

**PROPOSTA DI ACCORDO OPERATIVO  
AMBITO DI PSC *MAMAGO – AN 2***

**SUB AMBITO DI PROPRIETÀ'  
SOCIETÀ *IMMOBILIARE IL VECCHIO POZZO S.A.S.*  
(*LEGALE RAPPRESENTANTE* GEOM. GIANMARIO FONTANELLA)**

**VALSAT**

**ALLEGATO C**

***RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA  
CON CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO  
(AI SENSI DEL D.G.R. 630 DEL 29/04/2019 E D.M. 17/01/2018)  
A CURA DEL DOTT. GEOL. MARIO ARCHILLI***

## **COMUNE DI ROTTOFRENO - PROVINCIA DI PIACENZA**

### **“PROPOSTA DI ACCORDO OPERATIVO” AMBITO MAMAGO AN2 località S.Nicolò**

**Committente: Immobiliare IL VECCHIO POZZO S.a.s. di  
FONTANELLA GIANMARIO & C.**

#### **Relazione geologica e sismica con caratterizzazione geotecnica del sottosuolo**

(ai sensi del D.G.R. 476 del 12/04/2021 e s.m.i. D.G.R. 564 del 26/04/2021 e D.M. 17/01/2018)

In allegato al testo:

- cartografia:
  - planimetria catastale
  - foto aerea
  - corografia C.T.R.
  - carta geologica della RER
  - Stralcio Tav. G1 “geologia” del QC del PSC comunale
  - Stralcio Tav. G2 “geomorfologia” del QC del PSC comunale
  - Stralcio Tav. G3 “idrogeologia” del QC del PSC comunale
  - Stralcio Tav. G5 “Vincoli” del QC del PSC comunale
  - Tav. A1.2 “Tutela ambientale, paesaggistica e storico culturale” del PTCP vigente
  - Stralcio Tav. G7 “Fattibilità delle trasformazioni” del QC del PSC comunale
  - Stralcio Tav. PGRA “Criticità idraulica”-“Pericolosità idraulica”
  - Stralcio Tav. A4.2 “*Carta delle aree suscettibili di effetti sismici locali*” del PTCP
- planimetria ubicazione indagini geognostiche
- stendimento sismico MASW:
  - sismostratigrafia desunta da stendimento MASW
  - velocità delle onde di taglio Vs e moduli elastici del sottosuolo
- prova sismica HVSr
- sismicità:
  - Stralcio Tav. G6 “microzonazione sismica” del QC del PSC comunale
  - Stralcio ALL.4
- Emilia-Romagna map of the geologic macrozones for seismic studies  
valori dei parametri sismici elaborati con “Spettri NTC” per VR = 50 anni
- mappa interattiva di pericolosità sismica da INGV  
dati di disaggregazione (variabilità in termini di magnitudo/distanza)

Allegati fuori testo:

- prova penetrometrica statica CPT P1
  - formule utilizzate per il calcolo dei parametri geotecnici
  - diagramma della prova CPT
  - parametri geotecnici locali dalla prova CPT
  - parametri geotecnici medi dalla prova CPT
- prova penetrometrica dinamica SCPT P1
  - formule utilizzate per il calcolo dei parametri geotecnici
  - diagramma della prova SCPT
  - parametri geotecnici locali dalla prova SCPT
  - parametri geotecnici medi dalla prova SCPT

## 1.0. - OPERA IN PROGETTO

L'area di intervento è situata all'estremità sud-occidentale dell'abitato di S.Nicolò, in località Mamago Roso, poche decine di metri a Nord-Est di La Noce. il progetto prevede la realizzazione di un piano urbanistico che comprenderà, tra l'altro, la realizzazione di una nuova viabilità, parco pubblico e giardini privati al servizio di edifici residenziali che saranno costituiti da villette bifamiliari e palazzine a due o tre piani fuori terra.

L'area in esame corrisponde ai mappali 161, 221, 1094 e 1098 del Foglio 29° del catasto del comune di Rottofreno.



Planimetria catastale area di intervento "Ambito AN2 - MAMAGO"



*Foto aerea dell'area di intervento Ambito AN2 Mamago*

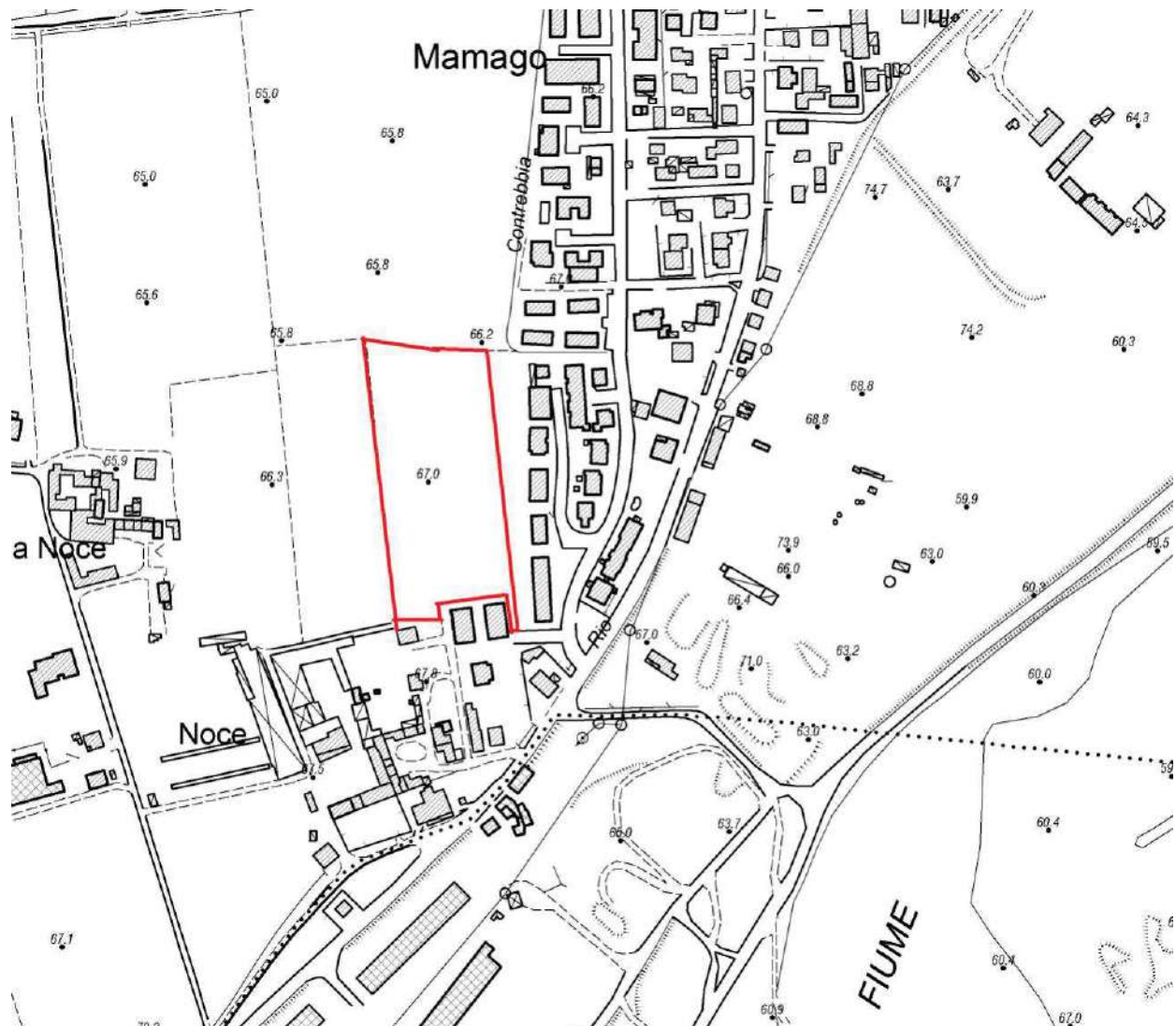
## 2.0. - CONDIZIONI GEOMORFOLOGICHE E GEOLITOLOGICHE

### 2.1. - Inquadramento

L'area allo studio giace a quota prossima ai 67 m s.l.m. entro la pianura olocenica ad alimentazione appenninica che si estende a Sud del Po e in sinistra al Fiume Trebbia, il cui alveo si svolge ad Est a poche centinaia di metri di distanza.

La zona è del tutto pianeggiante, priva di particolarità morfologiche di rilievo e prossima ad altre zone urbanizzate, con fabbricati di più o meno recente costruzione e strade di lottizzazione sopraelevate di pochi decimetri rispetto all'originario piano di campagna.





COROGRAFIA da Carta Tecnica Regionale (CTR) elemento n.161164

La strutturazione fisica e paesaggistica del Comune di Rottofreno ha seguito le sorti della pianura Padana, nel corso della sua storia evolutiva. Dal Cretaceo (circa 100 MA) fino ai giorni nostri la regione padana è stata soggetta ad alterne fasi di compressione e stasi tettoniche, instaurate dalle interazioni tra le microplacche appenninica e adriatica. Solamente durante il Miocene, a seguito di un importante ciclo tettonico noto come “Fase Toscana” (Abbate e Sagri M. 1991), posteriormente alla collisione continentale tra le placche appenninica ed adriatica (Eocene medio), si venne a delineare, a nord e ad est degli accavallamenti e duplicazioni crostali in corso di strutturazione, relativi alla formazione della neo catena Appenninica, il bacino perisuturale padano – adriatico (Bally e Snelson, 1980).

All’inizio del Pliocene (circa 5,3 MA) la parte di bacino, oggi nota come pianura padana (propaggine occidentale del mare Adriatico), costituiva un grande golfo invaso dalle acque marine, limitato a nord dalle Alpi, a sud-ovest dagli Appennini e a nord-est dalle Dinaridi (catena montuosa della Jugoslavia).

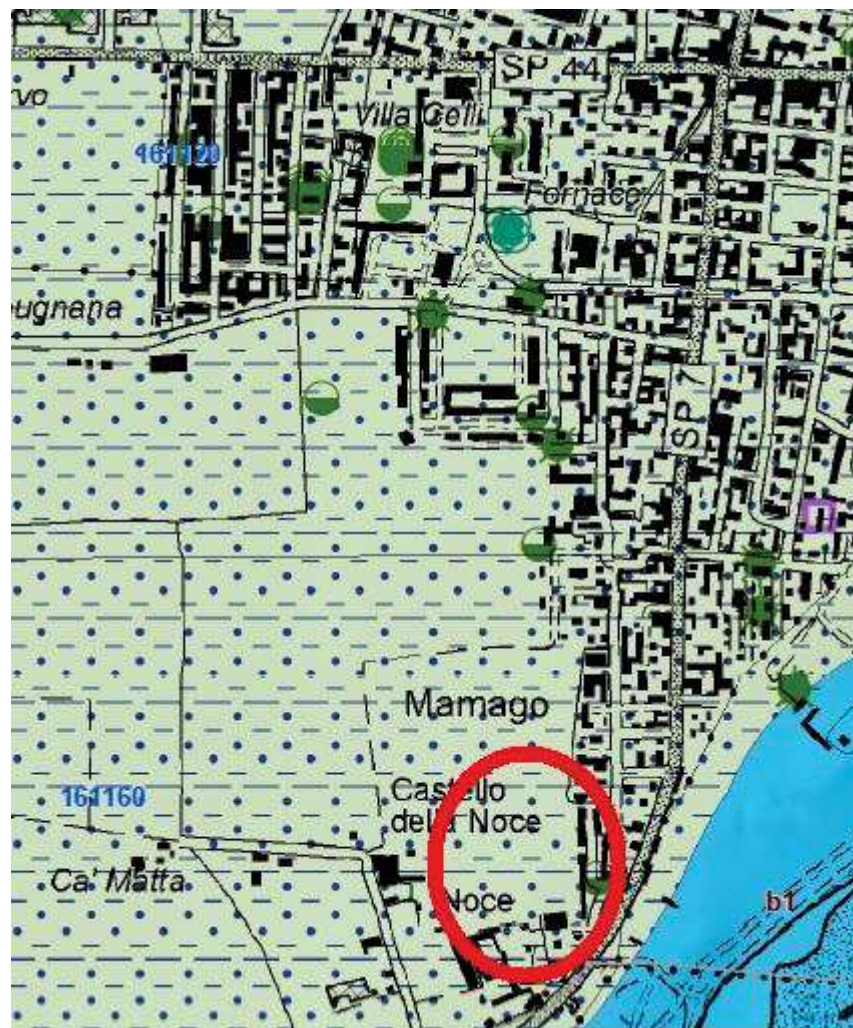
Tale bacino, sotto l’azione delle spinte orogenetiche, era gradualmente ridotto dalla traslazione verso nord/nord-est delle falde di ricoprimento tettonico dell’Appennino settentrionale. Nell’epoca Quaternaria, successivamente al Pleistocene medio, il regime compressivo si esaurì consentendo ai corsi d’acqua alpini ed appenninici di colmare il bacino padano conferendo l’attuale assetto e morfologia.

I depositi affioranti nel territorio comunale di Piacenza sono relativi all'Alloformazione Emiliano-Romagnola Superiore: di tale Unità affiora solo la sottounità definita in letteratura geologica come "Allomembro di Ravenna"; quest'ultimo presenta uno spessore massimo di una ventina di metri ed è a sua volta suddiviso in due Unità: Modena e Idice.

L'Unità di Modena costituisce il tetto dell'Allomembro di Ravenna ed è costituita da una successione sedimentaria la cui deposizione è inquadrabile nell'ambito degli eventi alluvionali che hanno caratterizzato gli ultimi 1500 anni (post. IV-VII sec. d.C.); i depositi che costituiscono questa Unità sono stati suddivisi, sulla base della differenziazione genetica e stratigrafico-sedimentologica, in 2 sottounità:

- Depositi di conoide alluvionale della pianura pedemontana ad alimentazione appenninica, prevalentemente ghiaiosi e sabbiosi;
- Depositi della pianura di meandreggiamento del Fiume Po;

Il sottosuolo dell'area in esame appartiene ai depositi di conoide alluvionale (Subsintema o Allomembro di Ravenna: Unità di Modena AES8a nella carta geologica della RER), a Sud della fascia di meandreggiamento del F.Po e ad Est del Fiume Trebbia; esso è celato dall'originario suolo pedogenizzato limoso o argilloso di qualche metro di spessore ed è rappresentato da potente materasso alluvionale della conoide del fiume Trebbia.

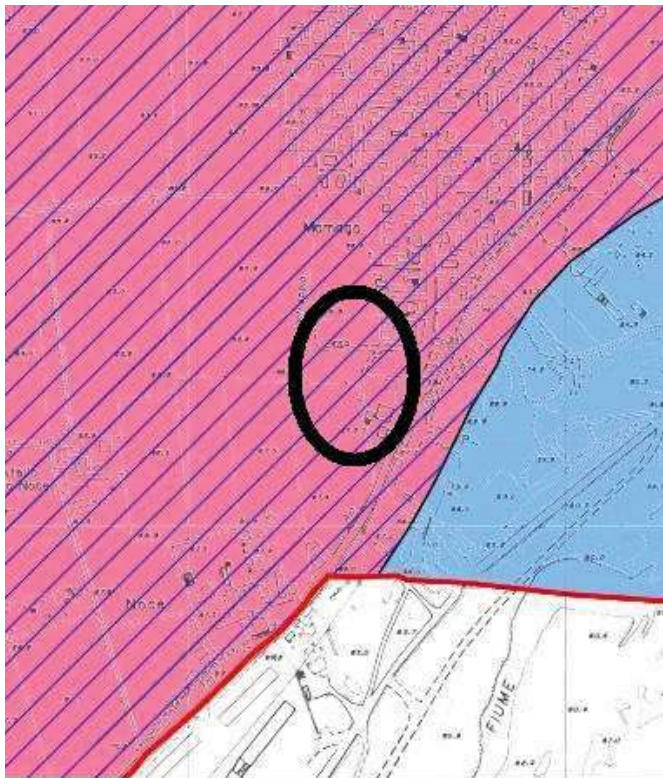


Carta geologica della regione Emilia-Romagna



Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33



<b>QUADRO CONOSCITIVO</b>		Dott. Geol. Giorgio Neri Dott. Geol. Marco Rogna
		giugno 2014
<b>GEOLOGIA</b>		<b>Tav. G1</b>
		scala 1:10,000

Le unità stratigrafiche affioranti sono state distinte sulla base delle unità a limiti incerti definite da Valli et alii (1977) e Milozani et alii (1977).  
 In ordine gerarchico, dall'unità di rango inferiore a quella di rango superiore, la superficie topografica della qui illustrata carta geologica è caratterizzata dall'affioramento dell'ALLOMEMBRO DI RAVENNA, rappresentante il tetto dell'ALLOFORMAZIONE EMILIANO ROMAGNOLO SUPERIORE, a sua volta costituente la successione continentale superiore dell'ALLOGRUPPO EMILIANO-ROMAGNOLO.

NUOVA STRATIGRAFIA FISICA DEL PLEISTOCENE EMILIANO-ROMAGNOLO				UNITÀ (PROVVISORIE) STRATIGRAFICHE	
UNITÀ	DESCRIZIONE	ALTEZZA (m s.l.m.)	PROFONDITÀ (m s.l.m.)	ALTEZZA (m s.l.m.)	PROFONDITÀ (m s.l.m.)
A	A1	-6.10	-13.74		
	A2				
	A3				
	A4				
B	B1	-3.65			
	B2				
	B3				
	B4				
C	C1	-6.40			
	C2				
	C3				
	C4	-1.2	-0.24		

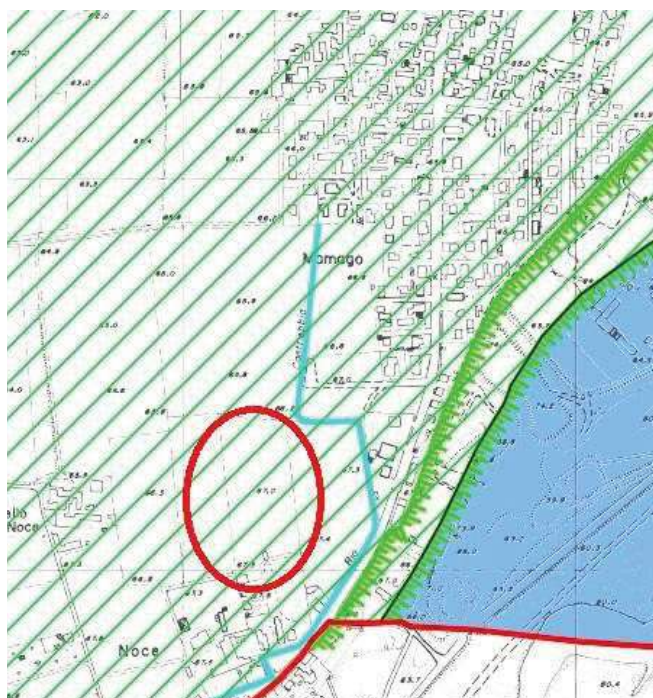
**ALLOMEMBRO DI RAVENNA, AES8**

Lo spessore dell'unità è di circa 20 metri. Il profilo di alterazione varia da qualche decina di cm fino ad 1 m ed è di tipo A/Ba/B/C. Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte rettilinea, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discontinuo, spesso erosivo e discordante, sugli altri affioramenti e sulla unità più antica. L'Alloembro di Ravenna è suddivisibile in due ulteriori unità note come Unità Modena e Unità Idice.

- UNITA' MODENA (Olocene; post IV-VII sec. d.C.)
- Depositi di conoidi alluvionali ad alimentazione appenninica, prevalentemente ghiaiosi e sabbiosi

Stralcio Tav. G1 "Geologia" del Q.C. del P.S.C. comunale

In base alla tav. G2 "Geomorfologia" del QC del PSC comunale, l'area in esame non è contornata da alcun canale o rio della rete idrica secondaria di norma usati nell'agricoltura: il rio Contrebbia resta il canale della rete idrica secondaria principale e non interessa l'area in esame.

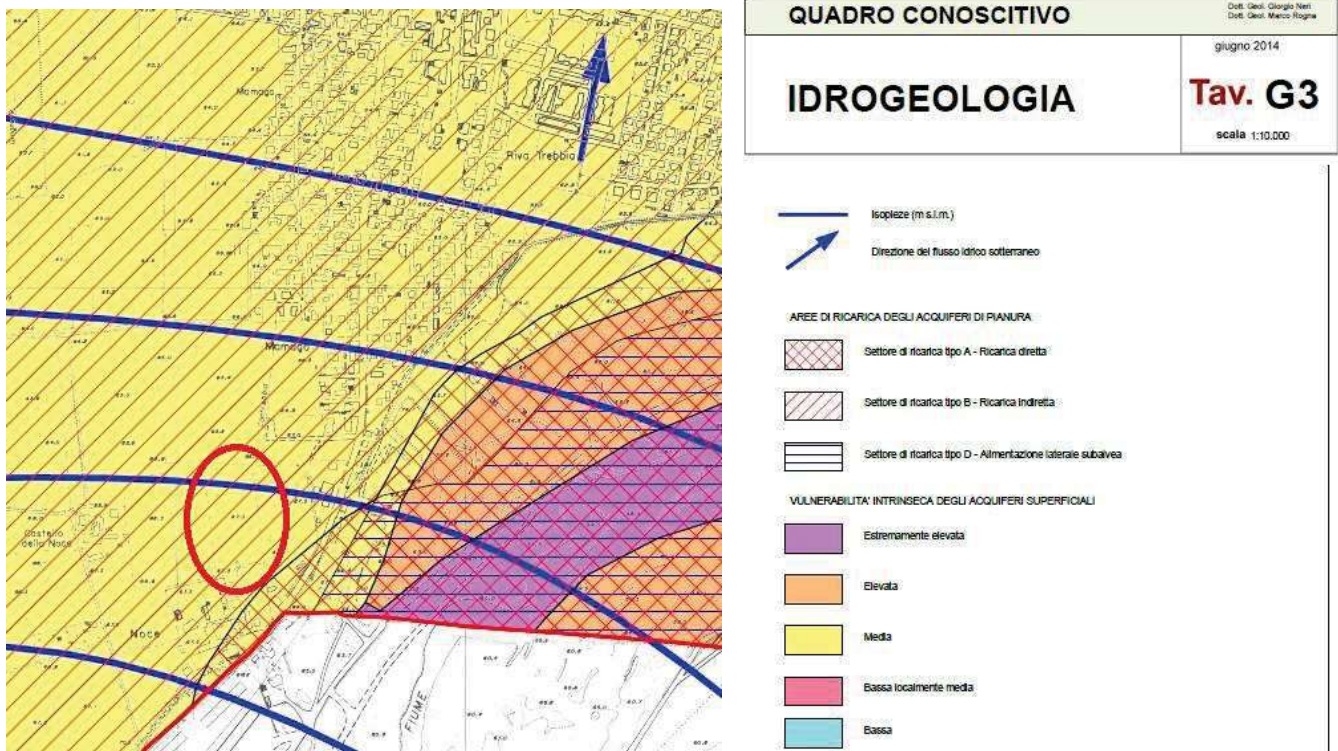


- Conoidi alluvionali
- Greto fluviale del F. Po, del F. Trebbia, del T. Tidone e del T. Luretta
- Rete idrica secondaria
- Rete idrica del sistema fondiario
- Orlo di terrazzo fluviale
- Arginature maestre
- Bacini di sovraescavazione
- Tratti spondali in erosione
- Area golenale ripristinata a seguito dei dissesti idrogeologici del F. Po nelle piena
- Lanca interrata

Stralcio Tav. G2 "Geomorfologia" del Q.C. del P.S.C. comunale



In base alla Tav. G3 “Idrogeologia” del Q.C. del P.S.C. del comune di Rottofreno, la superficie freatica dell’acquifero che satura il materasso alluvionale ghiaioso, giace quivi a quota prossima ai 56 m s.l.m. restando quindi oltre una decina di metri al di sotto del piano campagna; la zona è stabile, non coinvolta da fenomeni franosi od erosivi né soggetta a tracimazioni di corsi d’acqua od a sommersione per risalita della falda freatica.



Stralcio Tav. G3 “Idrogeologia” del Q.C. del P.S.C. comunale

Dalla Tav. sopra riportata, emerge come l’area di intervento ricade nella “zona di protezione B” del PTA a vulnerabilità media degli acquiferi.

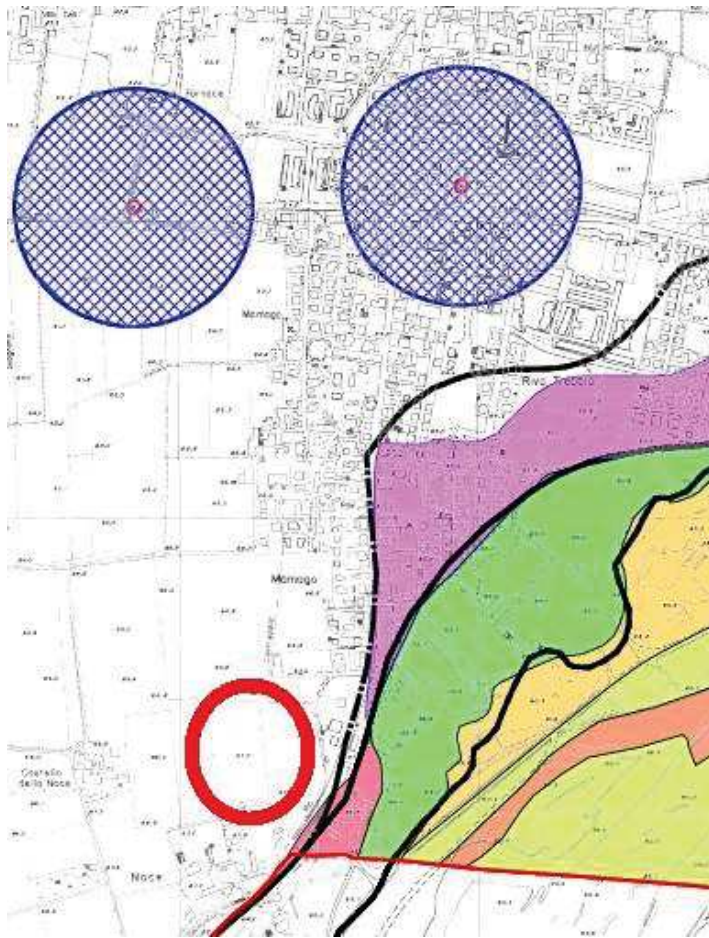
Le aree del settore B sono caratterizzate da ricarica indiretta della falda, generalmente comprese tra la zona A e la media pianura, idrogeologicamente identificabili come sistema debolmente compartimentato, in cui la falda freatica superficiale segue una falda semiconfinata in collegamento per drenanza verticale.

### 3.0. - CONFORMITA' CON LA COMPONENTE GEOLOGICA DEL PSC

Per quanto riguarda la destinazione d’uso prevista nel progetto in esame, in rapporto alla componente geologica del PSC, sono state elaborate le specifiche valutazioni sulla congruità delle stesse rispetto alle limitazioni introdotte dallo studio geologico comunale.

L’area in esame si colloca esternamente alle “zona di rispetto” di m 200 (ai sensi del D.Lgs. 152/2006 e s.m.i.), circostante i pozzi alimentanti l’acquedotto comunale, alle “fasce di tutela dei corsi d’acqua” del PAI (artt. 29-30-31 – P.A.I.) nonchè alle “fasce fluviali” normate dal PTCP della prov. di PC (artt.11-12-13); l’area è esterna al “Parco Fluviale Regionale del Trebbia” e non risulta sottoposta ad alcuna tutela e/o interesse di carattere paesaggistico, storico culturale o archeologico: l’area risulta solamente compresa nelle “zone di tutela dei corpi idrici superficiali e sotterranei” (artt. 36bis el PTCP della provincia di PC).





<b>QUADRO CONOSCITIVO</b>		Dott. Geol. Giorgio Neri Dott. Geol. Mario Rognia
<b>VINCOLI</b>		giugno 2014
		<b>Tav. G5</b>
		scala 1:10.000

**FASCE DI PROTEZIONE POZZI IDROPOTABILE**

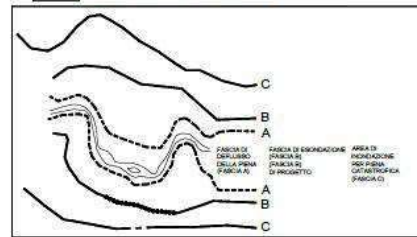
- Zona di rispetto 200 m
- Zona di rispetto 10 m
- Pozzo ad uso idropotabile

**FASCE FLUMINALI COERENTI CON PTCP 2007**

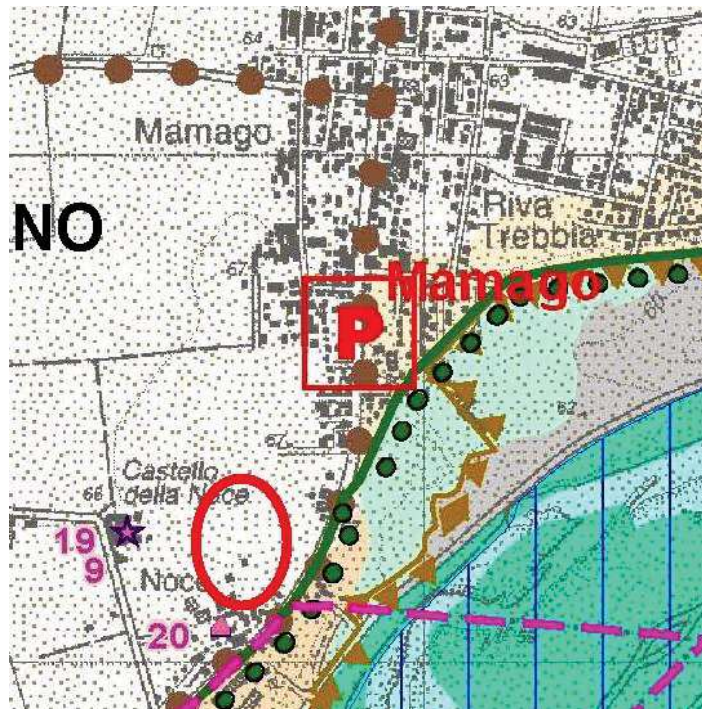
- Fascia A1
- Fascia A2
- Fascia A3
- Fascia B1
- Fascia B2
- Fascia B3
- Fascia C1
- Fascia C2

**FASCE FLUMINALI PAI**

- limite (\*) tra la Fascia A e la Fascia B
- limite (\*) tra la Fascia B e la Fascia C
- limite (\*) esterno della Fascia C
- limite (\*) di progetto tra la Fascia B e la Fascia C

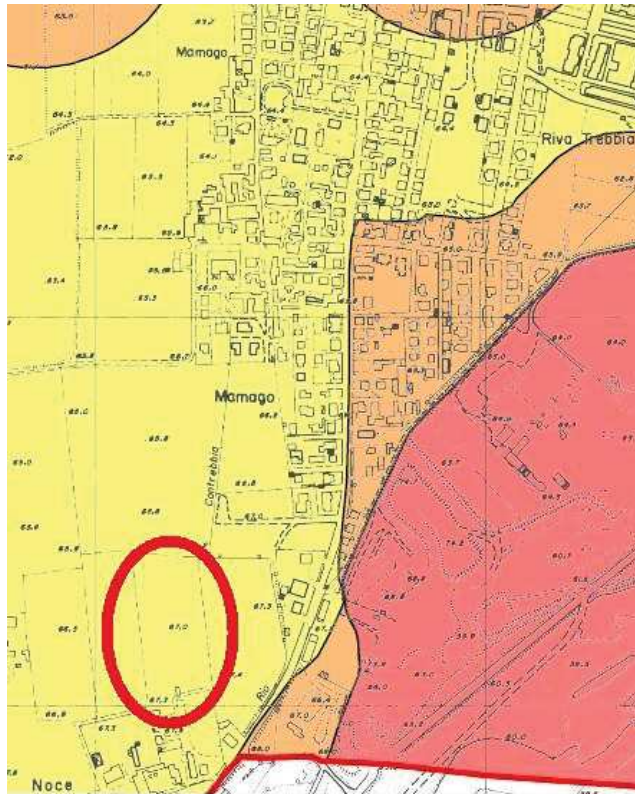


Stralcio Tav. G5 "Vincoli" del Q.C. del P.S.C. comunale



Stralcio Tav.A1.2 "Tutela ambientale, paesaggistica e storico culturale" del PTCP vigente

L'area, in base alla Tav. G7 "Fattibilità geologica alle trasformazioni dell'uso del suolo" del QC del PSC comunale rientra nelle zone a fattibilità geologica e idraulica con "modeste limitazioni all'insediamento residenziale e industriale".



### QUADRO CONOSCITIVO

Dot. Geol. Giorgio Neri  
 Dott. Geol. Mario Archilli

giugno 2014

### FATTIBILITA' GEOLOGICA ALLE TRASFORMAZIONI DELL'USO DEL SUOLO

**Tav. G7**

scala 1:10.000

	Zone a fattibilità geologico - idraulica senza particolari limitazioni all'insediamento residenziale e industriale
	Zone a fattibilità geologico - idraulica con modeste limitazioni all'insediamento residenziale e industriale - zone con alta vulnerabilità degli acquiferi
	Zone a fattibilità geologico - idraulica con consistenti limitazioni all'insediamento residenziale e industriale - zone di rispetto da pozzi ad uso irrimediabile - fasce C dei PAI e del PTCIP
	Zone a fattibilità geologico - idraulica con gravi limitazioni all'insediamento residenziale e industriale - comprende la Fascia A e B dei PAI e del PTCIP

Stralcio Tav. G7 del Q.C. del P.S.C. comunale

### 3.1. - Conformità con il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni

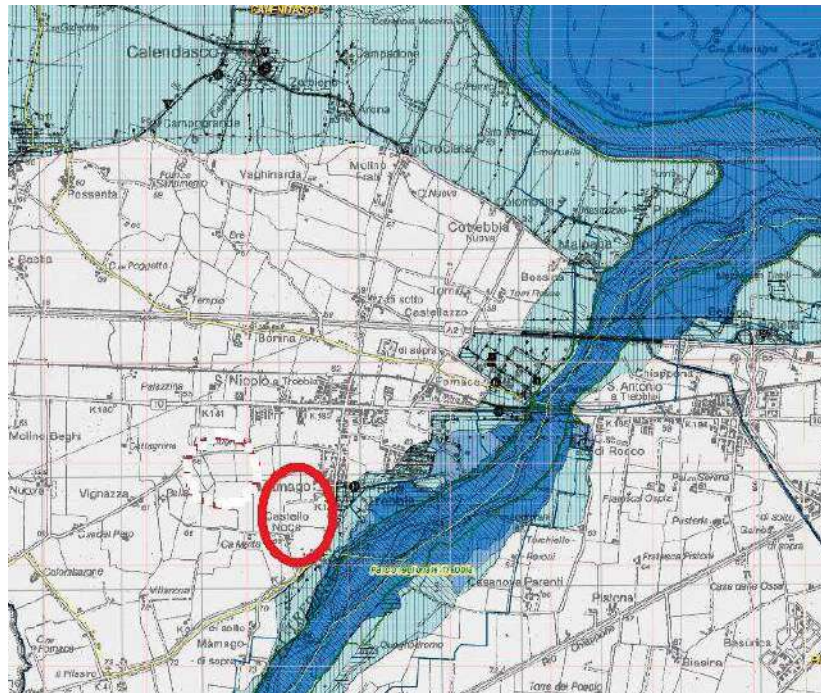
In merito alla problematica relativa al rischio idraulico, sono riportate le delimitazioni delle aree soggette al rischio di alluvione derivate dalle Mappe della Pericolosità e del Rischio Idraulico del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) della regione Emilia-Romagna; ai fini dell'attuazione del PGRA, nel settore urbanistico, valgono le disposizioni della Direttiva Attuativa R.E.R. n°1300/2016 del 01/08/2016.

L'area risulta esterna e non compresa in nessuna limitazione e/o area soggetta a rischio alluvione né, tantomeno, a qualsivoglia tipologia di pericolosità idraulica.



Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33



**Scenari di Pericolosità**

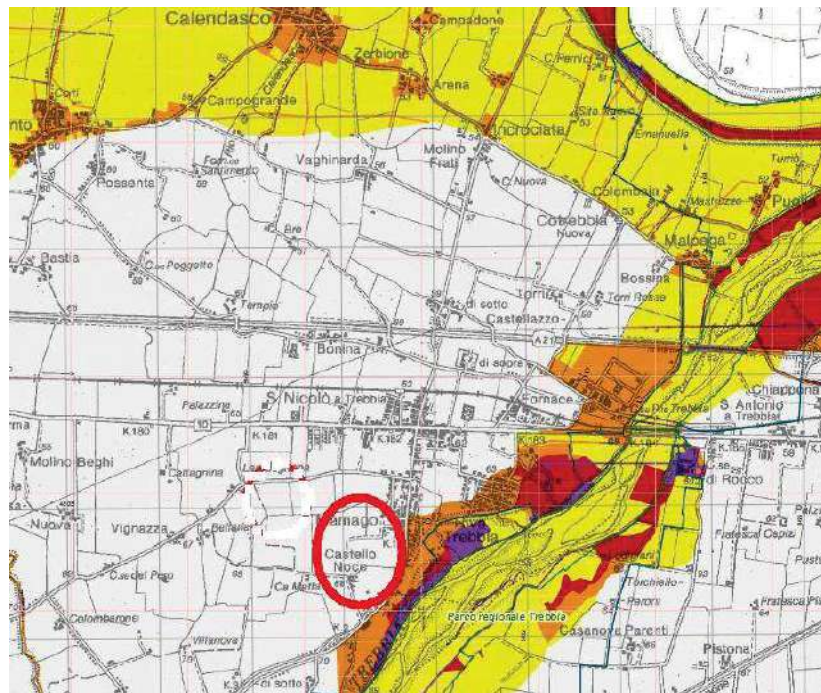
- P3 - H (Alluvioni frequenti: tempo di ritorno tra 20 e 50 anni - elevata probabilità)
- P2 - M (Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - media probabilità)
- P1 - L (Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi)

**Legenda**

**Aree Protette**

- Zone Parco
- SIC - ZPS

Stralcio Tav 161 SE "Pericolosità idrauliche" del PGRA

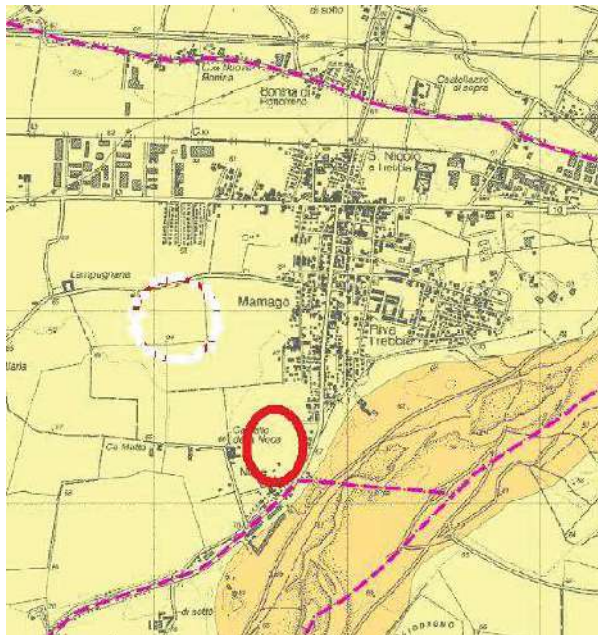


CLASSE DI RISCHIO	CLASSI DI PERICOLOSITÀ A				CLASSE DI RISCHIO	CLASSI DI PERICOLOSITÀ A				CLASSE DI RISCHIO	CLASSI DI PERICOLOSITÀ A				CLASSE DI RISCHIO	CLASSI DI PERICOLOSITÀ A			
CLASSE DI DANNO	P3	P2	P1		CLASSE DI DANNO	P3	P2	P1		CLASSE DI DANNO	P3	P2	P1		CLASSE DI DANNO	P3	P2	P1	
D4	94	94	90	92	D4	94	94	92		D4	94	90	92		D4	94	90	92	
D3	94	93	93	92	D3	94	93	92		D3	93	93	92		D3	93	93	92	
D2	93	92	92	91	D2	93	92	91		D2	92	94	91		D2	92	94	91	
D1	91	91	91	91	D1	91	91	91		D1	91	91	91		D1	91	91	91	

Stralcio Tav 161 SE "Rischio idraulico" del PGRA comunale



Per quanto riguarda infine l'inquadramento dell'area di interesse rispetto alla pericolosità sismica locale, con riferimento alla TAVOLA. G6 "Microzonazione sismica – 1° Livello" del PSC e alla TAVOLA A4.2 "Carta delle aree suscettibili di effetti sismici locali" del PTCP vigente della Provincia di Piacenza: l'area in esame è ascritta nella classe D: "depositi detritici, depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o indifferenziati, substrato roccioso con  $V_{s30} < 800$  m/s e assimilati", dove gli eventuali effetti di sito sono solo quelli dovuti all'amplificazione litologica.



D. Depositi detritici, depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o indifferenziati, substrato roccioso con  $V_{s30} < 800$  m/s e assimilati.  
 R. Substrato roccioso rigido ( $V_{s30} >= 800$  m/s)

CLASSE	EFFETTI DI SITO					LIVELLO DI APPROFONDIMENTO (art. Della A.L. n. 112/2007)
	amplificazione litologica	amplificazione topografica	instabilità di versante	cedimenti	liquefazione	
<b>F1i</b>	x	x	x			II
<b>F1</b>	x		x			II
<b>F2i</b>	x	x	x			II
<b>F2</b>	x		x			II
<b>Di</b>	x	x	x			II
<b>Si</b>	x	x	x		x	II (classe D: se si esclude il rischio di liquefazione)
<b>CI</b>	x	x	x	x		II (Classe D: se si esclude il rischio di cedimenti)
<b>S</b>	x				x	II (II, classe D: se si esclude il rischio di liquefazione)
<b>C</b>	x			x		II (II, classe D: se si esclude il rischio di cedimenti)
<b>T</b>	x					I (I, classe D: in caso di instabilità critica degli eventuali scossoni di alterazione/instaurazione di spessore > 5m)
<b>I</b>		x				I (II, classe D: in caso di orizzonti di alterazione/instaurazione di spessore > 5m)
<b>D</b>	x					I
<b>R</b>						I (II, classe D: in caso di orizzonti di alterazione/instaurazione di spessore > 5m)

Stralcio Tav. A4.2 "Carta delle aree suscettibili di effetti sismici locali" del PTCP vigente

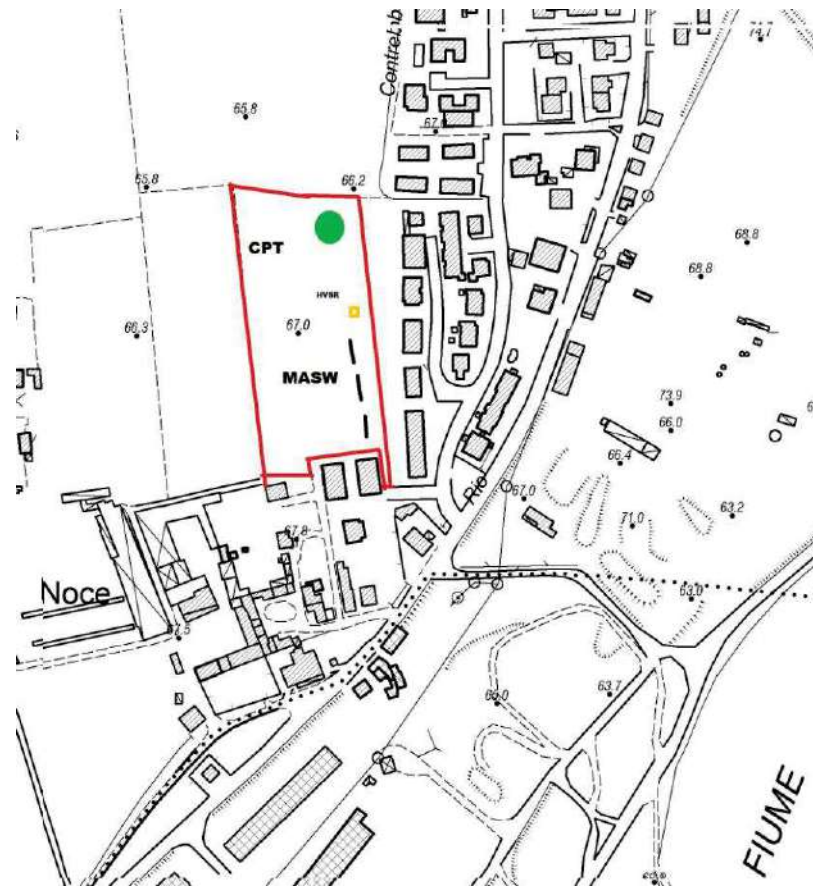
#### 4.0. - INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per verificare la natura e consistenza del terreno che sarà sollecitato dalle opere di fondazione dei futuri fabbricati, si è eseguita una prova penetrometrica statica CPT che ha raggiunto ben presto il rifiuto all'infissione a causa della presenza di un sottosuolo prevalentemente ghiaioso; per tali motivi, entro il medesimo foro, la prova è stata proseguita con l'attrezzatura penetrometrica dinamica SCPT.

Inoltre, in conformità alle NTC 2018 e al D.G.R. 630 del 29/04/2019, per accertare la velocità delle onde trasversali o di taglio entro i primi 30 m di profondità e la frequenza naturale o caratteristica di risonanza del terreno, si sono eseguiti uno stendimento sismico secondo la procedura MASW e una prova geofisica di tipo "passivo" H.V.S.R.

#### 4.1. - Prova penetrometrica statica CPT

L'attrezzatura penetrometrica usata consiste in un mezzo cingolato tipo GOUDA da 10 tonn attrezzato con punta meccanica di caratteristiche standard secondo le Norme A.G.I.; la prova consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante; la penetrazione avviene con un dispositivo di spinta (martinetto idraulico) opportunamente ancorato al suolo, che agisce su una batteria doppia di aste (esterne cave e interne piene coassiali), alla cui estremità inferiore è collegata la punta; lo sforzo necessario per l'infissione viene determinato a mezzo di un opportuno sistema di misura, collegato al martinetto idraulico: la punta conica (di tipo telescopico) è dotata di un manicotto laterale (punta/manicotto tipo "Begemann").



Planimetria ubicazione indagini geognostiche

Nel corso di ciascuna prova si sono rilevate ogni 20 cm le seguenti letture manometriche:

- L1 = resistenza richiesta per l'avanzamento della sola punta penetrometrica (di sezione conica standard pari a 10 cmq.);
- L2 = corrispondente alla resistenza dovuta al successivo avanzamento della punta e del manicotto (di superficie laterale standard pari a 150 cmq).

Risulta quindi:

- resistenza unitaria di punta:  $q_c = L1 / 150 \text{ kg/cmq}$
- resistenza unitaria laterale:  $f_s = 10 \times (L1 - L2) / 150 \text{ kg/cmq}$

I valori unitari di punta  $q_c$  e laterale locale  $f_s$  di ciascuna prova sono stati riportati nei diagrammi allegati ed elaborati con le correlazioni di seguito descritte.

Assumendo  $q_c \leq q_t$  (ove  $q_t$  è la resistenza unitaria totale comprensiva della pressione interstiziale  $u_2$  che si potrebbe misurare in una prova con piezocono CPTU), con le relazioni riportate in "Interpretation of in-situ tests - some insights" (ROBERTSON, 2012) si è dapprima valutato il parametro:

$$I_c = ((3,47 - \log(Qt1))^2 + (1,22 + \log(Fr))^2)^{0,5}$$

$$\text{ove: } Qt1 = (q_c - \sigma'_{vo}) / \sigma'_{vo}$$

$$Fr = f_s / (q_c - \sigma'_{vo}) \times 100\%$$

essendo  $\sigma'_{vo}$  la pressione geostatica effettiva alla profondità di prova.

I valori unitari della resistenza di punta  $q_c$  sono stati quindi normalizzati alla pressione atmosferica ed alla profondità di prova con la relazione:

$$Q_{tn} = ((q_c - \sigma'_{vo}) / Pa) \times (Pa / \sigma'_{vo})^n$$

$$\text{ove } Pa = 1 \text{ atm}$$

$$n = 0,381 \times I_c + 0,05 \times (\sigma'_{vo} / Pa) - 0,15 \leq 1,0$$

I valori di qtn registrati in presenza di orizzonti attritivi sono stati quindi corretti a quelli equivalenti per sabbia pulita con la relazione:

$$Q_{tnCS} = K_c \times Q_{tn}$$

ove  $K_c$  è funzione del summenzionato parametro  $l_c$  essendo:

$$K_c = 1,0 \text{ per } l_c \leq 1,64$$

$$K_c = -0,403 \times (l_c)^4 + 5,581 \times (l_c)^3 - 21,63 \times (l_c)^2 + 33,75 \times l_c - 17,88 \text{ per } l_c > 1,64$$

Si è altresì calcolato il valore stimato  $N_{60}$  che, a parità di  $q_c$  ed  $l_c$ , si sarebbe registrato con prove penetrometriche dinamiche S.P.T., con la relazione empirica:

$$N_{60} = q_c/Pa/10^{(1,1268-0,2817 \times l_c)}$$

In base al diagramma della prova CPT, il sottosuolo è stato quindi suddiviso in più orizzonti omogenei per granulometria e resistenza: al di sotto di circa 1 metro di coltre limo-sabbiosa che costituisce l'agrario e il suolo aerato e rimaneggiato, il sottosuolo è costituito da limi-argillosi di soddisfacente consistenza (resistenza media alla punta penetrometrica  $q_c = 50$  kg/cmq), fino a 2,8 metri di profondità, dove è stato rintracciato il substrato ghiaioso molto addensato ( $q_c > 200$  kg/cmq), che ha immediatamente condotto a rifiuto la prova a 3,8 m dal p.c.

#### 4.2. - Prova penetrometrica dinamica SCPT

L'attrezzatura utilizzata corrisponde ad un penetrometro tipo PAGANI DPSH RTG73-200 (il cui rendimento è pari al 73%): la prova SCPT consiste nell'infissione (senza l'uso di rivestimento) di una batteria di aste con punta fissa di dimensioni standard, rilevando il numero di colpi  $N$  necessario a conseguire ogni affondamento di 30 cm.

La prova è stata infissa entro il foro della precedente prova CPT, fino a conseguire il rifiuto, che è stato raggiunto entro il sottosuolo ghiaioso a 6 m di profondità ed ha preso inizio dal "fondo foro" della prova statica, ed ha confermato la presenza di un basamento alluvionale ghiaioso di elevata resistenza ( $N_{60} = 23$ ): il foro di prova si è rivelato anidro in quanto la prima falda giace ad una maggiore profondità di quella indagata dalle prove penetrometriche.

#### 4.3. - Stendimento sismico con procedura MASW

Al fine di verificare l'effettiva natura del terreno di fondazione oltre la profondità raggiunta dalle prove penetrometriche e per definire (in conformità alle NTC 2018) la velocità delle onde trasversali o di taglio entro i primi 30 m di profondità, si è eseguito uno stendimento sismico multicanale con procedura MASW.

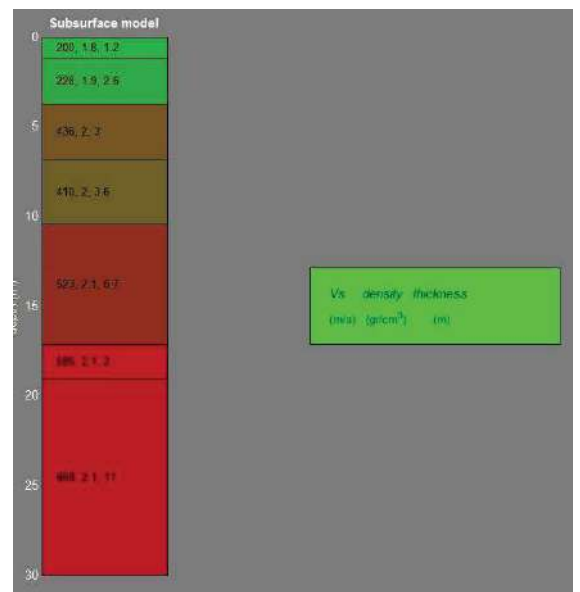
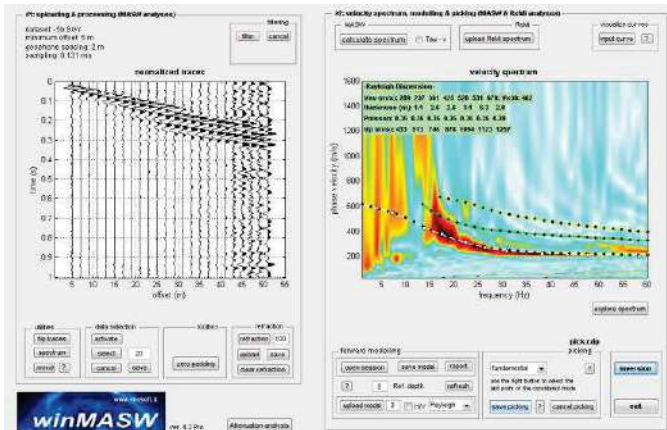
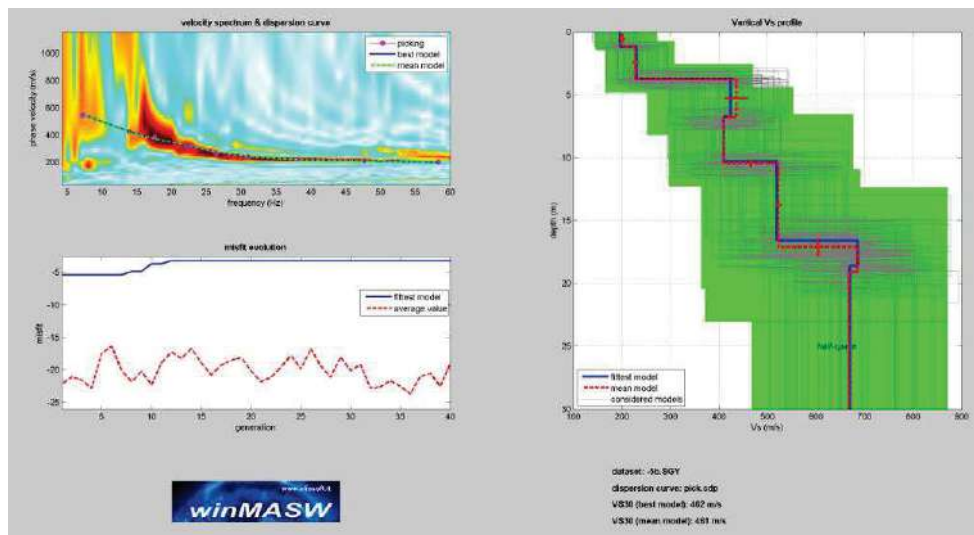
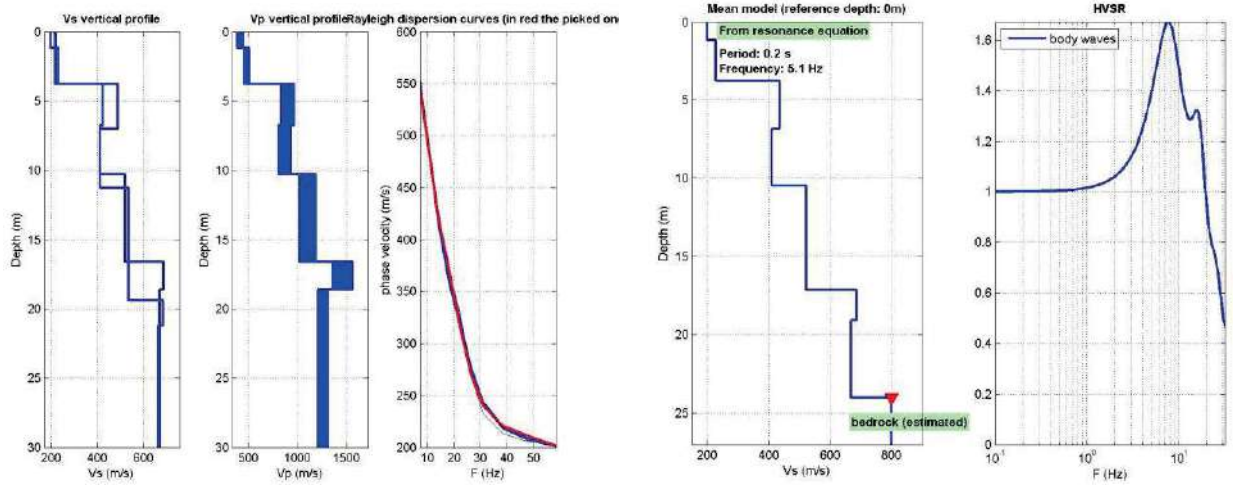
Lo stendimento con procedura MASW consente di definire la successione sismostratigrafica del sottosuolo all'incirca fino ad una trentina di metri di profondità individuando, nel caso in esame, 7 successivi sismostrati; per ciascuno strato individuato è stato ricavato il valore stimato dello spessore, della velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio  $V_s$  e di quella delle onde longitudinali  $V_p$ , oltre che della densità e dei moduli elastici del materiale.

Come illustrato nella tabella riassuntiva allegata alla presente e nella sismostratigrafia sotto riportata, il valore della  $V_s$  del primo e secondo sismostrato di 3,8 m di spessore complessivi, resta prossimo ai 200 m/s: vi corrisponde la coltre di copertura argillosa.

I 5 sismostrati sottostanti presentano velocità  $V_s$  di valore più elevato e progressivamente crescente con la profondità, aumentando da 436 a oltre 600 m/s: vi corrisponde il materasso ghiaioso-sabbioso.



Il valore Vs30 (in base al quale si definisce la categoria di sottosuolo ai fini delle azioni sismiche, in conformità alle NTC 2018) è pari a 461 m/s.



Prova sismica Masw e sismostratigrafia desunta dallo stendimento MASW

#### 4.4. - Prova sismica passiva a stazione singola HVSR

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera.

Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali<sup>1</sup> sia all'azione antropica<sup>2</sup>.

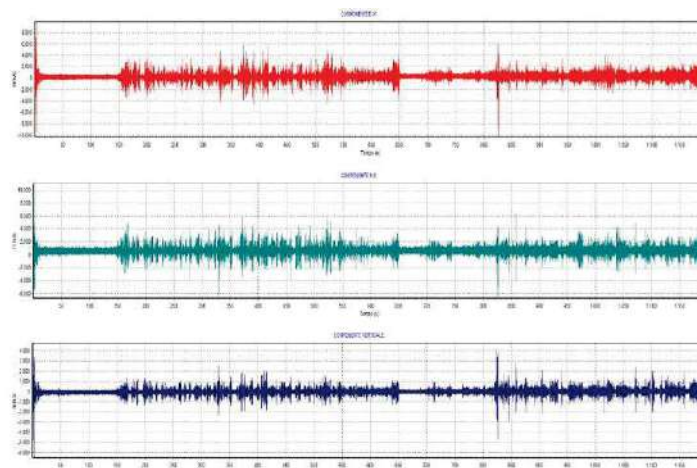
E' stato utilizzato un tromografo "ECHO TROMO-3" (Ambrogeo®) dotato di geofono tridirezionale frequenza propria 4,5Hz; in particolare è stata eseguita n.1 misurazione, lungo la verticale in corrispondenza del punto dell'indagine MASW con frequenza di campionamento pari a 157 Hz .

Le rilevazioni sismiche sono state confrontate ed "ancorate" agli spessori litostratigrafici rinvenuti nelle prove penetrometriche, in modo tale da calibrare il profilo nei primi metri di suolo e poterne estrapolare le caratteristiche a profondità maggiori.

Successivamente i dati relativi alla misura sono stati elaborati tramite il software dedicato "Geo HVSR" ver. 1.3 prodotto da ProgramGeo di Carpenedolo (BS) con un processing che ha valutato l'affidabilità della curva ricavata, verificando se fossero rispettati i criteri riportati nelle linee guida del progetto europeo SESAME (Site EffectS assessment using Ambient Excitations, 2005).

Nello spettro H/V sono stati individuati i picchi positivi che corrispondono ad altrettanti minimi locali nello spettro V, fatto questo che consente di riconoscere le frequenze associate ai picchi H/V come frequenze di risonanza del terreno.

Analizzando il risultato della prova emerge come la frequenza di vibrazione principale del terreno, nell'intervallo di frequenze compreso fra 0.2 Hz e 20Hz, si collochi a 2.98 Hz



Record sismici nelle tre componenti spaziali

Frequenza (Hz)	Ampiezza	$K_g$
3.03	2.98	2.94
5.21	2.97	1.7
7.59	2.87	1.08
9.47	2.83	0.85
11.61	2.86	0.71

Parametri picchi stratigrafici da spettro H/V nell'intervallo 0,2 - 20 Hz

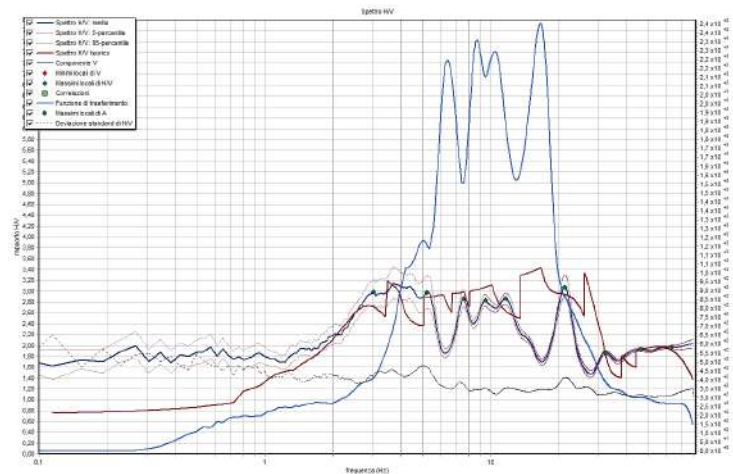
<sup>1</sup> moto ondoso, perturbazioni atmosferiche ecc...

<sup>2</sup> traffico veicolare, macchinari, ecc..

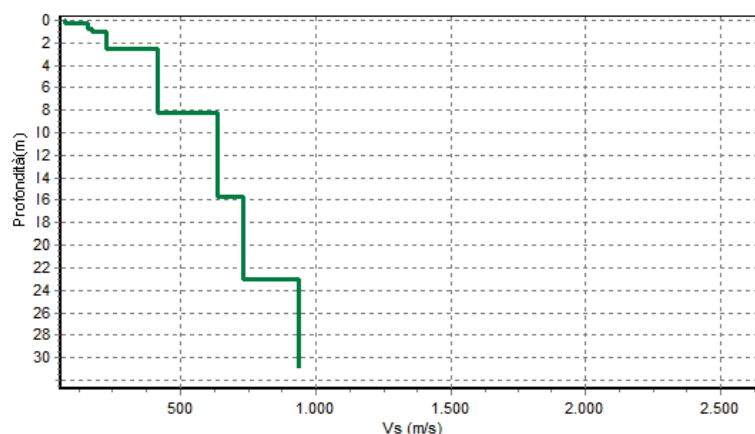
L'indice di vulnerabilità del sito (costante di Nakamura  $K_g$ ) viene calcolato facendo riferimento ai soli picchi stratigrafici dello spettro H/V posti a frequenze inferiori o prossime a 10 Hz, in quanto quelli presenti a frequenze superiori non sono significativi dal punto di vista della vulnerabilità sismica.

Nel caso in esame i picchi H/V stratigrafici individuati hanno fornito un valore massimo di  $K_g$  uguale a 2.94; in base a tale risultanza il sito può essere classificato come a bassa pericolosità sismica locale.

La curva H/V sintetica è stata modellata in modo da sovrapporsi ai picchi stratigrafici misurati.



La prova di tipo sismico passivo ha permesso altresì di estrapolare il valore di  $V_{s30}$  riferito al p.c., che è risultato pari a 521 m/s; detto valore risulta in buon accordo con quanto già verificato con l'esecuzione della prova MASW (461 m/s) e pone il sito nella categoria di sottosuolo B secondo il D.M. 17.01.2018.



Vs media       Spettro HV teorico  
**Classe sito: B -  $V_{s30}$  (m/s)= 521,0**



## 5.0. - COMPORTAMENTO MECCANICO DEL SOTTOSUOLO

### 5.1. - Caratteristiche geotecniche

#### 5.1.1.- Parametri geotecnici del sottosuolo desunti dalla prova CPT

Di seguito si riportano le formule utilizzate per l'interpretazione della prova, ma è evidente che, per gli orizzonti coesivi e argillosi superficiali è bene riferirsi alla prova statica CPT, mentre, per la scarsa profondità raggiunta, per quanto riguarda i parametri geotecnici del sottosuolo ghiaioso, è bene riferirsi alla prova dinamica SCPT.

I valori della resistenza di punta  $q_c$  e della resistenza laterale unitaria  $f_s$  possono essere empiricamente correlati, oltreché alla granulometria, anche ad alcune delle caratteristiche geotecniche del terreno indagato: i dati ricavati da tali correlazioni sono riportati nelle allegate schede della prova CPT, ove si sono altresì riportati i valori medi di  $q_c$  ed  $f_s$  relativi ad ogni strato omogeneo individuato.

Il peso di volume secco  $\gamma_d$  è stato stimato in base ai valori  $q_c$  sulla scorta delle indicazioni di TERZAGHI (1967) e di GIROUD (1972), ricavando quindi il valore del peso di volume immerso  $\gamma'$  e saturo  $\gamma_{sat}$  con le relazioni:

$$\gamma' = 0,63 \times \gamma_d \quad (\text{cfr. GIROUD 1972})$$

$$\gamma_{sat} = \gamma' + 1$$

Gli orizzonti ghiaiosi e sabbiosi sono assimilabili a mezzi incoerenti, quelli limosi ed argillosi a mezzi coesivi; gli orizzonti di granulometria limo-sabbiosa o sabbio-limoso possono manifestare comportamento variabile dall'incoerente al coesivo.

La densità relativa dei terreni assimilabili a mezzi incoerenti è stata valutata con la relazione empirica di LANCELOTTA (1983):

$$D_r = -1,292 + 0,268 \times \ln[q_c / (\sigma'_{vo})^{0,5}] \leq 1,0$$

ove  $D_r$  = densità relativa

$\sigma'_{vo}$  = carico geostatico alla profondità di misura di  $q_c$  (ambidue espressi in KPa).

L'angolo d'attrito drenato di picco  $\phi_p$  dei terreni incoerenti è stato stimato con l'abaco di ROBERTSON & CAMPANELLA (riportato in allegato) in funzione di  $q_c$  e del carico geostatico effettivo  $\sigma'_{vo}$ .

L'angolo d'attrito drenato residuo (a volume costante)  $\phi_r$  (cui ci si deve riferire per il calcolo del carico limite di fondazioni dirette) è stato stimato in funzione di  $\phi_p$  con la relazione di BOLTON (1986):

$$\phi_r = \phi_p - m \times [D_r \times (Q - \ln(p'f)) - 1]$$

ove  $m = 3$  = coeff. per le deformazione assial-simmetrica intorno alla punta CPT;

$Q = 10$  = coeff. di frantumazione dei granuli valido per sabbie silicee;

$p'f = \sigma'_{vo} \times (1 + 2 \times K_o) / 3 = \sigma'_{vo} \times (1 + 2 \times (1 - \sin \phi_p)) / 3$  = tensione isotropa media a rottura in sabbie NC.

La coesione non drenata  $c_u$  ed il modulo edometrico  $E_{ed}$  dei terreni coesivi sono stati stimati con le seguenti relazioni empiriche (proposte da RICCERI et al. e valide per l'intervallo di carico compreso tra  $\sigma'_{vo}$  e  $\sigma'_{vo} + 1,0$  kg/cmq):

$$c_u = (q_c - \sigma'_{vo}) / 21$$

essendo  $\sigma'_{vo}$  il carico geostatico totale;

$$2,5 \times q_c < E_{ed} < 8,0 \times q_c$$

L'angolo d'attrito drenato  $\phi'$  dei terreni coesivi può essere grossolanamente valutato con la relazione empirica (MAYNE, 2001):

$$\phi' = \arcsen[2 \times c_u / (\sigma'_{vo} \times OCR^{0,8})]$$

ove OCR è il grado di sovraconsolidazione dei terreni coesivi calcolato con la relazione (NHI 2001) in funzione di  $\sigma'_{vo}$ :

$$OCR = [(q_c - \sigma'_{vo})/3]/\sigma'_{vo}$$

La sensitività  $St$  delle intercalazioni limo-argillose (cui corrisponde il rapporto tra i valori di picco e residui della coesione non drenata), è stata approssimativamente stimata con la correlazione empirica di Schmertmann:

$$St = 10/R_f \quad \text{ove } R_f = 100 \times f_s/q_c$$

Si è altresì valutato il valore del modulo di taglio a piccole deformazioni, stimato con la relazione empirica (FHWA 1997):

$$G_o = 1634 \times q_c^{0,25} \times \sigma'_{vo}{}^{0,375} \quad (\text{in KPa})$$

ed in funzione di  $G_o$  si sono stimati:

- il modulo elastico a piccole deformazioni:  $E_o = 2,4 \times G_o$
- la velocità di propagazione delle onde trasversali:  $V_s = (G_o/(\gamma / g))^{0,5}$ .

Come illustrato nelle tabelle allegate in calce, al di sotto dell'agrario e dell'aerato di circa 1 m di spessore, l'orizzonte coesivo di natura argillo-limoso, è caratterizzato da una coesione non drenata  $c_u = 2,6 \text{ kg/cm}^2$  e da un angolo di attrito drenato  $\phi_{\text{clay}} = 25^\circ$ .

Seguono al di sotto i depositi alluvionali ghiaio-sabbiosi di elevata resistenza a comportamento meccanico incoerente, la cui resistenza al taglio è governata dall'angolo di attrito ed entro cui la prova statica ha incontrato il rifiuto all'infissione: tali depositi sono caratterizzati da un angolo di attrito a volume costante  $\phi_{\text{cv}} \sim 31^\circ$ .

#### 5.1.2.- Parametri geotecnici del sottosuolo desunti dalla prova SCPT

Il numero di colpi  $N$  richiesto per l'infissione di 30 cm nel corso di prove dinamiche SCPT può essere correlato ai valori  $N$  che si sarebbero ricavati con prove S.P.T. in foro da sonda, tenendo conto che questi ultimi sono ricavati con un'attrezzatura che garantisce un rendimento  $Er=60\%$  mentre il penetrometro DPSH impiegato raggiunge un rendimento  $Er=73\%$ .

Per confrontare i valori delle due diverse prove il numero  $N$  delle prove SCPT è stato corretto al valore  $N_{60}$  ovvero a quello che si sarebbe conseguito con un'attrezzatura dotata del medesimo rendimento delle prove SPT, con la relazione:

$$N_{60} = N \times 73/60 = N \times 1,22 \approx NSPT$$

I valori della resistenza di punta  $N_{60}$  sono stati normalizzati ai valori  $N'$  con la relazione (cfr. LIAO & WHITMAN):

$$N' = N_{60} \times C_n$$

$$\text{ove } C_n \leq 1,7 = (1/\sigma'_{vo})^{0,5} \quad \text{per } \sigma'_{vo} < 20 \text{ t/m}^2$$

$$C_n = 2,2/(1,2 + \sigma'_{vo}) \quad \text{per } \sigma'_{vo} \geq 20 \text{ t/m}^2$$

essendo  $\sigma'_{vo}$  la pressione geostatica effettiva alla profondità di prova.

I valori  $N_{60}$  ed  $N'$  sono empiricamente correlabili ad alcune delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo indagato, tenendo conto che la granulometria ghiaiosa del sottosuolo alluvionale è ben evidente dai valori  $N/30 \text{ cm}$ , mentre quella della sovrastante coltre terrosa è stata interpretata anche sulla scorta di saggi per studi precedenti nelle zone circostanti.

Il peso di volume secco  $\gamma_d$  dei singoli strati è stato approssimativamente dedotto dai valori  $N_{60}$  con le correlazioni suggerite da TERZAGHI e GIROUD; il corrispondente peso di volume immerso  $\gamma'$  e saturo  $\gamma_{\text{sat}}$  è stato valutato con le relazioni:

$$\gamma' = 0,63 \times \gamma_d \quad (\text{cfr. GIROUD 1972})$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma' + 1$$

Per le intercalazioni limo-argillose assimilabili ad un mezzo coesivo si sono calcolati i seguenti parametri:

- coesione non drenata:  $c_u = 0,074 \times N_{60}$  in kg/cmq (da NAVFAC);
  - modulo edometrico:  $E_{ed} = 4,5 \times N_{60}$  in kg/cmq (da STROUD & BUTLER);
  - grado di sovraconsolidazione:  $OCR \approx [c_u / (\sigma'_{vo} \times 0,23)]^{1,25}$  (da LADD)
- essendo:  $\sigma'_{vo} = \gamma \times z =$  carico geostatico efficace ove  
 $\gamma =$  peso di volume del materiale  
 $z =$  profondità di prova.

Per il sottosuolo alluvionale ghiaioso e per gli strati sabbioso-limosi si sono invece valutati i parametri di seguito descritti.

La densità relativa è stata calcolata con la relazione:

$$D_r = (N_{60} \times K / 60)^{0,5} \quad (\text{da SKEMPTON})$$

ove  $K = 3 / (2 + \sigma'_{v} / 100)$  per ghiaie e sabbie grosse

$K = 2 / (1 + \sigma'_{v} / 100)$  per sabbie limose e limi sabbiosi

essendo  $\sigma'_{v} = z \times \gamma =$  carico geostatico effettivo espresso in KPa

L'angolo d'attrito drenato di picco  $\phi_p$  è stato stimato con la relazione empirica di MAYNE:

$$\phi_p = (15,4^\circ \times N')^{0,5} + 20^\circ$$

L'angolo d'attrito drenato residuo (a volume costante)  $\phi_r$  (cui ci si deve riferire per il calcolo del carico limite di fondazioni dirette) è stato stimato in funzione di  $\phi_p$  con la relazione di BOLTON (1986):

$$\phi_r = \phi_p - m \times [D_r \times (Q - \ln(p'f)) - 1]$$

ove  $m = 3 =$  coeff. per le deformazione assial-simmetrica intorno alla punta CPT;

$Q = 10 =$  coeff. di frantumazione dei granuli valido per sabbie silicee;

$p'f = \sigma'_{vo} \times (1 + 2 \times K_o) / 3 = \sigma'_{vo} \times (1 + 2 \times (1 - \sin \phi_p)) / 3 =$  tensione isotropa media a rottura in sabbie NC.

Il modulo di taglio a piccole deformazioni è stato essere stimato con la correlazione empirica (FHWA 2002):

$$G_o = 155,6 \times (N')^{0,68} \quad \text{in kg/cmq}$$

Noto  $G_o$  si è ricavato:

- il modulo elastico a piccole deformazioni:  $E_o = 2,4 \times G_o$  (cfr. FHWA 2002);
- la velocità di propagazione delle onde trasversali:  $V_s = [G_o / (\gamma \times g)]^{0,5}$ .

I valori di  $N/30$  cm,  $N_{60}$  ed  $N'$  nonché quelli dei parametri geotecnici ricavati con le correlazioni summenzionate, sono riportati nelle allegate schede, ove si sono altresì riportati i valori medi relativi ad ogni strato omogeneo individuato.

In particolare:

- il peso di volume  $\gamma_d$  della coltre limosa superficiale risulta prossimo a 1,9 t/mc, mentre quello del sottostante sottosuolo ghiaioso non è inferiore a 2,1 t/mc;
- i valori dell'angolo d'attrito drenato residuo (a volume costante) del materasso alluvionale  $\phi'_{cv}$  risultano mediamente  $> 32^\circ$ ;

#### 5.1.3.- Parametri geotecnici desunti dallo stendimento MASW

Come sopra segnalato, oltre ai valori di velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio lo stendimento sismico ha consentito altresì di stimare la densità, il modulo



elastico e di taglio iniziali (ovvero a piccole deformazioni) ed il coeff. di Poisson di ciascuno dei sismostrati individuati nel sottosuolo.

I valori del modulo elastico iniziale  $E_o$  possono essere utili a stimare il modulo elastico equivalente  $E_s$ : infatti tali parametri sono tra loro correlabili per mezzo del coefficiente di degradazione del modulo elastico, che vale (come illustrato al paragr.5.5.6. ed alla Fig.68 del summenzionato rapporto FHWA):

$$E/E_o = 1 - (q/q_{lim})^{0,3} = 1 - (1/F_s)^{0,3}$$

ove  $E$  = modulo di Young

$E_o$  = modulo elastico iniziale

$q$  = carico unitario applicato sul piano di sedime della fondazione

$q_{lim}$  = carico limite a rottura del terreno di fondazione

$F_s = q_{lim}/q$  = coeff. di sicurezza a rottura

Il concetto di coeff. di sicurezza a rottura  $F_s$  è in qualche misura superato dalle nuove NTC ispirate all'Eurocodice, in quanto esso è applicato anche ai parametri geotecnici; con tale avvertenza, si può assumere  $F_s=R_2=1,8$  per la combinazione A2+M2+R2, ed  $F_s=R_3=2,3$  per la combinazione A1+M1+R3 delle NTC 2008; vi corrispondono rispettivamente i seguenti valori del modulo elastico equivalente:

- per  $F_s=R_2=1,8$ :  $E_s = (E/E_o) \times E_o \approx 0,16 \times E_o$
- per  $F_s=R_3=2,3$ :  $E_s = (E/E_o) \times E_o \approx 0,20 \times E_o$

Come illustrato nella tabella allegata, con tali correlazioni si sono calcolati i valori del modulo  $E_s$  per ciascuno dei sismostrati individuati dallo stendimento MASW sulla base dei corrispondenti valori di  $E_o$ ; trascurando il sismostrato più superficiale costituito dal suolo rimaneggiato, il valore di  $E_s$  del 2° sismo strato di natura argillosa resta modesto e pari a 42 MPa per  $F_s=R_2$ , ed a 52 MPa per  $F_s=R_3$ .

Nel sottosuolo ghiaio-sabbioso ben addensato, il valore di  $E_s$  aumenta con la profondità passando da 165 MPa per  $F_s=R_2$  e 207 MPa per  $F_s=R_3$  nel 3° sismostrato, a oltre 300 MPa nel 5° per raggiungere i 392 MPa per  $F_s=R_2$  e 490 MPa per  $F_s=R_3$  in quello basale.

Analogamente ad  $E_o$ , anche il modulo di taglio  $G_o$  aumenta con la profondità e entro il sottosuolo ghiaio-sabbioso non è inferiore a 100 MPa; in terreni sciolti, il modulo medesimo espresso in MPa può essere stimato anche in funzione del valore  $N_{60}$  che si ricaverebbe da prove S.P.T. in foro di sondaggio con la correlazione empirica:

$$G_o = 15,56 \times (N_{60})^{0,68}$$

e con tale correlazione per il 1° e 2° sismostrato argilloso risulta  $N_{60} \sim 10/15$ : tale valore è sostanziale in accordo con quello rilevato dalla prova penetrometrica dinamica.

Noto  $N_{60}$ , si possono stimare la densità relativa e l'angolo d'attrito di picco del sottosuolo ghiaioso, assimilabile ad un mezzo incoerente, con le note correlazioni:

- $D_r = (N_{160}/60)^{0,5}$  ove  $N_{160} = N_{60} \times 3 / (2 + \sigma'_{vo})$  = valore normalizzato alla pressione atmosferica, essendo  $\sigma'_{vo}$  la pressione geostatica effettiva alla profondità considerata espressa in KPa ;
- $\varphi'_p = 20^\circ + (15,4 \times N_{160})^{0,5}$

e da tali parametri con il criterio di BOLTON si può altresì calcolare il valor dell'angolo d'attrito drenato a volume costante  $\varphi'_r = f(D_r, \sigma'_{vo}, \varphi'_p)$ .

Come illustrato nella tabella allegata, per il 3° e 4° sismostrato indagato risulta  $\varphi'_r$  compreso tra 35° e 36°, che risulta maggiore al valore  $\geq 32^\circ$  definito in base ai valori della prova SCPT.

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33

**Imm. Vecchio Pozzo S.a.s. - AMBITO AN2 MAMAGO - S.NICOLA'-ROTTOFRENO - Velocità Vs e moduli elastici del sottosuolo indagato dalla sismica MASW**

velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio: Vs  
 modulo di taglio a piccole deformazioni:  $G_0 = p \times (Vs)^2 = \gamma/g \times (Vs)^2$   
 coeff. di Poisson:  $\nu = f(Vs)$   
 modulo di Young a piccole deformazioni:  $E_0 = 2 \times G_0 \times (1+\nu)$   
 modulo elastico equivalente:  $E_s = E_0 \times [1-(1/Fs)^{0.3}] \approx 0,16 \times E_0$  per  $Fs = q/q_{lim} = \gamma R(R2) = 1,8$   
 modulo elastico equivalente:  $E_s = E_0 \times [1-(1/Fs)^{0.3}] \approx 0,20 \times E_0$  per  $Fs = q/q_{lim} = \gamma R(R2) = 2,3$   
 pressione geostatica verticale al centro dello strato considerato:  $\sigma'_{vo}$   
 $Vs1 = Vs \times (Pa/\sigma'_{vo})^{0.25}$  = velocità delle onde trasversali normalizzata alla pressione  $Pa=100$  Kpa (per verifica liquefazione; cfr. NCEER 2001)  
 $N60 = (G_0/15,56)^{1,0 \cdot 0.85}$ ;  $N180 = N60 \times 3/(2+\sigma'_{vo})$  con  $\sigma'_{vo}$  in Kpa;  $Dr = (N180/60)^{0.5}$ ;  $Fliq =$  coeff. di sicurezza a liquefazione per lo SLV; cfr. NCEER 2001 (Fliq = n.l. = strato non liquefacibile)  
 $\phi'p = 20^\circ + (15,4 \times N180)^{0.5}$ ;  $\phi'r = f(\sigma'_{vo}, Dr, \phi'p)$ ; cfr. BOLTON);  $\phi'sis = f(H2O, Fliq, \phi'r)$ ; se  $Fliq=n.l.$ ,  $\phi'sis=\phi'r$   
 Pl = pressione unitaria limite pressiometrica  
 Kp = coeff. funzione del tipo di terreno a base micropalo  
 qp = Kp x Pl = carico unitario limite a base micropalo  
 s = f(Pl, terreno incassante) = adesione unitaria limite al contorno micropalo

Spessore strati m	Prof. strati da m	densità strati t/mc	Vs strati m/s	Go strati Mpa	v strati -	Es strati (fFs-gPa-1.8) Mpa	Es strati (fFs-gPa-2.3) Mpa	Prof. strati m	H2O media m	$\sigma'_{vo}$ t/mq	Vs1 strati m/s	Vp strati m/s	litologia strati	Fliq strati	N60 strati	Dr strati	$\phi'p$ strati	$\phi'r$ strati	$\phi'sis$ strati	Pl strati Mpa	Kp strati -	qp strati Mpa	s strati Mpa	
1,2	0,0	1,84	200	74	0,35	32	40	$\geq 12,5$	$\geq 12,5$	1,10	347	414	argilla	-	10	-	-	-	-	0,67	1,6	1,08	0,08	
2,6	1,2	1,87	228	97	0,34	42	52	$\geq 12,5$	$\geq 12,5$	4,64	276	468	argilla	n.l.	15	19	56%	36,9	28,8	28,8	1,01	1,6	1,62	0,10
3,0	3,8	2,03	436	385	0,34	165	207	$\geq 12,5$	$\geq 12,5$	10,12	435	889	ghiaia	n.l.	115	60	100%	50,4	35,1	35,1	5,77	1,2	6,92	0,58
3,6	6,8	2,02	410	340	0,36	148	185	$\geq 12,5$	$\geq 12,5$	16,80	360	883	ghiaia	n.l.	96	60	100%	50,4	36,6	36,6	4,78	1,2	5,74	0,48
6,7	10,4	2,07	523	567	0,35	245	306	$\geq 12,5$	$\geq 12,5$	27,37	407	1087	ghiaia	n.l.	135	60	100%	50,4	38,1	38,1	6,75	1,2	8,10	0,68
2,0	17,1	2,15	686	1010	0,36	440	549	$\geq 12,5$	$\geq 12,5$	36,45	496	1465	ghiaia	n.l.	135	60	100%	50,4	38,9	38,9	6,75	1,2	8,10	0,68
$\approx 11$	19,1	2,11	668	941	0,30	392	490	$\geq 12,5$	$\geq 12,5$	50,10	446	1254	ghiaia	n.l.	135	60	100%	50,4	39,9	39,9	6,75	1,2	8,10	0,68
																						Vs30 =		461

## 5.2. - Modello geotecnico e valori caratteristici

Al sottosuolo possono essere attribuiti i seguenti valori caratteristici, cautelativamente desunti dalle correlazioni utilizzate per la prova CPT e SCPT e dai risultati riportati nelle relative tabelle dei parametri geotecnici allegate alla presente.

- coltre di suolo agrario e aerato rimaneggiato dalle attività antropiche (da p.c. a -1 m di prof.):  
orizzonte non idoneo a sopportare qualsiasi carico fondazionale
- primo sottosuolo argillo-limoso (da -1,0 m. a -2,8 m di prof.):  
comportamento meccanico: coesivo  
peso di volume naturale:  $\gamma = 2,0$  t/mc  
coesione non drenata:  $c_u = 2,6$  kg/cm<sup>2</sup>  
angolo d'attrito drenato:  $\phi_{clay} \sim 25^\circ$   
resistenza S.P.T.:  $N_{60} = 16$   
modulo edometrico:  $E_{ed} = 940$  kg/cm
- sottosuolo ghiaioso (oltre 2,8 m di profondità dal p.c.):  
peso di volume naturale:  $\gamma = 2,1$  t/mc  
angolo d'attrito drenato a volume costante:  $\phi_{cv} \sim 32^\circ$   
resistenza S.P.T.:  $N_{60} = 23$   
modulo elastico:  $E_o = 1.406$  kg/cm<sup>2</sup>  
modulo edometrico:  $E_{ed} = 2.352$  kg/cm

## 6.0. - SISMICITA'

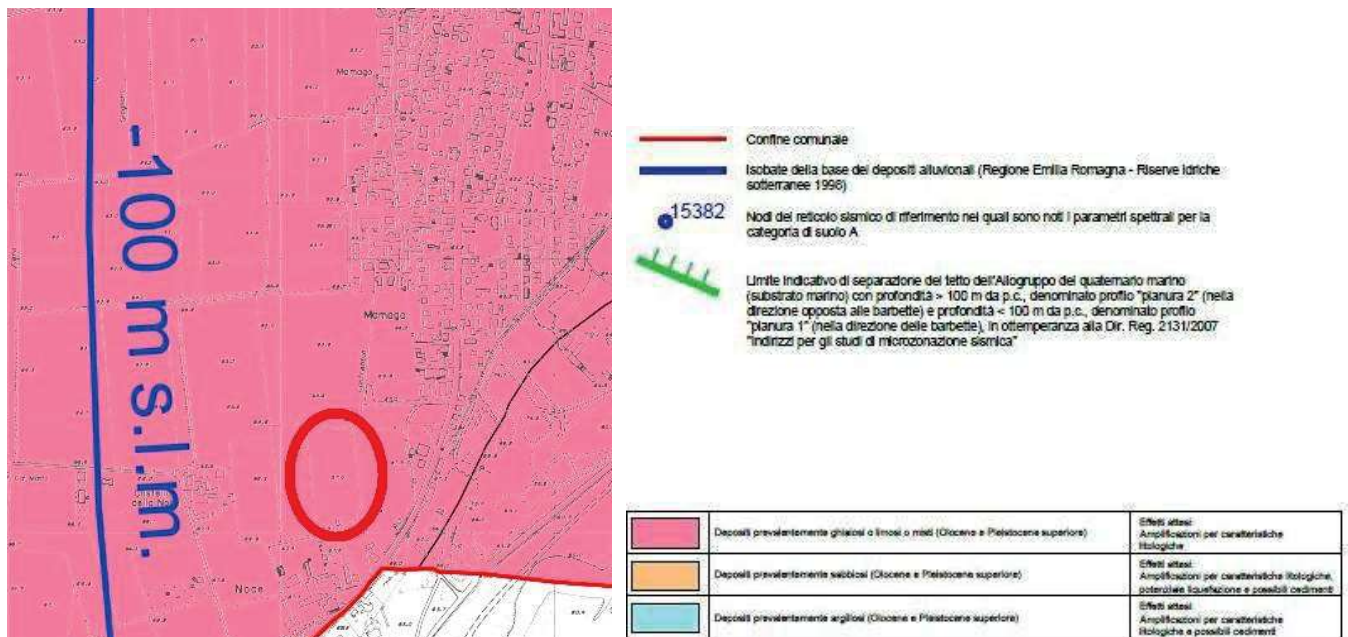
La Regione Emilia Romagna con l'approvazione dell'atto di coordinamento tecnico denominato "*Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica [...] per la pianificazione territoriale e urbanistica*" di cui alla deliberazione dell'Assemblea legislativa del 2 maggio 2007 n°112 ha voluto indirizzare l'attività di pianificazione degli Enti locali al fine della riduzione del rischio sismico; detto atto venne aggiornato con la delibera n°2193 del 21 dicembre 2015 e successivamente con delibera n°630 del 29/04/2019, ha nuovamente aggiornato tale normativa al fine di ridefinire i criteri, le procedure e le specifiche tecniche per la microzonazione sismica del territorio regionale.

Recentemente la G.R. ha approvato con due distinti D.G.R. (Delibera N. 476 del 12/04/2021 e s.m.i. Delibera N.564 del 26/04/2021), un ulteriore "AGGIORNAMENTO DELL'ATTO DI COORDINAMENTO TECNICO SUGLI STUDI DI MICROZONAZIONE SISMICA PER LA PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E URBANISTICA (artt. 22 e 49 della L.R. n°24/2017" DI CUI ALLA DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA REGIONALE 29 APRILE 2019 N.630.

### 6.1. - Risposta sismica locale

I contenuti ed i risultati sugli studi della "*pericolosità sismica di base*" e della "*pericolosità locale*" eseguiti nell'ambito del PSC comunale sono riassunti nelle cartografie di seguito riportate; l'area di intervento non presenta controindicazioni di carattere geologico di alcun genere per la destinazione d'uso prevista nel progetto in esame né sussistono rischi in relazione a possibili "effetti di sito" per quanto concerne la valutazione della "pericolosità sismica" (cfr. tav. G4 "Microzonazione sismica – 1° Livello").





Stralcio Tav. G6 "microzonazione sismica" del Q.C. del P.S.C. comunale

Infatti (come segnalato a pag. 11), conformemente alla "Carta delle aree suscettibili di effetti sismici locali" Tav. A4.2 del PTCP vigente della Provincia di Piacenza, l'area in esame è ascritta nella classe D: "depositi detritici, depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o indifferenziati, substrato roccioso con  $V_{s30} < 800$  m/s e assimilati", dove gli eventuali effetti di sito sono solo quelli dovuti all'amplificazione litologica

Le sopra citate Tavole indicano come l'area in esame sia caratterizzata da una morfologia pianeggiante in zona di pianura terrazzata, con copertura di spessore costante, non interessata da fenomeni di instabilità e con stratificazione orizzontale, tale per cui, in accordo con la Tav. A4.2 del PTCP vigente, il modello geologico può essere assimilato ad un modello fisico monodimensionale.

Per un tale scenario di pericolosità sismica locale è ritenuta sufficiente un'analisi semplificata di 2° livello di approfondimento, basata oltre che sui dati geologici e geomorfologici contenuti nel PSC e nel PTCP, su dati desunti da prove geofisiche e geotecniche in sito.

Tutto ciò premesso, in merito al valore di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo per l'area in esame, si è fatto riferimento a quanto contenuto nell'allegato A4 dove vengono forniti per l'intero territorio regionale i valori di  $a_g$  riferiti ad un reticolo di nodi con passo 0,05 gradi (consultabile nel sito web del "Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli" della RER).

Nel caso in esame, si è assunto il valore di  $a_{refg}$  del nodo più vicino all'area in studio che risulta:

$$a_{refg} = 0,0914g \text{ (coordinate nodo } 9^\circ 35' 52'' \text{ long. Est; } 45^\circ 04' 15'' \text{ lat. Nord)}$$



Stralcio Allegato 4 – DGR 630/2019: valori di  $a_{refg}$  definiti nei punti della griglia regionale

## 6.2. - Valutazione del Fattore di Amplificazione (FA)

Ciò premesso viene eseguita una "Analisi semplificata di 2° Livello di Approfondimento" stimando il grado di vulnerabilità sismica legato alla presenza di effetti locali generati dalle sole particolari caratteristiche litologiche dei terreni; ciò si concretizza con una stima della risposta sismica dei terreni in termini di Fattore di Amplificazione (FA) espressi sia come rapporto di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA0) sia di rapporto di intensità di Housner o spettrale (SI/SI0).

In base alla nuova carta delle "macrozone geologiche" della RER di seguito allegata ed in riferimento all'ALL. A2, § A2.1.2. del citato DGR 476/2021, applicando nello specifico il contesto geologico-ambientale "MARGINE di tipo B" (definito, in base alle caratteristiche litostratigrafiche e in particolare alla diversa profondità cui giace l'orizzonte che costituisce il substrato rigido (che in pianura non sempre coincide con l'orizzonte caratterizzato da  $V_s \geq 800 \text{ m/s}$ )), a fronte di un valore di  $V_{s30} = 461^3 \text{ m/s}$  per l'area in esame, si ottengono i seguenti coefficienti di amplificazione:

- F.A. PGA = **1.5**
- F.A. SA1 ( $0.1 \text{ s} \leq T_o \leq 0.5 \text{ s}$ ) = **1,5**
- F.A. SA2 ( $0.4 \text{ s} \leq T_o \leq 0.8 \text{ s}$ ) = **1,7**
- F.A. SA3 ( $0.7 \text{ s} \leq T_o \leq 1,1 \text{ s}$ ) = **2,1**
- F.A. SA4 ( $0.5 \text{ s} \leq T_o \leq 1.5 \text{ s}$ ) = **1,9**
- F.A. SI1 ( $0.1 \text{ s} \leq T_o \leq 0.5 \text{ s}$ ) = **1.6**
- F.A. SI2 ( $0.5 \text{ s} \leq T_o \leq 1.0 \text{ s}$ ) = **2.0**
- F.A. SI3 ( $1.0 \text{ s} \leq T_o \leq 1.5 \text{ s}$ ) = **2.0**
- $ASI_{UHS}/\Delta T = 198,401119$
- SCUOTIMENTO ATTESO AL SITO  $H_{SM}SA1 = 297,6016785$

<sup>3</sup> risultato dall'esecuzione dell'indagine Masw

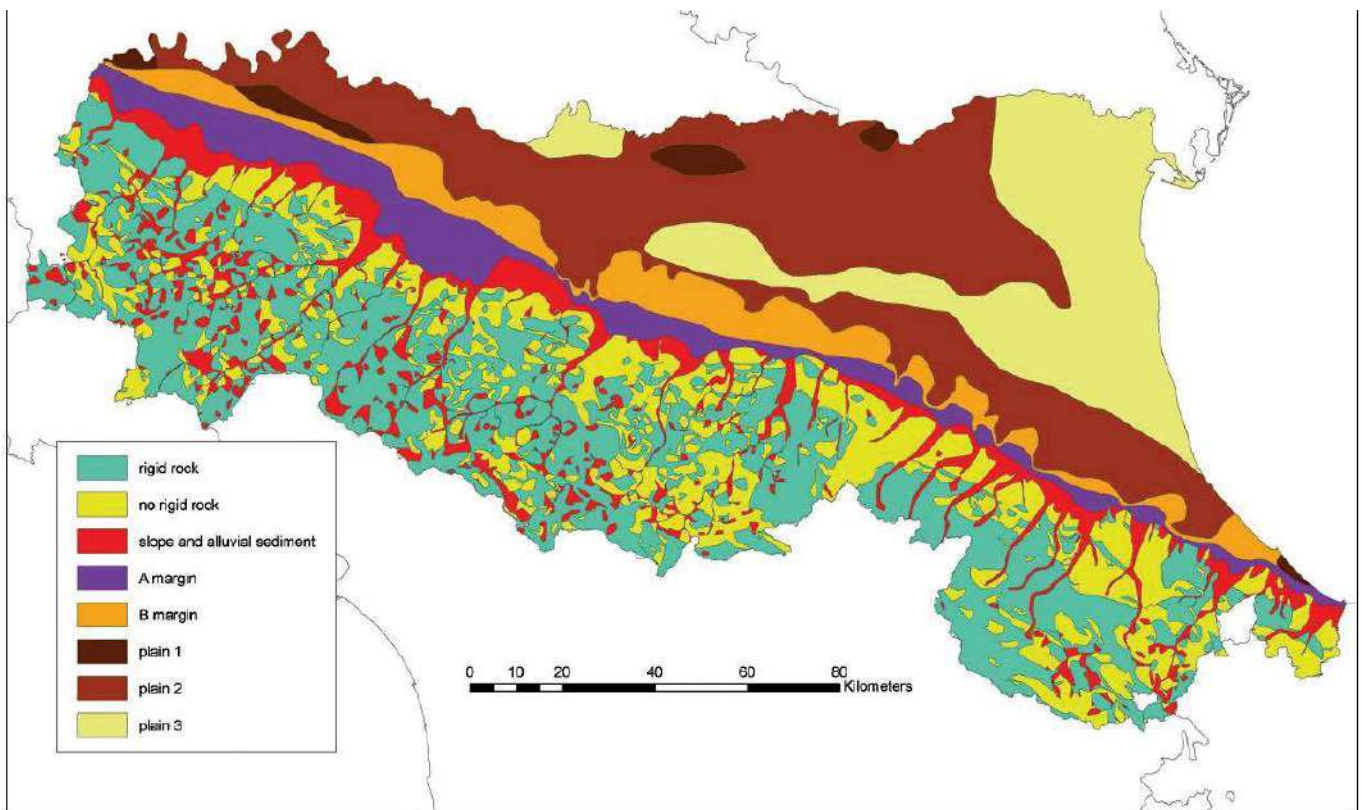


Fig. 11 - Emilia-Romagna map of the geologic macrozones for seismic studies.

### 6.3. - Accelerazione orizzontale massima attesa al sito secondo DGR 630/2019

Tenuto quindi conto dell'accelerazione al suolo di riferimento (0,094g) e del coefficiente di amplificazione definito con la microzonazione dell'area in oggetto (1,5), l'accelerazione alla sommità del deposito (superficie del suolo) risulta essere pari a:

$$a_{\max} = 0,0914 \times 1,5 = 0,1371g$$

### 7.0. - SOLLECITAZIONI SISMICHE

#### 7.1. - Categoria di sottosuolo ed accelerazioni sismiche secondo D.M. 17/01/2018

Il territorio comunale di Rottofreno, precedentemente non classificato, è stato ascritto a zona sismica n.4 dall'O.P.C.M. n.3274 del 2003; in conformità alla successiva OPCM n.3519 del 28/04/06 vi corrispondono aree di bassa sismicità; recentemente con Deliberazione di Giunta Regionale del 23 luglio 2018 N.1164 è stato approvato un "aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione", da cui Rottofreno è passato in "zona sismica 3".

I valori delle azioni sismiche sono stati precisati dalle NTC di cui al D.M.14/01/08, entrate in vigore dal 01/07/09 e ulteriormente aggiornati nelle "Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni" di cui al D.M.I.T. del 17/01/2018: nella tabella allegata si sono riportati i valori dei parametri  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima),  $F_0$  (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale),  $T_c^*$  (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) su sito di riferimento rigido orizzontale e per tempi di ritorno  $T_r$  (e probabilità di superamento  $P_{vr}\%$  in 50 anni) rispettivamente pari a 30 (81%), 50 (63%), 72 (50%), 101 (39%), 140 (30%), 201 (22%), 475 (10%), 975 (5%) e 2475 anni (2%), desunti dal foglio di calcolo "Spettri NTC" in funzione delle coordinate geografiche del sito in esame.



Studio Geologico  
e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33

In particolare per  $T_r=475$  anni, cui corrisponde una  $P_{vr}=10\%$  in 50 anni, risulta  $a_g=0,093$  g; per tale valore va calcolato lo stato limite ultime di salvaguardia della vita SLV nel caso di opere con vita utile o nominale  $V_N = 50$  anni e classe d'uso II di cui alla Tab.2.4.2. delle NTC 2018, cui è verosimilmente ascrivibile il fabbricato in esame assegnandovi una vita di riferimento VR:

$$VR = V_N \times CU = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni}$$

Come segnalato in precedenza il sottosuolo è quivi rappresentato da coltre limosa superficiale e da più consistenti depositi ghiaiosi fin'oltre i 30 m di profondità: tale sottosuolo è caratterizzato da  $V_{s30}=461$  m/s ovvero  $>360$  m/s; in tale situazione, il sottosuolo va ascrivito alla categoria B definita al comma 3.2.2. delle NTC 2018; in base alla Tab.3.2.V delle NTC 2018 si assume quindi:

- coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$ :  
 $1,00 \leq (1,4 - 0,4 \times F_o \times a_g/g) \leq 1,20$
- coefficiente  $C_c$ :  
 $1,10 \times (T_c^*)-0,20$

e nella tabella allegata sono riportati i relativi valori in funzione di  $T_r$ ; in particolare, per lo SLV ovvero per  $T_r=475$  anni risulta  $S_s = 1,20$ .

Il sito giace in zona pianeggiante, sicché ai sensi della Tab.3.2.4. delle NTC 2018 va ascrivito alla categoria topografica T1 cui corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica  $S_t=1,0$ .

In conformità al comma 3.2.3.2. delle NTC 2018, il coeff. di amplificazione che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche vale quindi per lo SLV:

$$S = S_s \times S_t = 1,2 \times 1,0 = 1,2$$

sicché l'accelerazione orizzontale di picco sulla verticale del sito è pari a:

$$a_{max} = a_g \times S = 0,094 \times 1,2 = 0,113 \text{ g}$$

Immobiliare IL VECCHIO POZZO S.a.s. - Ambito AN2 Mamago S.Nicolò - comune di Rottofreno									
categoria di sottosuolo: tipo		B							
coordinate del sito: Lat. 45,044079°		Long. 9,604072°							
Valori dei parametri $a_g$ , $F_o$ , $T_c^*$ elaborati con "Spettri NTC ver.1.0.3" per vita di riferimento VR							= 50 anni		
tempo di ritorno	probabilità di eccedenza	parametri del sito per sottosuolo di tipo A			amplificazione stratigrafica		amplificazione topografica	amplificazione	accelerazione al suolo
$T_r$	in 50 anni	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$S_s$	$C_c$	St	$S = S_s \times S_t$	$a_{max} = a_g \times S$
anni	%	g	-	sec	-	-	-	-	g
30 = SLO	81	0,031	2,527	0,204	1,200	1,512	1,000	1,200	0,037
50 = SLD	63	0,038	2,570	0,220	1,200	1,489	1,000	1,200	0,046
72	50	0,044	2,530	0,247	1,200	1,455	1,000	1,200	0,053
101	39	0,051	2,534	0,254	1,200	1,447	1,000	1,200	0,061
140	30	0,058	2,550	0,266	1,200	1,434	1,000	1,200	0,070
201	22	0,067	2,522	0,276	1,200	1,423	1,000	1,200	0,080
475 = SLV	10	0,094	2,493	0,286	1,200	1,413	1,000	1,200	0,113
975 = SLC	5	0,122	2,474	0,291	1,200	1,408	1,000	1,200	0,146
2475	2	0,168	2,477	0,294	1,200	1,405	1,000	1,200	0,202

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima del sito per sottosuolo di tipo A  
 $F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale per sottosuolo di tipo A  
 $T_c^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

## 7.2. - Verifica alla liquefazione

Il rischio di liquefazione indotta da eventi sismici concerne i depositi granulari ghiaio-sabbiosi e sabbiosi saturi d'acqua: quindi nel caso in esame tale fenomeno può coinvolgere il sottosuolo ghiaioso oltre i 10/12 m circa dal piano di campagna.

In base alle NTC 2018 (verifica alla possibilità di liquefazione dei terreni), al paragrafo 7.11.3.4.2 è ribadito che tali analisi possono essere omesse in presenza di uno dei seguenti casi:

- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di free-field) inferiori a 0.1g ( $a < 1 \text{ m/sec}^2$ );
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal piano di campagna, quest'ultimo inteso ad andamento sub-orizzontale e con strutture a fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $N_{60} > 30$ ;
- elevata presenza, nel fuso granulometrico, di terreni a componente fine (limi e argille) o di ghiaie.

Nel caso in esame, il rischio liquefazione del sottosuolo ghiaio-sabbioso saturo oltre i 10/12 metri dal p.c., può essere escluso dal momento che la resistenza penetrometrica normalizzata di tali depositi risulta  $N_{60}=41$ .

Inoltre il rischio di liquefazione del sottosuolo ghiaio-sabbioso saturo oltre i 10/12 m di profondità, può essere ulteriormente escluso dal momento che i depositi sulla verticale dell'area in esame sono caratterizzati da valori delle onde di taglio  $V_s1$  (normalizzati alla pressione atmosferica: cfr. tabella allegata), non inferiori a 400 m/s; come è noto, in base a quanto riportato in "Liquefaction resistance of soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops" del 2001, il fenomeno di liquefazione può verificarsi solo se  $V_s$  è inferiore ad un valore di soglia di 215 m/s.

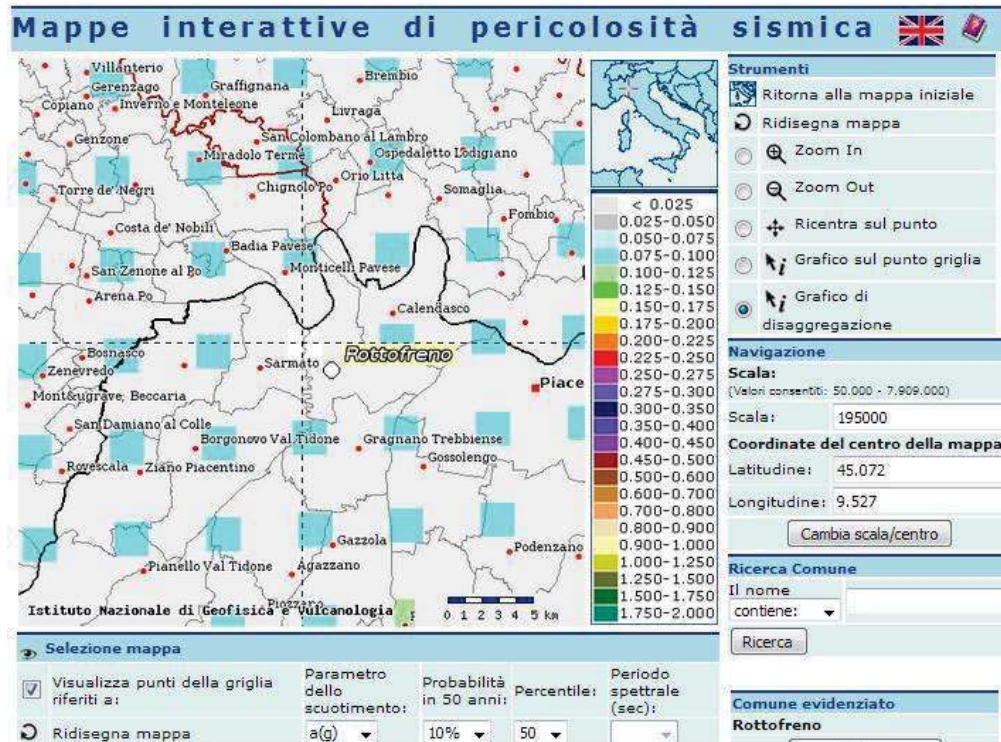
## 7.3. - Parametri di disaggregazione

Lo studio di disaggregazione di ag, con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, permette di individuare per l'area in esame, il *range* della coppia magnitudo-distanza che incide maggiormente sulla sismicità dell'area.

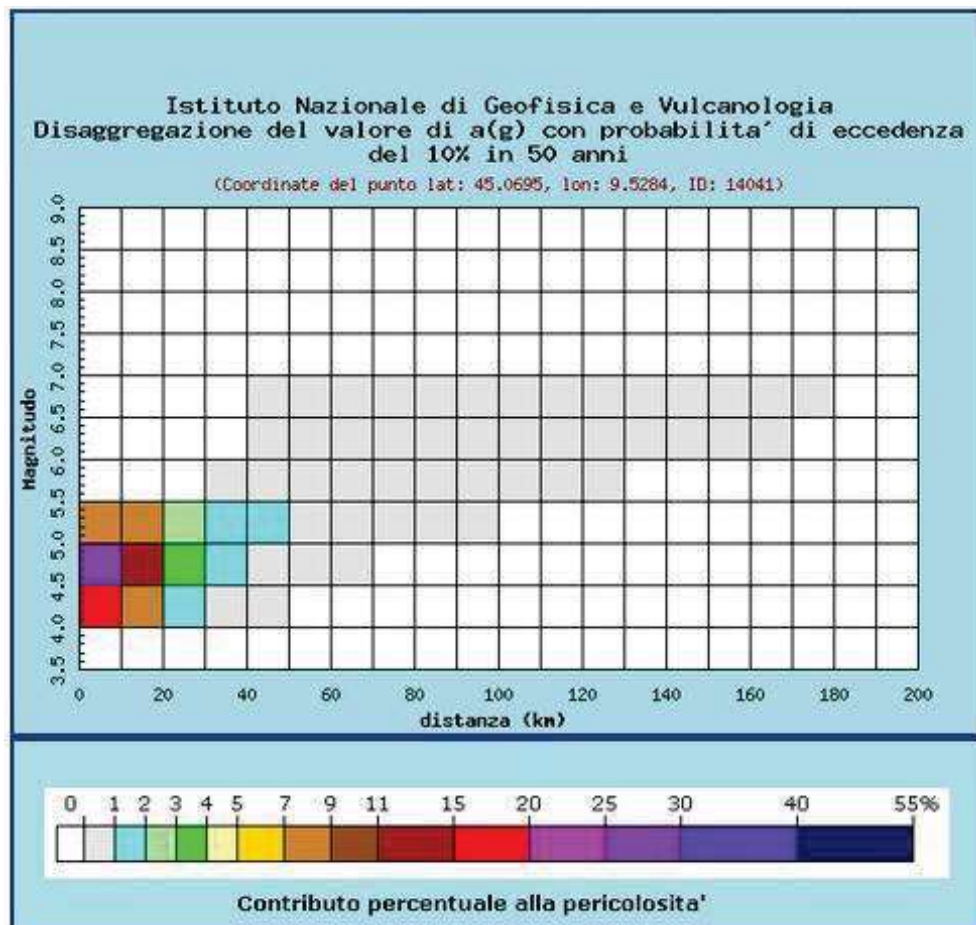
Tra i differenti metodi da utilizzare, si è optato per l'impiego delle mappe interattive di pericolosità sismica, presenti sul sito dell'*Istituto di Geofisica e Vulcanologia di Milano* (<http://esse1-gis.mi.ingv.it>); nelle figure successive vengono riprodotti i risultati del procedimento di disaggregazione di ag e le coppie magnitudo/distanza dei terremoti che apportano i maggiori danni nell'area, in funzione della percentuale della pericolosità.

Tale elaborazione indica che gli eventi che contribuiscono alla sismicità dell'area sono contraddistinti da una magnitudo compresa tra 4,0 e 5,5, con valori medi di circa 4,78 e distanze epicentrali inferiori a 50 km, con valori medi di 13,9 km; si tratta pertanto di un'area contraddistinta da una sismicità medio-bassa, confermata anche dall'attribuzione del territorio comunale alla zona sismica 3.

Il valore di magnitudo ottenuto dalla disaggregazione è stato confrontato quello attribuito dalla zonazione sismogenetica ZS9 all'areale oggetto di intervento, che risulta essere pari a 6,14; adottando un approccio di tipo cautelativo, per eventuali approfondimenti di terzo livello si consiglia di assumere come valore di riferimento della magnitudo quello massimo previsto dalla zonazione sismogenetica ZS9.



Mapa pericolosità sismica tratta da Progetto DCP – INGV – S1



Dati di disaggregazione (variabilità in termini di magnitudo e distanza)



Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.0695, lon: 9.5284, ID: 14041)										
	Magnitudo										
	3,5-4,0	4,0-4,5	4,5-5,0	5,0-5,5	5,5-6,0	6,0-6,5	6,5-7,0	7,0-7,5	7,5-8,0	8,0-8,5	8,5-9,0
0-10	0,000	19,200	25,100	8,500	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10-20	0,000	8,110	14,500	7,470	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
20-30	0,000	1,360	3,470	2,680	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
30-40	0,000	0,156	1,070	1,320	0,316	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
40-50	0,000	0,027	0,738	1,410	0,817	0,034	0,006	0,000	0,000	0,000	0,000
50-60	0,000	0,000	0,135	0,708	0,652	0,204	0,038	0,000	0,000	0,000	0,000
60-70	0,000	0,000	0,006	0,232	0,416	0,264	0,052	0,000	0,000	0,000	0,000
70-80	0,000	0,000	0,000	0,055	0,208	0,190	0,040	0,000	0,000	0,000	0,000
80-90	0,000	0,000	0,000	0,008	0,091	0,125	0,028	0,000	0,000	0,000	0,000
90-100	0,000	0,000	0,000	0,000	0,043	0,087	0,021	0,000	0,000	0,000	0,000
100-110	0,000	0,000	0,000	0,000	0,018	0,056	0,015	0,000	0,000	0,000	0,000
110-120	0,000	0,000	0,000	0,000	0,006	0,035	0,010	0,000	0,000	0,000	0,000
120-130	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	0,020	0,007	0,000	0,000	0,000	0,000
130-140	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,010	0,004	0,000	0,000	0,000	0,000
140-150	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,005	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000
150-160	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,002	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
160-170	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
170-180	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
180-190	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
190-200	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4,780	13,900	0,658

Valori di magnitudo-distanza con relativa probabilita' di accadimento del 10% in 50 anni

#### 7.4. - Fattori di pericolosità geologica e rischio sismico

L'area interessata dal progetto in esame giace in zona del tutto pianeggiante: essa è senz'altro stabile e non risulta coinvolta da fenomeni franosi od erosivi, nè è soggetta al rischio di sommersione per tracimazione di corsi d'acqua o risalita di acqua di falda.

Il sottosuolo, celato da coltre limosa di esiguo spessore, è costituito da depositi prevalentemente ghiaiosi di elevata resistenza, la cui compressibilità è limitata dallo scheletro ghiaioso; essi ospitano una falda acquifera di rilevante estensione e spessore la cui superficie piezometrica si attesta oltre 10 m di profondità.

Il territorio comunale è stato ascritto a zona sismica di tipo 3; in base alle NTC 2018 l'accelerazione sismica orizzontale al suolo attesa per un tempo di ritorno  $T_r=475$  anni e con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (ovvero per lo SLV di manufatto con vita di riferimento  $V_R=50$  anni e classe d'uso II) vale  $a_g=0,093$  g per sottosuolo rigido ascrivibile alla categoria A; ma sulla verticale del sito, tenendo conto dei coefficienti di amplificazione imposti dalle NTC medesime per le condizioni stratigrafiche (categoria B) e topografiche (categoria T1), per il summenzionato  $T_r=475$  anni l'accelerazione sismica orizzontale per lo SLV raggiunge il valore:

$$a_{max} = a_g \times S = 0,094 \text{ g} \times 1,2 = 0,113 \text{ g}$$

## 8.0. - CAPACITA' PORTANTE DELLE OPERE DI FONDAZIONE DEI FUTURI FABBRICATI

### 8.1. - Opere di fondazione: capacità portante e cedimento su limo-argilloso

La prova penetrometrica e la stratigrafia nota della zona hanno confermato che il substrato ghiaioso giace a poco meno di 3 metri al di sotto dell'attuale p. di c.; i futuri fabbricati potranno, se dotati di piano interrato, raggiungere agevolmente il piano di posa sul substrato ghiaioso; per edifici privi di seminterrato, il piano di posa delle fondazioni sarà attestato entro l'orizzonte coesivo e limo-argilloso più superficiale, caratterizzato da eterogenea e non trascurabile compressibilità: per tali motivi si sconsiglia l'esecuzione di fondazioni isolate.

Per il calcolo della capacità portante e del cedimento del terreno di fondazione limo-argilloso, si farà riferimento ai già menzionati parametri geotecnici:

- comportamento meccanico: coesivo
- peso di volume naturale:  $\gamma = 2,0 \text{ t/mc}$
- coesione non drenata:  $c_u = 2,6 \text{ kg/cmq}$
- angolo d'attrito drenato:  $\phi_{\text{clay}} \sim 25^\circ$
- resistenza S.P.T.:  $N_{60} = 16$
- modulo edometrico:  $E_{ed} = 940 \text{ kg/cm}$

Per il calcolo della capacità portante e del cedimento del terreno di fondazione ghiaio-sabbioso, si farà riferimento ai già menzionati parametri geotecnici:

- comportamento meccanico: incoerente
- angolo d'attrito drenato residuo a volume costante:  $\phi'_{CV} = 32^\circ$
- resistenza normalizzata S.P.T.:  $N_{60} = 23$
- modulo elastico:  $E_o = 1406 \text{ kg/cmq}$
- modulo edometrico:  $E_{ed} = 2352 \text{ kg/cmq}$
- peso di volume naturale sopra falda:  $\gamma = 1,8 \text{ t/mc}$

### 8.2. - Fronti di scavo e muri di sostegno

Sulla scorta della stratigrafia desunta dalla prova CPT/SCPT eseguita, i fronti di scavo di eventuali piani interrati, risulteranno in parte scavati entro l'orizzonte superficiale poco consistente a matrice prevalentemente limosa, caratterizzato da valori di coesione non drenata  $c_u \sim 2,6 \text{ kg/cmq}$  e di angolo d'attrito drenato  $\phi_{\text{clay}} = 25^\circ$ ; più in profondità esso sarà scavato entro il sottosuolo ghiaioso.

In virtù della coesione non drenata, il fronte potrebbe conservarsi stabile sul breve termine anche con inclinazione subverticale, restando però esposto al rischio di crollo anche improvviso in presenza di livelli incoerenti e per il rimaneggiamento dovuto all'esposizione agli agenti atmosferici, per vibrazioni e/o per infiltrazioni idriche (ancorchè occasionali), o per la progressiva perdita dell'umidità naturale del sottosuolo.

Per garantirne la stabilità, sia del tratto superiore del fronte di scavo che di quello sottostante entro i depositi ghiaiosi, sarebbe opportuno che il fronte medesima venisse profilato con inclinazione non superiore all'angolo d'attrito drenato dei rispettivi materiali.

Ricordando che gli scavi a parete verticale eseguiti in terreni (coesivi e/o incoerenti), provocano "variazioni laterali e interstiziali nei terreni adiacenti" che generano un "disturbo" (o una ripresa del cedimento), che può arrivare fino ad una distanza pari a 2 volte la profondità dello scavo, ad evitare ogni rischio (e per la sicurezza del personale), è consigliabile che lo scavo venga eseguito a piccoli campioni alterni ed immediatamente sostenuti, se del caso, anche con opere provvisoriale prima del getto del muro.

Tra il fronte di scavo e i muro perimetrali interrati, sarà quindi steso un rinterro che sarà preferibilmente costituito con materiale ghiaio-sabbioso ascrivibile al gruppo A-1-a ed alle classi GW od SW, povero di fine e quindi di elevata permeabilità per porosità: a tale materiale, se ben compattato, si possono attribuire i seguenti valori dei parametri geotecnici:

- $\gamma = 1,8 \text{ t/mc}$  = peso di volume naturale
- $\varphi' = 32^\circ$  = angolo d'attrito drenato

Il rinterro costituito con tale materiale costituirà anche il dreno che intercetterà le acque che dovessero infiltrarsi nel sottosuolo; in ambedue i casi si dovrà tener conto anche della spinta indotta dall'acqua che potrebbe infiltrarsi a saturare la coltre limosa superficiale oltre a quella del sisma atteso.

## 9.0. – CONCLUSIONI E SUGGERIMENTI

In base a quanto osservato ed esposto nella presente relazione, si esprime parere favorevole alla realizzazione dell'intervento in progetto, purché vengano adottati i suggerimenti di seguito esposti.

### 9.1. – Aspetti sismici

L'area (AMBITO AN2 MAMAGO), è pianeggiante e stabile; non sono presenti fenomeni geologici e geomorfologici attivi in grado di comprometterne la stabilità; il suolo di fondazione dal punto di vista sismico, è classificato in "categoria B"; la successione stratigrafica è rappresentata da depositi prevalentemente ghiaiosi ad elevato addensamento celati in superficie da una coltre limo-argillosa.

Relativamente agli aspetti sismici, l'area è soggetta ad un'attività medio-bassa, indotta sia da terremoti documentati con epicentro nell'ambito del territorio provinciale sia, di riflesso, dagli eventi più intensi provenienti dalle limitrofe province; nell'area oggetto di studio non sono presenti faglie superficiali e/o discontinuità tettoniche tali da indurre un pericolo sismico aggiuntivo.

#### **Fattori di amplificazione sismica per la valutazione degli effetti litologici**

- F.A. PGA = **1.5**
- F.A. SA1 ( $0.1s \leq T_o \leq 0.5s$ ) = **1,5**
- F.A. SA2 ( $0.4s \leq T_o \leq 0.8s$ ) = **1,7**
- F.A. SA3 ( $0.7s \leq T_o \leq 1,1s$ ) = **2,1**
- F.A. SA4 ( $0.5s \leq T_o \leq 1.5s$ ) = **1,9**
- F.A. SI1 ( $0.1s \leq T_o \leq 0.5s$ ) = **1.6**
- F.A. SI2 ( $0.5s \leq T_o \leq 1.0s$ ) = **2.0**
- F.A. SI3 ( $1.0s \leq T_o \leq 1.5s$ ) = **2.0**
- $ASl_{UHS}/\Delta T = 198,401119$
- SCUOTIMENTO ATTESO AL SITO  $H_{SM}SA1 = 297,6016785$

#### **Accelerazione orizzontale massima attesa al sito secondo DGR n°476/2021**

$$a_{max} = 0,0914 \times 1,5 = 0,1371g$$

**Accelerazione orizzontale di picco sulla verticale del sito secondo le NTC di cui al D.M. 17/01/2018 è pari a:**

$$a_{max} = a_g \times S = 0,094 \times 1,2 = 0,113 g$$

#### **Frequenza caratteristica di risonanza del sito**



Dalla prova HVSR eseguita è emerso come la frequenza di vibrazione principale del terreno risulti pari a 2.94 Hz.

#### 9.2. - Assetto del sottosuolo

I dati raccolti durante la campagna di indagine geognostica hanno permesso di delineare il modello geologico locale e di verificare la situazione geotecnica del sito. La fase geognostica è stata realizzata preventivamente al presente studio, ma per la progettazione esecutiva delle future opere edilizie, la scelta della tipologia di fondazione da adottare per le future costruzioni, dovrà essere valutata sulla base dei carichi previsti e sull'accettabilità dei prevedibili cedimenti ovvero su indagini e studi specifici per ogni nuova costruzione.

#### 9.3. - Smaltimento acque meteoriche dalle coperture di progetto

Si raccomanda di smaltire correttamente le acque meteoriche provenienti dalle coperture di progetto, evitando lo spaglio incontrollato sulle superfici dell'area.

#### 9.4. - Fondazioni delle future opere edilizie

Resta ferma l'esigenza, come prescritto nell'aggiornamento delle nuove "Norme Tecniche sulle Costruzioni" di cui al D.M.I.T. del 17 gennaio 2018, che ogni nuovo intervento edilizio dovrà essere corredato da specifica "Relazione geologica-geotecnica e sismica".

E' inoltre auspicabile la presenza dei tecnici progettisti e del geologo all'atto dell'apertura degli scavi, allo scopo di verificare ulteriormente l'assetto stratigrafico interpretato attraverso le prove geognostiche dirette ed indirette eseguite.

Si riportano di seguito alcune indicazioni di carattere generale, propedeutiche alla fase progettuale, che dovranno essere approfondite nel corso delle successive fasi d'intervento edilizio:

- il piano di fondazione dovrà essere posto al di fuori del campo di variazione significative del contenuto d'acqua del terreno e a profondità tali da non risentire dell'effetto delle variazioni climatiche e dei fenomeni di "*plasticizzazione*" dei terreni argillosi superficiali che, come noto, sono caratterizzati da non trascurabili effetti di "ritiro" e "rigonfiamento", assai dannosi per l'integrità dei manufatti: nel caso in esame esso potrà agevolmente attestarsi sul substrato ghiaioso essendo stato rintracciato dalle prove a debole profondità;
- il terreno di fondazione non dovrà subire rimaneggiamenti e deterioramenti prima della costruzione della opera: nel caso in esame si ribadisce che dovrà sempre raggiungere il sottosuolo ghiaioso;
- eventuali acque ruscellanti o stagnanti dovranno essere allontanate dagli scavi;
- il piano di posa degli elementi strutturali di fondazione dovrà essere regolarizzato e protetto con conglomerato magro o altro materiale idoneo;
- è opportuno prevedere sempre un unico piano di posa delle fondazioni (alla stessa profondità), ad evitare cedimenti differenziali;

Per la tutela degli acquiferi sotterranei dovranno inoltre essere rispettate le seguenti prescrizioni:

- è vietata la ricerca di acque sotterranee e la realizzazione di pozzi anche ad uso domestico, ove non autorizzati dalle pubbliche autorità competenti ai sensi dell'art. 95 del RD 11/05/1933 n.1775;
- la progettazione e la costruzione di condotte fognarie, in conformità con quanto previsto dal DMLP del 12/12/1985 (p.ti 1, 2, 3, 4), nonché dalla circolare dei MMLLPP n. 27291 del 30/03/1986, dovranno garantire l'affidabilità dell'opera in relazione al grado di sicurezza statica, di resistenza alla corrosione, di integrità della tenuta nel tempo, tenendo conto della caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni interessati dal tracciato delle tubazioni;
- è obbligatoria la separazione tra reti di acque bianche e acque nere;
- dovrà essere prevista una corretta gestione dei cantieri al fine di evitare la percolazione nel sottosuolo di acque inquinate.

Studio Geologico  
e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33

Sulla base delle considerazioni sopra esposte e nel rispetto delle prescrizioni riportate l'area risulta idonea alla destinazione edificatoria richiesta.

Piacenza, 20/01/2022

Dott. Geol. Mario Archilli



#### ALLEGATI FUORI TESTO

- |                                       |  |
|---------------------------------------|--|
| 1 - prova penetrometrica statica CPT: | 2 - prova penetrometrica dinamica SCPT |
| - formule utilizzate                  | - formule utilizzate                   |
| - grafico                             | - grafico                              |
| - parametri geotecnici locali e medi  | - parametri geotecnici locali e medi   |

## PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT

### Formule utilizzate

#### PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT - PARAMETRI GEOTECNICI

##### Simboli:

$q_c$  = resistenza unitaria alla punta  
 $q_t > q_c = q_c + u_2 \times (1+a)$  = resistenza corretta in funzione della pressione interstiziale  $u_2$   
 $f_s$  = resistenza unitaria laterale  
 $R_f = 100 \times f_s/q_c$   
 $u_0$  = pressione idrostatica;  $P_a$  = pressione atmosferica  
  
 peso di volume totale:  $\gamma = 0,27 \times \log(R_f) + 0,36 \times \log(q_t/P_a) + 1,236$  (GREGG, 2010)  
 carico geostatico totale:  $\sigma_{vo} = \gamma \times z$  alla profondità  $z$   
 carico geostatico effettivo:  $\sigma'_{vo} = \gamma \times z - u_0$  a profondità  $z >$  livello di falda  
 $Q_{t1} = (q_t - \sigma_{vo}) / (\sigma'_{vo})$   
 $Fr = f_s / (q_t - \sigma_{vo}) \times 100\%$   
 $I_c = (3,47 - \log Q_{t1})^2 + (1,22 + \log Fr)^2$  (ROBERTSON, 2012)  
 $Q_{tn} = [(q_t - \sigma_{vo}) / P_a] / (P_a / \sigma'_{vo})^n$  ove  $n = 0,381 \times I_c + 0,05 \times (\sigma'_{vo} / P_a) - 0,15$   $\leq 1,0$  (ROBERTSON, 2012)  
 $Q_{tnCS} = K_c \times Q_{tn}$  ove  $K_c = f(I_c)$  = resistenza equivalente per sabbie pulite (ROBERTSON 1998, 2012)  
 $N_{60} = q_t / P_a / 10^{(1,1268 - 0,2817 \times I_c)}$  = NSPT (ROBERTSON, 2012)

terreni incoerenti =  $I_c < 2,6$  (ROBERTSON, 2012):

densità relativa:  $D_r \% = 100 \times (Q_{tn}/350)^{0,5}$  (GREGG, 2010)  
 angolo d'attrito di picco:  $\phi_p = 17,6^\circ + 11 \times \log(Q_{tn})$  (GREGG, 2010)  
 angolo d'attrito a volume costante:  $\phi_{cv} = \phi_p - 15,84 \times \log(Q_{tnCS}) + 26,88$  (ROBERTSON, 2012)  
 modulo elastico  $E' = 0,015 \times (q_t - \sigma_{vo}) \times 10^{(0,55 \times I_c + 0,68)}$  (ROBERTSON, 2012)

terreni coesivi =  $I_c > 2,6$  (ROBERTSON, 2012):

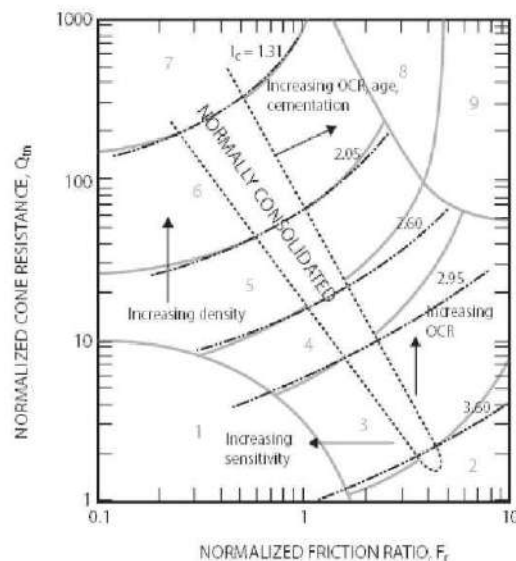
coesione non drenata:  $c_u = (q_t - \sigma_{vo}) / N_k$  ove  $N_k = 10,5 + 7 \times \log(Fr)$  (ROBERTSON, 2012)  
 angolo d'attrito di picco:  $\phi_p = \arcsin(2 \times c_u / (\sigma'_{vo} \times OCR^{0,5}))$  (rif. MAYNE 2001)  
 sensibilità:  $St = c_u / c_u^r$  ove  $c_u^r = 7 / Fr$  ove  $c_u^r$  = coesione non drenata residua (GREGG, 2010)  
 grado di sovraconsolidazione:  $OCR = 0,25 \times (Q_{t1})^{1,2}$  (CSSM in Robertson 2012)

tutti i terreni:

modulo edometrico:  $E_{ed} = \alpha M \times (q_t - \sigma_{vo})$  ove:  
 $\alpha M = 14$  se  $I_c > 2,2$ ,  $Q_{tn} > 14$ ;  $\alpha M = Q_{tn}$  se  $I_c > 2,2$ ,  $Q_{tn} < 14$ ;  $\alpha M = 0,03 \times 10^{(0,55 \times I_c + 1,68)}$  se  $I_c < 2,2$  (ROBERTSON, 2012)  
 modulo di taglio a piccole deformazioni:  $G_0 = 0,0188 \times (q_t - \sigma_{vo}) \times 10^{(0,55 \times I_c + 1,68)}$  (ROBERTSON, 2012)

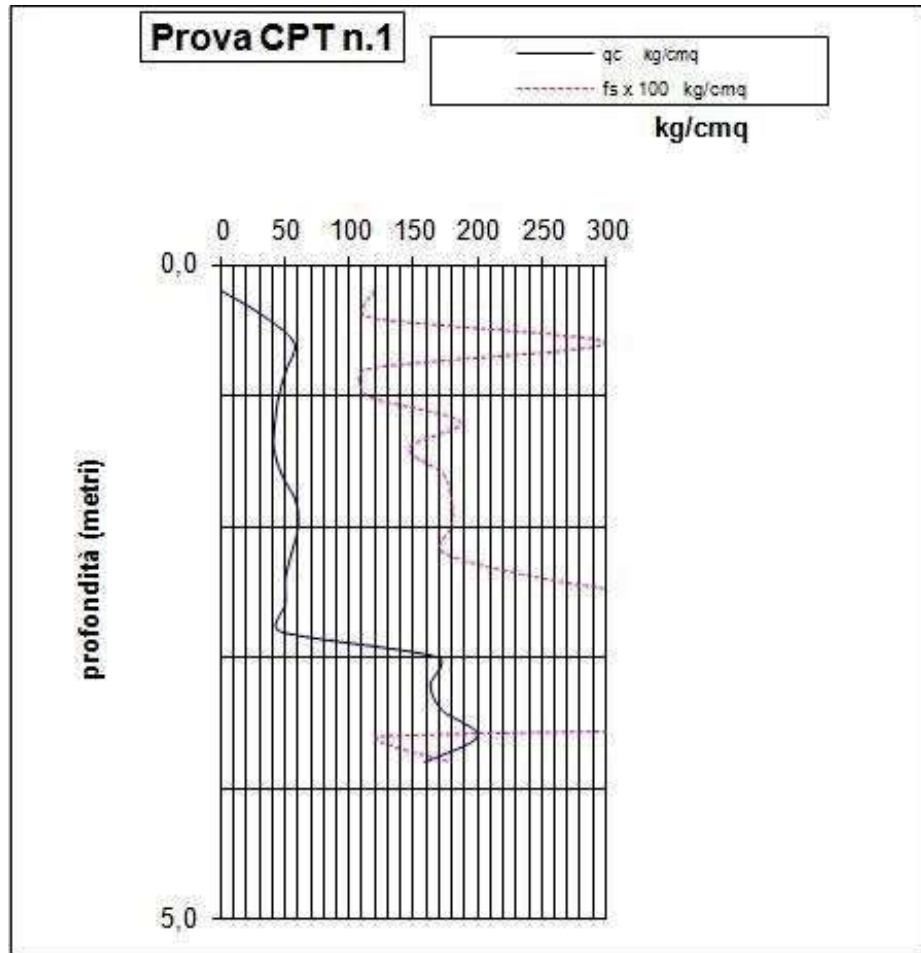
coeff. di permeabilità:  $K$  (m/s) =  $10^{(0,952 - 3,04 \times I_c)}$  se  $1 < I_c < 3,27$ ;  $K = 10^{(-4,52 - 1,37 \times I_c)}$  se  $3,27 < I_c < 4$  (GREGG, 2010)  
 velocità onde di taglio:  $V_s$  (m/s) =  $(10^{(0,55 \times I_c + 1,68)}) \times (Q_{tn})^{0,5}$  (ROBERTSON, 2012)

#### Classificazione di ROBERTSON



**Fig. 1.** SBT chart based on normalized CPT parameters (modified from Robertson 1990)





Studio Geologico  
e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33

CPT	n.1	profondità superficie piezometrica: metri >10,0													- parametri geotecnici locali -																	
		profondità m	qc kg/cm²	fs kg/cm²	RF= 100xfs/qc	γ	uo l/mq	uo' kg/cm²	ovo kg/cm²	Q11	Fr %	lc	N60 colpi/30 cm	Classificazione di Robertson	n	Qtm	Kc	QtmCS	Dr %	φv	φcu	Nk	cu kg/cm²	φ clay	St cu/cu r	OCR	αM	Eed kg/cm²	Go kg/cm²	E' kg/cm²	K	Vs m/s
0,40	34	1,13	3,3	1,9	0,00	0,02	0,02	###		3,3	1,8	7,9	8	sabbie cementate	0,52	265	1,1	286	87	44	≈32,2				13	452	283	226	≈4,1E-05	123		
0,60	57	3,00	5,3	2,1	0,00	0,06	0,06	962		5,3	2,0	15,6	8	sabbie cementate	0,62	325	1,3	423	96	45	≈30,5				18	1032	647	516	≈7,4E-06	185		
0,80	51	1,13	2,2	1,9	0,00	0,10	0,10	513		2,2	1,7	11,8	8	sabbie cementate	0,57	169	1,1	180	69	42	≈33,3				13	664	416	332	≈4,5E-05	149		
1,00	45	1,13	2,5	1,9	0,00	0,14	0,14	325		2,5	1,9	11,4	6	sabbie	0,52	140	1,2	164	63	41	≈33,0				16	700	439	350	≈1,7E-05	153		
1,20	42	1,87	4,4	2,0	0,00	0,18	0,18	236		4,5	2,2	12,8	9	terre cementate o.n.d.	0,68	137	1,6	218	62	41	≈30,9				22	935	586	468	≈2,3E-06	177		
1,40	41	1,47	3,6	2,0	0,00	0,22	0,22	188		3,6	2,1	12,3	9	terre cementate o.n.d.	0,68	115	1,5	176	57	40	≈31,6				22	1034	648	517	≈2,4E-06	186		
1,60	47	1,73	3,7	2,0	0,00	0,26	0,26	182		3,7	2,2	14,2	9	terre cementate o.n.d.	0,69	119	1,6	187	58	40	≈31,3				22	1157	725	578	≈4,2E-06	196		
1,80	58	1,80	3,1	2,0	0,00	0,30	0,30	195		3,1	2,1	16,7	9	terre cementate o.n.d.	0,66	128	1,4	183	61	41	≈31,9				20	1213	760	606	≈2,4E-06	201		
2,00	60	1,80	3,2	2,0	0,00	0,34	0,34	177		3,2	2,2	17,4	9	terre cementate o.n.d.	0,66	123	1,4	177	59	41	≈31,8				22	1213	760	607	≈3,9E-06	201		
2,20	55	1,73	3,2	2,0	0,00	0,38	0,38	145		3,2	2,2	16,7	5	limi sabbiosi	0,69	107	1,6	170	55	40	≈31,5				20	1213	760	606	≈2,4E-06	201		
2,40	50	2,53	5,1	2,0	0,00	0,42	0,42	119		5,1	2,4	17,5	9	terre cementate o.n.d.	0,78	98	2,2	219	53	39	≈29,3				14	694	909	725	≈5,2E-07	220		
2,60	50	3,73	7,5	2,1	0,00	0,46	0,46	108		7,5	2,5	19,4	9	terre cementate o.n.d.	0,84	96	3,7	353	52	39	≈25,9				14	694	1115	889	≈1,0E-07	244		
2,80	46	3,73	8,1	2,1	0,00	0,50	0,50	91		8,2	2,6	18,7	9	terre cementate o.n.d.	0,87	83	5,9	495				16,9	2,69	≈25	0,9	56	14	637	1123			
3,00	169	4,60	2,7	2,2	0,00	0,54	0,54	311		2,7	1,9	43,9	6	sabbie	0,81	245	1,2	296	84	44	≈31,6				16	2763	1732	1382	≈1,3E-05	303		
3,20	163	4,93	3,0	2,2	0,00	0,59	0,59	277		3,0	2,0	44,2	6	sabbie	0,64	228	1,3	293	81	44	≈31,3				18	2892	1813	1446	≈8,1E-06	311		
3,40	172	12,60	7,3	2,3	0,00	0,63	0,63	272		7,4	2,3	58,2	9	terre cementate o.n.d.	0,77	245	2,0	500	84	44	≈28,0				14	2399	2945	2350	≈7,4E-07	396		
3,60	200	1,27	0,6	2,0	0,00	0,67	0,67	296		0,6	1,4	37,7	6	sabbie	0,43	236	1,0	236	82	44	≈33,0				9	1749	1096	875	≈4,0E-04	241		
3,80	159	1,80	1,1	2,0	0,00	0,71	0,71	222		1,1	1,7	35,8	6	sabbie	0,53	190	1,0	197	74	43	≈33,2				12	1957	1227	979	≈6,1E-05	255		

PROVA CPT	n.1	profondità superficie piezometrica: metri >10,0													- parametri geotecnici medi -																							
		profondità da m	qc kg/cm²	fs kg/cm²	lc	comportamento prevalente	spessore m	qc kg/cm²	fs kg/cm²	N60 colpi/30 cm	Dr %	φv	φcu	φ clay	St	OCR	Eed kg/cm²	Go kg/cm²	E' kg/cm²	k	Vs m/s																	
0,2																																						
0,4																																						
0,6																																						
0,8																																						
1,0																																						
1,2																																						
1,4																																						
1,6																																						
1,8																																						
2,0																																						
2,2																																						
2,4																																						
2,6																																						
2,8																																						
3,0																																						
3,2																																						
3,4																																						
3,6																																						
3,8																																						

Parametri geotecnici locali e medi della prova statica CPT

## PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT

### Formule utilizzate

#### PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SCPT

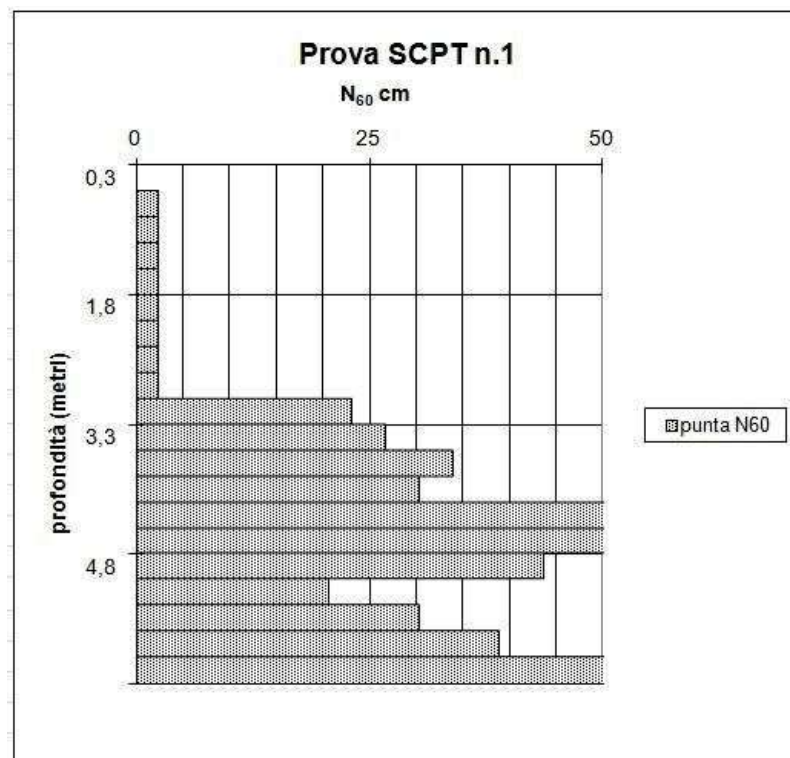
attrezzatura: PAGANI DPSH R TG 73-200 (rendimento  $E_r = 73\%$ )

#### Simboli:

$N/30$  cm = numero di colpi per l'infissione di 30 cm della punta o del rivestimento  
 $NSPT = N60 = N \times 73/60 = N \times 1,217$  = valore normalizzato per rendimento  $E_r=60\%$   
 $N' = N60 \times C_n$  = valore normalizzato a  $\sigma'_{vo} = 1,0$  kg/cmq (cfr. LIAO & WHITMAN) essendo:  
 $C_n = (1/\sigma'_{vo})^{0,5} \leq 1,7$  per  $\sigma'_{vo} < 20$  t/mq;  $C_n = 2,2/(1,2 + \sigma'_{vo})$  per  $\sigma'_{vo} > 20$  t/mq (cfr. SEED & IDRISSE)  
 $Dr\%$  = densità relativa =  $(N60 \times K/60)^{0,5}$  (cfr. SKEMPTON) essendo:  
 per sabbie fino o limose:  $K = 2/(1 + \sigma'_{vo}/100)$ ; per sabbie grosse:  $K = 3/(2 + \sigma'_{vo}/100)$  (N.B.:  $\sigma'_{vo}$  in Kpa)

#### Parametri geotecnici:

peso di volume secco:  $\gamma_d = f(N60, \text{granulometria})$  (rif. GIROUD 1972)  
 peso di volume immerso:  $\gamma^s = 0,63 \times \gamma_d$  (rif. GIROUD 1972)  
 peso di volume saturo:  $\gamma_{sat} = \gamma^s + 1$   
 carico geostatico effettivo:  $\sigma'_{vo}$   
 sabbie: angolo d'attrito di picco  $\phi_p = (15,4 \times N')^{0,5} + 20^\circ$  (rif. MAYNE)  
 sabbie: angolo d'attrito residuo:  $\phi_r = f(\sigma'_{vo}, K_o = 1 - \sin \phi_p, Dr, \phi_p)$  (rif. BOLTON)  
 limi: coesione non drenata  $c_u = 0,037 \times N60$  kg/cmq (rif. NAVFAC)  
 limi: modulo edometrico  $E_{ed} = 6,0 \times N60$  kg/cmq (rif. STROUD & BUTLER)  
 argille: coesione non drenata  $c_u = 0,074 \times N60$  kg/cmq (rif. NAVFAC)  
 argille: modulo edometrico  $E_{ed} = 4,5 \times N60$  kg/cmq (rif. STROUD & BUTLER)  
 grado di sovraconsolidazione:  $OCR = c_u / (\sigma'_{vo} \times 0,25)^{1,25}$  rif. LADD  
 modulo di taglio  $G_o = 155,6 \times (N60)^{0,68}$  in kg/cmq (rif. FHWA 2002)  
 modulo elastico  $E_o = 2 \times G_o \times (1 + \nu) \approx 2,4 \times G_o$  (rif. FHWA 2002 per  $\nu \approx 0,2$ ; TATSUOKA & SHIBUYA 1992))  
 velocità onde di taglio:  $V_s = (G_o / (\gamma^s / g))^{0,5}$  ove  $\gamma^s = \gamma$  sopra falda;  $\gamma^s = \gamma_{sat}$  sotto falda





Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33

PROVA SCPT		- parametri geotecnici -										profondità superficie piezometrica: metri >10							
profondità m	punta N60	granulometria presunta	comportamento meccanico	$\gamma_{sat}$ t/mc	$\gamma'$ t/mc	$\gamma'_{sat}$ t/mc	$\sigma'_{vo}$ kg/cmq	$\sigma'_{vo}$ kg/cmq	Cn f(σ'vo)	N=N60 x Cn f(σ'vo)	Dr %	φp °	φr °	cu kg/cmq	Eed kg/cmq	Go kg/cmq	Eo kg/cmq	Vs m/s	OCR
0.3																			
0.6																			
0.9																			
1.2																			
1.5																			
1.8																			
2.1																			
2.4																			
2.7																			
3.0	19	sabbie	incoerente	1.7	2.1	1.1	0.46	1.48	34	69	43.0	32.0	0.0		1719	4127	306		
3.3	22	ghiaie	incoerente	1.7	2.1	1.1	0.51	1.40	38	73	44.1	32.4	0.0		1832	4398	316		
3.6	28	ghiaie	incoerente	1.8	2.1	1.1	0.56	1.34	46	82	46.5	33.2	0.0		2088	5011	337		
3.9	25	ghiaie	incoerente	1.7	2.1	1.1	0.61	1.28	39	76	44.5	32.6	0.0		1875	4500	320		
4.2	43	ghiaie	incoerente	1.8	2.1	1.1	0.66	1.23	64	99	50.0	33.6	0.0		2636	6327	379		
4.5	58	ghiaie	incoerente	1.8	2.1	1.1	0.72	1.18	83	114	50.0	31.0	0.0		3147	7552	414		
4.8	36	ghiaie	incoerente	1.8	2.1	1.1	0.77	1.14	50	89	47.7	33.8	0.0		2220	5327	348		
5.1	17	sabbie	incoerente	1.6	2.0	1.0	0.82	1.10	23	61	38.7	30.6	0.0		1304	3130	267		
5.4	25	ghiaie	incoerente	1.7	2.1	1.1	0.87	1.07	33	73	42.4	32.0	0.0		1662	3988	301		
5.7	32	ghiaie	incoerente	1.8	2.1	1.1	0.93	1.04	40	82	45.0	33.0	0.0		1927	4624	324		
6.0	50	ghiaie	incoerente	1.8	2.1	1.1	0.98	1.01	61	101	50.0	34.4	0.0		2560	6144	374		

Parametri geotecnici locali e medi della prova SCPT

PROVA SCPT		- parametri geotecnici medi -										profondità superficie piezometrica: metri >10				
profondità m	punta N60	granulometria presunta	comportamento prevalente	spessore m	punta N60	N=N60 x Cn f(σ'vo)	Dr %	φp °	φr °	cu kg/cmq	Eed kg/cmq	Go kg/cmq	Eo kg/cmq	Vs m/s	OCR	
0.3																
0.6																
0.9																
1.2																
1.5																
1.8																
2.1																
2.4																
2.7																
3.0	23	sabbie														
3.3	27	ghiaie														
3.6	34	ghiaie														
3.9	30	ghiaie														
4.2	52	ghiaie														
4.5	71	ghiaie														
4.8	44	ghiaie														
5.1	21	sabbie														
5.4	30	ghiaie														
5.7	39	ghiaie														
6.0	61	ghiaie	incoerente	6.00	23	27	83	45.6	32.6			1379	3310	256		