori di Sangue**

Data prova: **11/12/2013**

Data emissione rapporto di prova: **16/12/2013**

Lunghezza stendimento (m): **115**

Sostegni in acciaio: **no**

N. geofoni: **24**

Spaziatura geofoni: **5 m**

Offset (m): **1 m**

Attrezzatura utilizzata

- Sismografo Geode a 24 canali, le cui caratteristiche compaiono nella scheda allegata;
- N. 24 Geofoni "Geospace" a 4.5 Hz;
- Stendimento di lunghezza 115 m, costituito da 24 geofoni da 4.5 Hz, distanziati 5,0 m.

Metodologia di indagine

L'analisi dei microtremori viene effettuata utilizzando la strumentazione per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno con array lineare, di 24 geofoni a bassa frequenza di risonanza (4.5 Hz), con tempo di registrazione (15-30s).

Nello specifico si realizza uno stendimento da 115 m, costituito da 24 geofoni da 4.5 Hz, distanziati 5,0 m, utilizzando un tempo di registrazione pari a 30 secondi, per un totale di 8 campionamenti.

Si sono registrate onde di superficie il cui contenuto in frequenza copre un range da 35 Hz fino a 2 Hz.

L'elaborazione del segnale acquisito in campagna consiste nell'operare una trasformata bidimensionale "slowness-frequency"(p-f) che analizza l'energia di propagazione del rumore in entrambe le direzioni della linea sismica mediante apposito software SeisOptim ReMi Versione 5.0.

Norme di riferimento

- ASTM D5777-00 "Standard guide for using refraction method for sub-surfaces investigations";
- Louie J. N. (2001) – "Faster, better: shear-waves velocity to 100 meters depth from refraction microtremors arrays"

Eventuali variazioni, aggiunte, esclusioni

-

Annotazioni, anomalie riscontrate e/o incertezze nelle misure

Nel corso della prova non si sono riscontrate anomalie nelle misure.

Incertezza associata alle misure: **10%**. Tale valore di incertezza di misura è espresso come due volte lo scarto tipo ($k=2$) corrispondente, nel caso di distribuzione normale, a un livello di confidenza di circa il 95%.

RESPONSABILE

Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

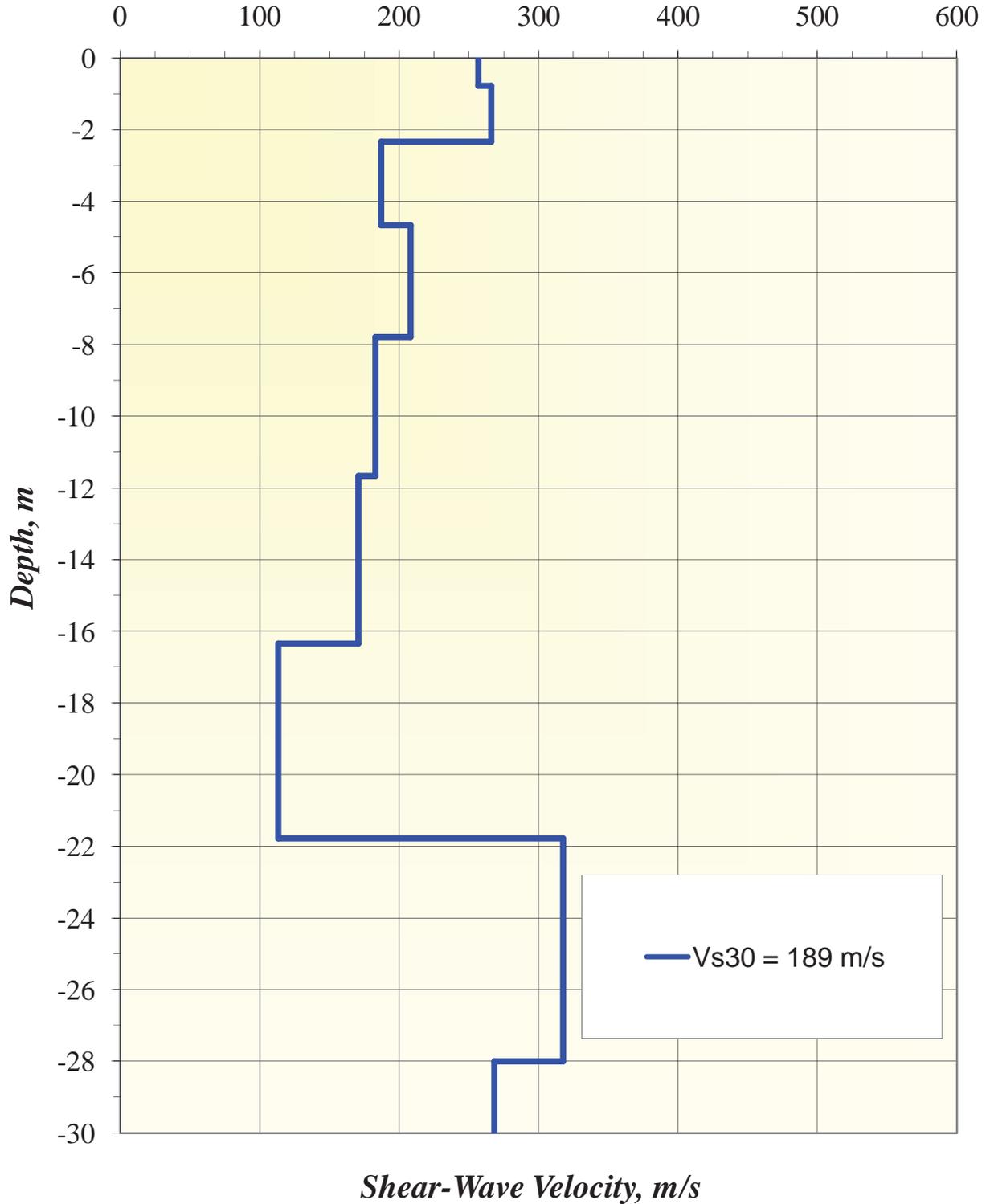
I TECNICI DI CANTIERE

Dott.ssa Linda Veratti
Dott.ssa Annalisa Cameroni

ELABORAZIONE

Dott.ssa Linda Veratti

Soliera (MO), Via Donatori di Sangue



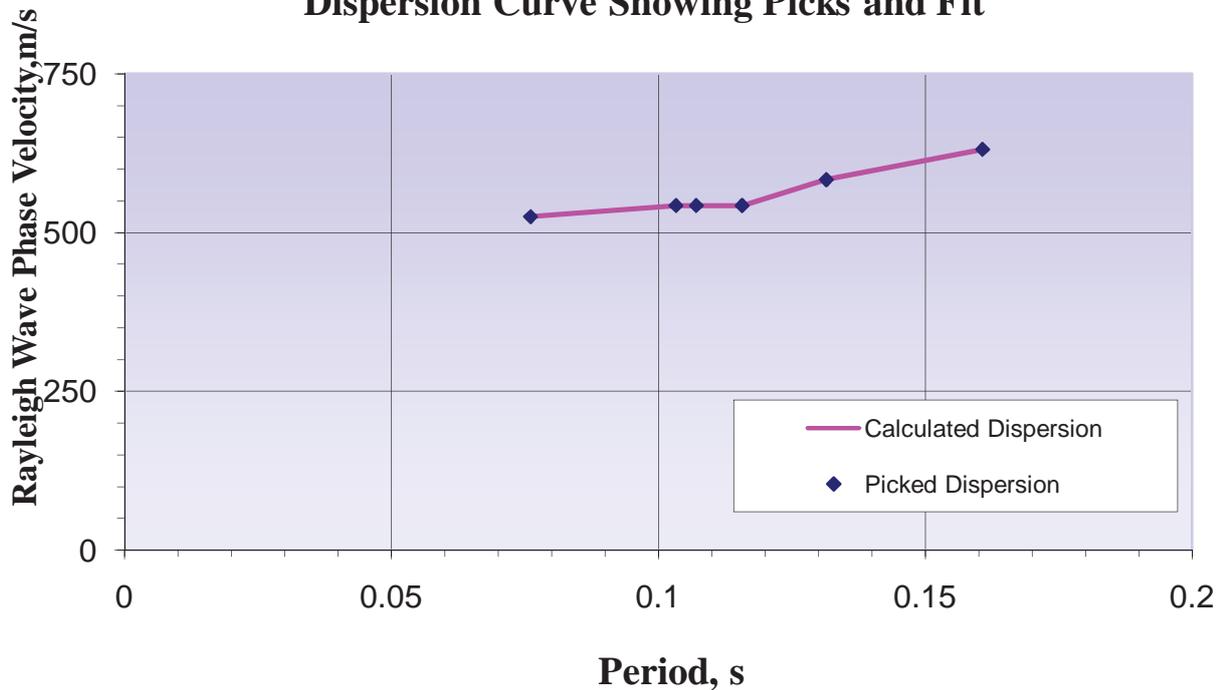
Sede operativa: Via Per Modena n. 12 - 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax. 059-53.32.019

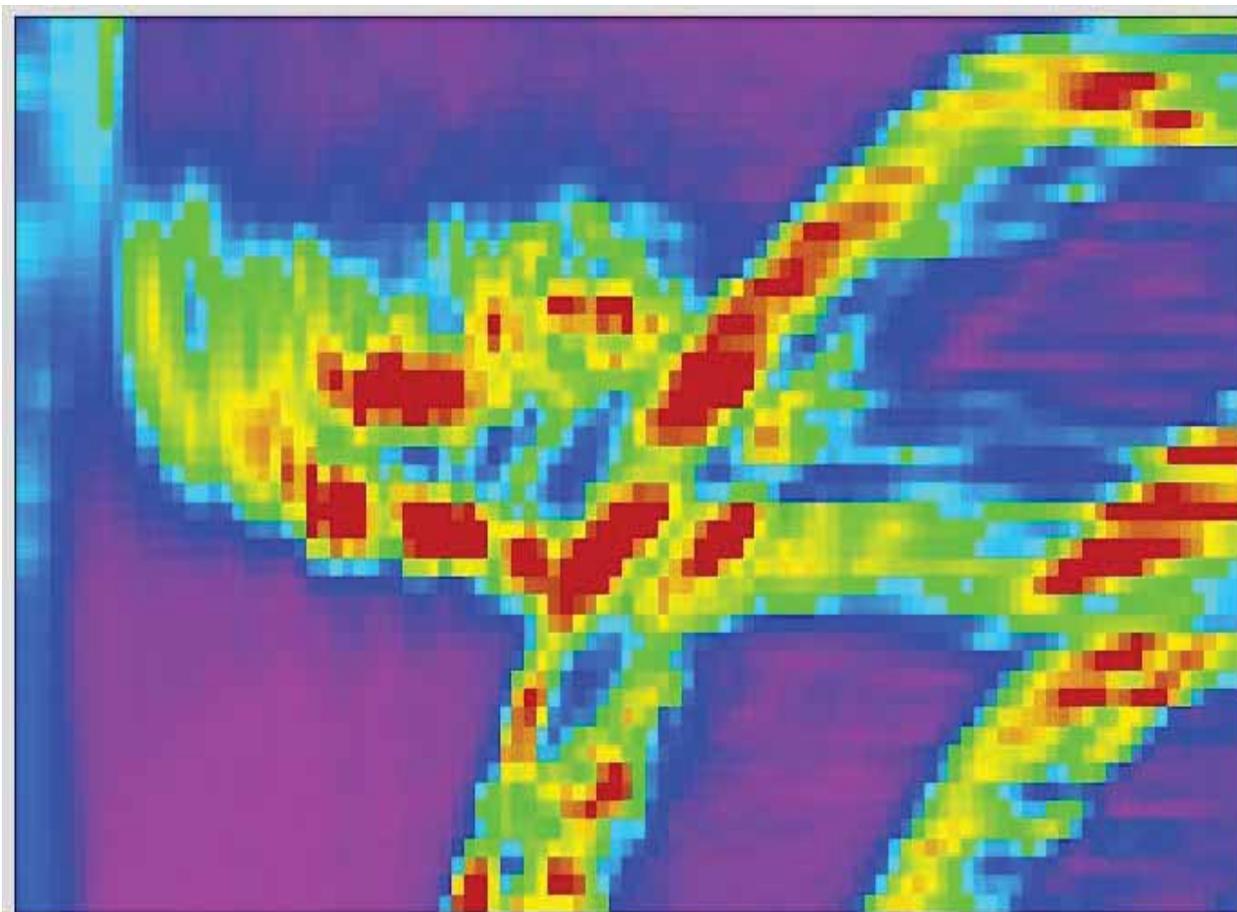
www.geogroupmodena.it - e-mail: geo.group@libero.it

Soliera (MO), Via Donatori di Sangue

Dispersion Curve Showing Picks and Fit



p-f Image with Dispersion Modeling Picks



GEO GROUP s.r.l.

**Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche**

Indagine sismica MASW



GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogrouppmodena.it - e-mail: info@geogrouppmodena.it

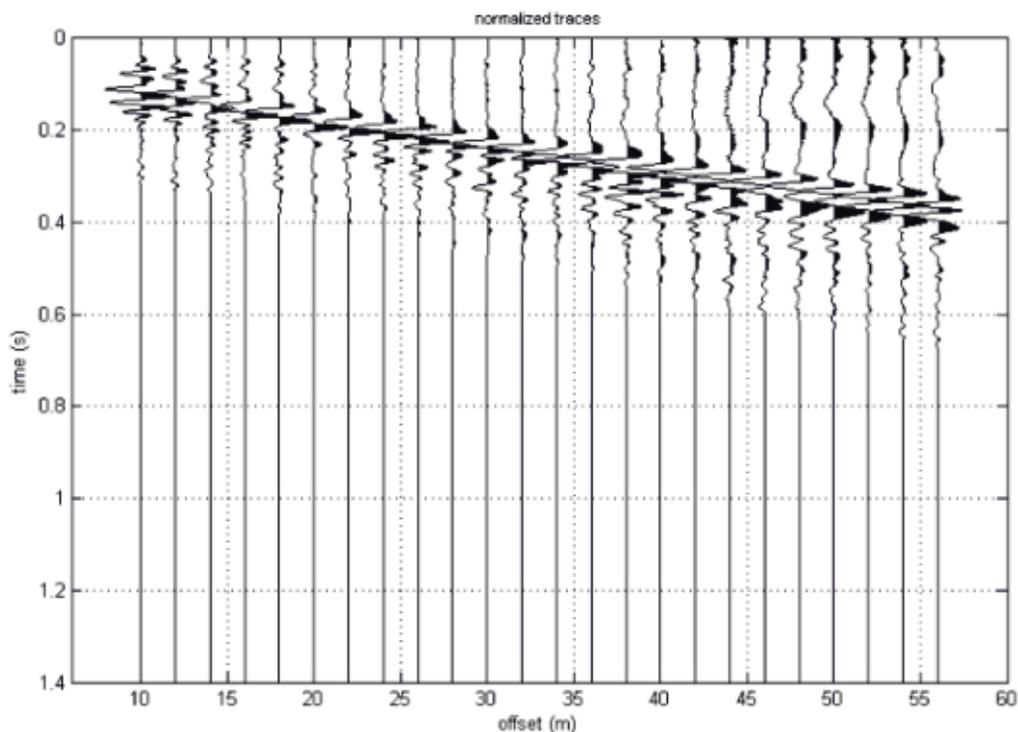
ANALISI SISMICA DI SITO SECONDO METODOLOGIA M.A.S.W.

Cantiere: Soliera (MO), Via Donatori di Sangue
Operatori: Dott.ssa Linda Veratti e Dott.ssa Annalisa Cameroni
Data: 11/12/2013
Lavoro: Studio del terreno di fondazione
Elaborazione: Dott.ssa Erika Parmeggiani
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

CERTIFICATO
406_M_13



UBICAZIONE DELLO STENDIMENTO SISMICO IMPIEGATO





GEO GROUP s.r.l.

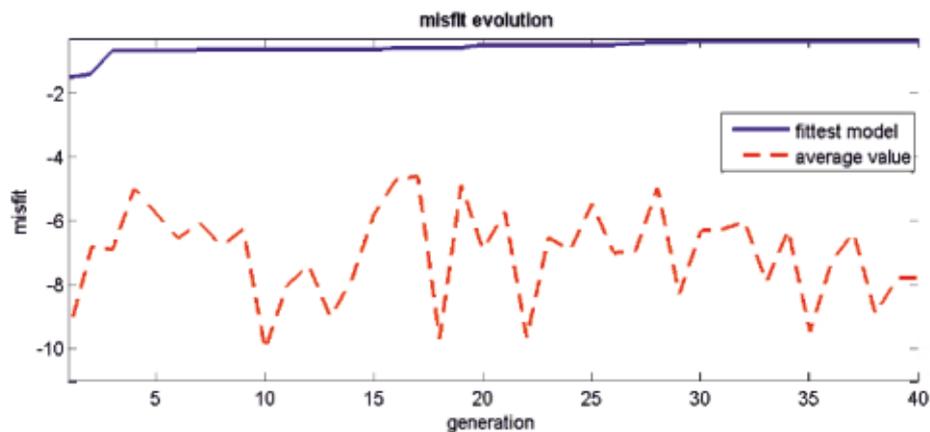
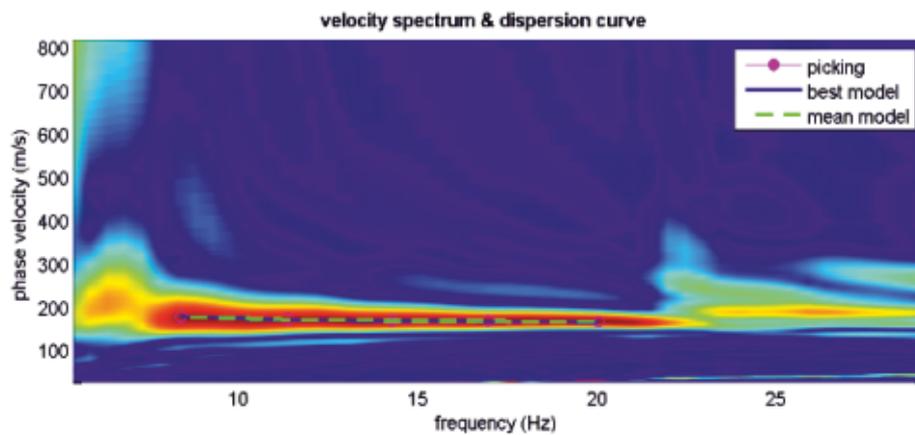
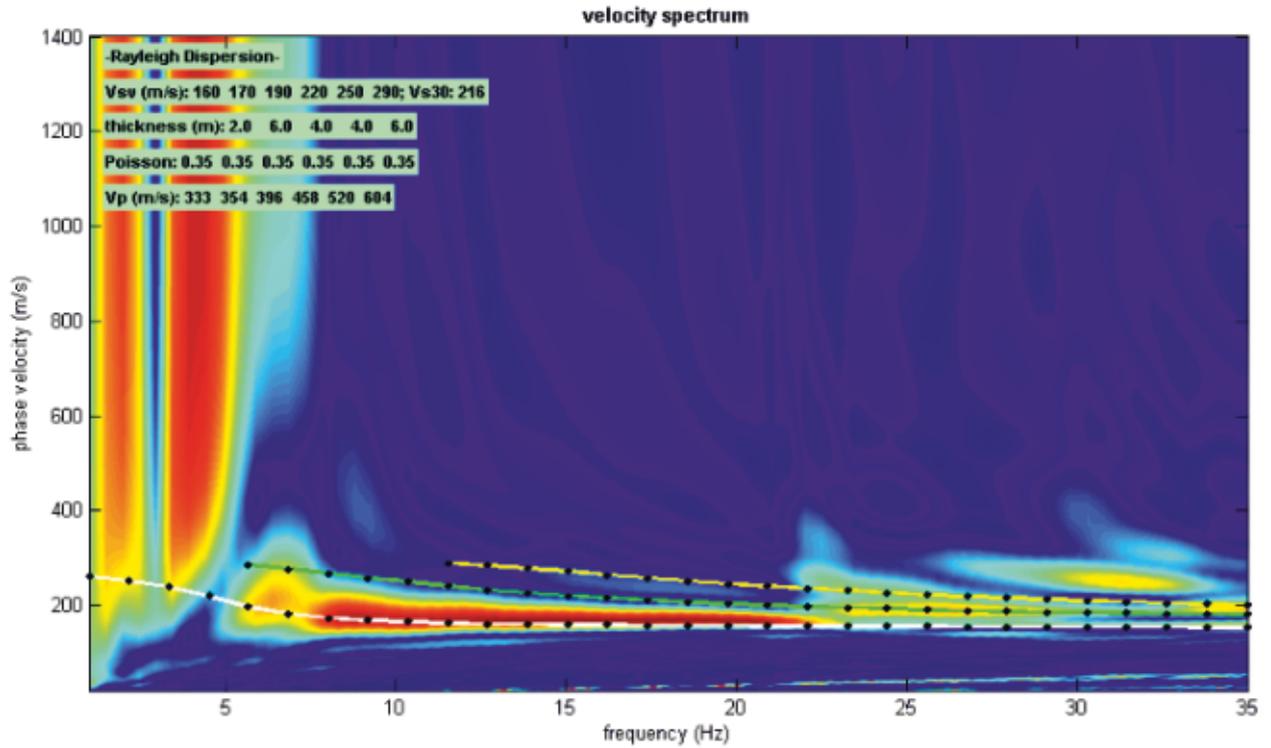
Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

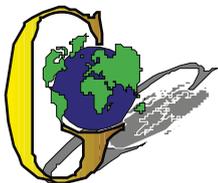
Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogrouppmodena.it - e-mail: info@geogrouppmodena.it

SPETTRO RELATIVO ALLE VELOCITA' DI FASE, REGISTRATE NEL DOMINIO DELLE FREQUENZE





GEO GROUP s.r.l.

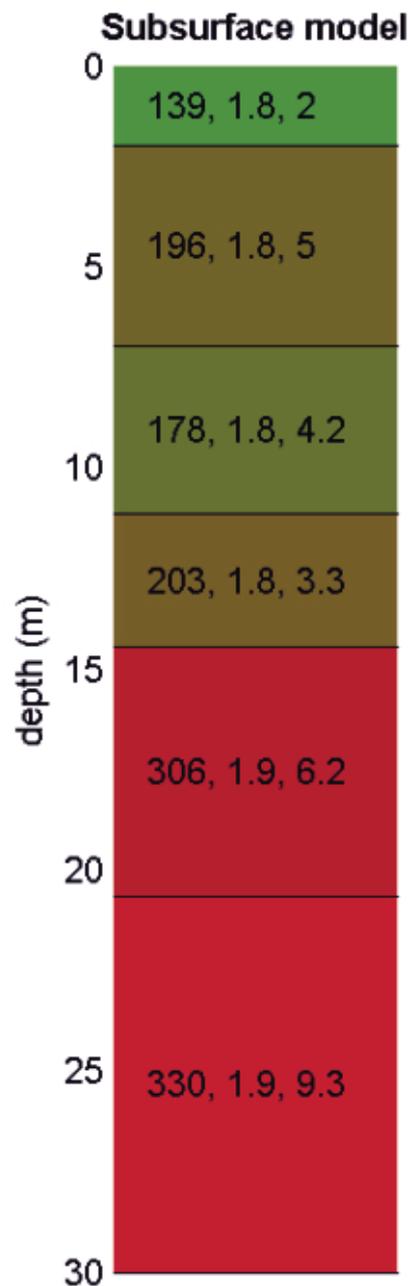
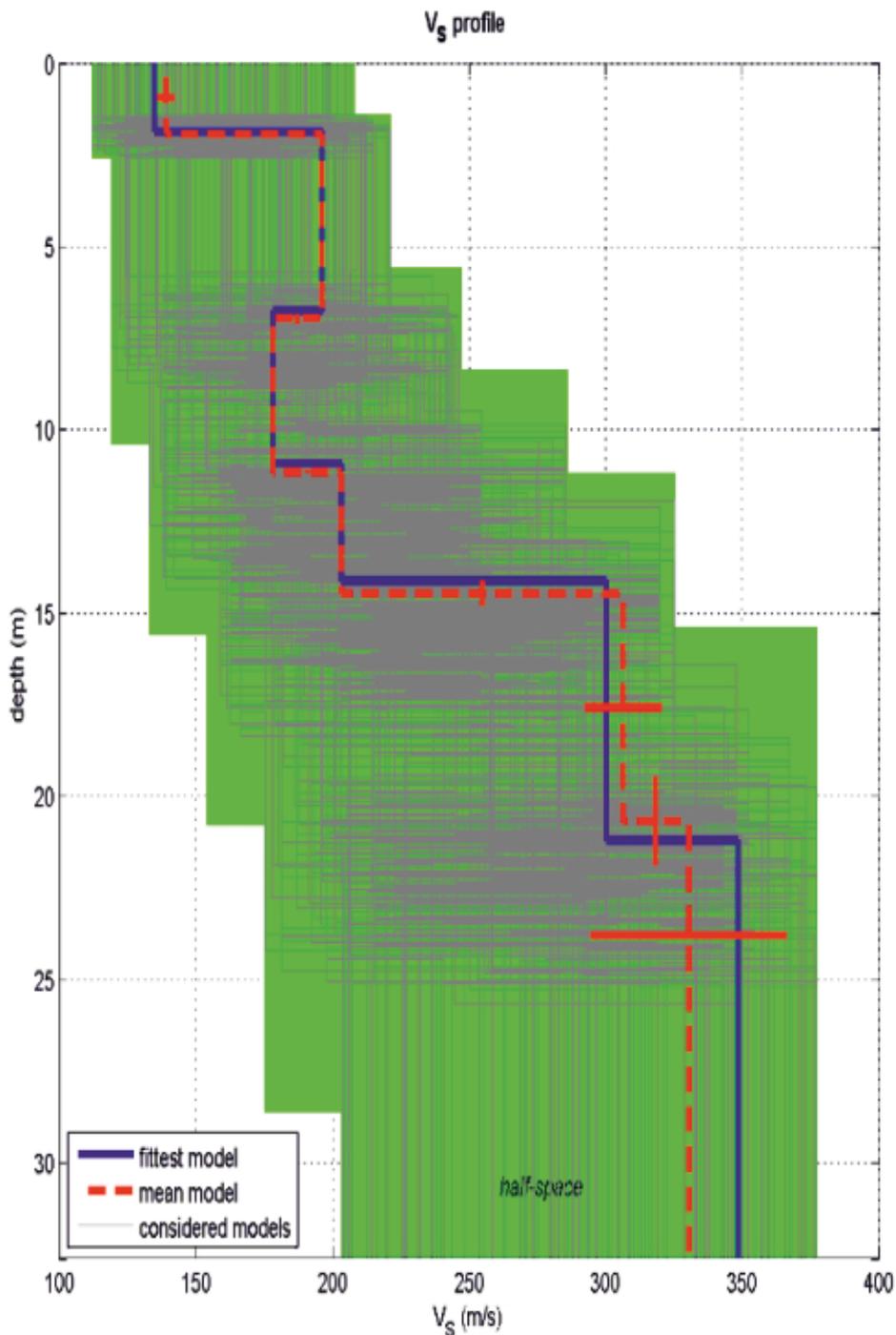
Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogrouppmodena.it - e-mail: info@geogrouppmodena.it

MODELLO Vs30 DERIVATO DALL'INDAGINE MASW ESEGUITA



BEST MODEL
Vs30 = 236 m/s

V _s	density	thickness
(m/s)	(gr/cm ³)	(m)

GEO GROUP s.r.l.

**Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche**

Indagine sismica HVSR

GEO GROUP s.r.l.

**Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche**

Hvsr 1



GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

Dati generali

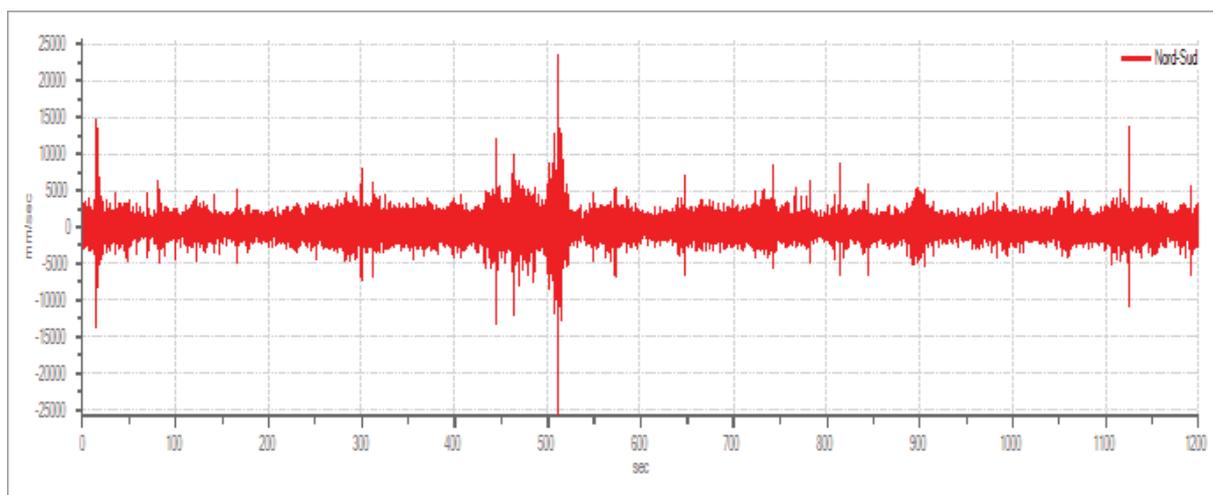
Nome progetto: Riferimento n°365_13
Committente: Comune di Soliera
Cantiere: Studio terreno di fondazione
Località: Soliera (MO), Via Donatori di Sangue
Operatore: Dott.ssa Erika Parmeggiani
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari
Data: 18/12/2013

Tracce in input

Dati riepilogativi:

Numero tracce: 3
Durata registrazione: 1200 s
Frequenza di campionamento: 300,00 Hz
Numero campioni: 360000
Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

Grafici tracce:



Traccia in direzione Nord-Sud



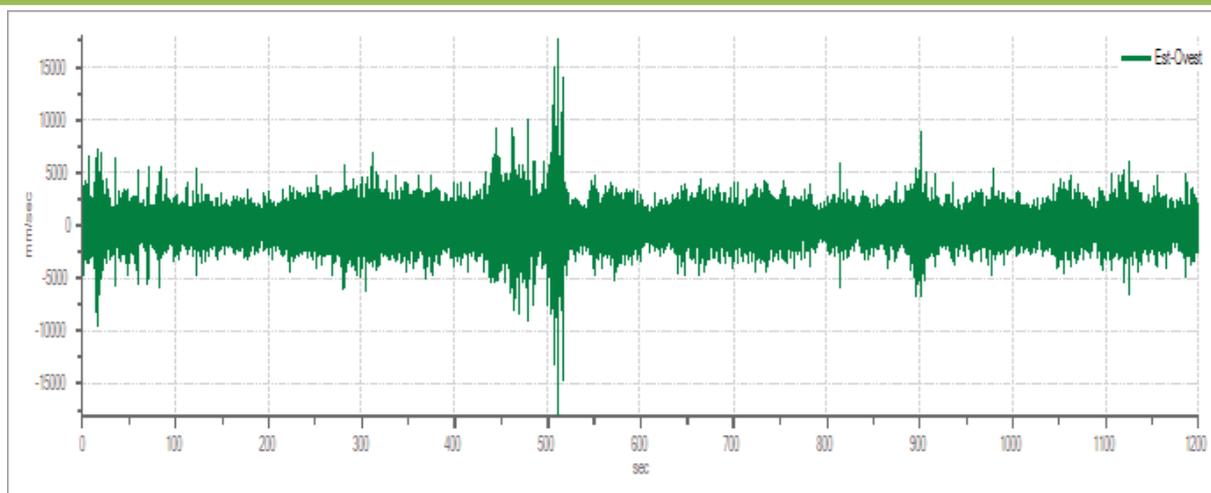
GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

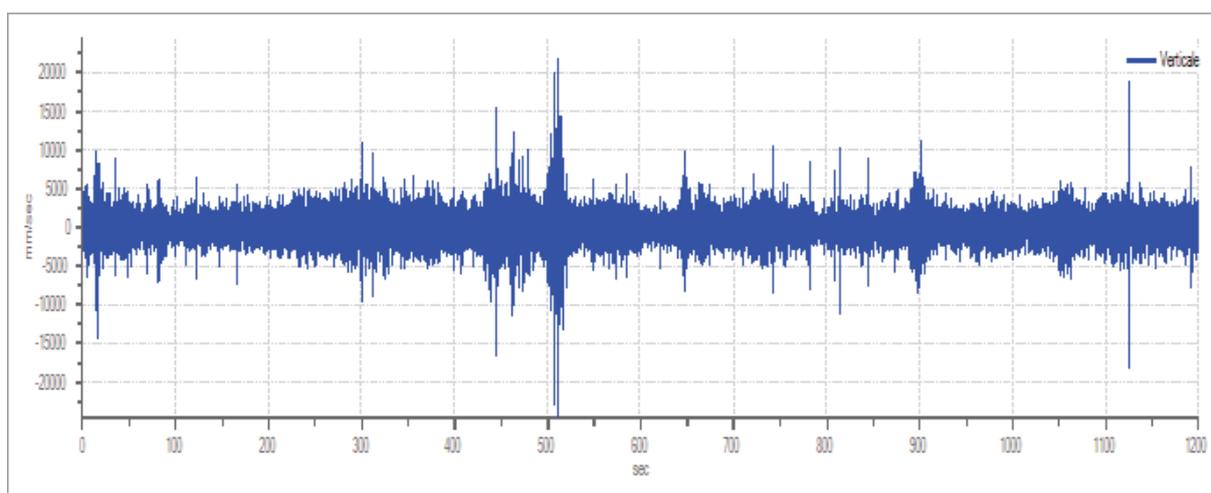
Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it



Traccia in direzione Est-Ovest



Traccia in direzione Verticale

Finestre selezionate

Dati riepilogativi:

Numero totale finestre selezionate: 54
Numero finestre incluse nel calcolo: 54
Dimensione temporale finestre: 20,000 s
Tipo di lisciamento: Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamento: 10,00 %
Coefficiente di banda: 40,00



GEO GROUP s.r.l.

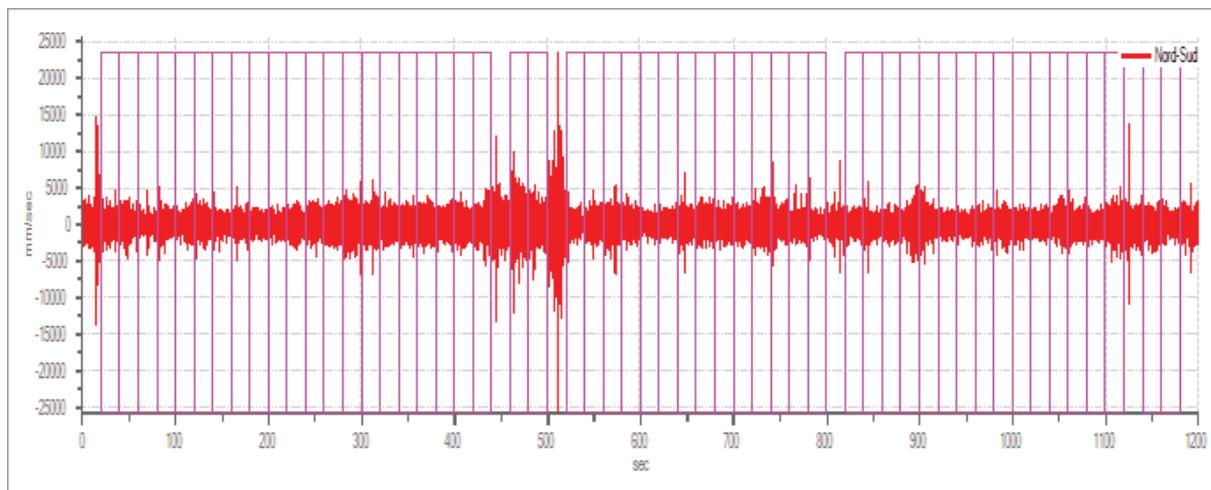
Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

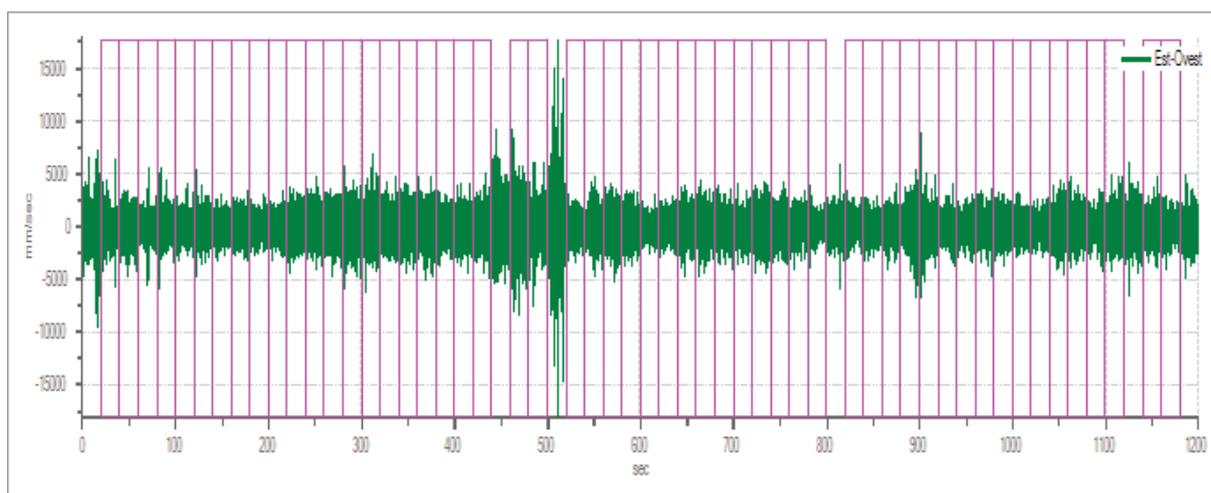
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

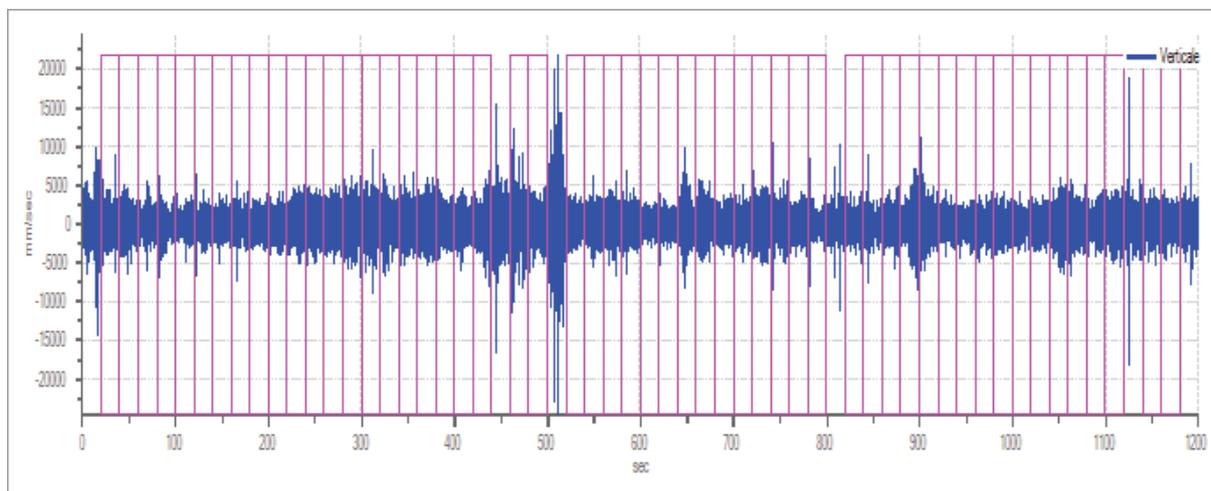
Grafici tracce con finestre selezionate:



Traccia e finestre selezionate in direzione Nord-Sud



Traccia e finestre selezionate in direzione Est-Ovest



Traccia e finestre selezionate in direzione Verticale



GEO GROUP s.r.l.

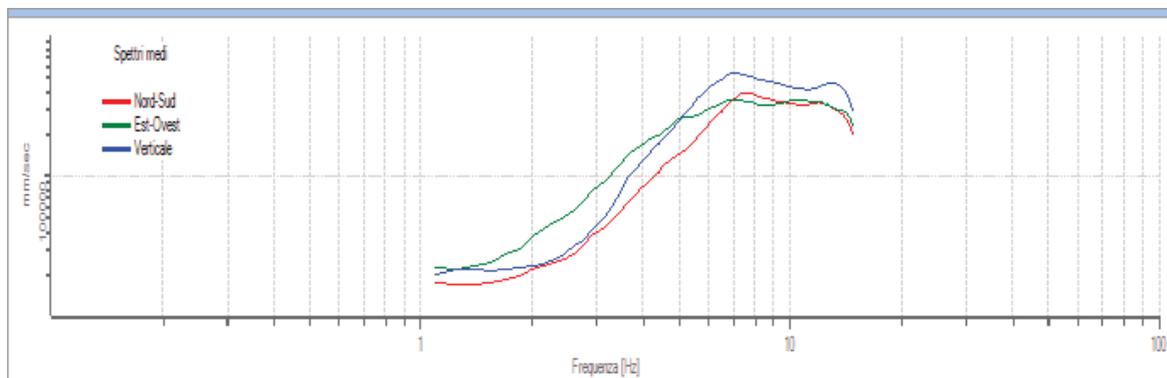
Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

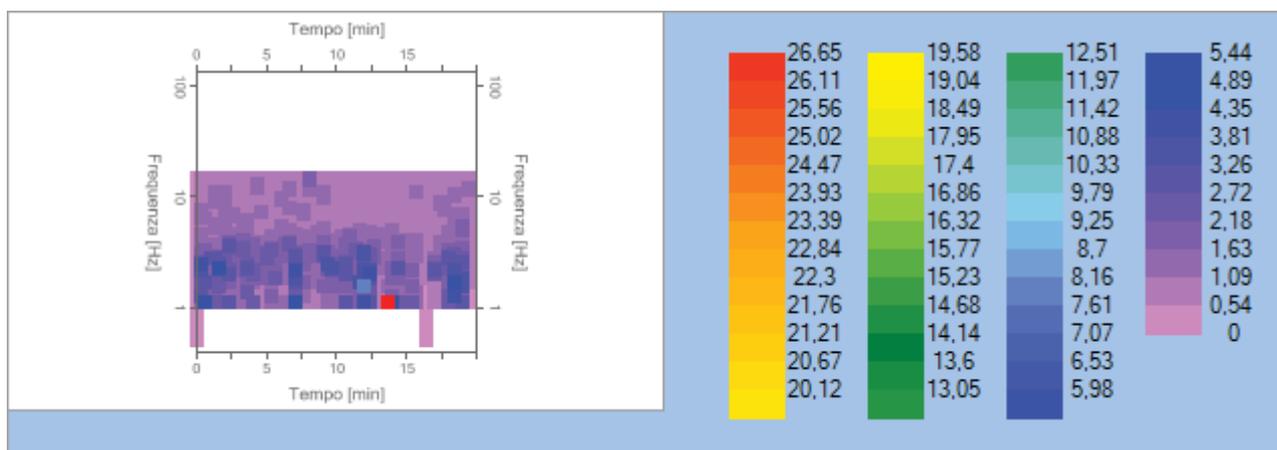
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

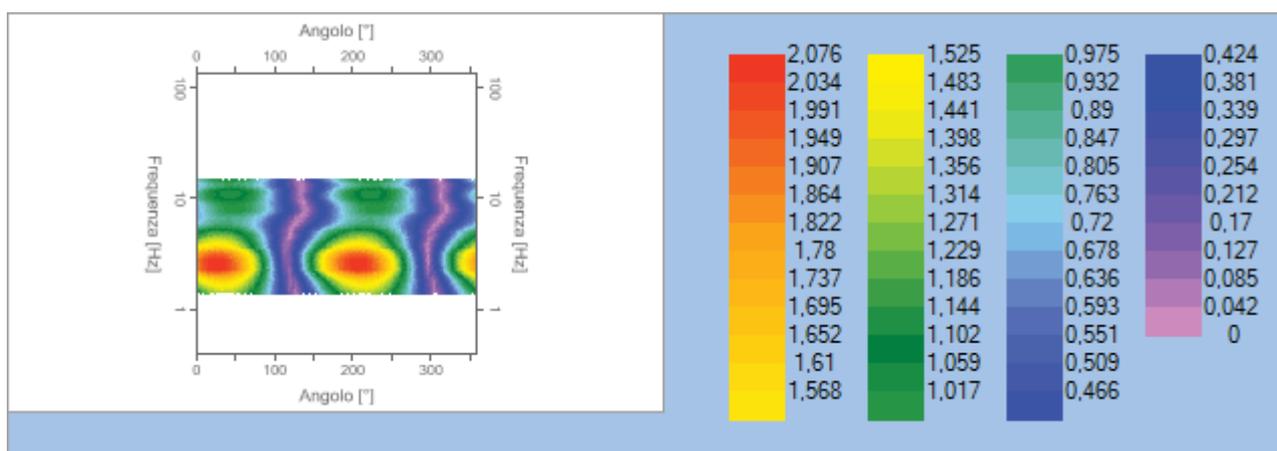
Grafici degli spettri



Spettri medi nelle tre direzioni



Mappa della stazionarietà degli spettri



Mappa della direzionalità degli spettri



GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

Rapporto spettrale H/V

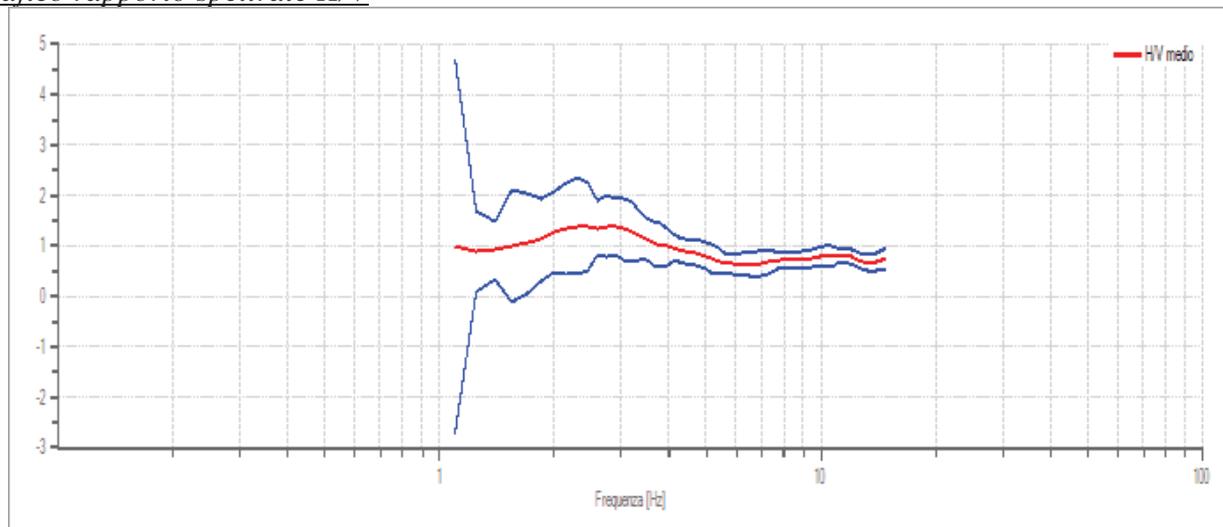
Dati riepilogativi:

Frequenza massima: 15,00 Hz
Frequenza minima: 0,50 Hz
Passo frequenze: 0,15 Hz
Tipo lisciamento: Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamento: 10,00 %
Tipo di somma direzionale: Media aritmetica

Risultati:

Nessuna frequenza caratteristica di sito.

Grafico rapporto spettrale H/V



Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

Verifiche SESAME:

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

GEO GROUP s.r.l.

**Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche**

Hvsr 2



GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

Dati generali

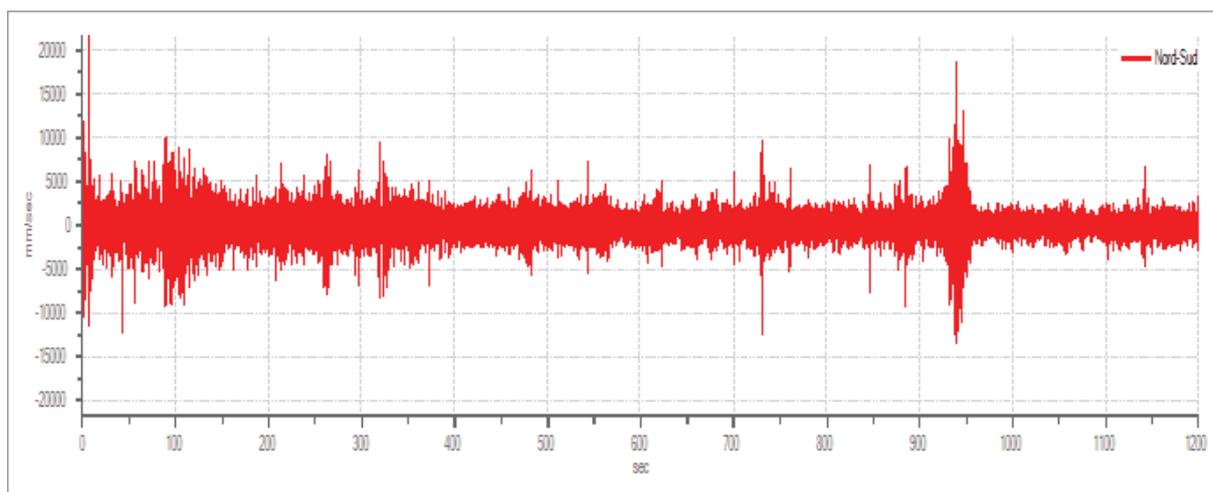
Nome progetto: Riferimento n°366_13
Committente: Comune di Soliera
Cantiere: Studio terreno di fondazione
Località: Soliera (MO), Via Donatori di Sangue
Operatore: Dott.ssa Erika Parmeggiani
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari
Data: 18/12/2013

Tracce in input

Dati riepilogativi:

Numero tracce: 3
Durata registrazione: 1200 s
Frequenza di campionamento: 300,00 Hz
Numero campioni: 360000
Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

Grafici tracce:



Traccia in direzione Nord-Sud



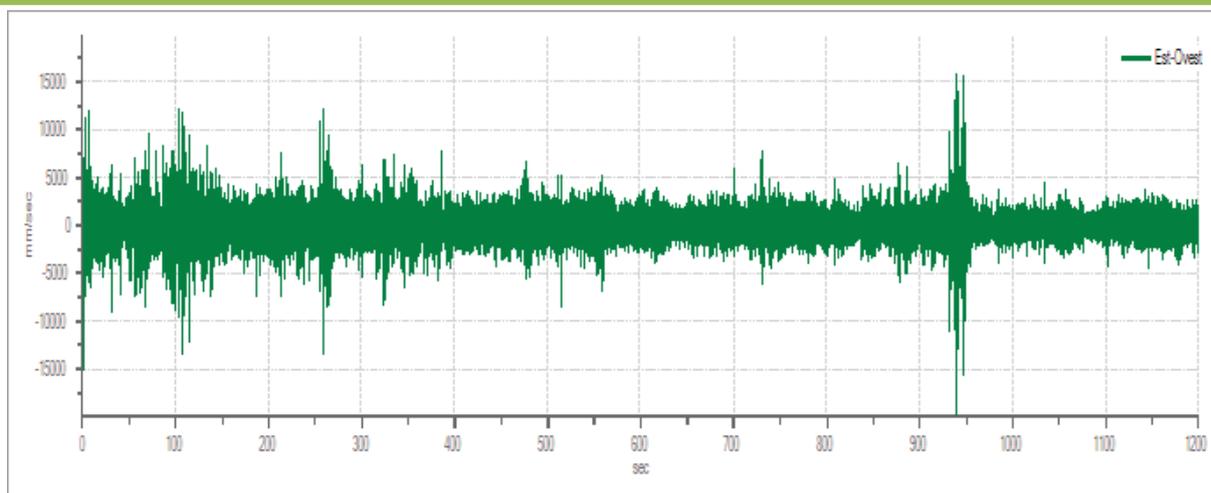
GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

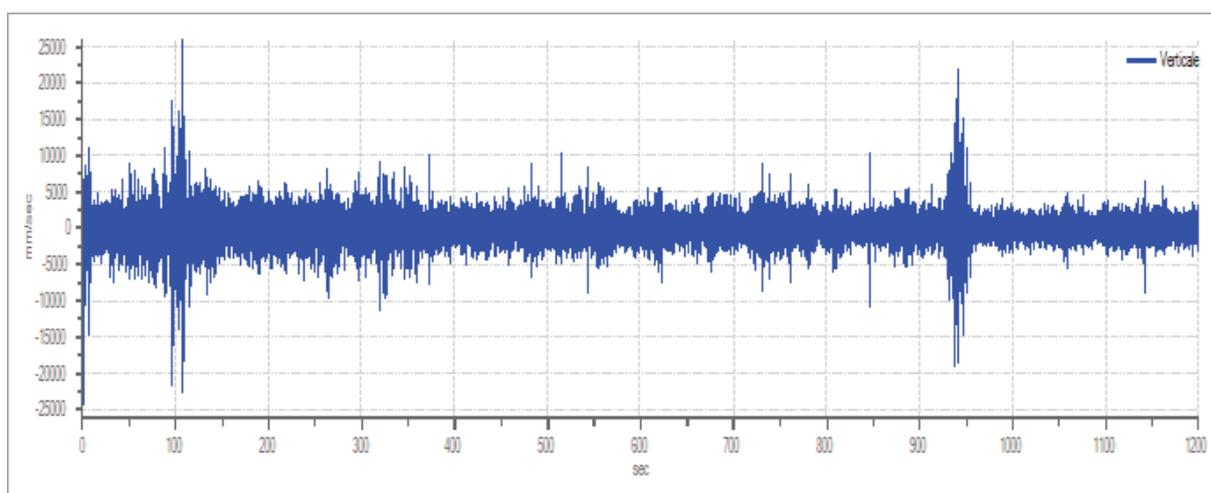
Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it



Traccia in direzione Est-Ovest



Traccia in direzione Verticale

Finestre selezionate

Dati riepilogativi:

Numero totale finestre selezionate: 55
Numero finestre incluse nel calcolo: 55
Dimensione temporale finestre: 20,000 s
Tipo di lisciamento: Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamento: 10,00 %
Coefficiente di banda: 40,00



GEO GROUP s.r.l.

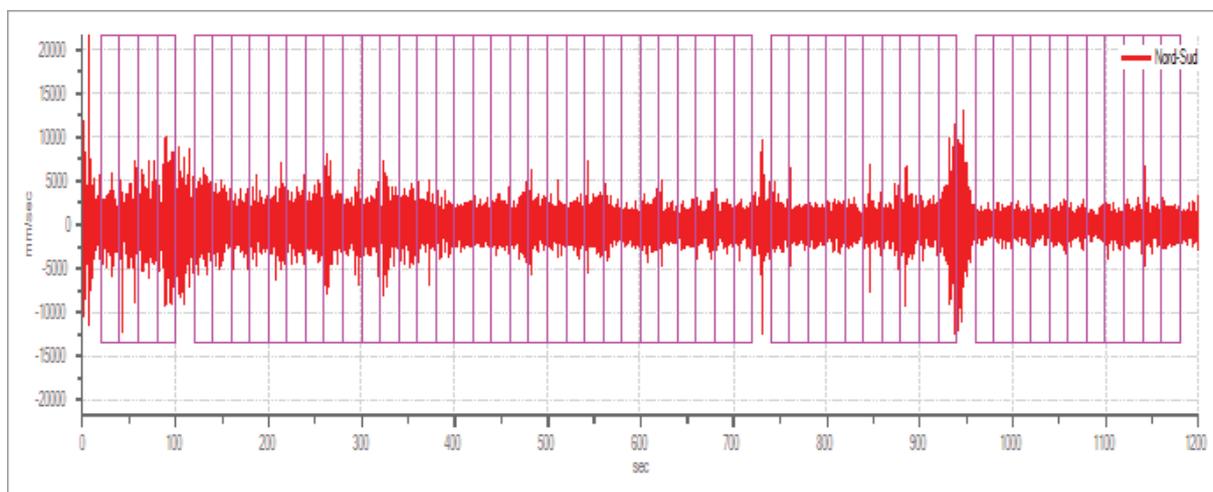
Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

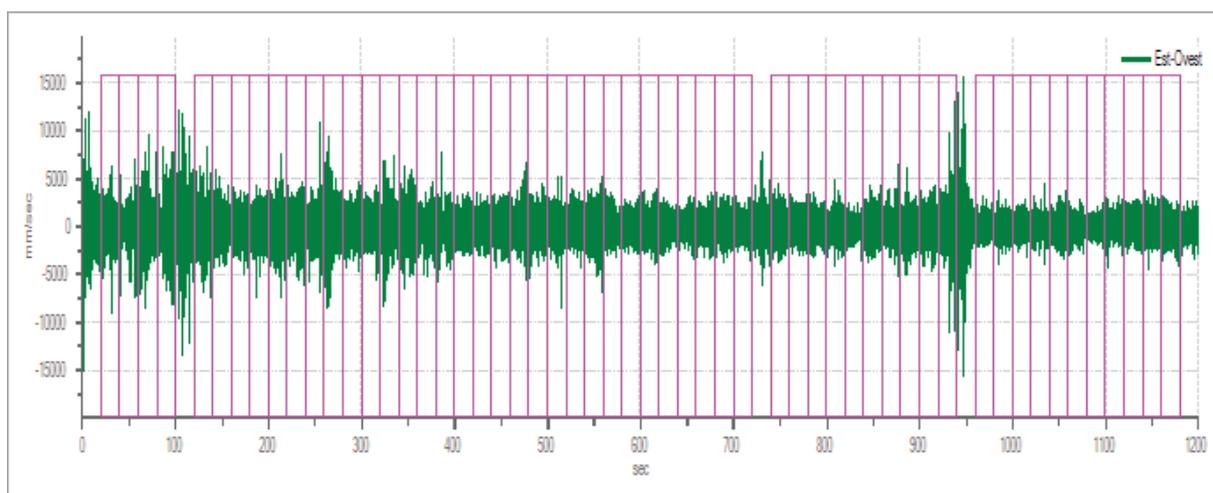
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

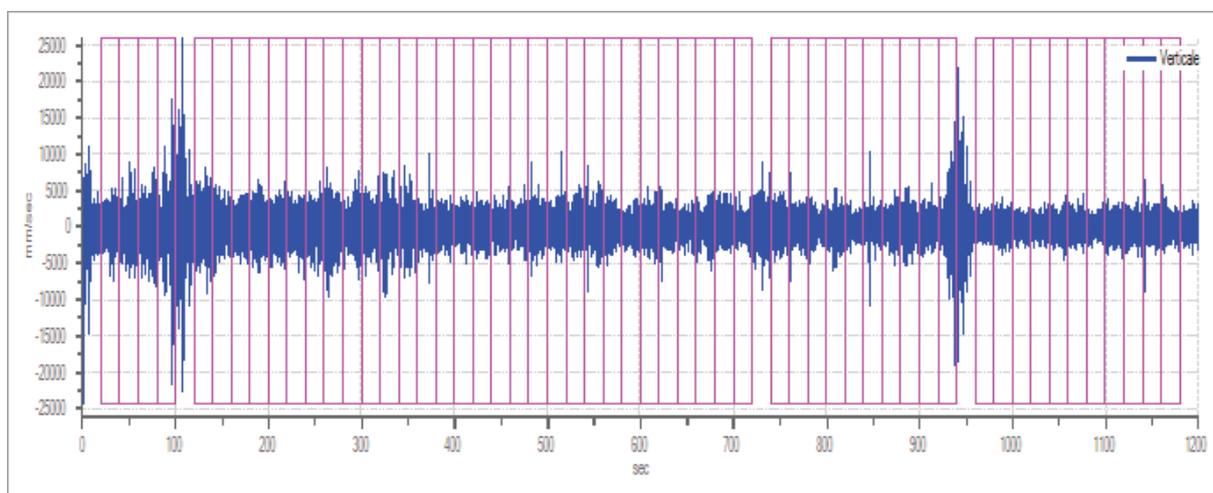
Grafici tracce con finestre selezionate:



Traccia e finestre selezionate in direzione Nord-Sud



Traccia e finestre selezionate in direzione Est-Ovest



Traccia e finestre selezionate in direzione Verticale



GEO GROUP s.r.l.

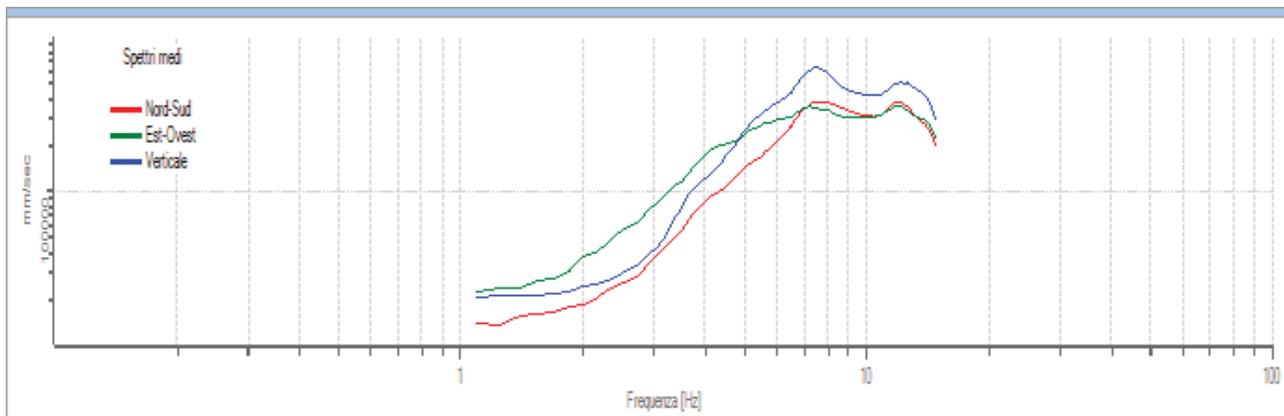
Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

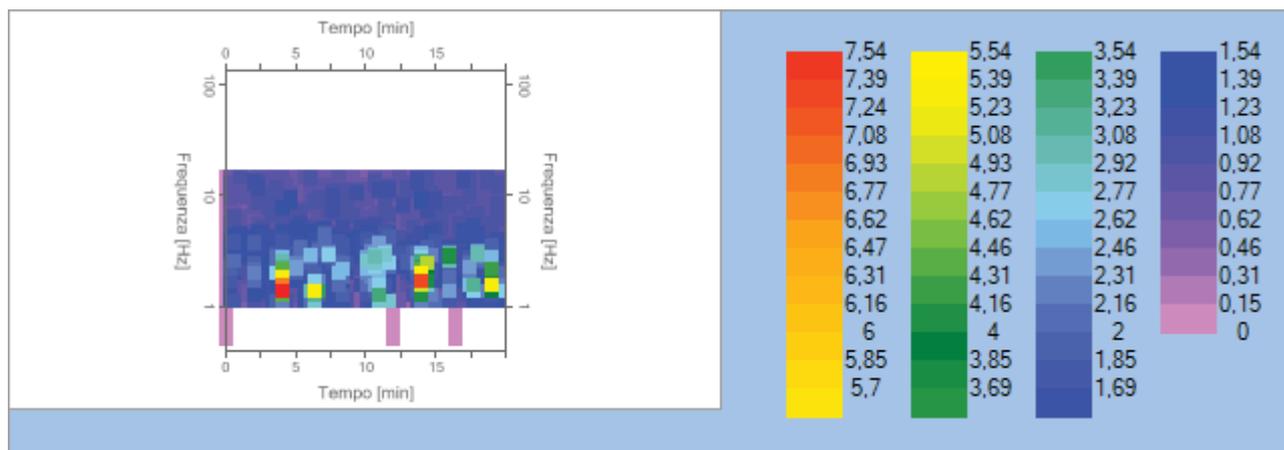
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

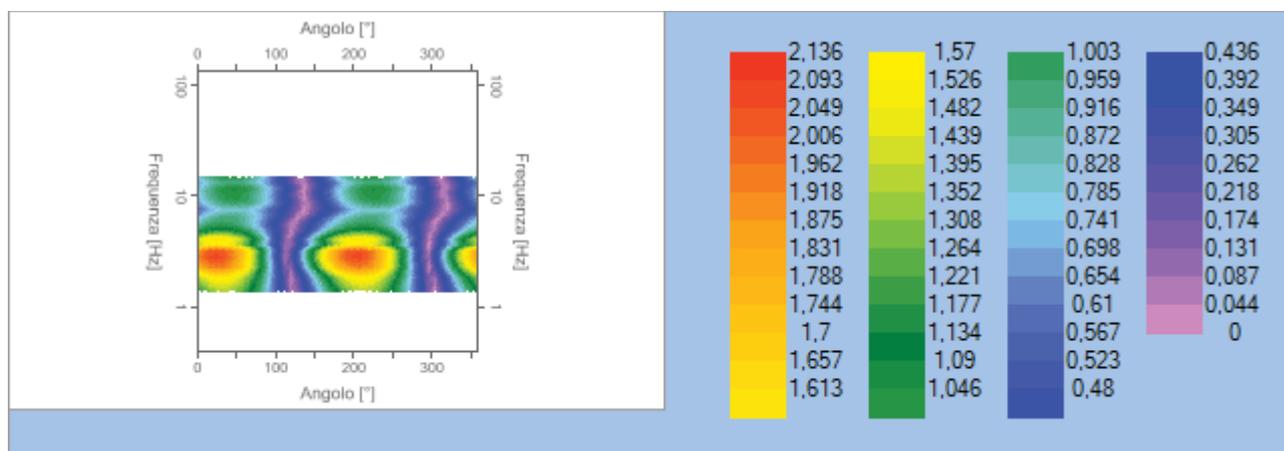
Grafici degli spettri



Spettri medi nelle tre direzioni



Mappa della stazionarietà degli spettri



Mappa della direzionalità degli spettri



GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

Rapporto spettrale H/V

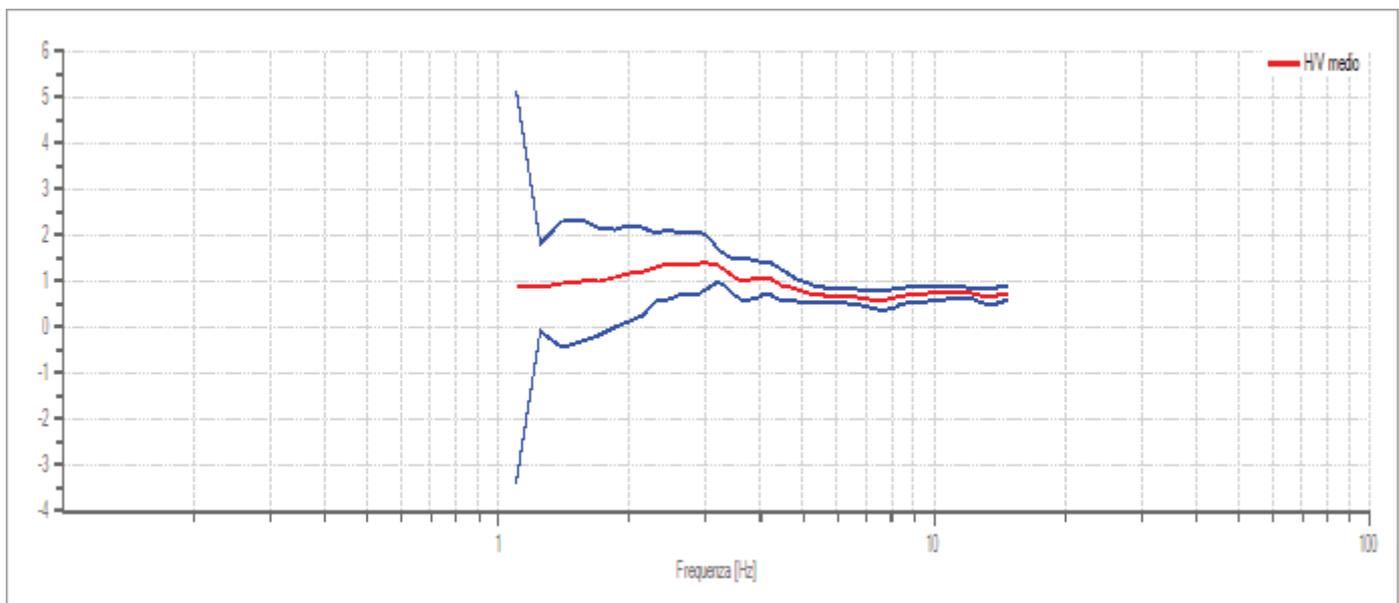
Dati riepilogativi:

Frequenza massima: 15,00 Hz
 Frequenza minima: 0,50 Hz
 Passo frequenze: 0,15 Hz
 Tipo lisciamento: Konno & Ohmachi
 Percentuale di lisciamento: 10,00 %
 Tipo di somma direzionale: Media aritmetica

Risultati:

Nessuna frequenza caratteristica di sito.

Grafico rapporto spettrale H/V



Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

Verifiche SESAME:

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

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 3

Verifica alla liquefazione



GEO GROUP S.R.L.

Cesare Costa, 182-Modena-0593967169

Committente: Comune di Soliera

Località: Soliera - Via Donatori di Sangue

Descrizione: Studio del terreno di fondazione

Note:

Sigla:

Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Robertson e Wride (1997)

Profondità (m)	qc(kg/cmq)	fs(kg/cmq)	Gamma(γ /mc)	Sforzo indotto dal sisma T(kg/cmq)	Resistenza alla liquefazione R(kg/cmq)	Coefficiente di sicurezza alla liquefazione Fs
0.4	10	1.07	1.8	0.177	0.094	10
0.6	12	0.8	1.8	0.177	0.101	10
0.8	10	0.8	1.8	0.176	0.126	
1	8	0.53	1.8	0.176	0.091	
1.2	8	0.47	1.8	0.176	0.084	
1.4	11	0.67	1.8	0.176	0.089	
1.6	19	0.93	1.8	0.175	0.197	10
1.8	16	1.13	1.8	0.175	0.093	
2	16	0.73	0.8	0.175	0.09	
2.2	12	0.53	0.8	0.18	0.079	
2.4	7	0.4	0.8	0.189	0.066	
2.6	16	0.8	0.8	0.197	0.085	
2.8	10	0.47	0.8	0.205	0.071	
3	8	0.33	0.8	0.211	0.066	
3.2	8	0.27	0.8	0.218	0.066	
3.4	9	0.33	0.8	0.224	0.067	
3.6	10	0.47	0.8	0.229	0.068	
3.8	8	0.67	0.8	0.234	0.064	
4	17	0.87	0.8	0.239	0.079	
4.2	13	0.67	0.8	0.243	0.071	
4.4	8	0.4	0.8	0.247	0.063	
4.6	11	0.47	0.8	0.251	0.067	
4.8	12	0.6	0.8	0.254	0.068	
5	11	0.47	0.8	0.257	0.066	
5.2	8	0.4	0.8	0.26	0.061	
5.4	10	0.33	0.8	0.263	0.064	
5.6	10	0.33	0.8	0.266	0.063	
5.8	9	0.6	0.8	0.268	0.062	
6	11	0.53	0.8	0.271	0.064	
6.2	10	0.4	0.8	0.273	0.062	
6.4	11	0.67	0.8	0.275	0.063	
6.6	12	0.47	0.8	0.277	0.064	
6.8	10	0.8	0.8	0.279	0.062	
7	12	0.2	0.8	0.281	0.064	
7.2	11	0.4	0.8	0.282	0.062	
7.4	9	0.53	0.8	0.284	0.06	
7.6	19	0.27	0.8	0.285	0.104	0.71
7.8	15	0.4	0.8	0.287	0.066	
8	9	0.33	0.8	0.288	0.059	
8.2	9	0.4	0.8	0.289	0.059	
8.4	10	0.53	0.8	0.29	0.06	
8.6	12	0.67	0.8	0.291	0.062	
8.8	11	0.53	0.8	0.292	0.06	

07/01/2014

GEO GROUP S.R.L.
via C. Costa, 182 - 41100 MODENA
P. IVA 02981500362

**GEO GROUP S.R.L.**

Cesare Costa, 182-Modena-0593967169

Profondità (m)	qc(kg/cmq)	fs(kg/cmq)	Gamma(t/mc)	Sforzo indotto dal sisma T(kg/cmq)	Resistenza alla liquefazione R(kg/cmq)	Coefficiente di sicurezza alla liquefazione Fs
9	12	0.53	0.8	0.293	0.061	
9.2	8	0.6	0.8	0.294	0.057	
9.4	17	0.93	0.8	0.294	0.065	
9.6	18	0.93	0.8	0.294	0.066	
9.8	16	0.8	0.8	0.293	0.064	
10	10	0.6	0.8	0.293	0.059	
10.2	11	0.6	0.8	0.292	0.059	
10.4	10	0.47	0.8	0.291	0.058	
10.6	9	0.33	0.8	0.291	0.057	
10.8	9	0.4	0.8	0.29	0.057	
11	10	0.4	0.8	0.289	0.058	
11.2	8	0.4	0.8	0.288	0.056	
11.4	8	0.07	0.8	0.288	0.056	
11.6	19	0.6	0.8	0.287	0.064	
11.8	14	0.6	0.8	0.286	0.06	
12	12	0.8	0.8	0.285	0.059	
12.2	13	0.6	0.8	0.284	0.059	
12.4	16	0.6	0.8	0.283	0.061	
12.6	12	0.6	0.8	0.282	0.058	
12.8	10	0.67	0.8	0.281	0.057	
13	16	0.8	0.8	0.28	0.061	
13.2	11	0.4	0.8	0.278	0.057	
13.4	11	0.47	0.8	0.277	0.057	
13.6	9	0.33	0.8	0.276	0.056	
13.8	8	0.47	0.8	0.275	0.055	
14	18	0.47	0.8	0.274	0.062	
14.2	20	0.8	0.8	0.272	0.063	
14.4	14	0.47	0.8	0.271	0.059	
14.6	16	0.47	0.8	0.27	0.06	
14.8	7	0.53	0.8	0.269	0.054	
15	8	0.53	0.9	0.267	0.055	
15.2	9	0.47	0.9	0.266	0.055	
15.4	14	0.8	0.9	0.264	0.058	
15.6	15	1	0.9	0.262	0.059	
15.8	17	1.13	0.9	0.261	0.06	
16	22	1.2	0.9	0.259	0.063	
16.2	24	1.33	0.9	0.258	0.063	
16.4	23	1.33	0.9	0.256	0.063	
16.6	24	1.33	0.9	0.255	0.063	
16.8	29	1.8	0.9	0.253	0.066	
17	25	1.47	0.9	0.251	0.063	
17.2	23	1.33	0.9	0.25	0.062	
17.4	32	1.73	0.9	0.248	0.067	
17.6	34	2.13	0.9	0.246	0.068	
17.8	30	1.73	0.9	0.245	0.065	
18	23	1.4	0.9	0.243	0.062	
18.2	21	1.47	0.9	0.241	0.061	
18.4	22	1.27	0.9	0.24	0.061	
18.6	19	1.47	0.9	0.238	0.059	

07/01/2014

GEO GROUP s.r.l.
via C. Costa, 182 - 41100 MODENA
P. IVA 02981500362



GEO GROUP S.R.L.

Cesare Costa, 182-Modena-0593967169

Profondità (m)	q_c (kg/cmq)	f_s (kg/cmq)	Gamma(t/mc)	Sforzo indotto dal sisma T(kg/cmq)	Resistenza alla liquefazione R(kg/cmq)	Coefficiente di sicurezza alla liquefazione F_s
18.8	22	1.13	0.9	0.236	0.061	
19	29	1.93	1	0.235	0.064	
19.2	31	0.4	1	0.233	0.065	
19.4	28	1.73	1	0.231	0.063	
19.6	31	1.73	1	0.229	0.064	
19.8	24	1.8	1	0.227	0.061	
20	24	1.8	1	0.225	0.061	

Profondità tetto falda(m): 2

Profondità base falda(m): 20

Accelerazione sismica di progetto(g)= 0.273

Magnitudo di riferimento= 6.14

Indice di liquefazione=0.4 rischio basso

Fattore di correzione della magnitudo MSF: 1.94

$F_s = MSF \times R / T$

07/01/2014

GEO GROUP s.r.l.
via C. Costa, 182 - 41100 MODENA
P. IVA 02981500362



GEO GROUP S.R.L.

Cesare Costa, 182-Modena-0593967169

Committente: Comune di Soliera

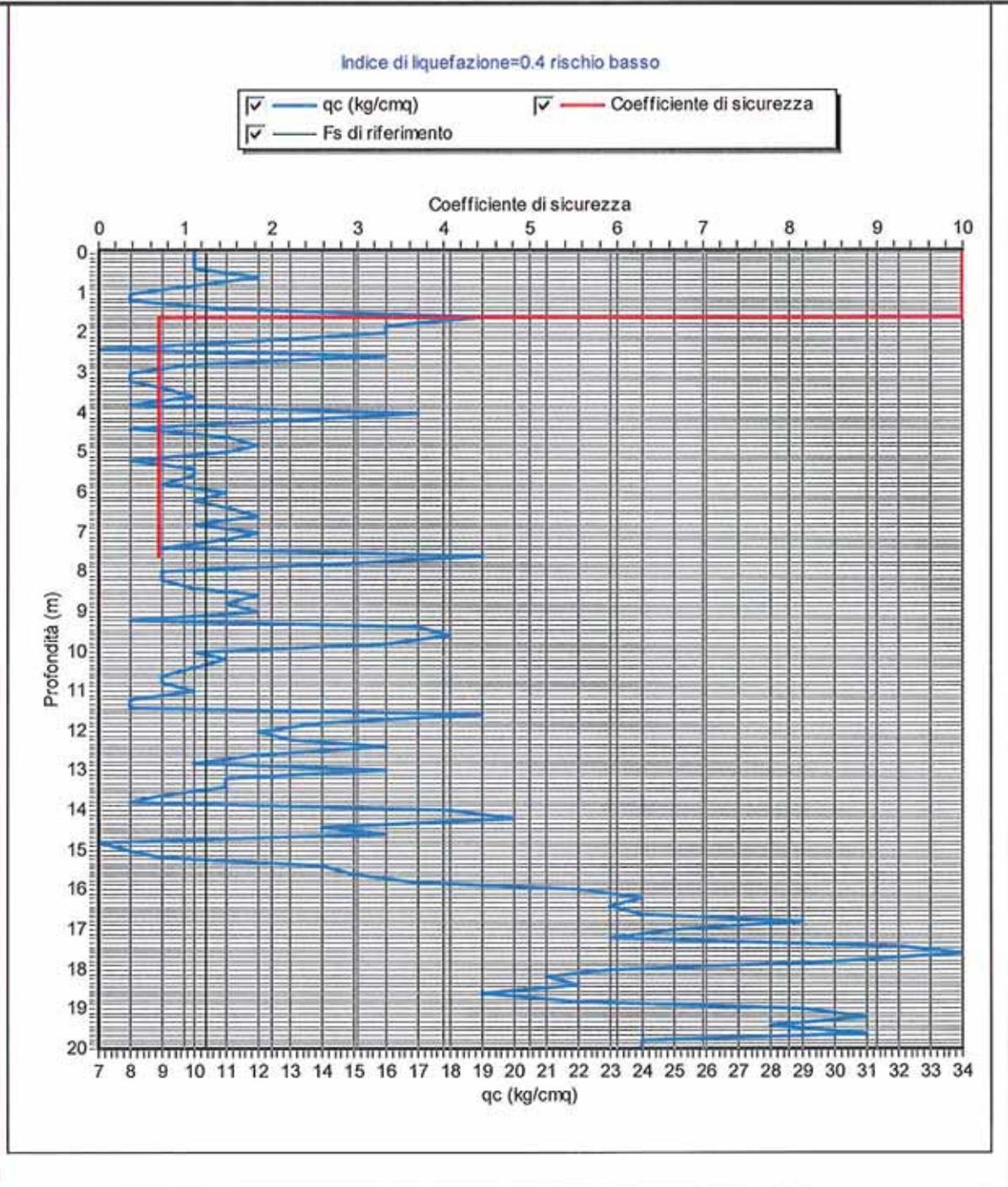
Località: Soliera - Via Donatori di Sangue

Descrizione: Studio del terreno di fondazione

Note:

Sigla:

Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Robertson e Wride (1997)



Certificato n. del 07/01/2014

Firma:

GEO GROUP s.r.l.
via C. Costa, 182 - 41100 MODENA
P. IVA 02981500362