

OGGETTO :

LOTTIZZAZIONE
"VILLA DELLE ROSE ECOTRE"

DOCUMENTO :

ALLEGATO n. 4

Relazione Geologica

data 15/12/2021

Committente:

VILLA DELLE ROSE SRL

Via Cristoforo Colombo, 93

29122 Piacenza

PROGETTISTI: ARCH. GIORGIO CISINI

Via Campagna, 43

29121 PIACENZA

c.f. CSNGRG63P19D150L

GEOM. MARCO MERLI

Via Gambarà, 2

29122 PIACENZA

c.f. MRLMRC57P13G535X

COMUNE DI PONTENURE - PROVINCIA DI PIACENZA

“AMBITO R1 - P.U.A. PER INSEDIAMENTO RESIDENZIALE” IN VIA IV NOVEMBRE - PONTENURE CAPOLUOGO

Committente: Soc. IMMOBILIRE VILLA DELLE ROSE

Relazione geologica e sismica con caratterizzazione geotecnica del sottosuolo

(ai sensi del D.G.R. 630 del 29/04/2019 e D.M. 17/01/2018)

In allegato al testo:

- cartografia:
 - planimetria catastale
 - Tav. Psc1a1_Variante_2: “Aspetti strutturanti del territorio”
 - foto aerea
 - corografia C.T.R. 162143
 - Tav. QC02 “carta geologica” del PSC
 - Tav. QC04 “carta idrogeologica” del PSC
 - Tav. “protezione delle acque sotterranee” del QC del PSC
 - Tav. A1.2 “Tutela ambientale, paesaggistica e storico culturale” del PTCP vigente
 - Tav. QC_D3 “Vincoli” del PSC
 - Tav. QC13 “fattibilità geologica” del PSC
 - Stralcio Tav. 61 SE del PGRA “Criticità idraulica”-“Pericolosità idraulica”
 - Carta ubicazione indagini geognostiche
 - sismostratigrafia desunta da stendimento MASW
 - sezione sismo stratigrafica desunta dallo stendimento a RIFRAZIONE
 - prova sismica passiva a stazione singola HVSr
 - velocità delle onde di taglio Vs e moduli elastici del sottosuolo
- prova sismica HVSr
- Tav. QC12 “carta della pericolosità sismica locale” del PSC
- stralcio All.4 – DGR. 630/2019
- sismicità:
 - 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:

- prove penetrometriche statiche CPT P1 e P2
 - formule utilizzate per il calcolo dei parametri geotecnici
 - diagramma della prova CPT
 - parametri geotecnici locali dalla prova CPT
 - parametri geotecnici medi dalla prova CPT
- Rapporto sullo stendimento Masw
- capacità portante di fondazioni continue con larghezza efficace di base $0,6 \leq B' \leq 1,6$ m:
 - tabelle di calcolo del carico ammissibile e cedimento in presenza del sisma atteso per lo SLV

1.0. - OPERA IN PROGETTO

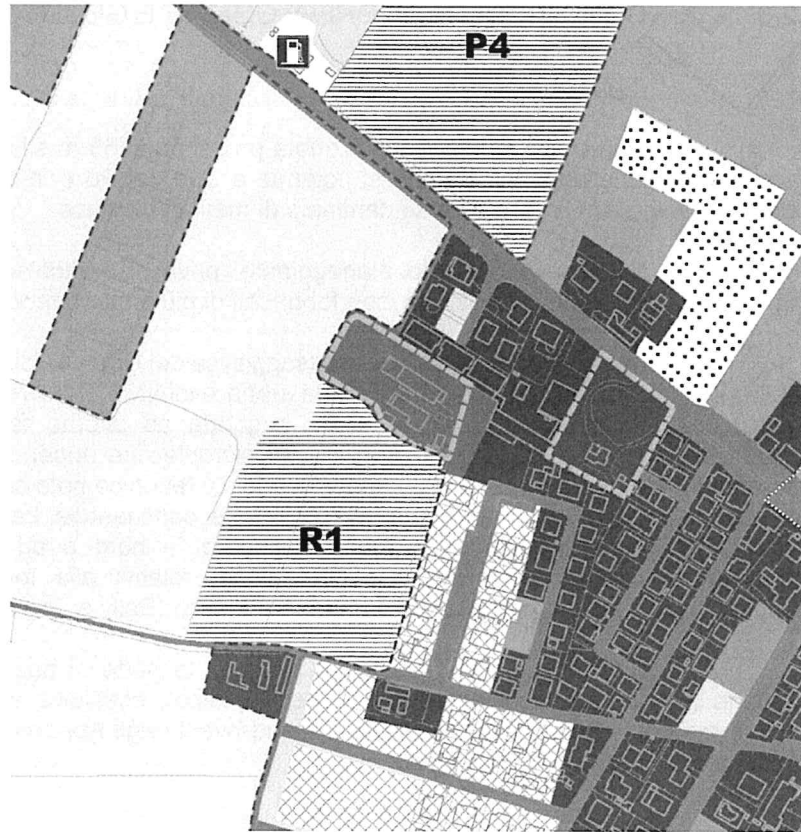
L'area di intervento è situata all'estremità occidentale dell'abitato di Pontenure, tra Casa Nuova Camoni a Nord e Zerbina a Sud; l'area si estende su di una superficie di circa 25.000 mq ed insiste sui mappali n.53 e 280 al Foglio 16* del catasto terreni del comune di Pontenure.



Estratto catastale: mappali 53 e 280 – Foglio 16 – comune di Pontenure

Il progetto prevede la realizzazione di un piano urbanistico attuativo per scopi residenziali che comprenderà la realizzazione di differenti tipologie di edifici residenziali quali palazzine condominiali, villette a schiera e fabbricati plurifamiliari, che si eleveranno per non più di due o tre piani fuori terra.

L'area di lottizzazione sarà servita da una adeguata viabilità al suo interno che si collegherà con via IV Novembre, che delimita a Sud il nuovo ambito contrassegnato con la sigla "R1" nella Tav.PSC1a1_Variante_2 "Aspetti Strutturanti del Territorio" del settembre 2017.



Ambiti per nuovi insediamenti prevalentemente residenziali (art. 11 PSC)

R1/R5 Ambiti di nuova previsione per ampliamento degli insediamenti residenziali ed altre attività compatibili



Foto aerea dell'area di intervento

2.0. - CONDIZIONI GEOMORFOLOGICHE E GEOLITOLOGICHE

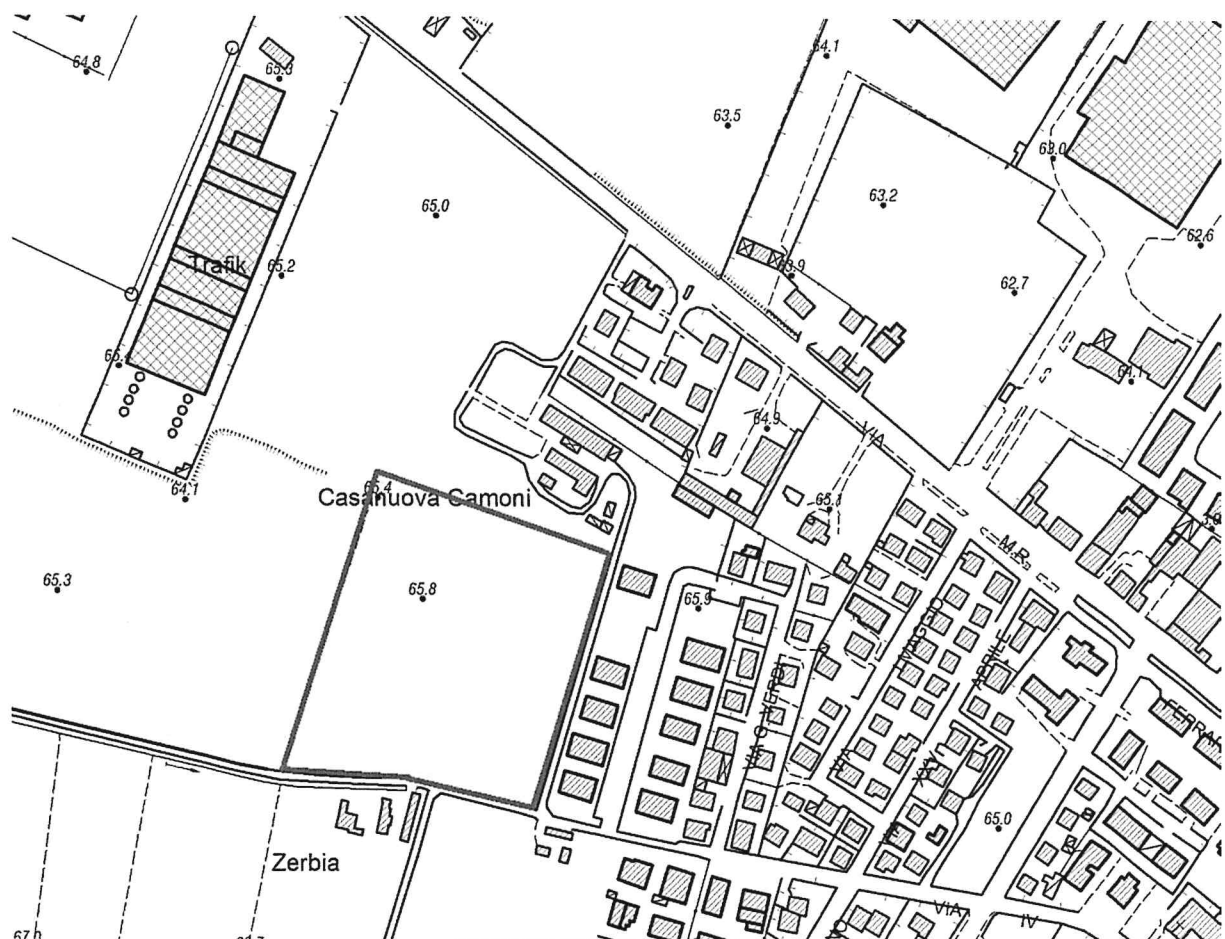
2.1. - Inquadramento

L'area allo studio giace a quota prossima ai 66 m s.l.m. entro la pianura olocenica ad alimentazione appenninica che si estende a Sud del Po e in destra al torrente Nure, il cui alveo si svolge ad Ovest a diverse centinaia di metri di distanza.

La zona è del tutto pianeggiante, priva di particolarità morfologiche di rilievo e limitrofa ad altre zone urbanizzate, con fabbricati di più o meno recente costruzione.

La strutturazione fisica e paesaggistica del Comune di Pontenure 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).



COROGRAFIA da Carta Tecnica Regionale (CTR) elemento n.162143

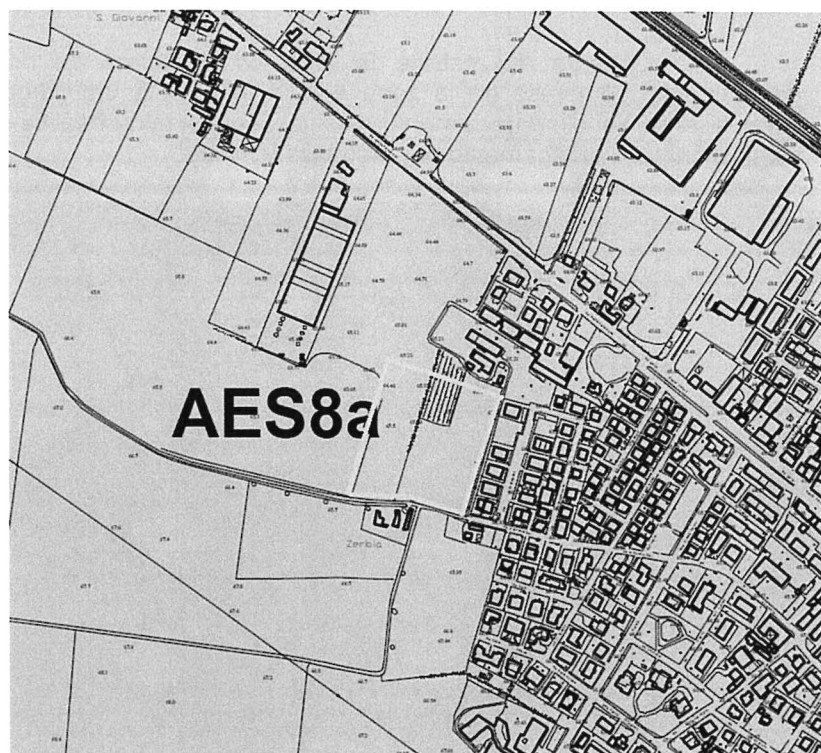
Tale bacino, sotto l'azione delle spinte orogenetiche, era gradualmente ridotto dalla traslazione verso nord/nord-est delle falde di ricoprimento tettonico dell'Appennino settentrionale. Nell'epoca Quaternaria, successivamente al Pleistocene medio, il regime compressivo si esaurì consentendo ai corsi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

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

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

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

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



Stralcio Tav. QC02 "Carta geologica" del QC del PSC comunale

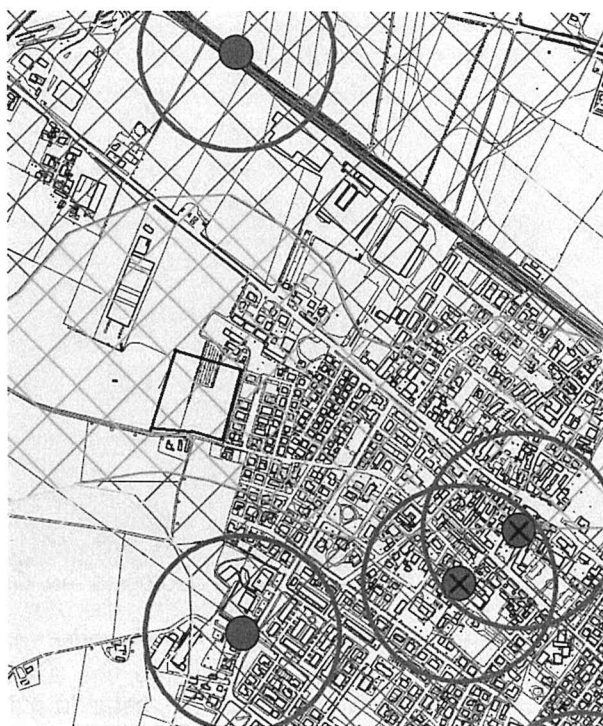
In base alla Tav. QC04 "Idrogeologia" del Q.C. del P.S.C. del comune di Pontenure, la superficie freatica dell'acquifero che satura il materasso alluvionale ghiaioso, giace quivi a quota prossima ai 58 m s.l.m. restando quindi oltre 8 metri al di sotto del piano campagna; la zona è stabile, non coinvolta da fenomeni franosi od erosivi né soggetta a tracimazioni di corsi d'acqua od a sommersione per risalita della falda freatica.



Stralcio Tav. QC04 "Carta idrogeologica" del QC del PSC comunale

Dalla Tav. QC07 del PSC comunale "zone di protezione", emerge come l'area di intervento ricade nella "zona di protezione B" del PTA a vulnerabilità "bassa" 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.



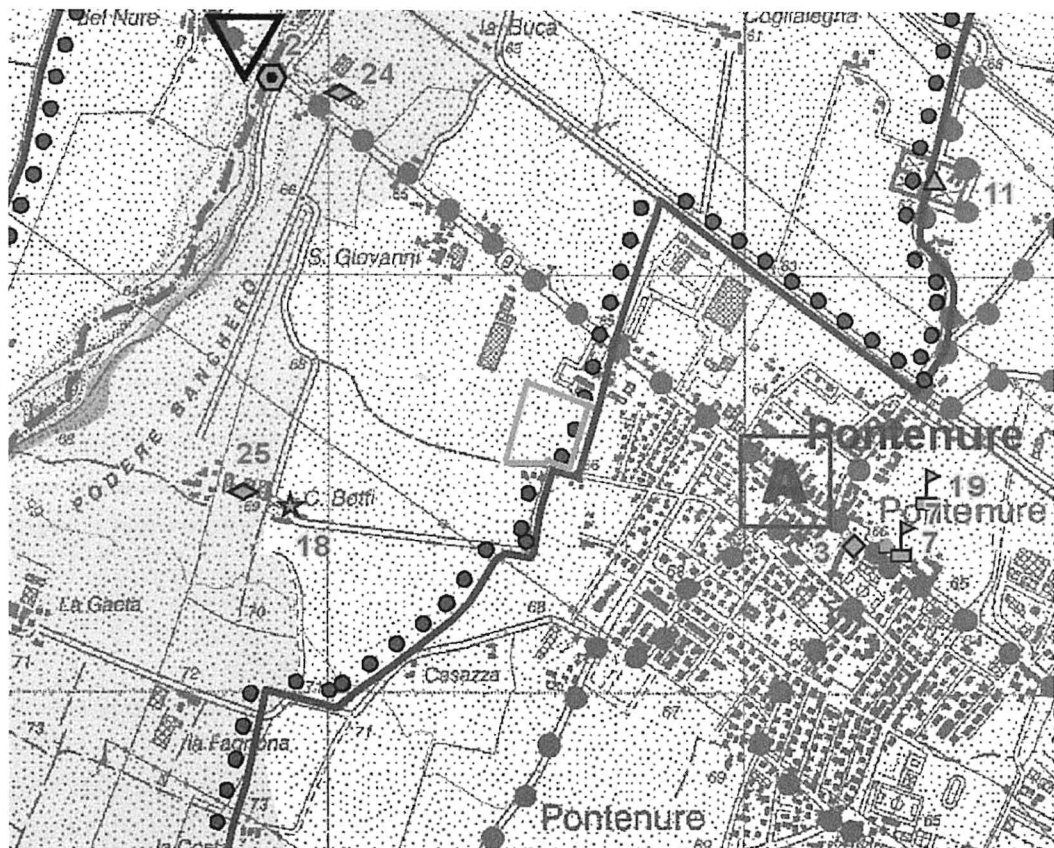
Stralcio Tav. del QC del PSC: "protezione delle acque sotterranee"

3.0. - CONFORMITA' CON LA COMPONENTE GEOLOGICA DEL PSC E LA PIANIFICAZIONE SOVRAORDINATA

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.

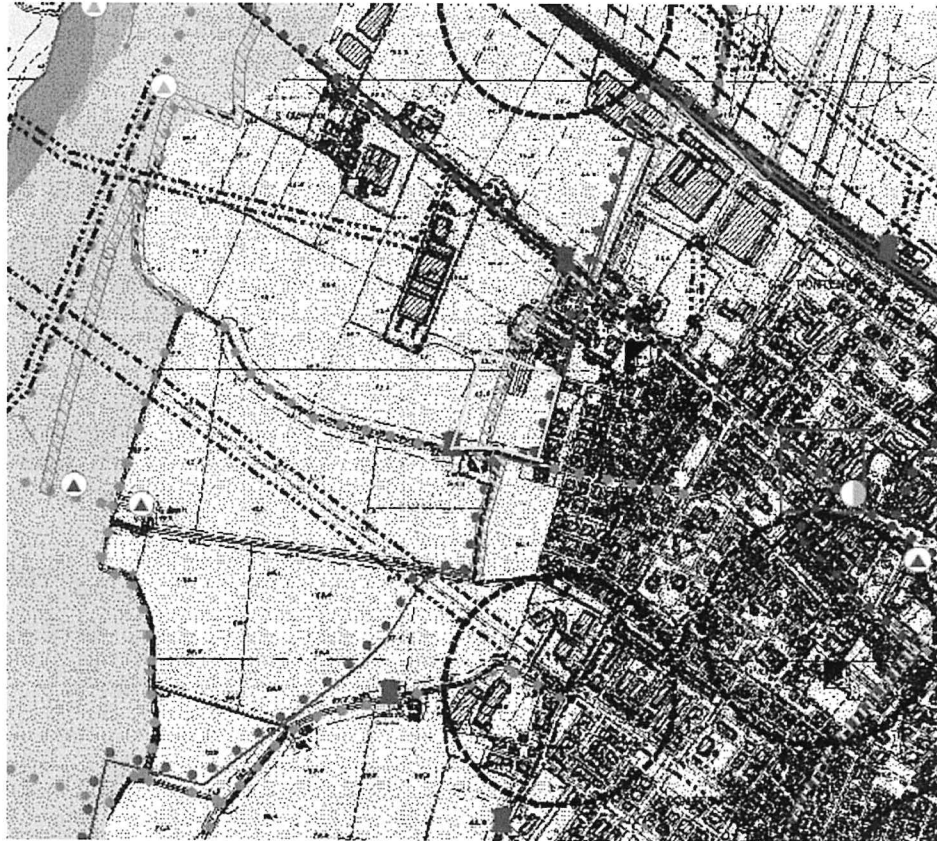
L'area in esame si colloca esternamente alle "zona di rispetto" di m 200 (ai sensi del D.Lgs. 152/2006 e s.m.i.), circostante i pozzi alimentanti l'acquedotto comunale, nonché alle "fasce di tutela dei corsi d'acqua" del PAI (artt. 29-30-31 – P.A.I.) e alle "fasce fluviali" normate dal PTCP della prov. di PC (artt.11-12-13).

L'area non risulta sottoposta ad alcuna tutela e/o interesse di carattere paesaggistico, storico culturale o archeologico ostativa all'edificabilità: l'area risulta compresa nelle "zone di tutela dei corpi idrici superficiali e sotterranei" (artt. 36bis el PTCP della provincia di PC) e negli ambiti di valorizzazione e gestione del territorio (cfr, art.53 "progetti di tutela, recupero e valorizzazione),



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

In base alla Tav. QC D3 "Vincoli", l'area in esame risulta attraversata da Sud a Nord da un canale del reticolo di bonifica dove è prevista una fascia di rispetto di m 10 su ambo i lati (salvo diverso accordo o deroga concordata con l'Ente proprietario); la via IV Novembre che delimita a Sud il nuovo Ambito edificatorio costituisce una "strada locale (di interesse comunale) di tipo F" dove la fascia di rispetto si riduce a m10.



Stralcio Tav.QC.D3 "Vincoli" del PSC comunale

L'area, in base alla Tav. QC13 "Fattibilità geologica alle trasformazioni dell'uso del suolo" del QC del PSC comunale, rientra nelle aree stabili di pianura e dei terrazzi con fattibilità geologica e idraulica con "senza particolari limitazioni all'insediamento residenziale".

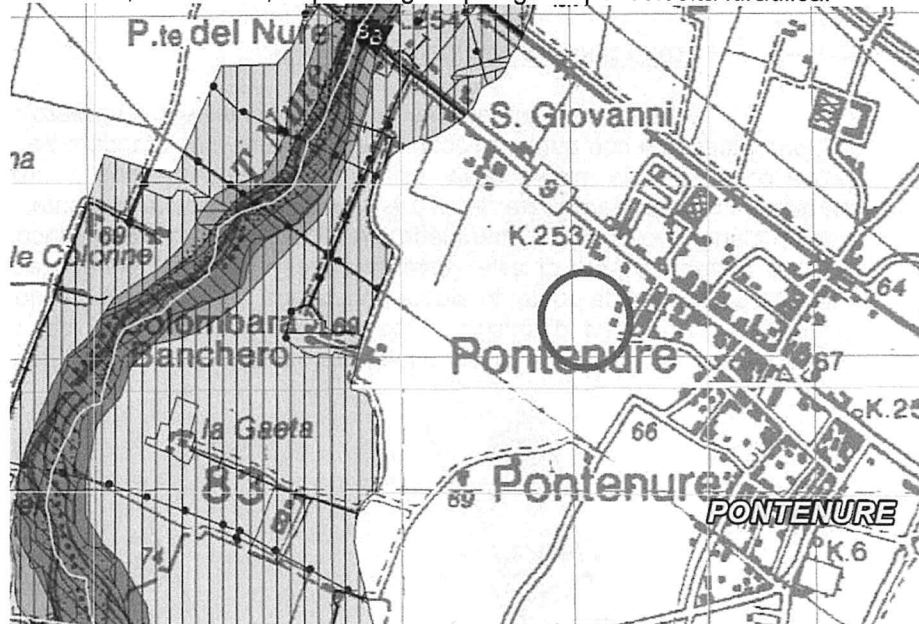


Stralcio Tav. QC13 del Q.C. del P.S.C. comunale

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

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

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



Scenari di Pericolosità

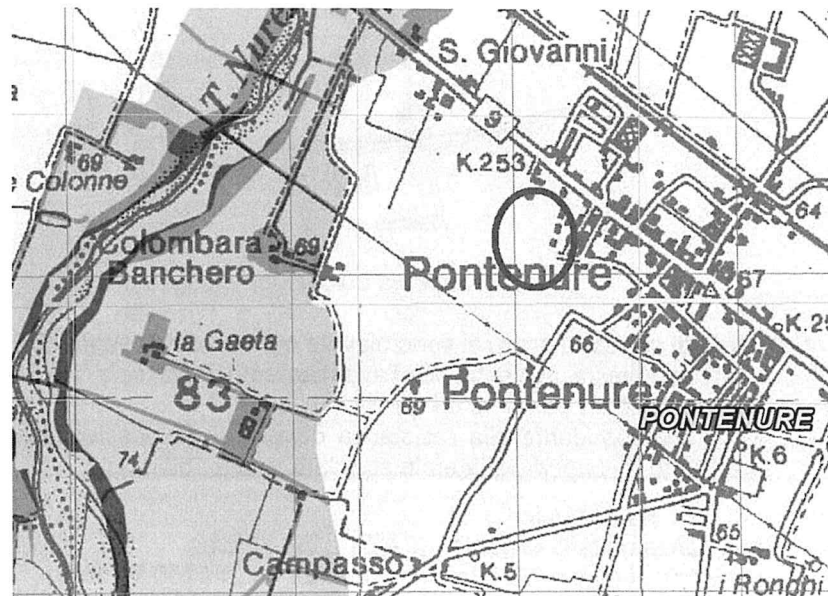
- P3 - H (Alluvioni frequenti: tempo di ritorno tra 20 e 50 anni - elevata probabilità)
- P2 - M (Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - media probabilità)
- P1 - L (Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi)

Legenda

Aree Protette

- Zone Parco
- SIC-ZPS

Stralcio Tav 161 SE "Pericolosità idrauliche" del PGRA



Stralcio Tav 161 SE "Rischio idraulico" del PGRA comunale

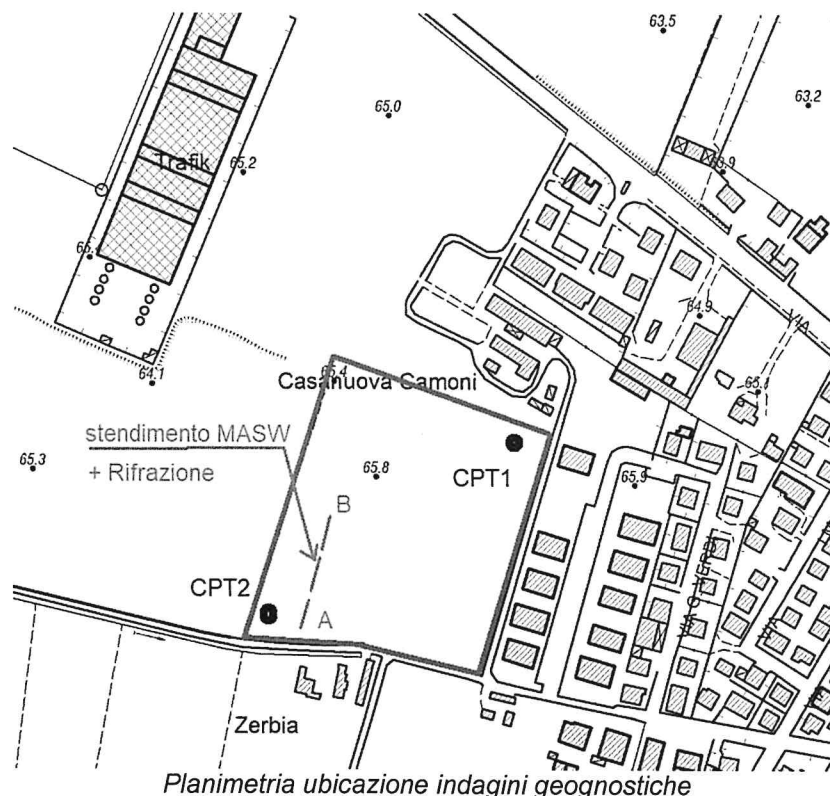
4.0. - INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per verificare la natura e consistenza del terreno che sarà sollecitato dalle opere di fondazione dei futuri fabbricati, si sono eseguite n.2 prove penetrometriche statiche CPT che hanno raggiunto il rifiuto all'infissione sul basamento ghiaioso alluvionale.

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

4.1. - Prova penetrometrica statica CPT

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



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

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

Risulta quindi:

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

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

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

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

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

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

essendo σ'_{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:

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

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

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

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 N_{60} che, a parità di q_c ed I_c , si sarebbe registrato con prove penetrometriche dinamiche S.P.T., con la relazione empirica:

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

In base al diagramma della prova CPT, il sottosuolo è stato quindi suddiviso in più orizzonti omogenei per granulometria e resistenza: al di sotto di una coltre limoso-sabbiosa, di m 1,8 in P1 e m2,4 in P2, caratterizzata da una resistenza media all'avanzamento della punta penetrometrica q_c compresa tra 47kg/cmq in P1 e 62kg/cmq in P2, il sottosuolo è costituito da limi-argillosi di soddisfacente consistenza (resistenza media alla punta penetrometrica $q_c \sim 35$ kg/cmq), fino a 6,6 metri di profondità in P1 e m7,8 in P2.

Più oltre è presente un'intercalazione argillosa molle ($q_c=21$ kg/cmq in P1 e 17kg/cmq in P2), fino a m 7,8 in P1 e m 8,8 in P2.

A tali profondità, è stato rintracciato il sottosuolo alluvionale ghiaio-sabbioso che ha condotto a rifiuto la prova ($q_c > 200$ kg/cmq); i fori di prova si sono rivelati del tutto asciutti.

4.2. - Stendimento sismico con procedura MASW

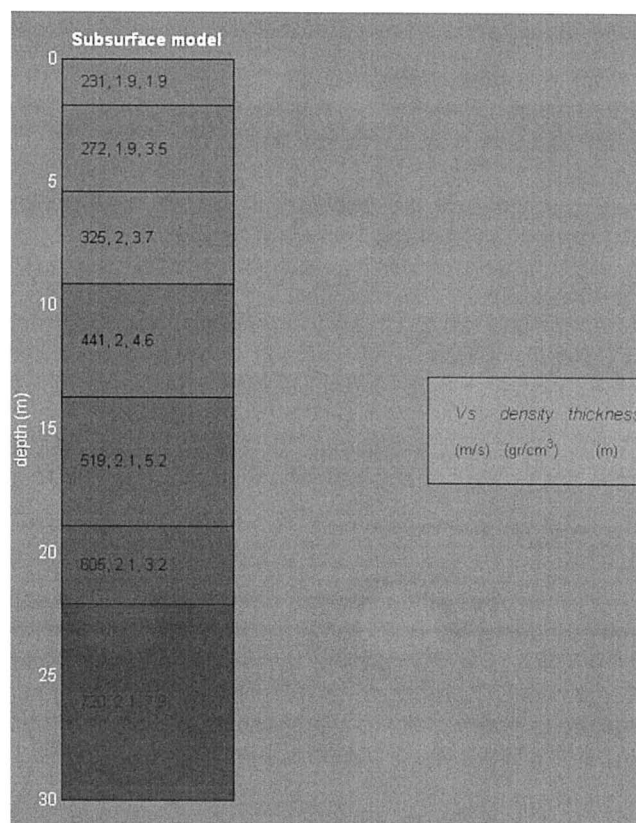
Al fine di verificare l'effettiva natura del terreno di fondazione oltre la profondità raggiunta dalle prove penetrometriche e per definire (in conformità alle NTC 2018) la velocità delle onde trasversali o di taglio entro i primi 30 m di profondità, si è eseguito uno stendimento sismico multicanale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

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

Come illustrato nella tabella riassuntiva allegata alla presente e nella sismostratigrafia sotto riportata, il valore della Vs del primo, secondo e terzo sismostrato di 9,1 m di spessore complessivi, resta compreso tra 231 e 325 m/s: vi corrisponde la coltre di copertura argillosa.

I 4 sismostrati sottostanti presentano velocità Vs di valore più elevato e progressivamente crescente con la profondità, aumentando da 441 a oltre 600m/s, raggiungendo i 720m/s in quello basale: 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 434 m/s.



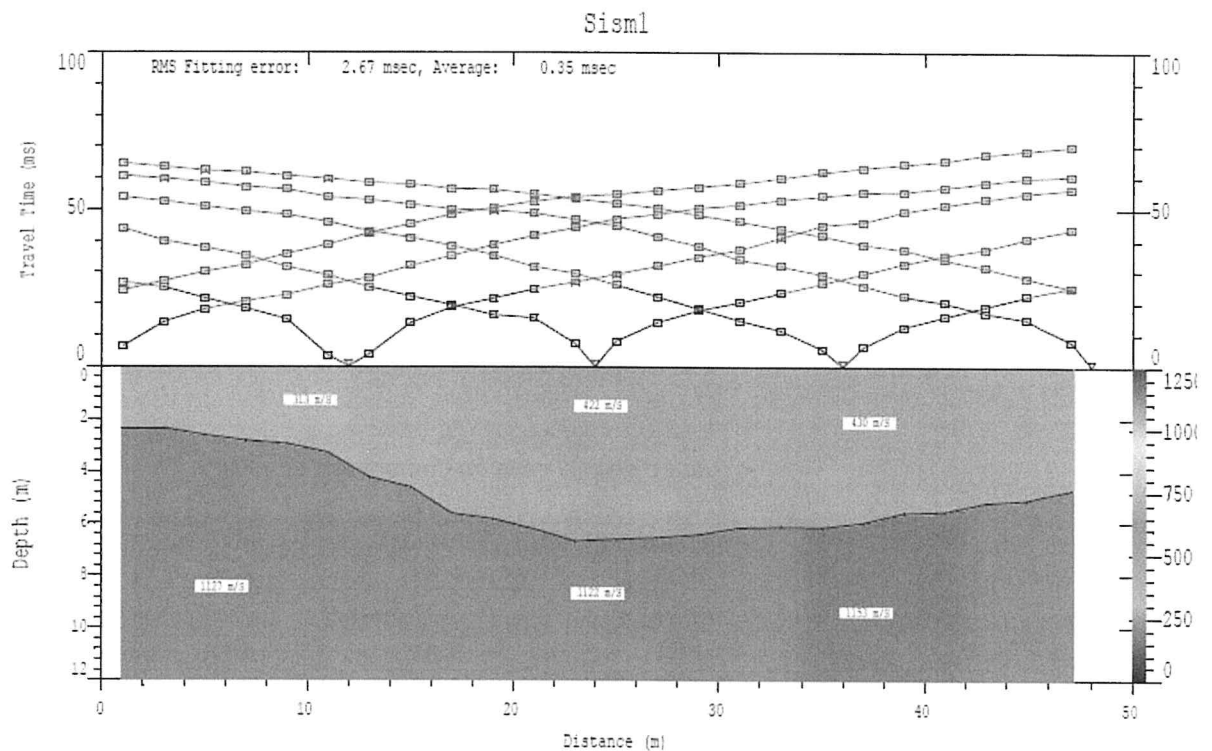
Prova sismica Masw e sismostratigrafia desunta dallo stendimento MASW

4.3.- Stendimento sismico a rifrazione

Per meglio accertare la stratigrafia del sottosuolo in corrispondenza all'area d'intervento, sul medesimo stendimento della linea Masw, si è eseguito un profilo sismico a rifrazione; il profilo è stato realizzato con sismografo ECHO 12-24/2002, registrando le onde longitudinali Vp (e Vs), in 24 geofoni equispaziati di 2 m; i segnali sono stati trasmessi da punti di energizzazione a mezzo di massa battente.

Come illustrato nella sezione sismostratigrafica interpretativa sotto riportata, il sottosuolo indagato risulta costituito da due successivi sismostrati:

- unità superficiale di spessore medio intorno ai 6-7 metri che rappresenta l'orizzonte superficiale prevalentemente argilloso, caratterizzato da valori di velocità delle onde longitudinali rifratte $V_p \geq 400$ m/s;
- unità profonda caratterizzata da valori $V_p = 1.150$ m/s: vi corrispondono i depositi alluvionali prevalentemente ghiaiosi e sabbiosi.



4.4. - Prova sismica passiva a stazione singola HVS

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

Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali¹ sia all'azione antropica².

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

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

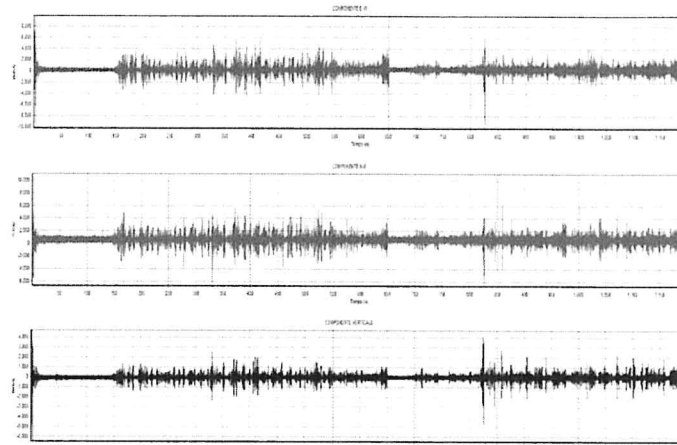
Successivamente i dati relativi alla misura sono stati elaborati tramite il software dedicato "Geo HVS" ver. 1.3 prodotto da ProgramGeo di Carpenedolo (BS) con un processing che ha valutato l'affidabilità della curva ricavata, verificando se fossero rispettati i criteri riportati nelle linee guida del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

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

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

¹ moto ondoso, perturbazioni atmosferiche ecc...

² traffico veicolare, macchinari, ecc..



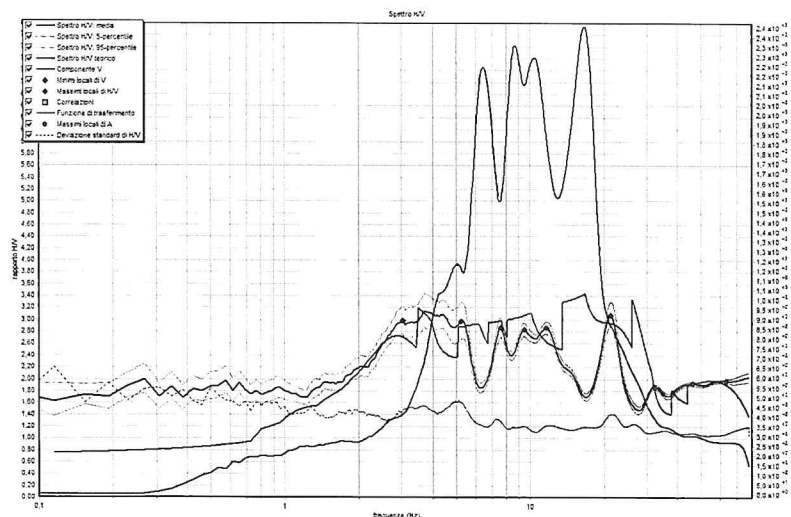
Record sismici nelle tre componenti spaziali

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

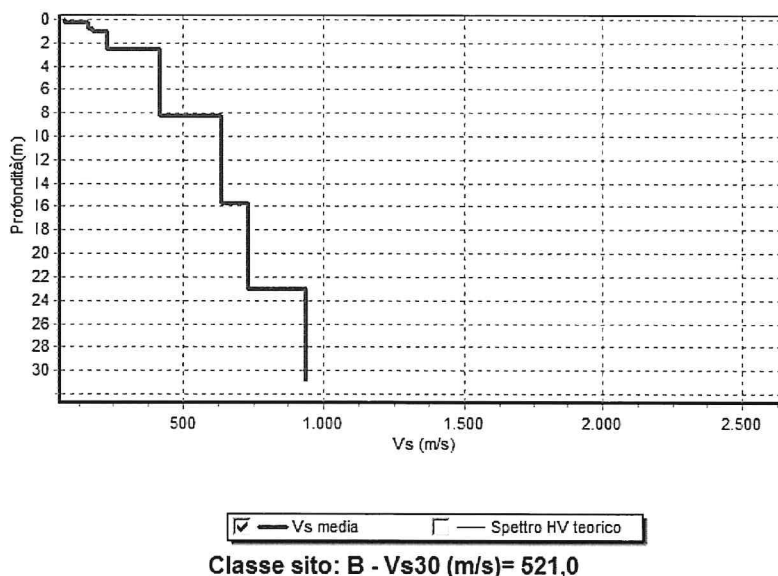
Parametri picchi stratigrafici da spettro H/V nell'intervallo 0,2 - 20 Hz

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

Nel caso in esame i picchi H/V stratigrafici individuati hanno fornito un valore massimo di K_g uguale a 2.94; in base a tale risultanza il sito può essere classificato come a bassa pericolosità sismica locale. La curva H/V sintetica è stata modellata in modo da sovrapporsi ai picchi stratigrafici misurati.



La prova di tipo sismico passivo ha permesso altresì di estrapolare il valore di V_{s30} riferito al p.c., che è risultato pari a 521 m/s; detto valore risulta in buon accordo con quanto già verificato con l'esecuzione della prova MASW (434 m/s) e pone il sito nella categoria di sottosuolo B secondo il D.M. 17.01.2018.



5.0. - COMPORTAMENTO MECCANICO DEL SOTTOSUOLO

5.1. - Caratteristiche geotecniche

5.1.1.- Parametri geotecnici del sottosuolo desunti dalla prova CPT

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 γ_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 γ' e saturo γ_{sat} con le relazioni:

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

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

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

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

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

ove Dr = densità relativa

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

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

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

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

ove $m = 3$ = coeff. per le deformazione assial-simmetrica intorno alla punta CPT;
 $Q = 10$ = coeff. di frantumazione dei granuli valido per sabbie silicee;
 $p'f = \sigma'_{vo} \times (1+2 \times K_o)/3 = \sigma'_{vo} \times /1+2 \times (1-\sin\varphi_p)/3$ = 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 σ'_{vo} e $\sigma'_{vo}+1,0$ kg/cmq):

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

essendo σ'_{vo} il carico geostatico totale;
 $2,5 \times q_c < E_{ed} < 8,0 \times q_c$

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

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

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

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

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

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

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

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

ed in funzione di G_o si sono stimati:

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

Come illustrato nelle tabelle allegate in calce, l'orizzonte superficiale di 1,8m di spessore in P1 e m 2,4 in P2, è caratterizzato da un comportamento meccanico incoerente, dove la resistenza al taglio è governata dall'angolo di attrito; il suo valore residuo (o a volume costante) di norma utilizzato nel calcolo delle fondazioni, vale $\varphi_{cv} \sim 30^\circ$: il modulo edometrico $E_{ed} = 756 \text{ kg/cmq}$ e il modulo elastico $E' = 508 \text{ kg/cmq}$

Seguono al di sotto litologie prevalentemente coesive e limo-argillose fino al 6,6 m in P1 e m 7,8 in P2, dove la resistenza al taglio, sul breve termine, è governata dalla coesione non drenata c_u che non è mai inferiore a 2 kg/cmq; sul lungo termine bisogna riferirsi all'angolo di attrito drenato φ_{clay} che risulta mediamente pari a 26° ; il modulo edometrico E_{ed} vale 499 kg/cmq.

Al di sotto è presente uno strato argilloso, molle, di circa 1 m di spessore, caratterizzato da $c_u \sim 1 \text{ kg/cmq}$ e $\varphi_{clay} = 24^\circ$, con modulo edometrico $E_{ed} = 161 \text{ kg/cmq}$.

I depositi alluvionali ghiaio-sabbiosi di elevata resistenza a comportamento meccanico incoerente, sono stati rintracciati a 7,8 m di profondità in P1 e 8,8m in P2; l'angolo di attrito a volume costante $\varphi_{cv} \geq 32^\circ$ con $E_{ed} = 3331 \text{ kg/cmq}$ e $E' = 1665 \text{ kg/cmq}$.

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 $F_s=R_3=2,3$ per la combinazione A1+M1+R3 delle NTC 2008; vi corrispondono rispettivamente i seguenti valori del modulo elastico equivalente:

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

Come illustrato nella tabella allegata, con tali correlazioni si sono calcolati i valori del modulo E_s per ciascuno dei sismostrati individuati dallo stendimento MASW sulla base dei corrispondenti valori di E_o ; trascurando il sismostrato più superficiale costituito dal suolo rimaneggiato, il valore di E_s del 2° sismostrato di natura argillosa resta modesto e pari a 62 MPa per $F_s=R_2$, ed a 78 MPa per $F_s=R_3$.

Nel sottosuolo ghiaio-sabbioso ben addensato, il valore di E_s aumenta con la profondità passando da 172 MPa per $F_s=R_2$ e 215 MPa per $F_s=R_3$ nel 3° sismostrato, a oltre 300 MPa nel 6° per raggiungere i 459 MPa per $F_s=R_2$ e 574 MPa per $F_s=R_3$ in quello basale.

Analogamente ad E_o , anche il modulo di taglio G_o aumenta con la profondità e entro il sottosuolo ghiaio-sabbioso non è inferiore a 400 MPa; in terreni sciolti, il modulo medesimo espresso in MPa può essere stimato anche in funzione del valore N_{60} che si ricaverebbe da prove S.P.T. in foro di sondaggio con la correlazione empirica:

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

e con tale correlazione per il 1°, 2° e 3° sismostrato argilloso risulta $N_{60} \sim 16/27/36$: tale valore è sostanziale in accordo con quello rilevato dalle prove penetrometriche.

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:

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

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 ϕ'_r prossimo 37°, che risulta maggiore al valore $\geq 32^\circ$ definito in base ai valori della prova CPT.

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 dai risultati riportati nelle relative tabelle dei parametri geotecnici allegate alla presente.

- orizzonte superficiale limo-sabbioso (da p.c. a 1,8m in P1 e 2,4m di profondità in P2):
peso di volume naturale: $\gamma = 2,0$ t/mc
angolo d'attrito drenato a volume costante: $\phi_{cv} \sim 30^\circ$
resistenza S.P.T.: $N_{60} = 14$
modulo elastico: $E_o = 508$ kg/cmq
modulo edometrico: $E_{ed} = 756$ kg/cm
- primo sottosuolo argillo-limoso (da -1,8/2,4m a -6,6m in P1 e m7,8 in P2 m):
comportamento meccanico: coesivo
peso di volume naturale: $\gamma = 2,0$ t/mc
coesione non drenata: $c_u \sim 2,0$ kg/cmq
angolo d'attrito drenato: $\phi_{clay} = 26^\circ$
resistenza S.P.T.: $N_{60} = 15$
modulo edometrico: $E_{ed} = 459$ kg/cm
- orizzonte argilloso (da -6,6/7,8m a -7,8m in P1 e m 8,8 in P2):
peso di volume naturale: $\gamma = 2,1$ t/mc
angolo d'attrito drenato a volume costante: $\phi_{cv} \sim 24^\circ$
resistenza S.P.T.: $N_{60} = 10$
modulo edometrico: $E_{ed} = 161$ kg/cm
- sottosuolo ghiaioso (oltre -7,8 m di profondità in P1 e -8,8m in P2):
peso di volume naturale: $\gamma = 2,1$ t/mc
angolo d'attrito drenato a volume costante: $\phi_{cv} \sim 32^\circ$
resistenza S.P.T.: $N_{60} > 50$
modulo elastico: $E_o = 1.665$ kg/cmq
modulo edometrico: $E_{ed} = 3.331$ kg/cm

6.0. - SISMICITA'

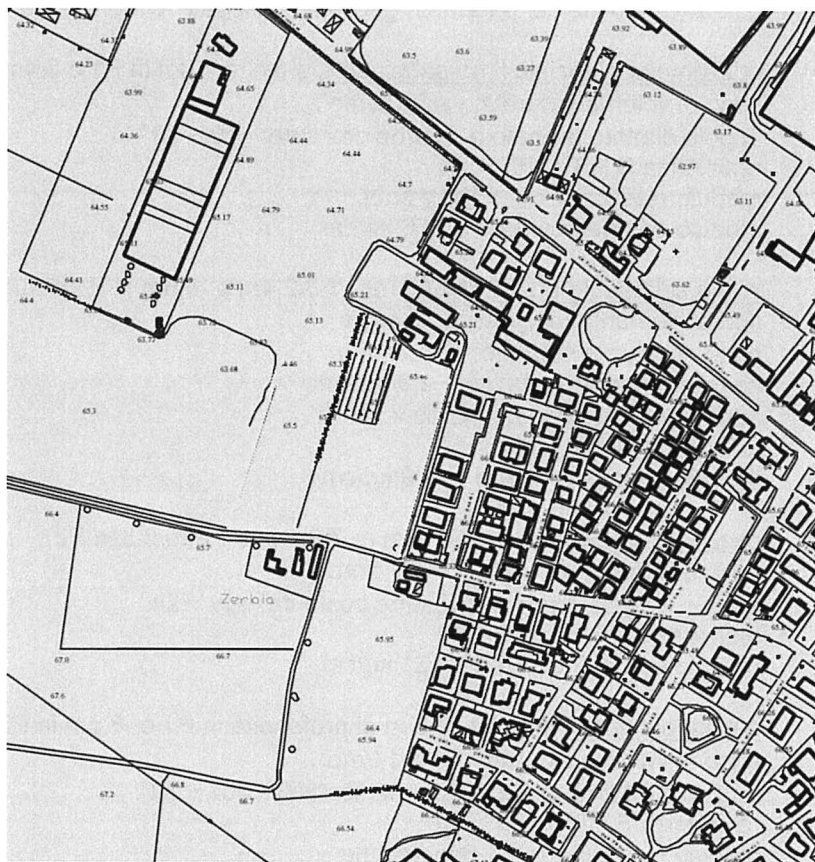
La Regione Emilia Romagna con l'approvazione dell'atto di coordinamento tecnico denominato "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica [...] per la pianificazione territoriale e urbanistica" di cui alla deliberazione dell'Assemblea legislativa del 2 maggio 2007 n°112 ha voluto indirizzare l'attività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

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".

Infatti, per quanto riguarda l'inquadramento dell'area di interesse rispetto alla pericolosità sismica locale, con riferimento alla Tav QC12 "Carta della pericolosità sismica locale" del PSC di Pontenure, in conformità con la "carta delle aree suscettibili di effetti sismici

località del PTCP vigente della Provincia di Piacenza (cfr. Tav A4.2): l'area in esame è ascritta nella classe D: "depositi detritici, depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o indifferenziati, substrato roccioso con $V_s < 800$ m/s e assimilati", dove gli eventuali effetti di sito sono solo quelli dovuti all'amplificazione litologica.



Stralcio Tav. QC12 "Carta della pericolosità sismica locale" del PSC comunale

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

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

Tutto ciò premesso, in merito al valore di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo per l'area in esame, si è fatto riferimento a quanto contenuto nell'allegato A4 del DGR 630/2019 dove vengono forniti per l'intero territorio regionale i valori di a_g riferiti ad un reticolo di nodi con passo 0,05 gradi (consultabile nel sito web del "Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli" della RER).

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

$$a_{refg} = 0,0914g \text{ (coordinate nodo } 9^\circ 48' 45'' \text{ long. Est; } 45^\circ 01' 40'' \text{ lat. Nord)}$$



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

6.2. - Valutazione del Fattore di Amplificazione (FA)

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

In base all'ALL. A2 delle citate Linee Guida della RER, applicando nello specifico il contesto geologico definito "Pianura 1", (cfr. § A2.1.2.DGR 630/2019), a fronte di un valore di $Vs_{30} = 434^3$ m/s per l'area in esame si ottengono i seguenti coefficienti di amplificazione:

- F.A. PGA = **1.5**
- F.A. SA1 (0.1s ≤ To ≤ 0.5s) = **1,5**
- F.A. SA2 (0.4s ≤ To ≤ 0.8s) = **1,9**
- F.A. SA3 (0.7s ≤ To ≤ 1,1s) = **2,2**

³ risultato dall'esecuzione dell'indagine Masw

- F.A. SA4 ($0.5s \leq T_o \leq 1.5s$) = **2,0**
- F.A. SI1 ($0.1s \leq T_o \leq 0.5s$) = **1.5**
- F.A. SI2 ($0.5s \leq T_o \leq 1.0s$) = **2.1**
- F.A. SI3 ($1.0s \leq T_o \leq 1.5s$) = **2.0**
- $ASl_{UHS}/\Delta T = 198,401119$
- SCUOTIMENTO ATTESO AL SITO $H_{SM}SA1 = 318,496785$

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

Tenuto quindi conto dell'accelerazione al suolo di riferimento (0,0942g) e del coefficiente di amplificazione definito con la microzonazione dell'area in oggetto (1,5), l'accelerazione alla sommità del deposito (superficie del suolo) risulta essere pari a:

$$a_{max} = 0,0942 \times 1,5 = 0,1413g$$

7.0. - SOLLECITAZIONI SISMICHE

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

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

I valori delle azioni sismiche sono stati precisati dalle NTC di cui al D.M.14/01/08, entrate in vigore dal 01/07/09 e ulteriormente aggiornati nelle "Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni" di cui al D.M.I.T. del 17/01/2018: nella tabella allegata si sono riportati i valori dei parametri a_g (accelerazione orizzontale massima), F_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 $a_g=0,098$ 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 $V_{s30}=434$ m/s ovvero >360 m/s; in tale situazione, il sottosuolo va ascritto 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 $S_s = 1,20$.

Studio Geologico
e.mail: archilli.mario@gmail.com
cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33

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

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:

$$a_{max} = a_g \times S = 0,098 \times 1,2 = 0,118 \text{ g}$$

Immobiliare Villa delle Rose: P.U.A. di via IV Novembre - PONTENURE

categoria di sottosuolo: tipo

B

coordinate del sito: Lat. 45,001624°

Long. 9,779895°

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* elaborati con "Spettri NTC ver.1.0.3" per vita di riferimento VR

= 50 anni

tempo di ritorno Tr	probabilità di eccedenza in 50 anni	parametri del sito per sottosuolo di tipo A			amplificazione stratigrafica		amplificazione topografica St	amplificazione S = S _s x St	accelerazione al suolo a max = a _g x S
		a _g	F _o	T _c [*]	S _s	C _c			
anni	%	g	-	sec	-	-	-	-	g
30 = SLO	81	0,034	2,535	0,210	1,200	1,503	1,000	1,200	0,041
50 = SLD	63	0,042	2,553	0,236	1,200	1,468	1,000	1,200	0,050
72	50	0,049	2,535	0,249	1,200	1,453	1,000	1,200	0,059
101	39	0,055	2,555	0,261	1,200	1,439	1,000	1,200	0,066
140	30	0,062	2,565	0,272	1,200	1,427	1,000	1,200	0,074
201	22	0,072	2,547	0,278	1,200	1,421	1,000	1,200	0,086
475 = SLV	10	0,098	2,538	0,291	1,200	1,408	1,000	1,200	0,118
975 = SLC	5	0,125	2,518	0,299	1,200	1,400	1,000	1,200	0,150
2475	2	0,169	2,522	0,307	1,200	1,393	1,000	1,200	0,203

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

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale per sottosuolo di tipo A

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

7.2. - Verifica alla liquefazione

Il rischio di liquefazione indotta da eventi sismici concerne i depositi granulari ghiaio-sabbiosi e sabbiosi saturi d'acqua: quindi nel caso in esame tale fenomeno può coinvolgere il sottosuolo ghiaioso oltre 8 m circa dal piano di campagna.

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

- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di free-field) inferiori a 0.1g ($a < 1 \text{ m/secq}$);
- 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 $N60 > 30$;
- 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 8 metri dal p.c., può essere escluso dal momento che la resistenza penetrometrica normalizzata di tali depositi risulta $N60 \geq 51$.

Inoltre il rischio di liquefazione del sottosuolo ghiaio-sabbioso saturo oltre i 10/12 m di profondità, può essere ulteriormente escluso dal momento che i depositi sulla verticale dell'area in esame sono caratterizzati da valori delle onde di taglio V_{s1} (normalizzati alla pressione atmosferica: cfr. tabella allegata), non inferiori a 400 m/s; come è noto, in base a quanto riportato in "Liquefaction resistance of soils: Summary Report from the 1996 NCEER

and 1998 NCEER/NSF workshops” del 2001, il fenomeno di liquefazione può verificarsi solo se V_s è inferiore ad un valore di soglia di 215 m/s.

7.3. - Parametri di disaggregazione

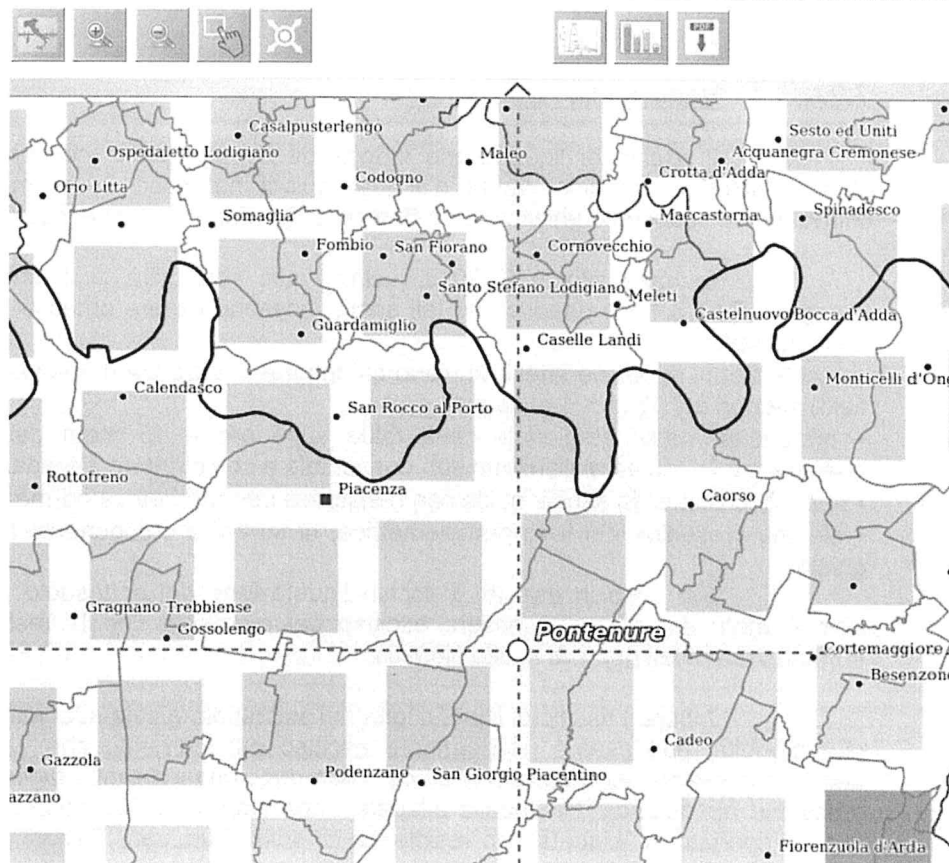
Lo studio di disaggregazione di ag, con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, permette di individuare per l'area in esame, il *range* della coppia magnitudo-distanza che incide maggiormente sulla sismicità dell'area.

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

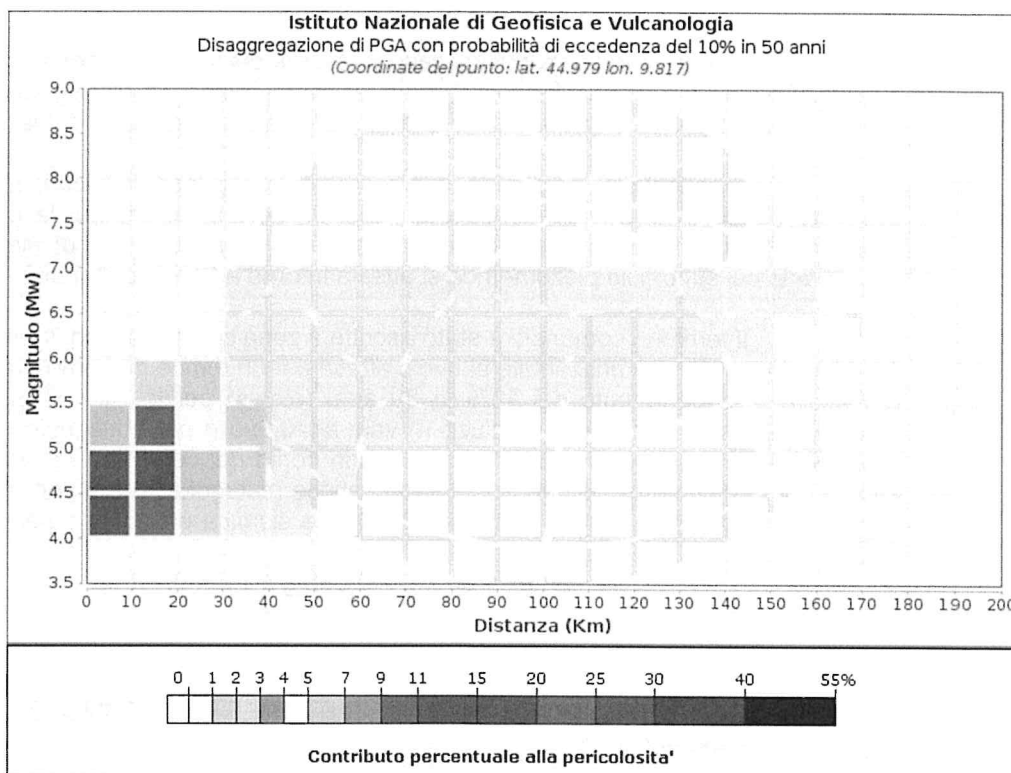
Tale elaborazione indica che gli eventi che contribuiscono alla sismicità dell'area sono contraddistinti da una magnitudo compresa tra 4,0 e 5, con valori medi di circa 4,85 e distanze epicentrali inferiori a 40 km, con valori medi di 15,2 km; si tratta pertanto di un'area contraddistinta da una sismicità 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.

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1



Mappa pericolosità sismica tratta da Progetto DCP – INGV – S1



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

Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto: lat. 44.979 lon. 9.817)											
Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	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	0.0000	13.4000	18.1000	6.4200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	9.2100	17.6000	9.9800	2.4200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	2.0000	5.5300	4.6400	1.8200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.1440	1.2900	1.8100	0.9650	0.0426	0.0071	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0009	0.2240	0.8450	0.7240	0.2800	0.0495	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0194	0.3100	0.4850	0.3260	0.0622	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0802	0.2660	0.2380	0.0484	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0142	0.1310	0.1390	0.0293	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0523	0.0824	0.0189	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0160	0.0479	0.0126	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0037	0.0273	0.0084	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0145	0.0055	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0062	0.0031	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0022	0.0015	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0006	0.0007	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.85	15.2	0.935

Valori di magnitudo-distanza con relativa probabilità 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 e argillosa di alcuni metri di 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 intorno a 8 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 $VR=50$ anni e classe d'uso II) vale $a_g=0,098$ 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:

$$a_{max} = a_g \times S = 0,098 \text{ g} \times 1,2 = 0,118 \text{ g}$$

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

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

Le prove penetrometriche hanno confermato che il substrato ghiaioso giace a poco meno di 8/9 metri al di sotto dell'attuale p. di c. mentre l'orizzonte più superficiale prevalentemente limo-sabbioso ed incoerente, presenta uno spessore che varia da un minimo di 1,8 a circa 2,4 m sotto il p.c. attuale.

Il piano di posa delle fondazioni dei futuri fabbricati, sia nel caso fossero dotati di piano seminterrato o se privi di seminterrato, sarà attestato entro l'orizzonte superficiale summenzionato, caratterizzato da eterogenea e non trascurabile compressibilità: per tali motivi si sconsiglia l'esecuzione di fondazioni isolate; le fondazioni dovranno preferibilmente essere continue, perimetrali e trasversali tra loro collegate, a costituire un vero e proprio reticolo.

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

- comportamento meccanico: incoerente
- resistenza all'avanzamento: $q_c = 47 \text{ kg/cm}^2$
- angolo d'attrito drenato residuo a volume costante: $\phi'_{CV} = 30^\circ$
- resistenza normalizzata S.P.T.: $N_{60} = 14$
- modulo elastico: $E_o = 756 \text{ kg/cm}^2$
- modulo edometrico: $E_{ed} = 508 \text{ kg/cm}^2$
- peso di volume naturale sopra falda: $\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$

Il carico unitario ammissibile delle opere di fondazione a fronte del rischio di rottura del sedime limoso-sabbioso 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:

- γ_1 = peso di volume del terreno sopra il piano di posa;
- γ_2 = peso di volume del terreno sotto il piano di posa;
- γ_r = coefficiente parziale di sicurezza a rottura;
- $N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \times e^{(p \times \text{tg}(\varphi))}$;
- $N_g = 2 \times (N_q - 1) \times \text{tg}(\varphi)$;
- $S_q = 1 + B'/L' \times \text{sen}(\varphi)$; $S_\gamma = 1 - 0,3 \times B'/L'$
- $I_q = (1 - T/N)^m$; $I_\gamma = (1 - T/N)^{m+1}$ ove:
 $m = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$
 T = forza orizzontale agente sulla fondazione concordemente a B
 N = 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_{max} (cfr. NTC 2018, Tab.7.11.I);
- D_f = incastro di fondazione, pari al dislivello tra piano inferiore di calpestio e piano di sedime;
- B' = $(B - 2e)$ = larghezza efficace di base fondazione (e = eccentricità concorde alla larghezza geometrica B);
- L' = $(L - 2e)$ = lunghezza efficace di base fondazione (e = eccentricità concorde alla lunghezza geometrica L);
- $q_0 = \gamma_1 \times D_f$ = 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 limo-sabbioso sotto il piano di posa;
- $D_f = 1 \text{ m}$ = minimo valore dell'incastro di fondazione;
- $\varphi'_r = 30^\circ$ = angolo d'attrito drenato a volume costante del terreno di fondazione;
- $e = 0$ (in assenza di apprezzabili eccentricità);
- $T = N \times a_{\text{max}}$ = in assenza di altre azioni orizzontali oltre a quelle del sisma, essendo $a_{\text{max}} = 0,118$, ferma restando l'esigenza che il Progettista verifichi il carico ammissibile in funzione del periodo proprio della struttura.

I valori di γ_R e φ 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:
 $\gamma_R = 1,8$; $\varphi = \arctan[\text{tan}(\varphi'_r)/1,25] = \arctan[\text{tan}(30^\circ)/1,25] \sim 25^\circ$;
- **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 limo-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:

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

ove:

- w = cedimento espresso in millimetri;
- $f_s = [(1,25 \times L'/B') / (L'/B' + 0,25)]^2$ = coeff. di forma;
- $f_h = d_h / z \times (2 - d_h / z)$ essendo d_h = spessore strato, $z = 10^{\log(B') \times 0,75} \leq 2B'$;
- $f_t = 1 + R_3 + R_x \log(t/3) = 1,4$ assumendo nel caso in esame $t = 10$ anni ed essendo:
 per carichi statici: $R_3 = 0,3$, $R_x = 0,2$;

- $B' = B - 2e$ = larghezza efficace di base fondazione (in metri);
- $l_c = 1,706 / [(N_{60})^{1,4}]$ per attendibilità del 50%, assumendo $N_{60} = 30$ = valore caratteristico della resistenza a S.P.T. del terreno di fondazione (ridotto per tener conto di eventuali inclusi lapidei);
- 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; il cedimento differenziale sarà tanto minore quanto più uniforme sarà il sovraccarico trasmesso sul piano di sedime.

FONDAZIONI CONTINUE

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 $B' = B - 2e$ crescente da 0,6 a 1,6 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:
 $29,9 \leq q_{amm} \leq 44,0$ t/mq da cui:
 $17,9 \leq N \leq 70,3$ tonn x metro lineare
 cedimento assoluto: $18 < w < 51$ mm
 coeff. di sottofondo: $0,86 \leq K_b \leq 1,66$ kg/cm³
- in conformità alla combinazione A2+M2+R2:
 $9,7 \leq q_{amm} \leq 13,1$ t/mq da cui:
 $5,8 \leq N \leq 21,0$ tonn x metro lineare
 cedimento assoluto: $5 < w < 14$ mm
 coeff. di sottofondo: $0,93 \leq K_b \leq 1,84$ kg/cm³
- **in conformità alla combinazione A1+M1+R3:**
 $14,1 \leq q_{amm} \leq 20,2$ t/mq da cui:
 $8,5 \leq N \leq 32,4$ tonn x metro lineare
 cedimento assoluto: $8 < w < 23$ mm
 coeff. di sottofondo: $0,90 \leq K_b \leq 1,75$ kg/cm³

8.2. - Scorrimento

Per la verifica della sicurezza allo scorrimento sul terreno di fondazione di natura ghiaiosa, 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:
 $S_d = N' \times \tan(\varphi_{cv}) / \gamma M / \gamma R = N' \times \tan(30^\circ) / 1,0 / 1,0 = N' \times 0,57$
- per la combinazione A2+M2+R2:
 $S_d = N' \times \tan(\varphi_{cv}) / \gamma M / \gamma R = N' \times \tan(30^\circ) / 1,25 / 1,1 = N' \times 0,419$
- **per la combinazione A1+M1+R3:**
 $S_d = N' \times \tan(\varphi_{cv}) / \gamma M / \gamma R = N' \times \tan(30^\circ) / 1,0 / 1,1 = N' \times 0,518$

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

8.3. - Fronti di scavo ed eventuali muri di sostegno

Sulla scorta della stratigrafia desunta dalle prove CPT eseguite, i fronti di scavo di eventuali piani seminterrati, risulteranno in parte scavati entro l'orizzonte superficiale di mediocre consistenza a matrice prevalentemente limosa e limo-sabbiosa, caratterizzato da valori di angolo d'attrito drenato $\varphi_{cv} = 30^\circ$.

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

Per garantirne la stabilità, sarebbe opportuno che il fronte medesima venisse profilato con inclinazione non superiore all'angolo d'attrito drenato del materiale.

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

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

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

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

9.0. – CONCLUSIONI E SUGGERIMENTI

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

9.1. – Aspetti sismici

L'area (AMBITO R1), è pianeggiante e stabile; non sono presenti fenomeni geologici e geomorfologici attivi in grado di comprometterne la stabilità; il suolo di fondazione dal punto di vista sismico, è classificato in "categoria B"; la successione stratigrafica è rappresentata da depositi superficiali limo-sabbiosi e limo-argillosi che ricoprono più profondi depositi ghiaioso-sabbiosi di elevato addensamento.

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

Fattori di amplificazione sismica per la valutazione degli effetti litologici

- F.A. PGA = **1.5**
- F.A. SA1 (0.1s ≤ To ≤ 0.5s) = **1,5**
- F.A. SA2 (0.4s ≤ To ≤ 0.8s) = **1,9**
- F.A. SA3 (0.7s ≤ To ≤ 1,1s) = **2,2**
- F.A. SA4 (0.5s ≤ To ≤ 1.5s) = **2,0**
- F.A. SI1 (0.1s ≤ To ≤ 0.5s) = **1.5**
- F.A. SI2 (0.5s ≤ To ≤ 1.0s) = **2.1**
- F.A. SI3 (1.0s ≤ To ≤ 1.5s) = **2.0**
- - ASI_{UHS}/ΔT = 198,401119
- - SCUOTIMENTO ATTESO AL SITO H_{SM}SA1 = 318,496785

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito secondo DGR n°630/2019

$$a_{\max} = 0,0942 \times 1,5 = 0,1413g$$

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

$$a_{\max} = a_g \times S = 0,098 \times 1,2 = 0,118 g$$

Frequenza caratteristica di risonanza del sito

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

9.2. - Assetto del sottosuolo

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

9.3. - Smaltimento acque meteoriche dalle coperture di progetto

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

9.4. - Fondazioni delle future opere edilizie

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

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

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

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

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

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

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

Piacenza, 05/11/2021

Dott. Geol. Mario Archilli



PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT

Formule utilizzate

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT - PARAMETRI GEOTECNICI

Simboli:

qc = resistenza unitaria alla punta
 qt >= 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
 $Qt1 = (qt - \sigma_{vo}) / (\sigma'_{vo})$
 $Fr = fs / (qt - \sigma_{vo}) \times 100\%$
 $Ic = (3,47 - \log Qt1)^2 + (1,22 + \log Fr)^2 \times 0,5$ (ROBERTSON, 2012)
 $Qtn = [(qt - \sigma_{vo}) / Pa] / (Pa / \sigma'_{vo})^n$ ove $n = 0,381 \times Ic + 0,05 \times (\sigma'_{vo} / Pa) - 0,15$ <= 1,0 (ROBERTSON, 2012)
 $Qtn\ CS = Kc \times Qtn$ ove $Kc = f(Ic)$ = resistenza equivalente per sabbie pulite (ROBERTSON 1998, 2012)
 $N60 = qt / Pa \times 10^{(1,1268 - 0,2817 \times Ic)}$ = NSPT (ROBERTSON, 2012)

terreni incoerenti = Ic < 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 $E' = 0,015 \times (qt - \sigma_{vo}) \times 10^{(0,55 \times Ic + 0,68)}$ (ROBERTSON, 2012)

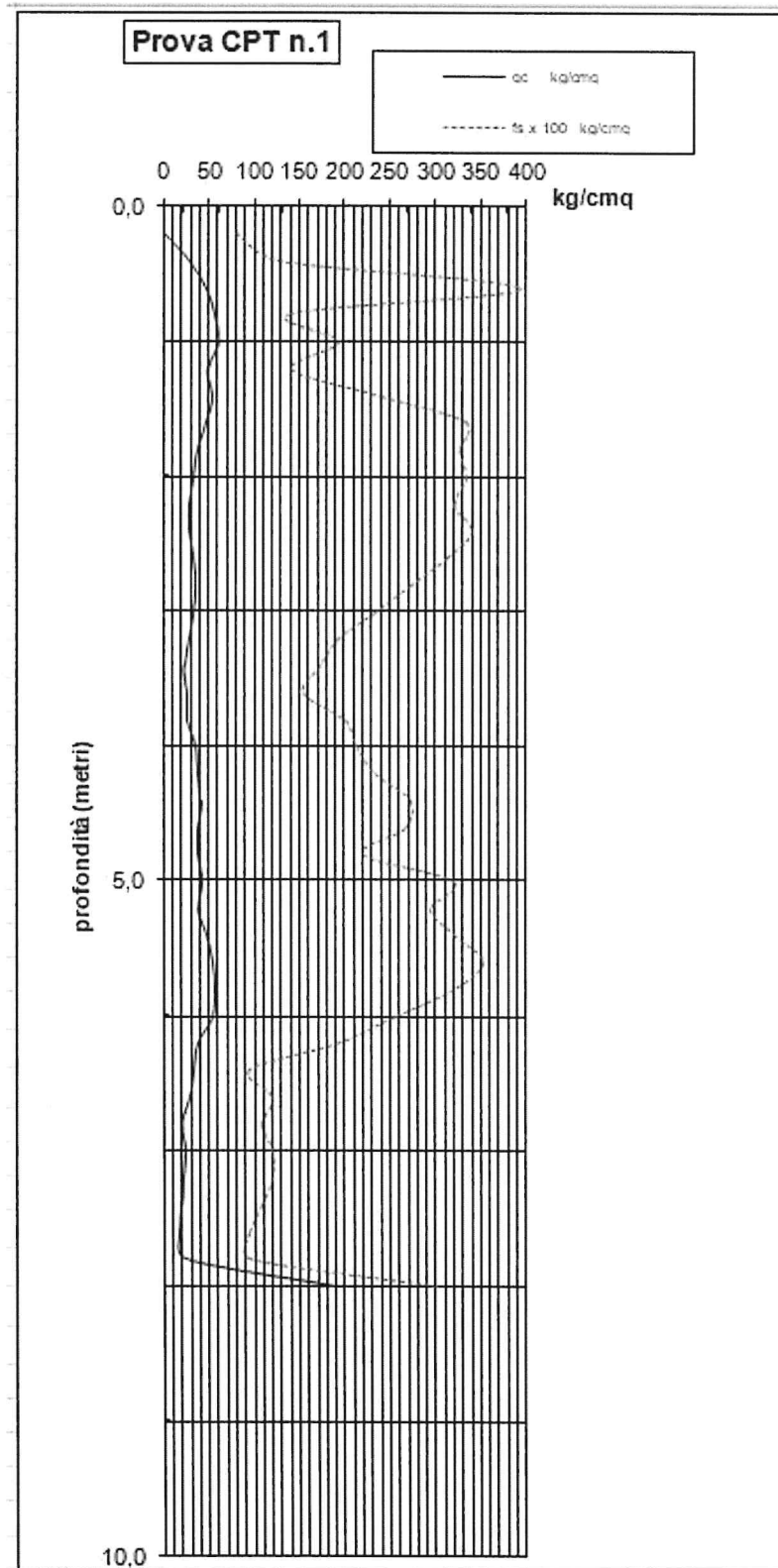
terreni coesivi = Ic > 2,6 (ROBERTSON, 2012):
 coesione non drenata: $c_u = (qt - \sigma_{vo}) / Nk$ ove $Nk = 10,5 + 7 \times \log(Fr)$ (ROBERTSON, 2012)
 angolo d'attrito di picco: $\phi_p = \arcsin(2 \times c_u / (\sigma'_{vo} \times OCR^{0,6}))$ (rif. MAYNE 2001)
 sensibilità: $St = c_u / c_u r = 7 / Fr$ ove $c_u r$ = 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: $E_{ed} = \alpha M \times (qt - \sigma_{vo})$ ove:
 $\alpha M = 14$ se $Ic > 2,2$, $Qtn > 14$; $\alpha M = Qtn$ se $Ic > 2,2$, $Qtn < 14$; $\alpha M = 0,03 \times 10^{(0,55 \times Ic + 1,68)}$ se $Ic < 2,2$ (ROBERTSON, 2012)
 modulo di taglio a piccole deformazioni: $G_0 = 0,0188 \times (qt - \sigma_{vo}) \times 10^{(0,55 \times Ic + 1,68)}$ (ROBERTSON, 2012)

coeff. di permeabilità: K (m/s) = $10^{(0,952 - 3,04 \times Ic)}$ se $1 < Ic < 3,27$; $K = 10^{(-4,52 - 1,37 \times Ic)}$ se $3,27 < Ic < 4$ (GREGG, 2010)
 velocità onde di taglio: V_s (m/s) = $(10^{(0,55 \times Ic + 1,68)}) \times Qtn^{0,3}$ (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
cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33

parametri geotecnici locali >9.0

profondità superficie piezometrica: metri >9.0

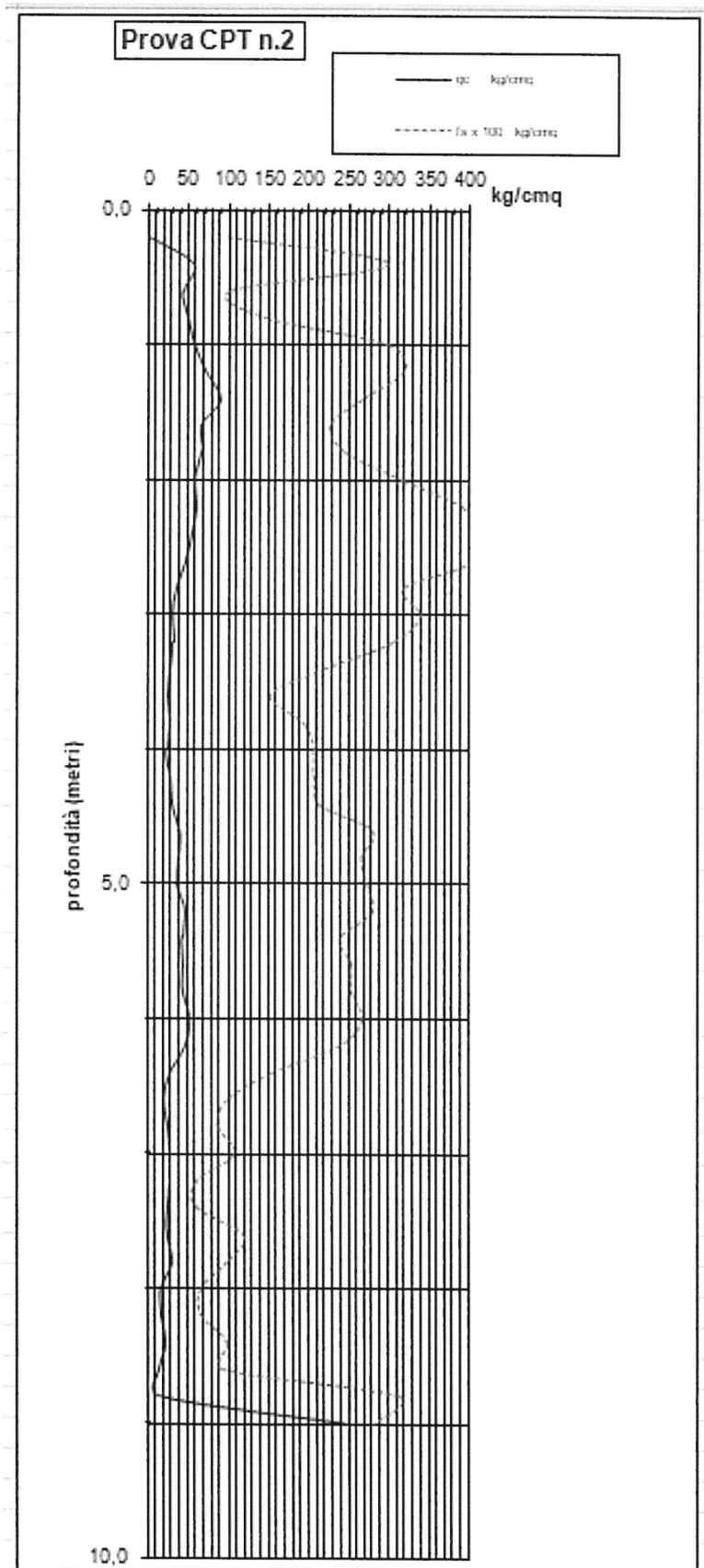
- parametri geotecnici locali -

profondità m	CPT n.1	oc kg/cm ²	fs kg/cm ²	Rf = 100xfs/σv	γ t/m ³	uo t/m ³	σv' kg/cm ²	σv kg/cm ²	σv' kg/cm ²	σv kg/cm ²	Q ₁₁	Fr %	lc %	N60 cel/30 cm	n.	Q _{in}	Kc	D _{ln} CS	Dr %	φ _p %	tcv	Nk	cu kg/cm ²	φ _{clay} %	Sk subcur	OCR	αM	E _{ed} kg/cm ²	Go kg/cm ²	E' ₁ kg/cm ²	K	Vs m/s	
0.40		28	127	4.5	1.9	0.00	0.02	0.02	0.02	1447	4.5	1.9	7.2	8	0.58	271	1.2	322	88	44	≈315					16	446	280	223		≈1.9E-05	122	
0.60		46	393	8.6	2.1	0.00	0.06	0.06	0.06	772	8.6	2.2	14.6	9	0.70	333	1.7	581	98	45	≈28.4					14	643	696	566		≈1.9E-06	192	
0.80		56	140	2.5	2.0	0.00	0.10	0.10	0.10	588	2.5	1.9	13.2	8	0.53	189	1.1	206	74	43	≈32.9					14	758	475	379		≈3.7E-05	159	
1.00		60	193	3.2	2.0	0.00	0.14	0.14	0.14	428	3.2	1.9	15.6	8	0.59	191	1.2	231	74	43	≈32.1					16	980	614	490		≈1.3E-05	181	
1.20		49	140	2.9	2.0	0.00	0.18	0.18	0.18	272	2.9	2.0	13.1	6	0.61	139	1.3	176	63	41	≈32.5					17	651	534	426		≈9.1E-06	168	
1.40		54	240	4.4	2.1	0.00	0.26	0.26	0.26	183	4.4	2.2	16.4	9	0.68	152	1.6	239	66	42	≈30.8					22	1190	746	595		≈2.4E-06	199	
1.60		48	333	6.9	2.1	0.00	0.26	0.26	0.26	183	6.9	2.2	16.9	9	0.77	135	2.3	308	62	41	≈28.5					14	668	888	708		≈4.8E-07	217	
1.80		37	327	8.8	2.1	0.00	0.30	0.30	0.30	121	8.9	2.6	14.7	9	0.85	101	4.6	462	54	40	≈24.3					14	514	860	686		≈1.3E-07	214	
2.00		33	333	10.1	2.1	0.00	0.34	0.34	0.34	95	10.2	2.7	14.0	9	0.89	85	9.1	789								14	457	877			≈6.3E-08	216	
2.20		28	320	11.4	2.0	0.00	0.38	0.38	0.38	72	11.6	2.8	12.8	9	0.93	68	4.8	321								14	387	858			≈2.8E-08	214	
2.40		29	340	11.7	2.1	0.00	0.43	0.43	0.43	67	11.9	2.8	13.5	9	0.95	64	5.0	320								14	400	917			≈2.4E-08	221	
2.60		34	313	9.2	2.0	0.00	0.47	0.47	0.47	72	9.3	2.7	14.8	9	0.91	67	4.1	278								14	469	946			≈4.8E-08	224	
2.80		35	273	7.8	2.0	0.00	0.51	0.51	0.51	68	7.9	2.7	14.8	9	0.90	63	8.9	562								14	483	922			≈6.5E-08	221	
3.00		34	233	6.9	2.0	0.00	0.55	0.55	0.55	61	7.0	2.7	14.3	9	0.89	57	8.1	464								14	468	878			≈7.2E-08	216	
3.20		29	193	6.7	2.0	0.00	0.59	0.59	0.59	48	6.8	2.7	12.6	4	0.92	46	4.1	192								14	398	802			≈4.8E-08	206	
3.40		23	173	7.5	2.0	0.00	0.63	0.63	0.63	36	7.7	2.9	10.9	4	0.97	35	5.2	184								14	313	744			≈1.9E-08	199	
3.60		25	159	6.1	2.0	0.00	0.67	0.67	0.67	37	6.3	2.8	11.3	4	0.94	36	4.6	164								19	341	738			≈3.2E-08	198	
3.80		27	200	7.4	2.0	0.00	0.71	0.71	0.71	37	7.6	2.8	12.7	4	0.96	37	5.1	186								19	368	854			≈2.2E-08	213	
4.00		35	213	6.1	2.0	0.00	0.75	0.75	0.75	46	6.2	2.7	15.1	4	0.92	45	4.0	181								25	480	949			≈5.3E-08	225	
4.20		37	233	6.3	2.0	0.00	0.79	0.79	0.79	46	6.4	2.7	16.1	4	0.92	45	4.1	186								25	507	1017			≈4.9E-08	233	
4.40		41	273	6.7	2.0	0.00	0.83	0.83	0.83	49	6.8	2.7	17.9	4	0.93	48	4.1	198								26	562	1131			≈4.9E-08	245	
4.60		38	267	7.0	2.0	0.00	0.87	0.87	0.87	43	7.2	2.8	17.1	4	0.95	43	4.6	194								23	520	1120			≈3.3E-08	244	
4.80		38	220	5.8	2.0	0.00	0.91	0.91	0.91	41	5.9	2.7	16.6	4	0.93	41	4.2	170								21	519	1053			≈4.7E-08	237	
5.00		43	320	7.4	2.1	0.00	0.95	0.95	0.95	44	7.6	2.8	19.5	4	0.96	44	4.6	205								24	589	1282			≈3.1E-08	261	
5.20		38	293	7.7	2.0	0.00	0.99	0.99	0.99	37	7.9	2.8	18.0	4	0.98	37	5.2	193								19	518	1221			≈2.0E-08	255	
5.40		47	320	6.8	2.1	0.00	1.03	1.03	1.03	45	7.0	2.8	20.9	4	0.95	45	4.4	196								24	644	1348			≈3.9E-08	268	
5.60		54	353	6.5	2.1	0.00	1.07	1.07	1.07	49	6.7	2.7	23.4	4	0.94	50	4.1	201								27	741	1470			≈5.2E-08	280	
5.80		56	320	5.7	2.1	0.00	1.11	1.11	1.11	49	5.8	2.7	23.6	4	0.92	50	8.2	406								27	768	1443			≈7.1E-08	277	
6.00		53	253	4.8	2.0	0.00	1.15	1.15	1.15	45	4.9	2.6	21.9	4	0.91	45	6.8	309								24	726	1314			≈8.7E-08	264	
6.20		37	193	5.2	2.0	0.00	1.19	1.19	1.19	30	5.4	2.8	16.9	4	0.97	30	4.7	142								15	501	1103			≈3.0E-08	242	
6.40		32	093	2.9	1.9	0.00	1.23	1.23	1.23	25	3.0	2.7	13.6	4	0.93	25	9.1	230								12	431	827			≈6.3E-08	210	
6.60		29	120	4.1	1.9	0.00	1.27	1.27	1.27	22	4.3	2.8	13.5	4	0.99	22	5.0	110								10	388	895			≈2.3E-08	219	
6.80		20	107	5.3	1.9	0.00	1.31	1.31	1.31	14	5.7	3.0	10.8	3	1.00	14	7.3	103								6	362	795			≈5.0E-09	206	
7.00		24	120	5.0	1.9	0.00	1.35	1.35	1.35	17	5.3	3.0	12.3	3	1.00	17	6.4	108								7	317	876			≈8.4E-09	216	
7.20		21	120	5.7	1.9	0.00	1.39	1.39	1.39	14	6.1	3.1	11.5	3	1.00	14	7.5	106								6	275	858			≈4.3E-09	214	
7.40		20	107	5.3	1.9	0.00	1.42	1.42	1.42	13	5.7	3.1	11.0	3	1.00	13	7.6	99								5	242	822			≈4.0E-09	209	
7.60		16	093	5.8	1.9	0.00	1.46	1.46	1.46	10	6.4	3.2	9.5	3	1.00	10	9.2	92								4	10	145	750			≈1.7E-09	200
7.80		23	093	4.1	1.9	0.00	1.50	1.50	1.50	14	4.3	3.0	11.8	3	1.00	14	6.4	92								6	301	829			≈8.9E-09	210	
8.00		189	3.00	1.6	2.1	0.00	1.54	1.54	1.54	122	1.6	2.0	51.2	6	0.68	140	1.3	179	63	41	≈32.4					18	3331	2087	1665		≈8.2E-06	333	

Parametri geotecnici locali della prova statica CPT

PROVA CPT		n.1		- parametri geotecnici medi -																		
profondità superficie piezometrica: metri		>9,0																				
profondità da m	qc kg/cm ²	fs kg/cm ²	lc	granulometria (cf. ROBERTSON 1990)	comportamento prevalente	spessore m	qc kg/cm ²	fs kg/cm ²	N60 colpi/30 cm	Dr %	φp °	φcv °	cu kg/cm ²	φ clay °	St	OCR	Eed kg/cm ²	Go kg/cm ²	E' kg/cm ²	k m/s	Vs m/s	
0.2	28	1.27	1.9	sabbie cementate																		
0.6	46	3.93	2.2	terre cementate o.n.d.																		
0.8	56	1.40	1.8	sabbie cementate																		
1.0	60	1.93	1.9	sabbie cementate																		
1.2	49	1.40	2.0	sabbie																		
1.4	54	2.40	2.2	terre cementate o.n.d.																		
1.6	48	3.33	2.4	terre cementate o.n.d.																		
1.8	37	3.27	2.6	terre cementate o.n.d.	incoerente	1,6	47	2,21	14	72	42	30,1					756	637	508	≈9,7E-06	182	
2.0	33	3.33	2.7	terre cementate o.n.d.																		
2.2	28	3.20	2.8	terre cementate o.n.d.																		
2.4	29	3.40	2.8	terre cementate o.n.d.																		
2.6	34	3.13	2.7	terre cementate o.n.d.																		
2.8	35	2.73	2.7	terre cementate o.n.d.																		
3.0	34	2.33	2.7	terre cementate o.n.d.																		
3.2	29	1.93	2.7	argille limose																		
3.4	23	1.73	2.9	argille limose																		
3.6	25	1.53	2.8	argille limose																		
3.8	27	2.00	2.8	argille limose																		
4.0	35	2.13	2.7	argille limose																		
4.2	37	2.33	2.7	argille limose																		
4.4	41	2.73	2.7	argille limose																		
4.6	38	2.67	2.8	argille limose																		
4.8	38	2.20	2.7	argille limose																		
5.0	43	3.20	2.8	argille limose																		
5.2	38	2.93	2.8	argille limose																		
5.4	47	3.20	2.8	argille limose																		
5.6	54	3.53	2.7	argille limose																		
5.8	56	3.20	2.7	argille limose																		
6.0	53	2.53	2.6	argille limose																		
6.2	37	1.93	2.8	argille limose																		
6.4	32	0.93	2.7	argille limose																		
6.6	29	1.20	2.8	argille limose	coesivo	4,8	36	2,50	16				2,19	≈26	1,1	27	499	1030		≈4,4E-08	233	
6.8	20	1.07	3.0	argille																		
7.0	24	1.20	3.0	argille																		
7.2	21	1.20	3.1	argille																		
7.4	20	1.07	3.1	argille																		
7.6	16	0.93	3.2	argille																		
7.8	23	0.93	3.0	argille	coesivo	1,2	21	1,07	11				1,23	≈25	1,3	6	257	822		≈5,3E-09	209	
8.0	189	3.00	2.0	sabbie	incoerente	0,2	189	3,00	51	63	41	32,4					3331	2087	1665	≈8,2E-06	333	

Parametri geotecnici medi della prova statica CPT



Studio Geologico
e.mail: archilli.mario@gmail.com
cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33

CPT	profondità superficie piezometrica: metri >9.0										- parametri geotecnici locali -																				
	profondità m	qc kg/cm²	fs kg/cm²	RF = 100xfs/qc	γ ll/mc	uo ll/mc	avo' kg/cm²	avo kg/cm²	QI1	Fr %	Ic	N60 colpi/30 cm	n	Qln	Kc	DlnCS	Dr %	φp	φcv	Nk	cu kg/cm²	φ clay cutcut	Sk	OCR	σM	Eed kg/cm²	Go kg/cm²	E' kg/cm²	K mts	Vs mts	
0.20																															
0.40	56	3.00	1.00	5.4	2.1	0.00	0.02	2775	5.4	1.9	14.8	0.59	561	1.2	695	127	48	≈29.7							17	949	595	475	≈1.1E-05	178	
0.60	43	1.00	0.30	2.3	1.9	0.00	0.06	710	2.3	1.7	9.7	0.50	176	1.0	183	71	42	≈33.3						12	533	334	267	≈5.9E-05	133		
0.80	51	1.47	2.9	2.9	2.0	0.00	0.10	512	2.9	1.8	12.6	0.56	184	1.1	210	73	43	≈32.6						15	755	473	378	≈2.2E-05	159		
1.00	58	3.00	5.2	2.1	0.00	0.14	0.14	414	5.2	2.1	17.1	0.56	213	1.5	316	78	43	≈30.9						21	1209	758	605	≈3.3E-06	201		
1.20	72	3.20	4.4	2.1	0.00	0.18	0.18	396	4.5	2.1	20.5	0.64	216	1.4	300	79	43	≈30.9						20	1405	880	702	≈4.8E-06	216		
1.40	90	2.67	3.0	2.1	0.00	0.22	0.22	403	3.0	1.9	23.1	0.59	216	1.2	257	79	43	≈32.0						16	1431	897	716	≈1.5E-05	216		
1.60	66	2.47	3.4	2.0	0.00	0.26	0.26	249	3.4	2.1	18.7	0.65	156	1.4	216	67	42	≈31.6						19	1281	803	641	≈4.9E-06	207		
1.80	67	2.47	3.7	2.0	0.00	0.30	0.30	219	3.7	2.1	19.7	0.67	148	1.5	220	65	41	≈31.3						21	1395	874	697	≈3.3E-06	216		
2.00	58	3.20	5.5	2.1	0.00	0.35	0.35	167	5.6	2.3	19.6	0.75	128	2.0	262	61	41	≈29.4						14	807	988	788	≈7.5E-07	229		
2.20	61	3.93	6.4	2.1	0.00	0.39	0.39	156	6.5	2.4	21.6	0.78	127	2.3	294	60	41	≈29.5						14	849	1199	908	≈4.9E-07	246		
2.40	55	4.13	7.5	2.1	0.00	0.43	0.43	127	7.6	2.5	20.8	0.83	110	2.9	317	56	40	≈28.5						14	764	1171	934	≈2.2E-07	250		
2.60	48	4.07	8.5	2.1	0.00	0.47	0.47	101	8.6	2.6	19.4	0.87	91	5.6	507				17.0	2.79	≈25	0.8	63	14	665	1157		≈1.1E-07	248		
2.80	35	3.20	9.1	2.1	0.00	0.51	0.51	67	9.3	2.7	15.4	0.92	64	4.3	271				17.3	2.00	≈25	0.8	39	14	483	991		≈4.3E-08	230		
3.00	30	3.40	11.3	2.1	0.00	0.55	0.55	53	11.5	2.9	14.4	0.97	52	5.4	284				17.9	1.64	≈23	0.6	29	14	412	1007		≈1.7E-08	231		
3.20	32	3.07	9.6	2.0	0.00	0.59	0.59	53	9.8	2.8	14.9	0.95	52	4.9	254				17.4	1.80	≈24	0.7	29	14	440	1001		≈2.4E-08	231		
3.40	29	2.20	7.6	2.0	0.00	0.64	0.64	45	7.8	2.8	13.2	0.94	44	4.7	203				16.2	1.44	≈26	1.1	18	14	327	735		≈3.0E-08	215		
3.60	24	1.53	6.4	2.0	0.00	0.67	0.67	35	6.6	2.8	11.1	0.95	34	4.8	165				16.3	1.73	≈25	1.0	21	14	396	860		≈3.2E-08	214		
3.80	29	1.93	6.7	2.0	0.00	0.71	0.71	40	6.8	2.8	13.1	0.94	39	4.6	179				16.7	1.70	≈25	0.9	24	14	325	863		≈1.1E-08	214		
4.00	24	2.07	8.6	2.0	0.00	0.75	0.75	31	8.9	2.9	12.0	1.00	31	6.1	187				17.1	1.36	≈24	0.8	15	14	325	863		≈1.9E-08	220		
4.20	28	2.07	7.4	2.0	0.00	0.79	0.79	34	7.6	2.9	13.3	0.98	34	5.3	180				16.7	1.63	≈25	0.9	17	14	381	911		≈2.4E-08	226		
4.40	31	2.13	6.9	2.0	0.00	0.83	0.83	36	7.1	2.8	14.4	0.96	36	4.9	177				16.4	1.83	≈25	1.0	19	14	422	962		≈3.7E-08	248		
4.60	40	2.80	7.0	2.0	0.00	0.87	0.87	45	7.2	2.8	17.9	0.94	44	4.4	198				16.5	2.37	≈25	1.0	24	14	548	1159		≈3.3E-08	248		
4.80	39	2.67	6.8	2.0	0.00	0.91	0.91	42	7.0	2.8	17.6	0.95	41	4.6	189				16.4	2.32	≈25	1.0	22	14	533	1148		≈3.3E-08	247		
5.00	37	2.73	7.4	2.0	0.00	0.96	0.96	38	7.6	2.8	17.3	0.97	38	5.0	189				16.7	2.16	≈25	0.9	19	14	505	1164		≈2.3E-08	249		
5.20	47	2.80	6.0	2.0	0.00	1.00	1.00	46	6.1	2.7	20.2	0.93	46	10.0	463				16.0	2.88	≈26	1.2	25	14	644	1261		≈5.6E-08	259		
5.40	43	2.40	5.6	2.0	0.00	1.04	1.04	40	5.7	2.7	18.7	0.94	41	4.1	167				15.8	2.66	≈26	1.2	21	14	587	1178		≈4.9E-08	250		
5.60	44	2.53	5.8	2.0	0.00	1.08	1.08	40	5.9	2.7	19.3	0.94	40	4.2	169				15.9	2.70	≈26	1.2	21	14	601	1228		≈4.5E-08	256		
5.80	44	2.53	5.8	2.0	0.00	1.12	1.12	38	5.9	2.7	19.5	0.95	39	4.3	167				15.9	2.70	≈26	1.2	20	14	600	1245		≈4.1E-08	257		
6.00	52	2.67	5.1	2.0	0.00	1.16	1.16	44	5.2	2.7	21.9	0.92	44	8.2	364				15.5	3.27	≈27	1.3	23	14	712	1337		≈7.1E-08	267		
6.20	48	2.40	5.0	2.0	0.00	1.20	1.20	39	5.1	2.7	20.6	0.94	39	9.8	366				15.5	3.03	≈27	1.4	20	14	655	1276		≈5.8E-08	261		
6.40	29	1.53	5.3	2.0	0.00	1.24	1.24	22	5.5	2.9	14.1	1.00	22	5.6	125				15.7	1.77	≈26	1.3	10	14	389	969		≈1.5E-08	227		
6.60	21	1.00	4.8	1.9	0.00	1.28	1.28	15	5.1	3.0	10.9	1.00	15	6.6	102				14.4	1.28	≈26	1.4	7	14	276	778		≈7.5E-09	203		
6.80	25	0.87	3.5	1.9	0.00	1.32	1.32	10	3.7	2.8	11.8	1.00	18	5.2	93				14.4	1.64	≈28	1.9	8	14	332	781		≈2.0E-08	204		
7.00	28	1.07	3.8	1.9	0.00	1.35	1.35	20	4.0	2.8	13.2	1.00	20	5.1	101				14.7	1.81	≈28	1.7	9	14	373	873		≈2.1E-08	215		
7.20	27	0.60	2.2	1.8	0.00	1.39	1.39	18	2.3	2.7	11.8	0.96	19	4.1	77				13.1	1.96	≈31	3.0	8	14	359	721		≈4.9E-08	196		
7.40	24	0.60	2.5	1.8	0.00	1.43	1.43	16	2.7	2.8	11.0	0.99	16	4.8	76				13.5	1.68	≈30	2.6	7	14	316	708		≈2.7E-08	194		
7.60	24	1.20	5.0	1.9	0.00	1.47	1.47	15	5.3	3.0	12.5	1.00	15	6.7	104				15.6	1.45	≈26	1.3	7	14	315	906		≈6.8E-09	220		
7.80	30	1.00	3.3	1.9	0.00	1.50	1.50	19	3.5	2.8	13.9	1.00	19	4.9	93				14.3	1.99	≈28	2.0	9	14	399	906		≈2.5E-08	220		
8.00	17	0.67	3.9	1.8	0.00	1.54	1.54	10	4.3	3.1	9.4	1.00	10	7.8	78				14.9	1.03	≈26	1.6	4	10	155	694		≈3.7E-09	192		
8.20	18	0.67	3.7	1.8	0.00	1.58	1.58	10	4.1	3.1	9.8	1.00	10	7.4	77				14.8	1.11	≈27	1.7	4	10	171	712		≈4.5E-09	195		
8.40	23	1.00	4.3	1.9	0.00	1.62	1.62	13	4.7	3.0	12.1	1.00	13	6.9	91				15.2	1.41	≈28	1.5	6	13	283	875		≈6.1E-09	216		
8.60	15	0.93	6.2	1.9	0.00	1.65	1.65	8	7.0	3.3	9.5	1.00	8	10.6	85				16.4	0.81	≈24	1.0	3	8	108	876		≈9.4E-10	203		
8.80	14	3.13	22.4	2.0	0.00	1.69	1.69	7	25.5	3.7	11.5	1.00	7	18.1	131				20.3	0.61	≈19	0.3	3	7	90	1202		≈2.8E-10	253		
9.00	255																														

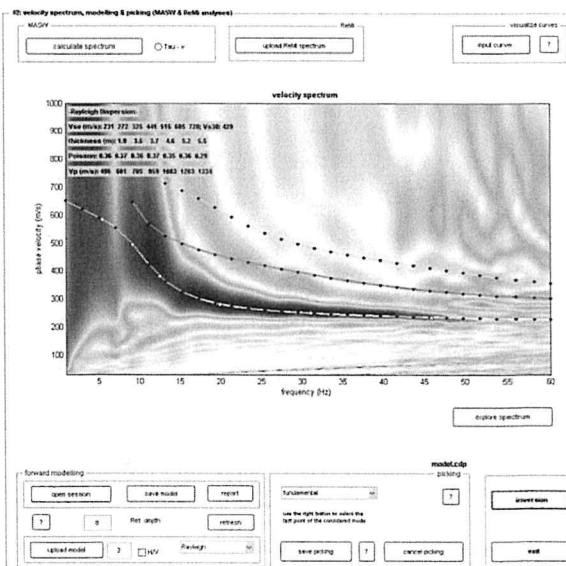
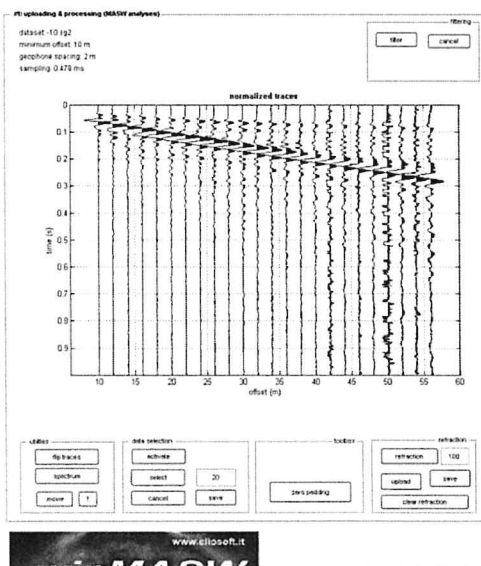
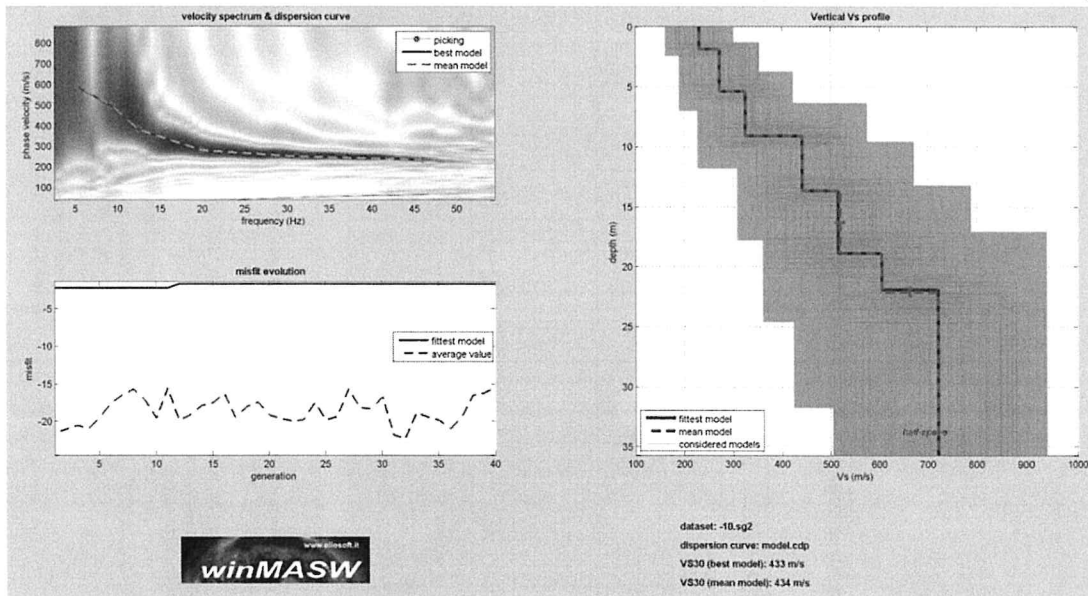
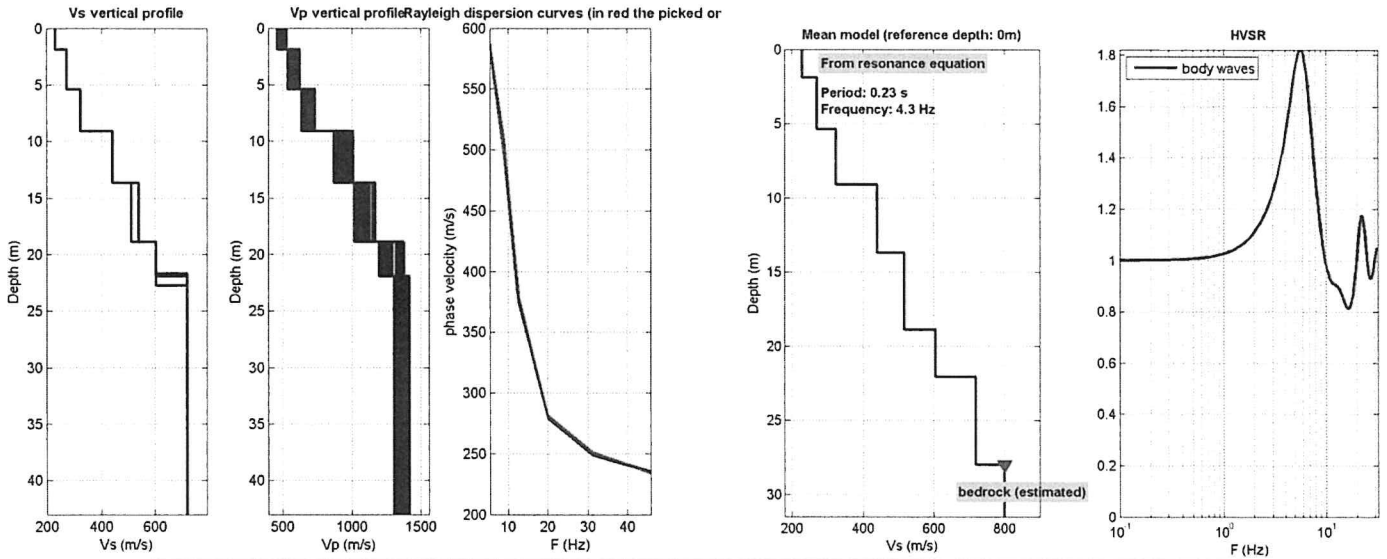
PROVA CP [n.2]		profondità superficie piezometrica: metri >9,0										- parametri geotecnici medi -										
profondità dam	qc kg/cm ² /kg/cm ²	fs kg/cm ²	lc	granulometria (cfr. ROBERTSON 1990)	comportamento prevalente	spessore m	qc kg/cm ²	fs kg/cm ²	N60 colpi/30 cm	Dr %	φp	φov	cu kg/cm ²	ψ clay	St	OCR	Eed	Go	E'	k	Vs	
																	kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	m/s	m/s	
0.2																						
0.4	56	3.00	1.9	sabbie cementate																		
0.6	43	1.00	1.7	sabbie cementate																		
0.8	51	1.47	1.8	sabbie cementate																		
1.0	58	3.00	2.1	terre cementate o.n.d.																		
1.2	72	3.20	2.1	terre cementate o.n.d.																		
1.4	90	2.67	1.9	sabbie cementate																		
1.6	66	2.27	2.1	terre cementate o.n.d.																		
1.8	67	2.47	2.1	terre cementate o.n.d.																		
2.0	58	3.20	2.3	terre cementate o.n.d.																		
2.2	61	3.93	2.4	terre cementate o.n.d.																		
2.4	55	4.13	2.5	terre cementate o.n.d.	incoerente	2.2	62	2.48	18	74	42	30.7				1034	810	646	≈1.1E-05	205		
2.6	48	4.07	2.6	terre cementate o.n.d.																		
2.8	35	3.20	2.7	terre cementate o.n.d.																		
3.0	30	3.40	2.9	argille limose																		
3.2	32	3.07	2.8	argille limose																		
3.4	29	2.20	2.8	argille limose																		
3.6	24	1.53	2.8	argille limose																		
3.8	29	1.93	2.8	argille limose																		
4.0	24	2.07	2.9	argille limose																		
4.2	28	2.07	2.9	argille limose																		
4.4	31	2.13	2.8	argille limose																		
4.6	40	2.80	2.8	argille limose																		
4.8	39	2.67	2.8	argille limose																		
5.0	37	2.73	2.8	argille limose																		
5.2	47	2.80	2.7	argille limose																		
5.4	43	2.40	2.7	argille limose																		
5.6	44	2.53	2.7	argille limose																		
5.8	44	2.53	2.7	argille limose																		
6.0	52	2.67	2.7	argille limose																		
6.2	48	2.40	2.7	argille limose																		
6.4	29	1.53	2.9	argille limose																		
6.6	21	1.00	3.0	argille																		
6.8	25	0.87	2.8	argille limose																		
7.0	28	1.07	2.8	argille limose																		
7.2	27	0.60	2.7	argille limose																		
7.4	24	0.60	2.8	argille limose																		
7.6	24	1.20	3.0	argille																		
7.8	30	1.00	2.8	argille limose	coesivo	5.4	34	2.11	15				2.06	≈26	1.3	20	459	1000	≈3.4E-08	230		
8.0	17	0.67	3.1	argille																		
8.2	18	0.67	3.1	argille																		
8.4	23	1.00	3.0	argille																		
8.6	15	0.93	3.3	argille																		
8.8	14	3.13	3.7	argille organiche	coesivo	1.0	17	1.28	10.47				0.99	≈24	1.2	4	161	852	≈3.1E-09	212		
9.0	255	2.80	1.8	sabbie	incoerente	0.2	255	2.80	61.88	72	42	32.8								≈2.7E-05	348	

Parametri geotecnici medi della prova statica CPT

Studio Geologico
 e.mail: archilli.mario@gmail.com
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33

RAPPORTO SULLO STENDIMENTO MASW



Studio Geologico
 e.mail: archilli_mario@gmail.com
 cell. 335 8039301

29023 FARINI (PC) – Località NICELLI,33

Carico ammissibile alla base di fondazioni continue sul sedime marnoso-siltoso per lo SLV in presenza del sisma di progetto

Categoria di sottosuolo = **B**

Tipo di approccio	cedimento con BURLAND										cedimento con MAYNE																												
	B	L	Df	H2O	e	γ	γ1	γ2	ψ	γM	Nq	Nr	Sq	Sr	a	max	lq	lr	βs	Zr	qo	f(Df)	rR	qlim	q	amm	N	Fs	γt	z	qs	f(D+z)	Sf	N60	w=(N60)	kg/(cm ³)	kg/cm ³	mm	w=(qc.B)
A1+M1+R1	0,6	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,0	18	20	1,0	1,0	0,118	0,78	0,69	0,24	0,98	2,0	1,0	28,2	29,9	17,9	1,01	2,0	0,0	2,0	1,5	>=14	18	1,66	>=47	7	4,43				
	0,8	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,0	18	20	1,0	1,0	0,118	0,79	0,69	0,24	0,98	2,0	1,0	31,1	32,7	26,2	1,01	2,0	0,0	2,0	1,5	>=14	24	1,36	>=47	11	3,03				
	1,0	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,0	18	20	1,0	1,0	0,118	0,79	0,69	0,24	0,98	2,0	1,0	33,9	35,6	35,6	1,01	2,0	0,0	2,0	1,5	>=14	30	1,17	>=47	16	2,23				
	1,2	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,0	18	20	1,0	1,0	0,118	0,79	0,70	0,24	0,98	2,0	1,0	36,8	38,4	46,1	1,01	2,0	0,0	2,0	1,5	>=14	37	1,04	>=47	22	1,72				
	1,4	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,0	18	20	1,0	1,0	0,118	0,79	0,70	0,24	0,98	2,0	1,0	39,6	41,2	57,7	1,01	2,0	0,0	2,0	1,5	>=14	44	0,94	>=47	30	1,38				
A2+M2+R2	1,6	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,0	18	20	1,0	1,0	0,118	0,79	0,70	0,24	0,98	2,0	1,0	42,4	44,0	70,3	1,01	2,0	0,0	2,0	1,4	>=14	51	0,86	>=47	39	1,13				
	0,8	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,25	10	9	1,0	1,0	0,118	0,78	0,69	0,24	0,98	2,0	1,8	7,8	9,7	5,8	1,01	2,0	0,0	2,0	1,5	>=14	5	1,84	>=47	1	13,68				
	1,0	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,25	10	9	1,0	1,0	0,118	0,79	0,69	0,24	0,98	2,0	1,8	8,5	10,4	8,3	1,01	2,0	0,0	2,0	1,5	>=14	7	1,50	>=47	1	9,57				
	1,2	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,25	10	9	1,0	1,0	0,118	0,79	0,69	0,24	0,98	2,0	1,8	9,2	11,1	11,1	1,01	2,0	0,0	2,0	1,5	>=14	9	1,28	>=47	2	7,18				
	1,4	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,25	10	9	1,0	1,0	0,118	0,79	0,70	0,24	0,98	2,0	1,8	9,8	11,8	14,1	1,01	2,0	0,0	2,0	1,5	>=14	10	1,13	>=47	2	5,63				
A1+M1+R3	1,6	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,25	10	9	1,0	1,0	0,118	0,79	0,70	0,24	0,98	2,0	1,8	10,5	12,4	17,4	1,01	2,0	0,0	2,0	1,5	>=14	12	1,02	>=47	3	4,57				
	0,8	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,0	18	20	1,0	1,0	0,118	0,78	0,69	0,24	0,98	2,0	1,8	11,2	13,1	21,0	1,01	2,0	0,0	2,0	1,4	>=14	14	0,93	>=47	3	3,79				
	1,0	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,0	18	20	1,0	1,0	0,118	0,78	0,69	0,24	0,98	2,0	2,3	12,2	14,1	8,5	1,01	2,0	0,0	2,0	1,5	>=14	8	1,75	>=47	2	9,38				
	1,2	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,0	18	20	1,0	1,0	0,118	0,79	0,69	0,24	0,98	2,0	2,3	13,5	15,4	12,3	1,01	2,0	0,0	2,0	1,5	>=14	11	1,43	>=47	2	6,46				
	1,4	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,0	18	20	1,0	1,0	0,118	0,79	0,69	0,24	0,98	2,0	2,3	14,7	16,6	16,6	1,01	2,0	0,0	2,0	1,5	>=14	14	1,23	>=47	3	4,79				
	1,6	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,0	18	20	1,0	1,0	0,118	0,79	0,70	0,24	0,98	2,0	2,3	16,0	17,8	21,4	1,01	2,0	0,0	2,0	1,5	>=14	16	1,08	>=47	5	3,71				
	1,8	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,0	18	20	1,0	1,0	0,118	0,79	0,70	0,24	0,98	2,0	2,3	17,2	19,0	26,7	1,01	2,0	0,0	2,0	1,5	>=14	19	0,98	>=47	6	2,98				
	2,0	10,0	>=1,0	>=8	0,0	2,0	1,5	2,0	30,0	1,0	18	20	1,0	1,0	0,118	0,79	0,70	0,24	0,98	2,0	2,3	18,4	20,2	32,4	1,01	2,0	0,0	2,0	1,4	>=14	23	0,90	>=47	8	2,45				

Simboli: B = larghezza geometrica di base fondazione; L = lunghezza geometrica di base fondazione; Df = incastro di fondazione = minimo dislivello tra piano inferiore di calpestio e piano di sedime
 H2O = livello di falda in piena sotto il 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 2x B' sotto il piano di posa (N.B., sotto livello H2O); γ2 = γ1+1,0 (tmc); γt = peso di volume del terreno rimosso dallo scavo dell'interato
 a max = a x S = accelerazione sismica orizzontale per lo SLV
 B' = B-2e = larghezza efficace di base fondazione; qo = γ x Df
 qlim = (γ1 x Df x Nq x Sq x lq + 0,5 x γ2 x B' x Nr x Sr x lr x Zr - qo) / rR = carico unitario limite (f(αtanφ^{0,7}/4h)); rR
 N = carico assiale ammissibile sul piano di sedime al loro dei coef. di sicurezza parziali
 q amm = N/(B x L) = carico unitario trasmesso sul piano di sedime
 F s = q lim / (q amm - qo) = coef. di sicurezza a rottura
 K0 = q/w = coef. di sottofondo o di Winkler
 cedimento immediato (cfr. BURLAND); w = Sf x Ft x (qs x (B')^{0,7} x lc/3 + (q-qs) x (B')^{0,7} x lc) ove:
 cedimento immediato (cfr. MAYNE); w = (q/qc)² x 2,78 x B' x B' ove:
 q = qammi, qs = γ1 x z + qo, z = approfondimento del piano inferiore di calpestio in progetto rispetto all'attuale