

## **COMUNE DI PONTE DELL'OLIO - PROVINCIA DI PIACENZA**

### **Manifestazione di interesse all'immediata attuazione di parti delle previsioni di Piano Strutturale Comunale - P.S.C. da attuarsi mediante accordi operativi. Ambito di espansione denominato: Ambito di sviluppo residenziale/turistico-residenziale – "R15 Ronco"**

**RICHIEDENTI: Sig.ri MOLINARI Roberto, FACCIOLI Alberto e MINARELLI Simona**

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

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

In allegato al testo:

- cartografia:
- planimetria catastale
- foto aerea
- Tav. A1.5 "tutela ambientale, paesaggistica e storico culturale" del PTCP
- Corografia di inquadramento territoriale CTR 180092
- stralcio Tav. A3.5 "carta del dissesto" del PTCP vigente
  - Tav. SA\_02 "geomorfologia" del PSC comunale
  - Tav. SA\_07 "dissesto" del PSC comunale
  - Tav. SA\_01 "geologia" del PSC comunale
- Carta geologica della RER
  - Tav. SA\_03 "litotecnica" del PSC comunale
  - Tav. SA\_05 "idrogeologia" del PSC comunale
- sismostratigrafia desunta dallo stendimento Masw
- velocità delle onde di taglio Vs e moduli elastici del sottosuolo da stendimento sismico Masw
- PGRA "mappe del Rischio e della Pericolosità Idraulica"
  - Tav. SA\_8b "pericolosità sismica locale"
  - Tav A4.5 "aree suscettibili di effetti sismici locali" del PTCP
- ALL.4 del D.G.R.630 del 29/04/2019
- Mappa delle macrozone geologiche della RER per gli studi sismici
- parametri sismici del sito in conformità alle NTC 2018
  - mappa interattiva di pericolosità sismica da INGV
  - dati di disaggregazione (variabilità in termini di magnitudo/distanza)
- velocità Vs e coeff. di sicurezza alla liquefazione del sottosuolo indagato da linea sismica Masw

Allegati fuori testo:

- rapporto sullo stendimento MASW (da studio precedente in area contermina)
- prova penetrometrica statica CPT P1 (da studio precedente in area contermina):
  - diagramma della prova CPT
  - correlazioni empiriche utilizzate
  - parametri geotecnici dalla prova CPT
  - parametri geotecnici medi dalla prova CPT
- carico ammissibile di fondazioni continue per lo SLV

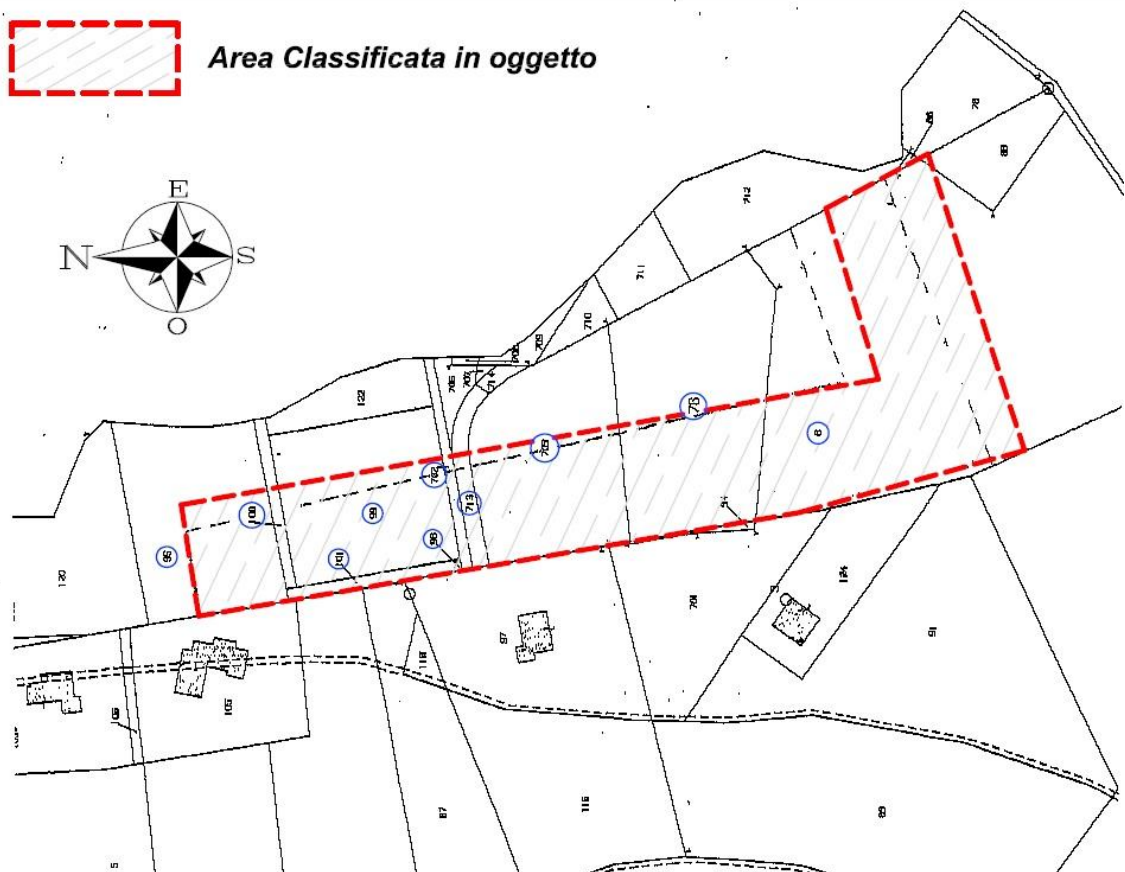
### 1.0. - OPERE IN PROGETTO

L'area in esame è situata all'estremità orientale del territorio del comune di Ponte dell'Olio e precisamente in località Ronco, strada per Santa Maria del Rivo, in sinistra orografica alla valle del torrente Riglio.

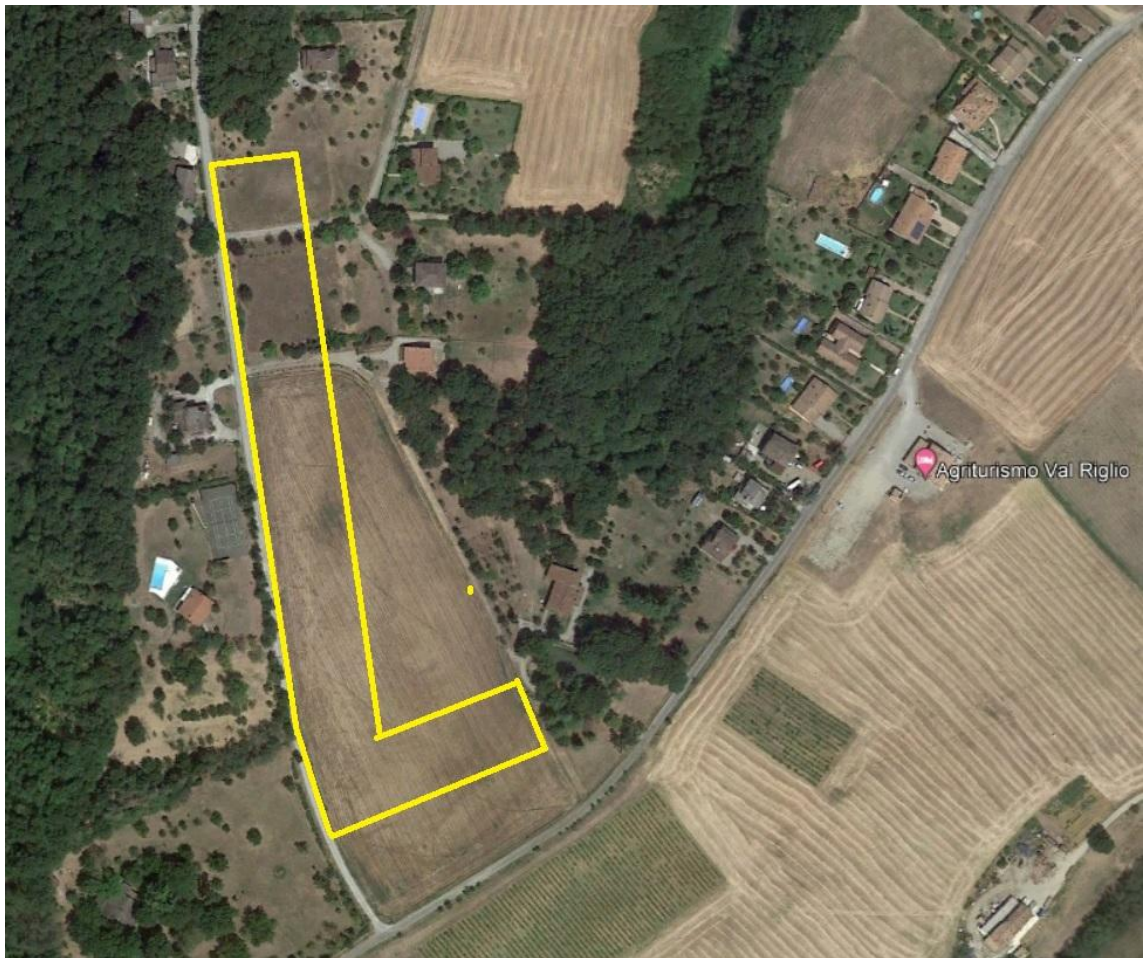
L'area classificata e oggetto del presente studio è censita al catasto terreni del comune di Ponte dell'Olio al Foglio 18, mappali 6,76,95,96,99,100,101,102,702 e 716.

### Estratto Planimetria Catastale

scala 1:2000



*Estratto di Planimetria catastale - comune di Ponte dell'Olio*



*Foto aerea dell'area dell'area oggetto di richiesta di "Manifestazione di interesse"*

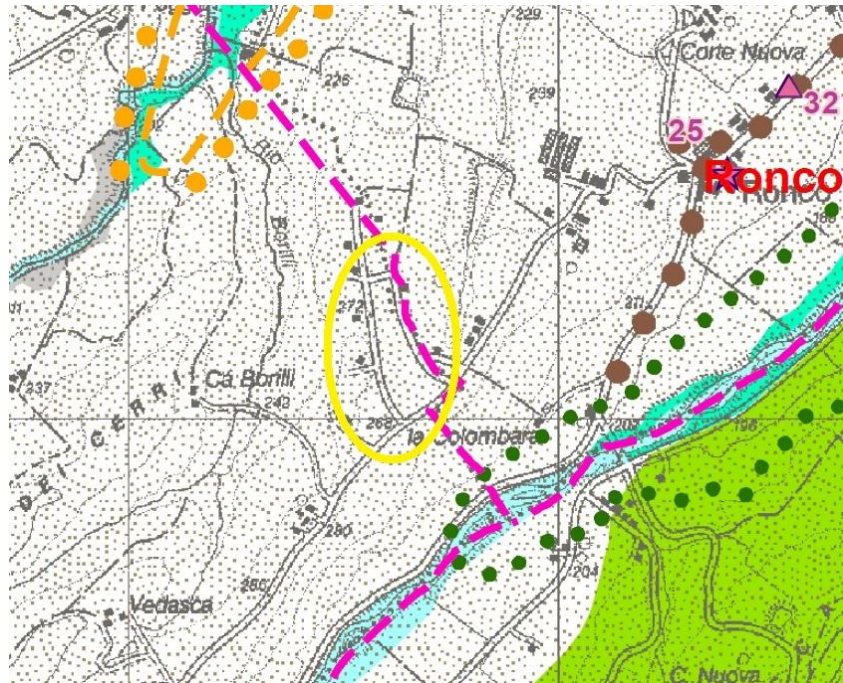
Il progetto in esame consiste in una richiesta di "manifestazione di interesse" per l'immediata attuazione di una previsione di P.S.C. da attuarsi mediante accordi operativi, relativamente all'ambito di espansione residenziale/turistico-residenziale denominato "Ambito di Sviluppo Rt5 Ronco".

L'area è soggetta ai dettami del "vincolo idrogeologico" (art.1 del R.D.L.30 dicembre 1923 n.3267 e s.m.i., (Direttiva regionale concernente le procedure amministrative e le norme tecniche relative alla gestione del vincolo idrogeologico ai sensi ed in attuazione degli artt.148, 149, 150 e 151 della L.R. 21 aprile 1989, n.3), di cui alla Deliberazione della Giunta Regionale 11 luglio 2000, N.1117.

L'area oggetto di intervento corrispondente all'Ambito "Rt5 Ronco", si estende su di una superficie complessiva prossima ai 15.000 mq e sarà suddivisa in n. 8 Lotti destinati all'edificabilità.

L'area in esame, posta all'estremità orientale del territorio comunale di Ponte dell'Olio, in confine con il comune di Carpaneto Piacentino non è soggetta a particolari vincoli e tutele di carattere ambientale, paesaggistico e storico culturale, come evidenziato nell'allegata Tav. A1.5 del PTCP vigente; l'area è soggetta solo ai dettami dell'art.36bis: "zona di tutela dei corpi idrici superficiali e sotterranei"



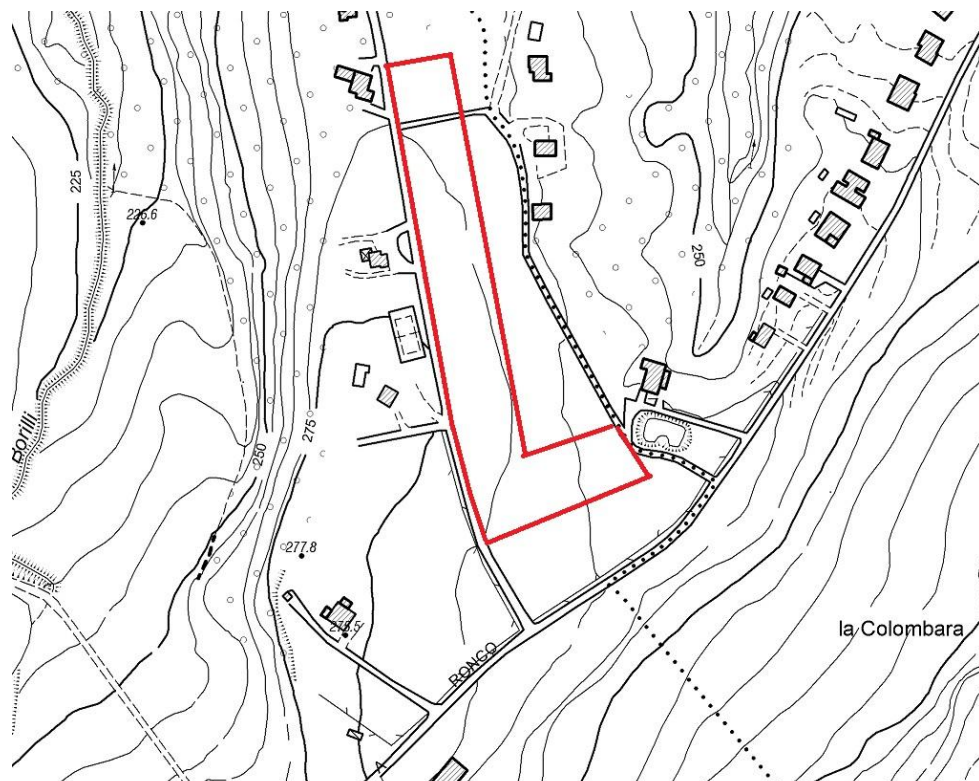


Stralcio Tav. A1.5 "tutela ambientale, paesaggistica e storico culturale" del PTCP vigente

## 2.0. - INQUADRAMENTO GEOLOGICO

### 2.1. - Condizioni geomorfologiche e geolitologiche

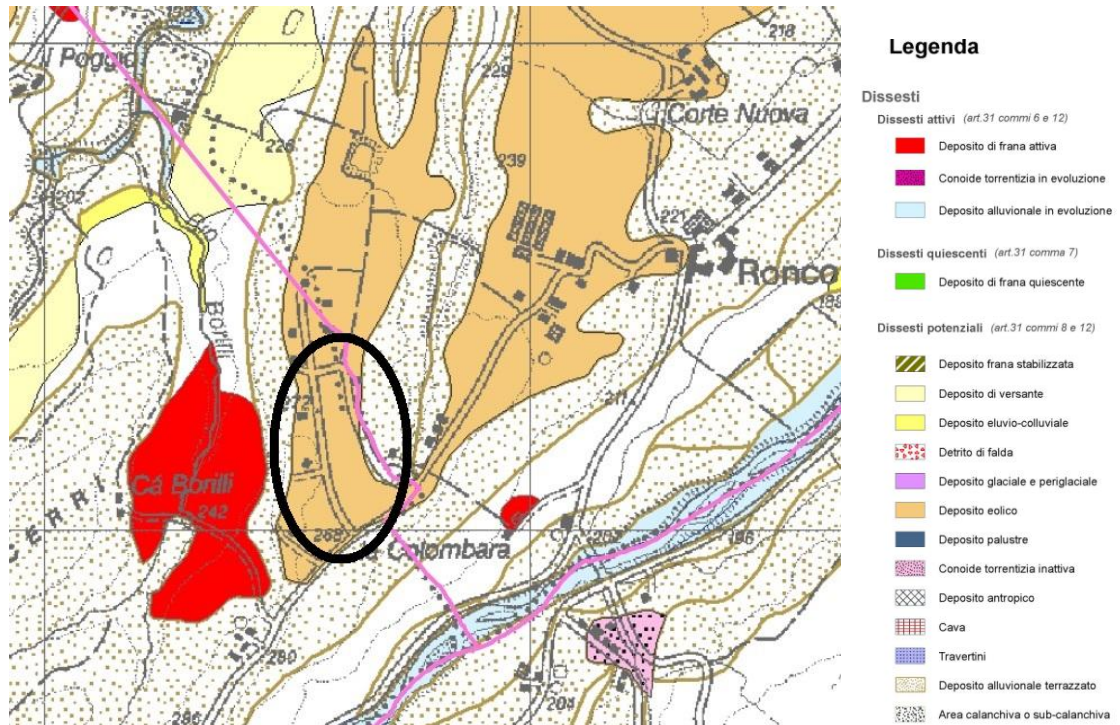
L'area in esame è situata sulla sommità sub pianeggiante di un pianalto collinare terrazzato che si allunga tra l'incisione del Rio Borilli ad Ovest che e la valle del torrente Riglio a Sud-Est; l'area manifesta morfologia regolare in debole declivio verso Ovest e verso Nord con piano di campagna ad una quota prossima a 280 m s.l.m.



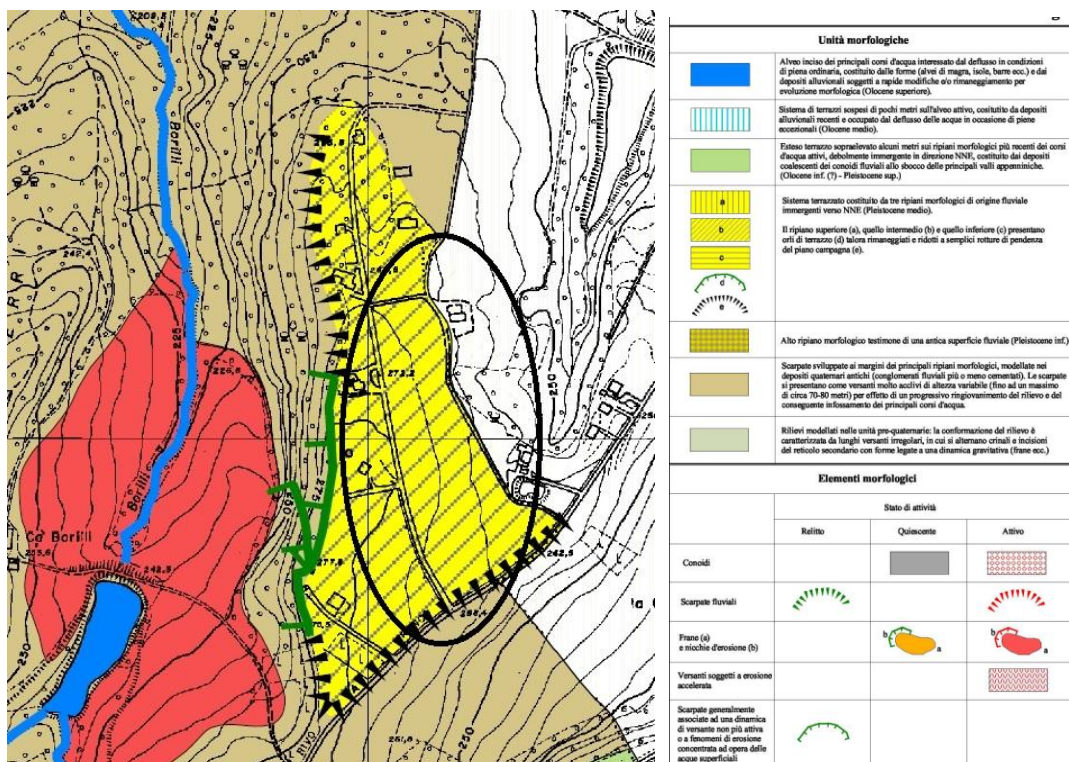
Corografia di inquadramento territoriale: CTR 180092



L'area è del tutto stabile in assenza di qualsiasi erosione o altra forma di dissesto attivo o quiescente; ma la carta del dissesto del PTCP, Tav A3.5, ascrive la zona in esame ai cosiddetti "depositi eolici" rientranti, ai sensi dell'art. 31, commi 8 e 12 delle NTA del Ptcp, nei "dissesti potenziali" per i quali vige quanto disposto per le aree in "frana quiescente", ma con esclusione dei depositi alluvionali terrazzati purché siano posti a sufficiente distanza dalle aree soggette alla dinamica fluviale/torrentizia (quale il caso in esame).

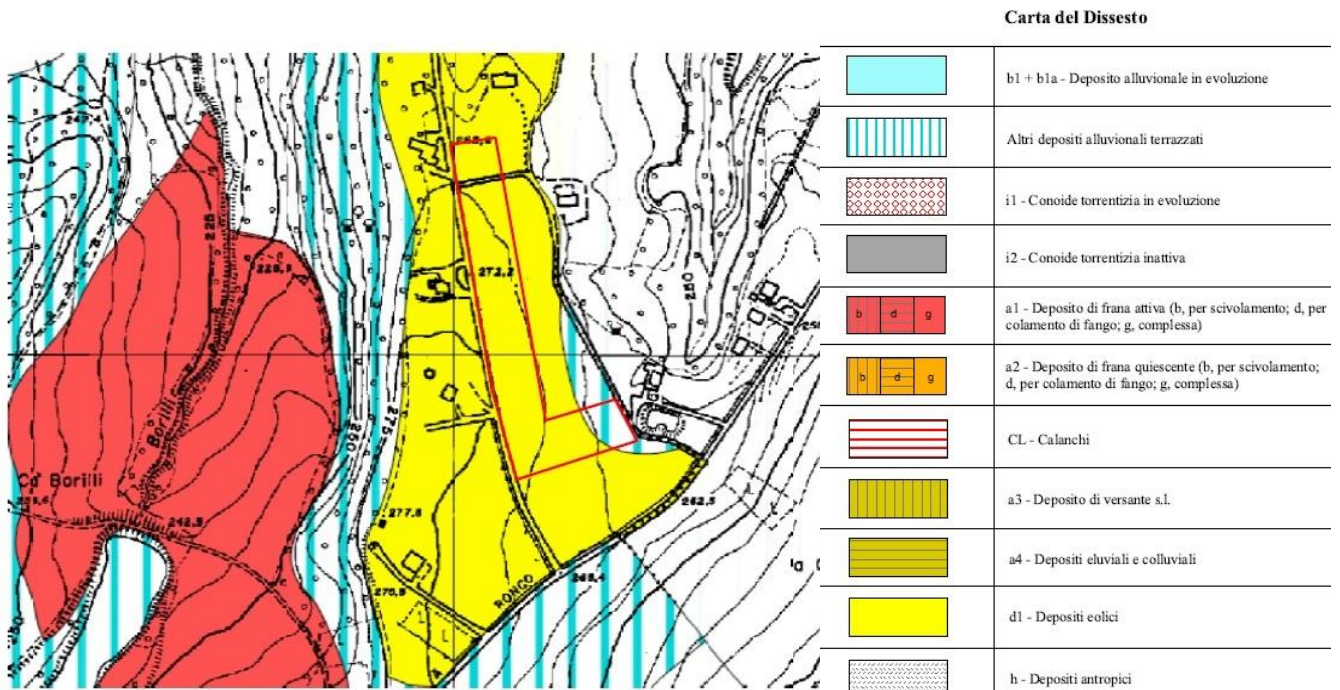


Stralcio Tav. A3.5 "carta del dissesto" del PTCP vigente



Stralcio Tav. SA\_02 "Geomorfologia" del PSC comunale e relativa legenda

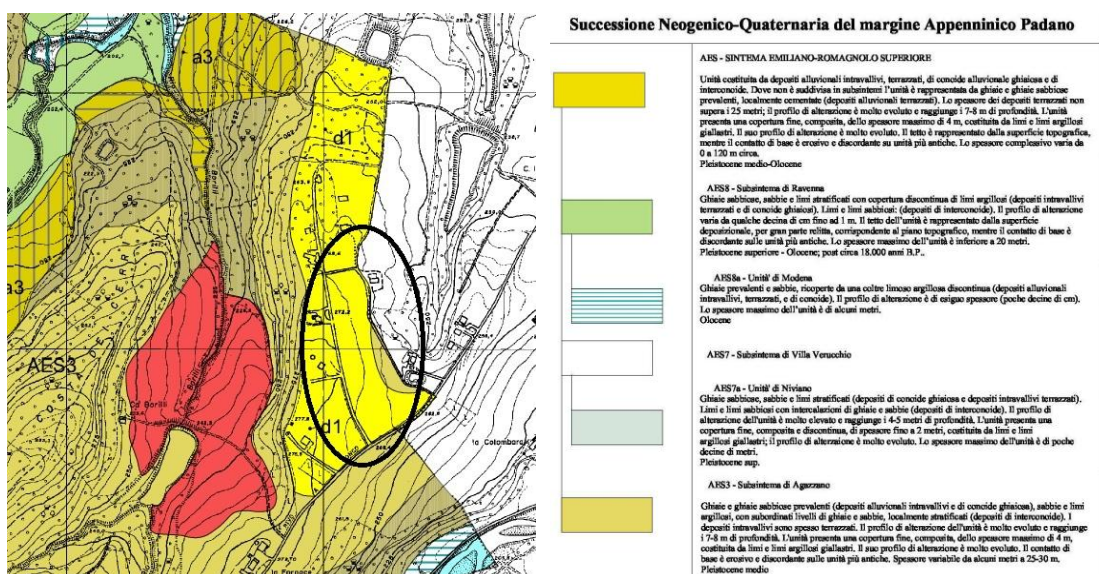




Stralcio Tav. SA\_07 "Carta del dissesto" del PSC comunale e relativa legenda

Il substrato geolitologico è qui rappresentato dai depositi del Pleistocene Sup appartenenti ai depositi alluvionali terrazzati del pedemonte (Fluviale Riss della Carta Geologica d'Italia scala 1:100.000), costituiti da alternanze di ghiaie, sabbie e limi stratificati, celati in superficie da una spessa coltre di limi variamente argillosi e/o sabbiosi di apporto eolico.

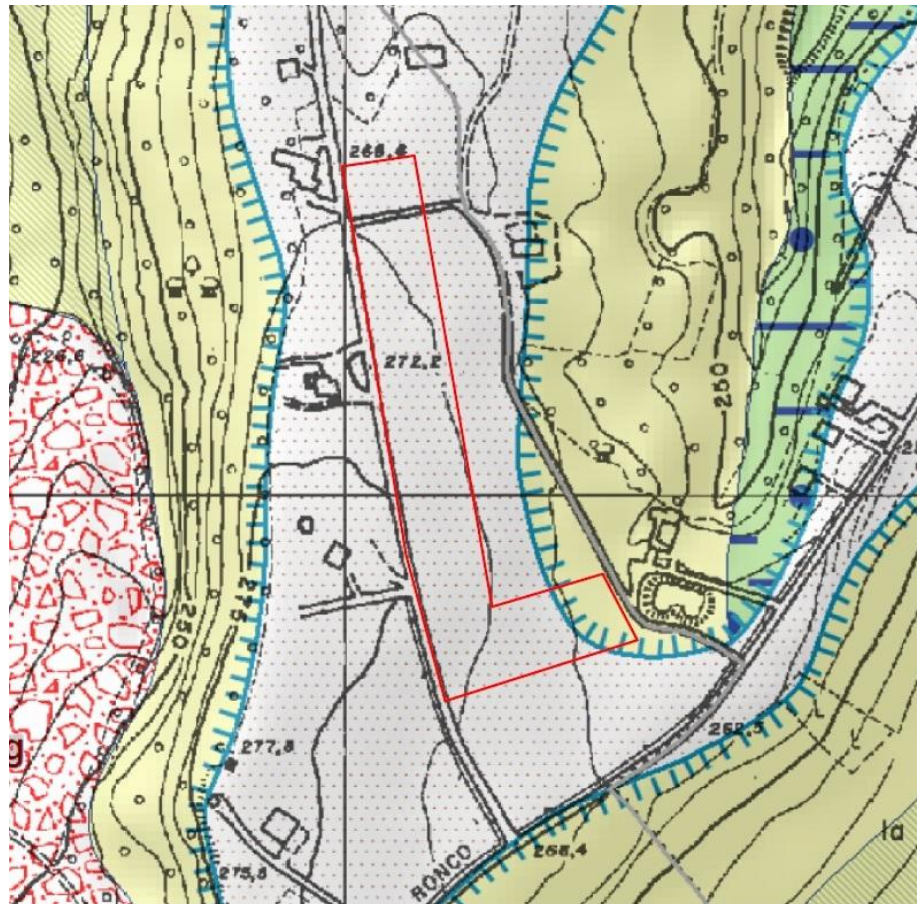
Secondo la più recente "CARTA GEOLOGICA DELLA PIANURA", basata sulla nuova ricostruzione stratigrafica adottata dalla RER, che distingue unità allostratigrafiche legate a cicli di eventi deposizionali (UBSU o sintemi<sup>1</sup>), nell'area indagata il sottosuolo appartiene ai depositi del Subsistema di Agazzano (AES3 in carta citata): trattasi nel complesso di depositi intravallivi terrazzati costituiti da ghiaie-sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi-argillosi e limi-sabbiosi di apporto eolico (d1 nella tav SA.01 "geologia" del QC del PSC comunale): più in profondità tali depositi inglobano banchi di conglomerato.



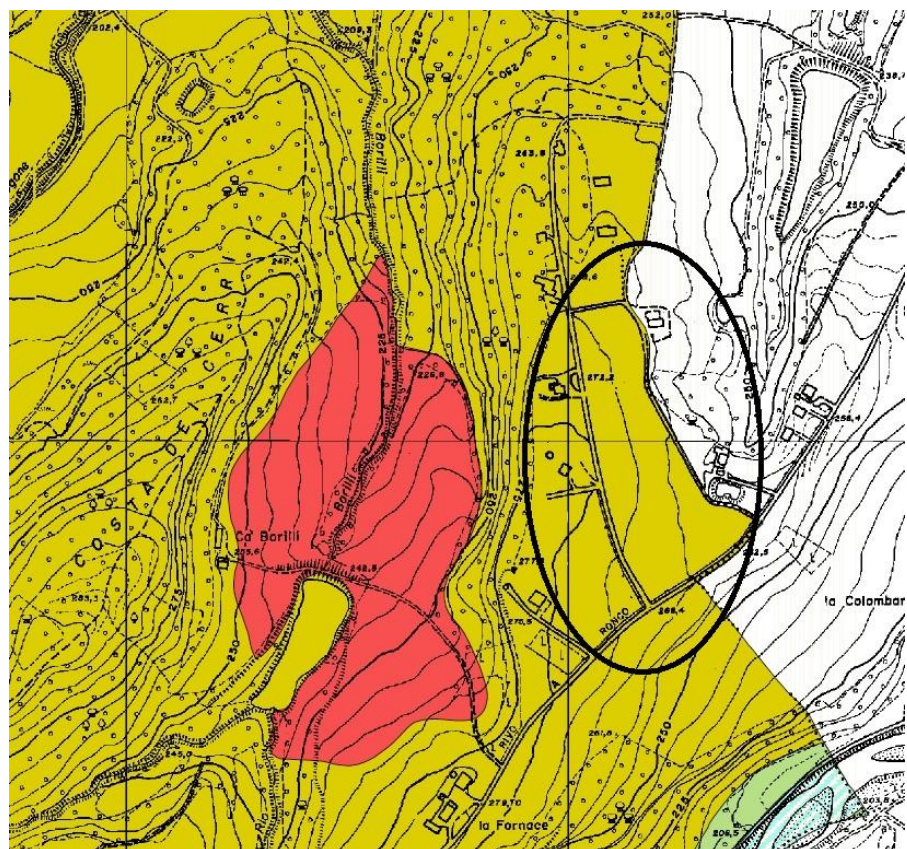
Stralcio Tav. SA\_01 "geologia" del P.S.C. del comune di Ponte dell'Olio

<sup>1</sup> che corrispondono a unità stratigrafiche delimitate da superfici di discontinuità





Carta geologica della RER



Stralcio Tav. SA\_03 "litotecnica" del P.S.C. del comune di Ponte dell'Olio

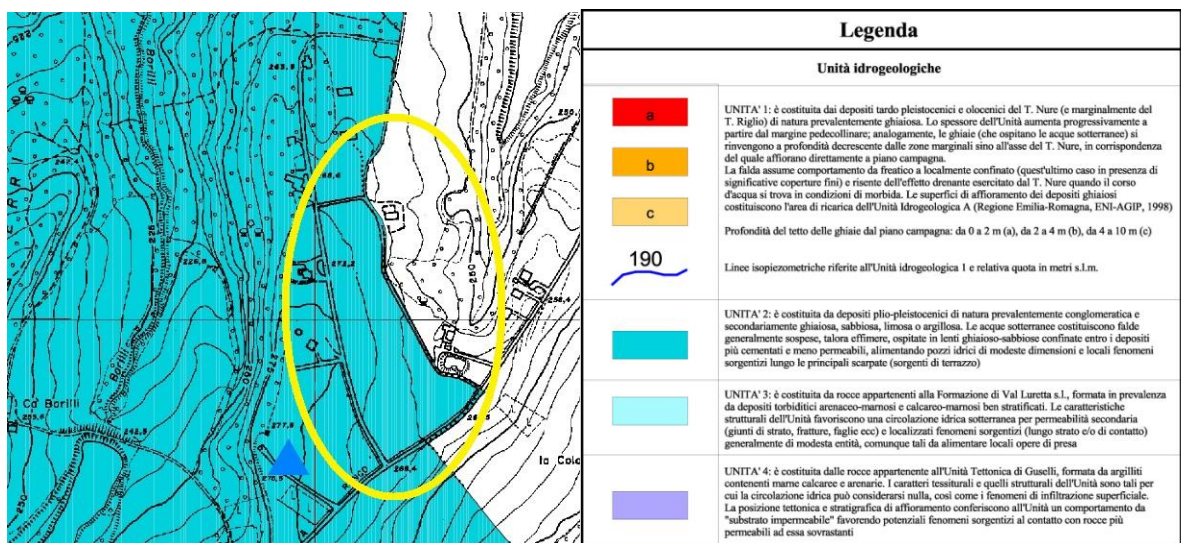


In base alla sopra riportata carta "litotecnica" del PSC, i terreni quivi affioranti appartengono "all'unità 3", costituiti da ghiaie da grossolane a fini, talora parzialmente cementate con matrice sabbiosa, limosa o argillosa. La copertura limoso-argillosa è frequente e di spessore variabile e di apporto eolico (loess).

## 2.2. - Idrografia e condizioni idrogeologiche

L'area non è soggetta a rischio di sommersione per esondazione e/o per risalita dell'acqua di falda; l'ampia vallecchia è drenata da un rio che raccoglie le acque meteoriche e di scorrimento superficiale provenienti da monte.

Il substrato ghiaioso e talora conglomeratico alimentano deboli falde idriche di norma captati da pozzi di modeste dimensioni: la zona in esame è ascritta all'Unità idrogeologica n.2 (cfr. tav SA.05 "carta idrogeologica" del PSC comunale), caratterizzata da una permeabilità da "bassa" a "molto bassa" (cfr. Tav. SA.12 "permeabilità superficiale" del PSC); peraltro nella carta citata, l'area in esame viene erroneamente classificata già come area urbanizzata e quindi a permeabilità "nulla".



Stralcio Tav. SA\_05 "Idrogeologia" del PSC comunale

## 3.0. - INDAGINI GEOGNOSTICHE

### 3.1. Prove penetrometriche

Al fine di valutare l'effettiva natura e caratteristiche geotecniche del sottosuolo, si è fatto riferimento ad una prova penetrometrica statica CPT eseguita dallo scrivente in un'area contermine; la prova CPT è stata eseguita a mezzo di penetrometro cingolato tipo GOUDA da 10 tonn attrezzato con punta meccanica, le cui caratteristiche standard (a Norme A.G.I.) sono:

- lunghezza aste 1 m
- peso fisso "esterno" 10 kg
- peso totale aste 6.5 kg/m
- peso aste interne 1.38 kg/m
- velocità di avanzamento costante  $V = 2 \text{ cm/sec} (\pm 0.5 \text{ cm/sec})$ .

Le dimensioni della punta/manicotto "Begemann"(ISSMFE 1974) sono:

- diametro di base del cono:  $\varnothing = 35.7 \text{ mm}$
- area della punta conica:  $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo apertura del cono:  $\beta = 60^\circ$
- superficie laterale manicotto:  $A_m = 150 \text{ cm}^2$
- lunghezza manicotto:  $h = 133 \text{ mm}$
- diametro del manicotto:  $\varnothing = 35.7 \text{ mm}$



La prova penetrometrica statica CPT con punta meccanica consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ( $v=2 \text{ cm/s} \pm 0.5 \text{ cm/s}$ ); 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 della prova si rilevano, ogni 20 cm, le seguenti letture manometriche:

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

Risulta quindi:

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

I valori unitari della resistenza di punta  $q_c$  sono stati normalizzati ai valori  $q_{c1N}$  con la relazione (cfr. ROBERTSON & WRIDE, 1998):

$$q_{c1N} = CQ \times (q_c/Pa)$$

ove  $Pa = 1 \text{ atm}$

$CQ = (Pa/\sigma'_{vo})^n$  essendo  $\sigma'_{vo}$  la pressione geostatica effettiva alla profondità di prova, ed  $n$  un coefficiente che varia (cfr. OLSEN, 1997) da 0,5 (per terreni granulari) a 1,0 (per terreni ricchi di fine argilloso).

Il valore di  $q_{c1n}$  viene quindi definito con procedimento iterativo, assumendo un valore iniziale  $n=1,0$  in base al quale vengono calcolati i parametri:

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

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

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

In base ai summenzionati parametri si determina quindi, con l'allegato abaco di ROBERTSON, la granulometria del terreno indagato (procedendo, se del caso, ad una successiva rivalutazione di  $q_{c1N}$  e dei parametri medesimi).

I valori di  $q_{c1N}$  sono stati quindi corretti a quelli equivalenti per sabbia pulita:

$$q_{c1n \text{ CS}} = K_c \times q_{c1N} \text{ ove:}$$

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

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

In base al diagramma della prova CPT, al di sotto di 1m circa di materiale terroso sciolto (che costituisce l'aerato e la coltre rimaneggiata dagli atmosferici e dalle attività agricole), il sottosuolo fino a 6,0 m di profondità, è costituito da alternanze di limi-sabbiosi o limi-argillosi, con sparsi inclusi ciottoli, caratterizzate da soddisfacenti valori medi di resistenza ( $q_c = 26-81 \text{ kg/cm}^2$ ), cui seguono depositi prevalentemente ghiaiosi di elevata resistenza ( $q_c > 200 \text{ kg/cm}^2$ ), entro cui la prova statica ha ben presto raggiunto il rifiuto all'infissione; il foro di prova si è rivelato del tutto anidro in quanto la falda giace a profondità maggiori di quella indagata.

### 3.2. Stendimento sismico con procedura MASW

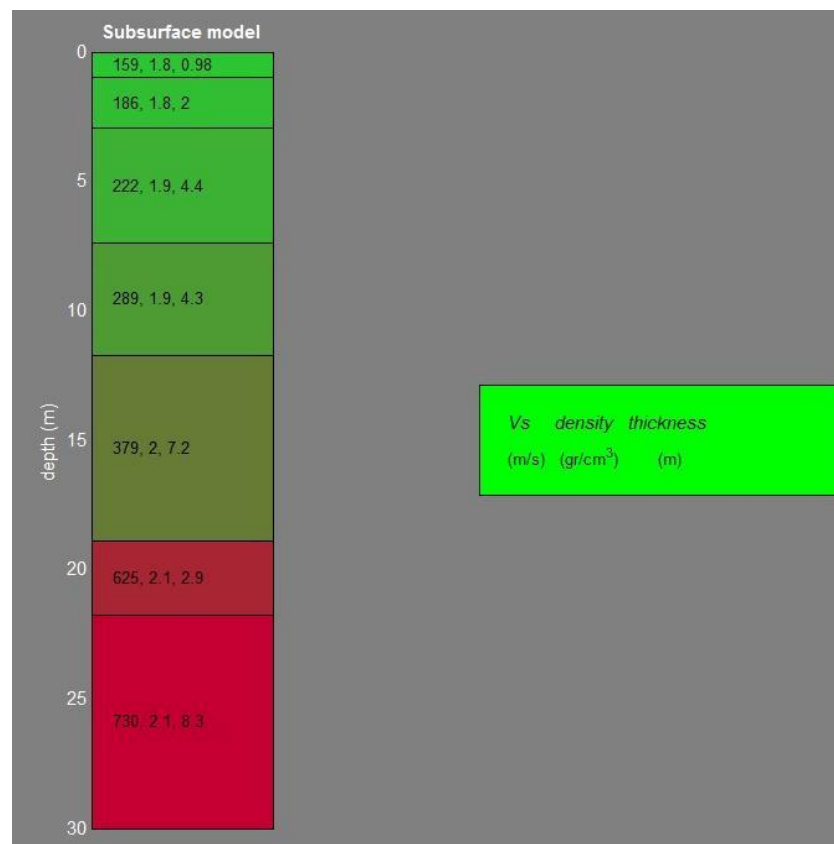
Al fine di verificare l'effettiva natura del terreno di fondazione oltre la profondità raggiunta dalle prove CPT, e per definire (in conformità alle NTC 2018) la velocità delle onde trasversali o di taglio entro i primi 30 m di profondità, si è fatto riferimento ad uno stendimento sismico multicanale con procedura MASW di m 46 di lunghezza, eseguito dallo scrivente per un precedente studio su di un'area contermina.

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 Vs e di quella delle onde longitudinali Vp, oltre che della densità e dei moduli elastici del materiale.

Come illustrato nella tabella riassuntiva allegata alla presente, trascurando il primo sismostrato di 1 metro di spessore, il valore della Vs del secondo e del terzo sismo strato, che si estendono fino a 7,4 m di profondità, varia da 186 a 222 m/s: vi corrisponde la coltre limosa e limo-argillosa con sparsi ciottoli individuata dalla prova penetrometrica; al di sotto le velocità Vs sono crescenti con la profondità fino a raggiungere 379 m/s nel 5° sismostrato: vi corrispondono litologie prevalentemente ghiaiose.

Più oltre la velocità Vs aumenta fino a 730 m/s nel sismostrato basale oltre i 20 m di profondità: essi ben corrispondono ad un sottosuolo cementato tipo conglomerato; 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 346 m/s.



Sismostratigrafia desunta dallo stendimento MASW considerato per il presente studio

### 3.2.1. - Stima della frequenza di risonanza

L'andamento della funzione di amplificazione di un sito è periodico e assume sempre valori maggiori o uguali all'unità, cioè l'ampiezza dello spostamento alla superficie dello strato è sempre almeno pari a quella in corrispondenza della formazione rocciosa (secondo normativa vigente Vs > 800 m/s).

La *frequenza naturale* ( $F_n$ ) di vibrazione dello strato di terreno corrisponde ai massimi della funzione di amplificazione:  $F_n = w_n / 2\pi = (Vs/4H) * (2n-1)$



La situazione più pericolosa in termini di fenomeni di amplificazione si verifica quando la frequenza dell'eccitazione armonica ( $w$ ) è pari a una delle frequenze fondamentali dello strato ( $w_n$ ). Quando si verifica tale condizione ( $w=w_n$ ) si ha la "risonanza" dello strato, e il fattore di amplificazione è teoricamente infinito.

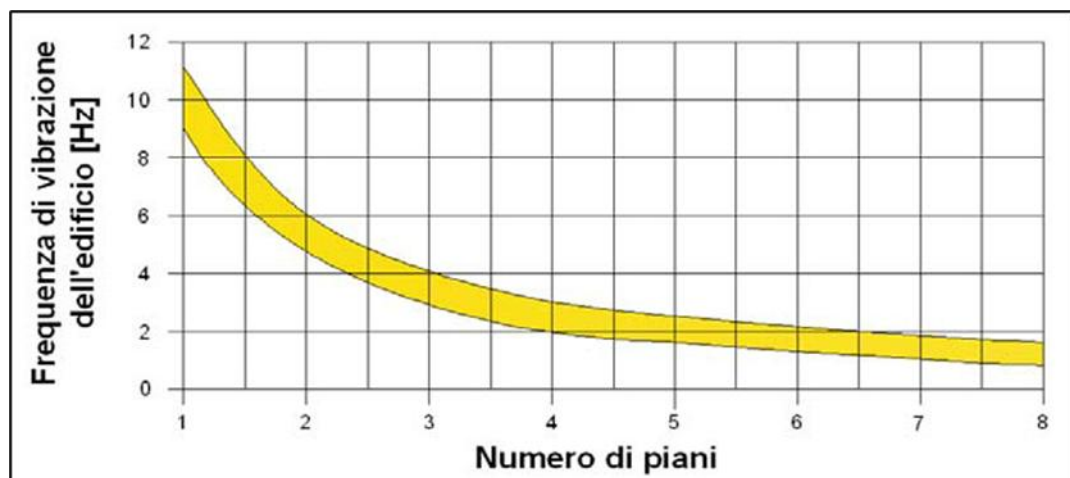
Nel caso che una sollecitazione si prolunga nel tempo essa può diventare particolarmente pericolosa per l'edificio, progettato come elastico, quando il terreno trasmette una componente del segnale sismico che abbia la stessa frequenza di oscillazione della struttura:

- Frequenza di oscillazione del terreno  $<$   $F_n$  frequenza naturale di oscillazione della struttura è i danni sono "limitati"
- Frequenza di oscillazione del terreno  $= F_n$  frequenza naturale di oscillazione della struttura è i danni sono "illimitati".

Dal punto di vista empirico, è noto che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere pertanto calcolata, in prima approssimazione, secondo la formula di Pratt:

**freq. Naturale edificio  $\approx$  10 Hz / numero piani**

È la coincidenza di risonanza tra terreno e struttura a essere particolarmente pericolosa, poiché dà luogo alla massima amplificazione e deve quindi essere oggetto di studi approfonditi.



*Correlazione tra la frequenza di vibrazione dell'edificio e il numero dei piani.*

Nel caso in esame come la frequenza di vibrazione principale del terreno risulta pari a 3.8 Hz.

#### 4.0. - COMPORTAMENTO MECCANICO DEL SOTTOSUOLO

##### 4.1. - Caratteristiche geotecniche

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

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

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

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

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

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

ove  $Dr$  = densità relativa

$\sigma'vo$  = carico geostatico alla profondità di misura di  $qc$  (ambidue espressi in KPa).

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

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

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

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

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

$p'f = \sigma'vo \times (1+2 \times K_0)/3 = \sigma'vo \times /1+2 \times (1-\sin\phi_p)/3$  = tensione isotropa media a rottura in sabbie NC.

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

$c_u = (qc - \sigma'vo)/21$  essendo  $\sigma'vo$  il carico geostatico totale;

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

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

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

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

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

La sensibilità  $St$  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:

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

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

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

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 nella tabella allegata, risulta che al di sotto della coltre superficiale limo-sabbiosa di 1 m di spessore, il sottosuolo è caratterizzata da un comportamento meccanico variabile dal coerente all'incoerente essendo la litologia estremamente alternata da limi-argillosi a limi-sabbiosi con sparsa ghiaia in ciottoli: le caratteristiche geotecniche sono comunque soddisfacenti (essendo la coesione non drenata  $c_u \sim 1,7$  kg/cmq e angolo di attrito drenato  $\phi_{clay} = 25^\circ$  mentre per le intercalazioni incoerenti limo-sabbiose il valore di angolo di attrito drenato a volume costante  $\phi_{cv} = 29^\circ$ ).

Oltre i 6 metri di profondità il substrato ghiaioso molto addensato (entro cui la prova ha raggiunto il rifiuto all'infissione a 7 m di profondità), è caratterizzato da valori di angolo di attrito a volume costante  $\phi_{cv} = 30^\circ$ .



#### 4.1.2. 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, nel 2°, 3° e 4° sismostrato corrispondenti a litologie prevalentemente limo-sabbiose, talora ghiaiose, il valore di  $E_s$  varia da 28MPa per R2 a 87 MPa per R3, mentre nel sottosuolo ghiaioso e sabbioso esso è invece  $\geq 123$  MPa per R2 e  $\geq 154$  MPa per R3 fino a superare i 500 MPa in quello basale oltre i 20 m dal p.c.

Analogamente ad  $E_o$ , anche il modulo di taglio  $G_o$  aumenta con la profondità e nell'orizzonte superficiale (trascurando il primo sismostrato), non è inferiore a 63 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 primo sottosuolo risulta  $N_{60}$  compreso tra 8 e 14: tali valori sono in sostanziale accordo con quelli rilevati dalla prova penetrometrica statica CPT P1.

**Località RONCO - Strada per Santa Maria del Rivo - comune di Ponte dell'Olio**  
**Velocità Vs30 e VsH, mod. elastici del sottosuolo indagato da linea MASW**

velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio: Vs

modulo di taglio a piccole deformazioni:  $G_0 = \rho \times (Vs)^2 = \gamma/g \times (Vs)^2$

coeff. di Poisson:  $\nu = f(Vs)$

modulo di Young a piccole deformazioni:  $E_0 = 2 \times G_0 \times (1+\nu)$

modulo elastico equivalente:  $E_s = E_0 \times [1-(1/Fs)^{0,3}] \approx 0,16 \times E_0$  per  $Fs = q/q_{lim} = \gamma R(R2) = 1,8$

modulo elastico equivalente:  $E_s = E_0 \times [1-(1/Fs)^{0,3}] \approx 0,20 \times E_0$  per  $Fs = q/q_{lim} = \gamma R(R2) = 2,3$

pressione geostatica verticale al centro dello strato considerato:  $\sigma'_{vo}$

$Vs1 = Vs \times (Pa/\sigma'_{vo})^{0,25}$  = velocità delle onde trasversali normalizzata alla pressione  $Pa=100$  Kpa (per verifica liquefazione: cfr. NCEER 2001)

$Vp = f(Vs, \nu)$  = velocità di propagazione delle onde longitudinali o di compressione

$N60 = (G_0/15,56)^{1/0,68}$  = resistenza in prove S.P.T.

PI = pressione unitaria limite pressiometrica

Kp = coeff. funzione del tipo di terreno a base micropalo

qp = Kp x PI = carico unitario limite a base micropalo

s = f(PI, terreno incassante) = adesione unitaria limite al contorno micropalo

Spessore strati m	Prof. strati da m	densità strati t/mc	Vs strati m/s	Go strati Mpa	v strati -	Eo strati Mpa	Es strati f(Fs= $\gamma R=1,8$ ) Mpa	Es strati f(Fs= $\gamma R=2,3$ ) Mpa	PI strati Mpa	Kp strati -	qp strati Mpa	s strati Mpa
1,0	0,0	1,79	159	45	0,35	122	20	24	0,33	1,6	0,53	0,04
2,0	1,0	1,83	186	63	0,36	172	28	34	0,40	1,2	0,49	0,04
4,4	3,0	1,87	222	92	0,35	248	40	50	0,70	1,2	0,84	0,07
4,3	7,4	1,93	289	161	0,35	435	70	87	1,60	1,2	1,92	0,16
7,2	11,7	1,99	379	286	0,35	771	123	154	3,71	1,2	4,45	0,37
2,9	18,9	2,12	625	829	0,36	2250	360	450	-	-	-	-
≈8	21,8	2,13	730	1135	0,30	2958	473	592	-	-	-	-

Vs copertura = 289

Vs30 = 346

## 5.0. - MODELLO GEOTECNICO E VALORI CARATTERISTICI

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

- Orizzonte superficiale limo-argilloso: da p.c. a circa 1,0 m di profondità (coltre eluviale):
  - comportamento meccanico: coesivo
  - angolo d'attrito drenato:  $\phi_{clay} = 24^\circ$
  - coesione non drenata:  $c_u = 0,44$  kg/cmq
  - resistenza statica unitaria alla punta:  $q_c = 9$  kg/cmq
  - resistenza normalizzata S.P.T.:  $N60 = 3$
  - modulo edometrico:  $E_{ed} = 118$  kg/cmq
  - peso di volume naturale sopra falda:  $\gamma = 1,9$  t/mc
- Primo sottosuolo limoso-argilloso-sabbioso: tra 1,0m e 2,8m di profondità:
  - comportamento meccanico: misto coesivo/incoerente
  - intercalazioni coesive:
    - angolo d'attrito drenato:  $\phi_{clay} = 25^\circ$
    - coesione non drenata:  $c_u = 1,71$  kg/cmq
    - resistenza statica unitaria alla punta:  $q_c = 29$  kg/cmq
    - resistenza normalizzata S.P.T.:  $N60 = 12$
    - modulo edometrico:  $E_{ed} = 403$  kg/cmq
    - peso di volume naturale sopra falda:  $\gamma = 2,0$  t/mc
  - Intercalazioni incoerenti:
    - angolo d'attrito drenato residuo a volume costante:  $\phi'_{CV} \sim 27^\circ$
    - resistenza statica unitaria alla punta:  $q_c = 29$  kg/cmq
    - resistenza normalizzata S.P.T.:  $N60 = 12$
    - modulo elastico:  $E' = 504$  kg/cmq
    - peso di volume naturale sopra falda:  $\gamma = 2,0$  t/mc



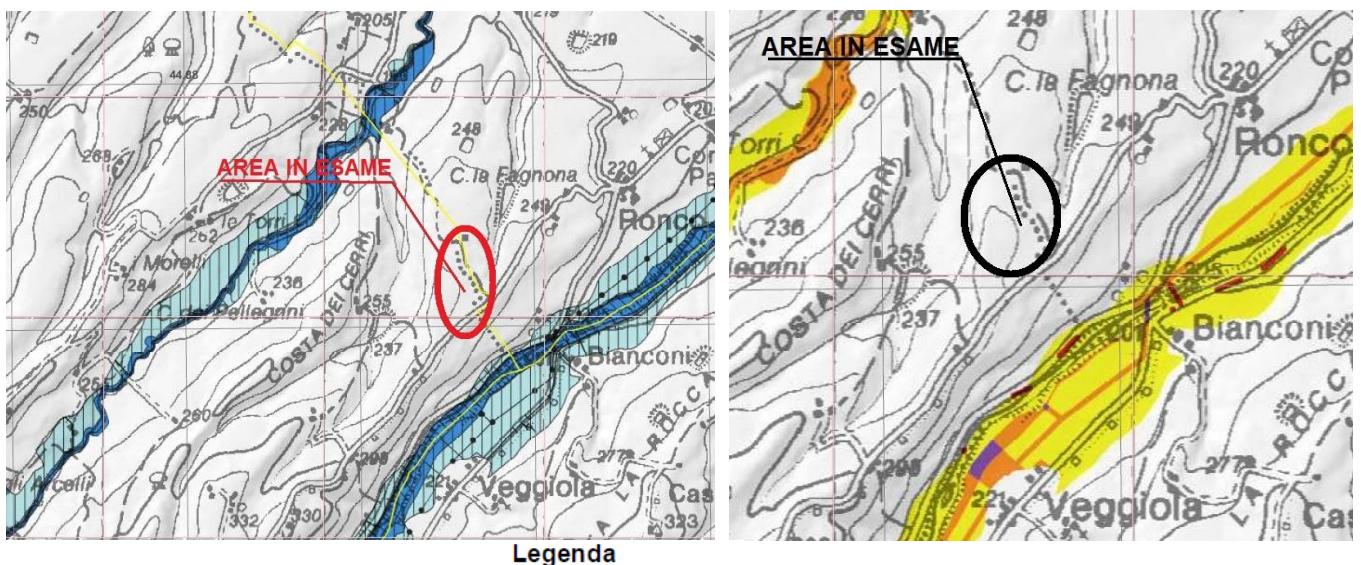
- sottosuolo limo-sabbioso: tra m 2,8 e m 6 di profondità:
  - comportamento meccanico: incoerente:
  - angolo d'attrito drenato residuo a volume costante:  $\phi'_{CV} \sim 29^\circ$
  - resistenza statica unitaria alla punta:  $q_c = 81 \text{ kg/cmq}$
  - resistenza normalizzata S.P.T.:  $N_{60} = 29$
  - modulo elastico:  $E' = 1191 \text{ kg/cmq}$
  - modulo edometrico:  $E_{ed} = 1188 \text{ kg/cmq}$
  - peso di volume naturale sopra falda:  $\gamma = 2,1 \text{ t/mc}$
- Substrato ghiaioso, incoerente: oltre 6 m di profondità:
  - comportamento meccanico: incoerente
  - angolo d'attrito drenato residuo a volume costante:  $\phi'_{CV} \sim 30^\circ$
  - resistenza statica unitaria alla punta:  $q_c > 200 \text{ kg/cmq}$
  - resistenza normalizzata S.P.T.:  $N_{60} = 70$
  - modulo elastico:  $E' = 2312 \text{ kg/cmq}$
  - modulo edometrico:  $E_{ed} = 4130 \text{ kg/cmq}$
  - peso di volume naturale sopra falda:  $\gamma = 2,1 \text{ t/mc}$

#### 6.0. - VERIFICA DI COMPATIBILITA' AREE A RISCHIO IDRAULICO

L'areale in oggetto ricade entro il Distretto Padano (ITN008), e ad esso non è associata alcuna classe di Pericolosità, nè Rischio Idraulico per l'Ambito territoriale del reticolo principale e secondario del territorio collinare e montano (RP\_RSCM).

In base al PGRA "Piano di Gestione Rischio Alluvioni" Tav. 180SO "Lugagnano Val d'Arda" l'areale in oggetto non è ricompreso tra gli elementi potenzialmente esposti.

L'intervento in progetto, risulta pertanto essere compatibile con le disposizioni previste dal piano in oggetto.



#### 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)

#### Classi di Rischio

- |                               | puntuali                              | lineari                               | areali  |
|-------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---|
| R1 (rischio moderato o nullo) | <span style="color: yellow;">●</span> | <span style="color: yellow;">~</span> | <span style="background-color: yellow; border: 1px solid black; width: 15px; height: 15px;"></span> |
| R2 (rischio medio)            | <span style="color: orange;">●</span> | <span style="color: orange;">~</span> | <span style="background-color: orange; border: 1px solid black; width: 15px; height: 15px;"></span> |
| R3 (rischio elevato)          | <span style="color: red;">●</span>    | <span style="color: red;">~</span>    | <span style="background-color: red; border: 1px solid black; width: 15px; height: 15px;"></span>    |
| R4 (rischio molto elevato)    | <span style="color: purple;">●</span> | <span style="color: purple;">~</span> | <span style="background-color: purple; border: 1px solid black; width: 15px; height: 15px;"></span> |

P.G.R.A. – Carta della Pericolosità Idraulica e degli elementi potenzialmente esposti– 180SO "Lugagnano Val d'Arda". Ambito territoriale: Reticolo Principale e Secondario Collinare Montano (RP\_RSCM).

## 7.0. - VERIFICA DI COMPATIBILITA' AREE A RISCHIO DI DISSESTO

Come precedentemente segnalato, ; la carta del dissesto del PTCP, Tav A3.5, (in conformità con la Tav.SA\_07 "carta del dissesto" del PSC), ascrive la zona in esame ai cosiddetti "depositi eolici" rientranti, ai sensi dell'art. 31, commi 8 e 12 delle NTA del Ptcp, nei "dissesti potenziali" per i quali vige quanto disposto per le aree in "frana quiescente", ma con esclusione dei depositi alluvionali terrazzati purché siano posti a sufficiente distanza dalle aree soggette alla dinamica fluviale/torrentizia.

Nel caso in esame la distanza minima dall'orlo superiore della scarpata che delimita il terrazzo morfologico ad Ovest dell'area in esame, è di circa 35 metri; detta scarpata si presenta stabile in assenza di fenomeni erosivi: il tratto acclive è celato da fitta vegetazione arborea e arbustiva mentre il ripiano terrazzato pianeggiante soprastante, è rigorosamente mantenuto dalle abitazioni e dalle proprietà esistenti.

Ad Est dell'area in esame, l'orlo del terrazzo fluviale riportato sulla cartografia geologica ufficiale (PSC, PTCP e carta geologica della RER), è stato del tutto obliterato dall'attività antropica; peraltro il tratto di pendio che sottende detto presunto orlo di scarpata, presenta una modesta pendenza ben inferiore ai 15°: lungo o in prossimità della linea di scarpata (così come riportata sulle cartografie citate), risulta attualmente "occupata" da edifici residenziali di più o meno recente costruzione, che si presentano in ottime condizioni geostatiche.

In conclusione, rilevato che:

- 1 - l'altezza della scarpata morfologica che delimita ad Ovest il terrazzo (su cui insiste l'area in esame), che corrisponde alla linea di compluvio naturale solcata dal rio Borilli, non è superiore ai 35 metri; tale scarpata è associata ad una dinamica di versante non più attiva né a fenomeni di erosione ad opera delle acque superficiali né, tantomeno, ad opera di quelle incanalate più a valle;
- 2 – l'orlo di scarpata morfologica segnalata invece ad Est, non è più esistente sul terreno, essendo l'area livellata sull'orizzontale dall'attività antropica; il pendio sotteso manifesta pendenza assai contenuta e si presenta del tutto stabile in assenza di qualsiasi erosione o altra forma di dissesto;
- 3 – il substrato in posto, compatto e stabile, su tutta l'area giace a circa 1 metro di profondità o poco più al di sotto di una esigua coltre di alterazione eluviale;
- 4 – il terrazzo morfologico si presenta pressoché sub-pianeggiante con una debolissima pendenza verso Est (direzione opposta all'orlo di scarpata presente ad Ovest);
- 4 – non sono presenti livelli acquiferi: il sottosuolo è caratterizzato da scarsa permeabilità in assenza di circolazione idrica sotterranea;
- 5 – il dissesto "attivo" che si estende ad Ovest che comprende la linea di compluvio del rio Borilli ed i versanti contigui, resta ben lungi dall'area in esame;
- 6 – i fabbricati quivi esistenti si presentano tutti in ottime condizioni geostatiche in assenza di qualsiasi lesione dovuti a fenomeni di cedimento del terreno di fondazione né, tantomeno, a fenomeni di scivolamento franoso.

**Tutto ciò premesso, la gran parte dell'area in esame può ben essere classificata con indice di Pericolosità 1 da "nullo a basso", tipico delle zone stabili o mediamente stabili; l'area pertanto deve essere classificata in "CLASSE 1": FATTIBILITA' SENZA PARTICOLARI LIMITAZIONI (P1)**

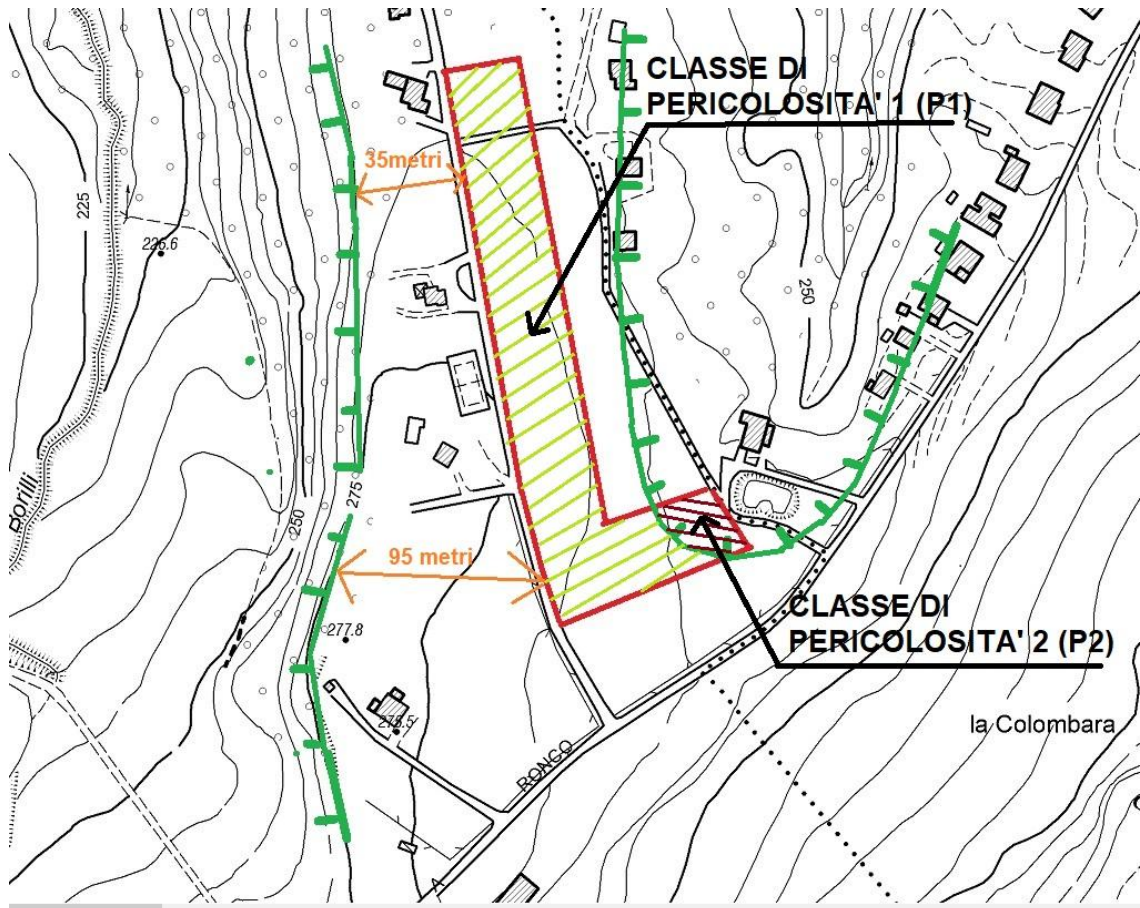
**La porzione Nord-orientale del Lotto 8 (a valle della linea di demarcazione dell'orlo del terrazzo morfologico riportata nella cartografia del dissesto (ad Est) e per un'ampiezza di metri 5 verso monte), sarà classificata con indice di Pericolosità 2 da "bassa a media", tipico delle zone da mediamente a poco stabili; l'area pertanto deve essere classificata in "CLASSE 2": FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI (P2)**

In generale, queste aree si ritengono utilizzabili ai fini edificatori senza particolari limitazioni all'urbanizzazione o alla modifica della destinazione d'uso; sono comunque sconsigliati gli interventi alterazione del profilo topografico, quali sbancamenti e riporti.

In particolare si dovrà subordinare l'autorizzazione ad accertamenti geognostici finalizzati a:

- evitare che fondazioni di una stessa costruzione interessino zone a comportamento geotecnico differente, su strati a d'alterazione o su materiale di riporto;
- limitare scavi di sbancamento e/o riporti a dislivelli contenuti in non più di un paio di metri o, in alternativa, sostenuti da adeguate opere di sostegno
- drenare le acque eventualmente incontrate;
- adottare la tipologia di fondazione più idonea alla tipologia di substrato riscontrata;

In queste aree si dovranno valutare le soluzioni progettuali migliori al fine di incrementare le condizioni di sicurezza e ridurre lesioni future degli edifici in progetto.



**ZONIZZAZIONE DELL'AREA: suddivisione in Classi di pericolosità**

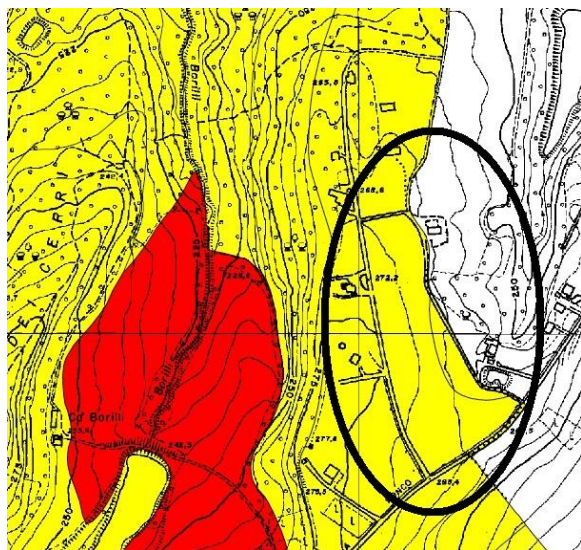
#### 8.0. - SISMICITA'


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

#### 8.1. - 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".

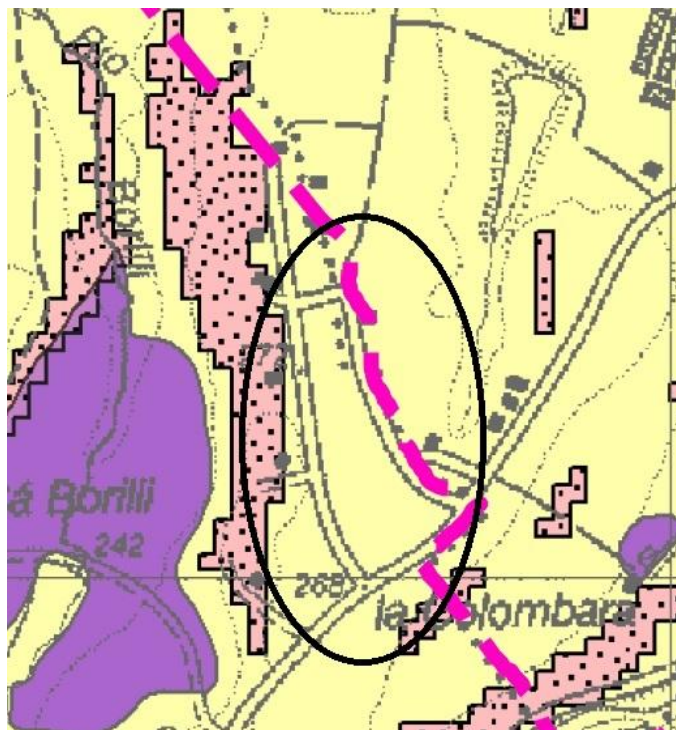






Legenda	
secondo: Delibera n°112, oggetto n°2131 dell'Assemblea legislativa RER	
	Aree che necessitano dell'analisi semplificata (secondo livello di approfondimento)
	Aree per le quali è richiesta un'analisi approfondita (terzo livello di approfondimento)

Stralcio Tav SA\_8b "pericolosità sismica locale": carta di sintesi comunale

La sopra riportata Tav. SA\_8b indica che, per quanto riguarda gli effetti sismici di sito, l'area in esame è caratterizzata da una morfologia debolmente inclinata, con copertura di spessore costante e acclività assai moderata (<15°), non interessata da fenomeni di instabilità e con stratificazione sub-orizzontale, tale per cui il modello geologico può essere assimilato ad un modello fisico monodimensionale.



 D Depositi detritici, depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o indifferenziati, substrato roccioso con Vs30 < 800 m/s e assimilati  
 R Substrato roccioso rigido (Vs30 >= 800 m/s)

CLASSE	EFFETTI DI SITO					LIVELLO DI APPROFONDIMENTO (rif. Delib. A.L. n. 112/2007)
	amplificazione litologica	amplificazione topografica	instabilità di versante	cedimenti	liquefazione	
F1i	X	X	X			III
F1	X	X	X			III
F2i	X	X	X			III
F2	X	X	X			III
Di	X	X	X			III
Si	X	X	X		X	III (classe Di se si esclude il rischio di liquefazione)
Ci	X	X	X	X		III (classe Di se si esclude il rischio di cedimenti)
S	X				X	III (II, classe D, se si esclude il rischio di liquefazione)
C	X			X		III (II, classe D, se si esclude il rischio di cedimenti)
T	X					II (III, classe Di, in caso di inclinazione critica degli eventuali orizzonti di alterazione/fratturazione di spessore > 5m)
I		X				II (III, classe Di, in caso di orizzonti di alterazione/fratturazione di spessore > 5m)
D	X					II
R						I (II, classe D, in caso di orizzonti di alterazione/fratturazione di spessore > 5m)

Tav A4.5 "aree suscettibili di effetti sismici locali" del PTCP vigente

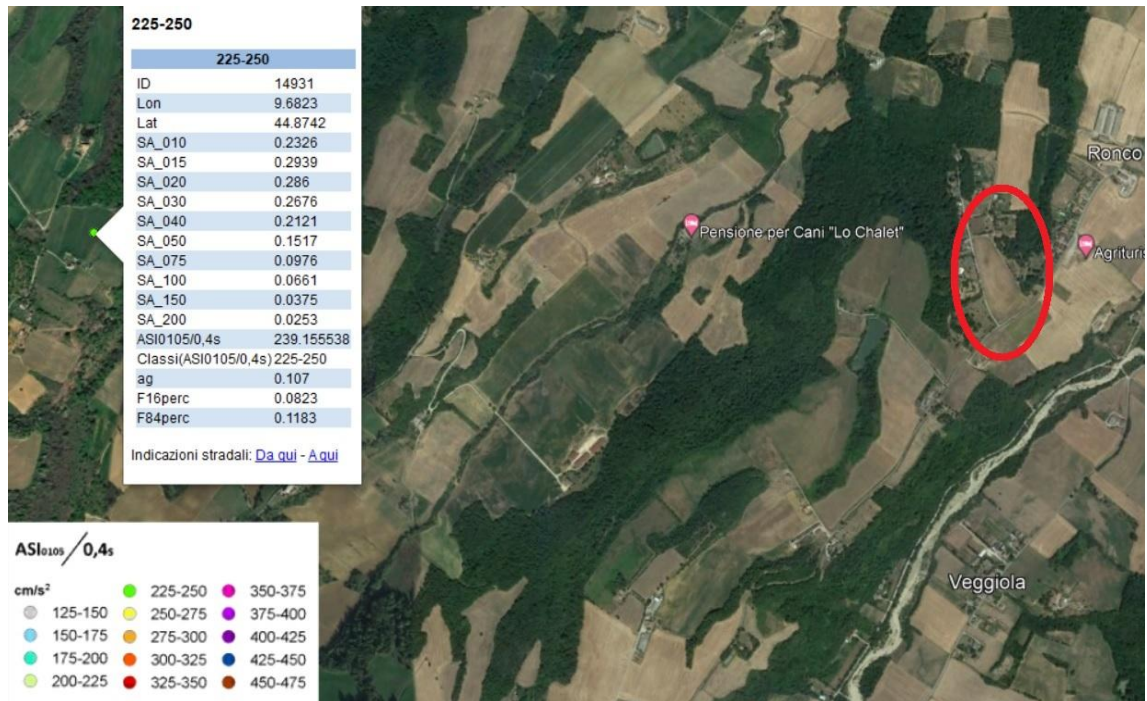
Infatti conformemente alla sopra riportata "Carta delle aree suscettibili di effetti sismici locali" Tav. A4.5 del PTCP vigente della Provincia di Piacenza, l'area in esame è ascritta nella classe D: "depositi detritici, depositi alluvionali ghiaiosi, limosi o indifferenziati, substrato roccioso con Vs30<800 m/s e assimilati", dove gli eventuali effetti di sito sono solo quelli dovuti all'amplificazione litologica

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:

$$a_{refg} = 0,107g \text{ (coordinate nodo } 9,6823'' \text{ long. Est; } 44,8742'' \text{ lat. Nord)}$$



## 8.2. - Valutazione del Fattore di Amplificazione (F.A.)

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).

Al fine di stimare per l'area in esame il grado di vulnerabilità sismica legato alla presenza di effetti locali generati dalle particolari caratteristiche geolitologiche dei terreni quivi esistenti, si sono calcolati i Fattori di Amplificazione (F.A.) richiesti nell'analisi semplificata sulla base di indagini geognostiche (geotecniche e geofisiche), che permettano la definizione dello spessore del deposito di copertura e della profondità del bedrock (H) e della velocità equivalente delle onde di taglio per lo spessore considerato ( $V_sH$  e  $V_s30$ ) del deposito di copertura secondo le formule di seguito riportate:

$$V_sH = H / (h_i / V_{si})$$

dove:

H = spessore totale (in metri) dei terreni di copertura o profondità del *bedrock*

$h_i$  = spessore (in metri) dello strato i-esimo (fino al *bedrock*)

$V_{si}$  = velocità (in m/s) dello strato i-esimo (fino al *bedrock*)

$$V_s30 = 30 / (h_i / V_{si})$$

dove:

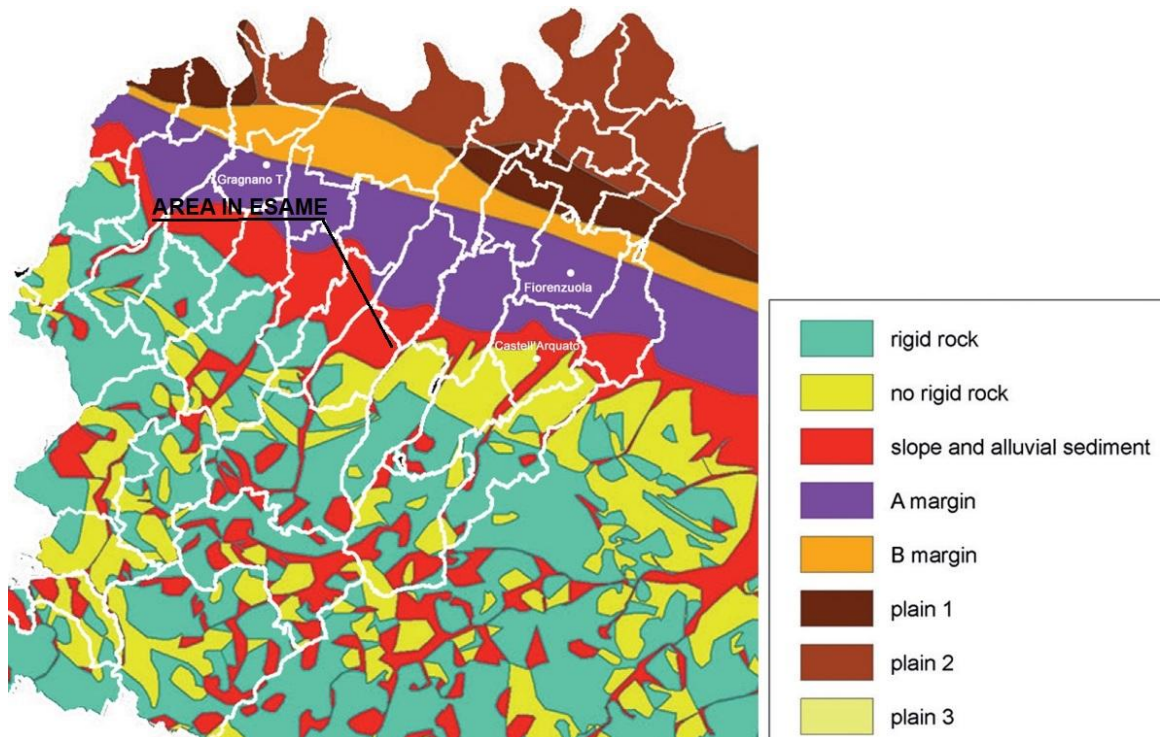


hi = spessore (in metri) dello strato i-esimo (fino alla profondità di 30 m)

Vsi = velocità (in m/s) dello strato i-esimo (fino alla profondità di 30 m)

Le indagini svolte hanno evidenziato un valore della Vs30 = 346 m/s e della Vsh = 289 m/s.

In base all'ALL.A2 delle citate Linee Guida della RER di cui al D.G.R. 476/2021 e con riferimento alla "mappa delle macrozone geologiche" della RER per gli studi sismici, la zona in esame ricade nel settore di transizione tra la collina e la pianura dove, le coperture detritiche continentali (formate dai depositi alluvionali terrazzati e/o di conoide), che sormontano il substrato rigido, hanno spessori indicativamente non superiori ai 50 m: nel caso in esame le indagini sismiche hanno evidenziato uno spessore della copertura H = 21,8 metri, poggiante su substrato non rigido Vs < 800 m/s.



Mappa delle macrozone geologiche della RER per gli studi sismici

In base all'ALL. A2 delle citate Linee Guida della RER, applicando nello specifico il contesto geologico definito "Appennino", (cfr. § A2.1.1.DGR 476/2021), a fronte di un valore di Vs30=346m/s e VsH<sub>21,8</sub>= 289<sup>2</sup> m/s, per l'area in esame si ottengono i seguenti coefficienti di amplificazione:

- F.A. PGA = **2,0**
- F.A. SA1 (0.1s ≤ To ≤ 0.5s) = **2,1**
- F.A. SA2 (0.4s ≤ To ≤ 0.8s) = **1,8**
- F.A. SA3 (0.7s ≤ To ≤ 1,1s) = **1,4**
- F.A. SI1 (0.1s ≤ To ≤ 0.5s) = **2,1**
- F.A. SI2 (0.5s ≤ To ≤ 1.0s) = **1,6**

### 8.3. - Accelerazione orizzontale massima attesa al sito secondo DGR 476/2021

Tenuto quindi conto dell'accelerazione al suolo di riferimento (0,0914g) e del coefficiente di amplificazione definito con la microzonazione dell'area in oggetto (2,0), l'accelerazione alla sommità del deposito (superficie del suolo) risulta essere pari a:

$$a_{\max} = 0,107 \times 2,0 = 0,214 \text{ g}$$

<sup>2</sup> risultato dalla Masw considerata per il presente studio



#### 8.4. - Sollecitazioni sismiche

##### 8.4.1. - Categoria di sottosuolo e accelerazioni sismiche secondo il D.M. 17/01/2018

Il territorio comunale di Ponte dell'Olio è stato ascritto dall'Ordinanza P.C.M. n.3274 a zona sismica di tipo 3 cui corrispondono aree di sismicità medio-bassa.

Le azioni sismiche sono state definite dalle NTC di cui al D.M.14/01/08, ulteriormente aggiornate nel D.M.I.T. del 17 gennaio 2018: nella tabella allegata si sono riportati i valori dei parametri  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima),  $F_0$  (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale),  $T_c^*$  (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) su sito di riferimento rigido orizzontale e per tempi di ritorno  $T_r$  (e probabilità di superamento  $P_{vr}\%$  in 50 anni) comprese tra 30 (81%) e 2475 anni (2%), desunti dal foglio di calcolo "Spettri NTC 1.03" del C.S.L.P. 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  $a_g=0,110$  g: per tale valore, incrementato in funzione della stratigrafia e topografica del sito, va calcolato lo stato limite ultimo 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 la cui vita di riferimento VR valga:

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

Come riportato in precedenza, sulla verticale del sito il sottosuolo è costituito da materasso ghiaio-sabbioso ben addensato, celato da una coltre superficiale limo-argillosa e limo-sabbiosa di soddisfacente consistenza; la velocità di propagazione delle onde trasversali o di taglio mediata nei primi 30 metri di profondità è pari a  $V_{s30}=346$  m/s.

In tale situazione, il sottosuolo va ascritto alla categoria C definita al comma 3.2.2. delle NTC 2018; in base alla Tab.3.2.V delle NTC 2018 si assume quindi:

Per la summenzionata categoria di sottosuolo in base alla Tab.3.2.V delle NTC 2018 si assume:

- coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$ :  
 $1,00 \leq (1,7 - 0,6 \times F_0 \times a_g/g) \leq 1,500$
- coefficiente  $C_c$ :  
 $1,05 \times (T_c^*)^{-0,33}$

Come segnalato in 2.1. il sito giace in area sub-pianeggiante o debolmente inclinata ( $\sim 9^\circ$ ) sicché ai sensi della Tab.3.2.4. delle NTC 2018 va ascritto alla categoria topografica T1 cui corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica  $S_t=1,0$ .

Di conseguenza, in conformità al comma 3.2.3.2. delle NTC 2008, il coeff. di amplificazione che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche vale quindi per  $T_r=475$  anni ovvero per lo SLV:

$$S = S_s \times S_t = 1,5 \times 1,0 = 1,5$$

sicché l'accelerazione orizzontale massima al suolo sulla verticale del sito in esame è pari a:

$$a_{max} = a_g \times S = 0,110 \times 1,5 = 0,165 \text{ g}$$

Località RONCO . Strada per Santa Maria del Rivo - comune di Ponte dell'Olio									
categoria di sottosuolo: tipo		C							
coordinate del sito: Lat. 44,871735°		Long. 9,715544°							
Valori dei parametri $ag$ , $F_0$ , $T_c^*$ elaborati con "Spettri NTC ver.1.0.3" per vita di riferimento VR							= 50 anni		
tempo di ritorno	probabilità di eccedenza	parametri del sito per sottosuolo di tipo A			amplificazione stratigrafica		amplificazione topografica St	amplificazione S = Ss x St	accelerazione al suolo
Tr	in 50 anni	ag	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup>	Ss	Cc			a max = ag x S
anni	%	g	-	sec	-	-	-	-	g
30 = SLO	81	0,038	2,524	0,213	1,500	1,749	1,000	1,500	0,057
50 = SLD	63	0,048	2,502	0,238	1,500	1,686	1,000	1,500	0,072
72	50	0,055	2,529	0,252	1,500	1,655	1,000	1,500	0,083
101	39	0,062	2,543	0,264	1,500	1,630	1,000	1,500	0,093
140	30	0,071	2,528	0,270	1,500	1,617	1,000	1,500	0,107
201	22	0,081	2,540	0,276	1,500	1,606	1,000	1,500	0,122
475 = SLV	10	0,110	2,524	0,291	1,500	1,578	1,000	1,500	0,165
975 = SLC	5	0,140	2,521	0,299	1,488	1,564	1,000	1,488	0,208
2475	2	0,186	2,548	0,308	1,416	1,549	1,000	1,416	0,263

ag = accelerazione orizzontale massima del sito per sottosuolo di tipo A  
F<sub>0</sub> = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale per sottosuolo di tipo A  
T<sub>c</sub><sup>\*</sup> = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

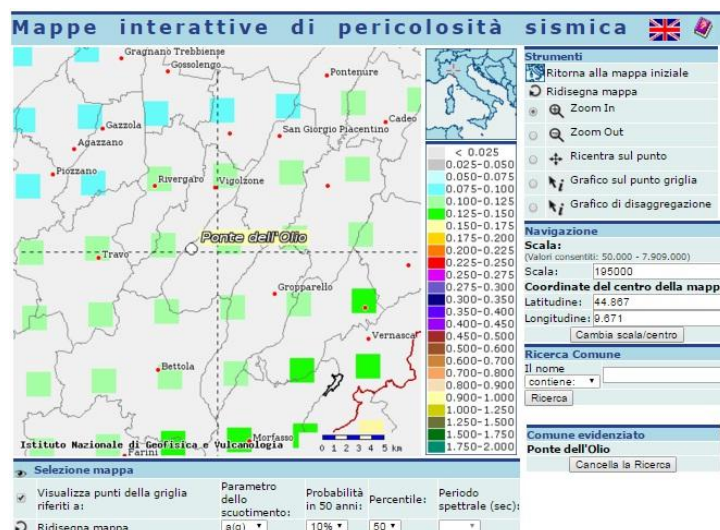
### 8.5. - Parametri di disaggregazione

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.

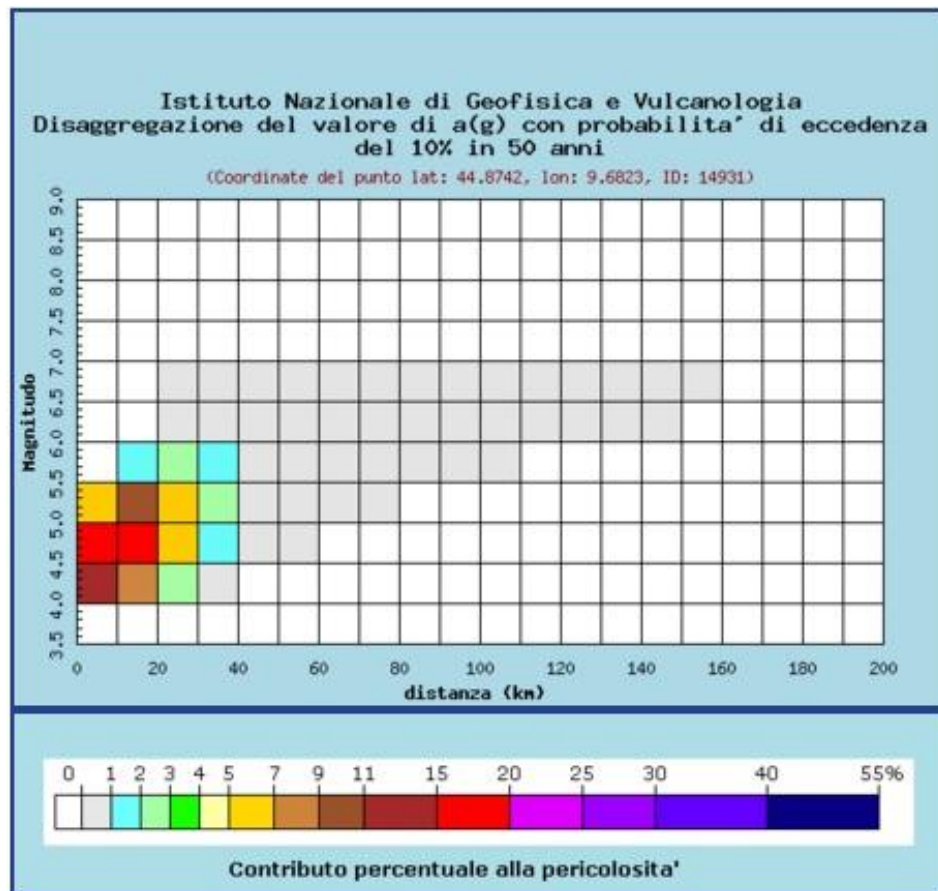
Tra i differenti metodi da utilizzare, si è optato per l'impiego delle mappe interattive di pericolosità sismica, presenti sul sito dell'*Istituto di Geofisica e Vulcanologia di Milano* (<http://esse1-gis.mi.ingv.it>); nelle figure successive vengono riprodotti i risultati del procedimento di disaggregazione 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 6,0, con valori medi di circa 4,87 e distanze epicentrali inferiori a 40 km, con valori medi di 15 km; si tratta pertanto di un'area contraddistinta da una sismicità medio-bassa, confermata anche dall'attribuzione del territorio comunale alla zona sismica 3.

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



Mapa pericolosità sismica tratta da Progetto DCP – INGV – S1



Dati di disaggregazione (variabilita' in termini di magnitudo e distanza)

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 44.8742, lon: 9.6823, ID: 14931)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	13.600	18.700	6.760	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	7.980	16.000	9.550	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	2.130	6.450	5.820	2.380	0.267	0.039	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.074	1.170	2.120	1.460	0.560	0.091	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.056	0.583	0.686	0.440	0.080	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.103	0.261	0.203	0.041	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.024	0.118	0.111	0.025	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.003	0.061	0.079	0.018	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.025	0.051	0.013	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.030	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.017	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.870	15.000	1.020

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



### 8.6. - Suscettibilità del sottosuolo alla liquefazione

Come segnalato in precedenza, il sottosuolo ghiaio-sabbioso potrebbe essere saturo solo oltre i 15 m di profondità sotto il piano campagna: per tali motivi si potrebbe a priori escludere ogni rischio in merito alla liquefacibilità del sottosuolo anche tenendo conto che il sottosuolo francamente ghiaioso è di norma caratterizzato da una resistenza penetrometrica normalizzata  $N_{60} \geq 30$

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

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

In ogni caso, il coefficiente di sicurezza del sottosuolo sabbioso e/o ghiaioso saturo a fronte del rischio di liquefazione è stato calcolato utilizzando il metodo codificato in "Liquefaction resistance of soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops" (YOUĐ e IDRİSS, Jour. Geotech. & Env. Eng., april 2001).

In base al metodo citato, il coefficiente di sicurezza vale:

$$F_{liq} = (t / \sigma'v \text{ lim}) / (t / \sigma'v \text{ max}) = CRR_{7,5} / CSR \times MSF \times K_s$$

ove:  $t / \sigma'v \text{ lim}$  = rapporto di sforzo ciclico che esprime la resistenza del terreno a fronte del rischio di liquefazione;

$t / \sigma'v \text{ max}$  = rapporto di sforzo ciclico a fronte del terremoto di progetto, cui corrisponde la liquefazione;

$\sigma'v$  = pressione geostatica effettiva alla profondità considerata;

$$CRR_{7,5} = 0,022 \times (Vs1/100)^2 + 2,8 \times [1/(Vs1^* - Vs1) - 1/Vs1^*] \text{ ove:}$$

$$Vs1 = Vs \times (100 \text{ Kpa} / \sigma'vo)^{0,25}$$

$200 \leq Vs1^* \leq 215 \text{ m/s}$  in funzione di  $35 \leq F\% \leq 5\%$  essendo

$FC\%$  = tenore stimato del passante al setaccio da  $0,075 \text{ mm}$

$$CSR = 0,65 \times a_{max}/g \times (\sigma vo / \sigma'vo) \times rd \text{ essendo:}$$

$\sigma vo$  = carico geostatico totale alla profondità considerata

$\sigma'vo$  = carico geostatico effettivo alla profondità di prova

$rd$  = stress reduction coeff. decrescente con la profondità, calcolato in con la correlazione di BLAKE (1996) riportata nel citato "Summary Report";

$$MSF = 6,9 \times e^{(-M_w/4)} - 0,058 < 1,8 \text{ essendo } M_w \text{ la magnitudo momento del}$$

sito (tale coefficiente corregge il valore  $CRR_{7,5}$  che è calcolato in funzione di un terremoto caratterizzato da  $M_w=7,5$ );

$$K_s = (\sigma'vo / 100 \text{ KPa})^{0,6}$$

Il tenore del fine FC del sottosuolo limo-argilloso superficiale è senz'altro superiore al 90%, quello del sottosuolo limo-sabbioso ad esso sottostante non è inferiore al 20% mentre per il più profondo ghiaioso o conglomeratico FC è verosimilmente  $< 30\%$ .

Il valore massimo della magnitudo momento  $M_w$  in Asti è pari a quello della zona sismogenica 911 "Tortona-Bobbio" che (come riportato nella tab.6 allegata alla classificazione sismica ZS9 riportata nel "Rapporto conclusivo" redatto nell'aprile 2004 per il Dip. Protezione Civile - INGV, dal "Gruppo di Lavoro per la redazione della mappa di pericolosità sismica" prevista dall'ordinanza PCM 3274) è pari ad  $M_w=6,14$ .

Con tali correlazioni ed in funzione della minima profondità della superficie di falda ( $\geq 15 \text{ m}$  sotto al piano cortile), si è calcolato il valore del coeff. di sicurezza alla liquefazione  $F_{liq}$  per i valori  $Vs$  forniti dai sismostrati individuati dallo stendimento MASW: il calcolo è stato condotto per il più sfavorevole valore dell'accelerazione di picco  $a_{max}=0,214 \text{ g}$ .

Come illustrato nell'allegata tabella di calcolo, il sottosuolo non è liquefacibile.



## 8.7. - Degradazione dei parametri geotecnici in conseguenza del sisma atteso

### 8.7.1.- Orizzonti incoerenti

In conseguenza del sisma di progetto, negli orizzonti incoerenti la resistenza al taglio si riduce per l'incremento di pressione interstiziale  $\Delta u$  indotto dal sisma medesimo; il valore di tale incremento può essere stimato in funzione di un coeff. di sicurezza a liquefazione  $F_{liq} > 1,0$  con la relazione:

$$\Delta u = \sigma'_{vo} \times (F_{liq})^{-7}$$

Quindi la perdita di resistenza in condizioni sismiche può essere valutata riferendosi ad un angolo d'attrito  $\phi_{sis}$  di valore ridotto rispetto a quello residuo (cfr.3.1.):

$$\phi_{sis} = \arctan[\tan(\phi_{cv}) \times (1 - (F_{liq})^{-7})]$$

che nel caso in esame, vista la litostratigrafia del sottosuolo, non si discosta dal valore residuo calcolato in assenza di sisma.

### 8.7.2.- Orizzonti coesivi

Come segnalato in precedenza, la sensibilità  $S_t$  degli orizzonti limo-argillosi (cui corrisponde il rapporto tra i valori iniziale e residuo della coesione non drenata) resta inferiore a 2: in base alla classificazione di DAS (riportata in "Advanced soil mech.", ISE 1985) vi corrispondono terreni di sensibilità medio-bassa, non soggetti a collasso in conseguenza del sisma di progetto.

In tali condizioni le sollecitazioni sismiche non indurranno significative diminuzioni della resistenza al taglio disponibile nel corso del sisma medesimo, che nel caso di depositi scarsamente drenanti come quelli limo-argillosi è rappresentata dalla coesione non drenata iniziale  $c_u$ ; infatti, in base a quanto riportato da ROBERTSON 2009, solo per  $S_t > 5$  la coesione si riduce ai valori della coesione residua  $c_r$ .

L'incremento di pressione interstiziale  $\Delta u$  indotto dal sisma si dissipa a breve termine, e non influirà quindi sulla resistenza al taglio drenata dei depositi limo-argillosi che, sul lungo termine ovvero a distanza di tempo dal sisma, resterà di valore inalterato.

## 8.8. - Fattori di pericolosità geologica e sismica

L'area in esame, giace su di un pianalto collinare a debolissima pendenza: 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, al di sotto della coltre superficiale sciolta di 1 m circa, è costituito da limo-argilloso e limo-sabbioso con sparsi ciottoli a comportamento meccanico prevalentemente coesivo, in cui i cedimenti si evolvono lentamente dall'applicazione dei sovraccarichi; oltre i 6 m di profondità, le litologie si presentano prevalentemente ghiaiose, dotate di elevata resistenza geomeccanica ovvero caratterizzate da scarsa compressibilità.

Il territorio comunale è stato ascritto a zona sismica di tipo 3 dall'OPCM n.3274; in base alle NTC 2018 l'accelerazione sismica orizzontale al suolo attesa per un tempo di ritorno  $T_r=475$  anni e con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (ovvero per lo SLV di manufatto con vita di riferimento  $V_R=50$  anni e classe d'uso II) vale  $a_g=0,110$  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 C) e topografiche (categoria T1), per il summenzionato  $T_r=475$  anni l'accelerazione sismica orizzontale massima per lo SLV raggiunge il valore:

$$a_{max} = a_g \times S = 0,110 \text{ g} \times 1,5 = 0,165 \text{ g}$$



## 9.0. – RACCOMANDAZIONI

### 9.1. – Aspetti sismici

L'area di intervento (Ambito Rt5 Ronco), è sub-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 C"; la successione stratigrafica è rappresentata da depositi prevalentemente ghiaiosi in profondità ad 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 = **2,0**
- F.A. SA1 ( $0.1s \leq T_o \leq 0.5s$ ) = **2,1**
- F.A. SA2 ( $0.4s \leq T_o \leq 0.8s$ ) = **1,8**
- F.A. SA3 ( $0.7s \leq T_o \leq 1,1s$ ) = **1,4**
- F.A. SI1 ( $0.1s \leq T_o \leq 0.5s$ ) = **2,1**
- F.A. SI2 ( $0.5s \leq T_o \leq 1.0s$ ) = **1,6**

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

$$a_{\max} = 0,107 \times 2,0 = 0,214 \text{ g}$$

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

$$a_{\max} = a_g \times S = 0,110 \times 1,5 = 0,165 \text{ g}$$

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

Dalla prova Masw considerata per il presente studio è emerso come la frequenza di vibrazione principale del terreno risulti pari a 3.8 Hz.

### 9.2. - Carichi ammissibili di fondazioni dirette superficiali

Si riportano di seguito alcune indicazioni di carattere generale, propedeutiche alla fase progettuale, che dovranno essere approfondite nel corso delle 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;
- 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;

A fronte della mediocre consistenza della coltre superficiale e per tener conto del fenomeno del “rigonfiamento e plasticizzazione” nei periodi umidi e di “ritiro e fessurazione” per essiccamento nei periodi siccitosi sopra citato, il piano di posa delle fondazioni superficiali, dei futuri fabbricati dovrà essere approfondito per almeno 1,2 m al di sotto del piano naturale di campagna.

Ad evitare cedimenti differenziali inammissibili si consiglia, per i futuri fabbricati, la realizzazione di fondazioni dirette continue, perimetrali e trasversali tra loro collegate a costituire un vero e proprio reticolo (evitando fondazioni isolate), con piano di posa a non meno di 1,2 m di profondità dal p.c.

Per il calcolo della capacità portante e del cedimento del terreno di fondazione si farà riferimento ai già menzionati valori caratteristici ed ai seguenti parametri geotecnici:

- $c_u = 1,7 \text{ kg/cm}^2 = 17 \text{ t/m}^2$
- $\phi_{\text{clay}} = 25^\circ$
- $\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$
- $E_{\text{ed}} = 403 \text{ kg/cm}^2 = 4.003 \text{ t/m}^2$

Con le note relazioni di BRINCH-HANSEN (cfr. Annex D dell'EC7 in prEN 1997-1:2004) ed i coefficienti parziali imposti dalle NTC 2018 (cfr. Tab.6.2.II e 6.4.I) , per il terreno coesivo di fondazione su cui poggeranno le fondazioni in progetto risulta:

- sul breve termine ed in presenza del sisma atteso:  
 $q_{\text{amm}} < (S_c \times N_c \times c_k / \gamma_M + \gamma_1 \times D_f) / \gamma_R + q_0$
  - sul lungo termine ed in assenza di sisma:  
 $q_{\text{amm}} < [(\gamma_1 \times D_f \times N_q \times S_q \times I_q + \gamma_2 \times B' / 2 \times N_\gamma \times S_\gamma \times I_\gamma \times z_\gamma - q_0) / \gamma_R] + q_0$
- essendo:
- $\gamma_M$  = fattore parziale riduttivo;
  - $\gamma_R$  = coeff. parziale per la verifica agli stati limite ultimi;
  - $c_k$  = coesione non drenata;
  - $N_c = 5,14$  = coeff. adimensionale di capacità portante per terreni coesivi;
  - $N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \times e^{(\pi \times \text{tg}(\phi))}$ ;  $N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \text{tg}(\phi)$  ove  $\phi$  = angolo d'attrito drenato;
  - $S_c = 1 + 0,2 \times B' / L'$  in condizioni non drenate;
  - $S_q = 1 + B' / L' \times \text{sen}(\phi)$ ;  $S_\gamma = 1 - 0,3 \times B' / L'$ ;
  - $I_c = 0,5 \times [1 + (1 - H / (B' \times L' \times c_k))^{0,5}]$ ;
  - $I_q = (1 - T/N)^{(m)}$ ;  $I_\gamma = (1 - T/N)^{(m+1)}$  ove:  
 $m = (2 + B' / L') / (1 + B' / L')$   
 $T$  = forza orizzontale agente sulla fondazione  
 $N$  = carico verticale agente sulla fondazione;
  - $z_\gamma = [1 - \beta_s \times a_{\text{max}} / \text{tan}(\phi)]^{0,35}$  = coeff. correttivo per l'azione cinematica del terreno (da PAOLUCCI & PECKER, 1997), essendo  $\beta_s = 0,24$  = coeff. di riduzione per sottosuolo tipo C ed  $a_{\text{max}} \leq 0,1g$  (cfr. NTC 2018, Tab.7.11.I);
  - $\gamma_1$  = peso di volume del terreno sopra il piano di posa;
  - $\gamma_2$  = peso di volume del terreno sotto il piano di posa;
  - $D_f$  = incastro di fondazione (dislivello tra piano inferiore di calpestio o piano di campagna, e piano di sedime);
  - $q_0 = \gamma \times D_f$  = pressione corrispondente al terreno di peso di volume  $\gamma$  rimosso dallo scavo di fondazione;
  - $B'$  =  $(B - 2e)$  = 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  $L$ ).

Per una prima valutazione, si sono assunti i seguenti valori:

- $e = 0$  in assenza di apprezzabili eccentricità;

- $T = N \times a \max/g = N \times 0,165$  in condizioni non drenate per manufatti in classe d'uso II, in assenza di altre azioni orizzontali oltre a quelle indotte dal sisma atteso per lo SLV con coeff. di struttura unitario e periodo di vibrazione nullo;
- $T = 0$  in condizioni drenate.

I valori  $\gamma_R$ ,  $c_k$  e  $\varphi$  variano a seconda dell'approccio di cui alle NTC 2008:

- per la combinazione A1+M1+R1:  
 $\gamma_R = 1,0$ ;  $c_k = c_u = 1,2 \text{ kg/cmq}$ ;  $\varphi = \varphi' = 25^\circ$ ;
- per la combinazione A2+M2+R2:  
 $\gamma_R = 1,8$ ;  $c_k = c_u/\gamma_M = c_u/1,4 = 0,85 \text{ kg/cmq}$ ;  
 $\varphi = \arctan[\tan(\varphi')/\gamma_M] = \arctan[\tan(\varphi')/1,25] = 20,4^\circ$ ;
- per la combinazione A1+M1+R3:  
 $\gamma_R = 2,3$ ;  $c_k = c_u = 1,2 \text{ kg/cmq}$ ;  $\varphi = \varphi' = 25^\circ$ .

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

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

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 cedimento differenziale sarà una frazione del cedimento assoluto indotto dai sovraccarichi trasmessi al sottosuolo dalla base di fondazione; il cedimento assoluto indotto dalla consolidazione del terreno di fondazione coesivo limo-argilloso è stato calcolato con la relazione:

$$w = \sum(\Delta H \times \Delta q) / E'$$

ove:

- $\Delta H$  = spessore di ciascun sottostrato in cui si suddividono gli strati compressibili;
- $\Delta q$  = incremento di pressione verticale indotto al centro di ciascun strato considerato dal sovraccarico di fondazione  $q$ , valutato con la teoria di BOUSSINESQ;
- $E'$  = modulo edometrico di ciascuno strato considerato.

Con i parametri e le relazioni summenzionate si è quindi calcolato, sia in presenza che in assenza di sisma, il valore del carico unitario ammissibile  $q = q_{amm}$  alla base della fondazione considerata e del corrispondente carico assiale  $N$  tali da indurre, al tetto di ciascuno degli strati in cui si è suddiviso il sottosuolo indagato, incrementi di pressione verticale (valutati con Boussinesq) per ognuno dei quali risulta un coeff. di sicurezza  $F_s = q_{lim}/(q_{amm} - q_0) > 1,0$ .

Si è quindi calcolato il cedimento indotto nel sottosuolo da tale carico ammissibile: i risultati sono illustrati nelle tabelle allegate per le combinazioni A1+M1+R1, A2+M2+R2 ed **A1+M1+R3, sia in presenza che in assenza di sisma.**

Come riportato nella tabella riassuntiva allegata in calce alla presente, sul breve termine ed in presenza di sisma (ovvero in condizioni non drenate) risulta:

- in conformità alla combinazione A1+M1+R1:  
 $q_{amm} \leq 81,3 \text{ t/mq}$  da cui:  
 $65 \leq N \leq 130$  tonn per metro lineare di fondazione  
cedimento assoluto:  $w = 29 \text{ mm}$
- in conformità alla combinazione A2+M2+R2:  
 $q_{amm} \leq 33,8 \text{ t/mq}$  da cui:  
 $27 \leq N \leq 54$  tonn per metro lineare di fondazione  
cedimento assoluto:  $w = 11 \text{ mm}$
- in conformità alla combinazione A1+M1+R3:  
 $q_{amm} \leq 37,5 \text{ t/mq}$  da cui:  
 $30 \leq N \leq 58$  tonn per metro lineare di fondazione  
cedimento assoluto:  $w = 13 \text{ mm}$

mentre sul lungo termine ed in assenza di sisma (cioè in condizioni drenate) risulta:



- in conformità alla combinazione A1+M1+R1:  
28,8 <= qamm <= 35,6 t/mq da cui:  
23 <= N <= 57 tonn per metro lineare di fondazione  
cedimento assoluto: 10 <= w <= 12 mm
- in conformità alla combinazione A2+M2+R2:  
11,3 <= qamm <= 12,5 t/mq da cui:  
9,0 <= N <= 20 tonn per metro lineare di fondazione  
cedimento assoluto: 3 <= w = 4 mm
- in conformità alla combinazione A1+M1+R3:  
13,8 <= qamm <= 16,9 t/mq da cui:  
11 <= N <= 27 tonn per metro lineare di fondazione  
cedimento assoluto: 4 <= w = 5 mm

Il coeff. di sottofondo o di Winkler resta pari al valore  $K_b = 2,76 \text{ kg/cm}^3$ .

Per la verifica della sicurezza allo scorrimento sul terreno di fondazione limoso dotato di coesione non drenata  $c_u=17 \text{ t/mq}$  e di angolo d'attrito drenato pari a  $\phi_{\text{clay}}=25^\circ$ , si farà riferimento alle seguenti resistenze al taglio:

- in condizioni non drenate, ai sensi del paragr.6.5.3 dell'EC7:
  - per la combinazione A1+M1+R1:  
 $S_d = A' \times c_u/\gamma_M/\gamma_R = A' \times 17/1,0/1,0 = A' \times 17 \text{ t/mq}$
  - per la combinazione A2+M2+R2:  
 $S_d = A' \times c_u/\gamma_M/\gamma_R = A' \times 12/1,4/1,1 = A' \times 11,03 \text{ t/mq}$
  - per la combinazione A1+M1+R3:  
 $S_d = A' \times c_u/\gamma_M/\gamma_R = A' \times 12/1,0/1,1 = A' \times 15,4 \text{ t/mq}$
- in condizioni drenate, ai sensi del D.M.14/01/18:
  - per la combinazione A1+M1+R1:  
 $S_d = N' \times [\tan(\phi)/\gamma_M]/\gamma_R = N' \times [\tan(25^\circ)/1,0]/1,0 = N' \times 0,46$
  - per la combinazione A2+M2+R2:  
 $S_d = N' \times [\tan(\phi)/\gamma_M]/\gamma_R = N' \times [\tan(25^\circ)/1,25]/1,1 = N' \times 0,34$
  - per la combinazione A1+M1+R3:  
 $S_d = N' \times [\tan(\phi)/\gamma_M]/\gamma_R = N' \times [\tan(25^\circ)/1,0]/1,1 = N' \times 0,42$

essendo  $N'$  il carico verticale trasmesso sull'area efficace della base di fondazione (di ampiezza pari a  $B-2e$ ),  $\gamma_M$  i coeff. di sicurezza parziali di Tab.6.2.II. delle NTC 2018 e  $\gamma_R$  i coeff. di sicurezza parziali di Tab.6.4.I. delle NTC medesime.

Ad evitare il rammollimento del terreno argilloso di fondazione, il piano di posa dovrà essere protetto con la stesa di strato di cls magro; si dovrà altresì adottare ogni accorgimento atto ad evitare l'infiltrazione di acque di qualsiasi origine nel sottosuolo: a tale scopo si eviterà l'interrimento dei pluviali i cui afflussi (così come quelli intercettati da eventuali dreni), saranno convogliati a valle e lungi dall'area edificando, a mezzo di cunette superficiali o tubazioni in pvc a perfetta tenuta.

### 9.3. - Fronti di scavo e spinta delle terre

Nel caso di piani del tutto interrati per le future costruzioni, 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, il fronte medesimo dovrebbe almeno essere profilato con inclinazione non superiore al valore min dell'angolo d'attrito drenato del materiale, od in alternativa, che venga sostenuto con opere provvisoriale.

Per la sicurezza del personale sarà opportuno che i fianchi di scavo siano profilati con un'inclinazione  $\beta \leq 25^\circ$ ; con tale valore viene infatti rispettato il coeff. di sicurezza imposto dal comma 6.8. delle NTC 2018:

$$F = [\tan(\phi')/1,25]/\tan(\beta)/R2 = [\tan(27^\circ)/1,25/\tan(25^\circ)/1,1 > 1,0$$

considerando  $\phi' \approx 27^\circ$  l'angolo d'attrito di picco attribuibile alla coltre ed  $R2=1,1$  il coeff. parziale per le verifiche di sicurezza di fronti di scavo e di opere in terreni sciolti.

La spinta agente sulle opere di sostegno dei fronti profilati con inclinazione subverticale sarà cautelativamente valutata in funzione delle caratteristiche geotecniche più sfavorevoli attribuibili alla coltre limo-argillosa e limo-sabbiosa superficiale:

- $\gamma = 2,0$  t/mc = peso di volume naturale
- $\phi'r = 25^\circ$  = angolo d'attrito drenato o residuo

tenendo altresì conto anche della spinta indotta dall'acqua che potrebbe infiltrarsi a saturare la coltre limosa superficiale.

La spinta agente su muri di sostegno dei fronti profilati con inclinazione contenuta in meno di  $25^\circ$  può essere invece valutata in funzione delle caratteristiche geotecniche del rinterro che sarà steso sui fronti medesimi; questo sarà preferibilmente realizzato 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:

- $\gamma = 1,8$  t/mc = peso di volume naturale
- $\phi' = 32^\circ$  = 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.

Nelle condizioni sismiche, la spinta agente sui muri di sostegno lungo le rampe di piani interrati sarà valutata in funzione del coeff. di spinta attiva:

$$K_a = (1 - \sin 25^\circ) / (1 + \sin 25^\circ) = 0,408$$

La spinta agente sui muri laterali dovrà invece essere valutata in funzione della spinta a riposo  $K_0$  calcolato in funzione di  $\phi' = 25^\circ$  secondo la formula:

$$K_0 = (1 - \sin 27^\circ) = 0,42$$

L'incremento dinamico in occasione del sisma vale:  $\Delta P_d = a \times S \times \gamma \times H^2$  essendo  $a \times S = 0,0625g$  con punto di applicazione a metà dell'altezza del muro.

Al coefficiente d'attrito agente alla base dei muri di sostegno laterali della rampa delle rampe di accesso ai piani interrati, può essere cautelativamente attribuito il valore (empiricamente suggerito da TERZAGHI per piano di sedime costituito su terreni ricchi di fino limo-argilloso):  $f = 0,35$ .

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.

In conclusione, l'area in esame (AMBITO Rt5 RONCO), si presenta del tutto stabile e non presenta controindicazioni di carattere geologico di alcun genere per la destinazione d'uso prevista dalla normativa vigente né sussistono rischi in relazione a possibili "effetti di sito" per quanto concerne la valutazione della "pericolosità sismica".

FARINI (PC), 11 luglio 2023

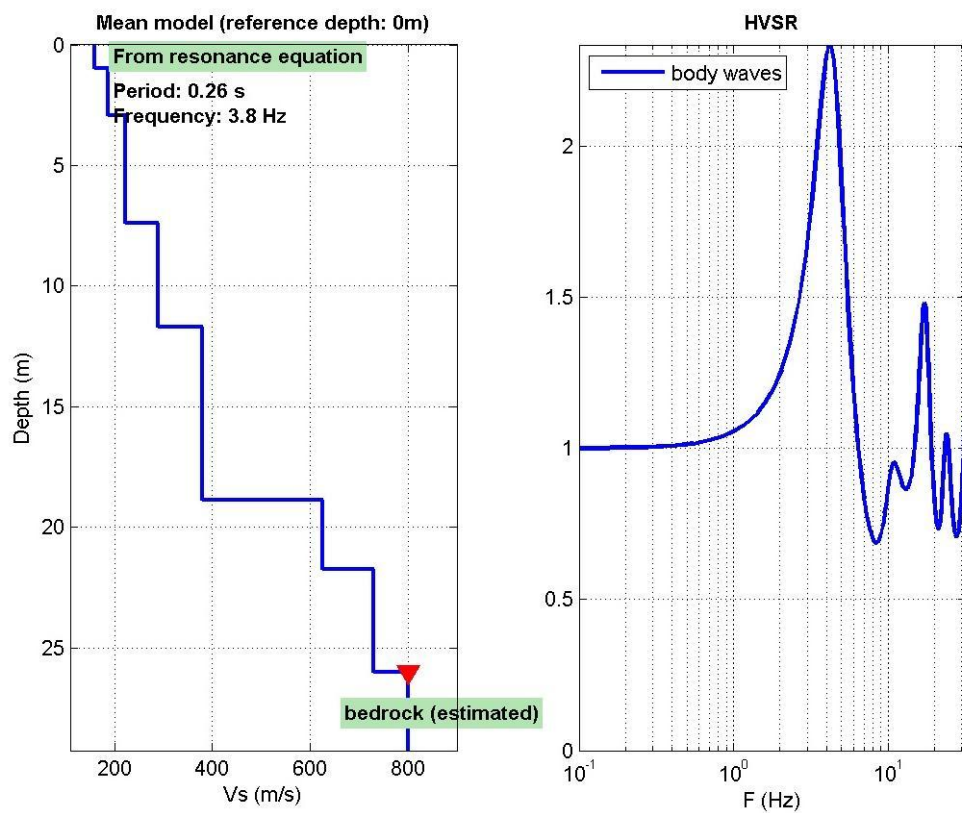
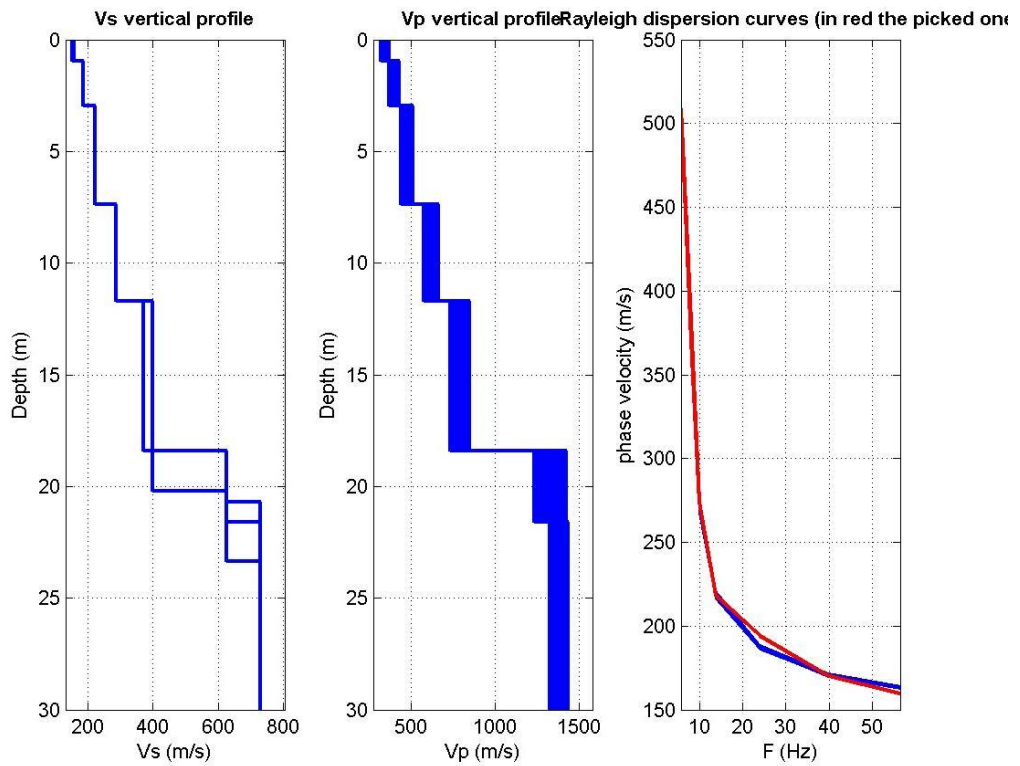
Dott. Geol. Archilli Mario

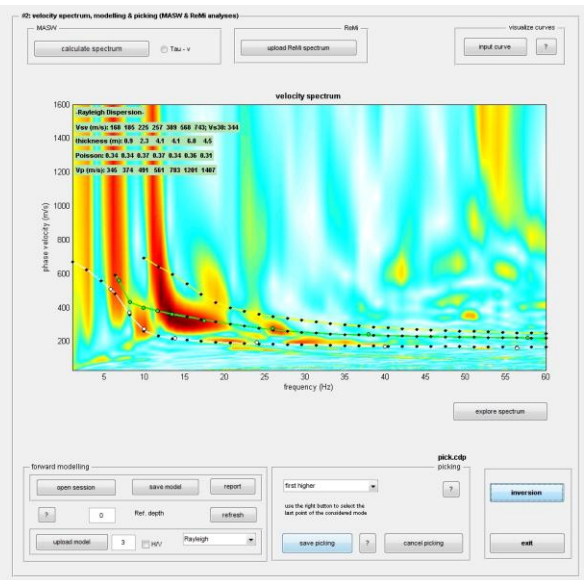
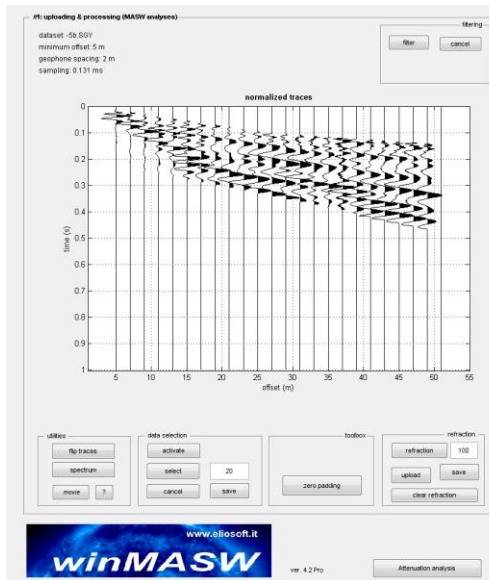
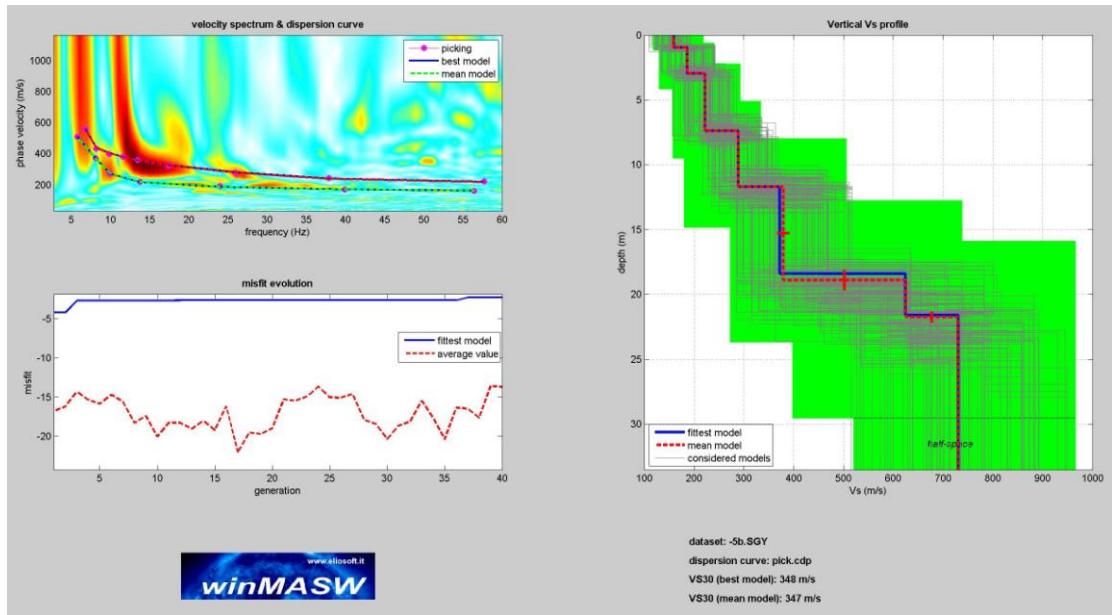




# RAPPORTO SULLO STENDIMENTO MASW

(da studio precedente in area contermina)





## PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT (da studio precedente in area contermine)

### PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT - PARAMETRI GEOTECNICI

#### Simboli:

qc = resistenza unitaria alla punta

qt >= qc = qc + u2 x (1+a) = resistenza corretta in funzione della pressione interstiziale u2

fs = resistenza unitaria laterale

Rf = 100 x fs/qc

uo = pressione idrostatica; Pa = pressione atmosferica

peso di volume totale:  $\gamma = 0,27 \times \log(Rf) + 0,36 \times \log(qt/Pa) + 1,236$  (GREGG, 2010)

carico geostatico totale:  $\sigma_{vo} = \gamma \times z$  alla profondità z

carico geostatico effettivo:  $\sigma'_{vo} = \gamma \times z - uo$  a profondità z > livello di falda

$Qt1 = (qt - \sigma'_{vo}) / (\sigma'_{vo})$

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

$Ic = (3,47 - \log Qt1)^2 + (1,22 + \log Fr)^2)^{0,5}$  (ROBERTSON, 2012)

$Qtn = [(qt - \sigma'_{vo}) / Pa] / (Pa / \sigma'_{vo})^n$  ove  $n = 0,381 Ic + 0,05 (\sigma'_{vo} / Pa) - 0,15 \leq 1,0$  (ROBERTSON, 2012)

$Qtn\ CS = Kc \times Qtn$  ove  $Kc = f(Ic)$  = resistenza equivalente per sabbie pulite (ROBERTSON 1998, 2012)

$N60 = qt / Pa / 10^{(1,1268 - 0,2817 Ic)}$  = 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  $E' = 0,015 \times (qt - \sigma'_{vo}) \times 10^{(0,55 Ic + 0,68)}$  (ROBERTSON, 2012)

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

coesione non drenata:  $cu = (qt - \sigma'_{vo}) / Nk$  ove  $Nk = 10,5 + 7 \times \log(Fr)$  (ROBERTSON, 2012)

angolo d'attrito di picco:  $\phi_p = \arcsin(2 \times cu / (\sigma'_{vo} \times OCR^{0,8}))$  (rif. MAYNE 2001)

sensibilità:  $St = cu / cu_r = 7 / Fr$  ove  $cu_r$  = coesione non drenata residua (GREGG, 2010)

grado di sovraconsolidazione:  $OCR = 0,25 \times (Qt1)^{1,2}$  (CSSM in Robertson 2012)

tutti i terreni:

modulo edometrico:  $Eed = \alpha M \times (qt - \sigma'_{vo})$  ove:

$\alpha M = 14$  se  $Ic > 2,2$ ,  $Qtn > 14$ ;  $\alpha M = Qtn$  se  $Ic > 2,2$ ,  $Qtn < 14$ ;  $\alpha M = 0,03 \times 10^{(0,55 Ic + 1,68)}$  se  $Ic < 2,2$  (ROBERTSON, 2012)

modulo di taglio a piccole deformazioni:  $Go = 0,0188 \times (qt - \sigma'_{vo}) \times 10^{(0,55 Ic + 1,68)}$  (ROBERTSON, 2012)

coeff. di permeabilità:  $K$  (m/s) =  $10^{(0,952 - 3,04 Ic)}$  se  $1 < Ic < 3,27$ ;  $K = 10^{(-4,52 - 1,37 Ic)}$  se  $3,27 < Ic < 4$  (GREGG, 2010)

velocità onde di taglio:  $Vs$  (m/s) =  $(10^{(0,55 Ic + 1,68)} \times Qtn)^{0,5}$  (ROBERTSON, 2012)

#### Classificazione di ROBERTSON

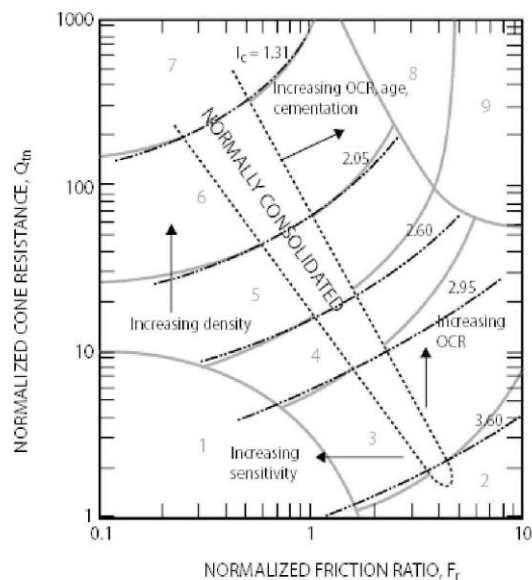
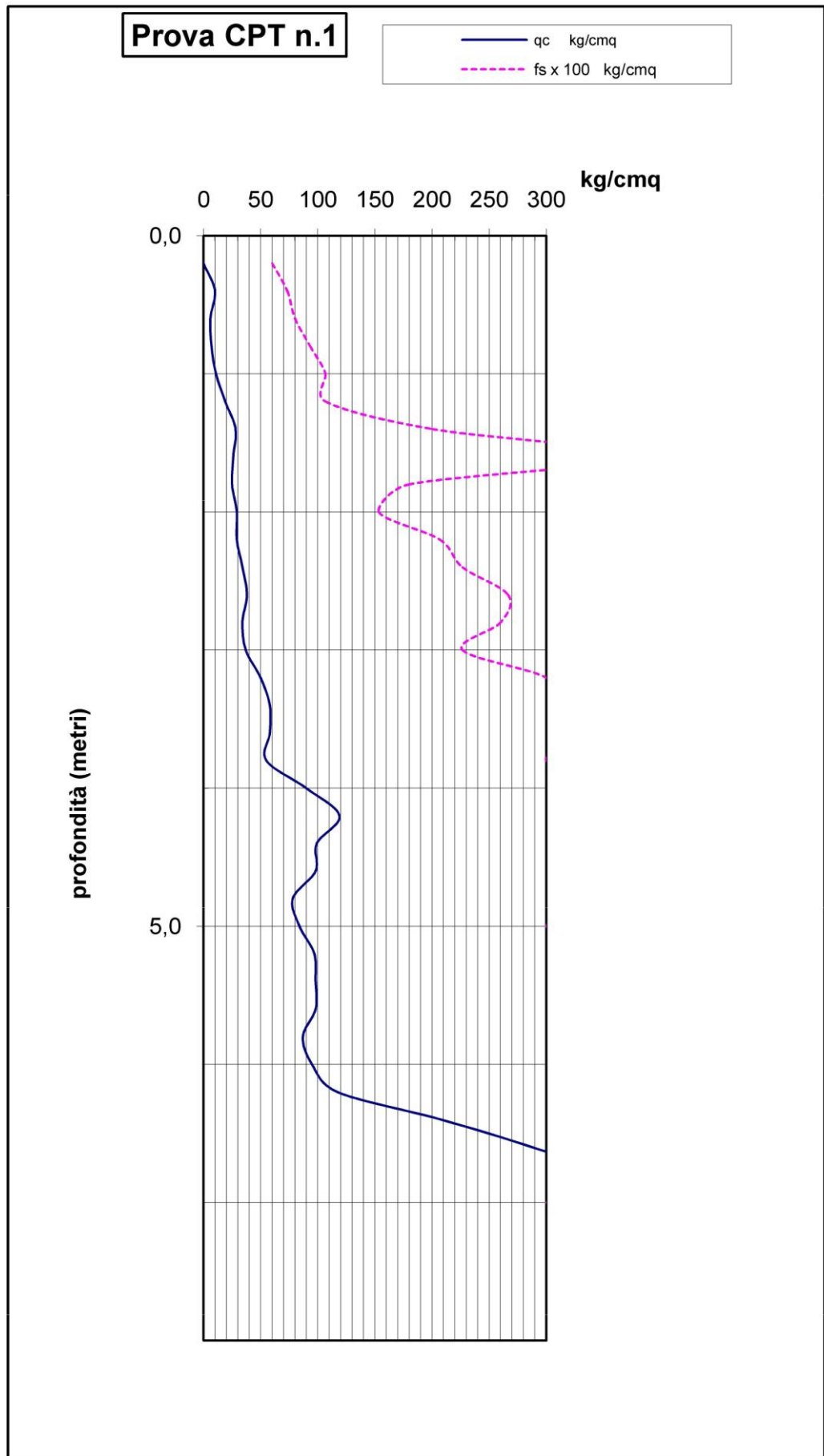


Fig. 1. SBT chart based on normalized CPT parameters (modified from Robertson 1990)





- parametri geotecnici locali -  
profondità superficie piezometrica: metri >15,0

CPT n.1

profondità m	qc kg/cm²	fs kg/cm²	Rf = 100xfs/qc	γ t/mc	uo t/mc	σvo' kg/cm²	σvo kg/cm²	Qt1 -	Fr %	lc -	N60 colpi/30 cm	n	Qtn -	Kc -	QmCS -	Dr %	φp °	ocv °	Nk -	cu kg/cm²	φ clay °	SI cu/cu.r	OCR -	αM -	Eed kg/cm²	Go kg/cm²	E' kg/cm²	K m/s	Vs m/s
0,20																													
0,40	10	0,73	7,3	1,8	0,00	0,02	0,02	546	7,3	2,2	3,1	0,69	160	1,7	271	68	42	≈30,2					14	140	148	118		≈1,7E-06	89
0,60	6	0,80	13,3	1,8	0,00	0,05	0,05	109	13,5	2,8	2,7	0,90	81	4,4	358				18,4	0,32	≈23	0,5	68	14	83	175		≈3,8E-08	96
0,80	7	0,93	13,3	1,8	0,00	0,09	0,09	78	13,5	2,8	3,3	0,94	65	5,1	332				18,4	0,38	≈23	0,5	45	14	97	228		≈2,1E-08	110
1,00	11	1,07	9,7	1,9	0,00	0,13	0,13	85	9,8	2,7	4,7	0,88	67	10,0	665				17,4	0,62	≈25	0,7	51	14	152	298		≈5,7E-08	126
1,20	19	1,07	5,6	1,9	0,00	0,17	0,17	113	5,7	2,4	6,9	0,78	77	2,4	187	47	38	≈29,2					14	264	367	293		≈3,7E-07	140
1,40	28	2,00	7,1	2,0	0,00	0,21	0,21	135	7,2	2,5	10,4	0,80	99	2,6	260	53	40	≈28,2					14	389	572	456		≈2,8E-07	174
1,60	26	3,80	14,6	2,1	0,00	0,25	0,25	105	14,8	2,8	11,9	0,93	95	4,7	448				16,7	1,38	≈23	0,5	66	14	361	798		≈2,9E-08	206
1,80	25	1,80	7,2	2,0	0,00	0,29	0,29	86	7,3	2,6	10,0	0,85	72	4,9	354	45	38	≈24,5					14	346	588	469		≈1,2E-07	177
2,00	29	1,53	5,3	2,0	0,00	0,33	0,33	88	5,3	2,5	10,8	0,81	71	2,6	188	45	38	≈28,8					14	401	592	472		≈2,7E-07	177
2,20	29	2,07	7,1	2,0	0,00	0,36	0,36	78	7,2	2,6	11,8	0,86	68	5,7	388				16,5	1,73	≈26	1,0	47	14	401	700		≈1,1E-07	193
2,40	34	2,27	6,7	2,0	0,00	0,40	0,40	83	6,7	2,6	13,4	0,85	72	4,5	322	45	38	≈25,2					14	470	783	625		≈1,4E-07	204
2,60	38	2,67	7,0	2,0	0,00	0,45	0,45	84	7,1	2,6	15,2	0,86	75	4,9	365	46	38	≈24,5					14	526	891	711		≈1,3E-07	218
2,80	34	2,60	7,6	2,0	0,00	0,49	0,49	69	7,8	2,7	14,3	0,89	64	8,3	528				16,7	2,00	≈25	0,9	40	14	469	883		≈7,0E-08	217
3,00	37	2,27	6,1	2,0	0,00	0,53	0,53	69	6,2	2,6	14,8	0,86	63	5,1	322	43	37	≈24,6					14	511	872	696		≈1,2E-07	215
3,20	50	3,00	6,0	2,1	0,00	0,57	0,57	87	6,1	2,5	19,1	0,84	80	3,2	255	48	39	≈27,3					14	692	1062	864		≈2,0E-07	240
3,40	58	3,07	5,3	2,1	0,00	0,61	0,61	94	5,3	2,5	21,3	0,82	86	2,6	220	50	39	≈26,7					14	803	1158	924		≈3,1E-07	248
3,60	58	3,59	6,1	2,1	0,00	0,65	0,65	88	6,2	2,5	22,2	0,84	83	3,3	268	49	39	≈27,1					14	803	1259	1004		≈1,9E-07	259
3,80	55	3,00	5,5	2,1	0,00	0,69	0,69	79	5,5	2,5	21,0	0,84	74	3,1	231	46	38	≈27,6					14	760	1183	944		≈2,0E-07	251
4,00	90	3,87	4,3	2,1	0,00	0,73	0,73	122	4,3	2,3	30,2	0,77	113	2,0	227	57	40	≈29,8					14	1250	1509	1204		≈8,2E-07	283
4,20	119	3,93	3,3	2,1	0,00	0,78	0,78	153	3,3	2,2	36,2	0,71	142	1,6	225	64	41	≈30,9					22	2636	1652	1318		≈2,3E-06	296
4,40	99	3,73	3,8	2,1	0,00	0,82	0,82	120	3,8	2,3	32,3	0,76	114	1,9	214	57	40	≈30,2					14	1375	1575	1256		≈1,1E-06	289
4,60	98	3,73	3,8	2,1	0,00	0,86	0,86	113	3,8	2,3	32,4	0,77	109	1,9	211	56	40	≈30,1					14	1360	1598	1275		≈9,5E-07	292
4,80	78	3,60	4,6	2,1	0,00	0,90	0,90	85	4,7	2,4	26,3	0,82	84	2,5	207	49	39	≈29,0					14	1079	1517	1211		≈3,5E-07	284
5,00	84	3,00	3,6	2,1	0,00	0,94	0,94	88	3,6	2,3	26,7	0,79	87	2,1	182	50	39	≈30,0					14	1163	1452	1158		≈6,6E-07	278
5,20	97	3,93	4,1	2,1	0,00	0,99	0,99	97	4,1	2,4	33,4	0,80	97	2,1	208	53	39	≈29,6					14	1344	1708	1363		≈6,2E-07	301
5,40	98	4,07	4,1	2,1	0,00	1,03	1,03	94	4,2	2,4	34,1	0,81	95	2,2	209	52	39	≈29,5					14	1358	1762	1406		≈5,5E-07	306
5,60	98	4,27	4,4	2,1	0,00	1,07	1,07	91	4,4	2,4	34,7	0,82	92	2,3	212	51	39	≈29,2					14	1357	1823	1455		≈4,5E-07	311
5,80	87	4,13	4,8	2,1	0,00	1,11	1,11	77	4,8	2,5	32,3	0,85	78	2,6	207	47	38	≈28,6					14	1202	1774	1416		≈2,7E-07	307
6,00	95	4,80	5,1	2,1	0,00	1,16	1,16	81	5,1	2,5	35,5	0,85	83	2,7	222	49	39	≈28,4					14	1314	1955	1560		≈2,6E-07	322
6,20	117	7,80	6,7	2,2	0,00	1,20	1,20	97	6,7	2,5	45,1	0,87	99	3,4	338	53	40	≈26,4					14	1621	2567	2048		≈1,8E-07	369
6,40	208	6,20	3,0	2,2	0,00	1,24	1,24	166	3,0	2,1	60,9	0,71	177	1,5	260	71	42	≈31,0					21	4280	2682	2140		≈3,5E-06	378
6,60	288	7,40	2,6	2,2	0,00	1,29	1,29	223	2,6	2,0	77,7	0,67	242	1,3	309	83	44	≈31,3					18	5056	3168	2528		≈8,5E-06	411
6,80	355	9,53	2,7	2,3	0,00	1,33	1,33	266	2,7	2,0	94,2	0,66	293	1,2	364	91	45	≈31,0					17	6032	3780	3016		≈1,0E-05	448
7,00	348	3,00	0,9	2,1	0,00	1,38	1,38	252	0,9	1,6	72,2	0,52	294	1,0	284	92	45	≈32,5					11	3659	2293	1830		≈1,5E-04	349

## - parametri geotecnici medi -

profondità superficie piezometrica: metri &gt;15,0

## PROVA CPT n.1

profondità da m	qc kg/cm <sup>2</sup>	fs kg/cm <sup>2</sup>	lc	granulometria (cfr. ROBERTSON 1990)	comportamento prevalente	spessore m	qc kg/cm <sup>2</sup>	fs kg/cm <sup>2</sup>	N60 colpi/30 cm	Dr %	wp °	φcv °	cu kg/cm <sup>2</sup>	φ clay °	St	OCR cu/cu r	Eed kg/cm <sup>2</sup>	Go kg/cm <sup>2</sup>	E' kg/cm <sup>2</sup>	k m/s	Vs m/s	
0,2			-																			
0,4	10	0,73	2,2	terre cementate o n.d.																		
0,6	6	0,80	2,8	terre cementate o n.d.																		
0,8	7	0,93	2,8	terre cementate o n.d.																		
1,0	11	1,07	2,7	terre cementate o n.d.	coesivo	0,8	9	0,70	3				0,44	≈24	0,58	55	118	212		≈4,5E-07	105	
1,2	19	1,07	2,4	terre cementate o n.d.																		
1,4	28	2,00	2,5	terre cementate o n.d.																		
1,6	26	3,80	2,8	terre cementate o n.d.																		
1,8	25	1,80	2,6	terre cementate o n.d.																		
2,0	29	1,53	2,5	limi sabbiosi																		
2,2	29	2,07	2,6	terre cementate o n.d.																		
2,4	34	2,27	2,6	terre cementate o n.d.																		
2,6	38	2,67	2,6	terre cementate o n.d.																		
2,8	34	2,60	2,7	terre cementate o n.d.	misto	1,8	29	2,20	12	47	38	26,8	1,71	≈25		51	403	686	504	≈1,7E-07	190	
3,0	37	2,27	2,6	limi sabbiosi																		
3,2	50	3,00	2,5	terre cementate o n.d.																		
3,4	58	3,07	2,5	terre cementate o n.d.																		
3,6	58	3,53	2,5	terre cementate o n.d.																		
3,8	55	3,00	2,5	limi sabbiosi																		
4,0	90	3,87	2,3	terre cementate o n.d.																		
4,2	119	3,93	2,2	terre cementate o n.d.																		
4,4	99	3,73	2,3	limi sabbiosi																		
4,6	98	3,73	2,3	limi sabbiosi																		
4,8	78	3,60	2,4	limi sabbiosi																		
5,0	84	3,00	2,3	limi sabbiosi																		
5,2	97	3,93	2,4	limi sabbiosi																		
5,4	98	4,07	2,4	limi sabbiosi																		
5,6	98	4,27	2,4	limi sabbiosi																		
5,8	87	4,13	2,5	limi sabbiosi																		
6,0	95	4,80	2,5	limi sabbiosi	incoerente	3,2	81	3,62	29	51	39	28,8					1188	1492	1191	≈5,9E-07	280	
6,2	117	7,80	2,5	terre cementate o n.d.																		
6,4	208	6,20	2,1	limi sabbiosi																		
6,6	288	7,40	2,0	sabbie																		
6,8	355	9,53	2,0	sabbie																		
7,0	348	3,00	1,6	sabbie	incoerente	1,0	263	6,79	70	78	43	30,4					4130	2898	2312	≈3,4E-05	391	



**Carico ammissibile alla base di fondazioni continue per lo SLV su sedime limo-argilloso**

Categoria di sottosuolo = **C**      vita di riferimento: VR = 50 anni

Tipo di approccio	B	L	Df	e	H2O	g	g1	g2	cu	f'	gM	Nc	Na	Ng	Sc	Sq	Sg	a max	lc	lq	Ig	bs	Zg	qo = f(Df)	q lim	q am	N	Fs	z	qs = f(Df+z)	Eed	w	Kb		
m	m	m	m	m	m	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc	l/mc
A1+M1+R1	0.8	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	0.0	0.165	0.98	0.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	10	87.0	81.3	65.0	1.10	0.0	2.3	4003	29	2.76	
	0.8	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	1.0	0.000	0.00	1.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	10	29.4	28.8	23.0	1.11	0.0	2.3	4003	10	2.76	
	1.0	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	0.0	0.165	0.98	0.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	10	87.4	80.0	80.0	1.12	0.0	2.3	4003	28	2.76	
	1.0	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	1.0	0.000	0.00	1.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	10	31.2	30.0	30.0	1.13	0.0	2.3	4003	10	2.76	
	1.2	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	0.0	0.165	0.98	0.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	10	87.7	81.7	98.0	1.10	0.0	2.3	4003	29	2.76	
	1.2	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	1.1	0.000	0.00	1.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	10	33.0	31.7	36.0	1.12	0.0	2.3	4003	11	2.76	
	1.4	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	0.0	0.165	0.98	0.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	10	88.0	82.1	115.0	1.10	0.0	2.3	4003	29	2.76	
	1.4	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	1.1	0.000	0.00	1.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	10	34.8	33.6	47.0	1.11	0.0	2.3	4003	11	2.76	
	1.6	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	0.0	0.165	0.98	0.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	10	88.4	81.3	130.0	1.12	0.0	2.3	4003	29	2.76	
	1.6	<=10	1.2	0.0	>15	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	1.1	0.000	0.00	1.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	10	36.6	35.6	57.0	1.10	0.0	2.3	4003	12	2.76	
A2+M2+R2	0.8	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	0.0	0.165	0.99	0.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	18	34.8	33.8	27.0	1.11	0.0	2.3	4003	11	2.76	
	0.8	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	1.0	0.000	0.00	1.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	18	9.2	11.3	9.0	1.02	0.0	2.3	4003	3	2.76	
	1.0	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	0.0	0.165	0.99	0.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	18	35.0	34.0	34.0	1.11	0.0	2.3	4003	11	2.76	
	1.0	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	1.0	0.000	0.00	1.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	18	9.7	11.0	11.0	1.11	0.0	2.3	4003	3	2.76	
	1.2	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	0.0	0.165	0.99	0.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	18	35.1	33.3	40.0	1.13	0.0	2.3	4003	11	2.76	
	1.2	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	1.0	0.000	0.00	1.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	18	10.1	11.7	14.0	1.08	0.0	2.3	4003	3	2.76	
	1.4	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	0.0	0.165	0.99	0.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	18	35.2	34.3	48.0	1.10	0.0	2.3	4003	12	2.76	
	1.4	<=10	1.2	0.0	>15	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	1.0	0.000	0.00	1.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	18	10.6	12.1	17.0	1.07	0.0	2.3	4003	4	2.76	
	1.6	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	0.0	0.165	0.99	0.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	18	35.4	33.8	54.0	1.12	0.0	2.3	4003	11	2.76	
	1.6	<=10	1.2	0.0	>15	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	1.1	0.000	0.00	1.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	18	11.1	12.5	20.0	1.08	0.0	2.3	4003	4	2.76	
A1+M1+R3	0.8	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	0.0	0.165	0.99	0.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	2.3	38.2	37.5	30.0	1.09	0.0	2.3	4003	13	2.76	
	0.8	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	1.0	0.000	0.00	1.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	2.3	12.8	13.8	11.0	1.11	0.0	2.3	4003	4	2.76	
	1.0	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	0.0	0.165	0.99	0.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	2.3	38.4	37.0	37.0	1.11	0.0	2.3	4003	13	2.76	
	1.0	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	1.0	0.000	0.00	1.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	2.3	13.6	15.0	15.0	1.07	0.0	2.3	4003	5	2.76	
	1.2	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	0.0	0.165	0.99	0.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	2.3	38.6	36.7	44.0	1.12	0.0	2.3	4003	12	2.76	
	1.2	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	1.1	0.000	0.00	1.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	2.3	14.4	15.8	19.0	1.06	0.0	2.3	4003	5	2.76	
	1.4	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	0.0	0.165	0.99	0.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	2.3	38.7	37.1	52.0	1.11	0.0	2.3	4003	13	2.76	
	1.4	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	1.1	0.000	0.00	1.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	2.3	15.1	16.4	23.0	1.07	0.0	2.3	4003	5	2.76	
	1.6	<=10	1.2	0.0	>15.0	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	0.0	0.165	0.99	0.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	2.3	38.9	36.3	58.0	1.14	0.0	2.3	4003	12	2.76	
	1.6	<=10	1.2	0.0	>15	1.9	1.9	1.9	17.0	0	1.0	5.14	0	1.0	0.00	1.1	0.000	0.00	1.00	1.00	0.00	0.24	0.00	2.3	2.3	15.9	16.9	27.0	1.09	0.0	2.3	4003	5	2.76	

**Simboli:** B, L = dimensioni geometriche di base fondazione; Df = incastrato di fondazione = minimo dislivello tra piano inferiore di calpestio e piano di sedime  
e = eccentricità; g1 = peso di volume del terreno sul piano di posa; g2 = peso di volume del terreno sotto il piano di posa  
f' = angolo d'attrito operativo del terreno di fondazione; cu = coesione non drenata del terreno di fondazione  
a max = a x S = accelerazione sismica orizzontale di picco per lo SLV (10% di probabilità di superamento in 50 anni)  
B' = B-2e = larghezza efficace di base fondazione; qo = g x Df      Nc = 5.14; Sc = 1+0.2\*B'/L; Nq, Ng, Sq, Sg = f(tan f'); lc, lq, Ig = f(a max); zg = f(kh, f) essendo kh = f(bs) = coeff. riduttivo in NTC 2008, Tab.7.111)  
q lim = (g1 x Df + Nq x Sq x lq + 0.5 x g2 x B' x Ng x Sg x Ig x Zg - qo)/gR = carico unitario limite f(arctan(tan f' Ig M)); gRf  
q lim = f(cu/gM) = cu/gM x Nc x Sc x lq/gR = carico unitario limite f(cu/gM); gRf  
N = carico assiale ammissibile sul piano di sedime al loro dei coeff. di sicurezza parziali  
q am = N/B' = carico unitario trasmesso sul piano di sedime  
Fs = q lim/(q am - qp) = coeff. di sicurezza a rottura      z = profondità pavimento interrato      qs = g x (z + Df)  
Kb = (q am - qp)/w = coeff. di sottofondo o di Winkler      w = (q am - qp) x 1.45 x B'/Eed = cedimento edometrico fino a profondità pari a 3xB' dal piano di posa (cfr. BOUSSINESQ)  
Eed = modulo edometrico ≈ 100 x cu. cfr. SKEMPTON