

**PIANO PARTICOLAREGGIATO DI INIZIATIVA PRIVATA (P.P.I.P.)
PER LA REALIZZAZIONE DELLE OPERE DI URBANIZZAZIONE DELLA SOTTOZONA "C2"
IN LOCALITÀ CONTRAPÒ A FERRARA**

COMMITTENTE

RIZZI GINO nato a Taglio di Po (RO) il 23/09/1956
C.F.: RZZ GNI 56P23 L026U
residente in borgo Collegno 16/C - 45014 Porto Viro (RO)

PROGETTISTI

Dott. Geom. STEFANO MARANGONI
via Marinai d'Italia 36 - 45010 Rosolina (RO)
tel.: 0426/664885 - fax: 0426/343147 - mail: marangoni.stefano1@gmail.com

Geom. RICCARDO COLLINI
via Giacomo Matteotti 73 - 45030 Villamarzana (RO)

Arch. MICHELE MAINI
via Gaetano Pesci 126 - 44122 Ferrara
tel.: 0532/470225 - fax: 0532/1861058 - cell.: 339/7848027 - mail: archimima@yahoo.it

ELABORATO:

- relazione geologica e analisi tecnica del terreno

DOCUMENTO

B

DATA PRIMA EMISSIONE: 11/10/2013

REVISIONE: - DEL

REVISIONE: - DEL

CITTA' DI FERRARA
Provincia di FERRARA

OGGETTO

Relazione per la caratterizzazione da un punto di vista geologico geotecnico e sismico di un terreno da lottizzare in loc. Contrapo' di Ferrara in fregio alla SP 20

COMMITTENTE

Rizzi Gino

Porto Tolle, 09 settembre 2013

Il Geologo
(Dott. Cristian Veronese)

Firmato digitalmente da

Cristian Veronese

O = Ordine dei Geologi
della Regione
Veneto/90029840274
T = Geologo
SerialNumber =
IT:VRNCST68D15A059V
C = IT

INDICE

1.	Premessa _____	pag. 1
2.	Inquadramento geologico generale _____	pag. 2
3.	Modello locale del sottosuolo _____	pag. 4
4.	Pericolosità sismica _____	pag. 5
4.1	Determinazione parametri sismici zonali _____	pag. 5
4.2	Modellazione sismica e classificazione del terreno _____	pag. 7
4.3	Verifica alla liquefazione del terreno _____	pag.14
5.	Verifica preliminare dello spessore della sovrastruttura stradale _	pag.17
6.	Note conclusive _____	pag.20

ALLEGATI

- *Ubicazione prove geognostiche*
- *Profilo geotecnico generale*

1. PREMESSA

La seguente relazione è eseguita su incarico e per conto della ditta Rizzi Gino, al fine di caratterizzare, da un punto di vista geologico geotecnico e sismico, un terreno da lottizzare in loc. Contrapò di Ferrara (fig.1a e 1b).

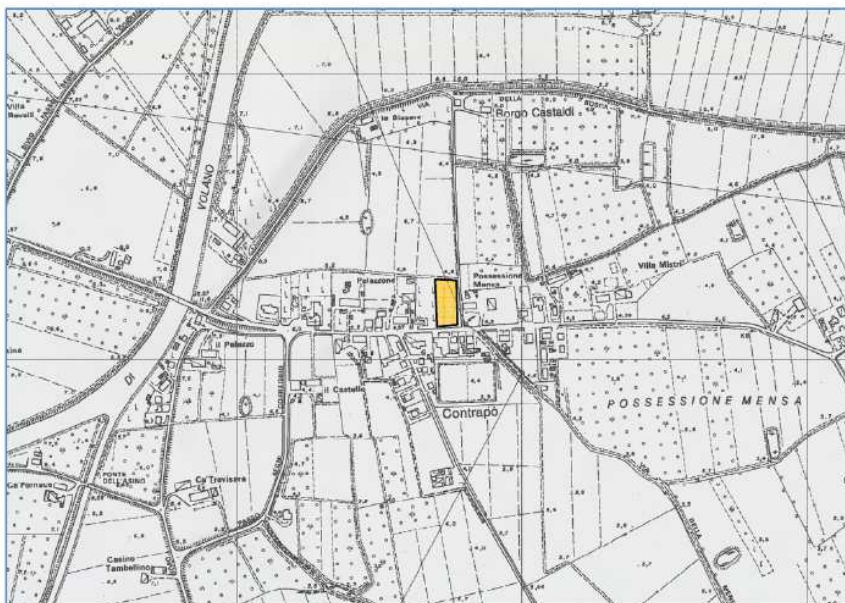


Fig.1a:
ubicazione
dell'area da
stralcio CTR.

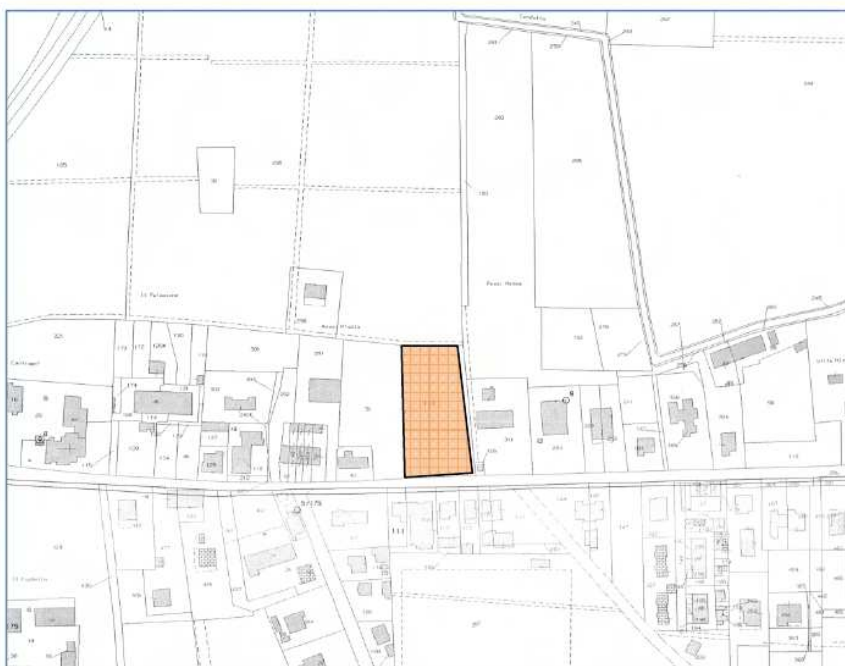


Fig.1b:
ubicazione
dell'area da
stralcio mappa
catastale
(comune Ferrara,
foglio n.174
particella n. 111).

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

Si esegue preventivamente un breve inquadramento geologico generale. Usando come fonte bibliografica la cartografia digitale GIS della Regione Emilia Romagna, l'area in esame è geomorfologicamente inquadrabile nella formazione "Depositi di canale distributore, argini e rotta". Le quote dedotte dalla CTR sono di circa +5 m s.l.m.m.

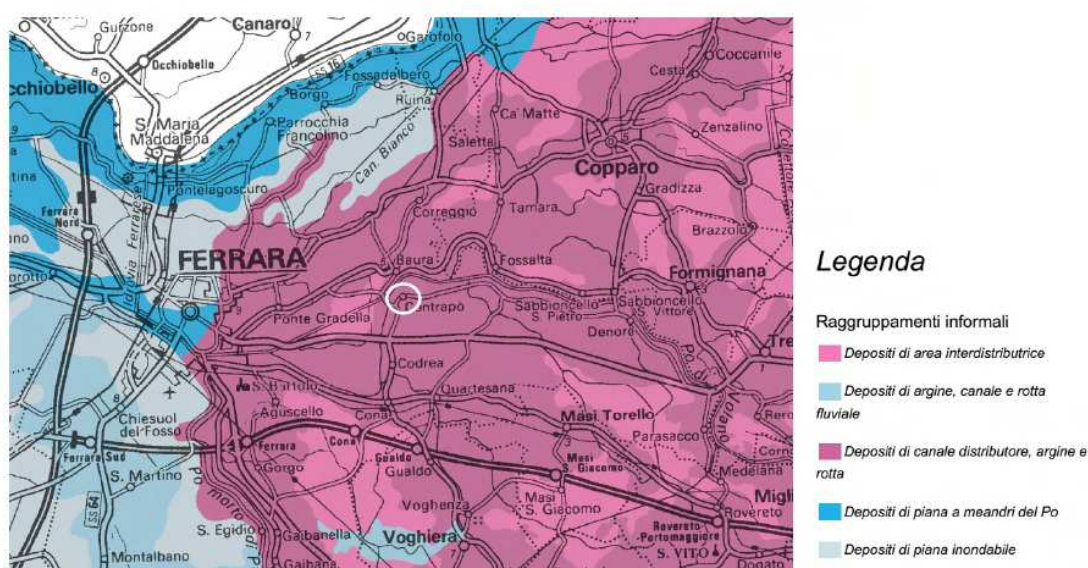


Fig. 2: stralcio di carta geologica regionale (da web GIS Regione Emilia Romagna).

L'area di Ferrara ricade nell'ambito strutturale delle pieghe Ferraresi denominate anche "dorsale Ferrarese" che è rappresentata dagli alti strutturali di Finale Emilia - Mirandola-Novi di Modena e dunque di Bondeno - Ferrara. Il fronte appenninico pertanto non coincide con il limite geomorfologico catena montuosa – pianura bensì risulta soggiacente il materasso alluvionale quaternario padano e identificabile negli archi esterni delle Pieghe Emiliane e Ferraresi (Pieri & Groppi, 1981). La dorsale ferrarese è caratterizzata da sovrascorrimenti attivi sepolti con vergenza Nord-Est sopra la piattaforma padano-veneta (vedere¹ le seguenti fig.2a e profilo 2b); si noti come questa struttura arrivi a quote prossime al piano campagna.

¹ Tratto da Mario Boccaletti et Al. -Carta Sismotettonica della Regione Emilia-Romagna (2004).

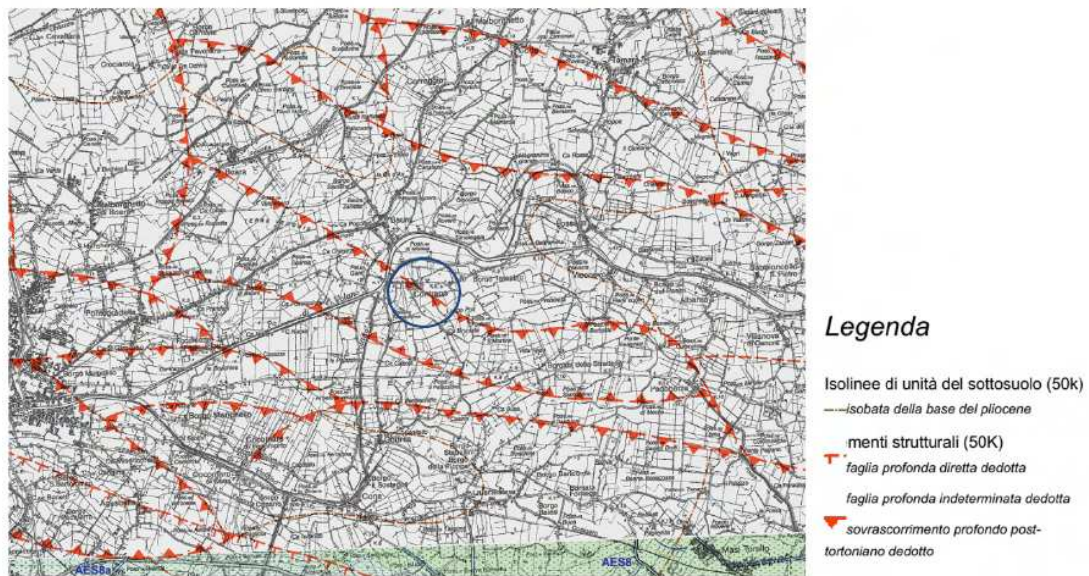
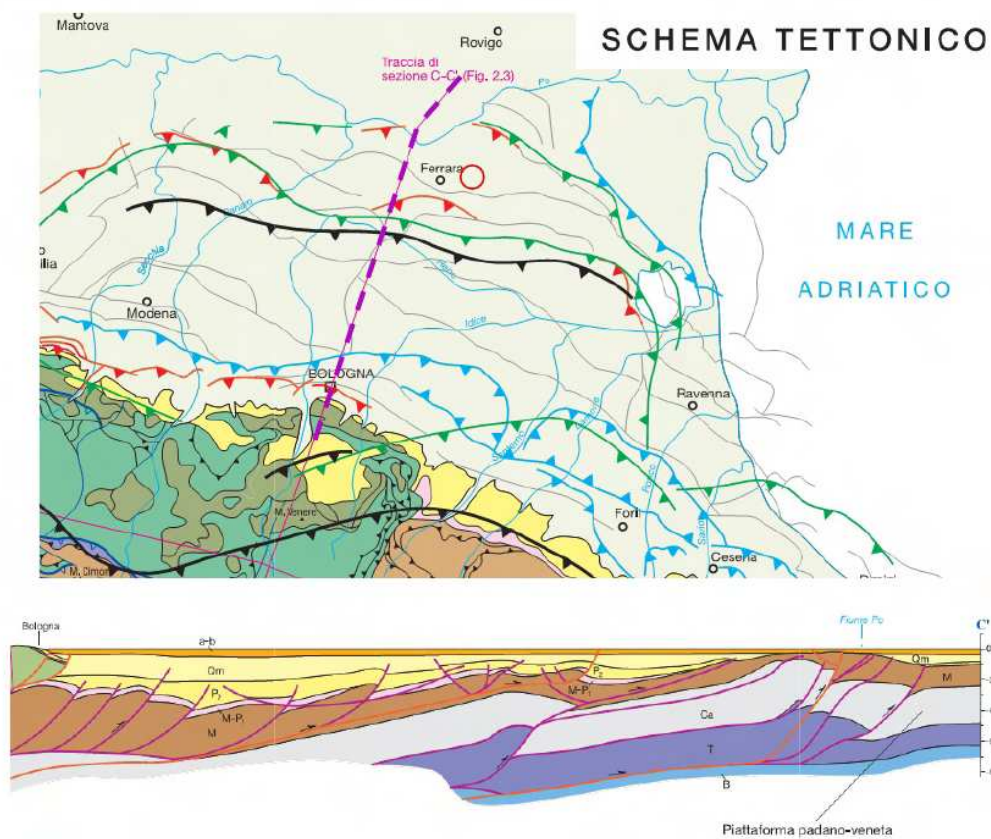


Fig. 3a-b-c: schema tettonico appenninico padano (stralcio). In rosso sono evidenziate le principali strutture attive sepolte, in azzurro quelle plio-pleistoceniche inferiore riattivate, in verde il fronte attivo delle piattaforme carbonatiche e in nero il fronte attivo nel basamento. La linea tratteggiata viola identifica il profilo di fig. 3b. In fig. 3c si riporta la situazione a scala maggiore con i sovrascorrimenti locali.

3. MODELLO LOCALE DEL SOTTOSUOLO

Dalla ricerca delle fonti bibliografiche dalla interpolazione con le prove geofisiche eseguite (vedere paragrafi successivi), si ottiene il seguente modello geotecnico locale².

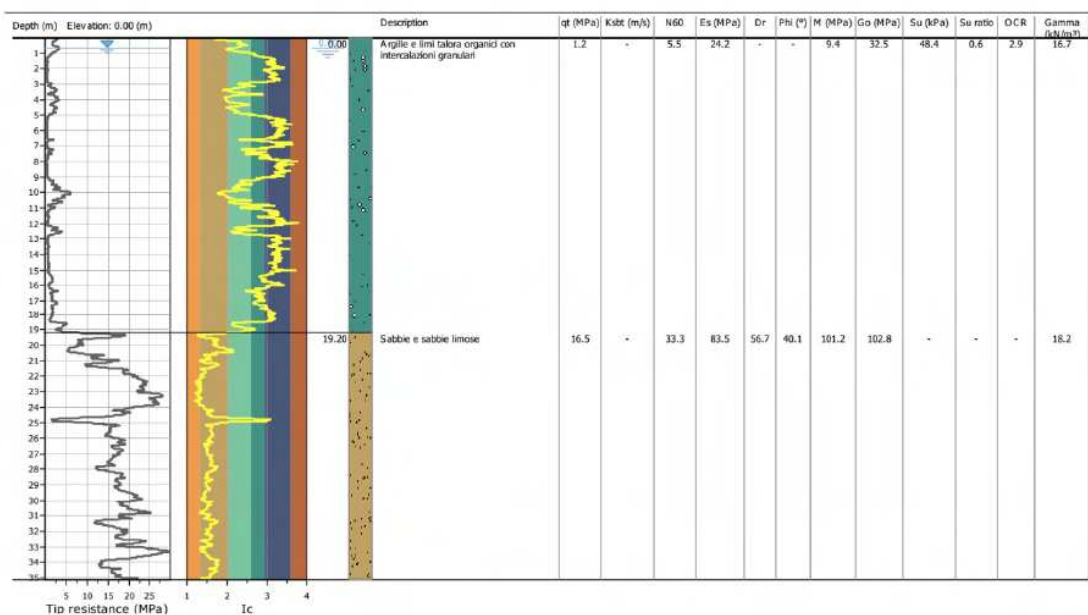


Fig.4 a: sezione geotecnica tipo dalla CPT1.

Profondità Da... a... (m)	Spessore strato (m)	Permea- bilità (m/s)	Numero di colpi SPT (colpi per 30 cm)	Modulo di Young (MPa)	Densità Relativa (%)	Angolo attrito interno (°)	Modulo edometrico (MPa)	Modulo di taglio statico (MPa)	Coesione non drenata - solo per coesivi (kPa)	rapporto Su/σ'v0	Rapporto di sovra- consolida- zione	Peso di volume saturato (kN/m³)
From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT _{neso} (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G ₀ (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m³)
0.00 19.20	19.20	0.00E+00 (±3.67E-06)	5.5 (±3.0)	24.2 (±10.7)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	9.4 (±16.4)	32.5 (±13.3)	48.4 (±36.4)	0.6 (±0.4)	2.9 (±1.7)	16.7 (±0.7)
19.20 35.14	15.94	0.00E+00 (±4.64E-04)	33.3 (±7.7)	83.5 (±13.4)	56.7 (±9.8)	40.1 (±1.7)	101.2 (±19.9)	102.8 (±18.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	18.2 (±0.7)

Fig.4 b: media dei principali parametri geotecnici della sezione geotecnica tipo.

Il terreno si presenta da p.c. sino a circa 20 m prevalentemente di natura misto coesiva con litologie argilloso limose, talora organiche con intercalazioni granulari; dai 19-20 m in poi il terreno risulta prevalentemente granulare (sabbie, sabbie limose).

² Non essendo state eseguite prove penetrometriche o sondaggi specifici, il modello geotecnico è stato interpolato con prove geofisiche ed ha dunque un dettaglio alla scala del "macrostrato" come riportato in fig.4.

4. PERICOLOSITÀ SISMICA

4.1 DETERMINAZIONE PARAMETRI SISMICI ZONALI

La determinazione dei parametri che definiscono l'azione sismica avviene in riferimento al reticolo di riferimento, definito allegato B alle NTC (D.M. 14/01/2008). Il sito è classificato mediante interpolazione con i quattro punti della maglia circostanti il punto in esame, previa determinazione di latitudine e longitudine.

Sulla base della classe d'uso della costruzione (par.2.4.2.) e della vita nominale dell'opera (par.2.4.1) vengono dunque calcolati i seguenti valori:

- il periodo di riferimenti della costruzione (anni);*
- il periodo di ritorno dell'evento sismico (anni);*
nonché i parametri sismici, richiesti per la determinazione dello spettro di risposta, che sono:
- a_g : accelerazione di riferimento del terreno (in unità g);*
- F_o : fattore di amplificazione spettrale massima (adimensionale);*
- T_c^* : periodo di inizio del tratto dello spettro a velocità costante (secondi).*

Tutto ciò in riferimento a ciascun stato limite, di esercizio (SLO: stato limite di operatività e SLD: stato limite del danno) ovvero ultimi (SLV: stato limite di salvaguardia della vita e SLC: stato limite di prevenzione del collasso).

Dati sul sito

Latitudine: 44,84258 Longitudine: 11,72476

Dati sulla costruzione (generici)

Classe d'uso: 2

Vita Nominale: 50 anni

Coefficiente d'uso: 1

Vita di riferimento: 50 anni

Nodi del reticolo intorno al sito

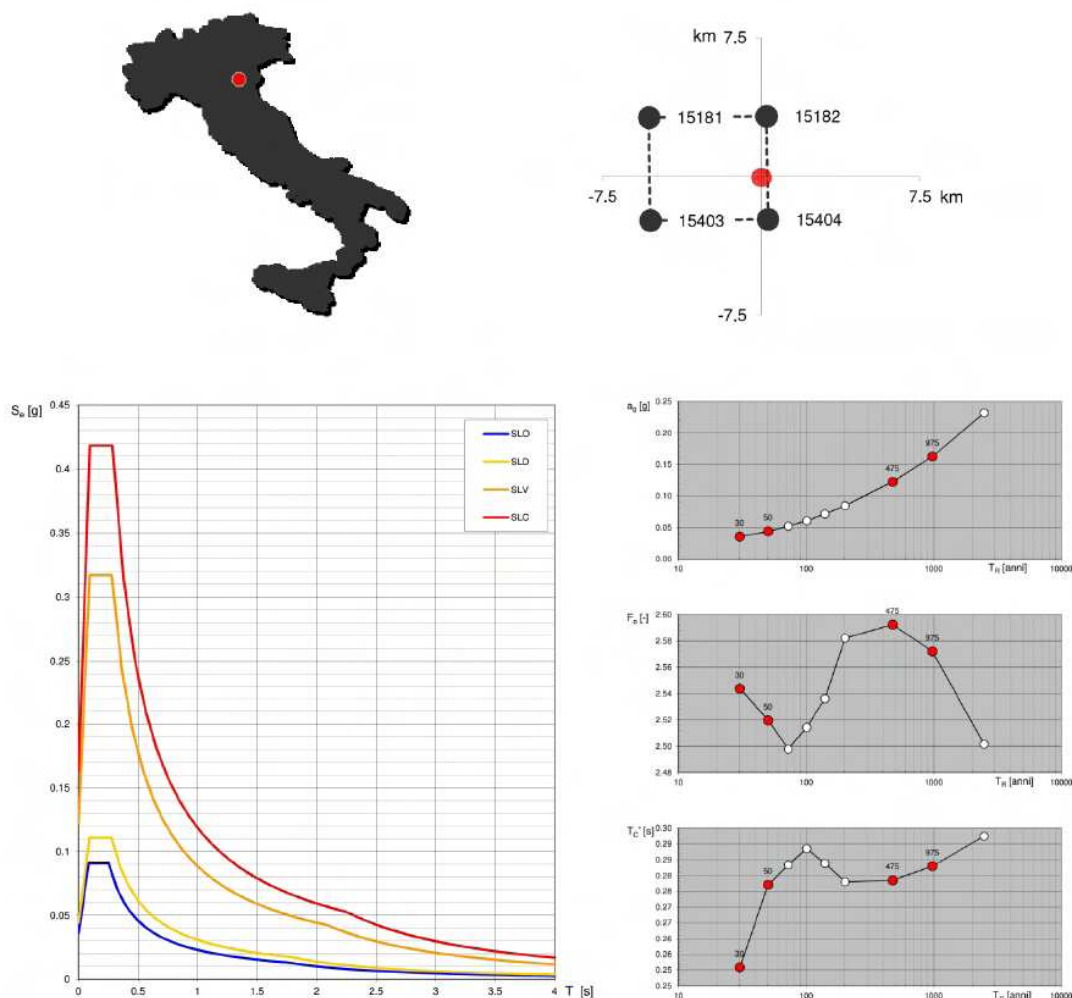


Fig.5: Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite e grafici parametri azione.

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0,036	2,544	0,251
SLD	50	0,044	2,520	0,277
SLV	475	0,122	2,593	0,278
SLC	975	0,163	2,572	0,283

Tab.1: valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ogni SL.

Per completare il quadro sismologico si identificano i dati di disaggregazione del sito in termini di magnitudo e distanza da faglie sismo-genetiche, dalla banca dati *webGIS* dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (fig.6).

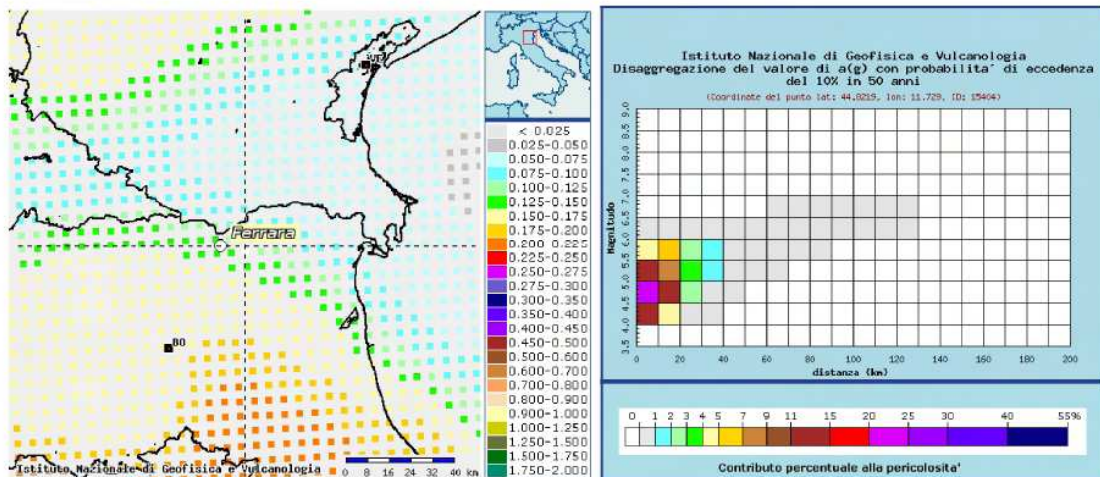


Fig.6: inquadramento generale dell'area e grafico di disaggregazione.

Dall'esame di fig.6 è possibile determinare i seguenti parametri di disaggregazione: magnitudo da 4,0 a 6,0 e distanza da 0 a 40 km.

Dai database sismici l'area in oggetto ricade all'interno della zona sismo genetica denominata ZS919 (dorsale ferrarese) nella zonazione ZS9 dell'INGV. La zona sopraddeata si caratterizza per un meccanismo focale a fagliazione inversa con profondità ipocentrale compreso tra i 5 e gli 8 km. Nel caso specifico si assumerà nel calcolo seguente la massima magnitudo di riferimento allo SLV pari a 6,14.

4.2 MODELLAZIONE SISMICA E CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO

Viene innanzitutto stimata la velocità media delle onde di tipo S sulla base della prova CPTU di riferimento, determinando rispettivamente i valori del numero di colpi N_{spt} , del modulo di taglio G_0 e da quest'ultimo³ la V_s ; dall'elaborazione eseguita mediante software specifico (CPeT-IT v.1.6). Comparando i valori di

³ Su terreno ideale, omogeneo e isotropo, si ha $V_s = \sqrt{(G_0/\rho)}$ (ove ρ è la densità del mezzo).

resistenza alla punta con il numero di colpi della prova SPT⁴, ottenuto usando la relazione di *Jefferies and Davies (1993)*, si ottiene un valore medio a 31 m (considerando una fondazione superficiale incassata genericamente a 1 m) di $N_{spt}=16-17$ colpi/30 ovvero si calcola una $V_s=178$ m/s, da cui si deduce un terreno di tipologia D al limite con la C, per fondazioni superficiali ovvero di tipo C per fondazioni profonde.

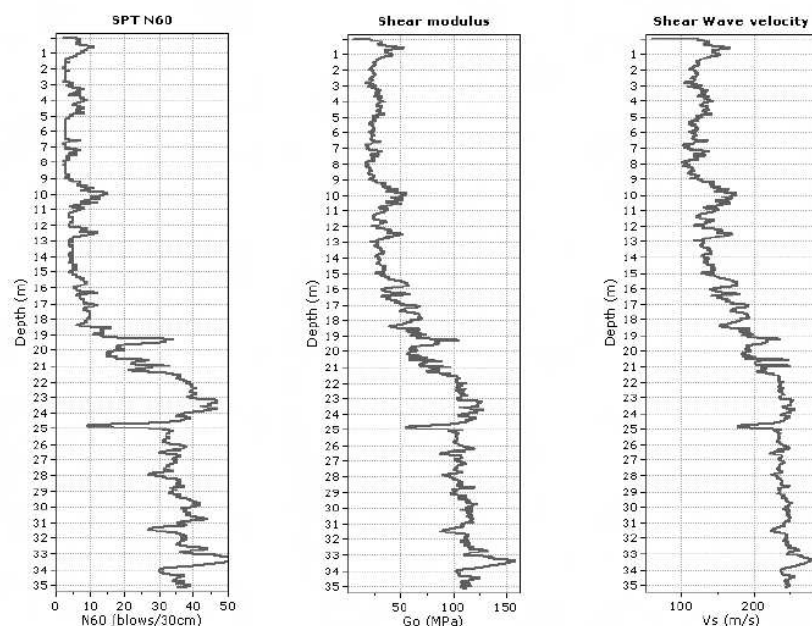


Fig. 7: Numero di colpi N_{SPT} , modulo di taglio G_0 e velocità delle onde di taglio S da piano campagna sino a circa 35 m di profondità.

La campagna geofisica di taratura del modello è stata eseguita con l'utilizzo di un tromografo digitale rispettivamente (a) in sismica passiva con misura dei microtrempi ambientali e (b) in sismica attiva con tromografo collegato a geofono trigger con l'esecuzione di uno stendimento con *offset* minimo di 5 m e con incremento successivo di 2 m per complessivi n.15 punti di energizzazione ottenuta mediante la caduta di un grave di 24 kg dall'altezza di 1,5 m ovvero con la battuta di una mazza con massa di 4 kg su traversina in legno resa solidale al terreno dal peso dell'operatore e posta in posizione trasversale allo stendimento.

⁴ Data la bassa ripetibilità delle prove SPT, tale relazione risulterebbe, secondo gli autori, più attendibile delle prove SPT stesse in quanto correla valori e interpretazioni litologiche ottenuti da prove CPTEU.

Evitando in tale sede di eseguire una trattazione teorica della metodologia impiegata, si riportano le elaborazioni dei dati raccolti (con software geofisico) rispettivamente per il caso (a) dei rapporti spettrali tra le due componenti del moto orizzontale H (E-W e N-S) con quella verticale V (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR o H/V) ovvero per (b) sul tracciato in pseudo array viene eseguita la determinazione della curva di dispersione della velocità di fase delle onde di superficie generate in sede di energizzazione. Le componenti considerate sono rispettivamente la ZVF e RVF per le onde R (Rayleigh), ovvero la THF per le onde L (Love). Alla seguente fig. 8 si restituiscono i risultati ottenuti con il tromografo in stazione singola in sismica passiva nei punti T1-2-3 e alle successive figg. 11-12-13 gli spettri di velocità di dispersione per le onde superficiali per le due componenti delle onde R e per quella trasversale delle onde L, sulla base dei tracciati registrati in sismica attiva (fig.10). Lo schema del rilievo e le componenti di energizzazione sono riportate alla fig.9.

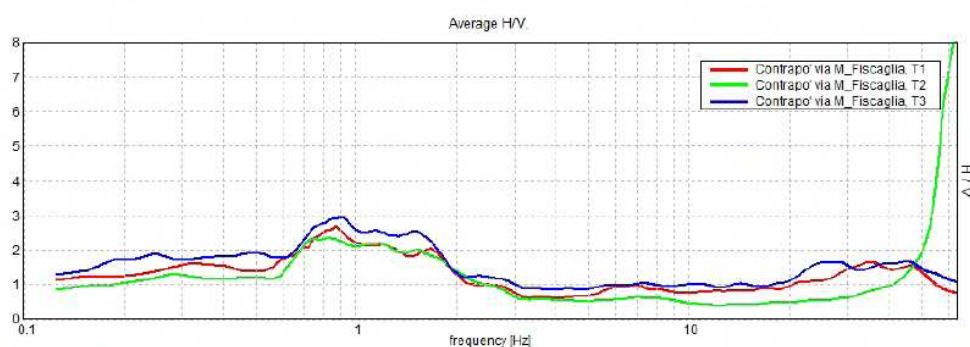


Fig. 8: profilo del rapporto delle componenti H/V per le prove T1-T2-T3.

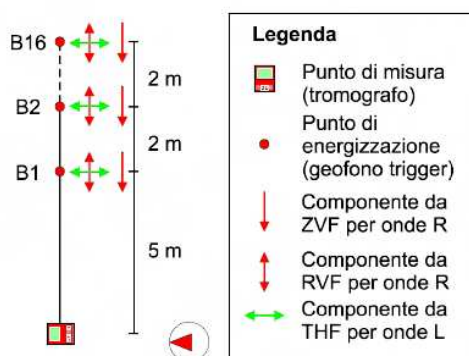


Fig. 9: schema dello stendimento pseudo MASW.

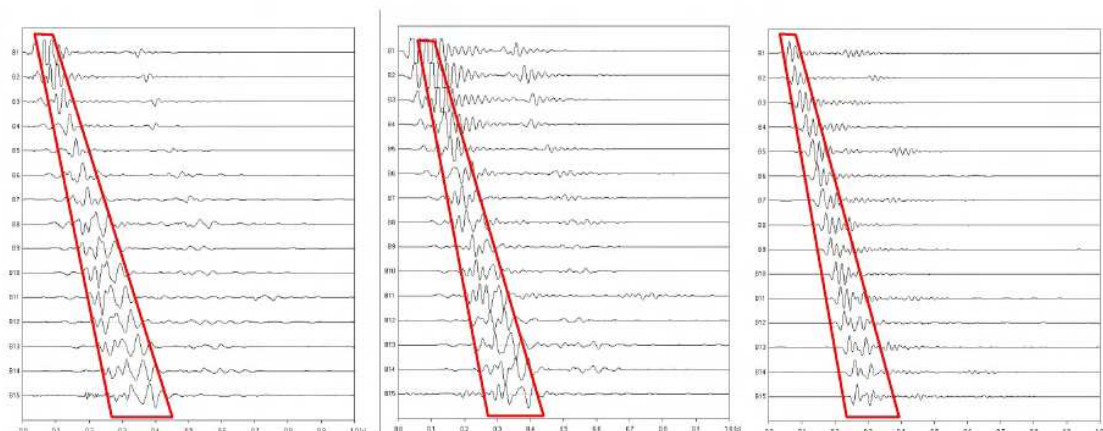


Fig. 10: tracciati (finestra temporale di 1 secondo) rispettivamente da sinistra delle componenti verticale e radiale delle onde di Rayleigh e a destra della componente trasversale delle onde di Love, con indicazione del poligono utilizzato per il calcolo della curva di dispersione.

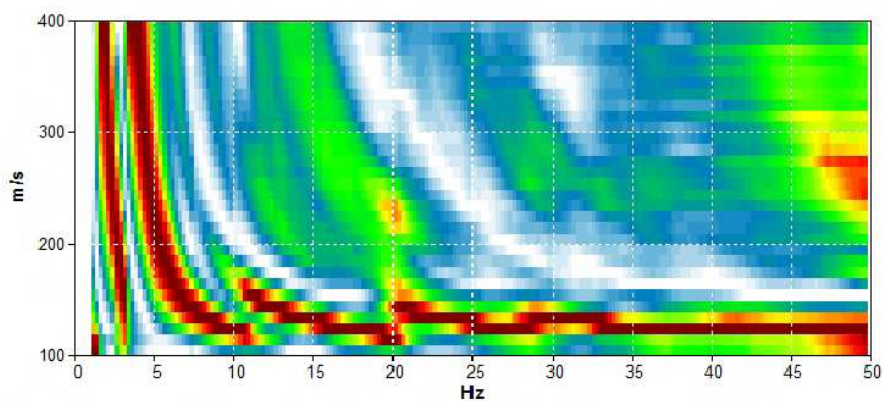


Fig. 11: spettro di velocità di fase per le onde superficiali di Rayleigh per la rispettiva componente verticale (da sorgente ZVF).

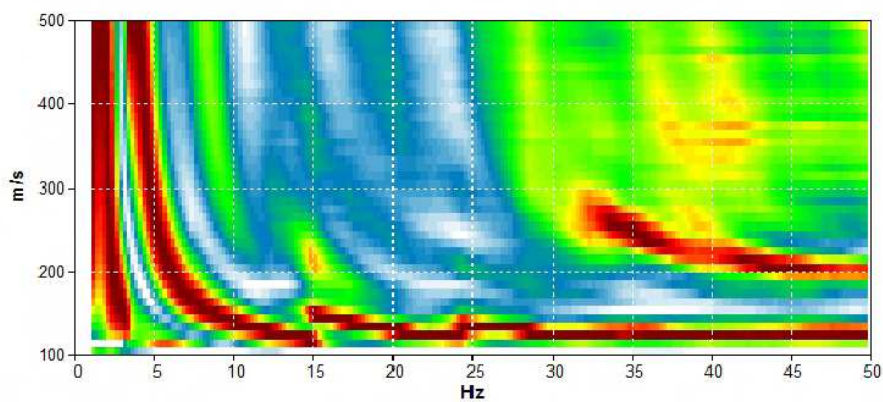


Fig. 12: spettro di velocità di fase per le onde superficiali di Rayleigh per la rispettiva componente radiale (da sorgente RVF).

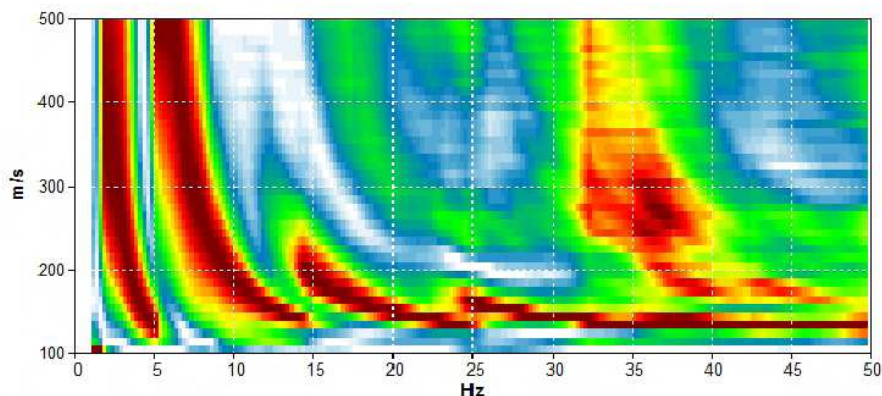


Fig. 13: spettro di velocità di fase per le onde superficiali di Love da sorgente trasversale (THF).

Dalla sismica attiva è possibile dedurre la V_s degli strati superficiali (per le onde R dalla relazione $V_R=0.9 V_s$ e per le onde L $V_L=V_s$).

La taratura delle velocità delle onde di taglio V_s dei livelli superficiali, eseguibile dalla MASW permette di determinare la profondità dei picchi riscontrati dai profili HVSR e di vincolare la profondità del banco sabbioso deducendo i modelli sintetici in sismica attiva (curva blu di fig.14) e attiva (punti verdi di fig.15) da cui si deduce il *bedrock-like* identificabile con il tetto sabbioso, e dunque, attraverso un processo di inversione automatico, si ottiene finalmente il modello della V_s in relazione alla profondità come riportato alla fig.16 (comparabile alla CPT di riferimento).

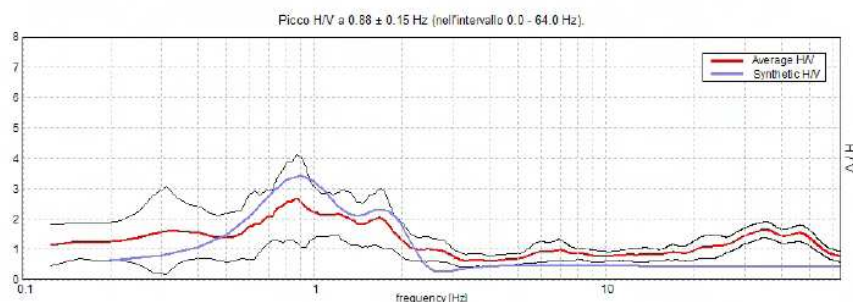


Fig. 14: profilo del rapporto delle componenti H/V sperimentale (rosso) per la prova T1 con valori di deviazioni standard e in blu la curva sintetica utilizzata per l'inversione.

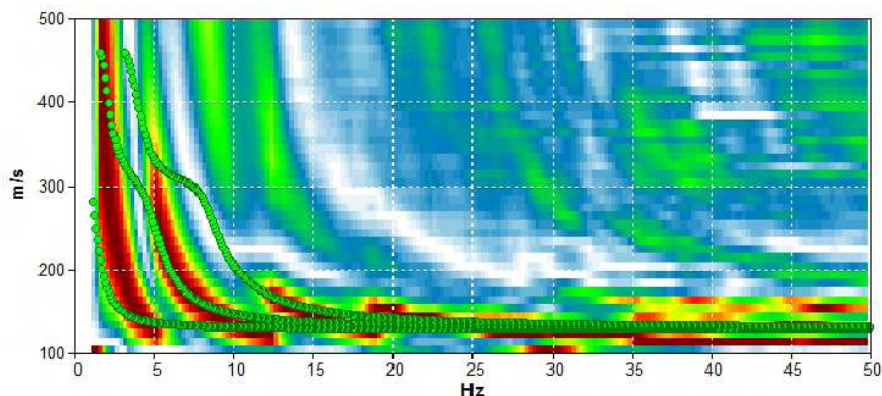


Fig. 15: spettro di velocità di fase per le onde superficiali di Rayleigh di fig.13 con sovrapposizione della curva di fitting corrispondente dell'inversione.

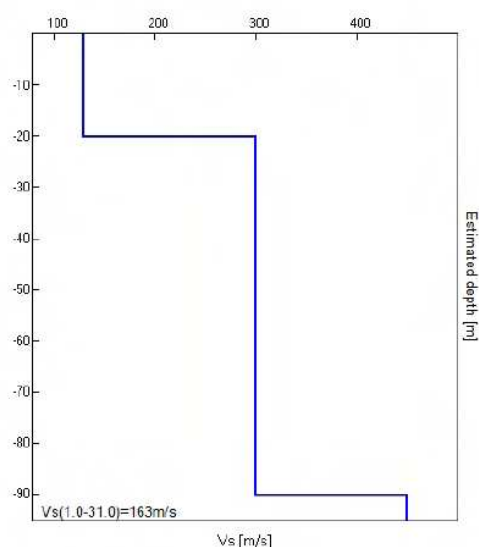


Fig. 16: profilo di velocità, per semplicità ridotto soli due strati⁵ sismici, delle onde sismiche di taglio S interpretabili dalle prove con tromografo da cui si ottiene una Vs =163 ±33 m/s.

Il modello ottenuto permette di giungere al calcolo del valore di velocità delle onde di taglio nello strato omogeneo equivalente ai primi 30 m di profondità dal presunto piano fondale (Vs30, Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008) come:

$$Vs30 = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{Vs_i}}$$

ove h_i e Vs_i sono spessori e velocità degli i -esimi strati nella sommatoria.

⁵ Il profilo di Vs non si ottiene in modo diretto ma da un fit vincolato della curva H/V. Si evidenzia, per chiarezza, che per la deduzione della Vs30 non è necessario acquisire un profilo particolarmente dettagliato delle Vs, dovendo determinare esclusivamente un valore medio.

Risulta dunque⁶ $V_{s30}=163 \pm 33$ m/s. Il suolo ricade in definitiva nella categoria di suolo di fondazione di **tipo D**, come sotto riportato, e solo per i valori di massima forbice di incertezza positivi al limite con la categoria C.

D-Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).

Per eventuali fondazioni profonde il terreno risulta di tipo C dalla profondità di immersione fondale di 4-5 m in poi.

Commentiamo ed analizziamo, per concludere, i dati ed i risultati precedenti, rammentando che, per una corretta lettura dei diagrammi, la frequenza (*frequency* [Hz] sull'asse delle ascisse, a scala logaritmica) è in relazione inversa con la profondità (alte frequenze corrispondono a terreni superficiali, basse frequenze a terreni profondi⁷).

Si notino, leggendo i diagrammi da destra verso sinistra, i picchi corrispondenti ai vari livelli più rigidi sabbiosi e i minimi corrispondenti a livelli meno rigidi (argille e terreni organici). Il picco a circa 1,7 Hz corrisponde al banco sabbioso che inizia a 19-20 m: questa profondità è stata dedotta avendo preventivamente assunto una $V_s=130$ m/s nel modello di fig.16, sulla base delle risultanze dalle indagini pseudo MASW. Da notare anche il picco a circa 0,9 Hz che si riferisce ad un *bedrock-like* più profondo (90-100m).

Possiamo inoltre confrontare i profili H/V (nonostante quello della prova T2 sia più appiattito per la presenza in superficie di terreno più rigido⁸ corrispondente a un piazzale in ghiaio) e come si può vedere in fig.8 sono evidenziabili picchi dotati di una certa sovrapponibilità, il che lascia supporre una generale omogeneità del profilo sismico (e dunque litologico) tra i tre punti di indagine.

⁶ Incertezza 2s dell'ordine del 20%, cfr. Mullargia e Castellaro, 2009 Seism. Res. Lett., 80, 985-989.

⁷ Secondo la relazione $V_s=4 f H$.

⁸ Vedere a tal proposito articolo di Castellaro and Mulargia, *The Effect of Velocity Inversions on H/V in Pure and Applied Geophysics* (pag.567÷592), 2009.

Le prove p-MASW hanno evidenziato la presenza di diversi modi superiori, in relazione al comportamento non elastico bensì a evidente componente viscosa del terreno. Le prove hanno permesso di valutare la V_s superficiale in accordo con il valore sopraddeito.

I diagrammi H/V permettono dunque di identificare picchi evidenti tra 1,7 Hz e 0,9 Hz. Per avere indicazioni della vulnerabilità sismica del fabbricato si dovranno confrontare i profili del terreno con le misure di oscillazione dei fabbricati di futura edificazione⁹ (se tali frequenze coincidono con picchi H/V del terreno sia ha vulnerabilità sismica per doppia risonanza terreno/fabbricato). Esclusivamente per un riferimento molto generale nei fabbricati in c.a. si riportano i valori bibliografici (fig.17) da cui i picchi del terreno equivarrebbero ad oscillazioni esclusivamente di edifici medio-alti.

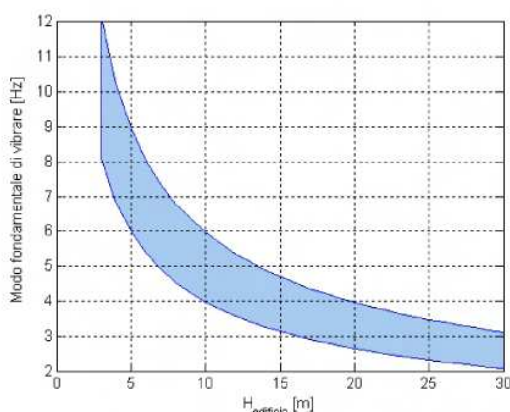


Fig. 17: Relazione tipica tra l'altezza di una struttura in c.a. e la frequenza del primo modo flessionale.

4.3 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DEL TERRENO

La verifica alla suscettibilità di liquefazione in condizioni sismiche viene effettuata con calcolo automatico con il metodo di *Robertson e Wride - NCEER (1998)* che utilizza i dati provenienti dalla prova penetrometrica statica con punta elettrica. Tale metodo è basato sulla determinazione del livello di sollecitazione

⁹ Per un riferimento specifico si devono eseguire delle misure dirette sui costruendi fabbricati.

ciclica del suolo causata dal sisma, espresso come indice di sollecitazione ciclica CSR (*Cyclic Stress Ratio*) e la resistenza del terreno alla liquefazione espressa come indice CRR (*Cyclic Resistance Ratio*). Si utilizzano rispettivamente i dati provenienti dalla prova CPT1 (classificazione litologica da indice SBT - *Soil Behaviour Type* di Robertson¹⁰) e quanto dedotto ai precedenti paragrafi. La procedura di calcolo automatica utilizzata è riportata al seguente schema.

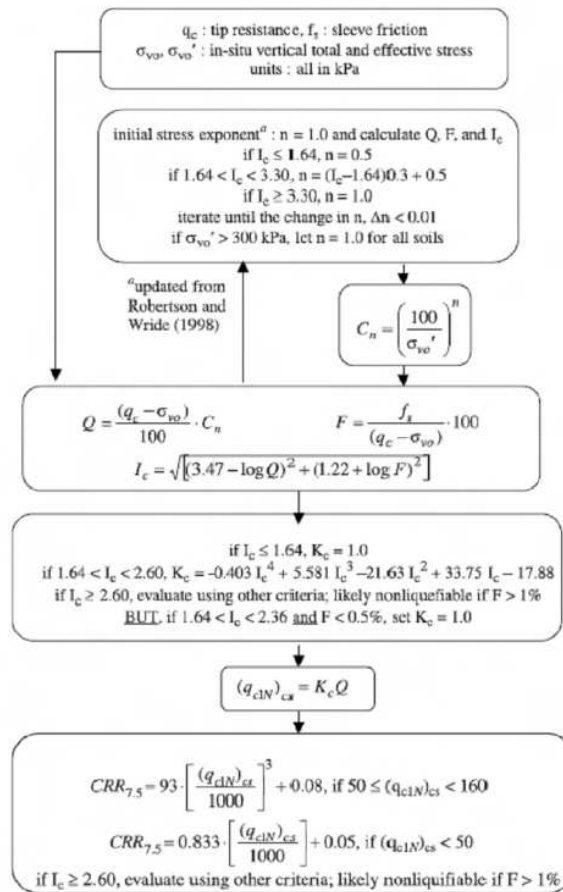


Fig. 18: schema ed algoritmi di calcolo utilizzati per la procedura di calcolo di resistenza del terreno alla liquefazione in accordo con Robertson e Wride - NCEER (1998).

¹⁰ Questa classificazione è ottimizzata per prove penetrometriche con punta elettrica e piezocono CPTEU.

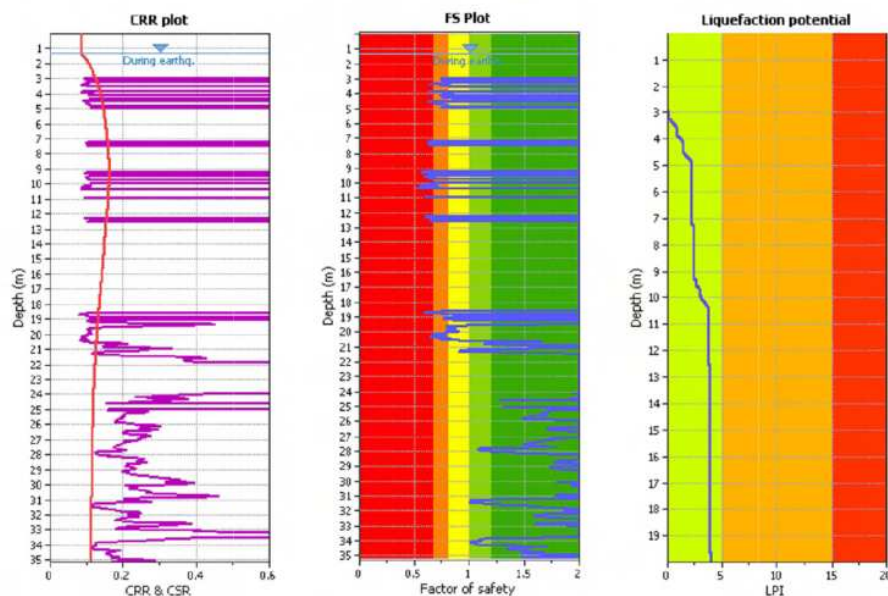


Fig. 19: risultati delle analisi di liquefazione dei terreni con a) profilo di CSR (linea rossa) e CRR (linea viola), b) fattore di sicurezza a liquefazione e c) potenziale di liquefazione con la profondità per un sisma di magnitudo $M=6.14$ secondo il metodo NCEER (1998) e analogo a Robertson (2010).

Le precedenti figure permettono di identificare livelli talora liquefacibili per le condizioni di terremoto massimo (nei grafici per semplicità interpretativa la fascia rossa rappresenta un rischio molto alto, la fascia arancione un rischio alto e la fascia verde un rischio basso). Integrando per tutti i livelli si riscontra tuttavia un rischio di liquefazione in generale basso (definito come LPI: indice del potenziale di liquefazione, dato dall'integrale della curva a sinistra del fattore di sicurezza, ossia per $FS < 1$ ¹¹), con $LPI=3,93$ per $M=6,14$.

Concludiamo la trattazione con la stima dei cedimenti post-sismici con il metodo di Robertson. La liquefazione dei terreni granulari avviene in relazione alle deformazioni volumetriche indotte a seguito dell'addensamento dei grani ovvero quella dei terreni a grana fina principalmente per fenomeni di dissipazione delle pressioni interstiziali accumulate durante l'evento sismico e alla manifestazione delle deformazioni di taglio indotte dalle sollecitazioni cicliche.

¹¹ $LPI = \int_{z=0m}^{z=20m} (10 - 0,5z) F_L dz$ dove z : profondità in m, $F_L = 1 - FS$ quando $FS < 1$ e $F_L = 0$ per un $FS > 1$. Sia avrà pertanto per $LPI=0$ rischio molto basso, per $0 < LPI \leq 5$ rischio basso, per $5 < LPI \leq 15$ rischio alto e per $LPI > 15$ rischio molto alto.

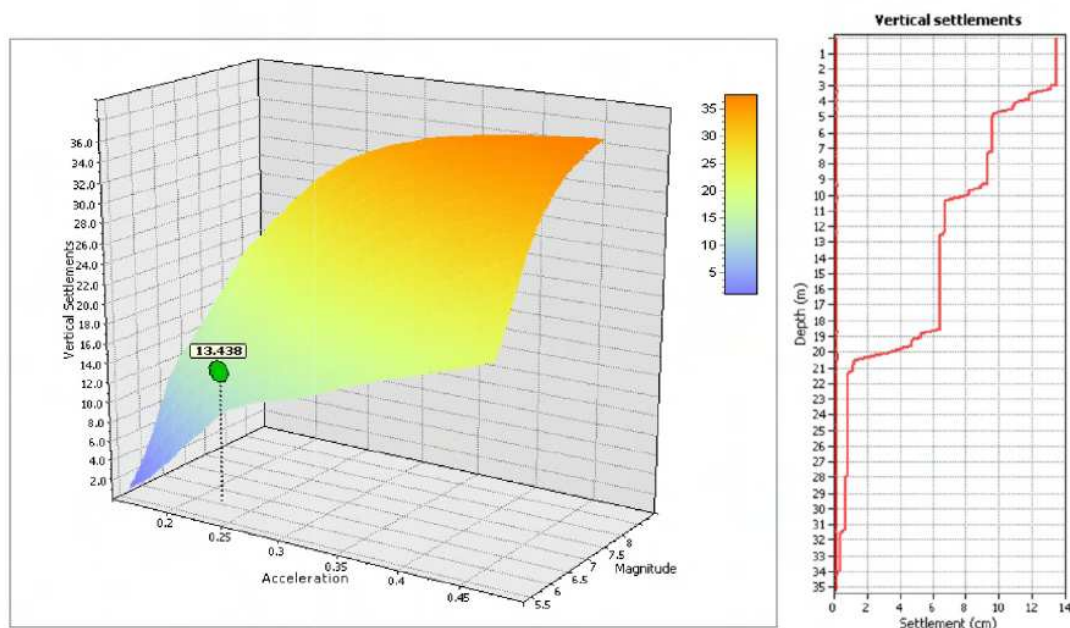


Fig. 20: risultati del calcolo del cedimento post-sismico per una magnitudo di di 6.14.

L'esame di fig.20 permette di dedurre un cedimento post-sismico di 13-14 cm per il sisma di massima magnitudo prevista $M_{max}=6,14$.

5. VERIFICA PRELIMINARE DELLO SPESSORE DELLA SOVRASTRUTTURA STRADALE

In tale sede, a verifica delle opere primarie del piano, si determina in via preliminare lo spessore della sovrastruttura stradale per eventuali porzioni di parcheggio e strade di lottizzazione, avendo assunto come valore caratteristico il valore di coesione determinabile dal profilo geotecnico riportato alla precedente fig.4. Nella fattispecie si esegue una analisi statistica dei dati disponibili, in particolare scegliendo il valore caratteristico della coesione non drenata come il 5° percentile della distribuzione della media (vedere la successive tab.2-3).

Livelli coesivi saturi superficiali (primi 2-3m)

media (kPa)
36,6
dev. Stand
5,8
n° dati
163

Tab. 2

Cu_k (kPa)
35,8
Cu_d
25,6
Cu_{min}
21,7

Tab. 3

Tab. 2: principali valori statistici.

Tab. 3: Valore caratteristico (Cu_k) come 5° percentile della distribuzione della media, di progetto (Cu_d) ed il valore minimo della serie di dati (Cu_{min}).

Si assume un traffico proveniente anche da mezzi pesanti. Tali indicazioni hanno valore orientativo.

Un dimensionamento della sovrastruttura per pavimentazioni flessibili si può ottenere attraverso il metodo di *Goldbeck* che tiene conto del valore della pressione ammissibile del terreno.

Sulla base del valore della coesione non drenata caratteristica Cu_k di tab.3, si calcola la pressione critica del terreno (pressione a cui avvengono i primi fenomeni di plasticizzazione) con l'utilizzo della seguente formula di *Froelich* (1935):

$$Q_{crit.} = Cu \cdot \pi = 1,15 \text{ Kg/cm}^2$$

e ricavando la pressione ammissibile d'esercizio $Q_{es}=0,76 \text{ Kg/cm}^2$ con $F=1,5$ (vedere anche tab.4 riassuntiva).

terreni coesivi			
coesione (kg/cmq)	qcritica (Kg/cmq)	Fattore di sicurezza	Carico esercizio (Kg/cmq)
0,37	1,15	1,5	0,76

Tab. 4

Utilizzando la relazione di *Goldbeck* per fondazione flessibile si ricava lo spessore globale della sovrastruttura:

$$S = \sqrt{\frac{\delta \times P}{\pi \times p_{\max}} - a \times b + \left(\frac{a+b}{2}\right)^2} - \frac{a+b}{2}$$

dove:

S spessore globale della sovrastruttura;

δ = 2;

P peso globale uniforme su impronta;

$p_{\max}$ carico ammissibile;

a,b semiassi dell'impronta ellittica della ruota con pneumatico.

Per il carico si utilizzano i carichi trasmessi da autocarri e si assumono i seguenti dati:

- larghezza del pneumatico pari a $2b = 26$ cm;
- pressione di gonfiaggio $P_g = 6$ kg/cm²;
- carico su ruota singola $P = 4500$ kg

Il valore del semiasse dell'impronta si calcola in funzione della pressione di gonfiaggio come riportato sotto:

$$a = \frac{P}{\pi \times P_g \times b} = \frac{4500}{\pi \times 6 \times 13} = 18,4 \text{ cm}$$

Dalla relazione di *Goldbeck*, sostituendo i valori noti, si ricava lo spessore totale della sovrastruttura.

$$S = 46 \text{ cm (spessore complessivo della sovrastruttura)}$$

Per la realizzazione di progetto si consiglia di eseguire uno scotico dei primi 20-30 cm con asporto dello strato vegetale e di ogni ostacolo naturale e/o artificiale, una compattazione del sottofondo con compressore (in fase esecutiva si consiglia un

controllo-verifica dell'optimum di compattazione, attraverso l'esecuzione di prove di piastra dinamica) e quindi riporto della struttura del corpo stradale in strati.

6. NOTE CONCLUSIVE

L'area in esame ricade nell'ambito strutturale delle Pieghe ferraresi o Dorsale ferrarese. Ci troviamo in presenza di strutture regionali attive in grado di indurre sismi a profondità piuttosto superficiali (5-8 km) con magnitudo tra 4 e 6 (massima 6,14).

La stratigrafia locale, dedotta dalle indagini geofisiche e da fonti bibliografiche, è generalizzabile in due macrolivelli principali: dal p.c. sino a 19-20 m si ha un terreno prevalentemente coesivo di natura argilloso limosa, talora organico e successivamente, dai 19-20 m in poi, si deduce un terreno prevalentemente granulare (sabbie). Si rimanda ad una caratterizzazione geotecnica più dettagliata a corredo della progettazione futura dei costruendi fabbricati nei singoli lotti.

Le indagini geofisiche in sismica sia passiva che attiva hanno permesso di classificare il terreno da un punto di vista simico appartenente alla categoria D per fondazioni superficiali, ovvero di categoria C per fondazioni profonde già a partire dalla profondità di 4-5 m.

I diagrammi H/V permettono di identificare dei picchi evidenti tra 1,7 Hz e 0,9 Hz, che sono associabili ad oscillazioni di fabbricati medio, medio alti (secondo valori bibliografici di fig.17).

La verifica a liquefazione del terreno in condizioni sismiche, per un terremoto massimo di progetto (magnitudo di 6,14) e alla condizione dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV), ha permesso di dedurre un rischio di liquefazione basso e cedimenti post-sismici di 13-14 cm.

È stato infine eseguito un dimensionamento preliminare della sovrastruttura stradale, ottenendo uno spessore complessivo di 0,46 m.

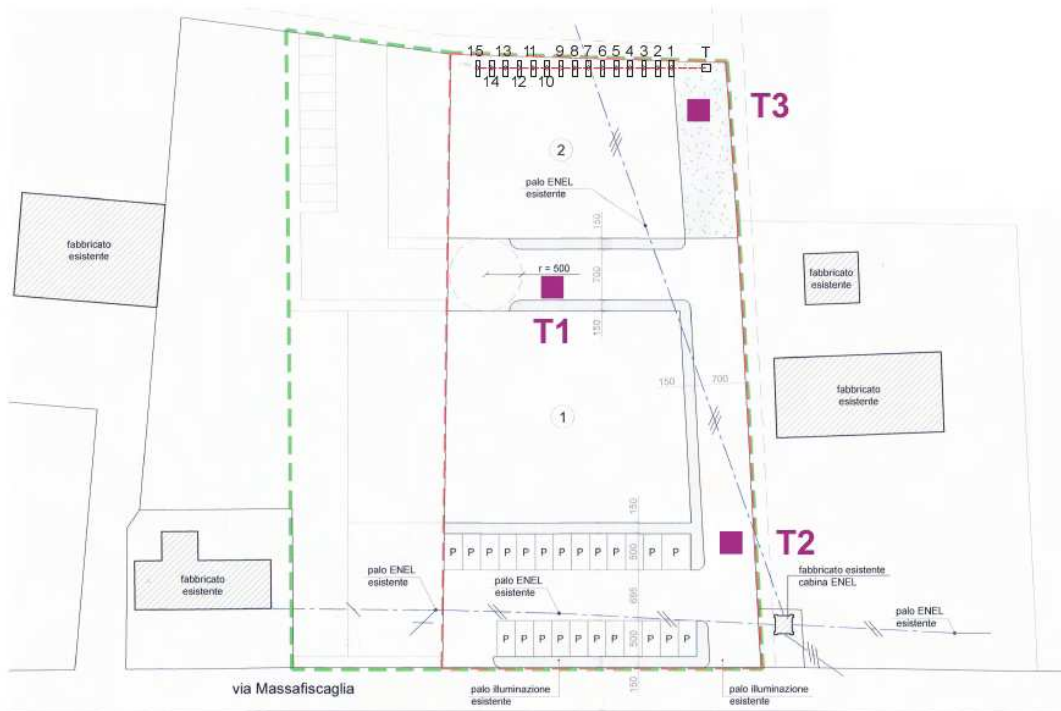
Porto Tolle, 09/09/2013

Il Geologo
Dott. Cristian Veronese

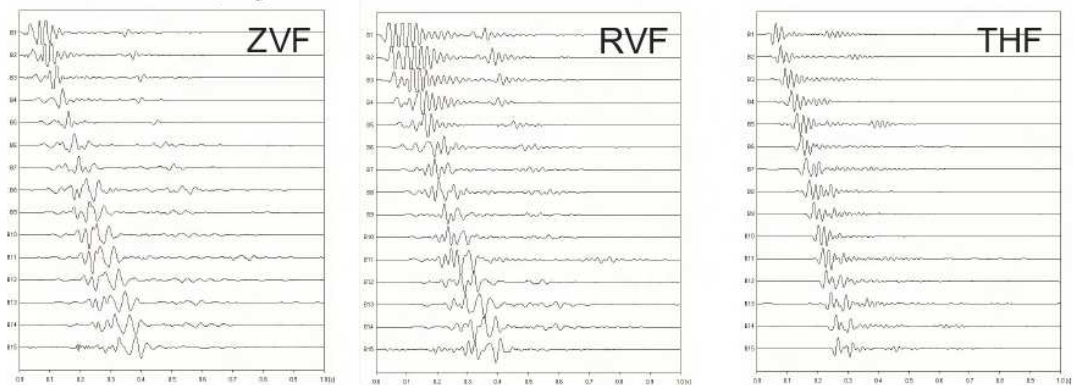
ALLEGATI

- *Ubicazione prove geognostiche*
- *Profilo geotecnico generale*

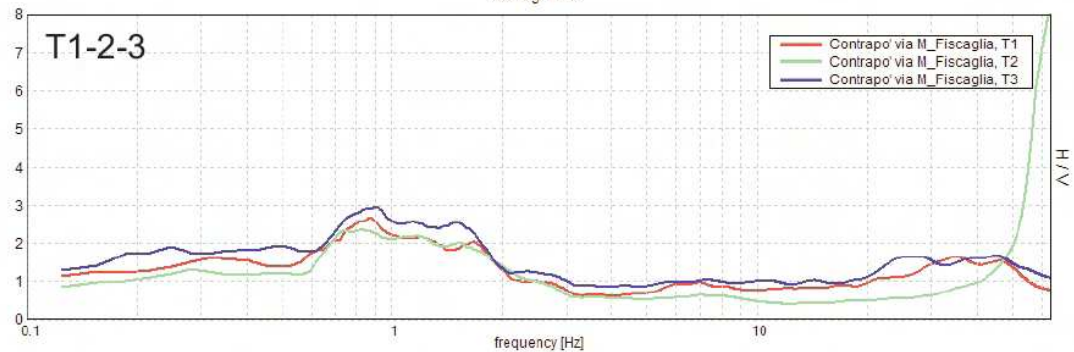
Ubicazione prove geognostiche Planimetria alla scala di c.a 1: 1.000



traccati di campagna



Average H/V.



LEGENDA



Pseudo MASW con tre sorgenti ZVF-RVF-THF



Prova in sismica passiva (microtremori) con tromografo

Dott. Geol. Cristian Veronese
Via G. Marconi, 3 - Porto Tolle (Ro)
fax: 0426 380061 cell. 3488268766
http://www.geoveronese.it - info@geoveronese.it

Project: Rizzi Gino piano di lottizzazione
Location: Contrapò - prova d'archivio interpolata da indagine geofisica

CPT: CPT-01
Total depth: 35.14 m

