

COMUNE DI CARPI

PROVINCIA DI MODENA

RELAZIONE GEOLOGICA

inerente alla caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1 NTC 2018);

RELAZIONE GEOTECNICA

Relativa alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione geotecnica a supporto della progettazione strutturale (6.2.2. NTC 2018) nonché relativa alla verifica delle opere di fondazione (6.4.NTC 2018);

ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

Relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), Risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018).



OGGETTO

Caratterizzazione geologica geotecnica e sismica a supporto del progetto di realizzazione del nuovo gattile dell'Unione Terre d'Argine, sito in via I. Martinelli nel Comune di Carpi (Mo).

Rif. n. 292/2020

Giugno 2020



Dott. Geol. Pier Luigi Dallari



GEO GROUP s.r.l.
UFFICI: via Per Modena, 12 - 41051 Castelnuovo R. (MO)
SEDE LEGALE: via C. Costa, 182 - 41123 Modena (MO)
tel. 059/3967169; 059/828367 - p. Iva e C.F.02981500362
Email: info@geogroupmodena.it Pec: geo_group@winpec.it Sito:
www.geogroupmodena.it



COMUNE DI CARPI

PROVINCIA DI MODENA

RELAZIONE GEOLOGICA

inerente alla caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1 NTC 2018)

RELAZIONE GEOTECNICA

Relativa alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione geotecnica a supporto della progettazione strutturale (6.2.2. NTC 2018) nonché relativa alla verifica delle opere di fondazione (6.4.NTC 2018)

ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

Relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), Risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018)

OGGETTO

Caratterizzazione geologica geotecnica e sismica a supporto del progetto di realizzazione del nuovo gattile dell'Unione Terre d'Argine, sito in via I. Martinelli nel Comune di Carpi (Mo).

Rif. n. 292/2020



UFFICI: via Per Modena, 12 - 41051 Castelnuovo R. (MO)
SEDE LEGALE: via C.Costa,182 - 41123 Modena (MO)
tel. 059/3967169; 059/828367 - p. Iva e C.F.02981500362

Email: info@geogroupmodena.it Pec: geo.group@winpec.it Sito: www.geogroupmodena.it



INDICE DEL CONTENUTO

1	PREMESSE.....	4
2	INQUADRAMENTO GENERALE.....	5
2.1	Inquadramento geografico	5
2.1	Elementi geologici e geomorfologici	6
2.2	Inquadramento sismico.....	7
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	8
3.1	Indagini Geotecniche	8
3.1.1	Prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT.....	8
3.2	Indagini Geofisiche	9
3.2.1	Indagine sismica passiva a stazione singola (analisi HVSR)	9
3.2.2	Indagine sismica attiva con metodo MASW	9
4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	11
4.1	Pericolosità sismica di base	11
4.2	Categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 NTC2018).....	13
4.3	Azione sismica e risposta sismica del sito – Approccio semplificato	14
5	MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO.....	15
5.1	Caratteristiche litostratigrafiche del terreno	15
5.2	Modello geotecnico del sottosuolo.....	16
5.3	Tipologia di fondazioni e calcolo della capacità portante	17
5.3.1	Verifica nei confronti degli SLU (6.4 NTC 2018)	18
5.3.2	Verifica dei cedimenti	19
5.3.3	Modulo di sottofondo	19
5.4	Stabilità nei confronti della liquefazione (§ A2.2. DGR 630/2019)	20
6	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	22

TAVOLE

Tav. n. 1: "Carta Corografica"	scala 1: 25.000;
Tav. n. 2: "Carta Topografica"	scala 1: 5.000;
Tav. n. 3: "Ripresa Satellitare"	scala 1: 5.000;
Tav. n. 4: "Ubicazione indagini"	scala 1: 1.000.

ALLEGATI

- ALL. n. 1** Prove penetrometriche statiche CPT;
- ALL. n. 2** Verifiche geotecniche;
- ALL. n. 3** Indagini sismiche;
- ALL. n. 4** Verifica alla liquefazione.

1 PREMESSE

Nel mese di giugno 2020 è stato eseguito il presente studio geologico, geotecnico e sismico inerente al progetto di realizzazione di un nuovo gattile, sito in via I Martinelli, nel Comune di Carpi (MO) (Fig.1.1).



Fig.1.1 - Ubicazione del sito in studio – Comune di Carpi.

La presente relazione fa riferimento alle disposizioni normative contenute in:

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 – D.M. 17/01/2018;
- DGR 630/2019.

2 INQUADRAMENTO GENERALE

2.1 Inquadramento geografico

L'area in esame è collocata in ambiente di pianura, all'interno del territorio comunale della città di Carpi (Provincia di Modena) (Fig.2.1). Le coordinate specifiche dell'area sono le seguenti:

SITO IN ESAME	
COORDINATE GEOGRAFICHE	
LATITUDINE	LONGITUDINE
44.816606	10.900969

Per un completo inquadramento geografico dell'area si rimanda dalla cartografia allegata alla presente relazione, in particolare alla "Carta corografica", alla scala 1: 25.000 (tav. n. 1), "Carta topografica", alla scala 1: 5.000 (tav. n. 2) e alla "Ripresa satellitare" alla scala 1: 5.000 (tav. n. 3).

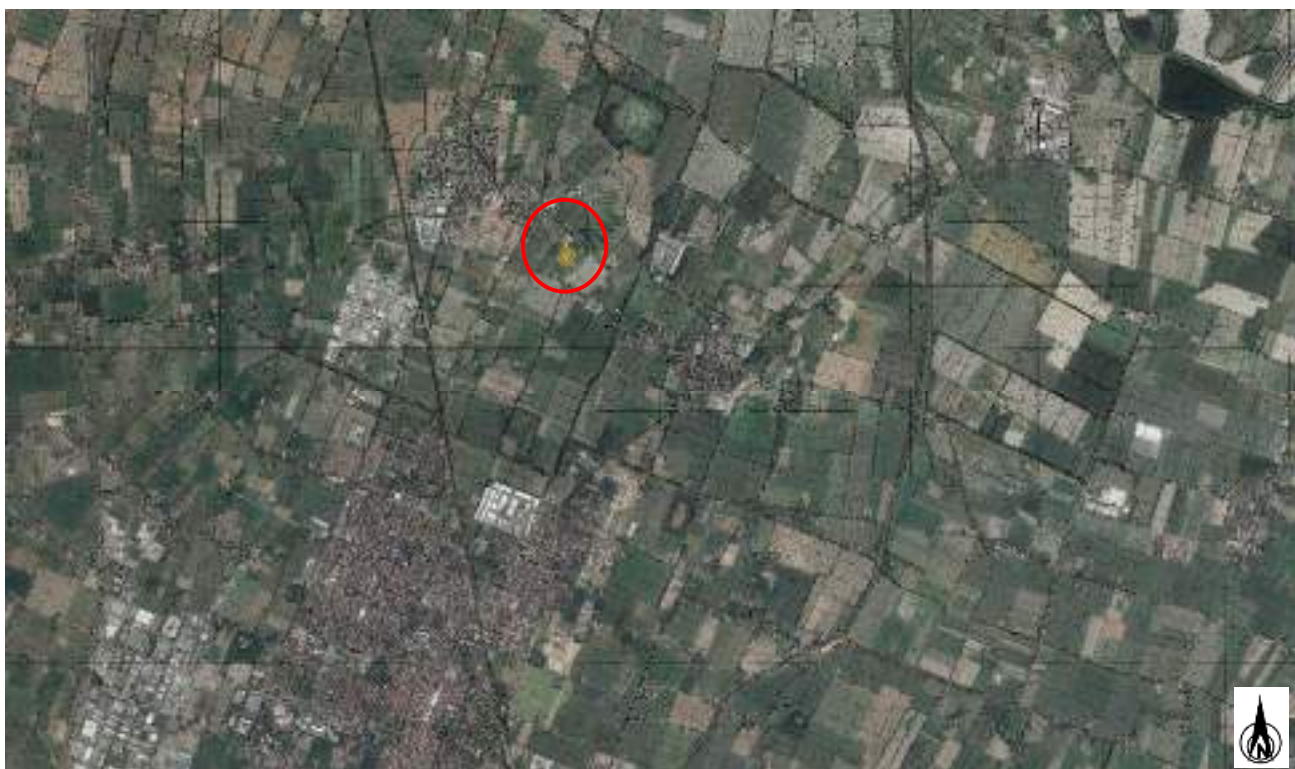


Fig.2.1 - Ubicazione del sito in studio a nord del Comune di Carpi.

2.1 Elementi geologici e geomorfologici

Dalla consultazione della “Carta geologico – tecnica” dello studio di Microzonazione Sismica del Comune di Carpi, si evidenzia come l’area in studio sia caratterizzata da sabbie limose, miscela di sabbia e limo di argine/barre /canali (**SMes**) (Fig. 2.2).

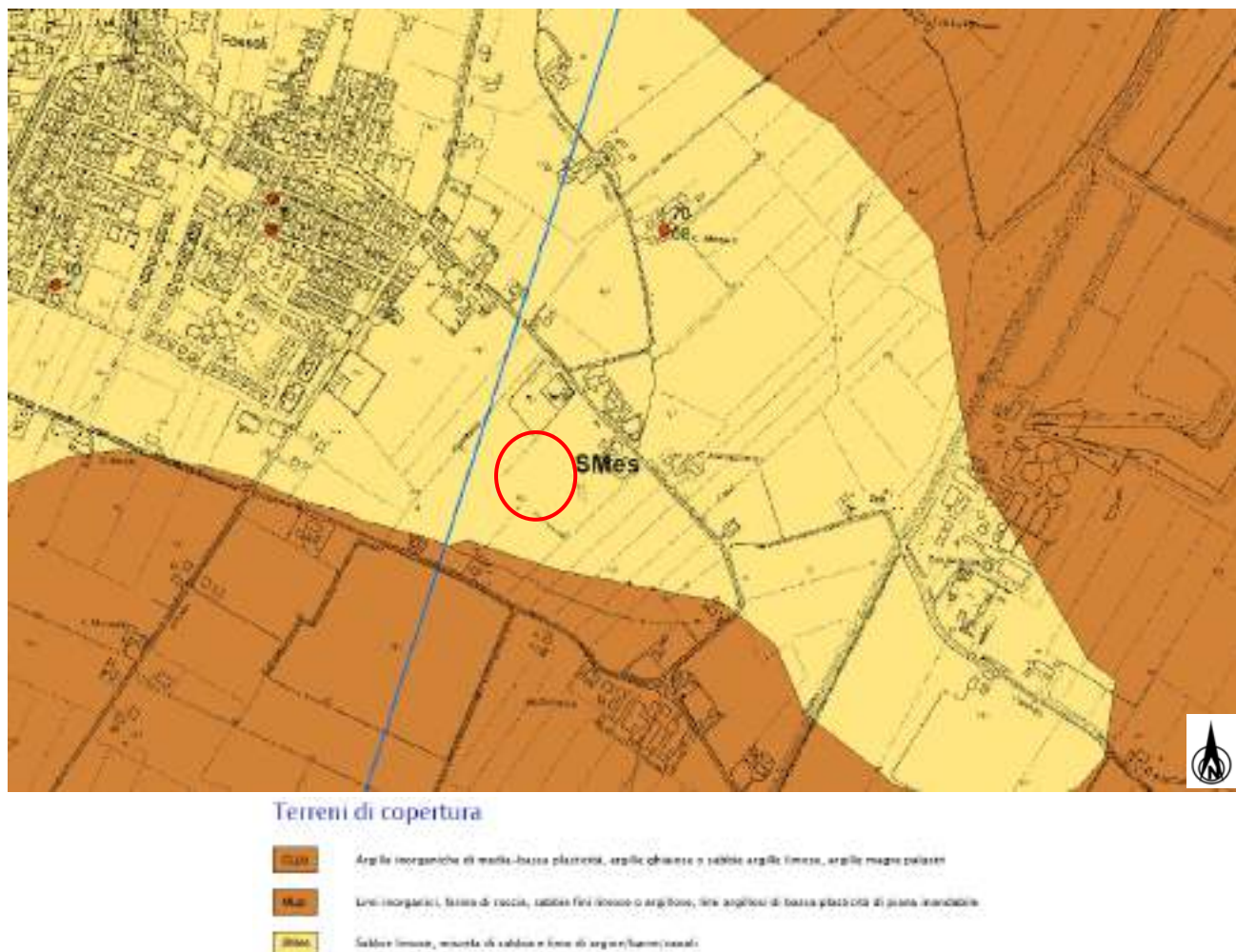
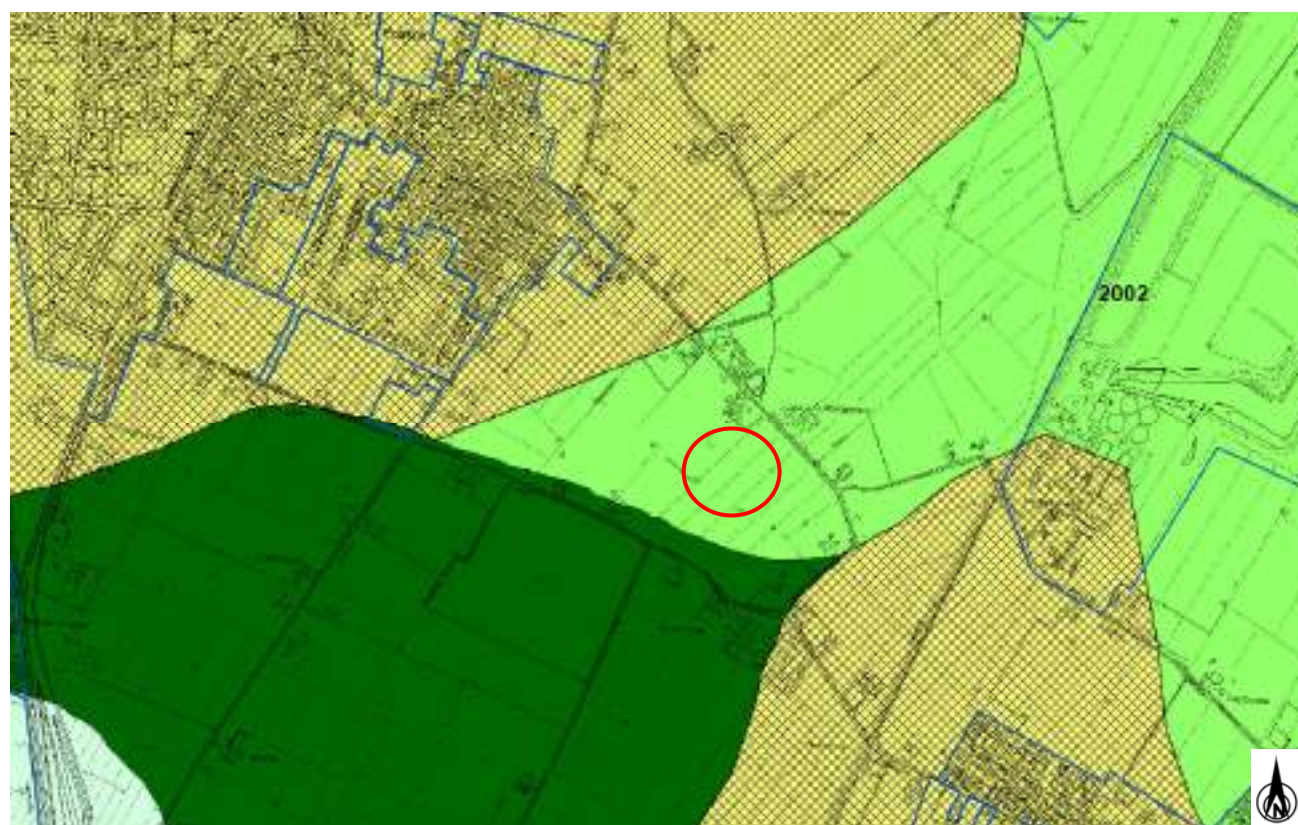


Fig.2.2 – Estratto della “Carta geologico-tecnica” – Microzonazione Sismica del Comune di Carpi – Tav. n. 2.







2.2 Inquadramento sismico

A supporto dell'analisi sismica e della valutazione della stabilità del sito, successivamente descritta nei paragrafi seguenti, per quel che concerne i fenomeni co-sismici è stata preliminarmente consultata la cartografia relativa allo studio di Microzonazione sismica del Comune di Crapi.

L'area in studio si colloca in corrispondenza di una microzona stabile suscettibile di amplificazione locale, in particolare ricade nella **zona 2002** caratterizzata da argille e argille limose (con radi strati sabbiosi) sovrastate da un orizzonte superficiale limo-sabbioso (Fig. 2.3).



Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

-  Zona 1—Assenza di strati di argille e argille limose con strati di limi, limi sabbiosi e sabbie limose (edimenti di provenienza appenninica)
-  Zona 2— Argille e argille limose (con radi strati sabbiosi) sovrastate da un orizzonte superficiale limo-sabbioso
-  Zona 3—Argille e limi prevalentemente (con radi strati sabbiosi) fino ad almeno 25-40 m di profondità, sovrastati da spessi sabbie
-  Zona 4—Peltri prevalenti (con radi strati sabbiosi) fino a meno 20-30 m di profondità
-  Zona 5—Argille e limi fino 5-10 m di profondità. Sabbie prevalenti tra 5-20 m di profondità
-  Zona 6—Assenza tra strati melnici/pluvetrici sabbiosi e strati melnici/pluvetrici pelnici

Zone suscettibili di instabilità

-  Liquefazione

Fig.2.3 – Estratto della “Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica” – Microzonazione Sismica del Comune di Crapi - Tavola n 2.

3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

3.1 Indagini Geotecniche

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto, sono state eseguite le seguenti indagini geognostiche:

- **n. 2 prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT, eseguite in data 05/06/2020.**

I risultati delle suddette indagini sono riportati nell'**allegato n. 1**, mentre l'ubicazione è illustrata nella **tav. n. 4**.

3.1.1 Prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT

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

Le prove sono state eseguite con un penetrometro Pagani dotato di punta Begemann. Le caratteristiche tecniche dello strumento impiegato sono le seguenti:

Spinta	S	200 kN
Punta conica meccanica		
Diametro	Φ	35.7 mm
Area punta	A	10 cm ²
Angolo di apertura	α	60°
Manicotto laterale di attrito		
Diametro	Φ	35.7 mm
Altezza	h	133 mm
Area	A	150 cm ²
Velocità di avanzamento costante	V	2 cm/sec
Intervallo di misura		20 cm

Le prove sono state elaborate mediante un software che restituisce l'interpretazione litologica dei terreni indagati effettuata sulla base del rapporto qc/fs (Begemann, 1965; A.G.I. 1977) e la stima dei parametri geotecnici in condizioni non drenate tramite correlazioni.

Correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici

Coesione non drenata (terreni coesivi) *Cu*

RACCOMANDAZIONI AGI 1977 – RICCERI ET AL. 1974 – MARSLAND ET AL. 1974/1979

Modulo di deformazione non drenato *Eu*

DUNCAN-BUCHIGANI 1976

Modulo edometrico *Mo*

SANGLERAT 1972 – MITCHELL/GARDNER 1975 – RICCERI ET AL. 1974 – HOLDEN 1973)

Peso unità di volume *ysat (saturo sotto falda) – γ (umido sopra falda)*

IN BASE ALLA NATURA LITOLOGICA TERZAGHI-PECK 1967 – BOWELS 1982

Velocità delle onde di taglio *Vs*

YOSHIDAMOTONORI 1988

3.2 Indagini Geofisiche

Per la caratterizzazione sismica dell'area di studio, sono state eseguite le seguenti indagini geofisiche:

- **n. 1 indagine sismica passiva HVSR, eseguita in data 05/06/2020;**
- **n. 1 indagine sismica attiva MASW, eseguita in data 05/06/2020.**

I risultati delle indagini sismiche sopra citate sono riportati integralmente nell'allegato n. 3.

3.2.1 Indagine sismica passiva a stazione singola (*analisi HVSR*)

La misura sismica passiva a stazione singola è stata eseguita mediante un tomografo digitale dotato di tre canali velocimetrici, modello Tromino® prodotto da Moho srl (Marghera (VE), Italia). Per l'acquisizione è stata adottata una frequenza di campionamento di 128 Hz per una durata totale di 20 minuti (Fig.3.1).

Lo scopo dell'indagine è la misura della frequenza di risonanza del terreno, la quale è legata alla velocità delle onde di taglio V_s nel terreno dalla formula:

$$f = \frac{V_s}{4h}$$

dove h è lo spessore dello strato.

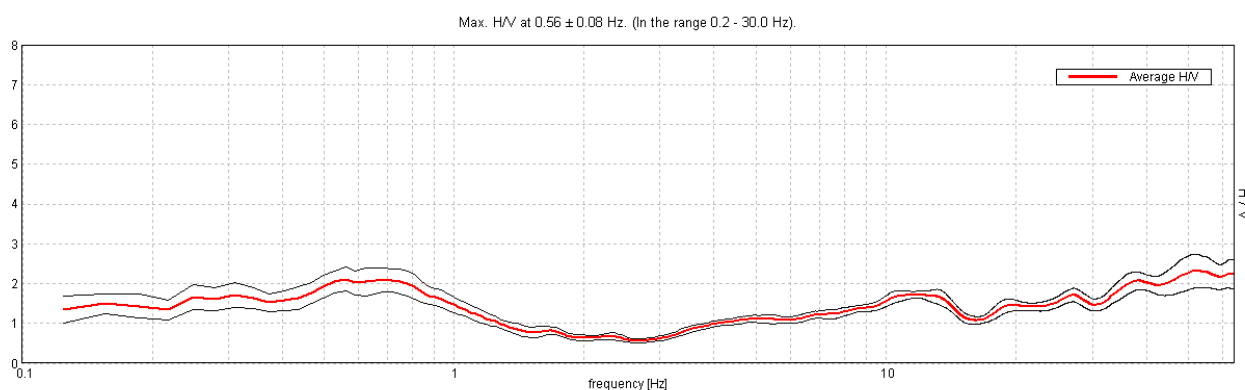


Fig.3.1 - Curva HVSR che identifica un picco a 0.56 Hz.

3.2.2 Indagine sismica attiva con metodo MASW

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 V_s 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 (V_s). I dati sono stati registrati mediante un sismografo *Geode Geometrics* 24 bit con filtri disinseriti, velocità di campionamento (sample rate) di 0.25 millisecondi e lunghezza delle acquisizioni di 2 secondi. Si effettuano battute poste ad offset diversi (10 m e 15 m di distanza dal primo geofono) mediante grave da 8,0 kg di massa. 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 (Fig.3.2).

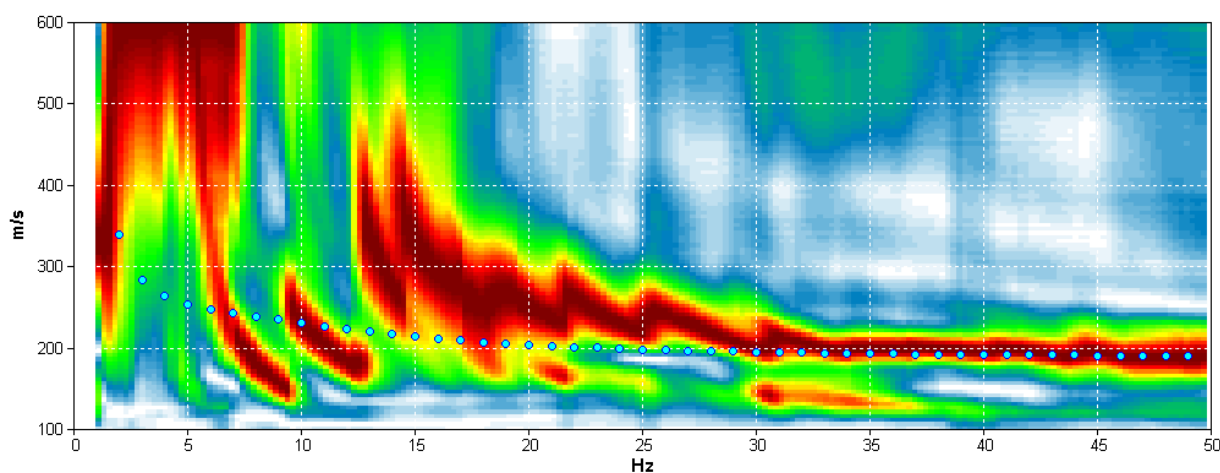


Fig.3.2 - Curva di dispersione MASW

4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

4.1 Pericolosità sismica di base

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale proposta a partire dall'O.P.C.M. n. 3274/2003 e successive modifiche, il **Comune di Carpi (MO)** risulta appartenente alla **classe di sismicità 3** (Fig. 4.1).

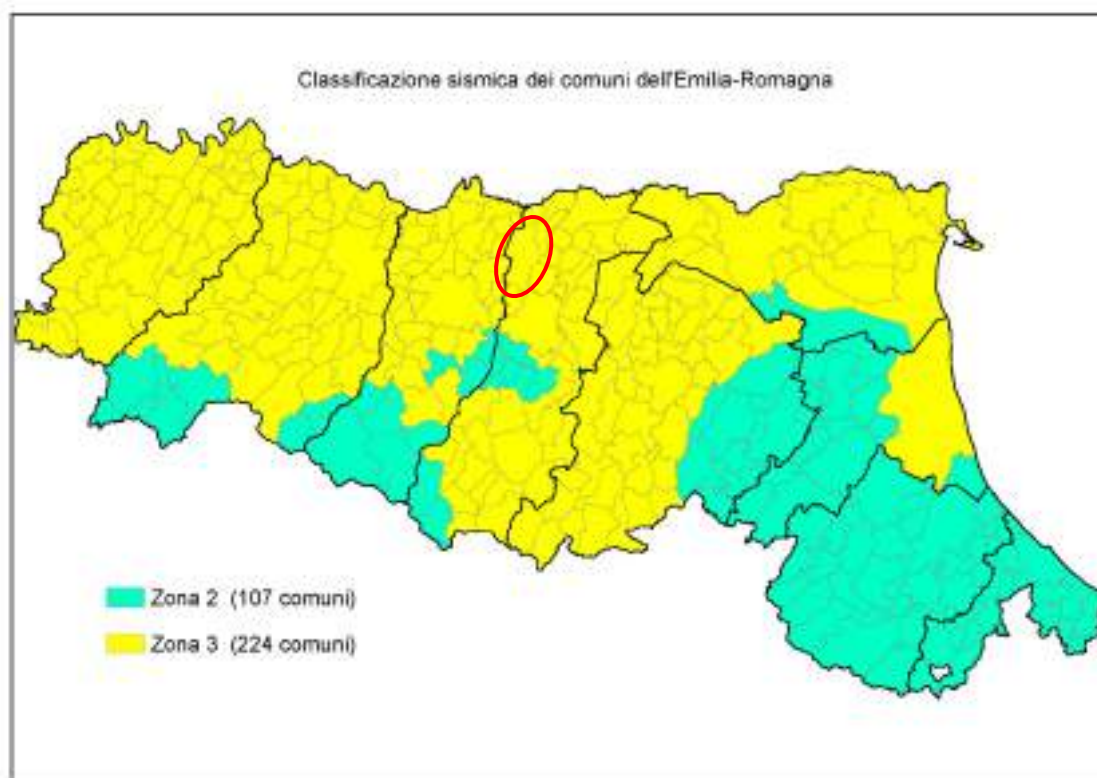


Fig.4.1 - Classificazione sismica e dei comuni della regione Emilia-Romagna a partire dall'O.P.C.M. n. 3274/2003 e successive modifiche (aggiornamento luglio 2018) e ubicazione del territorio comunale di Carpi (MO).

La suddivisione del territorio nazionale in zone a diversa classe di sismicità, caratterizzate da un valore di accelerazione di picco ed un corrispondente spettro di risposta elastico da utilizzare nella progettazione, risulta in realtà superata dall'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008. Sulla base dei contenuti delle NNTC 2008 e delle successive NTC 2018, per ogni costruzione deve essere definita un'accelerazione di riferimento propria, in funzione delle coordinate geografiche dell'area e della vita nominale dell'opera.

Per ciascuna area in oggetto, in relazione a un periodo di riferimento T_R stimato di 475 anni, è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa a_g definita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale. L'accelerazione a_g rappresenta uno dei parametri principali che definisce la **pericolosità sismica di base**, insieme ai parametri F_0 e T_c^* dello spettro di risposta elastico, desumibili nelle tabelle riportate sotto (Tab. 4.1).

Stati limite				
Classe Edificio				
E. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e social...				
Vita Normale	50			
Interpolazione	Media ponderata			
CU = 1				
Stato Limite	Tr (anni)	a_g [g]	F_0	T_c [s]
Operatività (SLO)	30	0.541	2.546	0.240
Danno (SLD)	50	0.551	2.516	0.265
Sollevazione vita (SIV)	475	0.151	2.683	0.269
Prevenzione crolli (SLC)	975	0.203	2.529	0.279
Periodo di riferimento per fase sismica	50			

Coefficienti sismici				
Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni				
<input type="checkbox"/> Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti				
H (m)		us (m)		
f		0.1		
Cat. Sottosuolo		C		
Cat. Topografica		T1		
	SLO	SLD	SIV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1.50	1.50	1.47	1.35
CC Coeff. funz categoria	1.66	1.53	1.62	1.61
ST Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00
<input type="checkbox"/> Acc.re massima attesa al sito [m/s²]				
			0.5	
Coefficienti	SLO	SLD	SIV	SLC
k_h	0.012	0.015	0.053	0.075
k_v	0.016	0.008	0.027	0.039
A_{max} [m/s²]	0.017	0.755	2.171	2.701
β_{eta}	0.210	0.201	0.240	0.200

Tab.4.1 - Tabella riassuntiva dei parametri sismici del sito in esame secondo NTC18.

4.2 Categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 NTC2018)

Per determinare il parametro V_{30} e definire quindi la categoria di sottosuolo dell'area indagata (§ 3.2.2 NTC 2018) sono state eseguite in sito le indagini sismiche sopra descritte nel paragrafo precedente. Il valore di V_{30} si calcola attraverso la formula 3.2.1 delle NTC 2018:

$$V_{sEq} = \frac{H}{\sum_i \frac{h_i}{V_{si}}}$$

dove H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Dall'elaborazione delle indagini sismiche MASW e HVSR si sono ottenuti i valori di $V_{s,30}$ e di frequenza naturale del terreno f_0 riportati nelle seguenti tabelle:

MASW	V_{s30}	251 m/s
------	-----------	---------

HVSR	0.56 ± 0.08 HZ	NON RISPETTA I CRITERI SESAME
------	--------------------	-------------------------------

Pertanto, secondo la classificazione del sottosuolo imposta dal NTC 2018, si definisce il sottosuolo indagato come appartenente alla appartenente alla **categoria C**, corrispondente a

DEPOSITI DI TERRENI A GRANA GROSSA MEDIAMENTE ADDENSATI O TERRENI A GRANA FINA MEDIAMENTE CONSISTENTI CON PROFONDITÀ DEL SUBSTRATO SUPERIORI A 30 m, CARATTERIZZATI DA UN MIGLIORAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE CON LA PROFONDITÀ E DA VALORI DI VELOCITÀ EQUIVALENTE COMPRESI TRA **180 m/s** E **360 m/s**.

4.3 Azione sismica e risposta sismica del sito – Approccio semplificato

Per la definizione dell'azione sismica, sulla base di quanto previsto dalle NTC si può fare riferimento ad un approccio semplificato che **si basa sull'individuazione della categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche del sito**, in funzione delle quali si definiscono l'entità dell'amplificazione stratigrafica e topografica. Sulla base delle NTC 2018, e tenendo conto dei dati ottenuti **dalle indagini geofisiche eseguite in sito**, si **classifica** il terreno di fondazione in oggetto, come appartenente alla **categoria C**.

Si ricava quindi il **fattore stratigrafico S_s** , mediante la seguente relazione, valida suoli in classe C:

$$1.00 \leq S_s = 1.70 - (0.60 \cdot F_o \cdot a_g/g) \leq 1.50 \quad (4.1.1)$$

dove:

- F_o = 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 è pari a **2.583**;
- a_g/g = accelerazione orizzontale del sito, con tempo di ritorno pari a **475 anni**/accelerazione di gravità;
- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica o fattore stratigrafico, calcolato tramite la relazione sopra riportata.

Successivamente, sulla base delle condizioni topografiche del sito studiato, si considera un valore di un fattore topografico S_T sulla base della seguente tabella:

Categoria topografica	Ubicazione opera/intervento	S_T
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 le aree studiate si considera una categoria topografica **T1**, a cui corrisponde un fattore topografico S_T pari a **1.0**.

Infine si calcola per ciascuna area l'accelerazione massima orizzontale A_{max} con la seguente formula:

$$A_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.47 \cdot 1.0 \cdot 0.151g = 0.222g$$

5 MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO

5.1 Caratteristiche litostratigrafiche del terreno

L'interpretazione congiunta dei risultati ottenuti dalla campagna di indagini geofisiche e geotecniche eseguite in sito ha permesso di ricostruire la stratigrafia del sottosuolo del sito in studio.

Dalle indagini geotecniche CPT è stato possibile ricavare i parametri meccanici del terreno nei primi 20.0 m di profondità. Le prove evidenziano la presenza di terreni coesivi argillosi, fino alla massima profondità investigata, con la presenza di alcuni livelli sabbiosi limosi, in particolare nella prova CPT1.

Dall'elaborazione delle prove penetrometriche è possibile individuare le seguenti unità litostratigrafiche:

Unità 1: Depositi argillosi a media consistenza, aventi valori di coesione non drenata C_u pari a 50 kN/m^2 e valori di V_{s30} pari a 200 m/s . Spessore indicativo 4.00 m .

Unità 2: Depositi prevalentemente coesivi argillosi e limosi a media elevata consistenza, aventi valori di coesione non drenata C_u pari a 70 kN/m^2 e valori di V_{s30} pari a 230 m/s . Spessore indicativo 10.00 m .

Unità 3: Depositi prevalentemente sabbiosi o sabbiosi limosi mediamente addensati, aventi valori di densità relativa D_r pari a 49% e valori di V_{s30} compresi tra 230 m/s e 270 m/s . Spessore indicativo 4.00 m .

Unità 4: Depositi prevalentemente coesivi argillosi e limosi a elevata consistenza, aventi valori di coesione non drenata C_u pari a 75 kN/m^2 e valori di V_{s30} pari a 270 m/s . Profondità indicativa da -16.80 m da p.c..

Al termine delle prove penetrometriche, in data 05/06/2020 è stato misurato il livello della falda freatica pari a -2.20 m da p.c..

La misura sismica passiva a stazione singola ha permesso di indagare il sottosuolo oltre la profondità raggiunta dalle indagini geotecniche. Dalla modellazione e dall'interpretazione della curva HVSR si è individuata un'unità stratigrafica alla profondità indicativamente di circa -154 m da p.c. che determina una frequenza di risonanza del terreno a 0.56 Hz (§ 3.2.1 della presente relazione), plausibilmente rappresentativa di un substrato alterato.

In generale si può osservare che l'area indagata risulta discretamente omogenea dal punto di vista litostratigrafico.

5.2 Modello geotecnico del sottosuolo

Il modello geotecnico è finalizzato a fornire tutti i dati geotecnici necessari l'intervento in oggetto. Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica dell'indagine geotecnica eseguita in sito e in relazione all'intervento in progetto, si può riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato:

Parametri di resistenza e deformabilità:

Strato	Profondità	falda	Litotipo	Parametri geotecnici	
1	Da p.c. a - 3.60 m da p.c.	- 2.20 m da p.c.	Argilla o argilla limosa a media consistenza	γ	1800 kg/m ³ \approx 18.00 kN/m ³
				γ'	2100 kg/m ³ \approx 21.00 kN/m ³
				C_{uk}	0.50 kg/cm ² \approx 50.0 kN/m ²
				C'_k	0.05 kg/cm ² \approx 5.0 kN/m ²
				M_o	40.0 kg/cm ² \approx 4000 kN/m ²
				E	70.0 kg/cm ² \approx 7000 kN/m ²
				ν	0.40
				ϕ_k	22°
2	3.60 – 12.60 m da p.c.		Argilla o argilla limosa a media elevata consistenza	γ	1800 kg/m ³ \approx 18.00 kN/m ³
				γ'	2100 kg/m ³ \approx 21.00 kN/m ³
				C_{uk}	0.70 kg/cm ² \approx 70.0 kN/m ²
				C'_k	0.07 kg/cm ² \approx 7.0 kN/m ²
				M_o	55.0 kg/cm ² \approx 5500 kN/m ²
				E	98.0 kg/cm ² \approx 9800 kN/m ²
				ν	0.38
				ϕ_k	24°
3	12.60 – 16.80 m da p.c.		Sabbia o sabbia limosa mediamente addensata	γ	1850 kg/m ³ \approx 18.50 kN/m ³
				γ'	2150 kg/m ³ \approx 21.50 kN/m ³
				Dr	49%
				E	140.0 kg/cm ² \approx 14000 kN/m ²
				ν	0.35
				ϕ_k	30°
4	16.80 – 20.00 m da p.c.		Argilla o argilla limosa consistente	γ	1850 kg/m ³ \approx 18.50 kN/m ³
				γ'	2150 kg/m ³ \approx 21.50 kN/m ³
				C_{uk}	0.75 kg/cm ² \approx 75.0 kN/m ²
				C'_k	0.075 kg/cm ² \approx 7.5 kN/m ²
				M_o	57.0 kg/cm ² \approx 5700 kN/m ²
				E	105.0 kg/cm ² \approx 10500 kN/m ²
				ν	0.38
				ϕ_k	25°
Legenda				γ	= peso specifico terreno naturale
				γ'	= peso specifico terreno saturo
				C_{uk}	= coesione non drenata caratteristica
				C'_k	= coesione efficace caratteristica
				M_{ok}	= modulo di deformazione edometrico caratteristico
				E_s	= modulo elastico
				ϕ_k	= angolo d'attrito caratteristico
				Dr	= densità relativa
ν	= coefficiente di Poisson				

5.3 Tipologia di fondazioni e calcolo della capacità portante

Per il calcolo della capacità portante del terreno si sono utilizzati i parametri geotecnici emersi dall'elaborazione delle prove penetrometriche eseguite nel sito in studio. Al fine di calcolare la capacità portante del terreno, si sono ipotizzate delle **fondazioni su platea in c.a.**, approfondite alla quota $D=-0.80$ m da p.c.. Di seguito si riporta il progetto (Fig. 5.1).



Fig.5.1 - Stato di progetto

larghezza della fondazione	B	=	8.00 m
lunghezza della fondazione	B'	=	10.00 m
profondità della quota di imposta	D	=	-0.80 m da p.c.

Parametri di resistenza e deformabilità:

1	Da p.c. a - 3.60 m da p.c.	- 2.20 m da p.c.	Argilla o argilla limosa a media consistenza	γ	1800 kg/m ³ \approx 18.00 kN/m ³
				γ'	2100 kg/m ³ \approx 21.00 kN/m ³
				C_{uk}	0.50 kg/cm ² \approx 50.0 kN/m ²
				C'_k	0.05 kg/cm ² \approx 5.0 kN/m ²
				M_0	40.0 kg/cm ² \approx 4000 kN/m ²
				E	70.0 kg/cm ² \approx 7000 kN/m ²
				ν	0.40
				ϕ_k	22°

5.3.1 Verifica nei confronti degli SLU (6.4 NTC 2018)

In relazione a quanto esposto nella normativa tecnica nazionale NTC 2018, si procede alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di resistenza del terreno (GEO) relativamente alle opere di fondazione in oggetto, di **tipo superficiale**, fornendo il valore di resistenza offerta dal sistema geotecnico ($R_{d\text{ GEO}}$). Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II (NTC 2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Le verifiche sono effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

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 Terzaghi, i fattori correttivi z:

$$z_q = 1 - 0.32 \cdot K_h \quad z_q = \left(1 - \frac{K_h}{1500 \cdot \rho}\right)^{0.95} \quad z_y = z_q$$

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

- a_{MAX} (ag/g): **0.222g** (calcolata con approccio semplificato NTC18, relativa a SLV ; $T_r = 475$ anni);
- coefficiente intensità sismica del terreno K_h : 0.053

La determinazione della resistenza R_d GEO è stata svolta nella condizione sia a breve che a lungo termine per l'intervento in progetto.

La resistenza R_d calcolata in condizioni "non drenate" dove $C_u \neq 0$ e $\phi = 0$, applicando il coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata secondo la seguente relazione $C_{ud} = C_{uk} / 1.0$, per cui si avrà $C_{ud} = C_{uk}$, dove C_{ud} = coesione non drenata di progetto e C_{uk} = coesione non drenata caratteristica, sarà pari a:

CONDIZIONE STATICA – CONDIZIONI NON DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
D=-0.80 m da p.c.	B= 8.00 m X L= 10.00 m	1.30 kg/cm2 \approx 130 kN/m2

La resistenza R_d calcolata in condizioni "drenate" seguendo l'Approccio 2, combinazione (A1 + M1 + R3), applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito secondo la relazione: t_g

$\phi'd = \text{tg } \phi'k / 1,0$, dove $\phi'd$ è l'angolo d'attrito di progetto, ne deriva, essendo $\phi'k = \phi'd$. Quindi secondo la formula di Terzaghi si ottiene, per l'intervento in progetto uno stato limite ultimo pari a:

CONDIZIONE STATICA – CONDIZIONI DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
D=-0.80 m da p.c.	B= 8.00 m X L= 10.00 m	3.04 kg/cm ² ≈ 304 kN/m ²

CONDIZIONE PSEUDO-STATICA – CONDIZIONI DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
D=-0.80 m da p.c.	B= 8.00 m X L= 10.00 m	2.91 kg/cm ² ≈ 291 kN/m ²

5.3.2 Verifica dei cedimenti

È stato eseguito il calcolo del cedimento edometrico del terreno di fondazione mediante il metodo di consolidazione monodimensionale di Terzaghi.

È stato **considerato** un carico applicato al terreno di fondazione pari a $P = 50 \text{ kN/m}^2 \approx 0.50 \text{ kg/cm}^2$; per una quota di imposta delle fondazioni pari a $D = -0.80 \text{ m da p.c.}$, e si è ottenuto un valore di cedimento del terreno pari a:

Profondità di imposta	B x L	Carico considerato	Cedimento per consolidazione
D=-0.80 m da p.c.	B= 8.00 m X L= 10.00 m	50 kN/m ²	1.559 cm

5.3.3 Modulo di sottofondo

Il modello di Winkler considera il terreno come formato da una distribuzione di vincoli semplici bilaterali elastici. La relazione che ne regola il comportamento è di tipo lineare tra il cedimento (w) e la pressione di contatto (p): $p = kw$.

Il parametro k è detto costante di sottofondo. Come è noto, k non dipende solo dal terreno ma anche dai carichi applicati, dalle proprietà del terreno, dalla forma e le dimensioni della fondazione.

Utilizzando la Formula di Bowles (1974):

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 * Q_{lim} * F_c,$$

dove $F_c = 2.54/\text{cedimento della fondazione (cm)}$; è stato considerato un cedimento di riferimento pari a $S = 1.559 \text{ cm}$ ed un carico applicato al terreno di fondazione pari a $P = 0.50 \text{ kg/cm}^2 \approx 50 \text{ kN/m}^2$, il modulo di sottofondo o costante di Winkler è risultato pari a $K = 0.98 \text{ kg/cm}^3 \approx 9769 \text{ kN/m}^3$.

5.4 Stabilità nei confronti della liquefazione (§ A2.2. DGR 630/2019)

In accordo con la normativa regionale DGR 630/19 si è proceduto alla verifica della liquefazione per la verticale di prova CPT1.

La valutazione del fenomeno della liquefazione viene svolta attraverso il calcolo del fattore di sicurezza di ciascun livello che compone il sottosuolo analizzato nei confronti del fenomeno stesso. Il fattore di sicurezza è derivato secondo la seguente formulazione:

$$F_L(z) = \frac{CRR_{M=7.5, \sigma'_v = 100 \text{ kPa}}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

Dove:

CRR è rappresentato dal rapporto di resistenza ciclica

MSF rappresenta il fattore di scala della magnitudo che è funzione della magnitudo stessa, della PGA e del valore di CRR

K_σ è il fattore di correzione che tiene conto della pressione efficace alla profondità a cui la resistenza viene valutata

CSR è il rapporto di tensione ciclica, ovvero la tensione di taglio indotta dall'azione sismica, normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace. Tale parametro è derivabile secondo la seguente formulazione:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

I termini che compongono la seguente relazione sono rappresentati da a_{max}/g che descrive il valore dell'accelerazione orizzontale a $T = 0.00$ s, il rapporto della tensione litostatica totale ed efficace, e il coefficiente riduttivo r_d . Quest'ultimo, in accordo con la predetta normativa è stato stimato secondo la seguente formulazione:

$$\begin{aligned} r_d &= \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M] \\ \alpha(z) &= -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \\ \beta(z) &= 0.106 + 0.118 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \end{aligned}$$

dove M rappresenta il valore di magnitudo di riferimento per il sito in analisi.

Il valore **CRR** è stato ricavato attraverso la metodologia di calcolo proposta da **Boulanger&Idriss 2014**. Per le specifiche della procedura di calcolo adottata si faccia riferimento all'allegato **A2.2** della DGR 630/2019 della Regione Emilia Romagna. L'analisi di liquefazione è stata eseguita entro i -20.00 m rispetto al piano campagna come prescritto dalla normativa di riferimento.

Le verifiche sono state svolte considerando una magnitudo di riferimento $M = 6.14$ (derivante dalla zonazione sismogenetica) e una accelerazione massima al suolo $A_{max} = 0.223g$ (NTC18).

A seguito dell'identificazione del fattore di sicurezza F_L è stato determinato l'indice potenziale di liquefazione IL (LPI) attraverso il quale è possibile definire l'esposizione del sito al rischio di liquefazione. Il potenziale di liquefazione LPI è stato determinato secondo la seguente formulazione:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz \quad \text{in cui} \quad w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}}\right)$$

Dove $F(z)$ viene determinato secondo le formulazioni proposte da Somnez (2003)

$$\begin{array}{ll} F(z) = 0 & \text{per } F_L \geq 1.2 \\ F(z) = 2 \cdot 10^6 \cdot \exp(-18.427 \cdot F_L) & \text{per } 1.2 > F_L \geq 0.95 \\ F(z) = 1 - F_L & \text{per } F_L \leq 0.95 \end{array}$$

In base al valore di LPI ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione. In considerazione delle linee guida emesse dalla Regione Emilia Romagna, a seguito degli eventi sismici di Maggio e Giugno 2012, si considera la classificazione di rischio definita da **Somnez 2003**:

INDICE DI LIQUEFAZIONE	Rischio di liquefazione
LPI=0	Nulla
0 < LPI ≤ 2	Basso
2 < LPI ≤ 5	Moderato
5 < LPI ≤ 10	Alto
15 > LPI	Molto alto

Si illustra successivamente il valore di LPI derivato dalla verticale di prova CPT1 considerando un'accelerazione massima al suolo $A_{max} = 0.222g$ (calcolata secondo approccio semplificato NTC2018), la soggiacenza della falda freatica è stata considerata alla profondità $D_w = -2.20$ m (in data 05/06/2020) e una magnitudo di riferimento pari a $M = 6.14$.

A seguito della verifica, in riferimento alla verticale CPT1, è stato ottenuto il seguente valore di LPI:

INDAGINE	INDICE DI LIQUEFAZIONE	RISCHIO
CPT1	0.4	BASSO

6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il presente elaborato riassume e illustra le caratteristiche geologico-stratigrafiche, geotecniche e sismiche relative al volume significativo di sottosuolo indagato a supporto del progetto del nuovo gattile, sito in via I. Martinelli, nel Comune di Carpi (Mo).

Sulla base dei dati emersi dalle indagini geotecniche eseguite (§ 3.1), si fornisce per il terreno di fondazione indagato, il modello geotecnico medio riportato nel § 5.2 della presente relazione.

In relazione a quanto esposto nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni in zona sismica del 2018, si è proceduto alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU). Nel nostro caso specifico, per quanto riguarda le opere di fondazione, nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi è stato calcolato lo SLU sia a breve che a lungo termine per l'intervento in progetto, utilizzando il seguente approccio di calcolo:

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

I risultati sono visibili nel § 5.3.1.

Si riassumono nella seguente tabella i valori di portanza del terreno di fondazione calcolati agli stati limite ultimi SLU relativamente alle fondazioni ipotizzate e sopra descritte.



In ottemperanza della normativa tecnica nazionale (NTC 2018) e in accordo con i risultati ottenuti a seguito delle indagini geofisiche espletate per il sito in oggetto è possibile classificare il terreno di fondazione come appartenente alla **categoria C**, depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o a terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalentemente compresi tra **180 m/s** e **360 m/s**.

Per la definizione dell'azione sismica, sulla base di quanto previsto dalle NTC18, si può fare riferimento all'approccio semplificato. Dall'analisi così eseguita si sono ottenuti i seguenti risultati:

	Approccio semplificato NTC	
	F.A.	A _{max}
ag	1.47	0.222
0.151g		

È stata eseguita la verifica della suscettibilità al fenomeno della liquefazione sulla base della prova penetrometrica CPT1, eseguita in sito, considerando una accelerazione massima al suolo $A_{max} = 0.222g$ (calcolata secondo approccio semplificato NTC 2018), la soggiacenza della falda freatica alle profondità $D_w = -2.20$ m da p.c (in data 05/06/2020), e una magnitudo di riferimento pari a $M=6.14$. Tutto ciò premesso, dall'analisi della suscettibilità nei confronti del fenomeno della liquefazione con il metodo *Boulanger&Idriss 2014*, si è ottenuto il valore di **Indice di Liquefazione $IL=0.4$** , corrispondente a un **rischio di liquefazione basso**.

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

Modena, 11 giugno 2020

Dott. Geol. Pier Luigi Dallari



TAVOLE



Sede legale: via C. Costa,182 - 41125 Modena
Sede operativa: via per Modena, 12 - 43051 Castelnuovo Rangone
Tel. 059-36.67.096 - e-mail: info@geogrupmodena.it
RT, n. C.F. 02961500362 - web:www.geogrupmodena.it

NUOVO GATTILE - CARPI VIA MARTINELLI

CARTA COROGRAFICA - scala 1:25.000

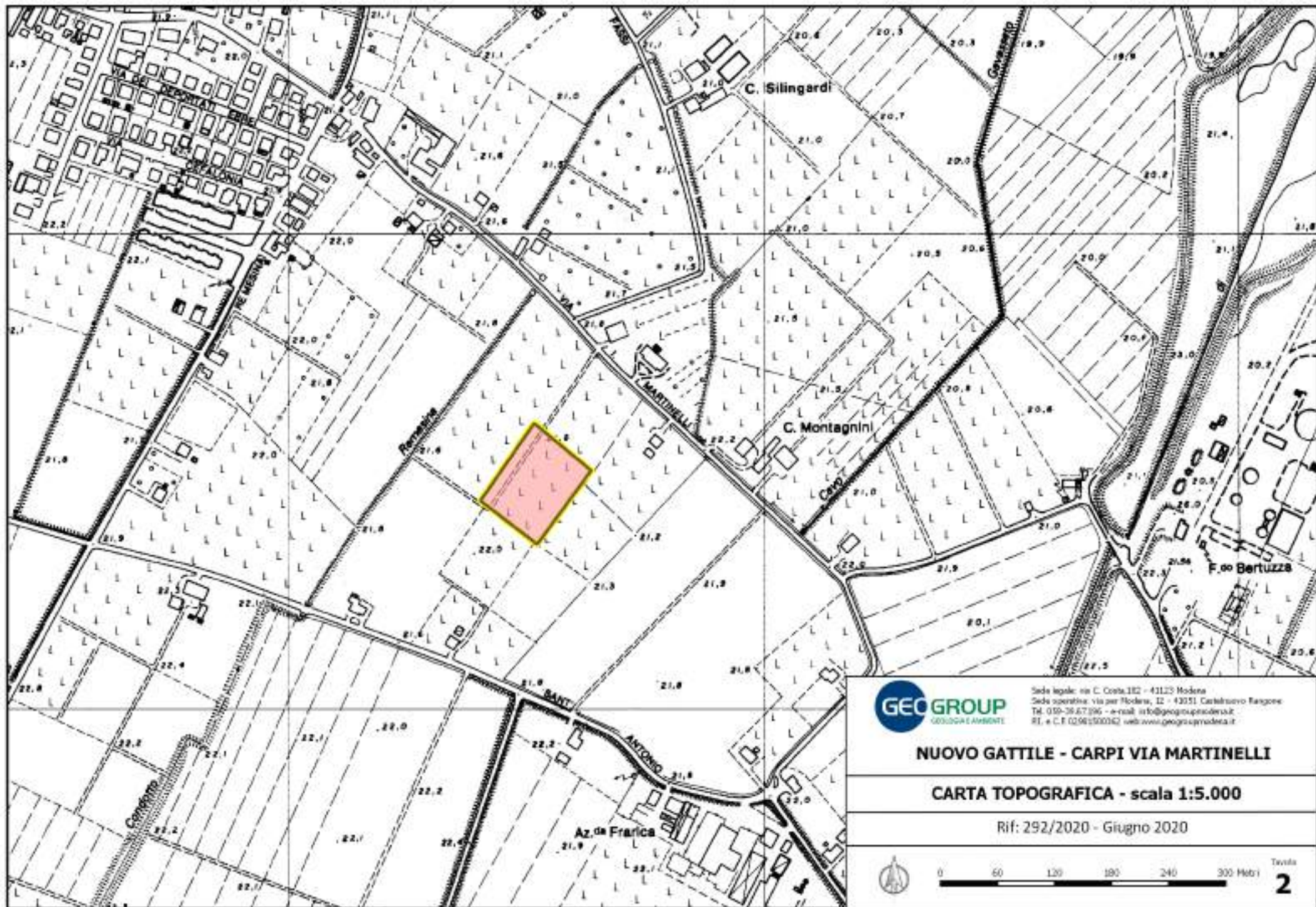
Rif: 292/2020 - Giugno 2020

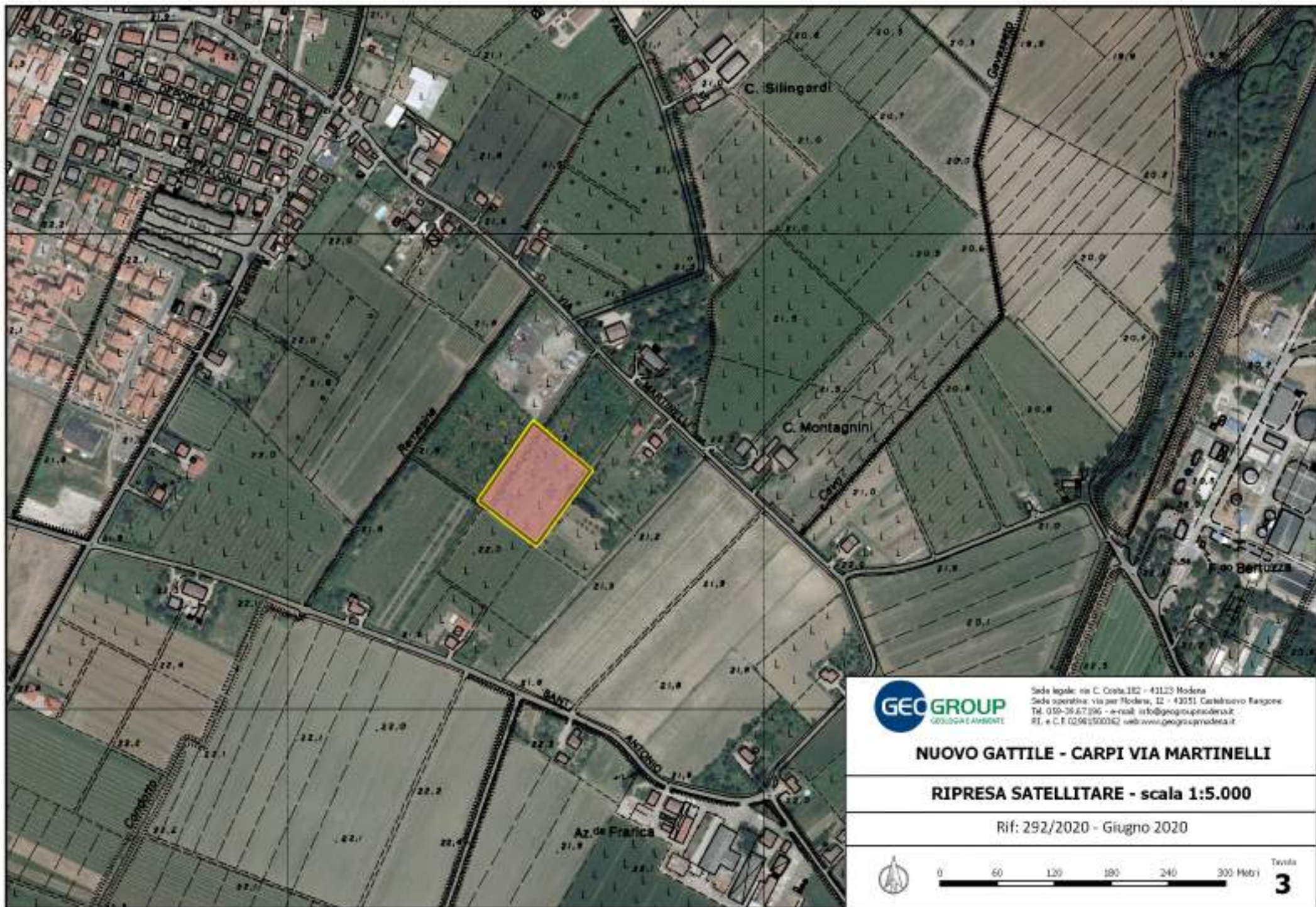


0 300 600 900 1200 1500 Metri

Tavola

1





Sede legale: via C. Costa, 182 - 41125 Modena
Sede operativa: via per Modena, 12 - 43051 Castelnuovo Rangone
Tel. 059-26.67.996 - e-mail: info@geogroupmodena.it
RT, e C.F. 02961500362 - web: www.geogroupmodena.it

NUOVO GATTILE - CARPI VIA MARTINELLI

RIPRESA SATELLITARE - scala 1:5.000

Rif: 292/2020 - Giugno 2020



Tavola
3



ALLEGATO 1

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA FATTORI DI CONVERSIONE

Strumento utilizzato:**TG63-200Stat - Pagani - Piacenza**

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.

CONVERSIONI1 kN (kiloNewton) = 1000 N \approx 100 kg = 0,1 t1 MN (megaNewton) = 1.000 kN = 1.000.000 N \approx 100 t1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m² = 0,001 MN/m² = 0,001 MPa \approx 0,1 t/m² = 0,01 kg/cm²1 MPa (megaPascal) = 1 MN/m² = 1.000 kN/m² = 1000 kPa \approx 100 t/m² = 10 kg/cm²1 kg/cm² = 10 t/m² \approx 100 kN/m² = 100 kPa = 0,1 MN/m² = 0,1 MPa1 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'
$F \leq 1470$ kPa	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
1470 kPa < $F \leq 2940$ kPa	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
2940 kPa < $F \leq 5880$ kPa	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 5880$ 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

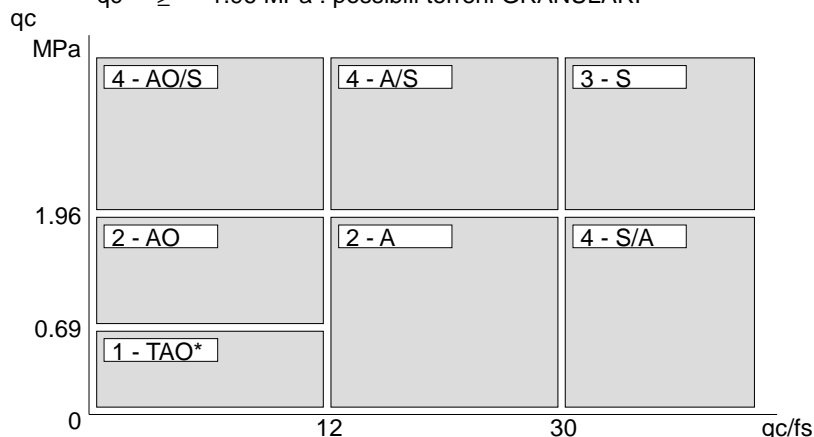
Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- $1/3 \pm 1/2$ 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 anche se $(qc / fs) > 30$
 $qc \geq 1.96$ MPa : possibili terreni GRANULARI 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

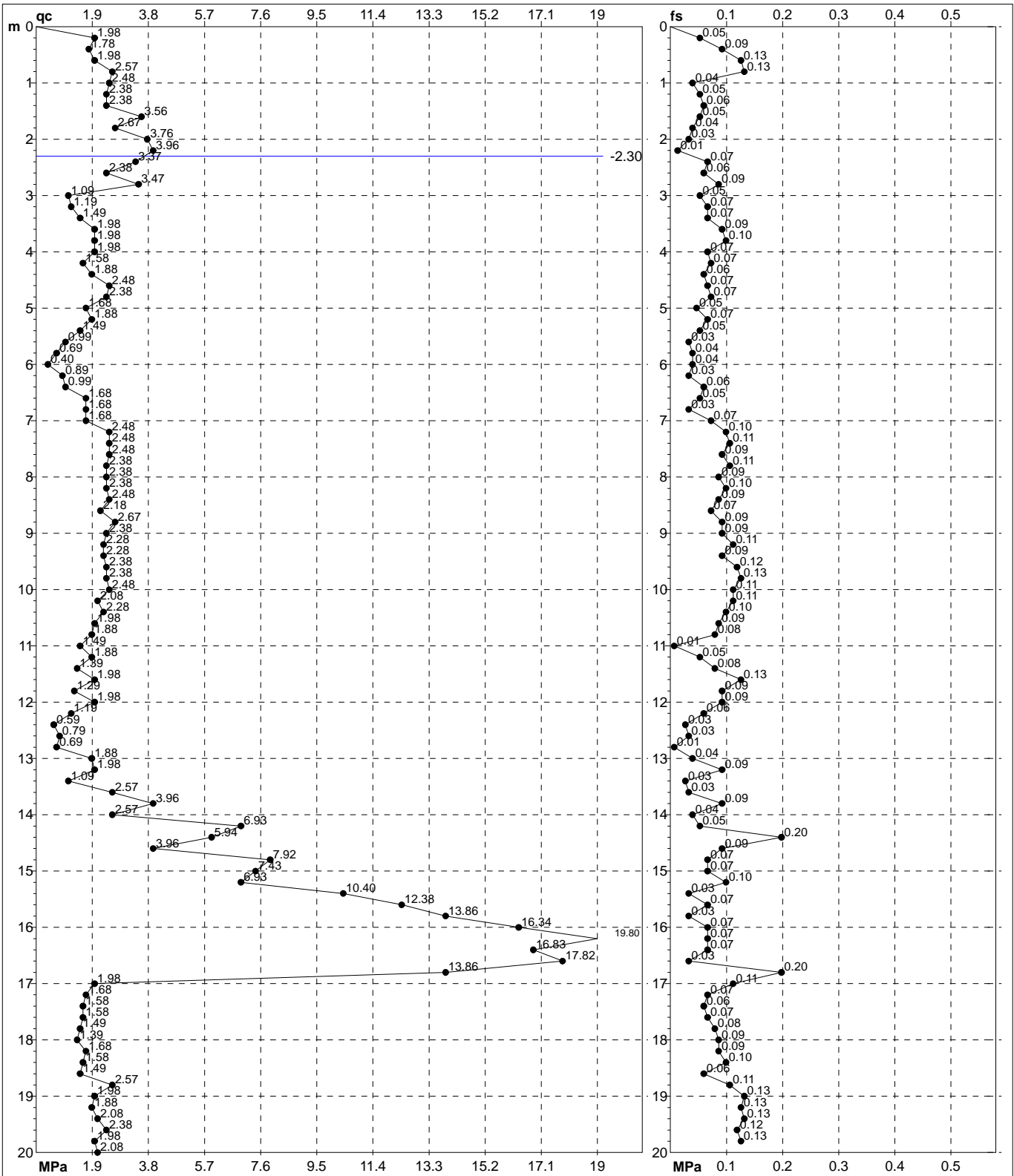
- γ' = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno [correlazioni : γ' - qc - natura]
(Terzaghi & Peck 1967 - Bowles 1982)
- σ'_{vo} = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno (valutata in base ai valori di γ')
- C_u = coesione non drenata (terreni coesivi) [correlazioni : C_u - qc]
- OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi) [correlazioni : OCR - C_u - σ'_{vo}]
(Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983)
- Eu = modulo di deformazione non drenato (terreni coesivi) [correl. : Eu - C_u - OCR - I_p $I_p = \text{ind.plast.}$]
Eu50 - Eu25 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 - R_p - 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. = fattore di liquefazione (F.L.1 = Sabbie Pulite, F.L.2 = Sabbie Limose)
- Vs = velocità di propagazione delle onde sismiche (Iyisan 1996)

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA DIGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA

CPT	1
Riferimento	105-2020

Committente **STUDIO TECNICO**
 Cantiere **STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE**
 Località **CARPI - VIA MARTINELLI - NUOVO GATTILE**

U.M.: **MPa** Data eseg. **05/06/2020**
 Scala: **1:100**
 Pagina **1**
 Elaborato Quota inizio:
 Falda **-2.30 m**



Penetrometro: TG63-200Stat	preforo m
Responsabile:	Corr.astine: kN/ml
Assistente:	Cod. tip:

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT

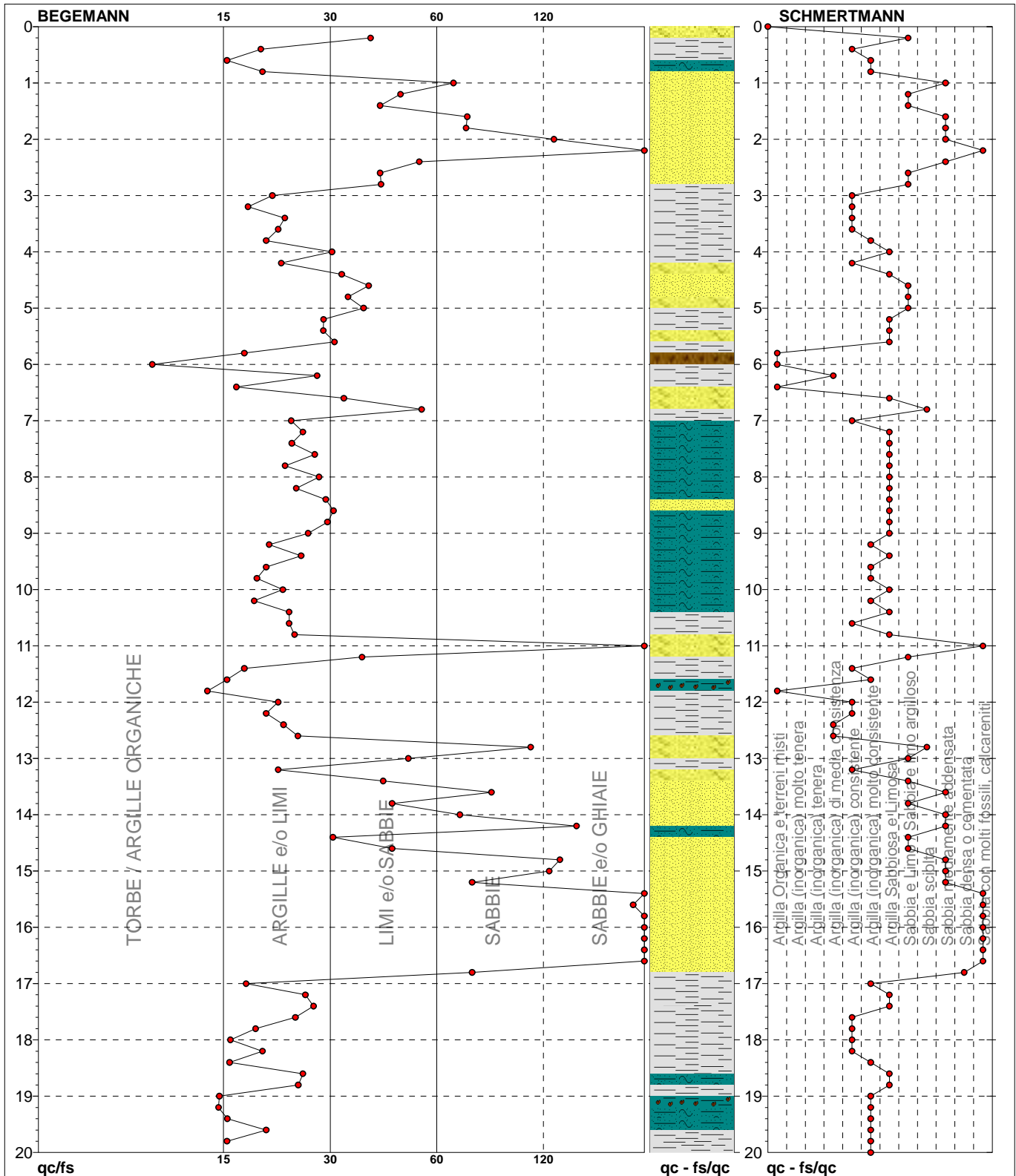
1

Riferimento

105-2020

Committente **STUDIO TECNICO**
 Cantiere **STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE**
 Località **CARPI - VIA MARTINELLI - NUOVO GATTILE**

U.M.: **MPa** Data esec. **05/06/2020**
 Scala: **1:100**
 Pagina **1**
 Elaborato **Falda -2.30 m**



TORBE / ARGILLE OR	3 punti, 3.00%	Argilla Organica e terreni misti	4 punti, 4.00%	Argilla Sabbiosa e Limosa	24 punti, 24.00%
ARGILLE e/o LIMI	56 punti, 56.00%	Argilla (inorganica) di media consistenza	3 punti, 3.00%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo argilloso	14 punti, 14.00%
LIMI e/o SABBIE	19 punti, 19.00%	Argilla (inorganica) consistente	16 punti, 16.00%	Sabbia sciolta	2 punti, 2.00%
SABBIE	11 punti, 11.00%	Argilla (inorganica) molto consistente	15 punti, 15.00%	Sabbia mediamente addensata	11 punti, 11.00%
SABBIE e/o GHIAIE	10 punti, 10.00%			Sabbia densa o cementata	1 punti, 1.00%
				Sabbia con molti fossili, calcareniti	9 punti, 9.00%

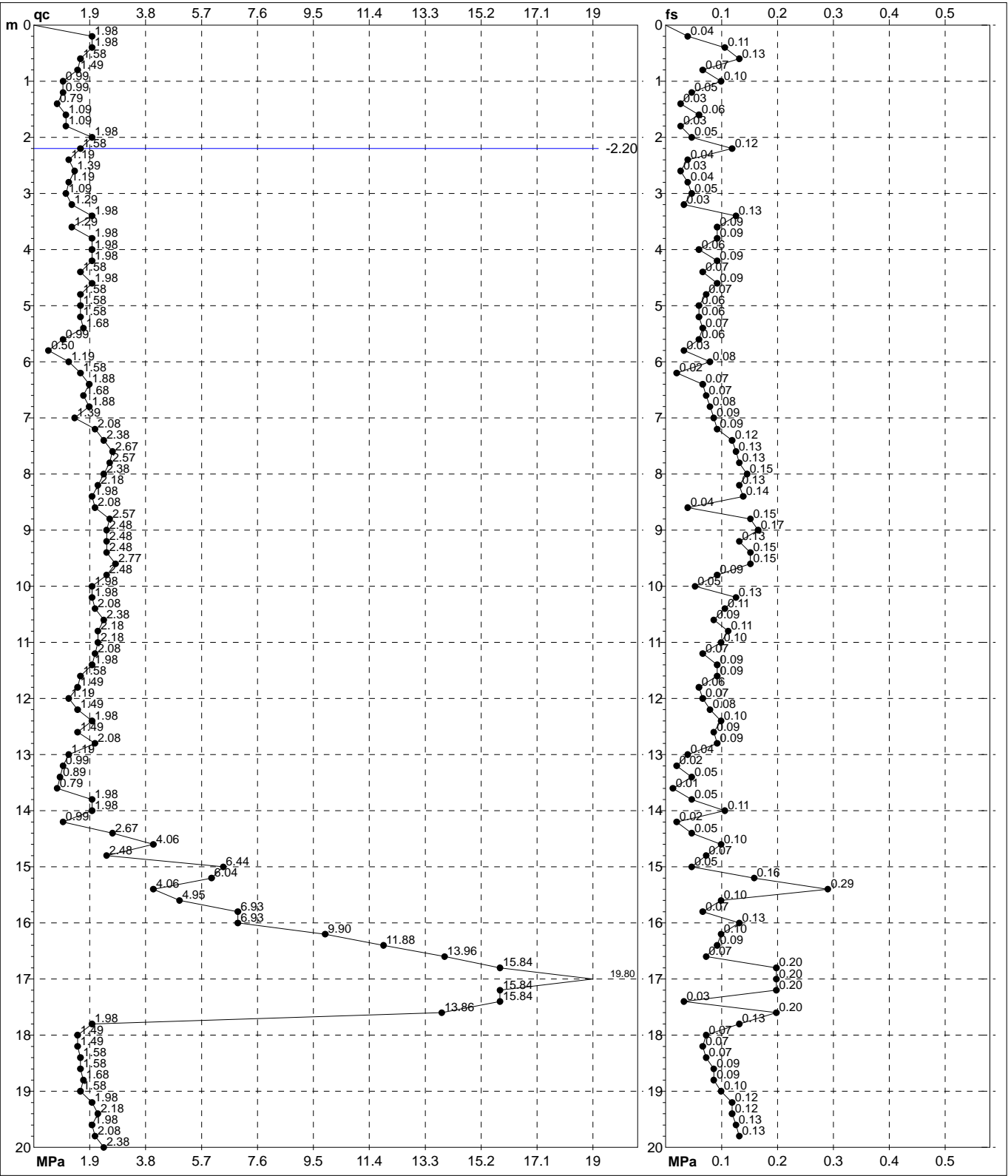
FON111

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA DIGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA

CPT	2
Riferimento	105-2020

Committente **STUDIO TECNICO**
 Cantiere **STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE**
 Località **CARPI - VIA MARTINELLI - NUOVO GATTILE**

U.M.: **MPa** Data eseg. **05/06/2020**
 Scala: **1:100**
 Pagina **1**
 Elaborato
 Quota inizio: **Falda -2.20 m**



Penetrometro: TG63-200Stat	preforo m
Responsabile:	Corr.astine: kN/ml
Assistente:	Cod. tip:

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT

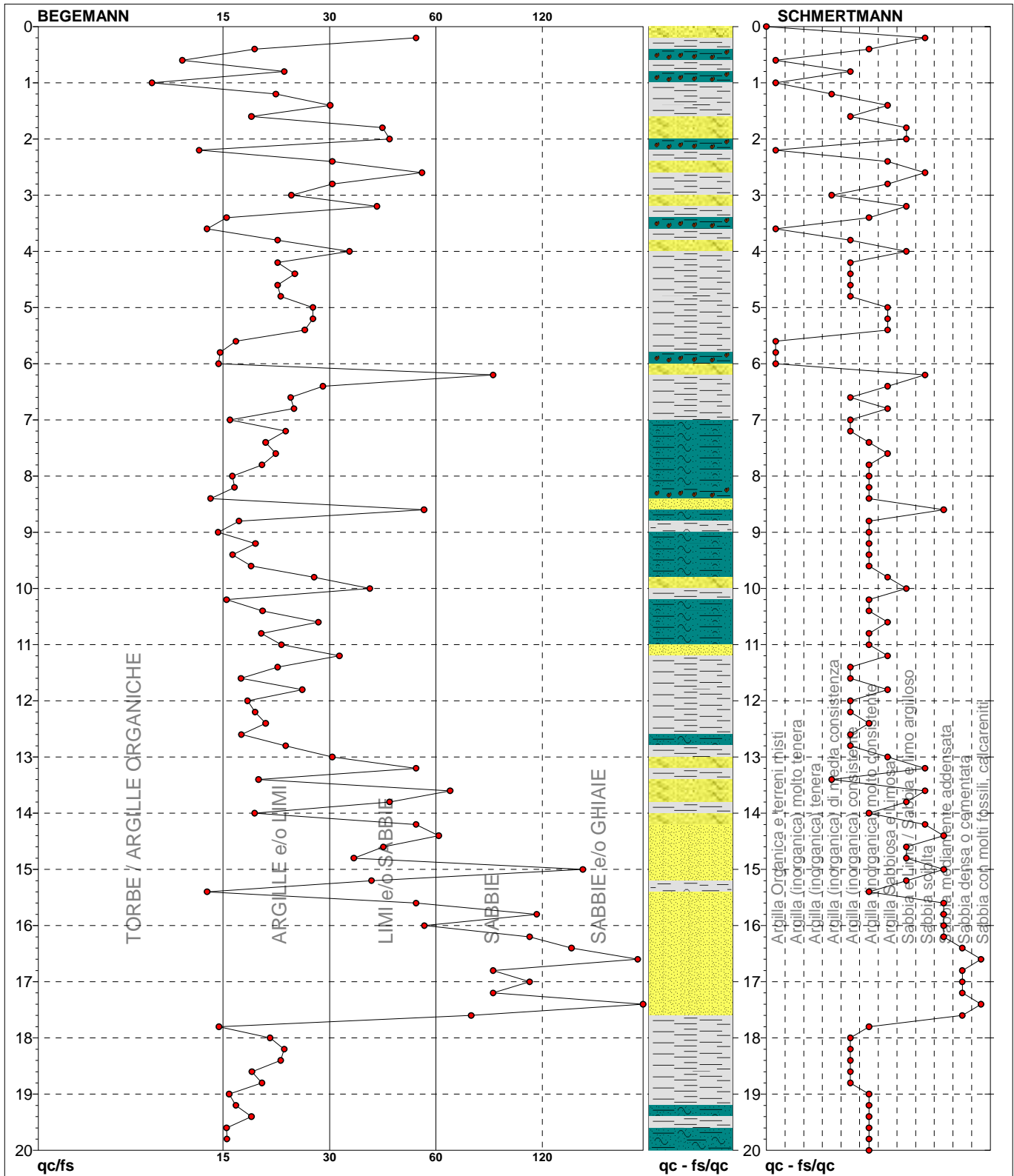
2

Riferimento

105-2020

Committente **STUDIO TECNICO**
 Cantiere **STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE**
 Località **CARPI - VIA MARTINELLI - NUOVO GATTILE**

U.M.: **MPa** Data esec. **05/06/2020**
 Scala: **1:100**
 Pagina **1**
 Elaborato **Falda -2.20 m**



TORBE / ARGILLE OR	8 punti, 8.00%	Argilla Organica e terreni misti	7 punti, 7.00%	Argilla Sabbiosa e Limosa	14 punti, 14.00%
ARGILLE e/o LIMI	61 punti, 61.00%	Argilla (inorganica) di media consistenza	3 punti, 3.00%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo argilloso	9 punti, 9.00%
LIMI e/o SABBIE	18 punti, 18.00%	Argilla (inorganica) consistente	21 punti, 21.00%	Sabbia sciolta	6 punti, 6.00%
SABBIE	8 punti, 8.00%	Argilla (inorganica) molto consistente	25 punti, 25.00%	Sabbia mediamente addensata	7 punti, 7.00%
SABBIE e/o GHIAIE	4 punti, 4.00%			Sabbia densa o cementata	5 punti, 5.00%
				Sabbia con molti fossili, calcareniti	2 punti, 2.00%

FON111

ALLEGATO 2

VERIFICHE GEOTECNICHE

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	8.0 m
Lunghezza fondazione	10.0 m
Profondità piano di posa	0.8 m
Profondità falda	2.2

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Descrizione
3.6	18.0	21.0	22.0	5.0	50.0	7000.0	4000.0	ARGILLA MEDIA
9.0	18.0	21.0	24.0	7.0	70.0	9800.0	5500.0	ARGILLA MEDIA ELEVATA
4.2	18.5	21.5	30.0	0.0	0.0	14000.0	0.0	SABBIA
3.2	18.5	21.5	25.0	7.5	75.0	10500.0	5700.0	ARGILLA CONSISTENTE

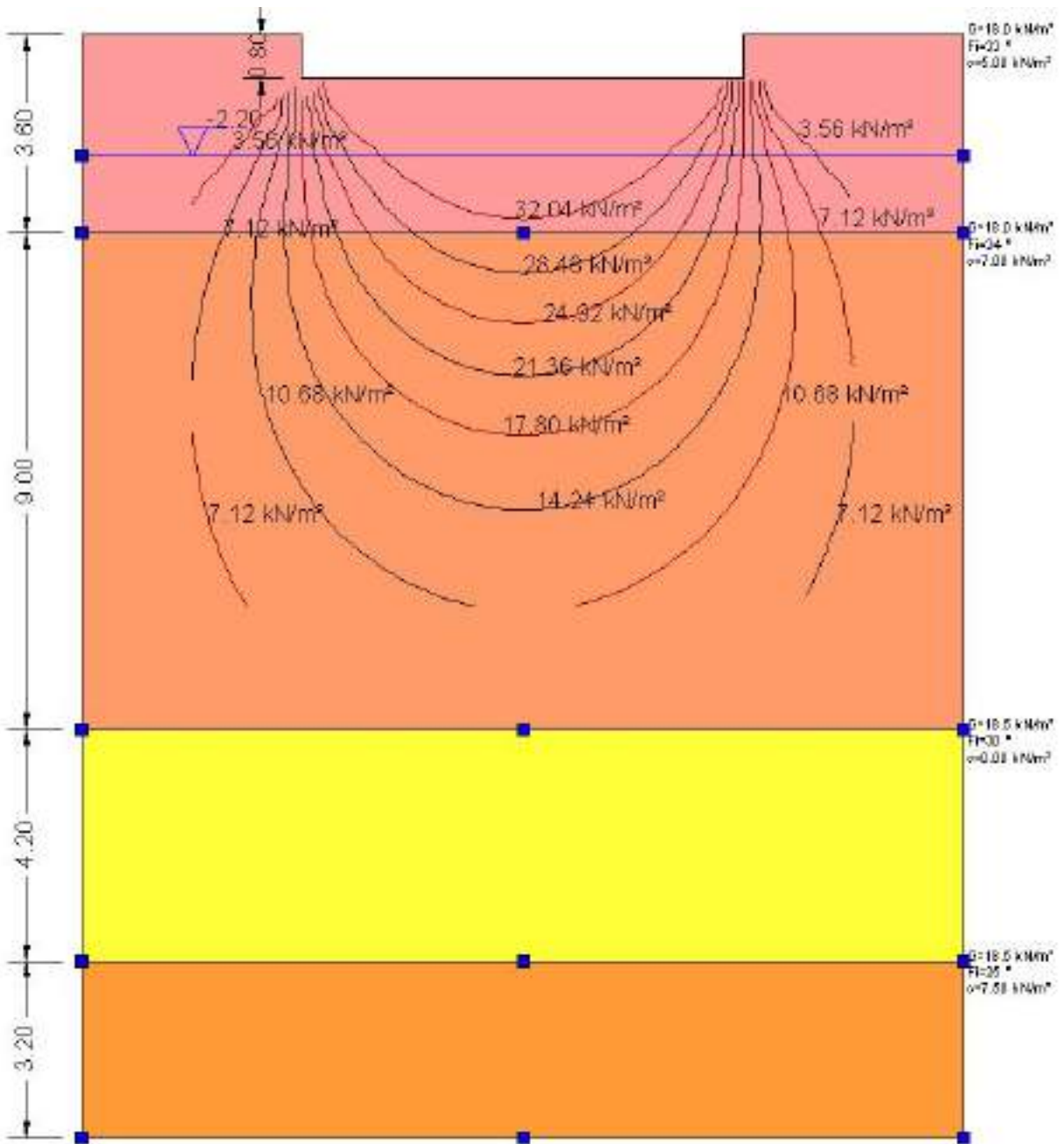
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

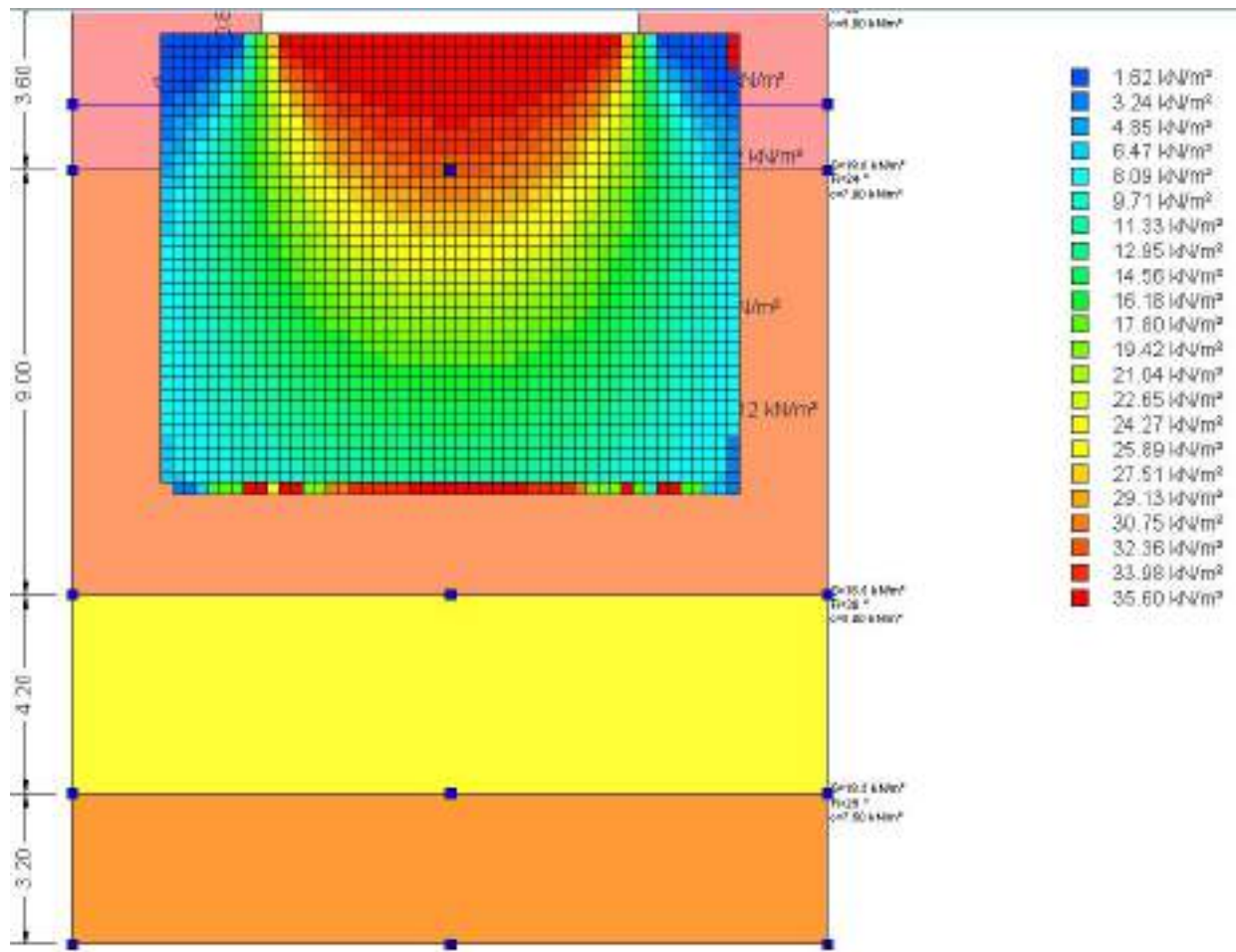
Pressione normale di progetto	50.0 kN/m ²
Cedimento totale	1.559 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	2.2	39.6	4.152	Edometrico	0.2906	--	0.2906
2	8.1	105.639	6.197	Edometrico	1.0141	--	1.0141
3	14.7	0	0	Schmertman	0.09	--	0.09
4	18.4	223.827	2.933	Edometrico	0.1647	--	0.1647



Bulbo dei cedimenti



Mapa delle tensioni

ALLEGATO 3

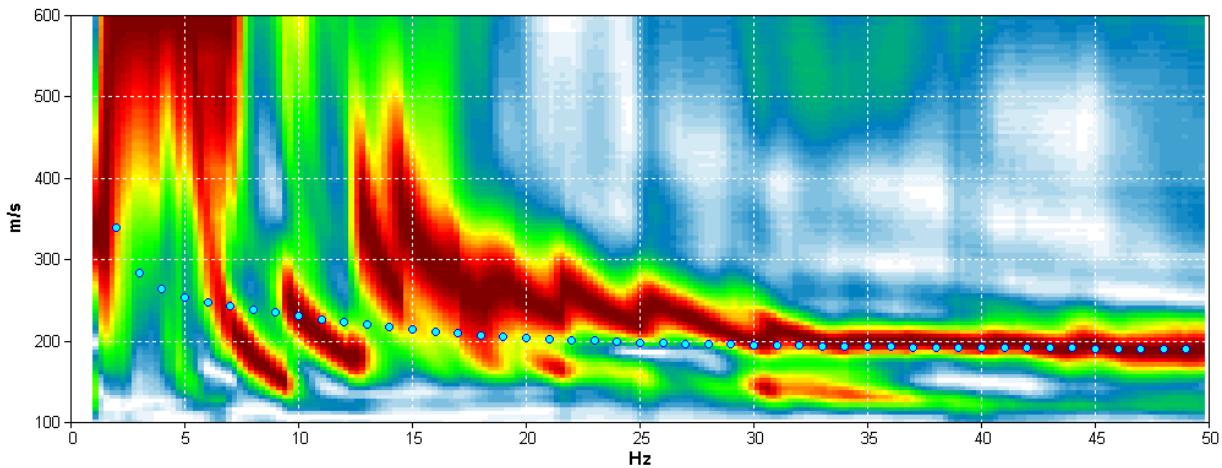
INDAGINI SISMICHE

Indagine sismica MASW

INFORMAZIONI GENERALI

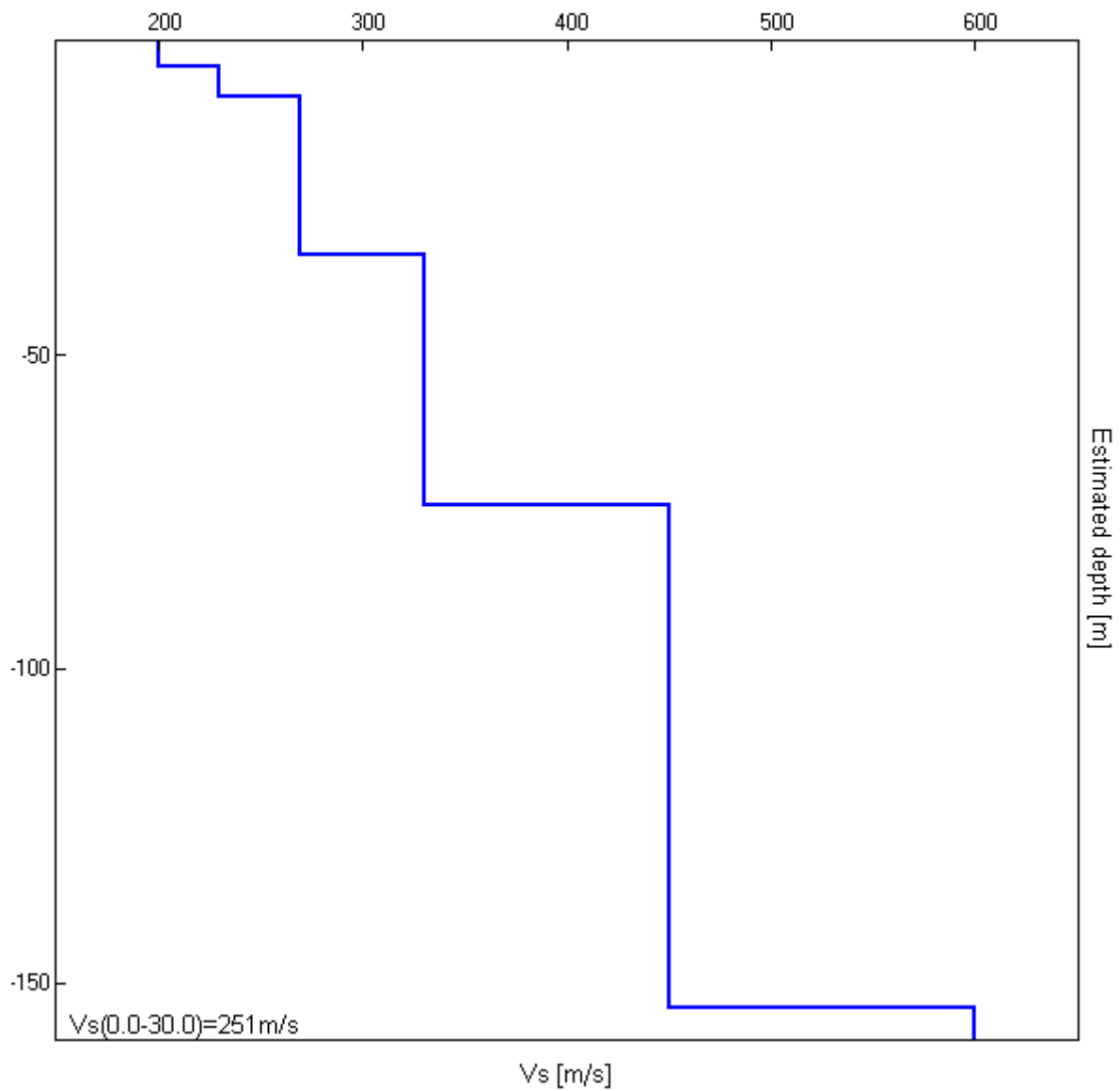
Cantiere: **NUOVO GATILE DI CARPI - Comune di Carpi (Mo)**
 Data esecuzione: **05/06/2020**
 Strumentazione utilizzata: **GEODE GEOMETRICS 24bit/24ch** - Energizzazione: **Massa battente da 10 kg**
 - Sensoristica: **Geofoni verticali 4.5 Hz**
 Responsabile: **Dott. Geol. Pier Luigi Dallari**
 Elaborazione: **Dott.ssa Lisa Gasparini**

MODELLED RAYLEIGH WAVE PHASE VELOCITY DISPERSION CURVE



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
4.00	4.00	200	0.45
9.00	5.00	230	0.45
34.00	25.00	270	0.43
74.00	40.00	330	0.43
154.00	80.00	450	0.43
inf.	inf.	600	0.43

Vs (0.0-30.0) = 251 m/s

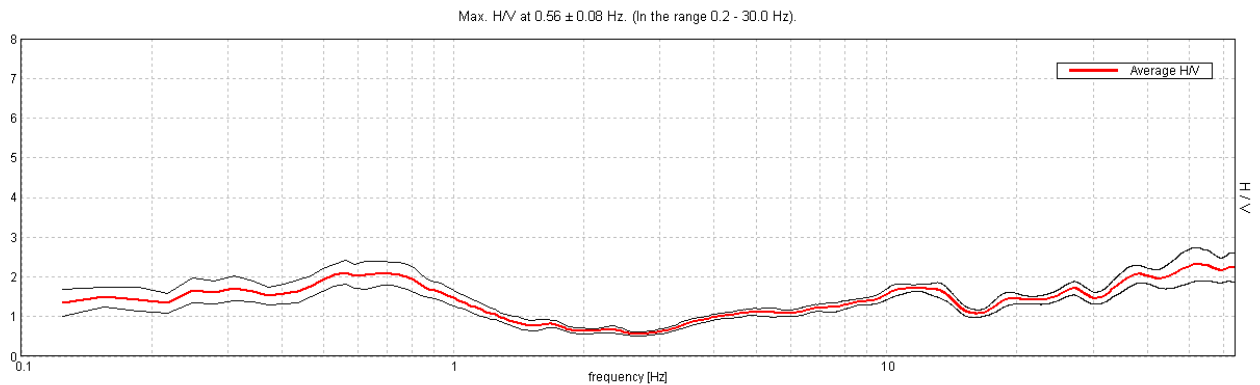


Indagine sismica HVSr

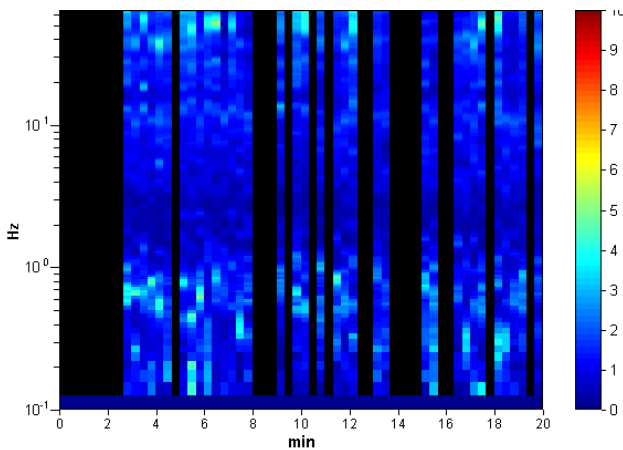
INFORMAZIONI GENERALI

Cantiere: **NUOVO GATILE DI CARPI - Comune di Carpi (Mo)**
 Data esecuzione: **05/06/2020**
 Strumentazione utilizzata: **TROMINO - MOHO - Sensoristica: 3 canali velocimetrici per l'acquisizione del micro-tremore sismico ambientale (fino a ± 1.5 mm/s ~)**
 Responsabile: **Dott. Geol. Pier Luigi Dallari**
 Elaborazione: **Dott.ssa Lisa Gasparini**

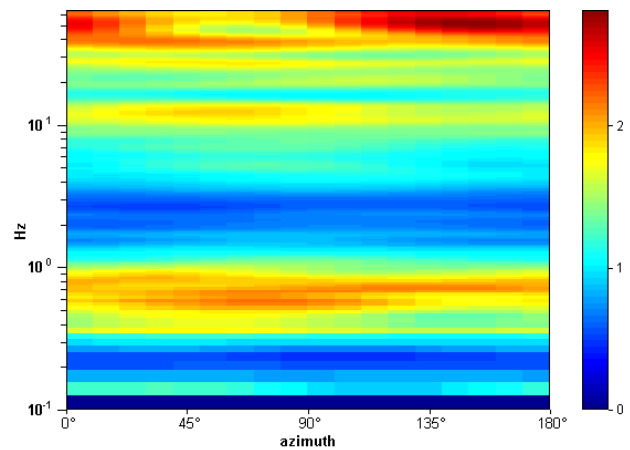
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



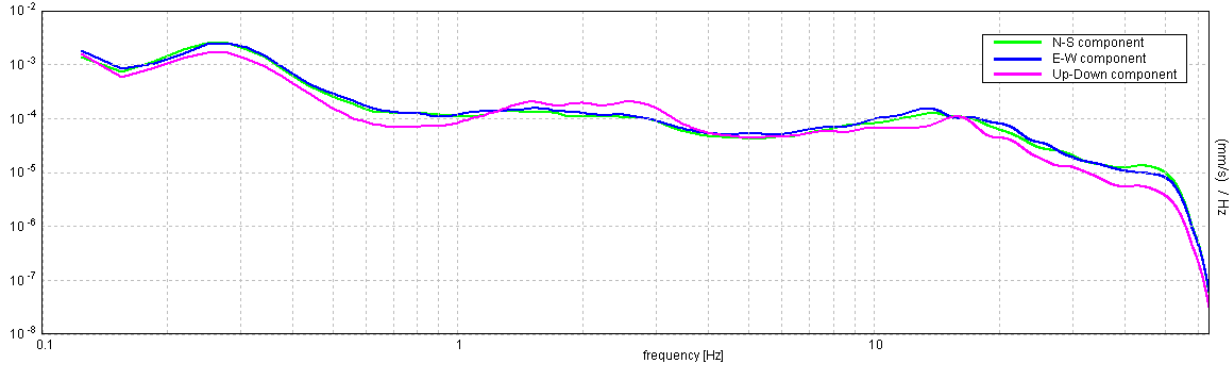
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA



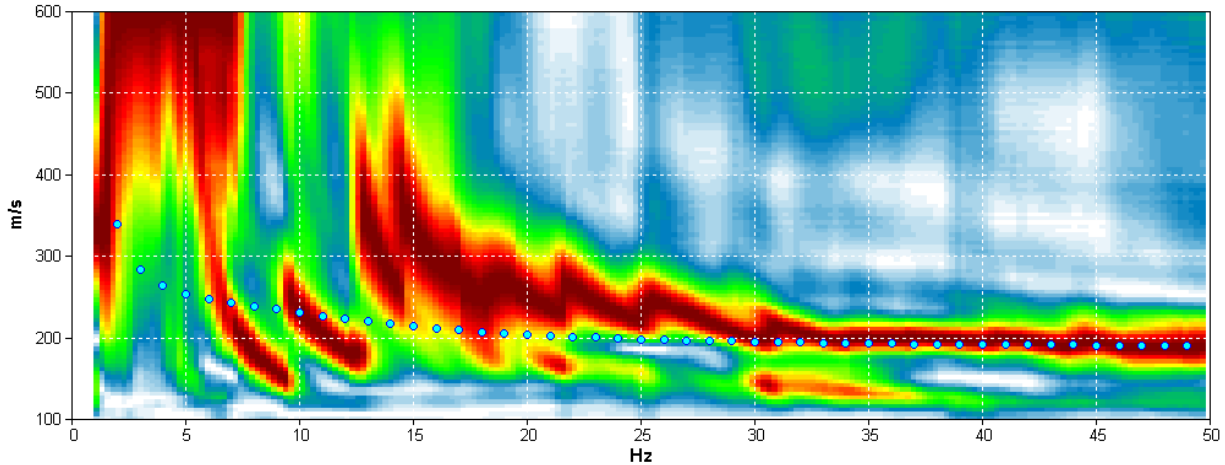
[According to the SESAME, 2005 guidelines. Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.]

Max. H/V at 0.56 ± 0.08 Hz (in the range 0.2 - 30.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve [All 3 should be fulfilled]					
$f_0 > 10 / L_w$	0.56 > 0.50	OK			
$n_c(f_0) > 200$	393.8 > 200	OK			
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 28 times	OK			
Criteria for a clear H/V peak [At least 5 out of 6 should be fulfilled]					
Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO		
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.25 Hz	OK			
$A_0 > 2$	2.12 > 2	OK			
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	0.13929 < 0.05		NO		
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	0.07835 < 0.08438	OK			
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.2905 < 2.0	OK			
L_w window length n_w number of windows used in the analysis $n_c = L_w n_w f_0$ number of significant cycles f current frequency f_0 H/V peak frequency σ_f standard deviation of H/V peak frequency $\varepsilon(f_0)$ threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$ A_0 H/V peak amplitude at frequency f_0 $A_{H/V}(f)$ H/V curve amplitude at frequency f f^- frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$ f^+ frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$ $\sigma_A(f)$ standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided $\sigma_{\log H/V}(f)$ standard deviation of log $A_{H/V}(f)$ curve $\theta(f_0)$ threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$					
Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$					
Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
log $\theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

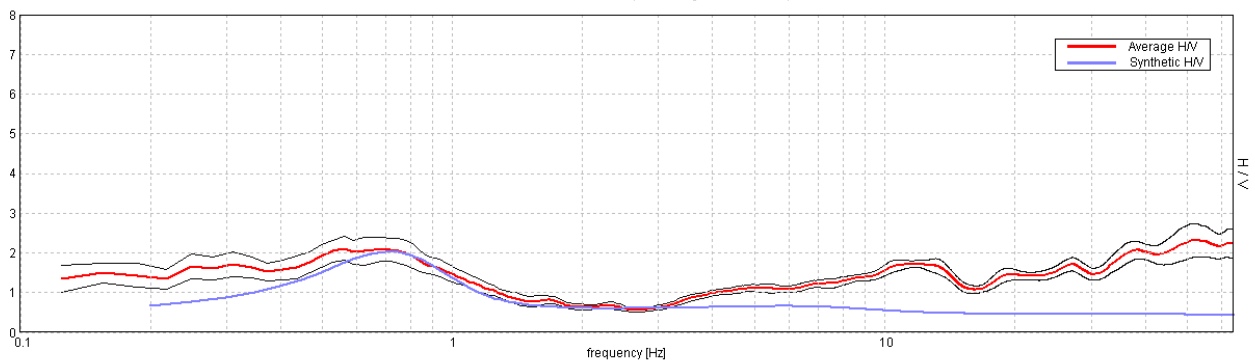
Elaborazione congiunta MASW – HVSr

MODELLED RAYLEIGH WAVE PHASE VELOCITY DISPERSION CURVE



EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 0.56 ± 0.08 Hz. (In the range 0.2 - 30.0 Hz).



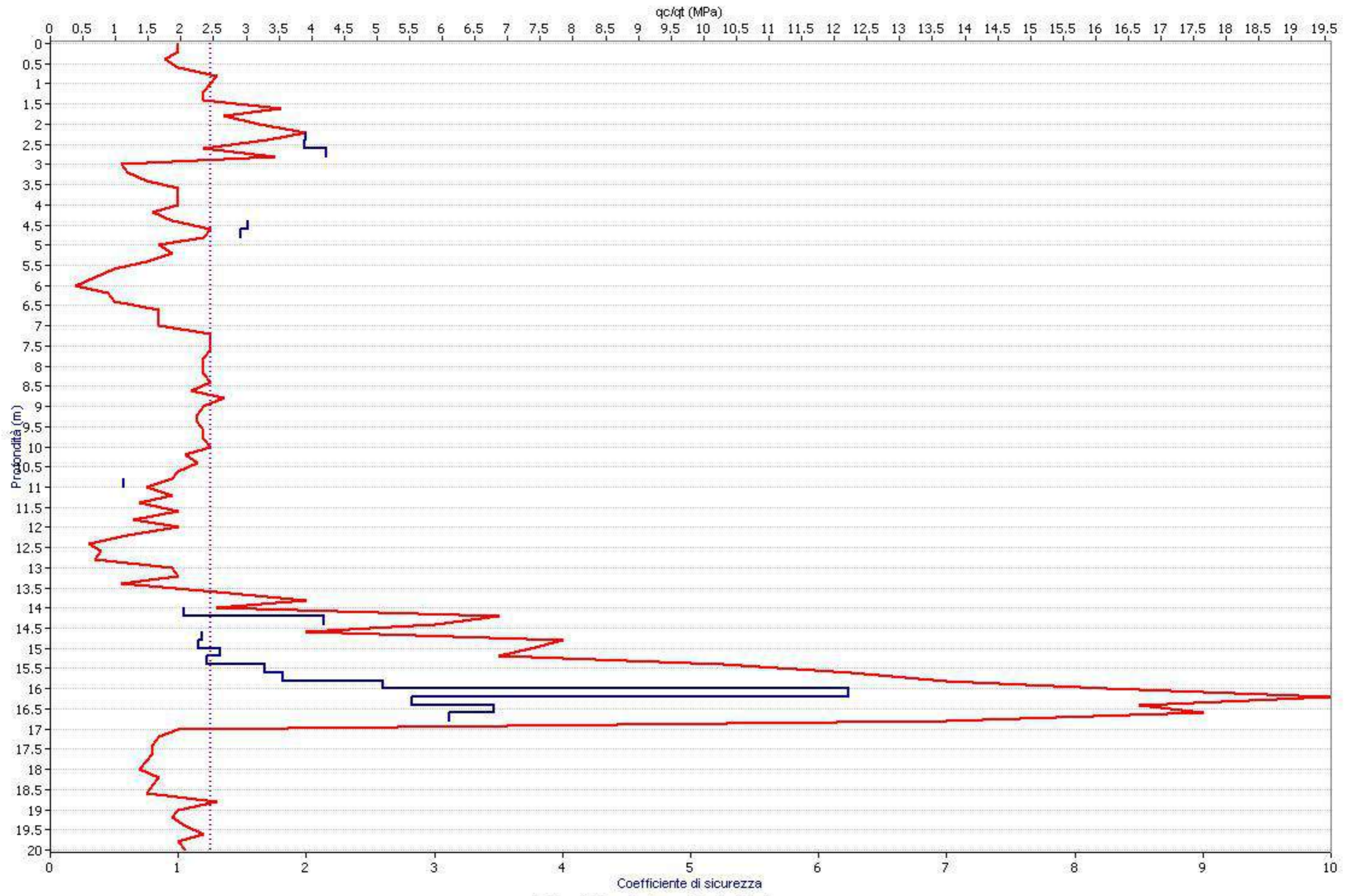
Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
4.00	4.00	200	0.45
9.00	5.00	230	0.45
34.00	25.00	270	0.43
74.00	40.00	330	0.43
154.00	80.00	450	0.43
inf.	inf.	600	0.43

Vs (0.0-30.0) = 251m/s

ALLEGATO 4

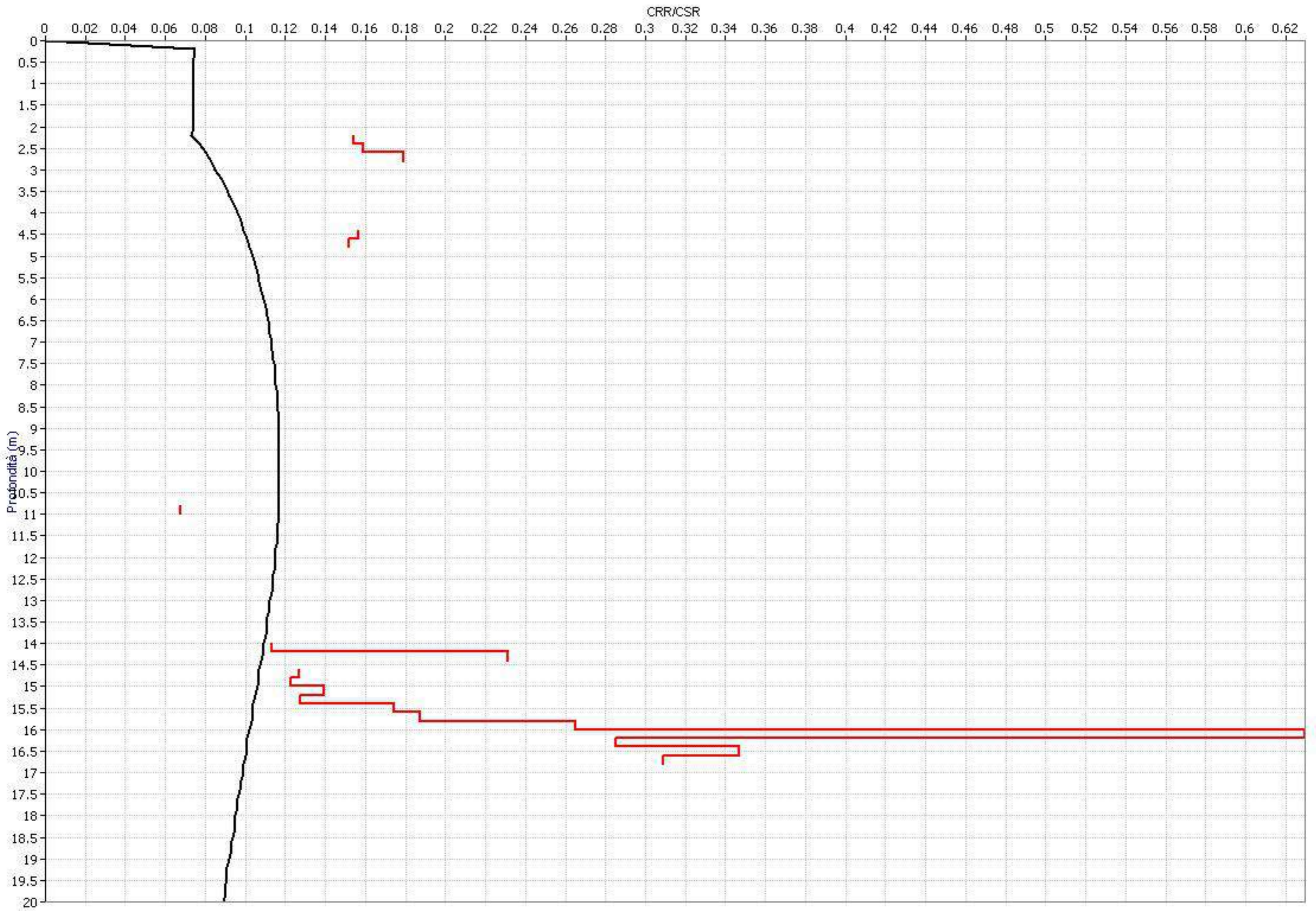
VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

☑ - Profilo qc/qt ☑ - Fs ☑ - Fs limite



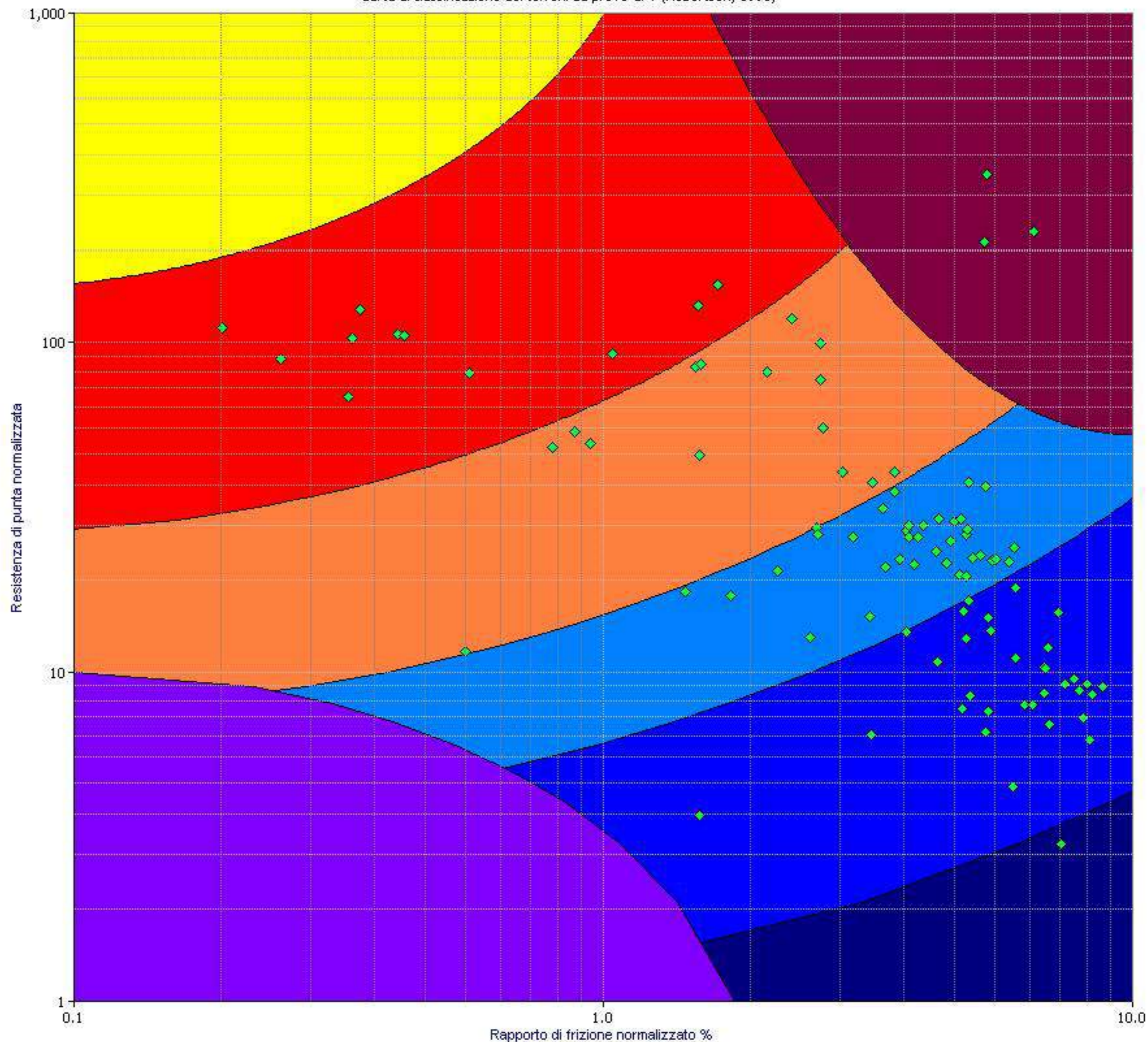
Indice di liquefazione=0.4 rischio basso

✓ - CRR ✓ - CSR



Carta di classificazione dei terreni da prove CPT (Robertson, 1990)

- Terreni con $OCR > 5$
- Da sabbie ghiaiose a sabbie
- Da sabbie a sabbie limose
- Da sabbie limose a limi sabbiosi
- Da limi argillosi a argille limose
- Da argille a argille limose
- Torbe
- Terreni fini sensitivi
- misura



Andamento di Ic e Fs

Ic Fs Falda Ic limite Fs limite

