

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

### **PROGETTO**

### **di nuova struttura di collegamento tra due capannoni esistenti in via Bergamaschi – S.Nicolò**

**Committente: Soc. DELTA INOX S.r.l.**

### **Relazione geologica, geotecnica e sismica**

In allegato al testo:

- cartografia:
  - planimetria catastale
  - planimetria generale
  - foto aerea area di intervento
  - sovrapposizione catasto/satellite
  - corografia C.T.R.
  - carta geologica della RER
  - Tav. G2 “geomorfologia” del QC del PSC comunale
  - Tav. G3 “idrogeologia” del QC del PSC comunale
  - Tav. G5 “Vincoli” del QC del PSC comunale
  - Tav. D3 “Vincoli Sovraordinati” del PSC comunale
  - Tav. G7 “Fattibilità geologica alle trasformazioni” del QC del PSC comunale
  - Tav A1.2 “tutela ambientale, paesaggistica e storico culturale” del PTCP vigente
  - Tav. A4.2 “*Carta delle aree suscettibili di effetti sismici locali*” del PTCP
- sismicità:
  - sismostratigrafia desunta da stendimento MASW
  - velocità delle onde di taglio Vs e moduli elastici del sottosuolo
  - 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:

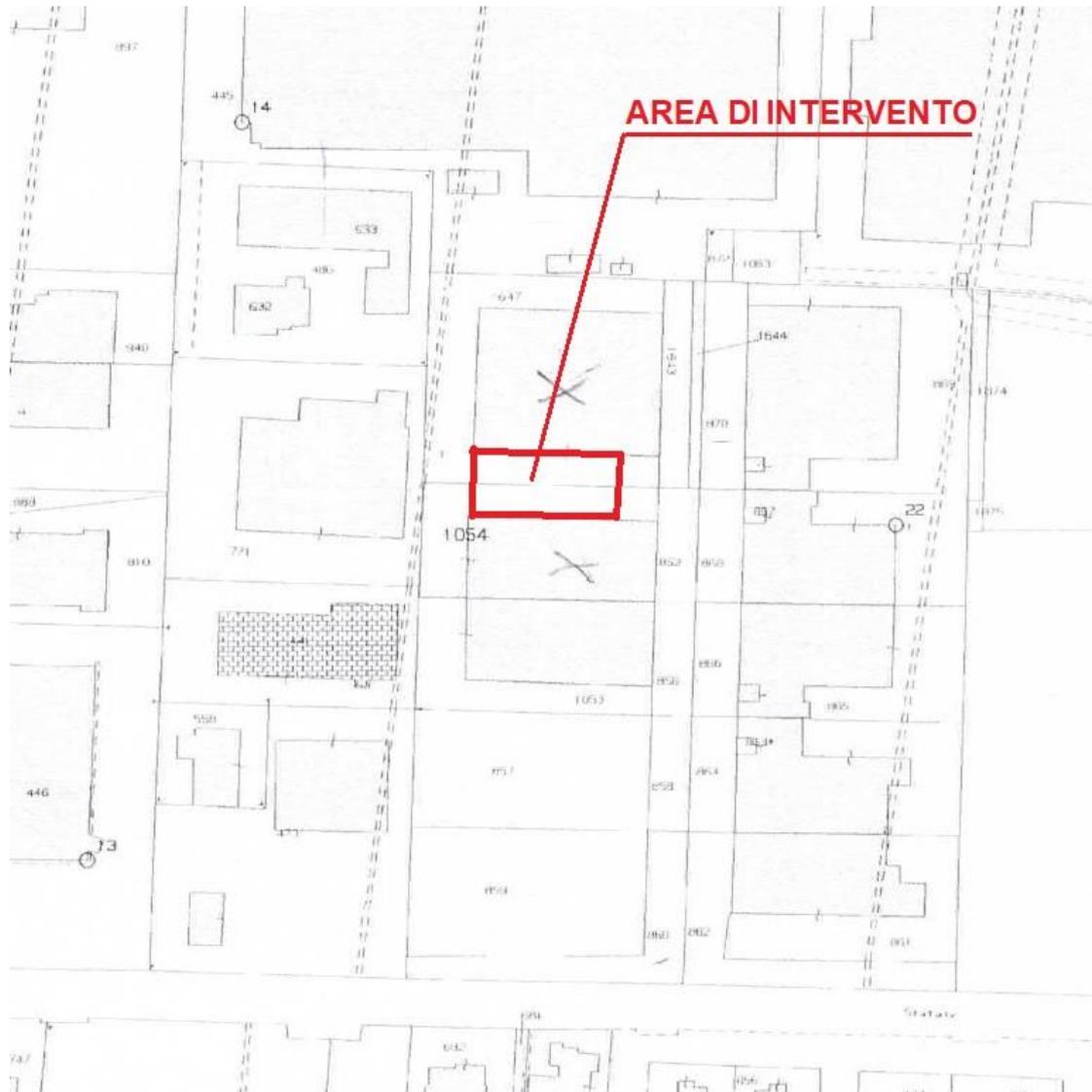
- rapporto sullo stendimento MASW (da studio precedente in area contermine)
- prova penetrometrica statica CPT P1 (da studio precedente in area contermine nel 2000)
  - formule utilizzate per il calcolo dei parametri geotecnici
  - diagramma della prova CPT
  - parametri geotecnici locali dalla prova CPT
  - parametri geotecnici medi dalla prova CPT
- prove penetrometriche dinamiche SCPT P2 e P3 (indagini geognostiche del 2000)
  - prove penetrometriche dinamiche SCPT P1 e P2 (indagini geognostiche del 2004)
  - formule utilizzate per il calcolo dei parametri geotecnici
  - diagramma della prova SCPT
  - parametri geotecnici locali dalla prova SCPT
  - parametri geotecnici medi dalla prova SCPT
- capacità portante di fondazioni continue con larghezza efficace di base  $0,3 \leq B' \leq 0,8$  m:
  - tabelle di calcolo del carico ammissibile e cedimento in presenza del sisma atteso per lo SLV

Studio Geologico  
e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

## 1.0. - OPERA IN PROGETTO

L'area d'intervento è situata all'estremità orientale del territorio del comune di Rottofreno nella porzione N.O. dell'insediamento di S.Nicolò, tra la linea ferroviaria PC-TO e via Emilia Est (che corrisponde alla S.S. n.10 "Padana inferiore"); l'area corrisponde a parte dei mappali n.1054 e 1647 del Foglio n.17 del catasto terreni del comune di Rottofreno.



*Planimetria catastale area di intervento*

Il progetto in esame prevede la copertura, con una struttura metallica a due falde, dello spazio intercluso tra due distinti capannoni; la struttura si estenderà su di una superficie di circa m 19 x 35,5 elevandosi da circa m 4,6 in gronda a quasi 7 metri al colmo.

I sovraccarichi saranno distribuiti da due file perimetrali di pilastri di acciaio, che si eleveranno in fregio ai capannoni esistenti; detti pilastri graveranno su di una fondazione continua di non meno di 25/30 cm di spessore che sarà collegata da una soletta in c.a. di analogo spessore armata da una doppia rete elettrosaldata.

Studio Geologico  
e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

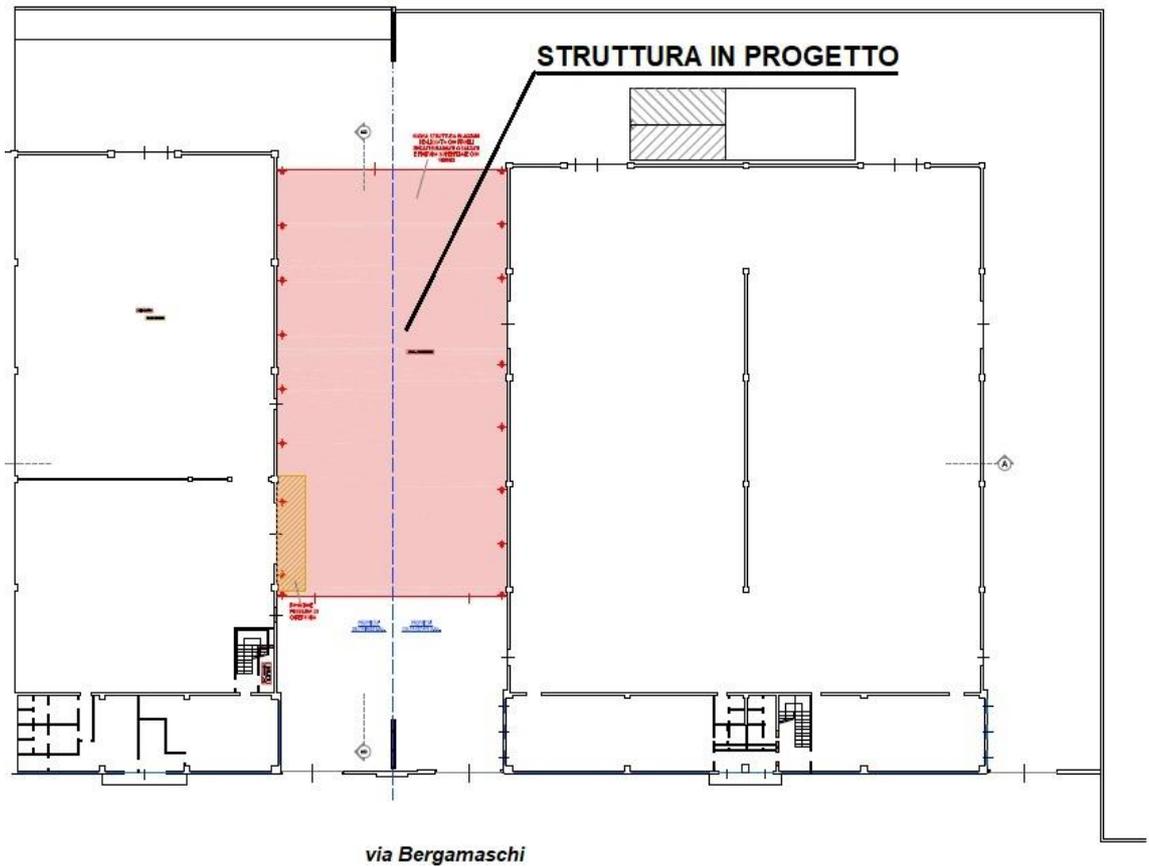


Foto aerea dell'area di intervento

## SOVRAPPOSIZIONE CATASTO / SATELLITE



### 2.0. - CONDIZIONI GEOMORFOLOGICHE E GEOLITOLOGICHE

#### 2.1. - Inquadramento

La zona allo studio giace a quota prossima a 62 m s.l.m., nella pianura in destra ed a Sud del Fiume Po dal cui alveo attuale resta a non meno di 5 km; essa dista circa 1,5 km dalla sponda che delimita ad Ovest ed in sinistra idrografica l'ampio alveo ciottoloso del Fiume Trebbia.

All'intorno dell'area in esame la pianura, intensamente modificata dall'urbanizzazione, manifesta morfologia del tutto piatta, priva di salti naturali di pendenza né coinvolta da fenomeni erosivi.

L'area di intervento nonché i capannoni quivi esistenti, furono oggetto di indagini geognostiche da parte dello scrivente negli anni 2000 e 2004; il piano naturale di campagna in origine, giaceva ribassato rispetto i circostanti lotti e l'adiacente via di lottizzazione (Via Bergamaschi) di circa 1,2-1,5 metri.

L'immediato sottosuolo è costituito da alluvioni prevalentemente ghiaio-sabbiose e ciottolose, oggetto di coltivazione in cave ubicate circa un chilometro più a Sud-Ovest dell'area d'intervento; il fondo di tali cave raggiunge profondità intorno ai 5-6 metri sotto il circostante piano di campagna e resta sempre all'asciutto.

Peraltro ci è noto da precedenti indagini (cfr. studi geologici per il P.R.G. del Comune di Rottofreno), che il materasso alluvionale ciottoloso ospita un acquifero freatico di potente spessore, cui attingono numerosi pozzi e la cui superficie piezometrica può quivi risalire in fase di piena anche fino a quota prossima a 54 m s.l.m. ovvero a 8 metri di profondità sotto il piano di campagna; a conferma di quanto sopra si riporta di seguito la stratigrafia di un pozzo sito nella vicina in via Grilli:

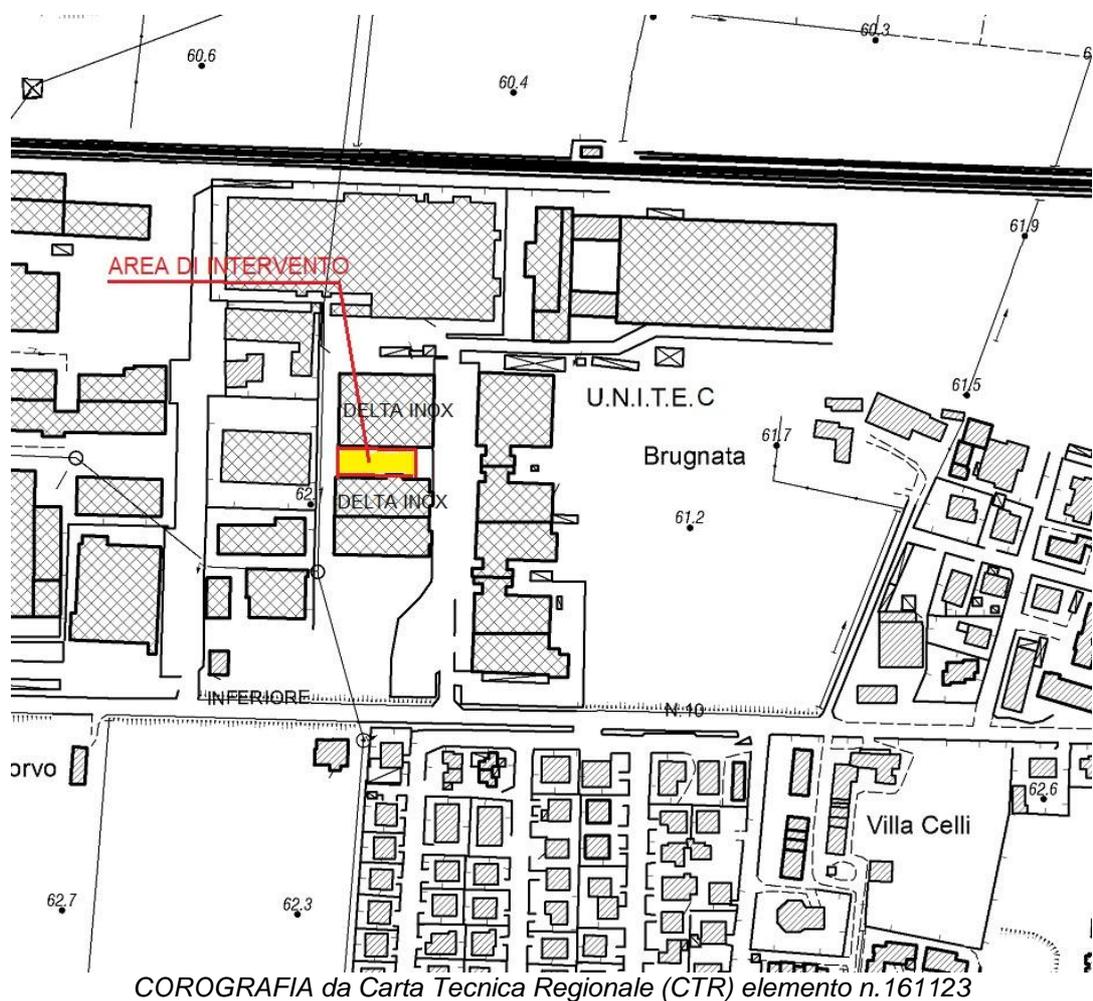
Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

- da m 0.00 a m 2      **riporto ghiaioso**
- da m 2,00 a m 4,5    **argilla**
- da m 4,5 a m 16.50   **ghiaia con acqua**
- da m 14.5 a m 15.50   **argilla**
- da m 16.5 a m 20,0   **ghiaia con argilla**
- da m 20.0 a m 28      **ghiaia**

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).

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

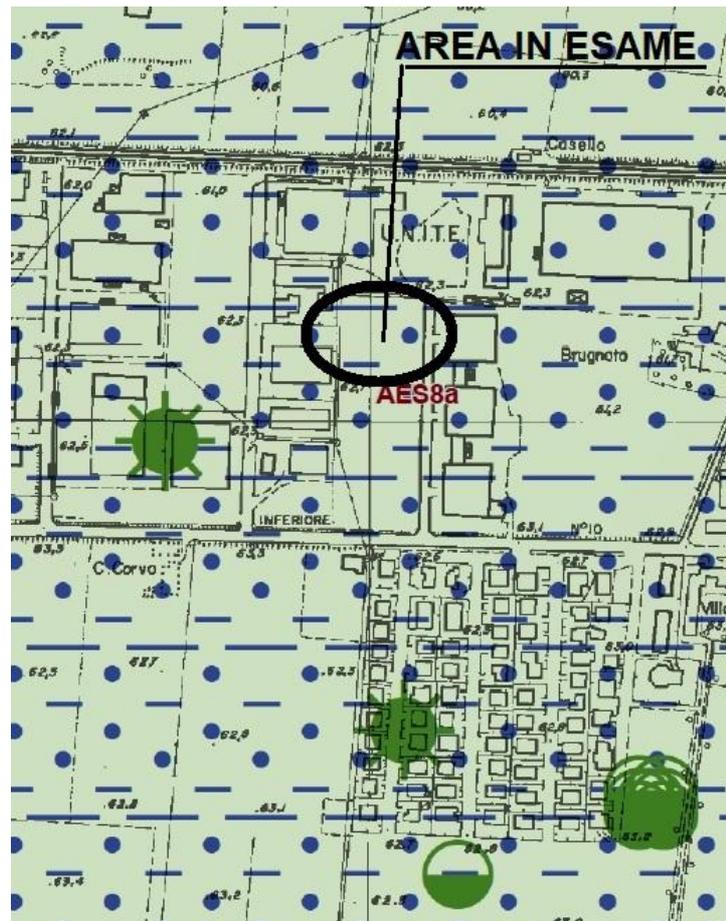
Tale bacino, sotto l'azione delle spinte orogenetiche, era gradualmente ridotto dalla traslazione verso nord/nord-est delle falde di ricoprimento tettonico dell'Appennino settentrionale. Nell'epoca Quaternaria, successivamente al Pleistocene medio, il regime compressivo si esaurì consentendo ai corsi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

I depositi affioranti nel territorio comunale di Rottofreno 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 (Subsistema o Allomembro di Ravenna: Unità di Modena AES8a nella carta geologica della RER), a Sud della fascia di meandreggiamento del F.Po e ad Ovest 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

In base alla tav. G2 “Geomorfologia” del QC del PSC comunale, l'area in esame giace in area densamente urbanizzata; la zona è interessata dagli alvei rettilinei di una rete idrica secondaria di canali intubati, di norma ancora usati nell'agricoltura o per il deflusso di acque superficiali.



Stralcio Tav. G2 “Geomorfologia” del Q.C. del P.S.C. comunale

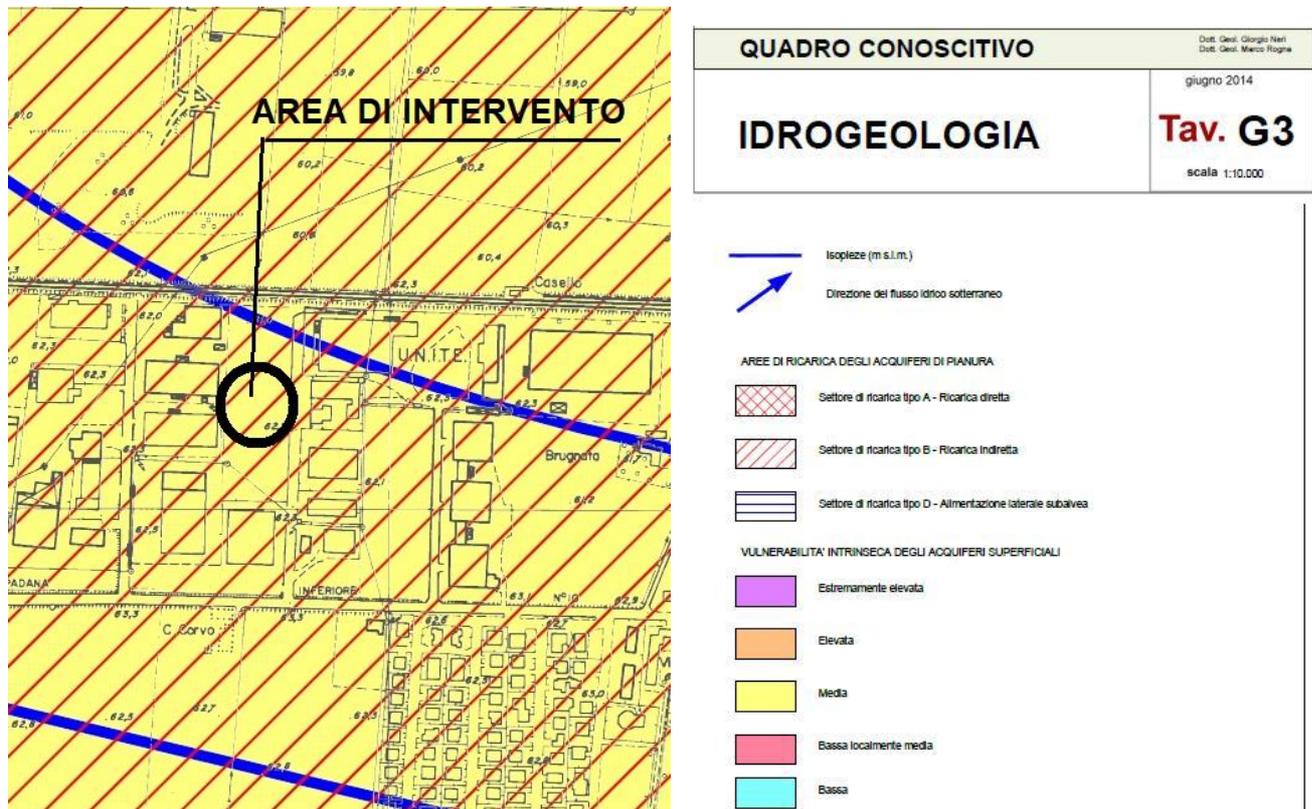
In base alla Tav. G3 “Idrogeologia” del Q.C. del P.S.C. del comune di Rottofreno, la superficie freatica dell'acquifero che satura il materasso alluvionale ghiaioso, giace quivi a quota prossima ai 50 m s.l.m. restando quindi una dozzina di metri al di sotto del piano campagna; la zona è stabile, non coinvolta da fenomeni franosi od erosivi né soggetta a tracimazioni di corsi d'acqua od a sommersione per risalita della falda freatica.

Dalla Tav. di seguito 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.

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332



Stralcio Tav. G3 "Idrogeologia" del Q.C. del P.S.C. comunale

### 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 (cfr. tav G5 "Vincoli" del QC del PSC), nonché alle "fasce di tutela dei corsi d'acqua" del PAI (artt. 29-30-31 – P.A.I.) e alle "fasce fluviali" normate dal PTCP della prov. di PC (artt.11-12-13); l'area è esterna al "Parco Fluviale Regionale del Trebbia" (cfr. tav. D3 "Vincoli sovraordinati" del PSC).

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

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332



Stralcio Tav.D3 "Vincoli sovraordinati" del PSC comunale



**QUADRO CONOSCITIVO**

Dott. Geol. Giorgio Neri  
 Dott. Geol. Marco Rogna

giugno 2014

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

**Tav. G7**

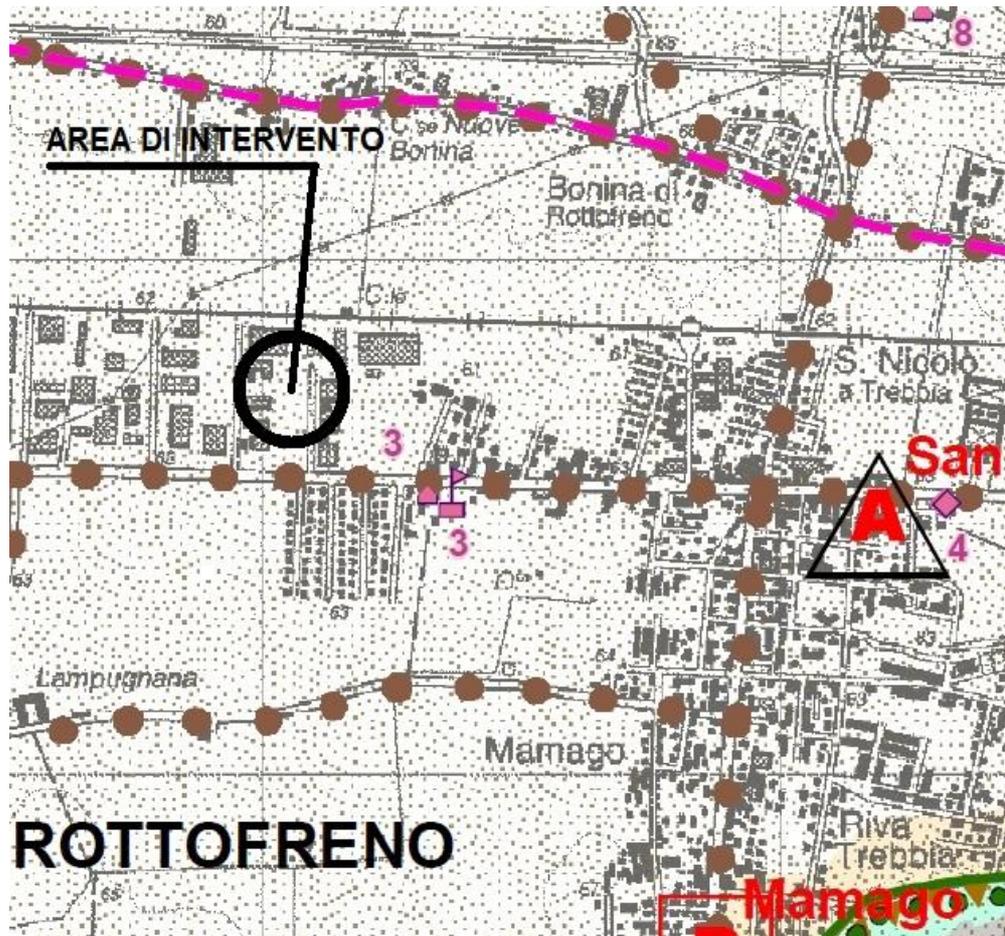
scala 1:10.000

- 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 pezzi ad uso idropotabile - fascia C del PAI e del PTCIP
- Zone a fattibilità geologico - idraulica con gravi limitazioni all'insediamento residenziale e industriale - comprende la Fascia A e B del PAI e del PTCIP

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

### 3.1. - Conformità con il Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP)

In base al PTCP Tav A1.2 "Tutela ambientale, paesaggistica e storico culturale", l'area in esame 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)).



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

Per quanto riguarda infine l'inquadramento dell'area di interesse rispetto alla pericolosità sismica locale, conformemente alla TAVOLA. G6 "Microzonazione sismica – 1° Livello" del PSC, la 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.

### 3.2. - 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.

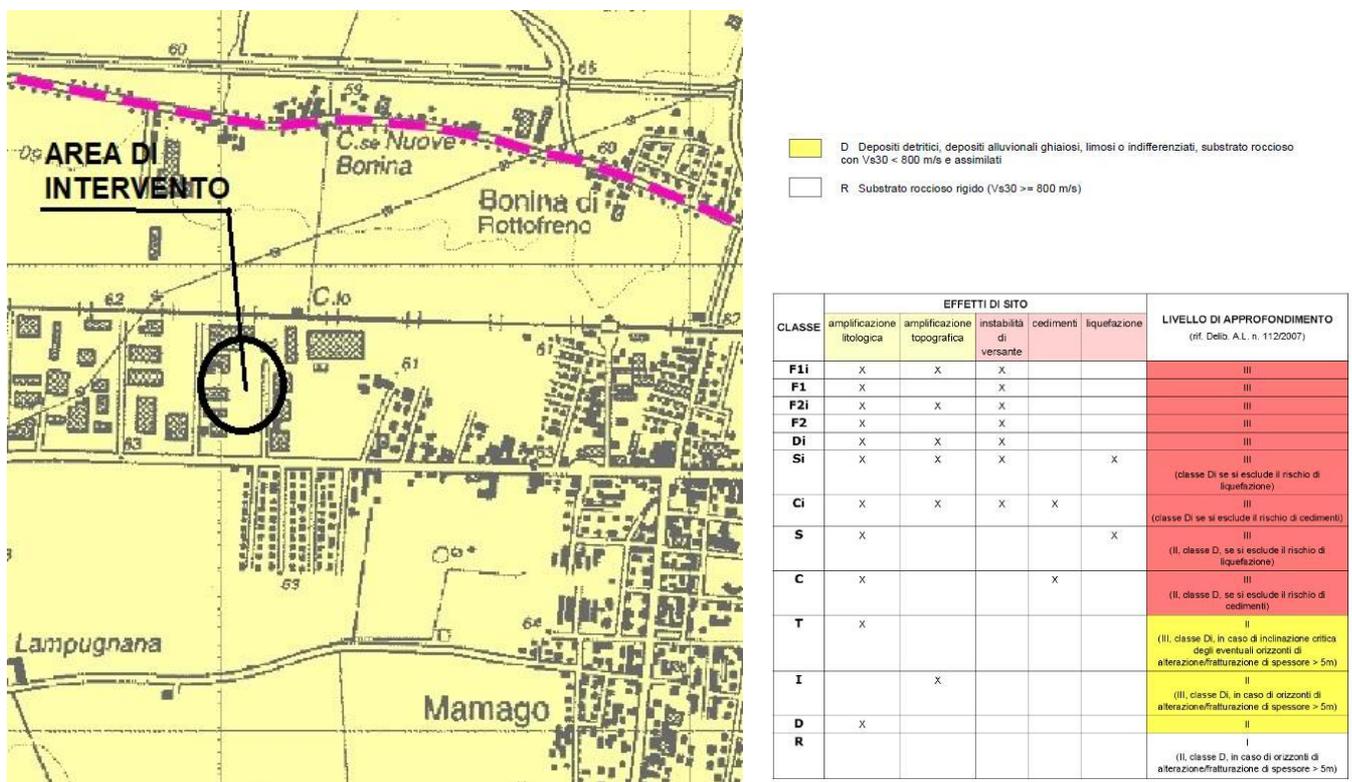
Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

Il PGRA “secondo ciclo” si è concluso a dicembre 2021 con l’adozione da parte della Conferenza Istituzionale Permanente dell’Autorità di bacino distrettuale del fiume Po (ai sensi degli art. 65 e 66 del D.Lgs 152/2006 - Delibera 5/2021), relativi alle aree allagabili (scenari di pericolosità) del territorio di ogni singolo comune.

Queste aree, aggiornate in alcune zone nel 2019 e sottoposte ad una lunga e complessa fase di partecipazione e osservazione, sono state definitivamente approvate in aprile 2022 con il Decreto Segretariale n. 43 dell’AdBPo.

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.

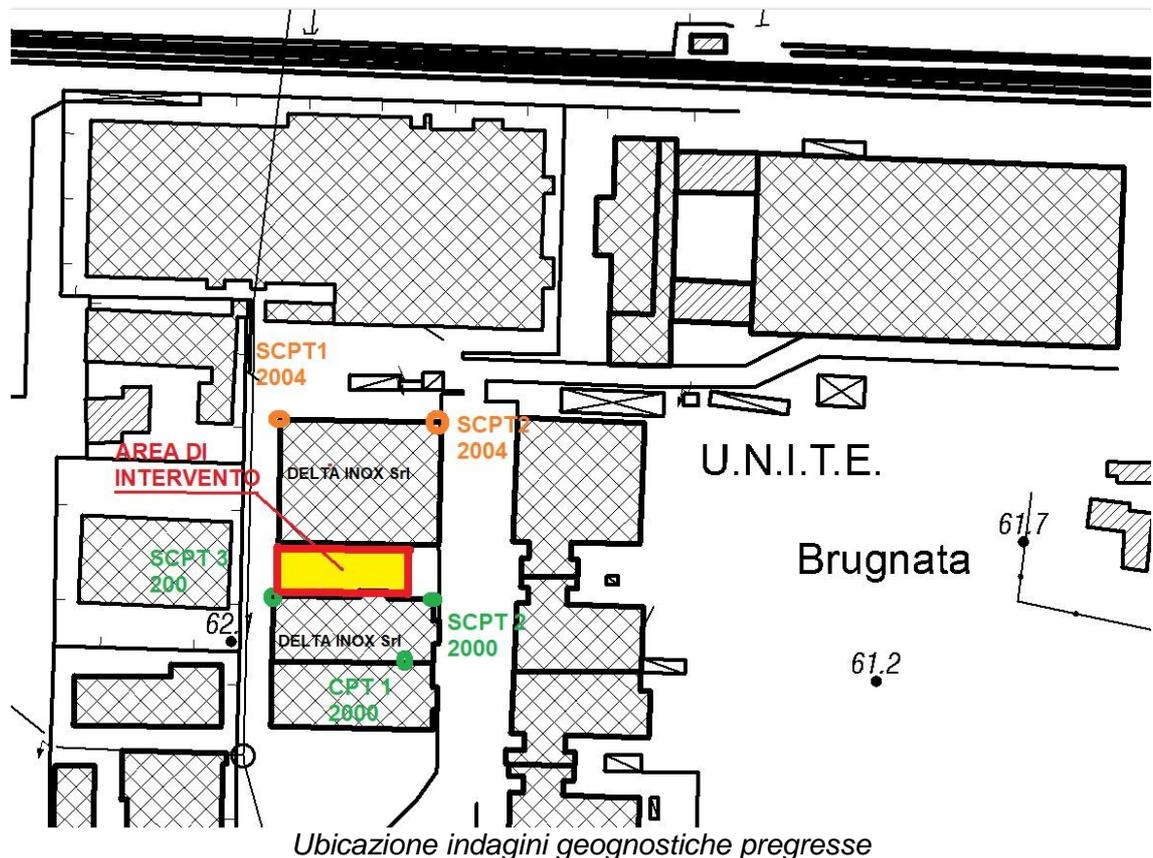


Stralcio Tav. A4.2 “Carta delle aree suscettibili di effetti sismici locali” del PTCP vigente

#### 4.0. - INDAGINI GEOGNOSTICHE

L’area di intervento risulta geologicamente nota a seguito di numerose indagini per studi precedenti: i capannoni esistenti furono oggetto di perizia geologica-geotecnica da parte dello scrivente nel 2000 e nel 2004; per tali motivi (vista anche la pavimentazioni esistente e per non intralciare l’attività aziendale), per verificare la natura e consistenza del terreno che sarà sollecitato dalle opere di fondazione della copertura in progetto, si sono considerate alcune prove penetrometriche (n.1 statica CPT e n.2 dinamiche SCPT del 2000 e n.2 SCPT del 2004), eseguite al contorno dell’area di intervento.

Per gli stessi motivi summenzionati, 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 è tenuto conto di uno stendimento sismico secondo la procedura MASW che fu eseguita nel medesimo luogo delle penetrometrie considerate.



Come sopra segnalato, l'area in esame ricade in zona geologicamente nota in quanto sul lotto posto immediatamente a sud, sono state eseguite dallo scrivente nel marzo 2.000 n.4 prove penetrometriche SCPT e una prova statica CPT; le prove più vicine all'area di intervento che sono state considerate ai fini del presente studio (ed allegate in calce alla presente relazione), sono la SCPT3 e 2 oltre alla prova statica CPT 1,.

Inoltre, al fine di verificare l'effettiva continuità litostratigrafica del sottosuolo che sarà interessato dagli scavi e sollecitato dalle fondazioni dell'opera in progetto, si sono considerate ulteriori 2 prove penetrometriche dinamiche SCPT contrassegnate con la sigla P1 e P2, posizionate rispettivamente in corrispondenza del vertice nord-occidentale e nord-orientale del capannone Delta Inox costruito nel 2004.

Dette prove, del pari di quelle del precedente studio, sono state eseguite alla quota dell'allora piano naturale di campagna, che giaceva tra 1,2 e 1.5 m sotto lo 0.00 di progetto (convenzionalmente assunto sulla sede viaria di Via Bergamaschi).

La prova statica CPT1 ha rivelato come l'orizzonte superficiale limo-argilloso sia quivi caratterizzato nel complesso da mediocre consistenza con valori di  $q_c < 30$  kg/cm<sup>2</sup>; la prova ha raggiunto il rifiuto all'infissione ad una profondità poco superiore al paio di metri, dopo esser penetrate per pochi decimetri entro il tetto del materasso alluvionale ghiaioso e ciottoloso.

I diagrammi di tutte le prove SCPT (precedenti e attuali), hanno confermato che, al di sotto della coltre limo-argillosa superficiale, il sottosuolo è rappresentato da depositi ghiaio-sabbiosi e ciottolosi ben addensati, con valori di  $N_{60}/30cm$  generalmente  $>30$  e con "picchi" di oltre 50 colpi e solo occasionalmente intercalati da esigui livelli sabbiosi di mediocre consistenza  $<30$ .

In accordo con quanto segnalato dall'esistente cartografia idrogeologica, non si è rilevata presenza d'acqua nei fori di sondaggio, che resta a profondità maggiori di quella indagata.

#### 4.1. - Prova penetrometrica statica CPT

L'attrezzatura penetrometrica usata consiste in un mezzo cingolato tipo GOUDA da 10 tonni 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").

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:  $q_c = L1 / 150 \text{ kg/cm}^2$
- resistenza unitaria laterale:  $f_s = 10 \times (L1 - L2) / 150 \text{ kg/cm}^2$

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:

$$I_c = ((3,47 - \log(Q_{t1}))^2 + (1,22 + \log(F_r))^2)^{0,5}$$

ove:  $Q_{t1} = (q_c - \sigma'_{vo}) / \sigma'_{vo}$

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

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:

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

ove  $P_a = 1 \text{ atm}$

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

I valori di  $q_{tn}$  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  $I_c$  essendo:

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

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

Si è altresì calcolato il valore stimato N60 che, a parità di  $q_c$  ed  $I_c$ , si sarebbe registrato con prove penetrometriche dinamiche S.P.T., con la relazione empirica:

$$N60 = q_c / P_a / 10^{(1,1268 - 0,2817 \times I_c)}$$

In base al diagramma della prova CPT, il sottosuolo naturale argilloso al di sotto del materiale ghiaioso di riporto di circa 1,2/1,5 m di spessore, risulta più o meno fortemente sovraconsolidati per essiccamento, con valori decrescenti con la profondità, e caratterizzati da una resistenza media alla punta penetrometrica  $q_c = 21 \text{ kg/cm}^2$ ; più oltre, il basamento ghiaioso di elevata resistenza ha ben presto condotto a rifiuto ( $q_c > 200 \text{ kg/cm}^2$ ) la prova medesima.

#### 4.2. - Prove penetrometriche dinamiche 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.

Trascurando i valori >50 (che sono di norma da attribuire alla presenza di ciottoli più che ad un effettivo maggior addensamento del terreno), il numero di colpi N richiesto per l'infissione di 30 cm nel corso delle prove dinamiche SCPT 1,2,3,4 (da precedente studio del 2000) e SCPT P1 e P2 (da precedente studio del 2004), può essere correlato a quello che si sarebbe ricavato con prove S.P.T. in foro da sonda.

Le prove, eseguite alla quota del piano naturale di campagna (che, come precedentemente segnalato, giaceva ribassato da 1,2 a 1,5 m rispetto lo 0,00 di via Bergamaschi), hanno evidenziato la presenza di una coltre argillosa di copertura fino a 3,3/3,6 metri di profondità.

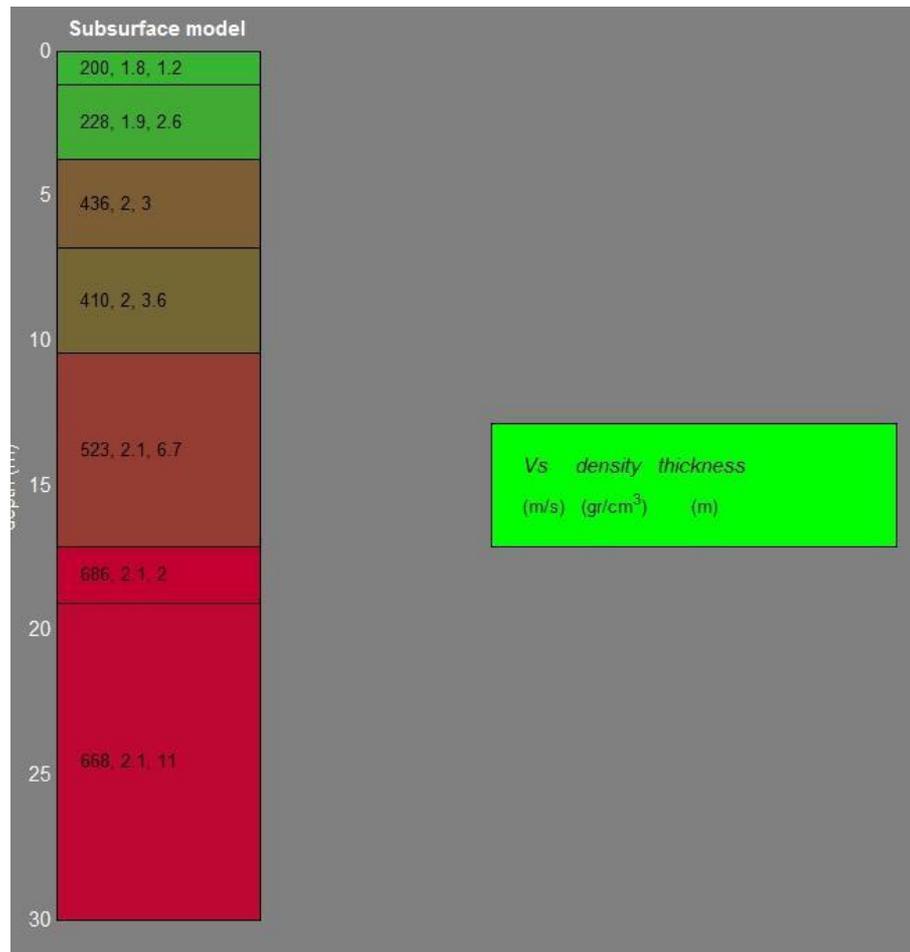
A tali profondità, prende inizio il sottosuolo ghiaioso-sabbioso e ciottoloso di elevata resistenza, che nella prova SCPT 3 del 2000 è stato attraversato fino a 9 metri di profondità, evidenziando valori di N60 sempre ampiamente > 30.

#### 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, come precedentemente segnalato, si è considerato uno stendimento sismico multicanale Masw eseguito in area contermine per uno studio precedente.

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 sismo strati; per ciascuno strato individuato è stato ricavato il valore stimato dello spessore, della velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio Vs e di quella delle onde longitudinali Vp, oltre che della densità e dei moduli elastici del materiale.

Come illustrato nella tabella riassuntiva allegata alla presente, il valore della Vs 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 Vs di valore più elevato e progressivamente crescente con la profondità, aumentando da 436 a oltre 600m/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

## 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:

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

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

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

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 LANCELLOTTA (1983):

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

ove  $Dr$  = densità relativa

$\sigma'vo$  = carico geostatico alla profondità di misura di  $qc$  (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  $qc$  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):

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

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

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

$p'f = \sigma'vo \times (1+2xKo)/3 = \sigma'vo \times /1+2x(1-\sin\phi_p)/3$  = 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):

$$c_u = (qc - \sigma'vo)/21$$

essendo  $\sigma'vo$  il carico geostatico totale;

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

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  $\sigma'vo'$ :

$$OCR = [(qc - \sigma'vo')/3]/\sigma'vo'$$

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:

$$St = 10/R_f \text{ ove } R_f = 100 \times fs/qc$$

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

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

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 del materiale ghiaioso di riporto di 1,2/1,5 m di spessore, l'orizzonte coesivo di natura argillo-limoso, è caratterizzato da un valore medio della coesione non drenata  $c_u = 1,23$  kg/cmq e da un angolo di attrito drenato  $\phi_{clay} = 25^\circ$ ; il modulo edometrico  $E_{ed} = 288$  kg/cmq

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 il cui valore residuo (o a volume costante vale  $\phi_{cv} \geq 30^\circ$  con modulo edometrico  $E_{ed} = 2318 \text{ kg/cmq}$  e modulo elastico  $E' = 1690 \text{ kg/cmq}$ .

### 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  $E_r=60\%$  mentre il penetrometro DPSH impiegato raggiunge un rendimento  $E_r=73\%$ .

Per confrontare i valori delle due diverse prove il numero N delle prove SCPT è stato corretto al valore N60 ovvero a quello che si sarebbe conseguito con un'attrezzatura dotata del medesimo rendimento delle prove SPT, con la relazione:

$$N60 = N \times 73/60 = N \times 1,22 \approx NSPT$$

I valori della resistenza di punta N60 sono stati normalizzati ai valori N' con la relazione (cfr. LIAO & WHITMAN):

$$N' = N60 \times C_n$$

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

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

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

I valori N60 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 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 N60 con le correlazioni suggerite da TERZAGHI e GIROUD; il corrispondente peso di volume immerso  $\gamma'$  e saturo  $\gamma_{sat}$  è stato valutato con le relazioni:

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

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

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

- coesione non drenata:  $c_u = 0,074 \times N60$  in kg/cmq (da NAVFAC);
- modulo edometrico:  $E_{ed} = 4,5 \times N60$  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:

$$D_r = (N60 \times K / 60)^{0,5} \text{ (da SKEMPTON)}$$

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

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

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):

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

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

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

$p'f = \sigma'_{vo} \times (1+2xK_o)/3 = \sigma'_{vo} \times /1+2x(1-\text{sen}\phi_p)/3$  = 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):

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

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 argillosa al di sotto del riporto superficiale risulta prossimo a 1,9 t/mc, mentre quello del sottostante sottosuolo ghiaioso non è inferiore a 2,1 t/mc;
- valore normalizzato di NSPT del substrato ghiaioso:  $N_{60} > 30$
- i valori dell'angolo d'attrito drenato residuo (a volume costante) del materasso alluvionale  $\phi'_{cv}$  risultano mediamente =  $32^\circ$ ;

E' doveroso sottolineare che per quanto riguarda i parametri geotecnici della coltre argillosa al di sotto del riporto, è bene riferirsi alla prova statica CPT, mentre per quanto riguarda il più profondo sottosuolo costituito dai depositi ghiaiosi, è bene riferirsi alle prove dinamiche SCPT.

### 5.1.2.- 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  $F_s=R_3=2,3$

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

per la combinazione A1+M1+R3 delle NTC 2008; vi corrispondono rispettivamente i seguenti valori del modulo elastico equivalente:

- per  $F_s=R_2=1,8$ :  $E_s = (E/E_0) \times E_0 \approx 0,16 \times E_0$
- per  $F_s=R_3=2,3$ :  $E_s = (E/E_0) \times E_0 \approx 0,20 \times E_0$

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  $E_0$ ; trascurando il sismostrato più superficiale costituito dal suolo rimaneggiato, il valore di  $E_s$  del 2° sismostrato 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  $E_0$ , anche il modulo di taglio  $G_0$  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:

$$G_0 = 15,56 \times (N_{60})^{0,68}$$

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 ;
- $\phi'_p = 20^\circ + (15,4 \times N_{160})^{0,5}$

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

Come illustrato nella tabella allegata, per il 3° e 4° sismostrato indagato risulta  $\phi'_r$  compreso tra 35° e 36°, che ben corrisponde 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)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

**DELTA INOX S.r.l. – S.Nicolò (comune di Rottofreno) - velocità Vs e moduli elastici del sottosuolo indagato dalla linea sismica MASW**

velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio: Vs  
 modulo di taglio a piccole deformazioni:  $G_0 = \rho \times (Vs)^2 = \gamma/g \times (Vs)^2$   
 coeff. di Poisson:  $\nu = f(Vs)$   
 modulo di Young a piccole deformazioni:  $E_0 = 2 \times G_0 \times (1+\nu)$   
 modulo elastico equivalente:  $E_s = E_0 \times [1-(1/Fs)^{0.25}] \approx 0,16 \times E_0$  per  $Fs = q/q_{lim} = \gamma R(R2) = 1,8$   
 modulo elastico equivalente:  $E_s = E_0 \times [1-(1/Fs)^{0.25}] \approx 0,20 \times E_0$  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)

$N60 = (G_0/15,50)^{1/0.68}$ ;  $N160 = N60 \times 3/(2+\sigma'vo)$  con  $\sigma'vo$  in Kpa;  $Dr = (N160/60)^{0.5}$ ;  $Fliq =$  coeff. di sicurezza a liquefazione per lo SLV: cfr. NCEER 2001 (Fliq = n.i. = strato non liquefacibile)

$\phi'p = 20^\circ + (15,4 \times N160)^{0.3}$ ;  $\phi'r = f(\sigma'vo, Dr, \phi'p)$ : cfr. BOLTTON);  $\phi'sis = f(H2O, Fliq, \phi'r)$ ; se  $Fliq=n.i.$   $\phi'sis=\phi'r$

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	Eo strati Mpa	Es strati f(Fs=R=1,8) Mpa	Es strati f(Fs=R=2,3) Mpa	Prof. H2O m	$\sigma'vo$ media t/mq	Vs1 strati m/s	Vp strati m/s	litologia strati	Fliq strati	N60 strati	N160 strati	Dr strati	$\phi'p$ strati	$\phi'r$ strati	$\phi'sis$ strati	Pl strati Mpa	Kp strati	qp strati Mpa	s strati	
																									°
1,2	0,0	1,84	200	74	0,35	198	32	40	>=8,0	1,10	347	414	argilla	n.i.	10	14	-	-	-	-	0,67	1,6	1,08	0,08	
2,6	1,2	1,87	228	97	0,34	261	42	52	>=8,0	4,64	276	468	argilla	n.i.	15	19	-	-	-	-	1,01	1,6	1,62	0,10	
3,0	3,8	2,03	436	385	0,34	1033	165	207	>=8,0	10,12	435	889	ghiaia	n.i.	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	927	148	185	>=8,0	15,60	367	883	ghiaia	n.i.	96	60	100%	50,4	36,4	36,4	4,78	1,2	5,74	0,48	
6,7	10,4	2,07	523	567	0,35	1531	245	306	>=8,0	21,62	431	1087	ghiaia	n.i.	135	60	100%	50,4	37,4	37,4	6,75	1,2	8,10	0,68	
2,0	17,1	2,15	686	1010	0,36	2747	440	549	>=8,0	26,35	538	1465	ghiaia	n.i.	135	60	100%	50,4	38,0	38,0	6,75	1,2	8,10	0,68	
≈11	19,1	2,11	668	941	0,30	2450	392	490	>=8,0	33,55	494	1254	ghiaia	n.i.	135	60	100%	50,4	38,7	38,7	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 le prove CPT e SCPT considerate per il presente studio e dai risultati riportati nelle relative tabelle dei parametri geotecnici allegata alla presente; per quanto riguarda invece la coltre superficiale ghiaiosa di riporto, per la stima dei parametri geotecnici (angolo di attrito residuo o a volume costante  $\varphi_{cv}$ , di norma utilizzato per il calcolo di fondazioni), si è fatto riferimento al metodo di SANGLERAT ("Cours Pratique de mechanics des Sols", Table III, pag194):

$$\varphi = 36 + F1 + F2 + F3 + F4$$

dove:

addensamento: F1 = -6 per terreno sciolto

= 0 per terreno di medio addensamento

=+6 per terreno ben addensato

(il grado di addensamento si può stimare in base alla stabilità della parete di scavo: per ricavare l'angolo di attrito residuo da impiegare per il calcolo del carico limite a fronte di rottura locale, bisogna supporre il "terreno sciolto", che corrisponde al caso del cumulo di ghiaia);

forma dei grani: F2 = +1 grani a spigoli vivi

= 0 grani a spigoli smussati

= -3 grani arrotondati

= -5 grani molto arrotondati

Dimensione dei grani: F3 = 0 solo sabbia

= +1 ghiaietto con sabbia

= +2 ghiaia e ciottoli con sabbia

Granulometria: F4 = -3 uniforme

= 0 media

= +3 estesa

Nel caso in esame risulta:

$$\varphi = 36 + (-6) + (-5) + (+2) + (+3) = 30^\circ$$

- coltre di riporto: ghiaia-sabbiosa e ciottolosa (da piano piazzale attuale. a -1,5 m di prof.):  
 comportamento meccanico: incoerente  
 peso di volume naturale:  $\gamma = 1,9$  t/mc  
 angolo d'attrito drenato a volume costante:  $\varphi_{cv} \sim 30^\circ$   
 resistenza S.P.T.: N60 > 20  
 modulo elastico (stimato):  $E' \sim 1.000$  kg/cmq  
 modulo edometrico (stimato):  $E_{ed} \sim 500$  kg/cm
- primo sottosuolo argillo-limoso (da -1,5 m. a -3,3 m di prof.):  
 comportamento meccanico: coesivo  
 peso di volume naturale:  $\gamma = 2,0$  t/mc  
 resistenza penetrometrica:  $q_c = 21$  kg/cmq  
 coesione non drenata:  $c_u = 1,2$  kg/cmq  
 angolo d'attrito drenato:  $\varphi_{clay} = 25^\circ$   
 resistenza S.P.T.: N60 = 9  
 modulo edometrico:  $E_{ed} = 288$  kg/cm
- sottosuolo ghiaioso (oltre ~3,3 m di profondità dal piano piazzale aziendale):  
 peso di volume naturale:  $\gamma = 2,1$  t/mc  
 angolo d'attrito drenato a volume costante:  $\varphi_{cv} \sim 32^\circ$   
 resistenza S.P.T.: N60 > 30  
 modulo elastico:  $E' = 1.690$  kg/cmq  
 modulo edometrico:  $E_{ed} = 2.318$  kg/cm

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

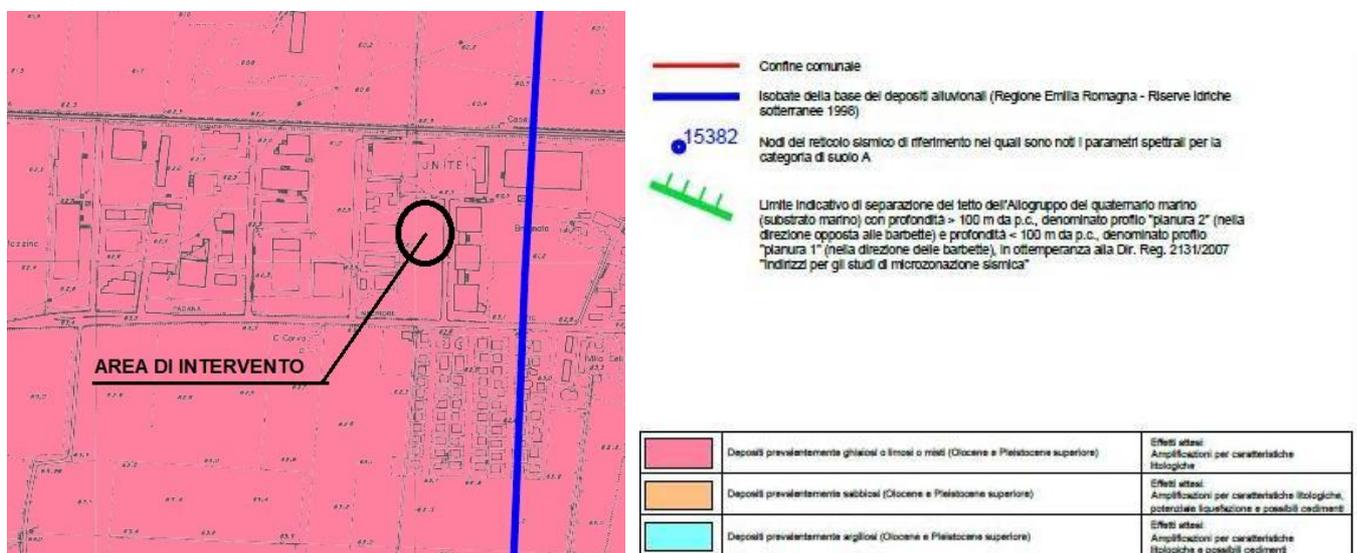
29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

## 6.0. - SISMICITA'

La G.R. della R.E.R. ha approvato l'aggiornamento degli indirizzi regionali per "Studi di microzonazione sismica (MS)" per la pianificazione territoriale e urbanistica di cui alla propria deliberazione n.630/2019, con il DGR 476 del 12/04/2021 e con il D.G.R. 564 del 26/04/2021.

### 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.9), 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.

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

## 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 ascrivito 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),  $F_o$  (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.

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  $VN = 50$  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:

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

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:

$$a_{max} = a_g \times S = 0,093 \times 1,2 = 0,112 \text{ g}$$

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

### DELTA INOX S.r.l. - Via Bergamaschi - S.Nicolò - comune di Rottofreno

categoria di sottosuolo: tipo

**B**

coordinate del sito: Lat. 45,057633°

Long. 9,596621°

#### Valori dei parametri $ag$ , $F_0$ , $T_c^*$ elaborati con "Spettri NTC ver.1.0.3" per vita di riferimento VR

= 50 anni

tempo di ritorno Tr anni	probabilità di eccedenza in 50 anni %	parametri del sito per sottosuolo di tipo A			amplificazione stratigrafica		amplificazione topografica St	amplificazione S = Ss x St	accelerazione al suolo a max = ag x S
		ag g	F <sub>0</sub> -	T <sub>c</sub> <sup>*</sup> sec	Ss -	Cc -			
30 = SLO	81	0,031	2,526	0,203	1,200	1,513	1,000	1,200	0,037
50 = SLD	63	0,038	2,568	0,220	1,200	1,489	1,000	1,200	0,046
72	50	0,044	2,533	0,247	1,200	1,455	1,000	1,200	0,053
101	39	0,050	2,531	0,255	1,200	1,446	1,000	1,200	0,060
140	30	0,057	2,548	0,265	1,200	1,435	1,000	1,200	0,068
201	22	0,066	2,522	0,276	1,200	1,423	1,000	1,200	0,079
475 = SLV	10	0,093	2,490	0,286	1,200	1,413	1,000	1,200	0,112
975 = SLC	5	0,121	2,473	0,291	1,200	1,408	1,000	1,200	0,145
2475	2	0,167	2,475	0,294	1,200	1,405	1,000	1,200	0,200

ag = accelerazione orizzontale massima del sito per sottosuolo di tipo A

F<sub>0</sub> = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale per sottosuolo di tipo A

T<sub>c</sub><sup>\*</sup> = 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 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 ( $a < 1$  m/secq);
- 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 10/12 metri dal p.c., può essere escluso dal momento che la resistenza penetrometrica normalizzata di tali depositi risulta  $N_{60}=51$ .

Inoltre il rischio di liquefazione del sottosuolo ghiaio-sabbioso saturo, può essere escluso dal momento che i depositi sulla verticale dell'area in esame sono caratterizzati da valori delle onde di taglio Vs1 (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 Vs 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

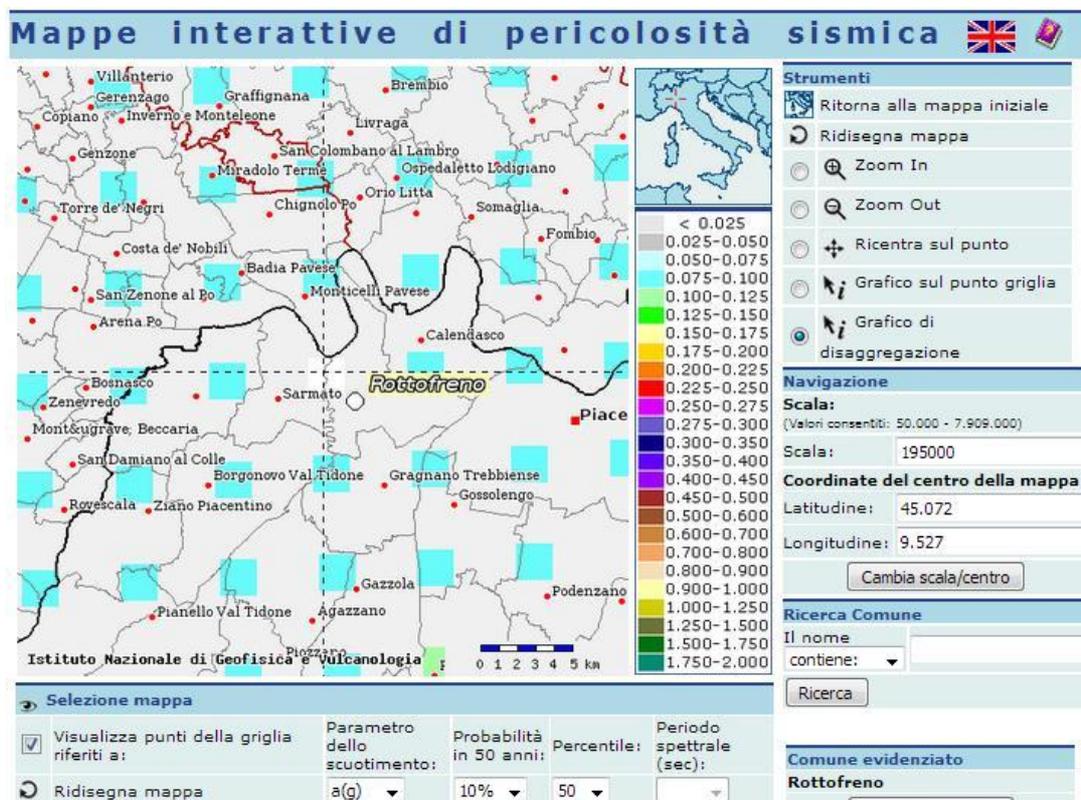
Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

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.

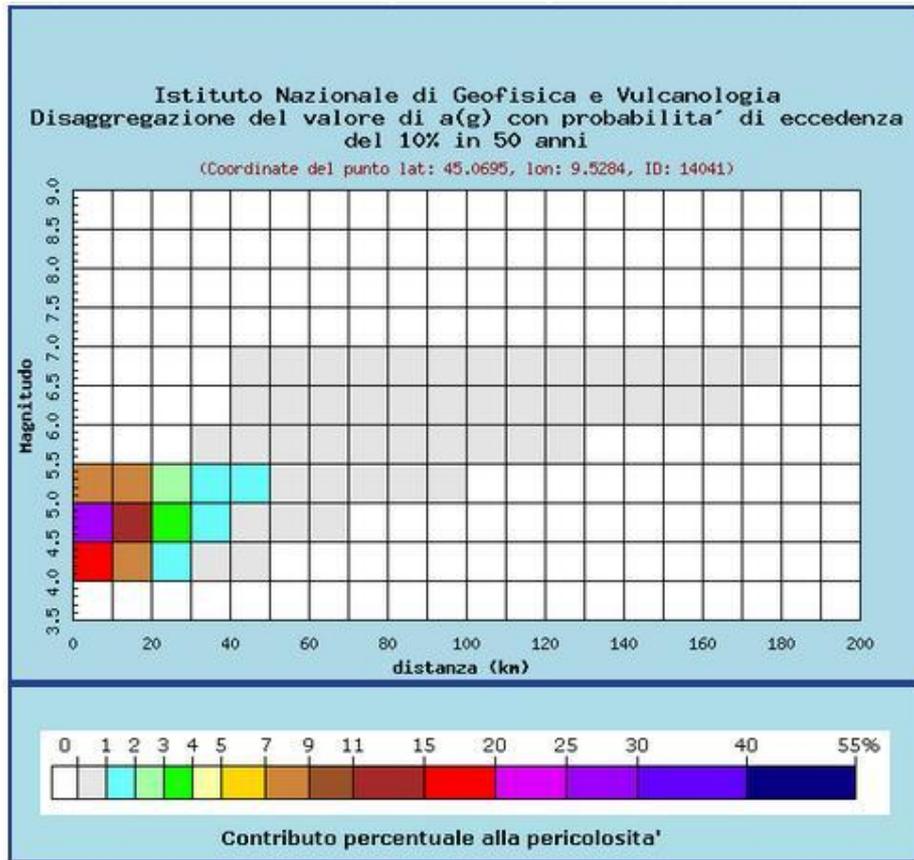
Il valore di magnitudo ottenuto dalla disaggregazione è stato confrontato quello attribuito dalla zonazione sismogenetica ZS9 all'areale oggetto di intervento, che risulta essere pari a 6,14; adottando un approccio di tipo cautelativo, per eventuali approfondimenti di terzo livello si consiglia di assumere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



Mappa pericolosità sismica tratta da Progetto DCP – INGV – S1

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332



Dati di disaggregazione (variabilita' 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 10/12 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:

$$a_{max} = a_g \times S = 0,093 \text{ g} \times 1,2 = 0,112 \text{ g}$$

#### 8.0. - OPERE DI FONDAZIONE

##### 8.1. - Capacità portante e cedimento su sedime ghiaioso

Le prove penetrometriche considerate per il presente studio e la stratigrafia nota della zona hanno confermato che il substrato ghiaioso giace a poco più di 3 metri al di sotto dell'attuale piano piazzale ed è sormontato da circa 1,2/1,5 metri di copertura argillosa; l'originario piano di campagna fu rialzato con la stesa di 1,5 metri di materiale ghiaioso, compattato dai mezzi d'opera.

Pertanto, nel caso in esame, il piano di posa della fondazione dell'opera in progetto, ricadrà su tale coltre di riporto ghiaiosa a non più di 0,35/0,40 m sotto la pavimentazione bituminosa esistente.

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

- comportamento meccanico: incoerente
- peso di volume naturale:  $\gamma = 1,9$  t/mc
- angolo d'attrito drenato a volume costante:  $\phi_{cv} \sim 30^\circ$
- resistenza S.P.T.:  $N_{60} > 20$
- modulo elastico (stimato):  $E' \sim 1.000$  kg/cmq
- modulo edometrico (stimato):  $E_{ed} \sim 500$  kg/cm

Il carico unitario ammissibile delle opere di fondazione a fronte del rischio di rottura del sedime ghiaioso viene valutato con la nota relazione di BRINCH-HANSEN (come riportata nell'Annex D dell'EC7) valida per terreni assimilabili a mezzi incoerenti, la cui resistenza al taglio è governata dall'angolo d'attrito drenato:

$$q_{amm} = (\gamma_1 \times D_f \times N_q \times S_q \times I_q + \gamma_2 \times B'/2 \times N_\gamma \times S_\gamma \times I_\gamma \times z_\gamma - q_0) / \gamma_r + q_0$$

essendo:

- $\gamma_1$  = peso di volume del terreno sopra il piano di posa;
- $\gamma_2$  = peso di volume del terreno sotto il piano di posa;
- $\gamma_r$  = coefficiente parziale di sicurezza a rottura;

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

- $Nq = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \times e^{(\rho \times \text{tg}(\varphi))}$  ;
- $Ng = 2 \times (Nq-1) \times \text{tg}(\varphi)$ ;
- $Sq = 1 + B'/L' \times \text{sen}(\varphi)$ ;  $S\gamma = 1 - 0,3 \times B'/L'$
- $lq = (1 - T/N)^m$ ;  $l\gamma = (1 - T/N)^{m+1}$  ove:  
 $m = (2+B'/L')/(1+B'/L')$   
 $T = \text{forza orizzontale agente sulla fondazione concordemente a B}$   
 $N = \text{carico verticale agente sulla fondazione}$ ;
- $z\gamma = [1 - \beta_s \times a_{\text{max}}/\text{tan}(\varphi)]^{0,35}$  = coeff. correttivo per l'azione cinematica del terreno (da PAOLUCCI & PECKER, 1997), essendo  $\beta_s = 0,24$  = coeff. di riduzione in funzione di  $a_{\text{max}}$  (cfr.NTC 2018, Tab.7.11.I);
- $Df = \text{incastro di fondazione, pari al dislivello tra piano inferiore di calpestio e piano di sedime}$ ;
- $B' = (B-2e) = \text{larghezza efficace di base fondazione (e = eccentricità concorde alla larghezza geometrica B)}$ ;
- $L' = (L-2e) = \text{lunghezza efficace di base fondazione (e = eccentricità concorde alla lunghezza geometrica L)}$ ;
- $q_0 = \gamma_1 \times Df = \text{pressione corrispondente al peso del terreno rimosso dallo scavo di fondazione.}$

Nel caso in esame si è assunto:

- $\gamma_1 = 1,5 \text{ t/mc}$  = peso di volume del rinterro che sarà steso sul piano di posa;
- $\gamma_2 = 1,9 \text{ t/mc}$  = peso di volume del terreno ghiaio-sabbioso sotto il piano di posa;
- $Df = 0,5 \text{ m}$  = minimo valore dell'incastro di fondazione;
- $\varphi'r = 30^\circ$  = angolo d'attrito residuo o a volume costante del terreno di fondazione;
- $e = 0$  (in assenza di apprezzabili eccentricità);
- $T = N \times a_{\text{max}} = \text{in assenza di altre azioni orizzontali oltre a quelle del sisma, essendo } a_{\text{max}} = 0,112$ , ferma restando l'esigenza che il Progettista verifichi il carico ammissibile in funzione del periodo proprio della struttura.

I valori di  $\gamma R$  e  $\varphi$  variano a seconda dell'approccio di cui alle NTC 2018 (**APPROCCIO 2**):

- per la combinazione A1+M1+R1:  
 $\gamma R = 1,0$ ;  $\varphi = \varphi'r = 30^\circ$ ;
- per la combinazione A2+M2+R2:  
 $\gamma R = 1,8$ ;  $\varphi = \arctan[\text{tan}(\varphi'r)/1,25] = \arctan[\text{tan}(30^\circ)/1,25] \sim 24,7^\circ$ ;
- **per la combinazione A1+M1+R3:**  
 $\gamma R = 2,3$ ;  $\varphi = \varphi'r = \varphi_{\text{cv}} = 30^\circ$ .

Ai sensi delle NTC 2018 il rapporto tra resistenze ed azioni, ovvero il coeff. di sicurezza a rottura  $F_s$ , deve risultare:

$$F_s = R_d/E_d = q_{\text{lim}}/(q - q_0) > 1,0$$

essendo  $q$  il carico unitario trasmesso sul piano di posa dalla base della fondazione con lati di base  $B'=B-2e$  ed  $L'=L-2e$  (ovvero al netto di eventuali eccentricità).

Il carico ammissibile va commisurato anche al cedimento ammesso dalla struttura; questo sarà una frazione del cedimento assoluto provocato dai sovraccarichi indotti dalle fondazioni per l'addensamento del sottosuolo ghiaio-sabbioso, che può essere valutato in funzione del valore  $N_{60}$  in funzione di  $N/30\text{cm}$  correlato a  $N/SPT$  con la relazione empirica di BURLAND:

$$w = f_s \times f_h \times f_t \times [(B')^{0,7} \times l_c \times (q - 2/3 \times q_s)]$$

ove:

- $w = \text{cedimento espresso in millimetri}$ ;
- $f_s = [(1,25 \times L'/B')/(L'/B' + 0,25)]^2$  = coeff. di forma;
- $f_h = dh/z \times (2-dh/z)$  essendo  $dh = \text{spessore strato}$ ,  $z = 10^{\log(B') \times 0,7} 5 \leq 2B'$ ;
- $f_t = 1 + R_3 + R_x \log(t/3) = 1,4$  assumendo nel caso in esame  $t = 10$  anni ed essendo:  
 per carichi statici:  $R_3=0,3$ ,  $R_x=0,2$ ;
- $B' = B-2e = \text{larghezza efficace di base fondazione (in metri)}$ ;

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

- $l_c = 1,706/[(N60)^{1,4}]$  per attendibilità del 50%, assumendo  $N60 = 17$  = valore caratteristico della resistenza a S.P.T. del terreno di fondazione
- $q$  = carico unitario a base fondazione (espresso in KPa);
- $q_s$  = pressione permanentemente rimossa dagli scavi richiesti per alloggiare opere di fondazione e vani interrati (in KPa).

In alternativa, il cedimento può anche essere calcolato con i valori della resistenza unitaria di punta  $q_c$  (nel caso in esame stimata per correlazione con prove statiche), con la relazione di MAYNE:

$$w = (q/q_c)^2 \times 2,78 \times B'$$

Va sottolineato che il cedimento sarà superiore al valore calcolato con la summenzionata relazione, se la distanza tra i contrapposti spigoli di fondazioni adiacenti sarà inferiore alla larghezza della fondazione più ampia.

Con i parametri e le relazioni summenzionate si sono quindi calcolati il carico unitario ed il carico assiale (comprensivo del peso proprio della fondazione) ammissibili alla base di fondazione continua con larghezza efficace di base  $B' = B - 2e$  e crescente da 0,4 a 1,4 m, verificando che a tale carico unitario corrisponda un coeff. di sicurezza  $F_s = q_{lim}/(q_{amm} - q_0) > 1,01$  in presenza del sisma atteso.

Si è quindi calcolato il cedimento indotto da tali fondazioni sollecitate da un carico di esercizio  $q = q_{amm}$ ; il coeff. di sottofondo o di Winkler di tali fondazioni è pari al rapporto tra il sovraccarico agente sul piano di posa al netto del peso del terreno rimosso dagli scavi, e il corrispondente cedimento assoluto:

$$K_b = (q - q_s)/w$$

I valori del cedimento calcolati con BURLAND sono poco superiori a quelli calcolati con MAYNE.

Come illustrato nelle tabelle allegate in calce alla presente, in presenza del sisma di progetto risulta (riferendosi ai più sfavorevoli valori di cedimento calcolati con Burland):

- in conformità alla combinazione A1+M1+R1:  
 $12,6 \leq q_{amm} \leq 24,8$  t/mq da cui:  
 $5,0 \leq N \leq 34,8$  tonn x metro lineare  
 cedimento assoluto:  $4 < w < 16$  mm  
 coeff. di sottofondo:  $1,52 \leq K_b \leq 3,55$  kg/cm<sup>3</sup>
- in conformità alla combinazione A2+M2+R2:  
 $3,9 \leq q_{amm} \leq 6,8$  t/mq da cui:  
 $1,5 \leq N \leq 9,6$  tonn x metro lineare  
 cedimento assoluto:  $1 < w < 4$  mm  
 coeff. di sottofondo:  $1,60 \leq K_b \leq 3,85$  kg/cm<sup>3</sup>
- **in conformità alla combinazione A1+M1+R3:**  
 $5,8 \leq q_{amm} \leq 11,2$  t/mq da cui:  
 $2,3 \leq N \leq 15,6$  tonn x metro lineare  
 cedimento assoluto:  $2 < w < 7$  mm  
 coeff. di sottofondo:  $1,56 \leq K_b \leq 3,70$  kg/cm<sup>3</sup>

## 8.2. - Scorrimento

Per la verifica della sicurezza allo scorrimento sul terreno di fondazione, dotato di un angolo d'attrito drenato a volume costante assunto pari a  $\phi'_{CV} = 30^\circ$ , ai sensi del D.M.17/01/18 e sulla scorta del paragr.6.5.3. dell'EC7 si farà riferimento alle seguenti resistenze al taglio:

- per la combinazione A1+M1+R1:  
 $S_d = N' \times \tan(\phi_{CV}) / \gamma_M / \gamma_R = N' \times \tan(30^\circ) / 1,0 / 1,0 = N' \times 0,57$

Studio Geologico  
e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
cell. 335 8039301

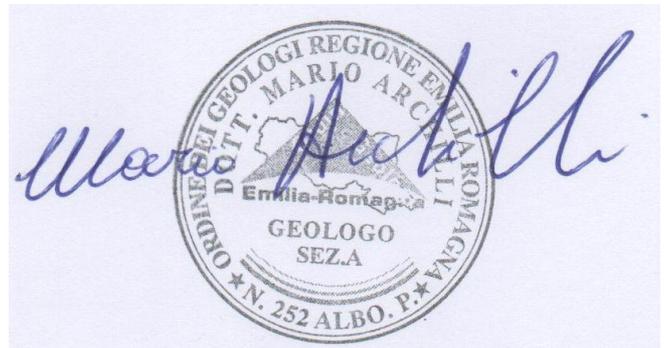
29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

- per la combinazione A2+M2+R2:  
 $Sd = N' \times \tan(\varphi_{CV}) / \gamma M / \gamma R = N' \times \tan(30^\circ) / 1,25 / 1,1 = N' \times 0,419$
- **per la combinazione A1+M1+R3:**  
 **$Sd = N' \times \tan(\varphi_{CV}) / \gamma M / \gamma R = N' \times \tan(30^\circ) / 1,0 / 1,1 = N' \times 0,52$**

essendo N' il carico verticale trasmesso sull'area efficace della fondazione,  $\gamma M$  i coeff. di sicurezza parziali di Tab.6.2.II. delle NTC 2018 e  $\gamma R$  i coeff. di sicurezza parziali di Tab.6.4.I. delle NTC medesime.

Nicelli di Farini (PC), 03/02/2024

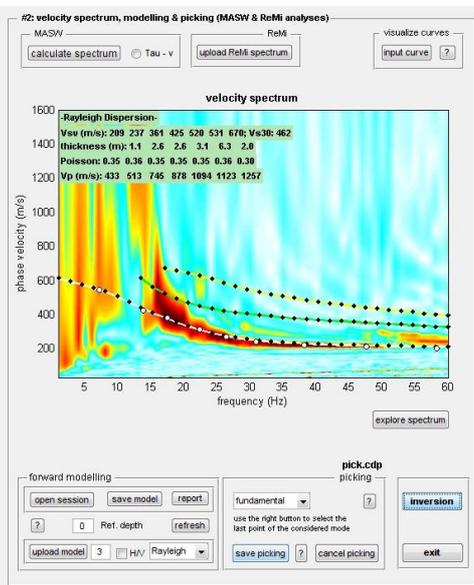
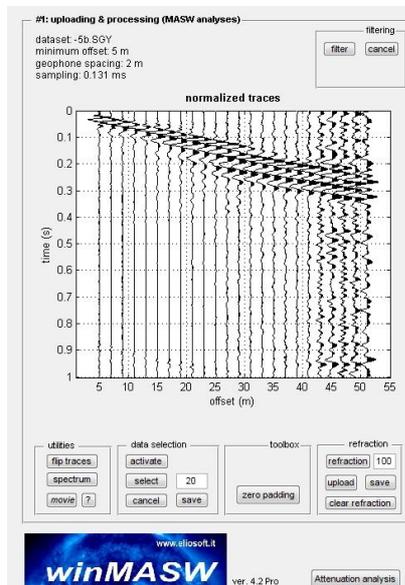
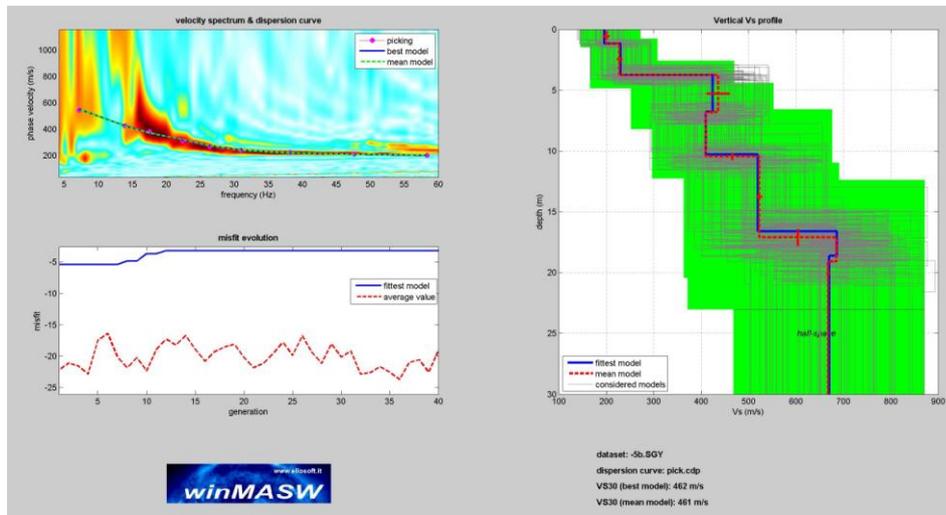
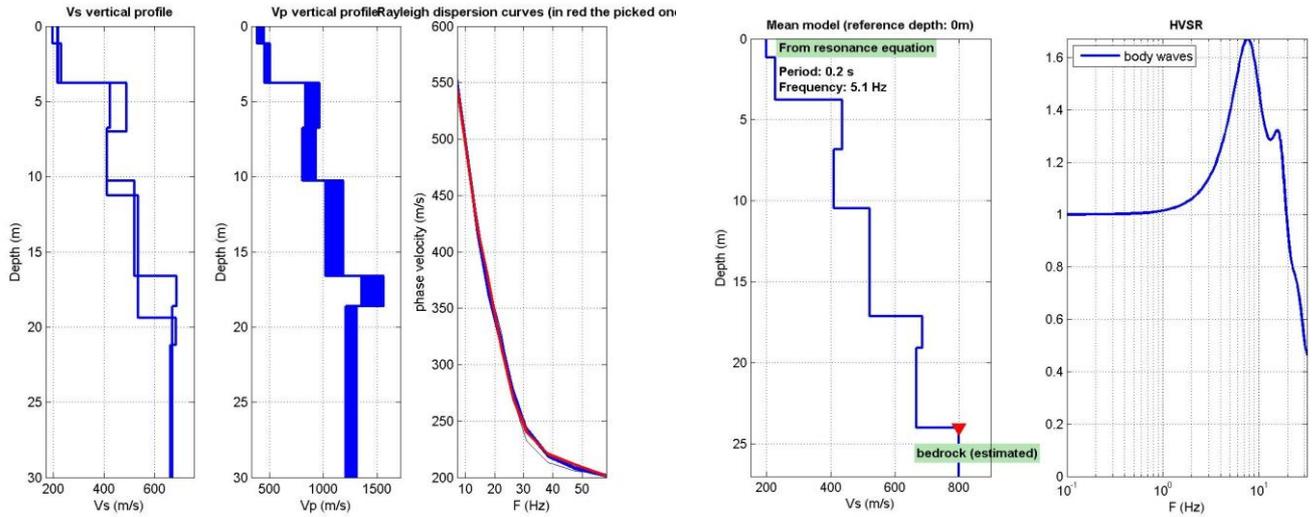
Dott. Geol. Mario Archilli



Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

## RAPPORTO SULLO STENDIMENTO MASW (da studio precedente in area contermina)



Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

## PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT

### Formule utilizzate

**PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT - PARAMETRI GEOTECNICI**

**Simboli:**

qc = resistenza unitaria alla punta  
 qt >= qc = qc + u2 x (1+a) = resistenza corretta in funzione della pressione interstiziale u2  
 fs = resistenza unitaria laterale  
 Rf = 100 x fs/qc  
 uo = pressione idrostatica; Pa = pressione atmosferica

peso di volume totale:  $\gamma = 0,27 \times \log(Rf) + 0,36 \times \log(qt/Pa) + 1,236$  (GREGG, 2010)  
 carico geostatico totale:  $\sigma'vo = \gamma \times z$  alla profondità z  
 carico geostatico effettivo:  $\sigma'vo' = \gamma \times z - uo$  a profondità z > livello di falda  
 $Qt1 = (qt - \sigma'vo) / (\sigma'vo)$   
 $Fr = fs / (qt - \sigma'vo) \times 100\%$   
 $lc = (3,47 - \log Qt1)^2 + (1,22 + \log Fr)^2)^{0,5}$  (ROBERTSON, 2012)  
 $Qtn = [(qt - \sigma'vo) / Pa] / (Pa / \sigma'vo)^n$  ove  $n = 0,381 \times lc + 0,05 \times (\sigma'vo' / Pa) - 0,15$  <= 1,0 (ROBERTSON, 2012)  
 $Qtn\ CS = Kc \times Qtn$  ove  $Kc = f(lc) =$  resistenza equivalente per sabbie pulite (ROBERTSON 1998, 2012)  
 $N60 = qt / Pa \times 10^{(1,126 \times lc - 0,2817 \times lc^2)}$  = NSPT (ROBERTSON, 2012)

terreni incoerenti =  $lc < 2,6$  (ROBERTSON, 2012):  
 densità relativa:  $Dr \% = 100 \times (Qtn / 350)^{0,5}$  (GREGG, 2010)  
 angolo d'attrito di picco:  $\phi p = 17,6^\circ + 11 \times \log(Qtn)$  (GREGG, 2010)  
 angolo d'attrito a volume costante:  $\phi cv = \phi p - 15,84 \times \log(Qtn\ CS) + 26,88$  (ROBERTSON, 2012)  
 modulo elastico  $E' = 0,015 \times (qt - \sigma'vo) \times 10^{(0,55 \times lc + 0,68)}$  (ROBERTSON, 2012)

terreni coesivi =  $lc > 2,6$  (ROBERTSON, 2012):  
 coesione non drenata:  $cu = (qt - \sigma'vo) / Nk$  ove  $Nk = 10,5 + 7 \times \log(Fr)$  (ROBERTSON, 2012)  
 angolo d'attrito di picco:  $\phi p = \arcsin(2 \times cu / (\sigma'vo' \times OCR^{0,25}))$  (rif. MAYNE 2001)  
 sensibilità:  $St = cu / cu r = 7 / Fr$  ove  $cu r =$  coesione non drenata residua (GREGG, 2010)  
 grado di sovraconsolidazione:  $OCR = 0,25 \times (Qt1)^{1,2}$  (CSSM in Robertson 2012)

tutti i terreni:  
 modulo edometrico:  $Eed = \alpha M \times (qt - \sigma'vo)$  ove:  
 $\alpha M = 14$  se  $lc > 2,2$ ,  $Qtn > 14$ ;  $\alpha M = Qtn$  se  $lc > 2,2$ ,  $Qtn < 14$ ;  $\alpha M = 0,03 \times 10^{(0,55 \times lc + 1,68)}$  se  $lc < 2,2$  (ROBERTSON, 2012)  
 modulo di taglio a piccole deformazioni:  $Go = 0,0188 \times (qt - \sigma'vo) \times 10^{(0,55 \times lc + 1,68)}$  (ROBERTSON, 2012)

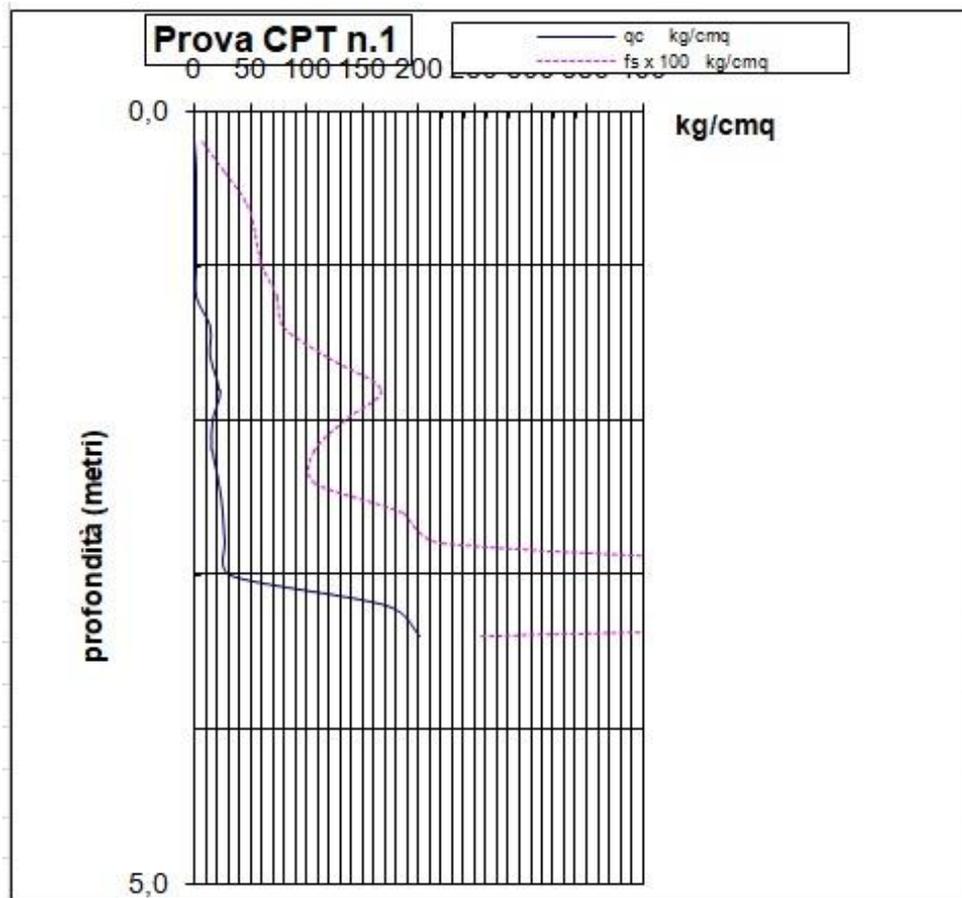
coeff. di permeabilità:  $K (m/s) = 10^{(0,952 - 3,04 \times lc)}$  se  $1 < lc < 3,27$ ;  $K = 10^{(-4,52 - 1,37 \times lc)}$  se  $3,27 < lc < 4$  (GREGG, 2010)  
 velocità onde di taglio:  $Vs (m/s) = (10^{(0,55 \times lc + 1,68)}) \times Qtn^{0,5}$  (ROBERTSON, 2012)

**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)  
PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332



**Grafico della prova penetrometrica CPT1 del 2000**

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

CPT		n.1	2000												>8.0																				
profondità m.		qc	fs	RI = 100xfs/qc	γ	uo	σv0	σv0'	σv0	Qt1	Fr	lc	N60 colpi/30 cm	Classificazione di Robertson	n	Qtn	Kc	QtnCS	Dr	φp	φcv	Nk	cu	φ clay	St	OCR	αM	Eed	Go	E'	K	Vs			
		kg/cmq	kg/cmq	%	t/mq	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	%	%	cm	cm	descrizione		cm	%	%	%	°	°	°	kg/cmq	°	cu/cu r	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	m/s					
0.20																																			
0.40																																			
0.60																																			
0.80																																			
1.00																																			
1.20																																			
1.40	14	0.80	5.7	1.9	0.00	0.19	0.19	0.19	74	5.8	2.6	5.5	5	limi sabbiosi	0.83	55	3.9	217	40	37	≈26.7						14	193	314	251	≈1.0E-07	129			
1.60	14	1.20	8.6	1.9	0.00	0.23	0.23	61	8.7	2.7	6.2	9	terre cementate o.n.d.	0.90	53	4.3	227				17.1	0.81	≈25	0.8	35	14	193	398	≈4.2E-08	145					
1.80	22	1.67	7.6	2.0	0.00	0.26	0.26	82	7.7	2.6	9.0	9	terre cementate o.n.d.	0.86	68	6.0	411				16.7	1.30	≈26	0.9	50	14	304	537	≈1.0E-07	169					
2.00	16	1.33	8.3	1.9	0.00	0.30	0.30	52	8.5	2.8	7.2	4	argille limose	0.92	47	4.6	216				17.0	0.92	≈25	0.8	29	14	220	474	≈3.3E-08	159					
2.20	15	1.07	7.1	1.9	0.00	0.34	0.34	43	7.3	2.8	6.8	4	argille limose	0.92	40	4.6	182				16.5	0.89	≈25	1.0	23	14	205	444	≈3.3E-08	154					
2.40	22	1.07	4.8	1.9	0.00	0.38	0.38	57	4.9	2.6	8.7	5	limi sabbiosi	0.85	49	4.4	217	38	36	≈26.1						14	303	503	401	≈1.4E-07	164				
2.60	25	1.87	7.5	2.0	0.00	0.42	0.42	59	7.6	2.7	10.8	4	argille limose	0.90	54	4.0	217				16.7	1.48	≈25	0.9	33	14	344	678	≈5.5E-08	190					
2.80	27	2.20	8.1	2.0	0.00	0.46	0.46	58	8.3	2.7	11.9	4	argille limose	0.92	54	4.3	232				16.9	1.57	≈25	0.8	33	14	372	763	≈4.3E-08	202					
3.00	33	7.73	23.4	2.2	0.00	0.50	0.50	65	23.8	3.1	18.2	3	argille	1.00	65	7.7	500				20.1	1.61	≈21	0.3	38	14	455	1445	≈3.9E-09	277					
3.20	172	12.53	7.3	2.3	0.00	0.54	0.54	316	7.3	2.3	57.1	9	terre cementate o.n.d.	0.75	272	1.9	528	88	44	≈28.1						14	2400	2836	≈9.2E-07	388					
3.40	200	2.53	1.3	2.1	0.00	0.59	0.59	340	1.3	1.6	42.8	6	sabbie	0.50	260	1.0	260	86	44	≈32.8						11	2236	1401	1118	≈1.0E-04	273				

PROVA CPT		n.1	2000												>8.0													
profondità da m.		qc	fs	lc	profondità superficie piezometrica: metri												profondità superficie piezometrica: metri											
		kg/cmq	kg/cmq	cm	comportamento prevalente	spessore m	qc	fs	N60 colpi/30 cm	Dr	φp	φcv	cu	φ clay	St	OCR	Eed	Go	E'	k	Vs							
		kg/cmq	kg/cmq	cm	(cfr. ROBERTSON 1990)	m	kg/cmq	kg/cmq	cm	%	°	°	kg/cmq	°	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	m/s							
0.2																												
0.4																												
0.6																												
0.8																												
1.0																												
1.2																												
1.4	14	0.80	2.6		limi sabbiosi																							
1.6	14	1.20	2.7		terre cementate o.n.d.																							
1.8	22	1.67	2.6		terre cementate o.n.d.																							
2.0	16	1.33	2.8		argille limose																							
2.2	15	1.07	2.8		argille limose																							
2.4	22	1.07	2.6		limi sabbiosi																							
2.6	25	1.87	2.7		argille limose																							
2.8	27	2.20	2.7		argille limose																							
3.0	33	7.73	3.1		argille	1.8	21	2.10	9			1.23	≈25	0.8	34	288	617		≈6.7E-08	176								
3.2	172	12.53	2.3		terre cementate o.n.d.																							
3.4	200	2.53	1.6		sabbie	0.4	186	7.53	50	87	44	30.5				2318	2119	1690	≈5.3E-05	331								

Parametri geotecnici locali e medi della prova statica CPT1 del 2000

## PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE 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:  $\gamma' = 0,63 \times \gamma_d$  (rif. GIROUD 1972)  
 peso di volume saturo:  $\gamma_{sat} = \gamma' + 1$   
 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:  $\phi_r = f(\sigma'_{vo}, K_o = 1 - \sin \phi_p, D_r, \phi_p)$  (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:  $V_s = (G_o / (\gamma^* / g))^{0,5}$  ove  $\gamma^* = \gamma$  sopra falda;  $\gamma^* = \gamma_{sat}$  sotto falda

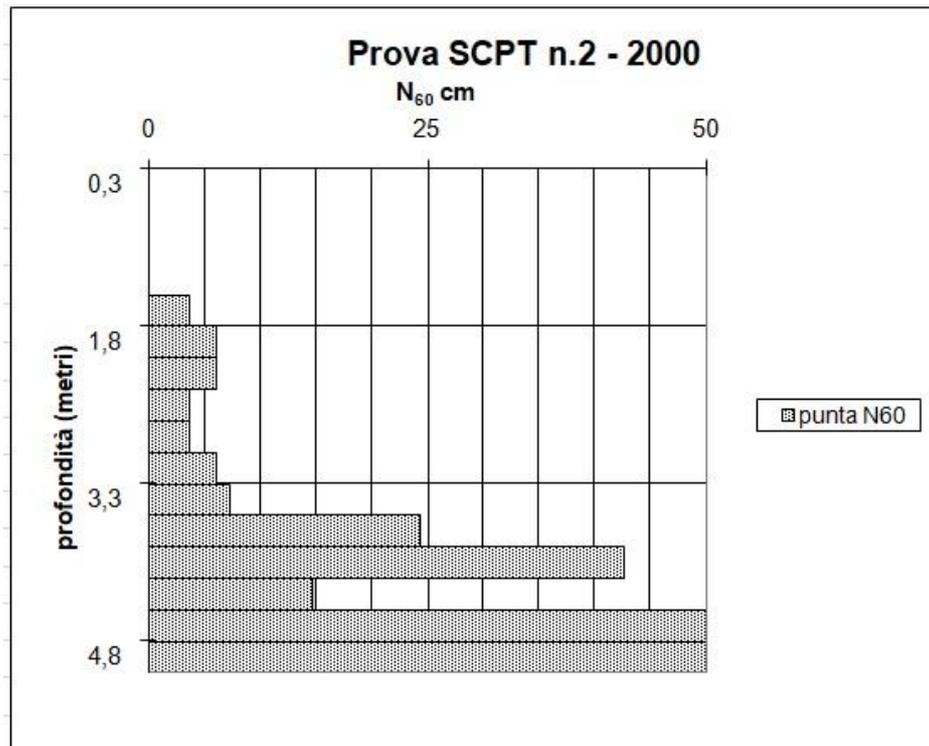


Grafico della prova SCPT2 del 2000

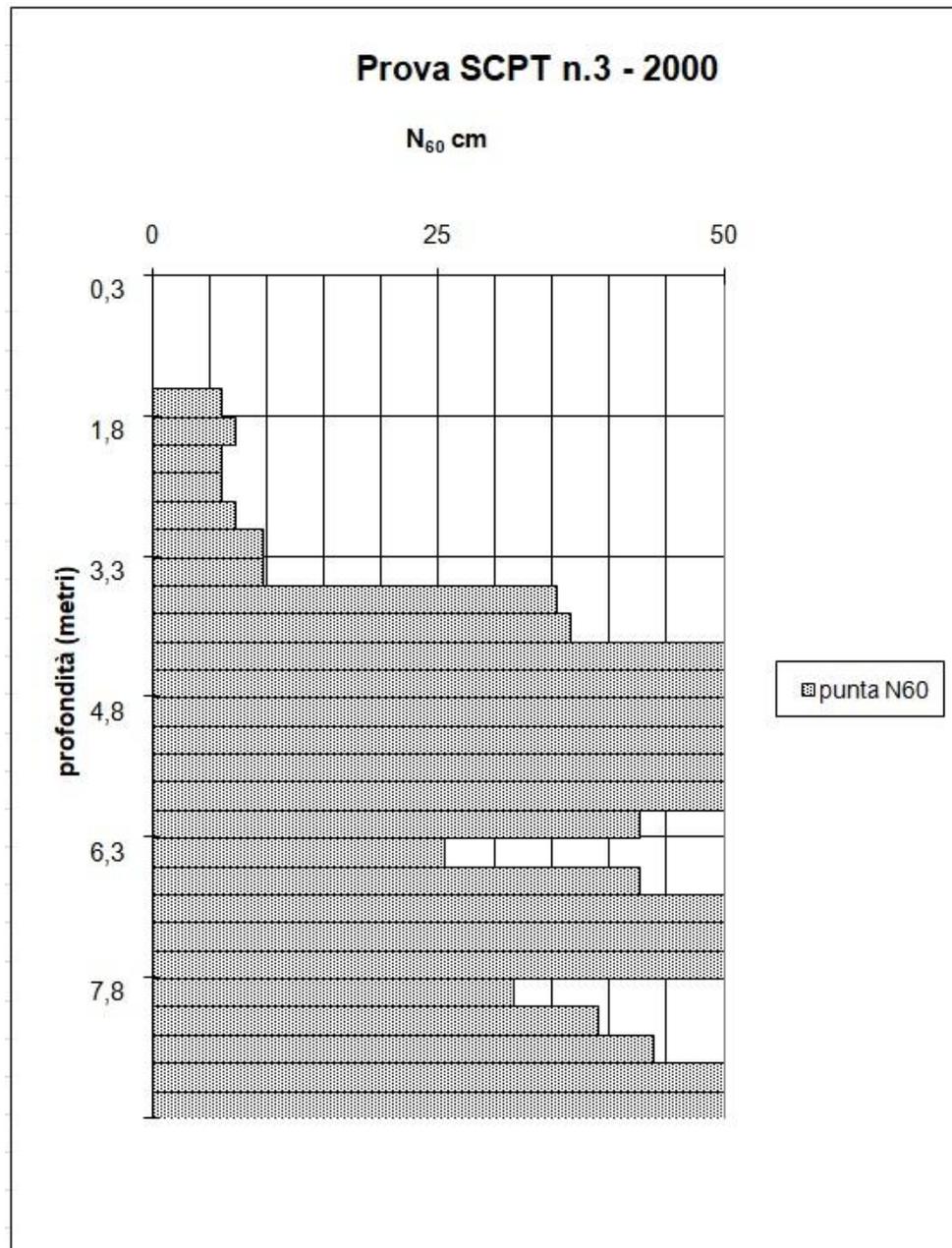


Grafico della prova SCPT3 del 2000

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

PROVA SCPT		- parametri geotecnici -										profondità superficie piezometrica: metri >8									
profondità m	punta N/30 cm	n.2 punta N60	granulometria presunta	comportamento meccanico	$\gamma_d$ t/mc	$\gamma_{sat}$ t/mc	$\gamma'$ t/mc	$\sigma_{vo}'$ kg/cmq	$\sigma_{vo}$ kg/cmq	Cn f( $\sigma'_{vo}$ )	N'=N60 x Cn f( $\sigma'_{vo}$ )	Dr %	$\phi_p$ °	$\phi_r$ °	cu kg/cmq	Eed kg/cmq	Go kg/cmq	Eo kg/cmq	Vs m/s	OCR	
0,3			riporto ghiaioso																		
0,6			riporto ghiaioso																		
0,9			riporto ghiaioso																		
1,2			riporto ghiaioso																		
1,5			riporto ghiaioso																		
1,8	6	7	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,27	0,27	1,70	12	0,0	0,0	0,5	33	863	2070	217	15,5		
2,1	7	9	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,33	0,33	1,70	14	0,0	0,0	0,6	38	958	2299	228	14,8		
2,4	5	6	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,39	0,39	1,60	10	0,0	0,0	0,5	27	731	1755	200	7,9		
2,7	5	6	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,45	0,45	1,49	9	0,0	0,0	0,5	27	698	1674	195	6,7		
3,0	5	6	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,51	0,51	1,40	9	0,0	0,0	0,5	27	669	1606	191	5,7		
3,3	7	9	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,57	0,57	1,33	11	0,0	0,0	0,6	38	811	1945	210	7,6		
3,6	10	12	argille	coesivo	1,6	2,0	1,0	0,62	0,62	1,27	15	0,0	0,0	0,9	55	999	2397	233	10,5		
3,9	17	21	ghiaie	incoerente	1,6	2,0	1,0	0,67	0,67	1,22	25	62	39,7	30,9	0,0	1397	3353	276			
4,2	19	23	ghiaie	incoerente	1,7	2,1	1,1	0,72	0,72	1,18	27	65	40,5	31,2	0,0	1471	3530	283			
4,5	23	28	ghiaie	incoerente	1,7	2,1	1,1	0,77	0,77	1,14	32	71	42,1	31,8	0,0	1636	3927	299			
4,8	22	27	ghiaie	incoerente	1,7	2,1	1,1	0,82	0,82	1,10	29	69	41,3	31,6	0,0	1554	3728	291			

Parametri geotecnici locali e medi della prova SCPT2 del 2000

PROVA SCPT		- parametri geotecnici medi -										profondità superficie piezometrica: metri >8									
profondità m	punta N60	n.2 granulometria presunta	comportamento prevalente	spessore m	punta N60	N'=N60 x Cn f( $\sigma'_{vo}$ )	Dr %	$\phi_p$ °	$\phi_r$ °	cu kg/cmq	Eed kg/cmq	Go kg/cmq	Eo kg/cmq	Vs m/s	OCR						
0,3		riporto ghiaioso																			
0,6		riporto ghiaioso																			
0,9		riporto ghiaioso																			
1,2		riporto ghiaioso																			
1,5	4	argille																			
1,8	6	argille																			
2,1	6	argille																			
2,4	4	argille																			
2,7	4	argille																			
3,0	6	argille																			
3,3	7	argille	coesivo	3,30	3	5	45,3	32,2	0,4	23	639	1533	186	7,1							
3,6	24	ghiaie																			
3,9	43	ghiaie																			
4,2	15	ghiaie																			
4,5	66	ghiaie																			
4,8	58	ghiaie	incoerente	1,50	41	48	84	32,2			2112	5070	334								

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

PROVA SCPT		n.3	- parametri geotecnici -		profondità superficie piezometrica: metri >8															
profondità m	punta N/30 cm	punta N60	granulometria presunta	comportamento meccanico	$\gamma_d$ t/mc	$\gamma_{sat}$ t/mc	$\gamma'$ t/mc	$\sigma_{v'}$ kg/cmq	$\sigma_v$ kg/cmq	Cn f( $\sigma_{v'}$ )	N'=N60 x Cn f( $\sigma_{v'}$ )	Dr %	$\phi_p$ °	$\phi_r$ °	cu kg/cmq	Eed kg/cmq	Go kg/cmq	Eo kg/cmq	Vs m/s	OCR
0,3			riporto ghiaioso																	
0,6			riporto ghiaioso																	
0,9			riporto ghiaioso																	
1,2			riporto ghiaioso																	
1,5	5	6	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,22	0,22	1,70	10		0,0	0,0	0,5	27	762	1829	204	15,8
1,8	6	7	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,28	0,28	1,70	12		0,0	0,0	0,5	33	863	2070	217	14,9
2,1	5	6	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,34	0,34	1,70	10		0,0	0,0	0,5	27	762	1829	204	9,4
2,4	5	6	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,40	0,40	1,58	10		0,0	0,0	0,5	27	725	1741	199	7,7
2,7	6	7	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,46	0,46	1,48	11		0,0	0,0	0,5	33	784	1882	207	8,2
3,0	8	10	argille	coesivo	1,6	2,0	1,0	0,52	0,52	1,39	14		0,0	0,0	0,7	44	915	2195	223	10,0
3,3	8	10	argille	coesivo	1,6	2,0	1,0	0,58	0,58	1,32	13		0,0	0,0	0,7	44	881	2115	219	8,7
3,6	29	35	argille	coesivo	1,8	2,1	1,1	0,64	0,64	1,25	44		0,0	0,0	2,6	159	2043	4903	334	38,5
3,9	30	37	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	0,69	0,69	1,20	44	82	46,0	33,1	0,0		2034	4881	333	
4,2	69	84	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	0,75	0,75	1,16	97	124	50,0	29,3	0,0		3493	8384	436	
4,5	54	66	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	0,80	0,80	1,12	73	108	50,0	32,4	0,0		2888	6931	397	
4,8	48	58	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	0,86	0,86	1,08	63	101	50,0	34,0	0,0		2607	6257	377	
5,1	96	117	sabbie	incoerente	1,8	2,1	1,1	0,91	0,91	1,05	122	142	50,0	26,6	0,0		4091	9818	472	
5,4	77	94	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	0,96	0,96	1,02	95	126	50,0	29,8	0,0		3453	8287	434	
5,7	63	77	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	1,02	1,02	0,99	76	113	50,0	32,4	0,0		2957	7097	401	
6,0	35	43	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	1,07	1,07	0,97	41	83	45,2	33,3	0,0		1948	4676	326	
6,3	21	26	ghiaie	incoerente	1,7	2,1	1,1	1,12	1,12	0,94	24	64	39,3	31,1	0,0		1354	3250	272	
6,6	35	43	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	1,18	1,18	0,92	39	82	44,6	33,2	0,0		1887	4530	321	
6,9	65	79	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	1,23	1,23	0,90	71	111	50,0	33,4	0,0		2832	6796	393	
7,2	50	61	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	1,28	1,28	0,88	54	96	48,7	34,9	0,0		2335	5603	357	
7,5	57	69	sabbie	incoerente	1,8	2,1	1,1	1,34	1,34	0,86	60	102	50,0	35,2	0,0		2517	6040	370	
7,8	26	32	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	1,39	1,39	0,85	27	68	40,3	31,8	0,0		1456	3495	282	
8,1	32	39	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	1,45	1,45	0,83	32	75	42,3	32,7	0,0		1655	3973	300	
8,4	36	44	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	1,50	1,50	0,82	36	79	43,5	33,2	0,0		1771	4251	311	
8,7	53	64	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	1,55	1,55	0,80	52	95	48,2	35,1	0,0		2276	5464	352	
9,0	53	64	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	1,61	1,61	0,79	51	95	48,0	35,1	0,0		2250	5400	350	

*Parametri geotecnici locali della prova SCPT3 del 2000*

PROVA SCPT		n.3	- parametri geotecnici medi -		profondità superficie piezometrica: metri >8														
profondità m	punta N60	granulometria presunta	comportamento prevalente	spessore m	punta N60	N'=N60 x Cn f( $\sigma_{v'}$ )	Dr %	$\phi_p$ °	$\phi_r$ °	cu kg/cmq	Eed kg/cmq	Go kg/cmq	Eo kg/cmq	Vs m/s	OCR				
0,3		riporto ghiaioso																	
0,6		riporto ghiaioso																	
0,9		riporto ghiaioso																	
1,2		riporto ghiaioso																	
1,5	6	argille																	
1,8	7	argille																	
2,1	6	argille																	
2,4	6	argille																	
2,7	7	argille																	
3,0	10	argille																	
3,3	10	argille																	
3,6	35	argille	coesivo	3,60	7	10				0,8	49	967	2320	226	14,1				
3,9	37	ghiaie																	
4,2	84	ghiaie																	
4,5	66	ghiaie																	
4,8	58	ghiaie																	
5,1	117	sabbie																	
5,4	94	ghiaie																	
5,7	77	ghiaie																	
6,0	43	ghiaie																	
6,3	26	ghiaie																	
6,6	43	ghiaie																	
6,9	79	ghiaie																	
7,2	61	ghiaie																	
7,5	69	sabbie																	
7,8	32	ghiaie																	
8,1	39	ghiaie																	
8,4	44	ghiaie																	
8,7	64	ghiaie																	
9,0	64	ghiaie	incoerente	5,40	61	59	97	47,0	32,6			2434	5841	360					

*Parametri geotecnici medi della prova SCPT3 del 2000*

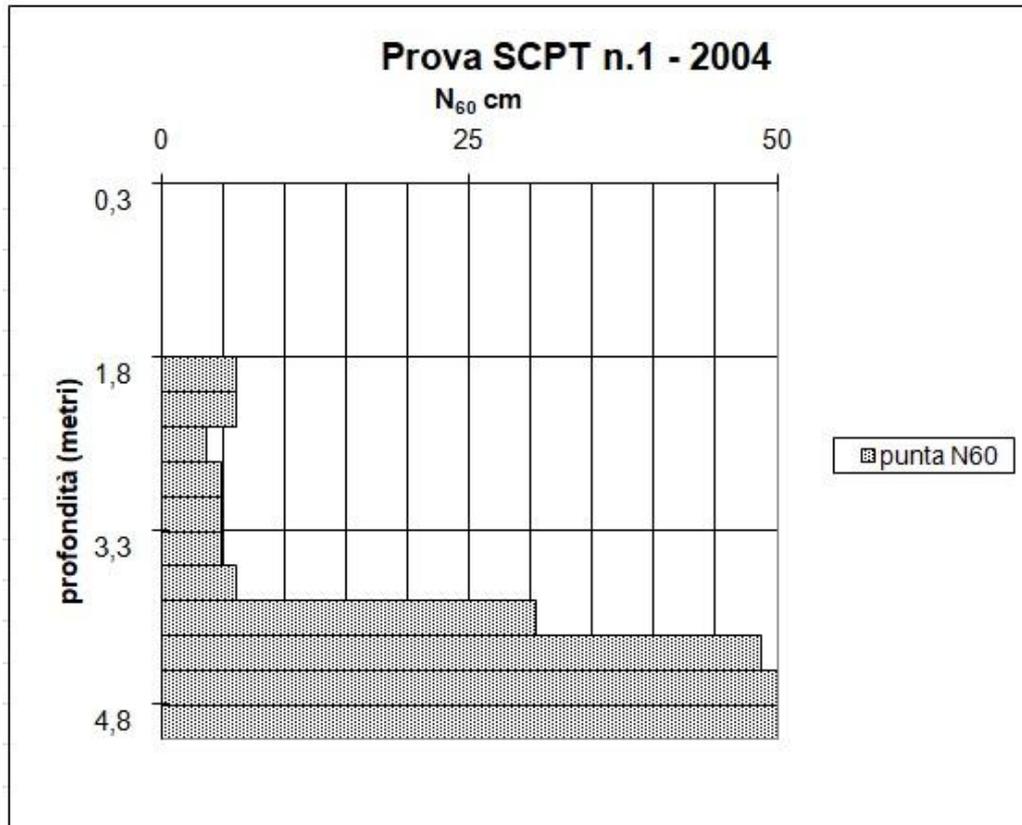


Grafico della prova SCPT 1 del 2004

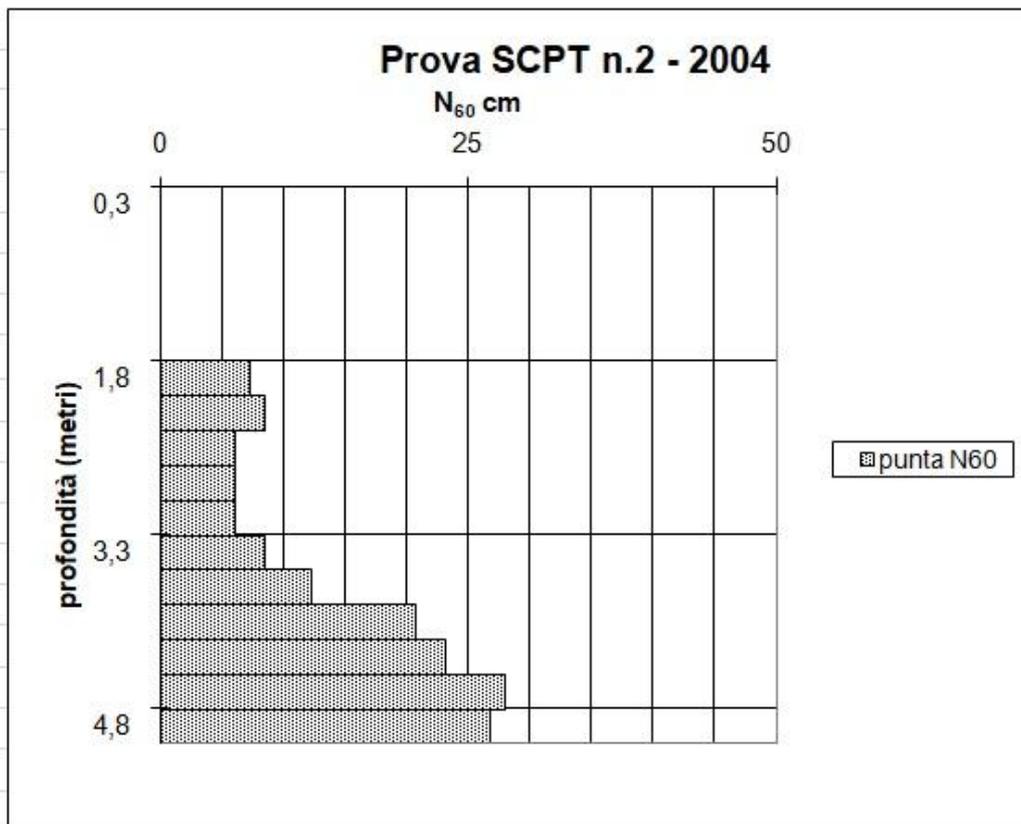


Grafico della prova SCPT 1 del 2004

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

PROVA SCPT		- parametri geotecnici -										profondità superficie piezometrica: metri >8							
profondità m	punta N60	granulometria presunta	comportamento meccanico	$\gamma_d$ t/mc	$\gamma_{sat}$ t/mc	$\gamma'$ t/mc	$\sigma_v'$ kg/cmq	$\sigma_v$ 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		riporto ghiaioso																	
0,6		riporto ghiaioso																	
0,9		riporto ghiaioso																	
1,2		riporto ghiaioso																	
1,5		riporto ghiaioso																	
1,8	5	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,27	0,27	1,70	10	0,0	0,0	0,0	0,5	27	762	1829	204	12,4
2,1	5	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,33	0,33	1,70	10	0,0	0,0	0,0	0,5	27	762	1829	204	9,7
2,4	3	argille	coesivo	1,3	1,8	0,8	0,39	0,39	1,60	6	0,0	0,0	0,0	0,3	16	518	1242	168	4,2
2,7	4	argille	coesivo	1,3	1,8	0,8	0,44	0,44	1,50	7	0,0	0,0	0,0	0,4	22	602	1445	181	5,1
3,0	4	argille	coesivo	1,3	1,8	0,8	0,50	0,50	1,42	7	0,0	0,0	0,0	0,4	22	579	1389	178	4,4
3,3	4	argille	coesivo	1,3	1,8	0,8	0,55	0,55	1,35	7	0,0	0,0	0,0	0,4	22	558	1340	174	3,9
3,6	5	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,61	0,61	1,28	8	0,0	0,0	0,0	0,5	27	629	1509	185	4,6
3,9	25	ghiaie	incoerente	1,7	2,1	1,1	0,66	0,66	1,23	38	76	44,0	32,4	0,0		1831	4394	316	
4,2	40	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	0,71	0,71	1,19	58	95	49,8	34,5	0,0		2455	5892	366	
4,5	51	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	0,76	0,76	1,14	71	106	50,0	32,7	0,0		2825	6779	392	
4,8	49	ghiaie	incoerente	1,8	2,1	1,1	0,82	0,82	1,11	66	103	50,0	33,5	0,0		2686	6446	383	

Parametri geotecnici locali e medi della prova SCPT del 2004

PROVA SCPT		- parametri geotecnici medi -										profondità superficie piezometrica: metri >8				
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		riporto ghiaioso														
0,6		riporto ghiaioso														
0,9		riporto ghiaioso														
1,2		riporto ghiaioso														
1,5		riporto ghiaioso														
1,8	6	argille														
2,1	6	argille														
2,4	4	argille														
2,7	5	argille														
3,0	5	argille														
3,3	5	argille														
3,6	6	argille	coesivo	3,60	3	5	58			0,4	23	630	1512	185	6,3	
3,9	30	ghiaie														
4,2	49	ghiaie														
4,5	62	ghiaie														
4,8	60	ghiaie	incoerente	1,20	50	58	95	48,5	33,3			2449	5878	364		

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

PROVA SCPT		n.2		- parametri geotecnici -										profondità superficie piezometrica: metri >8							
profondità m	punta N/30 cm	punta N60	granulometria presunta	comportamento meccanico	$\gamma_d$ t/mc	$\gamma_{sat}$ t/mc	$\gamma'$ t/mc	ovo' kg/cmq	ovo kg/cmq	Cn f( $\sigma'_{vo}$ )	N'=N60 x Cn f(ovo')	Dr %	$\phi_p$ °	$\phi_r$ °	cu kg/cmq	Eed kg/cmq	Go kg/cmq	Eo kg/cmq	Vs m/s	OCR	
0,3			riporto ghiaioso																		
0,6			riporto ghiaioso																		
0,9			riporto ghiaioso																		
1,2			riporto ghiaioso																		
1,5			riporto ghiaioso																		
1,8	6	7	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,27	0,27	1,70	12	0,0	0,0	0,0	0,5	33	863	2070	217	15,5	
2,1	7	9	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,33	0,33	1,70	14	0,0	0,0	0,0	0,6	38	958	2299	228	14,8	
2,4	5	6	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,39	0,39	1,60	10	0,0	0,0	0,0	0,5	27	731	1755	200	7,9	
2,7	5	6	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,45	0,45	1,49	9	0,0	0,0	0,0	0,5	27	698	1674	195	6,7	
3,0	5	6	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,51	0,51	1,40	9	0,0	0,0	0,0	0,5	27	669	1606	191	5,7	
3,3	7	9	argille	coesivo	1,5	1,9	0,9	0,57	0,57	1,33	11	0,0	0,0	0,0	0,6	38	811	1945	210	7,6	
3,6	10	12	argille	coesivo	1,6	2,0	1,0	0,62	0,62	1,27	15	0,0	0,0	0,0	0,9	55	999	2397	233	10,5	
3,9	17	21	ghiaie	incoerente	1,6	2,0	1,0	0,67	0,67	1,22	25	62	39,7	30,9	0,0		1397	3353	276		
4,2	19	23	ghiaie	incoerente	1,7	2,1	1,1	0,72	0,72	1,18	27	65	40,5	31,2	0,0		1471	3530	283		
4,5	23	28	ghiaie	incoerente	1,7	2,1	1,1	0,77	0,77	1,14	32	71	42,1	31,8	0,0		1636	3927	299		
4,8	22	27	ghiaie	incoerente	1,7	2,1	1,1	0,82	0,82	1,10	29	69	41,3	31,6	0,0		1554	3728	291		

PROVA SCPT		n.2		- parametri geotecnici medi -										profondità superficie piezometrica: metri >8				
profondità m	punta N60	granulometria presunta	comportamento prevalente	spessore m	punta N60	N'=N60 x Cn f(ovo')	Dr %	$\phi_p$ °	$\phi_r$ °	cu kg/cmq	Eed kg/cmq	Go kg/cmq	Eo kg/cmq	Vs m/s	OCR			
0,3		riporto ghiaioso																
0,6		riporto ghiaioso																
0,9		riporto ghiaioso																
1,2		riporto ghiaioso																
1,5		riporto ghiaioso																
1,8	7	argille																
2,1	9	argille																
2,4	6	argille																
2,7	6	argille																
3,0	6	argille																
3,3	9	argille																
3,6	12	argille	coesivo	3,60	5	7				0,6	35	818	1964	211	9,8			
3,9	21	ghiaie																
4,2	23	ghiaie																
4,5	28	ghiaie																
4,8	27	ghiaie	incoerente	1,20	25	28	67	40,9	31,4			1514	3635	287				

Parametri geotecnici locali e medi della prova SCPT 2 del 2004

Studio Geologico  
 e.mail: [archilli.mario@gmail.com](mailto:archilli.mario@gmail.com)  
 PEC: [mario-archilli@pec.epap.it](mailto:mario-archilli@pec.epap.it)  
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33  
 Cod.Fisc. n° RCH MRA 54H03 G337R – Partita I.V.A. n° 00942420332

**Carico ammissibile alla base di fondazioni continue sul sedime ghiaioso "di riporto" per lo SLV in presenza del sisma di progetto**

Categoria di sottosuolo = **B**

Tipo di approccio	B m	L m	DF m	H2O m	e m	γ m	γ1 t/mc	γ2 t/mc	ψ °	γM	Nq	Nγ	Sq	Sγ	a max	lq	ly	βs	Zr	qo = f(Df)	γR	q lim	lq amm	N	Fs	γt	z	qs = f(Df+z)	cedimento con BURLAND		cedimento con MAYNE					
																													w=(N60) mm	kg/(cm³)	w=f(qc,B) mm	kg/(cm³)				
A1+M1+R1	0.4	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.0	18	20	1.0	1.0	1.0	0.112	0.79	0.70	0.24	0.98	0.6	1.0	12.1	12.6	5.0	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	4	3.55	>=100	0	71.55
	0.6	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.0	18	20	1.0	1.0	1.0	0.112	0.79	0.70	0.24	0.98	0.6	1.0	14.6	15.1	9.0	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	6	2.88	>=100	0	39.79
	0.8	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.0	18	20	1.0	1.0	1.0	0.112	0.80	0.71	0.24	0.98	0.6	1.0	17.1	17.5	14.0	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	8	2.21	>=100	1	25.63
	1.0	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.0	18	20	1.0	1.0	1.0	0.112	0.80	0.71	0.24	0.98	0.6	1.0	19.6	20.0	20.0	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	11	1.90	>=100	1	17.98
	1.2	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.0	18	20	1.1	1.0	1.0	0.112	0.80	0.71	0.24	0.98	0.6	1.0	22.0	22.4	26.9	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	13	1.68	>=100	2	13.36
A2+M2+R2	0.4	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.0	18	20	1.0	1.0	1.0	0.112	0.80	0.71	0.24	0.98	0.6	1.0	24.5	24.8	34.8	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	16	1.52	>=100	2	10.34
	0.6	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.25	10	9	1.0	1.0	1.0	0.112	0.79	0.70	0.24	0.98	0.6	1.8	3.3	3.9	1.5	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	1	3.85	>=100	0	232.47
	0.8	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.25	10	9	1.0	1.0	1.0	0.112	0.79	0.70	0.24	0.98	0.6	1.8	3.9	4.5	2.7	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	2	2.88	>=100	0	134.10
	1.0	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.25	10	9	1.0	1.0	1.0	0.112	0.80	0.71	0.24	0.98	0.6	1.8	4.5	5.1	4.1	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	2	2.35	>=100	0	88.72
	1.2	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.25	10	9	1.0	1.0	1.0	0.112	0.80	0.71	0.24	0.98	0.6	1.8	5.1	5.7	5.7	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	3	2.01	>=100	0	63.54
A1+M1+R3	0.4	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.25	10	9	1.1	1.0	1.0	0.112	0.80	0.71	0.24	0.98	0.6	1.8	5.7	6.2	7.5	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	4	1.77	>=100	0	47.98
	0.6	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.25	10	9	1.1	1.0	1.0	0.112	0.80	0.71	0.24	0.98	0.6	1.8	6.3	6.8	9.6	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	4	1.60	>=100	0	37.62
	0.8	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.0	18	20	1.0	1.0	1.0	0.112	0.79	0.70	0.24	0.98	0.6	2.3	5.2	5.8	2.3	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	2	3.70	>=100	0	154.49
	1.0	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.0	18	20	1.0	1.0	1.0	0.112	0.79	0.70	0.24	0.98	0.6	2.3	6.3	6.9	4.1	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	2	2.78	>=100	0	86.80
	1.2	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.0	18	20	1.0	1.0	1.0	0.112	0.80	0.71	0.24	0.98	0.6	2.3	7.4	8.0	6.4	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	4	2.27	>=100	0	56.32
	1.4	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.0	18	20	1.0	1.0	1.0	0.112	0.80	0.71	0.24	0.98	0.6	2.3	8.5	9.1	9.1	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	5	1.95	>=100	0	39.74
	1.6	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.0	18	20	1.1	1.0	1.0	0.112	0.80	0.71	0.24	0.98	0.6	2.3	9.6	10.1	12.1	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	6	1.72	>=100	0	29.65
	1.8	10.0	>=0.4	>=10.0	0.0	1.8	1.5	1.8	30.0	1.0	18	20	1.1	1.0	1.0	0.112	0.80	0.71	0.24	0.98	0.6	2.3	10.6	11.2	15.6	1.01	1.8	0.0	0.6	1.5	>=20	7	1.56	>=100	0	23.02

**Simboli:** B = larghezza geometrica di base fondazione; L = lunghezza geometrica di base fondazione; DF = incastro di fondazione; γ = peso di volume del terreno naturale; γ1 = peso di volume del terreno sul piano di posa e = eccentricità; ψ = angolo d'attrito operativo del terreno di fondazione; γ = peso di volume del terreno naturale; γ1 = peso di volume del terreno sul piano di posa γ2 = peso di volume del terreno fino a profondità pari a 2xβ' sotto il piano di posa (N.B. sotto livello H2O: γ2 = γ-1,0 t/mc); γt = peso di volume del terreno rimosso dallo scavo dell'interrotto a max = a x S = accelerazione sismica orizzontale per lo SLV Nq, Nγ, Sq, Sγ = f(tanφ°); lq, ly = f(a max); Zr = f(kh, φ) essendo kh = f(βs = coeff. di riduzione in NTC 2018, Tab.7.11.1) B' = B-2e = larghezza efficace di base fondazione; qo = γ x DF q lim = [(1 x Df x Nq x Sq x lq + 0.5 x γ2 x B' x Nγ x ly x Zr - qo)]/γR = carico unitario limite (f(γtanφ°/M); γR) N = carico assiale ammissibile sul piano di sedime ai loro coeff. di sicurezza parziali Fs = q lim/(q amm - qo) = coeff. di sicurezza a rottura Kb = qlw = coeff. di sottofondo o di Winkler q amm = N/(BxL') = carico unitario trasmesso sul piano di sedime q = Sf x Ft x (qs x (B')<sup>0.7</sup> x lc/3 + (q-qs) x (B')<sup>0.7</sup> x lc) ove: N60 = numero colpi per prova SPT normalizzata; lc medio (probabilità = 50%) = 1,706/N60<sup>1.4</sup> q = q amm; qs = γt x z + qo; z = approfondimento del piano inferiore di calpestio in progetto rispetto all'attuale cedimento immediato (cfr. BURLAND); w = Sf x Ft x (qs x (B')<sup>0.7</sup> x lc/3 + (q-qs) x (B')<sup>0.7</sup> x lc) ove: cedimento immediato (cfr. MAYNE); w = (q/qc)<sup>2</sup> x 2,78 x B' ove: q = q amm; qs = γt x z + qo; z = approfondimento del piano inferiore di calpestio in progetto rispetto all'attuale